

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

**COMPORTAMENTO DE PILARES MISTOS, COM ÊNFASE
NA ZONA DE INTRODUÇÃO DE CARGAS**

ÉDINTON CHARTUNI MANTOVANI

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção
do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas

ORIENTADOR: PROF. DR. GÍLSON QUEIROZ

Belo Horizonte
Março de 2006

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"COMPORTAMENTO DE PILARES MISTOS, COM ÊNFASE NA
ZONA DE INTRODUÇÃO DE CARGAS"**

Edinton Chartuni Mantovani

Dissertação apresentada ao Programa 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 "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

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

Prof. Dr. José Marcio Fonseca Calixto
DEES-UFMG

Prof. Dr. Maximiliano Malite
EESC - USP

Belo Horizonte, 31 de março de 2006

Aos meus filhos, Alexandre e Eduardo,
aos meus pais e irmãos,
e à Simone.

AGRADECIMENTOS

- A DEUS, pela presença contínua do Espírito Santo.
- Ao meu saudoso Pai e a minha Mãe pelos exemplos de vida.
- Aos meus filhos Alexandre e Eduardo (Dudu) por simplesmente existirem e, especialmente, ao Dudu pela alegria da convivência diária no período do mestrado.
- Aos queridos Leonardo e Luciana e ao Sr. José Moreira pela compreensão.
- À querida Simone por tanta paciência e compreensão.
- Aos meus queridos irmãos, representados pelo Evandro e pela Eveline, pelo apoio incondicional nos momentos mais importantes, sem os quais, seria impossível este trabalho.
- Ao amigo e cunhado Antonio de Pádua pela ajuda inestimável.
- Ao meu orientador, Professor Dr. Gilson Queiroz, pela atenção, compreensão, apoio, amizade, confiança e pelos valiosos conhecimentos transmitidos.
- À Luciana Chaves, que me muito me ajudou indiretamente através do seu competente trabalho de dissertação, que me serviu de base e orientação.
- Ao pessoal da administração e secretaria do DEES, representados pela Lucíola, Maria Inês, Patrícia, Renata e Fátima, pela simpatia e atenção em todos os momentos, além do inestimável apoio recebido em todo o período do mestrado.
- Ao pessoal do LAMEC e LAEES, representados por Marcelo, Eliezer, Odécio, Gisele, Erik, Geraldo, Hildebrando, Frederico, dentre outros que, de uma forma ou de outra, proporcionaram-me ajuda e suporte para a execução dos processamentos numéricos e dos ensaios experimentais da dissertação.
- Aos colegas e amigos de mestrado, que contribuíram para que o tempo durante o mestrado fosse o mais saudável possível.
- Ao colega de mestrado Guilherme Almeida pela grande ajuda nos ensaios experimentais, ao Prof. Francisco Rodrigues e Prof. Edgar pelo apoio, quando solicitado, nos mesmos ensaios.
- A todos os professores do DEES, pelo carinho e amizade, além das preciosas informações fornecidas durante o período letivo e pela ajuda e informações extras.

-Aos coordenadores do curso de mestrado Professores Fernando Amorim e Ricardo Fakury, pelo apoio prestado e por entenderem a necessidade de adiamentos da defesa da dissertação por motivos adversos.

- À Canção Nova (católica), grande companheira nas intensas jornadas diurnas e noturnas de trabalho de dissertação, através da sua rede de difusão.

Ao Marcelo e à Danívia, meus agradecimentos pelo apoio proporcionado.

Finalmente, a todos aqueles que direta ou indiretamente me ajudaram a executar este trabalho e alcançar esse objetivo há muito sonhado.

Sumário

Sumário	i
Lista de Figuras	vi
Listas de Tabelas	ix
Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos	xii
Resumo	xxi
Abstract	xxii

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Conceitos iniciais	1
1.2	ZIC e ZNA	4
1.3	Interação aço–concreto	8
1.4	Efeito das perturbações nas ZNA’s e nas ZIC’s	9
1.5	Tipos de análises para verificar os efeitos das perturbações	9
1.6	Construção de um pilar misto	10
1.7	Estados limites últimos e de serviço	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	Introdução	13
2.2	Comportamento geral do conjunto misto	14
2.3	Comportamento do concreto	16
2.3.1	Geral	16
2.3.2	Comportamento uniaxial e triaxial	16
2.3.3	Relação tensão deformação para análise não–linear	17
2.3.4	Estados triaxiais e critérios de falha	17
2.3.5	NBR 6118:2003	19
2.3.6	Critério de falha de Willam&Warnke, Espaço Haigh-Westergaard	20
2.4	Comportamento do Aço	23
2.4.1	Introdução	23
2.4.2	Diagrama tensão-deformação - Estado uniaxial de tensão	24
2.4.3	Regras de encruamento	26
2.4.4	Resistência do aço a estados multiaxiais de tensão	27
2.5	Conceito de falha de um pilar misto	29
2.6	Critérios de dimensionamento de uma ZIC conforme NBR 14323	31

2.7 Eurocode 4, 2000 e Eurocode 4, 1992	31
2.7.1 Introdução	31
2.7.2 Resumo de propriedades, designações e fórmulas para o concreto	31
2.7.3 Recomendações principais sobre as ZIC's	35
2.7.4 Recomendações para cisalhamento nas ZNA's (EC-4,2000)	38
2.7.5 Regras gerais de detalhamento para ZIC'S E ZNA's	39
2.7.6 Dimensionamento do conector(pino com cabeça) pelo Eurocode 2000	41
2.8 AISC - LRFD 1999 e 2003 (Draft)	42
2.8.1 Geral	42
2.8.2 Transferência de carga nas ZIC's	42
2.9 Determinação da repartição de cargas entre o aço e o concreto	43
3 OBJETIVO E METODOLOGIA.....	45
3.1 Introdução	45
3.2 Objetivo	45
3.3 Metodologia	46
4 PREVISÕES TEÓRICAS	49
4.1 Introdução	49
4.2 Simulação da entrada de carga nas ZIC's	51
4.3 Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal	53
4.4 Propriedades físicas dos materiais constituintes	56
4.5 Cálculo das ZNA's pelo processo simplificado do Eurocode 4-1992.	58
4.5.1 Condições para uso do método simplificado em perfis I:	58
4.5.2 Resistência plástica das seções e cálculo da estabilidade (P-delta)	59
4.6 Determinação das resistências das ZNA's dos pilares ensaiados com carga centrada, sem momentos fletores externos. (EC-4-1992)	64
4.7 Determinação das resistências das ZNA's- compressão excêntrica.	67
4.7.1 Momentos fletores agindo no plano do eixo (YY) de maior inércia.	67
4.7.2 Momentos fletores agindo no plano do eixo(ZZ) de menor inércia:	71
4.8 Determinação dos coeficientes de distribuição de cargas	74
5 ANÁLISE EXPERIMENTAL	76
5.1 Introdução	76
5.2 Aparelhagem de medição, instrumentação e controle	79
5.2.1 “ Strain-gages” colados ao perfil metálico e ao concreto.	79
5.2.2 DT's –Transdutores de deslocamento	80
5.2.3 Relógios comparadores	81

5.2.4	Unidade hidráulica com pressostato e cilindro hidráulico de 200t de capacidade, rótulas e neoprene, chapas superiores.	81
5.2.5	Sistema de aquisição de dados.....	82
5.3	Circuito em ponte de Wheatstone e valores de engenharia	84
5.4	5.3.1 Ponte de Wheatstone e balanceamento.....	84
5.3.2	Valor de Engenharia para “ strain-gages” ligados em ¼ de ponte.	87
5.3.3	Valor de Engenharia para DT’s–ligação em ponte completa.....	87
5.3.4	Valor de Engenharia para transdutor de pressão–ponte completa.....	87
5.4	Calibração da célula de carga (transdutor de pressão).....	88
5.5	Adaptação do pórtico de ensaio	90
5.6	Excentricidades e curvaturas	91
5.7	Equipamentos, localização da instrumentação e finalidades.....	92
5.8	Modelo MSM - 01	95
5.8.1	Dados do ensaio	96
5.9	Resultados dos ensaios – MSM-01 -ensaio 02	96
5.9.1	Comentários sobre o ensaio MSM – 01.....	96
5.10	Modelo MSM – 02.....	101
5.10.1	Comentários sobre o ensaio MSM - 02	101
5.11	Resultados dos ensaios – MSM- 02 -ensaio 03	102
5.11.1	Comentários sobre o ensaio MSM- 02 -ensaio 03.....	105
5.12	Modelo MAA.....	107
5.12.1	Dados do ensaio	108
5.13	Resultados dos ensaios – MAA - ensaio 01.....	108
5.13.1	Comentários sobre o ensaio MAA.....	108
5.14	Modelo MSA	116
5.14.1	Dados do ensaio.....	117
5.15	Resultados dos ensaios – MSA - ensaio 04.....	117
5.15.1	Documentação fotográfica do MSA.....	120
5.15.2	Comentários sobre o ensaio do MSA.....	120
5.16	Modelo MAM.....	125
5.16.1	Dados do ensaio	126
5.17	Resultados dos ensaios – MAM- ensaio.05	126
6	ANÁLISE NUMÉRICA	129
6.1	Introdução	129
6.2	Construção dos modelos numéricos no Ansys	130
6.2.1	Comentários gerais	130
6.2.2	Modelos MSM e MAM com as suas ZIC’s. e ZNA’s no ANSYS.....	131
6.2.3	Simulação da aderência entre o concreto e aço no modelo F.E.M.	135
6.3	Superfície de ruptura no espaço de tensões principais	135
6.4	Uso de Simetrias	136
6.5	Carregamento, excentricidades, curvaturas, P-delta e convergência.....	137
6.5.1	Concreto, armaduras longitudinais e estribos.....	139
6.5.2	Conectores	140
6.6	Modelos em elementos finitos	140
6.6.1	Modelos para Estados limite últimos x Estados limites de serviço	140
6.6.2	Características específicas dos modelos em elementos finitos.....	142

6.7 Modelos MSM e MAM–Comentário dos processamentos executados.....	147
6.8 Modelos MSM em SOLID 45	149
6.8.1 Resultados do processamento P-001 [MSM-Solid-45 c/aderência].	149
6.8.2 Resultados do processamento P-002 [MSM-Solid-45 s/aderência]	151
6.9 Modelos MSM em SOLID 65	154
6.9.1 Resultados do processamento P-003 [MSM-Solid-65 s/aderência]	154
6.9.2 Resultados do processamento P-004SE [MSM-Solid-65 s/aderência]	157
6.9.3 Resultados do processamento P-005 [MSM-Solid-65 c/ aderência]	159
6.9.4 Resultados do processamento P-006SE [MSM-Solid-65 c/ aderência]	161
6.10 Modelos MAM em SOLID 45.....	162
6.10.1 Resultados do processamento P-007 [MAM-Solid-45 c/ aderência]....	164
6.10.2 Resultados do processamento P-007 [MAM-Solid-45 c/ aderência]	166
6.11 Modelos MAM em SOLID 65.....	172
6.11.1 Resultados do processamento P-009SE [MAM-Solid-65 s/aderência]	172
6.11.2 Resultados do processamento P-009SE [MAM-Solid-65 s/aderência]	177
6.11.3 Resultados do processamento P-010 [MAM-Solid-65 c/ aderência]....	181
6.11.4 Resultados do processamento P-010SE [MAM-Solid-65 c/ aderência]	184
7 COMPARAÇÕES:TEÓRICO/NUMÉRICO/EXPERIMENTAIS.189	
7.1 Introdução	189
7.2 Confiabilidade dos resultados a serem comparados	189
7.3 Seqüência cronológica de trabalho: modelos numéricos e ensaios	191
7.4 Aderência	192
7.5 Comparações entre resultados – Modelo MSM.....	192
7.5.1 Introdução	192
7.5.2 Deslocamento vertical do topo entre modelos MSM experimentais	193
7.5.3 Comparação de deslocamentos no topo-ensaios X modelos numéricos	195
7.5.4 Deformações entre modelos experimentais MSM e MSM X FEM..	197
7.5.5 MODELO MSM-Quinhões de cargas no concreto e perfil metálico para os dados teóricos, experimentais e numéricos.	201
7.6 Modelo MAM Comparações de resultados	204
7.6.1 MAM-Introdução e estados limites encontrados.	204
7.6.2 MAM - Deslocamento vertical do topo ensaios x FEM.	205
7.6.3 MAM-ZNA-deformações nos pts de “strain-gages”-ensaios x FEM. ...	206
7.6.4 MODELO MAM-Quinhões de cargas no concreto e perfil metálico para os dados teóricos, experimentais e numéricos.	197
7.7 Esclarecimentos finais sobre comparações de resultados.....	210
8 CONCLUSÕES, CRÍTICAS E PROPOSIÇÕES PARA ESTUDOS POSTERIORES.....212	
8.1 Geral	212

8.2	Fabricação dos protótipos	212
8.2.1	Equipe de laboratório de ensaios	213
8.2.2	Cobertura, adaptação física da área de ensaios.....	214
8.2.3	Sistema de pórtico horizontal para ensaios X bancada horizontal.....	214
8.2.4	Informatização do laboratório.....	214
8.3	Conhecimento de programas tipo Ansys	215
8.4	Modelos numéricos, estado limite de serviço e estado limite último	215
8.5	Concreto armado real X concreto armado numérico	216
8.6	Conectores de cisalhamento e sua modelação	216
8.7	Conclusões finais para o dimensionamento da ZIC.....	217
8.8	Proposição para estudos posteriores	219
9	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	221

Lista de Figuras

FIGURA 1.1.1 Estruturas em pilares mistos. Fonte CIDECT- Bergmann(1995)	1
FIGURA 1.1.2 Construções com uso de pilares mistos Fonte CIDECT Bergmann(1995)	2
FIGURA 1.1.3 Seções transversais de pilares mistos.....	3
FIGURA 1.1.4 (d) e (e) Seções transversais de pilares mistos tubulares preenchidos, com ou sem armaduras internas e (f) com perfil metálico interno. (Ref. Eurocode 4).....	3
FIGURA 1.2.1 Croquis de pilares mistos parcialmente revestidos - ZIC's-ZNA's.	5
FIGURA 1.2.2 Base de pilar misto revestido,. Fonte: AISC - Steel Design Guide	5
FIGURA. 1.2.3 Pilar misto revestido -ZIC's e ZNA's, Fonte: AISC-Steel Design	6
FIGURA 1.2.4 Pilar misto tubular preenchido. ZIC e ZNA. (Fonte, CIDECT).	7
FIGURA 1.3.1 Curvas normalizadas para o aço e para o concreto.Fonte: Johnson,R.P.	8
FIGURA 1.6.1 Fases de montagem- estrutura c/ pilar e laje mistos(AISC design)..	10
FIGURA 2.2.1 Diagrama tensão deformação dos elementos constituintes do pilar misto (concreto-armadura-perfil).....	15
FIGURA 2.2.2 Curva de interação N x M normalizada-Plastificação da seção transversal.	15
FIGURA 2.3.1 a) Curvas típicas de compressão uniaxial de σ x ε (tensão-deformação); b) deformação volumétrica	18
FIGURA 2.3.2 Diagrama idealizado σ x ε para análise N-Linear do concreto.	18
FIGURA 2.3.3 Concreto: a) σ x ε_{ct} - tração; b) σ x ε_c ; c) superfície defalha	20
FIGURA 2.3.6 Superfície de falha de Willam & Warnke (Queiroz,2001).	22
FIGURA 2.3.7 Estado de tensão biaxial (Fonte-Manual teórico do Ansys))	22
FIGURA 2.4.1 Ensaio uniaxial tensão X deformação. a)Diferentes fases do diagrama uniaxial; b)Curvas idealizadas do estado uniaxial para cálculos plásticos.	26
FIGURA 2.4.2 (a) Superfícies de escoamento de Tresca e de von Mises no espaço de tensões principais(Haig-Westergaard); (b) Representação dos critérios de escoamento no plano perpendicular ao eixo trissetor.	29
FIGURA. 2.7.1 Forças adicionais de atrito, “stud” na alma do pilar (Ref. EC-4,2000).....	36
FIGURA. 2.7.2 Seções tubulares preenchidas (Ref. EC-4,2000).....	36
FIGURA 2.7.3 Armadura transversal na alma do pilar misto. EC-4,2000	38
FIGURA. 2.7.4 Pilares totalmente revestidos - c_z e c_y	39
FIGURA. 2.7.5 Perímetro efetivo ‘c’ de uma barra de armadura.....	39
FIGURA 2.7.6 Áreas de concreto direta e não diretamente ligadas-armadura.	40
FIGURA 3.3.1 Forma do pilar misto parcialmente revestido.....	48
FIGURA. 4.1.1. Curvas “a” [N x M]	50
FIGURA. 4.2.1 Esquema estático de cálculo e situação no laboratório a)para pilares com ligações centradas, b) para pilares com ligações excêntricas	51
FIGURA. 4.2.2 Esquema de ensaios e situação numa construção:	52
FIGURA. 4.3.1 Seção transversal típica dos pilares ensaiados.	53

FIGURA 4.4.1	Variação dos valores dos Módulos de Elasticidade por Norma.....	58
FIGURA 4.5.1	Curva de interação para compressão com flexão uniaxial em ZNA's..	58
FIGURA 4.5.2	Curva de plastificação das ZNA's.	60
FIGURA 4.5.3a	Curvas típicas de flambagem por tipo de perfil misto,Eurocode.	61
FIGURA 4.5.3b	Curvas de flambagem, χ x $\bar{\lambda}$ (Fonte:Eurocode).....	61
FIGURA 4.5.4	: Curvas adimensionais para cálculo de pilares mistos em compressão e flexão biaxial (Fonte:Eurocode).	63
FIGURA 4.5.5	Resumo das curvas - verificação de estabilidade (Fonte:Eurocode)....	63
FIGURA 4.6.1	Geometria para avaliação dos comprimentos de flambagem	65
FIGURA 4.7.1	Poligonal representativa-curva de interação [N x M]-maior inércia.y..	69
FIGURA 4.7.2	Poligonal normalizada da curva de interação [N x M]-maior inércia y	70
FIGURA 4.7.3	Poligonal representativa-curva de interação [N x M]-menor inércia z.	72
FIGURA 4.7.4	Poligonal normalizada - curva de interação [N x M]-menor inércia z..	74
FIGURA 4.8.1	Linha neutra plástica h_n	74
FIGURA 5.1.1	Modelo MSM. a) Em montagem; b) Com instrumentação.....	77
FIGURA 5.1.2	Modelo MAA, a) Após ensaio; b) Instrumentação acima do apoio.....	78
FIGURA 5.1.3	Modelo MSA, a) e b) vista de lado na montagem; c) vista de cima.	78
FIGURA 5.1.4	Modelo MAM, a) Em montagem b) Antes da concretagem	79
FIGURA 5.2.1	a) “Strain-gages” no aço e no concreto; b) DT's - escorregamentos. ...	80
FIGURA 5.2.2	Foto sobre-cabeça do relógio comparador ao lado de um DT, ambos, debaixo da placa superior do pilar.	81
FIGURA 5.2.3	a) Unidade hidráulica manual; b) Atuador hidráulico de 200t, conjunto de chapas superiores com neoprene.....	81
FIGURA 5.2.4	a) Conjunto do Sistema ADS-2000; b) Placa AI-2160.	82
FIGURA 5.2.5	a) Tela de saída do programa Aqdados; b) Tela - programa Aqdados.	83
FIGURA 5.3.1	Circuitos a) Ponte de Wheatstone; b) Circuito de Calibração da ponte.	86
FIGURA. 5.4.2	Dados da TAB. 5.4.1 : valores aqusitados X relógio comparador.	89
FIGURA 5.5.1	Pórtico de ensaios sem a talha implantada; talha de 3t.	90
FIGURA 5.7.1	Dispositivo para apoiar DT nos modelos MAA e MSM e MAM.....	90
FIGURA 5.7.2	“ Strain-gages” no perfil metálico.....	94
FIGURA 5.8.1	Localização da instrumentação no modelo MSM-1.(Ensaio 02).....	95
FIGURA 5.9.1	MSM-1-Deslocamento vertical do topo do pilar.	96
FIGURA 5.9.2	MSM-1-Deformações na ZNA.	97
FIGURA 5.9.3	MSM-1-ZIC-Escorregamento relativo - perfil metálico e concreto.	97
FIGURA 5.9.4	MSM-1-Deformação no concreto, parte inferior (ZNA)	98
FIGURA. 5.10.1	Localização da instrumentação no modelo MSM-2 (Ensaio 03).	101
FIGURA 5.11.1	MSM-02-Deslocamento vertical do topo do pilar.	102
FIGURA 5.11.2	MSM-02-Deformações na ZNA.	103
FIGURA 5.11.3	MSM-02-Deformações do concreto na ZNA (FIG. 5.10.1).	103
FIGURA 5.11.4	MSM-02-ZIC-Deslocamento relativo - concreto e perfil metálico.	104
FIGURA 5.11.5	MSM-02-ZNA- Quinhões de cargas na ZNA.....	104
FIGURA 5.12.1	MAA-Localização da instrumentação	107
FIGURA 5.13.1	MAA-Deslocamento vertical do topo do pilar misto.....	108
FIGURA 5.13.2	MAA-ZNA-Deformações no perfil metálico.....	109
FIGURA 5.13.3	MAA-Deformações do concreto-ZIC superior. (FIG. 5.12.1)	109
FIGURA 5.13.4	MAA-ZIC-Deslocamento relativo-concreto e perfil metálico-	110
FIGURA 5.13.5	EXP-MAA-ZNA-quinhões de carga –esforço normal.....	110
FIGURA 5.13.6	EXP-MAA-ZNA-Quinhões de carga–Momentos fletores.....	111

FIGURA 5.13.7	MAA-deformações permanentes - esmagamento do concreto.	110
FIGURA 5.14.1	MSA-Localização da instrumentação	116
FIGURA 5.15.1	MSA-Deslocamento vertical do topo.....	117
FIGURA 5.15.2	MSA-ZNA-Deformações médias nas abas do perfil metálico.....	118
FIGURA 5.15.3	MSA-ZIC-Escorregamento relativo concreto-aço(fundo)	118
FIGURA 5.15.4	MSA-Deformações no concreto	119
FIGURA 5.15.5a	MSA-Convertor de sinais analógicos -tela do programa Aqdados.	120
FIGURA 5.15.5b	MSA-“Strain-gage” no concreto, ZIC do topo do pilar.....	121
FIGURA 5.15.5c.	MSA-“Strain-gages”. Dispositivo p/ escorregamentos relativos. ..	121
FIGURA 5.15.5d	MSA- trincas na ZIC da região do apoio, logo após o ensaio.	121
FIGURA 5.15.5e	Pórtico de ensaio com a talha de 3t.....	122
FIGURA. 5.16.1	Localização da instrumentação no modelo MAM.	125
FIGURA 5.17.1	MAM-Deslocamento vertical do topo do pilar misto.	126
FIGURA 5.17.2	MAM-Deformações no perfil metálico.....	127
FIGURA 5.17.3	MAM-Deformações do concreto na ZIC superior.....	127
FIGURA 5.17.4	MAM-Deslocamento relativo entre concreto e perfil metálico.	128
FIGURA 6.1.1	Diversos detalhes das ZIC’s e das ZNA’s numéricas.....	130
FIGURA 6.2.2	FEM-Elastoplásticos SHELL43, PIPE20 e BEAM189. (Ref: Ansys)	132
FIGURA 6.2.3	Elemento elastoplástico SOLID45.(Ref: Ansys)	133
FIGURA 6.2.4	Elemento elastoplástico SOLID65-concreto-(Ref: Ansys).....	133
FIGURA 6.3.1	Superfície de ruptura do concreto (Ref: Ansys).....	136
FIGURA 6.6.1.	MSM-Modelos : Projeto, FEM., modelo experimental.	143
FIGURA 6.6.2	MSM e MAM discretizados em FEM.....	143
FIGURA.6.6.3	Armaduras longitudinais e estribos - Seção transversal.....	144
FIGURA 6.6.4	MSM-FEM-detahes.	147
FIGURA 6.6.5	MSM-FEM-Cargas e conectores.	147
FIGURA 6.7.1	MAM-FEM-Modelo e processamento.....	148
FIGURA 6.7.2	MSM-FEM-Fissuração e esmagamento-MSM-FEM “Strain-gages”. ..	149
FIGURA 6.7.3	MAM e MSM processados em FEM.	149
FIGURA 7.5.1	MSM-Deslocamentos verticais-modelos experimentais similares	194
FIGURA 7.5.2	MSM-Deslocamentos-: FEM [S45-S65] X modelos experimentais...196	
FIGURA 7.5.3	MSM-Deslocamentos do topo: FEM S65 X Modelos experimentais	196
FIGURA 7.5.4	MSM-FEM-Deslocamentos do topo: SOLID45 X SOLID65.	197
FIGURA 7.5.5	Deformações na ZNA: MSM1 X MSM2 – Ensaio experimentais.198	
FIGURA 7.5.6	MSM-ZNA-Deformações: Ensaio X FEM [S45 e S65].....	198
FIGURA 7.5.7	MSM-Ensaio-02 - Percentual de cargas absorvidas - perfil metálico.	200
FIGURA 7.5.8	MSM-Ensaio-03 - Percentual de cargas absorvidas - perfil metálico.	201
FIGURA 7.5.9	FEM-MSM-Quinhões de cargas -perfil metálico e concreto[%]......	202
FIGURA 7.5.10	Quinhões de cargas –Método da Rigidez e das Cargas Últimas.....	203
FIGURA 7.5.11	FEM-MSM-Cargas absorvidas pelo concreto[%]......	203
FIGURA 7.5.12	FEM-MSM-Cargas absorvidas pelo perfil metálico[%]......	204
FIGURA 7.6.1	MAM-Deslocamentos verticais do topo: Ensaio X FEM.....	206
FIGURA 7.6.2	MAM-ZNA-Deformações médias: Ensaio X FEM.....	207
FIGURA 7.6.3	FEM-MAM-Quinhões de carga: FEM X Valores teóricos-[%]	208
FIGURA 7.6.4	Quinhões de carga: FEM X Valores teóricos-[%]	209
FIGURA 7.6.5	FEM-MAM - Deslizamentos relativos- ZIC-Ensaio X FEM	210

Lista de Tabelas

TABELA 2.4.1 Aços: composição química e propriedades. Fonte, Catálogo Usiminas	24
TABELA 2.7.1 τ_{Rd} -Tensão de cisalhamento resistente, de cálculo	41
TABELA 4.4.1 Valores das resistências características e cronologia das concretagens e das medições dos f_{cj} 's nos C.P.s:	56
TABELA 4.4.2 Módulos de Elasticidade(MPa) em função de f_{ck} (MPa).	57
TABELA 4.5.1 Limitações adicionais de $\bar{\lambda}$.	58
TABELA 4.6.1- Dados para cálculo da resistência plástica	64
TABELA 4.6.2- Resistência plástica(N_{pIRd}) dos modelos devido à força normal.	64
TABELA 4.6.3 Cálculo do valor para verificação do valor de δ	64
TABELA 4.6.4 Resistência de cálculo ao esforço normal-eixo y de maior inércia	65
TABELA 4.6.5 Resistência de cálculo ao esforço normal-eixo z de menor inércia.	65
TABELA 4.6.6 Cargas de plastificação e cargas últimas por modelo e por eixo.	67
TABELA 4.7.1 Dados dos modelos para construção da poligonal com $L_{fl}=1750mm$	67
TABELA. 4.7.2 Dados do modelo para a construção da poligonal (TAB. 4.7.1)	71
TABELA 5.2.1 Características principais da instrumentação usada.	83
TABELA 5.4.1 Valores aquisitados na calibração do cilindro.	89
TABELA 6.6.1 Cálculo das taxas de armaduras nos modelos ensaiados.	144
TABELA 6.6.2 Dados dos modelos FEM.	144
TABELA 6.6.3 Propriedades físicas e curva $\sigma \times \varepsilon$ do concreto	145
TABELA 6.6.3 Propriedades dos metais componentes-Encruamento linear	145
TABELA 6.6.4a Propriedades físicas dos metais componentes-Encruamento linear	145
TABELA 6.6.4b Curva $\sigma \times \varepsilon$ dos componentes	145
TABELA 6.6.4c Curva $\sigma \times \varepsilon$ normalizada.	146
TABELA 6.6.5 Critérios de plasticidade e falha dos materiais componentes.	146
TABELA 6.8.1a P-001-MSM-S45-c/ aderência-deslocamento vertical.do topo	150
TABELA 6.8.1b P-001-MSM-S45-ZNA-com aderência-deformações na ZNA	151
TABELA 6.8.1c P-001-MSM-S45-ZNA-com aderência-quinhões de carga.	151
TABELA 6.8.2a P-002-MSM-S45-sem aderência-deslocamento vertical.do topo	152
TABELA 6.8.2b P-002-MSM-S45-sem aderência-deformações na ZNA.	153
TABELA 6.8.2c P-002-MSM-S45-sem aderência, momentos fletores e esforços cortantes nos conectores -quinhões de carga.	153
TABELA 6.8.2d P-002-MSM-S45- sem aderência -Gráficos de esforços, tensões e deslocamentos nos conectores	153
TABELA 6.9.1a P-003-MSM-S65-sem aderência-deslocamento do topo	154
TABELA 6.9.1b P-003-MSM-S65-ZNA-deformações na ZNA	155
TABELA 6.9.1c P-003-MSM-S65-ZIC-s/ aderência, momentos, cortantes,quinhões	155
TABELA 6.9.1d P-003-MSM-S65-sem aderência-conectores-resultados-P=73t	155
TABELA 6.9.1e P-003-MSM-S65-sem aderência-conectores-resultados-P=73t	155
TABELA 6.9.1f P-003-MSM-S65-sem aderência-conectores-resultados-P=73t	155

TABELA 6.9.2a	P-004SE-MSM-S65-sem aderência-deslocamentos no topo.	157
TABELA 6.9.2b	P-004SE-MSM-S65-ZNA-sem aderência-deformações na ZNA	157
TABELA 6.9.2c	P-004SE-MSM-S65-ZNA-ZIC-s/ aderência-conectores-quinhões....	158
TABELA 6.9.2d	P-004SE-MSM-S65-ZIC-sem aderência-conectores-resultados	158
TABELA 6.9.2e	P-004SE-MSM-S65-ZIC-sem aderência-conectores-fissuração	158
TABELA 6.9.2f	P-004-MSM-S65- s/ aderência-fissuração-ZIC-ZNA-P=199t	159
TABELA 6.9.3a	P-005-MSM-S65-com aderência-deslocamento do topo	159
TABELA 6.9.3b	P-005-MSM-S65-ZNA-com aderência-deformações na ZNA	160
TABELA 6.9.3c	P-005-MSM-S65-ZNA-com aderência-quinhões de cargas	160
TABELA 6.9.3d	P-005-MSM-S65-ZIC-ZNA-com aderência-fissurações-esmag.	160
TABELA 6.9.4a	P-006SE-MSM-S65-com aderência-deslocamento do topo.....	161
TABELA 6.9.4b	P-006SE-MSM-S65-ZNA-com aderência-deformações-ZNA	162
TABELA 6.9.4c	P-006SE-MSM-S65-ZNA-com aderência-quinhões de cargas.....	162
TABELA 6.9.4d	P-006SE-MSM-S65-ZNA-com aderência- fissurações-P=105t.....	162
TABELA 6.10.1a	P-007-MAM-S45-com aderência-deslocamento do topo.....	164
TABELA 6.10.1b	P-007-MAM-S45-ZNA-com aderência-deformações na ZNA.....	165
TABELA 6.10.1c	P-007-MAM-S45-ZNA-com aderência-quinhões de carga.	165
TABELA 6.10.1d	P-007-MAM-S45-com aderência-von Mises-perfil-ZIC e ZNA.....	166
TABELA 6.10.1e	P-007-MAM-S45-com aderência-von Mises-concreto-ZIC-ZNA ..	166
TABELA 6.10.2a	P-008-MAM-S45-sem aderência-Deslocamento. vertical do topo.	167
TABELA 6.10.2b	P-008-MAM-S45-ZNA-s/ aderência-deformações na ZNA.	167
TABELA 6.10.2c	P-008-MAM-S45-sem aderência-conectores-quinhões-P=119t....	168
TABELA 6.10.2d	P-008-MAM-S45-sem aderência-tensão σ_Z -ZIC-ZNA-perfil	168
TABELA 6.10.2e	P-008-MAM-S45-sem aderência-tensão σ_Z -ZIC-ZNA-concreto....	168
TABELA 6.10.2f	P-008-MAM-S45-s/ aderência-von Mises-conectores inferiores. ..	168
TABELA 6.10.2g	P-008-MAM-S45-s/ aderência-von Mises-conectores superiores. .	168
TABELA 6.10.2h	P-008-MAM-S45-sem aderência-conectores-momentos fletores..	169
TABELA 6.10.2i	P-008-MAM-S45-sem aderência-conectores-diagrama de cortantes	169
TABELA 6.10.2j	P-008-MAM-S45-ZIC-sem aderência-escorregamento na ZIC	169
TABELA 6.11.1a	P-009SE-MAM-S65- -sem aderência-deslocamento do topo. .	169
TABELA 6.11.1b	P-009SE-MAM-S65-ZNA-sem aderência-deformações na ZNA. .	169
TABELA 6.11.1c	P-009SE-MAM-S65-ZNA-sem aderência-conectores-quinhões ...	169
TABELA 6.11.1d	P-009SE-MAM-S65-ZIC-sem aderência-escorregamento na ZIC	169
TABELA 6.11.1e	P-009SE-MAM-S65-ZIC-ZNA-sem aderência-von Mises-perfil..	169
TABELA 6.11.1f	P-009SE-MAM-S65-ZIC-ZNA-sem aderência-von Mises-concreto	169
TABELA 6.11.1g	P-009SE-MAM-S65-ZIC-sem aderência-conector-momento fletor	169
TABELA 6.11.1h	P-009SE-MAM-S65-ZIC-sem aderência-conector-esf. cortantes	169
TABELA 6.11.1i	P-009SE-MAM-S65-ZIC-ZNA-sem aderência-fissurações-P=120t	169
TABELA 6.11.1j	P-009SE-MAM-S65-ZIC-ZNA-sem aderência-fissurações-P=120t	169
TABELA 6.11.2a	P-009-MAM-S65-sem aderência-deslocamento do topo.	169
TABELA 6.11.2b	P-009-MAM-S65-ZNA-sem aderência-deformações na ZNA.....	169
TABELA 6.11.2c	P-009-MAM-S65-ZNA-sem aderência-conectores-quinhões.....	169
TABELA 6.11.2d	P-009-MAM-S65-ZIC-sem aderência-fissuração e esmagamento	169

TABELA 6.11.2e P-009-MAM-S65-ZIC-ZNA-s/ aderência-fissuração-esmagamento	169
TABELA 6.11.2f P-009-MAM-S65-ZIC- deslizamento relativo na ZIC.....	169
TABELA 6.11.2g P-009-MAM-S65-ZIC-sem aderência-conectores-von Mises	169
TABELA 6.11.3a P-010-MAM-S65-com aderência-deslocamento do topo.....	169
TABELA 6.11.3b P-010-MAM-S65-ZNA-com aderência- deformações na ZNA	169
TABELA 6.11.3c P-010-MAM-S65-ZNA-com aderência- carga no perfil-quinhões	169
TABELA 6.11.3d P-010-MAM-S65-ZIC-com aderência- escorregamentos na ZIC..	169
TABELA 6.11.3e P-010-MAM-S65-ZIC-c/ aderência- von Mises-perfil -P=44t.....	169
TABELA 6.11.3f P-010-MAM-S65-ZIC-com aderência- von Mises-concreto-P=44t	169
TABELA 6.11.3g P-010-MAM-S65-ZIC-ZNA-c/ aderência-fissurações- esmagamentos	169
TABELA 6.11.3h P-010-MAM-S65-ZIC-ZNA-c/ aderência-fissurações- esmagamentos	169
TABELA 6.11.4a P-010SE-MAM-S65-com aderência-deslocamento vertical do topo.	169
TABELA 6.11.4b P-010SE-MAM-S65-ZNA-com aderência-deformações na ZNA.	169
TABELA 6.11.4c P-010SE-MAM-S65-ZNA-c/ aderência-carga no concretoquinhões	169
TABELA 6.11.4d P-010SE-MAM-S65-ZIC-ZNA-c/ aderência - escorregamentos...	169
TABELA 6.11.4e P-010SE-MAM-S65-ZIC-com aderência-von Mises-perfil metálico.....	169
TABELA 6.11.4f P-010SE-MAM-S65-ZIC-com aderência-von Mises-concreto.	169
TABELA 6.11.4g P-010SE-MAM-S65-ZIC-c/ aderência-fissurações e esmagamentos	169
TABELA 7.5.1 MSM-Estados limites últimos numéricos-modelos MSM.	193
TABELA 7.6.1 MAM-Estados limites últimos numéricos-modelos MAM.....	205

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

A	Área
A_a	Áreas das seções transversais do perfil metálico
A_f	Área da aba do perfil metálico
AB	Área carregada
A_c	Áreas de seções transversais do concreto
A_s	Área da seção de aço; áreas das seções transversais da armadura
$Ader.$	Aderência
$Adtotal$	Aderência total
B	Largura da seção retangular
b	Dimensão, largura da aba do perfil metálico
b_c	Dimensão, largura de seção transversal.
b_f	Dimensão, largura de aba de perfil metálico
Bi	Dimensão
$BISO$	Diagrama tensão-deformação bilinear com encruamento isotrópico
C_{max}	Dimensão
C_r	Dimensão
c_z	Dimensão, espessura do recobrimento de concreto
c_y	Dimensão, espessura do recobrimento do concreto
D	Diâmetro do corpo do conector; dimensão mínima transversal
d	Diâmetro externo; cota, deformação, altura da seção transversal do perfil metálico
DT	Displacement Transducer
E	Módulo de Elasticidade
EC	Eurocode
E_a	Módulos de elasticidade do aço
$E_{aço}$	Módulos de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade tangente
E_{ci}	Módulo de deformação tangente inicial cordal a $0,3x f_c$
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante; módulo de elasticidade do concreto

$E_{cm}(t)$	Variação do módulo de elasticidade secante com o tempo
E_{cs}	Módulo de Elasticidade tangente multiplicado por 0,85
$(EI)_{eff}$	Rigidez de flexão efetiva
$(EI)_{ey}$	Rigidez de flexão efetiva em torno do eixo y
$(EI)_{ez}$	Rigidez de flexão efetiva em torno do eixo z
E_p	Módulo plástico
E_t	Módulo tangente
ELU	Estado limite último
$ELUN$	Estado limite último numérico
e	Excentricidade
$exc.$	Excentricidade
f_t	Tensão de tração admissível
f_{bc}	Tensão de ruptura por esmagamento
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ctd}	Resistência de cálculo à tração do concreto
f_{cj}	Resistência média à compressão dos corpos de prova de concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{ck,c}$	Tensão de compressão característica do concreto confinado com σ_2 e $\sigma_3 = \sigma_2$
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão cilíndrica aos 28 dias.
$f_{cm}(t)$	Resistência média à compressão numa idade de t dias
f_{ct}	Resistência de à tração axial
f_{ctd}	Resistência de cálculo à tração do concreto.
f_{ctk}	Resistência à tração axial característica(com quantis indicados)
f_{tk}	Resistência característica à tração do concreto EC-92
f_{ctm}	Resistência à tração axial cilíndrica média do concreto
f_{cu}	Resistência de à compressão cúbica
f_s	Valor da tensão de escoamento da armadura
f_{sd}	Valor de cálculo da tensão de escoamento da armadura adicional
f_{sk}	Valor característico da tensão de escoamento da armadura adicional
f_{tk}	Resistência característica à tração do concreto EC-92

f_u	Limite de resistência à tração do aço
$f_{u,con}$	Resistência última do material do conector
f_y	Tensão de escoamento da seção de aço.
f_y	Tensão de escoamento da seção de aço.
f_{ys}	Tensão de escoamento do aço da armadura.
f_{ya}	Tensão de escoamento do aço.
f_{yd}	Limite de escoamento de cálculo do aço
f_{ys}	Escoamento do aço da armadura
G	módulo transversal de cisalhamento
H	Altura
h_c	Altura de seção transversal
h	Cota, altura
h_{con}	Altura do conector
h_n	Distância da linha neutra ao centro de gravidade da seção mista
h_{nz}	Distância da linha neutra plástica ao eixo z
h_{sc}	Altura do conector
I	1 ^o Invariante
I_a	Momento de inércia da seção do perfil de aço
i_a	Raio de giração do perfil metálico
I_{ay}	Momento de inércia em relação ao eixo y da seção transversal do Perfil metálico
I_{az}	Momento de inércia em relação ao eixo z da seção transversal do perfil metálico
I_c	Momento de inércia do concreto (considerado sem fissuras)
i_c	Raio de giração do concreto
I_{cy}	Momento de inércia em relação ao eixo y da seção transversal do concreto
I_{cz}	Momento de inércia em relação ao eixo z da seção transversal do concreto
I_{ey}	Momento de inércia em torno do eixo y
I_{ez}	Momento de inércia em torno do eixo z
I_{sy}	Momento de inércia da armadura em relação ao eixo y

K	Fator de correção
$K. L$	Comprimento efetivo de flambagem
K_e	Fator de correção que varia de acordo com autor e as normas
K_o	Fator de calibração que deve ser tomado como 0,8 ou 0,9
L	Comprimento do pilar entre apoios laterais, comprimento.
L_v	Comprimento máximo de transferência de carga, não excedendo duas vezes a dimensão externa relevante do pilar
M	Momento fletor
$M_{y,R} , M_{z,R}$	Resistências nominais ao momento fletor em relação aos eixos y e z, respectivamente
$M_{y,Sd} , M_{z,Sd}$	Momentos fletores de cálculo em relação aos eixos y e z, respectivamente
$M_{a,Rd}$	Contribuição da seção de aço para o momento de plastificação da seção mista, calculada em relação ao centro da seção
$M_{a,Sd}$	Parcela de momento fletor de cálculo a ser resistida pelo perfil metálico
M_{ader}	Momento transferido pela aderência entre o aço e o concreto
MAA	Modelo assimétrico em relação à alma
MAM	Modelo assimétrico em relação à mesa
MSA	Modelo simétrico em relação à alma
MSM	Modelo simétrico em relação à mesa
$M_{c,Rd}$	Contribuição do concreto comprimido para o momento de plastificação da seção mista, calculada em relação ao centro da seção
$M_{c,Sd}$	Parcela de M_{Sd} a ser transferida para o concreto e armaduras adicionais
M_{Ed}	Momento fletor de cálculo aplicado ao pilar misto ou o máximo momento de cálculo dentro do comprimento do pilar misto.
$MISO$	Diagrama tensão deformação multilinear com encruamento isotrópico
$M_{max,Rd}$	Momento fletor de cálculo máximo resistido pela seção mista
$M_{max,y,R} , M_{max,z,R}$	Momento fletor máximo resistido pela seção mista em relação aos eixos y e z, respectivamente
M_{nt}	Momento fletor de cálculo de primeira ordem, considerando a

	estrutura lateralmente indeslocável
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente de plastificação da seção mista, considerando o esforço normal de compressão.
$M_{pl,y,R}$ $M_{pl,z,R}$	Momento de plastificação da seção mista seção em relação aos eixos y e z, respectivamente
M_{RT}	Resistência total proporcionada pela aderência e pelos conectores para momento isolado
M_{Sd}	Momento fletor de cálculo aplicado no pilar misto
N	Carga aplicada no topo do pilar, Esforço normal
N_a	Carga total no perfil de aço
$N_{a,Rd}$	Resistência à compressão pura do perfil metálico
$N_{a,Sd}$	Parcela de força normal de cálculo a ser resistida pelo perfil metálico
N_{ader}	Força normal a ser transferida entre o aço e o concreto por aderência
$N_{c,Sd}$	Parcela de N_{Sd} a ser transferida para o concreto e armaduras adicionais
N_{cr}	Carga crítica de flambagem elástica do pilar
N_c	Valor de cálculo da força normal de compressão no flange do concreto
$N_{cr,y}$ $N_{cr,z}$	Carga crítica de flambagem em relação ao eixo y e z, respectivamente
N_e	Carga de flambagem de Euler
$N_{G,Sd}$	Parcela de N_{Sd} devida à carga permanente
N_{Ed}	Esforço normal de cálculo aplicado ao pilar(Eurocode)
$N_{pl,R,y}$ $N_{pl,R,z}$	Esforço normal resistente de plastificação em relação ao eixo y e ao eixo z respectivamente
$N_{pl,R}$	Resistência plástica da seção mista à força normal com os coeficientes de ponderação da resistência, $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1,0$
$N_{pl,Rd}$	Resistência plástica de cálculo da seção mista à compressão axial; resistência do pilar misto à compressão pura
$N_{pm,Rd}$	Resistência de cálculo da seção de concreto ao esforço normal de compressão
$N_{pl,Rk}$	Valor característico da resistência plástica da seção mista ao esforço normal de compressão

N_R	Resistência nominal do pilar misto à compressão
$N_{R,y} N_{R,z}$	Resistência nominal do pilar misto à compressão em relação aos eixos y e z, respectivamente
N_{Rd}	Resistência de cálculo do pilar misto a compressão axial
N_{RT}	Resistência total proporcionada pela aderência e pelos conectores para força normal isolada
N_{Sd}	Força normal de cálculo aplicada no pilar misto
N_S	Força normal aplicada no pilar misto
P_n	Resistência nominal á compressão do pilar misto sem influência da esbeltez.
P_{Rd}	Resistência de cálculo de conector
<i>pts.</i>	pontos
R	Razão entre o menor e o maior momento nas extremidades do pilar
R_{cc}	Resistência de cálculo do concreto à compressão localizada
R_c	Resistência elétrica de placas de aparelhos de aquisição de dados.
s	Coefficiente função da velocidade de cura e resistência.
<i>sup.</i>	Superior
$S45, S-45$	Elemento finito SOLID 45 do programa Ansys
$S65, S-65$	Elemento finito SOLID 65 do programa Ansys
t	Idade do concreto em dias; espessura
t	Espessura
t_f	Espessura da mesa do perfil metálico
t_s	Espessura do enrijecedor
t_e	Espessura de chapa de topo
t_w	Espessura da alma do perfil metálico
V	Esforço cortante
V_{ED}, V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço cortante agindo no pilar misto.
V_u	Força introduzida no Pilar
V_u'	Força na interface aço-concreto induzida por V_u
$ZIC's$	Zonas de introdução de cargas
$ZNA's$	Zonas não afetadas por introdução de cargas

Z_{pay}	Módulo plástico em relação ao eixo y da seção transversal do perfil metálico
Z_{paz}	Módulo plástico em relação ao eixo z da seção transversal do perfil metálico
Z_{pcy}	Módulo plástico em relação ao eixo y da seção transversal do concreto, considerando o concreto não fissurado
Z_{pcz}	Módulo plástico em relação ao eixo z da seção transversal do concreto, considerando o concreto não fissurado
Z_{psy}	Módulo plástico das barras da armadura em relação ao eixo y da seção transversal
MAA	Modelo assimétrico em relação à alma
α_{cc}	Coefficiente para o concreto
α_{ct}	Coefficiente para o concreto
α_M	Coefficiente
σ_{ij}	Estado de tensões, tensor
β	Fator que depende da distribuição de momentos fletores no pilar
β_{cc}	Coefficiente que depende da idade “t” do concreto.
γ_a	Coefficiente de ponderação da resistência para o perfil de aço
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência para o concreto
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência para a armadura adicional
γ_v	Coefficiente de segurança parcial
δ	Parcela de contribuição do perfil metálico em relação à seção mista
ε	Deformação
ε_p	Deformação plástica
ε_{20c}	Deformação do concreto confinado à resistência de $0,2.f_{ck}$
ε_{50c}	Deformação do concreto confinado à resistência de $0,5.f_{ck}$
ε_{50nc}	Deformação do concreto não confinado à resistência de $0,5.f_{ck}$
ε_c	Deformação de compressão para resistência média máxima

ε_{c1} ε_{c2}	Deformação de compressão do concreto para tensão de pico, no diagrama teórico: (1) e diagrama parábola-retângulo: (2)
$\varepsilon_{c2,c}$	Deformação de compressão para resistência média máxima do concreto confinado.
ε_{ct}	Deformação total observada
ε_{cu}	Deformação de compressão no estado limite último do concreto
ε_{cu1} ε_{cu2}	Deformação de compressão no estado limite último do concreto índice 1 - diagrama teórico, índice 2 - diagrama parábola retângulo
$\varepsilon_{cu,c}$	Deformação de compressão no E.L.U. do concreto confinado
ε_v	Deformação volumétrica do concreto
ν	Coefficiente de poisson
ϕ	Diâmetro
$\bar{\lambda}$	Índice de esbeltez relativa
λ_c	Parâmetro de esbeltez
μ	Coefficiente de atrito real para a região entre concreto e aço do flange do perfil; fator que multiplica o momento de plastificação da seção mista
μ_a	Perímetro do perfil que participa da aderência entre o aço e o concreto
μ_{at}	Coefficiente de atrito
$\mu_d, \mu_{dy}, \mu_{dx}$	Coefficientes de minoração
η	Coefficiente do Eurcode
ρ_c	Peso específico do concreto.
σ	Tensão
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais
$\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$	Tensões principais
σ_c	Tensão de compressão
σ_m	Tensão média
σ_{max}	Tensão máxima

σ_p	Tensão no limite de proporcionalidade
σ_y	Tensão de escoamento
τ_o	Tensão de escoamento por cisalhamento puro
τ_R	Resistência nominal ao cisalhamento
τ_{Rd}	Resistência de cálculo ao cisalhamento
$\tau_{o,Rd}$	Tensão de cisalhamento de cálculo
ϕ	Diâmetro, fator
χ	Coefficiente de redução para o modo de flambagem analisado
$\chi_d, \chi_n, \chi_{pm}$	Relação entre esforços solicitantes

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo de pilares mistos com ênfase nas regiões de introdução de cargas, aqui denominadas ZIC's. A motivação maior para o presente estudo deve-se ao fato de que há pouca literatura sobre o assunto.

O trabalho engloba uma análise experimental com 6 (seis) ensaios realizados, com modelos em escala real, análises numéricas elasto-plásticas de modelos ensaiados, análises pelo método simplificado do Eurocode e a apresentação dos resultados destas análises.

Na análise experimental, 6 (seis) pilares parcialmente revestidos com 3500mm de altura são submetidos a ensaios de flexo-compressão, instrumentados com “strain-gages” (extensômetros elétricos), DT's (transdutores de deslocamento) e relógios comparadores. Tensões, deformações, escorregamentos relativos e deslocamentos foram captados para comparações diversas. Os dados, em forma de gráficos, podem ser utilizados, não só para avaliação dos modelos numéricos, mas também para avaliação da distribuição de cargas e escorregamentos relativos entre o concreto e o perfil metálico, e demais assuntos sobre as ZIC's.

Na análise numérica, foram executados inúmeros processamentos através do programa ANSYS. Os processamentos são fisicamente não-lineares, com plasticidade incluída. Elementos sólidos: SOLID45 e SOLID65, este último, com fissuração e esmagamento, foi utilizado em conjunto com elementos de casca SHELL43 e BEAM189, todos com comportamento elasto-plástico. Nas diversas simulações executadas na análise numérica, programou-se o sistema, para, automaticamente, alcançar seus estados limites últimos numéricos (E.L.U.N.). Para tentar compatibilizar os resultados, com normas, ensaios experimentais e avaliações de engenharia, foram feitas variações diversas nos modelos, inclusive com uso de aderência e sem ela.

Os pilares mistos aliam resistência à proteção ao incêndio. Usado com vigas mistas e lajes mistas é, em muitos casos, a solução para viabilizar as construções em aço.

Palavras-chave: Pilar misto, Coluna mista, Análise não-linear, Construção mista, Análise plástica, Análise elasto-plástica, Ansys, Análise experimental.

ABSTRACT

This work presents the study of composite columns with emphasis on local load introduction zones. The main reason of studying local load introduction zones, here named ZIC, or ZICs, is the need of understanding their behavior not easily found in technical literatures.

Experimental analysis with 6 (six) real scale models, elasto-plastics analysis of those tested models, calculation by Eurocode simplified method, and their results are to be evaluated.

In this work, 6 (six) real scale models of 3,5m high of partially encased columns are tested in laboratory under axial compression and bending loads, monitored by strain-gages, dial gages, and DTs. Stresses, strains, slips in concrete and steel interface and displacements are measured for many comparisons. All plotted data, are to be used, not only by numerical models evaluations and comparisons, but also for load distribution and slips between concrete and steel profile and other matters related to ZIC' s.

Great number of nonlinear elastoplastic models is processed with ANSYS application software. Ansys solid elements named SOLID45 and SOLID65, this last one, with crushing and cracking capability, are used directly with SHELL43 and BEAM189 elements. In all simulations, FEM numerical routines are executed, trying to achieve automatically the ultimate numerical limit states (E.L.U.N). In order to get feasible numerical results in consonance with experimental models, engineering codes and engineering evaluations, modifications are continuously implemented to the numerical models, like adherence simulation presence, or its total absence at steel-concrete interface.

Composite columns are one structural solution that joins economy, resistance and fire protection. In most cases, its use, alone itself, or in conjunction with composite beams and or with composite slabs is the ideal solution for many structural steel constructions.

Key-words: Composite columns; Non-linear analysis; Plasticity; Composite construction; Elastoplastic analysis, Experimental analysis, Steel construction; Ansys.

1

INTRODUÇÃO

1.1 Conceitos iniciais

Pilar misto é um componente estrutural nascido de uma combinação de concreto com pilar metálico, fazendo uso das vantagens de ambos os tipos de pilares. O pilar misto tem maior ductilidade que o pilar de concreto e diversos tipos de ligações podem ser construídas no pilar, usando-se a experiência das construções metálicas. O concreto adicionado não só aumenta grandemente a capacidade do pilar metálico de suportar cargas, como também melhora a sua resistência ao incêndio. A FIG. 1.1.1, mostra o uso de pilares mistos tubulares.



FIGURA 1.1.1 Estruturas em pilares mistos. Fonte CIDECT- Bergmann(1995).

O pilar misto é, sem dúvida, em vários casos, a solução perfeita, unindo economia e capacidade de carga.

Pelo Eurocode, para um pilar ser considerado misto, a relação δ entre a força normal de cálculo do perfil metálico e a força normal de plastificação do pilar misto, tem que se situar entre $0,2 \leq \delta \leq 0,9$. O valor de δ estando abaixo de 0,2 implica no dimensionamento do pilar como pilar de concreto, e, estando acima de 0,9 o mesmo é dimensionado como pilar metálico.

O conjunto, para funcionar, depende da aderência entre o aço e o concreto e, quando a aderência não é suficiente, ela deve ser imposta através de conectores. Então, a existência do pilar misto é condicionada pela existência de aderência entre o concreto e o perfil metálico. Escorregamentos acima de certos valores e rupturas localizadas podem ocasionar estados limites não previstos.

A FIG. 1.1.2 mostra um outro exemplo de utilização de pilares mistos, em prédios de andares múltiplos.



FIGURA 1.1.2 Construções com uso de pilares mistos, Fonte CIDECT- Bergmann (1995).

A proporção com que uma carga aplicada se distribui para o concreto e para o aço depende de uma série de fatores e é um ponto de difícil equacionamento, em função das variáveis envolvidas. Nos pontos de introdução de cargas locais, tais como emendas de pilares e regiões de ligações com vigas, a dificuldade de se prever a distribuição de cargas entre o perfil metálico e o concreto é ainda maior. Essa distribuição de esforços

poderá ser avaliada ao longo desta dissertação, principalmente nos modelos numéricos e nos resultados dos modelos experimentais.

O dimensionamento do pilar misto não é o objetivo principal desta dissertação, uma vez que já é um assunto bastante estudado e existente nas normas. Alguns tópicos de dimensionamento poderão ser apresentados, desde que necessários, mas dando-se ênfase à zona de introdução de cargas. De acordo com a maneira com que o concreto se situa em relação ao perfil metálico, o pilar misto é denominado parcialmente revestido, se o concreto não esconde totalmente o perfil metálico. Diferentemente, em caso de um envolvimento completo do perfil metálico, o pilar misto é denominado completamente revestido. As situações estão mostradas na FIG. 1.1.3.

Uma outra possibilidade construtiva bastante utilizada é aquela em que o perfil de aço é construído em seção tubular redonda, ou retangular e, portanto, pode ser preenchido de concreto, como mostrado na FIG. 1.1.4.

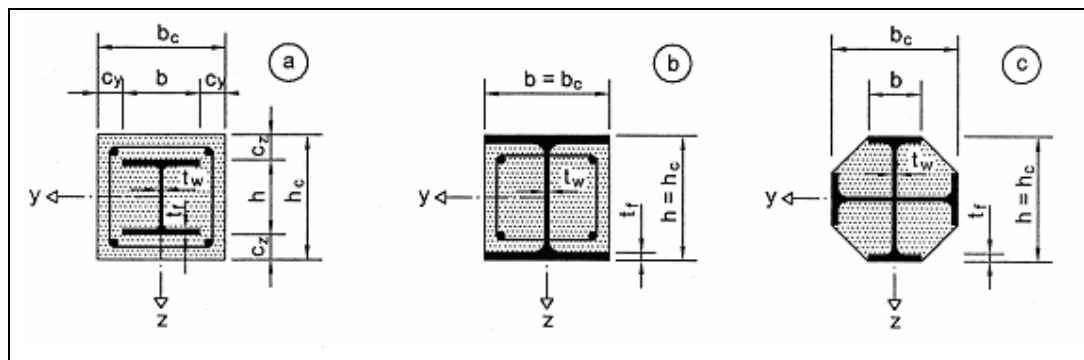


FIGURA 1.1.3 Seções transversais de pilares mistos. (a) totalmente revestidos em concreto; (b) e (c) parcialmente revestidos. (Ref. Eurocode 4).

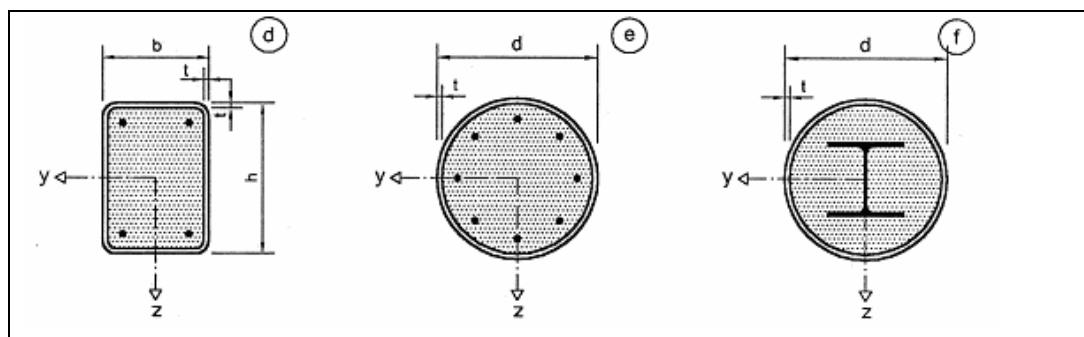


FIGURA 1.1.4 (d) e (e) Seções transversais de pilares mistos tubulares preenchidos, com ou sem armaduras internas e (f) com perfil metálico interno. (Ref. Eurocode 4).

O pilar misto teve início com a adição de concreto de revestimento nos pilares metálicos, mas apenas como um elemento de proteção à corrosão, ao incêndio e ao

impacto. Com o passar do tempo, percebeu-se, tanto através de observações como de pesquisas, que havia um aumento de rigidez significativo e comportamentos diferentes do pilar de aço. Posteriormente, já normalizado, o uso daquelas reservas estruturais não utilizadas, advindas da combinação dos dois materiais, tornou-se mais comum, proporcionando economia com o aumento de capacidade de carga, quando utilizado adequadamente, além da proteção ao incêndio e ao impacto.

Uma vez que pilares trabalham normalmente à compressão, ou melhor, à flexo-compressão, o pilar misto incorpora a resistência à compressão do concreto. O concreto, por sua vez, proporciona ao aço uma proteção eficiente contra corrosão e incêndio. Acrescente-se a isso uma redução de instabilidades locais das chapas do perfil metálico.

Por outro lado, o perfil metálico garante a alta resistência e a facilidade de execução como estrutura metálica. A vantagem proporcionada pelo aumento, não só da capacidade de carga, mas também, da proteção ao incêndio, deve ser sempre avaliada em função dos processos escolhidos para a construção, transporte e montagem do pilar misto. A economia varia caso a caso, cabendo sempre ao responsável pela obra a avaliação do custo e do benefício.

1.2 ZIC e ZNA

Nesta dissertação, as regiões específicas em estudo de um pilar misto, mostradas mais em detalhes nas FIGs. 1.2.1 a 1.2.4, serão nomeadas com as abreviaturas abaixo, para facilitar a sua referência dentro do texto e ao longo da dissertação.

ZIC's: – Zonas de introdução de cargas: - São aquelas regiões em um pilar misto que recebem esforços localizados devido a reações de vigas, reações de bases de colunas e transições de colunas.

ZNA's: – Zonas não afetadas por introdução de cargas: - São aquelas regiões onde a influência direta das cargas localizadas é pequena ou desprezível. Essas regiões, no entanto, podem sofrer efeitos não desprezíveis dos esforços cortantes provenientes de flexão do pilar, implicando em uso de conectores.

A FIG. 1.2.1 mostra esquematicamente as regiões das ZIC's e ZNA's de pilares mistos parcialmente revestidos.

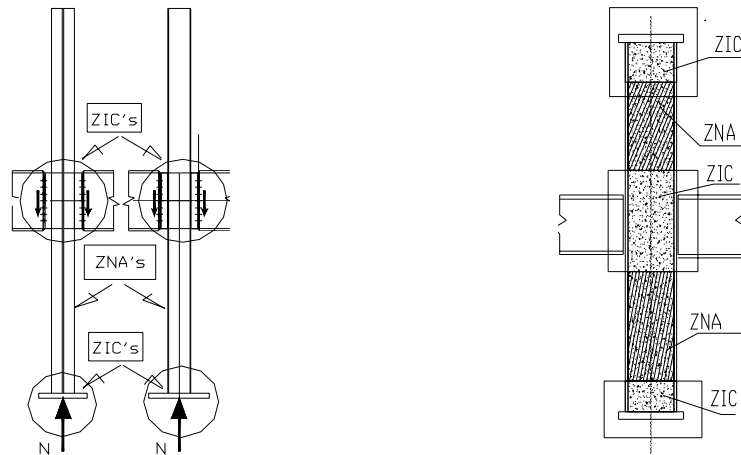


FIGURA 1.2.1 Croquis de pilares mistos parcialmente revestidos - ZIC's-ZNA's.

A FIG. 1.2.2 mostra detalhes de uma base de um pilar misto totalmente revestido, com as armaduras em volta do perfil metálico. Observa-se a armadura da fundação, estabelecendo a continuidade do pilar para a fundação.

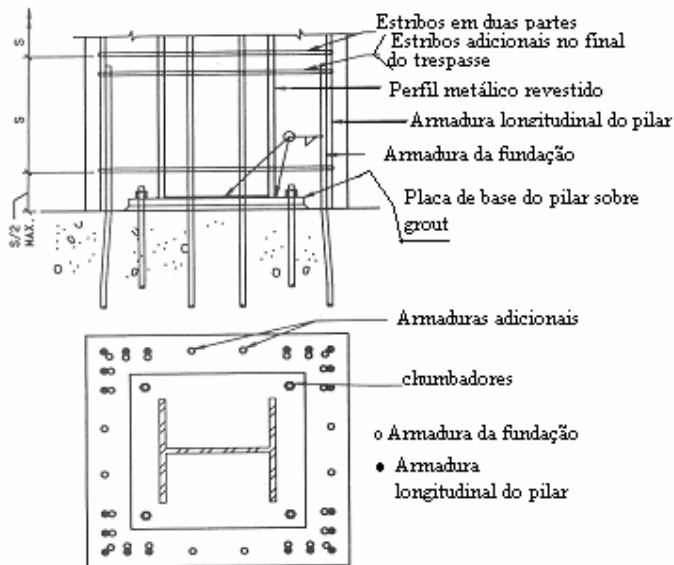


FIGURA 1.2.2 ZIC -Base de pilar misto revestido. Fonte: AISC - Steel Design Guide.

A FIG. 1.2.3 mostra um pilar totalmente revestido, com as suas armaduras já colocadas. As suas ZIC's e ZNA's são distintas. Nota-se a presença de conectores nas ZNA's, indicando a possibilidade de esforço cortante no pilar.

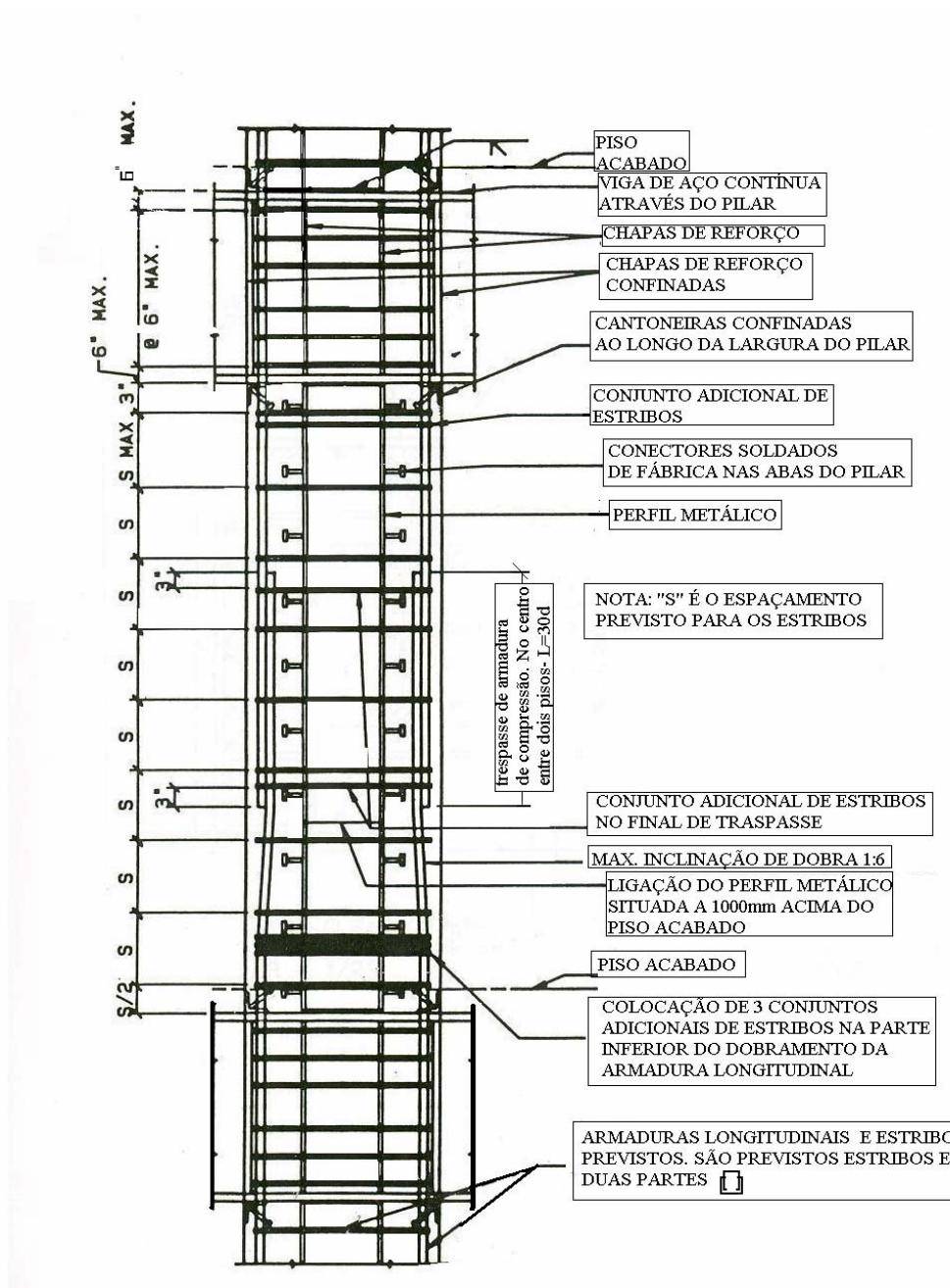


FIGURA. 1.2.3 Pilar misto revestido -ZIC's e ZNA's, Fonte: AISC-Steel Design Guide

A FIG. 1.2.4 mostra um caso especial de uma ZIC em que se optou por entrada de carga da reação da viga por contato, sobre o pilar inferior, no lugar de ligação pelas abas. Para isso, a carga, proveniente da ZNA superior, foi transferida para a ZNA

inferior através de uma barra quadrada maciça, ou de grande espessura, ancorada em ambas as ZNA's, mostrada na FIG. 1.2.4.

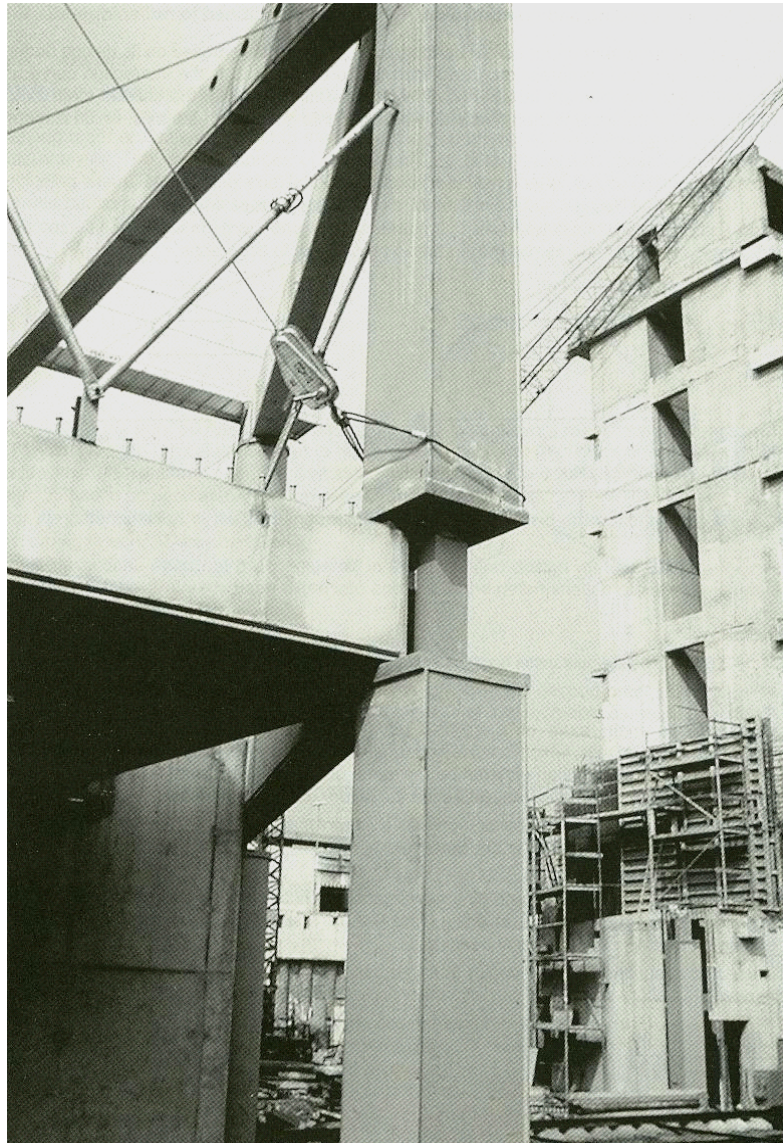


FIGURA 1.2.4 Pilar misto tubular preenchido. ZIC e ZNA. (Fonte, CIDECT)

1.3 Interação aço–concreto

Devido à falta de informações adequadas, nas **ZIC's** pretende-se analisar a influência da interação aço concreto, através de simulações numéricas, bem como outros aspectos do comportamento local.

Nas **ZNA's** trabalha-se com a suposição de não escorregamento entre o aço e o concreto, com consequência óbvia de que os materiais envolvidos - perfil metálico, concreto e armadura - possam atingir o estado limite último, com o perfil metálico sofrendo plastificação, mediante acréscimo do carregamento, até que o concreto sofra esmagamento. Para que isso possa acontecer, as **ZIC's** devem se comportar adequadamente e os critérios listados a seguir devem ser observados nas **ZNA's**:

- Relações largura / espessura (b / t) adequadas do perfil metálico;
- Garantia de interação aço e concreto. Nas **ZNA's** é considerada a hipótese da permanência das seções planas;
- A deformação de escoamento dos aços deve ser menor que a deformação, devido ao esmagamento do concreto.

A FIG. 1.3.1 mostra a compatibilidade de deformações entre o aço e o concreto nas faixas aplicáveis de uso estrutural.

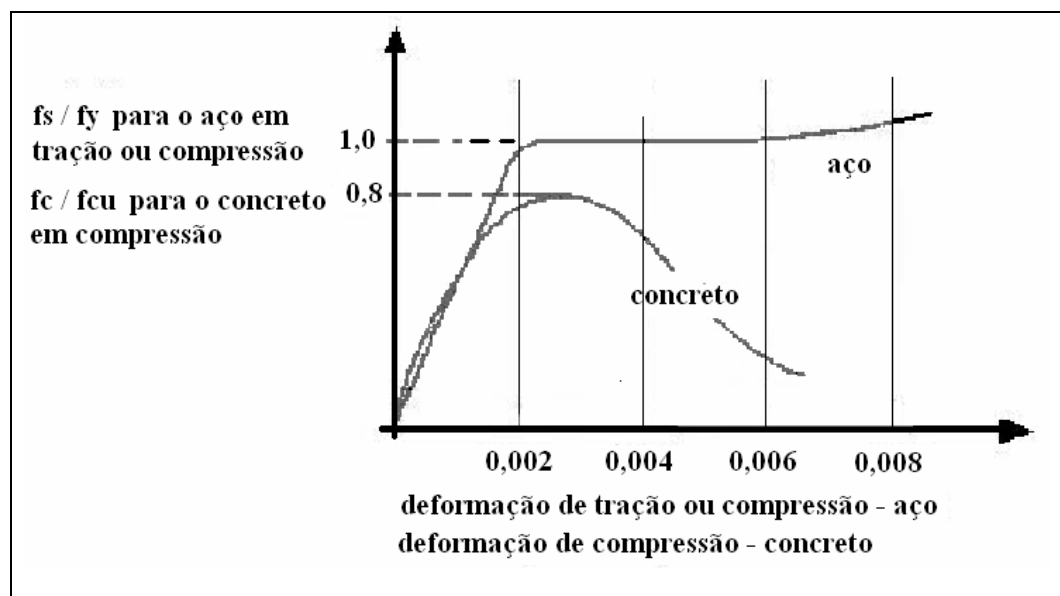


FIGURA 1.3.1 Curvas normalizadas para o aço e concreto. Fonte:Johnson, R.P. (1994).

1.4 Efeito das perturbações nas ZNA's e nas ZIC's

Numa ZNA, admite-se que as cargas são devidamente repartidas entre o aço e o concreto de forma que não há escorregamento relativo considerável entre eles.

No entanto, nas ZIC's as perturbações locais, provocadas pelas cargas localizadas podem promover escorregamento excessivo entre aço e concreto, esmagamento do concreto e descolamento entre aço e concreto. Como consequência de um ou mais desses fenômenos citados, a flambagem local de elementos comprimidos pode ocorrer prematuramente, podendo causar o colapso do pilar misto.

Quando ocorrem escorregamentos excessivos entre aço e concreto é como se o perfil perdesse a sua identidade de perfil misto naquele ponto, tendo como consequência a sobre-tensão em um ou outro material, causando ou um escoamento no aço ou um esmagamento no concreto, no momento em que se esperava um comportamento conjunto de distribuição da carga.

Como conclusão, pode-se dizer que conhecer melhor o comportamento de regiões do pilar misto submetido a cargas locais, ou melhor, o comportamento de uma ZIC (Zona de Introdução de Cargas), é determinante para o seu correto dimensionamento.

1.5 Tipos de análises para verificar os efeitos das perturbações

- Análises baseadas em prescrições de normas e artigos:

As informações encontradas são escassas.

- Análises numéricas:

São dependentes da escolha do modelo geométrico, das condições de contorno, dos tipos de elementos finitos, da existência de elementos finitos adequados. O estado da arte existente tanto em hardware quanto em software e a sua disponibilidade, além dos critérios de análise, são decisivos para a confiabilidade de uma análise numérica. Em geral, uma análise numérica deve ser considerada como complemento de análises experimentais ou análises baseadas em prescrições bibliográficas.

- Análise experimental:

Análises experimentais realizadas em quantidade suficiente, com qualidade e precisão de medidas e com escolha adequada de parâmetros a serem medidos, constituem a principal base para estabelecer critérios de cálculo e projeto para qualquer

tipo de construção. Entretanto, devido ao seu alto custo, quando se trata de protótipos de grandes dimensões, a quantidade de ensaios pode ser reduzida por meio de análise numérica complementar, calibrada com os resultados dos ensaios.

1.6 Construção de um pilar misto

A técnica de construção do pilar misto, em muitos casos, inicia-se com uma montagem do prédio puramente metálico, contribuindo assim com uma maior velocidade de montagem, comparativamente com uma solução em pilar de concreto.

Após uma determinada fase de construção, inicia-se a concretagem dos pilares. Essa seqüência de montagem é determinada pelo projeto e pelo cálculo. A FIG 1.6.1 mostra esquematicamente um exemplo de seqüência de montagem de um prédio com pilares mistos e lajes mistas.

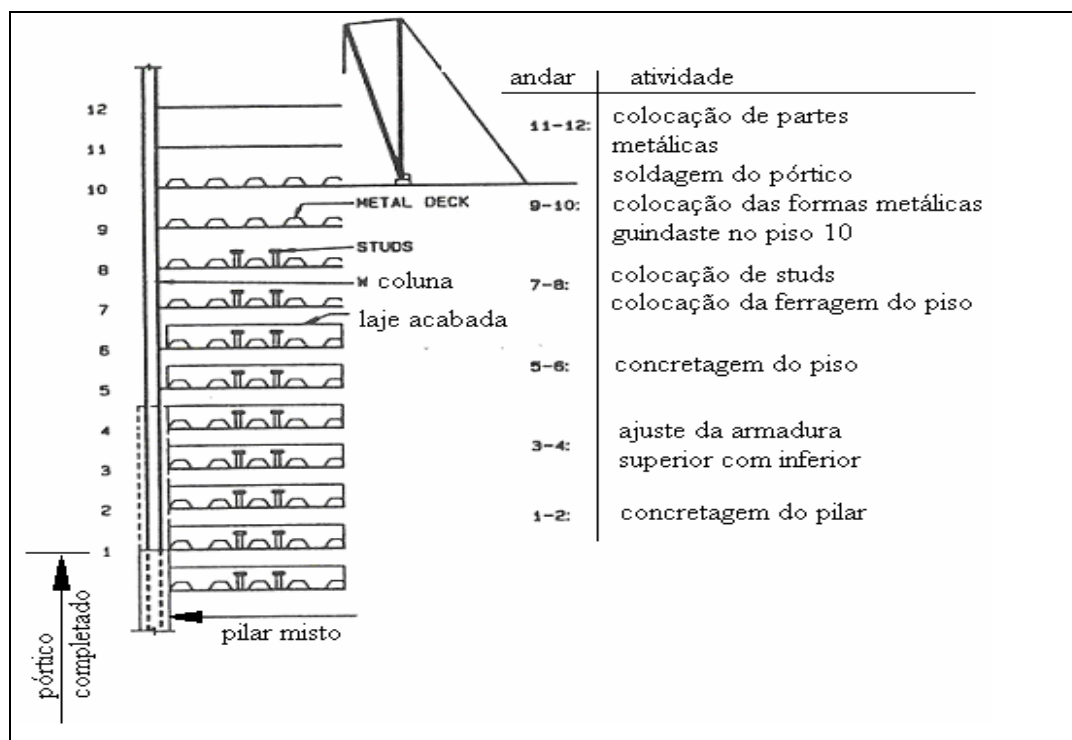


FIGURA 1.6.1 Fases de montagem- estrutura c/ pilar e laje mistos(AISC-Steel design).

Logicamente, outras influências se tornam presentes na construção de uma estrutura composta por pilares mistos. Essas influências, tais como a retração e a deformação lenta, são de fundamental importância, por exemplo, em prédios de andares

múltiplos de grande altura, em virtude do nivelamento das conexões, principalmente, se forem parafusadas.

Esses assuntos, porém, fogem ao escopo desta dissertação, mas a sua menção é devido ao fato de que não se pode esquecer da influência que o processo construtivo do pilar misto exerce na montagem da estrutura a que pertence.

1.7 Estados limites últimos e de serviço

Para se analisar numericamente modelos de pilares mistos, ensaiados em laboratório até cargas últimas, e com as normas atuais utilizando capacidades plásticas, a análise numérica, no mínimo, deve ser elasto-plástica. Além disso, dependendo do que se vai analisar, o modelo numérico do concreto deve possuir capacidade de fissuração e esmagamento. Ocorre, no entanto, que os elementos finitos desenvolvidos para representar o concreto não estão ainda em um estado de arte que permita representá-los com fidelidade.

Sabe-se também que não é comum, na prática, fazer análises com o concreto passando por todo o caminho até o estado último. Normalmente se trabalha com hipóteses e coeficientes de segurança tais, que modelos fissurados e hipóteses de cálculo possam ser usados sem problemas, diferentemente do aço, que é homogêneo e isotrópico. Portanto, é grande a dificuldade de se lidar com modelos de materiais cuja estrutura interna muda com a ordem de grandeza das solicitações, ou seja, um tipo de não-linearidade física apresentada pelo concreto. Nos cálculos tradicionais, o concreto é dimensionado numa faixa em que a resposta é por demais conhecida e assentada em ensaios.

Nesta dissertação, com uma abrangência numérico-experimental, procurou-se, de todas as maneiras, modelos representativos para o estado limite último. Esses modelos são dependentes do comportamento de elementos finitos utilizados pelo programa Ansys para tentar simular o concreto. Esse elemento denominado SOLID65 possui capacidades de fissuração e esmagamento e possui faixas de trabalho que respondem com bons resultados, mas que, embora sejam um avanço, não representam fielmente ainda o comportamento do concreto.

Paralelamente deve-se comentar também que é de difícil modelação o comportamento da aderência concreto e aço e do efeito do confinamento. A única saída

possível é processar inúmeros modelos, com processamentos de todo o tipo, fazendo variações diversas para se verificar o comportamento. Alguns desses processamentos, considerados os mais significativos, foram selecionados e alguns resultados foram colocados em gráficos. Para se tentar superar as dificuldades inerentes ao estado limite último, o método utilizado foi a tentativa. Os modelos em que o concreto é representado como um aço fraco ou somente com capacidade de fissuração não apresentaram problemas de convergência, porém não se pode dizer que são representativos dos estados limites últimos. No entanto, desde que se mantenha um controle da deformação, acredita-se que possam ser válidos os modelos processados. Finalmente, qualquer estudo que envolva processamentos numéricos de estruturas mistas tem obrigatoriedade de passar por elementos equivalentes ao SOLID65, a não ser que se use algum artifício para resolver o problema, saindo da modelação matemática do comportamento do concreto. Espera-se que com o desenvolvimento tecnológico surjam elementos finitos mais representativos do comportamento do concreto e sem os problemas numéricos de convergência.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DOS COMPONENTES DO PILAR MISTO COM INTERAÇÕES NAS ZNA'S E NAS ZIC'S

2.1 Introdução

Este capítulo tem o objetivo de apresentar as principais informações encontradas relativas ao comportamento e dimensionamento das ZIC's e que efetivamente contribuem para aumentar o conhecimento sobre esta região de um pilar misto, ou mesmo, aquelas recomendações existentes sobre a mesma região, existentes principalmente nas normas. O fato de existirem poucas informações sobre o assunto nas normas é um indicativo da escassez de artigos sobre as ZIC's.

Também são abordadas aqui as características mais importantes sobre os materiais componentes de um pilar misto e seus ensaios unidimensionais. Os estados tri-dimensionais de tensões e os critérios de falha apropriados serão também abordados, pois são estes estados que determinam o comportamento local.

Apesar desta dissertação priorizar o comportamento das ZIC's, estas regiões não existem sozinhas. Num pilar misto, como já visto no CAP. 1.0, coexistem duas regiões (ver nas FIGs. 1.2.1 a 1.2.3 do mesmo capítulo) com regras distintas, sendo que as ZIC's são carentes de prescrições e, muitas vezes, são usadas soluções estruturais para substituir o caminho da reação de apoio da viga, substituindo a entrada por cisalhamento nas abas, pelo contato direto na ZNA inferior, que foi apresentado na FIG. 1.2.4 do CAP.1.0.

Já as ZNA's são o objeto freqüente das normas existentes e não se pode analisar as ZIC's sem o conhecimento do dimensionamento da ZNA.

2.2 Comportamento geral do conjunto misto

A FIG. 1.3.1 e a FIG. 2.2.1 relativas aos diagramas de tensão X deformação mostram a compatibilidade de deformação dos principais materiais componentes do pilar misto. Esta compatibilidade é de fundamental importância no comportamento conjunto do pilar misto. Nota-se nelas que o escoamento do aço do perfil ocorre para $\varepsilon < 0,2\%$.

Três tipos de aços estruturais compõem o pilar misto para os componentes metálicos: Perfis metálicos, armaduras e conectores de cisalhamento. Cada tipo de aço possui uma conotação adequada para cada função dentro do pilar misto.

Devido à deformação do concreto sujeito à compressão pura ter o valor $\varepsilon_{cl} (‰) = 0,7 * f_{cm}^{0,31} < 2,8 ‰$ dado pela EQ. 2.7.6.a, e, devido à fragilidade do material, é de fundamental importância que o aço do perfil possa escoar numa deformação inferior a esta.

Caso contrário, o concreto pode ser restringido na sua tentativa de deformação e então ter um colapso prematuro, perdendo a capacidade de contenção do perfil à flambagem local ou global. Para tal, a tensão de escoamento do aço deve ser limitada pelo valor:

$(f_y)_{max} \leq E_{aço} * 0,7 f_{cm}^{0,31}$. Como exemplo, para um $f_{ck} = 20\text{MPa}$ pela EQ.2.7.1 :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28\text{MPa} \quad \text{e sendo} \quad E_{aço} = 205\text{GPa}.$$

$$\therefore (f_y)_{max} = 205000 * 0,7 * 28^{0,31} / 1000 \leq 205.000 * 1,9666 / 1000 = 403\text{MPa}$$

O concreto, armado convenientemente e, interagindo com o perfil metálico proporciona, no conjunto formado, que é o pilar misto, comportamentos específicos à flambagem, flexo-compressão, além de proporcionar resistência ao incêndio nos elementos individuais componentes (perfil metálico e concreto armado). Como exemplo disso, a FIG. 2.2.2 representa a curva de plastificação desse conjunto formado, introduzindo um aumento de resistência em relação aos comportamentos individuais.

2.3 Comportamento do concreto

2.3.1 Geral

O concreto é um material composto de agregados graúdos imersos numa massa contínua, constituída de uma pasta de cimento e de partículas agregadas menores. O seu comportamento físico é muito complexo, sendo largamente determinado pela estrutura dos materiais que o compõem: relação água-cimento, relação cimento-agregado, forma e tamanho do agregado, além do tipo do cimento utilizado.

Nos modelos de dimensionamento e comportamento quanto à tensão-deformação, a estrutura do material é analisada macroscopicamente, sendo considerada um meio contínuo, além de ser inicialmente considerada isotrópica. Há que se distinguir sempre, comportamentos reais de comportamentos idealizados, criados ou para facilitar o dimensionamento, ou mesmo para uma simplificação.

O concreto é um material frágil. O seu comportamento em tensão-deformação é ditado pelo desenvolvimento de micro e macro fissuras no conjunto. Particularmente, o concreto contém um grande número de microfissuras, especialmente na interface entre os agregados graúdos e a massa envolvente, mesmo antes de qualquer aplicação de carga. Estas microfissuras iniciais são causadas pela segregação (perda de água), retração, ou pela expansão térmica que ocorrem na pasta de cimento. Com a aplicação de cargas externas, microfissuras adicionais podem ocorrer na interface pasta de cimento e agregados, onde ocorre a ligação mais fraca do conjunto composto. A progressão dessas fissuras, inicialmente invisíveis, tornam-se visíveis com a aplicação de cargas externas e contribuem para o comportamento não-linear obtido em tensão-deformação.

2.3.2 Comportamento uniaxial e triaxial.

De uma maneira geral, o concreto exhibe, então, um comportamento não linear em todo o diagrama tensão deformação uniaxial, além de apresentar fissuração e esmagamento, dependendo da sollicitação. Na sollicitação uniaxial, o concreto alcança a sua máxima tensão de compressão para uma deformação entre 0,002 e 0,003 como mostra a FIG. 1.3.1, CAP. 1.0, ou seja, 2 a 3 mm/m e em deformações maiores ele é

esmagado, perdendo quase toda sua resistência à compressão. O concreto é muito frágil em tração, tendo uma capacidade de deformação de apenas 0,0001, ou seja, 0,1mm/m, antes que ele se fissure. A FIG. 1.3.1 também nos mostra que a máxima tensão alcançada pelo concreto em compressão uniaxial é pouco mais que 80% da sua resistência cúbica. A curva típica de compressão uniaxial mostrada na FIG.2.3.1 é importante para se conhecer as propriedades do concreto. Nela se observam três importantes estágios. O primeiro corresponde à tensão na região até 30% da máxima tensão de compressão f_c' . Nessa região as fissuras existentes no concreto permanecem aproximadamente imutáveis e o comportamento em tensão deformação é linearmente elástico, onde, então, $0,3f_c'$ é o usual limite de elasticidade. Além desse limite, a curva T x D começa a se desviar da parte reta. Tensões entre 30% e 75% de f_c' caracterizam o 2º estágio, no qual as fissuras começam a aumentar em comprimento, largura e número. Com a significativa formação de fissuras, a não linearidade material se torna mais evidente. Contudo, a propagação de fissuras neste estágio é ainda estável até que a tensão alcance o nível de 75% de f_c' . Após este ponto, o aumento da carga implica em fraturas instáveis e a falha progressiva do concreto acontece então. No entanto, é o estado tri-dimensional de tensões que realmente acontece e o que deve ser usado para se determinar a resistência do concreto. Em casos mais simples, uma abordagem bi-dimensional ou unidimensional é usada.

2.3.3 Relação tensão deformação para análise não-linear.

A relação entre σ_c e ε_c conforme Eurocode 2000, mostrada na FIG. 2.3.2, para carregamentos uniaxiais de curta duração, para cálculos não lineares, pode ser expressa por:

$$\sigma_c / f_{cm} = (k\varepsilon_c - h^2) / (1 + (k-2)h) \quad h = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad \text{e} \quad k = 1,1 E_{cm} * \varepsilon_{c1} / f_{cm} \quad (2.3.1)$$

2.3.4 Estados triaxiais e critérios de falha

Quanto ao seu dimensionamento, o estado tri-axial é o determinante para se prever a falha. Existem várias teorias aplicáveis para se avaliar a integridade estrutural do concreto. Em todas o concreto é avaliado como um material dependente da pressão

hidrostática, como acontece na prática. O conceito de pressão hidrostática, conforme sabido, provém da clássica divisão de um tensor qualquer em dois tensores: um tensor denominado hidrostático e outro denominado tensor desviador :

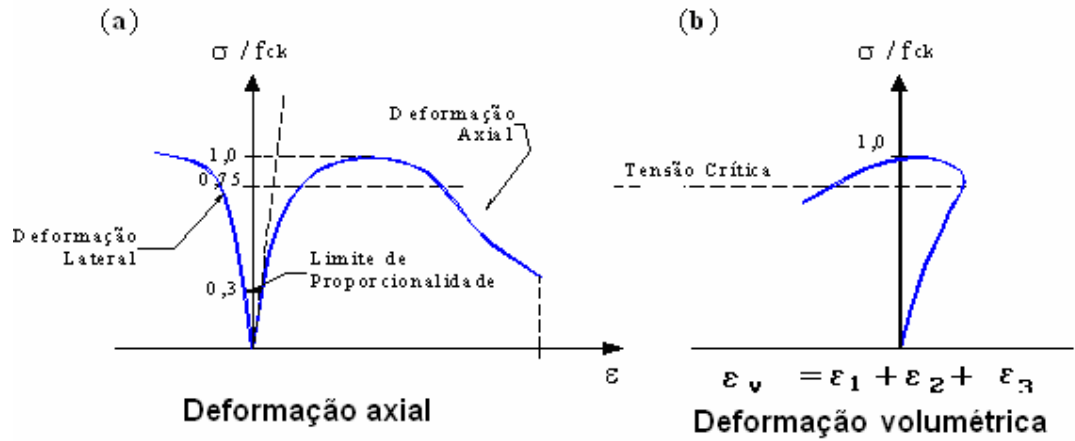


FIGURA 2.3.1 a) Curvas típicas de compressão uniaxial de σ X ϵ tensão-deformação, b) deformação volumétrica .

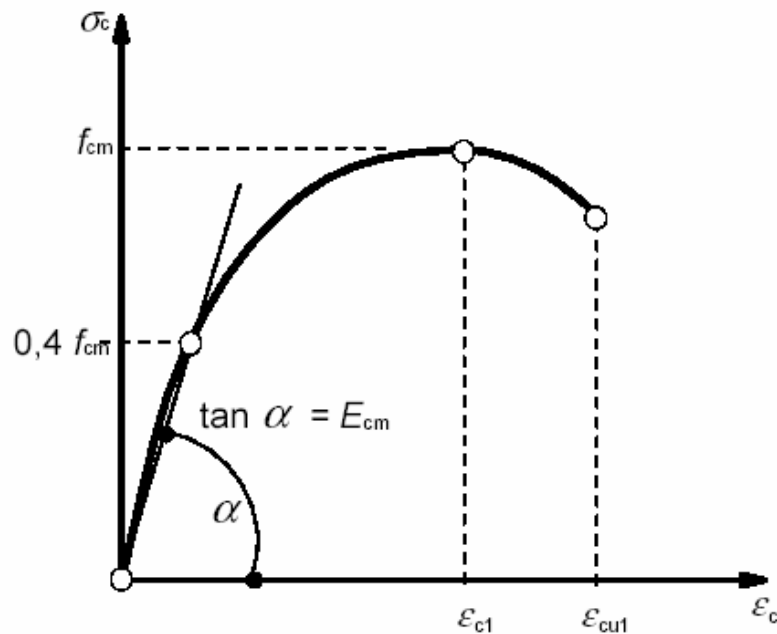


FIGURA 2.3.2 Diagrama idealizado σ x ϵ para análise N-Linear do concreto.

$$\begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_m - p & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_m - p & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_m - p \end{vmatrix} \quad (2.3.2)$$

$$\begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{vmatrix} + (1/3) \mathbf{x} \begin{vmatrix} 2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 & 0 & 0 \\ 0 & 2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2 \end{vmatrix} \quad (2.3.3)$$

onde, $p \equiv \sigma_m = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})/3 \equiv (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = I_1/3$ (I_1 é o 1º Invariante)

A grande maioria dos critérios de falha usados para o dimensionamento do concreto leva em conta o efeito do “tensor hidrostático”, tensor esse que promove um confinamento do concreto quando em compressão, aumentando apreciavelmente a sua resistência, proporcionalmente ao valor desta compressão, ou promovendo a sua fissuração até a perda total de resistência acima de um certo nível de valor de tração.

Os principais critérios de falha usados para o estado limite último são os de Willam and Warnke, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. Outros critérios existem e são também usados. Na seção de análise numérica onde foi usado o programa Ansys, será mencionado o critério usado pelo programa “Ansys” para avaliar fissuração e esmagamento. É importante distinguir entre o estado limite de serviço e o estado limite último para se avaliar o critério de falha adequado.

2.3.5 NBR 6118:2003

A Norma Brasileira de projeto de estruturas de concreto sempre orienta para que se façam ensaios para avaliar as propriedades de cada concreto. Na falta desses ensaios, a norma apresenta valores, cujos significados e abreviaturas devem ser verificados na própria norma, na pág. 21. Apresentaremos aqui apenas alguns valores nela existentes:
Unidade (MPa)

- Resistência à tração: $f_{ct,m} = 0.3f_{ck}^{2/3}$; $f_{ctk,inf} = 0.7f_{ct,m}$; $f_{ctk,sup} = 1.3f_{ct,m}$ (2.3.4)

- Módulo de Elasticidade (tangente inicial cordal a 30% de f_c) $E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$ (2.3.5)

- Módulo de Elasticidade secante usado para análises elásticas, em estados limites de serviço e estados solicitantes. $E_{cs} = 0.85E_{ci}$ (2.3.6)

-Diagramas tensão deformação:

Compressão: Para tensões de compressão $\leq 0.5f_c$ admite-se relação linear, com valor do módulo de elasticidade expresso na Eq.(2.3.5).

Para análise do estado limite ultimo permite-se o diagrama idealizado da FIG. 2.3.3

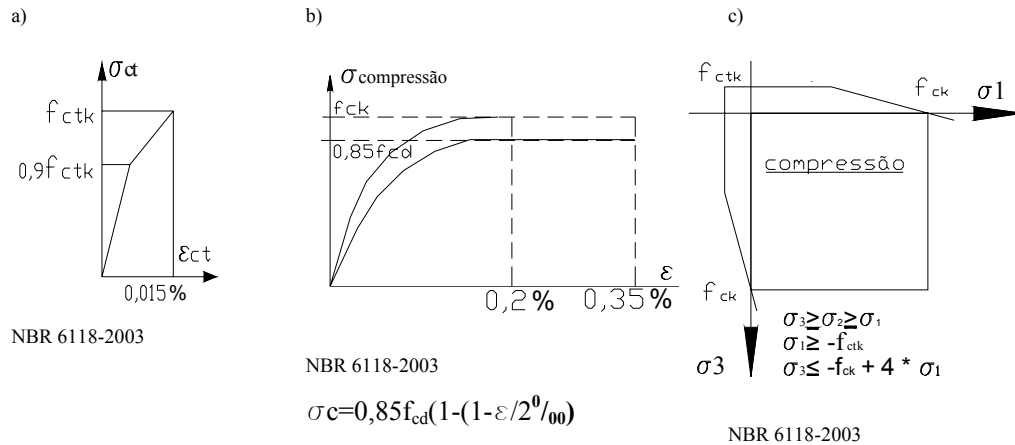


FIGURA 2.3.3 Concreto: a) $\sigma \times \epsilon_{ct}$ - tração; b) $\sigma \times \epsilon_c$ -compressão; c) superfície de falha.

Tração: Para o concreto não fissurado, pode ser adotado o diagrama da FIG. 2.3.3 a.

Cisalhamento: $\tau_{wRd} = 0,3 f_{ctd}$ na flexão simples e na flexo-tração. (2.3.7)

$\tau_{wRd} = 0,35 f_{ctd}(1 + 3\sigma_{cmd} / f_{ck})$ na flexo-compressão. (2.3.8)

Resistência no estado multiaxial de tensões.

Na Norma Brasileira de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118:2003), o critério de verificação por tensões tridimensionais está resumido na FIG.2.3.3c (em forma bi-dimensional) com $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$, onde as tensões positivas são de compressão e as negativas, de tração.

2.3.6 Critério de falha de Willam&Warnke, Espaço de Haigh-Westergaard

Embora já se tenha apresentado a superfície de falha do concreto pela NBR 6118,2003, FIG. 2.3.3c, o critério de Willam&Warnke também será apresentado. Esse critério será usado no CAP. 6.0(ver figura 6.3.1) na análise numérica plástica do pilar misto pelo MEF através do programa Ansys. A FIG. 2.3.6 mostra a abordagem espacial do estado de tensões do concreto. A apresentação bidimensional, FIG.2.3.7, resulta da

não existência, de uma terceira tensão, com $\sigma_3=0$. Existe uma outra forma de representação bidimensional, que não pode ser confundida com a da FIG. 2.3.6, que consiste na projeção dos três eixos $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ sobre o plano perpendicular ao eixo trissetor, representação essa muito utilizada nas abordagens das superfícies de falha, usada nos estudos de plasticidade. O sistema de referência da figura espacial, conhecido como espaço de tensões de Haigh-Westergaard, mostrado na FIG. 2.3.6, é um sistema de coordenadas cujos eixos são as tensões principais. Assim procedendo, os diversos estados de tensões possíveis, uma vez definidos os critérios de estados limites, são assim limitados por superfícies limites no espaço. Os valores internos definem situações em que os estados limites não foram alcançados.

O limite dessas figuras espaciais são as conhecidas superfícies de falhas que dependem tão somente dos valores das três tensões principais, independentemente, inclusive, da sua inclinação. Com isso, nesse sistema de representação, dois tensores que têm diferentes orientações dos seus eixos principais, mas com as mesmas tensões principais, são representados pelo mesmo ponto. Este sistema de trabalho foca primariamente a geometria do estado de tensões, e não a orientação do estado de tensões. É interessante observar também na FIG.2.3.6 que a resistência do concreto à compressão axial, ou seja, o conhecido concreto confinado, é muitas vezes maior que a resistência quando em compressão uniaxial.

Na representação biaxial de tensões da FIG. 2.3.7, a qual é, por exemplo, como uma interseção da superfície da FIG. 2.3.6 com o plano $\sigma_1\sigma_2$, onde então, $\sigma_3=0$, temos :

σ_1 e $\sigma_2 > 0$ (em tração) e $\sigma_3=0$ $\sigma_1=f_t$ e ou $\sigma_2=f_t$: A falha é por fissuração no plano perpendicular á tensão que atingiu o limite.

$\sigma_1 > 0$, $\sigma_2 < 0$ e $\sigma_3=0$: falha é por fissuração no plano perpendicular a σ_1 .

$\sigma_1 < 0$, $\sigma_2 > 0$ e $\sigma_3=0$: falha é por fissuração no plano perpendicular a σ_2 .

$\sigma_1 < 0$, $\sigma_2 < 0$: se $\sigma_3=0$ ou $\sigma_3 < 0$: esmagamento; se $\sigma_3 > 0$: fissuração ou esmagamento.

Observe-se que na FIG. 2.3.6 com $\sigma_1 < 0$, $\sigma_2 < 0$, $\sigma_3 < 0$ a superfície torna-se cada vez mais larga, na medida em que os valores individuais são aumentados, o que representa o efeito denominado confinamento. Portanto, na FIG. 2.3.7, o valor de f_{bc} ,

que é a tensão de ruptura por esmagamento, para $\sigma_1 = \sigma_2 < 0$ que é em torno de 1,15 a $1,2f_{ck}$ (apud QUEIROZ, 2001) para $\sigma_3 = 0$, pode ser muito ampliado, para $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 < 0$.

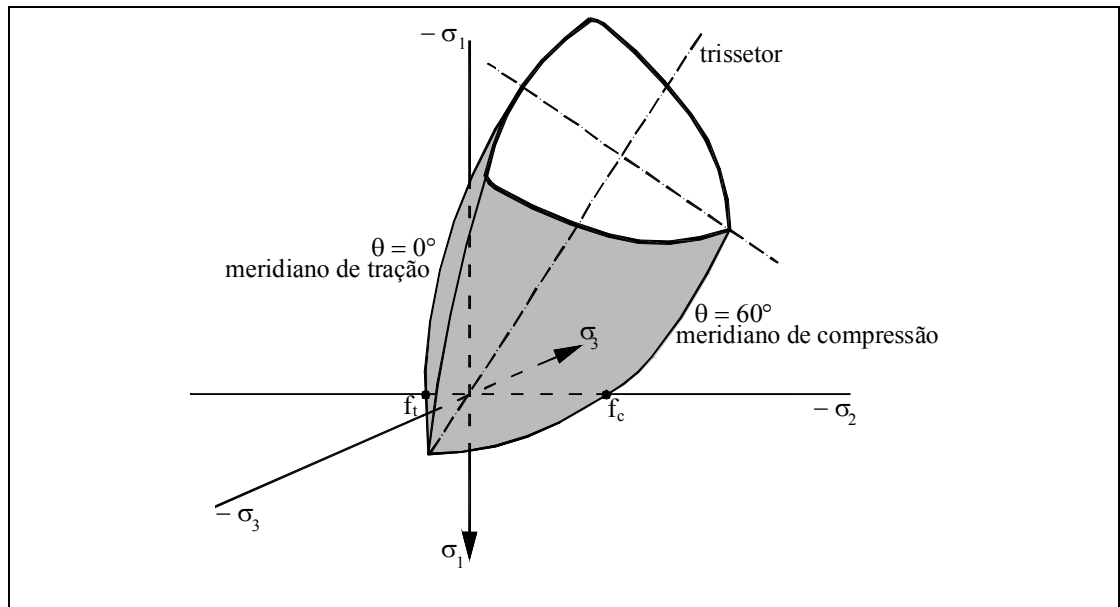


FIGURA 2.3.6 Superfície de falha de Willam & Warnke (Queiroz, 2001).

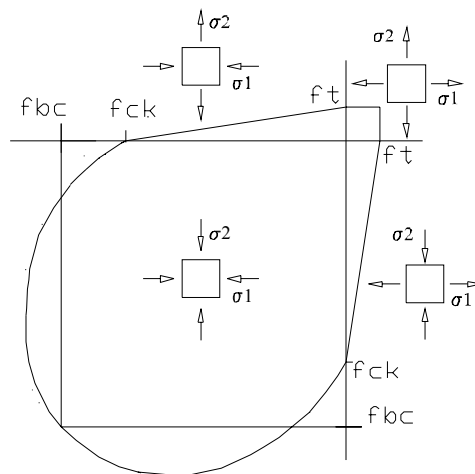


FIGURA 2.3.7 Estado de tensão biaxial (Fonte-Manual teórico do Ansys))

2.4 Comportamento do Aço

2.4.1 Introdução

Os aços são classificados como metais compostos basicamente de ferro e carbono, sendo que a proporção de carbono varia até um máximo de 2%. O teor de carbono determina a divisão entre os aços e os ferro fundidos.

Outros componentes metálicos e não metálicos também estão presentes na composição química do aço. A proporção desses elementos na composição do aço define, junto com o carbono, as propriedades físicas e químicas do aço. A evolução tecnológica tem constantemente apresentado novos aços. A adição de metais como Manganês, Cobre, Nióbio, Vanádio, Cromo, Níquel, Molibidênio, Titânio e Alumínio dá origem ao que chamamos de aços ligados. Esses metais adicionam propriedades diferentes ao aço e lhes proporcionam diferentes aplicações na indústria. O Fósforo, o Silício e o Enxofre estão também presentes na composição química dos aços e a variação de suas proporções, além da sua limitação, também influi nas propriedades dos aços. Os aços usados na construção civil têm uma proporção de carbono de aproximadamente 0,15 a 0,30%. A TAB. 2.4.1 mostra alguns aços utilizados para perfis. As chapas dos perfis e barras redondas do concreto são as formas usadas nos pilares mistos.

Os aços que possuem patamar de escoamento, no início deste escoamento, apresentam uma deformação similar àquela relativa ao esmagamento do concreto, mas, nas deformações que se seguem, a tensão no aço continua a crescer lentamente, até uma deformação total de pelo menos 4,0 vezes a deformação relativa ao escoamento. Essas propriedades de deformações similares e a limitação imposta à tensão de escoamento, em função do f_{ck} , já mencionada no item. 2.8, são os fatores iniciais que possibilitam a existência do pilar misto. A FIG. 2.2.1 nos mostra qualitativamente, a diferença entre os aços do perfil metálico e os da armadura. Nela se vê que os aços da armadura em geral não possuem patamar de escoamento e seu valor é maior que o limite de escoamento do perfil.

O aço é material homogêneo e o modelo matemático fica bem próximo do modelo físico. Outra característica do aço é sua ductilidade, ou seja, a sua capacidade de se deformar plasticamente sem se romper. Esta propriedade pode ser avaliada por meio

do alongamento ou da estrição. Quanto mais dúctil o aço, maior é a redução de área ou o alongamento antes da ruptura.

TABELA 2.4.1 Aços: composição química e propriedades. Fonte, Catálogo Usiminas

Espec.	t(mm)	C _{max}	Mn _{mx}	Si _{max}	P _{max}	S _{max}	Cu	Cr e Ti	L.E.(MPa)	L.R.(MPa)
A36	5<t<19	0,25	-	-	0,040	0,050	>0,20	(*)Ti<0,15	>250	400-550
A36	19<t<38	0,25	0,80-1,20	0,15-0,40	0,040	0,050	>0,20	(*)Ti<0,15	>250	400-550
SAC350 (SAC50)	5<t<16	0,18	1,40	0,15-0,55	0,030	0,030	0,25-0,50	0,40-0,65(*)	373	490-608
SAC350 (SAC50)	16<t<40	0,18	1,4	0,15-0,55	0,03	0,03	0,25-0,50	0,40-0,65(*)	353	490-608
SAC300 (SAC41)	5<t<51	0,18	1,30	0,35	0,03	0,03	0,25-0,50	0,40-0,65	245	402-510
SAC300, (SAC41)	51<t<76	0,20	1,30	0,35	0,03	0,03	0,25-0,50	0,40-0,65	245	402-510

2.4.2 Diagrama tensão-deformação - Estado uniaxial de tensão

O diagrama tensão-deformação para o aço submetido à tração simples é representado na FIG. 2.4.1a, sendo: σ =tensão, ε =deformação, σ_p =limite de proporcionalidade.

Na fase elástica, a peça, ao ser tracionada, adquire tensões proporcionais às deformações, seguindo a lei de Hooke. Esta proporcionalidade é facilmente vista na FIG.2.4.1a, sendo que a constante de proporcionalidade é o módulo de elasticidade. Após o limite de proporcionalidade, inicia-se a fase não linear-elástica, que termina com o limite elástico. Nessa região, a relação entre tensão e deformação não é mais linear, mas, o material é ainda elástico. Após isso, o material se comporta elasto-plásticamente. Distintas regiões podem ser percebidas: escoamento, onde a deformação cresce com tensão constante e encruamento, onde, ainda na fase plástica, há um rearranjo da estrutura cristalina e o material começa a aumentar a sua resistência, ocorrendo novamente variação da tensão com a deformação, porém, não-linearmente. O

valor máximo da tensão é chamado de limite de resistência do aço, que é a tensão de ruptura.

O limite de resistência à tração é calculado dividindo-se a carga máxima que o material suporta, antes da ruptura, pela área da seção transversal inicial do corpo de prova. Essa tensão calculada é a usada no dimensionamento, porém, não representa a tensão real. A tensão real que solicita o material é calculada considerando-se a área real da seção do corpo de prova, menor que a área inicial, já que os materiais dúcteis sofrem estricção da seção transversal quando solicitados pela carga máxima.

Esta tensão calculada é a usada no dimensionamento, porém, não representa a tensão real. A tensão real que o material solicita é calculada considerando-se a área real da seção do corpo de prova, menor que a área inicial, já que os materiais dúcteis sofrem estricção da seção transversal quando solicitados pela carga máxima.

A FIG. 2.4.1a, onde ε_p corresponde à deformação residual, na fase plástica, mostra esses efeitos com clareza. O aço se comporta igualmente na tração e na compressão. Porém, na compressão, quando não há ocorrência de flambagem, as tensões são sempre crescentes e, após o escoamento, ocorre um aumento da área transversal, sem que seja atingida a ruptura propriamente dita.

Um outro efeito que não pode deixar de ser mencionado é o efeito Baushinger, que consiste na mudança do diagrama de tensão-deformação após um descarregamento e um novo carregamento da estrutura, após ultrapassagem do limite elástico. A principal mudança consiste em que um material carregado, por exemplo em tração, apresentando uma tensão σ'_1 , num descarregamento, apresente uma tensão correspondente de escoamento em compressão que ocorra num nível de tensão σ''_1 , o qual seja menor que o valor σ_y inicial e seja ainda muito menor que o valor anterior σ'_1 .

A FIG. 2.4.1a mostra 3 (três) modelos idealizados de comportamento em tensão-deformação, com o objetivo de se obter uma solução para o problema de deformação, dentro do cálculo plástico:

- 1) Modelo elástico perfeitamente plástico.
- 2) Modelo com encruamento elástico-linear.
- 3) Modelo com encruamento elástico-exponencial.

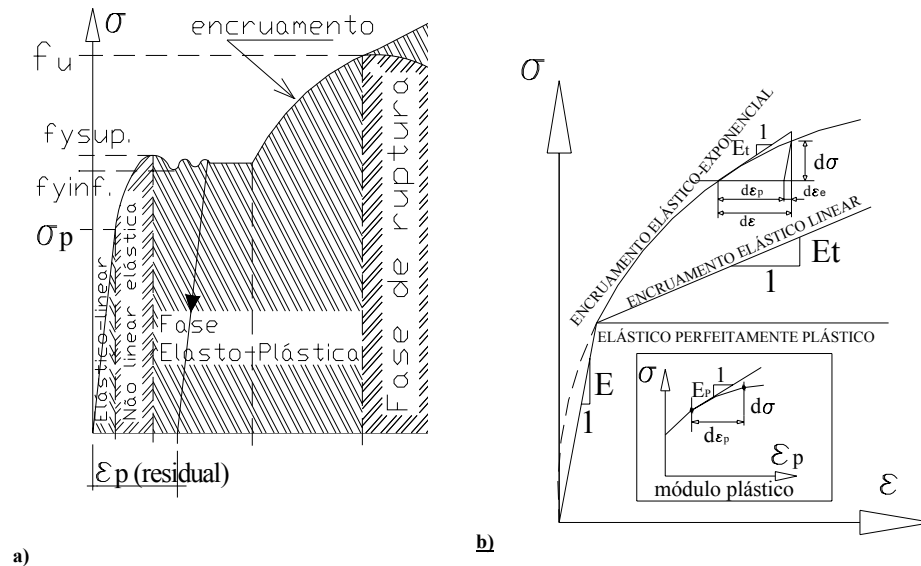


FIGURA 2.4.1 Ensaio uniaxial tensão X deformação. a)Fases do diagrama uniaxial;b)Curvas idealizadas do estado uniaxial para cálculos plásticos.

A FIG. 2.4.1b também mostra os 3(três) módulos:

- 1)E = Módulo de Elasticidade.
- 2)Et = Módulo tangente.
- 3)Ep = Módulo plástico.

A relação entre eles é $1/E_t = 1/E + 1/E_p$ (2.4.1)

Embora esses conceitos estejam sendo dados dentro do capítulo do aço, as regras de plasticidade são gerais, adaptando-se ao modelo do concreto, sendo que este é um material com dependência da pressão hidrostática, enquanto o aço é independente da mesma.

2.4.3 Regras de encruamento

O efeito do encruamento em avaliação dos estados limites últimos deve ser posicionado adequadamente. Três tipos de regras são normalmente usadas:

Regras de:

- 1)Encruamento isotrópico: -Sem efeito Baushinger.
- 2)Encruamento cinemático: -A faixa elástica não muda, mas, com o efeito Baushinger.
- 3)Encruamento independente: -Encruamento independente na tração e na compressão.

2.4.4 Resistência do aço a estados multiaxiais de tensão.

Os critérios de falha usados para o aço são os de Tresca ou de von Mises. Em ambos os critérios, a falha é o escoamento do aço. O critério de von Mises é o mais usado. O espaço de Haigh-Westergaard, já mencionado anteriormente, é o sistema especial de eixos coordenados onde as superfícies de falha são criadas, sendo que esses eixos são as tensões principais. Nos critérios de falha é também usado o plano octaédrico, que é um plano cuja normal faz ângulos iguais com cada eixo principal de tensões. Nesse plano, $\mathbf{n} = (n_1, n_2, n_3) = 1/\sqrt{3}(\pm 1, \pm 1, \pm 1)$, embora esse plano não deva ser confundido com o plano desviador, pois no espaço de Haigh-Westergaard só se considera as tensões principais e os planos principais.

Pela FIG. 2.4.1 a, o início do escoamento define o limite elástico de um material em ensaio uniaxial. O limite de proporcionalidade, um pouco abaixo do escoamento, é o limite de linearidade. O limite elástico em tração simples é a tensão de escoamento σ_y , enquanto no teste de cisalhamento simples é a tensão τ_0 . Em geral, o limite elástico é função do estado de tensões, ou seja, do tensor σ_{ij} . Deve-se lembrar que os critérios de falha foram determinados experimentalmente. O diagrama uniaxial em tração, por si só, não fornece nenhuma informação sobre o comportamento sob tensões combinadas. Testes são executados, analogamente aos testes uniaxiais, por exemplo, aumentando-se proporcionalmente todas as tensões. Em ensaios biaxiais σ_1 e σ_2 são aumentados, mantendo-se a proporção σ_1/σ_2 . Contudo, se considera: 1) Isotropia. 2) Independência da pressão hidrostática. 3) σ_y igual em tensão e compressão, é possível conhecer 12(doze) outros pontos com apenas 1(um) ensaio. Com esses pressupostos, são geradas com facilidade as superfícies de falha.

Critério de Tresca:

Esse critério, datado de 1864, foi o primeiro critério de escoamento para estados de tensões combinados para metais cujo nome leva o nome do descobridor. Nele o escoamento ocorre quando a máxima tensão de cisalhamento num ponto alcança um

valor crítico τ_o . Em termos das tensões principais, a metade do valor máximo absoluto das diferenças entre as tensões principais analisadas aos pares deve ser igual a τ_o .

$$\max\left(\frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2|, \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3|, \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1|\right) = \tau_o \quad (2.4.2)$$

Como se deduz a partir da Eq.(2.4.2), a constante τ_o , tensão de escoamento por cisalhamento puro, é igual à metade da tensão de escoamento na tração uniaxial ($f_y / 2$).

No espaço de Haigh-Westergaard, a representação do critério de Tresca é um prisma hexagonal cujo eixo é o eixo hidrostático, ou o trissetor dos eixos $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (FIG. 2.4.2b).

Critério de von Mises

Esse critério, datado de 1913, foi proposto por von Mises. Embora o critério de máxima tensão de cisalhamento(Tresca) seja simples, ele não inclui nenhuma influência da tensão principal intermediária. A limitação da tensão de cisalhamento octaédrica ou a energia de deformação por distorção foi o caminho escolhido por von Mises.

$$\frac{1}{2} \cdot \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} = f_y \quad (2.4.3)$$

Para $\sigma_1 = \tau_o, \sigma_2 = 0, \sigma_3 = -\tau_o$, temos:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\tau_o - 0)^2 + (0 + \tau_o)^2 + (-\tau_o - \tau_o)^2} \leq f_y \therefore \tau_o \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (2.4.4)$$

τ_o é a tensão de escoamento por cisalhamento puro. No espaço de Haigh Westergaard, a representação do critério de von Mises é uma superfície cilíndrica cujo eixo, o trissetor dos eixos $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, é o eixo hidrostático (FIG 2.4.2a).

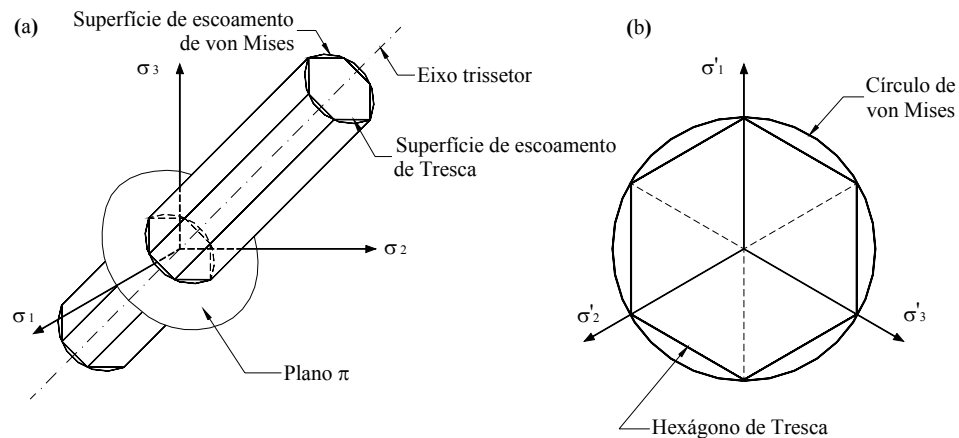


FIGURA 2.4.2(a) Superfícies de escoamento de Tresca e de von Mises no espaço de tensões principais(Haig-Westergaard); (b) Representação dos critérios de escoamento no plano perpendicular ao eixo trissecutor.

2.5 Conceito de falha de um pilar misto.

Forças e momentos aplicados por vigas em pilares mistos ou devido a placas ligadas às extremidades de um pilar misto devem ser distribuídos entre o pilar metálico e o concreto levando-se em conta a resistência a cisalhamento na interface dos dois materiais. Deve-se prever e adequar-se a um caminho definido da carga de forma a evitar um nível de escorregamento que invalidaria as hipóteses de cálculo.

Nas ZNA's conforme já foi mencionado, o pilar misto, por hipótese, comporta-se como um conjunto único, onde, inclusive, é assumida como válida a hipótese de manutenção das seções planas. Nas ZIC's, esse comportamento está por ser melhor esclarecido e é objetivo desta dissertação ampliar o conhecimento do comportamento das referidas ZIC's.

O objetivo deste parágrafo é chamar atenção para o fato de que o deslocamento relativo entre o pilar metálico e o concreto, ultrapassando certos limites, pode causar o colapso do pilar misto, além da necessidade do controle individual de falhas dos materiais componentes do pilar misto devido aos estados tridimensionais. Portanto deve-se avaliar sempre os fatores que podem causar os deslocamentos excessivos. Numa ZNA a tensão de cisalhamento é controlada para se evitar esse deslizamento. Um dos objetivos desta dissertação é avaliar o comportamento de determinados tipos de ZIC's onde a perda de aderência entre aço e o concreto pode ocorrer. Essa perda de

aderência pode também ter origem nas falhas individuais dos materiais componentes. Estando rompida a ligação entre os dois materiais, o concreto e o pilar metálico não podem ser imaginados trabalhando em conjunto, não formando mais o pilar misto. A possível consequência desse fato, devido à impossibilidade da distribuição adequada de carga entre os dois materiais, é um ou outro material ter que suportar isoladamente maior carga do que estava previsto.

Se não fosse avaliado o escorregamento relativo entre o aço e o concreto, os critérios de falhas seriam aplicados para estudar os materiais se comportando isoladamente. Tornar-se-ia, pois, inútil estudar as clássicas superfícies de falhas para o pilar metálico e o concreto para aplicá-las nos materiais individuais após a perda do pilar misto. Faz-se, então, necessário investigar sempre e tentar avaliar as causas do deslizamento entre as duas superfícies de contato.

Uma das formas de perda de aderência acontece quando as tensões cisalhamento excederem as resistências nominais τ_R . As tensões atuantes são determinadas com base nas propriedades elásticas da seção não fissurada, considerando-se os efeitos da seqüência de construção e da deformação lenta. Então, dimensionar adequadamente uma ZNA com todos os controles existentes nas normas, sem se avaliar as ZIC's, onde poderia deixar de existir o pilar misto após um deslizamento relativo excessivo, seria uma tarefa sem sentido. Vê-se aqui a importância do estudo da ZIC e o seu comportamento. Deve-se lembrar que a colocação de conectores normalmente impede deslocamentos relativos na região em torno dos conectores, desde que o concreto envolvente não se rompa, ou que mantenha características capazes de resistir às cargas. Enfim, o problema não é só a colocação de conectores, e sim, saber numa ZIC qual a distribuição espacial de tensões, ou melhor, o estado de tensões no concreto e no perfil metálico, na região da ZIC. A simples colocação de conectores não determina um comportamento seguro da região. Nesta dissertação tentar-se-á relacionar em alguns tipos de ZIC's os valores obtidos numérica, experimental e teoricamente.

2.6 Critérios de dimensionamento de uma ZIC conforme NBR 14323

A NBR 14323 é a norma brasileira de dimensionamento em situação de incêndio, baseada no EC-4,1992. Essa norma está em processo de revisão e o comportamento em temperatura ambiente de estruturas mistas está sendo transferido para a NBR 8800. Embora, neste trabalho, não se está analisando o dimensionamento da ZIC em situação de incêndio, a sua implementação na análise computacional torna-se relativamente fácil.

2.7 Eurocode 4, 2000 e Eurocode 4, 1992

2.7.1 Introdução

No momento desta dissertação o EC-4,2000 ainda não se apresentou totalmente aprovado, mas, desde que incorporando e acrescentando informações ao EC-4,1992, julga-se conveniente colocá-lo e, onde os valores e fórmulas forem conflitantes com o anterior, ao longo do texto, mencionar-se-ão as fórmulas anteriores, inclusive, com alguns valores comparativos de outras normas. Outra razão importante para colocá-lo é o fato de que a NBR-6118:2003 possui várias fórmulas pesquisadas, baseadas nesse código.

2.7.2 Resumo de propriedades, designações e fórmulas para o concreto

As principais fórmulas, com seus significados e com as características dos materiais componentes do pilar misto, usadas pelo EC,2000, serão apresentadas aqui. Deve-se lembrar que em caso de dúvida, ou em caso de algum esclarecimento adicional, deve-se sempre se referir ao Eurocode. As propriedades do conjunto pilar misto serão objeto do capítulo 4 desta dissertação onde serão analisadas teoricamente a capacidade das ZNA's e das ZIC's dos pilares ensaiados. Valores de outras normas incluídos aqui, como os da NBR-6118:2003 e AISC-LRFD:1999 têm também o objetivo de se avaliar as diferenças entre elas. Neste capítulo, focaremos principalmente o concreto armado.

(Unidades de tensão em MPa, e.a.)

f_{ck} = por definição é a resistência característica à compressão cilíndrica do concreto em 28 dias com $\rho_c \geq 1750 \text{kgf/m}^3$ e valores usuais de 20 a 40MPa.

Compressão:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (2.7.1)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (2.7.2a)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (2.7.2b)$$

$$\beta_{cc} = \exp(s(1-(28/t)^{1/2})) \quad (2.7.2c)$$

$$\gamma_c = 1,5(\text{persistente\&transiente}); 1,2(\text{acidental}). \quad (2.7.2d)$$

$$\alpha_{cc}=1 \text{ (valor recomendado) varia de } 0,8 \text{ a } 1,0 \quad (2.7.2e)$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \text{ (ABNT-NBR- 6118:2003)}. \quad (2.7.2f)$$

$$\gamma_c = 1,4(\text{Normal}); 1,2(\text{construção}); 1,2(\text{excepcional}). \quad (2.7.2g)$$

f_c = Resistência à compressão do concreto.

f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cm} = Resistência à compressão cilíndrica média do concreto.

γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência.

$f_{cm}(t)$ = Resistência média à compressão numa idade de t dias.

β_{cc} = Coeficiente que depende da idade “t” do concreto.

s = Coeficiente função da velocidade de cura e resistência(0,2-0,25-0,38).

t = Idade do concreto em dias.

Módulo de elasticidade:

$$E_{cm} = 22 \times (f_{cm} / 10)^{0,3} \quad (2.7.3a)$$

$$E_{cm} = 9500 (f_{ck} + 8)^{1/3} (\rho_c / 24)^{3/2} \text{ (Eurocode 4,1992)} \quad (2.7.3b)$$

$$E_{cm} = 42 (f_{ck})^{1/2} (\rho_c)^{3/2} \text{ (NBR 8800,1986 e AISC-LRFD, 1993)} \quad (2.7.3c)$$

$$E_{cm}(t) = (f_{ctm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (2.7.3d)$$

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \text{ (ABNT-NBR- 6118:2003)} \quad (2.7.3e)$$

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \text{ (ABNT-NBR- 6118:2003)} \quad (2.7.3f)$$

E_c = Módulo de elasticidade tangente.(valor de referencia apenas).

E_{ci} = Módulo de deformação tangente inicial cordal a $0,3x f_c$ (projetos/obras).

E_{cm} =Módulo de elasticidade secante-28dias(análises elásticas e E.L.S.).

$E_{cm}(t)$ =Variação do módulo de elasticidade secante(t) (t=idade do concreto em dias).

Outras propriedades:

$$\nu = 0,2 \quad (2.7.4a)$$

$$\rho_c = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (2.7.4b)$$

ρ_c = Peso específico do concreto.

ν = Coeficiente de Poisson para o concreto

Tração:

$$f_{ctm} = 0,30 \times (f_{ck})^{2/3} \leq C50/60 \quad (2.7.5a)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60 \quad (2.7.5b)$$

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (2.7.5c)$$

$$f_{ctk} = 0,7 \times f_{ctm} \quad \text{quantil de 5\%} \quad (2.7.5d)$$

$$f_{ctk} = 1,3 \times f_{ctm} \quad \text{quantil de 95\%} \quad (2.7.5e)$$

$$f_{tk} = 0,30(f_{ctk})^{2/3} \eta \quad \text{quantil de 50\% (Eurocode 4,1992)} \quad (2.7.5f)$$

$$f_{tk} = 0,39(f_{ctk})^{2/3} \eta \quad \text{quantil de 95\% (Eurocode 4,1992)} \quad (2.7.5g)$$

$$f_{tk} = 0,21(f_{ctk})^{2/3} \eta \quad \text{quantil de 5\% (Eurocode 4,1992)} \quad (2.7.5h)$$

$$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/24) \quad (\text{Eurocode 4,1992}) \quad (2.7.5i)$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ck0,05} / \gamma_c \quad (2.7.5j)$$

$$\alpha_{ct} = 1(\text{recomendado}) \quad (2.7.5m)$$

f_{ctm} = Resistência à tração axial cilíndrica média do concreto.

f_{ctm} = Resistência à tração axial cilíndrica média do concreto em função da idade.

f_{ctk} = Resistência à tração axial característica (com quantis indicados)

f_{tk} = Resistência característica à tração do concreto EC-92 (com quantis indicados)

f_{ctd} = Resistência de cálculo à tração do concreto.

Deformações:

$$\varepsilon_{c1} (/_{00}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 /_{00} \quad (2.7.6a)$$

$$\varepsilon_{cul} (/_{00}) = 3,5 \text{ (ou } 2,8 + 27 [(98 - f_{cm}) / 100]^4 \text{ para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa)} \quad (2.7.6b)$$

$$\varepsilon_{c2} (\text{ } /_{00}) = 2,0 (\text{ ou } 2,0+0,085 [(f_{ck} - 50)]^{0,53} \text{ para } f_{ck} \geq 50\text{MPa}) \quad (2.7.6c)$$

$$\varepsilon_{cu2} (\text{ } /_{00}) = 3,5 \text{ ou } 2,6+35 [(90 - f_{ck}) / 100]^4 \text{ para } f_{ck} \geq 50\text{MPa} \quad (2.7.6d)$$

ε_c = Deformação de compressão para resistência média máxima .

ε_{cu} = Deformação de compressão no estado limite último do concreto.

Os índices 1 e 2 se referem ao diagrama real e o parábola-retângulo respectivamente.

Confinamento do concreto:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000+5,00\sigma_2 / f_{ck}) \quad \sigma_2 < 0,05 f_{ck} \quad (2.7.7a)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125+2,50\sigma_2 / f_{ck}) \quad \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (2.7.7b)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (2.7.8)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2\sigma_2 / f_{ck} \quad (2.7.9)$$

$\sigma_2 (= \sigma_3)$ Tensão de compressão lateral efetiva no E.L.U. devido ao confinamento.

$f_{ck,c}$ = Tensão de compressão característica do concreto confinado com σ_2 e $\sigma_3 = \sigma_2$.

$\varepsilon_{c2,c}$ = Deformação de compressão para resistência média máxima do concreto confinado.

$\varepsilon_{cu2,c}$ = Deformação de compressão no E.L.U do concreto confinado.

Retração e deformação lenta:

As fórmulas e os gráficos para avaliação da retração e deformação lenta não foram aqui inseridos, pois o assunto já é extensamente tratado na Bibliografia e foge ao contexto desta dissertação. A retração e a deformação lenta, entretanto, devem sempre ser avaliadas para a concepção e dimensionamento de uma estrutura mista. Como exemplo, um dos fatores muito importantes na montagem de um pilar misto, onde o pilar é concretado após um certo número de andares metálicos já montados, é o efeito da retração. Ele pode promover um encurtamento diferencial nos pilares, tendo como conseqüência, se não adequadamente previsto, um desencontro de ligações de vigas, sendo extremamente danoso em caso de ligações parafusadas em chapas já soldadas nos pilares.

2.7.3 Recomendações principais sobre a ZIC

Obs.: utilizou-se na sequência abaixo, a mesma itemização do Eurocode.

(1).Obrigatoriedade de colocação de conectores: Deve-se sempre colocar conectores nas ZIC'S e em áreas com variação de seção quando a tensão de cálculo de cisalhamento for excedida na interface aço-concreto $\tau_d \geq \tau_{Rd}$ (TAB. 2.7.1). As forças de cisalhamento serão determinadas devido à variação das forças na seção transversal do aço e do concreto armado, dentro das ZIC's. Se as cargas são introduzidas diretamente na seção de concreto, os valores resultantes da análise elástica, considerando-se a deformação lenta e retração, devem ser levados em conta. De outra forma, as forças na interface devem ser determinadas ou pela teoria elástica ou pela teoria plástica, para verificar o pior caso.

(2) Comprimento de uma ZIC : Na ausência de um método mais preciso, $L (ZIC) \leq 2,5d$ ou $L (ZIC) \leq L/3$, o que for menor onde, d = dimensão mínima transversal. L = comprimento do pilar entre apoios laterais.

(3) Uso de conectores em ligações de chapa de topo: Para pilares mistos e membros comprimidos não há necessidade de conectores em ZIC's nos quais a introdução de cargas tenha sido feita por chapas de topo, desde que haja permanente compressão entre a chapa de topo e o concreto adjacente, e desde que tenha sido levada em conta a deformação lenta e a retração. Caso contrário, não havendo garantia do contato, deve-se verificar a necessidade de conectores.

(4) Forças adicionais resistentes proporcionadas pelo atrito lateral: Para conectores tipo “stud” situados na alma de perfil tipo I ou de seções similares componentes de pilares mistos parcialmente embutidos e totalmente embutidos, pode-se considerar o atrito lateral, devido ao impedimento proporcionado pelos flanges e à expansão lateral do concreto. Essa resistência pode ser adicionada à resistência calculada devido aos conectores. A resistência adicional é assumida igual a $\mu \cdot P_{Rd}/2$ em cada mesa do perfil I e para cada fila de studs horizontais, como mostrada na FIG. 2.7.1.

μ = coeficiente de atrito real para a região entre concreto e aço da mesa do perfil. Para seções de aço sem pintura, este valor pode ser assumido =0,5.

P_{Rd} = resistência de cálculo do conector “stud”, conforme item 2.7.6 desta dissertação.

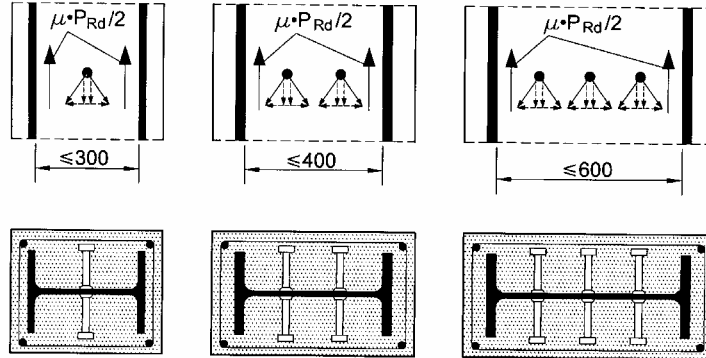


FIGURA. 2.7.1 Forças adicionais de atrito, devido ao uso de conectores tipo “stud” situados na alma do pilar misto. (Ref. EC-4,2000)

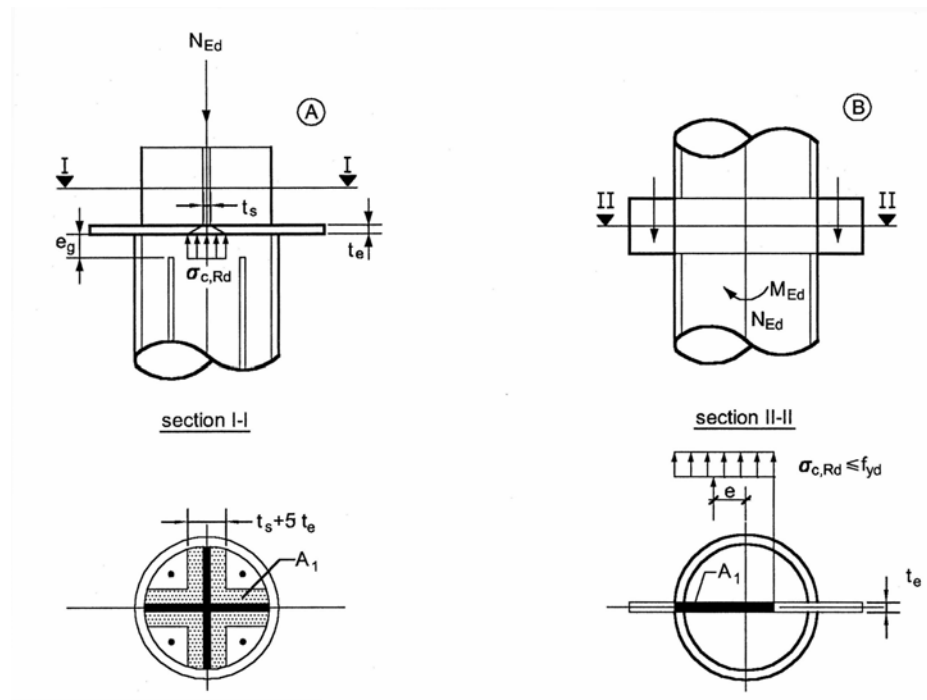


FIGURA. 2.7.2 Seções tubulares preenchidas e parcialmente carregadas(Ref. EC-4,2000).

(5) **ZIC’ s com chapas de topo e com o uso de enrijecedores:** Se a seção transversal é parcialmente carregada (como, por exemplo, FIG.2.7.2A) as cargas podem ser distribuídas na proporção 1:2,5 na direção da espessura da placa. As tensões no concreto devem então, estar limitadas á região da efetiva introdução de cargas(ZIC).

Para seções tubulares preenchidas seguir as diretrizes do item (7), e para todos os outros tipos de seções transversais seguir as diretrizes contidas no Eurocode (EN 1992-1 6.7).

(6) Resistência de cálculo do concreto na região de contato: Se o concreto de seções circulares e retangulares preenchidas está parcialmente carregado, por exemplo, através de enrijecedores ou por chapas que atravessam o perfil, como mostrado na FIG. 2.7.2, a resistência de cálculo do concreto local, $\sigma_{c,Rd}$, situado sob estes enrijecedores ou sob a chapa passante deve ser determinada por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{a}{t} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1}, \leq f_{yd} \quad \dots \quad (2.7.10)$$

onde:

t espessura da parede das seções tubulares;

a diâmetro do tubo ou largura da seção quadrada;

A_c área da seção transversal do concreto do pilar misto;

A_1 área carregada sob as chapas, conforme FIG.2.7.2;

$\eta_{cL} = 4,9$ para tubos redondos e $3,5$ para seções tubulares quadradas;

A razão A_c/A_1 não deve exceder o valor 20. As soldas entre as chapas e as seções tubulares devem ser dimensionadas conforme EN1993-1-8, Seção 4.

(7) Enrijecedores: Em seções tubulares preenchidas, reforços longitudinais podem ser levados em conta na resistência do pilar misto, mesmo quando este reforço não está, ou diretamente soldado ou em contato com a placa de topo, desde que a folga entre estes enrijecedores e a placa de topo, não exceda 30mm, conforme FIG.2.7.2A.

(8) Estribos: Devem estar conforme EN,1992-1,9.5.2. Para pilares parcialmente revestidos, o concreto deve ser ancorado por armadura transversal conforme arranjo mostrado na FIG. 2.7.3. A resistência ao cisalhamento vertical para pilares com “web encasement” deve considerar a fissuração do concreto e deverá ser verificada de acordo com EN 1992-1, 6.2 e outros relevantes requisitos do Eurocode.

(9) Cargas locais através do perfil ou do concreto, em pilares totalmente revestidos: A armadura transversal deverá ser projetada para o cisalhamento longitudinal que resulta da transmissão da força normal no concreto (N_{c1}), FIG. 2.7.6, vinda de parte do concreto diretamente conectada por conectores de cisalhamento para partes do concreto sem ligação direta de cisalhamento, conforme a mesma FIG. 2.7.6 na seção AA. As áreas mostradas externamente às abas devem ser consideradas não conectadas diretamente.

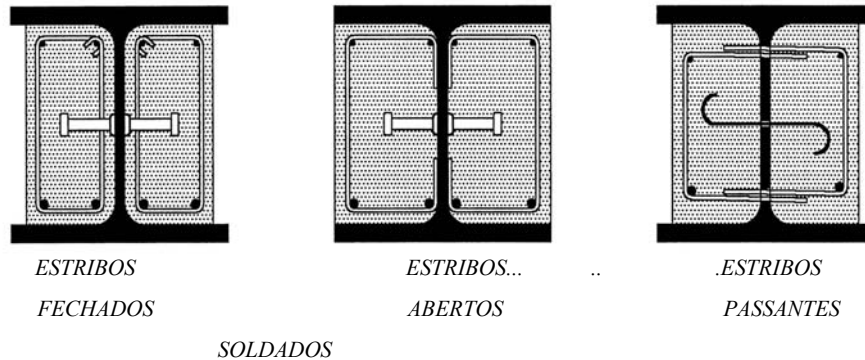


FIGURA 2.7.3 Armadura transversal na alma do pilar misto. EC-4,2000

2.7.4 Recomendações para cisalhamento nas ZNA's (EC-4,2000)

- (1) Conectores de cisalhamento devem ser usados naqueles locais onde a tensão de cálculo ultrapassa o valor de τ_{Rd} .
- (2) Na ausência de métodos mais precisos, a análise elástica pode ser usada na determinação do cisalhamento longitudinal na interface, desde que a deformação lenta e a fissuração sejam avaliadas e consideradas.
- (3) Para superfícies sem pintura, livres de óleos, graxas, carepas, usar TAB. 2.7.1.
- (4) Os valores de τ_{Rd} dados na TAB.2.7.1 para pilares totalmente embutidos, aplicam-se para aquelas seções com um mínimo de 40mm de cobertura de concreto, além de armadura longitudinal e transversal de acordo com o item (5).
- (5) Em pilares não embutidos de seções tipo I com cisalhamento transversal ocasionado pela flexão em torno do eixo de menor resistência, a menos que verificado de outra forma, deverão conter sempre conectores de cisalhamento. O cisalhamento mencionado é devido a carregamentos laterais e momentos de extremidade. Caso a resistência ao cisalhamento lateral não seja apenas resistida pelo perfil metálico, os estribos necessários para resistir ao cisalhamento $V_{c,Ed}$ (Eurocode 6.7.3.2) devem ser soldados ou traspassados à alma.

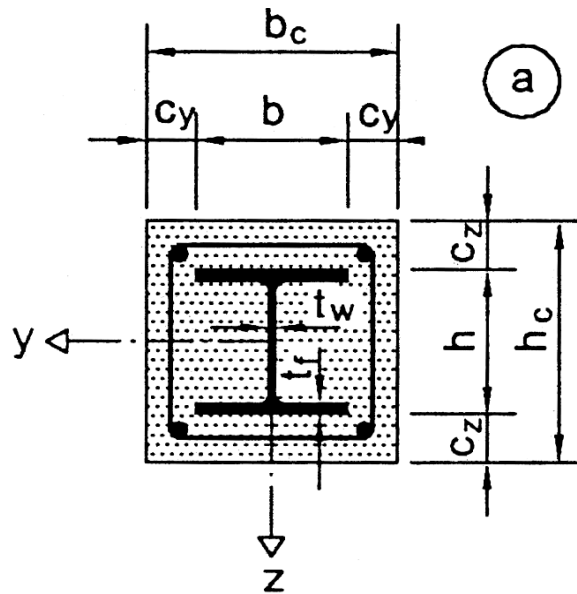


FIGURA. 2.7.4 Pilares totalmente revestidos - c_z e c_y .

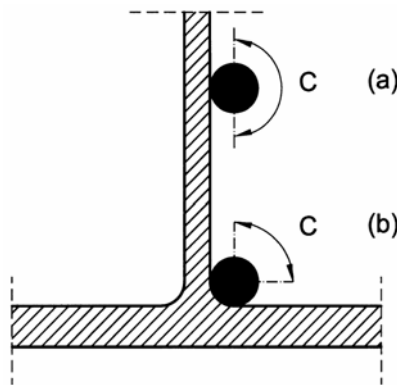


FIGURA. 2.7.5 Perímetro efetivo 'c' de uma barra de armadura

2.7.5 Regras gerais de detalhamento para ZIC'S E ZNA's

- Cobertura de concreto sobre o perfil metálico e armaduras

(1) Em pilares de seções totalmente embutidas, a cobertura mínima é de 40mm (FIG. 2.7.4), para garantir proteção contra a corrosão, a transmissão das forças de ligação e impedir a expulsão do concreto.

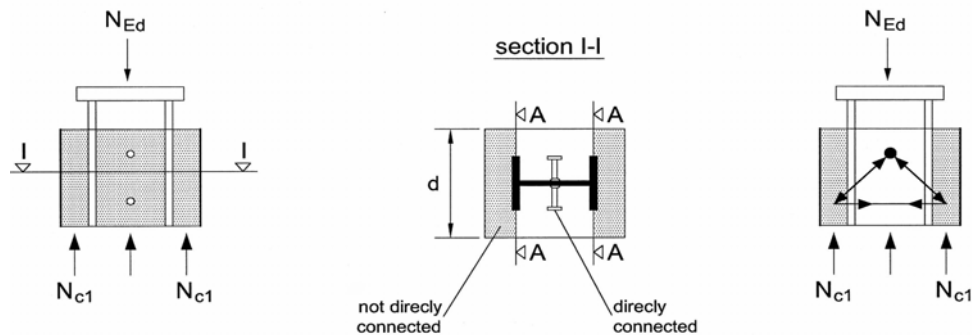


FIGURA 2.7.6 Áreas de concreto direta e não diretamente ligadas para o cálculo da armadura transversal.

(2) O valor de c_z (FIG.2.7.4) de seções totalmente embutidas de pilares mistos, deve ser no mínimo de 40mm, mas nunca inferior a 1/6 da largura da aba.

(3) A cobertura da armadura deve estar de acordo com EN 1992-1, seção 4.

- Armadura longitudinal e transversal

(1) A armadura longitudinal em pilares mistos totalmente embutidos, a qual é permitida para a resistência da seção transversal, não deverá ser menor que 0,3% da seção transversal do concreto. Em pilares de tubos com concreto interno não há necessidade de armadura longitudinal se não há exigência ou necessidade de proteção ao incêndio.

(2) As armaduras transversal e longitudinal em pilares mistos parcial e totalmente embutidos devem ser projetadas e detalhadas de acordo com EN 1992-1,9.5.

(3) A distância entre as barras da armadura longitudinal e o perfil estrutural deve ser a menor exigida por (2), podendo mesmo, ser até zero. Nesse caso, para aderência, o perímetro efetivo das barras da armadura deve ser tomado como $\frac{1}{2}$ ou $\frac{1}{4}$ do perímetro, como mostrado na FIG. 2.7.5 em (a) e (b).

TABELA 2.7.1 τ_{Rd} -Tensão de cisalhamento resistente, de cálculo (Ref. EC4,2000TAB.6.6)

Tipos de seção de pilares mistos	τ_{Rd} (N/mm ²)
Totalmente revestidos	0,30 (anteriormente = 0,6 EC-4,1992)
Tubos redondos preenchidos	0,55 (anteriormente = 0,4 EC-4,1992)
Tubos retangulares preenchidos	0,40
Mesas (parcialmente revestidos)	0,20
Almas (parcialmente revestidos)	ZERO

(4) Para pilares mistos total ou parcialmente embutidos, onde as condições ambientais são classificadas como classe X0, de acordo com EN 1992-1, tabela 1, e as armaduras transversais e longitudinais não são consideradas no cálculo, as armaduras mínimas longitudinal e transversal devem ser de diâmetro $\phi=8\text{mm}$ com 250 mm de espaçamento e de diâmetro $\phi=6\text{mm}$ com 200mm respectivamente. Alternativamente, telas soldadas de diâmetro $\phi=4\text{mm}$ podem ser usadas.

2.7.6 Dimensionamento do conector (pino com cabeça) pelo Eurocode 2000

(1) Resistência do STUD: A resistência de cálculo de um conector tipo pino com cabeça, automaticamente soldado de acordo com EN 14555 deve ser determinada pelo menor valor obtido com as duas fórmulas abaixo (EN 4 [2000]): O colar de solda em volta do stud deve estar de acordo com o exigido em EN 13918.

$$P_{Rd}=(0,8*f_{u,con}*\pi d^2/4)/\gamma_V \quad (2.7.10a)$$

$$P_{Rd}=(0,29*\alpha*d^2*(f_{ck}*E_{cm})^{0,5})/\gamma_V \quad (2.7.10)$$

P_{Rd} é o menor valor das duas Eqs. acima.

$$\alpha=0,2(h_{sc}/d+1) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (2.7.10c)$$

$$\alpha=1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4 \quad (2.7.10d)$$

d = diâmetro do corpo do conector, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

h_{sc} = Altura do conector (No EC-1992 diâmetro $d \leq 22 \text{ mm}$)

γ_V = Coeficiente de ponderação da resistência. No Eurocode, ele depende de cada país signatário. Nota: O valor recomendado para $\gamma_V = 1,25$.

$f_{u,con}$ = Resistência última do material do conector, não superior a 500MPa.

2.8 AISC - LRFD 1999 e 2003 (Draft)

2.8.1 Geral

No manual AISC, os pilares mistos ou são totalmente revestidos ou com tubos internamente preenchidos. O AISC considera como pilar misto, aqueles que obedecem aos seguintes requisitos:

- Área do perfil metálico $\geq 4\%$ da Área total do perfil misto. AISC-LRFD - 2nd Edition
- Área do perfil metálico $\geq 4\%$ da Área total do perfil misto. AISC-LRFD - 27/12/1999
- Área do perfil metálico $\geq 1\%$ da Área total do perfil misto. AISC-ASD-e-LRFD - 1/12/2003 - DRAFT
- Obrigatório uso de Armaduras longitudinais, barras longitudinais e estribos.
- Armaduras longitudinais devem ser contínuas.
- Espaçamento dos estribos $\leq 2/3$ da menor dimensão da seção transversal do pilar.
- A seção transversal das armaduras longitudinais e transversais deve ser $\geq 180\text{mm}^2/\text{m}$
- O embutimento pelo concreto deve garantir pelo menos 38mm de recobrimento por sobre as armaduras transversal e longitudinal.
- A resistência característica do concreto ($f_{ck} \equiv f'_c$) deve estar entre $21\text{MPa} \leq f'_c \leq 55\text{MPa}$.
- A tensão de escoamento do aço do perfil metálico e do aço da armadura usados para calcular a resistência do pilar misto não deverá exceder 415MPa, o que corresponde a $\varepsilon = 2^{0}/_{00} = \varepsilon_{c, \max}$, portanto, $(f_y)_{\max} \leq 205000 * 0,002 = 415\text{MPa}$.

-Espessura mínima dos perfis (HSS) ou tubos estruturais de um pilar misto:

$$t \geq b * (f_y / 3 * E)^{0,5} \quad (2.8.1)$$

$$t \geq D * (f_y / 8 * E) \quad (2.8.2)$$

b=Lagura da seção retangular D=Diâmetro externo. E=Módulo de Elasticidade

2.8.2 Transferência de carga nas ZIC's

Cargas aplicadas em pilares mistos totalmente revestidos solicitados por cargas axiais devem ser transferidas entre o aço e o concreto de acordo com os seguintes requisitos:

(a) Carga externa aplicada diretamente ao perfil de aço:

Conectores devem ser usados para transferir a força V_u' da seguinte forma:

$$V_u' = V_u (1 - A_s f_y / P_n) \quad V_u = \text{Força introduzida no Pilar} \quad (2.8.3)$$

A_s = Área da seção de Aço, f_y = Tensão de escoamento da seção de aço,

P_n = Resistência nominal a compressão do pilar misto sem influência da esbeltez.

(b) Carga externa aplicada diretamente ao concreto envolvente:

Conectores de cisalhamento devem ser usados para transferir a força V_u' :

$$V_u' = V_u (A_s F_y / P_n) \quad (2.8.4)$$

Os conectores transferindo a força V_u' devem estar distribuídos ao longo do comprimento do pilar. O espaçamento do conector deve ser de, no máximo, 405mm e os conectores devem ser colocados em pelo menos duas faces do perfil metálico em uma configuração simétrica em relação aos eixos do perfil.

Onde a área de concreto diretamente carregada é maior que a área carregada em um ou mais lados, e, nos outros lados remanescentes, lateralmente restringida, a máxima resistência de cálculo deve ser:

$$R_{cc} = \phi_B \cdot 1.7 \cdot f_c' \cdot AB \quad (\text{onde: } \phi_B = 0,65 \text{ e } AB = \text{Área carregada}) \quad (2.8.5)$$

R_{cc} = Resistência de cálculo do concreto à compressão localizada conforme acima.

2.9 Fórmulas para repartição de cargas entre o aço e o concreto.

Na determinação de distribuição de cargas entre o aço e o concreto, existem duas abordagens conforme literatura existente:

1- Distribuição conforme rigidez dos elementos componentes, Wium e Lebet [1994]

Parcela absorvida pelo concreto:

$$N_{c,Sd} = \frac{N_{Sd} \cdot (E_{cm} \cdot A_c + E_a \cdot A_s)}{(E_a \cdot A_a + E_{cm} \cdot A_c + E_a \cdot A_s)} \quad (2.9.1)$$

Parcela absorvida pelo perfil metálico:

$$N_{a,Sd} = N_{Sd} - N_{c,Sd} \quad (2.9.2)$$

E_{cm}, E_a = módulos de elasticidade do concreto e do aço, respectivamente,

A_c, A_s, A_a = áreas das seções transversais do concreto, da armadura e do perfil metálico, respectivamente.

2- Distribuição conforme as resistências últimas dos elementos componentes do pilar misto, Chung e Narayanan [1994].

$$N_{c,Sd} = N_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{N_{a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) = N_{Sd} \cdot (1 - \delta) \quad (2.9.3)$$

$$N_{a,Sd} = N_{Sd} - N_{c,Sd} \quad (2.9.4)$$

$$M_{c,Sd} = M_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{M_{a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) = M_{Sd} \cdot \left(\frac{M_{c,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \quad (2.9.5)$$

$$M_{a,Sd} = M_{Sd} - M_{c,Sd} \quad (2.9.6)$$

$N_{a,Rd}$ = resistência à compressão pura do perfil metálico;

$N_{pl,Rd}$ = resistência do pilar misto à compressão pura;

$M_{a,Rd}$ = contribuição da seção de aço para o momento de plastificação da seção mista, calculada em relação ao centro da seção;

$M_{c,Rd}$ = contribuição do concreto comprimido para o momento de plastificação da seção mista, calculada em relação ao centro da seção;

$M_{pl,Rd}$ = momento de plastificação da seção mista na ausência de força normal;

$N_{c,Sd}$ = parcela de N_{Sd} a ser transferida para o concreto e armaduras adicionais;

$M_{c,Sd}$ = parcela de M_{Sd} a ser transferida para o concreto e armaduras adicionais;

$N_{a,Sd}$ = parcela de força normal de cálculo a ser resistida pelo perfil metálico;

$M_{a,Sd}$ = parcela de momento fletor de cálculo a ser resistida pelo perfil metálico;

N_{Sd} = força normal de cálculo aplicada no pilar misto;

M_{Sd} = momento fletor de cálculo aplicado no pilar misto.

OBS.: O comprimento ao longo do pilar no qual a carga é transferida entre o aço e o concreto é denominado de comprimento máximo de transferência de carga (L_v). Esse comprimento depende da geometria do pilar, da ocorrência de quebra de aderência e da seqüência de carregamento. De acordo com o Eurocode 4, o comprimento L_v é considerado igual a duas vezes a dimensão externa relevante do pilar, no máximo.

3

OBJETIVO E METODOLOGIA

3.1 Introdução

A intenção de se estudar o pilar misto com ênfase nas Zonas de Introdução de Cargas –ZIC's, deve-se a diversos fatores que passaremos a descrever:

- O pilar misto é uma solução moderna de componente estrutural.
- O pilar misto é um componente estrutural que, com a exigência de uma proteção do perfil de aço pelas normas de incêndio , incorpora-se a proteção na resistência do pilar. Na resistência do pilar, o concreto se torna uma opção que, além da proteção contra fogo, assume um duplo comportamento, agrupando-se ao perfil de aço para resistir aos esforços.

O tipo de pilar a ser estudado é um perfil I parcialmente revestido em concreto e o tipo de ligação viga-pilar pesquisada é por chapa simples, soldada à alma ou ao flange. Em se tratando de viga ligada à mesa do pilar, a introdução de carga é feita na mesa para, posteriormente, ser distribuída entre o aço e o concreto. Caso seja viga ligada à alma do pilar, a carga é introduzida simultaneamente nos dois materiais. A escolha desse tipo de pilar misto, parcialmente revestido, deve-se à sua simplicidade de execução, e o que for estudado para ele, pode, consideradas as devidas precauções, ser aplicado em outras situações, tais como o perfil I totalmente revestido.

3.2 Objetivo

Devido à bibliografia escassa sobre as zonas de introdução de cargas (ZIC's) e devido à importância do assunto, o objetivo principal deste trabalho é tentar obter

informações sobre o comportamento das ZIC's e ZNA's em pilares parcialmente revestidos, nas regiões de ligações de vigas.

Nas zonas não afetadas diretamente pelas cargas locais (ZNA's), será avaliado apenas o efeito do esforço de cisalhamento devido aos esforços localizados nas ZIC's.

As ZNA's são normalmente o objetivo de todas as normas de pilares mistos, assunto extensamente estudado. Em relação às ZIC's, há poucas informações que permitem o uso do pilar misto como um assunto já dominado.

É também objetivo desta dissertação, dentro da busca de se obter um comportamento das ZIC's, analisar as formas de se determinar os quinhões de carga absorvidos pelo aço e pelo concreto, nas ligações de vigas de piso com o pilar misto. Essa determinação será feita principalmente através dos modelos numéricos, avaliando-se a carga nos conectores ou pelas tensões nos elementos, concluindo-se assim as forças em cada elemento estrutural.

Como objetivo adicional, tentar-se-á avaliar em que grau a análise numérica pode dar subsídios para a análise experimental, em função do uso de elementos de fissuração e esmagamento.

Uma discussão adicional deve ser mencionada: a análise experimental deve preceder à análise numérica ou as duas devem coexistir paralelamente?

Essa discussão se torna prioritária nos tempos atuais, devido principalmente ao fato de que os softwares hoje permitem que se façam modelos cada vez mais próximos do modelo real. Simultaneamente, os hardwares cada vez mais desenvolvidos imprimem velocidades de processamento, com as quais modelos com 100.000 nós ou mais podem ser verificados com pouco tempo de processamento, mesmo com análises não lineares com grandes deslocamentos e não linearidades materiais. Deve-se lembrar, todavia, que é necessário ter sempre em mente as condições locais. Fazer uma análise crítica das condições existentes, quando isso é possível, implicará numa desnecessária perda de tempo.

3.3 Metodologia

O método a ser usado nesta pesquisa usa a seguinte seqüência:

a -) Aplicação da bibliografia para fazer previsões teóricas sobre ZNA's com M, N e V.

Neste item são usados valores teóricos fornecidos por formulários existentes em livros e em normas para o cálculo das ZNA's, para todos os esforços solicitantes existentes no pilar. Esse cálculo com todos os esforços solicitantes desenvolvidos no pilar serve não apenas para se comparar com os resultados da análise experimental, mas também, para ser usado na determinação das envoltórias dos testes, além de avaliar, dimensionar, por exemplo, a unidade de acionamento hidráulica. Esses valores servem também, antes da fabricação, para a escolha adequada de perfis para os ensaios, cujos esforços de ruptura estejam dentro dos limites da resistência de serviço do pórtico de ensaio, ou mesmo para que não sejam ultrapassados.

b -) Ensaios experimentais de exploração.

Nesta dissertação foram previstos a execução e a análise de ensaios em escala real de 4 (quatro) pilares mistos e o aproveitamento de modelos testados em ensaios de dissertação anterior. Os modelos a serem ensaiados são compostos de perfis I parcialmente revestidos, com o objetivo de:

1- Verificar previsão de resistência das Zonas de Introdução de Cargas correspondentes aos locais de entrada de cargas relativos às simulações de conexões de viga pilar nos modelos ensaiados;

2- Verificar se a resistência do pilar foi reduzida devido à falha nas ZIC's, lembrando-se de que, para os ensaios experimentais previstos, o projeto das conexões foi calculado de tal forma a garantir que a introdução de cargas esgote a capacidade do pilar. Em outras palavras, o estado limite de utilização e ou ruptura do pilar foram construídos para não se situarem na região relativa à simulação da conexão (ZIC's) e, sim, no pilar misto (ZNA's).

3- Verificar o escorregamento relativo dentro das ZIC's, nas regiões de contato aço concreto. As verificações são realizadas através de um dispositivo inserido no concreto conectado a um DT que pode informar o quanto se move a camada de concreto em relação ao perfil metálico, durante as fases de aplicação de cargas nos ensaios.

4- Verificar outras hipóteses de comportamento teórico, tais como deslocamentos, deformações, permanência de seções planas.

c -) Execução de modelos e análise numérica adequados, visando complementar as informações experimentais.

Foram previstas análises numéricas procurando-se incluir as regiões não lineares dos diagramas tensão-deformação dos materiais envolvidos no pilar misto (concreto e aço), lembrando-se de que nos ensaios experimentais o carregamento aplicado normalmente varre toda a região do diagrama tensão deformação, bem próximo da ruptura. Para se conseguir uma comparação com os testes executados, os modelos numéricos devem procurar ser o mais próximos possíveis do real, incluindo-se elementos disponíveis que possam simular adequadamente o comportamento do concreto.

Numa dissertação de mestrado, a execução prévia de modelos numéricos, para dar subsídios para a análise experimental, é ainda muito discutível. Pode-se dizer hoje, com a experiência adquirida, que, desde que possível, essa análise deve ser feita paralelamente. Isso muitas vezes não é exequível em termos de tempo, já que o período da dissertação é normalmente exíguo e as análises numéricas e as experimentais consomem horas contínuas de trabalho ininterrupto e, para uma só pessoa, torna-se quase impossível essas tarefas simultâneas. Usando-se o programa Ansys, a programação, exige, nesses casos de modelos complexos, uma continuidade sem interrupções.

A FIG. 3.3.1 mostra a seção transversal correspondente ao pilar misto a ser estudado nesta dissertação, embora os procedimentos utilizados possam ser aplicados em outros casos, fazendo-se as necessárias adaptações.

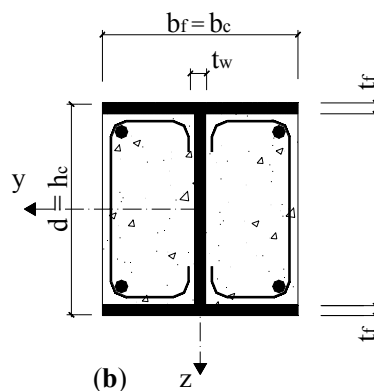


FIGURA 3.3.1 Forma do pilar misto parcialmente revestido em concreto, a ser estudado nesta dissertação. As dimensões se encontram no CAP. 4.0

4

PREVISÕES TEÓRICAS

4.1 Introdução

O objetivo deste capítulo é calcular a capacidade teórica dos pilares mistos ensaiados.

Embora o objetivo desta dissertação seja estudar prioritariamente as ZIC's, torna-se imperativo o conhecimento da resistência das ZNA's dos pilares, inclusive como parâmetro para se avaliar as cargas limites dos ensaios. Para se estudar essa resistência, é necessário conhecer a curva [N x M] das ZNA's, mostrada na FIG. 4.1.1. Essa curva N x M é o lugar geométrico dos estados limites de plastificação total da seção do pilar misto para os diversos pares (N, M).

Dessa forma, estudar a capacidade de um pilar misto, consiste em conhecer a curva de plastificação. Nesta dissertação faz-se uma previsão teórica em relação aos pilares dos ensaios, embora o método possa ser aplicado em casos similares em que o Eurocode se aplica.

Além da curva de plastificação, é importante comentar que, em se tratando de ensaios, seções diferentes e/ou com diferentes condições de contorno passam por diversos conjuntos de pares de N e M, que descrevem diferentes curvas “a” mostradas na FIG. 4.1.1. Portanto, neste gráfico, as curvas “a”, são o lugar geométrico dos pares [N x M] de pilares submetidos à flexo-compressão. O valor de [M], no processo do Eurocode, já contém os efeitos P-delta através de critérios que usam curvas determinadas experimentalmente para cada tipo de perfil. Mesmo nos casos de compressão centrada, os momentos aparecem em função de excentricidades inevitáveis

existentes. Em ensaios, eles aparecem em função do posicionamento do eixo do pistão em relação ao centro do pilar, ou em função das curvaturas do perfil ou, numa interação entre elas. É oportuno lembrar que, no caso real, esses abaulamentos do perfil metálico devem ser controlados para que haja compatibilidade com os valores previstos pelas normas. O uso de excentricidades maiores do que as previstas acarretam uma menor capacidade de carga para um determinado valor de $[N_d]$. Finalmente, um pilar, solicitado com uma força normal $[N]$, percorre uma determinada curva “a” até a plastificação da seção crítica delimitada pela curva apresentada na FIG. 4.1.1.

Na análise dos resultados dos ensaios, essas previsões teóricas assumem importância fundamental para comparações com modelos numéricos.

A previsão teórica dos pilares ensaiados será feita pelo Eurocode 4 – DD ENV 1994 -1-1-1994, uma vez que o AISC-LRFD não contempla perfis metálicos parcialmente revestidos, mas somente, os totalmente revestidos em concreto.

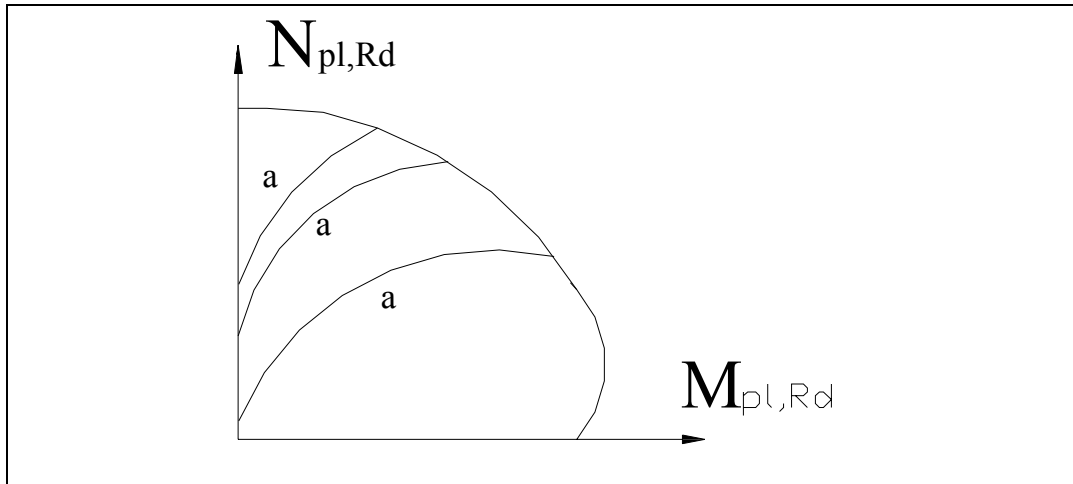


FIGURA. 4.1.1. Curvas “a” $[N \times M]$

Em seções com relações b/t superiores ao permitido para flambagens locais, ou em pilares esbeltos, o estado limite de plastificação total da seção pode não ocorrer. Isso pode dar lugar a estados limites inferiores ao valor disponível de uma plastificação total da seção, ou seja, instabilidades podem ser responsáveis pelo estado limite. Para as condições de contorno e de esbeltez de uma determinada seção transversal, o estado limite de instabilidade local pode ser o que vai acontecer primeiro. Esse estado limite de instabilidade pode ocorrer, por exemplo, por um dimensionamento não otimizado da seção, por uma ruptura do concreto em uma ZIC.

4.2 Simulação da entrada de carga nas ZIC's

Conforme já mencionado anteriormente, as ligações foram projetadas para introduzir, no nível do vigeamento considerado, esforços solicitantes correspondentes à resistência última do pilar. As FIGs. 4.2.1 e 4.2.2 mostram os esquemas de carga com as excentricidades localizadas nas extremidades onde são aplicadas as cargas. Portanto, a simulação foi executada como se todos os esforços existentes no pilar partissem da ligação. Embora esse processo não aconteça nos pilares inferiores de um prédio, ele pode ocorrer, por exemplo, numa coluna superior de um mesmo prédio. Usou-se tal procedimento, pois, se a ZIC do pilar for capaz de absorver a carga máxima produzida no laboratório e igual ou próxima da carga última, estar-se-á ensaiando algo com esforços bem maiores que a ligação introduziria num pilar, num ponto em que a bibliografia é muito escassa. Sabe-se também, obviamente, que a carga de serviço vai sempre se situar bem abaixo do que foi ensaiado, pois, nos ensaios, procurar-se-á chegar ao E.L.U.

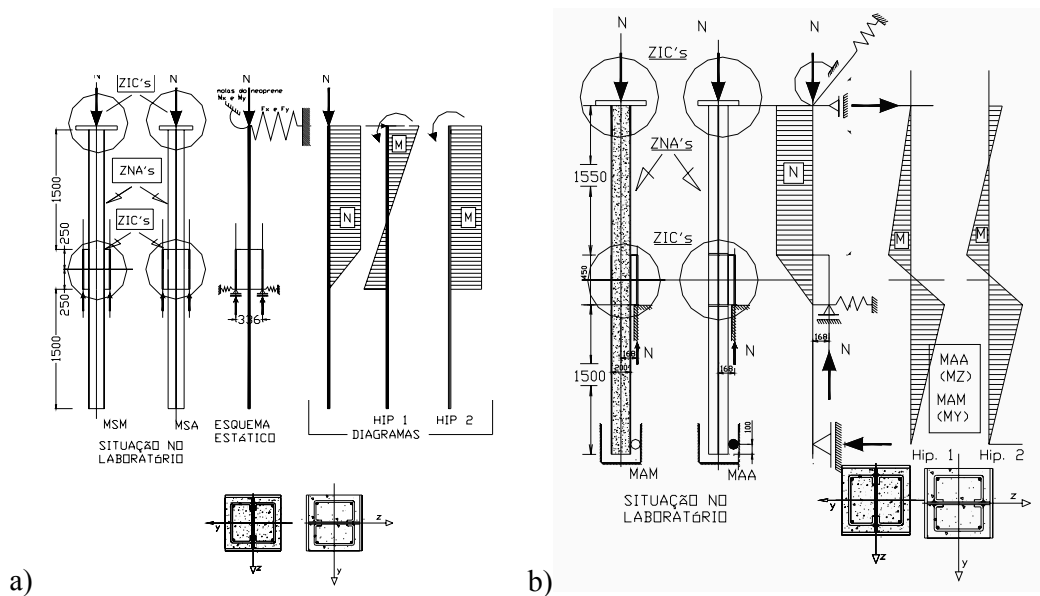
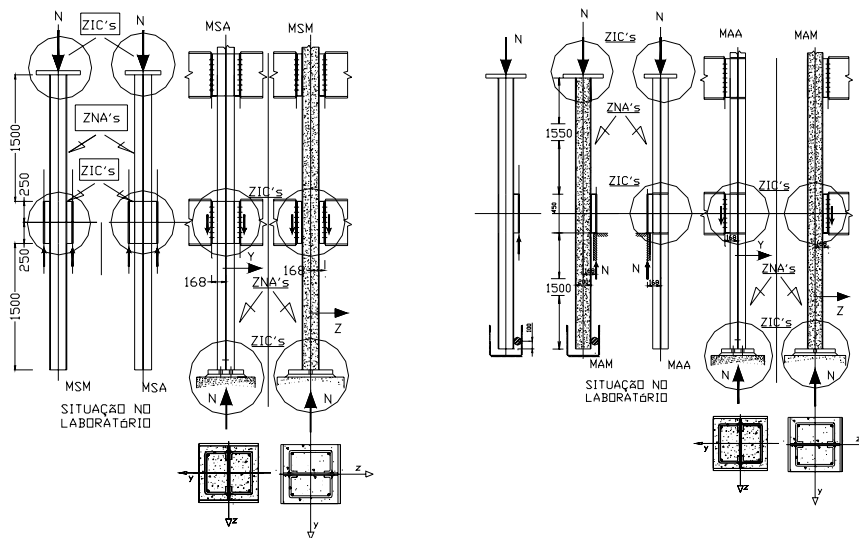


FIGURA. 4.2.1 Esquema estático de cálculo e situação no laboratório a) para pilares com ligações centradas, b) para pilares com ligações excêntricas

Nos ensaios dos pilares no laboratório é didático e esclarecedor lembrar que as cargas são aplicadas no topo dos pilares mistos, onde está o êmbolo do mecanismo de acionamento hidráulico. Na região da ligação colocou-se um apoio que reage a essa

aplicação da carga do êmbolo. Enfim, é como se as colunas estivessem de cabeça para baixo. Estaticamente as coisas são idênticas e, como já dissemos, pela ligação está passando toda a carga aplicada ao pilar misto. As FIGs. 4.2.1 e 4.2.2 procuram esclarecer o que foi dito.

A análise teórica simulada para as condições dos ensaios, foi executada usando algumas apresentações e formatos usados na dissertação anterior (Chaves, 2001), uma vez que essa dissertação é uma continuidade de pesquisa e que a rotina é a mesma existente no Eurocode. Procurou-se manter a rotina lá existente com, evidentemente, novas consultas ao Eurocode, fazendo-se as correções e adaptações que foram julgadas necessárias para os novos pilares ensaiados.



a) Situação de ensaio dos MSM e MSA e situação numa construção.

b) Situação de ensaio dos MAM e MAA e situação numa construção.

FIGURA. 4.2.2 Esquema de ensaios e situação numa construção: a) para pilares com ligações centradas, b) para pilares com ligações excêntricas.

4.3 Cálculo das propriedades geométricas da seção transversal

- A Seção transversal dos pilares ensaiados se encontra na FIG. 4.3.1, e é a mesma para todos os pilares, variando-se apenas o tipo de ligação.

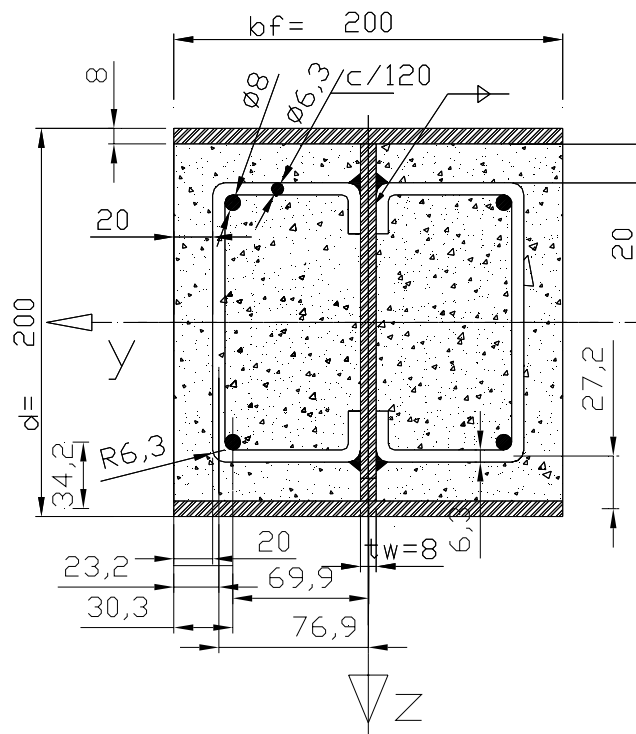


FIGURA. 4.3.1 Seção transversal típica dos pilares ensaiados.

Características geométricas do pilar misto parcialmente embutido

Perfil metálico:

$d=H=200\text{mm}$ $b_f=200\text{mm}$ $t_f=8\text{mm}$ $t_w=8\text{mm}$

$b_f/t_f=25$ limite=37,8 (ver EQ. 4.5.2)

$E_s=205000\text{MPa}$ $f_y=310\text{MPa}$

Concreto:

$B=b_f=200\text{mm}$ $f_{ya}=310\text{MPa}$

$H_c=H-2*t_f=184\text{mm}$

Armadura Longitudinal 4 x $D=8\text{mm}$

Estribos @120 $D=6,3\text{mm}$

Recobrimento =20mm

Áreas:

Perfil	$A_s = 4672\text{mm}^2$	46,72cm ²
Concreto	$A_c = 35328\text{mm}^2$	353,28cm ²
Armadura	$A_a = 201\text{mm}^2$	2,01cm ²

Inércias:

Eixo y:

Perfil	$I_{ay} = 33644203\text{mm}^4$	3364cm ⁴
Concreto	$I_{cy} = 99689131\text{mm}^4$	9969cm ⁴
Armadura	$I_{sy} = 765398\text{mm}^4$	76,5cm ⁴

Eixo z:

Perfil	$I_{az} = 10675200\text{mm}^4$	1068cm ⁴
Concreto	$I_{cz} = 122658133\text{mm}^4$	12266cm ⁴
Armadura	$I_{sy} = 976748\text{mm}^4$	97,7cm ⁴

Módulo plástico-eixo de maior inércia da seção transversal,

Considerando o concreto não fissurado:

Perfil Metálico: $Z_{pay} = (d - 2 * t_f)^2 * t_w / 4 + b_f * t_f * (d - t_f)$
 $Z_{pay} = 374912\text{mm}^3$ 374,9cm³

Concreto: $Z_{pcy} = b_f * d^2 / 4 - Z_{pay}$
 $Z_{pcy} = 1625088\text{mm}^3$ 1625,1cm³

Armadura: $Z_{psy} = A_s * ((d - 2 * t_f) - (2 * \text{recob} + 2 * D(\text{estribo})6,3 + D(f\text{-long})8,0)) / 2$
 $Z_{psy} = 12405 \text{ mm}^3$ 12,4cm³

Módulo plástico-eixo de menor inércia da seção transversal,

Considerando-se o concreto não fissurado:

Perfil Metálico: $Z_{paz} = t_w^2 * (d - 2 * t_f) / 4 + 2 * b_f^2 * t_f / 4$
 $Z_{paz} = 162944\text{mm}^3$ 162,9cm³

Concreto: $Z_{pcz} = d * b_f^2 / 4 - Z_{paz}$
 $Z_{pcz} = 1837056\text{mm}^3$ 1837,1cm³

Armadura: $(A_f * ((b_f) - (2 * \text{recob} + 2 * D(\text{est})6,3 + D(f\text{-long})8,0))) / 2$
 $Z_{psz} = 14014 \text{ mm}^3$ 14,0cm³

Cálculo da rigidez efetiva:

Eixo zz:

$$(EI)_{ez} = I_{az} * E_a + 0,8 * I_{cz} * E_{cm} / \gamma_c$$

$$EI_{ez}=5.132.211.200.000\text{Nmm}^2 \quad EI_{ez}=513.221.120\text{Ncm}^2$$

$$(EI)_{ey} = I_{ay} * E_a + 0,8 * I_{cy} * E_{cm} / \gamma_c$$

$$EI_{ey}=9.289.600.682.667\text{Nmm}^2 \quad EI_{ey}=928.960.068\text{Ncm}^2$$

Momentos Resistentes plásticos:

Eixo de maior inércia: (valores entre parênteses p/ $f_{ck}=24\text{MPa}$)

$$f_{ck}=25 \text{ MPa}$$

$$M_{\max,y,R} = Z_{pay} * f_{ya} + Z_{pcy} * 0,85 * f_{ck} / 2$$

$$M_{\max,y,R} = 133.489.280\text{Nmm}(132.798.618\text{Nmm})$$

Linha neutra plástica:

$$h_n = A_c * 0,85 * f_{ck} / (2 * b_f * 0,85 * f_{ck} + 2 * t_w * (2 * f_y - 0,85 * f_{ck}))$$

$$h_n = 42\text{mm}(41\text{mm})$$

$$M_{pl,y,R} = M_{\max,y,R} - t_w * h_n^2 * f_y - (b_f - t_w) * h_n^2 * 0,85 * f_{ck} / 2$$

$$M_{pl,y,R} = 125.696.408\text{Nmm}(125.484.667\text{Nmm}) \quad M_{pl,y,R} = 125\text{kNm}(125,5\text{kNm})$$

Eixo de menor inércia: (valores entre parênteses p/ $f_{ck}=24\text{MPa}$)

Valor máximo do momento fletor resistido pela seção (Apêndice B do EC4):

$$M_{\max,z,R} = Z_{paz} * f_y + Z_{pcz} * 0,85 * f_{ck} / 2$$

$$M_{\max,z,R} = (68,40)(69,3\text{kNm})$$

Linha Neutra Plástica: $f_{ck}=25\text{MPa}$

$$M_{\max,z,R} = 70.031.360\text{Nmm}(68.727.027\text{Nmm})$$

$$M_{\max,z,R} = 70,0\text{kNm} \quad (68,7\text{kNm})$$

$$h_{nz} = 3,0\text{mm}(2,9\text{mm})$$

$M_{pl,z,R} =$ Momento de plastificação da seção mista:

$$M_{\max zR} - d * h_{nz}^2 * f_y$$

$$M_{pl,z,R} = M_{\max zR} - d * h_{nz}^2 * f_y = 6781,49 \text{ kNcm} = 67,81 \text{ kNm}(68,7\text{kNm})$$

$$M_{pl,z,R} = 69.463.234\text{Nmm}(68.727.027\text{Nmm})$$

$$M_{pl,z,R} = 69,5\text{kNm}(68,7\text{kNm})$$

$$N_C = N_{pm,R} = A_c * 0,85 * f_{ck} = 750.720\text{N}(720.691\text{N})$$

$$N_C = N_{pm,R} = 750.720\text{N}(720.691\text{N})$$

4.4 Propriedades físicas dos materiais constituintes.

Resistências médias:

Perfil Metálico: $f_y = 310\text{MPa}$, $f_u = 400\text{ MPa}$ Chaves, 2001

Concreto: $f_{cj} =$ (ver TAB. 4.4.1).

Os valores de f_{cj} de cada modelo são os correspondentes aos ensaios executados nos corpos de prova. Uma diferença significativa foi encontrada no modelo MAA-2, com valor 20% superior aos corpos de prova dos modelos MSM-1, MSM-2 e MSA (ver CAP 5.1 para significado desta nomenclatura).

O corpo de prova a ser usado na determinação das características tem as seguintes dimensões e propriedades :

H=20cm D=10cm A=78,54cm² Data da concretagem dos C.P. 02/05/2001(*)

(*) (CHAVES, 2001)

TABELA 4.4.1 Valores das resistências médias dos ensaios, cronologia das concretagens e das medições dos f_{cj} 's nos C.P.s:

DISSERTAÇÃO	Rompimento		c.p.	c.p.	c.p.	c.p.	Observações
Chaves, 2001	modelo	c.p.	A= cm ²		Força kgf	f_{cj}	Teste c.p.
Ensaio 1	MAA-1	Ensaio c.p.	78,5375	1	N.D.	24,8	Rejeitada
				2	N.D.	26,2	
Concretagem				3	N.D.	25,8	
2/5/2001				4	N.D.	26,1	
			média			26,03	
			$f_{cj} =$		26,03	MPa	
Ensaio 2	MAM-1	26/11/2003	78,5375	1	N.D.	26	
2001				2	N.D.	24	
Concretagem				3	N.D.	24	
2/5/2001				4	N.D.	25	
			média			24,9	
			$f_{cj} =$		24,9	MPa	
Resp.	Rompimento		c.p.		c.p.	c.p.	
Mantovani(2004)	modelo	c.p.	A= cm ²		Força kgf	f_{cj}	Teste c.p.
Ensaio 1	MAA-2	26/11/2003	78,5375	1	22950	29	
2001				2	23500	30	
Concretagem				3	25300	32	Rejeitada
2/5/2001				4	23500	30	

TABELA 4.4.1(cont)

			média		69,95		
			f_{ci} =		29,7	MPa	Teste c.p.
Ensaio 2	MSM-1	9/3/2004	78,5375	1	18882	24	
21/1/2004		2	anos	2	19005	24	
Concretagem		7	mêses	3	16222	21	Rejeitada
2/5/2001		19	dias	4	18649	24	
			média		56536		
			f_{ci} =		24,0	MPa	
Ensaio 3	MSM-2	1/7/2004	78,55	1	19875	25,3	
5/3/2004		2	anos	2	20574	26,2	
Concretagem		8	mêses	3	18723	23,8	
2/5/2001		3	dias	4	18931	24,1	
			média		57529		
			f_{ci} =		24	MPa	
Ensaio 4	MSA	1/7/2004		1	17313	22	
23/3/2004		2	anos	2	16982	22	
Concretagem		8	mêses	3	20378	26	
2/5/2001		3	dias	4	20439	26	
			média		75112		
			f_{ci} =		24	MPa	

Módulos de elasticidade:

- Perfil Metálico: $E_a = 205000\text{MPa}$

Para o concreto, usando as fórmulas do CAP. 2.0:

, com $\rho_c = 24 \text{ kN/m}^3$ da EQ. 2.7.4b $\rho_c =$ Peso específico do concreto.

1- $E_{cm} = 9500 (f_{ck} + 8)^{1/3} (\rho_c / 24)^{3/2}$ (Eurocode 4,1992) EQ. 2.7.3 b

2- $E_{cm} = 2200 \times (f_{cm} / 10)^{0,3}$ (Eurocode 4, 2000) .EQ. 2.7.3a

3- $E_{cm} = 42 (f_{ck})^{1/2} (\rho_c)^{3/2}$ (NBR 8800,1986 e AISC-LRFD, 1993) EQ. 2.7.3c

4- $E_{cs} = 0.85 * E_{ci} = 0.85 * 5600 * f_{ck}^{1/2}$ (ABNT NBR 6118:2003)

Os valores de E_{cm} com as fórmulas acima foram colocados na TAB. 4.4.2 e plotados na FIG. 4.4.2 para comparação.

TABELA 4.4.2 Módulos de Elasticidade(MPa) em função de f_{ck} (MPa).

	24	25	26	27	28	29	30
1	31187	31476	31759	32036	32308	32575	32837
2	30161	30472	30776	31075	31368	31656	31939
3	24192	24691	25180	25659	26130	26593	27047

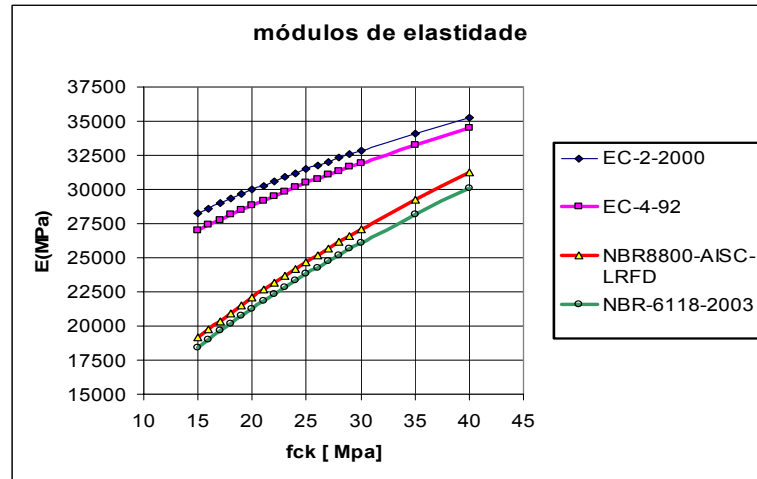


FIGURA 4.4.1 Variação dos valores dos Módulos de Elasticidade por Norma

Para simplificar, usar-se-a nos cálculos o valor de: $E_c = E_{cm} = 30.000 \text{ MPa}$.

4.5 Cálculo das ZNA's pelo processo simplificado do EC 4-1992.

4.5.1 Condições para uso do método simplificado em perfis I:

(1) somente é válido para membros duplamente simétricos.

(2) a esbeltez relativa definida como $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$ deve ser: $\bar{\lambda} \leq 2,0$: (4.5.1)

TABELA 4.5.1 Limitações adicionais de $\bar{\lambda}$.

Outros valores limites de λ	Sistemas indeslocáveis	Sistemas deslocáveis
Perfis I total ou parcialmente envolvidos por concreto	0,8	0,5
Perfis tubulares preenchidos por concreto ($\delta = A_s \cdot f_y / N_{pl,Rd}$)	$0,8 / (1 - \delta)$	$0,5 / (1 - \delta)$

$N_{pl,Rk}$ é o valor característico da resistência plástica à compressão

N_{cr} é a força normal crítica para o modo de flambagem relevante (plano), calculada com a rigidez de flexão efetiva $(EI)_{eff}$.

(3) A armadura longitudinal a ser usada nos cálculos não deve exceder a 6% da área de concreto.

(4) a razão entre a altura da seção transversal h_c para a largura b_c deve se situar entre os limites $0,2 \leq h_c / b_c \leq 5,0$.

(5) relações largura/espessura:

$$b / t_f \leq 1,47 * (E / f_y)^{1/2} \quad \text{para perfis parcialmente revestidos} \quad (4.5.2)$$

$$b_i / t \leq 1,76 * (E / f_y)^{1/2} \quad \text{para tubos retangulares preenchidos de concreto.} \quad (4.5.3)$$

$$d / t \leq 0,103 * (E / f_y) \quad \text{para tubos circulares preenchidos de concreto.} \quad (4.5.4)$$

4.5.2 Resistência plástica das seções e cálculo da estabilidade (P-delta)

A resistência da seção transversal crítica para compressão e flexão combinadas ou qualquer outra seção e sua correspondente curva de interação podem ser calculadas assumindo os blocos retangulares de tensões como na FIG. 4.5.1 e levando-se em conta a força de cálculo conforme o Eurocode. A tensão de tração no concreto deve ser negligenciada.

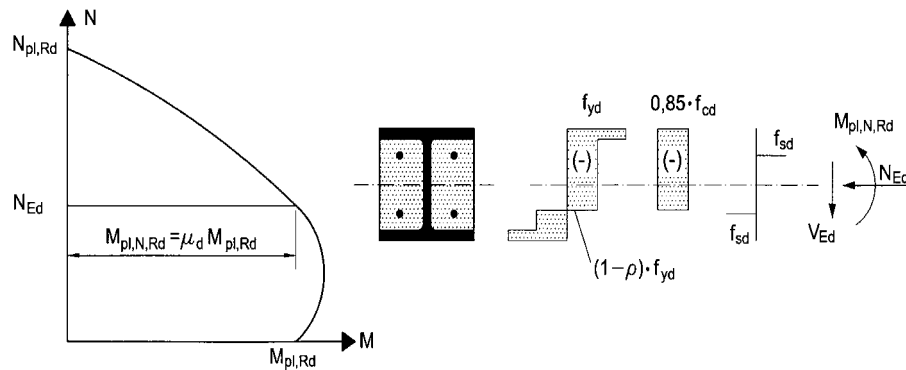


FIGURA 4.5.1: Curva de interação para compressão com flexão uniaxial em ZNA's.

A FIG. 4.5.2 mostra a curva de interação M x N. Como simplificação essa curva de interação pode ser substituída por um diagrama poligonal (em tracejado). A FIG. 4.5.2 também mostra a distribuição das tensões plásticas de uma seção totalmente embutida para os pontos de A a D. O valor $N_{pm,Rd}$ deverá ser tomado como $0,85 f_{cd} A_c$ para seções revestidas e parcialmente revestidas.

$N_{pl,Rd}$ - Resistência plástica de cálculo à compressão axial da seção mista.

$N_{pm,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço normal de compressão da seção de concreto à, considerando fator de 0,85

$M_{pl,Rd}$ - Valor de cálculo do momento resistente plástico da seção mista.

Para simplificação, o esforço cortante V_{Ed} é resistido pela seção de aço isoladamente.

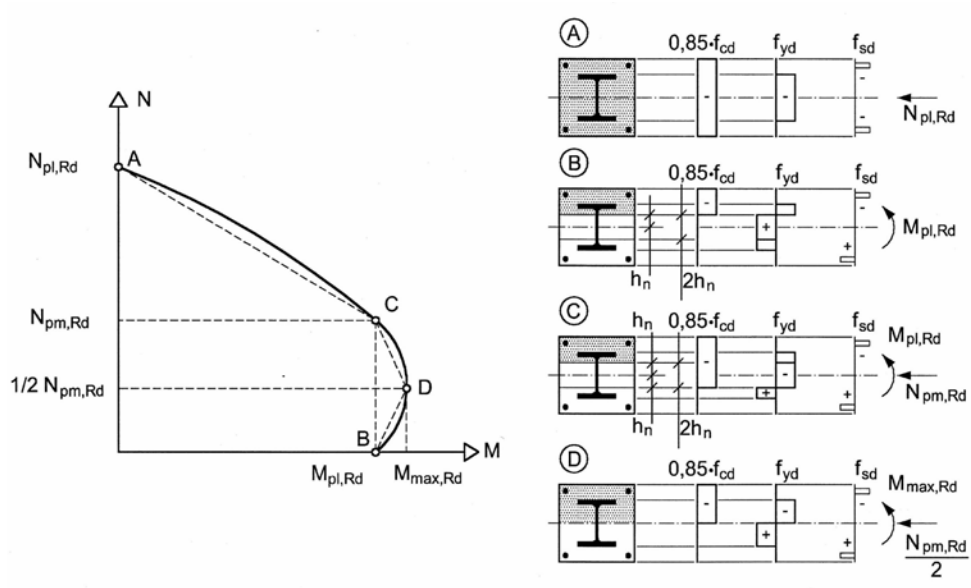


FIGURA 4.5.2: Curva de plastificação das ZNA's

- Métodos de análise e imperfeições nos membros.

(1) Para verificação dos membros, a análise deve ser baseada na análise não linear elástica de segunda ordem.

(2) Para a determinação dos esforços internos de cálculo a rigidez de flexão efetiva $(EI)_{eff,II}$ deve ser determinada com a seguinte expressão:

$$(EI)_{eff,II} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \tag{4.5.5}$$

K_e É um fator de correção, e este valor varia com autor e com as normas.

K_o é um fator de calibração que deve ser tomado como 0,8 ou 0,9.

-Resistência dos membros em compressão axial (EC-4)

Membros podem ser verificados usando-se análise de segunda ordem, conforme Eurocode, levando-se em conta as imperfeições nos membros.

Como simplificação e para membros em compressão axial, o valor de cálculo da força normal deve satisfazer à condição:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.5.6)$$

$N_{pl,Rd}$ é a resistência plástica da seção mista (FIG. 4.5.1)

(χ) é um coeficiente de redução para o modo de flambagem analisado.

As curvas de flambagem para cada tipo de seção transversal são dadas na FIG. 4.5.3b.

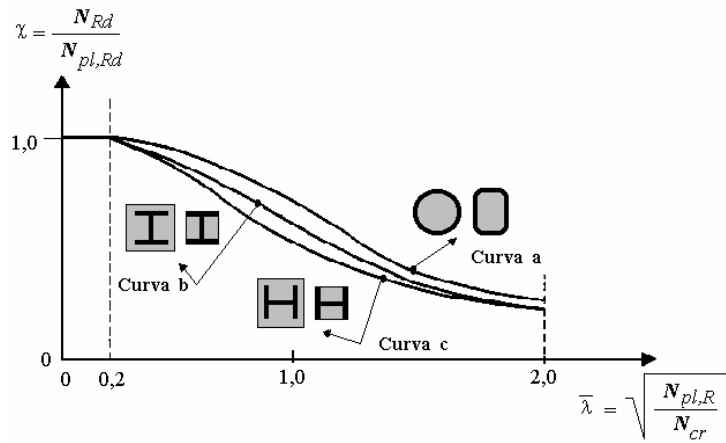


FIGURA 4.5.3a Curvas típicas de flambagem por tipo de perfil misto, Fonte: Eurocode.

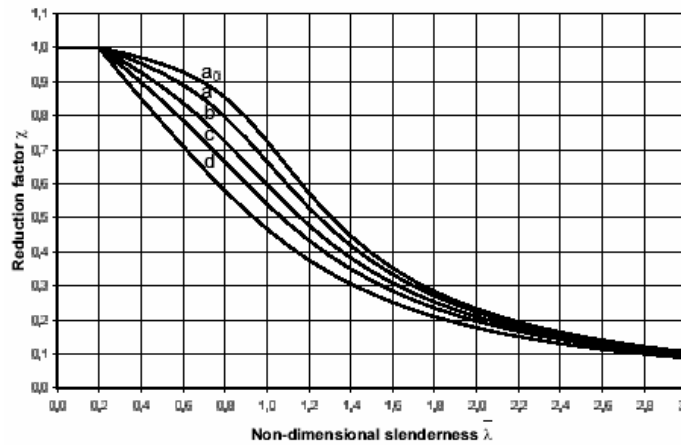


FIGURA 4.5.3b Curvas de flambagem, χ x $\bar{\lambda}$ (Fonte: Eurocode)

As seguintes expressões baseadas nas curvas (ver FIG. 4.5.1), determinadas de acordo com EC-4 6.7.3.2, devem ser satisfeitas.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (4.5.7)$$

M_{Ed} é o momento na extremidade ou o máximo momento dentro do comprimento do pilar, calculado de acordo com o item 6.7.3.4 do EC-4, incluindo-se imperfeições e efeitos de segunda ordem, se necessários.

$M_{pl,N,Rd}$ é o momento plástico resistente, considerando-se a força normal N_{Ed} , dado por $\mu_d M_{pl,Rd}$, (ver FIG. 4.5.1).

$M_{pl,Rd}$ é o momento plástico resistente de cálculo, assinalado pelo ponto B na FIG. 4.5.2.

$\alpha_M = 0,9$ para aços de $f_y=235\text{MPa}$ a 355MPa .

$\alpha_M = 0,8$ para aços de $f_y=420\text{MPa}$ a 460MPa

O valor $\mu_d = \mu_{dy}$ or μ_{dz} , ver FIG. 4.5.4, se refere ao momento de plastificação resistente de cálculo, $M_{pl,Rd}$, para o plano de flexão sendo considerado. Valores de μ_d maiores que 1,0 só podem ser usados quando o momento fletor depender diretamente da ação da força normal N_{Ed} . Um exemplo é quando o momento M_{Ed} resulta de uma excentricidade de força normal N_{Ed} . Em caso contrário, faz-se necessária uma verificação adicional de acordo com EC-4 -6.7.1.

- Cálculo do efeito combinado de compressão e flexão biaxial.

(χ) Para pilares mistos e membros comprimidos com flexão em dois eixos, os valores μ_{dy} e μ_{dz} mostrados na FIG. 4.5.4 devem ser calculados separadamente para cada eixo. Imperfeições devem ser consideradas apenas no plano onde é esperada a ocorrência de falhas. Se o plano de ocorrência não é evidente, o cálculo deve ser feito para ambos os planos.

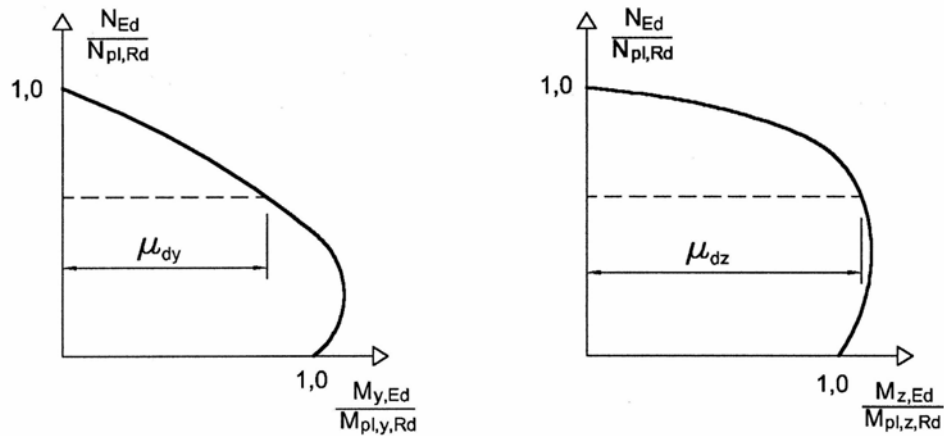


FIGURA 4.5.4 :Curvas adimensionais para cálculo de pilares mistos em compressão e flexão biaxial.

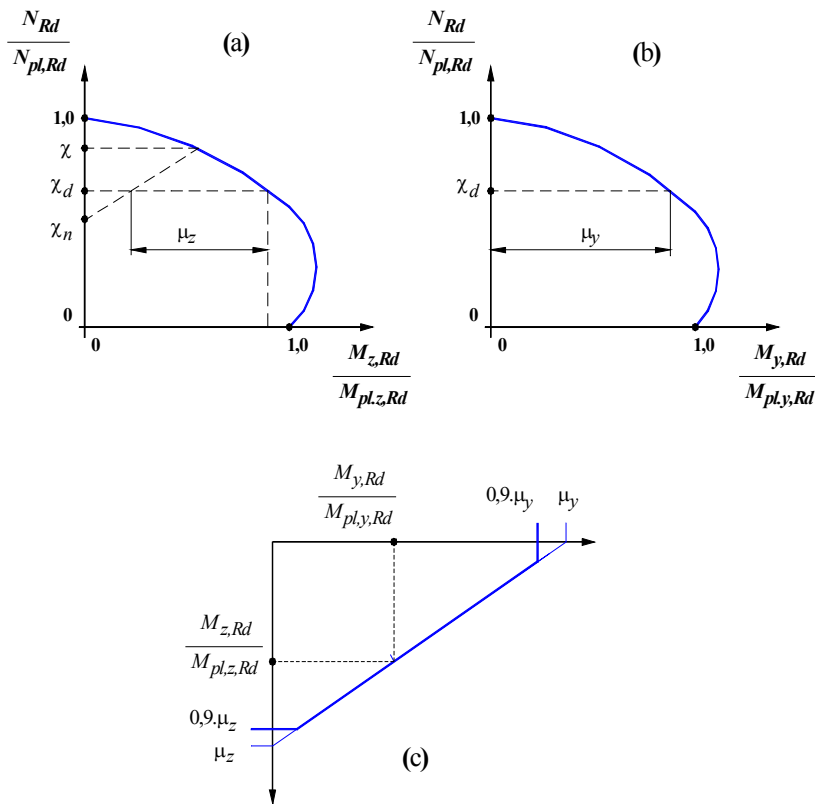


FIGURA 4.5.5 Resumo das curvas para verificação de estabilidade (Fonte:Eurocode)

Na FIG. 4.5.5 apresentamos um resumo gráfico das curvas de verificação de pilares submetidos a compressão axial e momentos fletores agindo em dois planos, onde em (a) Plano de colapso considerando-se as imperfeições. (b) Plano de flexão sem consideração de imperfeições. mas Diagrama de interação para resistência à flexão bi-axial.

4.6 Determinação das resistências das ZNA's dos pilares ensaiados com carga centrada, sem momentos fletores externos. (EC-4-1992).

- Resistência plástica da seção transversal

Aproveitando-se a dissertação anterior (CHAVES, 2001), foram feitos ajustes e adaptações necessárias, tanto para os novos f_{cj} ensaiados das amostras existentes, quanto para uma nova apresentação dos resultados em forma de tabelas, de modo a facilitar os cálculos e apresentados nas TABs. 4.6.1 , 4.6.2 e 4.6.3:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (4.5.9)$$

TABELA 4.6.1- Dados para cálculo da resistência plástica

coeficientes	[-]		[MPa]	áreas	[mm ²]
$\alpha_c =$	0,85	$f_{ys} =$	500	$A_a =$	4672
$\gamma_a =$	1	$f_{ya} =$	300	$A_c =$	35328
$\gamma_s =$	1			$A_s =$	201
$\gamma_c =$	1				

Obs.: Em ensaios, os coeficientes de ponderação da resistência (γ_a , γ_c , e γ_s) são considerados unitários, o que faz com que a resistência plástica de cálculo da seção seja igual à resistência plástica da mesma.

TABELA 4.6.2- Resistência plástica ($N_{pl,Rd}$) dos modelos devido à força normal.

		F_{cj}	$A_a \cdot f_v / \gamma_a$	$0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} / \gamma_s$	$A_s \cdot f_{sd} / \gamma_c$	$N_{pl,Rd}$
Dissertação	Modelo	[MPa]	kN	kN	kN	kN
Chaves-2001	MAA-1	26	1402	782	101	2284
Chaves-2001	MAM-1	25	1402	748	101	2250
Mantovani-2005	MAA-2	30	1402	892	101	2394
Mantovani-2005	MSM-1	24	1402	721	101	2223
Mantovani-2005	MSM-2	24	1402	733	101	2235
Mantovani-2005	MSA	24	1402	718	101	2220

TABELA 4.6.3- Cálculo do valor para verificação do valor de δ .

		$A_a \cdot f_v$	$N_{pl,R}$	$A_a \cdot f_v / N_{pl,R}$
Dissertação	Modelo	kN	kN	δ [-]
Chaves-2001	MAA-1	1402	2284	0,61
Chaves-2001	MAM-1	1402	2250	0,62
Mantovani-2005	MAA-2	1402	2394	0,59
Mantovani-2005	MSM-1	1402	2223	0,63
Mantovani-2005	MSM-2	1402	2235	0,63
Mantovani-2005	MSA	1402	2220	0,63

Como $0,2 < \delta < 0,9$, os pilares devem ser dimensionados como mistos.

-Flambagem em torno do eixo de maior inércia (Eixo y)

Com valores determinados na CAP.4.3 e com $L_{fl}=1750\text{mm}$ (FIG.4.6.1)

Rigidez Efetiva:

Da EQ. 4.5.5 com $k_0=1$ e $k_{e,fl}=0,8$

$$(EI)_{ey} = I_{ay} \cdot E_a + 0,8 \cdot I_{cy} \cdot E_{cm} / \gamma_c$$

$$(EI)_{ey} = 9.289.600.682.667\text{Nmm}^2$$

Carga crítica de flambagem em relação ao eixo y:

$$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot (EI)_{ey} / L_{fl}^2 = 29936,1\text{kN}$$

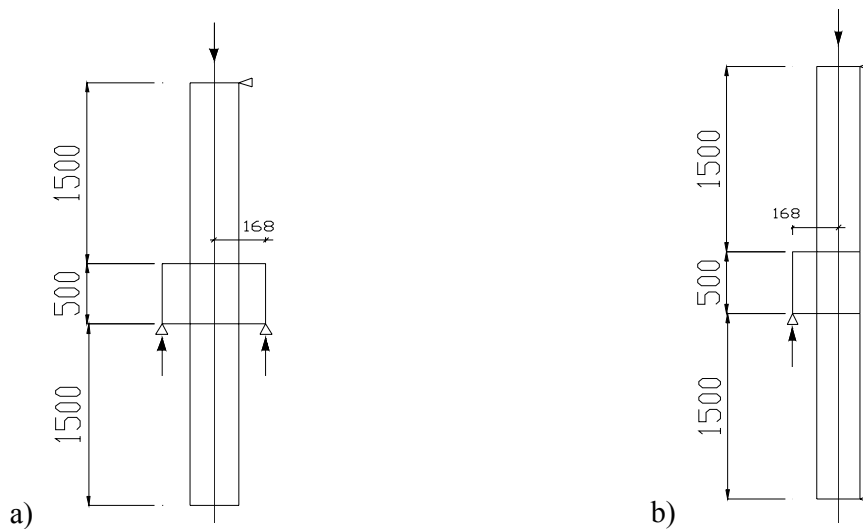


FIGURA 4.6.1 Geometria para avaliação dos comprimentos de flambagem . **a)** MSM. **b)** MAM.

Fator χ (curva de flambagem **b**), FIGs. 4.5.3a e 4.5.3b

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + 0,34 \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.6.0)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (4.6.1)$$

$$N_{R,y} = \chi \cdot N_{pl,R} \quad (4.6.2)$$

Os valores dos esforços normais resistentes de cálculo ($N_{R,y} = N_{pl,R,y} \chi$) para o eixo y de maior inércia estão na TAB. 4.6.4

TABELA 4.6.4 Resistência de cálculo $N_{R,y}$ ao esforço normal-eixo de maior inércia(yy)

	fcj	$A_a f_y / \gamma_a$	$0,85 A_c f_{ck} / \gamma_s$	$A_s f_{sd} / \gamma_c$	$N_{pl,Rd}$	λ	φ	χ	$N_{pl,R,y} \chi$
Modelo	MPa	kN	kN	kN	kN	[-]	[-]	[-]	kN
MAA-1	26	1402	782	101	2284	0,276	0,5511	0,9728	2222
MAM-1	25	1402	748	101	2250	0,274	0,5502	0,9735	2190
MAA-2	30	1402	892	101	2394	0,283	0,5540	0,9704	2323
MSM-1	24	1402	721	101	2223	0,272	0,5494	0,9741	2165
MSM-2	24	1402	733	101	2235	0,273	0,5498	0,9738	2177
MSA	24	1402	718	101	2220	0,272	0,5494	0,9742	2163

-Flambagem em torno do eixo de menor inércia (Eixo z)

Rigidez Efetiva:

Da EQ. 4.5.5 com $k_0=1$ e $k_{e,II}=0,8$

$$(EI)_{ez} = I_{az} \cdot E_a + 0,8 \cdot I_{cz} \cdot E_{cm} / \gamma_c = 5.132.211.200.000 \text{ Nmm}^2$$

$$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{ez} / L_{fl}^2 = 16539 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr,z}}}$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] =$$

Fator χ (curva de flambagem c)

FIGs. 4.5.3a e 4.5.3b

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} =$$

Os valores dos esforços normais resistentes de cálculo ($N_{R,z}$) para o eixo z de menor inércia estão na TAB. 4.6.5

TABELA 4.6.5 Resistência de cálculo ao esforço normal para eixo z de menor inércia.

	$N_{pl,Rd}$	λ	φ	χ	$N_{R,z} = N_{pl,R} \cdot \chi$
Modelo	kN	[-]	[-]	[-]	[KN]
MAA-1	2284	0,372	0,6111	0,9122	2083
MAM-1	2250	0,369	0,6094	0,9137	2056
MAA-2	2394	0,380	0,6166	0,9076	2173
MSM-1	2223	0,367	0,6080	0,9149	2033
MSM-2	2235	0,368	0,6086	0,9143	2044
MSA	2220	0,366	0,6079	0,9150	2031

Portanto, as cargas últimas dos pilares com carregamento centrado, desconsiderando-se as excentricidades de aplicação da carga, estão na TAB. 4.6.6. Sendo assim, o menor dos valores por modelo é a carga última.

Então, da TAB. 4.6.6, para os pilares MSM-1 e MSM-2, a carga última pelo processo aproximado do Eurocode é de aproximadamente 200t.

TABELA 4.6.6 Cargas de plastificação e cargas últimas por modelo e por eixo.

	Carga. de plastificação	Eixo zz	Eixo y-y
	$N_{pl,Rd}$	$N_{pl,R,z} \cdot \chi$	$N_{pl,R,y} \chi$
Modelo	[kN]	[kN]	[kN]
MAA-1	2284	2083	2222
MAM-1	2250	2056	2190
MAA-2	2394(OBS. $f_{ck}=30\text{MPa}$)	2173	2323
MSM-1	2223	2033	2165
MSM-2	2235	2044	2177
MSA	2220	2031	2163

4.7 Determinação das resistências das ZNA's dos pilares submetidos à compressão excêntrica.

4.7.1 Momentos fletores agindo no plano do eixo (YY) de maior inércia.

Os dados adicionais dos modelos de pilares calculados estão na TAB. 4.7.1

TABELA 4.7.1 Dados dos modelos para construção da poligonal com $L_{fl}=1750\text{mm}$

	$N_{pl,Rd}$	λ	φ	χ	$NR_{z=Npl,R,\chi}$	λ	φ	χ	$NR_{y=Npl,R,\chi}$
Modelo	kN	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]
MAA-1	2284	0,372	0,6111	0,9122	2083	0,276	0,5511	0,9728	2222
MAM-1	2250	0,369	0,6094	0,9137	2056	0,274	0,5502	0,9735	2190
MAA-2	2394	0,380	0,6166	0,9076	2173	0,283	0,5540	0,9704	2323
MSM-1	2223	0,367	0,6080	0,9149	2033	0,272	0,5494	0,9741	2165
MSM-2	2235	0,368	0,6086	0,9143	2044	0,273	0,5498	0,9738	2177
MSA	2220	0,366	0,6079	0,9150	2031	0,272	0,5494	0,9742	2163

Nas verificações será utilizado o modelo MAM-1 com alguns dados retirados da TAB.4.7.1.

$$\bar{\lambda} = 0,274; \chi = 0,974 \text{ eixo y y}$$

Outros dados necessários, se encontram nas seções 4.3 e 4.4, tais como:

$$E_{cm} = 30000 \text{MPa}$$

$$N_{cr,y} = 29936 \text{kN}; \quad f_{ck} = 25 \text{MPa}$$

- **Determinação dos pontos da poligonal:**

Ponto A

$$N_A = N_{pl,R} = 2250 \text{kN} \quad M_A = 0$$

Ponto B

1-Valor máximo do momento fletor resistido pela seção (Apêndice C do EC-4):

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 25 \text{MPa} \\ M_{\max,y,R} &= Z_{pay} * f_{ya} + Z_{pcy} * 0,85 * f_{ck} / 2 \\ M_{\max,y,R} &= 133489280 \text{Nmm} \\ M_{\max,y,R} &= 133,49 \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pl,y,R} &= M_{\max,y,R} - t_w * h_n^2 * f_y - (b_f - t_w) * h_n^2 * 0,85 * f_{ck} / 2 \\ M_{pl,y,R} &= 125696408 \text{Nmm} \\ M_{pl,y,R} &= 125,7 \text{kNm} \end{aligned}$$

2-Linha Neutra Plástica:

$$\begin{aligned} h_n &= A_c * 0,85 * f_{ck} / (2 * b_f * 0,85 * f_{ck} + 2 * t_w * (2 * f_y - 0,85 * f_{ck})) \\ h_n &= 42 \text{mm} \end{aligned}$$

Ponto C

$$N_C = N_{pm,R} = A_c * 0,85 * f_{ck}$$

$$N_C = N_{pm,R} = 750720 \text{N}$$

$$N_C = 751 \text{kN}$$

$$M_C = M_{pl,R} = 125,7 \text{kNm}$$

Ponto D

$$N_D = N_{pm,R} / 2 = 375 \text{ kN}$$

$$M_D = M_{max,y,R} = 133,49 \text{ kNm}$$

A FIG. 4.7.1 contém a curva de plastificação(poligonal) desenhada com os pares [M,N] calculados anteriormente para os pontos de A a D.

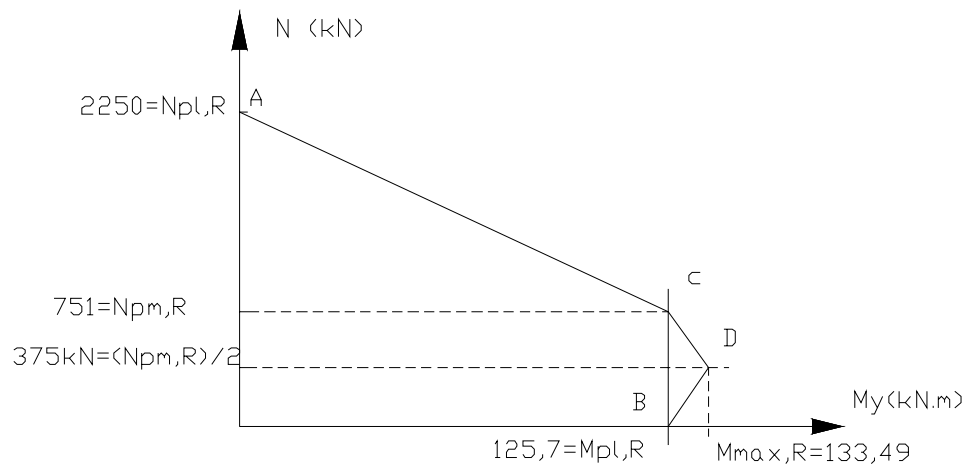


FIGURA 4.7.1 Poligonal representativa da curva de interação N x M-eixo y de maior inércia.

Fator de redução devido à flambagem .

$$\chi = 0,974 \text{ para } L_{fl} = 1750 \text{ mm}$$

Razões χ_d , χ_n , χ_{pm} :

$$\chi_d = N_S / N_{pl,R} = N_S / 2250$$

com $M_2=0$,

$$\chi_n = \chi \cdot (1 - M_2 / M_1) / 4 = 0,974 / 4 = 0,2435$$

$$\chi_{pm} = N_{pm,Rd} / N_{pl,Rd} = 751 / 2250 = 0,334$$

Razão μ :

$$\mu = \frac{(\chi - \chi_d) \cdot (1 - \chi_n)}{(1 - \chi_{pm}) \cdot (\chi - \chi_n)} = \frac{(0,974 - N_s / 2250) \cdot (1 - 0,2435)}{(1 - 0,334) \cdot (0,974 - 0,2435)} = 1,515 - \frac{N_s}{1447}$$

Resistência última da seção com esforços de compressão e momento uniaxial:

$$M_{y,R} = \mu \cdot M_{pl,y,R} = M_S = k \cdot M_1 = N_S \cdot \text{exc} / 2 \quad (\text{para } k = 1,0)$$

$$(1,515 - N_S / 1447) \cdot 125,7 = N_S \cdot 0,168 / 2 \rightarrow N_S = 1114 \text{ kN}$$

$$M_{y,R} = N_S \cdot 168 / 2 = 1114 \cdot 168 / 2 = 93576 \text{ kN.mm}$$

Razão μ : $\mu = 1,515 - 1114 / 1447 = 0,745$

Razão χ_d : $\chi_d = 1114 / 2250 = 0,495$

Na FIG. 4.7.2 se encontram os valores calculados.

-Verificação adicional de estabilidade, devido ao momento aplicado:

Fator k, considerando-se os efeitos de segunda ordem, devido ao efeito p-delta, ocasionados por momentos aplicados dentro do comprimento do pilar ou na sua extremidade.

$$k = \frac{\beta}{1 - (N_s / N_{cr})} \geq 1,0 \quad \text{com} \quad \beta = 0,66 + 0,44 \cdot \left(\frac{M_2}{M_1} \right) \geq 0,44 \quad (4.7.1)$$

$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot (0/93,6) = 0,66 > 0,44 \rightarrow \beta = 0,66.$$

Para esse caso, $N_{cr} = N_{cr,y}$: $k = \frac{0,66}{1 - (1114/29936)} = < 1,0 \rightarrow k = 1,0.$

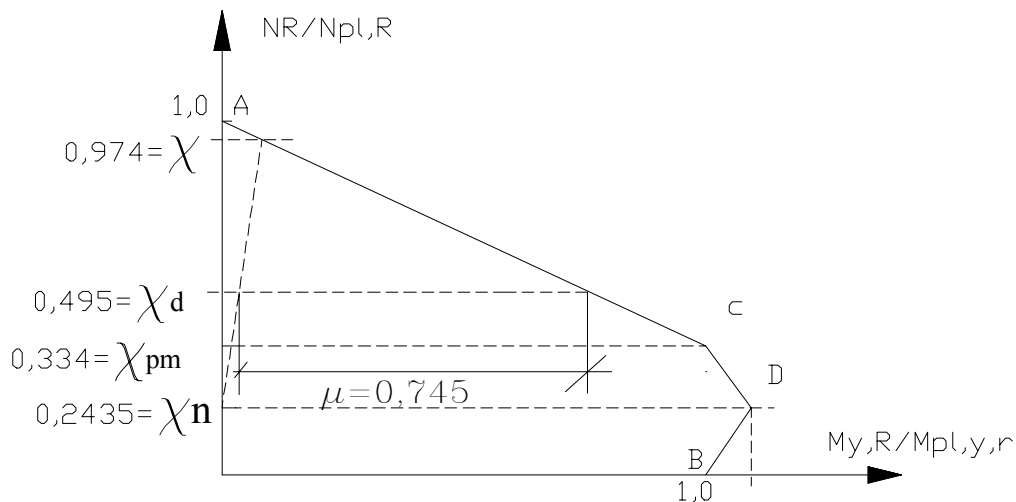


FIGURA 4.7.2 Poligonal normalizada da curva de interação [N x M]-eixo y de maior inércia

Como $k = 1,0$, o momento fletor não é ampliado pelo efeito de segunda ordem para momentos aplicados externamente dentro do comprimento da barra ou nos nós.

Assim, $M_S = k \cdot M_1 = 1,0 \cdot (93,6) = 93,6 \text{ kN.m}$

A resistência última do pilar misto YY de maior inércia é dada, então, por:
 $N_R = N_S = 1114 \text{ kN}$ e $M_{y,R} = M_S = 93,6 \text{ kN.m}$

4.7.2 Momentos fletores agindo no plano do eixo(ZZ) de menor inércia:

A TAB. 4.7.2 contém um resumo dos valores calculados para a verificação da resistência e construção da poligonal.

TABELA. 4.7.2 Dados do modelo para a construção da poligonal (TAB. 4.7.1)

	$N_{pl,Rd}$	λ	φ	χ	$NR_{z=Npl,R,\chi}$	λ	φ	χ	$NR_{y=Npl,R,\chi}$
Modelo	kN	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[kN]
MAA-2	2394	0,380	0,6166	0,9076	2173	0,283	0,5540	0,9704	2323

Utilizaremos agora o modelo MAA-2

Da TAB. 4.7.2 e seções 4.3 e 4.4

$$\bar{\lambda} = 0,38; \chi = 0,9076 \text{ eixo } z z$$

outros dados necessários se encontram nas seções 4.3 e 4.4, tais como:

$$E_{cm} = 30000 \text{ MPa}$$

$$N_{cr,z} = 16539 \text{ kN}; f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Determinação dos pontos da poligonal:

Ponto A

$$N_A = N_{pl,R} = 2394 \text{ kN} \quad M_A = 0$$

Ponto B

1-Valor máximo do momento fletor resistido pela seção (Apêndice C do EC4):

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$M_{\max,z,R} = 73935104 \text{ N.mm}$$

$$M_{\max,z,R} = 73,9 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,R} = M_{\max,z,R} - d \cdot h_{nz}^2 \cdot f_y$$

$$M_{pl,z,R} = 73117003 \text{ Nmm}$$

$$M_{pl,z,R} = 73,11 \text{ kNm}$$

$$N_B = 0$$

$$M_B = 73,11 \text{ kNm}$$

2- Linha neutra plástica

$$h_n = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / (2 \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_{ck} + 2 \cdot d \cdot (2 \cdot f_y - 0,85 \cdot f_{ck}))$$

$$h_n = 3,6 \text{ mm}$$

Ponto C

$$N_C = N_{pm,R} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} = 900864 \text{ N}$$

$$N_C = 900,86 \text{ kN}$$

$$M_C = M_{pl,z,R} = 73,11 \text{ kNm}$$

Ponto D

$$N_D = N_{pm,R} / 2 = 450,43 \text{ kN}$$

$$M_D = M_{max,R} = 73,9 \text{ kNm}$$

A FIG. 4.7.3 contém a poligonal construída com os pares calculados anteriormente.

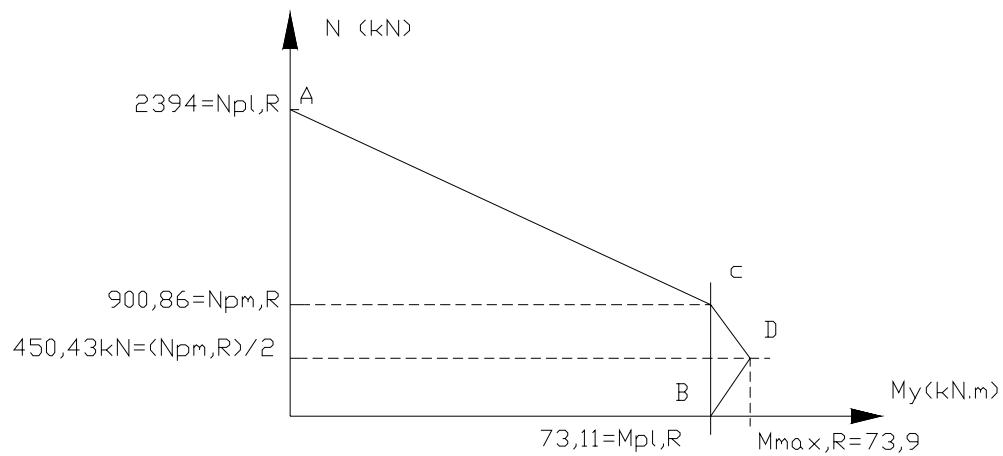


FIGURA 4.7.3 Poligonal representativa da curva de interação N x M-eixo z de menor inércia

Fator de redução devido à flambagem do pilar:

$$\chi = 0,9076 \text{ para } L_{fl} = 1750 \text{ mm}$$

Razões χ_d , χ_n , χ_{pm} :

$$\chi_d = N_S / N_{pl,R} = N_S / 2394$$

$$\chi_n = \chi \cdot (1 - M_2 / M_1) / 4 = 0,9076 / 4 = 0,227$$

$$\chi_{pm} = N_{pm,R} / N_{pl,R} = 900,86 / 2394 = 0,376$$

Razão μ :

$$\mu = \frac{(\chi - \chi_d) \cdot (1 - \chi_n)}{(1 - \chi_{pm}) \cdot (\chi - \chi_n)} = \frac{(0,9076 - N_S / 2394) \cdot (1 - 0,227)}{(1 - 0,376) \cdot (0,9076 - 0,227)} = 1,651 - \frac{N_S}{1274,1}$$

-Resistência última da seção com esforços de compressão e momento uniaxial:

$$M_{z,R} = \mu \cdot M_{pl,z,R} = M_S = k \cdot M_1 = N_S \cdot 0,168 / 2 \quad (\text{para } k = 1,0)$$

$$(1,651 - N_S / 1274,1) \cdot 73,11 = N_S \cdot 0,168 / 2 \rightarrow N_S = 854 \text{ kN}$$

$$M_{z,R} = N_S \cdot 0,168 / 2 = 854 \cdot 0,168 / 2 = 71,7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Razão } \mu: \quad \mu = 1,651 - 854 / 1274,1 = 0,981$$

$$\text{Razão } \chi_d: \quad \chi_d = 854 / 2394 = 0,356$$

-Verificação adicional de estabilidade, devido ao momento aplicado:

Fator k , considerando os efeitos de segunda ordem:

$$k = \frac{\beta}{1 - (N_S / N_{cr})} \geq 1,0 \quad \text{com } \beta = 0,66 + 0,44 \cdot \left(\frac{M_2}{M_1} \right) \geq 0,44$$

$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot (0/65,1) = 0,66 > 0,44 \rightarrow \beta = 0,66.$$

Para ser aplicado apenas no momento externo,

$$\text{Para este caso, } N_{cr} = N_{cr,z}: \quad k = \frac{0,66}{1 - (788 / 16539)} = 0,6933 < 1,0 \rightarrow k = 1,0.$$

Como $k = 1,0$ o momento fletor não é ampliado pelo efeito de segunda ordem.

$$\text{Assim, } M_S = k \cdot M_1 = 1,0 \cdot (71,7) = 71,7 \text{ kN.m}$$

A resistência última da seção MAA-2 é dada, então, por:

$$\underline{N_R = N_S = 854 \text{ kN} \quad \text{e} \quad M_{v,R} = M_S = 71,7 \text{ kN.m}}$$

A FIG. 4.7.4 mostra os resultados obtidos para a poligonal normalizada

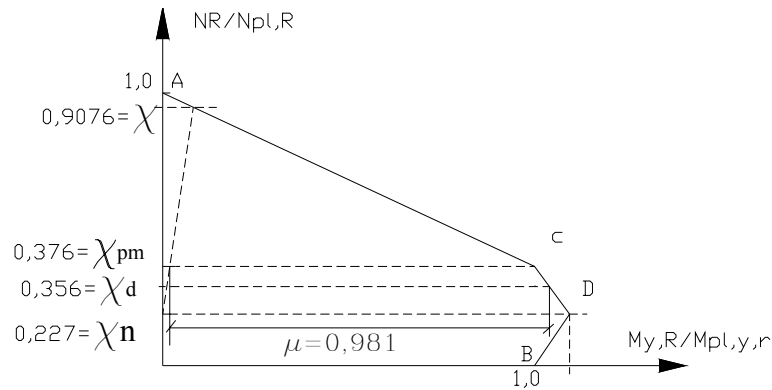


FIGURA 4.7.4 Poligonal normalizada da curva de interação [N x M] -eixo z de menor inércia

4.8 Determinação dos valores de coeficientes de distribuição de cargas.

As fórmulas apresentadas no CAP.2.0 ítem 2.9 serão usadas agora para calcular os valores de absorção de cargas e momentos fletores de acordo com os dados dos perfis utilizados e das condições de contorno para posterior comparação com os valores obtidos tanto na análise numérica como na análise experimental.

Na distribuição conforme rigidez dos elementos componentes, devido a Wium e Lebet [1994] , temos que a parcela absorvida pelo concreto, conforme a Eq. 2.9.1:

$$N_{c,Sd} = \frac{N_{sd} \cdot (E_{cm} \cdot A_c + E_a \cdot A_s)}{(E_a \cdot A_a + E_{cm} \cdot A_c + E_a \cdot A_s)}$$

e a parcela absorvida pelo perfil metálico, conforme a Eq. 2.9.2

$$N_{a,Sd} = N_{sd} - N_{c,Sd} \text{ , portanto, sem os coeficientes de segurança, temos:}$$

$$N_{c,S} = N_S \cdot (30000 \cdot 35328 + 205000 \cdot 201) / (205000 \cdot 4672 + 30000 \cdot 35328 + 205000 \cdot 201)$$

$$N_{c,S} = N_S \cdot 0.53$$

$$N_{a,S} = N_S \cdot 0.47$$

Na distribuição conforme as resistências últimas dos elementos componentes do pilar misto, Chung e Narayanan [1994], usar-se-ão as equações abaixo, retiradas também do CAP. 2.0 ítem 2.9.

$$N_{c,Sd} = N_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{N_{a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) = N_{Sd} \cdot (1 - \delta)$$

$$N_{a,Sd} = N_{Sd} - N_{c,Sd}$$

$$M_{c,Sd} = M_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{M_{a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) = M_{Sd} \cdot \left(\frac{M_{c,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right)$$

$$M_{a,Sd} = M_{Sd} - M_{c,Sd}$$

Daí, portanto, sem os coeficientes de segurança, temos:

$$N_{c,S} = N_s \cdot (1 - 310 \cdot 4672 / 1000 / N_{pL,R}) = 0,35 \cdot N_s$$

$$N_{a,S} = 0,65 \cdot N_s$$

Para o cálculo dos momentos, utilizaremos os dados retirados do CAP. 4.0 onde alguns são mostrados na FIG. 4.8.1, valores da seção mista.

$$M_{pl,R} = 125,7 \text{ kN.m} = 125,7 \cdot 10^6 \text{ N.mm} \quad (\text{item 4.7.1})$$

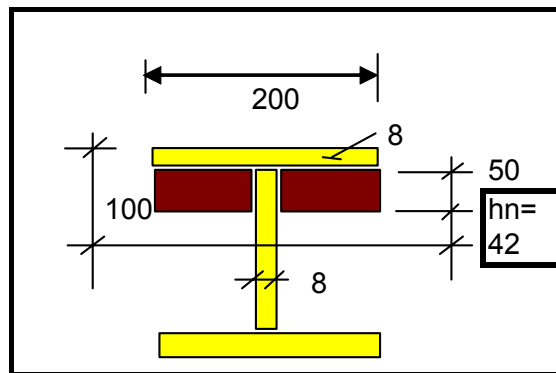


FIGURA 4.8.1 Linha neutra plástica h_n .

$$M_{c,S} = M_s \cdot (M_{c,R} / M_{pl,R}) = (200-8) \cdot 50 \cdot (50/2 + 42) \cdot 0,85 \cdot 25 / (125,7 \cdot 10^6) \cdot M_s$$

$$M_{c,S} = 0,109 \cdot M_s$$

$$M_{a,S} = 0,891 \cdot M_s$$

Sabendo-se que a ligação está praticamente no meio do pilar, então, temos:

$N_s \cdot exc / 2 = M_1$, onde M_1 é o momento fletor na ZIC, atuante no perfil misto

5

ANÁLISE EXPERIMENTAL

5.1 Introdução

A presente análise experimental visa apresentar os ensaios de exploração realizados em pilares mistos no laboratório de análise experimental de estruturas da EEUFMG (LAEES). Os pilares ensaiados possuem cada um comprimento de 3500mm e aproximadamente 0,6t de peso e possuem as seguintes designações:

MSM - Modelo simétrico em relação à mesa do perfil metálico. FIG.5.1.1

MAA - Modelo assimétrico em relação à alma do perfil metálico. FIG.5.1.2

MSA - Modelo simétrico em relação à alma do perfil metálico. FIG.5.1.3

MAM - Modelo assimétrico em relação à mesa do perfil metálico. FIG.5.1.4

Nos ensaios de exploração, o objetivo é detectar o comportamento dos elementos através de um número mínimo de ensaios. Os pilares mistos foram ensaiados em compressão e flexo-compressão, sendo os resultados adquiridos através de “strain-gages” (extensômetros elétricos), “DT’s” (transdutores de deslocamento), relógios comparadores além de observações visuais.

Os modelos experimentais dos pilares mistos a serem ensaiados já estavam fabricados e concretados, pois estavam previstos para serem ensaiados em dissertação anterior (Chaves, 2000), não tendo sido usados. Antes de serem ensaiados se procedeu a uma verificação completa dos sensores já instalados, ou seja, aqueles sensores imersos no concreto. Apesar dos extensômetros embutidos no concreto não terem apresentados defeitos durante a checagem inicial, alguns sensores apresentaram problemas durante os ensaios, prejudicando parcialmente alguns resultados. Os demais “ strain-gages”

utilizados foram colados externamente ao perfil metálico e ao concreto. Deve-se observar que em pilares mistos parcialmente embutidos, os “ strain-gages” (extensômetros elétricos) embutidos no concreto não admitem a troca, a menos que sejam feitos dispositivos especiais para colagem dos mesmos, sem comprometer o funcionamento do pilar misto. Nos ensaios previstos somente sensores externos puderam ser instalados (colados) no perfil metálico, além, é claro, dos DT’s e relógios comparadores. No perfil metálico, somente a parte externa da aba pode ser usada para colagem. A questão de se usar pilares metálicos previstos para outra dissertação, por um lado ajudou bastante na questão de custos e prazo de fabricação de novos modelos, mas, por outro lado trouxe prejuízo para alguns sensores que deixaram de funcionar, provavelmente devido ao seu tempo de instalação e a data dos ensaios, uma diferença de aproximadamente 3 anos. Deve-se, porém, acrescentar que o bônus de usá-los foi muito maior que o ônus da perda de alguns sensores embutidos.

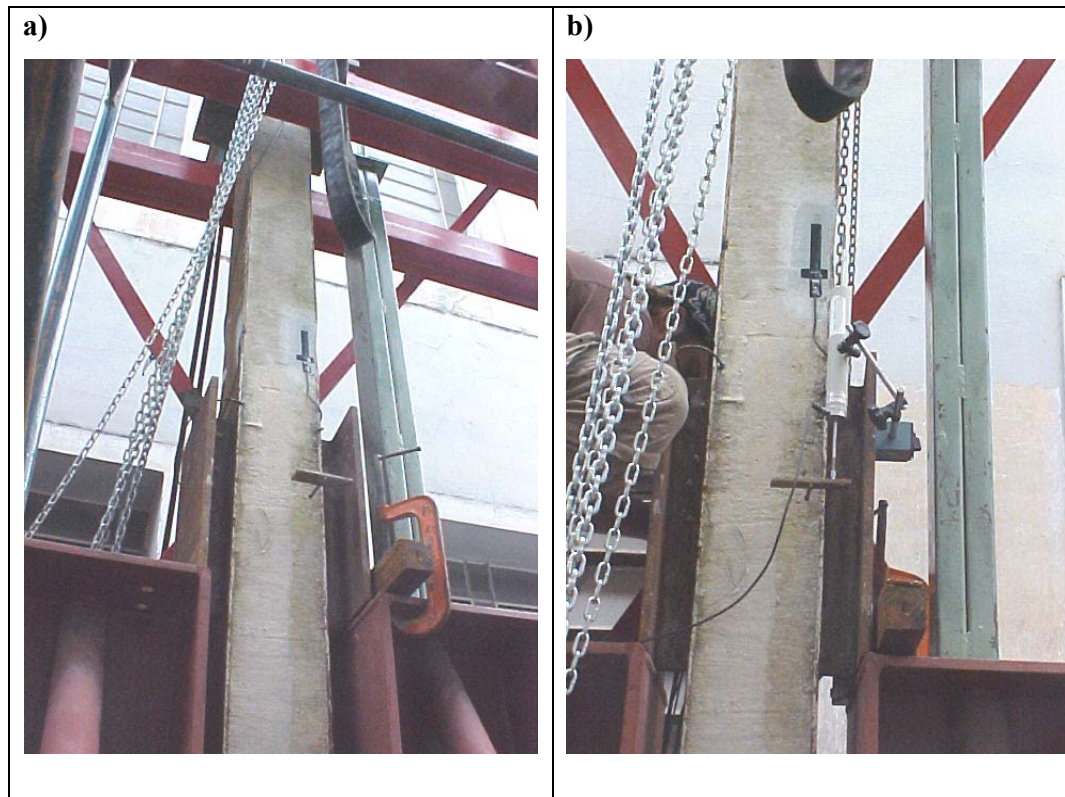


FIGURA 5.1.1 Modelo MSM. a) Em montagem; b) Com instrumentação.

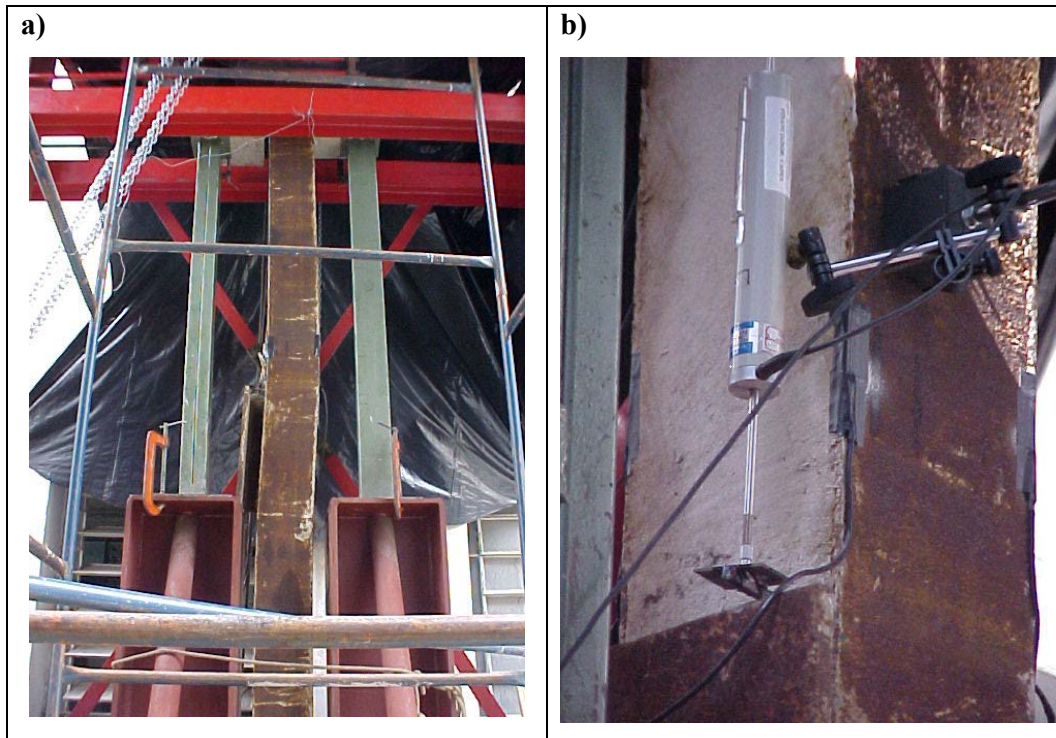


FIGURA 5.1.2 Modelo MAA, a) Após ensaio; b) Instrumentação logo acima do apoio.

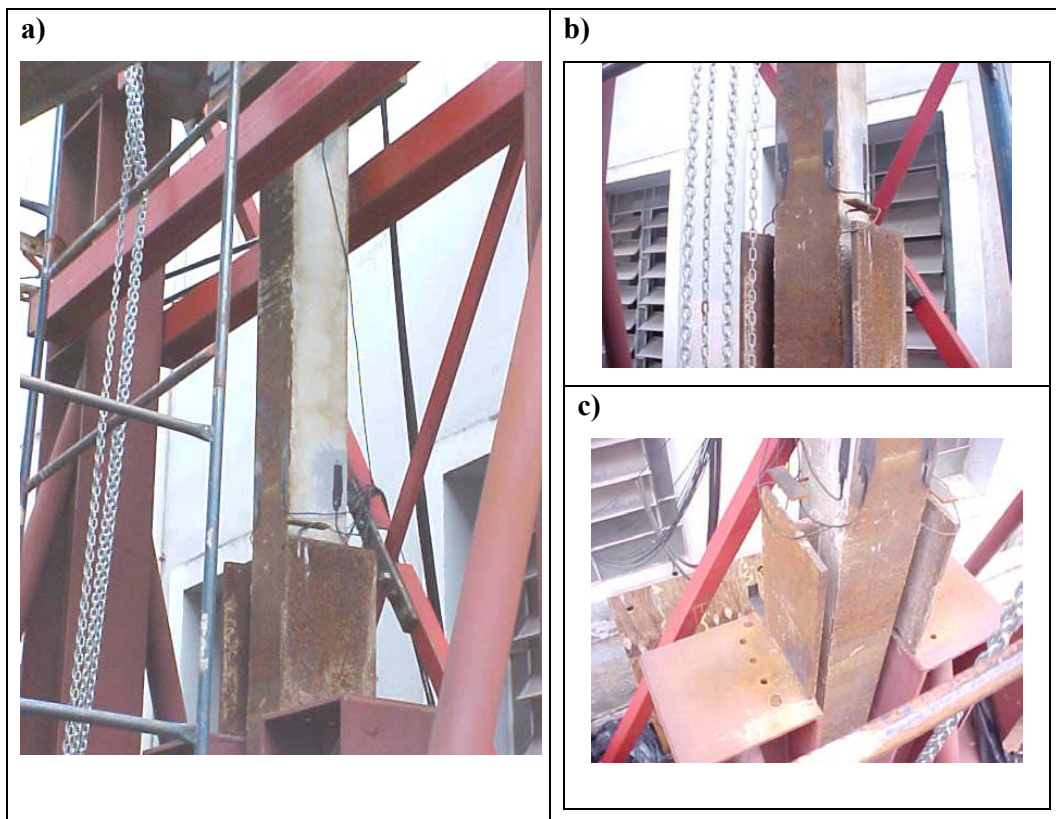


FIGURA 5.1.3 Modelo MSA, a) e b) vista de lado na montagem; c) vista de cima.

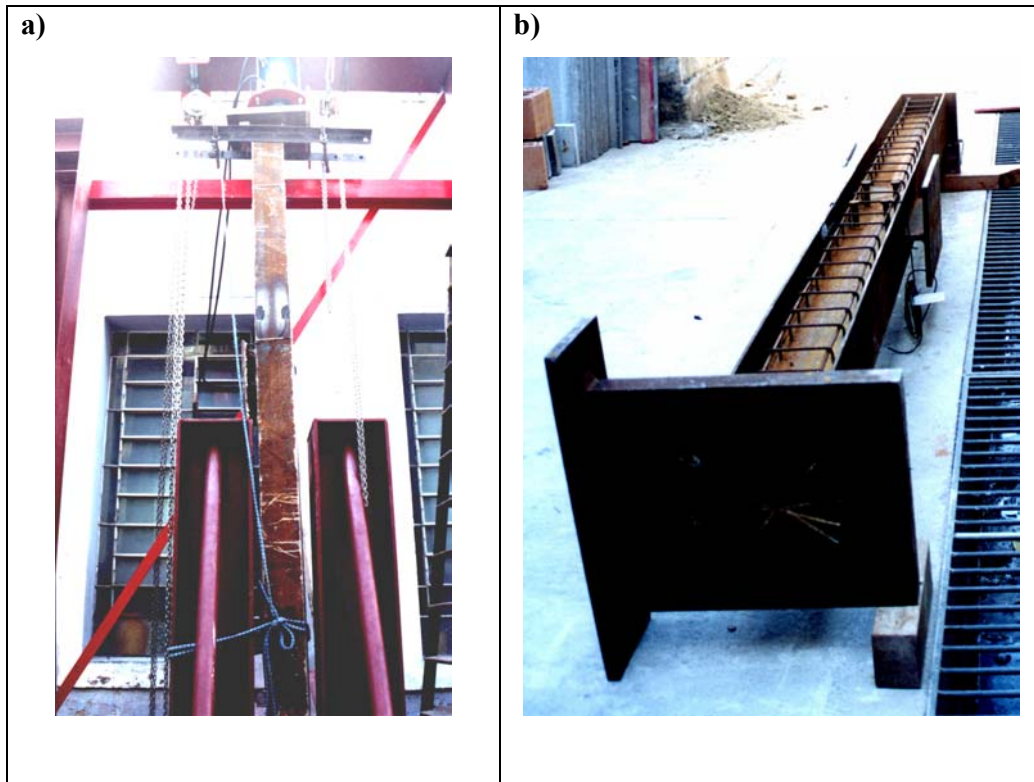


FIGURA 5.1.4 Modelo MAM, a) Em montagem b) Antes da concretagem (Chaves, 2001)

5.2 Aparelhagem de medição, instrumentação e controle

Para a aquisição dos dados dos ensaios, foi usada a tecnologia existente no LAEES. A instrumentação usada compõe-se dos seguintes itens

5.2.1 “ Strain-gages” (extensômetros elétricos) colados ao perfil metálico e ao concreto.

Os “strain-gages” (ou extensômetros) são a base das medidas de deformação. Eles são usados para medir deformação no ponto, ou como medição direta de deformações locais, ou como medições de deformação em membranas para se determinar a pressão de bombeamento hidráulico etc. São também usados em células de carga para se determinar as forças atuantes. Para medições de deformações eles são adequadamente colados sobre o ponto onde será medida a deformação. A variação de comprimento por tração ou compressão promove uma variação da sua resistência. Através de uma constante denominada fator gage, relaciona-se a variação da resistência com a deformação do strain gage. Os sinais correspondentes à variação da resistência são sentidos como variações de voltagem. As variações de voltagem que são um tipo de

signal analógico são transformadas em sinais digitais, através de instrumentação eletrônica adequada. A FIG. 5.2.1a. mostra 2 (dois) “ strain-gages” (extensômetros elétricos) colados na aba do perfil metálico e um outro colado no concreto.

5.2.2 DT's – Transdutores de deslocamento.

São usados para medir deslocamentos. FIG. 5.2.1b.



FIGURA 5.2.1 a) “ Strain-gages” no aço e no concreto; b) DT's para escorregamentos.

5.2.3 Relógios comparadores.

Dispositivos mecânicos usados para medir deslocamentos, mostrado na FIG.5.2.2



FIGURA 5.2.2 Foto sobre-cabeça do relógio comparador ao lado de um DT, ambos, debaixo da placa superior do pilar.

5.2.4 Unidade hidráulica com pressostato e cilindro hidráulico de 200t de capacidade, rótulas e neoprene, chapas superiores.

A unidade hidráulica é um sistema manual que se destina à aplicação controlada de pressão no óleo, cujo circuito alimenta o êmbolo do cilindro hidráulico originando a carga nos ensaios, ver FIG. 5.2.3. Debaixo do pistão foram colocados duas placas de Neoprene com aprox. 50mm de espessura cada placa, no sentido de se aproximar de uma rótula mecânica. As placas de neoprene também servem, não só, para evitar que engastamentos pudessem mudar as condições de contorno dos ensaios, mas também proteger contra danos o sistema de acionamento. As placas de neoprene utilizadas, formam um sanduíche entre duas chapas de aço, sendo uma soldada ao pilar e a outra, logo abaixo da cabeça do pistão, mostradas na FIG. 5.2.3b.

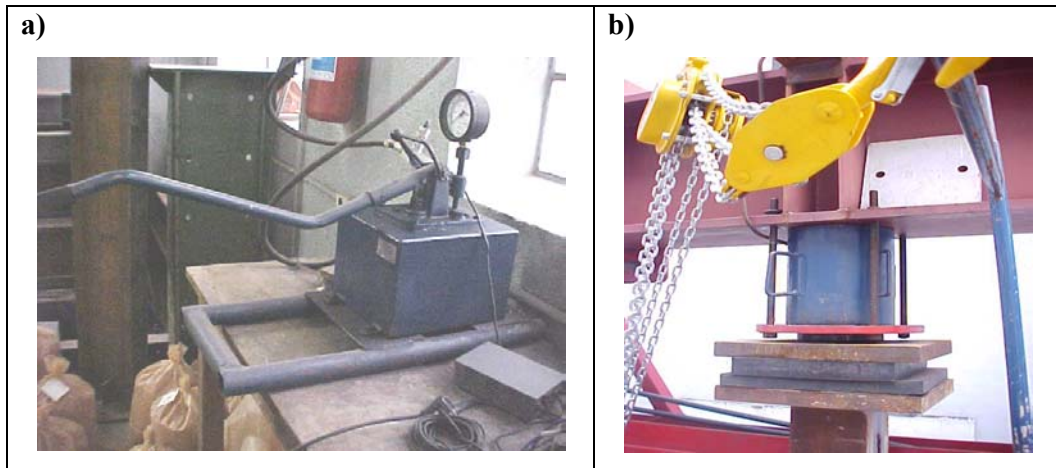


FIGURA 5.2.3 a) Unidade hidráulica manual; b) Atuador hidráulico de 200t, conjunto de chapas superiores com neoprene.

5.2.5 Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados faz a captação dos dados necessários à verificação da estrutura em questão, através dos sensores situados na estrutura em ensaio, e os armazena num microcomputador de forma a poderem ser analisados e avaliados. Ele se compõe de:

- Computador para aquisição e armazenagem de dados. Ver FIG. 5.2.4 a.
- Sistema ADS-2000 com 16 canais, (Ver FIG.5.2.4 b), compondo-se de:
 - Placa condicionadora AI-2160
 - Placa controladora CA/D 12/36

O AI-2160 é um modulo do ADS-2000 com 16 canais independentes para condicionamento de sinais analógicos. Ele condiciona, filtra e amplifica os sinais provenientes dos sensores.

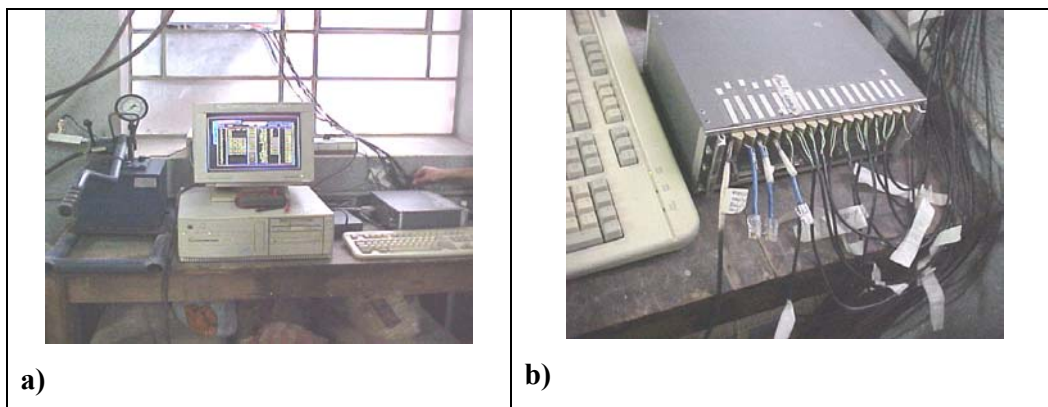


FIGURA 5.2.4 a) Conjunto do Sistema ADS-2000; b) Placa condicionadora AI-2160.

A placa controladora CA/D converte os sinais analógicos em digitais, trabalhando em conjunto com o programa Aq-dados (ver telas na FIG.5.2.5).

Os sinais analógicos, em análise, são provenientes de sensores, ou conjunto de sensores, participando em ponte completa, 1/2 ponte e 1/4 de ponte. Esses sensores podem ser extensômetros para simples medidas de deformações no aço e no concreto, células de carga, transdutores de pressão, etc. Os extensômetros de medidas simples de deformação são ligados em 1/4 de ponte. Os sensores do pressostato e dos DT's são ligados em ponte completa.

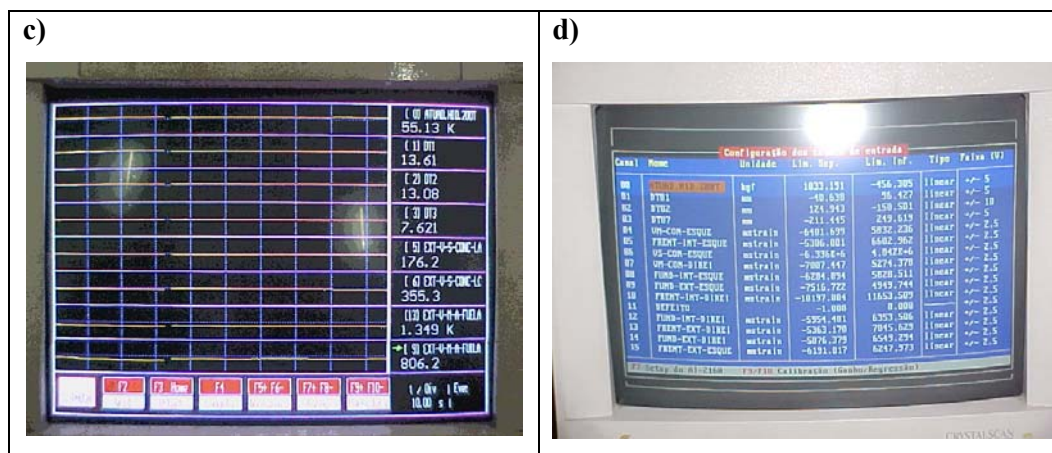


FIGURA 5.2.5 a) Tela de saída do programa Aq-dados; b) Tela do programa Aq-dados.

TABELA 5.2.1 Características principais da instrumentação usada.

1-“Strain-gage”			
1-a) Externos			
Material em que foram colados:	CONCRETO	AÇO	
Marca :	Kyowa	Kyowa	
Compensação de temperatura para:	Aço	Aço	
Marca:	Kyowa	Kyowa	
Tipo :	KC-70-A1-11	KFG-5-120-C1-11	
Comprimento:	67	5	mm
Resistência:	120,2 +/- 0,2	119,8 +/- 0.2	volts
Fator gage:	2,09 +/- 1,0%	2,12 +/- 1.0%	

TABELA 5.2.1 (cont.) Características principais da instrumentação usada.

Expansão térmica:	10,8	11,7	PPM / °C
Thermal output:	+/-1,8	-	$\mu\epsilon$ / °C
Sensibilidade transversal:	-	0,40	%
Coefficiente de temperatura do fator gage:	0,015	-	% / C
Tipo de cola aplicável: CC-33A, PC-6:	CC-33A,PC-6	CC-33A,PC-6	
1-a) Embutidos no concreto			
Especificação	PA-06-401BA-120-L	PA-06-125AA-120-LEN	
Voltagem	120	120	volts
Comprimento	106(*)	3,18	(*) da grelha
2-Atuador hidráulico			
Capacidade	2000N		
Curso	150mm		
Diâmetro do êmbolo	195mm		
Diâmetro da haste	140mm		
Peso	150kg		
Diâmetro do cilindro	250mm		
Pressão do óleo	670bar		
3-DT's –“Displacement transducers”			
Marca	Kimkyujo		
Campo de deslocamento	50-100mm		
4- Anel dinamométrico			
Marca	Mitutoyo		
Capacidade	100t		
Constante	258,5584 kN/100 divisões		

5.3 Circuitos em ponte de Wheatstone e valores de Engenharia

5.3.1 Ponte de Wheatstone e balanceamento.

As variações de resistência dos “strain-gages” se tornam a base de toda a aquisição de dados. A maneira usual de se fazer esta medição, é através de circuitos potenciômetros ou através do circuito conhecido como Ponte de Wheatstone FIG 5.3.1a, que é o usado nesta pesquisa.

A ponte de Wheatstone é uma forma inteligente de se medir uma grandeza analógica a partir da colocação da resistência do sensor como parte da ponte. De acordo

com a grandeza a ser medida e também com a necessidade de eliminar influências nas medidas, os circuitos em ponte podem variar. Sua variação pode ser tanto em números de “strain-gages” colocados nas pontes(1/4, 1/2 e ponte completa), como uma inteligência de circuitos colocados numa mesma peça. Uma vez executado o equilíbrio da ponte, através da variação das outras resistências participantes, variações ocorridas no sistema, a partir do equilíbrio, significam uma variação da resistência do strain-gage. Um deslocamento entre dois pontos do extensômetro, dividido pelo seu comprimento, dá a deformação no ponto em análise. Isso é válido porque os pontos de colagem são próximos, uma vez que o conceito de deformação é no ponto.

Uma deformação uniaxial ε_{xx} num determinado ponto de uma estrutura é convertida numa variação da resistência através da equação:

$$\Delta R/R = S_g \cdot \varepsilon_{xx} \quad (5.3.1)$$

S_g é o fator gage do extensômetro, ou seja, é o fator que relaciona a deformação do extensômetro com a variação de sua resistência. A deformação é aquela cuja direção é coincidente com o eixo do “strain-gage”. Nesses ensaios, conforme TAB. 5.3.1 os fatores gage para os extensômetros usados são iguais a 2.09 e 2.12.

Conforme dito anteriormente, dependendo da grandeza a ser medida, a resistência do strain-gage é inserida no circuito ponte de Wheatstone de várias maneiras ou em 1/4, 1/2, e em ponte completa. As equações que regem as variações de tensão com as deformações do(s) strain-gage(s) a serem usadas na Ponte de Wheatstone são as seguintes:

$$\Delta E = V * \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} * \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} - \frac{\Delta R_2}{R_2} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right) \quad (5.3.2)$$

A equação acima é considerada a equação fundamental da ponte de Wheatstone.

com $\frac{\Delta R}{R} = S_g * \varepsilon \quad S_g \equiv k$

R_i - valores das resistências da ponte.

ΔE -Diferença de potencial entre pontos

$$r = \frac{R_3}{R_4} = \frac{R_2}{R_1} \quad (5.3.3)$$

$$\Delta E = V * \frac{r}{1+r^2} * S_g * \varepsilon \quad (5.3.4)$$

$$\Delta E = V * \frac{r}{1+r^2} * S_g * (\varepsilon_1 - \varepsilon_2 + \varepsilon_3 - \varepsilon_4) \quad (5.3.5)$$

A maneira direta de balanceamento consiste na colocação de uma resistência adicional R_c paralela a uma das resistências da ponte, FIG. 5.3.1b. Se a ponte é inicialmente balanceada a chave (S) circuito é fechada, a resistência R_c é adicionada paralela a R_2 , e então a resistência efetiva deste braço da ponte é:

$$R_{2e} = \frac{R_2 * R_c}{R_2 + R_c} \quad (5.3.6)$$

$$\frac{\Delta R_2}{R_2} = \frac{R_{2e} - R_2}{R_2} \quad (5.3.7)$$

Combinando as duas equações acima, temos:

$$\frac{\Delta R_2}{R_2} = - \frac{R_2}{R_2 + R_c} \quad (5.3.8)$$

Substituindo Eq.(5.3.8) na Eq.(5.3.2) temos:

$$\Delta E = V * \frac{R_1 R_2}{(R_1 + R_2)^2} * \left(- \frac{R_2}{R_2 + R_c} \right) \quad (5.3.9)$$

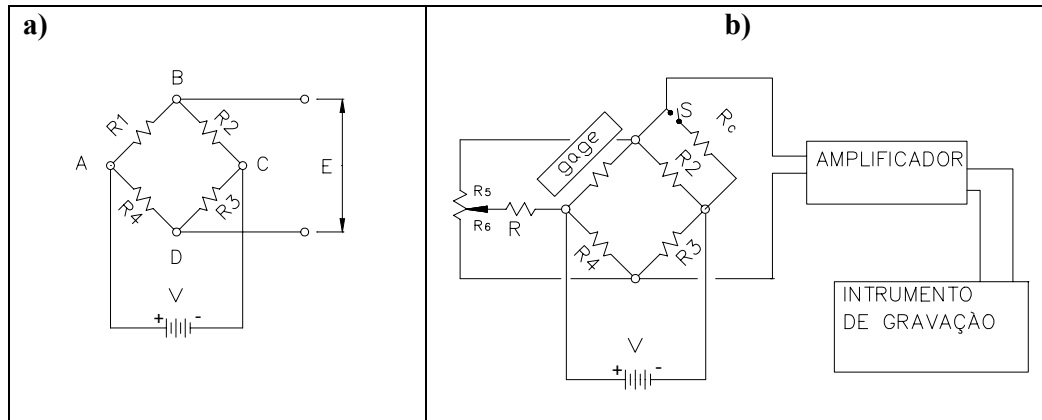


FIGURA 5.3.1 Circuitos a) Ponte de Wheatstone; b) Circuito de Calibração da ponte.

Nota-se então que um único strain-gage ativo na posição R_1 produz uma saída devido a uma deformação ε de:

$$\Delta E = \frac{R_1 R_2}{(R_1 + R_2)^2} * (S_g * \varepsilon) * V \quad (5.3.10)$$

Combinando então Eq.(5.3.9) com Eq.(5.3.10), temos:

$$\varepsilon_c = \frac{R_2}{S_g * (R_2 + R_C)} \quad (5.3.11)$$

Nesta pesquisa, temos diversas calibrações em que valores de engenharia foram usados para calibração dos “strain-gages”. DT’s e atuador hidráulico. Portanto, o valor de engenharia é a deformação de calibração que produz a mesma voltagem de saída da ponte de Wheatstone com a resistência R_c colocada no circuito (FIG.5.3.2.b). Assim quaisquer outros valores de deformação adquiridos pela instrumentação após a chave “s” ser desligada são diretamente proporcionais ao valor de engenharia. Quando a chave estava ligada, depois da ponte ter sido calibrada, o sinal de saída digital apresentava então uma deformação $\varepsilon \varepsilon_c$.

5.3.2 Valor de Engenharia para “strain-gages” ligados em ¼ de ponte.

Sendo $R_2=R_g=120$ Ohms a resistência do extensômetro e demais resistências internas. Como exemplo, usando-se $S_g=2$. (fator gage)

Com $R_c=62.241$ Ohms Resistência da Placa.

$$\varepsilon_c = \frac{R_2}{S_g * (R_2 + R_C)} = \frac{120}{2,1 * (120 + 62241)} = 916 \times 10^{-6} = 916 \text{ microstrains}$$

$R_c = 620407$ Ohms para 32 canais.

$R_c = 61900$ Ohms para 16 canais.

5.3.3 Valor de Engenharia para DT’s–ligação em ponte completa.

Valor de Engenharia = 2802.40 microstrains- DT de 50mm (Vermelho).

Valor de Engenharia = 2808.00 microstrains- DT de 25mm (preto).

5.3.4 Valor de Engenharia para transdutor de pressão–ligação em ponte completa.

Valor de Engenharia = 2811.24 microstrains

5.4 Calibração da célula de carga (transdutor de pressão).

A calibração da célula de carga, através da ponte balanceada do transdutor de pressão, tem a finalidade de assegurar uma correspondência entre os valores captados de carga nos ensaios através da ponte completa do transdutor de pressão e o seu valor real obtido com o uso do anel dinamométrico.

Os dois primeiros ensaios dos pilares se iniciaram com a aceitação dos valores aquisitados da carga, uma vez que o atuador hidráulico, em uso, já tinha sido calibrado recentemente em ensaios anteriores para o mesmo canal de entrada do equipamento em uso. Como surgiram dúvidas entre um ensaio e outro, resolveu-se repetir a calibração.

Com o anel dinamométrico colocado logo abaixo do pilar e este estando apenas ligeiramente suspenso para a colocação do anel, inicia-se a calibração. A folga evita que o pilar se apóie no pórtico quando em carga. Na medida em que se bombeia óleo através da unidade hidráulica manual, há deslocamento do cilindro hidráulico no topo do pórtico e são executadas medições de deslocamento do anel dinamométrico, lidas no relógio comparador existente no anel.

Os valores obtidos no ensaio de calibração do cilindro, constantes na TAB. 5.4.1 estão plotados no gráfico da FIG. 5.4.2, onde a reta obtida por regressão é ajustada para o zero do gráfico.

A inclinação da reta do gráfico é a constante necessária para se obter a relação entre a pressão do circuito captada pela ponte do pressostato e a carga aplicada à estrutura. Na calibração fez-se uso da constante do anel dinamométrico de 100t, no valor de: 258,5584 kN/divisão (do relógio comparador do anel).

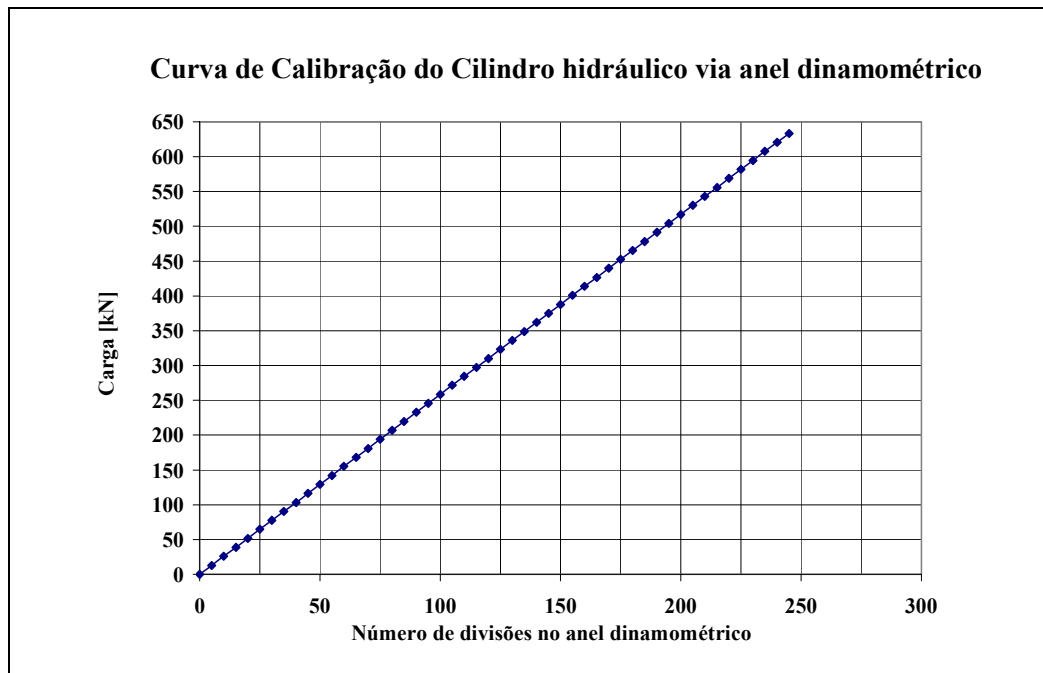


FIGURA. 5.4.2 Dados da TAB. 5.4.1: valores aquisitados x relógio comparador

TABELA 5.4.1 Valores aquisitados na calibração do cilindro.

n ^o divisões anel	Valor Aquisitado	n ^o divisões anel	Valor Aquisitado	n ^o divisões anel	Valor Aquisitado
0	0	85	219,77464	170	439,54928
5	12,92792	90	232,70256	175	452,4772
10	25,85584	95	245,63048	180	465,40512
15	38,78376	100	258,5584	185	478,33304
20	51,71168	105	271,48632	190	491,26096
25	64,6396	110	284,41424	195	504,18888
30	77,56752	115	297,34216	200	517,1168
35	90,49544	120	310,27008	205	530,04472
40	103,42336	125	323,198	210	542,97264
45	116,35128	130	336,12592	215	555,90056
50	129,2792	135	349,05384	220	568,82848
55	142,20712	140	361,98176	225	581,7564
60	155,13504	145	374,90968	230	594,68432
65	168,06296	150	387,8376	235	607,61224
70	180,99088	155	400,76552	240	620,54016
75	193,9188	160	413,69344	245	633,46808
80	206,84672	165	426,62136		

5.5 Adaptação do pórtico de ensaio

O pórtico existente no laboratório antes do ensaio(FIG.5.5.1a) se revelou inadequado para realização dos ensaios, em relação à segurança, facilidade de montagem, desmontagem dos pilares e equipamentos auxiliares. A razão da inadequação se deveu principalmente às dimensões e peso dos protótipos. Foi então executada uma ampliação destinada a facilitar essas operações. Foi condição necessária para haver esta dissertação a execução da ampliação, sendo esta a primeira atividade do novo sistema. O estudo e o projeto para a ampliação é parte inerente desta dissertação, mas não inserido nela. A ampliação consistiu basicamente do projeto e cálculo de um pórtico auxiliar paralelo ao existente e de uma monovia para talha de 3t de capacidade apoiada nos dois pórticos(FIG. 5.5.1b). Durante a fase de projeto, vários estudos foram executados para a ampliação, sendo adotada uma solução visando custos menores e prazos adequados para a realização dos ensaios.

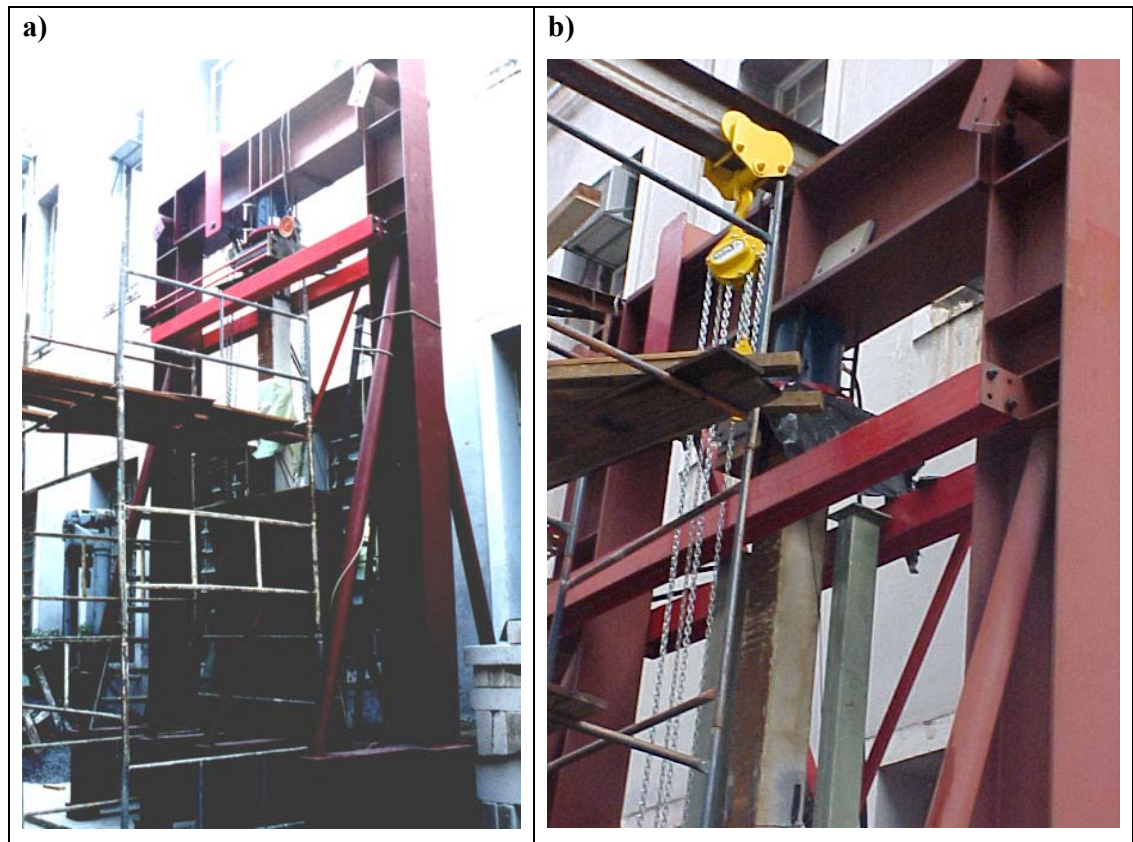


FIGURA 5.5.1 a) Pórtico de ensaios sem a talha implantada;b) Com a talha de 3t.

Contudo, esta adaptação, processo de compras dos novos equipamentos, fabricação e montagem da estrutura metálica implicou no atraso de início dos ensaios, conforme estava previsto no cronograma. Uma vez que esses ensaios são peças fundamentais para a pesquisa em andamento e em virtude do atraso do início dos ensaios, houve um atraso no cronograma previsto interferindo no prazo final da dissertação..

5.6 Excentricidades e curvaturas

Quando um perfil soldado ou laminado é fabricado, sabe-se que ele não possui um eixo perfeitamente reto. As normas, como por exemplo, o Eurocode, limitam os valores máximos das curvaturas, normalmente expressas numa relação entre o comprimento do pilar de trechos travados lateralmente e a flecha máxima do arco, a conhecida relação L/d . Isso permite que as excentricidades devido à curvatura, combinadas com as cargas normais atuantes, não ultrapassem os efeitos P-delta obtidos de curvas experimentais, nas quais o Eurocode se baseia. Especificamente nesses ensaios, para comparações e execuções dos modelos numéricos equivalentes, uma vez centrados os apoios dos perfis metálicos no laboratório, a excentricidade é então transferida para o ponto de aplicação da carga. A posição do centro do êmbolo em relação ao centro do pilar, no ponto de aplicação das cargas, é a excentricidade existente e mostrou-se de pequeno valor. Nos pilares excêntricos, a grande excentricidade, devido ao apoio em um só lado do pilar, simulando ligação de um só lado do perfil, torna desprezível qualquer excentricidade devido à curvatura inevitável.

De uma maneira geral, as curvaturas de pequeno valor exercem pouca influência no estudo das ZIC's dos pilares ensaiados, cuja análise e observação devem ser a ênfase desta dissertação. Apenas os pilares excêntricos possuem uma influência significativa, no estudo de estabilidade e tensões das ZNA's já amplamente estudadas. De qualquer forma, é preciso estar atento a esses detalhes, principalmente na comparação dos resultados experimentais com os resultados numéricos. Os ensaios são a referência absoluta e os resultados consideram todos os efeitos reais existentes naquele instante.

5.7 Equipamentos, localização da instrumentação e finalidades.

Para se captar os dados necessários para uma avaliação do comportamento do pilar misto em ensaio, foram colocados em pontos específicos dos pilares os instrumentos de aquisição de dados mencionados no início deste capítulo.

No início de cada capítulo de apresentação dos dados obtidos nos ensaios, pode-se ver um desenho contendo a localização de cada instrumento usado nos ensaios.

Os DT's, conforme se sabe, medem os deslocamentos dos pontos onde são colocados, através de sensores, e, nos ensaios, eles foram localizados na parte superior do pilar, abaixo da chapa superior, captando-se o deslocamento vertical global. Ainda na região próxima ao apoio do pilar, foram colocados DT's para se tentar captar os deslocamentos diferenciais (escorregamentos) entre o concreto e o aço(FIG. 5.7.1). Para a tentativa de captação de escorregamentos, o DT foi colocado sobre uma placa soldada em um ferro redondo, inserido no concreto, próximo ao flange do pilar.

Os relógios comparadores foram utilizados a partir do segundo ensaio para se balizar os deslocamentos obtidos via DT's, quando os dois equipamentos foram colocados lado a lado.

A diferença entre eles é que um sistema é mecânico e que sinais dos DT's são lidos diretamente no programa Aq-dados. Em se tratando do sistema mecânico, para a leitura dos relógios, é necessário um observador no local, ao lado do relógio, para que sejam efetuadas as leituras visuais, durante os ensaios. Embora seja um instrumento mecânico, ele ainda é uma referência de medida e ainda muito utilizado.

Os “strain-gages”(extensômetros elétricos) foram colocados em determinados pontos do pilar misto para se medir as deformações. Estão colados tanto no concreto quanto no perfil metálico. Os “strain-gages” medem deformação do ponto, na direção onde está colado seu eixo longitudinal. No perfil metálico, os “ strain-gages”, foram colocados em 8 (oito pontos), sendo que 4 (quatro) pontos se situam no lado externo dos perfis e os demais correspondentes, dentro do perfil metálico, embutidos no concreto(FIG. 5.7.2a). Isso se deve ao fato de se poder trabalhar com valores médios da deformação. A altura de sua localização, a 200mm acima da chapa de ligação, foi escolhida, para se tentar captar as deformações representativas das ZNA's do perfil, ou seja, em pontos fora dos efeitos da ZIC. A análise numérica foi executada após a fabricação dos perfis mistos com os strain-gages já imersos dentro do concreto, pois,

conforme já mencionado anteriormente, esta dissertação é uma continuidade de uma dissertação anterior. Os perfis já estavam fabricados, sendo impossível mudar os pontos de captação de deformações, sem destruir os modelos já concretados. Êstes pontos de colocação dos extensômetros embutidos foram escolhidos na suposição então, de estarem fora das ZIC's. “Strain-gages” foram também colocados no concreto. A sua localização variou de acordo com o modelo e estão mostradas nos capítulos, nos esquemas relativos a cada modelo.

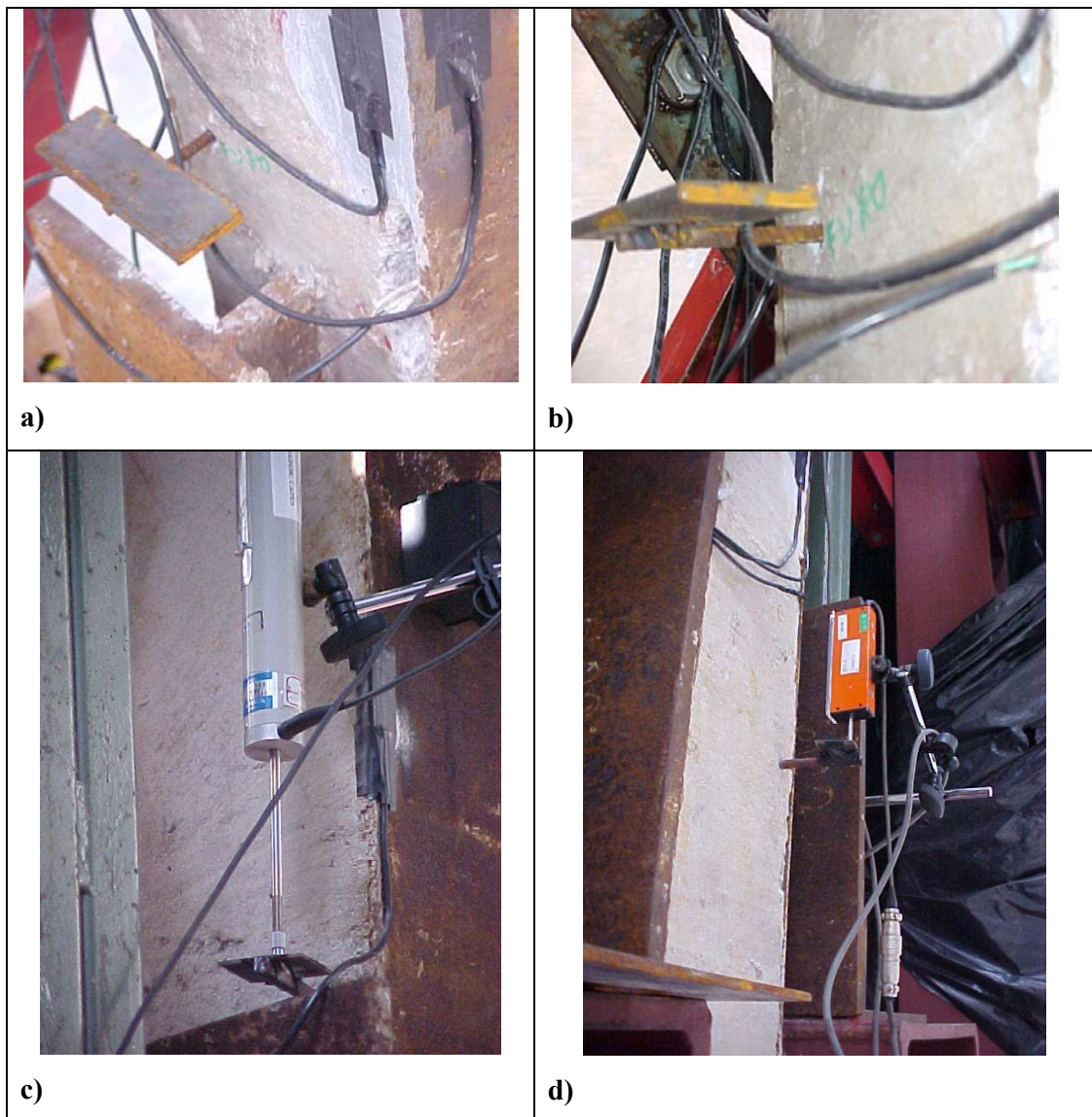


FIGURA 5.7.1 a) e b) Dispositivo para apoiar DT na medição de escorregamentos , c) e d) nos modelos MAA e MSM e MAM.

Os “strain-gages” colocados no perfil metálico estão na FIG. 5.7.2 : a) Numeração típica, onde “i” = interno, embutido no concreto e “e”= externo; b) Eixos do modelo numérico para comparação de resultados.

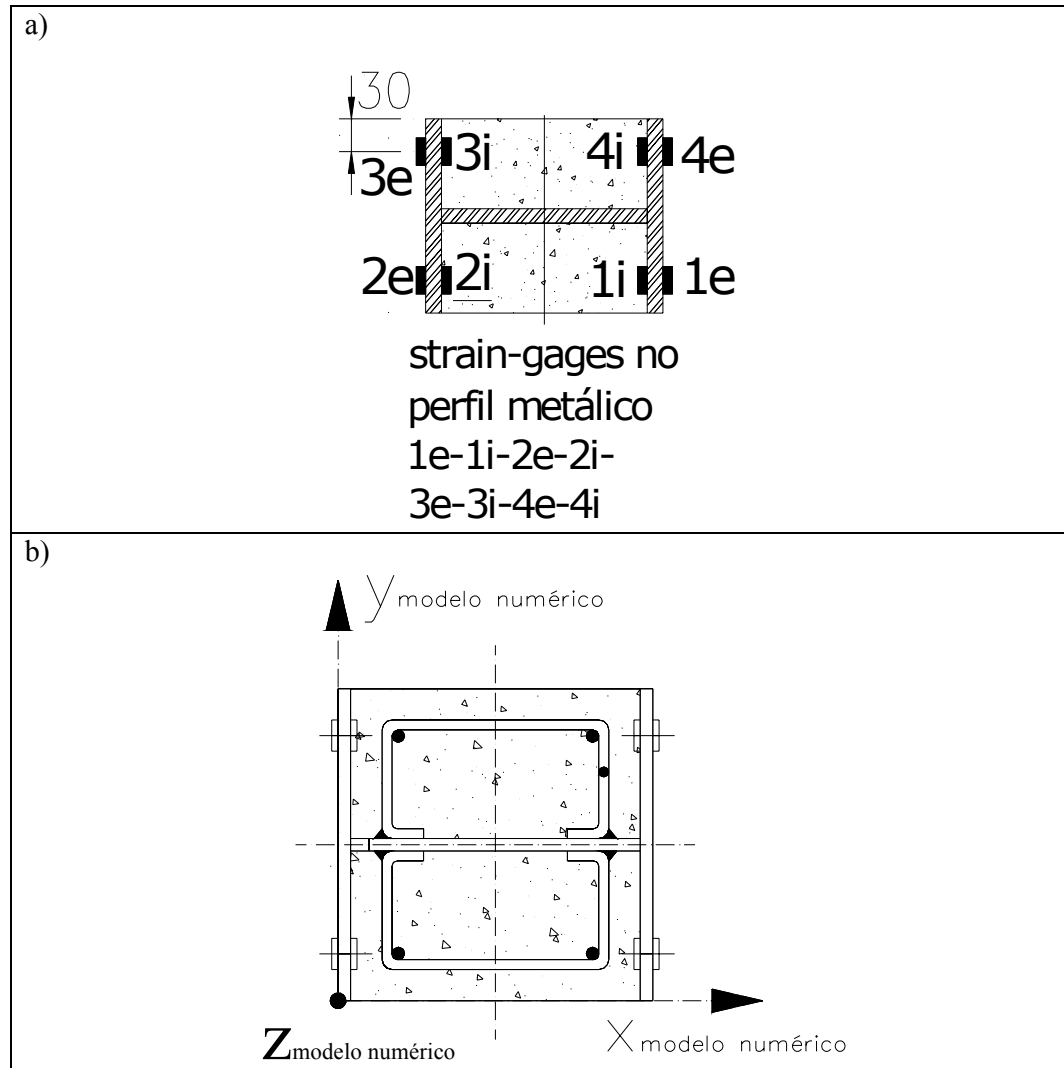


FIGURA 5.7.2 “Strain-gages” (extensômetros elétricos) no perfil metálico

5.8 Modelo MSM-1

A FIG. 5.8.1 contém o esquema da localização da instrumentação no Modelo MSM-1.

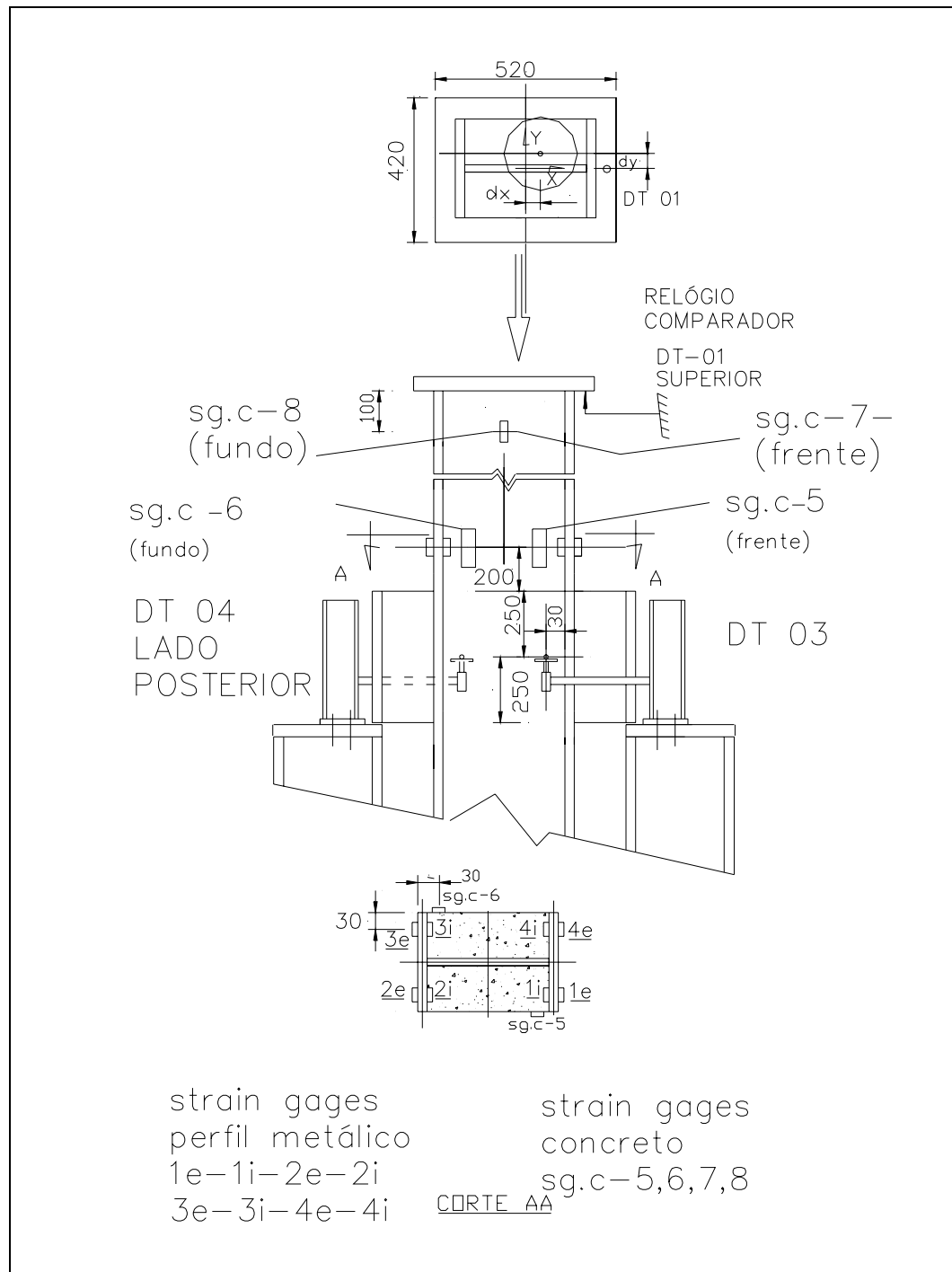


FIGURA. 5.8.1 Localização da instrumentação no modelo MSM-1.(Ensaio 02)

5.8.1 Dados do ensaio

Número do ensaio: 02

Características do modelo:
Denominação: MSM – 1: Modelo simétrico em relação às mesas do perfil metálico.
Detalhes construtivos: Modelo MSM-1. Perfil tipo I de 200 x 200 simulando ligações de duas vigas, descarregando reações de apoio nos dois lados das abas. Pilar misto parcialmente embutido, com 8(oito) conectores de D=19mm x 75mm Pilar misto com 3000mm de comprimento e aprox. 600kg. Rótulas simuladas através de 2(duas) camadas de neoprene.
Data do ensaio: 04/02/04
Excentricidades medidas(aproximadas(*)) de aplicação de carga: dx=0; dy=18mm (*) Valores aproximados, devido a dificuldade de se executar/controlar estas medidas numa bancada vertical com acessos limitados devido a altura do pillar.

5.9 Resultados dos ensaios – MSM-1 – ensaio 02

A FIG. 5.9.1 mostra o Gráfico do deslocamento vertical da parte superior do pilar misto.

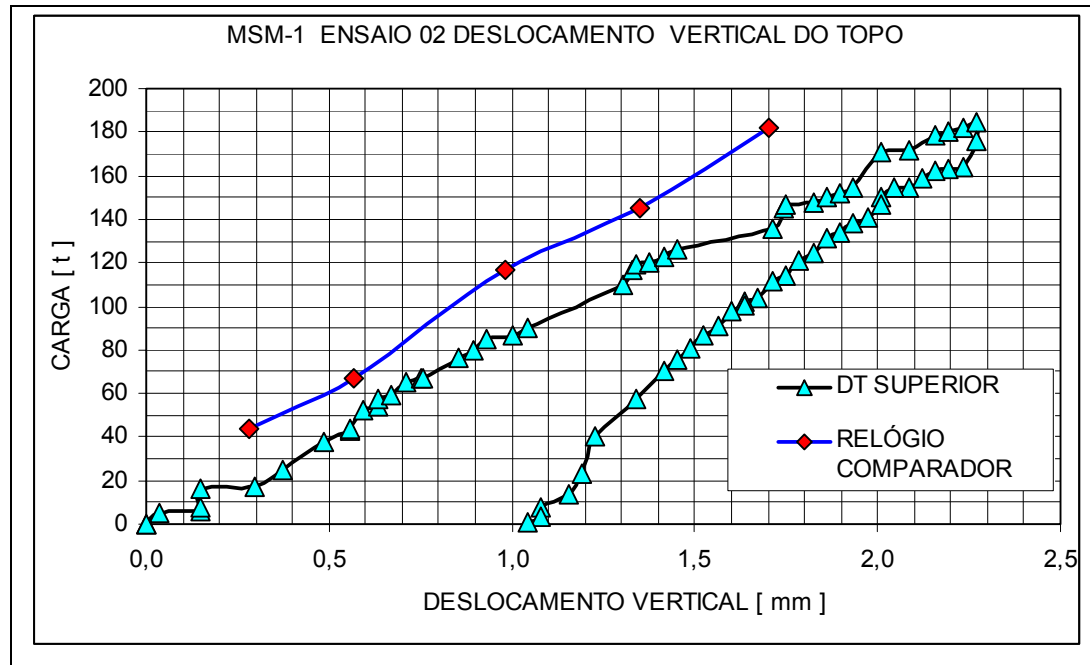


FIGURA 5.9.1 MSM-1-Deslocamento vertical do topo do pilar.

A FIG. 5.9.2 mostra o gráfico das deformações médias na ZNA do perfil metálico.

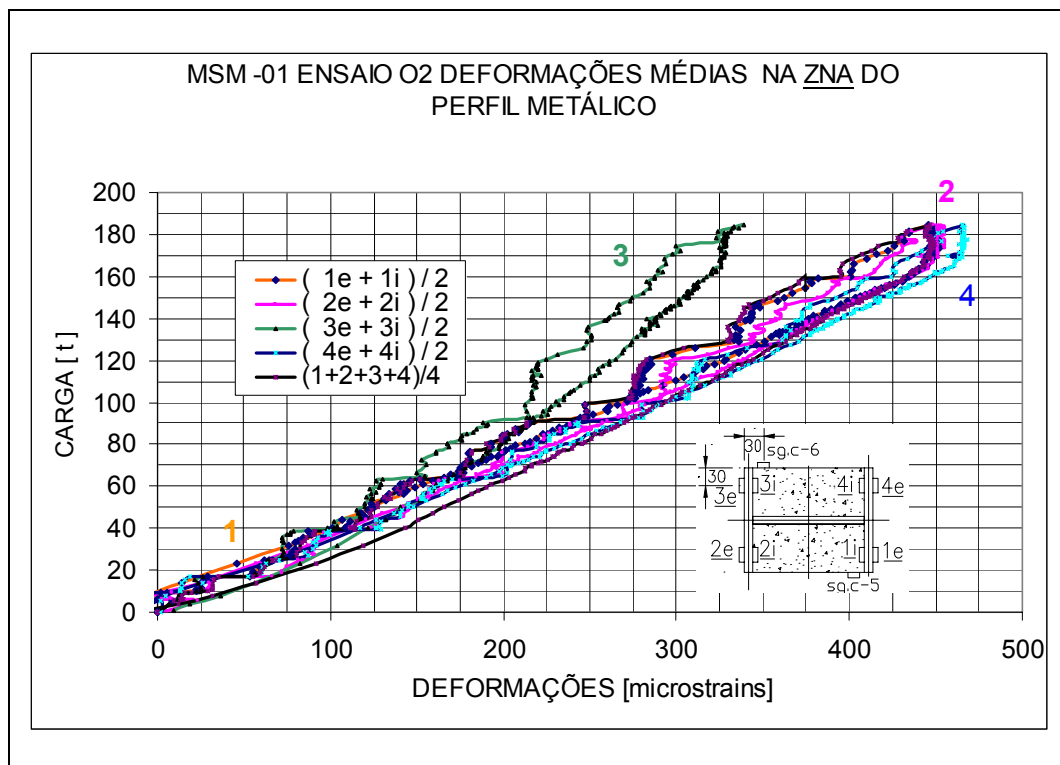


FIGURA 5.9.2 MSM-1-Deformações do perfil metálico na ZNA.

A FIG. 5.9.3 mostra o gráfico do escorregamento entre o concreto e o perfil metálico.xx

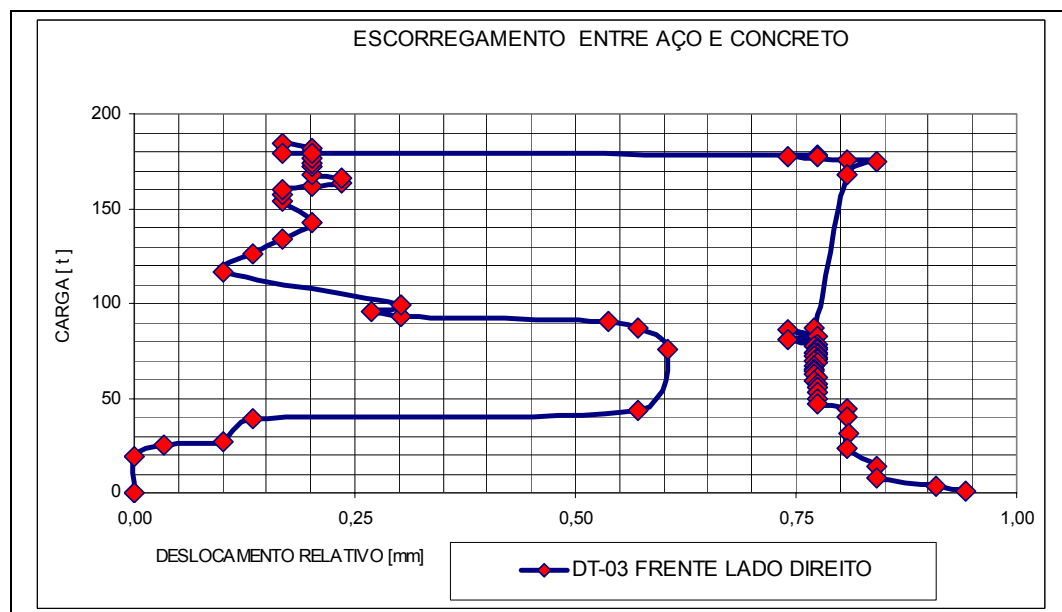


FIGURA 5.9.3 MSM-1-ZIC-Escorregamento relativo entre perfil metálico e concreto.

Na FIG. 5.9.4, o gráfico das deformações no concreto, na mesma seção dos “ strain-gages” do perfil metálico.

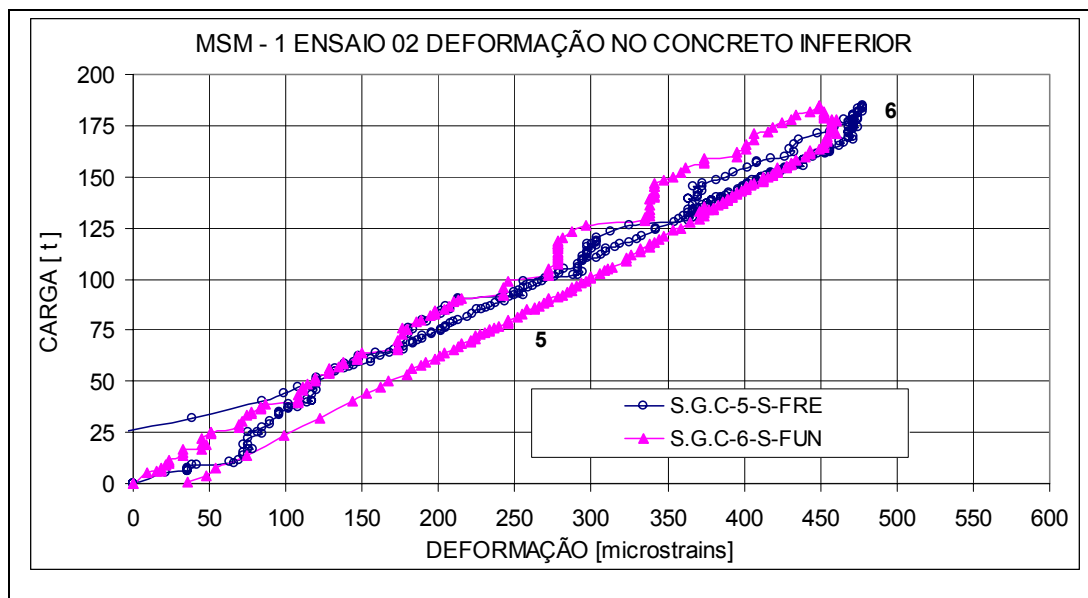


FIGURA 5.9.4 MSM-1-Deformação no concreto, parte inferior (ZNA), ver FIG. 5.8.1.

5.9.1 Comentários sobre o ensaio MSM-1

1- Deslocamento vertical do topo

Os resultados de deslocamento vertical do topo existentes na FIG. 5.9.1, que contém os valores captados pelo DT e também pelo relógio comparador estão coerentes, porque as inclinações dos gráficos são compatíveis. A inclinação de retorno até zero apresentou um deslocamento permanente de aproximadamente 1,0mm. O valor máximo atingido foi em torno de 2,3mm.

2- Deformações na ZNA – pts de “strain-gages” no perfil metálico

O s.g._{1i} (“strain-gage” interno ver FIGs. 5.8.1 e 5.9.2) apresentou defeito. Para equacionar o problema foi admitido que a proporção de deformação dos seus vizinhos ($4e / 4i$) se manteria para a relação entre ($1e / 1i$), e, então, para os valores de ($1i$) defeituoso, calculou-se $V(1i) = (V(4i)/V(4e)) \times V(1e)$.

Os resultados da FIG. 5.9.2 mostram que o valor máximo da deformação média entre os oito “strain-gages” é de 450 μ strains para uma carga de 180t. De acordo com cálculos manuais, de referência para comparação de resultados, temos:

Conforme CAP 4.0 itens 4.3 e 4.4 $A_a = 4672\text{mm}^2$ $A_c = 35328\text{mm}^2$ $A_s = 201\text{mm}^2$
 $E_a = 205000\text{MPa}$ $E_c = 0,85 * 5600 * (24)^{(1/2)} = 23319\text{MPa}$ $E_a/E_c = 8.8$ $A_i = 8892\text{mm}^2$
 $P(\text{Max}) = 180,25\text{t}$ (ensaio), σ (tensão média) = P/A_i $\sigma = 199\text{MPa} \leq 310\text{MPa}$ (fase elástica)

Daí, calcula-se $\varepsilon = 970\mu\text{strains}$, valor este, aproximadamente o dobro dos valores encontrados nos ensaios.

Isto, inicialmente, suscitou uma possibilidade de algum problema nos ensaios. Posteriormente o modelo seguinte MSM-2 praticamente repetiu aqueles valores.

Do CAP. 7.0, a FIG. 7.5.6, que compara resultados experimentais com os resultados dos modelos numérico-computacionais, mostra que a tendência dos valores das deformações naqueles mesmos pontos, nos modelos FEM, é de valores próximos dos experimentais, ou até com valores menores.

Mesmo se os valores das aquisições das deformações, naqueles pontos, estiverem corretos, o problema básico é que a média dos “strain-gages”, pode não ser representativa do valor real, em função das posições e dos poucos pontos de medições ao longo da seção escolhida como ZNA.

Como a posição dos “strain-gages” só foi prevista nas extremidades das abas do perfil metálico, além de não ter sido colocada na alma também, esta diferença pode ser explicada por efeitos locais de concentração de tensões ou alguma causa ainda não devidamente esclarecida. Só com a colocação de mais strain-gages nas abas, inclusive ao longo da alma, e, em posições um pouco mais afastadas da ZIC, é que poderíamos ter uma certeza destes valores.

Deve-se lembrar, que nos modelos MSM, não foi possível atingir o estado limite último por limitações dos sistemas de acionamento, não permitindo visualizar as deformações destes pontos com “strain-gages” durante o escoamento.

3-Escorregamentos entre aço e concreto na ZIC – FIG. 5.9.3

Os resultados do escorregamento relativo entre o aço e o concreto na ZIC, mostram uma grande oscilação de sentido do escorregamento dentro da faixa de 40t a 120t, variando de +0,6mm para -0,5mm no sentido contrário. De 120t a 180t uma pequena oscilação de +0,15mm e -0,10, para finalmente em 180t apresentar um

escorregamento de +0,65. Finalmente, no descarregamento, houve um deslocamento relativo permanente de +0,9mm. O DT -04, do lado contrário, apresentou defeito.

4- Deformações do concreto na ZNA

A deformação vertical máxima do concreto se situou em torno de 460 μ strains a 480 μ strains, conforme se vê na FIG. 5.9.4 e a localização dos “strain-gages” 5 e 6 na FIG. 5.8.1. O valor da deformação é coerente com a média dos extensômetros do perfil metálico.

Pode-se ver nestes valores do gráfico que não há grandes variações entre os valores dos dois “strain-gages” do concreto, situados em lados opostos do concreto e nos extremos de cada lado.

5.10 Modelo MSM-2

A FIG. 5.10.1 contém o esquema da localização da instrumentação no Modelo MSM-2.

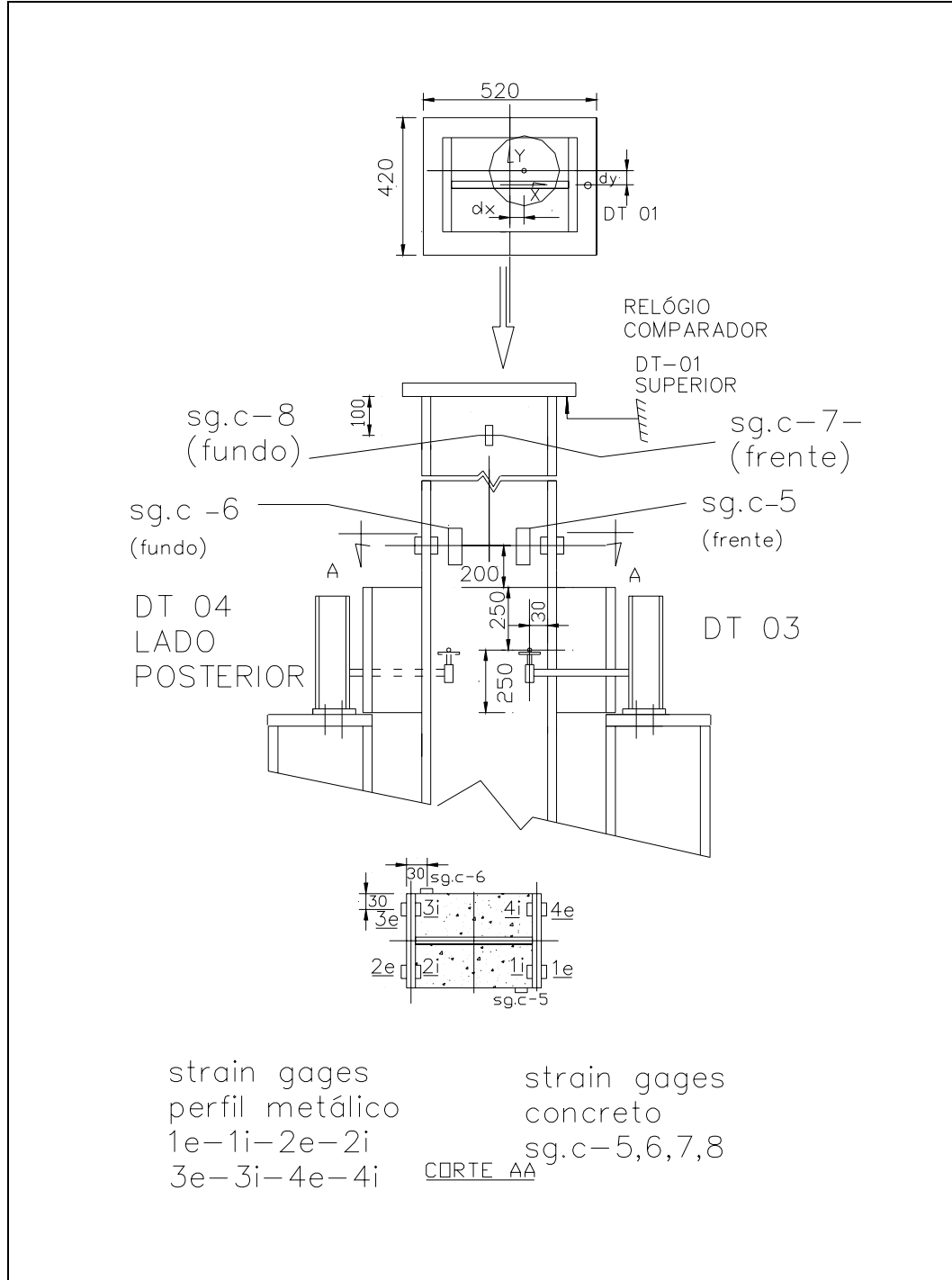


FIGURA. 5.10.1 Localização da instrumentação no modelo MSM-2(Ensaio 03).

5.10.1 Dados do ensaio.

Número do ensaio: ensaio 03

Características do modelo
Denominação: MSM -02 Modelo simétrico em relação às mesas do perfil metálico.
Detalhes construtivos: Modelo MSM - 02 Perfil tipo I de 200 x 200 simulando ligações de duas vigas, descarregando reações de apoio nos dois lados das abas. Pilar misto parcialmente embutido, com 8 (oito) conectores de D=19mm x 75mm. Pilar misto com 3000mm de comprimento e aprox. 600kg. Dois DT's foram colocados para captar deslocamentos relativos no centro da ZIC. Um DT foi colocado na parte superior do pilar para captar deslocamentos verticais. “ strain-gages” (extensômetros elétricos) foram colocados no aço e no concreto conforme FIG. 5.10.1
Data do ensaio: 05/03/04
Excentricidades prováveis de aplicação de carga: dx=20; dy=8mm

5.11 Resultados dos Ensaio – MSM-02 – ensaio 03

A FIG. 5.11.1 mostra o deslocamento vertical do topo do pilar misto.

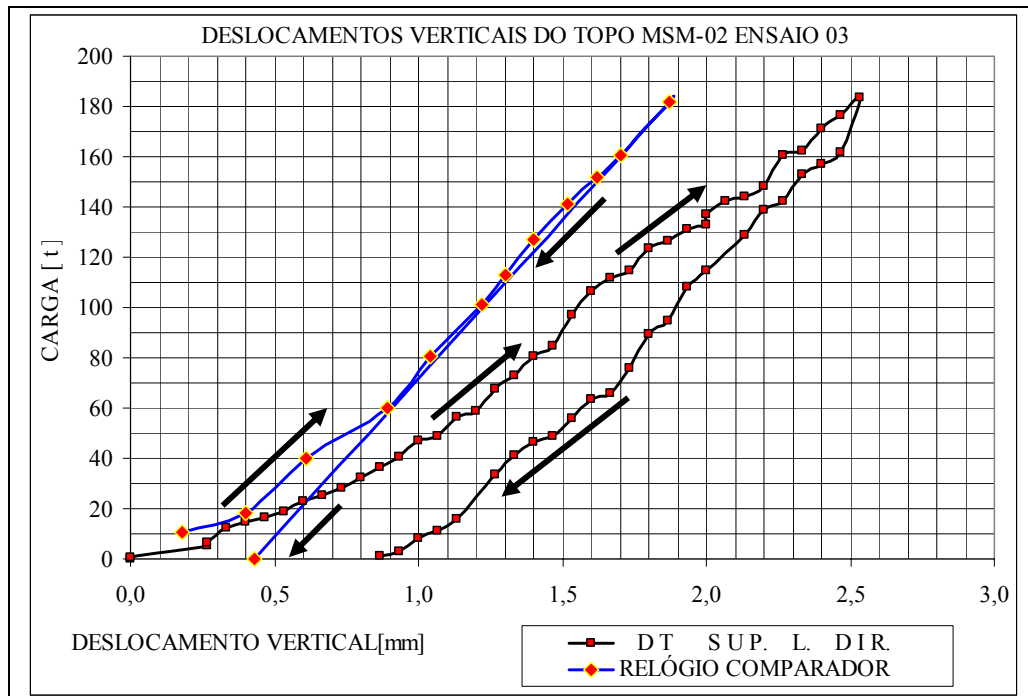


FIGURA 5.11.1 MSM-02-Deslocamento vertical do topo do pilar.

A FIG. 5.11.2 mostra o gráfico das deformações médias no perfil metálico.

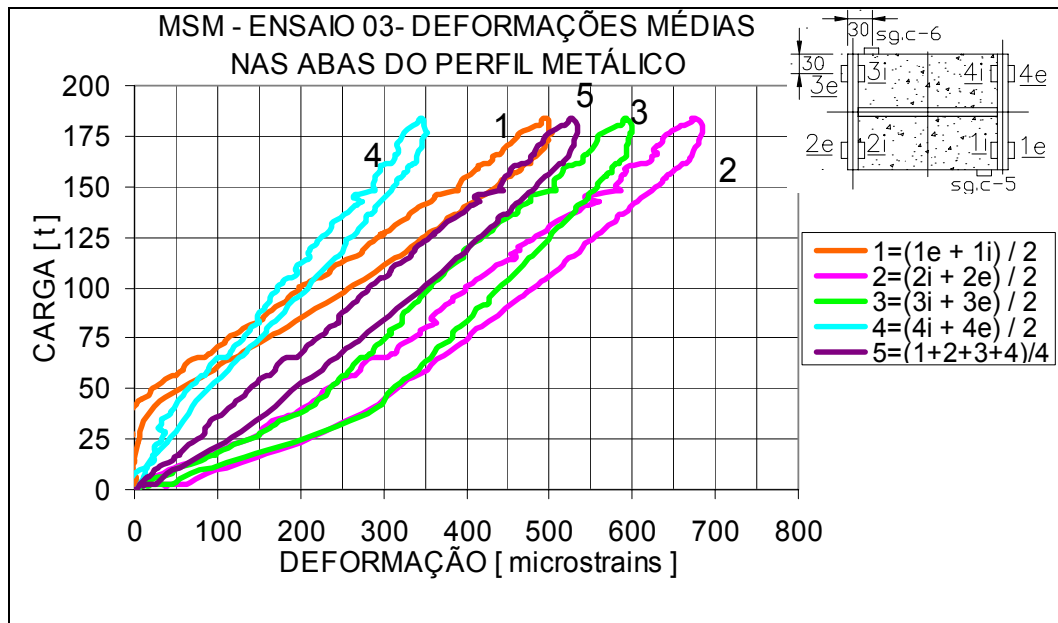


FIGURA 5.11.2 MSM-02-Deformações na ZNA.

A FIG. 5.11.3 mostra o gráfico das deformações verticais no concreto do pilar.misto.

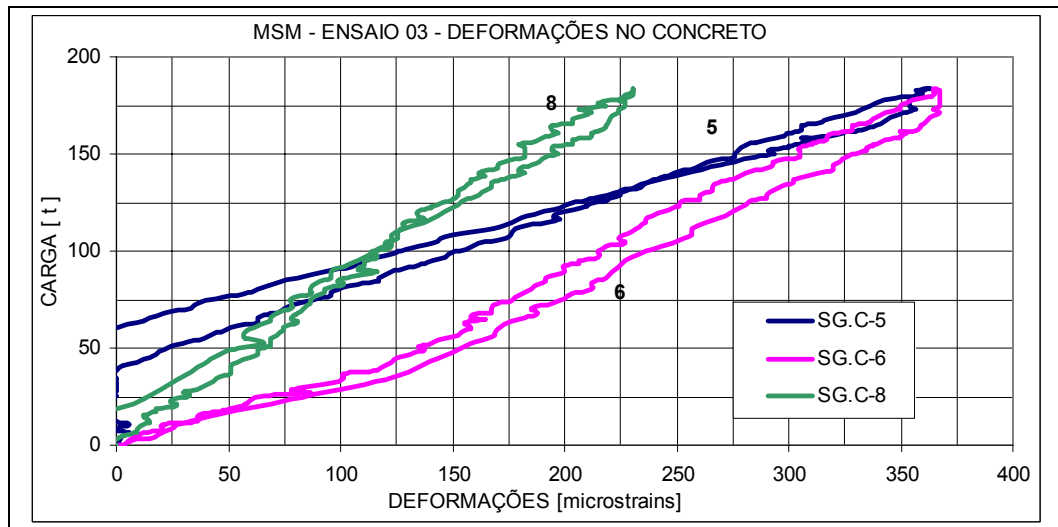


FIGURA 5.11.3 MSM-02 -Deformações do concreto na ZNA (FIG.5.10.1).

A FIG. 5.11.4 mostra o gráfico do escorregamento entre aço e concreto.

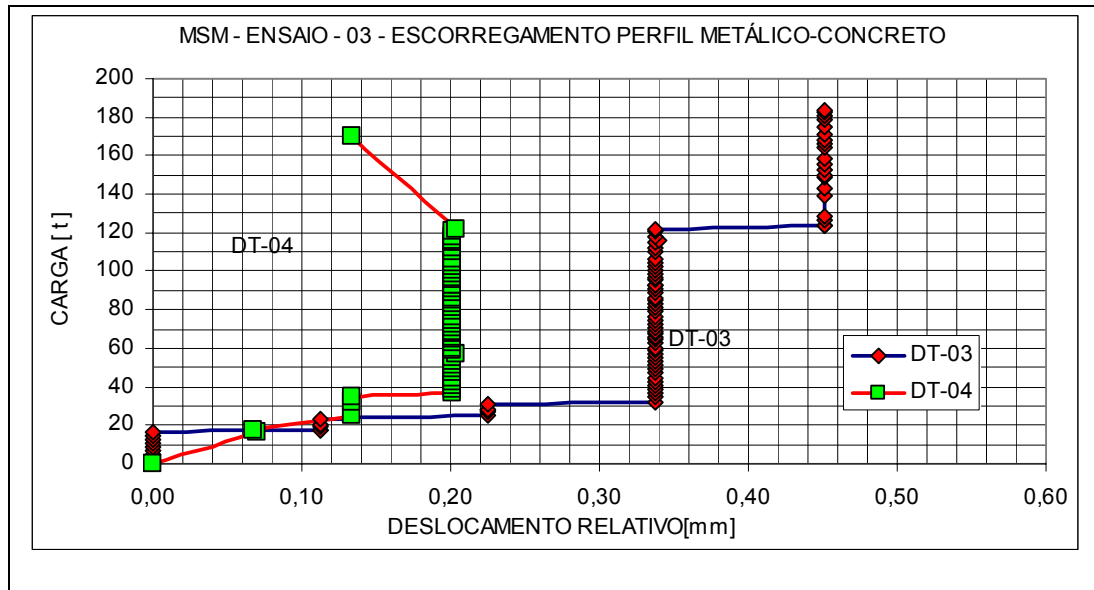


FIGURA 5.11.4 MSM-02-ZIC-Deslocamento relativo entre concreto e perfil metálico.

Na FIG. 5.11.5 os quinhões de carga obtidos através dos valores médios da deformação dos “strain-gages” das abas do perfil. Vê-se que os valores dos quinhões de cargas variam pouco durante a aplicação das cargas. No descarregamento, os quinhões de carga caminham para o centro. Conforme 5.9.1 item 2 os valores desta aquisição de dados, podem não ser representativos da ZNA real.

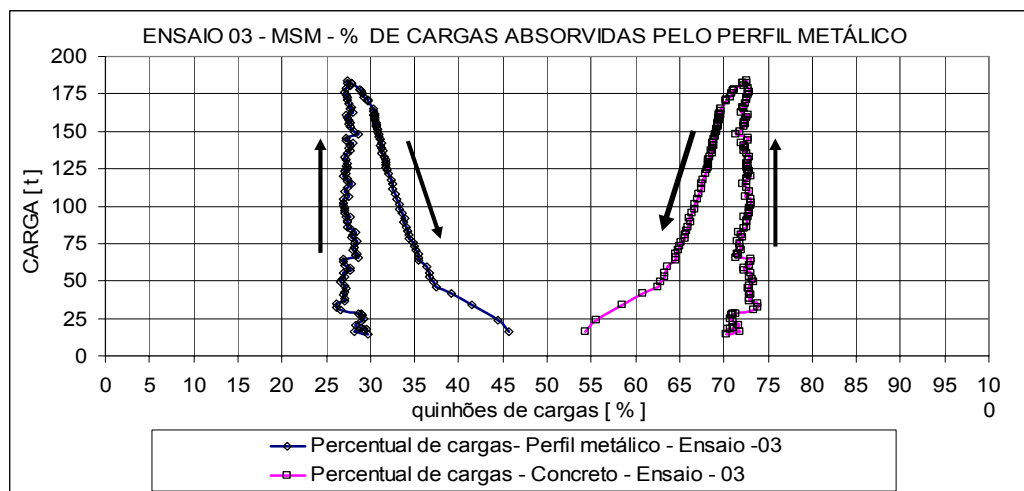


FIGURA 5.11.5 MSM-02-ZNA- Quinhões de cargas na ZNA.

5.11.1 Comentários sobre o ensaio MSM-02

1-Deslocamento vertical do topo

Os resultados do deslocamento vertical do topo existentes na FIG. 5.11.1, que contém os valores captados pelo DT e pelo relógio comparador estão coerentes, pois, como já visto no ensaio anterior, aqui também, as inclinações dos gráficos são compatíveis entre si. A curva de retorno, descarregamento, apresentou um deslocamento permanente de aproximadamente 0,9mm. O valor máximo do deslocamento vertical do topo é de 2,6mm para um valor de carga máximo de 184t aproximadamente. A tensão máxima média está em torno de 200MPa, inferior, portanto, ao valor do escoamento do perfil metálico.

2- Deformações na ZNA – pts de “strain-gages” no perfil metálico

Quanto aos valores das deformações, o que foi dito para o ensaio 02, referente ao MSM-1, nos comentários daqueles ensaios, também se aplica ao presente ensaio, pois, como se pode ver pela FIG. 5.11.2, a deformação máxima média, se situa em torno de 540 μ strains.

A diferença entre os valores das curvas pode ser explicada devido aos efeitos de excentricidades de aplicação de carga e efeito da temperatura ambiente, em face do isolamento térmico promovido pelo concreto nas partes revestidas.

As deformações, conforme já mencionado anteriormente em 5.9.1 item 2, podem não representar as tensões médias reais no perfil metálico, pois os 4 pontos com os “strain-gages”, podem não representar o comportamento médio da seção transversal em que eles foram colocados.

3- Escorregamento entre o perfil e o concreto na ZIC.

Os resultados do escorregamento relativo entre o perfil e o concreto na ZIC, conforme FIG. 5.11.4, mostram valores diferentes entre os dois DT's.

O DT 04 apresentou um escorregamento total de aproximadamente 0,2mm, sendo este DT localizado na parte posterior esquerda, no centro da ZIC.

O DT-03 apresentou um escorregamento total em torno de 0,45mm e está situado na parte de frente do pilar, do lado direito, conforme FIG. 5.10.1.

4- Deformações do concreto

-“STRAIN-GAGES” SG.C-5 e SG.C-6 – ZNA (FIG. 5.10.1)

As deformações destes extensômetros tem valores diferentes entre si, conforme se pode ver na FIG. 5.11.3. Na carga máxima aplicada ao pilar, estes valores são coincidentes, e com um valor aproximado de $370\mu\text{strains}$ para 184t, inferior aos $550\mu\text{strains}$ apresentados pelos extensômetros do perfil metálico.

-“STRAIN-GAGES” SG.C-7 e SG.C-8 – ZIC superior (FIG. 5.10.1)

O SG.C-7 apresentou defeito e, somente o SG.C-8, do lado do fundo funcionou, mostrado na FIG. 5.10.1. O valor máximo da deformação na ZIC superior do SG.C-8 é $230\mu\text{strains}$.

5.12 Modelo MAA

A FIG. 5.12.1 mostra o esquema da localização da instrumentação no modelo MAA.

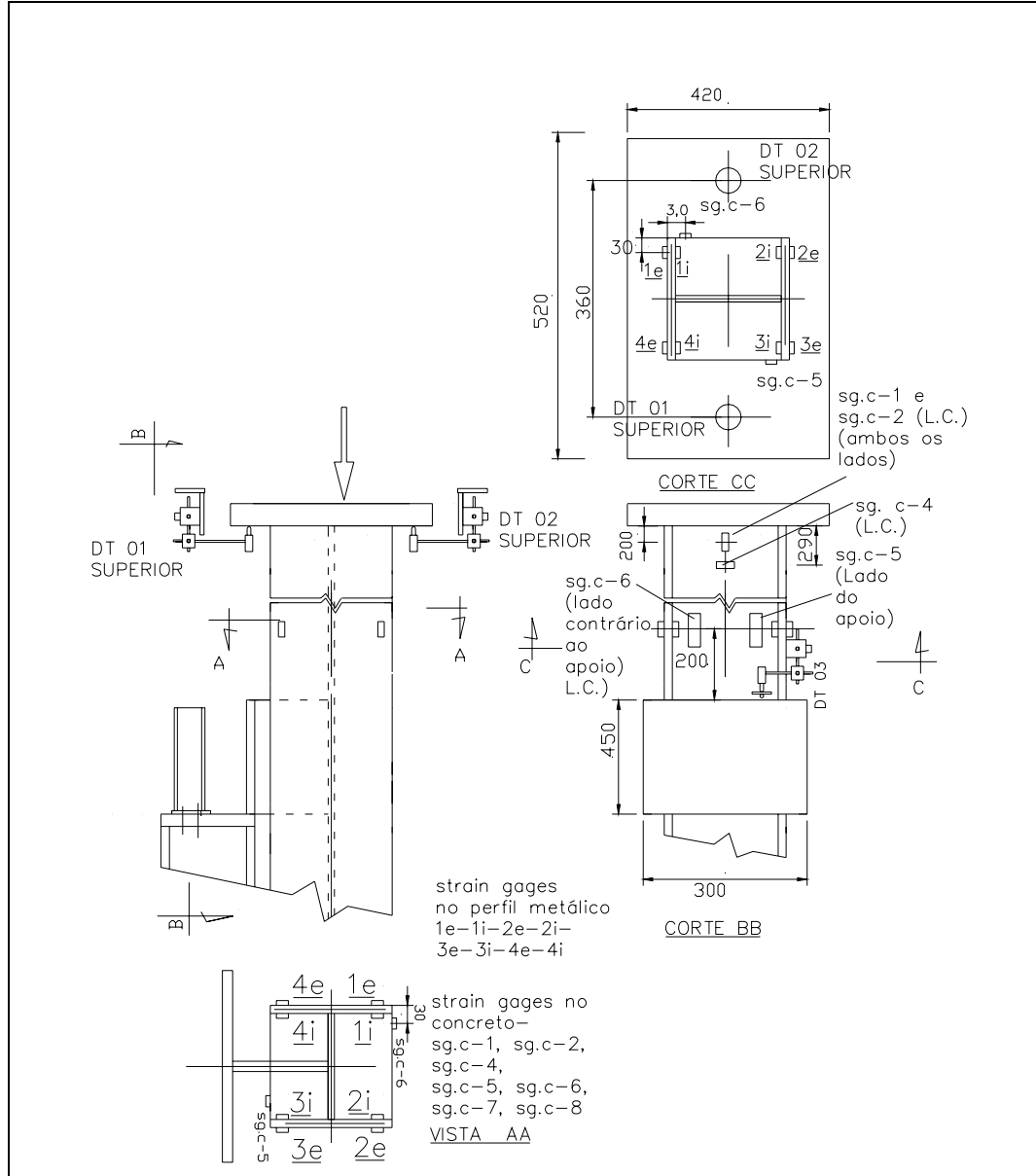


FIGURA 5.12.1 MAA-Localização da instrumentação.

5.12.1 Dados do ensaio

Número do ensaio: 01

Características do modelo-
Denominação: MAA – Modelo assimétrico em relação às almas do perfil metálico.
Detalhes construtivos: Modelo MAA – Perfil tipo I de 200 x 200 simulando ligações de vigas, descarregando reações de apoio em um dos lados da alma do pilar misto. Pilar misto parcialmente embutido. Pilar misto com 3000mm de comprimento e aprox. 600kg Foram colocados 2(dois) DT's para se captar os deslocamentos verticais do topo. O terceiro DT foi colocado para se captar o escorregamento relativo acima da ZIC “ strain-gages” foram colocados no perfil metálico e no concreto conforme FIG.5.12.1
Data do ensaio: 28/11/03
As excentricidades dx e dy devido á aplicação das cargas foram consideradas desprezíveis em função da grande excentricidade de apoio, mas podem afetar localmente as medidas de deformações, impedindo a sua igualdade, em pontos simétricos, situados do mesmo lado, ou do lado contrário ao apoio.

5.13 Resultados dos ensaios – MAA –ensaio 01

A FIG. 5.13.1 mostra o deslocamento vertical do topo do pilar.

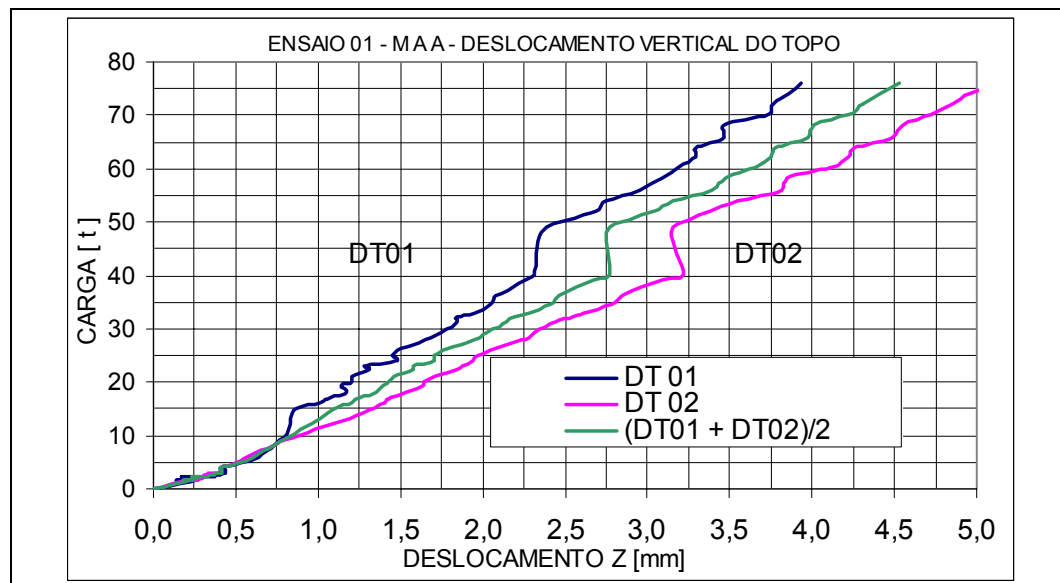


FIGURA 5.13.1 MAA-Deslocamento vertical do topo do pilar misto.

A FIG. 5.13.2 mostra o gráfico das deformações médias no perfil metálico.

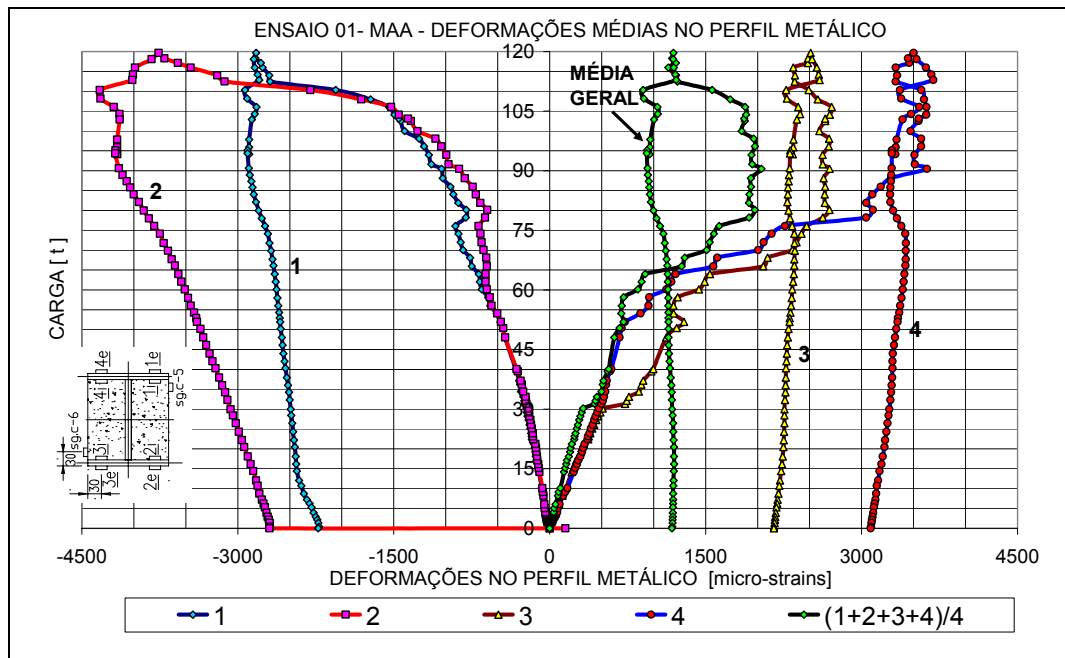


FIGURA 5.13.2 MAA-ZNA-Deformações no perfil metálico.

A FIG. 5.13.3 mostra o gráfico das deformações no concreto na parte superior do pilar.

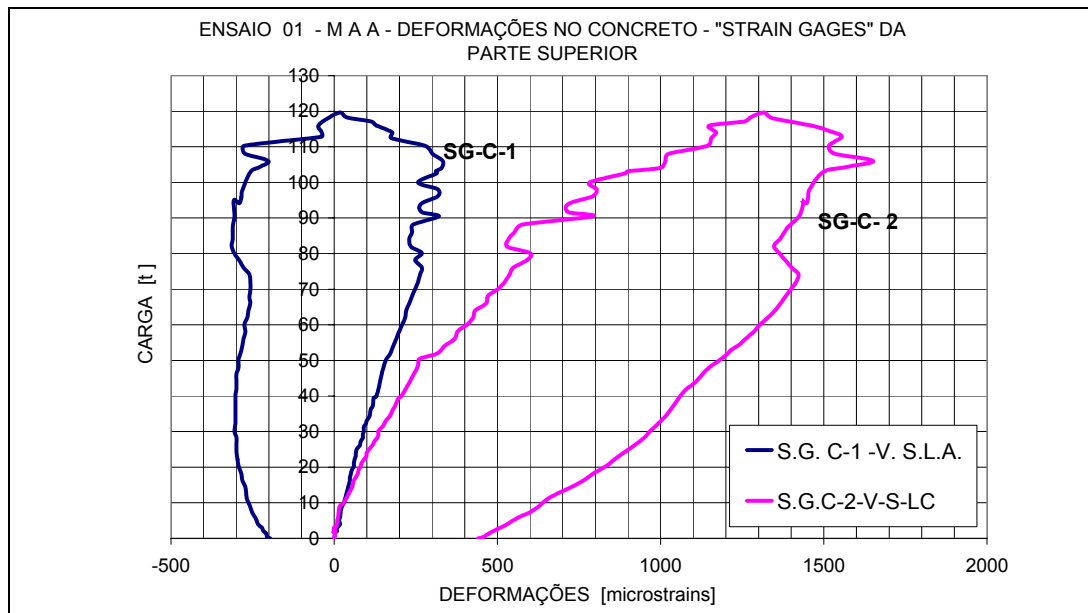


FIGURA 5.13.3 MAA-Deformações do concreto-ZIC superior (FIG. 5.12.1).

A FIG. 5.13.4 mostra o gráfico do escorregamento na ZIC entre aço e concreto.

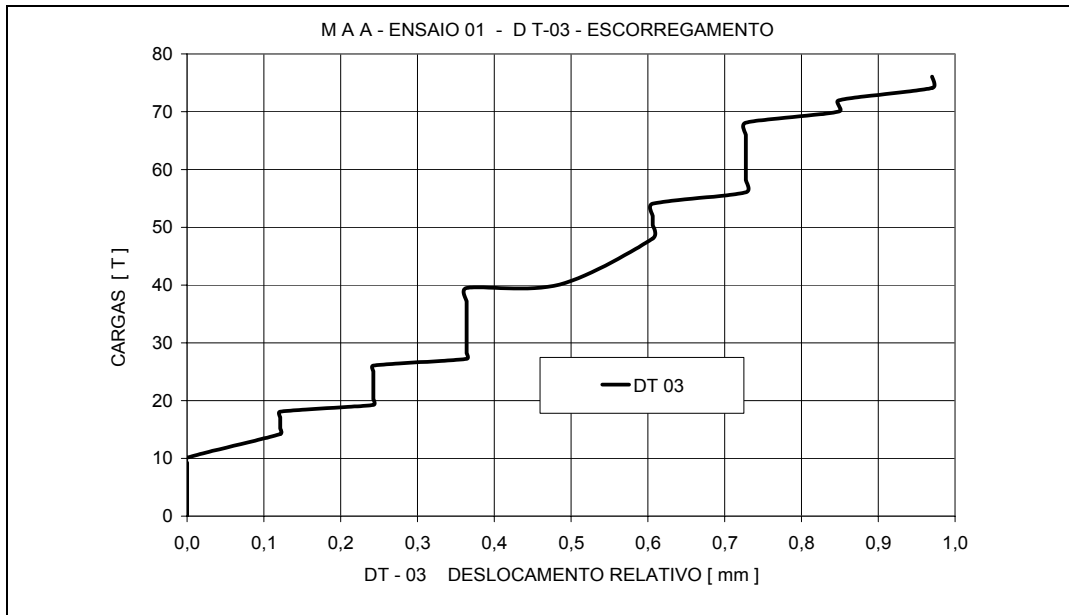


FIGURA 5.13.4 MAA-ZIC-Deslocamento relativo entre concreto e perfil metálico.

Na FIG. 5.13.5, os quinhões de carga do concreto e do perfil metálico na ZNA, obtidos, em função das deformações dos “strain-gages” situados nas abas do perfil.

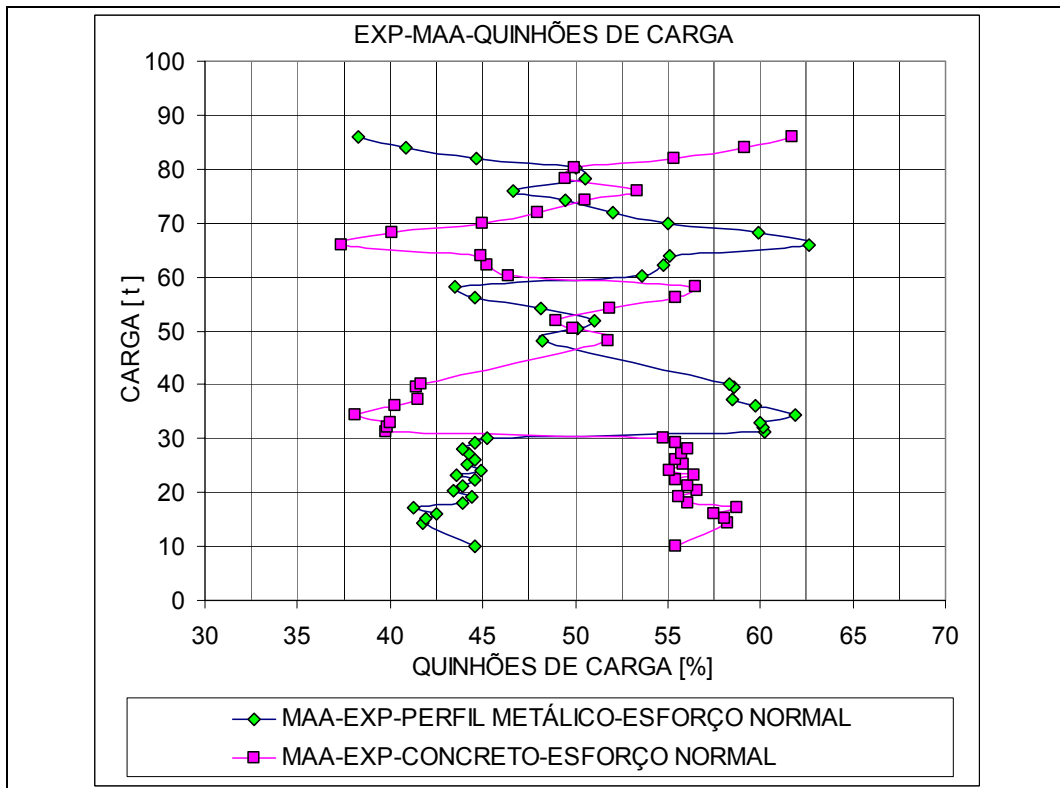


FIGURA 5.13.5 EXP-MAA-ZNA-quinhões de carga –esforço normal.

Na FIG. 5.13.6 são apresentados os momentos fletores absorvidos pelo concreto e pelo perfil metálico, calculados em função das deformações dos “strain-gages” situados nas abas do perfil metálico.

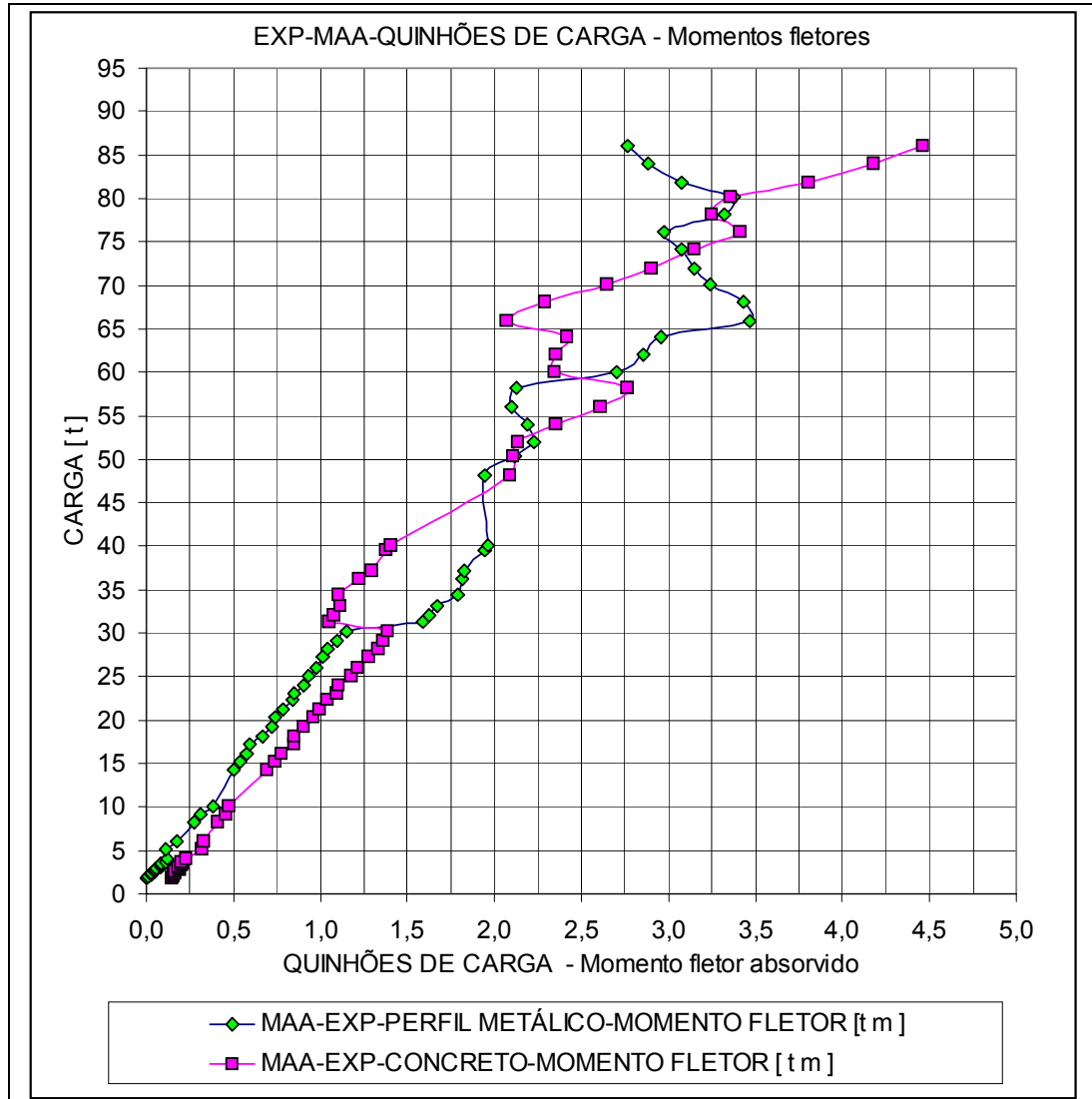


FIGURA 5.13.6 EXP-MAA-ZNA-Quinhões de carga–Momentos fletores

5.13.1 Comentários sobre o ensaio MAA

Os ensaios excêntricos são, provavelmente, os mais significativos, pois, abrangem o estado limite de serviço e a plastificação do perfil misto.

O esforço normal, combinado com o momento fletor, faz com que a plastificação total, se não atingida, fique bem próximo do seu valor, mesmo com os limites de carga do cilindro hidráulico.

Neste ensaio com carga máxima de 120t, observam-se trincas e esmagamento do concreto em pontos da ZIC. Deformações permanentes do perfil metálico são visuais e claras neste ensaio.

No final dos ensaios, o perfil metálico apresentou uma curvatura permanente. Na região do apoio, logo acima do enrijecedor vertical, o concreto foi esmagado. Estes detalhes podem ser vistos na FIG. 5.13.7.

Nos ensaios, por motivos de segurança, evitou-se chegar ao estado de rompimento total.



FIGURA 5.13.7 MAA-deformações permanentes no pilar e esmagamento do concreto.

1-Deslocamento do topo do pilar misto

A posição dos DT-01 e do DT-02 é mostrada na FIG. 5.12.1 estando os instrumentos situados à esquerda e à direita do pilar, respectivamente.

Nos ensaios, nas proximidades da carga de 76t e daí para frente, estes DT's pararam de funcionar. É interessante mencionar o fato, que conforme os cálculos

efetuados no CAP. 4, pelo processo do Eurocode, este valor está próximo da resistência plástica do pilar misto, que possivelmente, pode ter ocasionado este problema devido à sensibilidade dos aparelhos. Na FIG. 5.13.1, é interessante observar, que, conforme esperado, os valores do DT-02 mostram um deslocamento máximo de 5,0mm, enquanto o DT-01 apresentou um valor máximo de 3,8mm, devido à rotação do pilar.

2- Deformações na ZNA – pts de “strain-gages” no perfil metálico

A FIG. 5.12.1 mostra as posições dos “strain-gages” no perfil metálico e na FIG. 5.13.2, são mostradas as deformações no mesmo perfil. Nela pode-se ver que as deformações ultrapassam o valor de $1500\ \mu\text{strains}$, deformação correspondente ao escoamento do perfil metálico. Outro fato interessante de se observar na FIG. 5.13.2 é o sentido das deformações, onde pode-se ver deformações positivas e negativas, devido a influência do momento fletor. No S.G.-1 e S.G.-2, situados no lado oposto ao apoio, a tensão de tração devido ao momento fletor ultrapassa a compressão devido ao esforço normal em todo o carregamento, ocasionando então, as deformações negativas. Em 3 e 4 elas se somam, cada qual em compressão.

Na análise das diferenças encontradas entre os valores das deformações de pontos simétricos, situados do mesmo lado do apoio e também do lado contrário, mostradas nos gráficos da FIG. 5.13.2, deve-se levar em conta a existência de excentricidades fora do plano do apoio e também do efeito da temperatura.

Interessante também observar as deformações permanentes de cada ponto da ZNA, após o descarregamento e confirmada pela foto da FIG. 5.13.7.

No processo simplificado do Eurocode, calculado no CAP. 4, item 4.7.1 para esta condição de ensaio, a plastificação da seção mista é obtida com os seguintes valores:

$$N_R = N_S = 854 \text{ kN} \quad \text{e} \quad M_{y,R} = M_S = 71,7 \text{ kN.m}$$

Na FIG. 5.13.2 pode-se visualizar na curva designada como média geral, a região elastoplástica e a perda de resistência da seção, em valores próximos aos previstos pelo Eurocode, porém com valor inferior aquele do Eurocode.

3- Deformações no concreto – ZIC superior

O “strain-gage” horizontal S.G.C-4 colocado na parte superior do pilar, mostrado na FIG. 5.12.1 não funcionou adequadamente, apenas os verticais S.G. C-1 e S.G. C-2 forneceram dados de deformações naqueles pontos. Neste ensaio, só existem extensômetros no concreto na parte superior, não tendo sido instalados o S.G.C-5 e o S.G.C-6, mostrados na FIG.5.12.1.

Somente após o primeiro ensaio é que foram instalados “strain-gages” no concreto, na área da ZNA.

Da análise dos resultados das deformações mostradas na FIG. 5.13.3, observa-se que o limite de deformação, para o concreto não confinado, não foi atingido na parte superior do concreto, topo do perfil misto. Para este concreto do modelo MAA, de $f_{cj}=30\text{MPa}$, a deformação de compressão limite está em torno de 0,2% ou 2000 $\mu\text{strains}$, valor superior aos 1650 $\mu\text{strains}$ obtidos nos ensaios.

4-Deslocamento relativo entre aço e concreto

O DT-03, mostrado na FIG. 5.12.1, foi instalado para se medir o escorregamento entre o perfil metálico e o concreto, na ZIC. A FIG. 5.13.4 mostra a evolução deste escorregamento ao longo da aplicação da carga, atingindo um valor máximo de quase 1,0mm. Os degraus apresentados, são provavelmente, função de aplicação progressiva da carga com paradas controladas.

5-Quinhões de cargas

Com os dados das deformações obtidas pelos “strain-gages”, localizados nas abas do perfil metálico, em torno de 8 extensômetros, calculam-se os esforços absorvidos pelo perfil metálico e pelo concreto do pilar misto e mostrados na FIG. 5.13.5.

Os momentos fletores absorvidos pelos componentes são também calculados e estes valores estão mostrados na FIG. 5.13.6. Pela análise destes gráficos, observa-se

que a absorção dos esforços solicitantes pelos componentes do pilar mistos não é suave em todos os pontos, com inversões, flutuando numa faixa que vai de 37,5% a 62,5%.

Deve-se lembrar que o processo vai de zero até a plastificação total do pilar misto, ou bem próximo deste valor.

5.14 Modelo MSA.

A FIG. 5.14.1 mostra o esquema da localização da instrumentação.

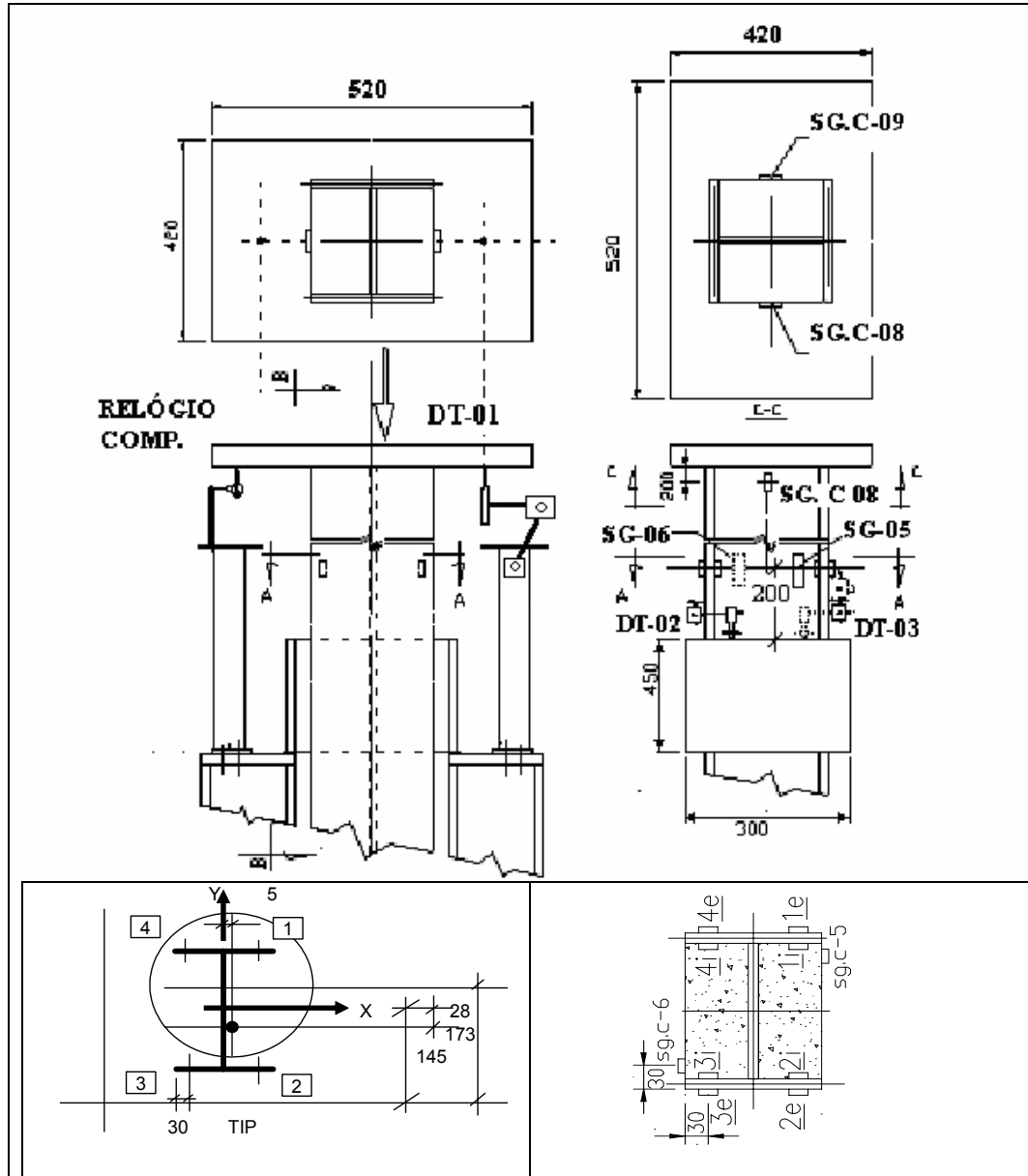


FIGURA 5.14.1 Localização da instrumentação para MSA e excentricidades prováveis.

5.14.1 Dados do ensaio.

Número do ensaio: 04
Características do modelo:
Denominação: MSA – Modelo simétrico em relação às almas do perfil metálico.
Detalhes construtivos: Modelo MSA – Perfil tipo I de 200 x 200 simulando ligações de duas vigas, descarregando reações de apoio nos dois lados da alma. Pilar misto parcialmente embutido com 3000mm de comprimento e aprox. 600kg Dois DT's foram colocados para captar deslocamentos relativos um pouco acima da ZIC, devido á dificuldade de colocação, neste caso, no centro da ZIC. Um DT foi colocado na parte superior do pilar, do lado direito, olhando de frente o pórtico, para se captar deslocamentos verticais. Um relógio comparador foi colocado do lado esquerdo, contrário ao DT. “ Strain-gages” foram colocados no aço e no concreto conforme FIG. 5.14.1
Data do ensaio: 23/03/04
Excentricidades prováveis de aplicação de carga: $dy=-28mm$; $dx=5,0mm$

5.15 Resultados dos ensaios – MSA – ensaio 04.

A FIG. 5.15.1 contém o gráfico do deslocamento vertical do topo do pilar misto.

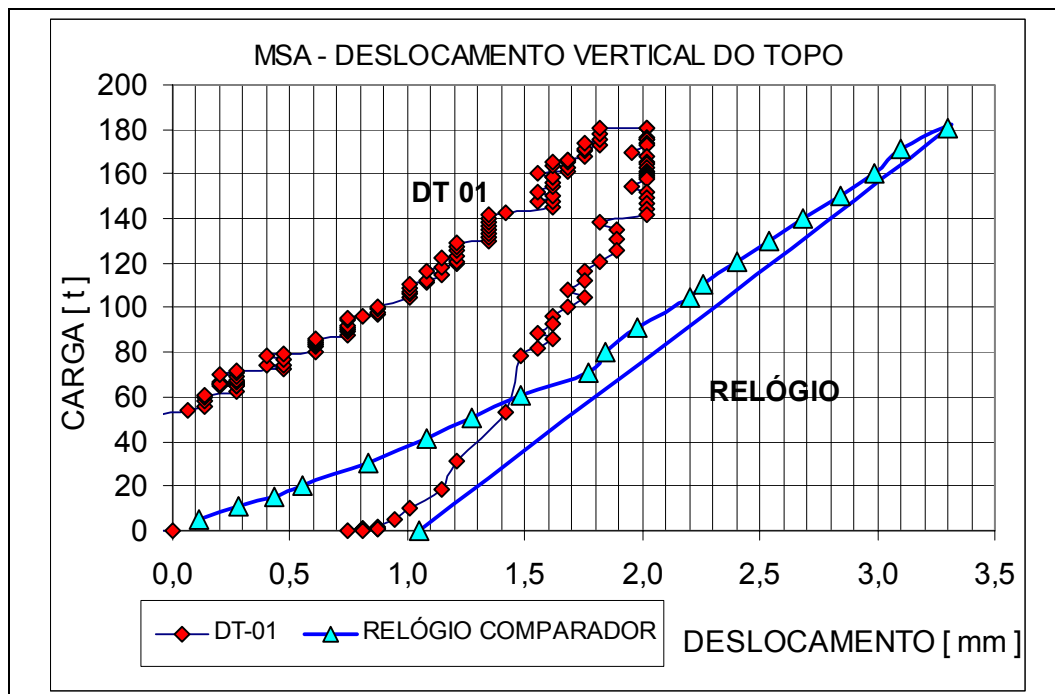


FIGURA 5.15.1 MSA-Deslocamento vertical do topo

A FIG. 5.15.2 contém o gráfico das deformações médias no perfil metálico.

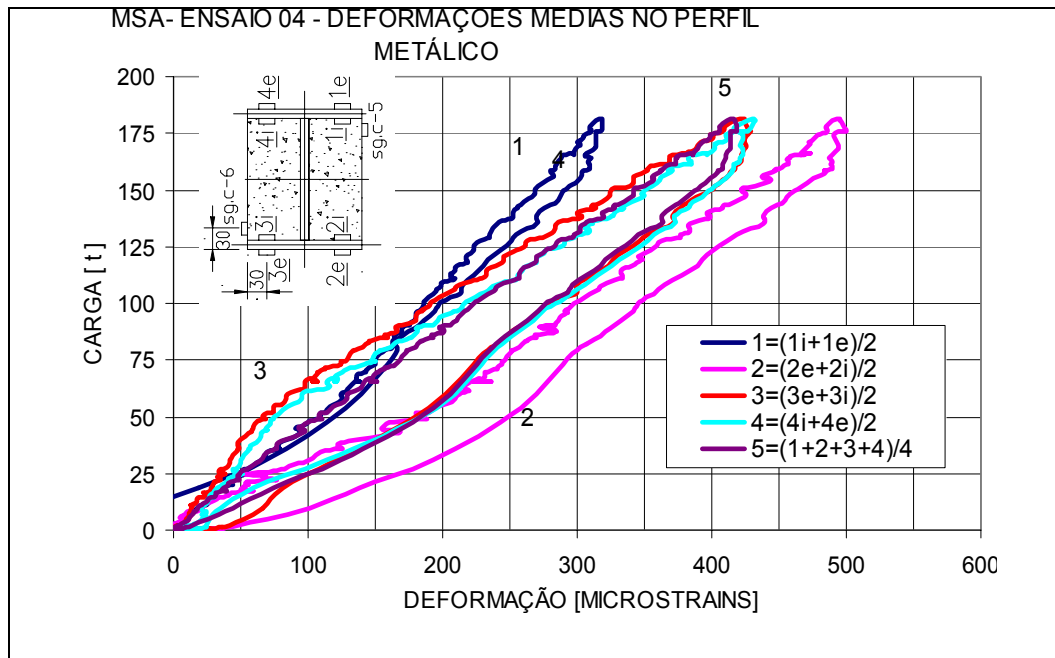


FIGURA 5.15.2 MSA-ZNA-Deformações médias nas abas do perfil metálico.

A FIG. 5.15.3 contém o gráfico do escorregamento entre concreto e perfil metálico, observa-se que o escorregamento aconteceu nas proximidades de 100t.

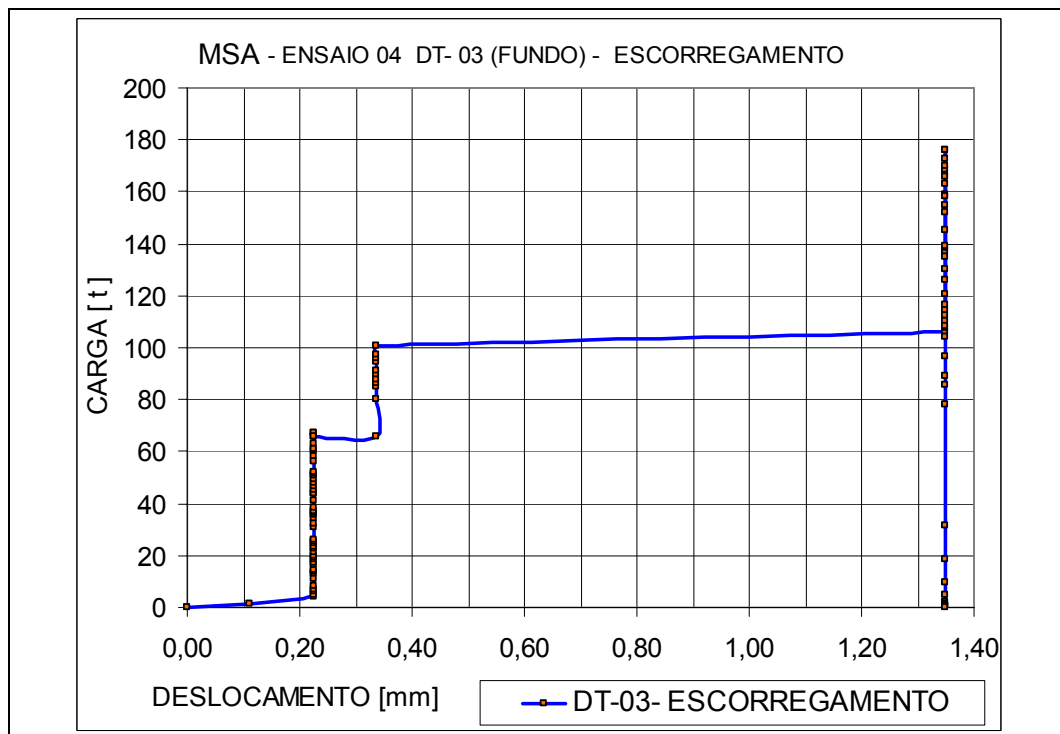


FIGURA 5.15.3 MSA-ZIC-Escorregamento relativo concreto-aço.(fundo)

A FIG. 5.15.4 mostra o gráfico das deformações no concreto, para o modelo MAA.

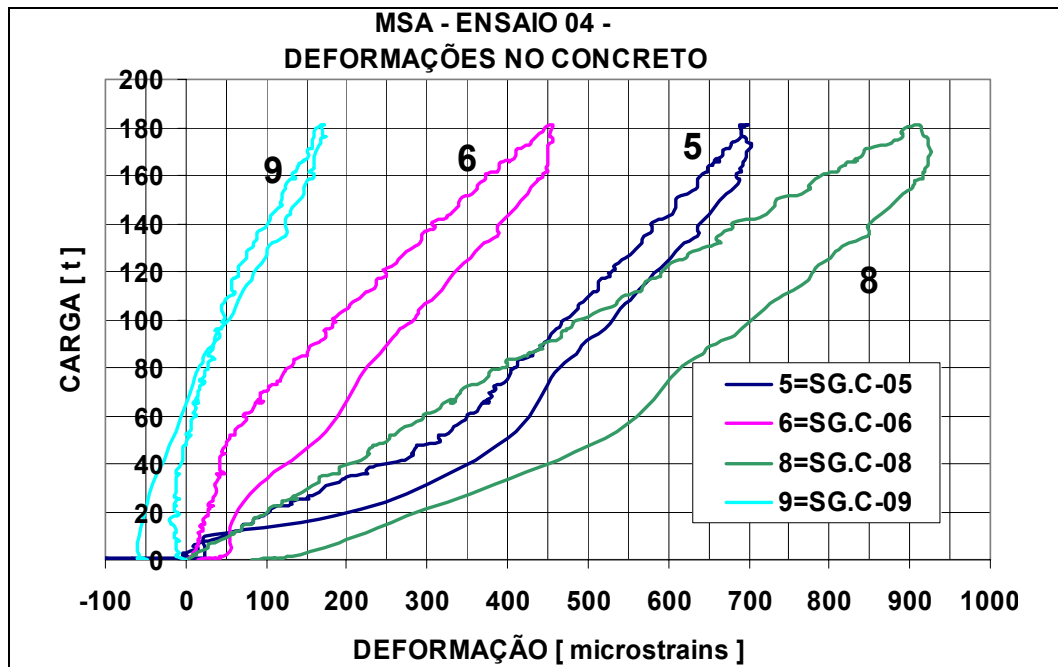


FIGURA 5.15.4 MSA-Deformações no concreto nos pontos mostrados na FIG. 5.14.1.

5.15.1 Documentação fotográfica do modelo MSA.

A documentação a seguir ilustra um pouco mais os equipamentos de aquisição de dados já referenciados anteriormente: pórtico de ensaios, “strain-gages” colados externamente no concreto e no perfil, mostrados nas FIGs. 5.15.5a até 5.15.5e.

Devido ao grande número de fotos para este ensaio, julgou-se importante complementá-lo com mais detalhes.

Num ensaio, pela experiência adquirida, o maior número de fotos devem ser feitas. Detalhes muitas vezes necessários para entendimento posterior de comportamentos provenientes da multidão de números das aquisições, são solucionados por pequenos detalhes existentes nas fotos.

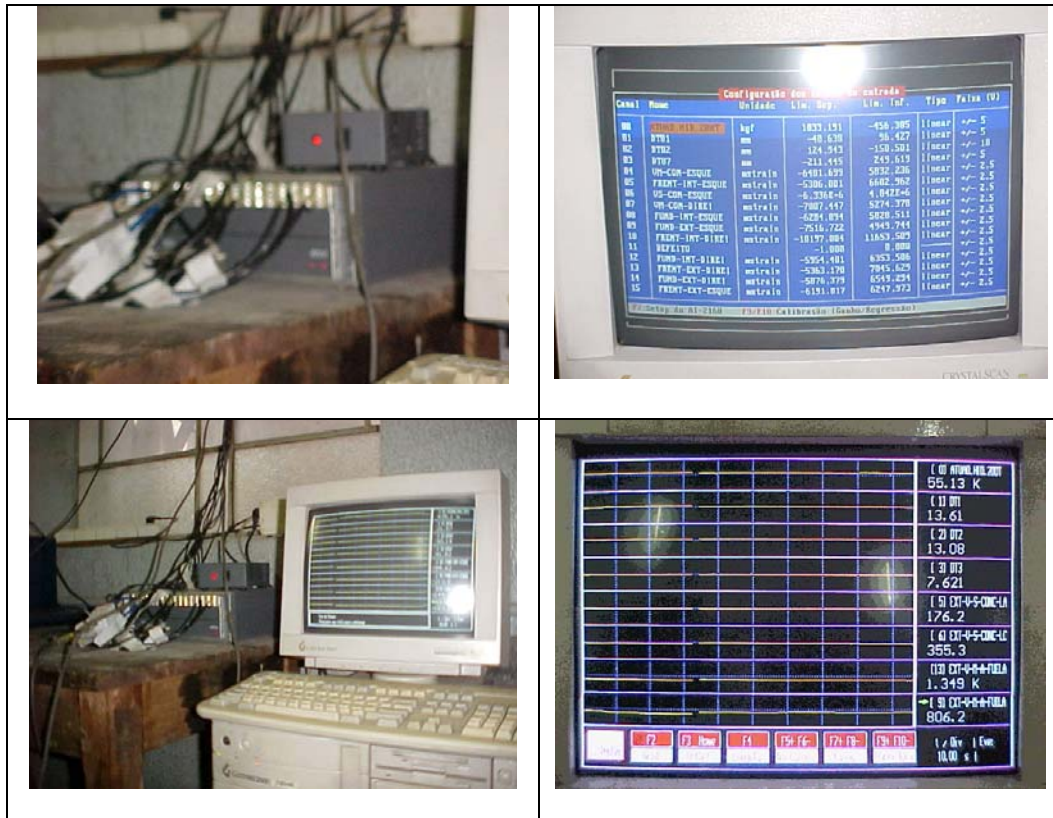


FIGURA 5.15.5a MSA-Convertor de sinais analógicos e a tela do programa Aqdados.

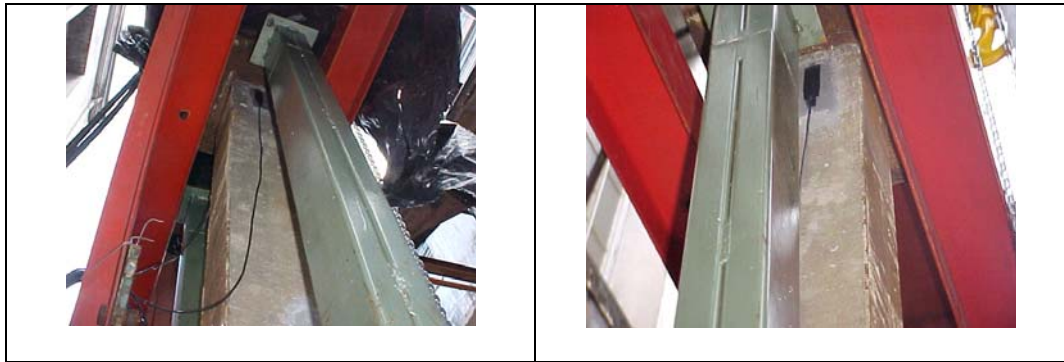


FIGURA 5.15.5b “Strain-gage” no concreto, ZIC do topo do pilar.



FIGURA 5.15.5c MSA-“Strain-gages”-concreto e perfil. Suporte para DT.

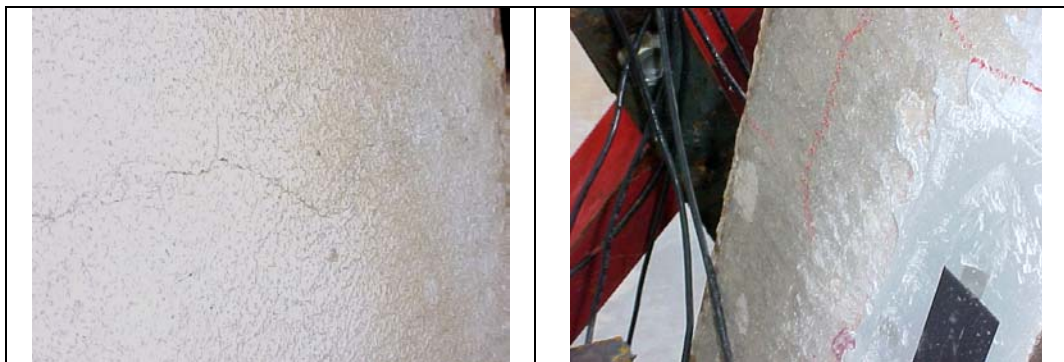


FIGURA 5.15.5d MSA- trincas na ZIC da região do apoio, logo após o ensaio.

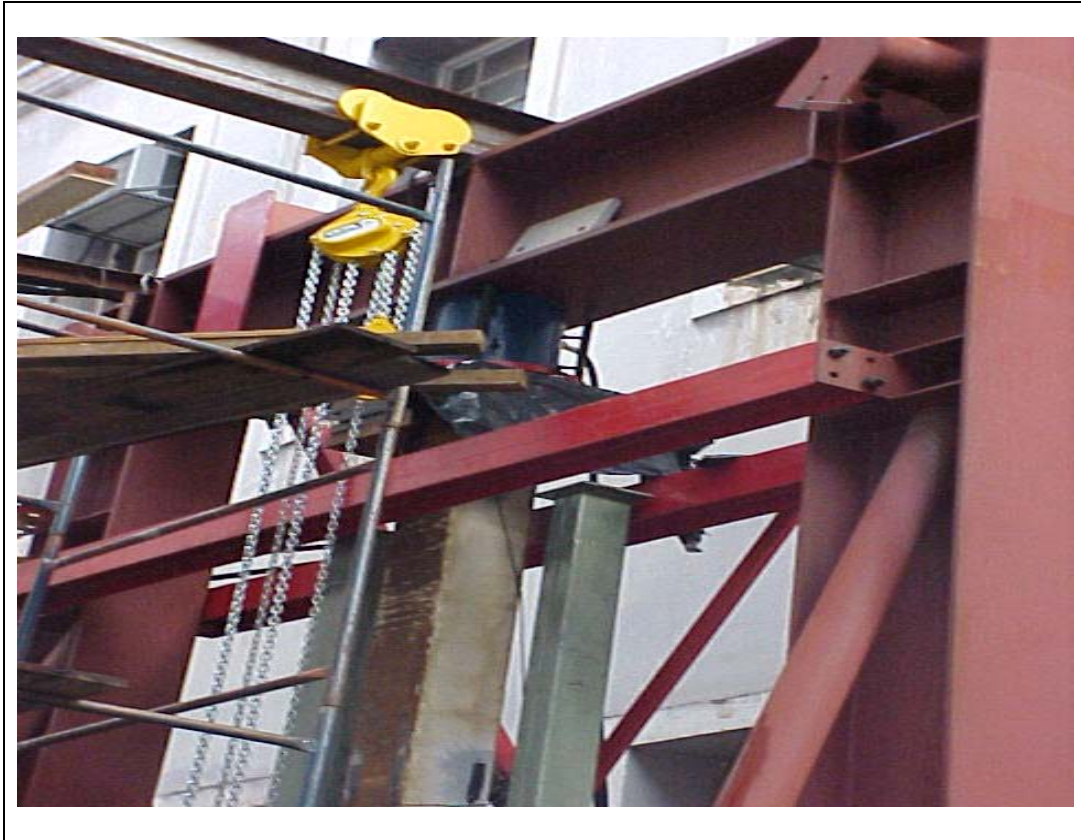


FIGURA 5.15.5e Pórtico de ensaio com talha de 3t durante a montagem do pilar.

5.15.2 Comentários sobre o ensaio do MSA

1- Deslocamento vertical do topo

Na FIG. 5.14.1 está mostrada a instrumentação usada nesse ensaio. Para captação do deslocamento vertical do topo, são usados um relógio comparador e o DT-01, situados em faces opostas. Em função da excentricidade de aplicação da carga, e em função da distância entre os dois instrumentos, a sensibilidade à rotação se faz notar na diferença de valores deste deslocamento, conforme se pode ver na FIG. 5.15.1.

O relógio comparador marcou um valor máximo igual a 3,3mm. O DT-01 mostra um deslocamento máximo de 2,02mm. Portanto, pode-se afirmar que o deslocamento vertical total é aproximadamente a média dos dois valores e igual a 2,7mm, de forma a retirar o efeito da rotação. Outro fato importante é o relativo paralelismo das curvas, comparando-se trechos entre si, ou no trecho de aplicação da carga, ou no trecho de descarregamento. Êste paralelismo das curvas, após determinada

carga, é um indicativo da exatidão dos resultados, executados por meios completamente diferentes. Inclinações diferentes dentro de certas faixas, são, provavelmente, devido às acomodações do sistema pórtico-instrumentação-neoprene. A carga máxima atingida nestes ensaios foi em torno de 181t. No descarregamento, não se observaram deformações visuais significativas, embora o relógio comparador retornou com um valor de 1,05mm, tendo iniciado em 0(zero). O DT superior também retornou um valor no descarregamento aproximadamente igual a 0,7mm.

2- Deformação na ZNA-perfil metálico

Neste ensaio, o extensômetro 2 interno (2i) apresentou defeito. Para solucionar e para que fosse feita a média entre ele e o correspondente externo, utilizou-se do fato observado nos demais, que a proporção entre o defeituoso para o seu equivalente externo era a mesma que a do seu extensômetro vizinho 3 interno (3i) para o equivalente 3 externo (3e). Esta proporção é variável dependendo do carregamento. Estas posições dos extensômetros utilizados, podem ser vistas na FIG. 5.14.1 e também ao lado dos gráficos da FIG 5.15.2.

A diferença existente de deformação entre o S.G.1 e o S.G. 2 mostrados nos gráficos como curvas (1) e curva (2) deve-se, provavelmente, à existência de excentricidades e ao efeito da temperatura. O valor máximo das deformações médias se situa em torno de $420\mu\text{strains}$. Êste valor, conforme já mencionado nos itens 5.9.1-2, está em conflito com cálculos manuais, que não são, necessariamente referências absolutas. Entretanto, estes valores são questões ainda não devidamente claras, que demandam uma avaliação, em novos ensaios, com medições de deformações ao longo de toda a seção, incluindo-se a alma do perfil, para ratificação de resultados.

O que se deve ter em mente é que os resultados captados podem não representar a média da seção, incluindo-se a alma do perfil e outros pontos da aba, onde não foram instalados “strain-gages”.

Lembramos aqui que o problema em discussão se refere à comparação da deformação calculada manualmente, utilizando-se de área idealizada, em relação com a deformação máxima captada pelos sensores de deformação dos strain-gages do perfil.

As deformações, mostradas na FIG. 5.15.2, estão todas com valor menor que $1500\mu\text{strains}$, portanto, o ensaio se deu todo na região elástica para o perfil metálico na sua ZNA. No descarregamento, não se observaram deformações significativas.

3- Deformações no concreto.

A FIG. 5.15.4 contém todas as deformações captadas nos "strain-gages" instalados no concreto, tanto na ZIC superior(extensômetros 8 e 9), quanto na ZNA(extensômetros 5 e 6). Esta diferença de deformações entre 5 e 6 denota uma certa excentricidade da carga com $700\mu\text{strains}$ para o S.G. C-05 e $450\mu\text{strains}$ para o S.G. C-06, dando uma deformação média de $575\mu\text{strains}$. No perfil de aço, o valor médio chegou a $420\mu\text{strains}$. Os extensômetros superiores S.G. C-08 e S.G. C-09, localizados na ZIC superior, de entrada de carga no perfil misto, mostram um comportamento que pode ser tanto um efeito de temperatura, e ou, uma excentricidade de aplicação de carga. Deve-se mencionar também, que os valores das deformações não ultrapassam o valor de limite de esmagamento do concreto.

Deve-se também lembrar do fato que estes ensaios foram realizados na parte da tarde e numa área externa, sem cobertura, e, portanto, sujeito a incidência solar direta num lado do pilar. Durante este ensaio, experimentou-se também uma pequena incidência de chuvas.

4- Escorregamento relativo

O gráfico da FIG. 5.15.3 não é esclarecedor sobre o valor real do escorregamento, devido ao seu aspecto. O DT colocado na mesma seção, porém, do lado posterior, apresentou problemas e não se teve como comparar os resultados de um escorregamento de 1,4mm mostrado na FIG. 5.15.3.

5.16.1 Dados do ensaio

Número do ensaio: 05- Ensaio executado em dissertação anterior. (CHAVES, 2001)

Características do modelo-
Denominação: MAM – Modelo assimétrico em relação às mesas do perfil metálico.
Detalhes construtivos: Modelo MAM – Perfil tipo I de 200 x 200 simulando ligações de vigas, descarregando reações de apoio em apenas um dos lados da alma do pilar misto.
Pilar misto parcialmente embutido.
Pilar misto com 3000mm de comprimento e aprox. 600kg
Foram colocados 2(dois) DT's para se captar os deslocamentos verticais do topo.
O terceiro DT foi colocado para se captar o escorregamento relativo acima na ZIC
“ strain-gages” foram colocados no perfil metálico conforme FIG.5.16.1
Data do ensaio: 28/11/03
As excentricidades dx e dy devido á aplicação das cargas foram consideradas desprezíveis em função da grande excentricidade de apoio.

5.17 Resultados dos ensaios – MAM ensaio 05

A FIG. 5.17.1 contém os resultados do ensaio – MAM - ensaio 05

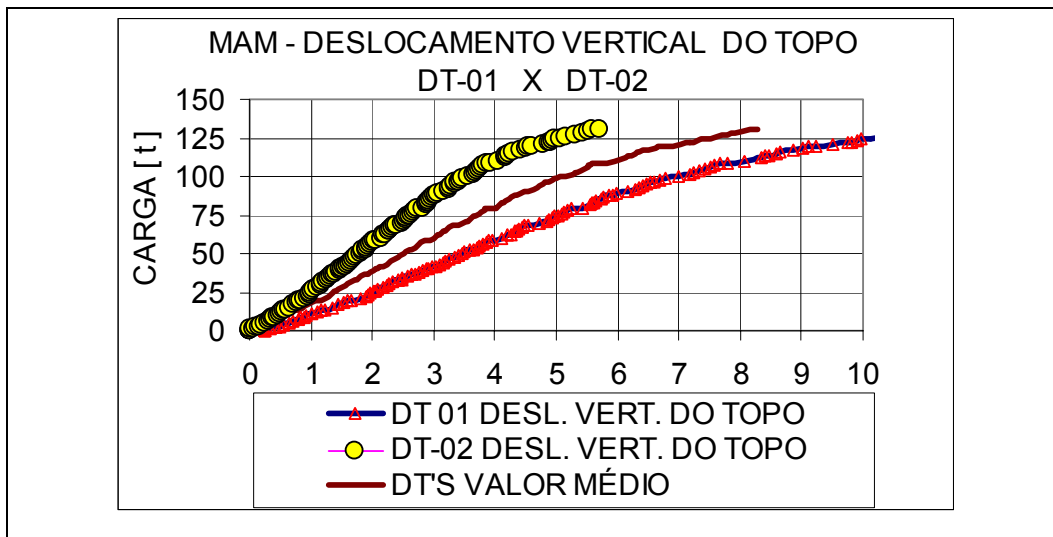


FIGURA 5.17.1 MAM-Deslocamento vertical do topo do pilar misto.

A FIG. 5.17.2 mostra o gráfico das deformações médias no perfil metálico.

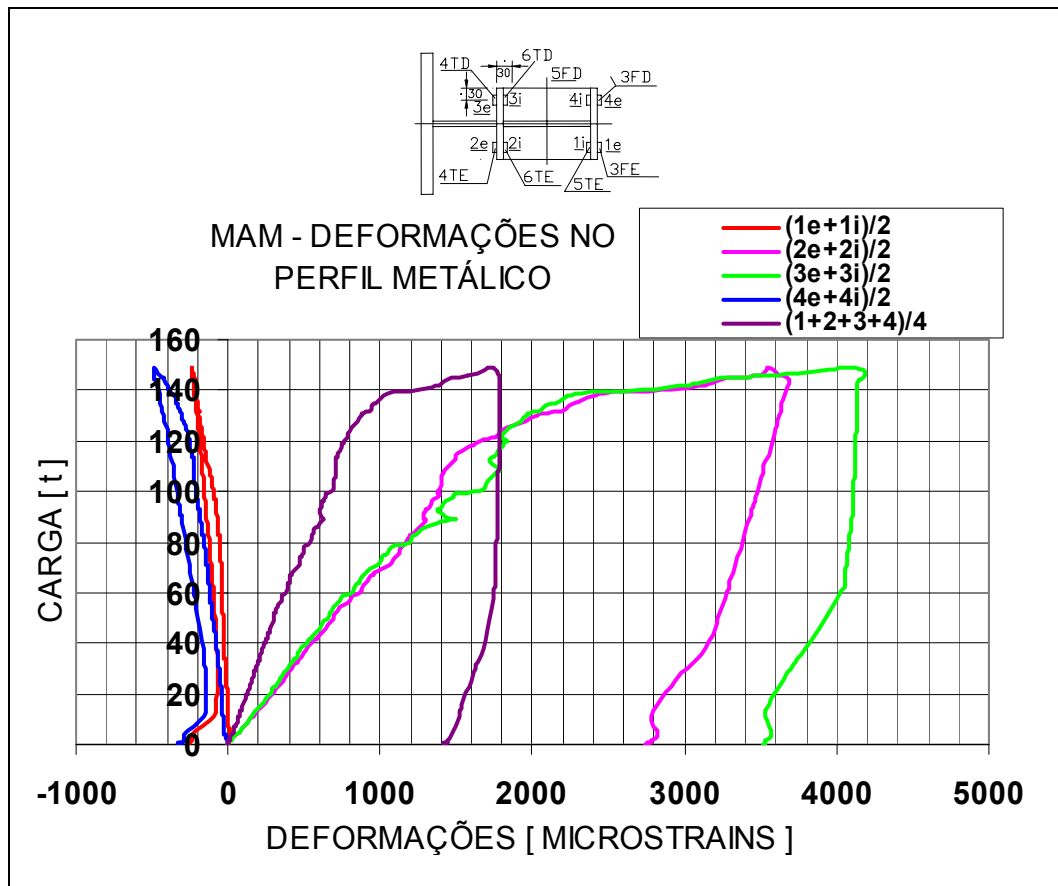


FIGURA 5.17.2 MAM-Deformações no perfil metálico.

A FIG. 5.17.3 mostra o gráfico das deformações no concreto na parte superior do pilar.

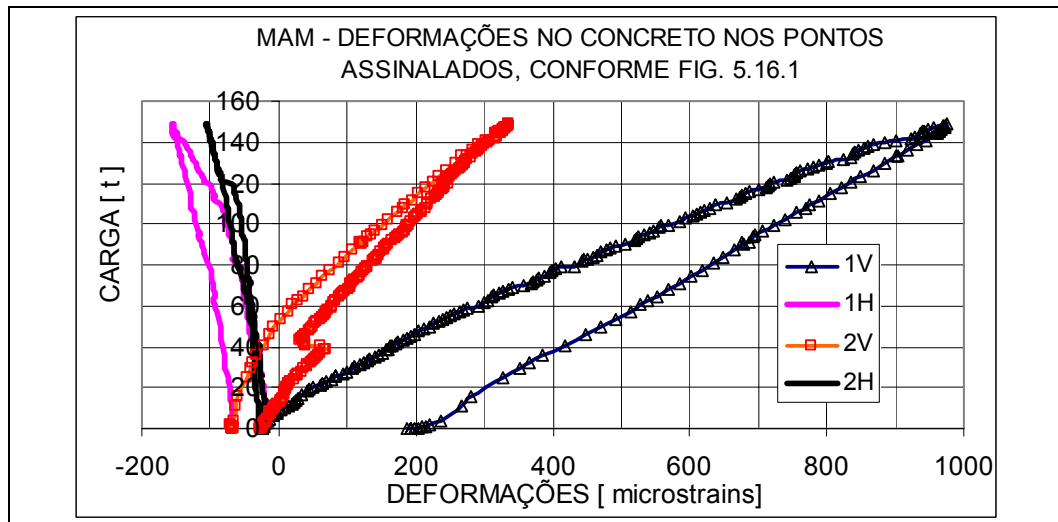


FIGURA 5.17.3 Deformações do concreto na ZIC superior.

A FIG. 5.17.4 mostra o gráfico do escorregamento entre aço e concreto.

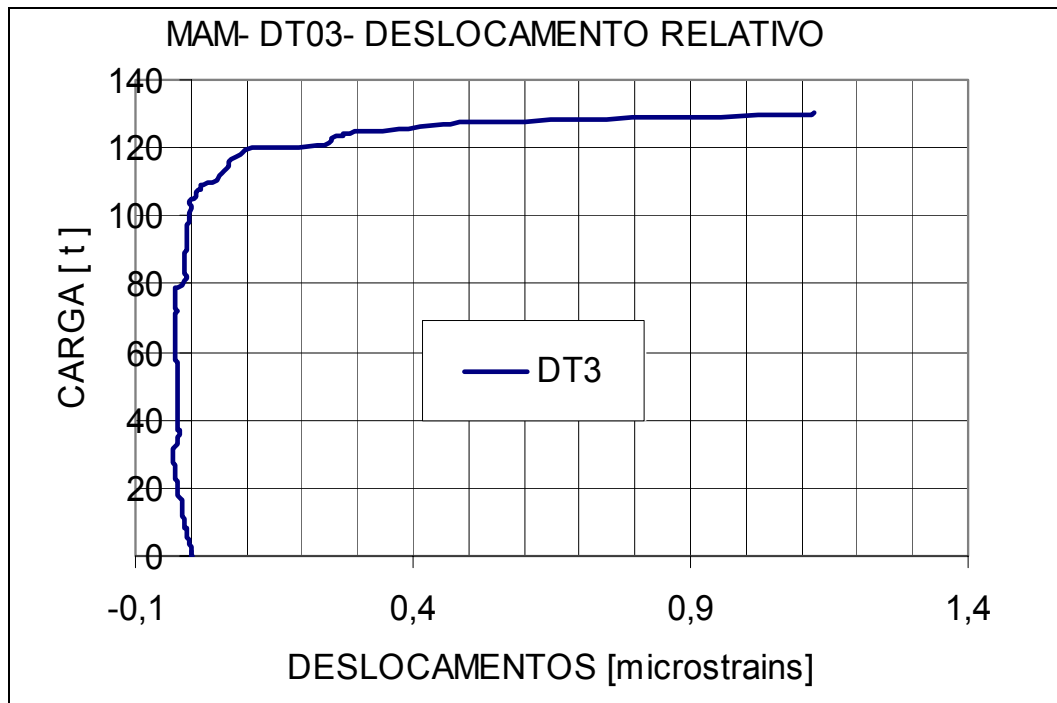


FIGURA 5.17.4 MAM-Deslocamento relativo entre concreto e perfil metálico.

NOTA: Este ensaio faz parte de uma dissertação anterior (CHAVES, 2001), mencionada várias durante este trabalho. Esta dissertação serviu de base para a execução deste trabalho, principalmente, nos capítulos de previsões teóricas e na análise experimental. Os comentários sobre este ensaio estão bastante explicados naquela dissertação, não sendo adequado repeti-los aqui neste trabalho. A grande razão de se ter usado este ensaio de outra dissertação, é que agora ele pode ser comparado com a extensa análise numérica executada aqui neste trabalho. Como a dissertação anterior não contempla análise numérica, o uso daqueles resultados é uma forma de se tentar complementar o que foi realizado anteriormente.

6

ANÁLISE NUMÉRICA

6.1 Introdução

As análises numéricas aqui apresentadas têm o objetivo de avaliar, através do aplicativo Ansys, o comportamento das ZIC's e das ZNA's de modelos ensaiados. A análise é fisicamente não-linear, com plasticidade para o perfil metálico e concreto. Na análise numérica, elementos com capacidade de fissuração e esmagamento para o concreto foram incluídos. Esses elementos apresentam instabilidades numéricas, processamentos de difícil convergência, dependência de inúmeras variáveis, além de grande tempo de processamento. Foram construídos inúmeros modelos com esses elementos e defrontou-se com toda a sorte de problemas possíveis. Não mencioná-los ou não incluí-los seria desprezar um importante produto que, embora tenha que ser mais estudado e melhorado, é a chave para se modelar adequadamente o concreto e, portanto, as estruturas mistas. Além disso, foram testadas dezenas de modelos com esses elementos, na maioria das vezes sem resultados até o estado limite último.

A idéia inicial era avaliar todos os modelos ensaiados, mas a utilização de modelos com fissuração com estado limite último se reveste de uma grande complexidade, implicando em intermináveis processamentos para cada modelo, o que impossibilita o estudo numérico de todos os pilares ensaiados. Os demais modelos serão objeto de artigos futuros, destinados a complementar esta dissertação. Os modelos escolhidos são correspondentes a 3 (três) pilares ensaiados. A construção de um modelo e a confiabilidade levam tempo e exigem inúmeros processamentos.

Detalhes gerais e específicos do modelo em elementos finitos com as suas ZNA's e ZIC's são mostrados na **FIG. 6.1.1**.

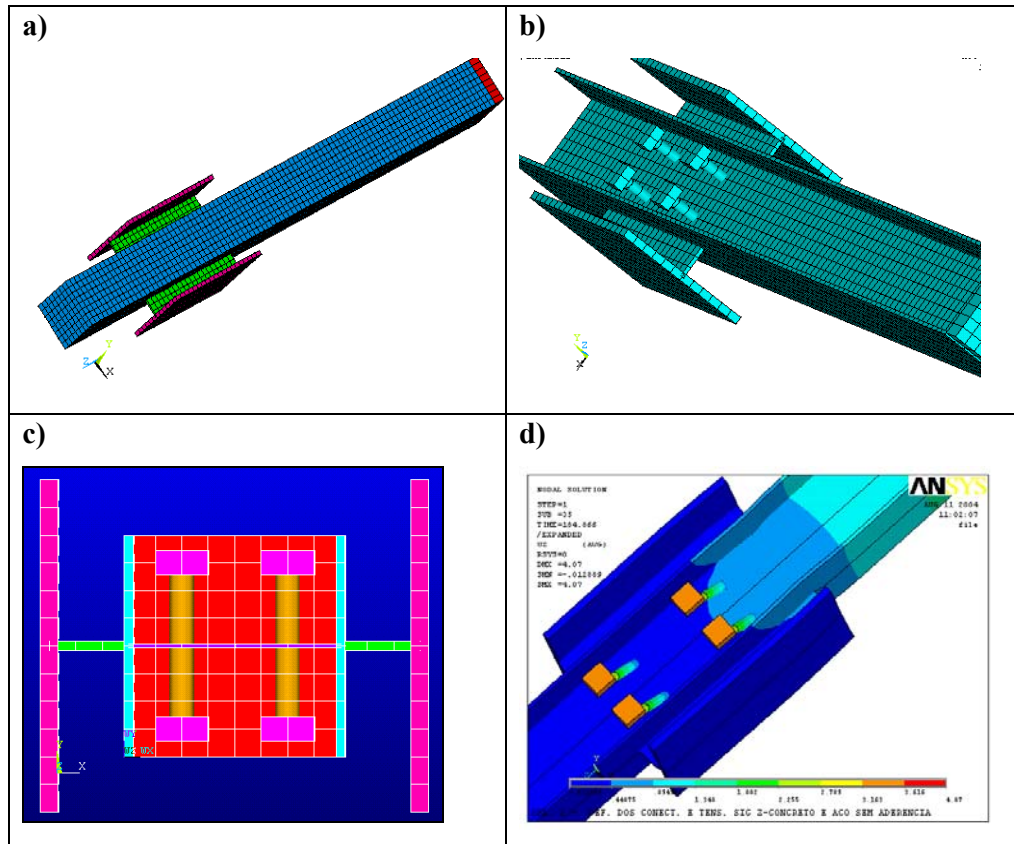


FIGURA 6.1.1 Diversos detalhes das ZIC's e das ZNA's numéricas.

6.2 Construção dos modelos numéricos no Ansys

6.2.1 Comentários gerais.

O Ansys é um dos melhores programas de elementos finitos para pesquisa existentes no mercado, com aplicações em vários tipos de problemas de engenharia e em outras áreas científicas. Contém múltiplas possibilidades de soluções e vários caminhos diferentes para se executar o mesmo problema. Isto muitas vezes pode ser uma vantagem, mas exige um profundo conhecimento e prática para seu manuseio com grande proveito. Na maioria das vezes, o período de dissertação, por mais extenso que seja, é muitas vezes insuficiente para se adquirir a experiência necessária no Ansys.

Um modelo em estrutura mista exige ainda mais cuidados que um modelo em um único material, principalmente na simulação de estados limites últimos. O aplicativo Ansys é um poderoso software e é comum ter especialistas só para confecção de

modelos de engenharia. Para se executar um bom modelo com segurança no Ansys, são necessárias duas experiências ao mesmo tempo: em programação no próprio Ansys e no conhecimento de engenharia do assunto em estudo.

Qualquer solução que não abranja as duas experiências somadas pode não levar a bons resultados. A todo momento, numa programação como essa, é necessário se tomar decisões que dependem do somatório das duas experiências relatadas. No início o uso da janela gráfica “G.U.I.” (Graphic User Interface - CAD-CAE) do Ansys, se tornou o principal instrumento de modelação, após uma série de problemas ocorridos usou-se paralelamente os métodos de programação via linguagem própria (A.P.D.L.).

6.2.2 Modelos MSM e MAM com as suas ZIC's. e ZNA's no ANSYS

Conforme a nomenclatura usada na análise experimental, o modelo MSM, significa Modelo Simétrico em relação à mesa do perfil metálico e o modelo MAM, significa Modelo Assimétrico em relação às Mesas do mesmo perfil. Foram ensaiados experimentalmente 6 (seis) modelos.

A investigação de comportamento das ZIC's conduz obviamente a uma análise numérica sofisticada, exigindo um modelo também sofisticado. As limitações da tecnologia existente, tanto de software quanto de hardware disponíveis são fatores presentes o tempo todo na confecção dos modelos. Hipóteses de comportamento e soluções passo a passo foram necessárias para se lidar com as análises complexas e abrangentes. Diversos processamentos e tipos de modelos foram testados numericamente. Várias tentativas foram feitas para se adaptar os modelos numéricos à realidade experimental dentro dos limites do programa e dos hardwares disponíveis para esta dissertação.

Não existe um único modelo que abranja tudo. Para estes modelos, especificamente, não se julgou que uma solução de geração automática fosse a melhor solução.

Os modelos MSM e MAM foram construídos basicamente com os elementos do Ansys apresentados nas FIGS. 6.2.2, 6.2.3 e 6.2.4. Todos os elementos processados possuem comportamento elasto-plástico. Para o concreto, foram utilizadas duas simulações: em SOLID45 e em SOLID65. Para o perfil metálico, ligações, apoios, chapas de distribuição de cargas no concreto e cabeça do conector usou-se o elemento

elastoplástico SHELL43. Para o corpo dos conectores foram feitas simulações em PIPE20, SHELL43 e BEAM189, devido a uma dificuldade de integração concreto-conector. Conforme já mencionado anteriormente, o concreto também foi simulado em dois tipos de sólidos, devido à dificuldade inerente da simulação de seu comportamento, principalmente, em estado limite último.

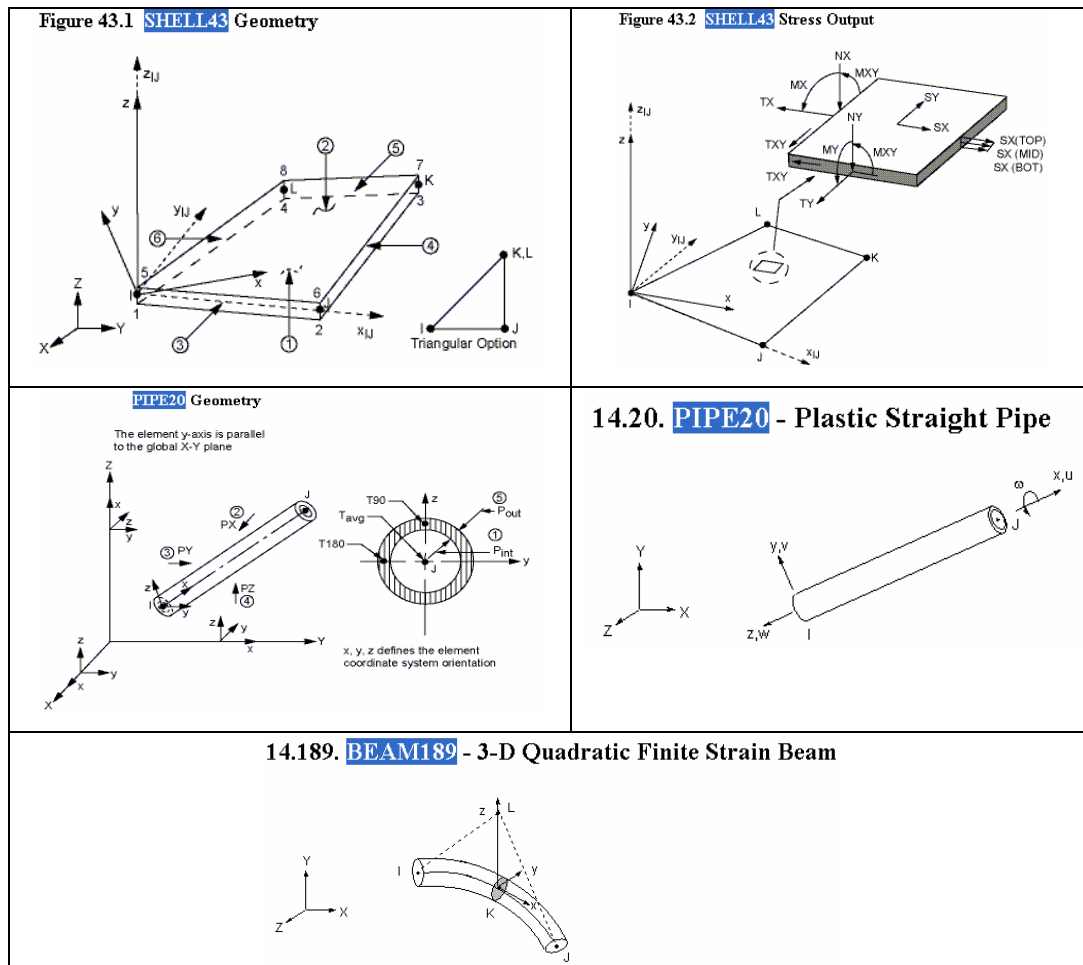


FIGURA 6.2.2 FEM-Elastoplásticos SHELL43, PIPE20 e BEAM189.(Ref: ANSYS)

Aos poucos e de acordo com o tempo disponível para execução destes processamentos, foram sendo acrescentados, passo a passo, implementações nos modelos, na medida que se evoluía dentro do processo. É praticamente impossível e seria muita pretensão esgotar numa dissertação de mestrado toda esta pesquisa, no entanto, um grande esforço foi despendido para, no mínimo, abrir um caminho de investigação do comportamento de pilares mistos com ênfases nas ZICs.

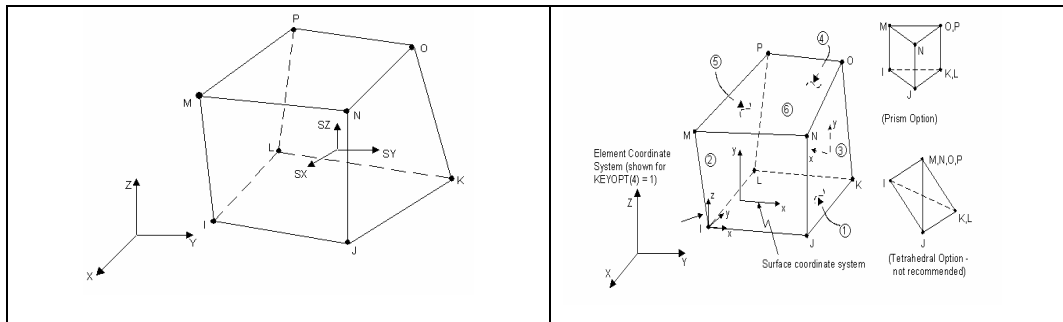


FIGURA 6.2.3 Elemento elastoplástico SOLID45

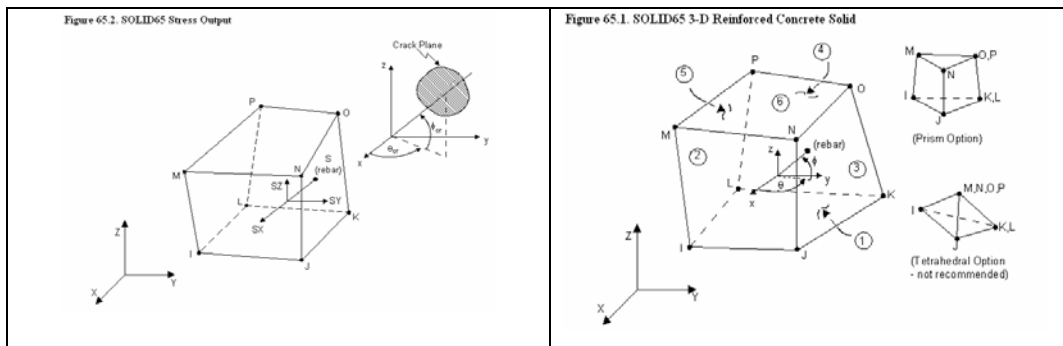


FIGURA 6.2.4 Elemento elastoplástico SOLID65-concreto-(Ref: Ansys)

A necessidade de mais informações sobre o comportamento da ZIC traz grande responsabilidade na construção dos modelos, principalmente, porque foram executados poucos ensaios. Em contrapartida, o cálculo numérico por elementos finitos depende da escolha adequada dos elementos finitos, da confecção de modelos adequados, da qualidade, limitação e confiabilidade do hardware e do software, além, da experiência do programador e de seu conhecimento do software.

Todos os modelos numéricos executados foram desenvolvidos diretamente pelo mestrando, com orientação adequada da concepção do comportamento e indicação geral dos elementos finitos a serem usados. No início, tentou-se uma modelação parametrizada, mas a idéia foi abandonada, visto que o foco era o comportamento específico e que uma montanha de dificuldades de simulações de engenharia teria que ser feita antes de se pensar em parametrizações.

O conceito de modelação mais adequada era mais importante que promover variações que nem sempre são possíveis. A exigência de modelos numéricos realísticos era imperativa diante de certas incertezas iniciais dos ensaios dos modelos experimentais. Estas incertezas são devido às dificuldades encontradas de se controlar todas as variáveis que afetam o problema. Apesar da análise experimental ser a fonte

mais correta para se analisar os comportamentos, a comparação entre análise numérica com os resultados experimentais se reveste de dificuldades, principalmente quando se fazem poucos ensaios (ensaios de exploração). Também, as excentricidades de carga e de curvaturas dos modelos foram de difícil controle devido às condições dos ensaios, além do efeito da temperatura (ensaio ao ar livre externo ao laboratório), obrigando-se a trabalhar sempre com médias que eliminassem estes efeitos, que pudessem descaracterizar resultados devido a cargas aplicadas. Numa aplicação de carga em compressão, até o estado limite último, implica em se conhecer a curvatura e as excentricidades para uma comparação com os resultados numéricos.

Por outro lado para se obter resultados experimentais estatísticos e de controles mais rigorosos, exigiriam investimentos e prazos maiores, fugindo do escopo desta dissertação, mas, se revestiriam de informações mais detalhadas para se construir modelos mais próximos e mais representativos. O termo “mais próximo”, não só se aplica à geometria, mas também, a todas as variáveis de controle dos ensaios.

Para finalizar o que já foi mencionado acima, em qualquer barra comprimida, tem-se excentricidades de aplicação das cargas e curvaturas desta barra, além de que nos casos ensaiados, ao ar livre, em determinados horários, a incidência direta de sol aquecia um lado da mesa do perfil e não como um todo. Isto se deve ao fato de ser um perfil misto parcialmente revestido, portanto, com um efeito isolante de temperatura para a mesa oposta. Para se tentar construir modelos mais realísticos, ou seja, aqueles em que se minimizaria os efeitos indesejáveis de modelos não adequados, houve então a necessidade de uma profunda imersão no aplicativo usado. Ainda assim, muitos processamentos foram desprezados, devido à dificuldade de se chegar ao estado limite último. Um modelo completo, em muito, ultrapassaria a capacidade instalada de hardware e software, levando-se, então, a modelos possíveis, ao invés de modelos ideais, e, de acordo com a experiência adquirida no programa.

6.2.3 Simulação da aderência entre o concreto e aço no modelo F.E.M.

A aderência concreto e aço constitui-se numa dificuldade adicional de modelação. Eliminar a aderência na simulação, se por um lado favorece a segurança por não estarmos contando com a mesma, por outro lado torna a convergência do modelo muito difícil. É também não realístico desconsiderar a aderência, sabendo-a que ela está presente, inclusive no próprio conceito de pilar misto. Num modelo numérico de pilar misto, a simulação da eliminação da aderência faria com que toda a carga no pilar incidente sobre o concreto estivesse ancorada apenas nos conectores e lateralmente pelo perfil metálico. Esse ponto é um dos fatores mais importantes da modelação, conforme se pôde avaliar nos resultados e dificuldades de convergência dos diversos modelos numéricos processados.

Nesta dissertação, a abordagem da aderência foi um dos pontos chaves na comparação entre os vários modelos numéricos e experimentais.

Inicialmente, para se representar as diversas relações entre os nós dos elementos de concreto e os nós dos elementos do perfil metálico, executou-se o comando “couple” do “Ansys”. Este comando foi utilizado para se tentar a liberação da aderência entre o concreto e o aço, mantendo-se apenas o contato entre os mesmos. Na verdade, a aderência foi abordada de duas formas:

- Não aderência com a utilização do comando “COUPLE do ANSYS”.
- Aderência total com utilização do comando “MERGE do ANSYS”.

Foram executados processamentos utilizando-se tanto o SOLID65 quanto SOLID45 para o concreto. Problemas diversos de programação e de resultados surgiram nos inúmeros processamentos executados visando estado limite último. Variou-se de convergências muito lentas, de não convergências, até problemas de “scratch memory”, que até o presente momento está sem solução adequada no Ansys. Muito esforço pessoal foi investido para superar o problema, acarretando um investimento de inúmeras horas e de processamentos para solucionar o problema.

6.3 Superfície de ruptura no espaço de tensões principais

A superfície de ruptura do concreto usada no Ansys, mostrada na FIG. 6.3.1 representa a superfície de ruptura 3-D para estados de tensões que são biaxiais ou aproximadamente biaxiais. Se as mais significantes tensões principais estão nas direções σ_{xp} e σ_{yp} , as três superfícies apresentadas são para σ_{zp} ligeiramente maior que zero, σ_{zp} ligeiramente menor que zero e zero.

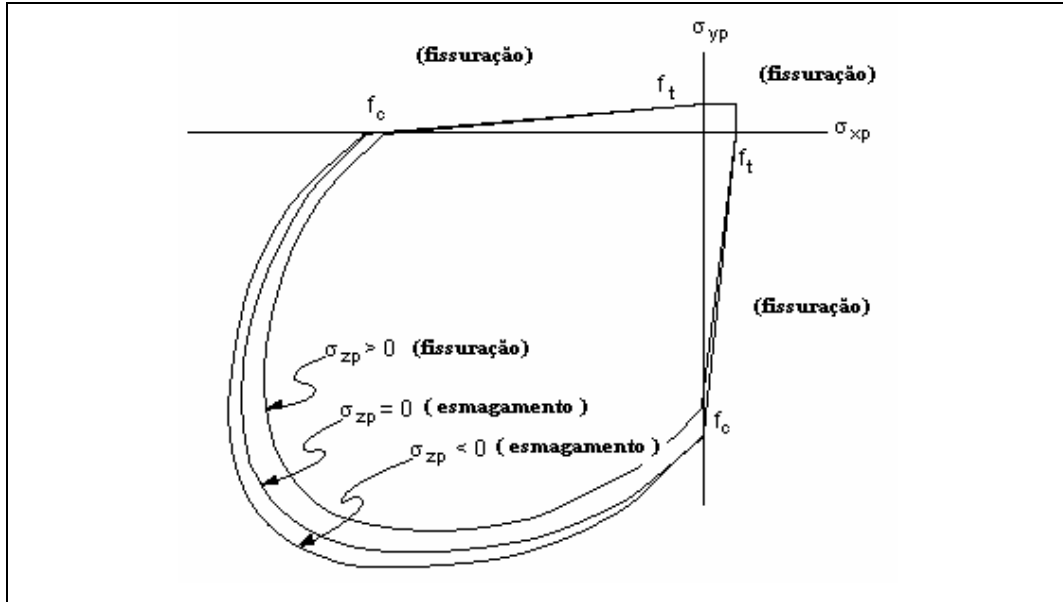


FIGURA 6.3.1 Superfície de ruptura do concreto, no espaço de tensões principais, para estado bi-axiais ou aproximadamente bi-axiais (Ref. Manual teórico do ANSYS).

As três superfícies, mostradas como projeções no plano $\sigma_{xp} - \sigma_{yp}$, são aproximadamente equivalentes e a superfície de ruptura 3-D é contínua, sendo o modo de falha do material uma função do sinal de σ_{zp} .

Como exemplo, se σ_{xp} e σ_{yp} são negativos e σ_{zp} , é ligeiramente positivo, fissuras são esperadas na direção perpendicular a σ_{zp} . Contudo, se σ_{zp} é zero ou ligeiramente negativo, o material é assumido em ruptura por esmagamento.

6.4 Uso de Simetrias

A partir da geometria dos modelos ensaiados, foram executados modelos matemáticos em elementos finitos, tentando-se aproximar o máximo possível do comportamento real dos mesmos. Os modelos numéricos foram executados na escala real, sendo que partes, sem qualquer participação estrutural, não foram modeladas, no

sentido de diminuir a quantidade de elementos finitos. Algumas simplificações estruturais foram executadas nos modelos para tornar viável processá-los com os equipamentos disponíveis (Hardwares) e adequar também à limitação do número de nós da licença de uso.

No sentido de simplificação, pela limitação dos nós versus processo não linear, para se tentar diminuir o tempo de processamento e o processo de convergência dos cálculos, fez-se uso de modelos parciais, modelos em $\frac{1}{4}$ e em $\frac{1}{2}$. A utilização de modelos inteiros exigiriam mais tempo de processamento nos computadores disponíveis, inviabilizando as análises.

6.5 Carregamento, excentricidades de aplicação das cargas, curvaturas, efeito P-delta e convergência.

Outro fator de importância fundamental a ser abordado na análise numérica, para que se possa comparar os resultados numéricos com os ensaios e as formulações teóricas, são as excentricidades de aplicação de cargas e as curvaturas idealizadas. Nos casos abordados, a não-linearidade geométrica foi desprezada por ter pouca influência, mesmo sabendo-se que ela aparece nos ensaios. E nas tabelas se utilizou uma média de deformações dos “strain-gages” do perfil metálico, desaparecendo o efeito do momento fletor. A análise teórica utilizada também trabalha com excentricidades ditas inevitáveis, que são orientadas pelo Eurocode, ou seja, excentricidades em que o efeito p-delta é sempre considerado, mesmo em compressão centrada. No uso de modelos com elementos de fissuração e esmagamento não é aconselhável, no Ansys, a utilização em conjunto, com grandes deslocamentos.

O carregamento aplicado corresponde a uma compressão axial progressiva aplicada ao pilar, sendo o seu valor calculado através do processamento não-linear, através dos processos de convergência. Nos modelos processados, a carga foi aplicada centrada no pilar misto, para se facilitar a análise e, como nos modelos ensaiados, essa excentricidade mostrou-se muito pequena em vista do que se está objetivando tirar da análise numérica. Nos modelos de ligação excêntrica, a excentricidade existente da ligação é muito grande em comparação com quaisquer outras.

Evidentemente, num caso de um pilar com uma grande esbeltez, o efeito p-delta pode ser pronunciado e deve ser considerado na análise numérica, mas isso também é um problema de cálculo de ZNA's, já extensamente estudado e regido pelas normas. O único efeito p-delta importante numa ZIC é a flambagem local, além de uma majoração dos esforços solicitantes atuantes na ZIC, devido aos efeitos das excentricidades. Nessa análise numérica em curso, admite-se que esse problema não ocorre, porque o perfil já contém relações largura-espessura tais, que impedem a instabilidade, e os efeitos p-delta na ZIC são desprezíveis.

Na progressão do carregamento aplicado, a seqüência pode ser interrompida por não convergências ou por se atingir alguma resistência última numérica do pilar, aqui denominada de E.L.U.N.(Estado Limite Último Numérico). Esse valor pode variar de acordo com a instabilidade numérica do modelo, sem relacionamento com o comportamento real. O valor do ELUN pode também corresponder a uma situação que indique um estado limite último real, ou próximo do limite. A seqüência dos passos da aplicação da carga pode tanto ser definida pelo algoritmo interno de cálculo do Ansys, quanto por faixas de aplicação progressiva de cargas. Na utilização dos elementos de fissuração e esmagamento do concreto, nos modelos com Solid65, o mecanismo de comportamento em estado limite último se inicia com fissuração e depois esmagamento do concreto. Nessa progressão, as fissuras abrem e fecham, sendo que os coeficientes de atrito internos das fissuras podem estabilizá-las, assim como uma série de fissuras pode induzir à instabilidade. Após a estabilidade em fissuração, seguida de esmagamento, pode ocorrer o escoamento do aço e depois o esmagamento do concreto. A inclusão da plasticidade se faz com os comandos BISO (Bi-linear isotrópico) ou MISO (Multilinear Isotrópico).

Deve-se ter sempre em mente que algum efeito local numa ZIC numérica pode promover uma ruptura numérica antecipada, dando lugar a um ELUN, menor que o previsto nas ZNA's pelo processo aproximado do EC-4 (EUROCODE 4).

Na aplicação da carga na ZIC superior, mostrada na FIG. 6.2.1a, usou-se uma chapa de distribuição de cargas locais no concreto, para se evitar algum E.L.U.N na região, por esmagamento local do concreto.

6.5.1 Concreto, armaduras longitudinais e estribos

Durante muitos anos o método de análise e projeto de estruturas de concreto eram baseados em análise elástica combinada através de vários procedimentos clássicos, bem como de fórmulas empíricas desenvolvidas na base de grande quantidade de dados experimentais. Os procedimentos são válidos ainda e são os mais usados para dimensionamentos normais. Com o desenvolvimento dos computadores, tem-se tentado modelar o concreto através de elementos sólidos que podem incorporar ou não uma teoria plástica para não metais. Tem-se tentado criar elementos com fissuração e ruptura também. Embora os elementos sejam sofisticados e contenham evoluções, os elementos disponíveis até agora ainda não conseguem simular fielmente os diversos comportamentos do concreto armado. Nesta dissertação teve-se oportunidade de se avaliar alguns comportamentos não retratáveis pelo modelo numérico.

1-Um deles é o efeito estabilizante que o estribo provoca, embebido no concreto, principalmente no ponto de dobramento da armadura. No Ansys a armadura é distribuída e, além disso, não é capaz de absorver cisalhamento.

2- Outro problema fundamental é a questão do confinamento do concreto na ZIC, e na região de interface concreto-conector, provavelmente um dos mais importantes na validação das análises numéricas de estruturas mistas, com objetivo de se detectar o estado limite último numérico compatível com o comportamento real.

No Ansys os critérios usados de ruptura e plasticidade do concreto são os de Willam-Warnke, ou o de Drucker Prager.

3- A abordagem da aderência tem também uma grande influência e é de difícil modelamento. Conforme já se comentou, o programa Ansys trabalha com armadura distribuída, em forma de taxas de volume de armadura pelo volume do concreto. Nos casos processados, o E.LU.N. pode ser melhorado com maiores taxas de armaduras, mesmo que irreais, algumas vezes ajudando a melhorar o comportamento do concreto numérico em relação ao concreto real. Na simulação do concreto no Ansys, quando se utiliza o elemento Solid65, este elemento simula fissurações e esmagamentos durante o processamento. Estas fissuras podem se abrir ou fechar durante o carregamento, procurando-se uma convergência. Os coeficientes de atritos de fissuras abertas e fechadas são dados de entrada, ao lado da resistência à tração e do f_{ck} . Todos esses dados de entrada são usados pela formulação interna do programa Ansys para a

avaliação da integridade do concreto através das tensões tridimensionais. A grande dificuldade, porém, de se usar o elemento Solid65 é o problema da convergência dos processos numéricos e o comportamento numérico do concreto para a equivalência com o comportamento real. Pelos ensaios executados, pudemos comprovar que a armadura diluída pode apresentar um comportamento diferente do real nos casos de esforços locais no concreto, sendo que nos casos ensaiados, o ELUN é inferior aos valores observados nos ensaios. O efeito do confinamento, embora automaticamente considerado, dado o próprio comportamento tri-dimensional de tensões, se encarrega de considerar esse efeito através da superfície de ruptura, não retratando a realidade pela discretização, necessitar-se-ia, no mínimo, uma discretização com malhas muito finas para se tentar captar este efeito de confinamento na região dos conectores.

6.5.2 Conectores

A simulação do comportamento de um sistema misto passa indiscutivelmente pela abordagem do conector. A escolha correta de elementos finitos para esses elementos e uma modelação adequada são a chave para um processamento representativo. O grande problema reside na modelação para que a tensão de contato possa ter valores altos, tendo-se em vista a existência do confinamento.

No início dos processamentos foram usados os elementos PIPE20, visto que possuem capacidade plástica e comportamento 3D, bastando para isto calcular a espessura de parede e diâmetro que proporcionem inércia equivalente ao conector usado nos ensaios. Posteriormente, foi testado outro tipo de elemento para se comparar os resultados. O BEAM189 foi então usado, mas não se observaram grandes diferenças, mesmo porque, independente das características de cada elemento, o grande problema vai sempre se situar na simulação da tensão de contato para o concreto confinado. O problema do PIPE20 é que o mesmo pode apresentar maior flexibilidade, dependendo da relação diâmetro / espessura. Corrigido esse fato, em face do enorme problema da tensão de contato, continuou-se usando um ou outro elemento. Talvez mais processamentos possam indicar alguma diferença significativa ainda não observada.

6.6 Modelos em elementos finitos(FEM)

6.6.1 Modelos para Estados limites últimos x Estados limites de serviço

Nesta dissertação está se procurando construir e executar modelos para serem processados até o E.LU.N.(Estados Limites Últimos Numéricos), compatíveis com os ensaios. Espera-se que os valores processados também possam servir para o estado limite de serviços de ZIC's. Tenta-se a aproximação, dentro de certos valores, dos resultados dos modelos ensaiados.

Construir modelos elásticos lineares é uma tarefa bem mais fácil do que executar modelos para análises não lineares plásticas, e a análise de estados limites últimos se reveste de uma dificuldade ainda bem maior.

Quando esses modelos incluem materiais diferentes, com diferentes métodos de avaliação de sua integridade estrutural, com não linearidades físicas, o problema se torna ainda maior. Dificuldades enormes foram encontradas esperando-se poder contribuir com os resultados encontrados.

De uma maneira geral, uma análise não-linear, utilizando-se elementos de fissuração e esmagamento no Ansys, é muito sensível em função dos dados fornecidos, principalmente para os dados do concreto. Além daqueles valores usuais dos ensaios normais de compressão uniaxiais do concreto, devem ser também fornecidas as taxas de armaduras distribuídas e os coeficientes de atrito de fissuras abertas e fechadas, sendo que as fissuras podem se abrir e fechar durante o processamento numérico do pilar.

Nos modelos para estados limites de serviço, simulações de fissuração e de ruptura do concreto podem ser mais simples, desde que as tensões de tração e os esmagamentos sejam controladas pelos resultados da deformação, ou seja, os resultados válidos tem que se situar dentro dos limites de deformações aceitáveis, desprezando-se os demais resultados daí para frente. Isto pode ser realizado com o uso dos elementos como SOLID45 onde o concreto é simulado como um aço fraco. Nesse caso, a ruptura por compressão é considerada como um escoamento do aço fraco e a fissuração é avaliada pela observação e pelos estados de tensões, usando os critérios de ruptura por tensões tridimensionais estudadas no CAP. 2 desta dissertação e da superfície de ruptura mostrada no item 6.3 deste capítulo. Uma outra possibilidade surgida foi a utilização de elementos SOLID65, usando-se simultaneamente tanto as capacidades de fissuração e de esmagamento assim como a retirada a capacidade de esmagamento, deixando-se apenas a de fissuração. Essas alternativas de uso simultâneo ou isolado da fissuração e

esmagamento foram utilizadas para se tentar resolver problemas de dificuldade de convergência para se chegar ao estado limite último ou mesmo próximo aos valores encontrados nos ensaios.

Os processamentos executados com SOLID65, que não atingiram um estado limite último compatível com os ensaios poderiam ser utilizados nos estados limites de serviço, adotando-se coeficientes de segurança compatíveis.

Para o aço, em qualquer dos casos, a consideração se enquadra nas regras de encruamento mencionadas no CAP.2 com a conseqüente consideração ou não do efeito Bauschinger. Além disso, deve-se determinar o critério de escoamento utilizado, já que, diferentemente do concreto, o aço apenas escoar e depois encruar até a ruptura, controlando-se tão somente o valor das deformações plásticas.

De uma maneira geral os modelos com concreto discretizado em elementos de SOLID45 podem se destinar ao estado limite de serviço e os modelos com concreto discretizado em elementos de SOLID65 deveriam se destinar ao estado limite último.

Resumindo o que foi dito acima, tanto em um, como em outro caso, dependendo da abordagem e do acompanhamento do processo, pode-se também utilizar o processamento em Solid45 para o estado limite último. Para isto, o pilar deve estar em compressão centrada e fazendo-se o acompanhamento do estado de tensões tridimensionais para se ter a fissuração e deformações sob controle. Já os processamentos em Solid65 poderiam servir também, tanto para estado limite de serviço, naqueles processamentos em que não se chegou ao estado limite último por problemas numéricos, ou mesmo, identificar os estados limites últimos numéricos(E.L.U.N.), desde que os processos de convergência permitam que se chegue naquele limite.

6.6.2 Características específicas dos modelos em elementos finitos

Devido ao fato de que os modelos ensaiados são de pilares parcialmente revestidos, a análise numérica concentrar-se-á nesses tipos de pilares, embora o método de investigação de comportamento seja aplicado a outros tipos de pilares.

A TAB. 6.6.1 contém as características principais dos modelos processados, e a FIG. 6.6.1 mostra uma seqüência de modelos geométricos: modelo real, modelo geométrico para elementos finitos, modelo em situação no ensaio.

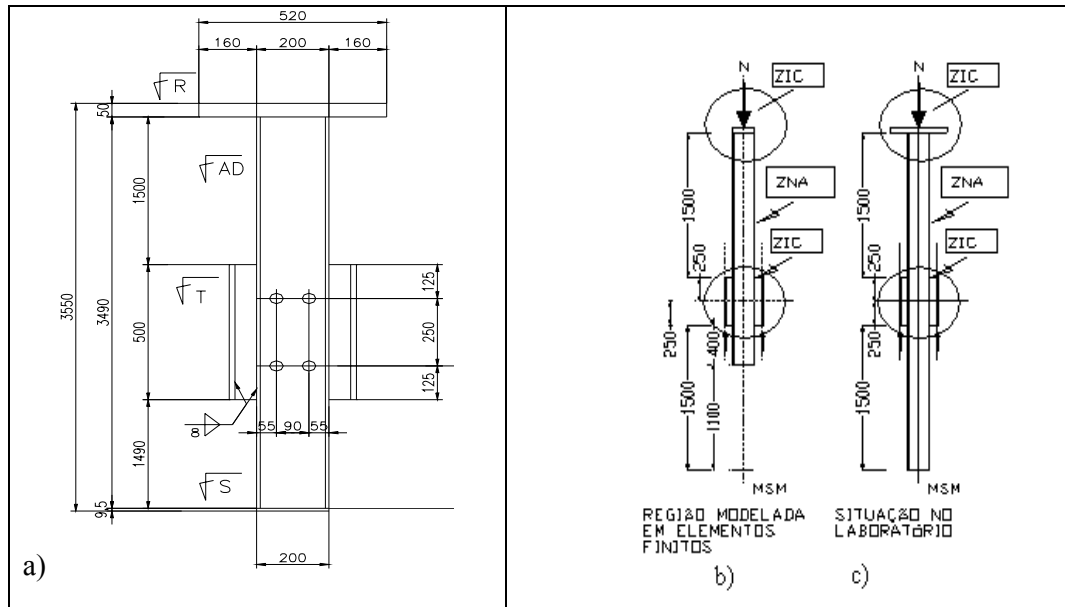


FIGURA 6.6.1. Modelo geométrico MSM: a) Projeto, b) modelo para FEM, c) modelo geométrico correspondente ao ensaio experimental.

A FIG. 6.6.2 mostra os modelos MSM e MAM em elementos finitos, construídos com os dados geométricos contidos na FIG. 6.6.1. O modelo MAM foi construído com a retirada de um apoio, ou melhor, com apenas uma ligação na mesa do perfil. A FIG. 6.6.3 mostra as armaduras e a seção transversal do pilar misto a ser modelado e a TAB. 6.6.1 mostra os valores destas armaduras distribuídas que serão usadas.

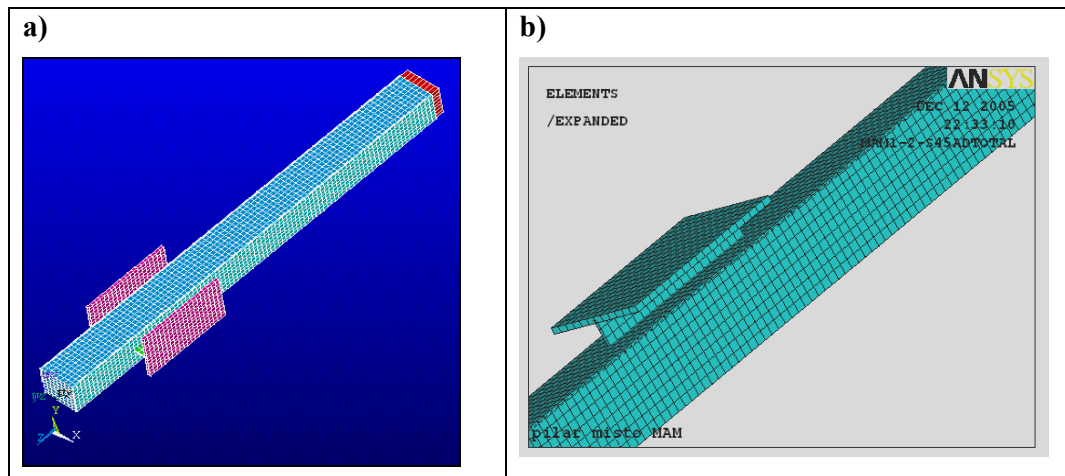


FIGURA 6.6.2 a) MSM , b) MAM, discretizados em FEM.

As TABs. 6.6.1 a 6.6.5 contém informações necessárias, relativas aos materiais componentes e geometria, para a criação dos modelos FEM dos pilares mistos numéricos, assim como, dados dos modelos executados.

TABELA 6.6.2 Dados dos modelos FEM.(cont.)

Carregamento incremental até convergência através de chapa superior espessa (50-100mm) para distribuir a pressão na ZIC superior.
Utilização de simetria sempre que possível.
Elementos de fissuração e esmagamento, armaduras expressas em taxas/volume

TABELA 6.6.3 Propriedades físicas e curva $\sigma \times \varepsilon$ do concreto

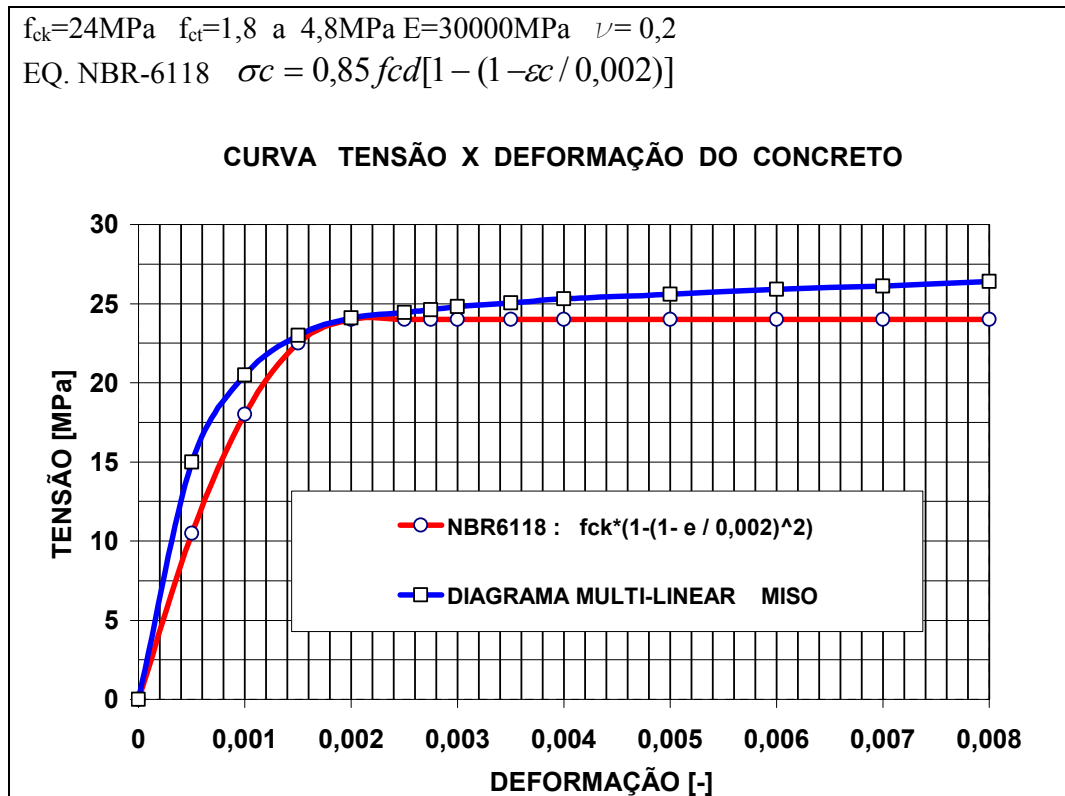


TABELA 6.6.4a Propriedades físicas dos metais componentes-Encruamento linear.

Materiais metálicos com encruamento isotrópico e “rate independent”.	
- Perfil metálico e chapas	- $f_y = 310\text{MPa}$ $E=205000\text{MPa}$ - $E_t = 20500\text{MPa}$
- Conector	- $f_y = 415\text{MPa}$ $E=205000\text{MPa}$ - $E_t = 20500\text{MPa}$
- Armaduras	- $f_y = 500\text{MPa}$ $E=205000\text{MPa}$ - $E_t = 20500\text{MPa}$

TABELA 6.6.4b Curva $\sigma \times \varepsilon$ dos materiais componentes.

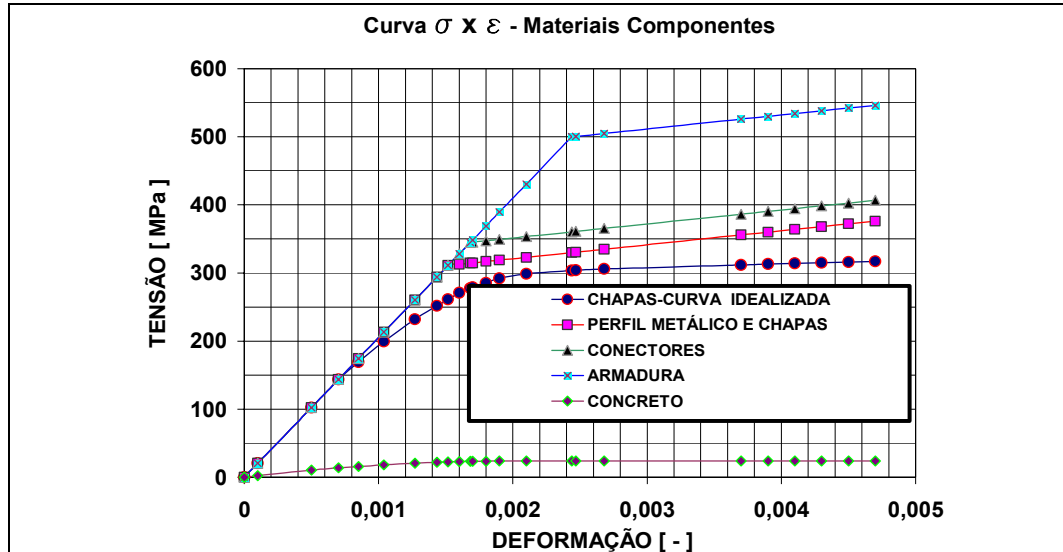


TABELA 6.6.4c Curva $\sigma \times \varepsilon$ normalizada.

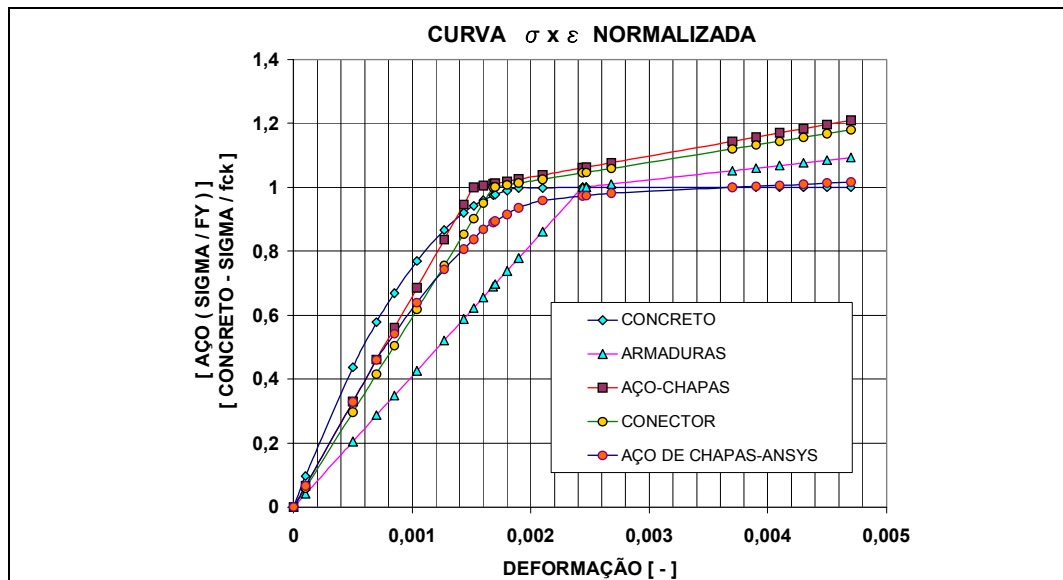


TABELA 6.6.5 Critérios de plasticidade e de falha dos materiais componentes.

Elementos com trecho inicialmente linear-elástico, depois com diagrama multilinear, ou bilinear, considerando o material inelástico com “rate independent, isotropic hardening plasticity, Mises plasticity multilinear or bi-linear”, disponíveis no Ansys.	
Materiais envolvidos	Critério de falha
Aço em Shell43 e concreto em Solid45	von Mises
Concreto em Solid65 - elementos de fissuração e esmagamento	Willam Warnke

As FIG's. 6.6.4 e 6.6.5 mostram mais detalhes dos modelos construídos e processados com os dados fornecidos nas TABs. 6.6.1 a 6.6.5 e parágrafos anteriores.

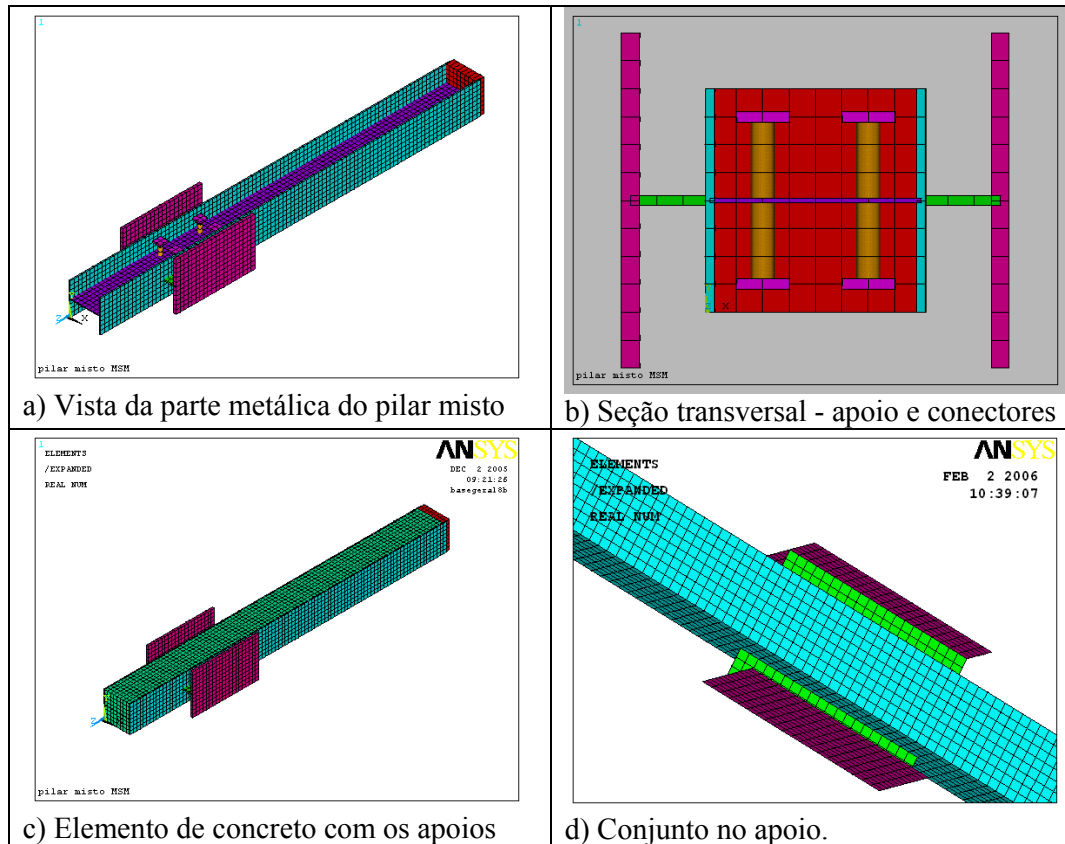


FIGURA 6.6.4 MSM-FEM-detalhes.

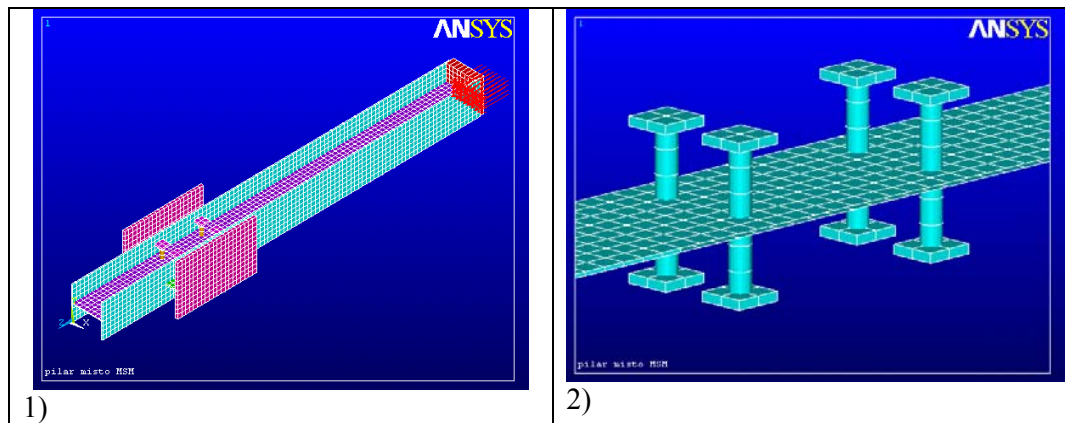


FIGURA 6.6.5 Vistas do modelo FEM MSM. 1-Carga aplicada; 2- Conectores na alma

6.7 Modelos MSM e MAM - processamentos executados-comentários.

Os pilares MSM e MAM são aqueles que possuem ligações, em ambos os lados, e em um só lado da mesa do perfil misto, respectivamente. Conforme já mencionado

anteriormente, esses modelos foram analisados numericamente usando-se o aplicativo ANSYS, numa análise não linear física, incluindo plasticidade com elementos de aço e concreto conjugados.

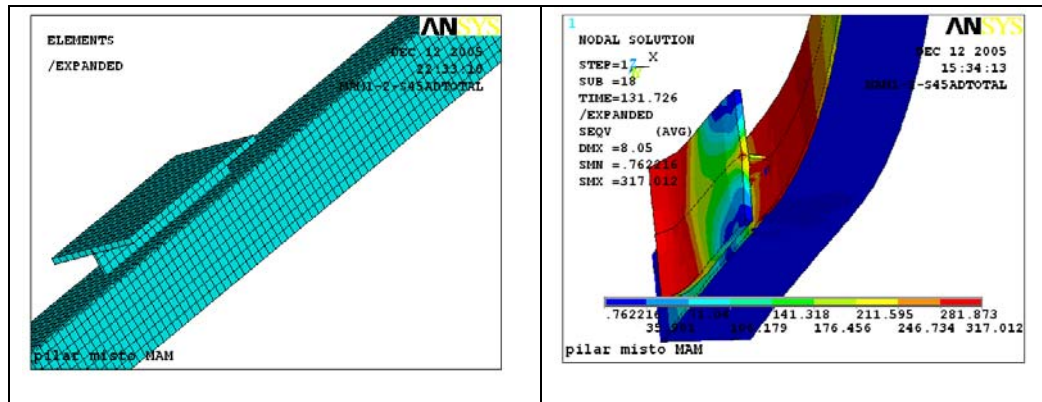


FIGURA 6.7.1 MAM-FEM-Modelo e processamento.

A análise dos modelos foi executada com diversas simulações, onde alguns resultados estão sendo mostrados nas folhas seguintes. O concreto foi processado com elementos de Solid45 e Solid65 do Ansys. Os dois elementos têm comportamento plástico, sendo que o Solid 65 possui capacidade de fissuração e esmagamento. Seria impossível colocar aqui todas as simulações executadas. Durante o processamento, conforme já mencionado, ocorreram várias dificuldades relativas ao uso do elemento Solid65, na busca de se obter resultados que pudessem ser comparados aos ensaios e cálculos teóricos executados no CAP. 4.0. A diversidade de variáveis se fez presente durante todo o processamento. O tempo de processamento de alguns modelos foi bastante extenso, principalmente devido ao processo de convergência da fissuração e esmagamento do concreto.

Os modelos processados em Solid45 convergiram com mais facilidade. Já os modelos executados com Solid65 dependem de variáveis tais como: taxas de armaduras, atritos internos de fissuras. A conjugação dessas variáveis dá lugar a uma infinidade de processamentos, que fogem ao objetivo desta dissertação. Mesmo assim foram executados inúmeros modelos, com processos de convergência variáveis, dependendo das variáveis do SOLID-65 e também das características dos modelos não lineares.

Na FIG. 6.7.1 até FIG. 6.7.4 são mostrados os dois tipos de pilares mistos modelados em elementos finitos, forma de apresentação gráfica de resultados de tensões, fissurações e esmagamentos, e ainda, a localização correspondente de “strain-gages” da análise experimental.

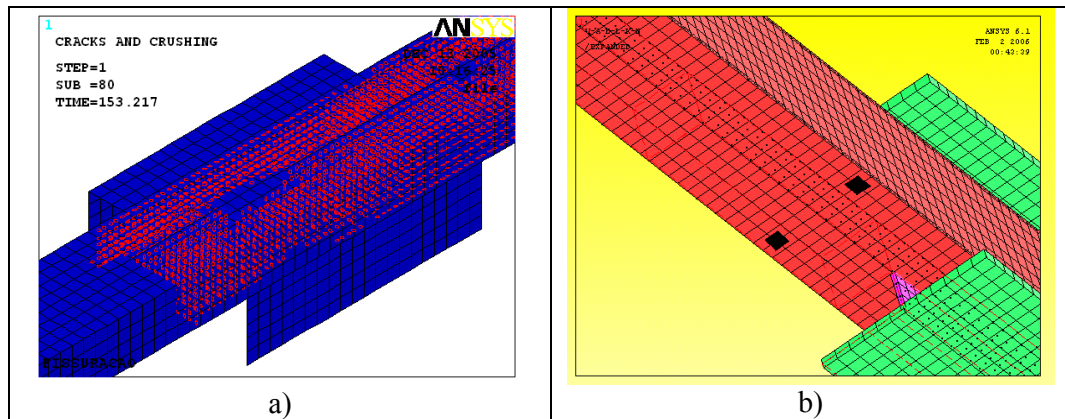


FIGURA 6.7.2 a)MSM FEM-Fissuração e esmagamento. b) MSM FEM “strain-gages”.

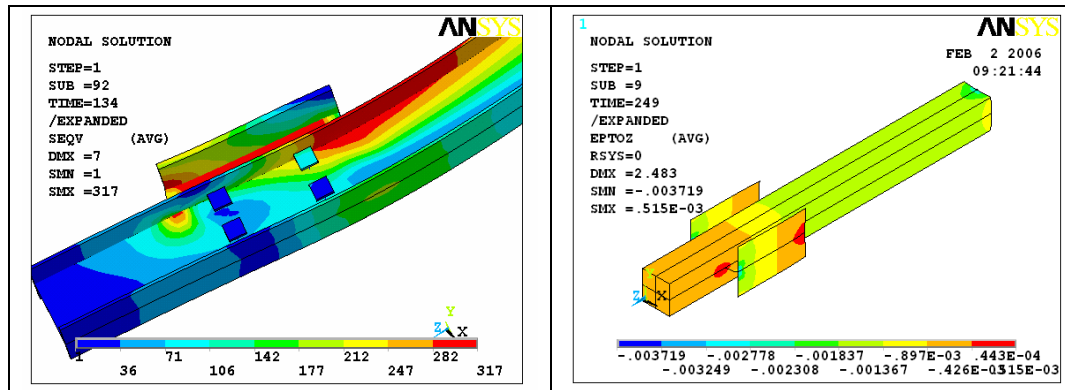


FIGURA 6.7.3 MAM e MSM processados em FEM.

6.8 Modelos MSM em SOLID 45

Foram processadas inúmeras situações diferentes, e apresentados os processamentos abaixo:

P-001 = Processamento 001 – Concreto em Solid-45.– MISO -com aderência.
 - Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO
 ELUN=253t

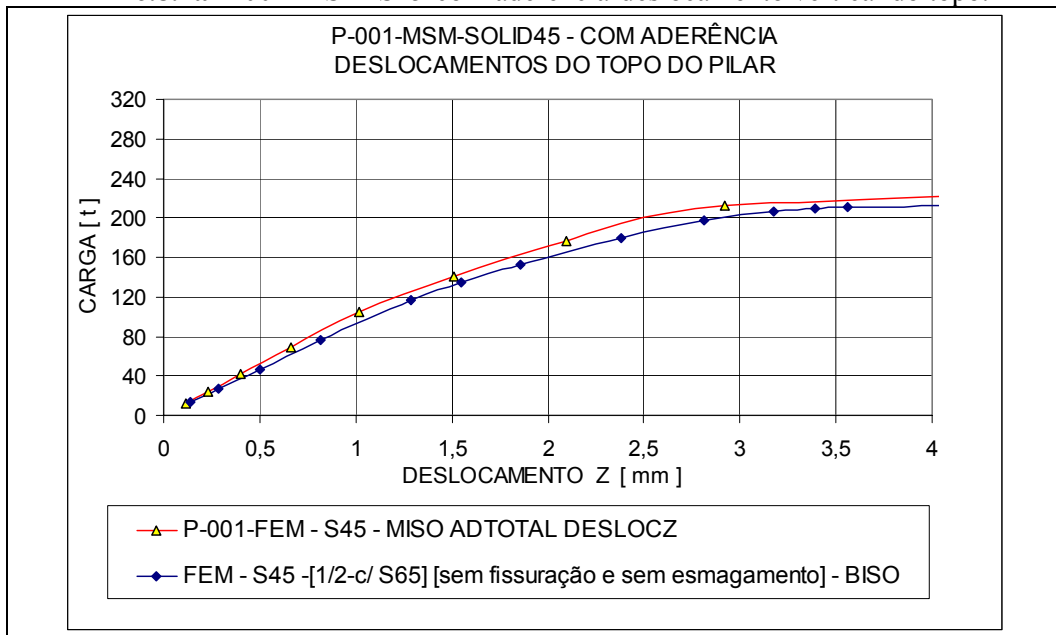
P-002 = Processamento 002 – Concreto em Solid-45 .– MISO -. sem aderência.
 - Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO
 ELUN=205t

6.8.1 Resultados do processamento P-001 [MSM-Solid-45 com aderência].

Os gráficos das TABs. 6.8.1a, 6.8.1b mostram os resultados do processamento P-001 do modelo MSM, em SOLID 45, com aderência total entre aço e concreto. O modelo em SOLID-45, com aderência total apresentou ELUN em 253t.

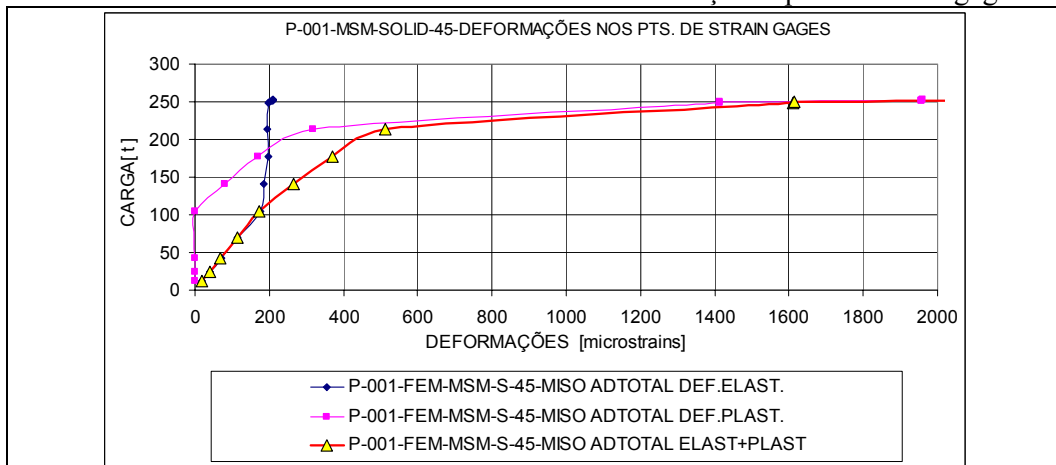
Os gráficos da TAB. 6.8.1a apresentam os valores dos deslocamentos no topo do perfil metálico para o P-001. Foi também incluído neste gráfico uma simulação de processamento executado com modelo metade(1/2), usando-se o S65 com esmagamento e fissuração desligados.

TABELA 6.8.1a P-001-MSM-S45-com aderência-deslocamento vertical do topo.



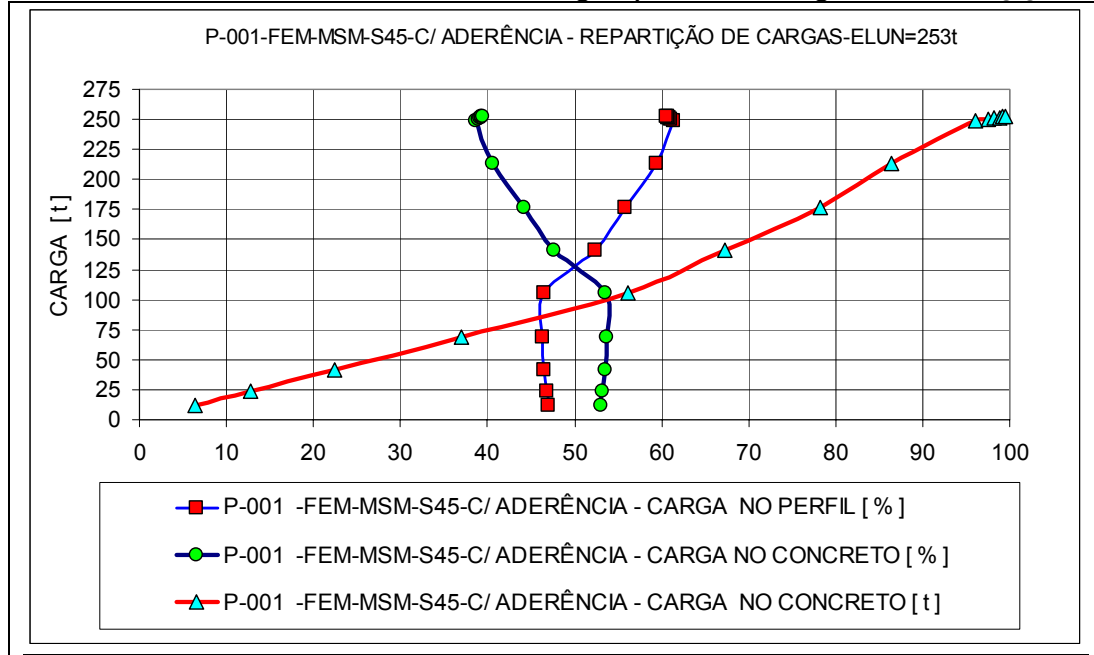
Na TAB. 6.8.1b, o gráfico das deformações nos pontos de “strain-gages” para o P-001.

TABELA 6.8.1b P-001-MSM-S45 - c\ aderência-deformações - pts de “strain-gage”.



Nos gráficos da TAB. 6.8.1c, a carga no concreto e os quinhões de cargas na ZNA do perfil misto, para o P-001, nos pontos de “strain-gages”.

TABELA 6.8.1c P-001-MSM-S45-c\ ader.-cargas-quinhões de carga-ZNA-“strain-gages”



6.8.2 Resultados do processamento P-002[MSM-Solid-45 sem aderência].

Nesse modelo eliminou-se toda a aderência entre perfil metálico e concreto. Apenas a contenção lateral pelo contato se mantém. Nessa simulação, o conector transmite toda a carga do concreto para a alma do perfil metálico.

Os modelos em Solid-45 apenas simulam o concreto como um aço fraco, sem fissuração e sem esmagamento, no caso, com plasticidade de von Mises incluída. Do contrário o concreto simulado, sem plasticidade de von Mises incluída, trabalharia linearmente.

O modelo em Solid-45 é um passo inicial para se utilizar o Solid-65, que foi concebido para incorporar capacidade de fissuração e esmagamento. O elemento em Solid-45, embora não simule adequadamente o concreto, pode conduzir a resultados satisfatórios, devido a estados de compressão predominantes, onde a fissuração e esmagamento podem ter seus valores monitorados.

Os gráficos das TABs. 6.8.2a e 6.8.2b do processamento P-002, mostram o deslocamento vertical do topo do pilar misto e as deformações na ZNA (pontos de “strain-gages” extensômetros elétricos), respectivamente.

TABELA 6.8.2a MSM-P-002-S-45 sem aderência- deslocamento vertical do topo.

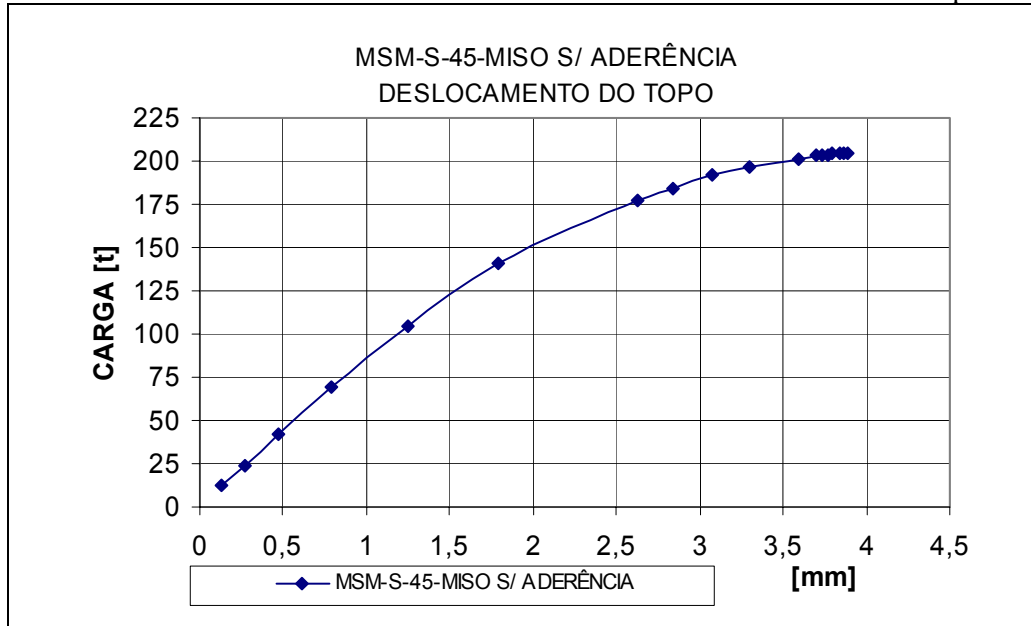
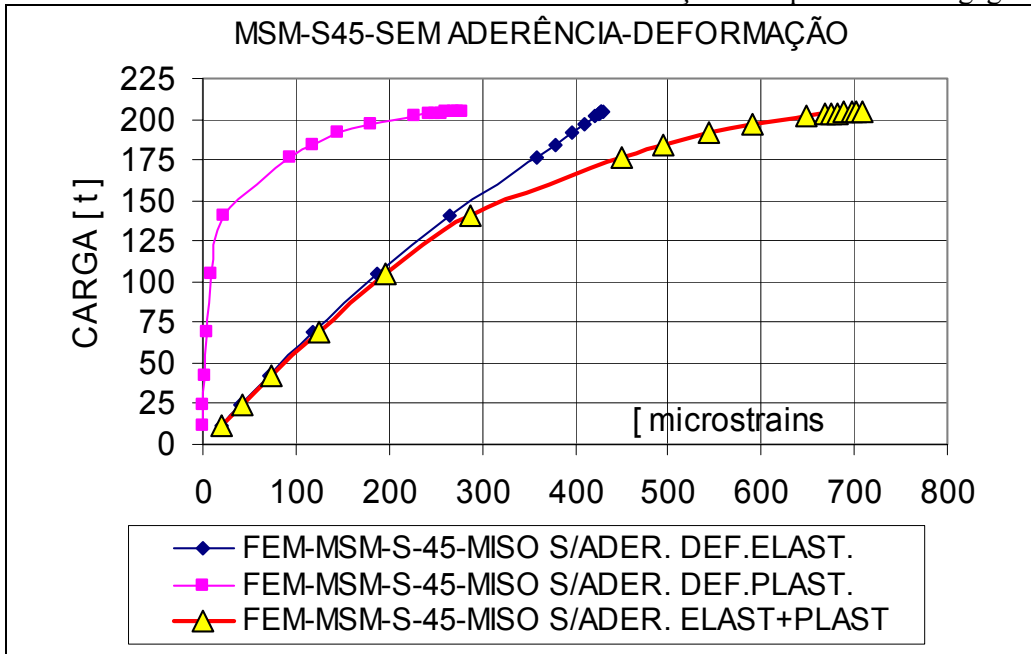


TABELA 6.8.2b P-002-MSM-S45-s/ aderência-deformações nos pts de “strain-gages”



Nos gráficos da TAB.6.8.2c, momentos fletores e esforços na base dos conectores. São também mostrados os quinhões de cargas entre o concreto e o perfil.

As figuras da TAB.6.8.2.d mostram o comportamento dos conectores. Os conectores absorveram a mesma carga. Os diagramas de cortantes, momentos fletores, as tensões de von Mises e o aspecto da linha elástica dos conectores são apresentados.

TABELA 6.8.2c P-002-MSM-S45-s/ader.,momento fletor e esforços-quinhões de carga

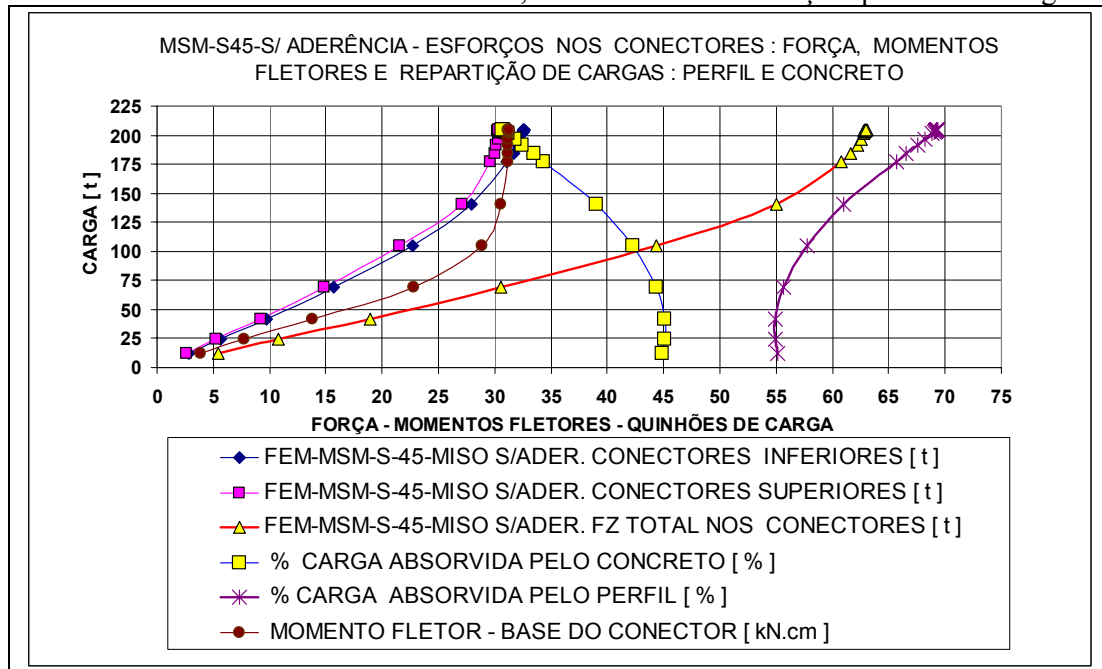
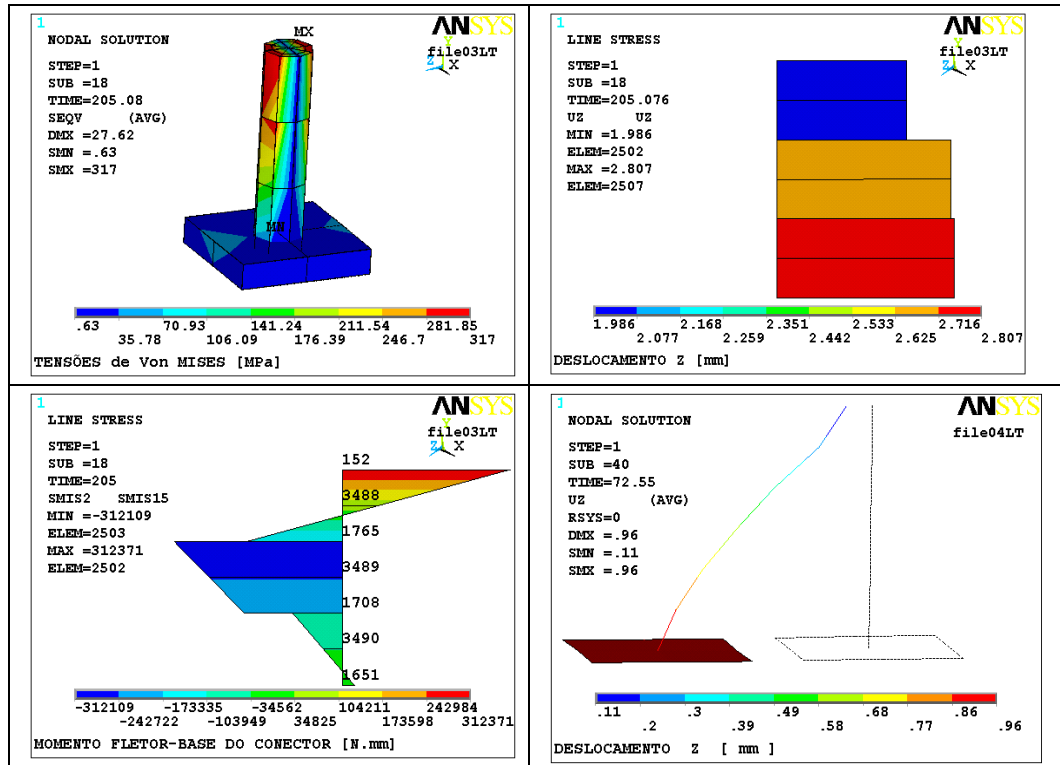


TABELA 6.8.2d P-002-MSM-S45-s/ ader-tensões-mom.fletor-deslocamentos-conector



6.9 Modelos MSM em SOLID65

Foram processadas inúmeras situações diferentes, e apresentados alguns dos processamentos.

P-003 = Processamento 003 – Concreto em Solid-65.– sem aderência.

Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO

Armadura distribuída – BISO- ELUN= 72,5t

P-004SE= Processamento 004 – Concreto em Solid-65 – sem aderência.-desabilitado o esmagamento(SE)

Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO

Armadura distribuída – BISO ELUN = 199t.

P-005 = Processamento 005 – Concreto em Solid-65.– com aderência.

- Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO

- Armadura distribuída – BISO- ELUN = 96t

P-006SE = Processamento 006 – Concreto em Solid-65 – com aderência.- desabilitado o esmagamento.

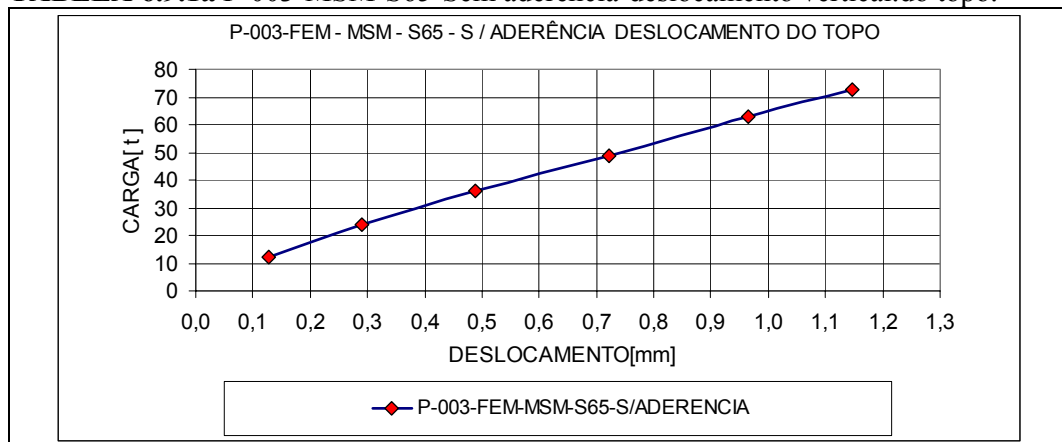
Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO

- Armadura distribuída – BISO- ELUN =281t

6.9.1 Resultados do processamento P-003[MSM-Solid-65 sem aderência].

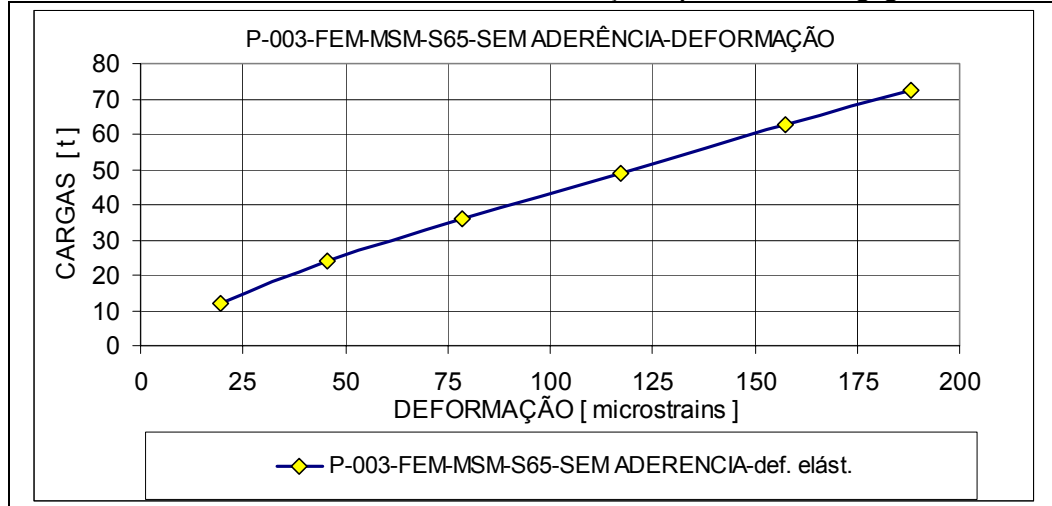
Os gráficos das TABs. 6.9.1a e 6.9.1b mostram os resultados do processamento modelo MSM, em SOLID 65, sem aderência. No processamento P-003, usou-se elementos de fissuração e esmagamento para simular o concreto. Esse processamento apresentou problemas de convergência e processou até um ELUN = 72,5t.

TABELA 6.9.1a P-003-MSM-S65-Sem aderência-deslocamento vertical.do topo.



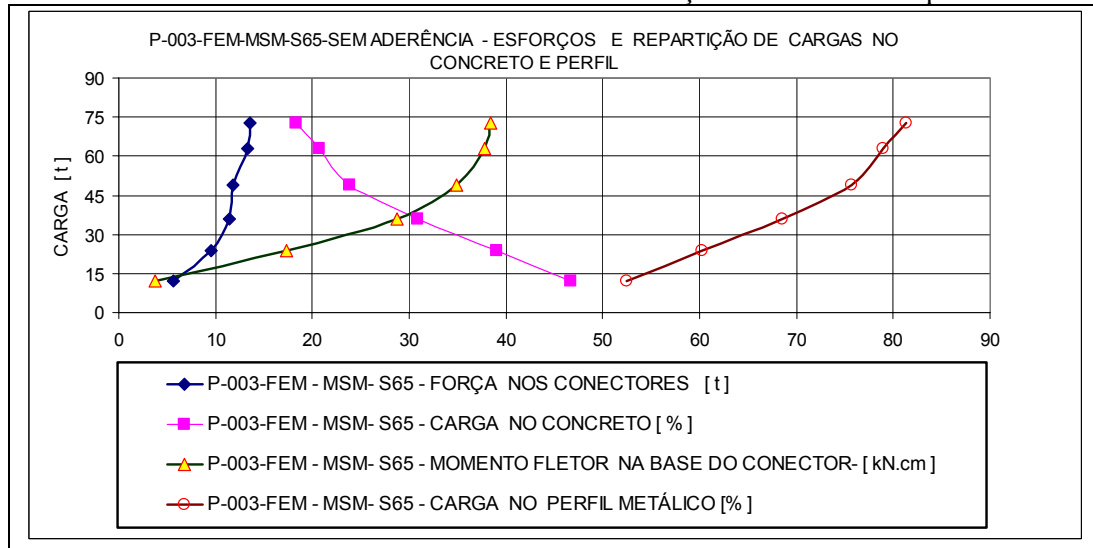
A TAB. 6.9.1b apresenta os valores das deformações nos pontos equivalentes dos “strain-gages” no perfil metálico.

TABELA 6.9.1b MSM-P-003-S65-ZNA-deformações -pts. de “strain-gages”.



Os gráficos da TAB. 6.9.1c apresentam os resultados do processamento P-003, na região dos conectores. Nele estão incluídos os esforços cortantes e momentos fletores na base dos conectores, ao longo do processo de carregamento.

TABELA 6.9.1c MSM-P-003-S65-sem aderência-esforços nos conectores-quinhões..



Nas FIGs. da TAB 6.9.1d e 6.9.1e são mostrados os resultados do processamento P-003: tensões de von Mises, deslocamentos e cortantes nos conectores, para P=72,5t.

TABELA 6.9.1d MSM-P-003-S65 s/ aderência-conectores-tensões-deslocamentos-73t.

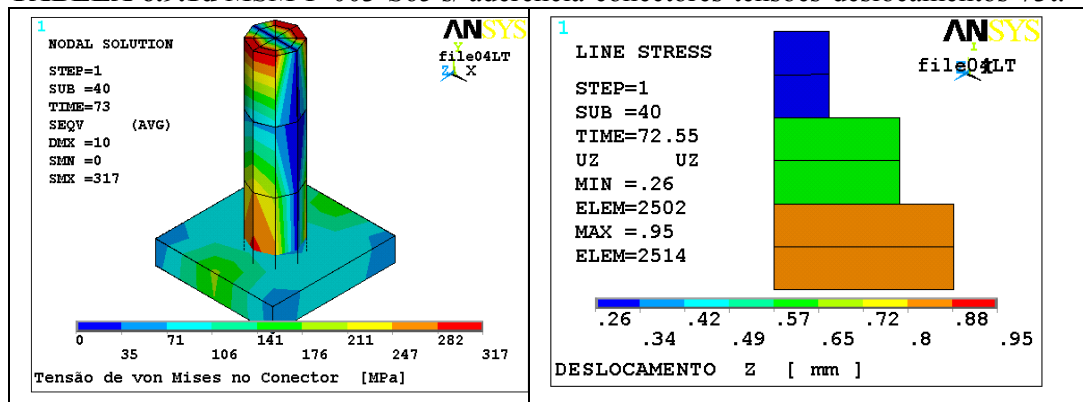
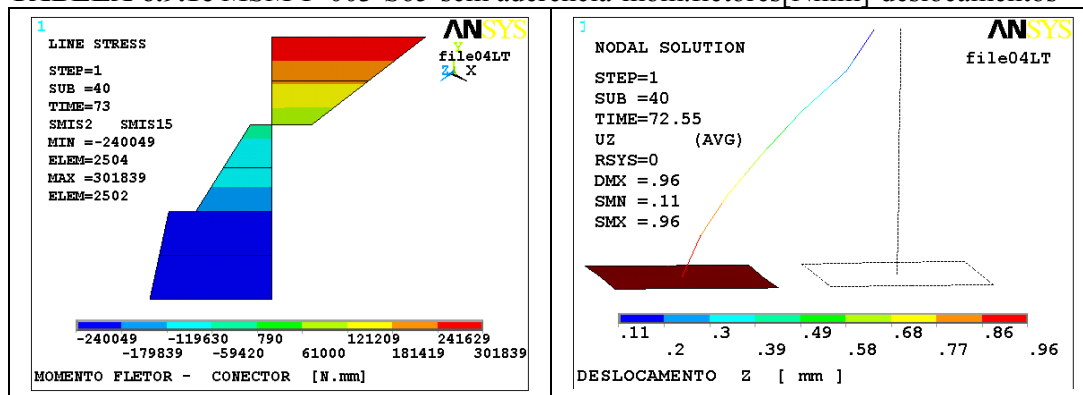
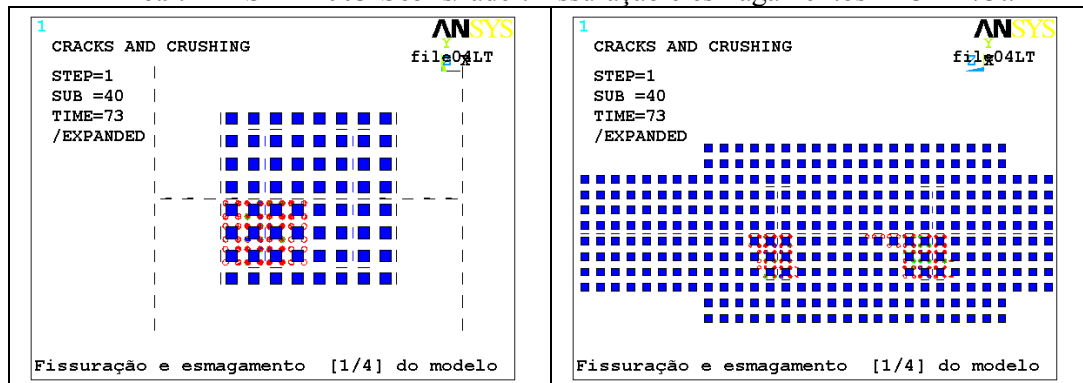


TABELA 6.9.1e MSM-P-003-S65-sem aderência-mom.fletores[Nmm]-deslocamentos



Nas FIGs. da TAB 6.9.1f, as fissurações e esmagamentos na ZIC do P-003. O esmagamento em torno dos conectores, pode ter causado a instabilidade numérica, fazendo que o ELUN não passasse de 73t.

TABELA 6.9.1f MSM-P-003-S65-s/ ader.-fissuração e esmagamentos-ZIC-P=73t.



6.9.2 Resultados do processamento P-004SE[MSM-Solid-65 sem aderência].

Os gráficos das TABS. 6.9.2a e 6.9.2b mostram o deslocamento vertical do topo do pilar misto e as deformações, nos pontos de “ strain-gages”, respectivamente.

Nesse modelo eliminou-se toda a aderência entre perfil metálico e concreto. Apenas a contenção lateral pelo contato se mantém, portanto, o conector transmite toda a carga do concreto. No processamento P-004SE, que utiliza o mesmo modelo do P-003, foi desabilitado o esmagamento do concreto, porém, mantendo-se a capacidade de fissuração. Esse modelo apresentou um ELUN = 199 t. O limite de deformação do concreto deve ser sempre avaliado na análise dos dados de saída.

TABELA 6.9.2a P-004SE-MSM-S-65 -sem aderência-deslocamentos no topo.

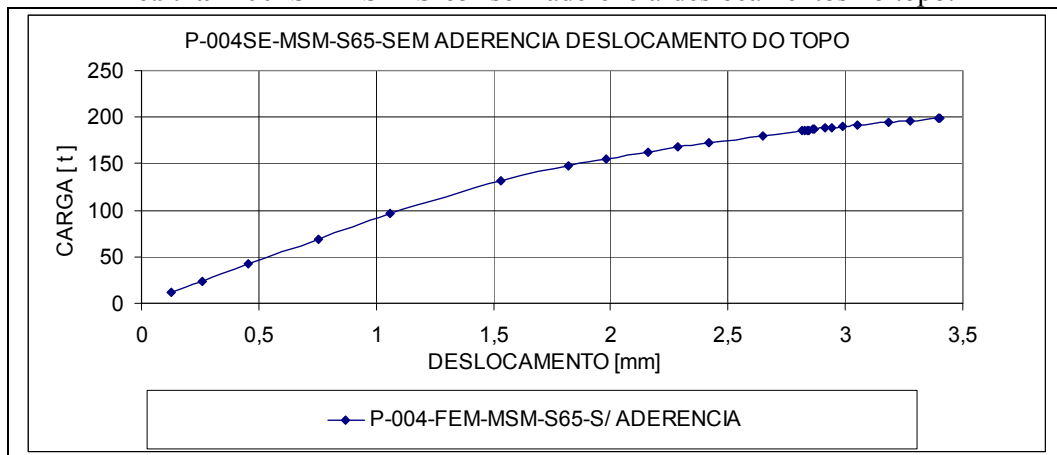
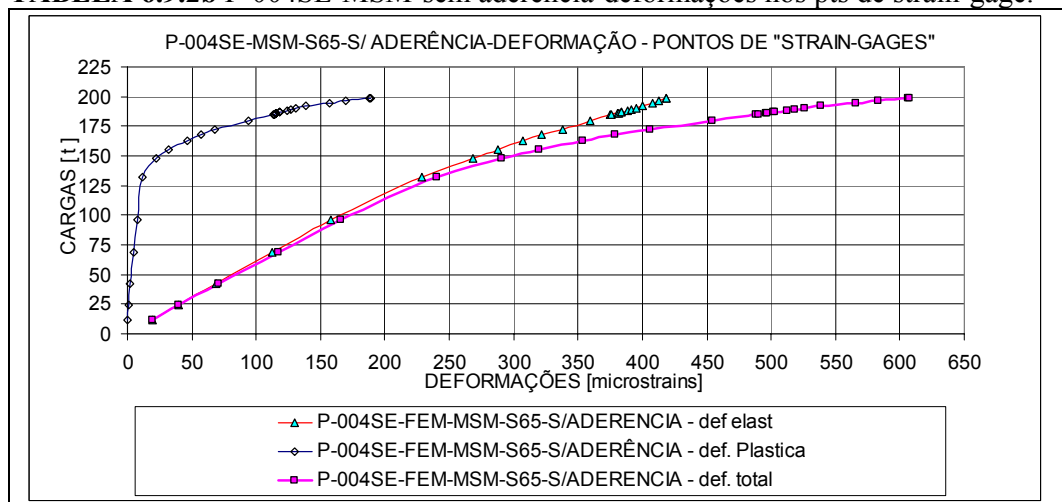
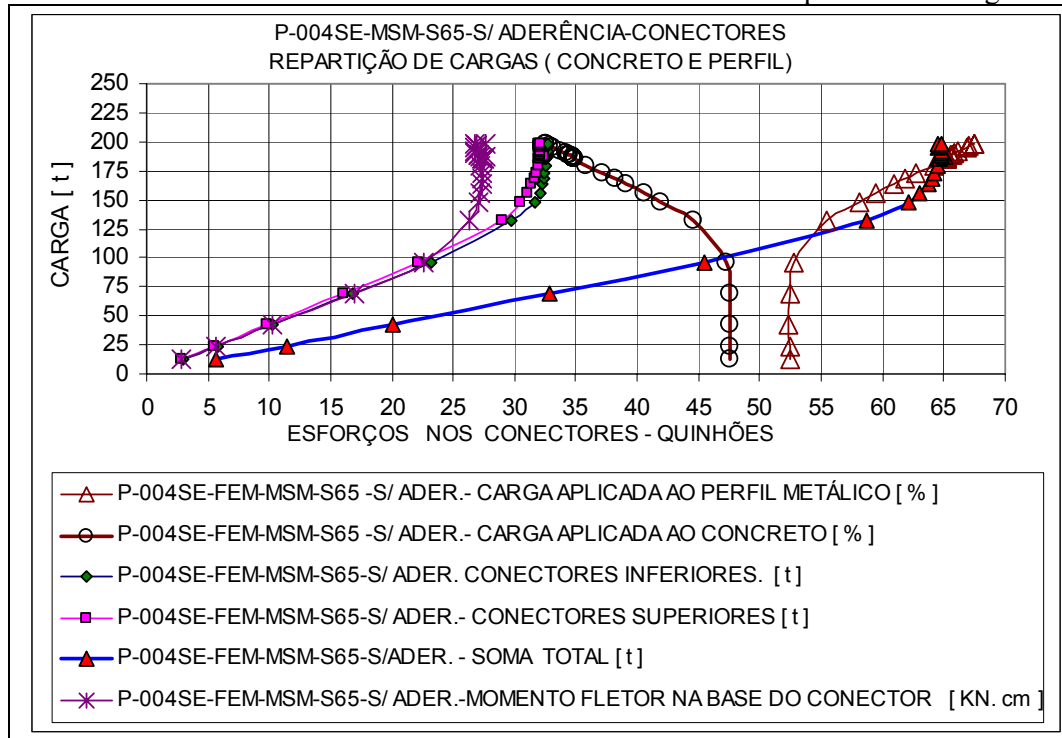


TABELA 6.9.2b P-004SE-MSM-sem aderência-deformações nos pts de strain-gage.



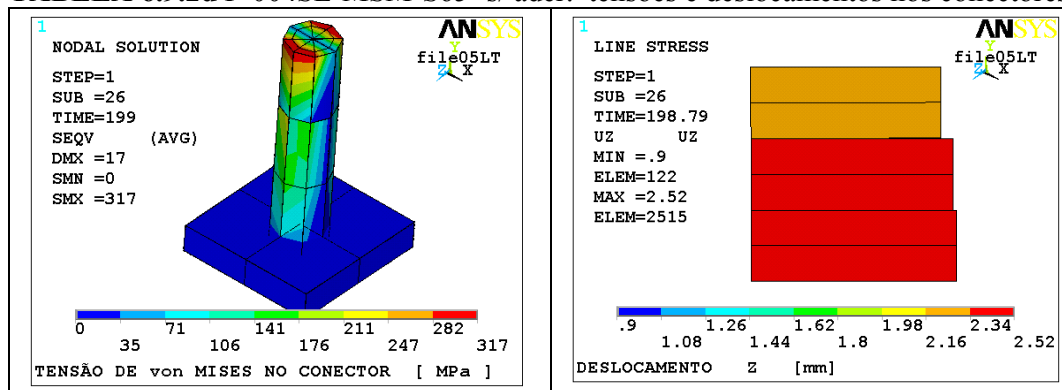
Os gráficos das TABs. 6.9.2c mostram os resultados do processamento P-004-SE (Sem Esmagamento) e sem aderência. Nele aparecem também os esforços nos conectores, e, através deles, a carga transmitida pelo concreto.

TABELA 6.9.2c P-004SE-MSM-S65-sem aderência-conectores-quinhões de cargas.



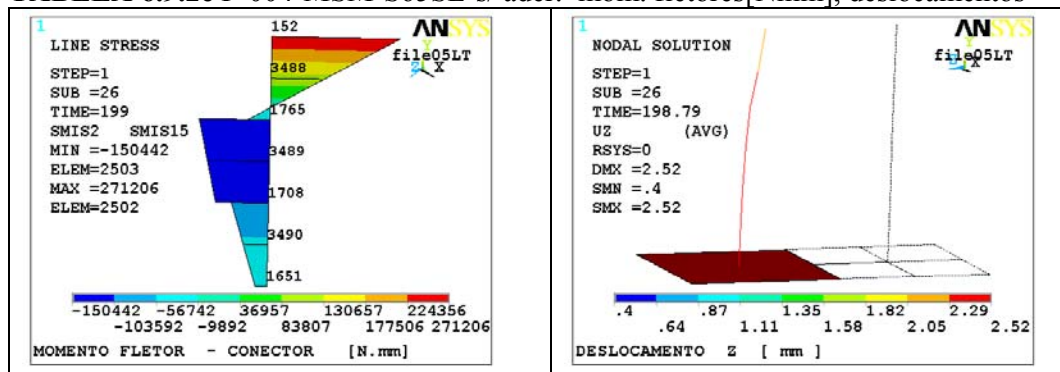
Nas FIGs. da TAB. 6.9.2d estão apresentadas as tensões(MPa) e deslocamentos(mm) nos conectores p/ ELUN= 199t.

TABELA 6.9.2d P-004SE-MSM-S65 -s/ ader.–tensões e deslocamentos nos conectores



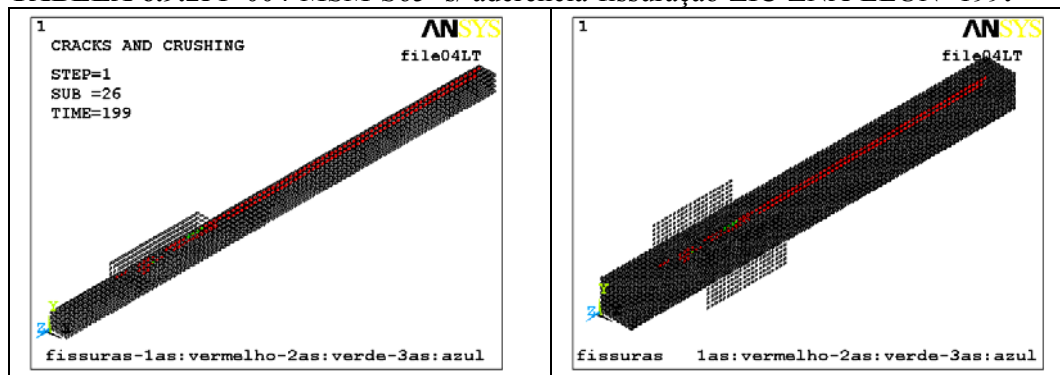
Nas FIGs. da TAB. 6.9.2e estão apresentados o diagrama de momentos fletores e os deslocamentos na haste dos conectores.

TABELA 6.9.2e P-004-MSM-S65SE-s/ ader.-mom. fletores[Nmm], deslocamentos



Nas figuras da TAB. 6.9.2f, a fissuração na -ZIC e na ZNA do P-004.

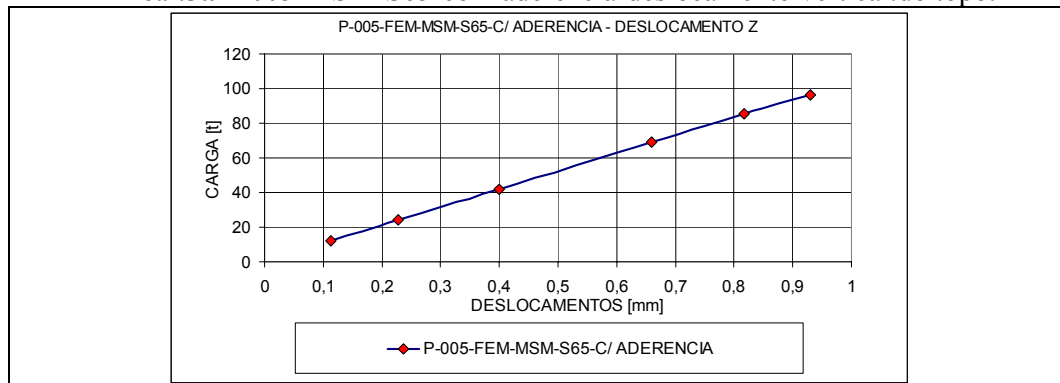
TABELA 6.9.2f P-004-MSM-S65- s/ aderência-fissuração-ZIC-ZNA-ELUN=199t



6.9.3 Resultados do processamento P-005[MSM-Solid-65 com aderência].

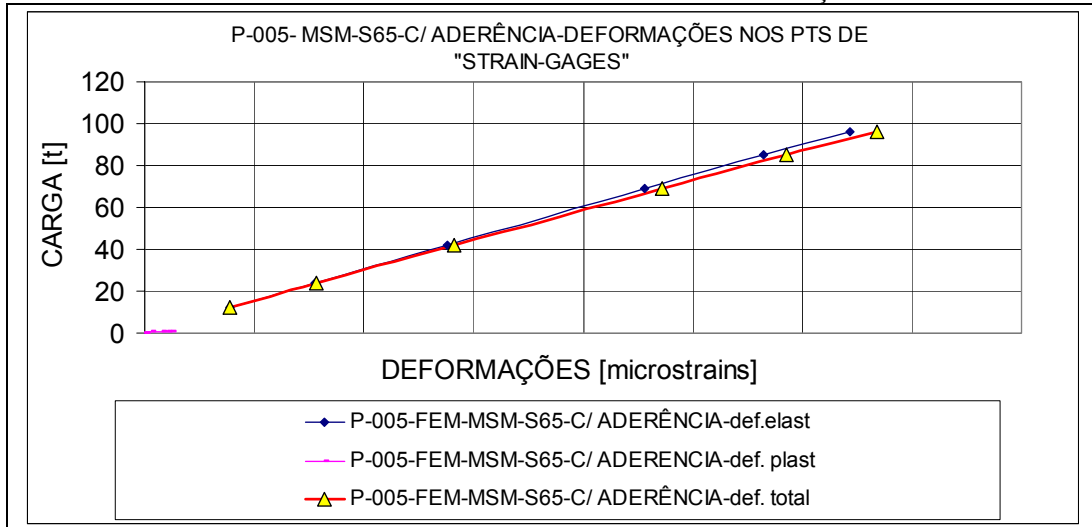
Os gráficos das TABs. 6.9.3a e 6.9.3b mostram os resultados do processamento modelo MSM, em SOLID 65, com aderência. No processamento P-005, usou-se elementos de fissuração e esmagamento para simular o concreto. O P-005 apresentou problemas de convergência e processou até um ELUN = 96t.

TABELA 6.9.3a P-005-MSM-S65-com aderência-deslocamento vertical.do topo.



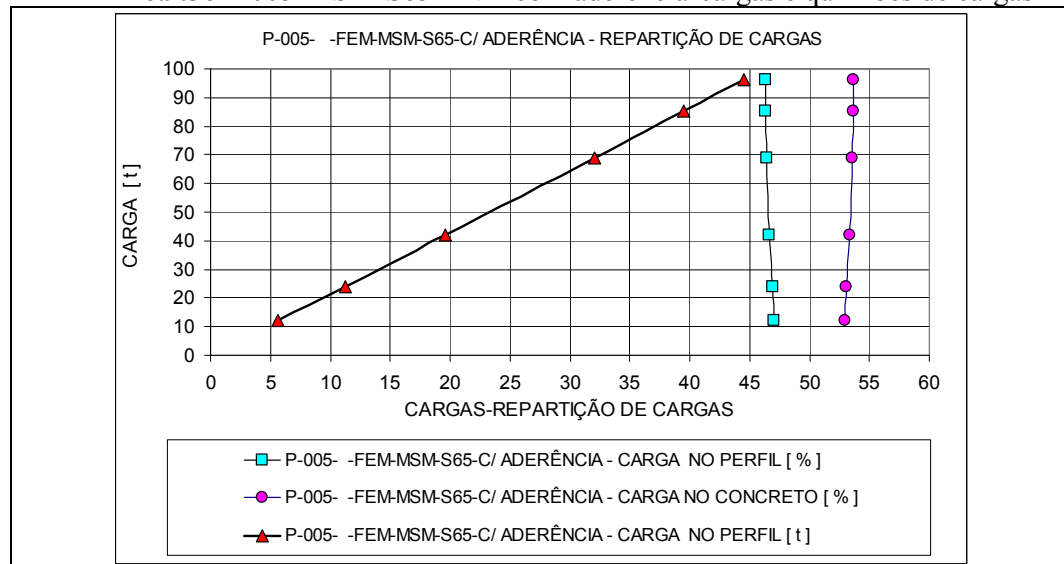
Na TAB. 6.9.3b, as deformações nos pontos equivalentes dos “ strain-gages” no perfil.

TABELA 6.9.3b P-005-MSM-S65-ZNA-com aderência–deformações na ZNA.



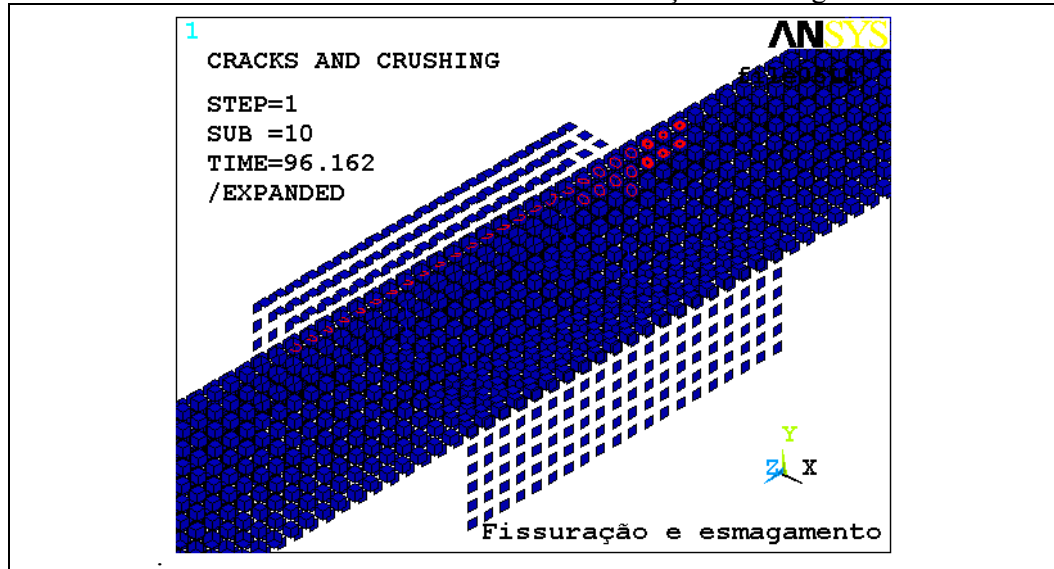
Na TAB. 6.9.3c, c/aderência-cargas-quinhões de cargas-ZNA-ELUN=96t

TABELA 6.9.3c P-005-MSM-S65-ZNA-com aderência-cargas e quinhões de cargas



A FIG. da TAB. 6.9.3d mostra os pontos de fissuração e esmagamento do concreto no modelo numérico MSM com aderência. As fissurações e esmagamentos ocorreram em regiões distantes: 1-Próxima da carga(ZIC superior) 2-Na região da ligação(ZIC Inferior). O esmagamento, aparentando círculos mais espessos (tetraedros), se deu na parte superior da ZIC (região da ligação).

TABELA 6.9.3d MSM-P-005-S65-c/aderência-fissurações e esmagamentos-ZIC-ZNA.



6.9.4 Resultados do processamento P-006SE[MSM-Solid-65 com aderência].

Nesse processamento, que utiliza o mesmo modelo do P-005, foi desabilitado o esmagamento, porém, com fissuração, com convergência em 281t. Caso, a compressão admissível do concreto seja ultrapassada, adota-se a convergência anterior, assim sucessivamente. Nos gráficos das TABS. 6.9.4a e 6.9.4b, o deslocamento vertical do topo do pilar misto e as deformações, nos pontos de “strain-gages”, respectivamente.

TABELA 6.9.4a P-006SE-MSM-S65-com aderência-deslocamento vertical do topo.

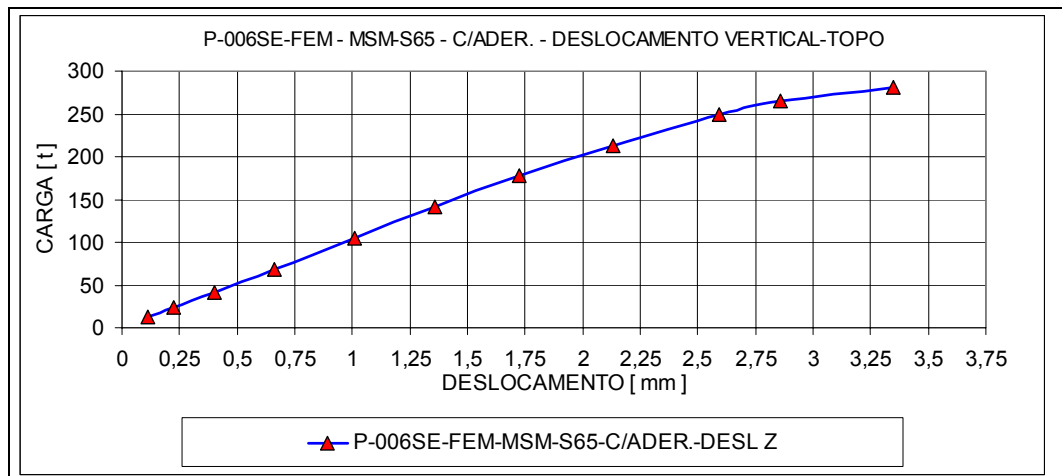
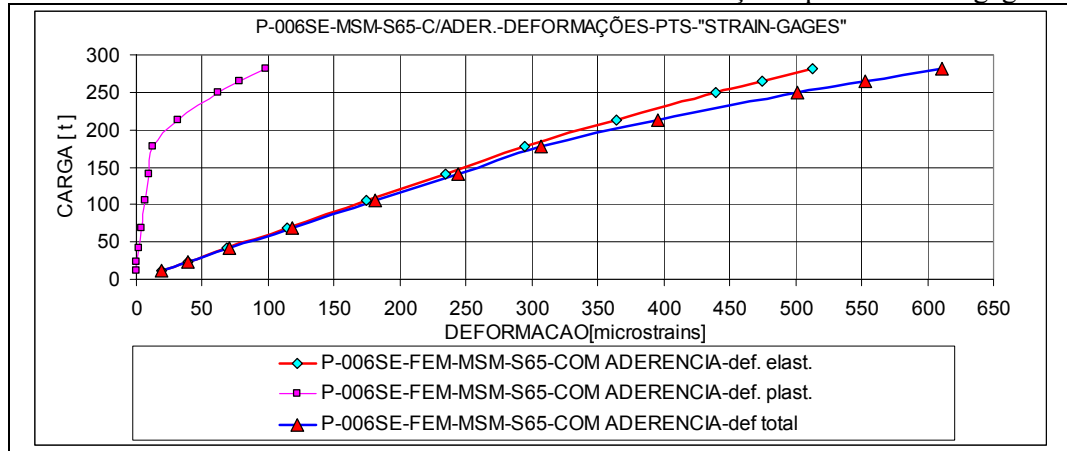
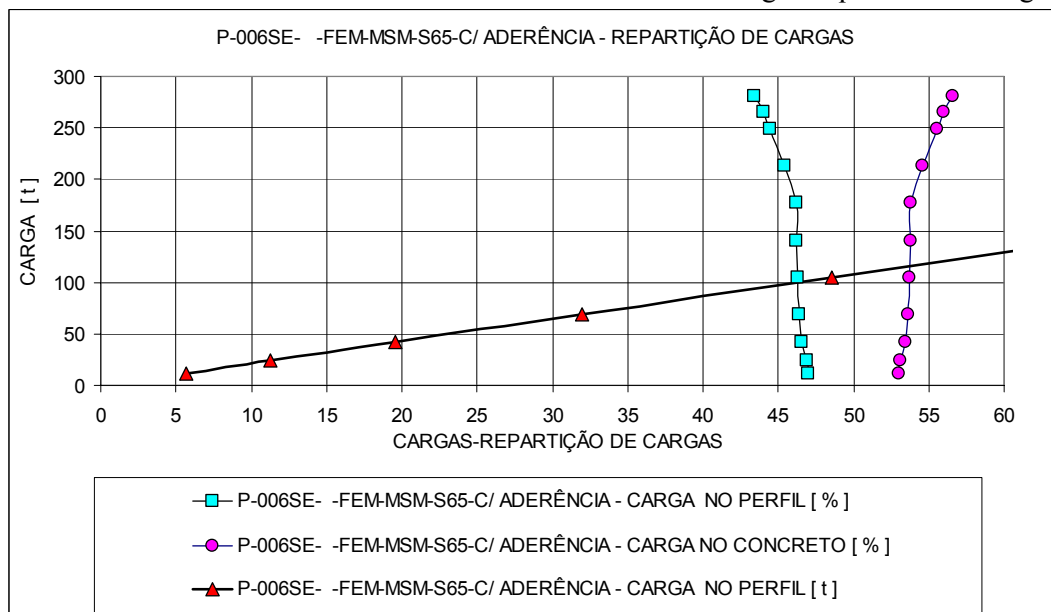


TABELA 6.9.4b P-006SE-MSM-S65-c/ aderência-deformações -pts de “strain-gages”



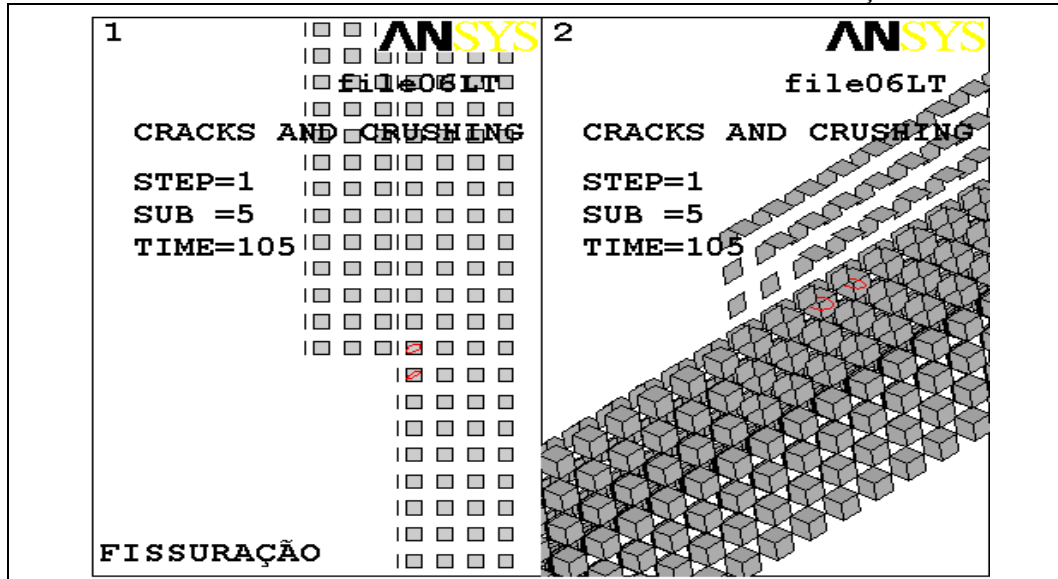
Na TAB. 6.9.4c, c/aderência-cargas-quinhões de cargas na ZNA p/ ELUN=281t

TABELA 6.9.4c P-006SE-MSM-S65-ZNA-com aderência-cargas e quinhões de cargas



As figuras da TAB. 6.9.4d mostram o início da fissuração, que ocorreu a 105t, para um ELUN=281t no processamento P-006SE –MSM com SOLID 65.

TABELA 6.9.4d P-006SE-MSM-S65-com aderência-início das fissurações-P=105t.



6.10 Modelos MAM em SOLID45

Foram processadas várias alternativas, e apresentados os processamentos abaixo:

P-007 = Processamento 007 – Concreto em Solid-45.– MISO -com aderência.

- Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO

ELUN=125t.

P-008 = Processamento 008– Concreto em Solid-45 .– MISO -. sem aderência.

Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO

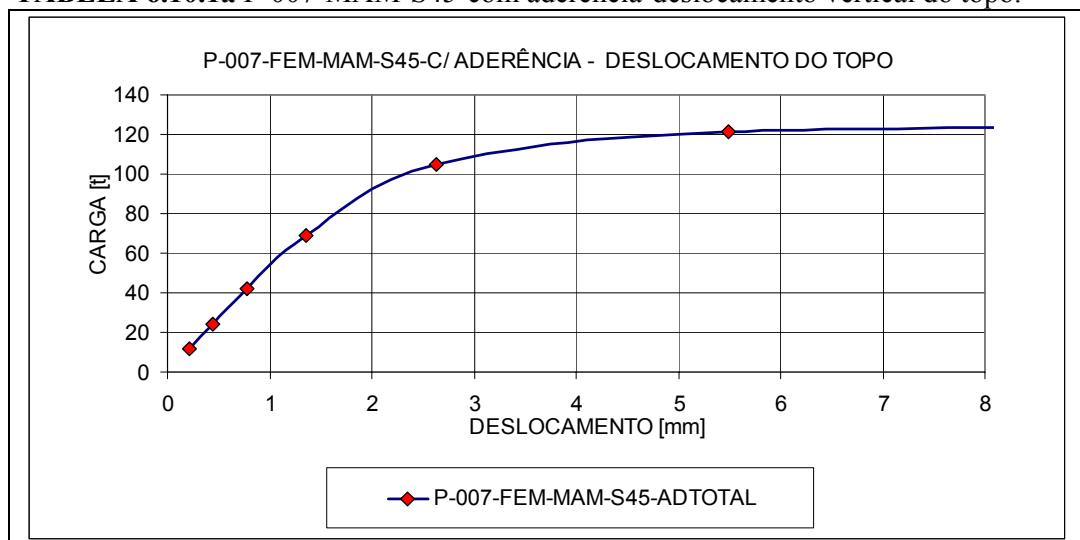
ELUN=119t

6.10.1 Resultados do processamento P-007[MAM-Solid-45 com aderência].

Os gráficos das TABs. 6.10.1a e 6.10.1b mostram os resultados do processamento modelo MAM, em SOLID 45, com aderência entre aço e concreto. O modelo em SOLID-45, com aderência total, apresentou ELUN em 125t.

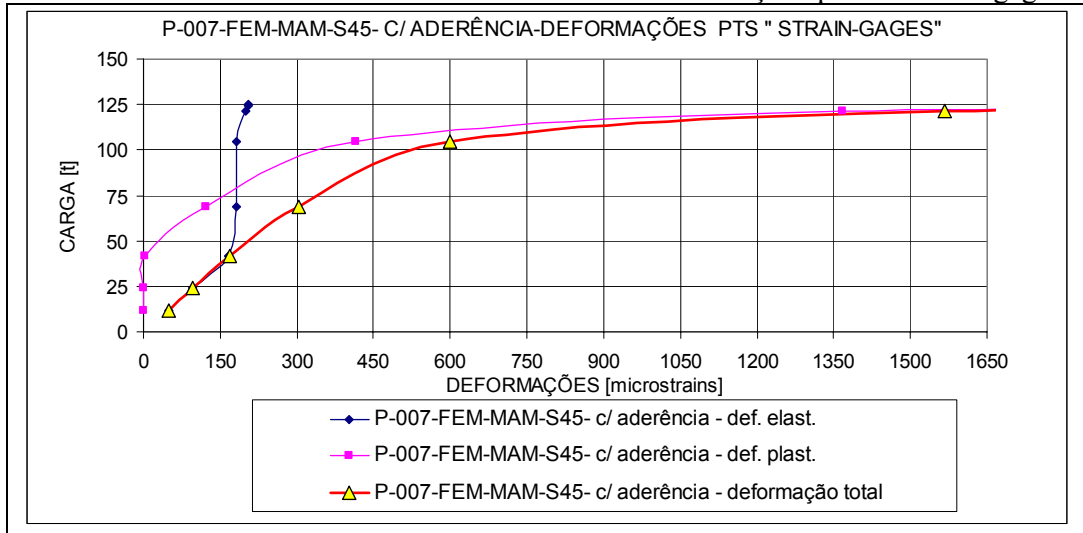
O gráfico da TAB. 6.10.1a apresenta os valores dos deslocamentos verticais do topo do perfil metálico para o processamento P-007.

TABELA 6.10.1a P-007-MAM-S45-com aderência-deslocamento vertical do topo.



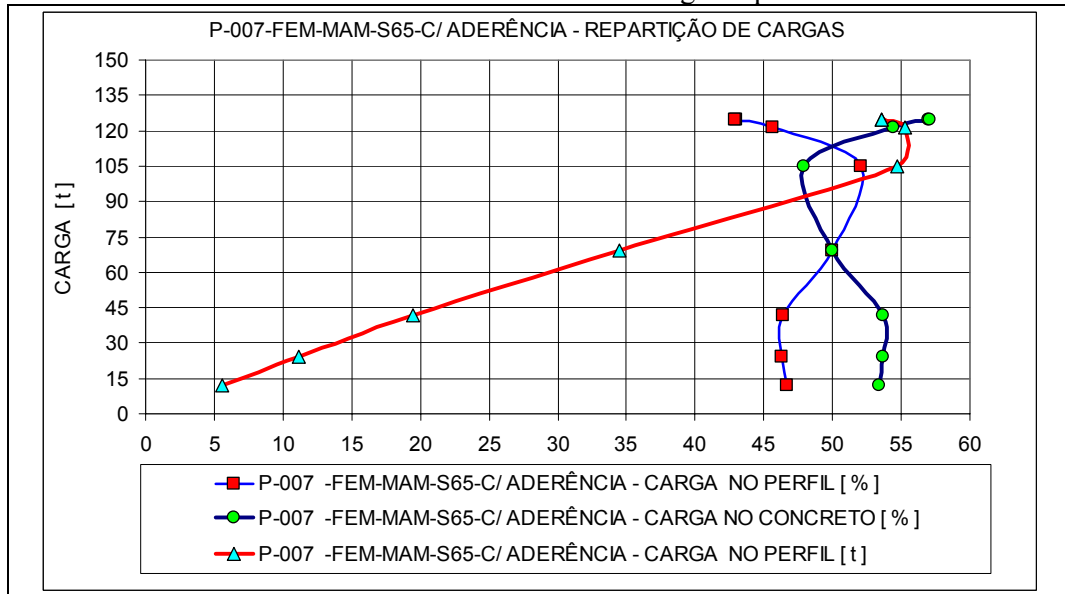
Nos gráficos da TAB. 6.10.1b, as deformações nos pontos de “ strain-gages”.

TABELA 6.10.1b P-007-MAM-S45-com aderência-deformações-pts. de “strain-gages”



Nos gráficos da TAB. 6.10.1c, a carga total no perfil metálico, o percentual de carga do perfil metálico e do concreto.

TABELA 6.10.1c P-007-MAM-S45-com aderência-carga no perfil metálico e concreto.



Nas figuras das TABs. 6.10.1d e 6.10.1e, as tensões na ZIC e na ZNA do perfil misto.

TABELA 6.10.1d P-007-MAM-S45-com aderência-von Mises(MPa)-perfil-ZIC e ZNA

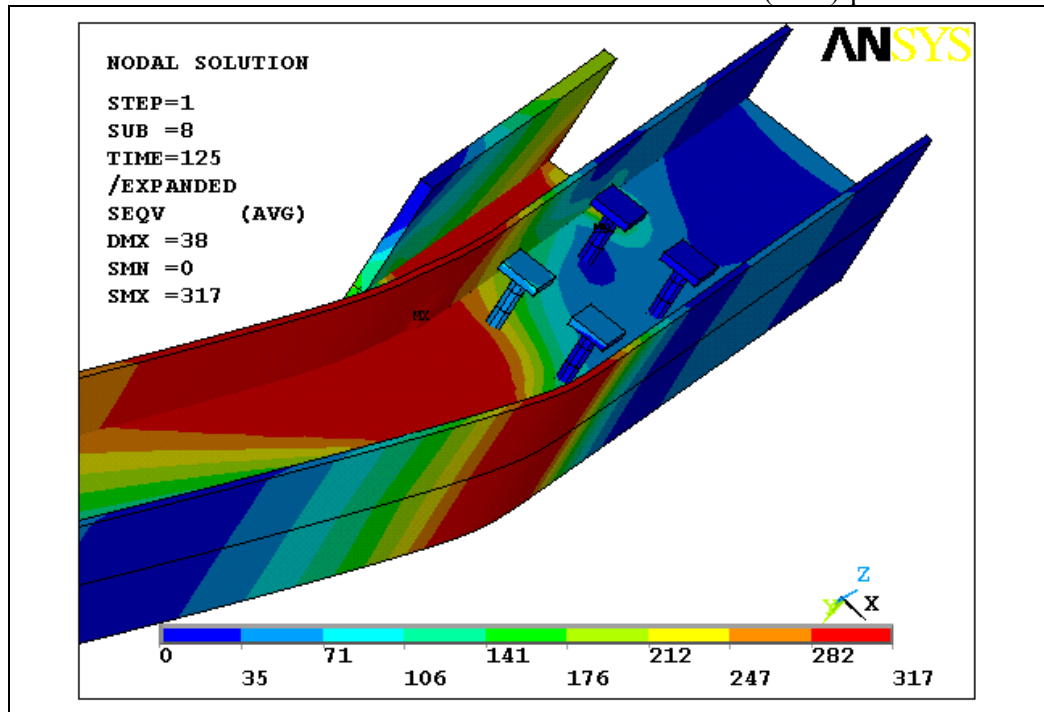
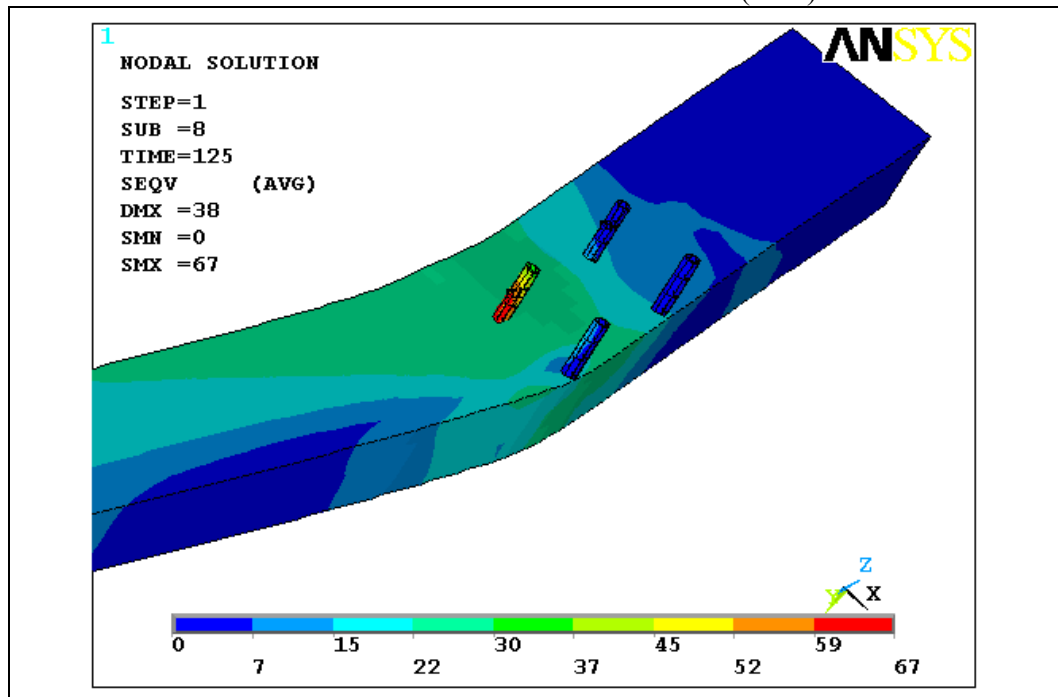


TABELA 6.10.1e P-007-MAM-S45-c/ aderência-von Mises(MPa)-concreto-ZIC-ZNA.



6.10.2 Resultados do processamento P-008[MAM-Solid-45 sem aderência].

No processamento P-008 eliminou-se a aderência entre perfil e o concreto. Apenas o contato lateral entre o perfil e o concreto foi mantido. Os modelos em Solid-45 apenas simulam o concreto como um aço fraco, sem fissuração e sem esmagamento, no caso, com plasticidade de von Mises incluída. Nos gráficos das TABs. 6.10.2a e 6.10.2b, o deslocamento do topo do pilar e as deformações nos pontos de “strain-gages”, respectivamente.

TABELA 6.10.2a P-008-MAM-S45-sem aderência-deslocamento vertical do topo.

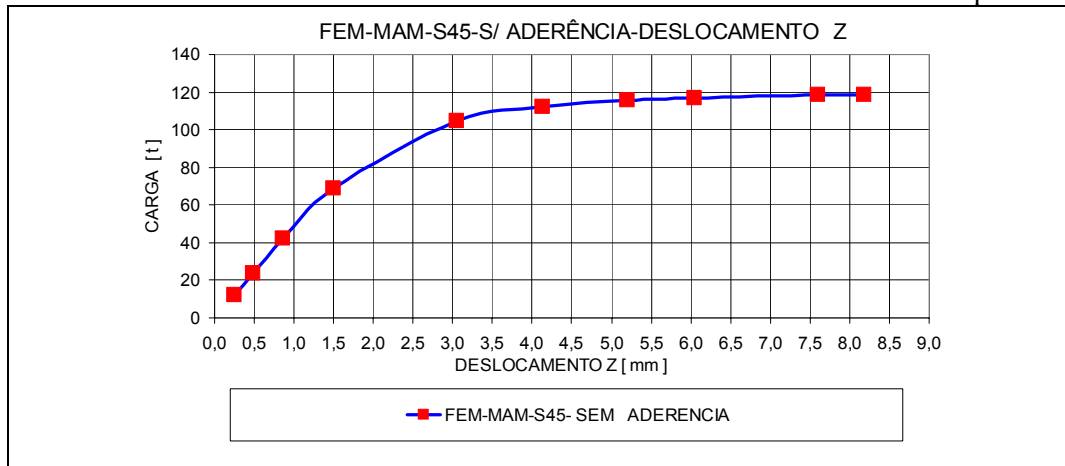
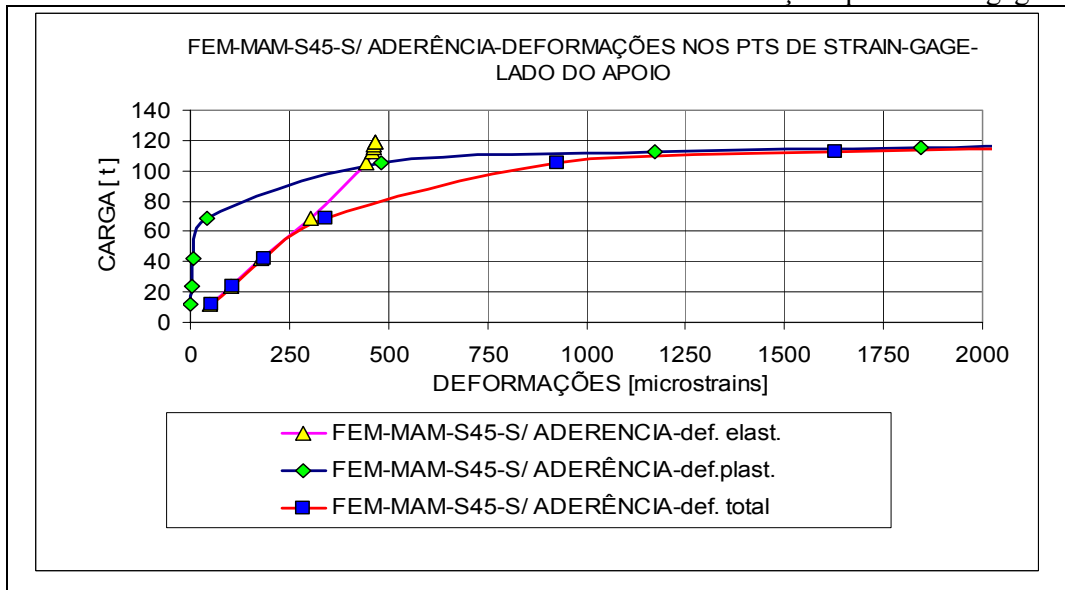
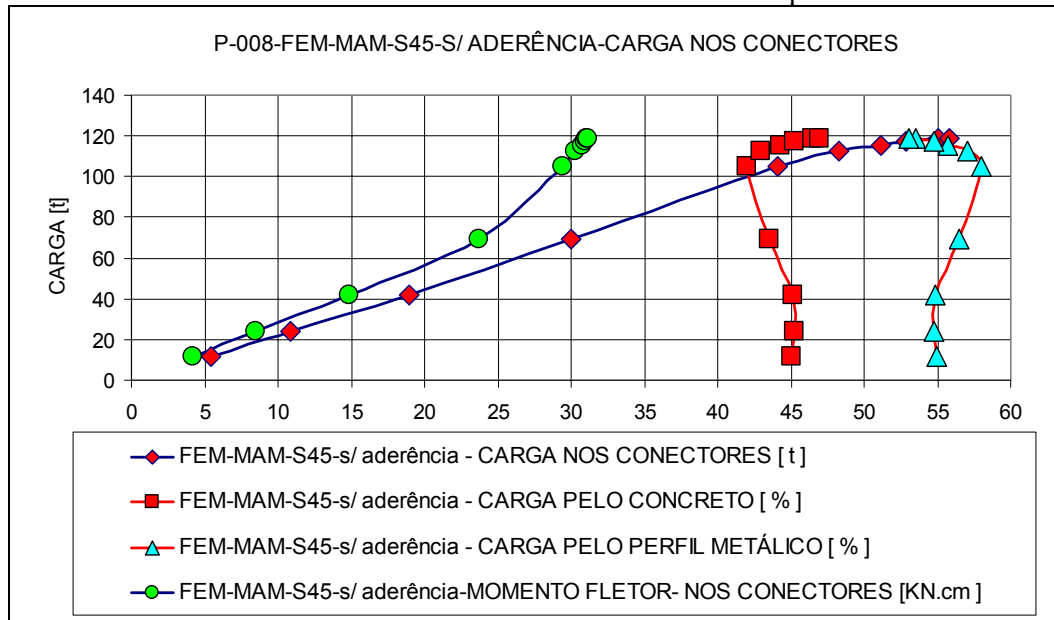


TABELA 6.10.2b P-008-MAM-S45-ZNA-s/ aderência-deformações-pts. “strain-gages”



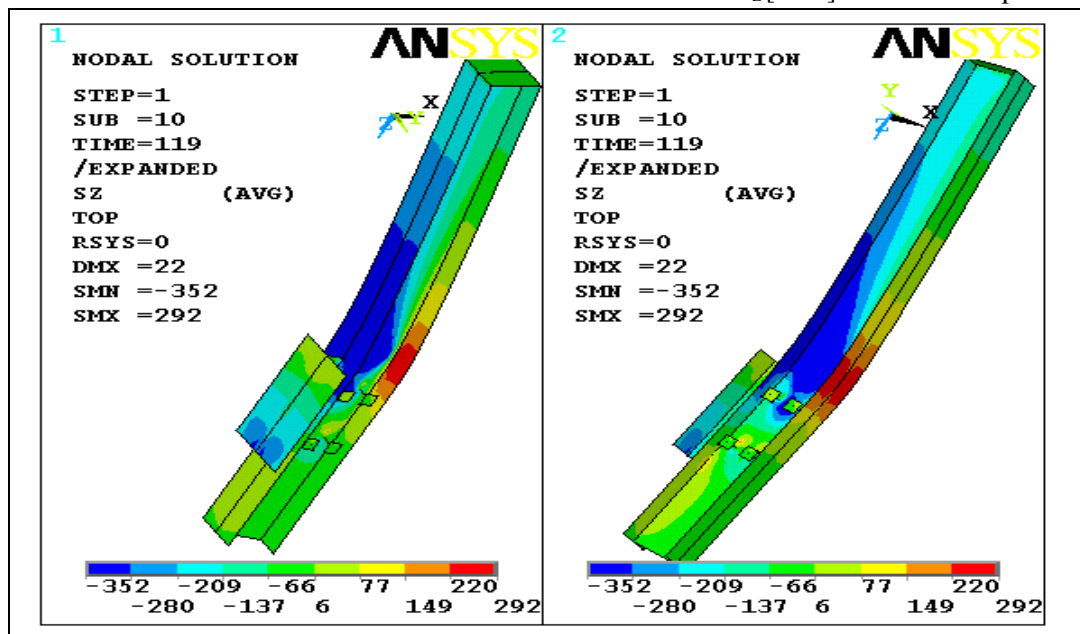
Os gráficos da TAB. 6.10.2c mostram o momento fletor, o cortante na base do conector e o percentual de carga absorvido pelo concreto e pelo perfil metálico ao longo do carregamento. Importante observar as unidades de cada item.

TABELA 6.10.2c P-008-MAM-S45-sem aderência-conectores-quinhões-ELUN=119t



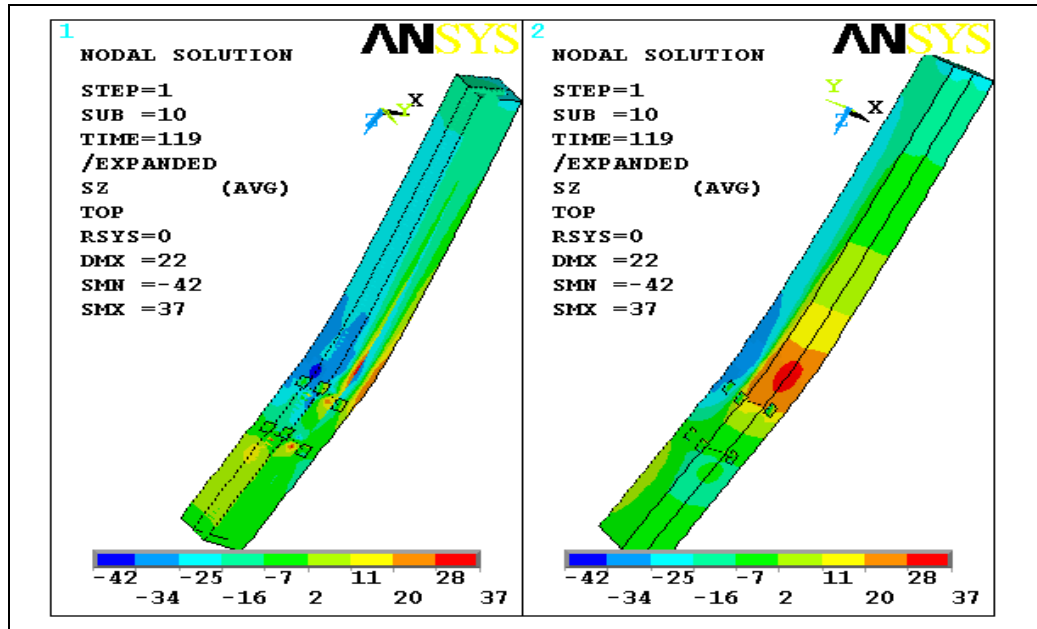
Nas Figuras da TAB. 6.10.2d, as tensões na ZIC e na ZNA para um ELUN=119t.

TABELA 6.10.2d P-008-MAM-S45-sem aderência-tensão σ_z [MPa]-ZIC-ZNA do perfil



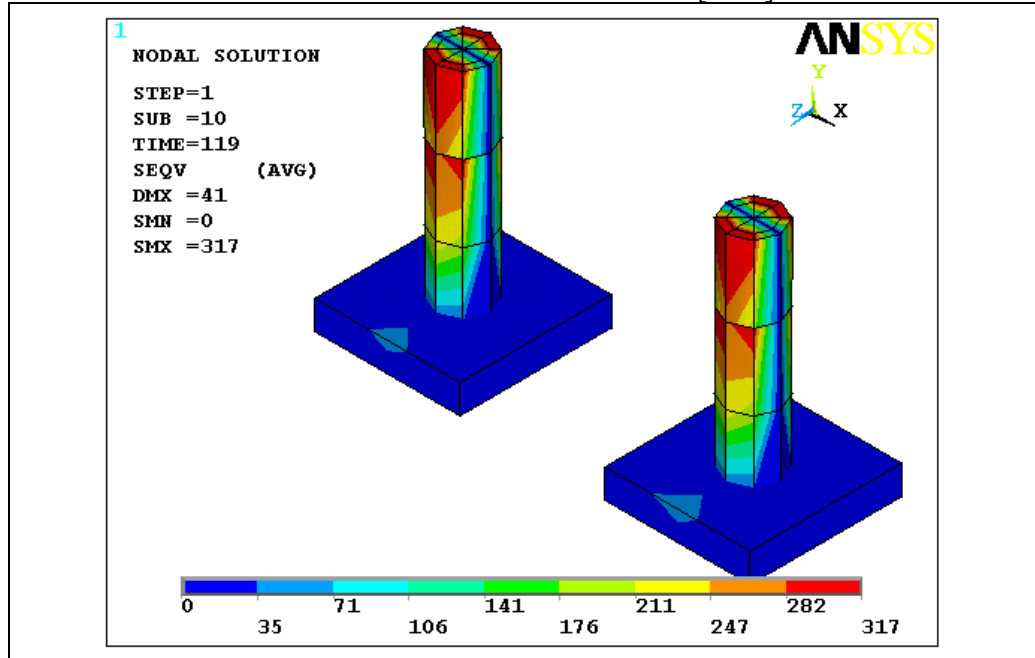
As figuras da TAB. 6.10.1e mostram σ_z no concreto, na ZIC e na ZNA p/ ELUN=119t

TABELA 6.10.2e P-008- MAM-S45-sem aderência- σ_z (MPa)-ZIC-ZNA-concreto.



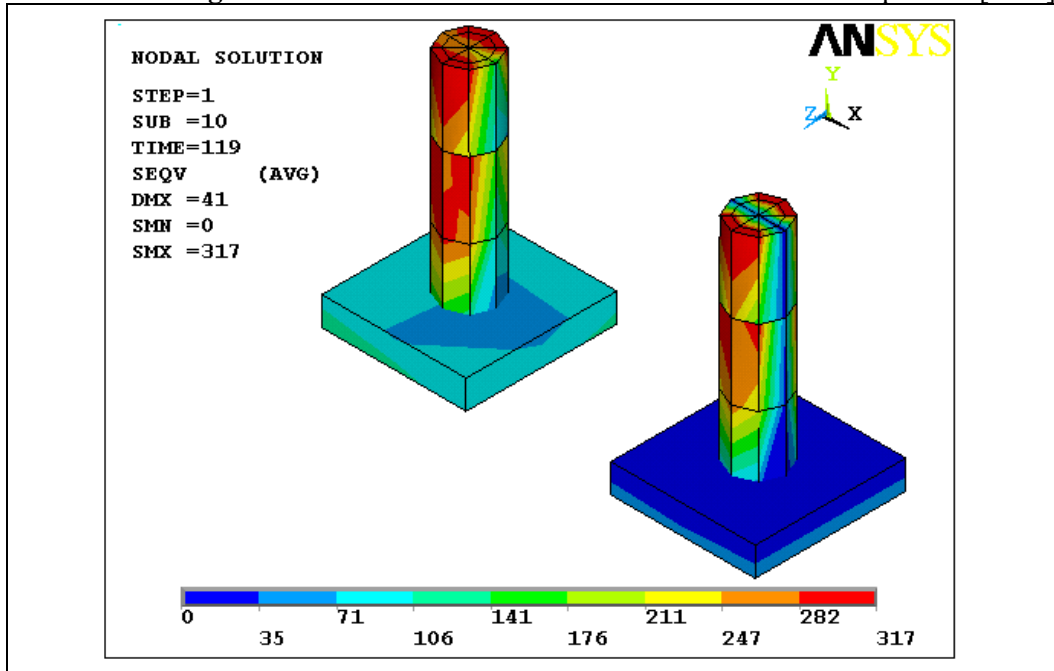
Na figura da TAB. 6.10.2f, as tensões de von Mises nos conectores inferiores.

TABELA 6.10.2f P-008-MAM-S45-Tensão de von Mises[MPa]-conectores inferiores.



Na figura da TAB. 6.10.2g, as tensões de von Mises nos conectores superiores.

TABELA 6.10.2g P-008-MAM-S45-Tensão de von Mises-conectores superiores[MPa]



Os gráficos das TABs. 6.10.2h e 6.10.2i mostram o diagrama de momentos fletores e de esforços cortantes nos conectores, respectivamente, para um ELUN=119t.

TABELA 6.10.2h P-008-MAM-S45 s/ ader.-diagrama de momentos-conectores[Nmm].

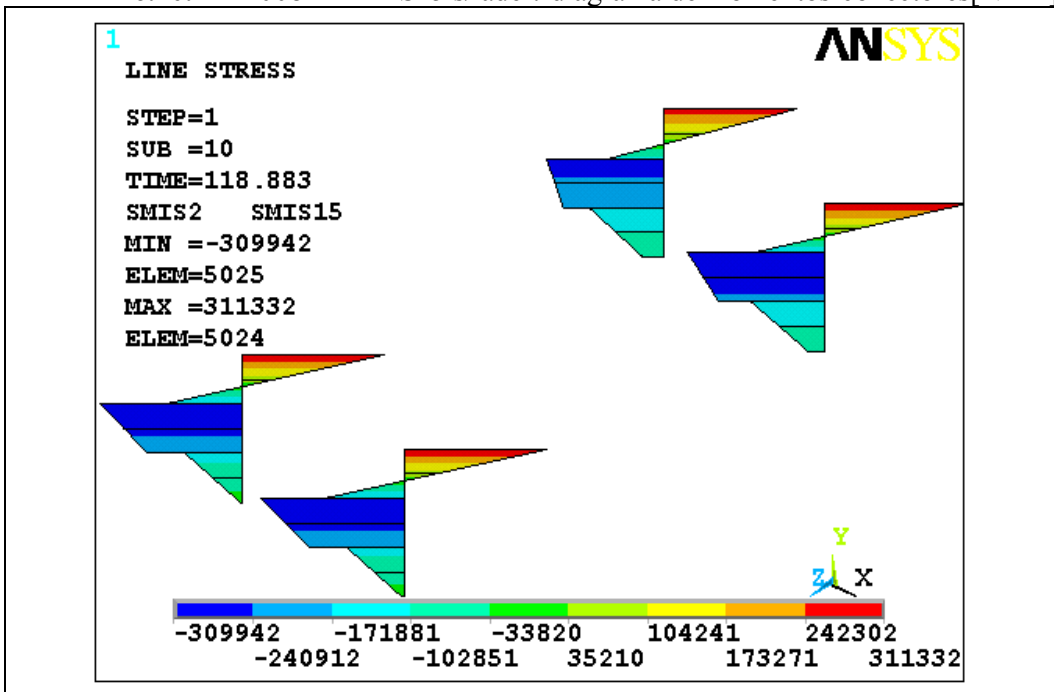
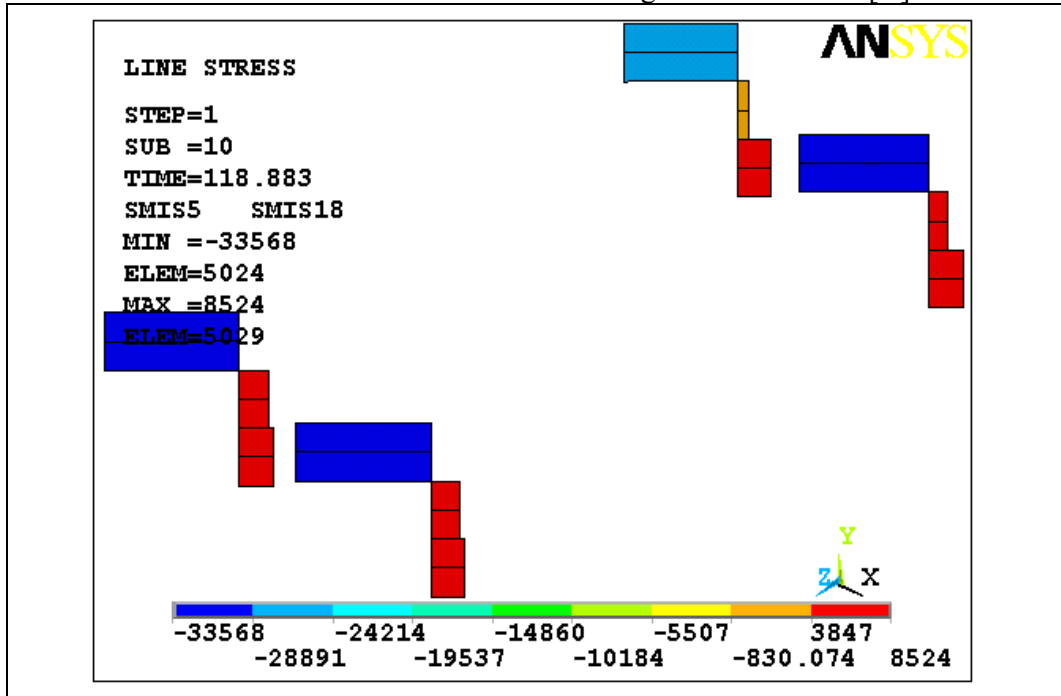
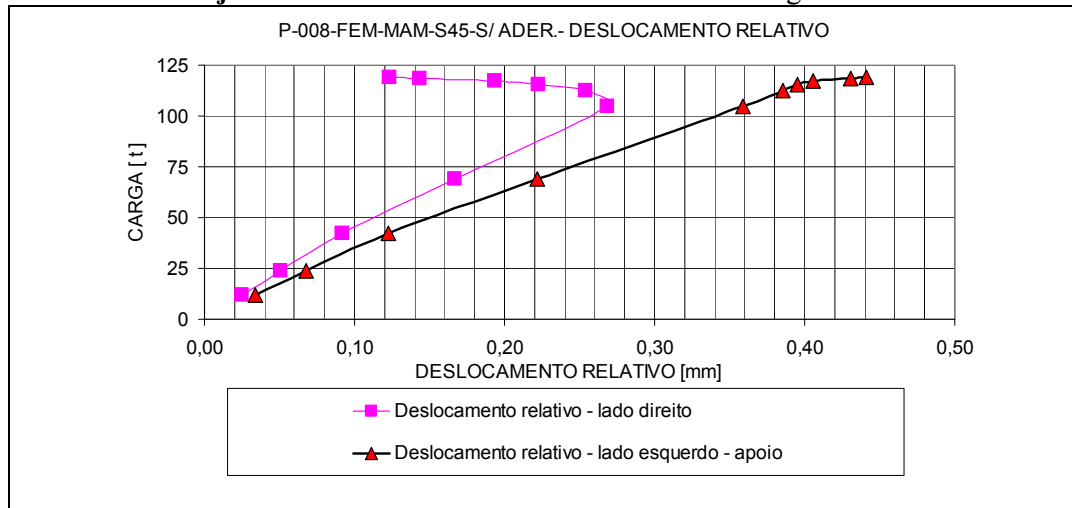


TABELA 6.10.2i P-008-MAM-S45 s/ aderência-diagrama de cortantes[N]-ELUN=119t



A TAB. 6.10.2.j mostra os deslocamentos relativos entre o concreto e o perfil metálico nos pontos de “strain gages”, situados a 200mm acima da ZIC do apoio.

TABELA 6.10.2j P-008-MAM-S45-ZIC-sem aderência-escorregamento na ZIC.



6.11 Modelos MAM em SOLID 65

Foram processadas inúmeras situações diferentes e apresentados os processamentos abaixo:

P-009SE=Processamento 009SE–Concreto em Solid-65 – Sem aderência Sem esmagamento(SE). Perfis metálicos, chapa superior e conectores – MISO Armadura distribuída – BISO- ELUN=120t

P-009 = Processamento 009 – Concreto em Solid-65 – Sem aderência.-Perfis metálicos, chapa superior e conectores–MISO-Armadura distribuída–BISO-ELUN=62t.

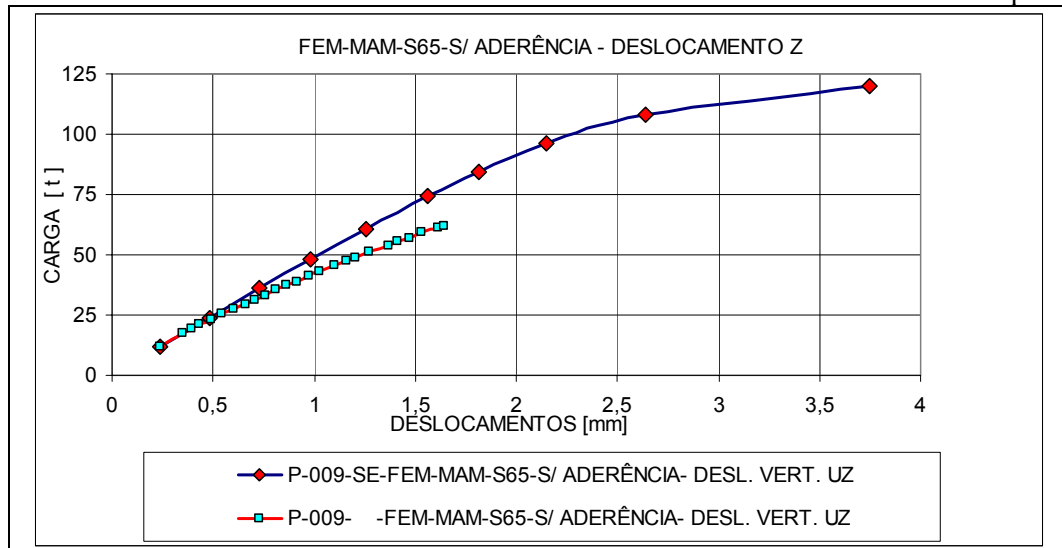
P-010 =Processamento 010 – Concreto em Solid-65 – Com aderência.-Perfis metálicos, chapa superior e conectores–MISO-Armadura distribuída–BISO-ELUN=44t.

P-010SE=Processamento 010SE–Concreto em Solid-65–Com ader.-Perfis metálicos, chapa superior e conectores–MISO-Armadura distribuída–BISO-ELUN=138t.

6.11.1 Resultados do processamento P-009SE[MAM-Solid-65 s/ ader.-s/esmagamento].

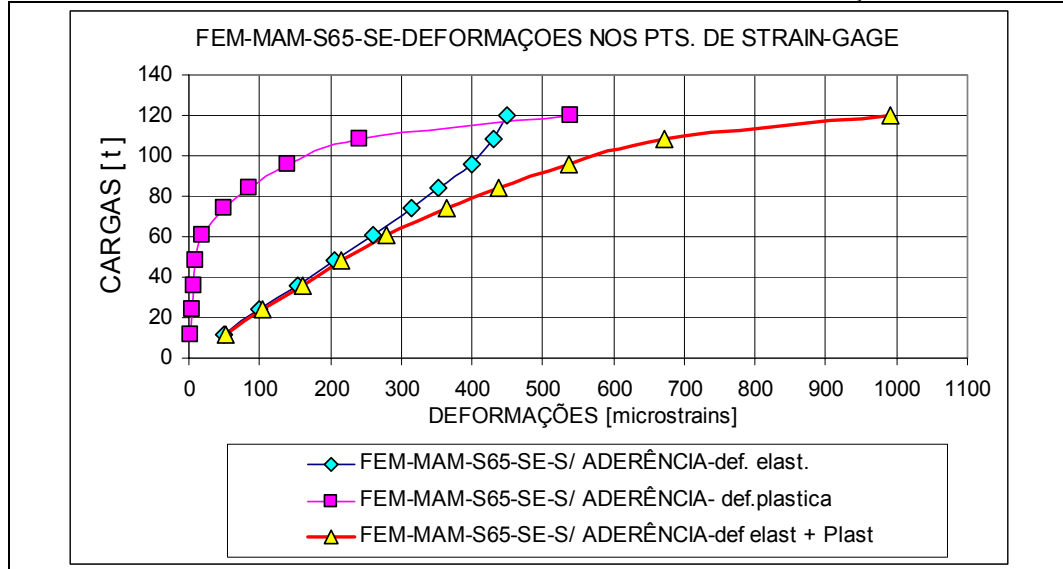
Os gráficos das tabelas 6.11.1a e 6.11.1b mostram os resultados do P-009SE, em SOLID 65, sem aderência entre o perfil metálico e o concreto. Esse processamento, com capacidade de esmagamento desabilitada, apresentou um ELUN=120t. No gráfico da TAB. 6.11.1a são apresentados os valores dos deslocamentos verticais do topo do perfil misto para o processamento P-009SE.

TABELA 6.11.1a P-009SE-MAM-S65-sem aderência-deslocamento vertical do topo.



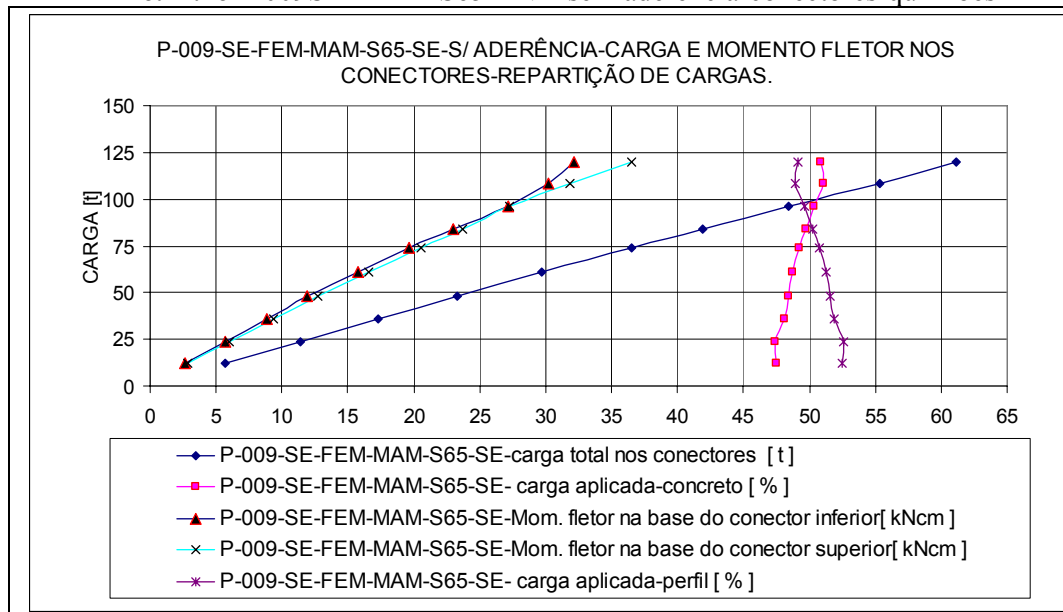
Nos gráficos da TAB. 6.11.1b, as deformações nos pontos de “strain-gages”.

TABELA 6.11.1b P-009SE-MAM-S65-ZNA-sem aderência-deformações na ZNA.



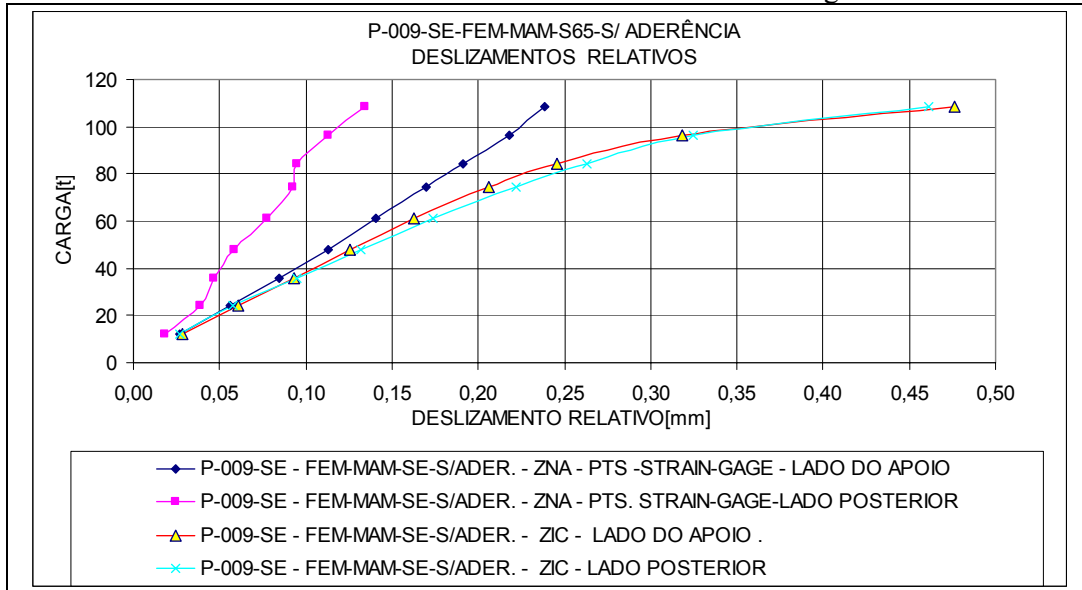
Nos gráficos da TAB. 6.11.1c, momento fletor, cortante na base do conector e o percentual de carga absorvido pelo concreto e pelo perfil ao longo do carregamento.

TABELA 6.11.1c P-009SE-MAM-S65-ZNA-sem aderência-conectores-quinhões



Nos gráficos da TAB. 6.11.1d, os valores do processamento P-009SE referentes aos deslizamentos relativos entre concreto e perfil para os pontos assinalados.

TABELA 6.11.1d P-009SE-MAM-S65-ZIC-sem aderência-escorregamento na ZIC.



Nas Figuras da TAB. 6.11.1e e TAB. 6.11.1f, as tensões de Von Mises no perfil metálico e no concreto, respectivamente.

TABELA 6.11.1e P-009SE-MAM-S65-sem aderência-von Mises-perfil metálico[MPa].

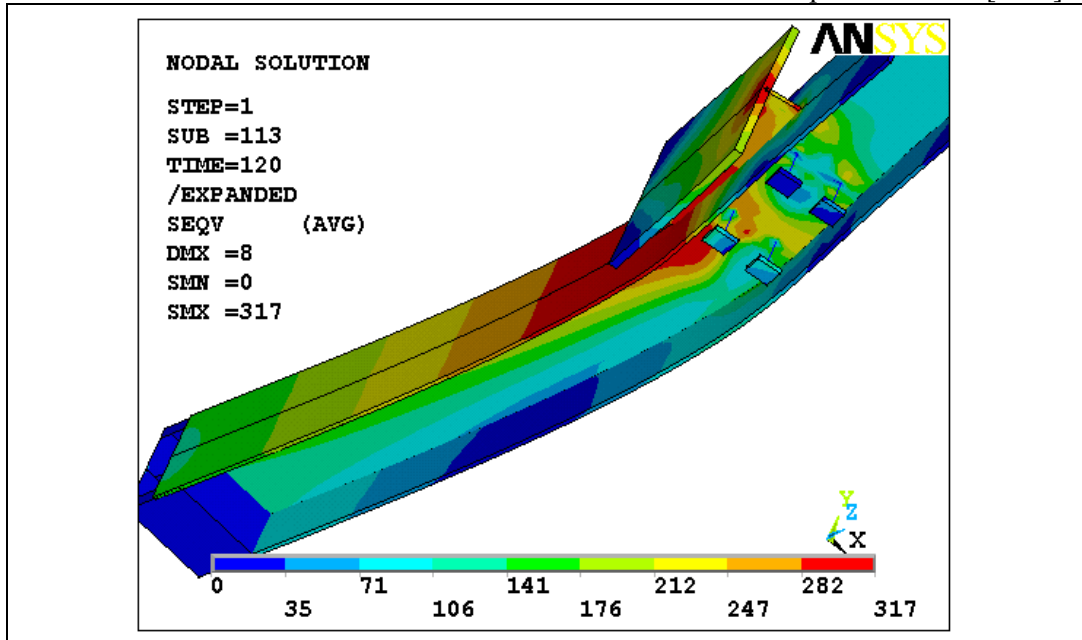
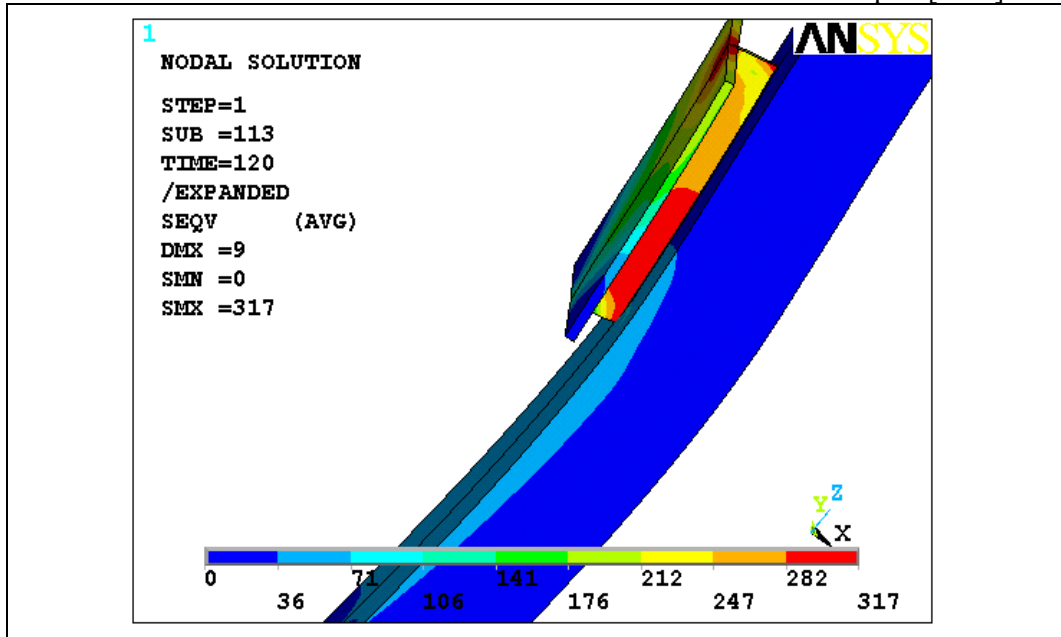


TABELA 6.11.1f P-009SE-MAM-S65-s/ ader.-von Mises-Concreto e apoio[MPa]



Nas figuras da TAB. 6.11.1g e 6.11.1h, o diagrama de momentos fletores[Nmm] e esforços cortantes[N], respectivamente. ELUN=120t.

TABELA 6.11.1g P-009SE-MAM-S65-s/ ader.-s/esmag.-mom. fletor-conector[Nmm]

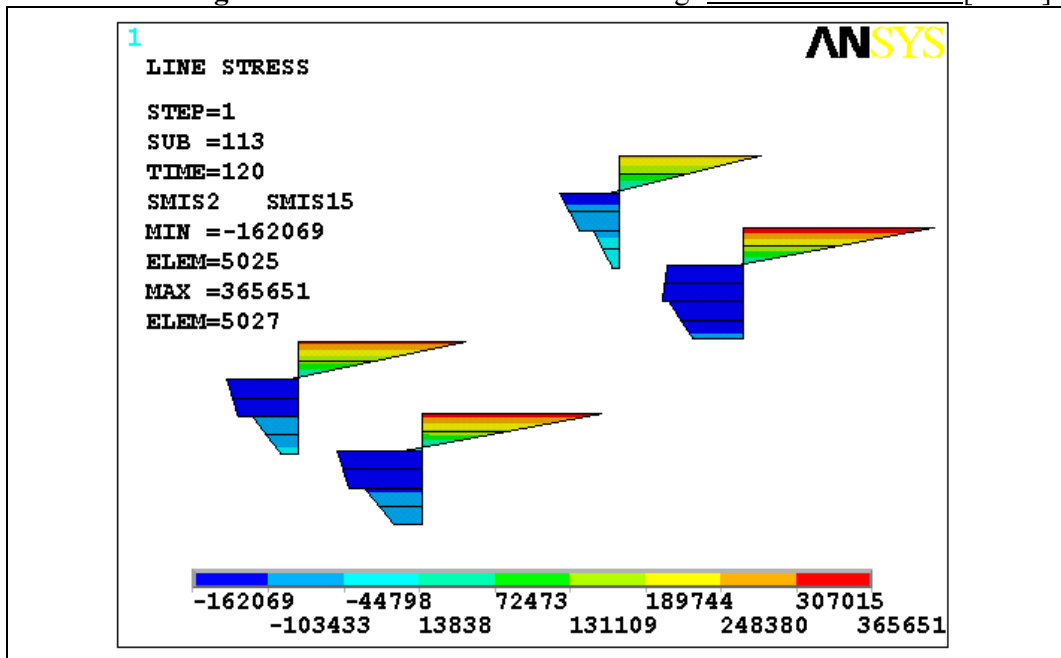
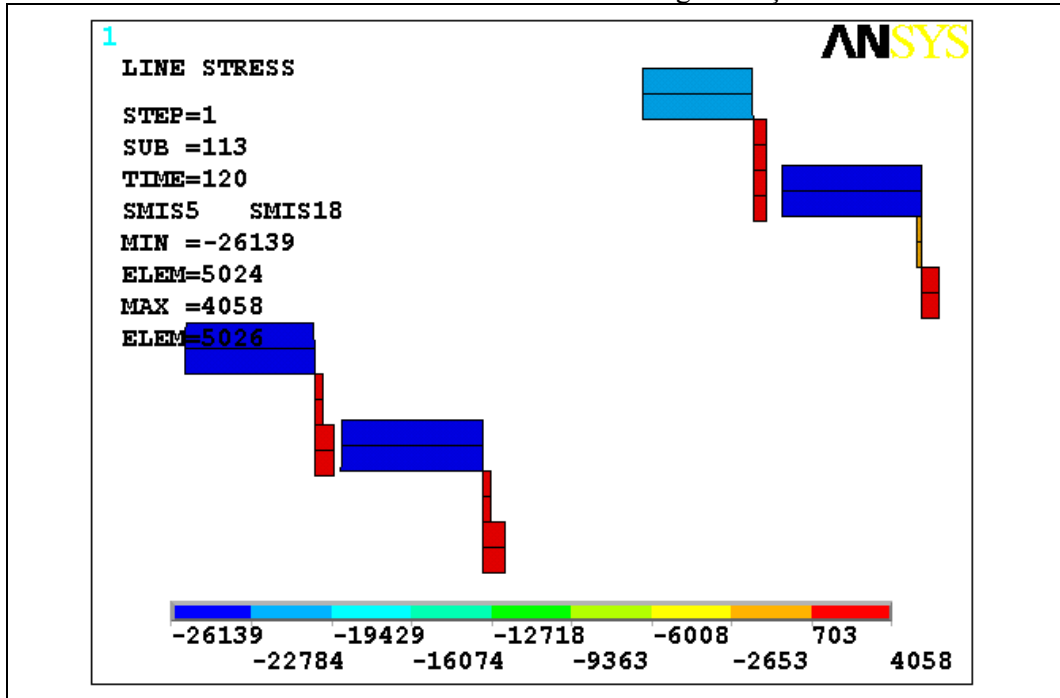


TABELA 6.11.1h P-009SE-MAM-S65-s/ ader.-s/esmag.-esforços cortantes-conectores.



Nas figuras da TAB. 6.11.1i e TAB. 6.11.1j, as fissurações na ZIC e ZNA. O esmagamento foi desabilitado neste processamento. ELUN=120t.

TABELA 6.11.1i P-009SE-MAM-S65-s/ aderência-fissurações na ZIC e ZNA-P=120t

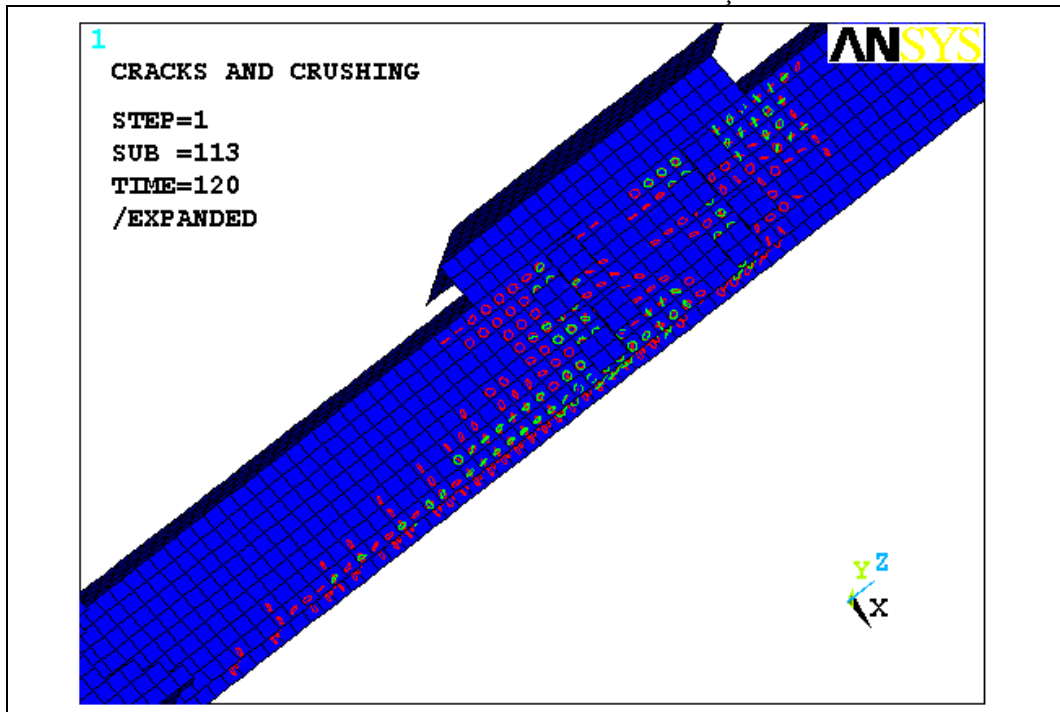
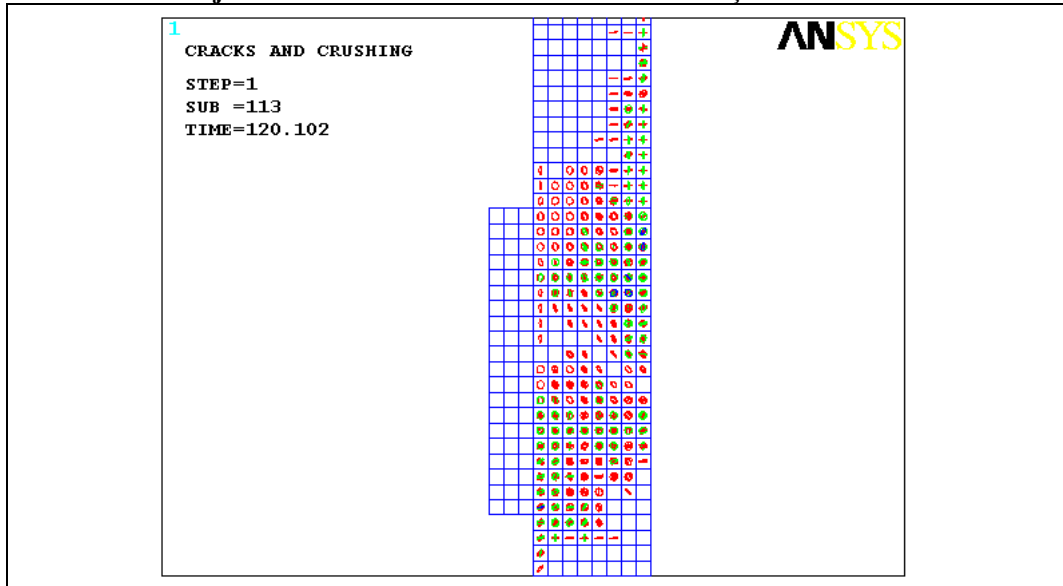


TABELA 6.11.1j P-009SE-MAM-S65-s/ aderência-Fissurações na ZIC e ZNA-P=120t

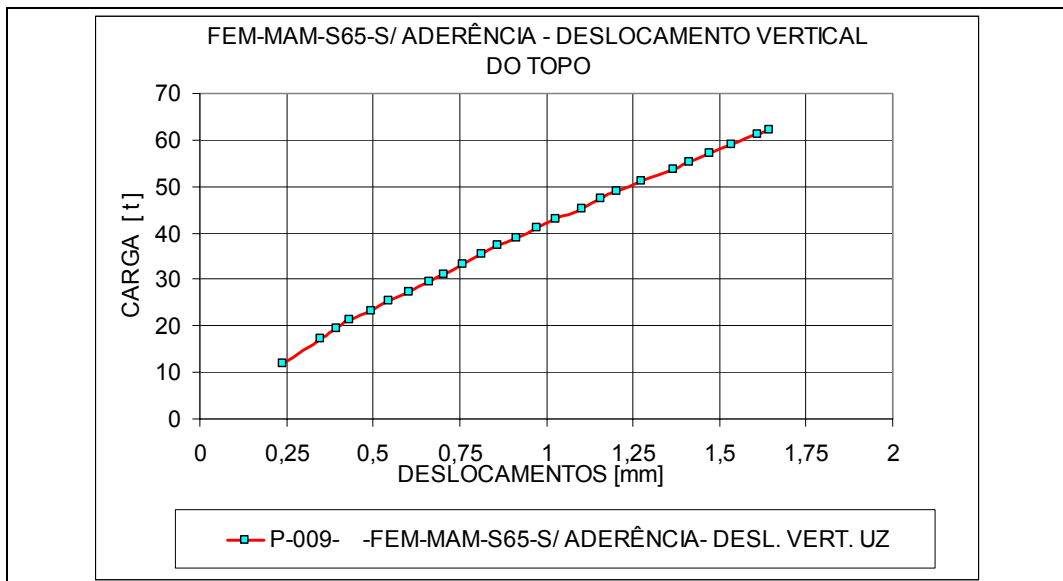


6.11.2 Resultados processamento P-009 [MAM-Solid-65 s/ aderência].

Os gráficos das TABs. seguintes mostram os resultados do processamento P-009 do modelo MAM, em SOLID 65, sem aderência entre o perfil metálico e o concreto. Fissuração e esmagamento estão habilitados para a simulação do concreto, apresentando um ELUN=62t, valor êsse, menor que o do processamento P-009SE, do item anterior.

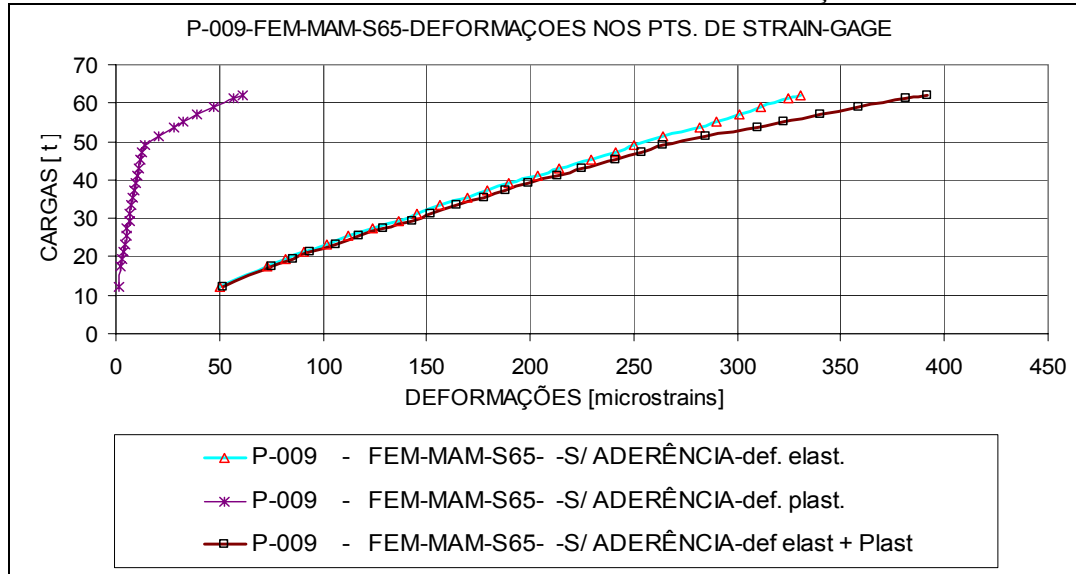
No gráfico da TAB. 6.11.2a, os valores dos deslocamentos verticais do topo.

TABELA 6.11.2a P-009-MAM-S65-sem aderência-deslocamento vertical do topo.



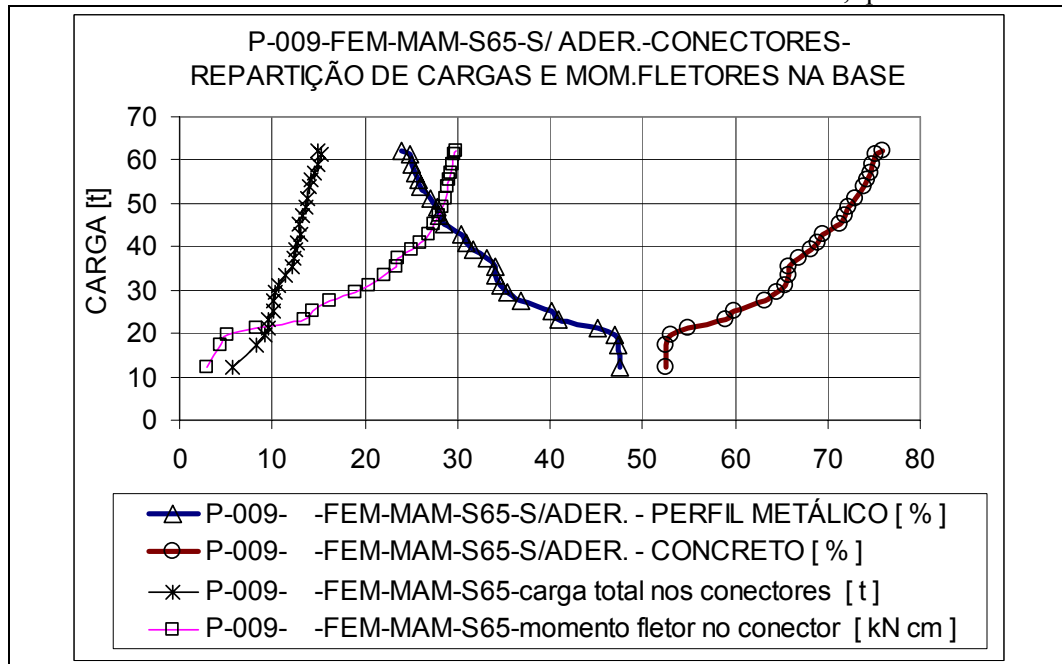
Nos gráficos da TAB. 6.11.2b, os valores das deformações nos pontos de “strain-gages”

TABELA 6.11.2b P-009-MAM-S65-ZNA-sem aderência-deformações na ZNA.



Nos gráficos da TAB. 6.11.2c, o cortante e o momento fletor na base dos conectores, além dos quinhões de cargas no concreto e no perfil metálico.

TABELA 6.11.2c P-009-MAM-S65-ZNA-sem aderência-conectores, quinhões.



Nas figuras da TAB. 6 11.2d e TAB.6 11.2e, a fissuração e o esmagamento do concreto na ZIC e ZNA, que já se iniciam a 30% do ELUN de 62t.

TABELA 6.11.2d P-009-MAM-S65-sem aderência-fissuração e esmagamento na ZIC.

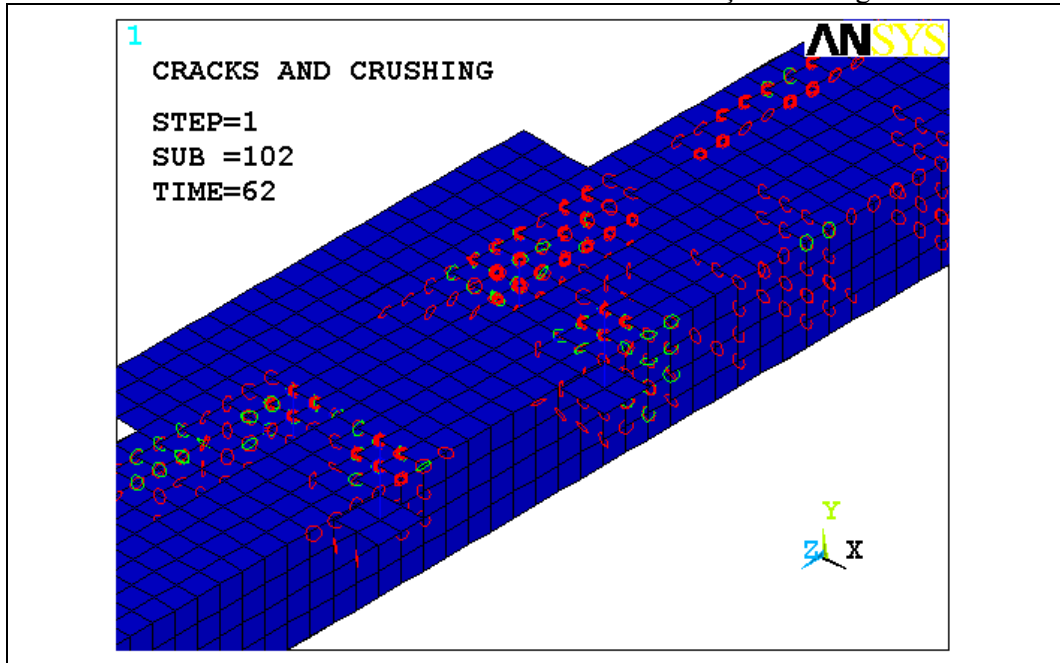
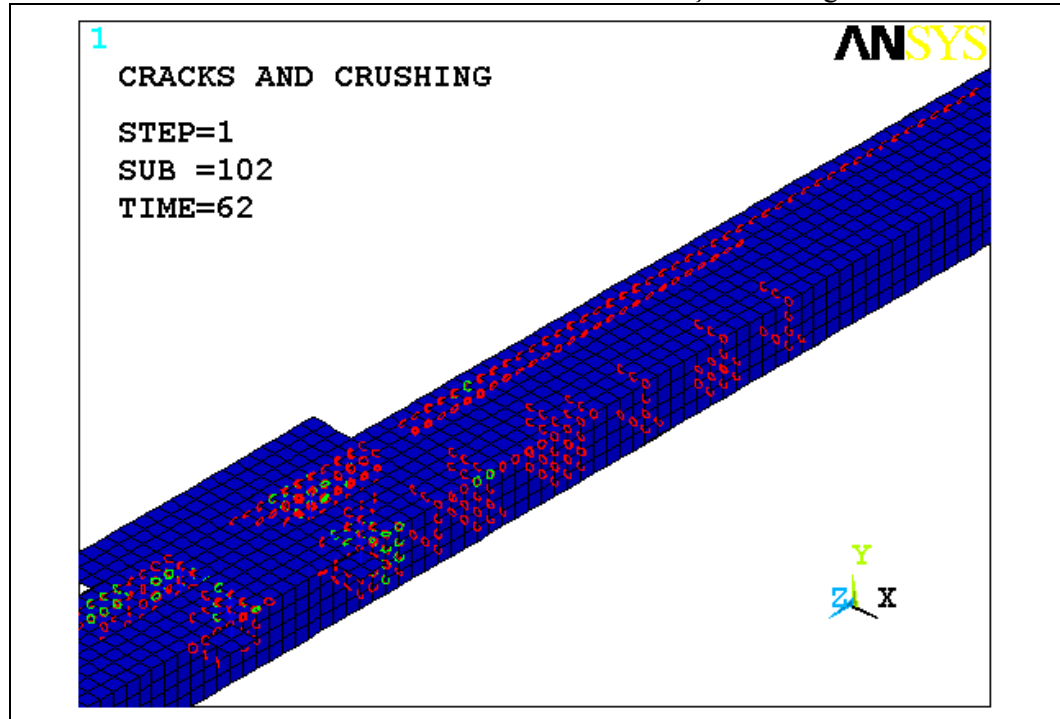
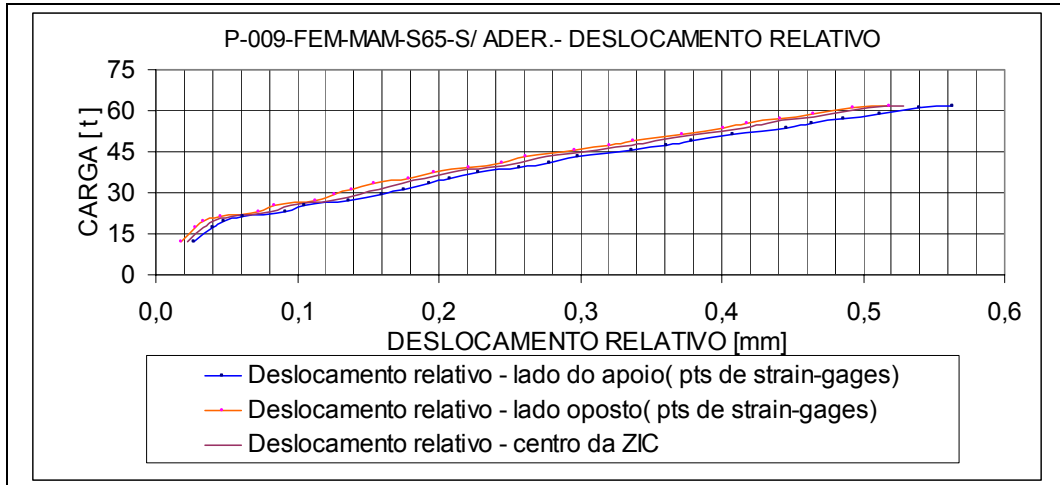


TABELA 6.11.2e P-009-MAM-S65-s/ aderência-fissuração e esmagamento-ZIC-ZNA.



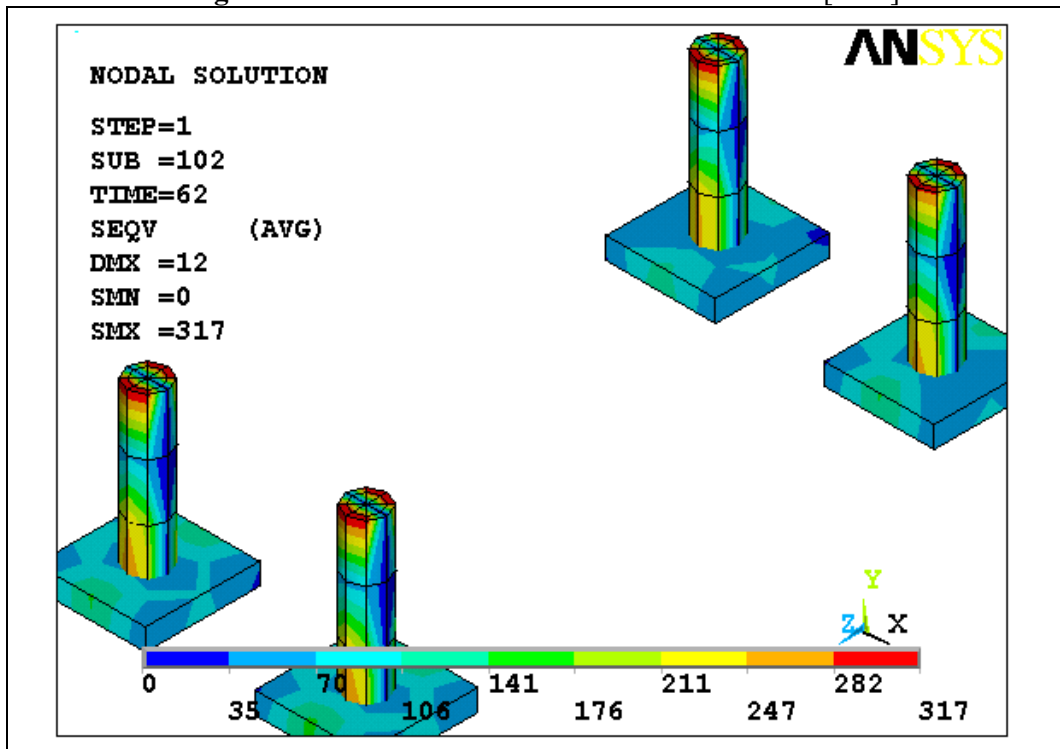
No gráfico da TAB. 6.11.2f, o escorregamento relativo entre o perfil e o concreto.

TABELA 6.11.2f P-009-MAM-S65-sem aderência-deslizamentos relativos.



As figuras da TAB. 6.11.2g mostram as tensões de von Mises nos conectores.

TABELA 6.11.2g P-009-MAM-S65-ZIC-s/ ader.-tensão-von Mises[MPa]-conectores.

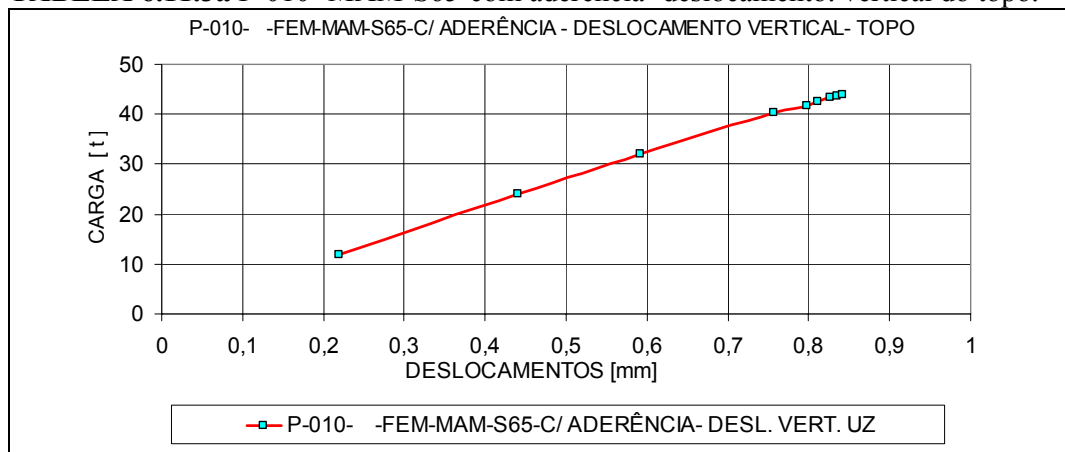


6.11.3 Resultados do processamento P-010[MAM-Solid-65 com aderência]

Os gráficos das tabelas seguintes mostram os resultados do processamento P-010 do modelo MAM, em SOLID 65, com aderência entre o perfil metálico e o concreto. Nesse processamento, o modelo FEM está com fissuração e esmagamento habilitados para a simulação do concreto apresentando um ELUN=44t. .

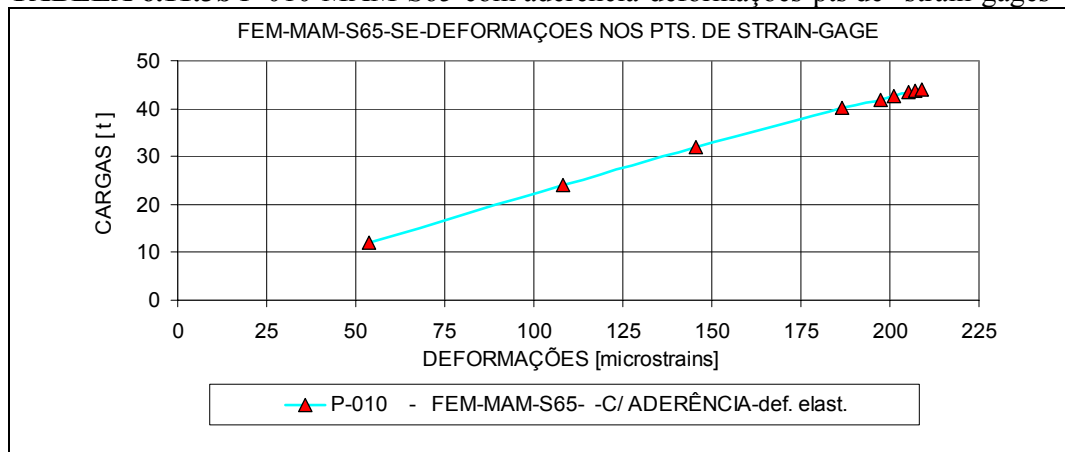
No gráfico da TAB. 6.11.3a são apresentados os valores dos deslocamentos verticais do topo do perfil misto para o processamento P-010. 170

TABELA 6.11.3a P-010 -MAM-S65-com aderência- deslocamento. vertical do topo.



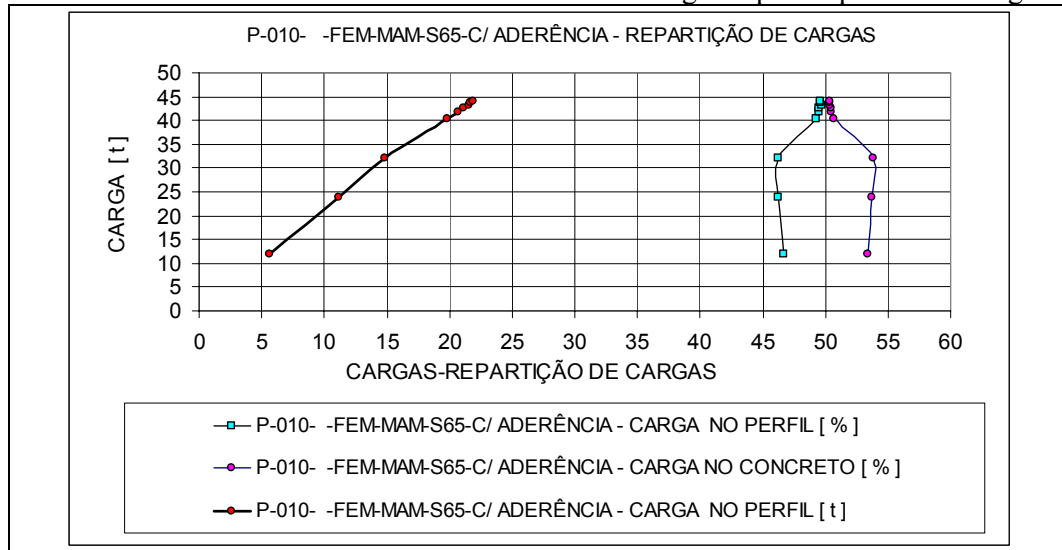
Os gráficos da TAB. 6.11.3b apresentam os valores das deformações elásticas nos pontos de “strain-gages” para P-010.

TABELA 6.11.3b P-010-MAM-S65-com aderência-deformações-pts de “strain-gages”.



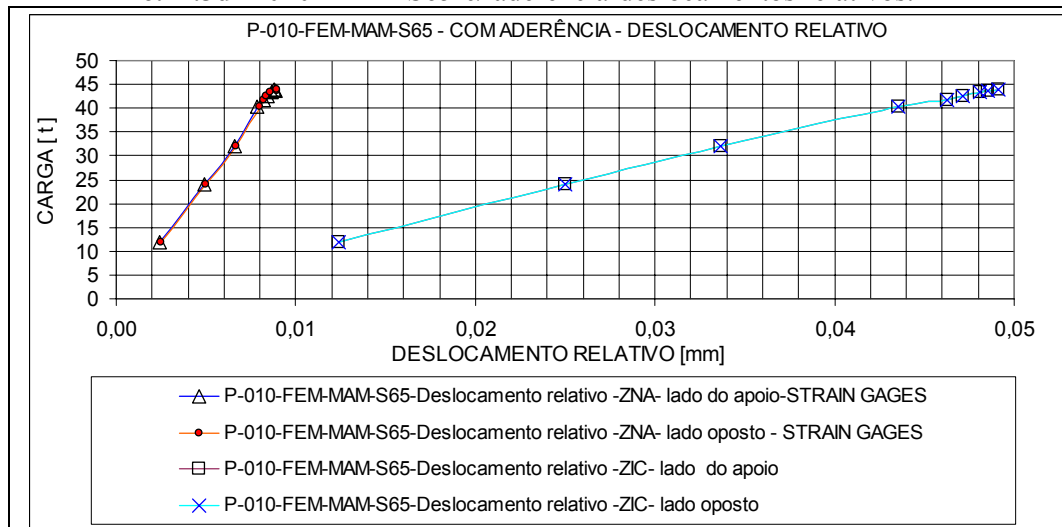
Os gráficos da TAB. 6.11.3c mostram o percentual de carga absorvido pelo concreto e pelo perfil metálico ao longo do carregamento. Está também representado no gráfico a carga atuante no concreto.

TABELA 6.11.3c P-010-MAM-S65-com aderência-carga no perfil-quinhão de cargas.



Os deslocamentos relativos entre nós adjacentes da ZIC e ZNA do perfil misto, estão nos gráficos da TAB. 6.11.3d. Como a aderência foi simulada neste modelo, como se o concreto estivesse conectado com o perfil no mesmo nó, esses valores não são escorregamentos numéricos, mas deslocamentos, e vê-se que na ZIC eles ultrapassam os da ZNA.

TABELA 6.11.3d P-010-MAM-S65-c/ aderência-deslocamentos relativos.



Nas Figuras da TAB. 6.11.3e e TAB. 6.11.3f , as tensões de von Mises na região do perfil metálico e concreto respectivamente, correspondentes à ZIC e parte da ZNA.

TABELA 6.11.3e P-010-MAM-S65-c/ aderência-von Mises-perfil metálico[MPa]P=44t

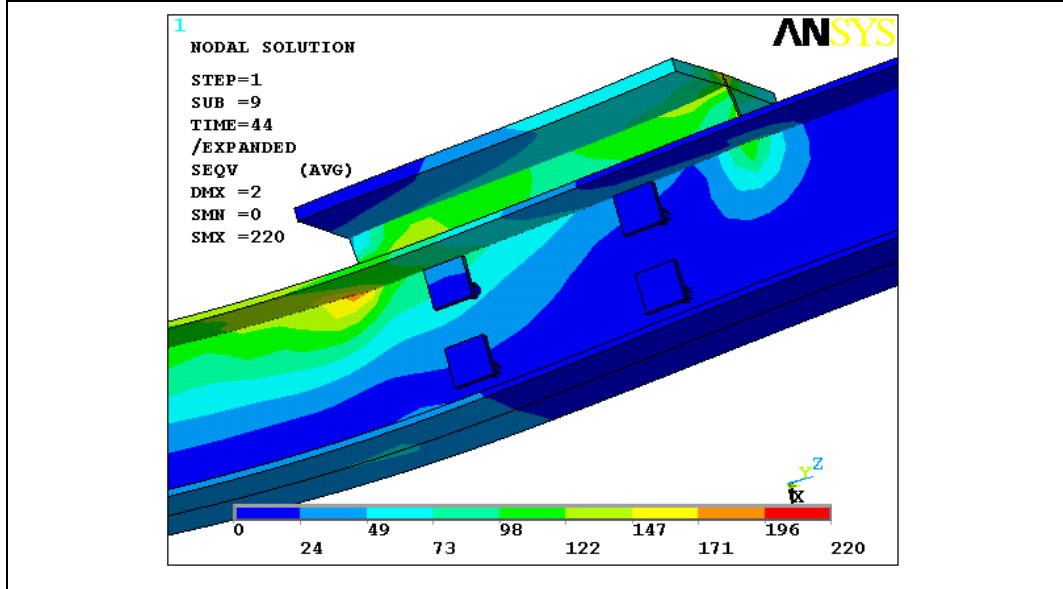
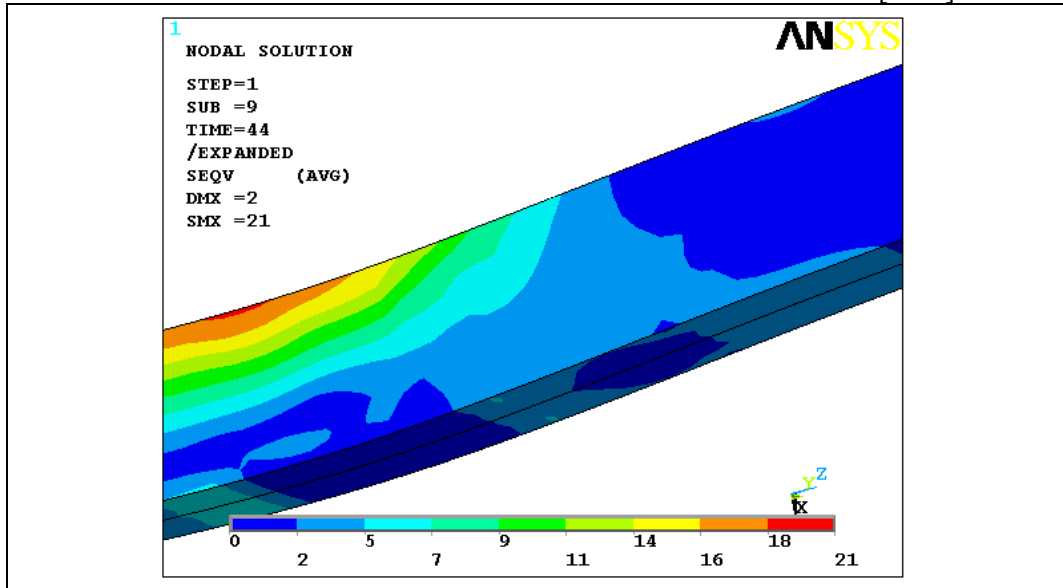


TABELA 6.11.3f P-010-MAM-S65-com aderência-von Mises-concreto[MPa]P=44t



As figuras da TAB. 6.11.3g e TAB. 6.11.3h mostram as fissurações e esmagamentos na ZIC e ZNA para o P-010. Observa-se que os esmagamentos(tetraedros), aparecendo aqui como losangos, são mais concentrados na ZNA, enquanto na ZIC, houve mais fissurações.

TABELA 6.11.3g P-010-MAM-S65-c/ aderência-fissurações-esmagamentos-ZIC-ZNA

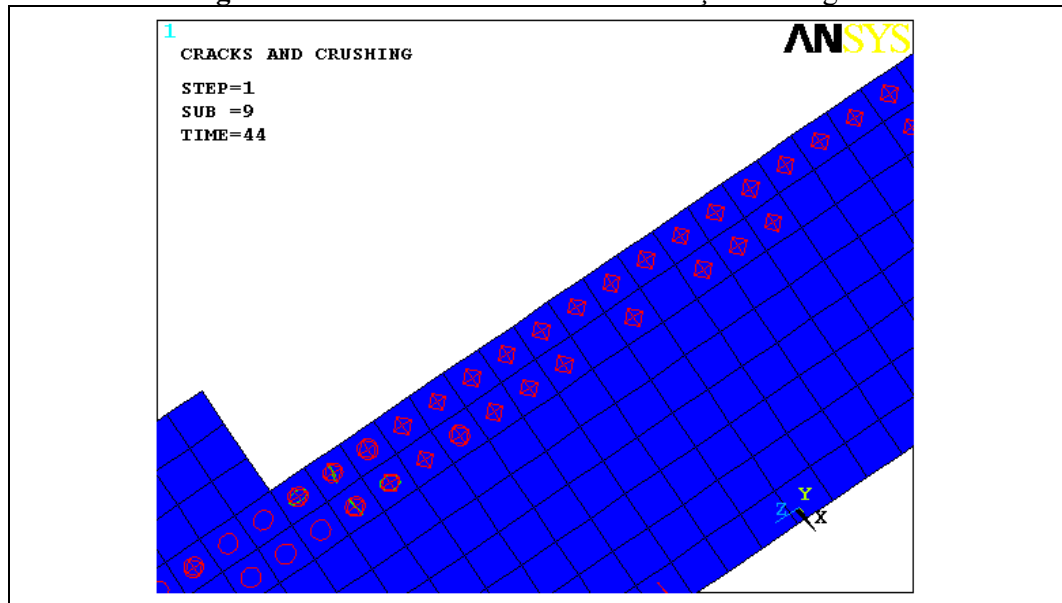
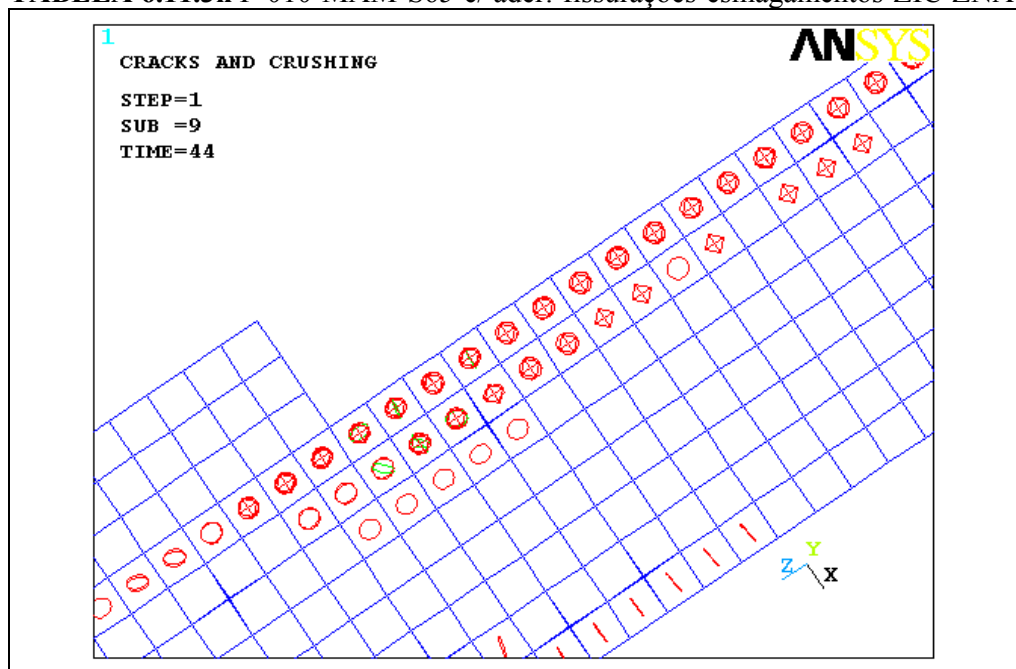


TABELA 6.11.3h P-010-MAM-S65-c/ ader.-fissurações-esmagamentos-ZIC-ZNA



6.11.4 Resultados do processamento P-010SE[[MAM-Solid-65 com aderência].

Os gráficos das tabelas. seguintes mostram os resultados do processamento P-010SE, modelo MAM, em SOLID 65, com aderência entre o perfil metálico e o concreto. Apenas a fissuração do concreto nesta simulação foi ativada. Nos gráficos das

TABs. 6.11.4a e 6.11.4b se encontram os deslocamentos do topo e as deformações nos pontos de “strain-gages”, respectivamente.

TABELA 6.11.4a P-010SE -MAM-S65-com aderência- deslocamento. vertical do topo.

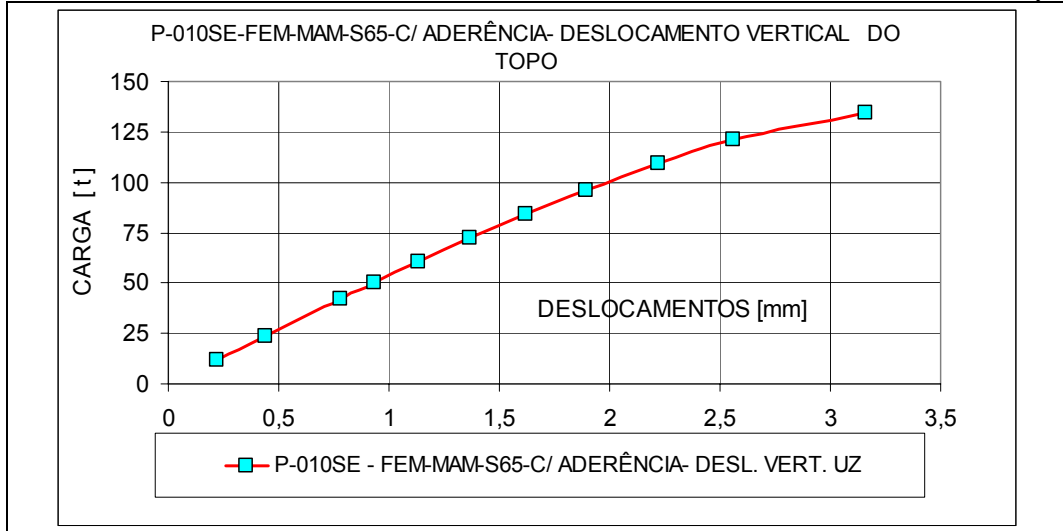
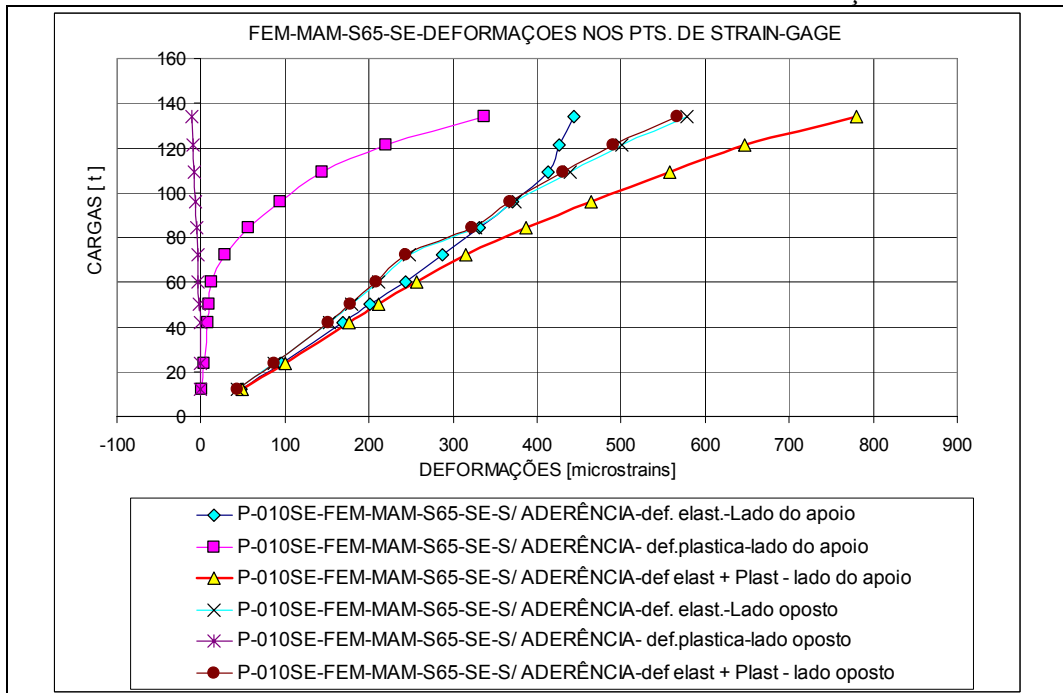
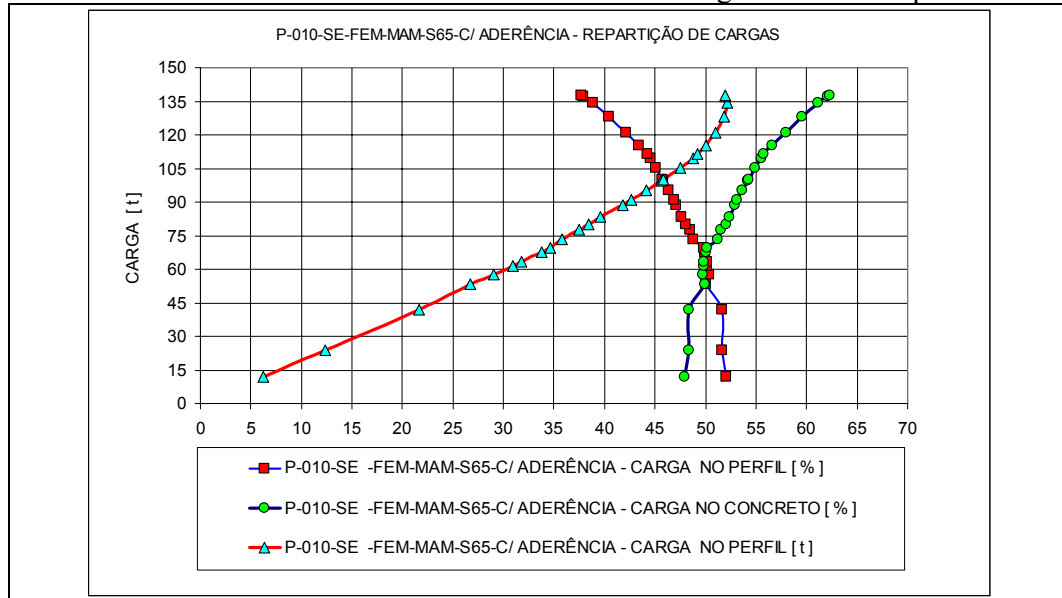


TABELA 6.11.4b P-010SE-MAM-S65-ZNA-com aderência-deformações na ZNA.



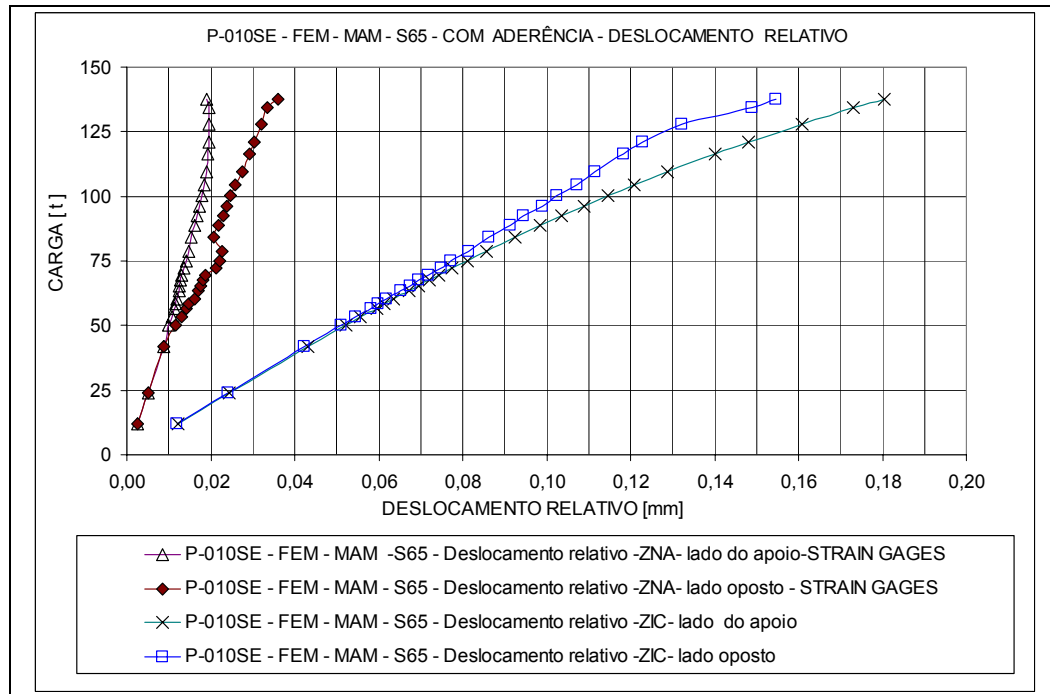
Os gráficos da TAB. 6.11.4c mostram a carga total no perfil metálico, o percentual de carga do mesmo perfil metálico e o do concreto.

TABELA 6.11.4c P-010SE-MAM-S65-com aderência-carga no concreto-quinhões.



Os deslocamentos relativos entre nós adjacentes da ZIC e ZNA do perfil misto, estão nos gráficos da TAB. 6.11.4d. Como existe aderência neste modelo, êsses valores são apenas deslocamentos relativos no modelo FEM, e, na ZIC, ultrapassam os da ZNA.

TABELA 6.11.4d P-010SE-MAM-S65-ZIC-com aderência-deslocamentos relativos.



Nas figuras das TABs. 6.11.4e e 6.11.4f, as tensões de von Mises na ZIC do pilar misto.

TABELA 6.11.4e P-010SE-MAM-S65-ZIC -com aderência-von Mises-perfil[MPa]

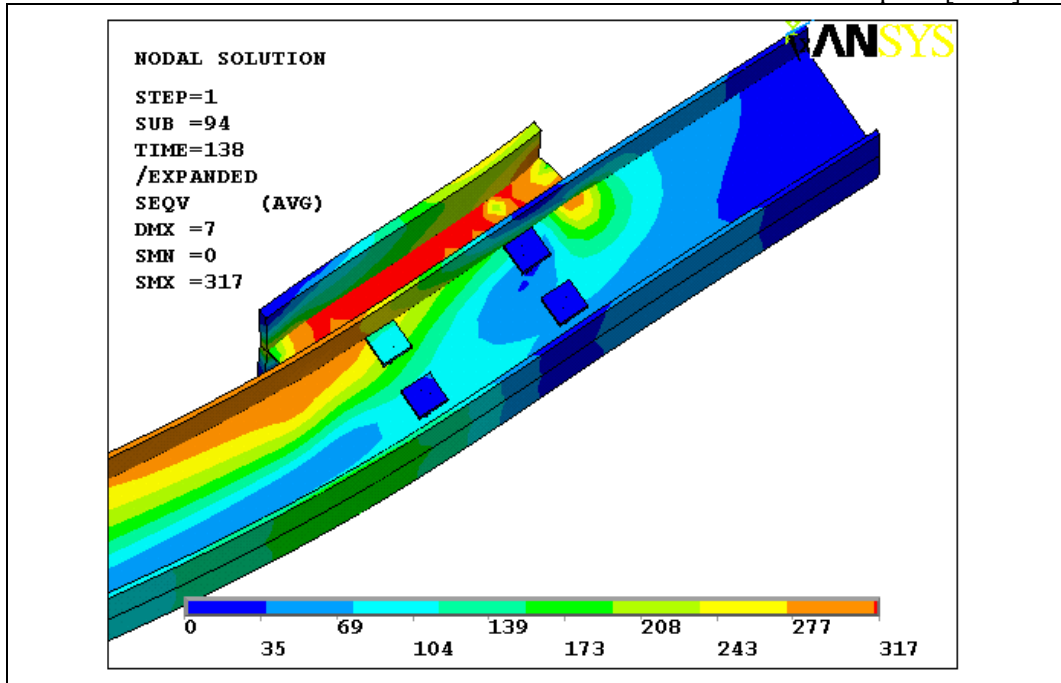
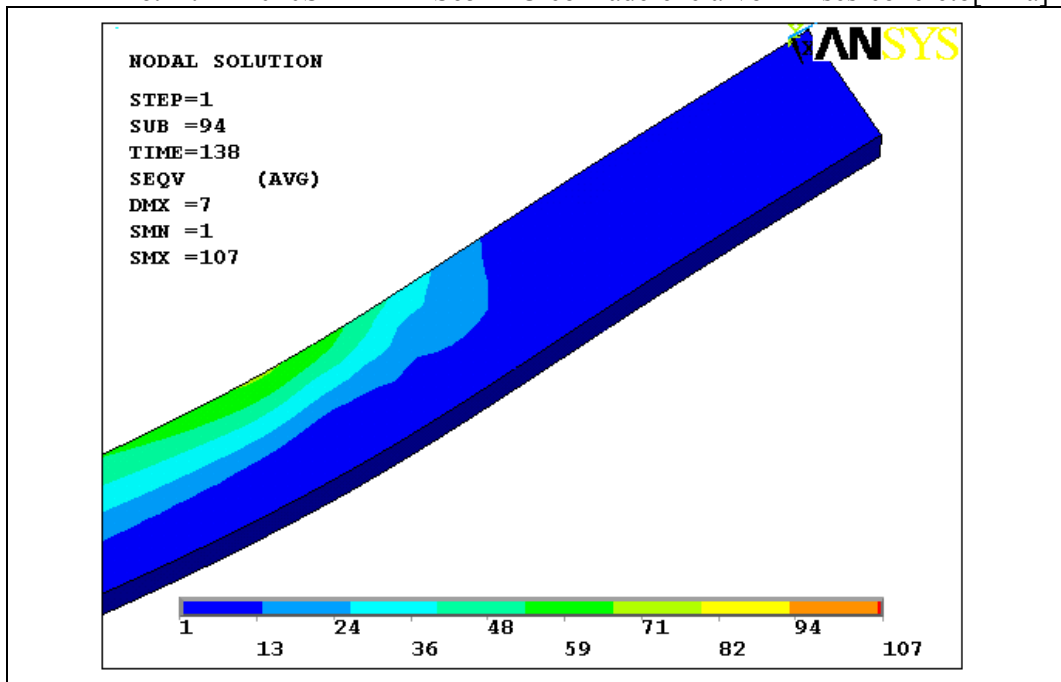
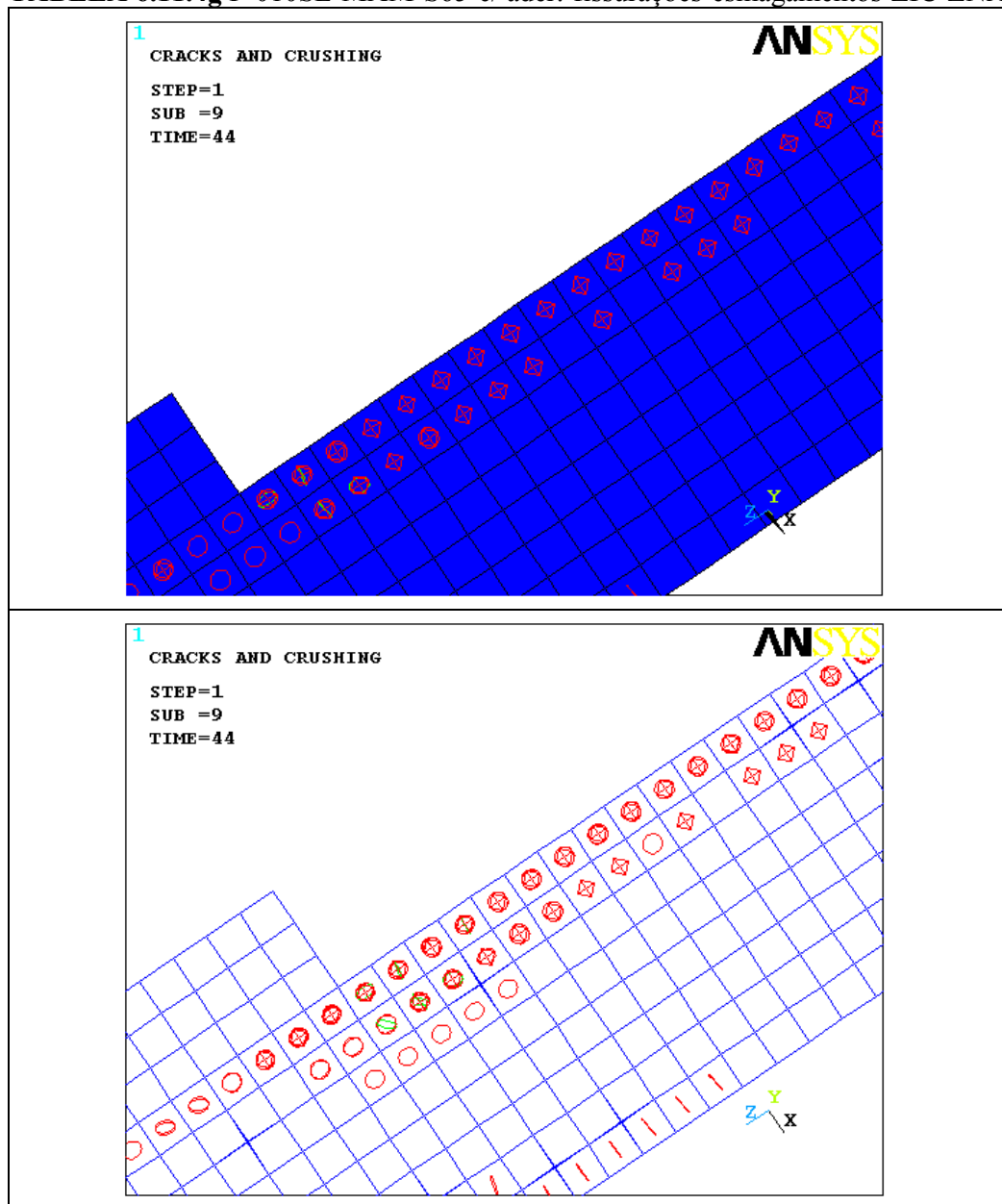


TABELA 6.11.4f P-010SE-MAM-S65-ZIC-com aderência-von Mises-concreto[MPa]



As figuras da TAB. 6.11.4g mostram as fissurações e esmagamentos na extremidade da ZIC e em parte da ZNA para o P-010SE. Observa-se que os esmagamentos(tetraedros) apareceram mais na ZNA, já na ZIC, houve mais fissurações.

TABELA 6.11.4g P-010SE-MAM-S65-c/ ader.-fissurações-esmagamentos-ZIC-ZNA



7

COMPARAÇÕES: TEÓRICO/NUMÉRICO/EXPERIMENTAIS

7.1 Introdução

Com diversos modelos numéricos processados e com os resultados dos ensaios experimentais realizados, abordar-se-ão neste capítulo as diferenças entre alguns dos resultados encontrados, tanto nas ZNA's quanto nas ZIC's.

Nas comparações com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório foram também usados os valores dos cálculos teóricos do CAP. 4.

É praticamente impossível e seria muita pretensão esgotar numa dissertação de mestrado toda essa pesquisa. No entanto, um grande esforço foi despendido para que se conseguissem alguns resultados satisfatórios.

7.2 Confiabilidade dos resultados a serem comparados

A qualidade e confiabilidade dos valores obtidos nos ensaios experimentais realizados no laboratório podem depender do número de ensaios, do controle rigorosíssimo de processos, qualidade de equipamentos de medição, colocação adequada dos equipamentos de medição nos pilares, tais como, “ strain-gages”, DT's, além dos problemas de transmissão, de interferências na transmissão para a coleta de dados propriamente dita.

Devido ao pequeno número de ensaios, além das dificuldades de todo o tipo encontradas, como a montagem de modelos experimentais de grande peso e dimensões,

e ainda, que os ensaios foram realizados na área externa do laboratório. Como vimos no CAP. 5.0, um pórtico especial foi construído para esta finalidade, e essa adaptação fez parte desta dissertação.

Não estando a área de ensaios ainda devidamente coberta, uma série de dificuldades relacionadas às condições climáticas tiveram influências decisivas nos ensaios. Alguns sensores apresentaram problemas durante a execução dos ensaios, com prejuízo de resultados. Vários ensaios tiveram que ser adiados ou mesmo interrompidos, devido às chuvas. DT's e relógios comparadores, sensíveis à exposição ao tempo, frequentemente eram retirados no meio de ensaios ao se iniciar uma chuva, tendo que se esperar alguns dias para se executar ou completar um teste já iniciado.

Em virtude dos fatos relatados, para se comparar com os modelos ensaiados, foi exigido uma grande responsabilidade no modelo numérico. Sabe-se, todavia, que um dos objetivos do modelo numérico, de uma maneira geral, é a complementação do modelo experimental para diminuição de custo dos ensaios, dentre outras finalidades. Em contrapartida, o cálculo numérico por elementos finitos depende da escolha adequada dos elementos finitos, do estado da arte desses elementos para representar a realidade, da confecção de modelos também adequados, da qualidade, limitação e confiabilidade do hardware, do software, além, é claro, da experiência do programador software utilizado.

Como já foi dito, a exigência de modelos numéricos realísticos tornou-se imprescindível diante de certas incertezas ocasionadas por dificuldades ocorridas na execução dos ensaios, além do fato, de que os mesmos ensaios serem realizados em número reduzido. Houve então a necessidade de se aprofundar e de se especializar bastante no software usado, caso contrário, não se conseguiria resultados satisfatórios, para confrontar o cálculo numérico FEM com os ensaios. Isso exigiu mais tempo, determinação e pré-conhecimento do manuseio de modelos numéricos, tanto do mestrando, como do orientador.

É esclarecedor o fato de que o modelo numérico foi desenvolvido com o uso de software consagrado pela precisão e capacidade, dentro de um estado da arte “disponível” na versão do software e aliado ao uso dos hardwares existentes no LAMEC (laboratório de computação da EE_UFMG).

As únicas referências independentes de sensores eletrônicos são as medições de

deslocamentos nos ensaios, através de relógios comparadores, e o comportamento na fase elástica, este último mais fácil de se avaliar com as fórmulas da resistência dos materiais, ou mesmo, nas fases em que o efeito não-linear é pequeno ou desprezível. Infelizmente, devido à localização dos relógios comparadores a mais de 5,0 m de altura e falta de plataformas adequadas durante os ensaios, o acompanhamento tornou-se de difícil leitura, além de que a segurança foi crucial em função de altas cargas envolvidas.

A carga última também é um valor observável, visto que ela pode ser percebida nos ensaios pela observação de trincas no concreto. Além disso, a própria análise teórica, com valores de resistência dos materiais envolvidos, propicia uma avaliação do estado limite último sem considerar, é claro, detalhes mais específicos.

No laboratório de ensaios (LAEEES) não havia, na época, equipe permanente de apoio, sendo necessário um grande empenho pessoal dos interessados para execução dos ensaios. No laboratório, cada ensaio é executado diretamente pelo pessoal interessado, sendo que a administração do laboratório, já com inúmeras tarefas próprias em andamento, só pode dar apoio com pessoal de montagem e de colocação da instrumentação, quando requisitado e programado. Com isso, a responsabilidade dos ensaios é do próprio mestrando e o ensaio é dependente da experiência adquirida no curso de análise experimental, havendo então, necessidade de contar com a ajuda esporádica de outros profissionais.

Todos os fatos mencionados ocasionaram problemas diversos durante os ensaios, que foram executados com grande dificuldade. Acredita-se que quando o pórtico de ensaios estiver com a devida cobertura já projetada, plataformas de acesso construídas, os ensaios poderão ser melhor controlados, tornando possível uma referência mais absoluta para o modelo numérico.

7.3 Sequência cronológica de trabalho: modelos numéricos e ensaios

Durante a avaliação dos resultados dos modelos experimentais, surgiu um questionamento sobre se os processamentos dos modelos numéricos deviam anteceder os ensaios de laboratório. Este questionamento surgiu, principalmente, devido ao fato de que alguns resultados dos ensaios não estavam de acordo com algumas previsões de cálculos simplificados com fórmulas da resistência dos materiais. Este capítulo foi

inserido apenas com o propósito de se chamar a atenção para um problema que sempre ocorre em análises deste tipo.

7.4 Aderência

Na pesquisa efetuada nesta dissertação a aderência foi um dos pontos chaves na comparação entre os vários modelos numéricos e entre os modelos numéricos e os experimentais.

Nas diversas comparações, a abordagem da aderência se fez ou com sua existência ou sem ela. O escorregamento sempre existente em estruturas mistas somente poderia ser executado com a utilização de elementos que contivessem capacidade de fissuração e esmagamento, o que ocorreu nos modelos em SOLID65, cuja análise dos resultados será apresentada neste capítulo.

7.5 Comparações entre resultados – Modelo MSM

7.5.1 Introdução e Estados limites encontrados

Numa análise numérica e numa análise experimental a quantidade de informações são enormes. Vários gráficos foram traçados e tabelas executadas. A tarefa de comparação de resultados em grande número foi restringida a alguns pontos julgados mais importantes.

Só o esforço para se construir e testar os modelos numéricos ocupou boa parte do trabalho de dissertação. A instabilidade numérica do SOLID65 implicou em dezenas de testes de processamento e de avaliações. Dependendo do tamanho do modelo, vários processamentos duraram mais de 7 horas de execução. A tarefa de calibração dos modelos se torna uma atividade contínua, na medida em que se implementem mais dados ao modelo. Alguns modelos serão adaptados futuramente, não fazendo parte desta dissertação. Toda essa complementação será executada na forma de artigos.

O uso do SOLID65 foi o grande desafio enfrentado, além da construção dos próprios modelos, cuja técnica é associada ao aplicativo usado e depende da experiência em modelação no Ansys. O SOLID65 é um grande avanço na simulação do comportamento do concreto, porém, necessita de mais desenvolvimento, para atender ao comportamento real do concreto.

O tamanho dos modelos é outra tarefa difícil. Modelos grandes podem não ser processados, ou, necessitar de muito tempo de processamento, mesmo com computadores mais velozes. A TAB. 7.5.1 mostra os valores dos estados limites últimos numéricos para os modelos MSM, além das características de cada modelo processado. É interessante comparar esses valores com aqueles encontrados no Cap. 4, pelo processo simplificado do Eurocode, que são para o esforço normal máximo de cálculo:

MSM..... 200t.

MAM..... 114t.

Obs.: os coeficientes de ponderação das resistências foram feitos igual a 1.0

TABELA 7.5.1 Estados limites últimos numéricos(ELUN)-modelos MSM processados.

Rodada	FEM	Aderência	P (tf)(*)	Arquivo	Elem	Nós	Constr.	Couples
P-001	S45	c/ader.	253	fileLT02	2514	3493	3309	0
P-002	S45	s/ader.	205	file03LT	2514	3493	3309	989
P-003	S65	s/ader.	72,5	file04LT	2514	3493	3309	989
P-004SE	S65	s/ader.	199	file05LT	2514	3493	3309	989
P-005	S65	c/ader.	96	file06LT	2514	3493	3309	0
P-006	S65	c/ader.	281	File06LTSE	2514	3493	3309	0

(*)Modelo MSM-“Eurocode” P=200t

Os resultados dos estados limites últimos encontrados pelo processo simplificado do “Eurocode” são próximos dos valores dos processamentos P-002 e P-004SE da TAB. 7.5.1. Com os valores de P-001 e P-006, vemos que, em P-001, foi usado o S-45. e no P-006 foi usado o S-65 ambos com aderência total, porém, com esmagamento desligado no P-006. O P-002, embora em S-45 e sem aderência e, sendo que o S-45 não simula o esmagamento local do concreto em torno dos conectores, tende a se aproximar mais da realidade. O concreto na região dos conectores, submetido, no caso real a um confinamento, usa no modelo FEM com o S-45, o benefício de não se esmagar. No P-003, foi usado o S-65, sem aderência, tendo um ELUN aproximadamente 25% menor do que o P-005 com S-65, com aderência.

7.5.2 Deslocamento vertical do topo entre modelos MSM experimentais.

A FIG. 7.5.1 mostra os resultados de ensaios entre dois modelos MSM experimentais.

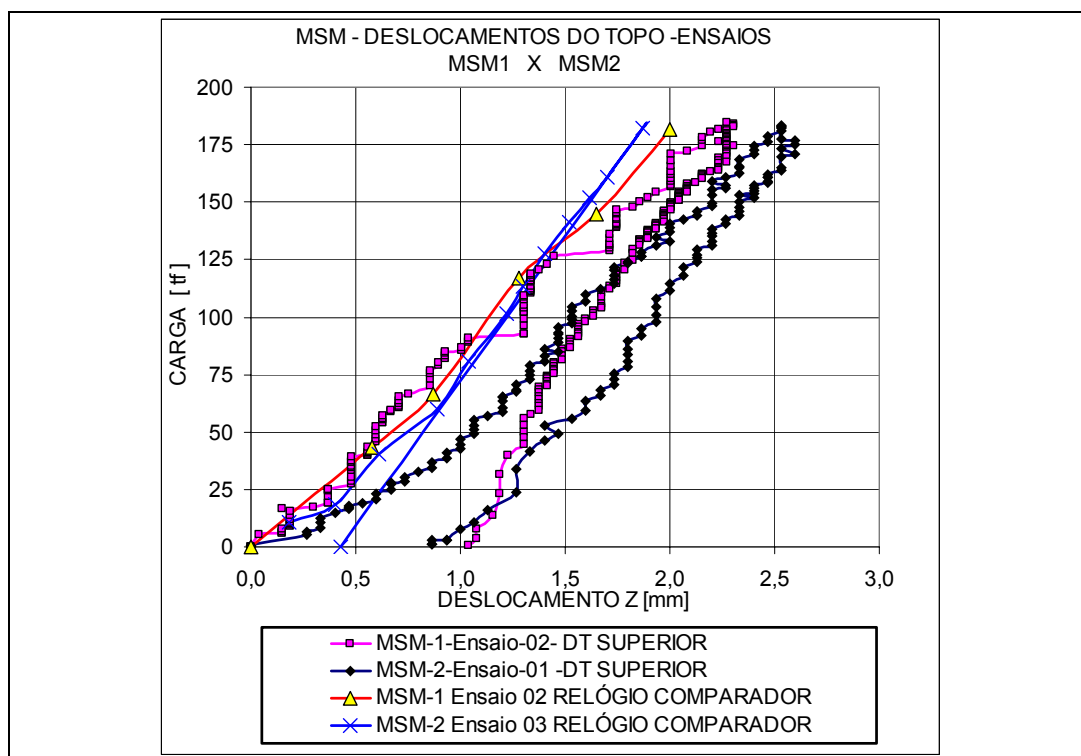


FIGURA 7.5.1 MSM-Deslocamentos verticais entre modelos experimentais e similares.

Os gráficos de deslocamentos verticais, entre os dois modelos MSM ensaiados apresentaram diferenças, embora sejam o mesmo tipo de ligação e mesmo tipo de pilar misto. A explicação para o comportamento diferente podem ser as excentricidades de aplicação de carga entre um modelo e outro. O valor máximo, porém, tem apenas uma diferença de 9,5%, para a carga máxima do ensaio de aprox 183t. A diferença de excentricidade de aplicação de carga é de $exc(dx)=0$ p/ MSM-1(Ensaio 02), para $exc(dx)=20$ mm para o MSM-2 (Ensaio 03). O DT está colocado do lado direito da estrutura para quem olha para o pórtico de frente, ver FIG.5.10.1 do Cap. 5.0. Nela, pode-se ver que o DT está localizado a 180mm do eixo do pilar e do lado da excentricidade, conseqüentemente, no sentido do giro proporcionado pela excentricidade existente, sendo essa uma explicação provável para a diferença entre os dois aspectos do gráfico

Os deslocamentos obtidos pelos relógios comparadores, utilizados a partir dos ensaios e plotados na FIG. 7.5.1, mostram que as suas inclinações são bem próximas da

inclinação das curvas dos DT's, a partir de um certo valor da carga, comprovando-se a coerência entre os deslocamentos.

7.5.3 Comparação de deslocamentos no topo, entre ensaios e modelos numéricos

A comparação dos deslocamentos no topo entre os modelos experimentais e os modelos numéricos, além dos modelos numéricos entre si é o objetivo deste capítulo.

Uma das conclusões que se pode tirar, embora as cargas no modelo experimental não tenham ultrapassado 200t, por limite do equipamento, é que a tendência da curva experimental é ficar entre os dois modelos numéricos. Outro ponto importante é que quase todas as curvas têm na região elástica um certo paralelismo. O fato das curvas experimentais serem transladadas, uma em relação à outra, demonstra uma acomodação do neoprene superior, do pórtico e dos apoios.

Pode-se observar também que os modelos em SOLID45 são mais rígidos do que os modelos em SOLID65, pois estes últimos possuem capacidade de fissuração. Outra coisa importante é que a curva relativa ao SOLID65 só vale até a carga que promove uma deformação no concreto abaixo de 0,35% nos modelos sem esmagamento. O estado limite numérico dos modelos do concreto em SOLID65 e SOLID45 sem aderência é quase o mesmo. Situação idêntica acontece entre os modelos com aderência.

O efeito da aderência no pilar misto representa um aumento de 40% no ELUN em relação aos modelos sem aderência. Em outras palavras, a capacidade do pilar misto aumenta, nesse caso, em mais de 80t. Finalmente, vemos que pelos resultados que a fissuração nesse modelo de compressão centrada não teve efeito nos ELUN, entre os modelos em SOLID45 e SOLID65. A FIG. 7.5.2 mostra as curvas de deslocamento vertical do topo entre modelos MSM numéricos e MSM experimentais.

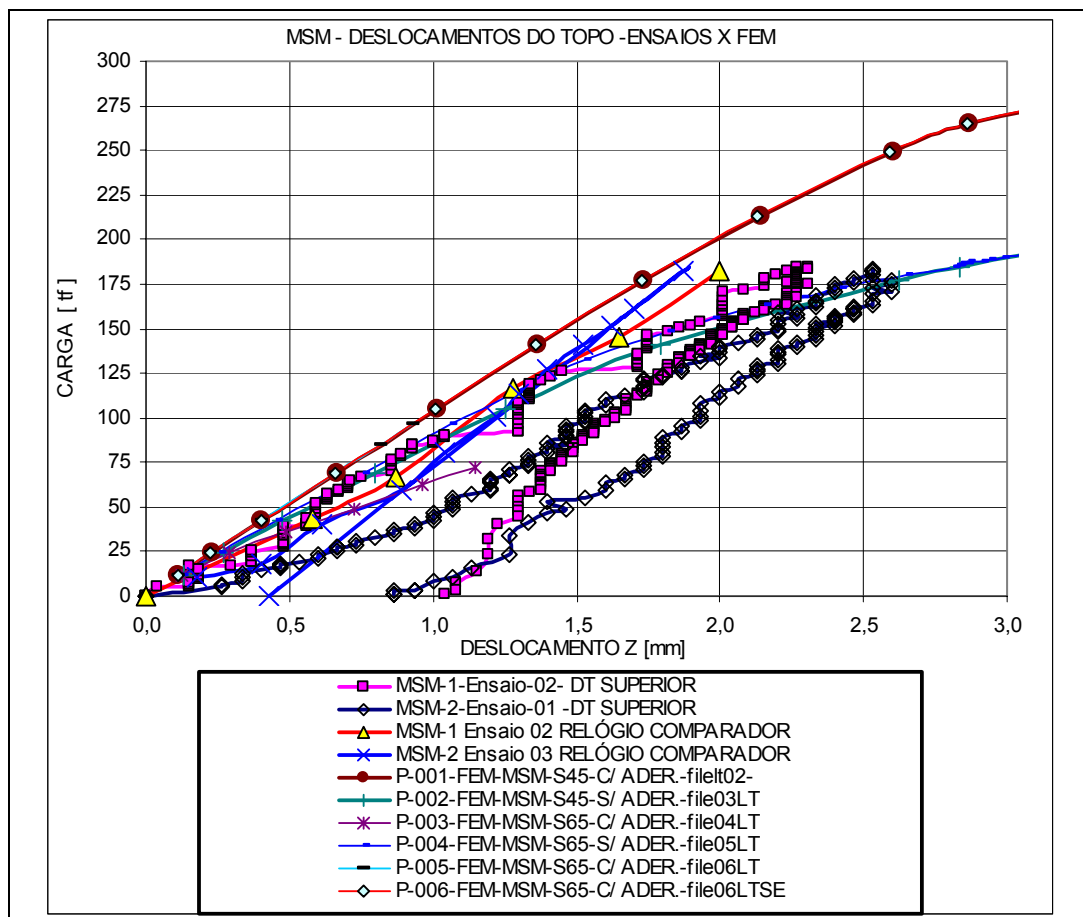


FIGURA 7.5.2 MSM-Deslocamentos-topo: FEM [S45-S65] X modelos experimentais.

A FIG. 7.5.3 mostra os deslocamentos no topo, dos modelos numéricos MSM, com SOLID-65, e os deslocamentos dos modelos equivalentes MSM experimentais.

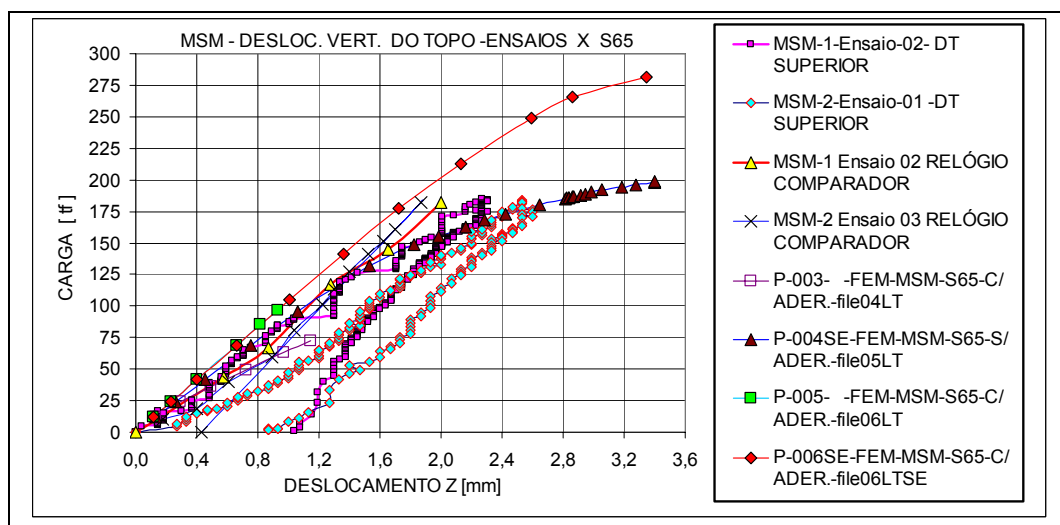


FIGURA 7.5.3 MSM-Deslocamentos do topo: FEM S65 X Modelos experimentais

A FIG. 7.5.4 compara deslocamentos do topo entre modelos FEM-MSM c/ S45 e S65.

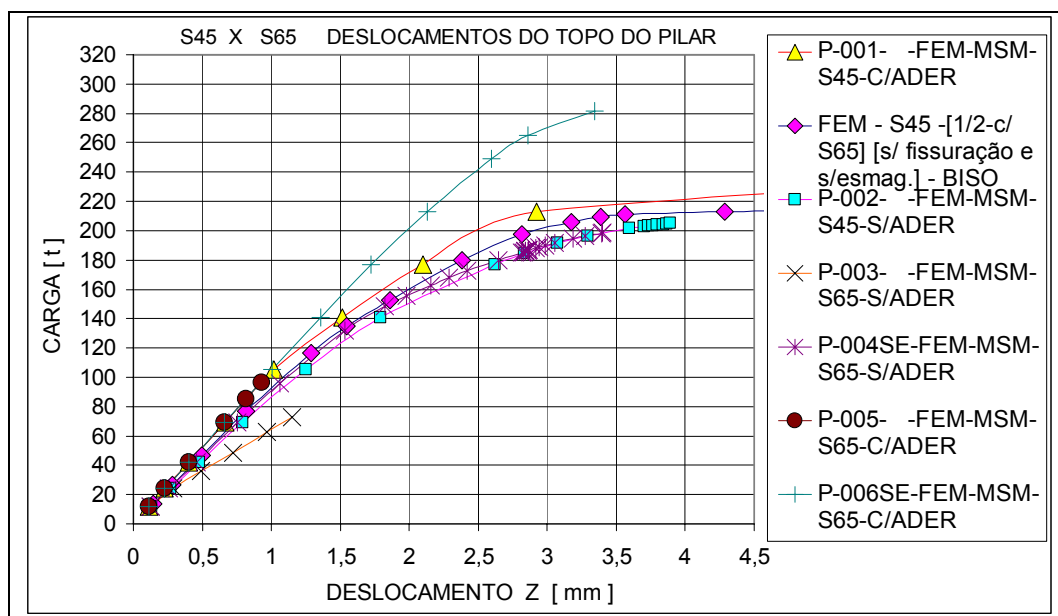


FIGURA 7.5.4 MSM-FEM-Deslocamentos do topo: SOLID45 X SOLID65

7.5.4 Deformações entre modelos experimentais MSM1 X MSM2, MSM X FEM.

A FIG. 7.5.5 mostra os resultados das deformações médias nas ZNA's, dos ensaios, entre dois modelos experimentais, geometricamente idênticos, região esta, situada a 200mm acima da chapa de apoio, já mostrada no CAP.5.0. Pode-se ver uma diferença máxima, menor que 20% entre os modelos, para carga de aproximadamente 180t. As causas desta diferença podem ser diversas, desde problemas derivados da captação e transformação de dados, aos devidos a temperaturas, f_{ck} , defeitos de “strain-gages”, etc.

O modelo FEM-S65, do processamento P-006SE, com aderência, sem simulação de esmagamento, apresentou as maiores diferenças entre os demais, ou seja, apresentando um menor deslocamento para a mesma carga

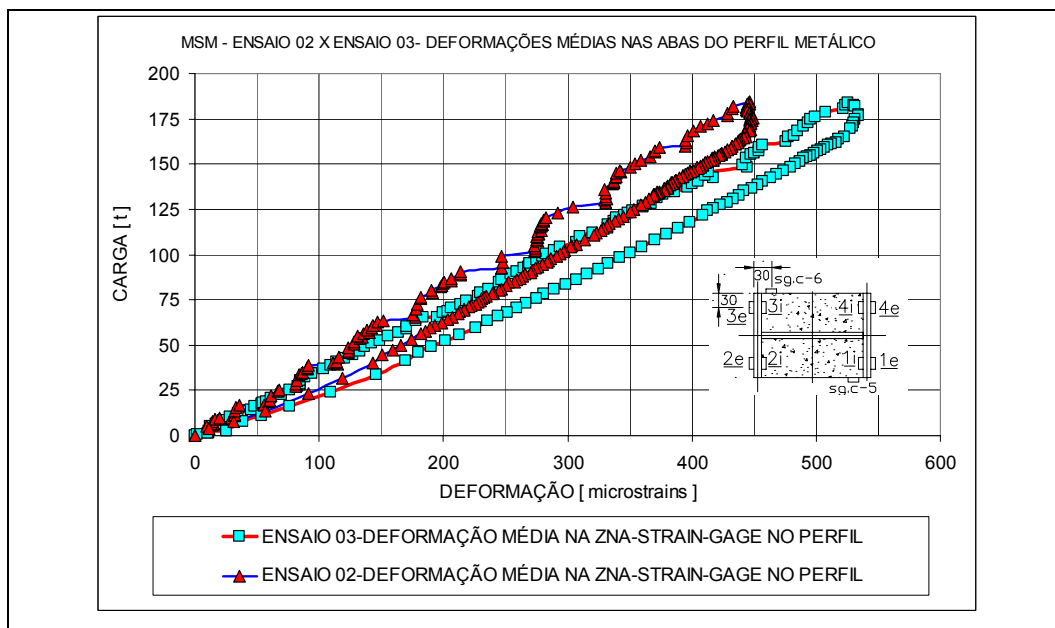


FIGURA 7.5.5 Deformações na ZNA: MSM1 X MSM2 – Ensaios experimentais.

A FIG. 7.5.6 mostra as deformações dos modelos experimentais MSM e as obtidas numericamente, nos mesmos pontos equivalentes dos “strain-gages”.

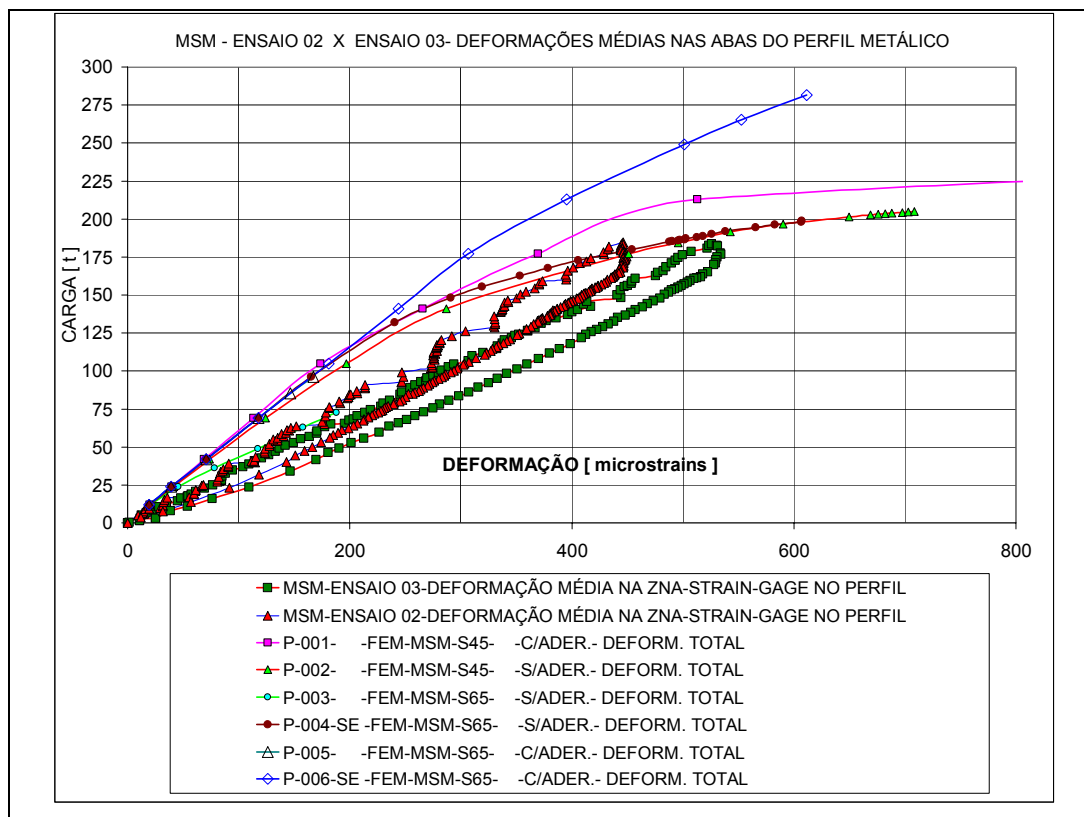


FIGURA 7.5.6 MSM-ZNA-Deformações: Ensaios X FEM [S45 e S65]

7.5.5 MODELO MSM-Quinhões de cargas no concreto e perfil metálico para os dados teóricos, experimentais e numéricos.

Antes de serem calculadas as distribuições de cargas, deve-se esclarecer que não foi atingido, nos ensaios experimentais desses modelos, o estado limite último, e que:

- 1- A carga máxima atingida nos ensaios dos modelos MSM foi em torno de 180t.
- 2- O esforço normal de plastificação $N_{pl,R}$ do pilar, calculado no CAP. 4.0 TAB. 4.6.2., é de valor aproximado igual a 227t.
- 3- O esforço normal de cálculo $N_{pl,Rd}$ (com coeficientes de segurança iguais a 1.0), calculado pelo processo simplificado do Eurocode, CAP 4.0, TAB.4.6.5, item 4.6, é aproximadamente 200t.

-Quinhões de carga pela ANÁLISE TEÓRICA:

- Critério da rigidez (CAP. 2, item 2.9, Eq. 2.9.1 e Eq. 2.9.2 e item 4.8 CAP.4.0)

Com os dados do CAP. 4.0, item 4.8, calculou-se o coeficiente multiplicador da carga aplicada N_S .

Por esse critério, a carga absorvida pelo concreto representa 53% da carga aplicada e 47% para o perfil metálico.

Usando-se como exemplo a maior carga dos ensaios, de valor em torno de 180t, temos:

Carga absorvida pelo concreto:

$$N_c = 0,53 * N_S = 95t \text{ (53\%)}$$

Carga absorvida pelo perfil metálico:

$$N_a = 85t \text{ (47\%)}$$

O cálculo acima é apenas uma avaliação do uso das fórmulas. Deve-se lembrar que, para o cálculo dos conectores, por exemplo, deve-se usar o esforço normal de cálculo (200t). O que se quer comparar são os coeficientes da carga aplicada, usando-se os dados dos modelos experimentais e numéricos.

- Critério das resistências últimas (CAP. 2, item 2.9, Eqs. 2.9.3 a 2.9.6) :

Com os dados do CAP.4.0 TAB. 4.6.2, e CAP 4.0 item 4.8, temos que a parcela absorvida:

$$N_{c,s} = N_s \cdot 0,35 \quad N_{a,s} = 1 - N_{c,s} = 0,65N_s \text{ carga aplicada de } 180t,$$

Carga absorvida pelo concreto: $N_c = 180 \cdot 0,35 = 63t$ (35%)

Carga absorvida pelo perfil metálico: $N_a = 117t$ (65%).

-Quinhões de carga pela ANÁLISE EXPERIMENTAL:

Nos modelos experimentais, usando-se as deformações médias obtidas nos ensaios, retrata-se a carga axial aplicada, sem o efeito de qualquer excentricidade.

As FIGs. 7.5.7 e 7.5.8 mostram os gráficos relativos a essa aquisição de deformações, que podem ser convertidas em tensão na fase elástica ou plástica aí convertidas em forças absorvidas pelo perfil metálico e pelo concreto.

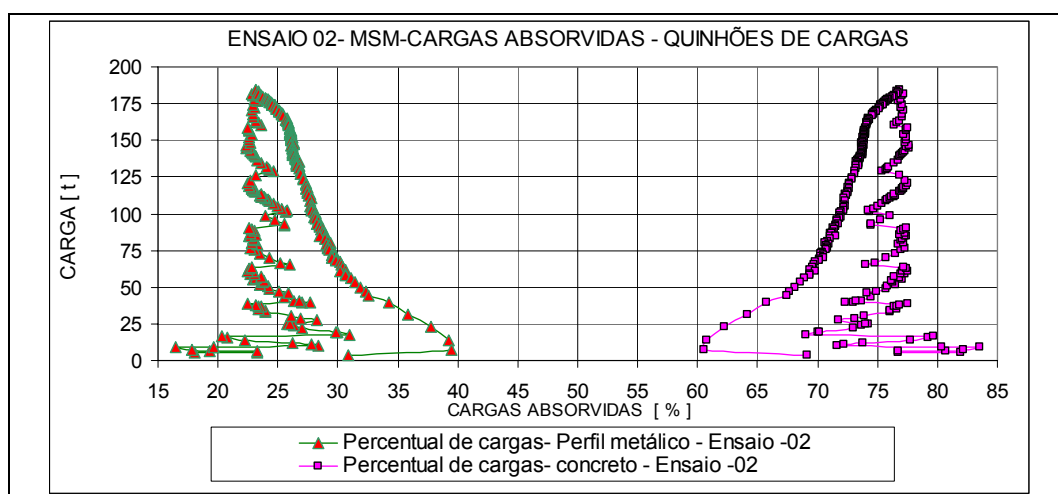


FIGURA 7.5.7 MSM-Ensaio-02 – Repartição de cargas.

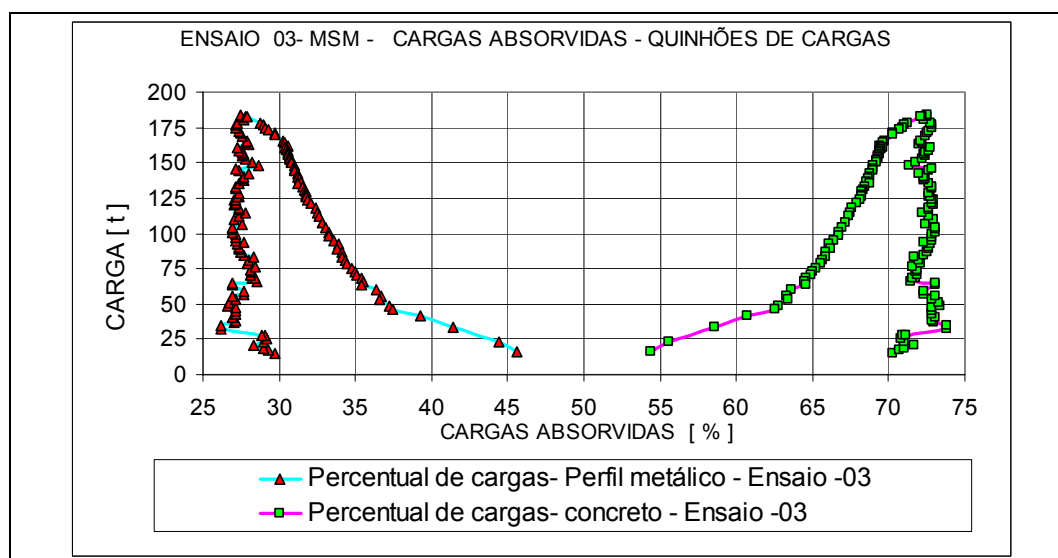


FIGURA 7.5.8 MSM-Ensaio-03 – Repartição de cargas.

Nota-se pelo gráfico da FIG. 7.5.7 e FIG. 7.5.8, que o percentual relativo à absorção de cargas pelo perfil metálico está na faixa de 23% a 40% e 27% a 45%, respectivamente, enquanto que o método da rigidez indicou 47%(Cap 4 item 4.8).

Para êstes gráficos, utilizou-se a tensão média, que é efetuada entre os 8 (oito) “strain-gages” localizados simetricamente em pontos internos e externos das abas, conforme mostram as figuras do capítulo 5.

Esta tensão média das abas, através dos pontos escolhidos para os “strain-gages”, tem a suposição de que estes pontos são representativos, em termos de tensões da ZNA, tanto para a aba, como para a alma do perfil metálico.

As diferenças encontradas entre processos numéricos e os experimentais, no caso de quinhões de carga, podem ser devido a diversos fatores, entre os quais: a inexistência de “strain gages” na alma do perfil para se avaliar a uniformidade de deformações, a influência da ZIC na distribuição de tensões nos pontos de existência de “strain-gages” supostamente enquadrados como ZNA.

- ANÁLISE NUMÉRICA.

A determinação da absorção de cargas pelos componentes do perfil misto, através da análise numérica, pode ser executado de maneiras diferentes, mas, o objetivo aqui são as forças absorvidas pelo perfil metálico e pelo concreto na ZNA, nas seções supostamente situadas,, onde estão localizados os “ strain-gages” dos ensaios experimentais.. A FIG. 7.5.9 mostra os valores das cargas absorvidas pelo perfil metálico e pelo concreto, provenientes dos diversos processamentos realizados no CAP. 6.0. Foram também incluídos nesta figura os valores limites dos métodos da rigidez e das cargas últimas, já mencionados anteriormente. No caso de modelos com aderência total entre concreto e perfil metálico, estas cargas são retiradas diretamente dos esforços nodais, nas seções equivalentes dos “strain-gages”. Nos modelos sem aderência, a distribuição de cargas é retirada do cortante nos conectores. Pode-se ver que as cargas

absorvidas estão dentro dos limites dos valores calculados pelos processos teóricos, com alguns casos de exceção, que podem ser vistos nos gráficos.

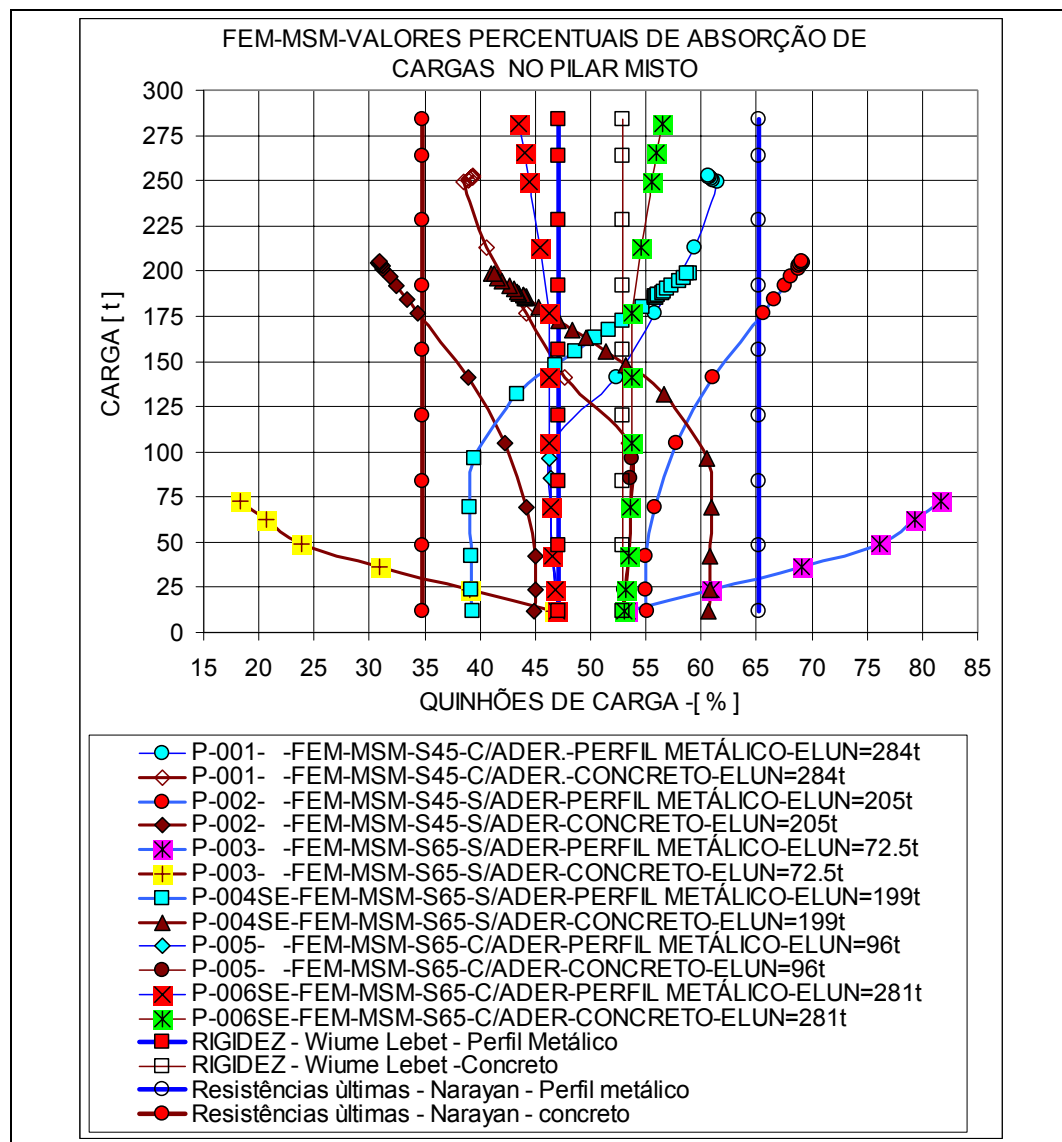


FIGURA 7.5.9 FEM-MSM-Quinhões de cargas -perfil metálico e concreto[%].

A FIG. 5.9.10 mostra graficamente a distribuição de cargas no perfil metálico e no concreto do perfil misto, pelos métodos da resistência e das cargas últimas.

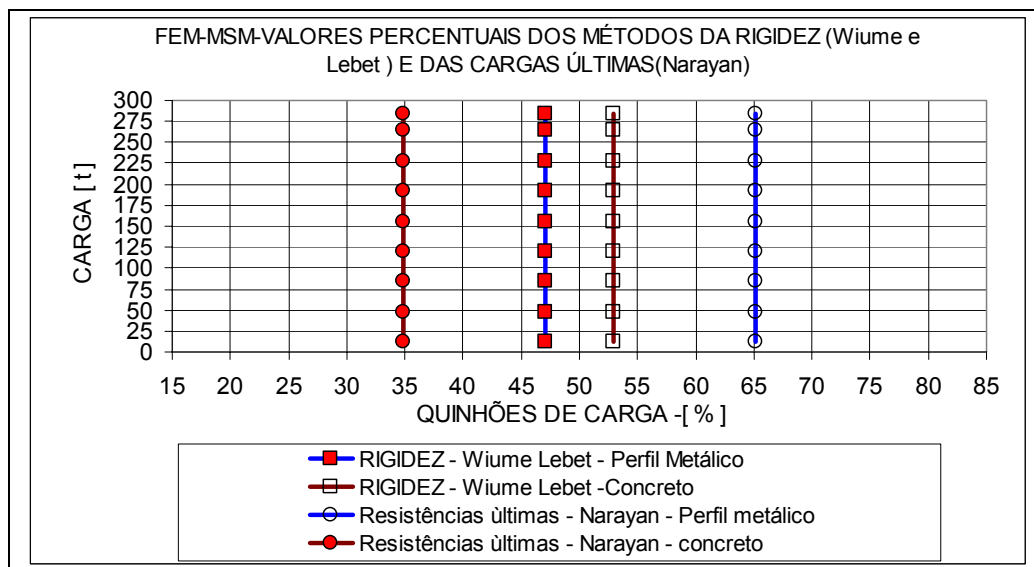


FIGURA 7.5.10 -Quinhões de cargas –Método da Rigidez e das Cargas Últimas

As FIGs. 7.5.11 e 7.5.12, mostram os quinhões de cargas absorvidos pelo concreto e pelo perfil metálico, respectivamente.

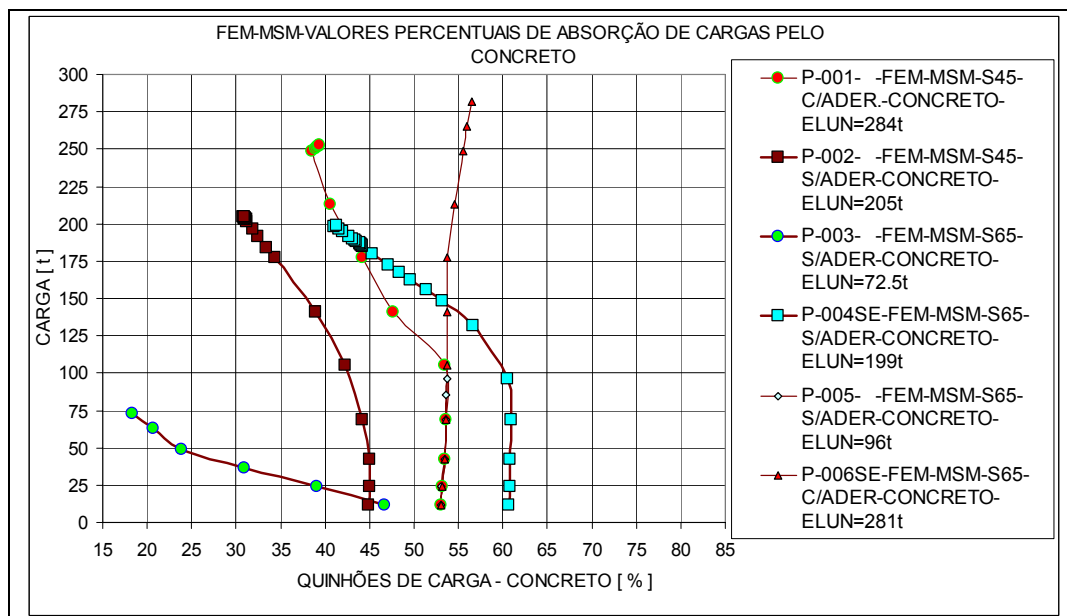


FIGURA 7.5.11 FEM-MSM-Cargas absorvidas pelo concreto[%].

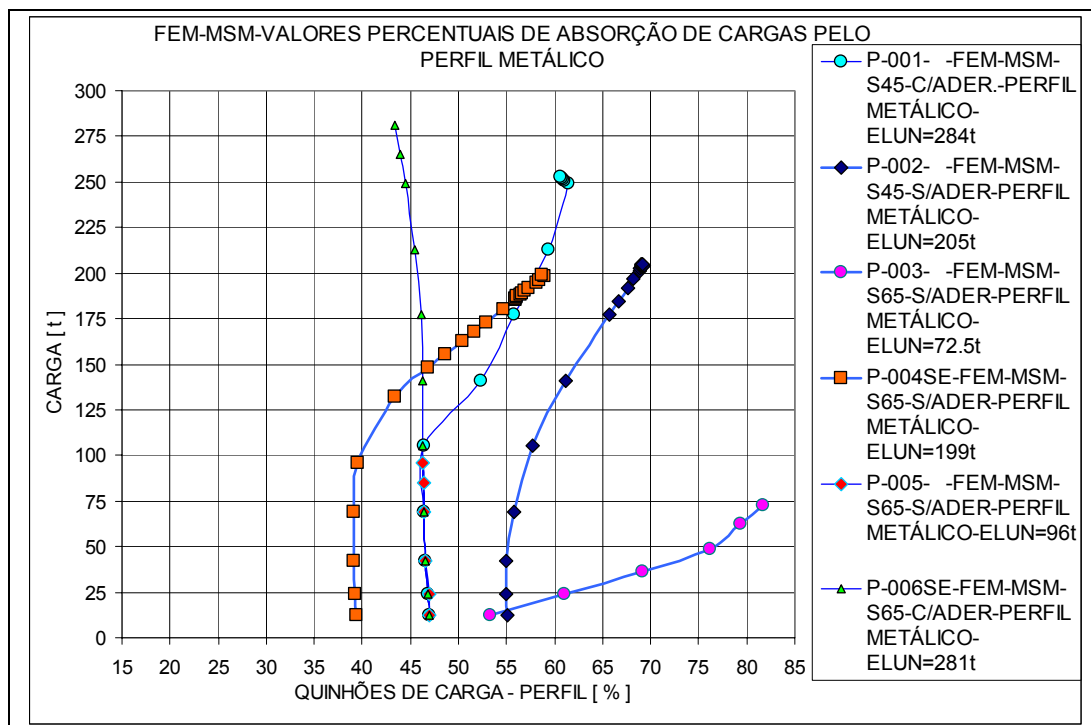


FIGURA 7.5.12 FEM-MSM-Cargas absorvidas pelo perfil metálico[%].

Muitos outros resultados podem ser comparados e mostrados, porém o prazo de entrega da dissertação, em função do tamanho da pesquisa, não o permite. Certamente há necessidade de complementação desses resultados em forma de artigos técnicos como complementação posterior da dissertação, para divulgação dos dados disponíveis.

7.6 Modelo MAM Comparações de resultados

7.6.1 MAM-Introdução e estados limites encontrados

Como observado no CAP. 7.5, os resultados obtidos via análise experimental e análise numérica são muitos. Vários gráficos foram traçados e tabelas executadas. A tarefa de comparação de resultados foi restringida a alguns pontos julgados mais importantes. Nos cálculos do CAP. 4, item 4.7.1, pelo processo simplificado do Eurocode, a resistência última do pilar misto MAM é: $N_R=114t$. Na TAB. 7.6.1, estão resumidos dados dos modelos MAM processados e os resultados dos ELUN alcançados.

TABELA 7.6.1 Estados limites últimos numéricos (ELUN) - MAM processado.

Rodada	FEM	Aderência	ELUN(t)	Arquivo	Elem	Nós	Constr.	Couples
P-007	S45	C/ader.	125	fileLT07	4848	6215	3025	0
P-008	S45	S/ader.	119	file08LT	4848	6215	3025	1884
P-009	S65	S/ader.	62	file09LT	4848	6215	3025	1884
P-009SE	S65	S/ader.	120	file09SE	4848	6215	3025	1884
P-010	S65	C/ader.	44	file010rev	4848	6215	3025	0
P-010SE	S65	C/ader.	138	file010SE	4848	6215	3025	0

(*) “Eurocode”: $N_R=114t$

Pode-se então concluir que as cargas limites para este modelo estão próximas nos dois processos, análise numérica e análise teórica, Eurocode. No entanto, deve-se tomar cuidado com a deformação máxima do concreto, que deve ficar em 0,35%, para que os resultados da análise numérica sejam válidos, caso contrário, passar para o carregamento convergido anterior e assim sucessivamente, até que isto aconteça

Outra conclusão importante é que o efeito da aderência, neste tipo de pilar, não influenciou muito a carga última. O efeito do esmagamento foi decisivo nos processamentos P-009 e P-010, contribuindo para um ELUN, menor que os demais processados. No P-009, o esmagamento foi mais pronunciado na ZIC, na região em torno dos conectores, devido às deficiências de modelos numéricos, na simulação do confinamento do concreto. No P-010

7.6.2 MAM - Deslocamento vertical do topo ensaios X FEM

Nota: Os resultados experimentais do modelo MAM foram extraídos do ensaio realizado em dissertação anterior a esta (CHAVES, 2001).

A FIG. 7.6.1 mostra os resultados dos ensaios do modelo experimental e os resultados do modelo numérico.

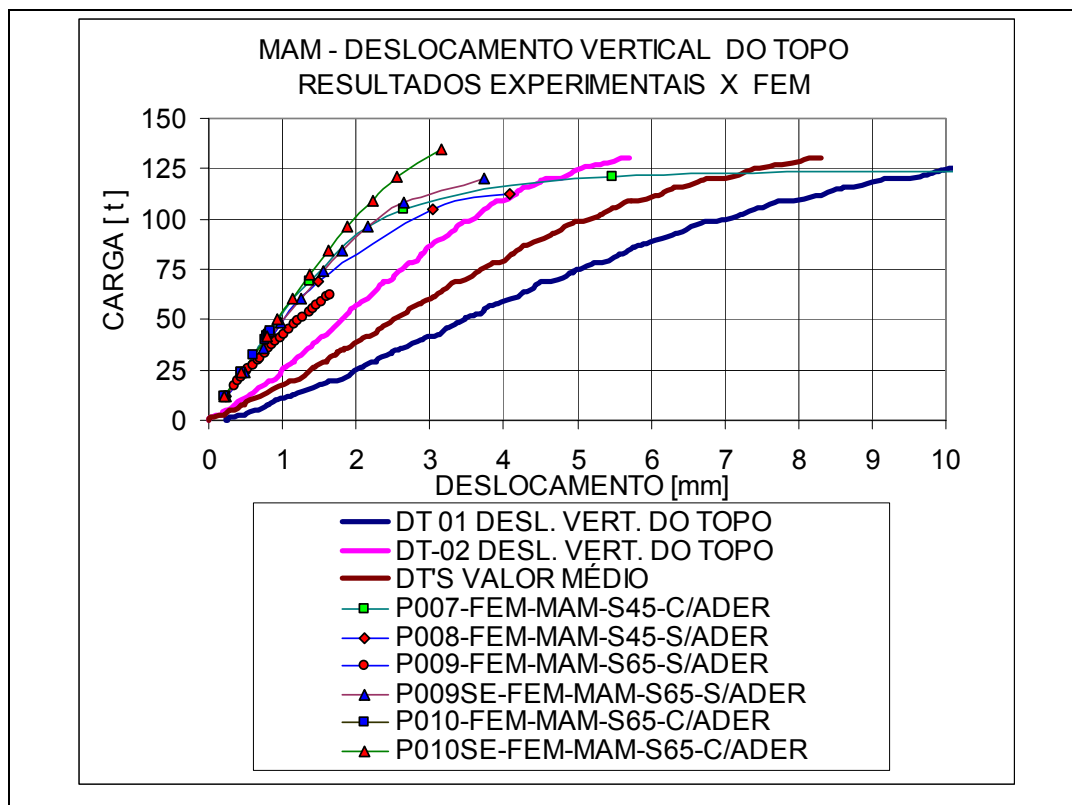


FIGURA 7.6.1 MAM-Deslocamentos verticais do topo: Ensaios X FEM.

Os resultados dos modelos numéricos (FEM) se mostram mais rígidos do que os modelos experimentais, que é um fato já previsto na teoria. A tendência da carga última é próxima para os modelos numéricos e o experimental. Nos dados fornecidos deste ensaio, parte de outra dissertação(CHAVES, 2001), não estavam disponíveis os valores da deformação plástica permanente, após a retirada da carga.

7.6.3 MAM - ZNA - deformações nos pts de “strain-gages”-ensaios X FEM

A FIG. 7.6.2 mostra os resultados das deformações médias dos ensaios entre um modelo experimental MAM nas ZNA's, definidas na seção situada a 200mm acima da chapa de ligação, conforme dados dos ensaios, já especificados no CAP.5.0. Nele pode-se ver uma diferença máxima menor que 20% entre um modelo e outro, para carga de aproximadamente 180t, cujas causas podem ser diversas, inclusive, problemas derivados da captação e transformação de dados, temperaturas, f_{ck} , defeitos nos “strain-gages”, etc.

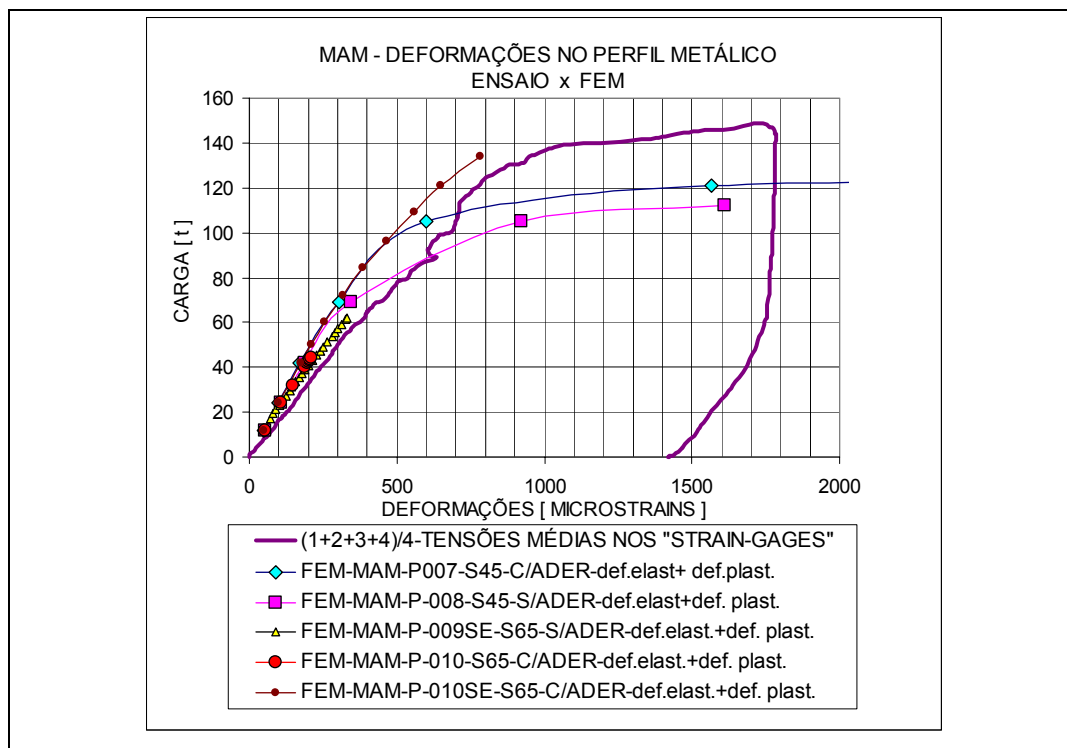


FIGURA 7.6.2 MAM-ZNA-Deformações médias Ensaios X FEM

7.6.4 MAM-Quinhões de cargas no concreto e perfil metálico para os dados teóricos, experimentais e numéricos.

Antes de serem calculadas as distribuições de cargas, deve-se esclarecer que foi atingida nos ensaios desses modelos, a carga de 149t, portanto, acima do valor do estado limite último calculado pelo processo do Eurocode

1-A carga máxima atingida nos ensaios dos modelos MAM foi em torno de 149t.

2-O esforço normal de plastificação $N_{pl,R}$ do pilar, calculado no CAP. 4.0 TAB. 4.6.2, é de valor aproximado igual a 220t.

3-O valor N_R (com coeficientes de ponderação da resistência = 1.0), no processo simplificado do Eurocode, CAP 4.0, , item 4.7.1, é aproximadamente 114t.

-ANÁLISE TEÓRICA

- Critério da rigidez e das resistências últimas(CAP. 2, item 2.9, Eq. 2.9.1 a Eq. 2.9.6)

Na FIG. 7.6.3 são mostrados os coeficientes da carga aplicada N_s , conforme CAP. 4.0, item 4.8, junto com os valores obtidos dos processamentos FEM-MAM. A FIG. 7.6.3 mostra também os quinhões de carga entre os modelos numéricos MAM. Nos gráficos da FIG. 7.6.3 pode-se ver que os métodos teóricos, com poucas exceções, enquadram os valores obtidos nas diversas simulações FEM.

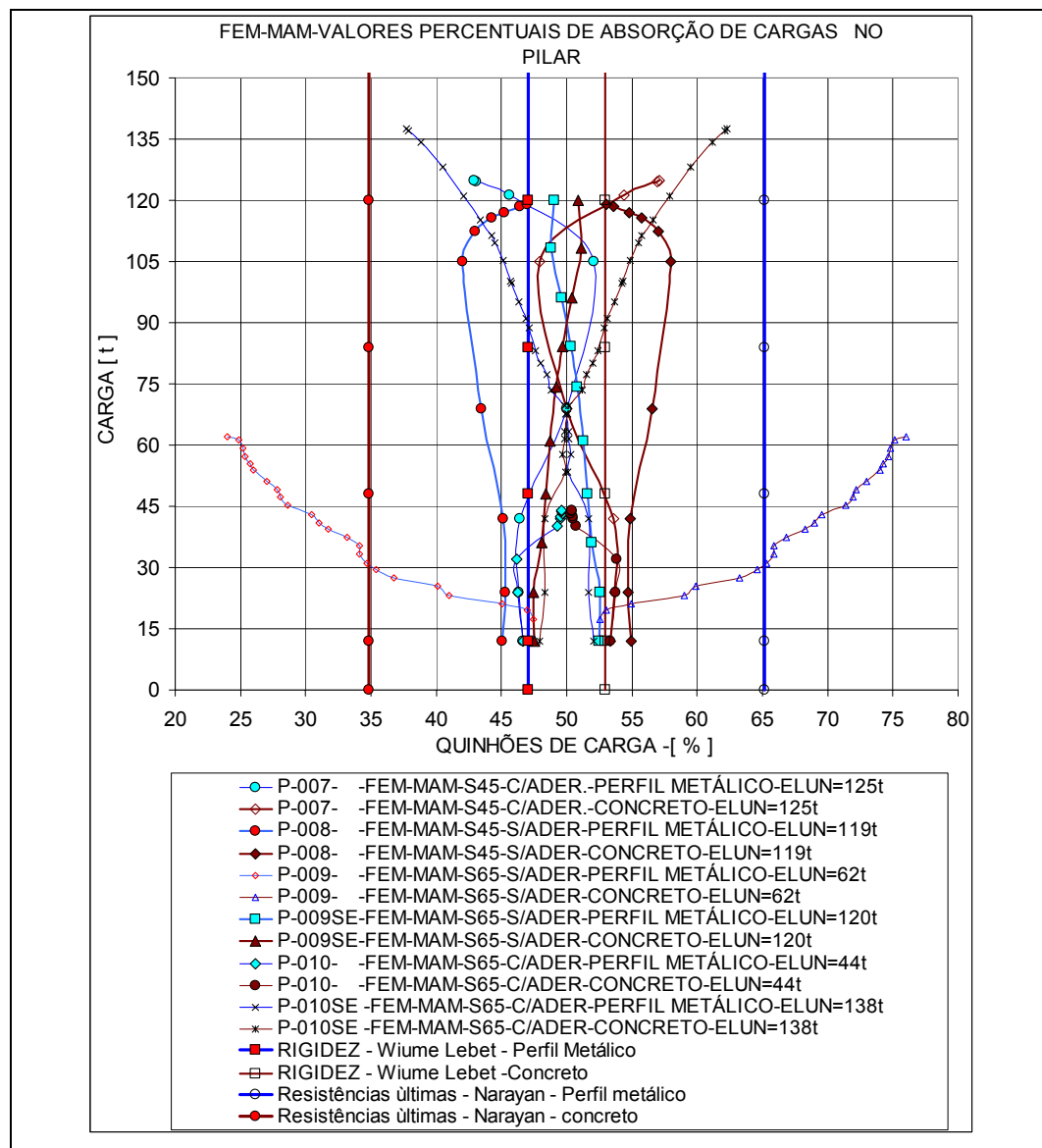


FIGURA 7.6.3 FEM-MAM-Quinhões de carga: FEM X Valores teóricos-[%].

A FIG. 7.6.4 mostra os mesmos dados da FIG. 7.6.3, porém numa faixa mais estreita.

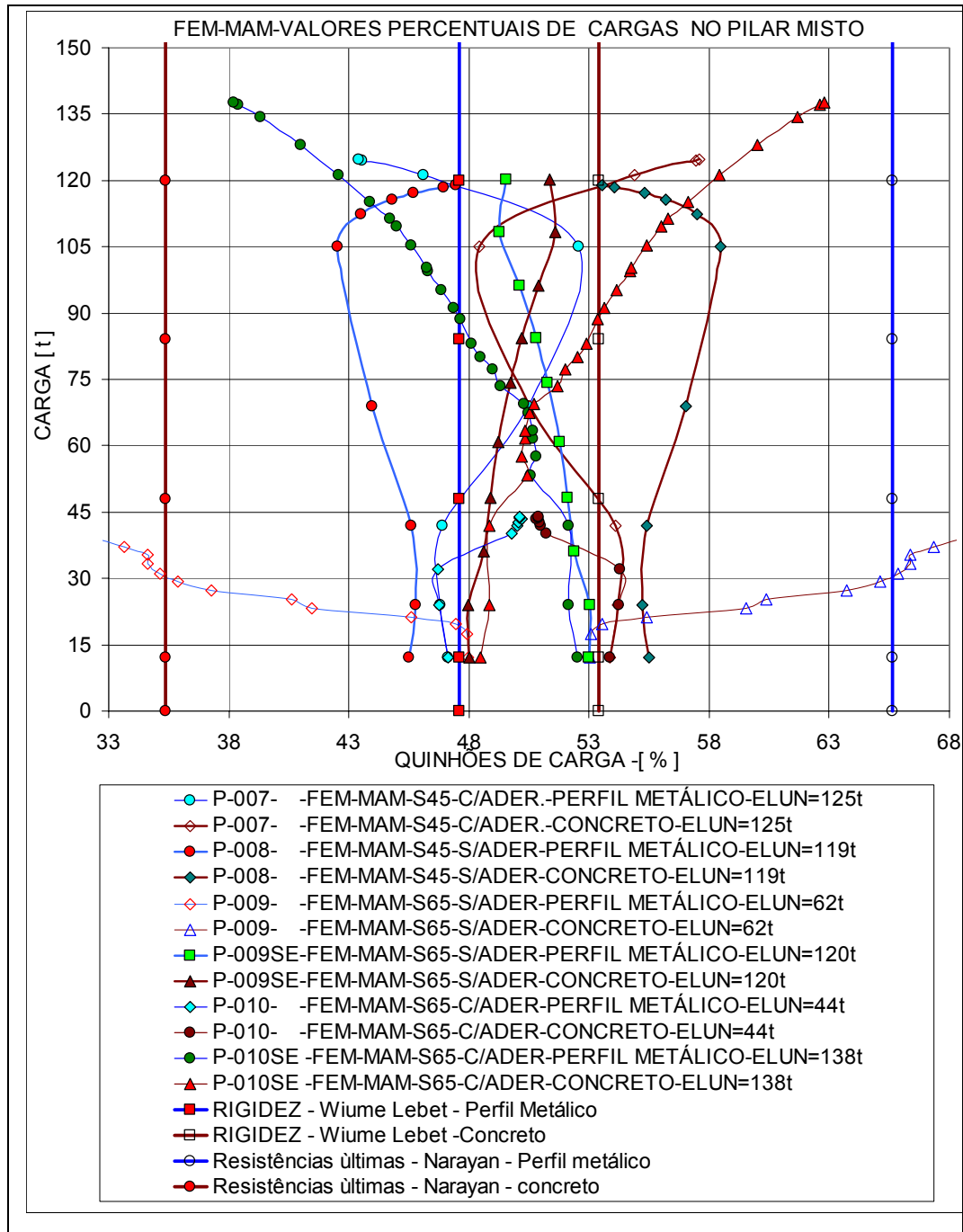


FIGURA 7.6.4 Quinhões de carga: FEM X Valores teóricos-[%]-eixo x c/ faixa menor

Na FIG. 7.6.5, apresentam-se os deslizamentos relativos dos ensaios experimentais e aqueles obtidos numericamente (FEM). Nela, pode-se observar que, obviamente, no modelo experimental, o comportamento do escorregamento é um efeito quase que instantâneo na carga última. Já nos modelos numéricos, por terem uma

simulação com ou sem aderência, apresenta um comportamento contínuo, até seus limites numéricos (ELUN), o que era de se esperar. Os modelos FEM sem aderência, retratam a flexão e deslocamento dos conectores, imersos no concreto numérico. O importante de se observar nestes gráficos é a coincidência no modelo P-009SE com o modelo experimental quanto ao escorregamento obtido no estado limite último.

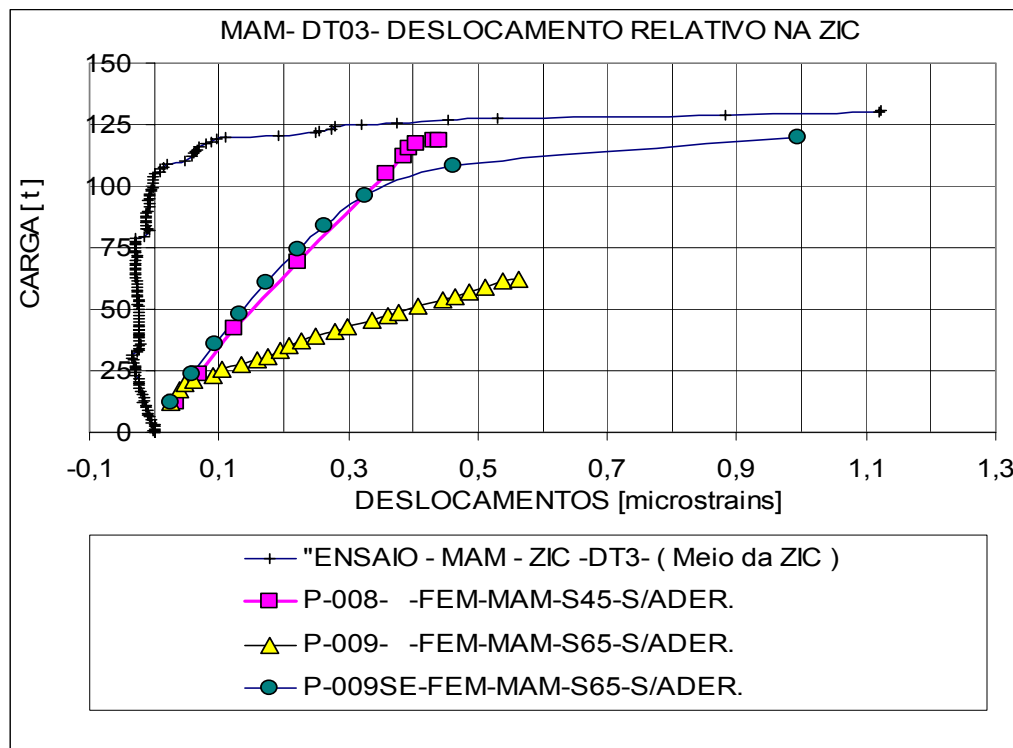


FIGURA 7.6.5 FEM-MAM-ZIC-Deslizamentos relativos: Ensaios X FEM

7.7 Esclarecimentos finais sobre comparação de resultados

Muitos resultados podem ainda ser avaliados e comparados, tanto numa comparação de resultados numéricos entre si, quanto na comparação com os resultados experimentais. Muitas conclusões também podem ainda serem tiradas e melhorias nos modelos podem ser executadas, para se captar melhor alguns resultados devido a efeitos locais.

Mais ensaios podem também ser realizados, com inovações na facilidade de instalações de “strain-gages” embutidos no concreto, para se captar as deformações de partes internas.

Artigos técnicos podem ser feitos, para serem apresentados e ou publicados, no sentido de complementar e completar as informações que não puderam ser incluídas nesta dissertação, principalmente devido ao grande volume de dados, não só gerados nos processamentos numéricos, mas também, aquisitados nos ensaios experimentais .

O importante é que mais um caminho de investigação da ZIC foi aberto, dando condições de se executar modelos numéricos para atender a projetos de pilares mistos.

O pilar misto e os demais sistemas mistos são fatores importantes para a utilização, a cada dia, das construções metálicas. Estes elementos combinam, conforme já mencionado, as vantagens do aço e do concreto, ocasionando reduções de custos. O aumento de resistência do pilar misto é também um importante fato quando comparado com a resistência dos componentes individuais. Outro fator de grande importância é também a proteção ao incêndio que o concreto dá ao perfil. A verificação estrutural de uma ZIC e ZNA em situação de incêndio, acredita-se, possa ser implementada rapidamente, uma vez conhecidos os dados do carregamento, carga térmica e das curvas de resistência dos materiais usados com a temperatura.

Enfim, para se projetar um pilar misto, é necessário, não só, executar o dimensionamento das ZNA's, mas, também, identificar e dimensionar as ZIC's que podem ser avaliadas pelos processos apresentados nesta dissertação.

8

CONCLUSÕES, CRÍTICAS E PROPOSIÇÕES PARA ESTUDOS POSTERIORES

8.1 Geral

Além da importância de se comentar as questões técnicas na tentativa de se dar uma continuidade à pesquisa em andamento, é também importante salientar e contribuir com as questões operacionais vividas dentro do processo de elaboração da dissertação, em todos os seus aspectos. O fato de a dissertação ser teórico-experimental-numérico-computacional implicou obviamente em manuseio de normas, ensaios de laboratório (4 ensaios) e extensa análise computacional. Em cada fase, dificuldades operacionais foram observadas e devem ser mencionadas, com o único objetivo de se contribuir para o desenvolvimento como um todo. As questões levantadas são muitas vezes já conhecidas, apesar de não aplicáveis em todos os casos, e, por isso, serão descritas resumidamente.

8.2 Fabricação dos protótipos para os ensaios

Para os 4 (quatro) ensaios experimentais, foram utilizados protótipos em escala real que já estavam confeccionados para uma dissertação anterior (CHAVES, 2001) e que não puderam ser ensaiados. Como a dissertação anterior não contemplava análise numérica, era necessário terminar os ensaios, executando-se também uma análise numérica. Uma grande dificuldade encontrada nos protótipos foram os defeitos apresentados em extensômetros elétricos embutidos no concreto, mesmo após a vistoria

inicial, em que não foi encontrado nenhum defeito nas suas propriedades elétricas, como resistência e voltagem.

Esses defeitos podem ter diversas causas e foram detectados somente nos testes finais, antes do início dos ensaios. Como os “strain-gages” defeituosos se localizavam dentro do concreto, não houve possibilidade de troca. A saída foi a avaliação da relação ocorrida entre os outros “strain-gages” externos e seus associados internos, claro, dentro do mesmo ensaio. A partir disso se estabeleceu a relação provável, nos casos de defeitos. O número de defeitos ocorridos nos extensômetros do perfil metálico, embora, limitado a 2 (dois), sendo um do ensaio 02 e um do ensaio 03, complicaram os ensaios, pelo fato de termos que trabalhar com deformações médias destes extensômetros, instalados em ambos os lados das abas. Isto implica numa grande responsabilidade dos “strain gages” embutidos funcionarem adequadamente, uma vez que não podem ser repostos, ou mesmo, re-instalados. Existência de defeitos nos extensômetros internos, embutidos no concreto, impossibilita calcular aquelas deformações médias. Como há excentricidades de aplicação de cargas, há a necessidade de se trabalhar com todos os pontos médios das abas, para se definir os diagramas de tensões nas seções transversais dos elementos.

8.2.1 Equipe de Laboratório de Ensaios

A necessidade de experiência no manuseio com equipamentos de medição e captação dos resultados dos ensaios para realizar testes tão sofisticados em reduzido espaço de tempo implicou na necessidade de contar com a ajuda esporádica de profissionais especializados em assuntos específicos de instrumentação e controle e de pessoas não diretamente ligadas aos processos de pesquisa em andamento.

No laboratório de ensaios de estruturas, na época dos ensaios, só havia equipe permanente para apoio aos ensaios e para a montagem das peças e da instrumentação, ficando a cargo do executante e orientador toda a responsabilidade pelos ensaios executados. Sugere-se avaliar a implantação de uma equipe permanente de execução e acompanhamento dos ensaios, sem tirar dos ensaios, todavia, o papel de aprendizado que eles representam para o mestrando.

8.2.2 Cobertura, adaptação física da área de ensaios.

Devido ao fato de que o pórtico de ensaios existente, ter sido adaptado, nesta dissertação e para os ensaios desta dissertação, e, como se situava numa área externa ao laboratório, sem cobertura ainda, estes ensaios foram de alguma forma afetados. Um longo período de chuvas, na época, (Novembro de 2003 a Abril de 2004), coincidente com os ensaios implicou em alguma perda de controle. Isso acarretou atraso em todo o processo da dissertação. Além disso, alguns instrumentos, tais como DT's e relógio, não podendo ficar expostos à chuva e ao sol, freqüentemente eram removidos, às vezes, no meio de ensaios, tendo que se esperar alguns dias para se retomar ou completar um teste já iniciado. A cobertura mencionada foi executada, mas, somente após a execução dos ensaios desta dissertação.

8.2.3 Sistema de pórtico horizontal para ensaios X bancada vertical

Acredita-se que um sistema de ensaios, que usasse um pórtico na horizontal, permitindo muito mais facilidade de acompanhamento dos aparelhos de medição, da avaliação das curvaturas, trincas e demais acompanhamentos dos efeitos ocorridos durante os ensaios, traria mais controle de todo o processo. Ensaios na vertical, embora sejam mais realísticos, necessitam de facilidades de acesso a qualquer ponto do pilar durante o processo. Uma bancada horizontal propiciaria um controle de qualidade melhor nos ensaios, além de um acompanhamento mais de perto dos responsáveis pela confiabilidade dos resultados.

8.2.4 Informatização do laboratório

Embora possua bons equipamentos de aquisição de dados, o laboratório de estruturas da EE-UFMG, durante os ensaios, estava em processo de interligação à rede de computadores da UFMG. Quaisquer resultados, para serem visualizados, exigiam a gravação em disquete. Em seguida, esses dados necessitavam de manuseio para serem colocados no Excel, onde depois de serem depurados, intensamente remanejados, retiradas as interferências dos valores diversos de aquisição, podiam ser visualizados com seus resultados de medições. Esse processo, ainda não totalmente informatizado,

consumiu muito tempo e necessidade de diversas intervenções. Informações não adequadas ou perdidas, dificilmente poderiam ser adquiridas novamente. Resultados inadequados e avaliações dos ensaios executados não eram conseguidos a tempo de se repetir algum ensaio que tivesse resultado questionável. Tão logo se termine a total informatização do laboratório, os ensaios podem ser, em muito, facilitados, ganhando-se assim em tempo e possibilidade de reavaliação de resultados inadequados, repetindo-se os ensaios, com a visão imediatata dos resultados alcançados.

8.3 Conhecimento de programas tipo Ansys

Devido à necessidade de se executar modelos numéricos comprometidos com os resultados experimentais, tornou-se fundamental um conhecimento aprofundado de programação no Ansys. Isso exigiu um enorme tempo. Nesta dissertação, a análise numérica ocupou boa parte do tempo da dissertação, dedicado à busca de informações e dezenas de processamentos de modelos. De uma maneira geral, o uso do elemento SOLID65, com fissuração e esmagamento do concreto, exigiu um dispêndio de tempo enorme, devido aos problemas de convergência dos processamentos não-lineares, na simulação do concreto.

8.4 Modelos numéricos, estado limite de serviço e estado limite último.

Um outro ponto importante é que a abordagem numérica de pilares mistos seja dividida entre esses dois estados limites. As análises devem ser específicas para cada caso. Os modelos para os estados limites de serviço podem ser mais simples que os modelos para avaliar estado limite último, que exigem um conhecimento maior do comportamento dos elementos finitos, seus processos de convergência e sua abrangência.

O tamanho dos modelos, também, pode ser um fator decisivo e implicar em impossibilidade de processá-los, pois, se muito grandes, as limitações diversas ou de software ou de hardware não permitiriam o processamento, após um longo período de preparação do modelo. Os modelos programáveis devem ser sempre preferidos em

relação aos modelos criados graficamente diretos na tela via GUI do ANSYS. Modificações ou quaisquer ajustes no modelo podem ser feitos mais rapidamente.

8.5 Concreto armado X concreto armado numérico

Conforme mencionado no capítulo de análise numérica e observado nas variações de processamento, a simulação da armadura no concreto armado numérico difere do comportamento real quanto ao comportamento dos estribos e seu efeito de contenção e confinamentos existentes em pilares mistos. O comportamento numérico do único elemento de simulação do concreto armado disponível do Ansys, o SOLID65, se mostrou de difícil utilização quanto a convergência dos processamentos, necessitando de artifícios de todo o tipo para superar o problema. Acredita-se que o uso do elemento pode ser melhorado e melhor avaliado o seu comportamento, para simular com mais eficiência o efeito do concreto real. No entanto, se mostrou um instrumento poderoso para se estudar o pilar misto.

8.6 Conectores de cisalhamento e sua modelação.

Na construção dos modelos numéricos, a simulação dos conectores soldados à alma ou são rotulados ou engastados. Na estrutura real, o engastamento total somente aconteceria se os conectores estivessem exatamente na mesma direção. Nesta dissertação se optou pelo engastamento dos conectores no modelo numérico.

A região dos conectores deve merecer mais atenção quanto à modelação, pois é uma região sensível ao uso do cálculo com elementos de fissuração e esmagamento. A busca de melhorias na modelação desta região, pode ser a chave para o uso de elementos de fissuração e esmagamento, naqueles modelos sem aderência. O aumento do número de elementos na região aumenta automaticamente o número de elementos do modelo, no caso de uso de elementos geométricos regulares. A discretização da malha, nestes casos, pode inviabilizar o processamento, principalmente quando se usa elementos sólidos, onde se deve ter muito cuidado com a forma geométrica destes elementos, para se obter respostas satisfatórias do processamento, além da necessidade de simular o confinamento do concreto.

8.7 Conclusões finais para o dimensionamento da ZIC

1 – Modelação em Elementos Finitos:

A análise numérica provou ser um excelente instrumento de trabalho para se avaliar as ZIC's e ZNA's, com os devidos cuidados de modelamento e monitoramento dos resultados.

O elemento SOLID65 deve ser usado com cuidado, pois, pode-se não conseguir atingir o estado limite, devido ao esmagamento e fissurações numéricas, mas, pode ser uma excelente ferramenta para se simular o concreto, desde que usado com critérios.

No cálculo das ZIC's, a simulação através de elementos mais simples (SOLID45) para o comportamento do concreto se mostrou razoável até determinado limite de carga e de tipo de carregamento. O SOLID 45, embora limitado para modelar o concreto, pode atender a simulações, desde que com o controle, principalmente, do valor limite das deformações no concreto, devido ao esmagamento. Nas regiões onde se sabe haver confinamentos, ele pode ser muito útil no processo de avaliação das ZIC's.

Vários valores de deslocamento e de deformação obtidos via análise computacional, ficaram próximos dos valores medidos nos strain-gages.

2 – Análise Experimental

Sugere-se uma melhoria no sistema colocação dos extensômetros em partes internas, embutidas no concreto, para captação de deformações e conseqüentemente tensões, com possibilidade de substituição em caso de defeitos. Outra sugestão, é a colocação de mais “strain-gages” para a mesma situação, em caso destes extensômetros embutidos. Em caso de defeitos, basta usar um outro.

Em relação ao projeto de bancadas de ensaios de pilares, deve-se avaliar as bancadas horizontais, ou mesmo, ensaios na horizontal, tendo-se em vista a facilidade do acompanhamento desses ensaios e controle das curvaturas. O acompanhamento das fissuras e deslocamentos podem ser mais facilmente monitorados, neste caso.

3 – Carregamento aplicado nos ensaios. ZIC X ZNA

O carregamento utilizado nas ligações durante os ensaios, conforme já mencionado, simula o valor de 0 (zero), até o valor máximo que suporta o pilar misto

(ZNA), ou seja, é como se pela região da ligação (ZIC), passasse todo o esforço ao qual o pilar resiste. Na prática, isso normalmente não acontece e a carga na ligação é somente uma parcela do carregamento total da coluna. Isto só não é verdade em prédios de 1 ou 2 andares, ou mesmo para a última coluna dos andares. O fato importante é que, mesmo com a carga máxima, a distribuição da carga nas ZIC's se mostrou adequada. Os pilares, com as suas ZIC's se mostraram seguras até altas cargas nos ensaios, sabendo-se, de antemão, que, na prática, nunca se teria aquelas cargas passando pelas ligações, conforme já mencionado. Por isso se conclui que os tipos de ligações ensaiadas se provaram seguras, pois, mesmo com algumas trincas em alguns ensaios, a carga nelas aplicadas foi equivalente à capacidade das ZNA's. Os ensaios experimentais mostraram que as ZIC's, com as soluções aqui usadas, não diminuíram a capacidade da ZNA, sabendo-se, ainda assim, que os esforços nas ligações, que de uma maneira geral, são bem inferiores aos esforços nos pilares, receberam nestes ensaios a carga total do pilar.

4 – Extensão e aplicação da análise numérica utilizada nas ZIC's e ZNA's.

Dentro do que foi possível avaliar neste estudo, o método de análise numérica utilizado, se mostrou viável, não só, para um estudo de regiões de entradas de cargas, as ZIC's, como para as ZNA's e pode ser estendido a outros tipos de pilares mistos, tomando-se os devidos cuidados pertinentes a cada caso em questão. Problemas de não convergências, quando se usa o SOLID 65, devem ser avaliados caso a caso e re-avaliados, para se identificar claramente o problema. Uso de diagramas suaves de tensão–deformação, podem muitas vezes, melhorar o processamento. Outro fato é que os esmagamentos ocorridos, no concreto numérico, podem não estar correspondendo à realidade, devido aos efeitos do confinamento real. É necessário, na maioria das vezes, um julgamento de Engenheiro, para muitas vezes, solucionar um problema refletido no numérico.

5 - Dissertação

A dissertação se provou um excelente caminho de preparação para a pesquisa, proporcionando ao mestrando, treinamento, reciclagem e novas informações em áreas diversas, apesar de um enorme sacrifício pessoal para se executar o mestrado, simultaneamente com as atividades profissionais. É importante salientar que um

programa especial de mestrado para profissionais do mercado, que queiram se reciclar, ou mesmo, aprimorar os seus conhecimentos, seria algo estratégico para o país.

Profissionais, vindos de diversas áreas, com informações privilegiadas sobre tecnologia, poderiam dar uma enorme colaboração na atividade de pesquisa do país, desde que possam compatibilizar estudo e pesquisa, com bolsa compatível.

6 - Aplicabilidade do estudo realizado

Espera-se que as análises numérico-teórico-computacionais e os demais caminhos utilizados nesta dissertação possam ajudar aos profissionais do setor de construção civil na elaboração de novos modelos e ou tabelas de ligações ou de procedimentos para verificações e análises de ZIC's a fim de se poder dimensionar os pilares mistos.

Como é sabido, e já mencionado anteriormente, as normas são bastante deficitárias para esta verificação, pois, enfocam basicamente as ZNA's, com menor dedicação às ZIC's. Acredita-se, que poder-se-ia modelar cada caso diferente de ZIC's, avaliando com mais segurança os efeitos locais com os procedimentos numérico-computacionais adotados nesta dissertação.

8.8 Proposição para estudos posteriores

Para estudos posteriores, é primordial e necessário estudar a formulação da aderência para facilitar a adaptação e implantação em programas tipo Ansys.

Deve-se estudar, como se proceder com facilidade, em programas de elementos finitos, como o Ansys, a modelação da região conector-concreto. Como é sabido, o confinamento do concreto, nestas regiões, proporciona uma maior resistência do conjunto, conector-concreto. É necessário também avaliar as diferenças de comportamento entre o concreto e os modelos simulados com SOLID 65 do ANSYS.

O elemento SOLID65 deve ser avaliado para poder atender melhor aqueles casos onde a instabilidade numérica, supostamente provocada por “esmagamentos numéricos” locais, impedem o processamento de atingir os estados limites últimos numéricos(E.L.U.N.) equivalentes às condições reais de comportamento estrutural.

Devem-se executar mais ensaios com outros tipos de perfis mistos.

Mais “strain-gages” devem ser colocados nas ZNA’s, e distribuídos ao longo da seção para se captar melhor a distribuição de esforços ao longo da mesma. Isto faz com que os quinhões de cargas, obtidos através das deformações aqisitadas, possam ser efetivamente comparados com os resultados numéricos, tanto nos estados de serviço, quanto nos estados limites últimos.

9

Referência Bibliográfica

ABNT-NBR 6118. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*, 1980.

ABNT-NBR 6118. *Projeto de estruturas de Concreto - Procedimento*, 2004.

ABNT-NBR 14323. *Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio*, 1999.

ABNT-NBR 8800. *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios – Método dos Estados Limites*, 1986.

AISC LRFD. *Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Buildings, Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design*. 3.ed. AISC, Chicago.

AISC LRFD. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. AISC, Chicago, DRAFT, December 1, 1993.

AISC LRFD. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design*. Chicago, 1999.

AZIZINAMINI, A.; PRAKASH, B. *A Tentative Design Guideline for a New Steel Beam Connection Detail to Composite Tube Columns*. In: Engineering Journal, AISC, Third Quarter, 1993. p. 108-115.

BERGMAN, R. *et.al. Design Guide for concrete filled hollow section columns under static and seismic loading*. Köln: Verlag TÜV Rheinland, 1995.

BODE, Helmut. *Euro-Verbundbau – Konstruktion und Berechnung*. Germany: Werner Verlag, 1998.

CALIXTO, J. M. *Análise de Estruturas de Concreto Armado*. Notas de Aula do Curso de Mestrado da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1998.

CARRASCO, E. M., *Extensimetria*. Notas de Aula do Curso de Mestrado da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

CEB/FIP. *Model Code*. Comité Euro-International du Béton, 1990.

CHEN, W. F. *Plasticity in Reinforced Concrete*. McGraw - Hill Book Company, 1982. 20p.

CHAVES, L. B. *Análise Teórico-Experimental das Regiões de Introdução de Cargas em Pilares Mistos*. 2001. Dissertação apresentada ao Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

CHEN, W. F., and Han D. J. *Plasticity for structural engineers*. Indiana: Springer Verlag, 1987.

CHUNG, K. F., NARAYANAN, R. *Composite Column Design to Eurocode 4*. Ascot. SCI Publication 142, The Steel Construction Institute, 1994

DALLY, J. W., RILEY, W. *Experimental Stress Analysis*. 3.ed. Singapura: International Edition, 1991.

ECCS - European Convention for Constructional Steelwork. *Calculation of the fire resistance of centrally loaded composite steel-concrete columns exposed to the standard fire*. Technical Committee 3 - Fire Safety of Steel Structures, 1.ed. 1988.

ESDEP. *Composite Construction*. Lecture 10.1: Composite Construction – General. 1998.

ESDEP. *Composite Construction*. Lecture 10.6.1: Shear Connection 1, 1998a.

EUROCODE 2. *Design of Concrete Structures – Part 1*: General rules and rules for Buildings. Bruxelas: European Committee for Standardization, 1991.

EUROCODE 3. *Design of Steel Structures – Part 1-1*: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 1992.

EUROCODE 4. *Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1.1*: General rules and rules for buildings. Bruxelas: European Committee for Standardization, 1992.

EUROCODE 4. *Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1.1*: General rules and rules for buildings. Draft n.2. Bruxelas: European Committee for Standardization, 2000.

GALAMBOS, T V. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 4.ed. A Wiley-Interscience Publication, 1988, cap. 10, p. 359-386.

GRIFFIS, L. G. *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*. Houston: Walter P. Moore and Associates, 1999.

HUNAITI, Y. M. *Bond Strength in Battened Composite Columns*. In: Journal of Structural Engineering. ASCE, 1989. vol. 117, n. 3, p. 699-714.

JOHNSON, R. P.. *Structures of Steel and Concrete - Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings*. Oxford: Blackwell Scientific Publications, 1994. vol.1.

KINDMANN, R.; KRAHWINKL, M. (1999). *Stahl und Verbund Konstruktione*n. B.G. Teubner, Stuttgart-Leipzig.

LEON, Robert. T. *Composite Columns*. Proceedings of Composite Construction. IV Conference in Banff. Canadá, 2000.

QUEIROZ, G. *Elementos das Estruturas de Aço*. Belo Horizonte, 1993.

QUEIROZ, G, PIMENTA, R. J., DA MATA, L. A. C. *Elementos das estruturas mistas aço-concreto*. Belo Horizonte, 2001.

SCHNEIDER, S. P. *Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes*. In: Journal of Structural Engineering , ASCE, 1998. vol. 124, n. 10, p. 1125-1138.

SÜSSEKIND, J. C. *Curso de Concreto: Concreto Armado*. 6.ed., São Paulo: Globo, 1989. vol. 1

VIEST I. M. *et.al. Composite Construction Design for Buildings*. USA: McGraw-Hill Companies, Inc. and the American Society of Civil Engineers, 1997.

VINCENT, Richard B. *A New Composite Column System.*, Boucherville: *Research and Development with the Canam Manac Group Inc.*, 1999. p. 119-125.

WIUM, J. A.; LEBET, J. P. *Simplified Calculation Method for Force Transfer in Composite Columns.* In: *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1994. vol. 120, n. 3, pp. 728-746, March.