

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE AÇO E CONCRETO EM
PILARES TUBULARES MISTOS PREENCHIDOS – UMA
ANÁLISE EXPERIMENTAL E COMPUTACIONAL**

Bruno Mendes Campolina

Belo Horizonte

2008

**ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE AÇO E CONCRETO EM
PILARES TUBULARES MISTOS PREENCHIDOS – UMA
ANÁLISE EXPERIMENTAL E COMPUTACIONAL**

Bruno Mendes Campolina

Bruno Mendes Campolina

**ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE AÇO E CONCRETO EM
PILARES TUBULARES MISTOS PREENCHIDOS – UMA
ANÁLISE EXPERIMENTAL E COMPUTACIONAL**

Dissertação apresentada a Escola de Engenharia da
Universidade Federal de Minas Gerais como parte
dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Construção Civil

Área de concentração: Materiais de Construção Civil

Linha de pesquisa: Materiais Metálicos para
Construção Civil

ORIENTADOR: Prof. Dr. Paulo Roberto Cetlin

CO-ORIENTADORA: Prof^a. Dr^a. Maria Teresa Paulino Aguilar

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2008

C198e

Campolina, Bruno Mendes

Estudo da aderência entre aço e concreto em pilares tubulares mistos preenchidos [manuscrito]: uma análise experimental e computacional / Bruno Mendes Campolina – 2008.

135 f., enc. : il.

Orientador: Paulo Roberto Cetlin

Co-Orientadora: Maria Teresa Paulino Aguiar

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Materiais e Construção
Inclui bibliografia

1. Construção Civil – Teses 2. Aço Tubular - estruturas – Teses 3. Concreto - análise – Teses 4. Simulação por computador – Teses 5. Óxidos Metálicos - Teses 6. Colunas – Teses 1. Cetlin, Paulo Roberto II. Aguiar, Maria Teresa Paulino III. Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Escola de Engenharia IV. Título.

CDU: 693.98 (043)

BRUNO MENDES CAMPOLINA

**ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE AÇO E CONCRETO EM
PILARES TUBULARES MISTOS PREENCHIDOS – UMA
ANÁLISE EXPERIMENTAL E COMPUTACIONAL**

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Construção Civil do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

Belo Horizonte, 28 de Março de 2008.

Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva
Coordenador do Programa de Pós-graduação em Construção Civil

Banca Examinadora

ORIENTADOR: Prof. Dr. Paulo Roberto Cetlin
(Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Minas – UFMG)

CO-ORIENTADORA: Prof^a. Dr^a. Maria Teresa Paulino Aguiar
(Departamento de Engenharia de Materiais e Construção – UFMG)

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
(Departamento de Engenharia de Estruturas – UFMG)

Prof. Dr. Eduardo Chahud
(Departamento de Pós-graduação – FUMEC)

Dedico este trabalho à minha família, amigos e meu amor.

AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo que conquistei em minha vida.

Ao meu pai pelo exemplo de ser humano e a quem devo muito.

À minha família pelo apoio e carinho independente da situação.

Ao meu amor pela paciência, carinho e compreensão.

À empresa Usiminas, principalmente ao Pedrovaldo Caram Santos pela oportunidade para realização do mestrado.

Aos amigos da Superintendência de Desenvolvimento e Aplicação do Aço para a Construção Civil, especialmente ao Ascanio Merrighi por despertar a idéia do tema.

Aos meus professores orientadores Paulo Roberto Cetlin e Maria Teresa Paulino Aguilar pela confiança, auxílio e por tornar realidade as minhas idéias.

Ao meu professor Francisco Carlos Rodrigues pela amizade e auxílio nos ensaios experimentais no laboratório do Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais.

Ao meu irmão de engenharia, mestrado, professor e futuro doutor, Augusto Cesar da Silva Bezerra pela amizade, apoio, incentivo, ajuda e dedicação em todas as etapas dessa caminhada.

Ao meu amigo André Coelho pela paciência e disponibilidade de emprestar, por várias vezes, a sua caminhonete pick-up.

Ao meu amigo Ricardo Oliveira Almeida por desenhar toda a simulação experimental graficamente.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Universidade Federal de Minas Gerais pelo aprendizado.

À empresa V&M do Brasil S.A., especialmente ao Rodrigo Cyrino Monteiro, Carlos Roberto da Silva, Humberto Lopes da Silva e Geison Luiz Fernandes, pela disponibilidade, auxílio e fornecimento de referências bibliográficas e dos tubos de aço sem costura para a realização dos ensaios experimentais.

À empresa Manchester Tubos e Perfilados S.A., especialmente ao Márcio Romero e o diretor Hérchil Brumer pela disponibilidade, auxílio e fornecimento dos tubos de aço com costura para a realização dos ensaios experimentais.

À empresa Califer Comércio de Ferro e Aço Ltda, especialmente ao diretor Cássio Calil pela disponibilidade, auxílio e fornecimento do percloro de ferro para a oxidação interna dos tubos e pelas matrizes utilizadas nos ensaios experimentais.

À empresa Labcon, especialmente aos sócios Edson e Marcelo pelo apoio e disponibilidade, assim como o chefe de laboratório Tiago e toda sua equipe.

À empresa Holcim Brasil S.A., especialmente ao chefe do laboratório de concreto da fábrica de Pedro Leopoldo, Ednaldo Ribeiro Martins e toda equipe, Geraldo, Flaviano e Tiago que estiveram sempre à disposição e pelo fornecimento do concreto para a confecção dos pilares preenchimentos investigados experimentalmente.

À equipe do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da UFMG, principalmente ao Érick, que esteve sempre à disposição nas noites de ensaio.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

RESUMO

A crescente demanda na utilização de pilares mistos, sem os devidos cuidados construtivos, torna-se um fator relevante para o estudo da aderência entre o aço e o concreto. Existe um grande número de fatores que atuam no comportamento estrutural que influencia na performance técnica dos pilares mistos, sejam relacionados ao concreto, ao aço ou à execução no canteiro de obras. Na literatura existente encontram-se estudos teóricos e experimentais abordando o tema, mas existe pouca informação sobre a influência do estado superficial das paredes tubulares na aderência com o concreto. O presente trabalho avalia, através de 36 ensaios laboratoriais de *pushout* e 34 simulações computacionais à compressão, a interferência da aderência interna entre o núcleo de concreto e as paredes do perfil em aço patinável. Foram ensaiados 12 corpos-de-prova mistos tubulares preenchidos com concreto para cada seção geométrica (circular, quadrada e retangular), com 800 mm de altura. A formação da pátina foi acelerada em metade das amostras internamente. A análise computacional foi dividida em 3 partes, sendo a primeira análise com carregamento somente no núcleo de concreto, a segunda com atuação no conjunto e a terceira carregando os materiais isoladamente. Os resultados do programa experimental demonstraram um aumento significativo da tensão de aderência entre o aço e o concreto com a presença da oxidação interna nos perfis tubulares. A análise computacional simulou o comportamento real dos materiais para as situações estudadas.

Palavras chaves: aderência, pilares mistos tubulares preenchidos, ensaios laboratoriais, simulação computacional, oxidação superficial interna.

ABSTRACT

The increasing usage of mixed steel/concrete pillars in Brazil, without the necessary constructive details, is a relevant factor in the study of the adherence between steel and concrete. Many factors, related to the concrete, to the steel tube and to the preparation of the mixed pillars in the construction site, affect the structural technical performance of the pillars. One can find in the literature theoretical and experimental studies covering the subject, but there are scant information concerning the role of the surface of the steel tubes on their adherence to the internal concrete. This role is studied in the present research, employing 36 push-out laboratory experiments and 34 numerical simulations of compression tests. Three cross-section shapes were considered (circular, square and rectangular) and 12 samples, 800 mm long, for each cross-section, were evaluated. Half of the samples had their internal steel surfaces chemically conditioned. The numerical analysis involved three steps: the first involved loading only on the concrete nucleus, the second considered the simultaneous loading of the steel tube and of the concrete nucleus, and finally each of these elements were loaded separately. The experimental and numerical results indicated a significant increase in the steel/concrete adherence after the internal surface conditioning of the steel tubes. The numerical simulations described adequately the experimental results.

Key Words: adherence, filled composite tubular columns, computer simulation, internal surface conditioning

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABELAS	17
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	19
1. INTRODUÇÃO.....	21
1.1. Objetivos.....	22
1.2. Justificativa e Relevância do Tema	23
2. AÇO E CONCRETO NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....	24
2.1. Histórico	24
2.2. Aços Estruturais	27
2.3. Aços Patináveis.....	28
2.4. Perfis	29
2.5. Perfil Tubular	36
2.6. Concreto de Alta Resistência	42
3. PILARES MISTOS AÇO – CONCRETO	46
3.1. Conceito.....	46
3.2. Classificação	46
3.3. Comportamento Estrutural	50
3.3.1. Generalidades.....	50
3.3.2. Aderência.....	51
3.3.3. Confinamento.....	54
3.3.4. Retração	57
3.3.5. Deformação Lenta	59

3.3.6. Resistência do Concreto.....	60
3.4. Ensaio Experimentais.....	61
3.5. Normas para Dimensionamento de Pilares Mistos.....	68
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	70
4.1. Programa Experimental.....	70
4.2. Simulação Computacional	93
5. RESULTADOS E ANÁLISE	100
5.1. Ensaio de Resistência à Compressão do Concreto.....	100
5.2. Módulo de Elasticidade Dinâmico	102
5.3. Análise Experimental.....	105
5.4. Análise Numérica	117
6. CONCLUSÕES.....	132
7. SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	135
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	136
9. APÊNDICE I – RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	143
10. APÊNDICE II – RESULTADOS COMPUTACIONAIS.....	176
11. APÊNDICE III – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	192

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Formação da pátina em aços estruturais (PANNONI, 2004).....	29
Figura 2 – Modelo do processo de laminação com rolos (USIMINAS, 2008).....	30
Figura 3 – Aspecto de perfis laminados (USIMINAS, 2008).....	30
Figura 4 – Aspecto dos perfis soldados à arco submerso (USIMINAS, 2008).	31
Figura 5 – Banca de soldagem de perfis (USIMINAS, 2008).	31
Figura 6 – Perfis soldados aplicados na ponte de Brasília (USIMINAS, 2008).	32
Figura 7 – Processo de produção do perfil eletro-soldado (USIMINAS, 2008).....	32
Figura 8 – Aspecto dos perfis eletro-soldados (USIMINAS, 2008).....	33
Figura 9 – Aplicação do eletro-soldado em edifício (USIMINAS, 2008).	33
Figura 10 – Aspecto de perfis formados a frio (USIMINAS, 2008).	34
Figura 11 – Processo de perfilação a frio de chapas (USIMINAS, 2008).....	34
Figura 12 – Aplicação do perfil formado a frio em edifício (USIMINAS, 2008).	35
Figura 13 – Aplicação do perfil tubular em passarelas (USIMINAS, 2008).	35
Figura 14 – Aplicação do perfil tubular em coberturas (USIMINAS, 2008).....	36
Figura 15 – Processo de lingotamento contínuo (V&M, 2008).	36
Figura 16 – Injeção de matriz rígida no tarugo de aço aquecido formando a geometria circular dos tubos (V&M, 2008).	37
Figura 17 – Processo de laminação a frio para ajuste da espessura tubular (V&M, 2008).....	37
Figura 18 – Pátio de estocagem de produtos acabados (V&M, 2008).	38
Figura 19 – Estoque de bobinas laminadas à quente (USIMINAS, 2008).....	38
Figura 20 – Corte da bobina em tiras pela <i>Sliter</i> (USIMINAS, 2008).....	39
Figura 21 – Rebobinamento das tiras de aço cortadas (USIMINAS, 2008).	39
Figura 22 – Conformação a frio das bobinas de aço (USIMINAS, 2008).	40
Figura 23 – Matrizes formando a seção tubular cilíndrica (USIMINAS, 2008).	40

Figura 24 – Eletrofusão para a união das extremidades (USIMINAS, 2008).	41
Figura 25 – Processo de formação da seção quadrada a partir dos tubos circulares (USIMINAS, 2008).....	41
Figura 26 – Pilares revestidos por concreto: (a) Pilar totalmente revestido por concreto, (b) Pilar parcialmente revestido por concreto (ABNT, 1999).	46
Figura 27 – Seções típicas de pilares mistos revestidos (FIGUEIREDO, 1998).	46
Figura 28 – Pilares preenchidos por concreto com armadura adicional (ABNT, 1999).	47
Figura 29 – Seções típicas de pilares mistos preenchidos (FIGUEIREDO, 1998). ...	47
Figura 30 – Pilares mistos tipo “battened” (HUNAITI et al. 1992).....	48
Figura 31 – Pilares mistos revestidos totalmente (USIMINAS, 2008).	48
Figura 32 – (a) Preparação de pilares mistos revestidos parcialmente, (b) Concretagem da alma do perfil metálico tipo “H” no canteiro de obras (USIMINAS, 2008).	49
Figura 33 – (a) Pilar tubular quadrado preenchido, (b) Vista geral da edificação (SILVA, 2004).....	49
Figura 34 – Efeito da configuração e espaçamento da armadura transversal sobre o confinamento do núcleo. (a) Configuração de estribos com grande espaçamento; (b) Configuração de estribos mais eficiente, com pequeno espaçamento (CUSSON e PAULTRE, 1994).....	55
Figura 35 – Cilindro de concreto envolvido por um tubo de aço de parede fina (SANTOS, 1981 apud DELALIBERA, 2002).	56
Figura 36 – Tensões de confinamento em seções circulares (DE NARDIN, 1999)...	57
Figura 37 – Arqueamento das tensões de confinamento em seções quadradas e retangulares (DE NARDIN, 1999).	57
Figura 38 – Desenho esquemático da ação axial nos membros dos tubos: (a) compostos, (b) tubo de aço, (c) cavidade interna e núcleo de concreto, (d) forma e dimensões do corte da seção (KVEDARAS e KUDZYS, 2006).	61

Figura 39 – Aplicação de três tipos de carregamento. Carga aplicada em (a) seção de concreto, (b) seção de aço, e (c) seção mista (JOHANSSON e GYLLTOFT, 2001).	62
Figura 40 – Deformação sob atuação da tensão inicial em elementos isolados, (a) Tubo de aço circular, (b) Núcleo de concreto (XIONG e ZHA, 2007).	62
Figura 41 – Preenchimento dos perfis tubulares metálicos com concreto durante construção da edificação (HAN e YAO, 2003).	63
Figura 42 – Imposição de pré-carregamento dos tubos de aço (HAN e YAO, 2003).	64
Figura 43 – Preparação dos ensaios (a), Modo de falha típico dos corpos-de-prova (b), (HAN, 2002).	64
Figura 44 – Preparação dos testes e instrumentação (GIAKOUMELIS e LAM, 2004).	65
Figura 45 – Modo de falha típico dos corpos-de-prova (GIAKOUMELIS e LAM, 2004).	65
Figura 46 – Representação esquemática do pórtico de teste (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2002).	66
Figura 47 – Falha da coluna (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2002).	66
Figura 48 – Falha dos pilares circulares mistos preenchidos (HAN et al., 2005).	67
Figura 49 – Falha dos pilares quadrados mistos preenchidos (HAN et al., 2005).	67
Figura 50 – Modelos de pilares mistos sem a formação da pátina interna.	73
Figura 51 – Modelos de pilares mistos com a formação da pátina interna.	73
Figura 52 – Formação da oxidação interna nos tubos de aço.	75
Figura 53 – Tubos retangulares com e sem formação de oxidação interna.	75
Figura 54 – Transporte dos tubos de aço para concretagem na Holcim Brasil.	76

Figura 55 – Pesagem do material para composição do traço do concreto.....	77
Figura 56 – Ensaio de espalhamento no cone de Abrams para verificação de <i>Slump Test</i> e <i>Flow Test</i> do concreto auto-adensável.....	78
Figura 57 – Corpo-de-prova de concreto para o ensaio à compressão.	79
Figura 58 – Preenchimento com concreto dos perfis tubulares.....	79
Figura 59 – Matrizes fabricadas para empurrar o núcleo de concreto nos ensaios. .	80
Figura 60 – Atuador hidráulico utilizado nos ensaios.	81
Figura 61 – Rótula utilizada na extremidade do atuador hidráulico.....	81
Figura 62 – DT utilizado para medir o deslizamento do concreto no interior dos tubos.	82
Figura 63 – Chapa de apoio para os ensaios e proteção do DT.	82
Figura 64 – CP retangular sem pátina preparado para ensaio.....	83
Figura 65 – Detalhe da parte superior da montagem.	83
Figura 66 – Detalhe da bomba manual ligada ao atuador hidráulico.	84
Figura 67 – Vista geral do ensaio no LAEES.	84
Figura 68 – Central de coletas de dados durante os ensaios.	85
Figura 69 – Madeira e cantoneiras utilizadas para evitar o tombamento do CP durante os ensaios.	85
Figura 70 – Simulação gráfica do ensaio de pilar misto circular com a formação de pátina interna.....	86
Figura 71 – Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico longitudinal.	91
Figura 72 – Frequência ressonante longitudinal aproximada (CNS, 1995 apud BEZERRA, 2007).	92
Figura 73 – Tela inicial do pré-processador do DEFORM.....	96
Figura 74 – Controle de simulação do pré-processador do DEFORM.	96
Figura 75 – Inserção dos concretos no DEFORM.....	97
Figura 76 – Inserção da tensão e deformação do concreto no <i>software</i> DEFORM. .	98

Figura 77 – Ruptura do CP1, capeado com enxofre, aos 14 dias de idade.	102
Figura 78 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova retangulares sem costura.....	108
Figura 79 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova retangulares com costura.....	108
Figura 80 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova retangulares sem costura.....	109
Figura 81 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova retangulares com costura.....	109
Figura 82 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova circulares sem costura.....	110
Figura 83 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova circulares com costura.....	111
Figura 84 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova circulares sem costura.	112
Figura 85 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova circulares com costura.	112
Figura 86 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova quadrados sem costura.....	113
Figura 87 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova quadrados com costura.....	114
Figura 88 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova quadrados sem costura.....	115
Figura 89 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova quadrados com costura.....	116
Figura 90 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1 para tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	119

Figura 91 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1 para tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.....	121
Figura 92 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1. Tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	123
Figura 93 – Tensão Máxima Principal em 3-D para os corpos-de-prova da série 1. Tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.....	124
Figura 94 – Série 2_35_ 0,60. Gráfico carregamento versus deslocamento (a) Efeito do dano (b) Pressão Normal (c) Tensão efetiva (d) Tensão principal (e).....	126
Figura 95 – Série 3_Concretos. Gráfico carregamento versus deslocamento 35 MPa (a) Efeito do dano 35 MPa (b) Gráfico carregamento versus deslocamento 50 MPa (c) Efeito do dano 50 MPa (d) Gráfico carregamento versus deslocamento 65 MPa (e) Efeito do dano 65 MPa (f).....	128
Figura 96 – Série 3_Concreto_35. Pressão Normal (a) Tensão Principal (b) Tensão efetiva (c) Efeito do dano (d).....	129
Figura 97 – Série 3_Aço. Gráfico carregamento versus deslocamento (a) Efeito do dano (b) Tensão efetiva (c) Tensão principal (d).....	131
Figura 98 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R1....	144
Figura 99 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R2. ...	145
Figura 100 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R3. .	146
Figura 101 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R4. .	147
Figura 102 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R5. .	148
Figura 103 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R6. .	149
Figura 104 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R7. .	150
Figura 105 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R8. .	151
Figura 106 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R9. .	152
Figura 107 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R10.	153

Figura 108 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R11.	154
Figura 109 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R12.	155
Figura 110 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R13.	156
Figura 111 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R14.	157
Figura 112 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R15.	158
Figura 113 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R17.	159
Figura 114 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R18.	160
Figura 115 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R19.	161
Figura 116 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R20.	162
Figura 117 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R21.	163
Figura 118 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R22.	164
Figura 119 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R23.	165
Figura 120 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R24.	166
Figura 121 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R26.	167

Figura 122 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R29.	168
Figura 123 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R30.	169
Figura 124 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R31.	170
Figura 125 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R32.	171
Figura 126 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R33.	172
Figura 127 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R34.	173
Figura 128 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R35.	174
Figura 129 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R36.	175
Figura 130 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1_35 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.....	177
Figura 131 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1_35 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	178
Figura 132 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1_35. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	179
Figura 133 – Tensão efetiva em 3-D para os corpos-de-prova da série 1_35. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.....	180
Figura 134 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1_50 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.....	181

Figura 135 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1_50 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	182
Figura 136 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1_50. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	183
Figura 137 – Tensão efetiva em 3-D para os corpos-de-prova da série 1_50. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	184
Figura 138 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1_65 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	185
Figura 139 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1_65 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	186
Figura 140 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1_65. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	187
Figura 141 – Tensão efetiva em 3-D para os corpos-de-prova da série 1_65. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	188
Figura 142 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 2_35 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	189
Figura 143 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 2_50 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	190
Figura 144 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 2_65 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.	191
Figura 145 – Planilha elaborada pela Holcim Brasil S.A. para a execução do traço dos concretos para os ensaios experimentais em laboratório.	193
Figura 146 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado miúdo natural, areia especial.	194

Figura 147 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado miúdo artificial, areia média.	195
Figura 148 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado graúdo, pedra 12,5 mm.	196
Figura 149 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado graúdo, pedra 19,0 mm.	197

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aços estruturais (ABCEM, 2000).....	27
Tabela 2 – Especificações de aços estruturais (ABCEM, 2000).	28
Tabela 3 – Descrição dos corpos-de-prova sem costura e sem a formação da pátina interna.	71
Tabela 4 – Descrição dos corpos-de-prova com costura e sem a formação da pátina interna.	71
Tabela 5 – Descrição dos corpos-de-prova sem costura e com a formação da pátina interna.	72
Tabela 6 – Descrição dos corpos-de-prova com costura e com a formação da pátina interna.	72
Tabela 7 – Composição do traço elaborado para os ensaios.....	77
Tabela 8 – Análise Química (%) do aço utilizado nos tubos circulares com costura.	87
Tabela 9 – Características do aço utilizado nos tubos circulares com costura.....	87
Tabela 10 – Análise Química (%) dos aços utilizados nos tubos retangulares e quadrados com costura.....	88
Tabela 11 – Características do aço utilizados nos tubos retangulares e quadrados com costura.....	88
Tabela 12 – Composição Química (%) do aço utilizado nos tubos sem costura.	89
Tabela 13 – Características do aço utilizado nos tubos sem costura.....	89
Tabela 14 – Carga de ruptura dos corpos-de-prova aos 14 dias, capeados com enxofre.	100
Tabela 15 – Carga de ruptura dos corpos-de-prova aos 24 dias, capeados com enxofre.	100
Tabela 16 – Carga de ruptura dos corpos-de-prova aos 41 dias, capeados com enxofre.	101
Tabela 17 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para 3 corpos-de-prova aos 14 dias da série 1.	103

Tabela 18 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para 3 corpos-de-prova aos 24 dias da série 2.	104
Tabela 19 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para 3 corpos-de-prova aos 41 dias da série 3.	105
Tabela 20 – Resultados experimentais da série 1 (perfis tubulares retangulares preenchidos).....	106
Tabela 21 – Resultados experimentais da série 2 (perfis tubulares circulares preenchidos).....	106
Tabela 22 – Resultados experimentais da série 3 (perfis tubulares quadrados preenchidos).....	106
Tabela 23 – Área de cada material que compõe o perfil tubular preenchido.	107
Perfil Tubular	107
Tabela 24 – Resultados da simulação do pilar tubular circular preenchido com carregamento atuando somente no núcleo de concreto.	118
Tabela 25 – Resultados da simulação do pilar tubular circular preenchido com carregamento atuando no conjunto (aço e concreto).	125
Tabela 26 – Resultados da simulação para carregamento dos elementos isolados, corpos-de-prova de concreto e perfil metálico.....	127

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO – American Association of State Highway Officials

ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

AIJ – Architectural Institute of Japan

AISC – American Institute of Steel Construction

AISI – American Iron and Steel Institute

ASTM – American Society for Testing and Materials

BS – British Standard

CAD – Concreto de alto desempenho

CAN/CSA – National Standard of Canadá / Canadian Standards Association

CAR – Concreto de alta resistência

CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço

CP – Corpo-de-prova

DIN – Deutsches Institut für Normung

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

EUROCODE – European

fck – Resistência à compressão do concreto

f_y – Tensão de escoamento

$FeCl_3$ – Percloroeto de ferro ou cloreto de ferro III

LAEEES – Laboratório de Análise Experimental de Estruturas

LRFD – Load and resistance factor design specification for structural steel buildings

MEF – Método de Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

SAE – Society of Automotive Engineers

SAC – Soldado Alta Corrosão

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

USI – Usiminas

USIMINAS – Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais

V&M – Vallourec & Mannesmann Tubes

1. INTRODUÇÃO

O processo de produção na construção civil encontra-se em constante mudança no mundo. A busca pela maior produtividade e qualidade nos produtos finais, impostas pela concorrência de mercado, obriga a industrialização, otimização de sistemas, ganho de velocidade produtiva, eliminação de perdas e aumento da qualidade. É preciso que os componentes estejam devidamente associados para maximizar as suas utilizações ao processo de produção, e este seja condizente com as condições reais de execução.

O mercado da construção civil tem apresentado a cada ano uma variedade de materiais, equipamentos e práticas tecnológicas inovadoras. A utilização das estruturas mistas tem mostrado um grande potencial nesse novo cenário mundial.

A união de dois materiais como o concreto e o aço para a utilização em pilares sujeitos à compressão é uma forma de potencializar as vantagens de dois materiais buscando a melhor solução estrutural. As estruturas mistas surgiram no fim do século passado, por volta de 1894 nos Estados Unidos. Essa união teve como premissa a proteção das estruturas metálicas contra a corrosão e o fogo.

Os pilares mistos são elementos estruturais constituídos por perfis metálicos e materiais cimentícios e que podem ser constituídos de concreto armado em conjunto com perfis metálicos, formando assim, perfis revestidos ou compostos de concreto não armado e tubos metálicos denominados perfis preenchidos.

O concreto armado, técnica construtiva bem conhecida mundialmente, ganhou uma considerável rapidez de execução em obras com a utilização de perfis tubulares preenchidos, eliminando assim, a utilização de fôrmas e armaduras. A redução da seção transversal e o aumento da resistência à compressão devido ao confinamento do concreto é outra vantagem obtida devido à estrutura metálica tubular.

Existem algumas pesquisas no Brasil, hoje concentradas na Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, relacionadas com o tema de pilares mistos como publicadas por FIGUEIREDO (1998), DE NARDIN (1999 e 2003) e DA SILVA (2006). No exterior, essas pesquisas estão mais avançadas devido à ampla utilização desse sistema construtivo na construção civil, como publicadas por RAMAMURTHY e SRINIVASAN (1976), JOHANSSON e GYLLTOFT (2001), HAN e YAO (2003), KVEDARAS e KUDZYS (2006) e XIONG e ZHA (2007). No Brasil, as pesquisas ganharam algum impulso na década de 90, entretanto na prática, a sua utilização, apesar de crescente, é ainda pequena em comparação com o uso mundial.

Os pilares preenchidos de seção circular, quadrada e retangular são alvo desse estudo focando o comportamento da aderência entre os materiais sob a presença da formação de oxidação interna em aços estruturais com alta resistência a corrosão. A utilização desse aço tem sua importância devido ao fato da formação da camada protetora, denominada de pátina, que logo depois de iniciado o processo de oxidação é estabilizado protegendo assim o material base. Com relação ao concreto, a premissa principal para esse estudo é utilizar um concreto de alta resistência, auto-adensável com abatimento no tronco de cone (*Slump*) e espalhamento (*Flow*) altos para que não haja a necessidade de vibração após o lançamento do mesmo.

1.1. Objetivos

O presente trabalho tem os seguintes objetivos:

- Contribuir para ampliação das pesquisas relacionadas às estruturas mistas que utilizam pilares tubulares formados por aço estrutural com alta resistência à corrosão, preenchidos por concreto de alta resistência e auto-adensável.
- Verificar a influência da presença da oxidação interna na aderência de pilares tubulares mistos.

- Comparar a influência das seções geométricas dos perfis tubulares com relação à aderência entre aço e concreto.
- Analisar computacionalmente o comportamento dos materiais nos pilares tubulares circulares preenchidos com concreto solicitados à compressão.

1.2. Justificativa e Relevância do Tema

A crescente demanda na utilização de pilares mistos nos canteiros de obra brasileiros, sem os devidos cuidados construtivos, torna-se um fator relevante para o estudo do tema. O uso correto e adequado dos materiais e sistemas construtivos de pilares mistos poderá evitar possíveis danos estruturais nas edificações.

Entre os vários fatores que influenciam no comportamento de pilares mistos preenchidos pode ser citado a aderência entre os materiais componentes (aço e concreto). A aderência tem um papel importante para a aplicação desses elementos estruturais, pois os cálculos são baseados na atuação conjunta dos elementos. Para a mesma solicitação de carregamento a redução dimensional dos pilares em relação aos outros métodos construtivos (pilares de concreto armado ou pilares metálicos) é o diferencial em projetos específicos.

A pequena quantidade de estudos nacionais relacionados com o tema, hoje concentradas na Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, e a ausência de estudo sobre a influência do estado superficial das paredes internas, utilizando aços com alta resistência à corrosão, no comportamento de pilares tubulares preenchidos com concreto de alta resistência e auto-adensável, motivou a abordagem do tema.

Espera-se que os resultados obtidos no presente trabalho possam contribuir de forma positiva para a disseminação desse sistema construtivo e esclarecer para a sociedade sobre a necessidade de alguns cuidados especiais para a utilização de pilares mistos nos canteiros de obra.

2. AÇO E CONCRETO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

A revisão bibliográfica teve o objetivo de levantar os diversos trabalhos relacionados a pilares tubulares mistos, tanto na literatura nacional quanto na estrangeira. São abordados também assuntos referentes às estruturas em aço, em concreto e mistas.

2.1. Histórico

Há um momento na História em que o ferro passa a ser empregado para os mais diversificados fins, dentre eles a construção de edifícios, que é inevitável o registro desse material como um fator essencial para as transformações de toda ordem por que passou a sociedade. Este momento é o século XIX. (BRAGA, 2004).

Já no final do século XVIII, a partir da Primeira Revolução Industrial, o ferro, entre outros produtos industriais, surgiu como um material em condições de competir com os materiais de construção conhecidos e consagrados até então, no que se refere a preço e outras qualidades. O ferro esteve presente, a princípio timidamente, e posteriormente com mais intensidade, como material de construção de uso considerável, a ponto de se falar em uma arquitetura do ferro. Esta arquitetura existiu nos países europeus que se desenvolveram com a Revolução Industrial, nos Estados Unidos da América do Norte, e se manifestou praticamente em todo o mundo durante o século XIX. (BRAGA, 2004).

A curiosidade do ser humano por provar a viabilidade do uso do ferro na sociedade, e a busca por lucros em cima de um material novo no mercado fizeram com que aparecesse às primeiras ferrovias no mundo. Com o surgimento de uma cadeira produtiva resultando em uma melhoria contínua. Com as ferrovias criou-se a necessidade de se construírem numerosas pontes e estações ferroviárias, tendo

sido estas as duas primeiras grandes aplicações do ferro nas construções. As pontes metálicas eram feitas inicialmente com ferro fundido, depois com aço forjado e posteriormente passaram a ser construídas com aço laminado e soldado.

A qualidade das construções com o ferro não foi o fator determinante para o sucesso do material no mercado em questão, na verdade, não se deve atribuir somente às potencialidades plásticas do ferro fundido, nem às possibilidades estruturais do aço. O que chamou atenção de todos foi a escala de produção, que era industrial, e que se contrapunha a todo um processo de execução das construções até então.

O desenvolvimento da construção metálica ao longo destes dois séculos permitiu que se tenha hoje o completo domínio da técnica e do produto. A consolidação deste desenvolvimento ocorreu não só pelo tempo decorrido, mas pelo uso de um material homogêneo, com propriedades bem definidas e muito resistente.

Algumas obras notáveis, de estrutura metálica, ainda estão em uso como a ponte Coalbrookdale, em ferro fundido com vão de 31 m, construída em 1779 sobre o Rio Severn, na Inglaterra.

O conhecimento abrangente da construção metálica já transmite há décadas uma grande segurança para a utilização do aço aos engenheiros e arquitetos do mundo todo, que o aplicam em seus projetos, sejam eles simples ou arrojados.

São exemplos de projetos executados em construção metálica: os edifícios Petronas Twin Towers em Kuala Lumpur na Malásia com 452 m de altura, o World Trade Center em Nova Iorque, protagonista de uma das mais divulgadas tragédias do atual século, o Centro Empresarial do Aço em São Paulo e a ponte Akashi Kaikyo no Japão com um vão de 1991 m.

No Brasil a construção metálica teve início com projetos e estruturas importadas da Europa e EUA. Projetos de destaque na arquitetura nacional como a Estação da Luz (1901) e o Viaduto Santa Efigênia (1908), ambos construídos na cidade de São Paulo, são exemplos deste brilhante início. Também se pode citar o Edifício Anexo do Congresso Nacional em Brasília, com estrutura toda importada

dos Estados Unidos da América. Com o começo da construção do parque siderúrgico no Brasil, na década de 50, começam a surgir as primeiras obras com aço brasileiro (ABCEM, 2000).

A história da construção em aço no Brasil ainda está no início, com uma participação crescente do aço na construção civil e caminhando na mesma direção das grandes potências mundiais. Conforme dados divulgados pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) em junho de 2005, nos Estados Unidos o aço está em 50% das edificações e, no Reino Unido, em 70% delas, contra cerca de 5% no Brasil.

A idéia de associar perfis tubulares de aço e concreto simples gerando elementos mistos vem do século XIX, quando os pioneiros do concreto armado utilizavam cantoneiras, barras e perfis de ferro fundido e, posteriormente, de aço, como armaduras (DE NARDIN, 2003).

Segundo GRIFFIS (1994) apud FIGUEIREDO (1998) as primeiras construções mistas nos Estados Unidos datam de 1894 quando uma ponte e um edifício foram construídos usando vigas de aço revestidas com concreto e foram utilizadas como alternativa de proteção ao fogo e à corrosão dos elementos estruturais de aço.

Segundo MALITE (1990) apud FIGUEIREDO (1998) o primeiro registro de normalização de estruturas mistas é de 1930, pelo *New York City Building Code*. Em 1944 a norma *American Association of State Highway Officials* (AASHO, atual AASHTO) introduziu o assunto relacionado à estrutura mista.

Os pilares mistos preenchidos começaram a ser utilizados na composição de sistemas estruturais por volta de 1950 (DE NARDIN, 2003).

No Brasil, as estruturas mistas foram contempladas na norma brasileira 8800:1986 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, somente abordando vigas mistas (ABNT, 1986). Em 1999, a NBR 14323:1999 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento, ainda em vigor para o dimensionamento de estruturas mistas, aborda

além das vigas mistas o dimensionamento de pilares mistos (ABNT, 1999). Hoje, a revisão da NBR 8800:2003 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, contempla o cálculo das estruturas mistas.

2.2. Aços Estruturais

Os aços estruturais são aqueles que, devido à sua resistência, ductilidade e outras propriedades são adequados para uso em elementos da construção sujeitos a carregamentos. Os principais requisitos para os aços destinados à aplicação estrutural são: elevada tensão de escoamento, elevada tenacidade, boa soldabilidade e boa trabalhabilidade (ABCEN, 2000).

Podem ser classificados em três grupos principais, conforme a tensão de escoamento mínima especificada na tabela 1.

Tabela 1 – Aços estruturais (ABCEN, 2000).

Tipo	Limite de Escoamento Mínimo
Aços carbono	195 a 259 MPa
Aços de alta resistência e baixa liga	290 a 345 MPa
Aços liga tratados termicamente	630 a 700 MPa

Os aços do tipo SAE (*Society of Automotive Engineers*), muito utilizados na construção civil, não são aços estruturais. A norma americana SAE define apenas a composição química destes aços e não exige propriedades mecânicas. Sendo assim estes aços devem ser usados em elementos da construção que não peçam propriedades estruturais. O aço carbono mais utilizado e conhecido em estruturas metálicas é o ASTM A 36.

Os elementos químicos, em especial o cobre, cromo, fósforo e silício podem melhorar, além da resistência mecânica, também a resistência à corrosão atmosférica do aço. A adição desses elementos de liga aumenta a resistência do

aço produzido. Existem vários tipos de aço dependendo das suas composições químicas.

O aço patinável ou aço com alta resistência à corrosão, quando exposto à ação alternada de chuva e sol, desenvolve em sua superfície uma camada de óxido compacta e aderente que funciona como barreira de proteção contra a continuidade do processo corrosivo, possibilitando assim, sua utilização sem qualquer tipo de revestimento. A seguir, na tabela 02, estão algumas especificações de aços estruturais utilizadas na construção:

Tabela 2 – Especificações de aços estruturais (ABCEN, 2000).

Especificação	Limite de Escoamento Mínimo (MPa)
ASTM A36	250
ASTM A570 G40	275
ASTM A572 G50	345
ASTM A242	315
ASTM A588	345
AÇOS PATINÁVEIS	250 a 450
NBR 5008	250 a 370
NBR 5921	250 a 370

2.3. Aços Patináveis

Segundo PANNONI (2004), os aços patináveis de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica, desenvolvem sob condições favoráveis (parâmetros climáticos e níveis de poluição) uma película de óxidos durável e aderente chamada de pátina.

A pátina é uma camada amorfa que se desenvolve sob a camada de ferrugem, isolando assim o aço do processo de corrosão. Essa camada amorfa é formada por elementos constituídos na composição do aço, o cobre e o bronze, que expostos à atmosfera desenvolvem uma camada de óxido auto-regenerável. Esta camada irá reduzir a velocidade de corrosão desses aços quando expostos ao ar. A velocidade de corrosão da estrutura é estabilizada na maior parte das atmosferas após três ou quatro anos de exposição.

A ferrugem comum é porosa e permite que a água, o oxigênio e os poluentes do ar possam atravessá-la, de modo a manter a continuidade do ataque na interface metal - ferrugem. A adição de pequenas quantidades (até 3%) de certos elementos de liga ao aço, como o cobre, o níquel, o cromo e o silício promovem a alteração da estrutura interna da ferrugem formada. Os elementos de liga encorajam a formação de uma camada mais densa e amorfa que isola até certo ponto o aço (PANNONI, 2004).

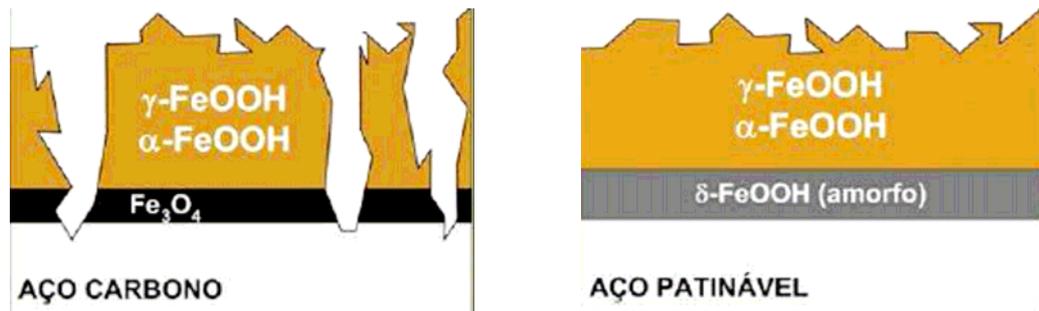


Figura 1 – Formação da pátina em aços estruturais (PANNONI, 2004).

É importante citar que para a formação uniforme da camada de pátina na superfície do aço deve ocorrer a variação de períodos úmidos e secos. A verificação da formação da pátina pode ser executada visualmente. A apresentação da cor marrom escura avermelhada é sinal de formação de pátina estabilizada. Quando a superfície metálica encontra-se coberta por uma camada de ferrugem de coloração marrom amarelada, a pátina escorre pela superfície enquanto não está estabilizada.

2.4. Perfis

Atualmente, existe no mercado do aço cinco tipos básicos de perfis: os laminados, os soldados, os eletro-soldados, os tubulares e os dobrados.

Os perfis laminados são formados a partir da conformação de tarugos de aço em equipamentos denominados laminadores conforme ilustrado na figura 2. No mercado brasileiro podem ser encontrados até a altura de 150 mm (perfis leves), restringindo sua aplicação basicamente a estruturas de pequeno porte tais como terças, travessas de tapamento, barras de treliças e na composição de perfis, como

também em perfis com altura até 610 mm (perfis pesados representados na figura 3) com aplicação em vários ramos da construção civil, desde prédios de pequeno porte até pontes com pequenos vãos. Os principais tipos são: L (cantoneiras), perfis I, perfis H e perfis U.

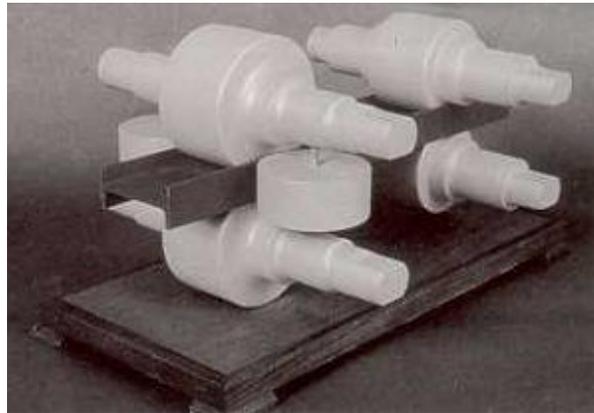


Figura 2 – Modelo do processo de laminação com rolos (USIMINAS, 2008).

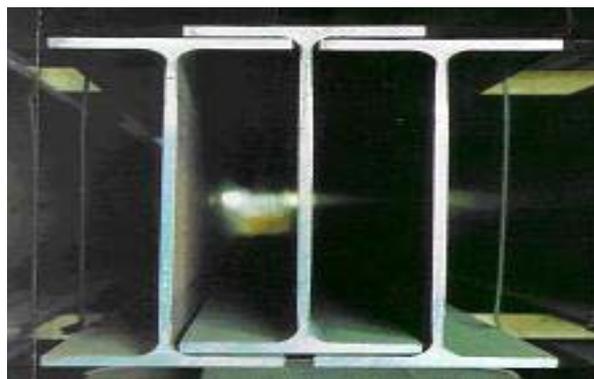


Figura 3 – Aspecto de perfis laminados (USIMINAS, 2008).

O perfil soldado é constituído por chapas de aço estruturais, unidas entre si por soldagem, o que permite uma grande variedade de formas e dimensões das seções, em praticamente qualquer composição (Figura 4).

A norma NBR 5884 - "Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico", apresenta as características geométricas de uma série de perfis I e H soldados e tolerâncias na fabricação.



Figura 4 – Aspecto dos perfis soldados à arco submerso (USIMINAS, 2008).

Os perfis são produzidos pelos fabricantes de estruturas metálicas a partir do corte e soldagem das chapas oriundas das usinas siderúrgicas conforme figura 5.

A solda, por eletrodo revestido, arco submerso ou qualquer outro tipo, deve ser especificado, compatibilizando-o com o tipo de aço a ser soldado, isto é, deve ter características similares de resistência mecânica, resistência à corrosão, entre outras, para evitar a desunião das partes.



Figura 5 – Banca de soldagem de perfis (USIMINAS, 2008).

Os perfis soldados são largamente empregados na construção de estruturas de aço, em face da grande versatilidade de combinações possíveis de espessuras, alturas e larguras. São utilizados em grandes estruturas metálicas, com altura de alma de até 1,5 m ou mais, para vãos da ordem de 15 a 20 m, dependendo dos carregamentos (Figura 6).



Figura 6 – Perfis soldados aplicados na ponte de Brasília (USIMINAS, 2008).

Assim como os perfis soldados, os perfis eletro-soldados são formados a partir da união de chapas planas de aço, diferenciado apenas pelo processo de união que ocorre pelo aquecimento do próprio material sem a ocorrência de adição de material adicional. O processo de produção do perfil eletro-soldado está ilustrado na figura 7.

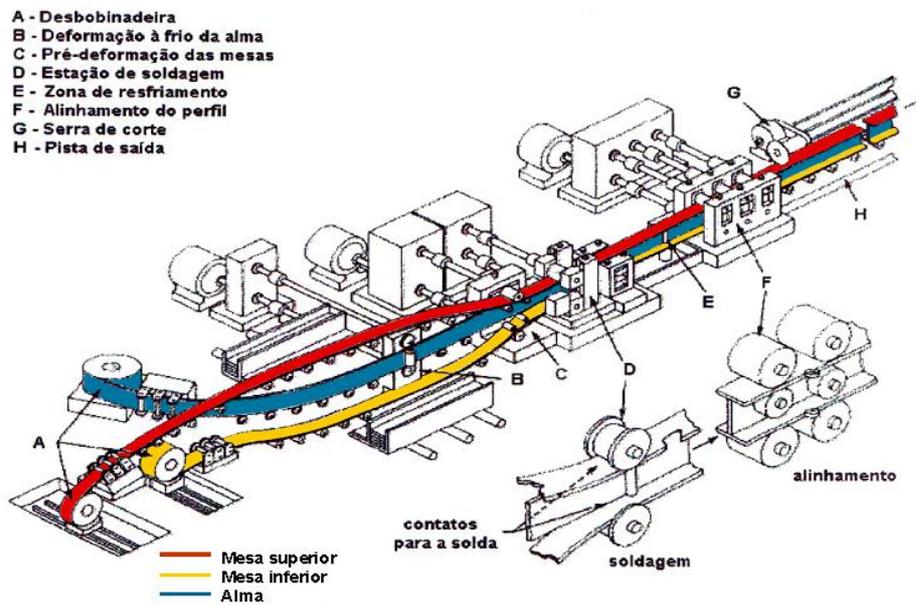


Figura 7 – Processo de produção do perfil eletro-soldado (USIMINAS, 2008).

Esse perfil é normalizado em série, de acordo com a finalidade de aplicação na estrutura (Figura 8), a citar:

- VE (eletro-soldado): perfis para vigas;

- CVE (eletro-soldado): perfis para vigas e pilares;
- CE (eletro-soldado): perfis para pilares.



Figura 8 – Aspecto dos perfis eletro-soldados (USIMINAS, 2008).

Sua aplicação vai desde edifícios, casas, galpões, estacas, pontes até estruturas mais pesadas como plataformas e galpões industriais (Figura 9).



Figura 9 – Aplicação do eletro-soldado em edifício (USIMINAS, 2008).

Os perfis estruturais formados a frio, conhecidos no mercado como perfis de chapas dobradas, vêm sendo utilizados na execução de estruturas metálicas leves, pois podem ser projetados para cada aplicação específica (Figura 10).

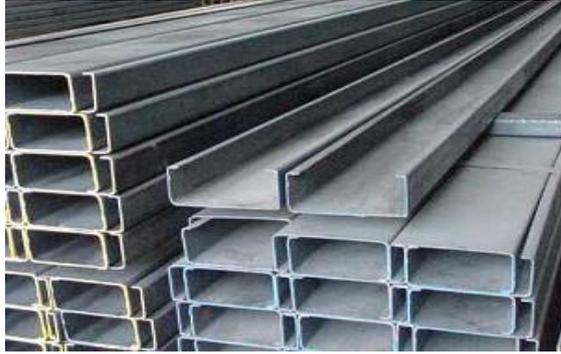


Figura 10 – Aspecto de perfis formados a frio (USIMINAS, 2008).

Os processos de fabricação dos perfis formados a frio podem ser divididos em dois: contínuo e descontínuo.

O processo contínuo, ideal para fabricação em série e utilizado por fabricantes especializados, é realizado a partir do deslocamento longitudinal de uma chapa de aço sobre matrizes de uma linha de perfilação. As matrizes vão conferindo pouco a pouco à chapa, a forma definitiva do perfil (Figura 11).

O processo descontínuo, ideal para fabricação em pequenas quantidades e utilizados por fabricantes de estruturas metálicas, é realizado em uma prensa dobradeira. A matriz da dobradeira é prensada contra a chapa de aço formando uma dobra. A repetição desse processo sobre a chapa fornece à seção do perfil a geometria desejada.



Figura 11 – Processo de perfilação a frio de chapas (USIMINAS, 2008).

Os perfis formados a frio, compostos por chapas finas, possuem leveza, facilidade de fabricação, de manuseio e de transporte, além da boa resistência e ductilidade adequadas à aplicação na construção civil. São geralmente empregados em construções mais leves, além de compor barras de treliças, terças, etc.

No caso de estruturas maiores, a composição desses perfis duplos, seção-caixão, podem resultar em estruturas mais econômicas (Figura 12). Isso se deve à boa rigidez à torção, menor área exposta, e menor área de estagnação de líquidos ou detritos.



Figura 12 – Aplicação do perfil formado a frio em edifício (USIMINAS, 2008).

Existem ainda os perfis do tipo tubulares, cujas seções mais utilizadas são as de tipo redonda, quadrada e retangular. Geralmente os perfis tubulares de médio e grande diâmetro são empregados como pilares, enquanto os de diâmetros menores, em treliças planas e espaciais para a construção civil conforme demonstrados nas figuras 13 e 14.



Figura 13 – Aplicação do perfil tubular em passarelas (USIMINAS, 2008).



Figura 14 – Aplicação do perfil tubular em coberturas (USIMINAS, 2008).

2.5. Perfil Tubular

O perfil tubular pode ser fabricado pelo processo de extrusão e laminação, para a formação dos tubos sem costura, ou pelo processo de soldagem e eletro-soldagem, para a formação dos tubos com costura. Ambos os processos fabricam as diversas seções como retangular, quadrada ou circular.

O processo de produção de tubos sem costura da Vallourec & Mannesmann Tubes (V&M do Brasil) começa pela transformação do minério de ferro, carvão vegetal e fundentes em ferro gusa. O ferro gusa segue no fluxo de produção para aciaria, onde recebe adições para obter as características do aço desejado. Após a aciaria, o aço segue para o lingotamento contínuo conforme ilustrado na figura 15.



Figura 15 – Processo de lingotamento contínuo (V&M, 2008).

O produto do lingotamento contínuo é o tarugo. Esse é armazenado e aquecido em fornos para retornar à linha de produção. A figura 16 demonstra a injeção de uma matriz rígida no tarugo para a formando do perfil tubular cilíndrico.



Figura 16 – Injeção de matriz rígida no tarugo de aço aquecido formando a geometria circular dos tubos (V&M, 2008).

O processo de laminação consiste na conformação mecânica de um material através da passagem entre cilindros contendo canais entalhados para produtos não planos. Os perfis tubulares circulares são laminados à quente pelo Laminador Contínuo RK que varia do diâmetro de 26,7mm a 177,8mm (Figura 17), como também pelo laminador automático que varia do diâmetro de 168,3mm a 355,6mm.



Figura 17 – Processo de laminação a frio para ajuste da espessura tubular (V&M, 2008).

Após o resfriamento dos tubos, as peças são cortadas em unidades de 12 metros e estocadas no pátio para o transporte ao cliente final (Figura 18).

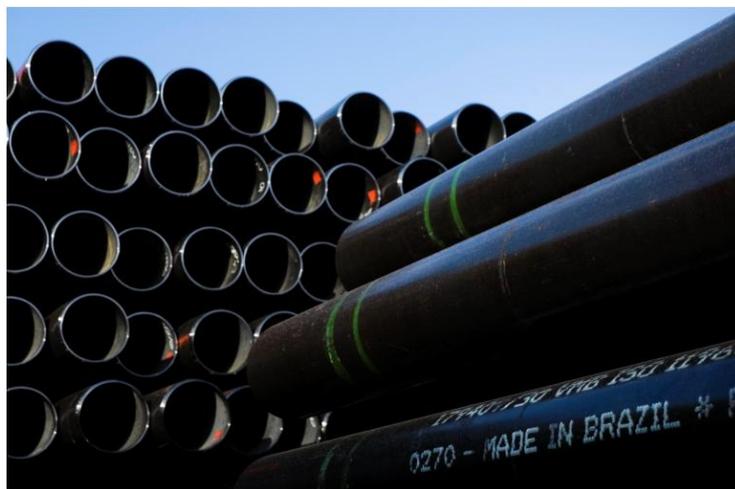


Figura 18 – Pátio de estocagem de produtos acabados (V&M, 2008).

O processo de fabricação dos tubos com costura soldados por eletrofusão se baseia no aquecimento e fusão parcial das partes a serem unidas. A obtenção dos tubos por esse processo começa através de bobinas (Figura 19).



Figura 19 – Estoque de bobinas laminadas à quente (USIMINAS, 2008).

Essas são cortadas em tiras no equipamento denominado *Sliter* (Figura 20), após o corte as tiras de aço são rebobinadas e estocadas aguardando para entrar na linha de produção (Figura 21).



Figura 20 – Corte da bobina em tiras pela *Sliter* (USIMINAS, 2008).



Figura 21 – Rebobinamento das tiras de aço cortadas (USIMINAS, 2008).

Assim que é programado o diâmetro do tubo a ser produzido, a tira de aço selecionada entra na linha de produção conforme figura 22. Essa etapa da produção só fabrica os perfis tubulares com seção circular.



Figura 22 – Conformação a frio das bobinas de aço (USIMINAS, 2008).

A tira passa por rolos e matrizes, conformado o aço para a geometria circular e tamanho do diâmetro desejado, conforme ilustrado na figura 23.

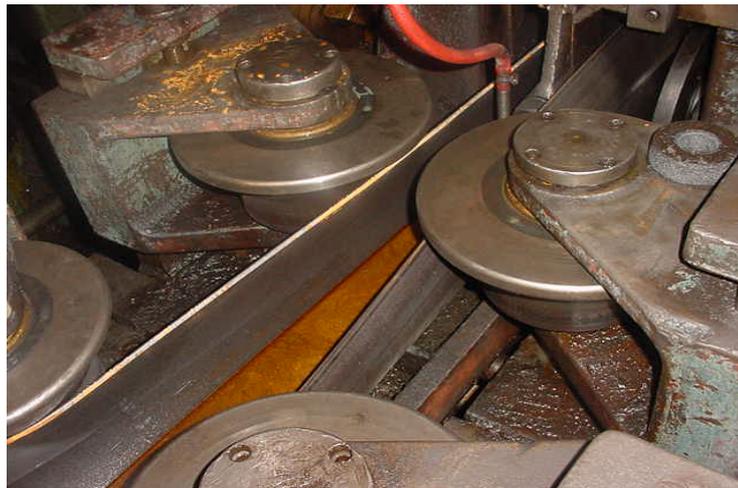


Figura 23 – Matrizes formando a seção tubular cilíndrica (USIMINAS, 2008).

A união das pontas da chapa de aço para a formação do tubo circular é executada pelo processo de eletro-soldagem, onde, na deformação localizada das partes a serem unidas, sem a adição de material adicional, aquecida a uma temperatura inferior à temperatura de fusão, faz-se leve pressão. O material excedente da união é retirado externamente dando assim uma aparência uniforme ao tubo (Figura 24).



Figura 24 – Eletrofusão para a união das extremidades (USIMINAS, 2008).

A obtenção dos perfis tubulares, com geometrias retangulares e quadradas, é proveniente dos perfis circulares já prontos.

Os perfis tubulares circulares entram na linha de produção onde as matrizes e rolos do equipamento irão conformar o aço à frio gerando a geometria e dimensões dos novos perfis tubulares (Figura 25).

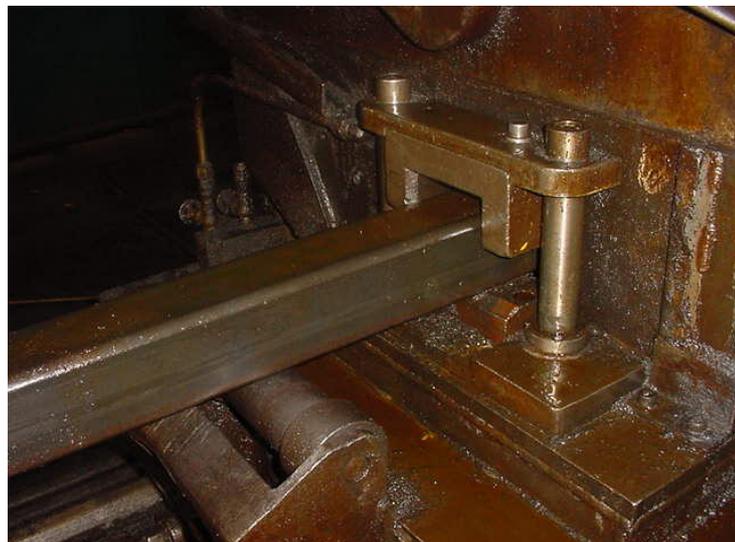


Figura 25 – Processo de formação da seção quadrada a partir dos tubos circulares (USIMINAS, 2008).

2.6. Concreto de Alta Resistência

O concreto é provavelmente o material de construção mais utilizado no mundo, com consumo estimado de 5,5 bilhões de toneladas por ano. Tal fato deve-se principalmente ao seu relativo baixo custo, disponibilidade dos materiais constituintes, facilidade de fabricação, versatilidade e adaptabilidade de formas (CREMONINI et al., 2001).

Ainda segundo os autores, apesar destas vantagens técnicas e econômicas, a deterioração prematura das estruturas de concreto tem se tornado um problema global e existe um amplo consenso acerca da sua falta de durabilidade. Aliando condições severas do ambiente com concretos de baixa qualidade, tem-se uma aceleração do processo de degradação das estruturas.

O avanço dos estudos relacionados com o concreto tem produzido um aumento de resistência à compressão desse material, maior aderência trabalhando em conjunto com outros materiais e menor porosidade.

Desde 1824, com o patenteamento do cimento Portland, que o concreto vem recebendo incrementos em sua resistência. Em 1931 a norma brasileira sugeria que os concretos destinados às obras civis registrassem resistência à compressão aos 28 dias de fck maior que 12 MPa. Na década de 40 a resistência utilizada era de aproximadamente de 16 MPa e em meados de 1990 o fck médio dos concretos eram de 25 MPa. A partir de 2000 surgem concretos da ordem de 40 a 50 MPa, chamados de concreto de alto desempenho (CAD) ou concretos de alta resistência (CAR). Esses recebem aditivos para melhora de diversas características, como aumento na resistência mecânica, trabalhabilidade, teor de ar incorporado, baixa permeabilidade e altos módulos de elasticidade. Assim o CAD sofre baixas deformações, reduzindo os valores de deformações lentas, devido a carregamentos de longa duração. Podem ter alta resistência inicial, diminuindo o tempo de cura e agilizando a desfôrma das peças estruturais.

Segundo FREIRE (2003) a utilização de concretos de alta resistência (CAR) pode possibilitar aumento da durabilidade das estruturas e diminuição de custos de

manutenção, redução nas dimensões das seções dos elementos estruturais ou aumento de vãos, aumento da área útil, redução da carga nas fundações e aumento da velocidade de construção.

O concreto de alta resistência apresenta diversas vantagens em relação ao concreto convencional, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico. Contudo, o máximo aproveitamento dessas vantagens depende de um correto proporcionamento dos materiais, através da adoção de métodos específicos de dosagem de concretos de alta resistência (CREMONINI et al., 2001).

O CAR, comparado com os concretos convencionais, é aquele com valores de resistência acima dos usuais. Este concreto exige um rigoroso controle tecnológico, tendo como campo de aplicação pilares de edifícios, obras marítimas, pisos de alta resistência, reparos de obras de concreto, entre outras aplicações.

Segundo METHA e MONTEIRO (1994), dizem que a impermeabilidade e a durabilidade são características principais que definem o CAD. Além de apresentar resistência à compressão maior que 40 MPa, para dosagens feitas com agregados convencionais, deve conter baixa relação água/cimento, obtida através de uso de aditivos superplastificantes, alto teor de cimento e uma pozolana de boa qualidade. São necessários controles de qualidade severos e maior cuidado na seleção e na dosagem dos materiais: aditivos, adições minerais e tipo e tamanho de agregados.

Segundo SILVA E LIBORIO (2003), as estruturas de concreto de alto desempenho são mais adequadas ao meio ambiente agressivo ao qual estão inseridas. Além do CAD proporcionar um ganho de área útil, diminui o consumo de material, reduz a carga permanente da estrutura, tempo de execução menor, maior tempo para manutenção e apresenta, conseqüentemente, uma melhor relação qualidade/custo.

Segundo DE NARDIN (2003) o comportamento do CAR apresenta diferença ao concreto usual quando submetido à mesma solicitação. A composição da pasta de cimento, dos agregados e, principalmente, das propriedades da zona de transição pasta-agregado irão influenciar na propriedade mecânica do material.

Segundo ISAIA (1995), a maioria dos mecanismos físico-químicos que governam a deterioração do concreto é amenizada quando se emprega CAD: menor permeabilidade à água e ao ar, menor mobilidade de íons cloretos, maior capacidade dos compostos hidratados reterem íons cloreto, alta resistividade elétrica, menor profundidade de carbonatação, boa resistência ao congelamento, menor fissuração por retração, entre outras propriedades.

Esses concretos são obtidos utilizando-se cimento e agregados convencionais juntamente com aditivos superplastificantes e adições minerais, e uma baixa relação água/cimento (FREIRE 2003).

Segundo NAWY (1996) apud CREMONINI et al. (2001), os aditivos superplastificantes conferem ao concreto aumento de trabalhabilidade sem alterar a composição da mistura. Permitem redução da relação água/cimento ou relação água/material cimentante, possibilitando diminuição da retração térmica causada pela hidratação do cimento, incremento na resistência e melhoria da durabilidade. Dependendo do conteúdo de sólidos na mistura do aditivo, dosagens entre 1 e 2% sobre a massa de cimento são aconselháveis.

Segundo COLLEPARDI et al. (1999) apud CREMONINI et al. (2001), dentre os diversos tipos de aditivos superplastificantes (à base de condensados de formaldeído melamina sulfonados, de formaldeído naftaleno sulfonados, lignosulfonados modificados, e polímeros acrílicos) os aditivos à base de polímeros acrílicos são os que apresentam maiores vantagens, tais como: menores relações água/aglomerante para uma mesma trabalhabilidade; considerável redução na perda do abatimento com o tempo; e sua eficiência não depende do momento de adição (junto à água de amassamento ou após a mistura do concreto).

Segundo DE NARDIN (1999), os materiais que mais interferem no comportamento do concreto de alta resistência são os agregados, em especial os agregados graúdos. Os agregados graúdos e miúdos ocupam de 60% a 80% do volume do concreto. Os agregados miúdos sejam eles, areias naturais ou obtidos por britamento de rochas, devem ter preferencialmente granulometria descontínua e módulo de finura superior a 2,8. Tais recomendações visam diminuir a quantidade

de água de amassamento, necessária devido à já grande quantidade de finos no CAR.

Segundo MEHTA e AITCIN (1990) apud CREMONINI et al. (2001), o proporcionamento da mistura, ou dosagem, é o processo de determinação da combinação correta dos materiais componentes que irão produzir um concreto com as características desejadas e com o menor custo possível.

Segundo DIAZ (1998) apud CREMONINI et al. (2001), chega a afirmar que a dosagem de concretos em geral tem sido efetuada de acordo com a experiência e por estimativa, o que normalmente leva a consumos mais elevados de cimento.

Apesar do custo por m³ do CAR ser maior que o concreto convencional, em geral a utilização de CAR é economicamente vantajosa uma vez que permite redução das seções e conseqüentemente do volume de concreto, aço e fôrmas (RADOMSKI, 1999 apud CREMONINI et al., 2001).

DAL MOLIN e WOLF (1990) apud CREMONINI et al. (2001), para verificar a viabilidade econômica de CAR em edifícios altos, realizaram um estudo econômico comparativo entre a execução de um edifício de 15 andares com concreto convencional ($f_{ck}=21\text{MPa}$) e com CAR ($f_{ck}=60\text{MPa}$), sendo o cálculo correspondente ao 3º pavimento. Através da análise dos custos de concreto, armadura, fôrmas e mão-de-obra, obtiveram uma economia de aproximadamente 12% na estrutura de concreto de alta resistência em relação à estrutura convencional.

Devido à tendência atual de crescimento vertical das edificações, tem aumentado o uso de CAR em pilares isolados e também compondo pilares mistos.

3. PILARES MISTOS AÇO – CONCRETO

3.1. Conceito

A composição do concreto com o aço, formando uma estrutura capaz de suportar cargas verticais, é denominado pilar misto. Existem várias formas de se formar um pilar misto, ele pode ser do tipo revestido ou preenchido.

3.2. Classificação

Os pilares revestidos são compostos por concreto estrutural envolvendo totalmente ou parcialmente o perfil metálico conforme figuras 26 e 27.

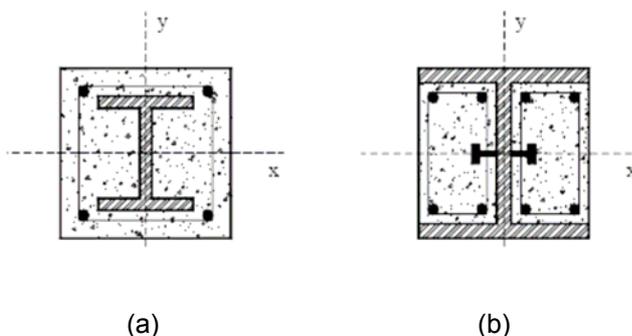


Figura 26 – Pilares revestidos por concreto: (a) Pilar totalmente revestido por concreto, (b) Pilar parcialmente revestido por concreto (ABNT, 1999).

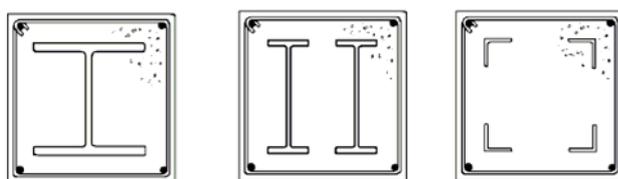


Figura 27 – Seções típicas de pilares mistos revestidos (FIGUEIREDO, 1998).

A desvantagem dos pilares mistos revestidos é a necessidade de utilização de fôrmas, conectores e barras de armadura para assegurar a aderência entre o aço e o concreto.

Os pilares preenchidos são compostos por tubos de aço estrutural envolvendo totalmente o concreto estrutural conforme Figura 28 e 29.

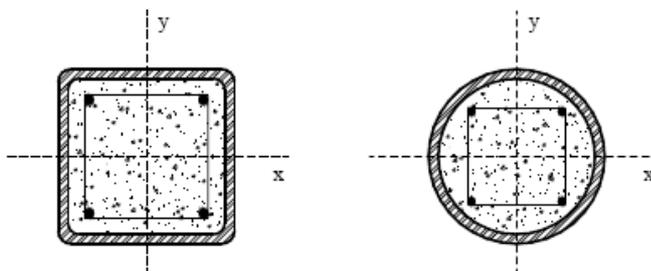


Figura 28 – Pilares preenchidos por concreto com armadura adicional (ABNT, 1999).



Figura 29 – Seções típicas de pilares mistos preenchidos (FIGUEIREDO, 1998).

Os pilares preenchidos apresentam armadura no concreto somente quanto exigidos por questão de segurança ao incêndio. A adição de armadura no concreto foge do escopo proposto nesse estudo. As vantagens dos perfis preenchidos sem adição de barras ao concreto podem ser listados a seguir:

- Não existe a necessidade de fôrmas para a concretagem, o perfil tubular já faz esse papel.
- Aumento da resistência à compressão devido ao confinamento do concreto de alta resistência.
- Rapidez de execução utilizando a estrutura de aço isolada somente suportando as cargas de montagem enquanto ocorre o lançamento e a cura do concreto.

- Aumento da resistência à corrosão do aço e a abalos sísmicos.
- Aumento do tempo de colapso da estrutura em situações de incêndio.
- Menores seções se comparados às estruturas de aço e concreto, isoladas, para a mesma resistência a esforços de compressão.
- Redução de desperdício, industrialização e racionalização do canteiro de obras.

Existem também os pilares mistos tipo “battened”, estudado por HUNAITI et al. (1992) formados por dois perfis tipo “U”, unidos por talas soldadas às mesas do perfil e preenchidos com concreto conforme ilustrado na figura a seguir.

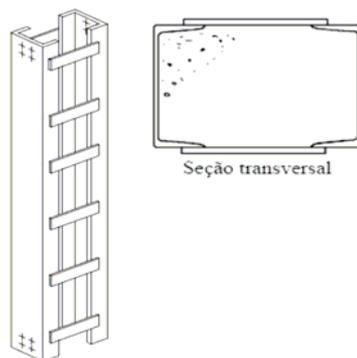


Figura 30 – Pilares mistos tipo “battened” (HUNAITI et al. 1992).

A execução desse tipo de pilar se assemelha com o uso de fôrmas nos pilares totalmente revestidos durante a concretagem e a cura do concreto (figura 31).



Figura 31 – Pilares mistos revestidos totalmente (USIMINAS, 2008).

A figura 32 apresenta a preparação e execução da concretagem, cobrindo a alma dos perfis tipo “H”, em pilares mistos revestidos parcialmente.



(a)



(b)

Figura 32 – (a) Preparação de pilares mistos revestidos parcialmente, (b) Concretagem da alma do perfil metálico tipo “H” no canteiro de obras (USIMINAS, 2008).

A figura 33 ilustra um edifício de 25 andares, em construção no Japão, utilizando pilares mistos quadrados preenchidos com concreto auto-adensável (*Flow* com 600 mm de diâmetro). O concreto foi bombeado de baixo para cima, preenchendo oito pavimentos do pilar por operação.



(a)



(b)

Figura 33 – (a) Pilar tubular quadrado preenchido, (b) Vista geral da edificação (SILVA, 2004).

3.3. Comportamento Estrutural

3.3.1. Generalidades

Existem vários estudos principalmente os originados de literaturas internacionais, pesquisas teóricas e ou experimentais, que abordam o comportamento estrutural de pilares mistos assim como a influência de alguns fatores em seu desempenho final podendo citar LEONHARDT e MONNIG (1977) que estudaram experimentalmente a tensão de aderência entre barras de aço e o concreto, JOHANSSON e GYLLTOFT (2001) com seus estudos experimentais relacionados ao comportamento de pilares mistos à variação de carregamento e XIONG e ZHA (2007) que investigaram numericamente o comportamento de pilares mistos preenchidos em relação à aplicação da tensão inicial nos materiais isoladamente.

Esses fatores estão relacionados com a aderência entre o concreto e a parede interna do tubo de aço, esbeltez do pilar, resistência do concreto ao carregamento, fluidez do concreto para o preenchimento total dos tubos, escoamento do aço, confinamento do concreto para o aumento de resistência, retração, deformação lenta do concreto e diferenças entre as seções geométricas dos tubos de aço. Alguns fatores irão influenciar de forma mais perceptível do que outros, e que na maioria das vezes, é desconsiderado na execução durante as obras.

Algumas pesquisas focadas nos materiais separadamente ajudam a entender melhor o comportamento e a influência de cada fator para a perda ou ganho de resistência em pilares mistos.

3.3.2. Aderência

ISA (2004) destaca a importância dos estudos atuais sobre aderência devido aos avanços tecnológicos obtidos pelos concretos com características diferenciadas tanto no estado fresco como no estado endurecido (concreto auto-adensável de alta resistência). Além da alta resistência mecânica a baixas relações água/cimento, o concreto auto-adensável é capaz de fluir no interior da fôrma preenchendo de maneira fácil o recipiente e envolvendo as armaduras sem a necessidade de compactação externa ou interna.

Segundo ALMEIDA (2002) o trabalho conjunto entre o aço e o concreto só é possível pela proximidade de duas de suas propriedades físicas. A primeira é a semelhança no coeficiente de dilatação dos dois materiais e a segunda é a ótima aderência entre os mesmos.

A aderência impede o escorregamento entre as armaduras e o concreto, e transmite esforços de um para outro material, sendo a propriedade fundamental para o trabalho conjunto dos mesmos. Os coeficientes de dilatação aproximadamente iguais implicam em deslocamentos semelhantes provocados por variações de temperatura, desse modo não destruí a aderência, tornando possível o trabalho conjunto desses materiais (ALMEIDA, 2002).

O concreto armado só existe pela boa união entre o concreto simples e as barras de aço. Segundo PINHEIRO (2003) a aderência pode ser dividida em três áreas: aderência por adesão ou química, aderência por atrito ou por contato e aderência mecânica.

Denomina-se “atrito por contato” ao mecanismo pelo qual se desenvolvem forças na superfície de dois corpos em contato, que se traduzem numa resistência ao deslizamento de um corpo sobre o outro. Ainda que estas forças que se desenvolvem durante o processo de deslizamento se encontrem sempre presentes, quaisquer que sejam os materiais em contato, os mecanismos físicos-químicos responsáveis por elas parecem depender da natureza de tais materiais (HELMAN e CETLIN, 2005).

Segundo DA SILVA (2006) a adesão é a aderência química que surge durante as reações de pega do cimento, em decorrência das ligações físico-químicas na interface aço-concreto. A rugosidade e a limpeza da superfície das armaduras irá influenciar na maior ou menor adesão entre os materiais.

O atrito é solicitado quando ocorre o escorregamento de dois materiais. Em estudos de LEONHARDT e MONNIG (1977) o coeficiente de atrito entre o concreto e o aço varia em torno de 0,3 e 0,6 em barras lisas. Esse coeficiente é função da rugosidade superficial da barra, e decorrem da existência de uma pressão transversal, exercida pelo concreto sobre a barra (PINHEIRO, 2003). Em perfis tubulares a presença do confinamento atuante no concreto e a compressão transversal externa no aço aumentam a parcela de aderência entre os materiais.

A aderência mecânica é decorrente da existência de nervuras ou entalhes na superfície da barra. Este efeito também é encontrado nas barras lisas, em razão da existência de irregularidades próprias originadas no processo de laminação das barras. As nervuras e os entalhes têm como função aumentar a aderência da barra ao concreto, proporcionando a atuação conjunta do aço e do concreto (PINHEIRO, 2003).

Segundo HUNAITI (1992) apud DE NARDIN (1999), que investigou a influência de parâmetros como: dimensões da seção transversal, idade e resistência do concreto, temperatura e condições de cura. Os estudos mostraram perdas significativas de aderência com o envelhecimento do concreto ou o aumento de temperatura. O pesquisador ressalta que os pilares ensaiados eram do tipo "battened" e por isso, seções preenchidas quadradas e circulares devem apresentar aderência superior à constatada para os elementos estudados.

Segundo TATSA (1986) apud FIGUEIREDO (1998), o ensaio de pilares preenchidos com cura sob pressão, causando um "pré-tensionamento" no tubo obteve melhoras significativas na resistência do pilar e uma das justificativas apresentadas é a melhora da aderência conferida por este tipo de cura.

Segundo GOMES (1994) que ensaiou 22 pilares preenchidos, sendo 12 corpos-de-prova aos 28 dias após a concretagem e o restante após 8 anos expostos

ao ar livre, houve a perda da aderência química entre o concreto e o aço provocando um deslocamento entre os materiais. Em relação aos primeiros corpos-de-prova, a tensão de cisalhamento cresceu em média 16% e a justificativa mais provável seria o acréscimo de aderência mecânica devido à formação de oxidação interna nos tubos com alternância de chuva e sol e a penetração de água nos poros do concreto. Outra hipótese se baseia no envelhecimento do concreto aumentando assim a inércia ao deslizamento.

Quanto às condições da superfície do perfil tubular em contato com o núcleo de concreto, há um consenso entre as normas que abordam o projeto de pilares mistos preenchidos. Todas recomendam que a superfície não deve ser pintada e deve estar livre de vestígios de óleos, graxas e de camadas superficiais soltas, decorrentes da corrosão (DE NARDIN 1999).

Segundo GOMES (1994), a rugosidade superficial do aço, a limpeza e as variações de dimensões internas nos tubos influenciam diretamente na aderência dos materiais. Em ensaios com tubos internamente limpos e não limpos, constatou-se que em média, os perfis limpos apresentaram uma tensão última de cisalhamento 27% maior que os perfis não limpos.

WIUM e LEBET (1994) apud FIGUEIREDO (1999), realizaram ensaios *pushout*, em pilares curtos, para investigar a transferência de esforços entre o aço e o concreto. Os resultados obtidos foram:

- As tensões de aderência antes e depois da perda da aderência química foram de 0,3 e 0,22 MPa , bem menor que o limite fornecido pelo *Eurocode 4* ,que é 0,6 MPa.
- A espessura do recobrimento de concreto influencia na transferência de esforços em pilares com perfis de aço menores.
- A armadura transversal (estribos) influencia somente após a perda da aderência química.

- Ocorre maior fissuração no concreto para seções maiores, ocorrendo assim a diminuição da magnitude da transferência de esforços.
- A retração reduz a transferência de esforços na região entre as mesas do perfil tipo “H” em até 10 % por um período de 6 meses.

A partir deste trabalho, WIUM e LEBET (1994) apresentam um método simplificado para cálculo da transferência de esforços na interface dos elementos de aço e concreto, baseado no comportamento idealizado da tensão de aderência.

3.3.3. Confinamento

Segundo MÖRSCH (1952) *apud* RAMOS (2005), a busca pelo confinamento do concreto de resistência usual foi um dos principais objetivos das pesquisas realizadas ao longo dos anos com pilares de concreto armado.

RAMOS (2005) relatou os vários autores e estudos relacionados com o tema de confinamento em pilares na literatura nacional e internacional. Entre esses trabalhos, na literatura internacional estão: SHEIKH e UZUMERI (1980), SHEIKH e UZUMERI (1982), MANDER et al. (1988), RAZVI e SAATCIOGLU (1989) e CLAESON et al. (1996). As referências nacionais são: AGOSTINI (1992) e PAIVA (1994), LIMA (1997) e QUEIROGA (1999).

Segundo QUEIROGA (2003), no estudo de CUSSON e PAULTRE (1994), foram elaboradas algumas conclusões sobre o confinamento do concreto em pilares de concreto armado:

- A primeira seria na proporção do confinamento do concreto à quantidade de armadura transversal do pilar; quanto maior a presença de armadura, maior será a pressão de confinamento.
- A segunda seria no efeito das disposições e espaçamento das armaduras transversais sobre o confinamento do núcleo de concreto;

quanto menor for o espaçamento entre os estribos, maior será o confinamento do concreto.

A figura 34 ilustra as conclusões do estudo de CUSSON e PAULTRE (1994).

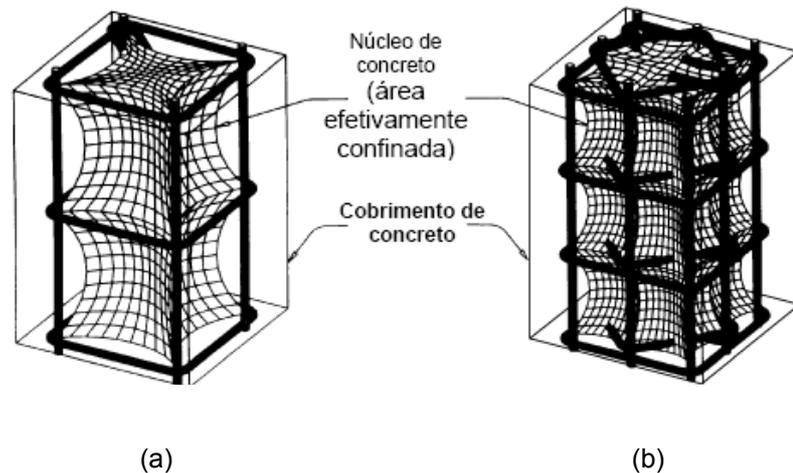


Figura 34 – Efeito da configuração e espaçamento da armadura transversal sobre o confinamento do núcleo. (a) Configuração de estribos com grande espaçamento; (b) Configuração de estribos mais eficiente, com pequeno espaçamento (CUSSON e PAULTRE, 1994).

Segundo FIGUEIREDO (1998), em pilares tipo “I” revestidos, pode-se considerar três regiões com diferentes níveis de confinamento do concreto:

- Região sem confinamento do concreto na parte externa aos estribos.
- Região com concreto parcialmente confinado, na parte interna aos estribos.
- Região com o concreto efetivamente confinado entre as mesas e a alma do perfil I.

Segundo DELALIBERA (2002), um carregamento longitudinal (q_v), sendo aplicado em um cilindro de concreto envolvido por um tubo de aço de parede fina, provoca um encurtamento longitudinal e um alongamento transversal que será impedido pelo tubo de aço (reação q_h) conforme ilustrado na figura 35. Em função da reação do tubo, cria-se no cilindro um estado triplo de tensões e a pressão (q_v) pode crescer bem acima do valor da resistência do concreto não confinado.

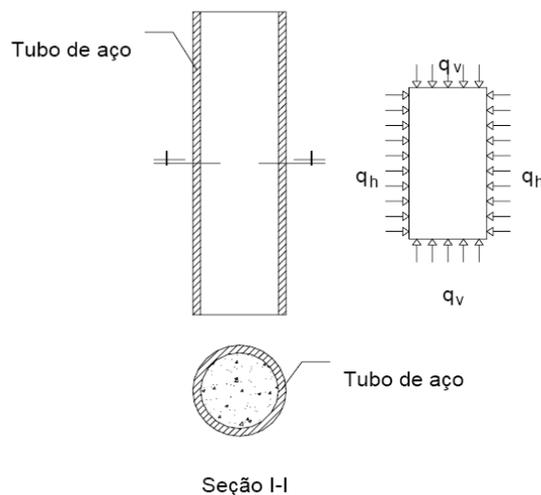


Figura 35 – Cilindro de concreto envolvido por um tubo de aço de parede fina (SANTOS, 1981 apud DELALIBERA, 2002).

Segundo SAMAAN et al. (1998) apud CARRAZEDO (2005), a taxa de variação da deformação lateral em relação à deformação axial, definida como a taxa de dilatação lateral (μ), tem grande importância sobre o confinamento do concreto.

O coeficiente (μ) no concreto não confinado cresce indefinidamente com a microfissuração do material. No aço, até o seu escoamento, o crescimento de (μ) é pequeno, após essa fase, o comportamento é similar ao do concreto não confinado.

MIRZA (1989) apud FIGUEIREDO (1998), em seu estudo teórico dos parâmetros que interferem na resistência dos pilares, comparou as resistências de pilares mistos revestidos considerando-se o efeito de confinamento e sem considerá-lo. Para fins comparativos, analisou pilares com diferentes esbeltezas e excentricidades de carga. Concluiu-se que o confinamento tem efeito benéfico na resistência do pilar revestido e que este efeito é mais evidente em pilares curtos e nos que possuem menores excentricidades. Em pilares preenchidos o concreto está totalmente confinado e, no caso de seções circulares, o efeito de arco de tensão no tubo causado pelo confinamento, apesar de causar redução no limite de escoamento do aço, intensifica a resistência do concreto a ponto de, nestes casos, haver considerações especiais no dimensionamento fornecido pelas normas.

Segundo DE NARDIN (1999), o grau de acréscimo na capacidade resistente causado pelo efeito de confinamento depende de uma série de fatores, dos quais destacam-se: espessura do perfil tubular, índice de esbeltez do pilar misto, excentricidade da força, resistência dos materiais e forma da seção transversal. Todos estes fatores, agindo em conjunto, irão contribuir para um maior ou menor grau de confinamento do concreto (Figuras 36 e 37).

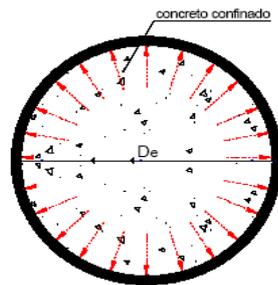


Figura 36 – Tensões de confinamento em seções circulares (DE NARDIN, 1999).

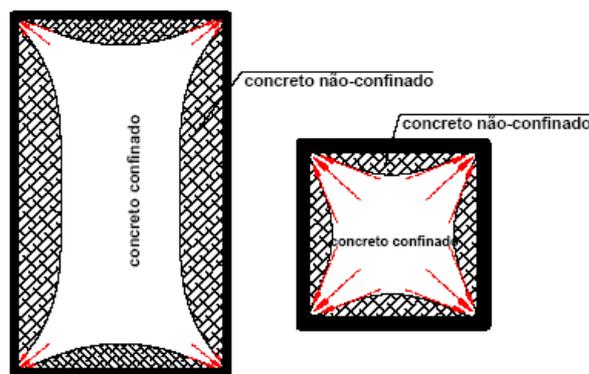


Figura 37 – Arqueamento das tensões de confinamento em seções quadradas e retangulares (DE NARDIN, 1999).

3.3.4. Retração

Vários são os fatores que influenciam a retração em componentes de concreto. Dentre esses fatores pode-se citar condições ambientais de temperatura e umidade, tipo e quantidade de cimento, relação água/cimento, tipo de agregado, forma de cura, entre outros (BARBOSA, 2005).

O fenômeno da retração está ligado a deformações em pastas de cimento, argamassas e concretos, independentemente do carregamento, sendo sua principal causa a perda de água da pasta de cimento. A retração pode ocorrer no concreto em seu estado plástico ou endurecido (AGUIAR, 2006).

Segundo SILVA et al. (2006), os principais fatores que influem na retração do concreto são:

- A finura do cimento e dos elementos mais finos do concreto.
- O tipo do cimento (a retração pode variar de uma até três vezes conforme o tipo de cimento).
- Existe um teor ótimo de gesso para se obter a retração mínima. Os álcalis, os cloretos e, de um modo geral, os aditivos aceleradores aumentam a retração.
- O teor de água.
- O consumo de cimento.
- O tipo de granulometria dos agregados: as areias finas aumentam a retração.
- Quanto maior for o módulo de elasticidade dos agregados, tanto maior será a reação por eles oposta a retração.
- A umidade relativa e período de conservação.

A retração, deformação que ocorre sem a atuação da carga externa, é produzida por propriedades endógenas do material e pode causar, no caso de pilares preenchidos, o descolamento do concreto da parede do tubo. No entanto, há ainda controvérsias sobre a relevância de se considerar ou não os efeitos da retração na resistência do pilar (FIGUEIREDO 1998).

No núcleo de concreto do pilar misto, a intensidade do fenômeno de retração é menor que no caso de pilares de concreto armado, pois a perda de umidade é inibida pelo perfil. Embora seja menor, ao que os primeiros estudos teóricos indicam, seus efeitos sobre a distribuição de tensões e deformações são significativos (DE NARDIN, 1999).

Segundo UY e DAS (1997) apud FIGUEIREDO (1998), apesar de concordarem que os efeitos da retração em um pilar preenchido será menor que em um pilar de concreto armado devido às condições de cura, afirmam que há necessidade de mais pesquisas para avaliar este parâmetro e que a retração irá causar deformações significativas em pilares preenchidos e que deverão ser previstas em projeto, principalmente no caso de edifícios altos.

Segundo GOMES (1994) apud DE NARDIN (1999), os efeitos da retração do concreto sobre a resistência da seção mista são desprezíveis. Embora a retração provoque a redução do volume de concreto, tendendo a destruir parte da aderência entre o perfil e o concreto, diversos estudos mostraram que a perda de aderência não afeta a resistência à compressão de elementos mistos axialmente comprimidos.

3.3.5. Deformação Lenta

A fluência ou deformação lenta pode ser definida como a deformação que o concreto sofre devido a um carregamento contínuo, podendo ocorrer sob compressão, tração ou cisalhamento. Como ela é parcialmente reversível, trata-se de uma propriedade viscoelástica (AGUIAR 2006).

Segundo HASPARYK et al, 2005 apud AGUIAR 2006, podem existir dois tipos de fluência: a básica e a por secagem. Quando ocorre troca de umidade para o ambiente externo considera-se a fluência total, a soma das duas. Portanto, a umidade relativa do meio envolvente é um dos fatores externos mais importantes neste processo, sendo a fluência tanto maior, quanto menor for a umidade relativa.

Um pilar misto esbelto sob carregamento constante tem suas deformações aumentadas gradualmente com o tempo e eventualmente podem ser várias vezes maiores que sua deformação instantânea. O efeito da deformação lenta em pilares mistos é considerado de diferentes formas pelas normas aplicáveis. O ECCS (1981) recomenda a redução do módulo de elasticidade do concreto a 50 %. A BS 5400: Part 5 (1979) sugere a redução de 18 % da resistência do concreto. Os estudos para avaliação da deformação lenta em pilares mistos iniciaram-se em pilares revestidos e depois foram estendidos aos pilares preenchidos (FIGUEIREDO, 1998).

Segundo GOMES (1994) apud DE NARDIN (1999), os efeitos da fluência podem ser minimizados adotando medidas como: aumentar a resistência do concreto de preenchimento ou empregar uma dosagem adequada de materiais, aumentar a área de concreto ou a espessura do perfil tubular, embora esta última contribua pouco neste sentido. Alternativa, trabalhosa porém de bons resultados, é a colocação de barras longitudinais de armadura.

3.3.6. Resistência do Concreto

Os concretos de alta resistência apresentam comportamento diferente dos concretos de resistência usual, quando submetidos às mesmas condições de carregamento. Suas propriedades mecânicas dependem das propriedades da pasta de cimento hidratada, dos agregados e, principalmente, das propriedades da zona de transição pasta-agregado, considerada a zona mais fraca da mistura segundo METHA e MONTEIRO (1994).

Os materiais que formam o CAR devem ser dosados de forma racional, serem bem caracterizados e proporcionados de forma a garantir: elevada resistência à compressão, resposta adequada às solicitações e boas condições de utilização (DE NARDIN, 1999).

SHAKIR-KHALIL (1992) apud FREIRE (2003), em trabalho experimental com pilares mistos preenchidos, confirmou que a resistência do pilar aumenta com o uso

de concreto com resistência à compressão maior. Esta contribuição do concreto é mais evidente em pilares curtos e em aços com limite de escoamento menor.

Segundo MIRZA (1989) a resistência do pilar é diretamente proporcional à resistência do concreto. Também foi concluído que essa proporção tem valores menores em pilares esbeltos.

Comparando pilares de concreto armado com pilares tubulares metálicos preenchidos, em relação ao confinamento do CAR, pode-se afirmar que a seção resistente será devida à área interna aos estribos e a área do perfil metálico, respectivamente.

3.4. Ensaio Experimentais

KVEDARAS e KUDZYS (2006) estudaram experimentalmente a segurança estrutural de tubos vazados preenchidos com concreto em membros de aço circulares (Figura 38). Foram executados 43 ensaios à compressão em prensas de 2500 kN e 5000 kN de capacidade.

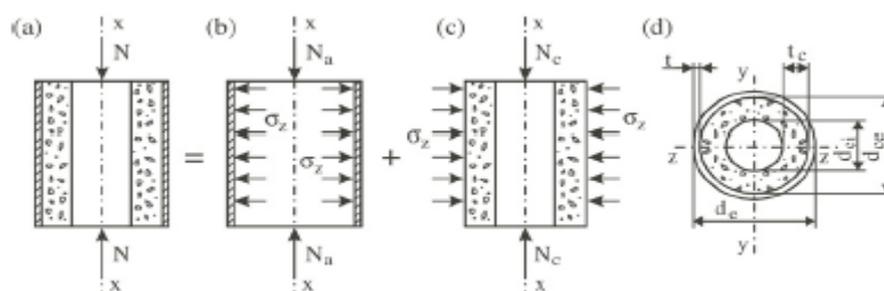


Figura 38 – Desenho esquemático da ação axial nos membros dos tubos: (a) compostos, (b) tubo de aço, (c) cavidade interna e núcleo de concreto, (d) forma e dimensões do corte da seção (KVEDARAS e KUDZYS, 2006).

JOHANSSON e GYLLTOFT (2001) estudaram experimentalmente o comportamento de pilares mistos circulares esbeltos. Foram ensaiadas 11 amostras e investigados os efeitos de três carregamentos diferentes (Figura 39), no primeiro foi aplicada uma carga somente na seção do concreto, a segunda no tubo de aço e a terceira no conjunto todo (perfil de aço e concreto). A conclusão do estudo foi que,

aplicando a carga somente no núcleo de concreto, ocorrerá a transferência das forças para o tubo de aço e que, a aderência entre os materiais, influenciará no comportamento do carregamento final. Quando a carga é aplicada somente na seção de aço, a aderência natural não é suficiente para redistribuir a força para o núcleo de concreto. Finalmente, quando a força é aplicada na estrutura mista, o conjunto sofrerá a mesma deformação, não sendo possível distinguir o comportamento dos materiais isoladamente.

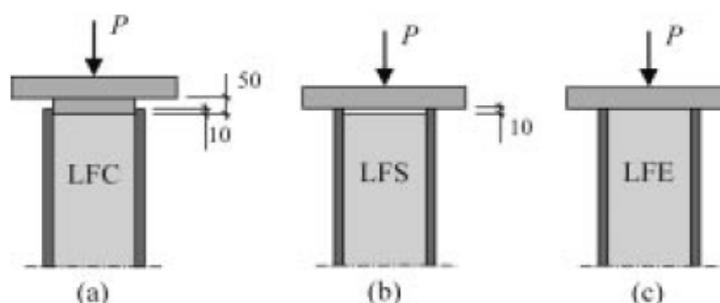


Figura 39 – Aplicação de três tipos de carregamento. Carga aplicada em (a) seção de concreto, (b) seção de aço, e (c) seção mista (JOHANSSON e GYLLTOFT, 2001).

XIONG e ZHA (2007) investigaram numericamente o comportamento de pilares mistos preenchidos em relação à tensão inicial (carregamento da estrutura antes do lançamento e cura do concreto). Concluiu-se que, exceto para pequenos pilares sujeitos à compressão, a tensão inicial tem um grande significado no comportamento de pilares mistos; a principal reação se deve à baixa contribuição do núcleo de concreto para o conjunto (Figura 40).

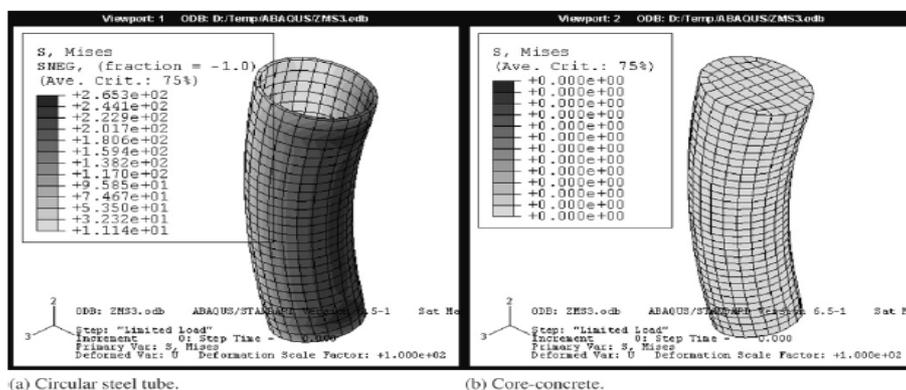


Figura 40 – Deformação sob atuação da tensão inicial em elementos isolados, (a) Tubo de aço circular, (b) Núcleo de concreto (XIONG e ZHA, 2007).

HAN e YAO (2003) analisaram o comportamento de pilares mistos aplicando o pré-carregamento nos perfis tubulares metálicos antes do lançamento e cura do concreto. Com o crescimento da utilização de pilares mistos em prédios altos e pontes na China viu-se a necessidade de estudar a interação do aço e o concreto em tubos de aço suportando as solicitações de carregamento da montagem de um número determinado de pavimentos antes da concretagem e cura do concreto (Figura 41).

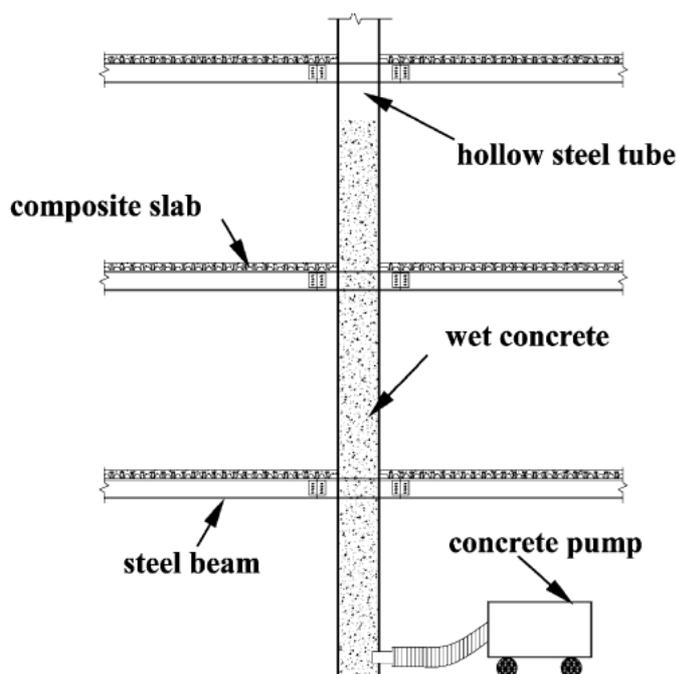


Figura 41 – Preenchimento dos perfis tubulares metálicos com concreto durante construção da edificação (HAN e YAO, 2003).

Foram ensaiados 19 pilares mistos e chegou-se a conclusão que o pré-carregamento do tubo de aço aumenta a deflexão e diminui a resistência final dos pilares mistos (Figura 42).

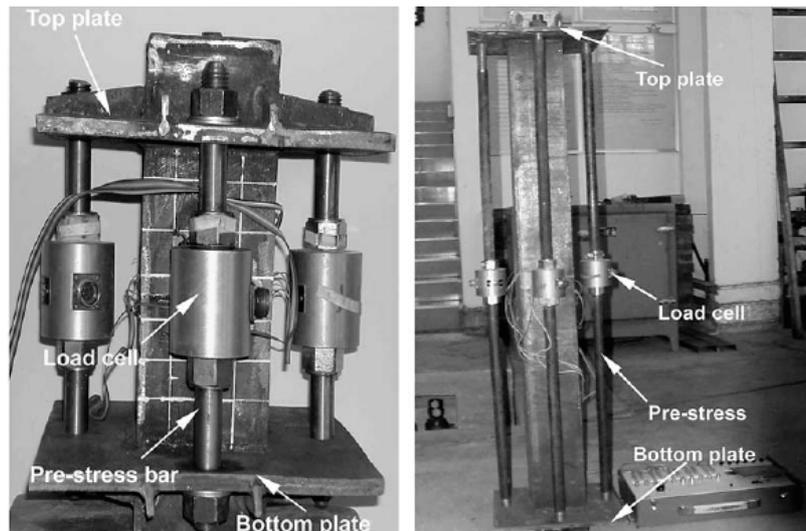
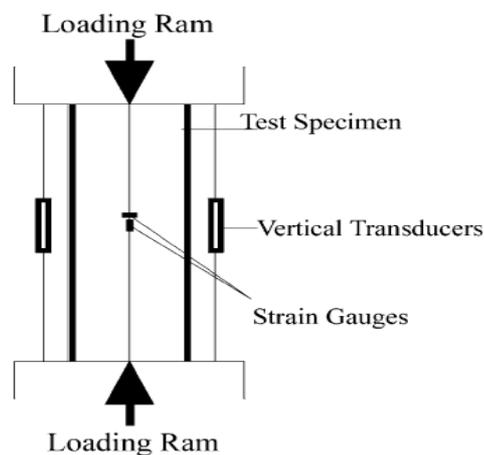
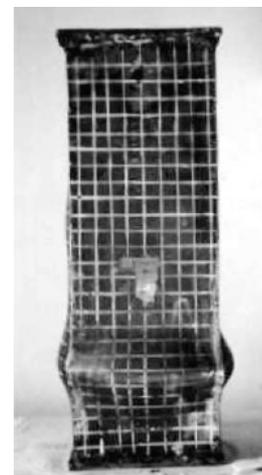


Figura 42 – Imposição de pré-carregamento dos tubos de aço (HAN e YAO, 2003).

HAN (2002) testou experimentalmente o comportamento de colunas em aço retangulares preenchidas com concreto à compressão (Figura 43). Foram ensaiados 24 corpos-de-prova e concluiu-se que as recomendações das normas Americana, Britânica, Canadense e Japonesa são conservadoras em relação a resistência à compressão axial.



(a)



(b)

Figura 43 – Preparação dos ensaios (a), Modo de falha típico dos corpos-de-prova (b), (HAN, 2002).

GIAKOUMELIS e LAM (2004) testaram experimentalmente o comportamento de pilares mistos circulares à compressão (Figura 44). Foram ensaiados 15 corpos-de-prova variando a resistência dos concretos. O objetivo foi examinar os efeitos da

espessura dos tubos de aço, a resistência de aderência entre o concreto e o aço e o confinamento do concreto. Os resultados mostraram que em pilares mistos utilizando concretos de alta resistência, no carregamento máximo, os corpos-de-prova alcançam um encurtamento de aproximadamente 3,0 mm (Figura 45). Com a utilização de concretos normais houve um aumento de grandes deslocamentos. Em concretos de alta resistência houve o aumento do efeito de aderência entre o concreto e o aço causando assim um ganho da capacidade de resistência à carregamentos axiais. Em concretos com resistências normais, a redução da capacidade axial dos pilares mistos se teve devido à desprezível aderência interna.

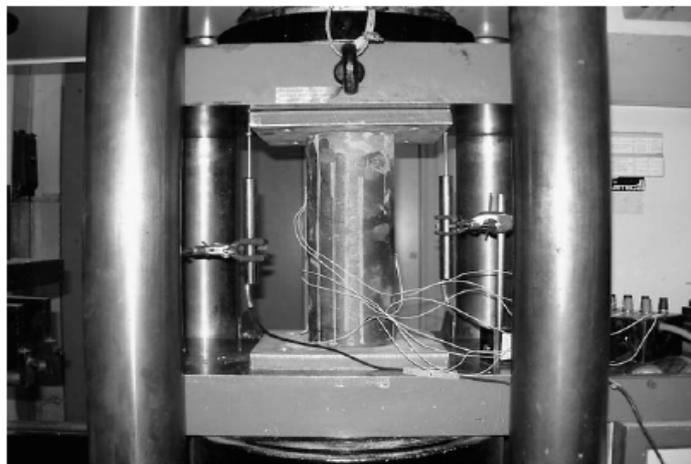


Figura 44 – Preparação dos testes e instrumentação (GIAKOUMELIS e LAM, 2004).



Figura 45 – Modo de falha típico dos corpos-de-prova (GIAKOUMELIS e LAM, 2004).

ELREMAILY e AZIZINAMINI (2002) estudaram o comportamento e a resistência de pilares mistos circulares. Foram ensaiados 6 pilares sujeitos ao

carregamento axial constante com adição de carregamento cíclico lateral, simulando assim, carregamentos sísmicos (Figura 46). Os testes consideraram como parâmetros os níveis de carregamento axial, a espessura dos tubos e a resistência à compressão do concreto. Os resultados finais exibiram grande ductilidade e maior resistência dos pilares mistos (Figura 47). A capacidade resistente dos pilares teve ganhos significativos devido ao aumento de resistência do concreto confinado no interior dos tubos metálicos.

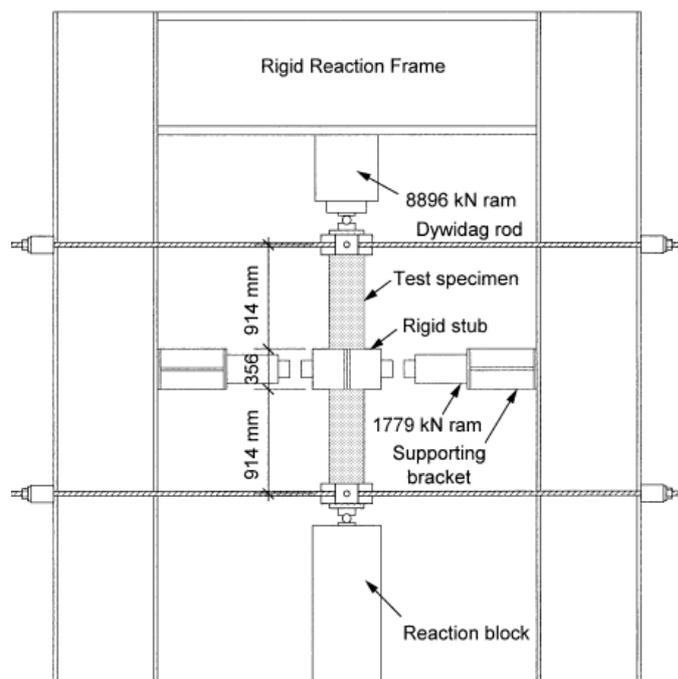


Figura 46 – Representação esquemática do pórtico de teste (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2002).



Figura 47 – Falha da coluna (ELREMAILY e AZIZINAMINI, 2002).

HAN et al. (2005) estudou experimentalmente e propôs um modelo simplificado de cálculo de pilares mistos preenchidos por concreto auto-adensável. Foram ensaiados 50 corpos-de-prova com principais variando os seguintes parâmetros: as seções geométricas (circulares e quadradas), tensão de escoamento do aço (entre 282 e 404 MPa) e razão entre diâmetro do tubo ou largura da parede pela espessura dos tubos (D/t ou B/t entre 30 e 134). Concluiu-se que a formulação matemática é válida para o cálculo simplificado da capacidade da seção e relação do carregamento axial versus deformação. Os resultados foram comparados com as diversas normas mundiais que abordam o assunto de pilares mistos como a ACI-1999, AIJ-1997, AISC-LRFD-1999, BS5400-1979 e a EC4-1994 (Figuras 48 e 49).

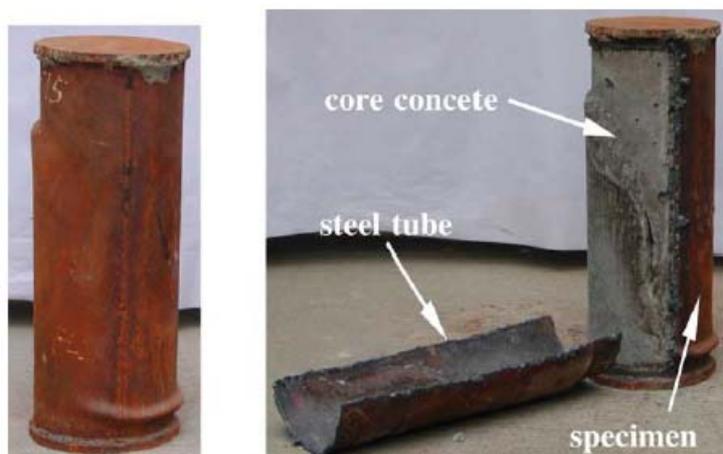


Figura 48 – Falha dos pilares circulares mistos preenchidos (HAN et al., 2005).

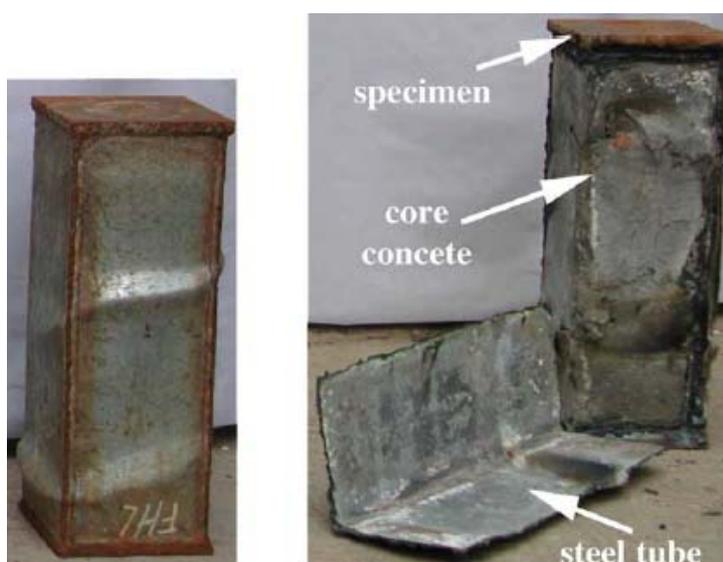


Figura 49 – Falha dos pilares quadrados mistos preenchidos (HAN et al., 2005).

Segundo RAMAMURTHY e SRINIVASAN (1976) apud FIGUEIREDO (1998), os estudos preocupavam em esclarecer questões quanto à interferência de alguns parâmetros no comportamento do pilar preenchido, como o modo de carregamento, a aderência e a forma da seção. O trabalho consistiu de uma análise experimental que concluiu que se carregando primeiramente o tubo de aço ou o núcleo de concreto, o comportamento do pilar será diferente, e portanto, o método de carregamento é um importante parâmetro na resistência e no comportamento do pilar. Outras conclusões desta pesquisa foram que os pilares preenchidos com seção transversal circular devem ter um tratamento diferente para consideração do efeito de confinamento e que a interação aço-concreto não ocorre em boa parte das etapas de carregamento.

3.5. Normas para Dimensionamento de Pilares Mistos

Com o passar dos anos e o desenvolvimento de pesquisas teóricas e experimentais sobre o comportamento de pilares mistos foi necessário à elaboração de normas para recomendar o uso e aplicação em projetos estruturais.

Estudos experimentais e teóricos considerando a variação de procedimento, aplicação e condições de uso, por vários países diferentes, influenciaram sob diversos ângulos a elaboração das normas de dimensionamento de estruturas mistas compostas (vigas e pilares).

Existem várias normas no mundo que abordam o dimensionamento de pilares mistos, entre elas, a norma brasileira NBR 14323 (1999) e o projeto de revisão da NBR 8800 (2003), a norma europeia Eurocode 4 (2004), as normas americanas ACI-318 (2005) e AISC/LRFD (2005), a norma canadense CAN/CSA-S16.1 (1989), a britânica BS 5400 parte 5 (2005) e a norma japonesa AIJ (1987).

Segundo ELNASHAI et al. (1990) apud FIGUEIREDO (1998), os pilares mistos aço-concreto podem ser analisados mediante modelos teóricos que admitem duas linhas de raciocínio: como elementos de aço com capacidade estrutural aumentada pela presença do concreto, ou como um elemento de concreto com uma

armadura especial. A norma americana AISC-LRFD (1986) reduz as seções dos pilares mistos a seções de aço, o ACI-318/92 utiliza o procedimento de cálculo para pilares de concreto, enquanto as européias Eurocode 4 (1994), BS 5400: Parte 5 (1979) e DIN usam uma combinação dos dois raciocínios. A norma japonesa (Architectural Institute of Japan - AIJ standards) adota uma superposição das capacidades de cada material calculadas individualmente.

Os pilares mistos de concreto e aço são calculados de maneira que os materiais resistam em conjunto, sem perder a aderência, à compressão ou a flexo-compressão. A atuação do concreto na estrutura, quando solicitada somente à compressão, evita a flambagem local do perfil de aço devido ao travamento do núcleo. Nesse caso, a instabilidade do pilar misto será gerada por flexão e o momento resistente é calculado pela plastificação total da seção transversal.

O colapso de pilares mistos ocorre pela plastificação, gerada a partir da combinação da normal de compressão e do momento fletor. Os efeitos de segunda ordem, a flambagem global, a flambagem local e as imperfeições da estrutura geram o momento fletor atuante nos pilares.

Assim, a flexo-compressão é a soma das formas atuantes, com a compressão gerando instabilidade dos pilares e o momento fletor gerando a plastificação da seção transversal.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve os materiais e métodos que foram utilizados para a realização do trabalho, podendo ser dividido em dois itens. O primeiro contempla a descrição dos materiais e dos métodos utilizados no programa experimental e o segundo, a análise computacional.

4.1. Programa Experimental

O programa experimental é composto pela definição dos perfis metálicos tubulares, processo de doação dos mesmos, formação da oxidação interna nas paredes tubulares (pátina), elaboração do traço de concreto de alta resistência e auto-adensável, preenchimento dos perfis, cura do concreto, ensaios laboratoriais de *pushout*, aquisição de dados e análise dos resultados.

A escolha dos perfis se deu após o conhecimento da linha de produtos de cada fabricante de perfis tubulares, com costura e sem costura.

A solicitação da doação baseou-se na semelhança de propriedades geométricas e químicas, tomando como princípio, a proximidade das áreas internas da seção transversal (independentemente da seção geométrica), as espessuras de parede, comprimento das amostras, tipo de aço e tensão de escoamento (f_y). Procurou-se diminuir as variáveis nos ensaios experimentais para a obtenção de resultados concisos.

As tabelas 3 a 6 apresentam as características dos perfis para cada seção tubular distinta (retangular, cilíndrica e quadrada), sendo que metade desses perfis foram destinados à formação de oxidação interna das paredes dos tubos.

Tabela 3 – Descrição dos corpos-de-prova sem costura e sem a formação da pátina interna.

TUBOS SEM COSTURA E SEM OXIDAÇÃO INTERNA			
Tipo de Seção	Circular	Quadrado	Retangular
Dimensões (mm)	114,30	101,6X101,6	127X76,2
Espessura (mm)	4	6,4	6,4
Comprimento (mm)	800	800	800
Material	Aço Patinável	Aço Patinável	Aço Patinável
Tipo de Aço	VMB 350 COR	VMB 350 COR	VMB 350 COR
LE (Limite de Escoamento)	> 350 MPa	> 350 MPa	> 350 MPa
LR (Limite de Ruptura)	> 485 MPa	> 485 MPa	> 485 MPa
Quantidade (un)	3,0	3,0	3,0

Tabela 4 – Descrição dos corpos-de-prova com costura e sem a formação da pátina interna.

TUBOS COM COSTURA SEM OXIDAÇÃO INTERNA			
Tipo de Seção	Circular	Quadrado	Retangular
Dimensões (mm)	114,30	100X100	120X80
Espessura (mm)	4,75	4,75	4,75
Comprimento (mm)	800	800	800
Material	Aço Patinável	Aço Patinável	Aço Patinável
Tipo de Aço	CSN COR 420	CSN COR 420	CSN COR 420
LE (Limite de Escoamento)	> 350 MPa	> 350 MPa	> 350 MPa
LR (Limite de Ruptura)	> 485 MPa	> 485 MPa	> 485 MPa
Quantidade (un)	3,0	3,0	3,0

Tabela 5 – Descrição dos corpos-de-prova sem costura e com a formação da pátina interna.

TUBOS SEM COSTURA E COM OXIDAÇÃO INTERNA			
Tipo de Seção	Circular	Quadrado	Retangular
Dimensões (mm)	114,30	101,6X101,6	127X76,2
Espessura (mm)	4	6,4	6,4
Comprimento (mm)	800	800	800
Material	Aço Patinável	Aço Patinável	Aço Patinável
Tipo de Aço	VMB 350 COR	VMB 350 COR	VMB 350 COR
LE (Limite de Escoamento)	> 350 MPa	> 350 MPa	> 350 MPa
LR (Limite de Ruptura)	> 485 MPa	> 485 MPa	> 485 MPa
Quantidade (un)	3,0	3,0	3,0

Tabela 6 – Descrição dos corpos-de-prova com costura e com a formação da pátina interna.

TUBOS COM COSTURA SEM OXIDAÇÃO INTERNA			
Tipo de Seção	Circular	Quadrado	Retangular
Dimensões (mm)	114,30	100X100	120X80
Espessura (mm)	4,75	4,75	4,75
Comprimento (mm)	800	800	800
Material	Aço Patinável	Aço Patinável	Aço Patinável
Tipo de Aço	CSN COR 420	CSN COR 420	CSN COR 420
LE (Limite de Escoamento)	> 350 MPa	> 350 MPa	> 350 MPa
LR (Limite de Ruptura)	> 485 MPa	> 485 MPa	> 485 MPa
Quantidade (un)	3,0	3,0	3,0

No total, foram ensaiados 36 corpos-de-prova perfis tubulares preenchidos com concreto de alta resistência e auto-adensável, sendo 12 corpos-de-prova para cada tipo de seção transversal. As figuras 50 e 51 ilustram os modelos para os perfis tubulares preenchidos sem e com a formação da oxidação, respectivamente.



Figura 50 – Modelos de pilares mistos sem a formação da pátina interna.



Figura 51 – Modelos de pilares mistos com a formação da pátina interna.

Após o recebimento de todo material, teve início o processo de formação da oxidação interna nas paredes dos perfis metálicos.

O método utilizado para acelerar a formação da pátina consistiu da aplicação da solução corrosiva, a partir do percloro de ferro, para ativar o processo. O sal de fórmula química FeCl_3 é também conhecido como percloro de ferro ou cloreto de ferro III.

Em solução com água, é utilizado para corrosão de placas na preparação de circuitos impressos da eletrônica.

A solução para esse ensaio teve a seguinte preparação:

- 4 litros de água fria em um vasilhame de plástico reforçado.
- Despejo, com cuidado, de 1.200 gramas de percloroato de ferro no vasilhame com água.
- Mistura da solução com uma colher de plástico.
- Posicionamento do balde de plástico na extremidade do tubo para recuperar a solução.
- Lançamento da solução no interior do tubo a partir de uma das extremidades, escorrendo assim todo o líquido.
- Rotação dos tubos durante o lançamento para atingir toda a superfície interna.
- Aplicações diárias.
- Aplicação da solução através de borrifador no interior dos perfis tubulares para as últimas aplicações.
- Após 1 hora da aplicação da solução, os tubos eram lavados com água corrente.

A solução recuperada no balde era recolhida em uma garrafa de plástico e reaproveitada no dia seguinte. O tempo total de aplicação foi de 40 dias. Visivelmente, foi observado que para cada aplicação a solução enfraquecia, tornando assim, mais lento o processo de oxidação. No início, a solução é marrom claro, chegando à cor de café no final da vida útil.

A figura 52 ilustra as últimas aplicações da solução no interior dos perfis utilizando o borrifador.



Figura 52 – Formação da oxidação interna nos tubos de aço.

O estado superficial dos perfis tubulares retangulares com e sem formação da oxidação interna pode ser visto na figura 53.



Figura 53 – Tubos retangulares com e sem formação de oxidação interna.

Após a formação da pátina interna foi providenciado o transporte de todos os corpos-de-prova para o laboratório de concreto da Holcim Brasil S.A., situado na cidade de Pedro Leopoldo, em Minas Gerais (Figura 54).



Figura 54 – Transporte dos tubos de aço para concretagem na Holcim Brasil.

O traço do concreto foi elaborado para atender às características de auto-adensável (valores altos no ensaio de espalhamento do Cone de Abrams para os testes do *Slump* e do *Flow*) e para altas resistências à compressão.

As características desejadas só foram alcançadas com a utilização de dois aditivos (TEC MULT 562 e GLENIUM 3010), tornando o concreto auto-adensável, e o cimento DURACEM AD 300 para atingir a alta resistência inicial à compressão.

A confecção do concreto foi executada em dois dias, assim como o lançamento para o preenchimento dos perfis metálicos.

No primeiro dia foram rodados dois traços e meio, de 130 litros de concreto cada traço, para o preenchimento dos perfis tubulares com seção circular e retangular.

No segundo dia foram rodados mais um traço e meio para o preenchimento dos perfis quadrados.

A composição do traço de concreto, assim como os materiais utilizados encontram-se relacionados na tabela 7.

Tabela 7 – Composição do traço elaborado para os ensaios.

CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL	
Materiais	Quantidade para 1m ³
DURACEM AD 300 HOLCIM	420 kg
Areia Natural Irineu	397 kg
Areia Artificial Ical	604 kg
Brita 0 Gnaisse	779 kg
TEC MULT 562	3356 ml
GLENIUM 3010	3776 ml
Água Potável	189 l

A figura 55 ilustra o início dos preparativos para a execução do primeiro traço de concreto, com a separação e pesagem dos materiais.



Figura 55 – Pesagem do material para composição do traço do concreto.

Para a verificação das características do concreto desejado, foi executado o ensaio de espalhamento no cone de Abrams confirmando altos valores para o teste do *Slump* e para o teste do *Flow* no concreto auto-adensável (Figura 56).



Figura 56 – Ensaio de espalhamento no cone de Abrams para verificação de *Slump Test* e *Flow Test* do concreto auto-adensável.

Visando à execução dos ensaios de verificação do deslocamento do núcleo de concreto no interior dos perfis metálicos (deslizamento), a concretagem não preencheu totalmente a altura dos tubos. Como o lançamento foi executado manualmente, o preenchimento de concreto procurou atingir uma altura máxima de 750 mm, reservando assim no mínimo, 50 mm de altura para o deslizamento entre o concreto e o aço.

Para o primeiro e o último traço foram moldados 9 corpos-de-prova cilíndricos de 100x200 mm para a determinação da resistência à compressão do concreto (ensaio destrutivo) aos 14, 24 e 41 dias (Figura 57). A máquina utilizada para a realização dos ensaios foi a Emic PC200, célula Trd 30, *software* de computador Tesc versão 2.0 e capeamento da amostra com enxofre.

Ainda no primeiro traço foram moldados mais 3 corpos-de-prova para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico (ensaio não destrutivo) aos 14, 24 e 41 dias.



Figura 57 – Corpo-de-prova de concreto para o ensaio à compressão.

Com o concreto auto-adensável, não foi necessário vibrar o concreto no interior dos tubos metálicos (Figura 58).



Figura 58 – Preenchimento com concreto dos perfis tubulares.

Enquanto aguardavam-se os 21 dias para o início dos ensaios no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas – LAEES da UFMG, as matrizes foram cortadas e fornecidas no tamanho aproximado do núcleo de concreto. Como esse também foi um processo de doação, as matrizes utilizadas foram calculadas para penetrar nos tubos de menores áreas, ou seja, existiu um contato maior entre o concreto e o aço para algumas séries no ensaio. As matrizes foram utilizadas para empurrar somente o concreto nos ensaios de aderência, separando assim, o atuador hidráulico do perfil tubular metálico. As matrizes apresentam as seguintes medidas:

- 95 mm de diâmetro para o perfil tubular circular.
- 100 mm de comprimento por 50 mm de largura para o perfil tubular retangular.
- 75 mm de comprimento por 75 mm de largura para o perfil quadrado.

Todas as matrizes foram cortadas a partir de chapas de aço USI SAC 350, com espessura de 32 mm (Figura 59).



Figura 59 – Matrizes fabricadas para empurrar o núcleo de concreto nos ensaios.

O início dos ensaios no LAEES ocorreu com a elaboração, preparação, montagem e calibração dos equipamentos.

Todos os equipamentos foram conectados a uma central de dados para registrar o andamento dos ensaios experimentais. Após a execução de todos os ensaios, houve a recalibração dos aparelhos para detectar a existência de um possível desvio.

Para os ensaios foram utilizados o atuador hidráulico ENERPAC, com capacidade de carregamento de 100 toneladas (Figuras 60), neoprene e esfera de aço para simular a ligação como rótula plástica e transdutor de deslocamento (DT),

com capacidade de leitura de 100 mm, para registrar o deslizamento do núcleo de concreto no interior dos perfis tubulares.



Figura 60 – Atuador hidráulico utilizado nos ensaios.

A figura 61 ilustra a utilização da borracha de neoprene com uma esfera de aço, instalado na extremidade do atuador hidráulico, para a simulação o comportamento de uma rótula plástica.



Figura 61 – Rótula utilizada na extremidade do atuador hidráulico.

O DT foi instalado na parte inferior dos perfis metálicos penetrando no interior dos tubos até o contato direto com o núcleo de concreto. A figura 62 ilustra a instalação dos transdutores no pórtico de reação utilizado nos ensaios.



Figura 62 – DT utilizado para medir o deslizamento do concreto no interior dos tubos.

A chapa de aço espessa com abertura central para a passagem do DT, além de servir de apoio para os corpos-de-prova durante os ensaios, também teve a função de proteger o equipamento de medição caso houvesse um deslizamento brusco do núcleo de concreto (Figura 63).



Figura 63 – Chapa de apoio para os ensaios e proteção do DT.

A figura 64 ilustra o posicionamento do corpo-de-prova R1 (perfil tubular retangular sem a formação da oxidação interna preenchido com concreto) para o início dos ensaios.



Figura 64 – CP retangular sem pátina preparado para ensaio.

A figura 65 representa a montagem partindo do atuador hidráulico, logo após, a borracha de neoprene apoiando a matriz em aço destinada à expulsão do núcleo de concreto e o perfil metálico tubular com seção quadrada.



Figura 65 – Detalhe da parte superior da montagem.

Ligado à saída do atuador hidráulico está instalado a bomba manual, contendo manômetro para monitoração da pressão do equipamento e transdutor de pressão para leitura do carregamento durante os ensaios (Figura 66).



Figura 66 – Detalhe da bomba manual ligada ao atuador hidráulico.

A visão geral dos ensaios no LAEES na escola de engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais está representado na figura 67.



Figura 67 – Vista geral do ensaio no LAEES.

A central de coleta de dados, computador conectado à placa AC2120 da LYNX Eletrônica, registrou o tempo de duração de cada ensaio, carregamento

atingido e deslizamento do concreto no interior dos tubos, através do *software* AqDados 7.02 da LYNX Eletrônica (Figura 68).



Figura 68 – Central de coletas de dados durante os ensaios.

Por questões de segurança do ensaio foi posicionada uma peça de madeira em cada lado do CP na seção longitudinal do pórtico de reação e cantoneiras de aço, presas com sargento, em ambos os lados na seção transversal (Figura 69).



Figura 69 – Madeira e cantoneiras utilizadas para evitar o tombamento do CP durante os ensaios.

A figura 70 ilustra a simulação gráfica para os ensaios dos perfis tubulares circulares preenchidos com concreto, com a presença da oxidação interna nas paredes tubulares.

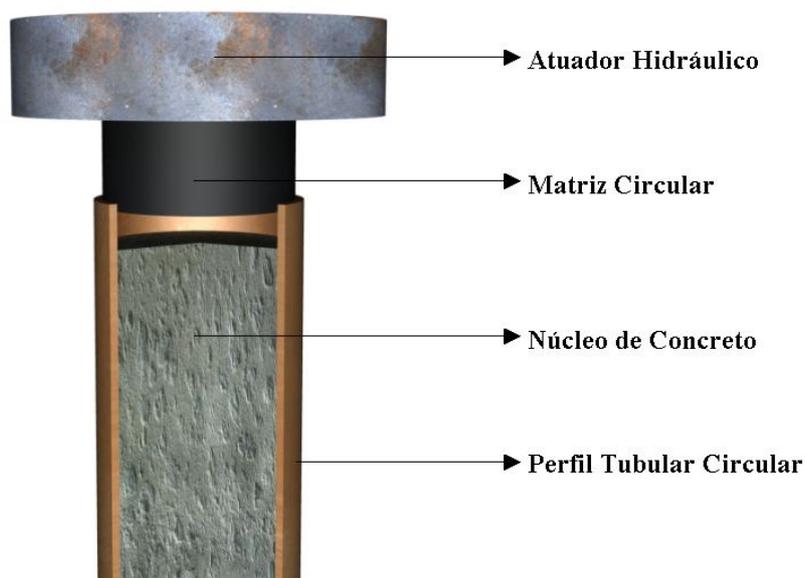


Figura 70 – Simulação gráfica do ensaio de pilar misto circular com a formação de pátina interna.

Os ensaios foram divididos em três séries:

- Na série 1 foram ensaiados os corpos-de-prova retangulares preenchidos com concreto aos 22 e 23 dias de moldados.
- A série 2 foi composta por pilares tubulares circulares preenchidos com concreto moldado há 23 dias.
- Os pilares tubulares com seção quadrada preenchidos com concreto moldado há 23 dias foram ensaiados na série 3.

Todas as séries apresentaram 6 perfis oxidados internamente e 6 perfis sem a formação da pátina das paredes internas, sendo que, desses 6 perfis, 3 foram obtidos pelo processo de fabricação sem costura e 3 do processo com costura. Após a execução de todos os ensaios o atuador hidráulico foi recalibrado e apresentou uma variação de 52 kgf para os resultados (a calibração do equipamento ocorreu antes e depois dos ensaios).

As análises químicas e características dos aços foram fornecidas pelas usinas siderúrgicas produtoras de cada aço. A composição química dos perfis tubulares circulares com costura está descrita na tabela 8 para o aço CSN COR 420.

Tabela 8 – Análise Química (%) do aço utilizado nos tubos circulares com costura.

ANÁLISE QUÍMICA (%) DO AÇO DOS TUBOS CIRCULARES COM COSTURA								
C	Mn	P	S	Si	Cu	Ni	Cr	Mo
0,1230	0,6130	0,0180	0,0070	0,2010	0,2540	0,0110	0,6280	0,0020
Sn	AL	N	NB	V	Ti	B	Ceq	
0,0010	0,0250	0,005100	0,0030	0,0020	0,0020	0,0001	0,3692	

As características mecânicas do aço utilizado para os perfis circulares com costura estão descritos conforme tabela 9.

Tabela 9 – Características do aço utilizado nos tubos circulares com costura.

CARACTERÍSTICAS DO AÇO DOS TUBOS CIRCULARES COM COSTURA	
Produto	CHAPA AÇO FINA LAMINADA QUENTE EM BOBINA
Especificação	CSNCOR420
Qualidade	Superfície 2
Acabamento	Sem LA
Cond. Borda	Universal
Aplain. Restritivo	Sem AR
LE_TR	399 MPa
LR_TR	533 MPa
LO/LR_TR	0,75
AL_TR_50mm	32,8%
DOBR_180	OK

O aço utilizado para a fabricação dos perfis tubulares com costura, seção retangular e quadrada, foram fornecidos pela CSN e cuja análise química está descrita na tabela 10.

Tabela 10 – Análise Química (%) dos aços utilizados nos tubos retangulares e quadrados com costura.

ANÁLISE QUÍMICA (%) DO AÇO DOS TUBOS RETANGULARES E QUADRADOS COM COSTURA								
C	Mn	P	S	Si	Cu	Ni	Cr	Mo
0,1400	0,6370	0,0160	0,0080	0,2210	0,2670	0,0100	0,6430	0,0020
Sn	AL	N	NB	V	Ti	B	Ceq	
0,0020	0,0300	0,005000	0,0020	0,0030	0,0020	0,0001	0,3942	

Aços com a mesma denominação podem apresentar pequenas variações na composição química. Essas variações, como pode ser observado na tabela 11, podem apresentar características mecânicas diferentes para o mesmo aço CSN 420 utilizado na fabricação dos perfis tubulares retangulares e quadrados com costura.

Tabela 11 – Características do aço utilizados nos tubos retangulares e quadrados com costura.

CARACTERÍSTICAS DO AÇO DOS TUBOS RETANGULARES E QUADRADOS COM COSTURA	
Produto	CHAPA AÇO FINA LAMINADA QUENTE EM BOBINA
Especificação	CSNCOR420
Qualidade	Superfície 2
Acabamento	Sem LA
Cond. Borda	Universal
Aplain. Restritivo	Sem AR
LE_TR	425 MPa
LR_TR	539 MPa
LO/LR_TR	0,79
AL_TR_50mm	31,5%
DOBR_180	OK

A composição química, determinada para os perfis tubulares quadrados, circulares e retangulares sem costura, estão descritas na tabela 12 para os aços VMB 350 COR.

Tabela 12 – Composição Química (%) do aço utilizado nos tubos sem costura.

COMPOSIÇÃO QUÍMICA (%) DO AÇO DOS TUBOS SEM COSTURA				
C	Mn	P	S	Si
0,18 máx.	0,50 a 1,30	0,03 máx.	0,03 máx.	0,15 a 0,40
Cu	Cr	Ni	NB	Mo
0,25 a 0,50	0,40 a 0,65	< 0,40	< 0,10	< 0,15

As propriedades mecânicas determinadas pela V&M do Brasil, para os aços com alta resistência à corrosão, estão descritas na tabela 13. O aço denominado como patinável só recebe o certificado de qualidade da usina se os valores mínimos que o aço deve apresentar forem alcançados.

Tabela 13 – Características do aço utilizado nos tubos sem costura.

CARACTERÍSTICAS DO AÇO DOS TUBOS SEM COSTURA	
Especificação	VMB 350 COR
Normas	ASTM A-500 (tubos quadrados e retangulares) ASTM A-501 (tubos circulares)
LE_TR	> 350 MPa
LR_TR	> 485 MPa
LO	50 mm
Mínima	20,0%

4.1.1.1. Módulo de Elasticidade Dinâmico

Segundo AGUILAR et al. (2006), o módulo de elasticidade avalia a resistência do material à deformação elástica e é uma medida da sua rigidez.

O módulo de elasticidade do concreto pode ser estimado com maior precisão por ensaios de frequência ressonante. O módulo é calculado a partir da frequência fundamental de vibração, da massa, das dimensões, e da forma do corpo-de-prova (AGUILAR et al., 2006).

O método utilizado para o presente trabalho baseou-se na moldagem de 3 corpos-de-prova cilíndricos, retirados do primeiro traço, para os testes de ressonância do concreto conforme descritos abaixo:

- Diâmetro do corpo-de-prova igual a 100 mm.
- Comprimento do corpo-de-prova igual a 200 mm.
- Área do corpo-de-prova igual a 78,54 cm².
- Idade dos corpos-de-prova de 14, 24 e 41 dias para as séries 1, 2 e 3, respectivamente.
- Média das massas dos corpos-de-prova igual a 3,63 kg para a série 1.
- Média das massas dos corpos-de-prova igual a 3,62 kg para a série 2.

Média das massas dos corpos-de-prova igual a 3,62 kg para a série 3.

O equipamento utilizado para os ensaios foi o Erudite MKII, onde o corpo-de-prova é posicionado na posição horizontal realizando os testes de frequência ressonante no modo longitudinal (Figura 71).



Figura 71 – Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico longitudinal.

Para a determinação do campo de frequência a ser utilizado foi adotado como valor de 10 KHz de frequência ressonante longitudinal aproximada para corpo-de-prova de concreto 100 x 200 mm extraído para os ensaios.

Os valores determinados para a delimitar o campo de variação da frequência foram determinados a partir do gráfico retirado da bibliografia de CNS, 1995 apud BEZERRA, 2007 (Figura 72). Esses valores foram determinados, entre frequência de início (F_s) de 5.000 Hz e frequência de término (F_e) de 15.000 Hz, por apresentar uma faixa segura de acordo com o valor obtido no gráfico de aproximadamente 10.000 Hz para um corpo-de-prova de concreto com comprimento de 200 mm de comprimento.

Após a determinação da frequência dos corpos-de-prova foi calculado o módulo de elasticidade dinâmico. Segundo AGUILAR et al. (2006), o concreto de alto desempenho tende a se comportar de forma homogênea, tendo um comportamento mais próximo do elástico, o que leva a valores mais próximos dos módulos estático e dinâmico.

Apesar do fato descrito acima, considerando que o concreto é um compósito heterogêneo, foram repetidos 10 vezes os ensaios de frequência ressonante para

cada corpo-de-prova de modo a minimizar a influência da heterogeneidade nos resultados.

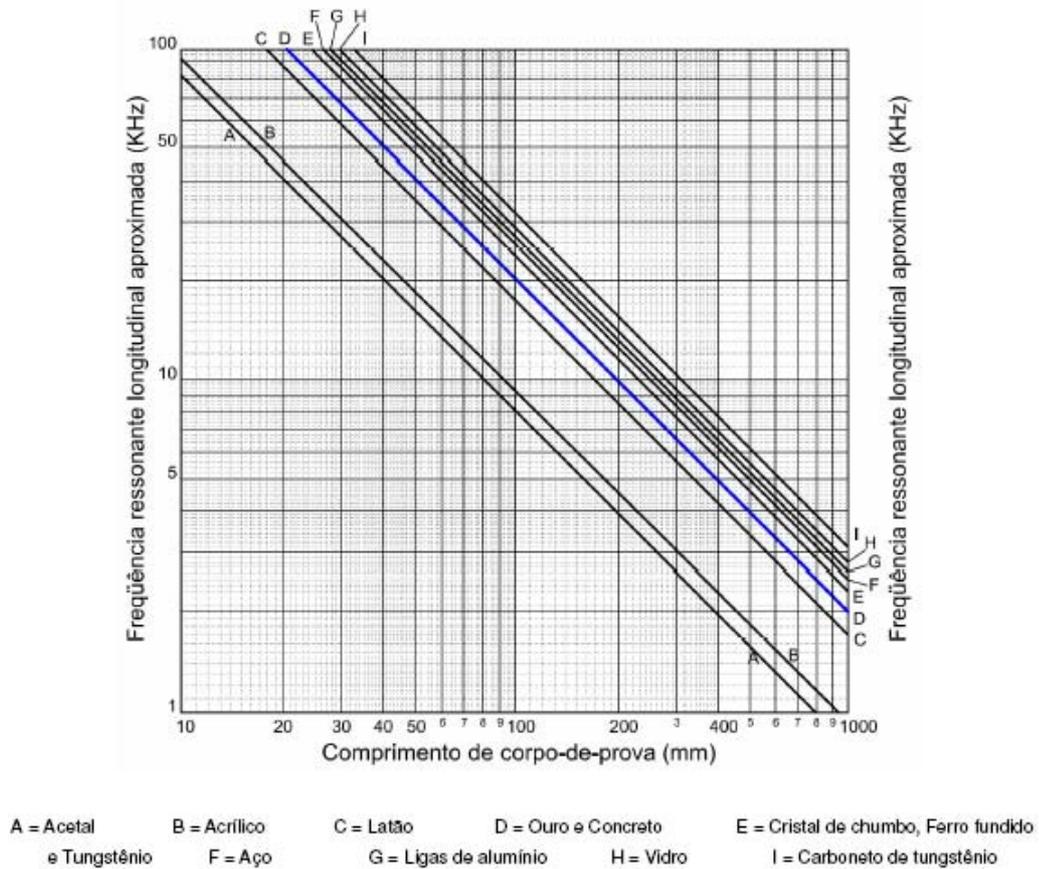


Figura 72 – Frequência ressonante longitudinal aproximada (CNS, 1995 apud BEZERRA, 2007).

Além da característica da composição do corpo-de-prova, alguns fatores podem influenciar nos resultados dos ensaios conforme descrito abaixo:

- Posicionamento do corpo-de-prova.
- Alinhamento entre o equipamento e a amostra.
- Centralização da amostra em relação ao acelerômetro / vibrador.
- Quantidade de gel de contato utilizado no vibrador e acelerômetro.

4.2. Simulação Computacional

A simulação computacional foi realizada no *software* DEFORM que utiliza o método dos elementos finitos para a análise das deformações dos materiais. No *software* simulou-se o comportamento dos materiais à compressão.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma análise matemática que consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, mantendo as mesmas propriedades do meio original. Esses elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos, para que sejam obtidos os resultados desejados (LOTTI et al., 2006).

Segundo GOMES (2001), as equações lineares ou não-lineares que descrevem o equilíbrio da estrutura e que precisam ser resolvidas para se obter os deslocamentos nodais, incógnitas do problema, que são aproximadas por funções contínuas expressas em termos de variáveis nodais. Estas funções contínuas sobre cada elemento finito são chamadas de funções de interpolação ou funções de forma e escolhê-las adequadamente é fundamental para a precisão da análise.

Segundo GOIS e PITERI (2002), duas características devem ser realçadas em relação ao MEF, ambas decorrentes do fato de ele utilizar uma abordagem numérica. A primeira característica intrínseca ao MEF é a necessidade de uma quantidade significativa de dados de entrada e de saída. A segunda está relacionada ao fato de que numa malha de elementos finitos a regularidade dos elementos influencia decisivamente o resultado final da solução obtida. Independente do problema físico estudado, se o MEF estiver envolvido, a atividade de pré-processamento é sempre necessária, e consiste, entre outras atividades, da decomposição do domínio do objeto estudado no nível geométrico e topológico.

O desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos teve suas origens no final do século XVIII, quando Gauss propôs a utilização de funções de aproximação para a solução de problemas matemáticos. Durante mais de um século, diversos matemáticos desenvolveram teorias e técnicas analíticas para a solução de problemas, entretanto, pouco se evoluiu devido à dificuldade e à limitação existente

no processamento de equações algébricas. O desenvolvimento prático desta análise ocorreu somente muito mais tarde em consequência dos avanços tecnológicos, por volta de 1950, com o advento da computação. Isto permitiu a elaboração e a resolução de sistemas de equações complexas. Em 1956, Burner, Clough, Martins e Topp, trabalhando em um projeto de aeronaves para a Boeing, propuseram um método e análise estrutural, similar ao MEF. Mais tarde, em 1960, estes autores utilizaram pela primeira vez o nome de Método dos Elementos Finitos, descrevendo-o. A partir de então, seu desenvolvimento foi exponencial, sendo aplicado em diversas áreas da Engenharia, Medicina, Odontologia e áreas afins (LOTTI et al., 2006).

Atualmente, o método dos elementos finitos é uma parte importante e indispensável em projetos de engenharia. Devido a sua confiabilidade, flexibilidade e relativa facilidade de implementação computacional, o método é empregado extensivamente na análise de sólidos e estruturas, transferência de calor e fluídos, etc., sendo útil em praticamente todos os campos da engenharia (GOMES, 2001).

Geralmente, nos *softwares* de engenharia instalados em microcomputadores que utilizam o MEF, encontram-se os seguintes tipos de elementos:

- Elementos de barras para modelar vigas, pilares e grelhas.
- Elementos de placa, onde o carregamento axial está atuando perpendicularmente ao plano do elemento, que modelam lajes.
- Elementos de chapas onde o carregamento atua no mesmo plano do elemento.
- Elementos de casca nas formas retangulares e triangulares onde os nós encontram-se nos vértices ou com nós intermediários nos lados.
- Elementos sólidos para modelar blocos de fundações.
- Elementos especiais para simular recalques, ligações rígidas ou situações especiais de rigidez.

Para esse estudo, as simulações no DEFORM (*software* utilizado) foram divididas em quatro séries:

- O método para a primeira série foi executar o carregamento em pilares tubulares circulares preenchidos, sujeitos à compressão, somente no núcleo de concreto.
- O carregamento, para a série 2, foi aplicando no conjunto (aço e concreto).
- A série 3 teve o objetivo de estudar os comportamentos dos materiais separadamente, aplicando o carregamento na amostra em concreto e no perfil metálico.
- O método destinado para a série 4 foi simular os ensaios experimentais utilizando as tensões de aderência obtidos para os perfis tubulares circulares preenchidos sem costura.

A figura 73 apresenta o início do lançamento dos desenhos no *software*, os passos seguidos para a simulação foram os seguintes:

- Desenho do núcleo de concreto.
- Desenho do perfil tubular envolvendo o núcleo de concreto.
- Definição da malha dos elementos.
- Definição das características dos materiais utilizados.
- Desenho das matrizes superiores e inferiores e determinação de seus movimentos.
- Definição do atrito entre os materiais.
- Demais configurações internas do *software*.

- Simulação do conjunto.
- Variação de alguns parâmetros para comparação de resultados.
- Nova simulação.

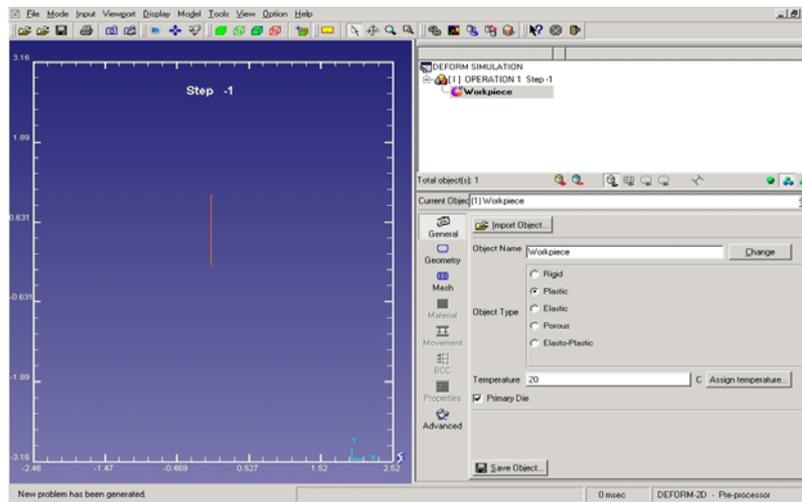


Figura 73 – Tela inicial do pré-processador do DEFORM.

A configuração do programa é definida no pré-processador caracterizando o tipo de objeto a ser simulado (perfil tubular cilíndrico de aço preenchido com concreto), a geometria dos elementos (axissimétrica), o espaçamento e distribuição dos elementos na malha (4.240 elementos para a malha do núcleo de concreto e 640 para o perfil metálico distribuídos uniformemente) e a seleção do sistema de unidades (Sistema Internacional de Unidades), conforme ilustrado na figura 74.

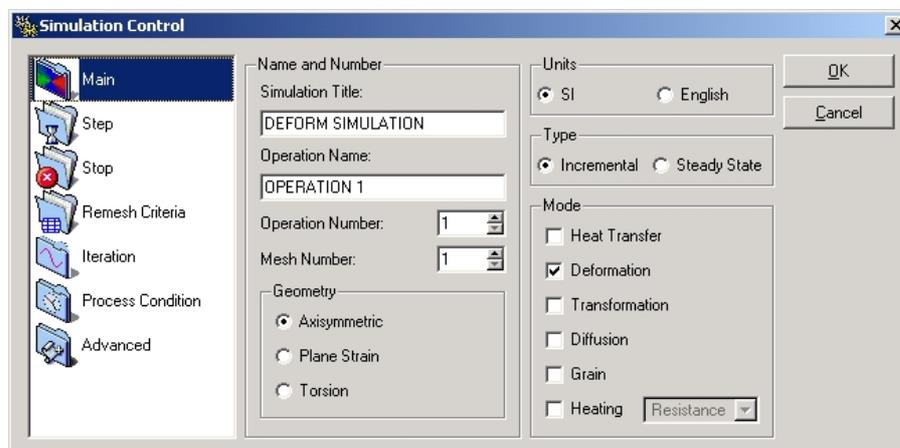


Figura 74 – Controle de simulação do pré-processador do DEFORM.

A escolha do aço, através da biblioteca do DEFORM para o perfil tubular circular sem costura, foi o aço com baixo teor de carbono AISI 1010 devido à proximidade das características mecânicas em comparação com os aços utilizados nos ensaios experimentais.

Apesar do traço elaborado para os ensaios experimentais estimar o fck do concreto em 50 MPa, os concretos inseridos na biblioteca de materiais do DEFORM, conforme figura 75, foi para as resistências à compressão de 35 MPa, 50 MPa e 65 MPa.

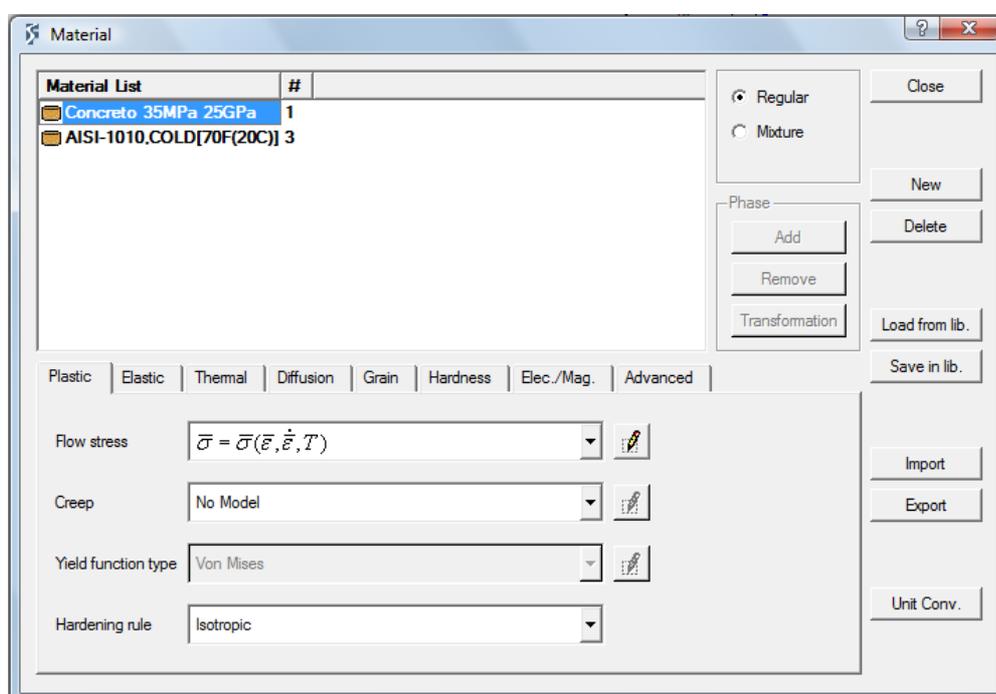


Figura 75 – Inserção dos concretos no DEFORM.

As características do concreto foram determinadas a partir dos ensaios de módulo de elasticidade estático, com base na curva tensão-deformação, retiradas da bibliografia de BEZERRA (2007) representado na figura 76.

Segundo AGUILAR et al. (2006), o módulo de elasticidade pode ser definido através da lei de Hooke. Esta lei descreve matematicamente o comportamento dos materiais, nos quais a deformação é praticamente proporcional à tensão quando as deformações são pequenas.

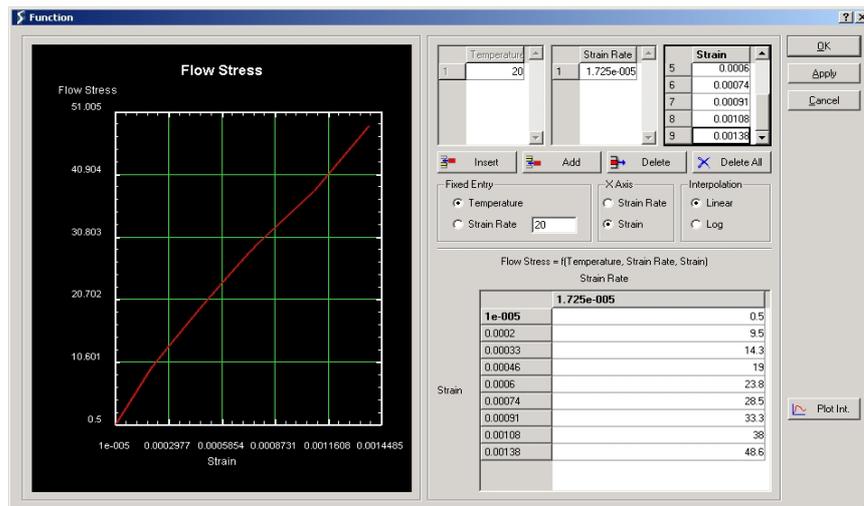


Figura 76 – Inserção da tensão e deformação do concreto no *software* DEFORM.

Os dados introduzidos no DEFORM, para as matrizes destinadas a simular o efeito do carregamento axial do atuador hidráulico, serão materiais considerados indeformáveis pelo *software*.

A simulação foi elaborada seguindo os seguintes requisitos:

- Pilares mistos circulares sem costura preenchidos com concreto de 35 MPa sob carregamento apenas no núcleo de concreto para os coeficientes de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.
- Pilares mistos circulares sem costura preenchidos com concreto de 35 MPa sob carregamento no conjunto (aço e concreto) para os coeficientes de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.
- Núcleo de concreto com fck de 35 MPa sob carregamento à compressão.
- Pilares mistos circulares sem costura preenchidos com concreto de 50 MPa sob carregamento apenas no núcleo de concreto para os coeficientes de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.

- Pilares mistos circulares sem costura preenchidos com concreto de 50 MPa sob carregamento no conjunto (aço e concreto) para os coeficientes de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.
- Núcleo de concreto com fck de 50 MPa sob carregamento à compressão.
- Pilares mistos circulares sem costura preenchidos com concreto de 65 MPa sob carregamento apenas no núcleo de concreto para os coeficientes de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.
- Pilares mistos circulares sem costura preenchidos com concreto de 65 MPa sob carregamento no conjunto (aço e concreto) para os coeficientes de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.
- Núcleo de concreto com fck de 65 MPa sob carregamento à compressão.
- Perfis tubulares circulares em aço com fy de 350 MPa sob carregamento à compressão.

5. RESULTADOS E ANÁLISE

5.1. Ensaio de Resistência à Compressão do Concreto

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão, dos corpos-de-prova com idade de 14, foram descritos na tabela 14.

Tabela 14 – Carga de ruptura dos corpos-de-prova aos 14 dias, capeados com enxofre.

Concreto 14 dias	Carga de ruptura (N)	Tensão de ruptura (MPa)
CP 1	474690	60
CP 2	317696	40
CP 3	396610	50
Média	396287	50,46
Desvio Padrão	78502	9,995
Coefic. Var. (%)	19,81	19,81
Mínimo	317735	40,45
Máximo	474642	60,44

A média das resistências apresentou dentro da expectativa, pois o concreto foi elaborado para atingir um f_{ck} igual a 50 MPa. Aos 24 dias de idade foi executado o ensaio à compressão de mais 3 corpos-de-prova. Os dados obtidos estão descritos na tabela 15.

Tabela 15 – Carga de ruptura dos corpos-de-prova aos 24 dias, capeados com enxofre.

Concreto 24 dias	Carga de ruptura (N)	Tensão de ruptura (MPa)
CP 1	415351	53
CP 2	347773	44
CP 3	470386	60
Média	411193	52,35
Desvio Padrão	61409	7,819
Coefic. Var. (%)	14,94	14,94
Mínimo	347744	44,28
Máximo	470425	59,89

O comportamento do concreto com idade de 24 dias, à compressão, foi bem semelhante ao encontrado no ensaio anterior, tanto na questão de variação de fck, quanto no modo de ruptura. Apesar da idade, a média não aumentou expressivamente, resultando em 52 MPa.

Apesar da média permanecer em um mesmo patamar, os resultados variaram muito entre os corpos-de-prova para cada série, sendo que o primeiro CP da série apresentou uma resistência à compressão de 53 MPa, o segundo de 44 MPa e o terceiro de 60 MPa.

Mais 3 corpos-de-prova foram ensaiados à compressão com idade de 41 dias de moldados. Os dados obtidos estão descritos na tabela 16.

Tabela 16 – Carga de ruptura dos corpos-de-prova aos 41 dias, capeados com enxofre.

Concreto 41 dias	Carga de ruptura (N)	Tensão de ruptura (MPa)
CP 1	409143	52
CP 2	614131	78
CP 3	458451	58
Média	493863	62,89
Desvio Padrão	97184	13,62
Coefic. Var. (%)	21,66	21,66
Mínimo	409133	52,09
Máximo	614092	78,19

O primeiro corpo-de-prova atingiu uma resistência à compressão de 52 MPa, os CPs 2 e 3 apresentaram uma resistência de 78 MPa e 58 MPa respectivamente.

Os resultados encontrados para a resistência à compressão variaram muito dentro de cada série entre os corpos-de-prova.

Um dos motivos pode estar relacionado com o processo de cura do concreto, pois não houve, após a moldagem, nenhum tipo de cura para os corpos-de-prova. O efeito de retração por secagem ou contração térmica, atuando na pasta e no agregado, também pode ter originado microfissuras nos corpos-de-prova causando essa variação de resistência.

Outro fator relevante que deve ser considerado, está relacionado com a porosidade do concreto, originada através da adição de aditivos para resultar em um concreto auto-adensável. A porosidade dos constituintes provoca a propagação de trincas, afetando assim, a propriedade do concreto.

Todos os corpos-de-prova apresentaram rupturas bruscas e com formato geométrico cônico, conforme ilustrado na figura 77.



Figura 77 – Ruptura do CP1, capeado com enxofre, aos 14 dias de idade.

5.2. Módulo de Elasticidade Dinâmico

O resultado dos ensaios do módulo de elasticidade dinâmico é, na verdade, a média das repetições de 10 séries para cada amostra.

A tabela 17 apresenta os resultados do módulo de elasticidade dinâmico para os corpos-de-prova com 14 dias de moldados.

Tabela 17 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para 3 corpos-de-prova aos 14 dias da série 1.

Série_CP	Tentativa	Fs (Hz)	Fe (Hz)	Fr	Fl	Fh	Q	Ed (MN/m ²)	Ed (GPa)
1_1	1	5000	15000	10200	10160	10740	17,59	38,388	38,39
1_1	2	5000	15000	10200	10160	10740	17,59	38,388	38,39
1_1	3	5000	15000	10200	10160	10740	17,59	38,388	38,39
1_1	4	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_1	5	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_1	6	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_1	7	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_1	8	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_1	9	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_1	10	5000	15000	10200	10160	10720	18,21	38,388	38,39
1_2	1	5000	15000	10.180	10.000	10.620	16,42	38.238	38,24
1_2	2	5000	15000	10.180	10.040	10.580	18,85	38.238	38,24
1_2	3	5000	15000	10.180	10.080	10.560	21,21	38.238	38,24
1_2	4	5000	15000	10.140	10.020	10.520	20,28	37.938	37,94
1_2	5	5000	15000	10.160	9.960	10.520	18,14	38.088	38,09
1_2	6	5000	15000	10.180	9.960	10.560	16,97	38.238	38,24
1_2	7	5000	15000	10.180	10.120	10.580	22,13	38.238	38,24
1_2	8	5000	15000	10.160	9.960	10.520	18,14	38.088	38,09
1_2	9	5000	15000	10.180	9.980	10.520	18,85	38.238	38,24
1_2	10	5000	15000	10.160	10.060	10.520	22,09	38.088	38,09
1_3	1	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.388	38,39
1_3	2	5000	15000	10.200	10.200	10.600	25,50	38.388	38,39
1_3	3	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.388	38,39
1_3	4	5000	15000	10.200	10.200	10.600	25,50	38.388	38,39
1_3	5	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.388	38,39
1_3	6	5000	15000	10.200	10.200	10.600	25,50	38.388	38,39
1_3	7	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.388	38,39
1_3	8	5000	15000	10.200	10.200	10.600	25,50	38.388	38,39
1_3	9	5000	15000	10.200	10.200	10.600	25,50	38.388	38,39
1_3	10	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.388	38,39

Considerando a média dos resultados, o módulo de elasticidade do concreto aos 14 dias é de 38,31 GPa.

A tabela 18 apresenta os resultados do módulo de elasticidade dinâmico para os corpos-de-prova com 24 dias de moldados.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para 3 corpos-de-prova aos 24 dias da série 2.

Série_CP	Tentativa	Fs (Hz)	Fe (Hz)	Fr	Fl	Fh	Q	Ed (MN/m ²)	Ed (GPa)
2_1	1	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.369	38,37
2_1	2	5000	15000	10.200	10.200	10.640	23,18	38.369	38,37
2_1	3	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.369	38,37
2_1	4	5000	15000	10.200	10.200	10.640	23,18	38.369	38,37
2_1	5	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.369	38,37
2_1	6	5000	15000	10.200	10.200	10.620	24,29	38.369	38,37
2_1	7	5000	15000	10.200	10.200	10.640	23,18	38.369	38,37
2_1	8	5000	15000	10.200	10.200	10.640	23,18	38.369	38,37
2_1	9	5000	15000	10.200	10.200	10.640	23,18	38.369	38,37
2_1	10	5000	15000	10.200	10.200	10.640	23,18	38.369	38,37
2_2	1	5000	15000	10.260	10.220	10.640	24,43	38.822	38,82
2_2	2	5000	15000	10.260	10.220	10.620	25,65	38.822	38,82
2_2	3	5000	15000	10.260	10.200	10.680	21,38	38.822	38,82
2_2	4	5000	15000	10.260	10.200	10.680	21,38	38.822	38,82
2_2	5	5000	15000	10.280	10.220	10.620	25,70	38.973	38,97
2_2	6	5000	15000	10.280	10.220	10.620	25,70	38.973	38,97
2_2	7	5000	15000	10.280	10.220	10.620	25,70	38.973	38,97
2_2	8	5000	15000	10.260	10.200	10.680	21,38	38.822	38,82
2_2	9	5000	15000	10.260	10.200	10.640	23,32	38.822	38,82
2_2	10	5000	15000	10.260	10.200	10.640	23,32	38.822	38,82
2_3	1	5000	15000	10.220	10.220	10.620	25,55	38.520	38,52
2_3	2	5000	15000	10.240	10.220	10.620	25,60	38.671	38,67
2_3	3	5000	15000	10.220	10.220	10.620	25,55	38.520	38,52
2_3	4	5000	15000	10.240	10.220	10.620	25,60	38.671	38,67
2_3	5	5000	15000	10.220	10.220	10.620	25,55	38.520	38,52
2_3	6	5000	15000	10.240	10.220	10.640	24,38	38.671	38,67
2_3	7	5000	15000	10.240	10.220	10.640	24,38	38.671	38,67
2_3	8	5000	15000	10.240	10.220	10.620	25,60	38.671	38,67
2_3	9	5000	15000	10.220	10.220	10.620	25,55	38.520	38,52
2_3	10	5000	15000	10.220	10.220	10.620	25,55	38.520	38,52

A média considerada para o concreto na idade dos ensaios, 24 dias, é de 38,54 GPa. Comparando com os resultados anteriores, não houve acréscimo expressivo no valor da média obtida.

A tabela 19 apresenta os resultados do módulo de elasticidade dinâmico para os corpos-de-prova com 41 dias de moldados.

Tabela 19 – Resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico para 3 corpos-de-prova aos 41 dias da série 3.

Série_CP	Tentativa	F _s (Hz)	F _e (Hz)	Fr	Fl	Fh	Q	Ed (MN/m ²)	Ed (GPa)
3_1	1	5000	15000	10220	10200	10680	21,29	38,502	38,50
3_1	2	5000	15000	10220	10200	10680	21,29	38,502	38,50
3_1	3	5000	15000	10220	10200	10660	22,22	38,502	38,50
3_1	4	5000	15000	10220	10200	10660	22,22	38,502	38,50
3_1	5	5000	15000	10220	10200	10660	22,22	38,502	38,50
3_1	6	5000	15000	10240	10200	10680	21,33	38,653	38,65
3_1	7	5000	15000	10240	10200	10680	21,33	38,653	38,65
3_1	8	5000	15000	10240	10200	10680	21,33	38,653	38,65
3_1	9	5000	15000	10240	10200	10680	21,33	38,653	38,65
3_1	10	5000	15000	10240	10200	10680	21,33	38,653	38,65
3_2	1	5000	15000	10.320	10.200	10.800	17,20	39.259	39,26
3_2	2	5000	15000	10.300	10.200	10.780	17,76	39.107	39,11
3_2	3	5000	15000	10.320	10.200	10.800	17,20	39.259	39,26
3_2	4	5000	15000	10.320	10.200	10.800	17,20	39.259	39,26
3_2	5	5000	15000	10.340	10.200	10.800	16,68	39.411	39,41
3_2	6	5000	15000	10.340	10.200	10.820	16,68	39.411	39,41
3_2	7	5000	15000	10.340	10.200	10.820	16,68	39.411	39,41
3_2	8	5000	15000	10.340	10.200	10.820	16,68	39.411	39,41
3_2	9	5000	15000	10.320	10.200	10.820	16,65	39.259	39,26
3_2	10	5000	15000	10.320	10.200	10.800	17,20	39.259	39,26
3_3	1	5000	15000	10.380	10.260	10.780	19,96	39.717	39,72
3_3	2	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	3	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	4	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	5	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	6	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	7	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	8	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	9	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72
3_3	10	5000	15000	10.380	10.300	10.780	21,62	39.717	39,72

Aos 41 dias, a média dos valores obtidos é de 39,20 GPa, como esperado, o módulo de elasticidade dinâmico cresceu com o aumento da idade do concreto.

5.3. Análise Experimental

Os resultados obtidos nos ensaios estão descritos nas tabelas 20, 21 e 22. Os comportamentos para o deslizamento, carregamento máximo alcançado e características das curvas, carregamento versus deslizamento, serão discutidos nesse capítulo, assim como os resultados analisados. Os resultados experimentais para todos os modelos ensaiados estão documentados no Apêndice I.

Tabela 20 – Resultados experimentais da série 1 (perfis tubulares retangulares preenchidos).

Série	Costura	Oxidação	Comprimento Tubo (mm)	Distância sem concreto (mm)	Carga máx. (N)	Deslizamento DT máx.(mm)	Tempo (s)	Tensão de Aderência (MPa)
1_R1	Não	Não	800	55	246766	23,56	1620,0	0,93
1_R2	Não	Não	800	55	230610	13,03	968,00	0,87
1_R3	Não	Não	800	55	192729	20,07	433,00	0,73
1_R4	Não	Sim	805	55	426940	10,00	766,60	1,60
1_R5	Não	Sim	800	60	463384	2,58	1160,0	1,76
1_R6	Não	Sim	800	55	292623	19,29	383,40	1,11
1_R7	Sim	Sim	805	65	311144	10,29	244,20	1,16
1_R8	Sim	Sim	805	55	323858	19,95	238,00	1,19
1_R9	Sim	Sim	805	55	341404	11,17	379,80	1,26
1_R10	Sim	Não	800	55	212646	16,32	298,80	0,79
1_R11	Sim	Não	800	55	256689	14,33	423,60	0,95
1_R12	Sim	Não	805	70	246620	15,23	251,00	0,93

Tabela 21 – Resultados experimentais da série 2 (perfis tubulares circulares preenchidos).

Série	Costura	Oxidação	Comprimento Tubo (mm)	Distância sem concreto (mm)	Carga máx. (N)	Deslizamento DT máx.(mm)	Tempo (s)	Tensão de Aderência (MPa)
2_R13	Não	Não	800	85	370839	9,13	384,80	1,55
2_R14	Não	Não	805	100	266532	10,61	166,60	1,13
2_R15	Não	Não	800	80	366669	10,51	253,60	1,53
2_R16	Não	Sim	800	75	356779	10,00	267,80	1,47
2_R17	Não	Sim	800	90	402734	10,42	456,60	1,70
2_R18	Não	Sim	800	75	402597	10,27	516,40	1,66
2_R19	Sim	Não	805	85	220914	10,80	229,20	0,93
2_R20	Sim	Não	800	90	175734	10,46	144,20	0,75
2_R21	Sim	Não	800	95	359633	10,88	287,00	1,55
2_R22	Sim	Sim	805	90	450957	10,54	414,40	1,92
2_R23	Sim	Sim	800	85	499871	2,75	460,20	2,12
2_R24	Sim	Sim	800	70	396804	10,79	325,00	1,65

Tabela 22 – Resultados experimentais da série 3 (perfis tubulares quadrados preenchidos).

Série	Costura	Oxidação	Comprimento Tubo (mm)	Distância sem concreto (mm)	Carga máx. (N)	Deslizamento DT máx.(mm)	Tempo (s)	Tensão de Aderência (MPa)
3_R25	Não	Não	800	75	406989	10,00	277,80	1,58
3_R26	Não	Não	800	80	333412	10,51	336,80	1,30
3_R27	Não	Não	800	80	357223	10,00	234,60	1,40
3_R28	Não	Sim	800	80	357142	10,00	315,00	1,40
3_R29	Não	Sim	800	70	523354	2,05	625,60	2,02
3_R30	Não	Sim	790	65	524201	10,26	603,40	2,04
3_R31	Sim	Não	800	70	100733	11,04	137,00	0,38
3_R32	Sim	Não	800	65	158344	10,50	202,00	0,60
3_R33	Sim	Não	805	75	163738	10,52	142,80	0,62
3_R34	Sim	Sim	800	75	336165	10,62	305,00	1,28
3_R35	Sim	Sim	805	75	319861	11,43	236,40	1,21
3_R36	Sim	Sim	800	75	360760	10,16	190,60	1,37

As áreas de cada material que compõe o perfil tubular preenchido seguem descritas na tabela 23:

Tabela 23 – Área de cada material que compõe o perfil tubular preenchido.

Perfil Tubular	Área Total (mm ²)	Área Aço (mm ²)	Área Concreto (mm ²)
Retangular sem costura	9677,40	2437,12	7240,28
Retangular com costura	9600,00	1809,75	7790,25
Circular sem costura	10260,85	1386,07	8874,78
Circular com costura	10260,85	1634,77	8626,08
Quadrado sem costura	10322,56	2437,12	7885,44
Quadrado com costura	10000,00	1809,75	8190,25

A partir dos dados tabulados e analisados, foram elaborados os gráficos de carregamento versus deslizamento de todas as séries. O objetivo foi comparar de maneira objetiva, os resultados entre os corpos-de-prova com as mesmas características e analisar a possibilidade de agrupar os de comportamentos semelhantes.

A medida do comprimento de cada corpo-de-prova, assim como a distância sem concreto no interior do perfil metálico, foram coletadas utilizando uma trena antes dos ensaios no laboratório.

As figuras 78 e 79 apresentam os gráficos para os perfis tubulares retangulares sem e com costura, respectivamente, sendo 3 amostras contendo a oxidação interna e 3 com a superfície interna limpa para cada figura. A denominação de cada CP está descrita na tabela 20.

Nota-se a semelhança no comportamento entre as curvas, carregamento versus deslizamento, para perfis com as mesmas características apesar da não uniformidade durante a formação da pátina. Além disso, os perfis oxidados internamente alcançaram valores de carregamento superiores aos dos perfis sem a formação da pátina.

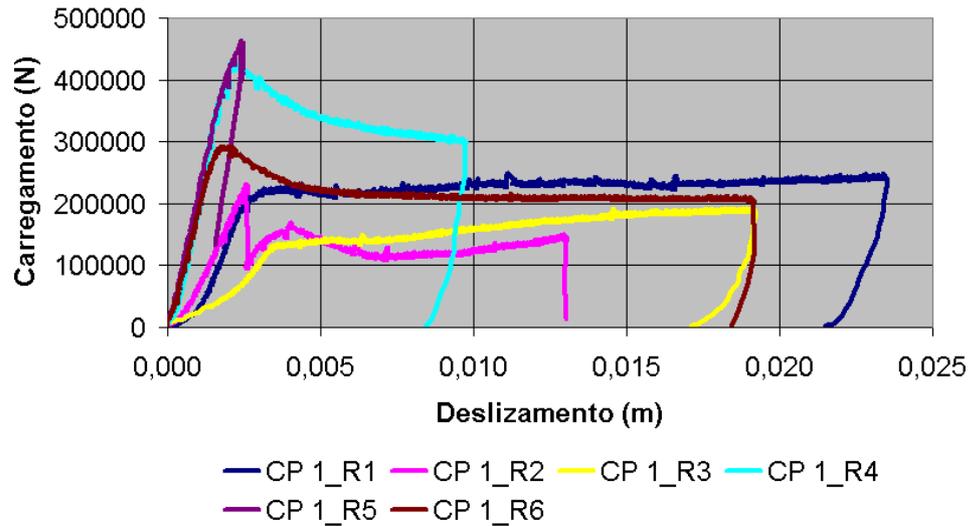


Figura 78 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova retangulares sem costura.

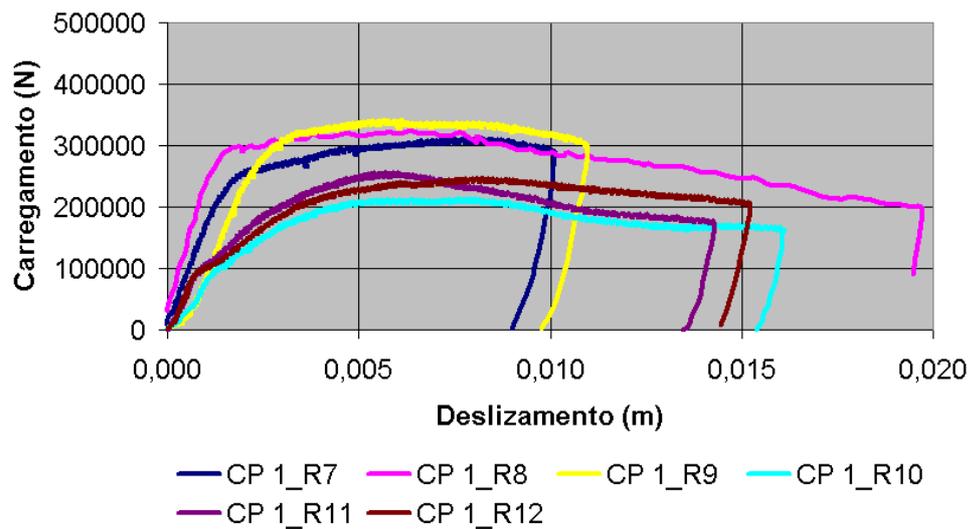


Figura 79 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova retangulares com costura.

Percebe-se um aumento significativo do carregamento para os perfis retangulares sem costura com pequenos deslocamentos. A perda da aderência por adesão é instantânea com o início dos deslocamentos, a partir deste ponto, a aderência química e a aderência mecânica atuam no conjunto. Nota-se a perda da atuação da aderência química quando a curva do carregamento atingi o pico e mantém a força para os deslocamentos subseqüentes.

Os valores da tensão de aderência foram semelhantes para perfis com as mesmas características. Comparando os perfis oxidados com os não oxidados

internamente, as diferenças dos valores foram bem visíveis. É recomendado na NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento, para a determinação da resistência de cálculo devida à aderência entre o aço e o concreto, o valor da tensão de aderência de 0,4 MPa para seções preenchidas com concreto. Analisando os resultados obtidos na série 1, o menor valor para a tensão foi superior a 82% em relação à norma brasileira. Observa-se que o valor recomendado é bem conservador conforme ilustrado nas figuras 80 e 81.

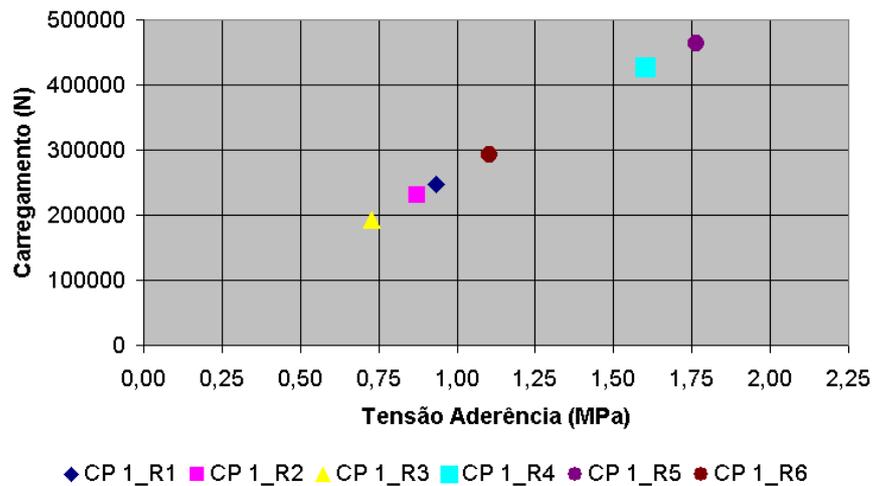


Figura 80 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova retangulares sem costura.

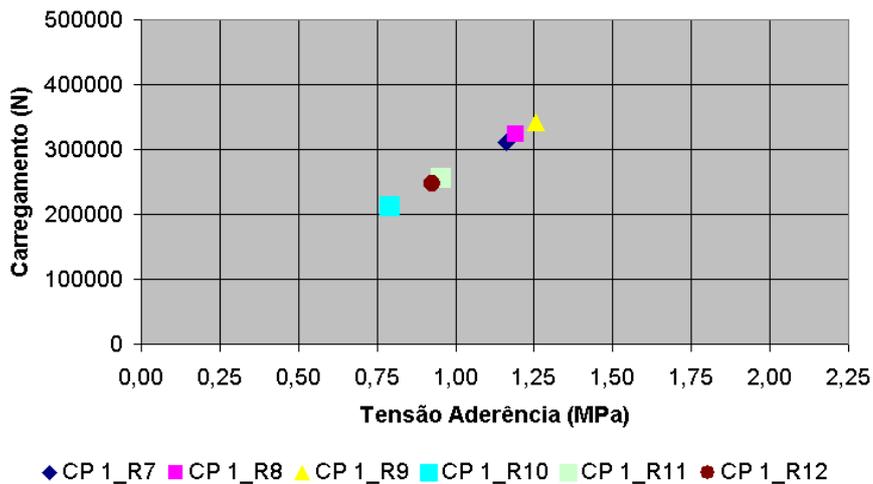


Figura 81 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova retangulares com costura.

Os perfis sem e com costura, oxidados internamente, apresentaram aproximadamente valores 4 e 3 vezes maiores em relação aos sugeridos na norma NBR 14323:99, respectivamente.

A figura 82 apresenta o gráfico Carregamento versus Deslizamento da série 2 para os perfis tubulares circulares sem costura. Os valores, apesar de maiores para os perfis com a formação de pátina superficial interna, apresentaram comportamento das curvas bem semelhantes aos dos perfis sem a presença de oxidação.

A série 2 teve menos variabilidade nos corpos-de-prova. Os perfis apresentam os mesmos diâmetros, variando apenas, a espessura das paredes dos perfis em 0,75 mm. Conseqüentemente a área do núcleo de concreto para o perfil com costura é de 8626,08 mm² e a área do perfil sem costura é de 8874,78 mm².

Analisando o comportamento das curvas dos modelos CP1_R17 e CP1_R18 na figura 82, percebe-se que houve um decréscimo no carregamento de forma acentuada após a perda da aderência química. O previsto seria manter o carregamento em valores constantes por causa da atuação da aderência mecânica. Esse fato pode estar relacionado à não uniformidade da formação da pátina interna ocorrendo um desprendimento localizado da camada de oxidação. Desse ponto, até o início da uniformidade do carregamento, é possível afirmar a existência da aderência dos materiais por atrito e mecânica.

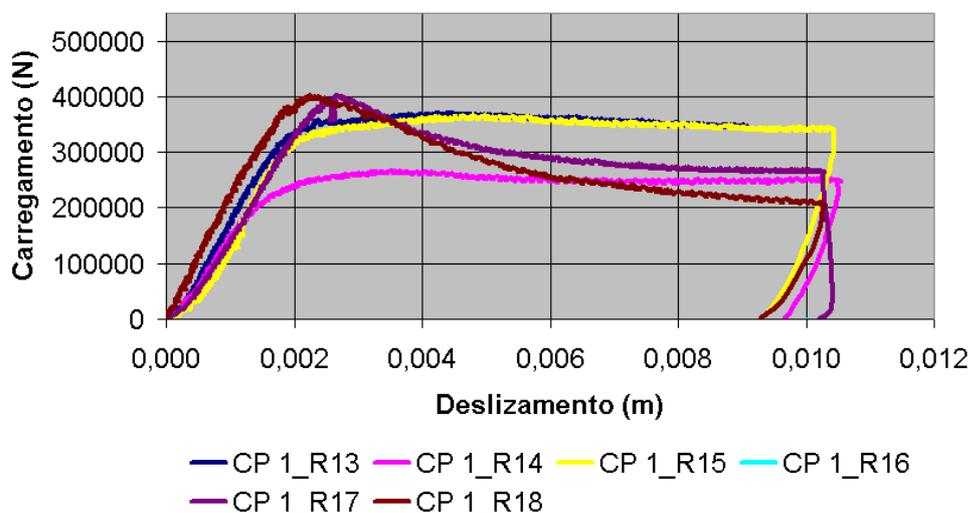


Figura 82 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova circulares sem costura.

A figura 83 apresenta o gráfico Carregamento versus Deslizamento da série 2 para os perfis tubulares circulares com costura.

Os valores dos carregamentos para o CP1_R19 e CP1_R20 apresentaram valores bem próximos. O comportamento da curva do CP1_R21, apesar da semelhança com os outros corpos-de-prova com as mesmas características (sem a formação da oxidação interna), atingiu o valor de carregamento equivalente ao patamar dos perfis com a presença de oxidação interna.

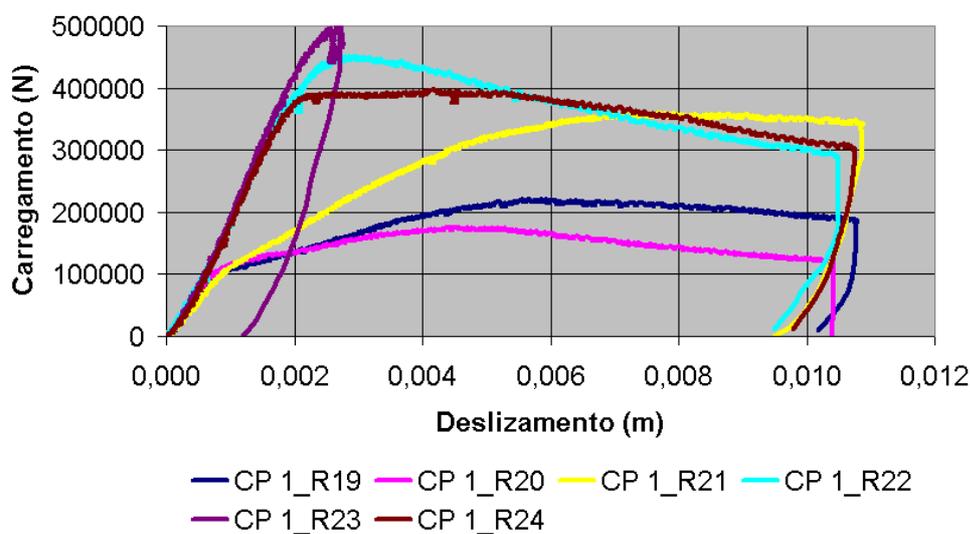


Figura 83 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova circulares com costura.

O gráfico Carregamento versus Tensão de Aderência da série 2 para os perfis tubulares circulares sem costura estão representados na figura 84. A proximidade dos valores para a tensão de aderência é a principal característica dessa série.

Esse fato se deve à seção geométrica e a proximidade das áreas internas, resultado da transferência uniforme e distribuída do carregamento através do núcleo de concreto para as paredes dos tubos. Os resultados foram entre 3 a 4 vezes superiores ao valor estabelecido na norma brasileira para o cálculo de estruturas tubulares preenchidas com concreto.

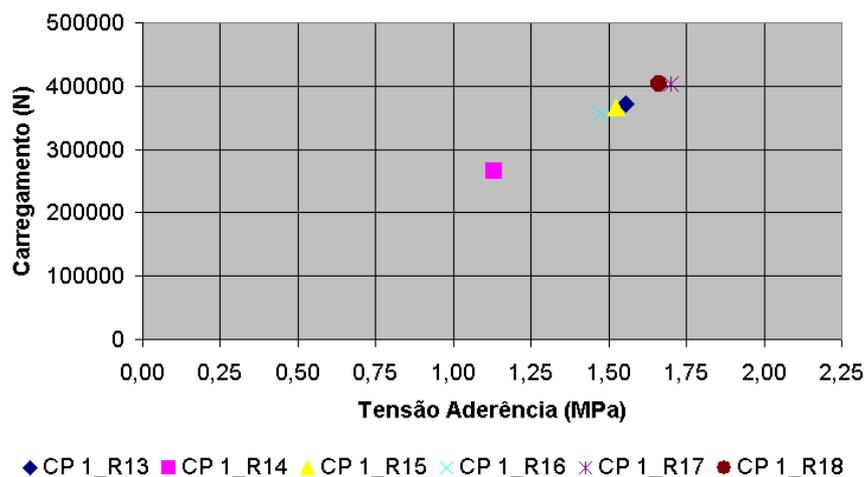


Figura 84 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova circulares sem costura.

O gráfico Carregamento versus Tensão de Aderência da série 2 para os perfis tubulares circulares com costura estão representados na figura 85.

Os valores para a tensão de aderência apresentaram valores bem discrepantes aos observados para os perfis circulares sem costura. Os resultados foram entre 4 a 5 vezes superiores ao valor estabelecido na norma brasileira para o cálculo de estruturas tubulares preenchidas com concreto.

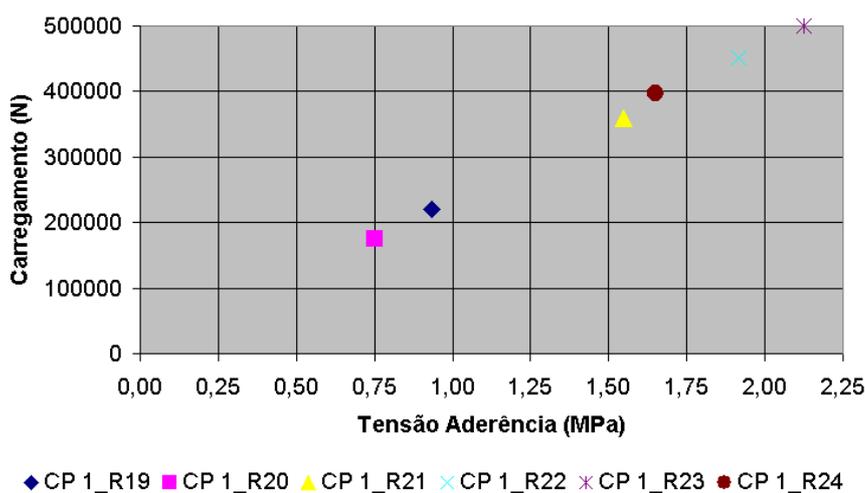


Figura 85 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova circulares com costura.

Os corpos-de-prova com a presença da pátina interna, maior espessura e menor área de confinamento do concreto apresentaram maiores carregamentos em relação à aderência.

O comportamento da série 3, perfis tubulares com seção quadrada, seguiu a mesma linha das outras séries. O gráfico Carregamento versus Deslizamento está representado nas figuras 86 e 87 para os tubos sem e com costura.

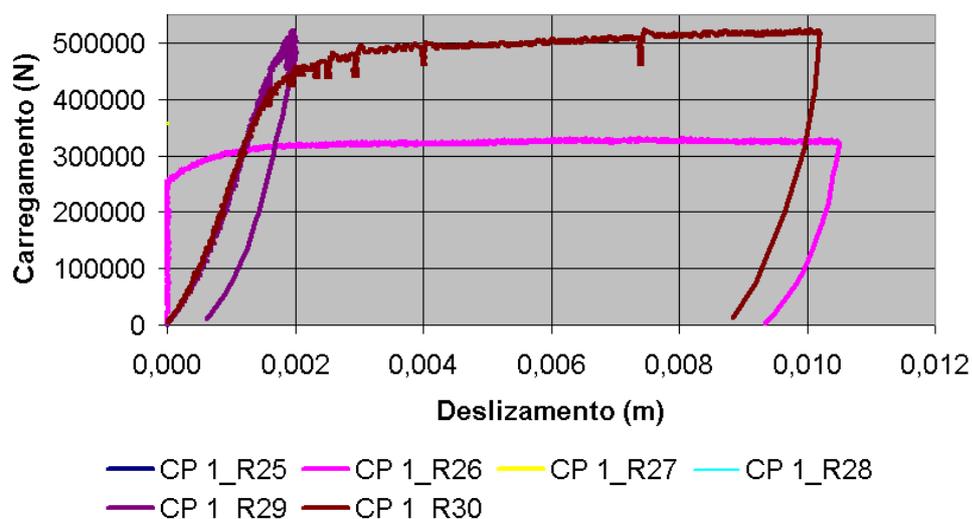


Figura 86 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova quadrados sem costura.

As curvas, na figura 86, para os CP1_R25, CP1_R27 e CP1_R28 não foram representadas no gráfico por erro na transferência de dados entre o coletor de dados e o software adotado. Os valores descritos na tabela 22 foram coletados durante o ensaio para o maior carregamento e deslocamento final.

O comportamento dos modelos CP1_R25 e CP1_R27 foram semelhantes ao comportamento do CP1_R26, sendo os valores de carregamento bem próximos. A característica da curva do CP1_R28 foi semelhante ao do CP1_R30, mas o valor do carregamento obtido apresentou-se no patamar dos perfis sem a presença da formação interna da oxidação.

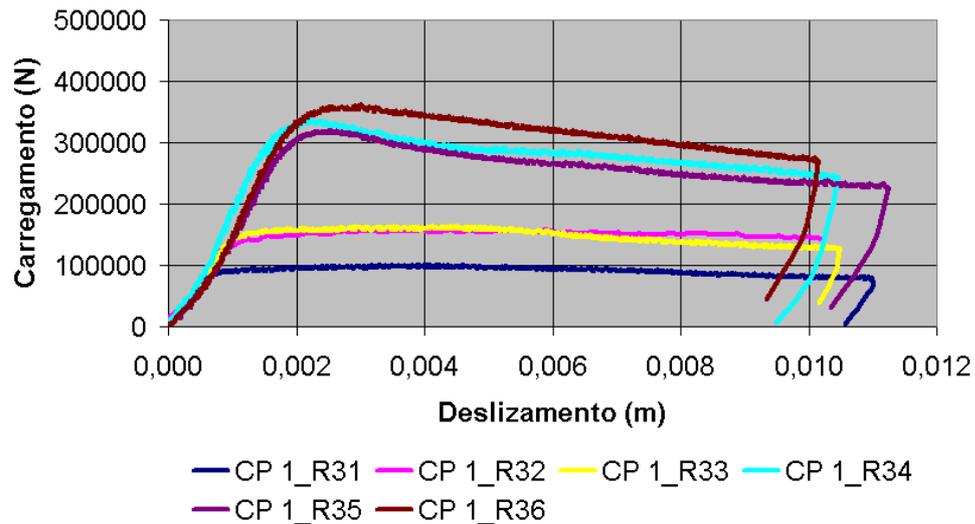


Figura 87 – Gráfico Carregamento x Deslizamento dos corpos-de-prova quadrados com costura.

A principal característica da série com costura foi a grande variação na resposta da aderência, entre o aço e o concreto, comparando os perfis tubulares com e sem a formação da oxidação superficial interna.

Apesar do CP R31 apresentar o valor da tensão de aderência menor que o recomendado na norma brasileira, a média dos três corpos-de-prova com as mesmas características foi de 0,53 MPa.

Para os 3 perfis com costura, sem a formação da pátina, a aderência por adesão e a química foram eliminadas antes de atingir 1 mm de deslizamento do concreto. Esse fato não ocorreu em nenhum modelo, apresentando assim, valores bem abaixo em relação a todos ensaios.

A explicação para o ocorrido está relacionada com o processo de produção do perfil tubular metálico. Para a transformação do perfil tubular com seção cilíndrica para a seção quadrada é utilizado um lubrificante para reduzir o desgaste excessivo das matrizes durante o processo. Esse óleo permanece impregnado na superfície do perfil metálico, tanto internamente quanto externamente após a fabricação.

Para os ensaios, todos os perfis foram lavados e separados devido a sua utilização, mas para esse caso, a limpeza superficial interna pode ter deixado algum vestígio de oleamento na parede interna desses tubos.

A maior probabilidade de resquícios de óleo estaria nos perfis separados e estocados em ambiente coberto e seco, destinados a não formação da oxidação superficial interna. Para os perfis expostos às intempéries (variações do tempo como chuva e sol), destinados a formação da pátina, e adicionado à aplicação da solução de perclorato de ferro para acelerar o processo, caso houvesse algum oleamento na superfície do aço, o mesmo seria eliminado naturalmente.

Analisando os resultados e comparando com o processo de limpeza executado nos perfis após o recebimento, com água e sabão em pó diluído, é recomendado fazer novos ensaios experimentais para os perfis tubulares quadrados com costura preenchidos com concreto de 50 MPa a fim de verificar os dados obtidos nesse trabalho.

As figuras 88 e 89 ilustram os gráficos Carregamento versus Tensão de Aderência dos corpos-de-prova da série 3, sem e com costura, respectivamente.

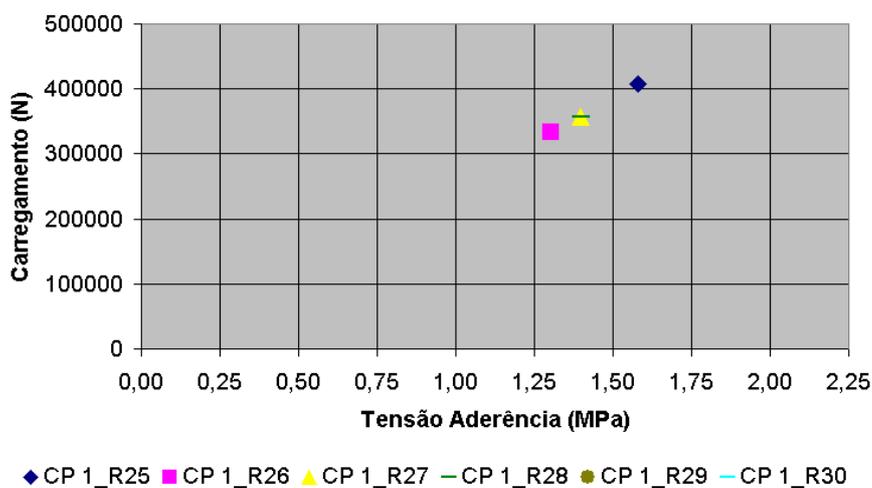


Figura 88 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova quadrados sem costura.

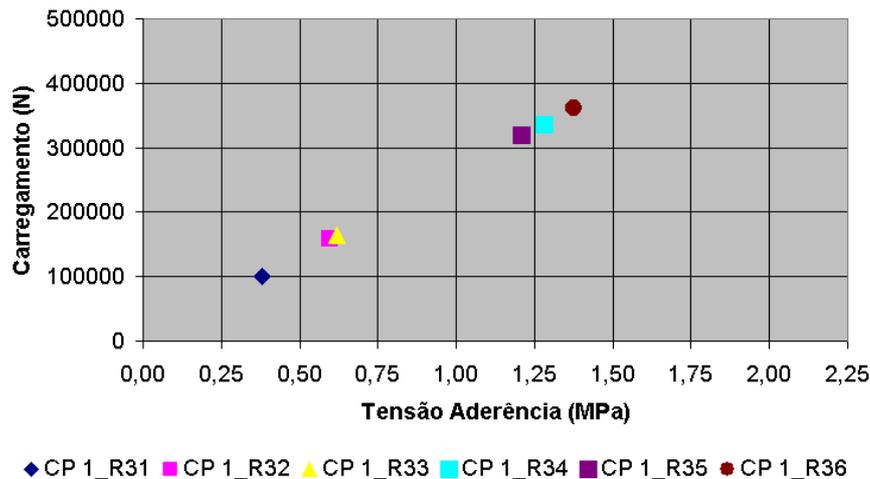


Figura 89 – Gráfico Carregamento x Tensão de Aderência dos corpos-de-prova quadrados com costura.

Comparando os 2 gráficos acima, para os perfis com e sem costura, os valores dos corpos-de-prova CP1_R31, CP1_R32 e CP1_R33 estão bem discrepantes dos outros valores obtidos na série 3, que apresentam no mínimo, 150% do valor sugerido na norma brasileira.

Todas as séries apresentaram evidências em comum. A capacidade de retenção de carga na fase pós-pico, para todos os corpos-de-prova foram bem significativas, demonstrando assim, a importância da relação entre carregamento e deslizamento no comportamento de pilares mistos.

A resistência média dos 3 corpos-de-prova da série 1 foi de 223.368,81 N e 238.652,08 N para os perfis sem e com costura, respectivamente, ambos sem a formação da oxidação interna, enquanto a média dos 3 com a formação da pátina foram de 394.316,47 N e 325.468,88 N para perfis sem e com costura.

A resistência média dos 3 corpos-de-prova da série 2 foi de 334.680,37 N e 252.093,66 N para os perfis sem e com costura, respectivamente, ambos sem a formação da oxidação interna, enquanto a média dos 3 com a formação da pátina foram de 387.369,93 N e 449.210,86 N para perfis sem e com costura.

A resistência média dos 3 corpos-de-prova da série 3 foi de 365.875,03 N e 140.938,72 N para os perfis sem e com costura, respectivamente, ambos sem a

formação da oxidação interna, enquanto a média dos 3 com a formação da pátina foram de 468.232,39 N e 338.929,00 N para perfis sem e com costura.

É possível afirmar, comparando os perfis tubulares com costura (seções geométricas diferentes com áreas de confinamento do concreto aproximadas), que os perfis circulares apresentam maiores valores de carregamento em relação aos perfis quadrados e os perfis retangulares.

O resultado da série dos perfis tubulares com seção quadrada demonstrou a relação entre a área de confinamento do concreto com o carregamento. Quanto menor a área do núcleo de concreto, maior será o carregamento para deslizar o concreto.

Comparando os perfis tubulares quadrados sem costura (área de concreto de 7885,44 mm² e espessura de parede do aço de 6,4 mm) com os perfis retangulares com costura (área de concreto de 7790,25 mm² e espessura de parede do aço de 4,75 mm) é possível afirmar que a seção e a espessura influenciam na tensão de aderência entre os materiais.

5.4. Análise Numérica

A simulação computacional foi dividida em 3 séries:

- A série 1 é destinada à aplicação de carregamento axial, apenas no núcleo de concreto de pilares tubulares circulares preenchidos, para verificar a resistência à compressão.
- A série 2 é caracterizada pelo carregamento no conjunto dos pilares tubulares circulares preenchidos (aço e concreto) sujeitos à compressão.
- A série 3 é destinada à aplicação do carregamento nos indivíduos separadamente, foi verificado o comportamento dos perfis metálicos isoladamente e dos núcleos de concreto com as variações de f_{ck} .

A simulação computacional teve início com o desenho da série 1. Essa série contém 15 simulações por causa da variação da resistência à compressão do concreto e do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto. Foram simulados os concretos com resistência à compressão de 35 MPa, 50 MPa e 65 MPa e para cada um, coeficiente de atrito de 0,12 MPa, 0,24 MPa, 0,36 MPa, 0,48 MPa e 0,60 MPa.

Os valores adotados para a simulação no *software* foram adotados a partir da recomendação da norma brasileira NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento, que define a tensão de aderência entre 0,2 a 0,6 MPa para pilares mistos, sendo que, o valor para pilares preenchidos é de 0,4 MPa. Os dados da simulação da série 1, como resistência à compressão e deslocamento do conjunto, estão descritos na tabela 24.

Tabela 24 – Resultados da simulação do pilar tubular circular preenchido com carregamento atuando somente no núcleo de concreto.

Série	fck (MPa)	Atrito (MPa)	Carga (N)	Raio (mm)	Tensão (MPa)	Deslocamento (mm)
1_35_12	35	0,12	405x10 ³	0,53	45,89	1,19
1_35_24	35	0,24	502 x10 ³	0,53	56,89	1,55
1_35_36	35	0,36	519 x10 ³	0,53	58,81	1,67
1_35_48	35	0,48	526 x10 ³	0,53	59,61	1,58
1_35_60	35	0,60	525 x10 ³	0,53	59,49	1,55
1_50_12	50	0,12	560 x10 ³	0,53	63,46	1,48
1_50_24	50	0,24	548 x10 ³	0,53	62,10	1,27
1_50_36	50	0,36	631 x10 ³	0,53	71,50	1,67
1_50_48	50	0,48	665 x10 ³	0,53	75,36	1,66
1_50_60	50	0,60	642 x10 ³	0,53	72,75	1,55
1_65_12	65	0,12	699 x10 ³	0,53	79,21	1,63
1_65_24	65	0,24	781 x10 ³	0,53	88,50	1,79
1_65_36	65	0,36	778 x10 ³	0,53	88,16	1,78
1_65_48	65	0,48	774 x10 ³	0,53	87,71	1,90
1_65_60	65	0,60	749 x10 ³	0,53	84,87	1,63

As resistências à compressão e deformações foram extraídas com base nos gráficos de carregamento versus deslocamento, gerados por todas as opções da série 1 pelo *software* (Figura 90).

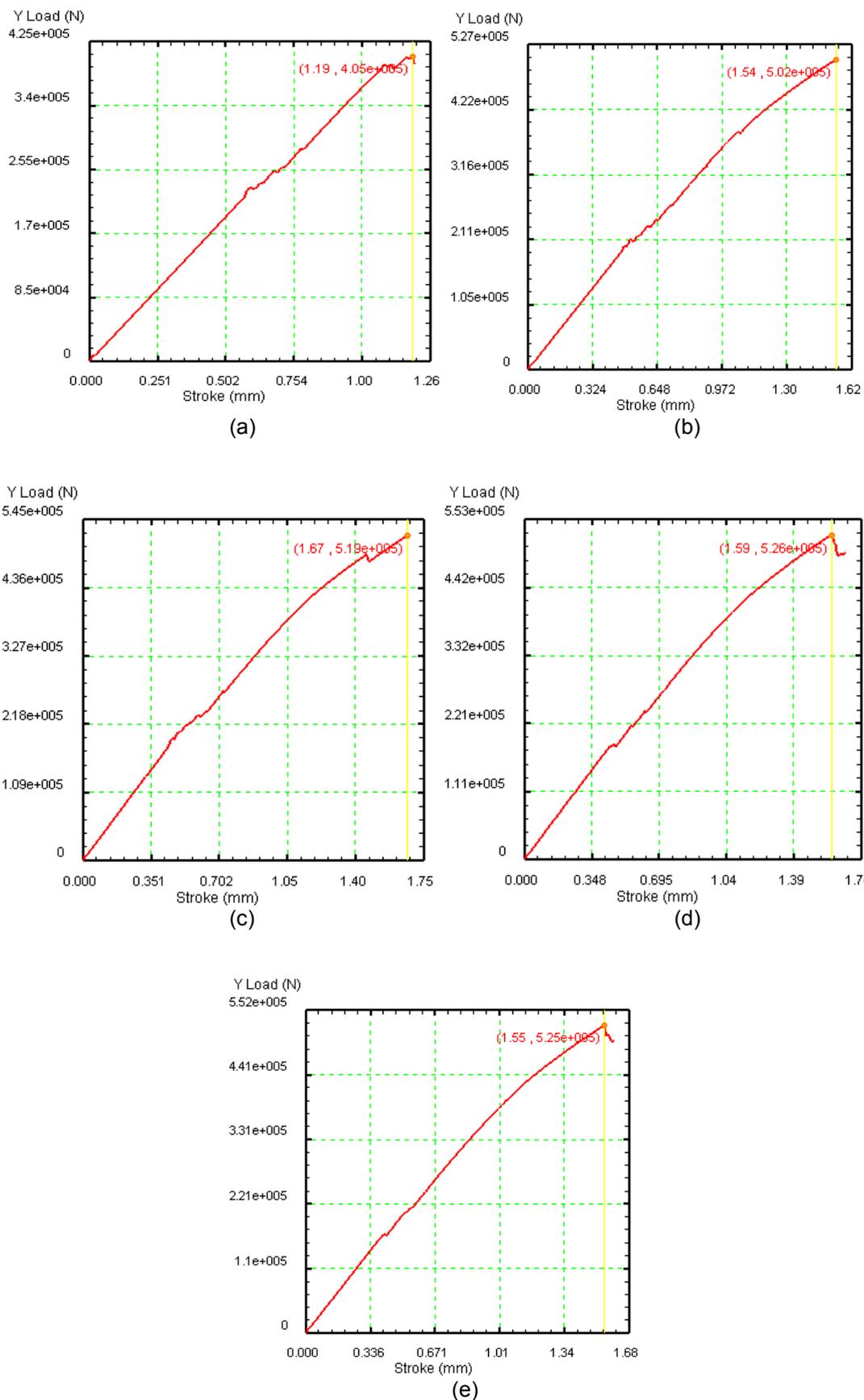


Figura 90 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1 para tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

O DEFORM gera vistas axissimétricas, após as simulações, são gerados dados capazes de verificar o comportamento de cada material envolvido no estudo. Para a série 1, foi analisada a tensão efetiva em todos os componentes dos pilares tubulares preenchidos.

Apesar da aplicação do carregamento só ocorrer no núcleo de concreto, o *software* consegue simular a situação real do comportamento das paredes do perfil metálico por causa da transferência de tensões (Figura 91).

A transferência do carregamento ocorre de modo uniforme e distribuído na parte central do perfil tubular por parte do núcleo de concreto. Nota-se que na extremidade onde o perfil é mais solicitado, o carregamento do núcleo de concreto é mínimo.

Percebe-se que a resistência à compressão dos corpos-de-prova aumentou com o aumento do valor do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto até os 0,48 MPa, após esse valor, a resistência manteve-se em um valor menor bem próximo.

Em todos os casos da série 1, o núcleo de concreto apresentou, na região próxima às extremidades em direção ao centro, uma não uniformidade de carregamento. Os valores dessas regiões são próximos de zero.

Outro fator importante observado foi à transferência do carregamento através do núcleo de concreto para as paredes do perfil tubular. Quanto maior o atrito, maior é a tensão efetiva nas extremidades do perfil metálico. Outro fato relevante é a uniformidade da tensão, distribuída na parte central do tubo, para as simulações dos perfis circulares.

O efeito de confinamento do concreto também pode ser observado nesse caso. Todos os valores encontrados foram maiores que a resistência à compressão prevista para o concreto. O corpo-de-prova com o menor coeficiente de atrito atingiu um carregamento superior a 20% e o corpo-de-prova com o maior coeficiente de atrito foi superior a 55% do valor esperado para o concreto.

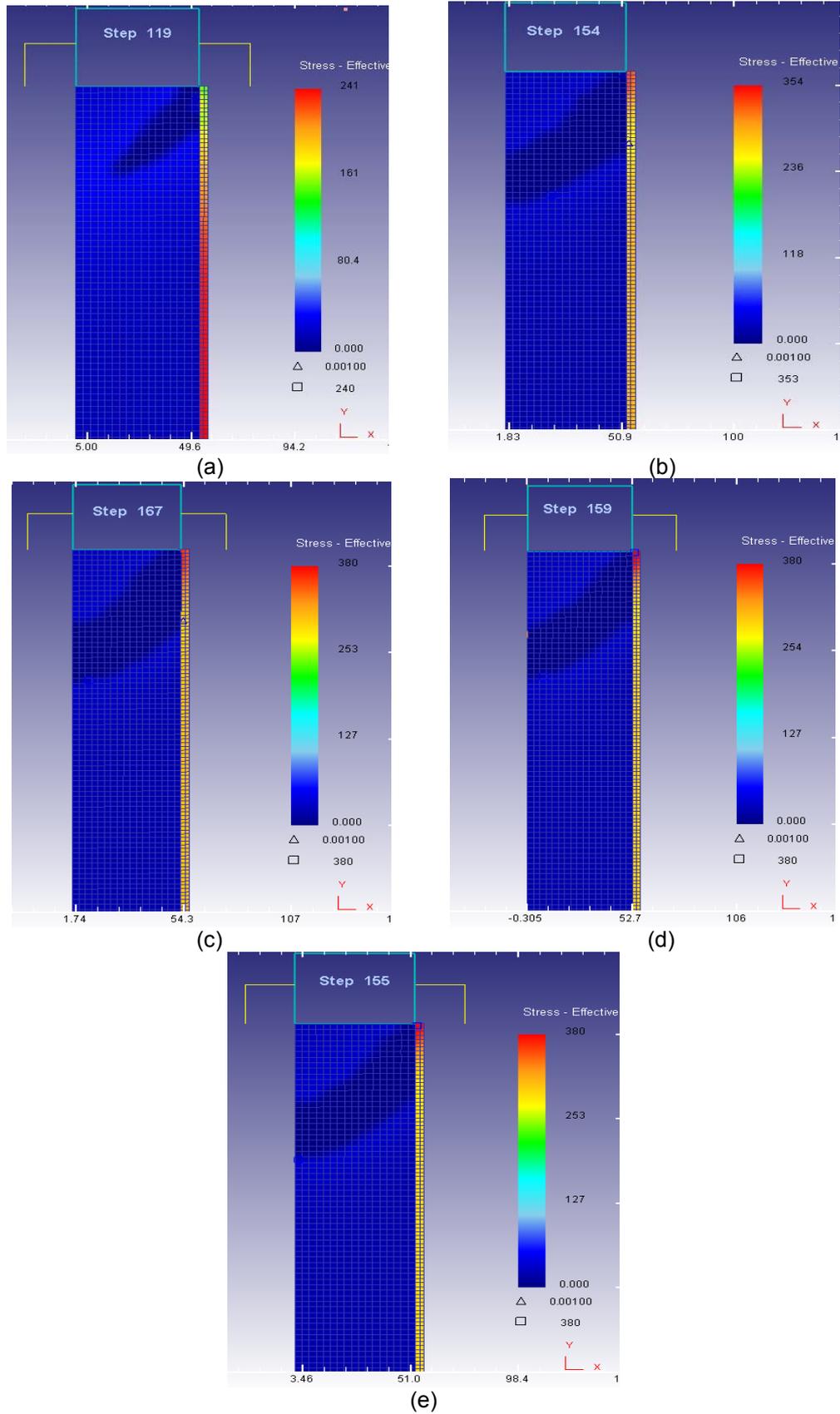


Figura 91 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1 para tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

As figuras 92 e 93 ilustram em 3-D o efeito do dano e a atuação da tensão máxima principal nos corpos-de-prova da série 1, respectivamente.

O efeito do dano ilustra o comportamento da malha estrutural sob a atuação do carregamento à compressão, simulando assim, a situação real do concreto e do perfil metálico durante o ensaio.

Nota-se a concentração de forças nas extremidades do núcleo de concreto, partindo das paredes do perfil tubular, com mais intensidade, para o centro em formação cônica.

A tensão principal é caracterizada pela aplicação de tensões perpendiculares ao corpo-de-prova, onde, a tensão normal é máxima ou mínima no plano quando a tensão de cisalhamento for nula.

Nota-se a uniformidade das tensões no núcleo de concreto e a transferência de carregamento do concreto para o perfil tubular. Outro fator observado é que, para a parede do perfil tubular, a tensão vem crescendo gradualmente do centro do modelo para as extremidades.

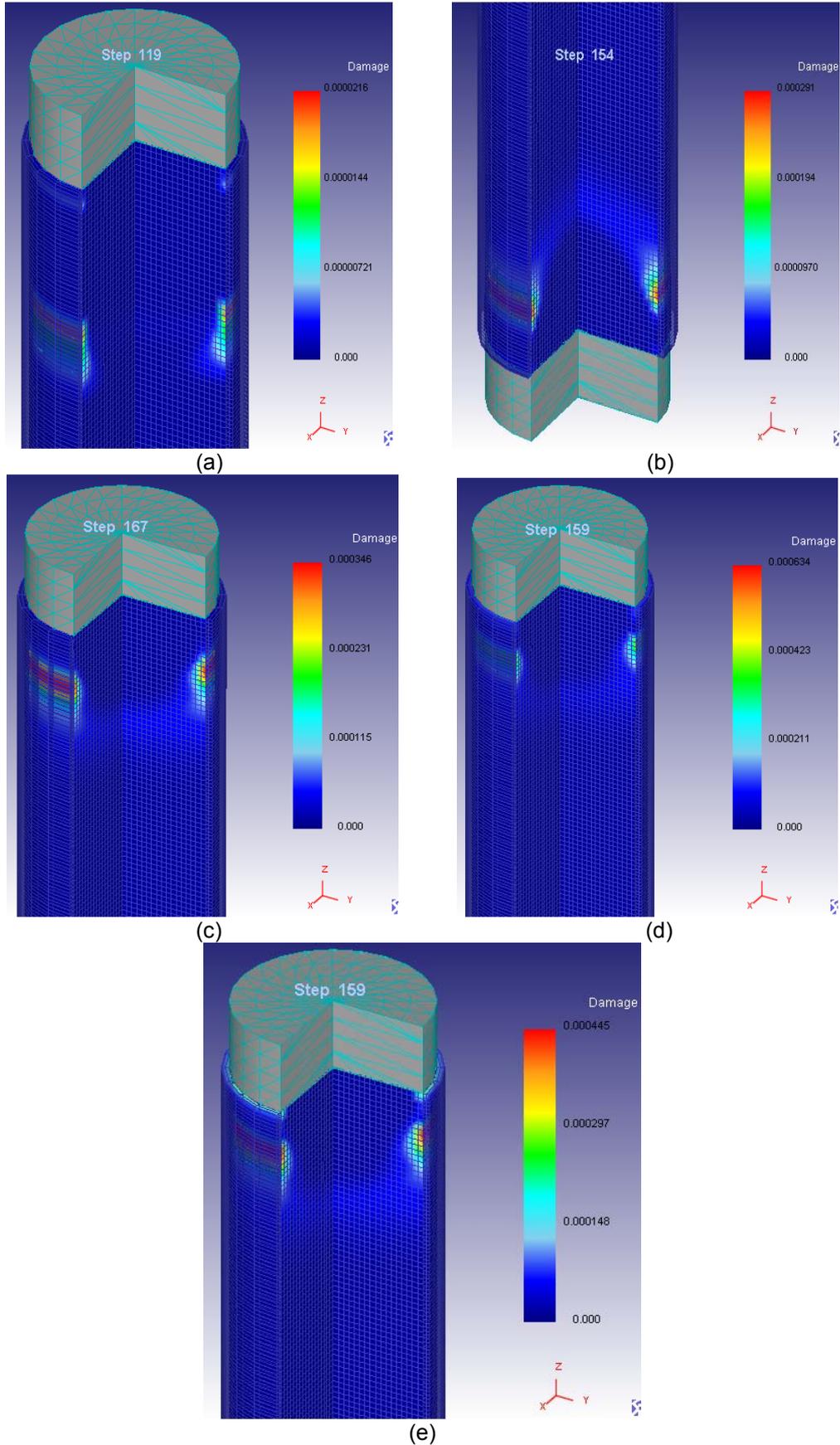


Figura 92 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1. Tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

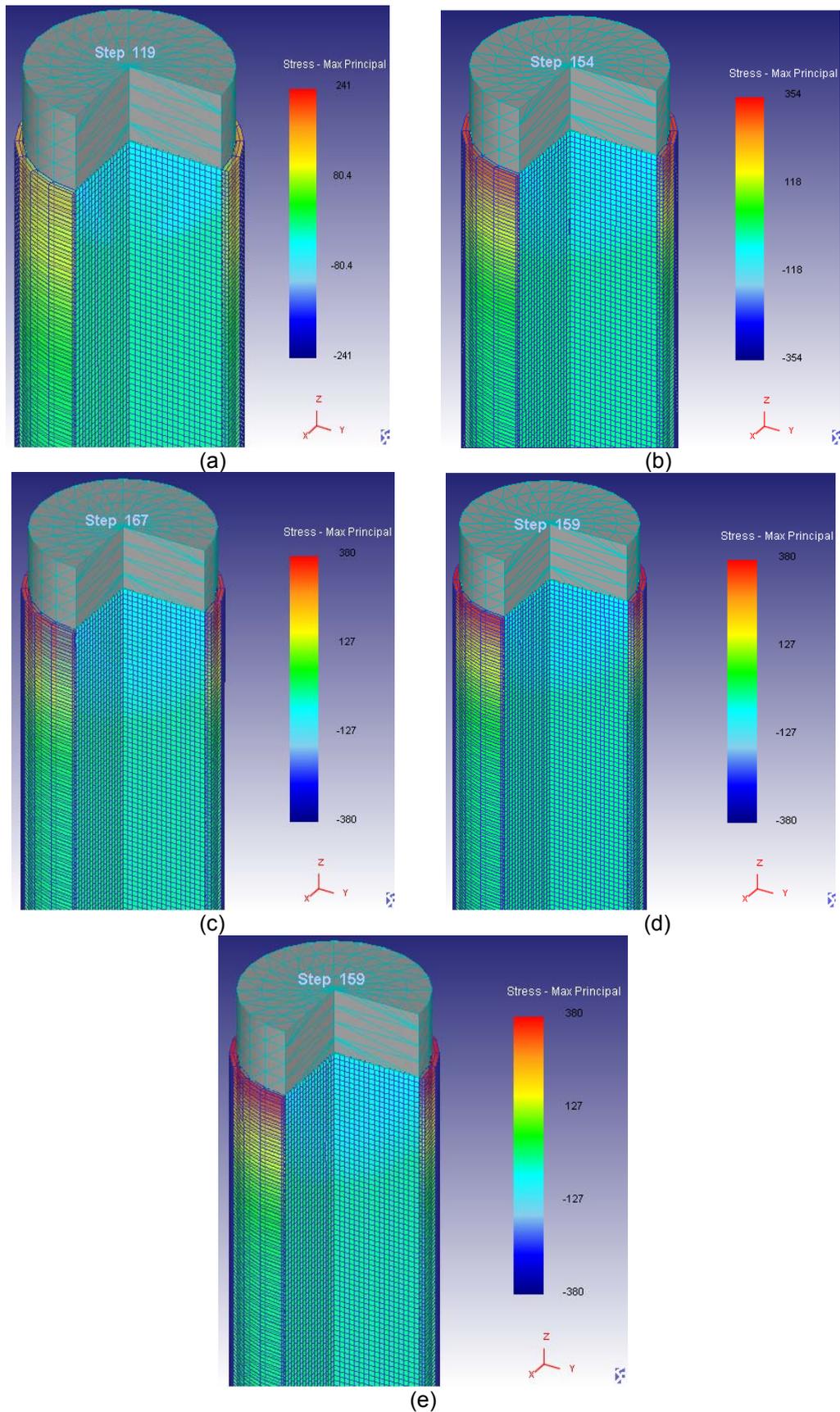


Figura 93 – Tensão Máxima Principal em 3-D para os corpos-de-prova da série 1. Tensões de aderência de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

Dados da simulação como resistência à compressão e deslocamento do conjunto estão descritos na tabela 25.

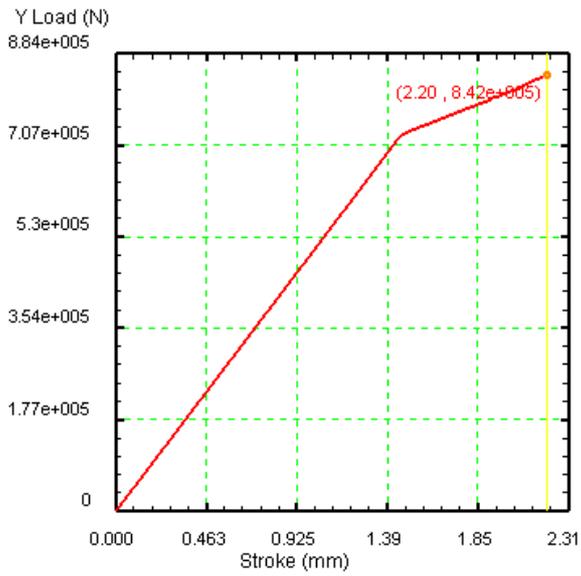
Tabela 25 – Resultados da simulação do pilar tubular circular preenchido com carregamento atuando no conjunto (aço e concreto).

Série	fck (MPa)	Atrito (MPa)	Carga (N)	Raio (mm)	Tensão (MPa)	Deslocamento (mm)
2_35_12	35	0,12	840 x10 ³	0,53	95,18	2,20
2_35_24	35	0,24	840 x10 ³	0,53	95,18	2,20
2_35_36	35	0,36	841 x10 ³	0,53	95,30	2,20
2_35_48	35	0,48	842 x10 ³	0,53	95,41	2,21
2_35_60	35	0,60	842 x10 ³	0,53	95,41	2,20
2_50_12	50	0,12	968 x10 ³	0,53	109,69	2,24
2_50_24	50	0,24	970 x10 ³	0,53	109,91	2,25
2_50_36	50	0,36	967 x10 ³	0,53	109,57	2,25
2_50_48	50	0,48	972 x10 ³	0,53	110,14	2,26
2_50_60	50	0,60	970 x10 ³	0,53	109,91	2,24
2_65_12	65	0,12	1100 x10 ³	0,53	124,64	2,57
2_65_24	65	0,24	1100 x10 ³	0,53	124,64	2,56
2_65_36	65	0,36	1100 x10 ³	0,53	124,64	2,57
2_65_48	65	0,48	1100 x10 ³	0,53	124,64	2,56
2_65_60	65	0,60	1100 x10 ³	0,53	124,64	2,56

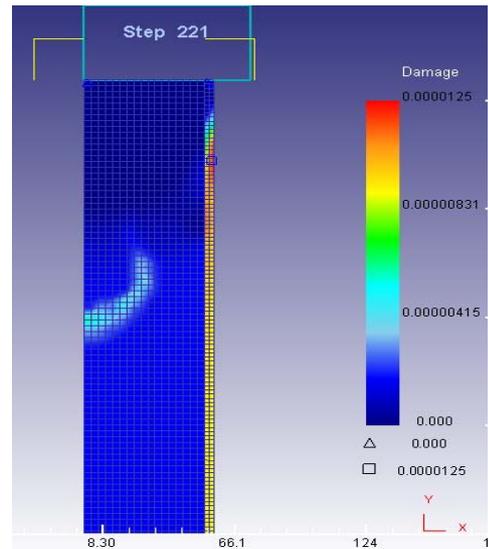
A simulação da série 2 demonstra que a variação do coeficiente de atrito não influencia de forma expressiva em relação ao ganho de resistência à compressão. Os valores para o concreto com fck de 35 e 50 MPa obtiveram aumentos de aproximadamente 0,5%, valor esse, insignificativo para o comportamento estrutural em campo. Para o concreto com fck de 65 MPa, os valores mantiveram os mesmos apesar da variação do coeficiente de atrito.

Observa-se que o efeito de confinamento aumenta em 2,7 vezes o valor da resistência à compressão do concreto para o fck de 35 MPa, assim como aumenta em 2,2 vezes para o concreto de 50 MPa e 2 vezes para o concreto de 65 MPa.

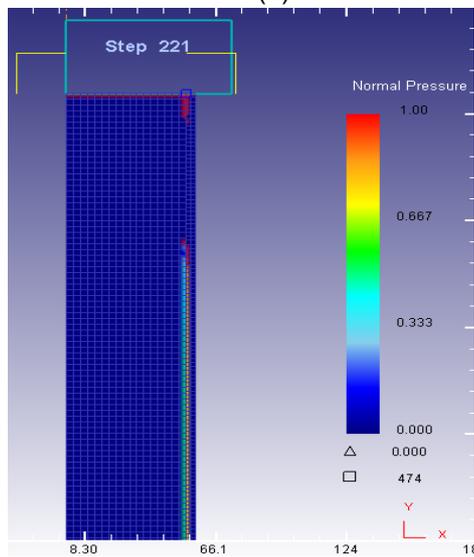
Os gráficos de todas as simulações demonstraram comportamentos bem próximos, sendo assim, a figura 94 representará todos os resultados da amostra do concreto com fck de 35 MPa, com 0,60 MPa de coeficiente de atrito e carregamento atuando simultaneamente no perfil tubular circular e no núcleo de concreto.



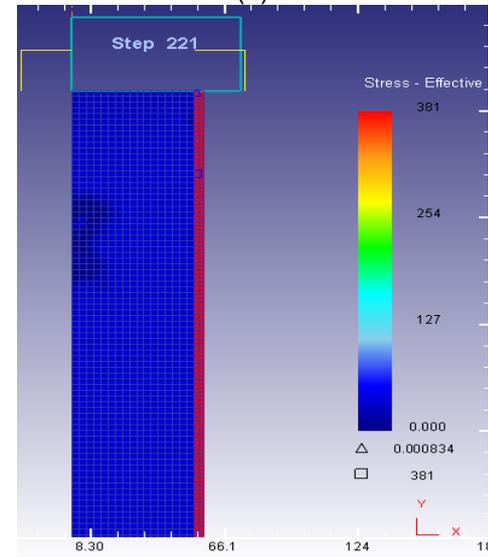
(a)



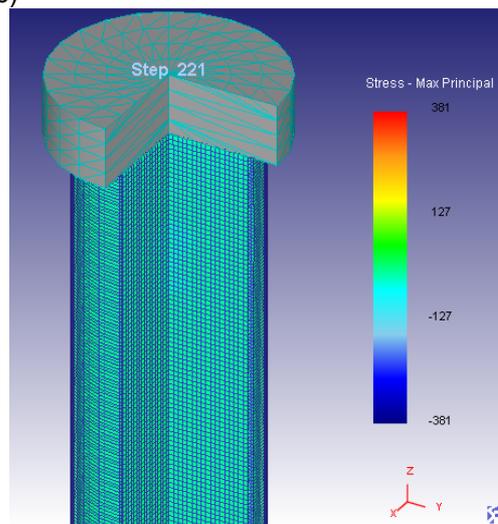
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 94 – Série 2_35_0,60. Gráfico carregamento versus deslocamento (a) Efeito do dano (b) Pressão Normal (c) Tensão efetiva (d) Tensão principal (e).

Na figura 94 (b) é interessante observar o comportamento nas extremidades do perfil, quando núcleo do concreto é menos solicitado, a parede de aço sofre as maiores tensões.

A letra (c) ilustra a pressão normal atuando de forma intensa na extremidade do perfil e de forma gradual na área central, concentrado na extremidade do núcleo de concreto com a parede do perfil metálico.

A letra (d) representa a tensão efetiva que atua no conjunto, sendo que, o perfil tubular sofrerá as maiores tensões.

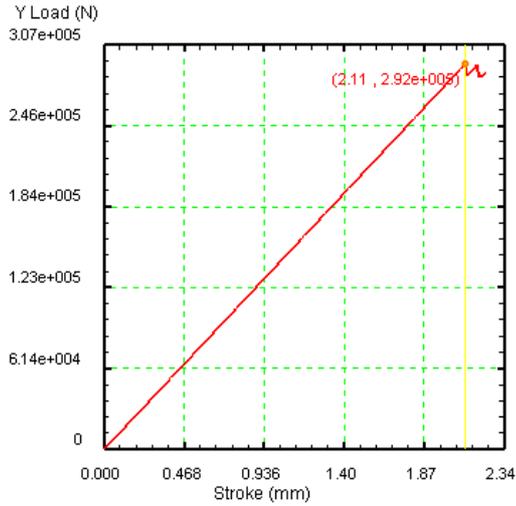
A tensão principal será distribuída por toda a amostra de forma equivalente conforme ilustrado na letra (e).

Para a simulação dos materiais isoladamente, foram executadas 4 simulações. A primeira utilizou o núcleo de concreto com 35 MPa, a segunda com 50 MPa, a terceira com o fck de 65 MPa e a quarta simulação abordou o perfil tubular circular de aço. Os resultados obtidos encontram-se descritos na tabela 26.

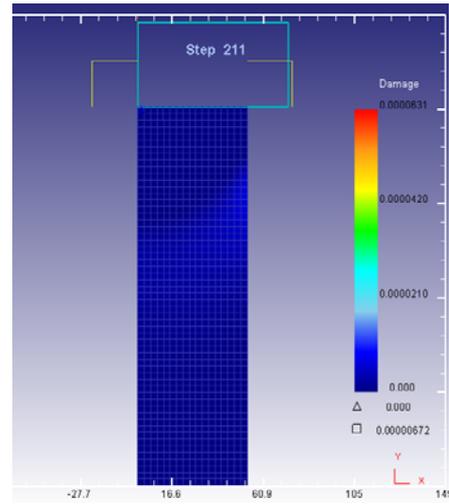
Tabela 26 – Resultados da simulação para carregamento dos elementos isolados, corpos-de-prova de concreto e perfil metálico.

Série 3	fck (MPa)	fy (MPa)	Carga (N)	Área (mm ²)	Tensão (MPa)	Deslocamento (mm)
Concreto	35	0	292 x10 ³	8824,75	33,08	2,11
Concreto	50	0	415 x10 ³	8824,75	47,02	2,14
Concreto	65	0	541 x10 ³	8824,75	61,30	2,44
Aço	0	350	558 x10 ³	1386,07	402,59	12,4

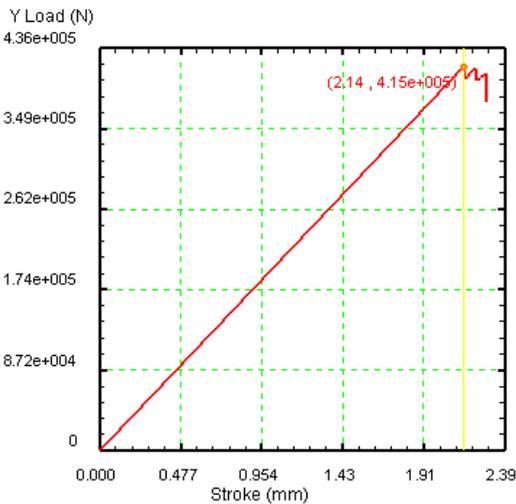
A figura 95 representa o comportamento das amostras da série 3 para cada tipo de concreto, 35 MPa, 50 MPa e 65 MPa.



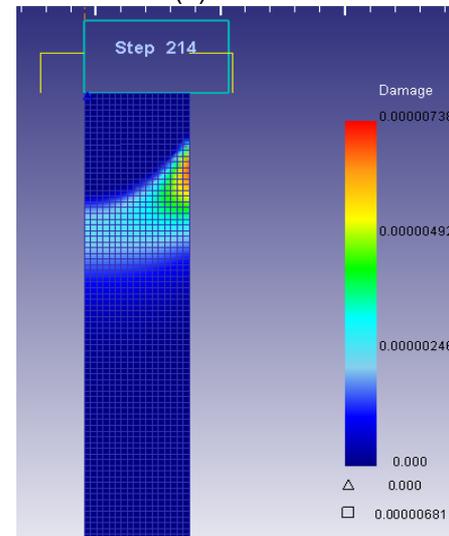
(a)



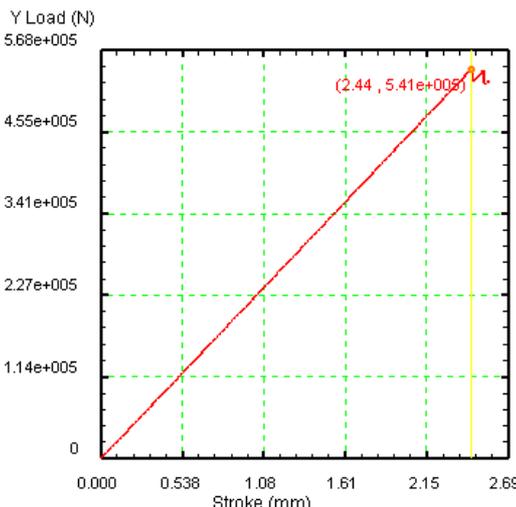
(b)



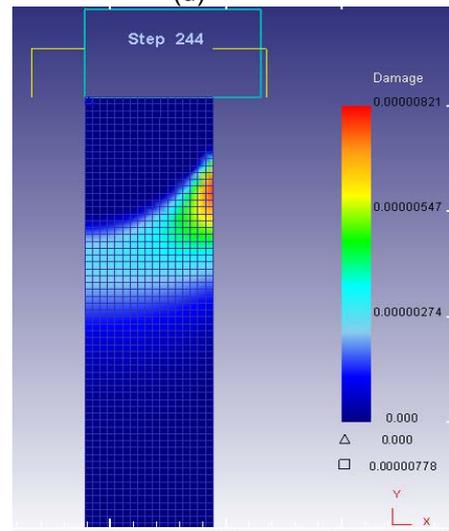
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 95 – Série 3_Concretos. Gráfico carregamento versus deslocamento 35 MPa (a) Efeito do dano 35 MPa (b) Gráfico carregamento versus deslocamento 50 MPa (c) Efeito do dano 50 MPa (d) Gráfico carregamento versus deslocamento 65 MPa (e) Efeito do dano 65 MPa (f).

Os resultados demonstram que os comportamentos dos concretos escolhidos no *software* apresentaram características bem próximas às esperadas, como valores de resistência à compressão (f_{ck}) para os concretos de 35, 50 e 65 MPa.

Como os resultados apresentaram semelhanças para todas as amostras dessa série, a figura 96 ilustra o comportamento do concreto de 35 MPa simulado na série 3 podendo ser extrapoladas para os outros componentes da série em concreto.

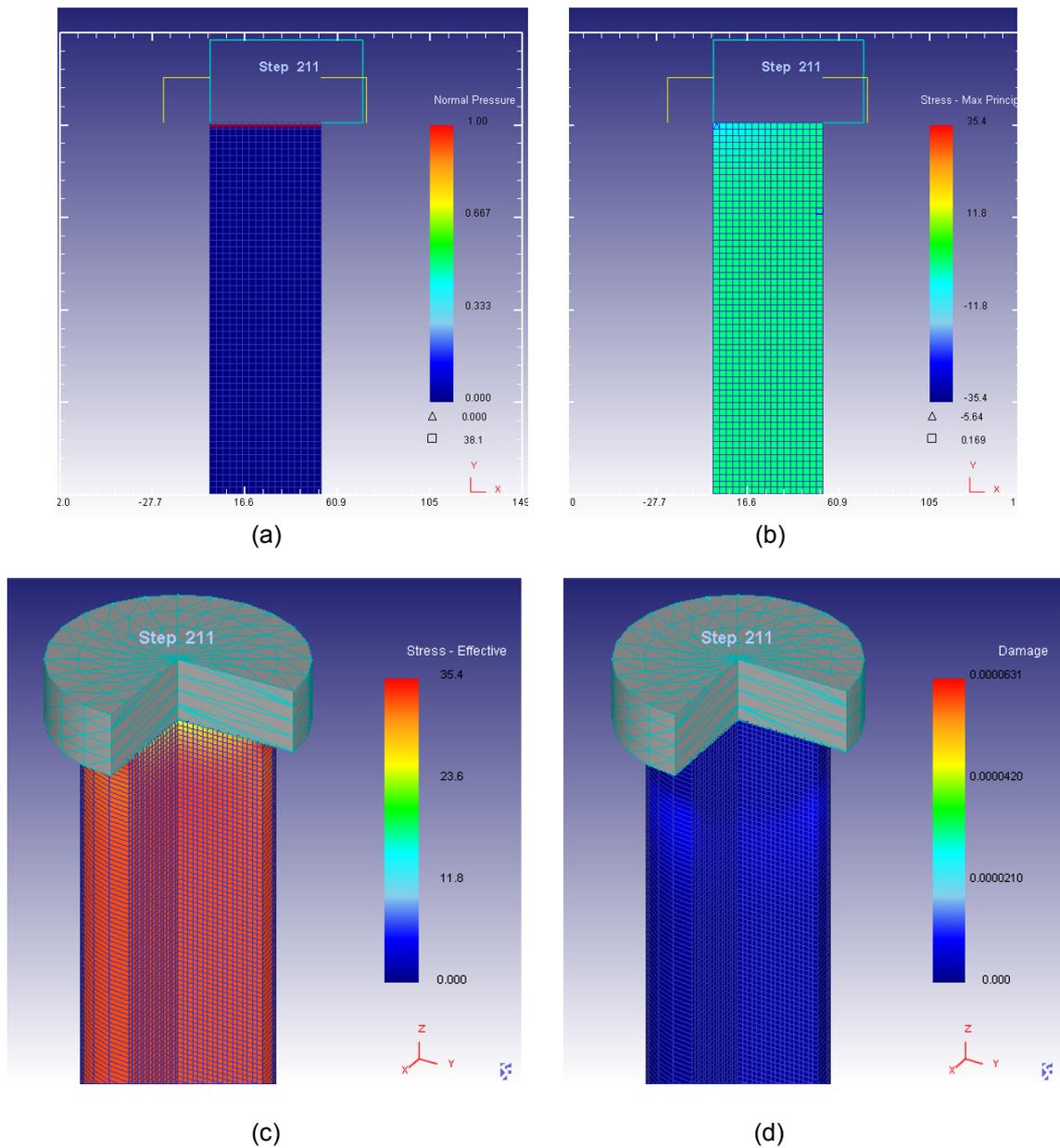


Figura 96 – Série 3_Concreto_35. Pressão Normal (a) Tensão Principal (b) Tensão efetiva (c) Efeito do dano (d).

Na figura 96 (a) é demonstrada a pressão normal atuando de forma uniforme e distribuída no topo da amostra.

A tensão principal apresenta, no topo da amostra, concentrada na região central, um valor distribuído menor que o apresentando no restante da amostra simulada (b).

A letra (c) representa a tensão efetiva, obtendo um comportamento semelhante às demonstradas sobre a atuação da tensão principal.

O efeito do dano (e) demonstra a concentração do carregamento no topo da amostra formando um tronco de cone na amostra.

A escolha do tipo de aço na biblioteca do DEFORM também condiz com a condição real de trabalho do material metálico apresentado para a tensão de escoamento do aço (f_y) de 350 MPa. A figura 97 ilustra o comportamento do aço simulado na série 3.

A letra (a) ilustra o gráfico carregamento versus deslocamento do perfil metálico solicitado à compressão isoladamente. A tensão de escoamento registrou o valor de 402,59 MPa para o perfil sem costura circular, valor esse, válido para o aço escolhido para os ensaios experimentais.

O comportamento do aço a flambagem local de alma (FLA) está representado na letra (b), efeito do dano, onde se pode observar a deslocamento da parede do perfil metálico nas extremidades da amostra.

A tensão efetiva representa o f_y , tensão de escoamento do aço distribuída uniformemente por toda a amostra (c).

A letra (d), tensão principal, ilustra o comportamento semelhante ao representado na ilustração do efeito do dano, podendo ser caracterizado pelos valores médios da tensão e distribuição de concentrações onde ocorreu a flambagem local de alma.

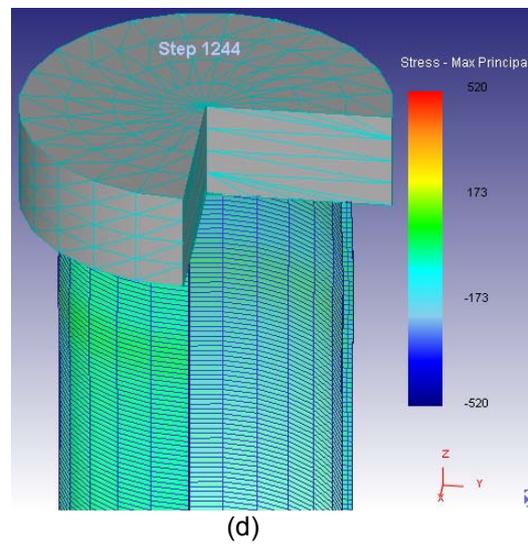
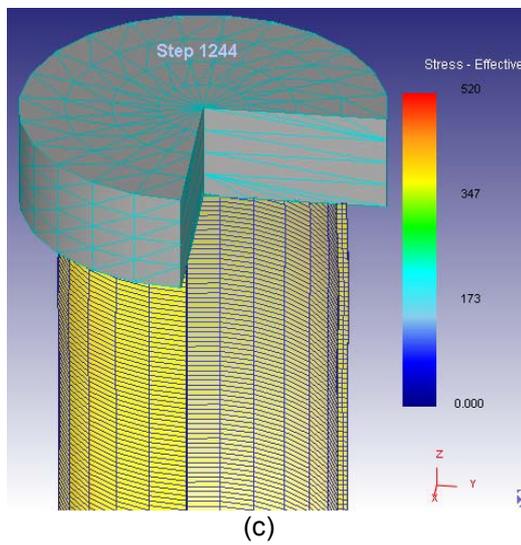
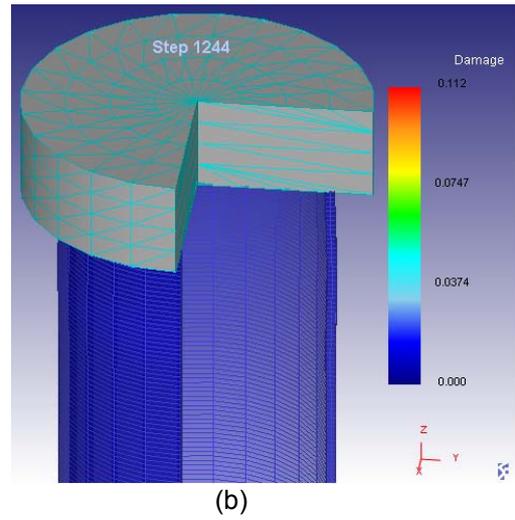
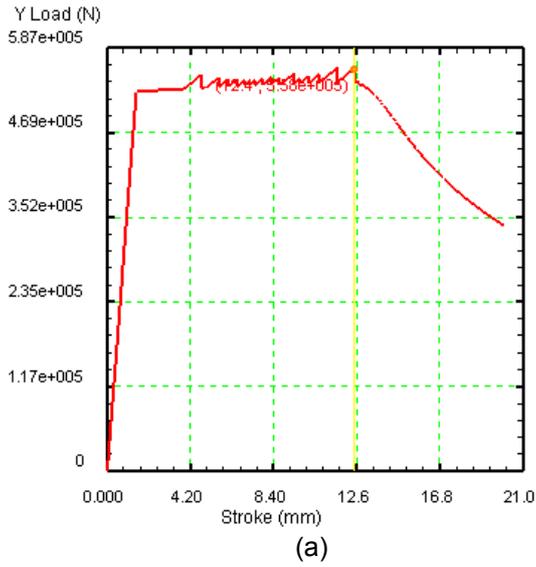


Figura 97 – Série 3_Aço. Gráfico carregamento versus deslocamento (a) Efeito do dano (b) Tensão efetiva (c) Tensão principal (d).

Todos os resultados obtidos na análise computacional são encontrados nas referências bibliográficas analisadas para este trabalho. A figura dos estudos de HAN (2002) para o modo típico de falha de pilares mistos é um exemplo que os resultados obtidos nas simulações computacionais sejam válidos.

6. CONCLUSÕES

Após avaliar a influência do estado superficial interno sobre a aderência entre o aço e o concreto em perfis tubulares preenchidos ensaiados experimentalmente, no presente trabalho concluiu-se que:

- No início de todos os ensaios, os três tipos de aderências (por adesão, por atrito e mecânica) influenciam no acréscimo do valor do carregamento. A aderência por adesão foi considerada local e eliminada assim que ocorreu o deslocamento do núcleo de concreto. A partir desse ponto, o atrito e a aderência mecânica promoveram o crescimento da curva até o pico. O pós-pico (após ter atingido a carga máxima) é caracterizado pela perda da aderência por atrito, sinalizado com o leve declínio do carregamento. A atuação isolada da aderência mecânica foi caracterizada por manter os valores de carregamento constantes apesar dos deslocamentos.
- A presença da oxidação superficial interna nos perfis metálicos contribuiu para o aumento da resistência ao deslizamento entre o aço e o concreto conforme resultados apresentados no programa experimental. Existiu um evidente efeito benéfico da tensão de aderência com a presença da pátina interna.
- A transferência do carregamento do núcleo de concreto para as paredes do perfil metálico foi maior nos perfis circulares do que nos perfis quadrados e retangulares. Apesar da área do núcleo de concreto ser maior na série circular (prejudicial para a transferência de carregamento), o resultado da força suportada pelos modelos, em comparação às outras séries, demonstrou que a transferência ocorre de maneira uniforme devido à geometria dos perfis circulares.

- A tensão de aderência foi influenciada pela espessura do perfil tubular e conseqüentemente pela maior área de aço. Nos ensaios, o perfil com maior área de aço apresentou um dos maiores carregamentos. A maior espessura apresentou a maior resistência do perfil metálico à transmissão do carregamento pelo núcleo de concreto.
- A tensão de aderência foi influenciada pela área de confinamento do concreto. Nos ensaios, o perfil com maior confinamento (menor área de concreto), apresentaram um dos maiores carregamentos. Houve uma melhor transmissão do carregamento e conseqüentemente maior força para vencer a tensão de aderência.
- Qualquer tipo de impureza na camada superficial do perfil metálico irá influenciar na tensão de aderência entre o aço e o concreto. Nos ensaios, os resquícios do óleo da produção para a fabricação dos perfis tubulares quadrados com costura, interferiram de forma negativa no comportamento da tensão de aderência. Toda impureza deve ser totalmente removida para o preenchimento de pilares tubulares mistos.
- A norma vigente no Brasil para o cálculo de pilares mistos tubulares preenchidos adota valores conservadores para a tensão de aderência. Todas as médias obtidas nos ensaios em laboratório foram superiores aos valores sugeridos na NBR 14323:99 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – Procedimento e na revisão da norma NBR 8800:2003.
- Apesar de todo o esforço de ambas as empresas envolvidas no processo de doação do material, houve uma pequena variação dos perfis solicitados (pequena variação da área de aço), o que não invalida os resultados obtidos.

O presente trabalho conclui, após análise numérica de pilares tubulares circulares preenchidos solicitados ao carregamento axial, que:

- O efeito de confinamento aumenta o desempenho dos concretos com relação a resistência à compressão. As análises demonstram um ganho na resistência do concreto devido ao confinamento do perfil metálico. Em todas as modelagens os resultados apresentaram valores superiores aos do f_{ck} determinados.
- A tensão de aderência contribui para o aumento da resistência ao deslizamento. Na análise numérica, o carregamento aumenta com o aumento da tensão de aderência principalmente para f_{ck} menores.
- A resistência do pilar à compressão aumenta com o aumento do f_{ck} (resistência característica à compressão) do concreto. As modelagens mostraram, que o modelo com f_{ck} de 65 MPa apresentou um acréscimo mínimo na resistência, ao contrário do modelo de 35 MPa que apresentou um aumento significativo resistência à compressão.
- As diferentes tensões de aderência para modelagens com as mesmas características pouco influenciam na resistência à compressão do conjunto (aço e concreto).
- O fenômeno de confinamento transfere o carregamento do núcleo de concreto para as paredes do perfil metálico. As figuras geradas pelo *software* demonstram essa transferência em todas as simulações.
- Com a geração das figuras em 3D foi possível analisar o comportamento das paredes do perfil tubular metálico vazado, deformações localizadas, após atingir a tensão de escoamento do aço.
- É possível simular o comportamento real dos materiais aço e concreto, em pilares tubulares metálicos preenchidos com concreto, através de análise numérica.

É possível concluir que o estudo sobre o tema contribuiu para ampliar as pesquisas relacionadas às estruturas mistas que utilizam pilares tubulares preenchidos.

7. SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Algumas sugestões para futuros trabalhos relacionados ao tema:

- Comparação da resistência à compressão, experimentalmente, em perfis tubulares preenchidos com a presença da oxidação interna.
- Comparação dos resultados computacionais à compressão com valores de ensaios experimentais.
- Comportamento da aderência com a utilização de concretos com diferentes resistências e adensamentos.
- Influência do concreto de alta resistência no comportamento da resistência à compressão em pilares mistos.
- Influência do concreto de alta resistência no comportamento da resistência ao incêndio para pilares mistos.
- Características dos agregados no comportamento do concreto para uso em pilares mistos.
- Características do *Slump* e *Flow* no comportamento do concreto para uso em pilares mistos.
- Características da aeração no comportamento do concreto para uso em pilares mistos.
- Características do tempo de cura no comportamento do concreto para uso em pilares mistos.
- Uso de concreto leve para preenchimento dos pilares metálicos.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABCEM. Manual de Projetos e Construção. São Paulo. 2000.

AGUIAR, J. E. (2006). Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis. Belo Horizonte. 173p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia – Departamento de Materiais e Construção – Universidade Federal de Minas Gerais.

AGUILAR, M. T. P., SILVA, A. P., CORRÊA, E. C. S., CETLIN, P. R. (2006). Análise da capacidade de deformação do concreto: módulo de Young x módulo de deformação. 17° CBECIMAT – Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, 15 a 19 de novembro de 2006, Foz do Iguaçu, PR, Brasil.

ALMEIDA, L. C. (2002). Fundamentos do concreto armado – Notas de aula da disciplina AU414 Estruturas IV – Concreto armado. Universidade Estadual de Campinas – Engenharia Civil – Departamento de Estruturas, 2002.

ALVA, G. M. S., MALITE, M. (2005). Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto. Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). NBR 14323 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 8800 Textobase de Revisão. Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios. Rio de Janeiro.
- BARBOSA, K. C. (2005). Avaliação experimental do fenômeno de retração em alvenaria de blocos de concreto. São Carlos. 233p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- BEZERRA, A. C. S. (2007). Influência das variáveis de ensaios nos resultados de resistência à compressão de concretos: uma análise experimental e computacional. Belo Horizonte. 137p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia – Departamento de Materiais e Construção – Universidade Federal de Minas Gerais.
- BRAGA, T. M. G. Cronologia do Uso dos Metais, 2004 Disponível em: http://www.metallica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=107
Acesso em 08/02/2008.
- CARRAZEDO, R. (2005). Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisamentos com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão. São Carlos. 242p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- CREMONINI, R. A., DAL MOLIN, D. C. C., CECCATTO, D. M., MANCIO, M., GOULART, J. (2001). Desenvolvimento de um Método de Dosagem de Concretos de Alta Resistência com Baixo Consumo de Cimento. Instituto Brasileiro do Concreto – 43º Congresso Brasileiro do Concreto, 2001.
- DA SILVA, R. D. (2006). Estudo da aderência aço – concreto em pilares mistos preenchidos. São Carlos. 137p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- DE NARDIN, S. (1999). Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência. São Carlos. 148p.

Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

DE NARDIN, S. (2003). Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar. São Carlos. 323p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

DELALIBERA, R. G. (2002). Análise teórica e experimental de vigas de concreto armado com armadura de confinamento. São Carlos. 198p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

ELREMAILY, A., AZIZINAMINI, A. (2002). Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Construction Steel Research* 58 (2002).

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1994). ENV 1994-1-1: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels.

FIGUEIREDO, L. M. B. (1998). Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto. São Carlos. 142p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

FREIRE, L. (2003). Resistência de pilares de concreto de alta resistência interceptados por elementos de concreto de menor resistência. Rio de Janeiro. 119 p. Dissertação (Mestrado) – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

FURLONG, R. W. (1976). AISC Column Design Logic Makes Sense for Composite Columns, Too. *Engineering Journal / American Institute of Steel Construction / First Quarter / 1976*.

GIAKOUMELIS, G., LAM, D. (2004). Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Construction Steel Research* 60 (2004).

- GOIS, J. P., PITERI, M. A. (2002). Geração Automática de Malhas de Elementos Finitos e a Estrutura de Dados Winged-Edge Modificada. *Tendências em Matemática Aplicada e Computacional*, 3, No. 1 (2002), 121-130.
- GOMES, I. R. (2001). Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. Florianópolis. 152 p. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção – Universidade Federal de Santa Catarina.
- GOMES, N.S. (1994). Pilares mistos tubulares de aço e concreto. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- HAN, L. (2002). Tests on stub columns of concrete-filled RHS sections. *Journal of Construction Steel Research* 58 (2002).
- HAN, L., YAO, G. (2003). Behavior of concrete-filled hollow structural steel (HSS) columns with pre-load on the steel tubes. *Journal of Construction Steel Research* 59 (2003).
- HAN, L., YAO, G., ZHAO, X. (2005). Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC). *Journal of Construction Steel Research* 61 (2005).
- HASPARYK, N. P.; LOPES, A. N. M.; ANDRADE, M. A. S.; SANTOS, S. B. Deformações por Retração e Fluência. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1 cap. 22, p. 655-685. ISBN 85-98576-04-2
- HELMAN, H., CETLIN, P. R. (2005). *Fundamentos da conformação mecânica dos metais*. 2ª ed. – São Paulo: Artliber Editora, 260p.
- HUNAITI, Y., WAKABAYASHI, M., MASUO, K. (1992). Experimental evaluation of the effect of bond on the maximum capacity of composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*, v.2, n.2, p.39-55, Jun.

- ISA, M. M., CEA, A. A., RENÓFIO, A. (2004) Aderência entre concreto auto-adensável de alta resistência e armadura. *Acta Scientiarum Technology*, Maringá, v. 26, no. 2, p. 135-139, 2004.
- ISAIA, C. I. “Efeitos de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão da armadura”. Tese de Doutorado – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1995.
- IYENGAR, H. C., FURLONG, R. W., GRAHAM, R., HANSELL, W. C., HOOPER, I. M., MILEK, W. A., PINKHAM, C. W., WINTER, G. (1979). A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns *Engineering Journal / American Institute Of Steel Construction / Fourth Quarter / 1979*.
- JONHANSSON, M., GYLLTOFT, K. (2001). Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application. *Steel and Composite Structures*, Vol. 1, No. 4 (2001).
- JÚNIOR, J. B. M. S., MUNIZ, C. F. D. G. (2006), Avaliação de prescrições de normas sobre pilares mistos utilizando o método dos elementos finitos - III Congresso Internacional da Construção Metálica / III CICOM - abril, 2006 - Ouro Preto, MG, Brasil.
- KVEDARAS, A. K., KUDZYS, A. (2006). The structural safety of hollow concrete-filled circular steel members. *Journal of Construction Steel Research* 62 (2006).
- LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. (1977). *Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*. v.1. Rio de Janeiro, Interciência.
- LOTTI, R. S., MACHADO, A. W., MAZZIEIRO, E. T., JÚNIOR, J. L. (2006) Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos. *R Dental Press Ortodon Ortop Facial*, Maringá, v. 11, n. 2, p. 35-43, março/abril 2006.
- METHA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedade e materiais*. São Paulo, Pini, 573p.

- MIRZA, S.A (1989). Parametric study of composite column strength variability. Journal of Constructional Steel Research, v.2, n.2, p.121-137, Jun.
- PANNONI, F. D. (2004). Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. Coletânea do Uso do Aço, 2a. Edição, Volume 2, 2004.
- PINHEIRO, L. M., MUZARDO, C. D. (2003). Aços para Armaduras. Estruturas de Concreto – Capítulo 3, USP – EESC – Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003.
- QUEIROGA, M. V. M., GIONGO, J. S. (2003). Análise experimental de pilares de concreto de alto desempenho submetidos à compressão simples. Cadernos de Engenharia de Estruturas São Carlos, n. 21, p. 107-130, 2003.
- QUEIROZ, G., PIMENTA, R. J., MATA, L. A. C. (2001). Elementos das estruturas mistas aço – concreto. Ed. O Lutador, 336p.
- RAMOS, R. F., GIONGO, J. S. (2005). Pilares de concreto armado sob ação centrada com resistência do concreto de 25 MPa. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 27, p. 59-92, 2005.
- SILVA, E. J., RICCI, E. C., AKASAKI, J. L., TASHIMA, M. M., BARBOSA, M.B. (2006). Análise da Variação da Retração por Secagem em Argamassas com a Adição da Cinza de Casca de Arroz - Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto – Abril, 2006 ISBN 85-86686-36-0, Materiais Compósitos aplicados ao Projeto e Reforço de Estruturas de Concreto. SIMP0104 - p. 183-195.
- SILVA, F. G.; LIBORIO J. B. L. “Análise das propriedades mecânicas de concretos com agregados de $D_{máx} \leq 6,3$ mm e com diferentes tipos e teores de sílica.” In. 45º Congresso Brasileiro de Concreto, Vitória ES. 2003.
- STARK, J. W. B. (2001). European developments in steel and composite structures - VI International Seminar on The Use of Steel Structures in Civil Construction / I International Conference on Steel Construction – November, 2001 – São Paulo, SP, Brazil.

VIEST, I. M. (2003). Development of Design Rules for Composite Construction Engineering Journal / Fourth Quarter / 2003.

XIONG, D., ZHA, X. (2007). A numerical investigation on the behavior of concrete-filled steel tubular columns under initial stresses. Journal of Construction Steel Research 63 (2007).

9. APÊNDICE I – RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Devido à grande quantidade de dados gerados nos ensaios experimentais, através do software AqDados 7.02 da LYNX Eletrônica ligada à central de coleta de dados que registrou todo o tempo de duração dos ensaios, assim como o carregamento atingido e o deslizamento do concreto no interior dos tubos, foram anexados abaixo os gráficos de carregamento versus deslizamento para todos os corpos-de-prova.

AqDAnalysis 7.0 - AQ0932 - [Consulta 2]

Arquivo Análise Ferramentas Consulta Relatório Janela Ajuda

Info Sinais Eventos Sheet 1

PARÂMETROS	VALOR
Tipo de Arquivo	Série Temporal
Nome do Arquivo	C:\Francisco\Bruno\RI1nova.TEM
Data/hora	20/fev/2008 09:58:12
Comentário Principal	20070321MODELO1
Frequência de Amostragem	0,5 Hz
Duração	00:22:58
Número de Amostras / Canal	689
Número de Canais Ativos	2
Número de Eventos	0

Y1: -112,16 kgf
 T1: 0000:00:04.000
 Y2: -55,80 kgf
 T2: 0000:00:10.000
 ΔY: 56,36 kgf
 ΔT: 0000:00:06.000
 ΔY/ΔT: 9,39255 kgf/s
 1/ΔT: 0,166667 Hz

Info Sinais Eventos Sheet 1

Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-448629,9	474695,3
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Y1: -112,16 kgf
 T1: 0000:00:04.000
 Y2: -55,80 kgf
 T2: 0000:00:10.000
 ΔY: 56,36 kgf
 ΔT: 0000:00:06.000
 ΔY/ΔT: 9,39255 kgf/s
 1/ΔT: 0,166667 Hz

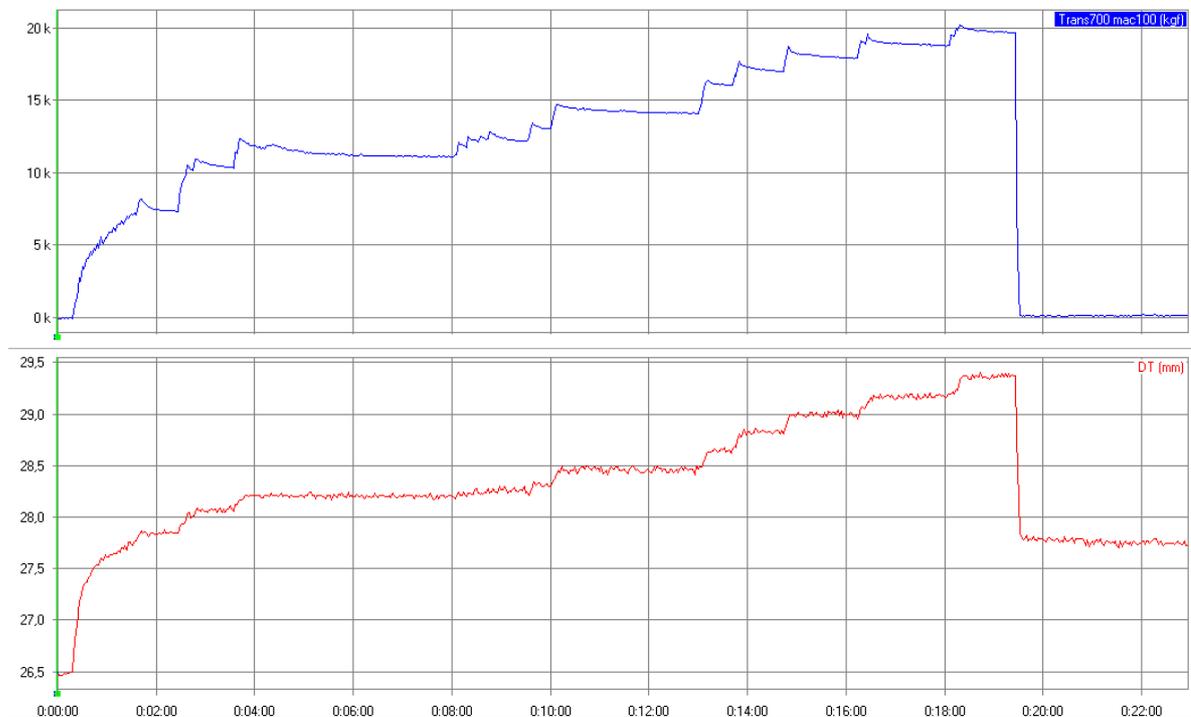


Figura 98 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R1.

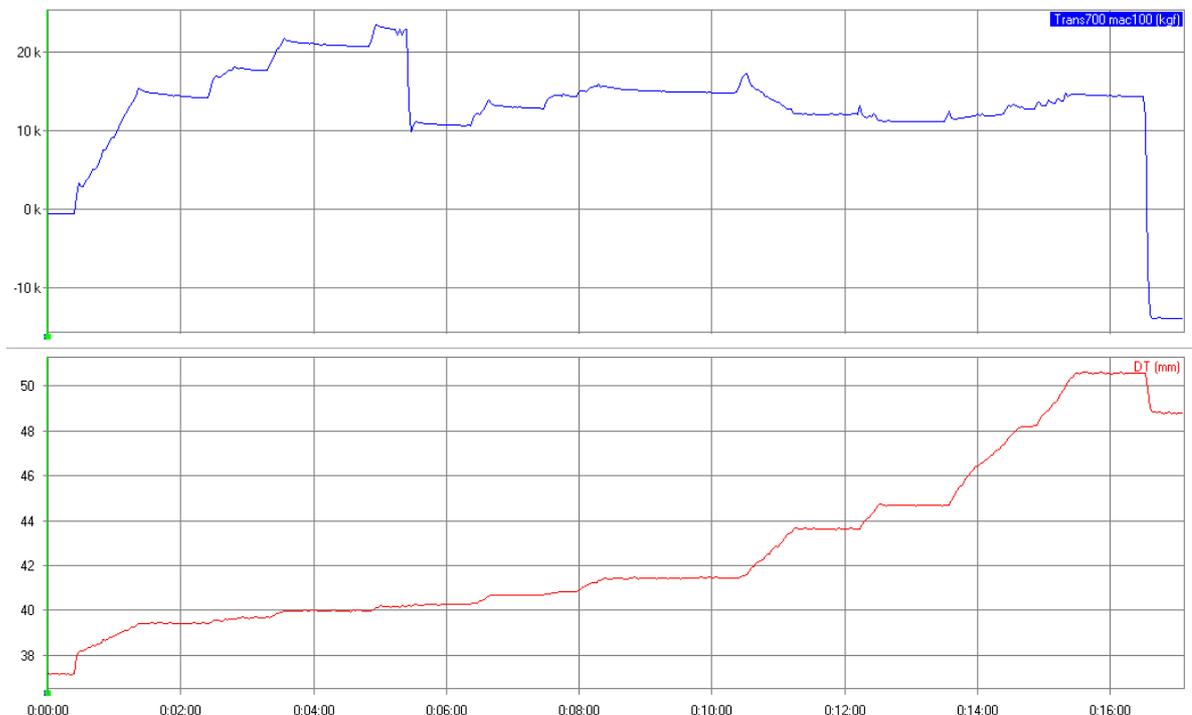
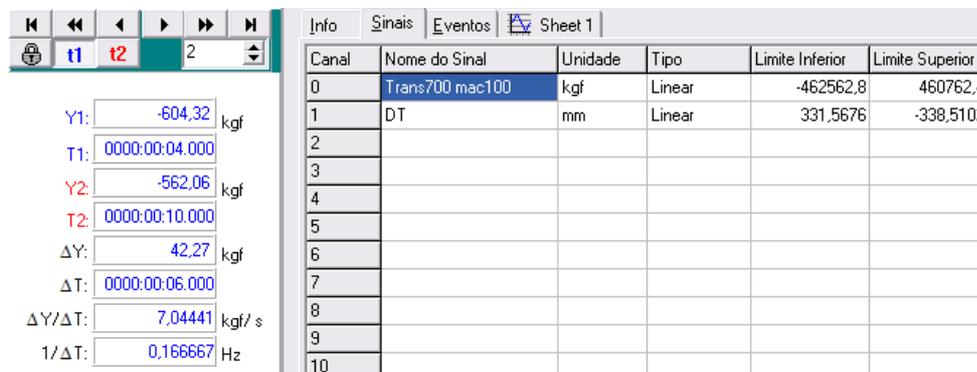
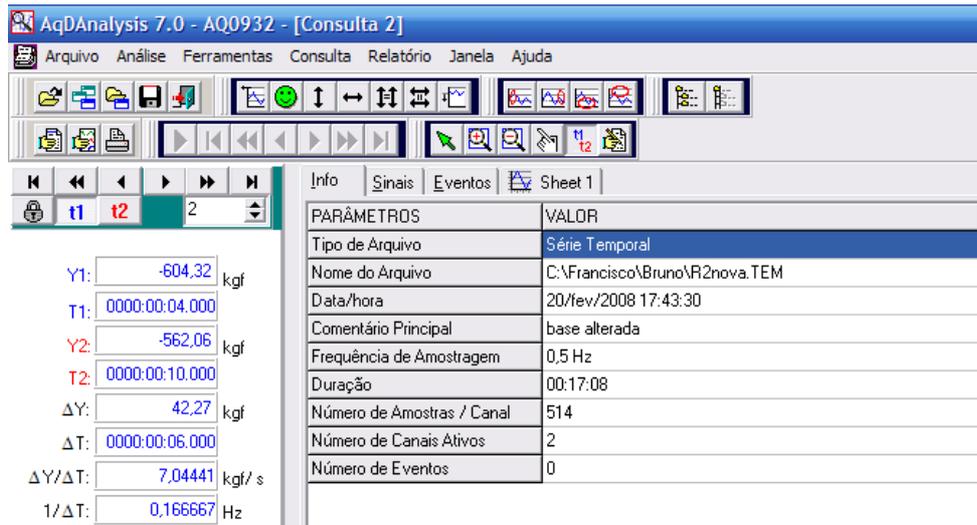


Figura 99 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R2.

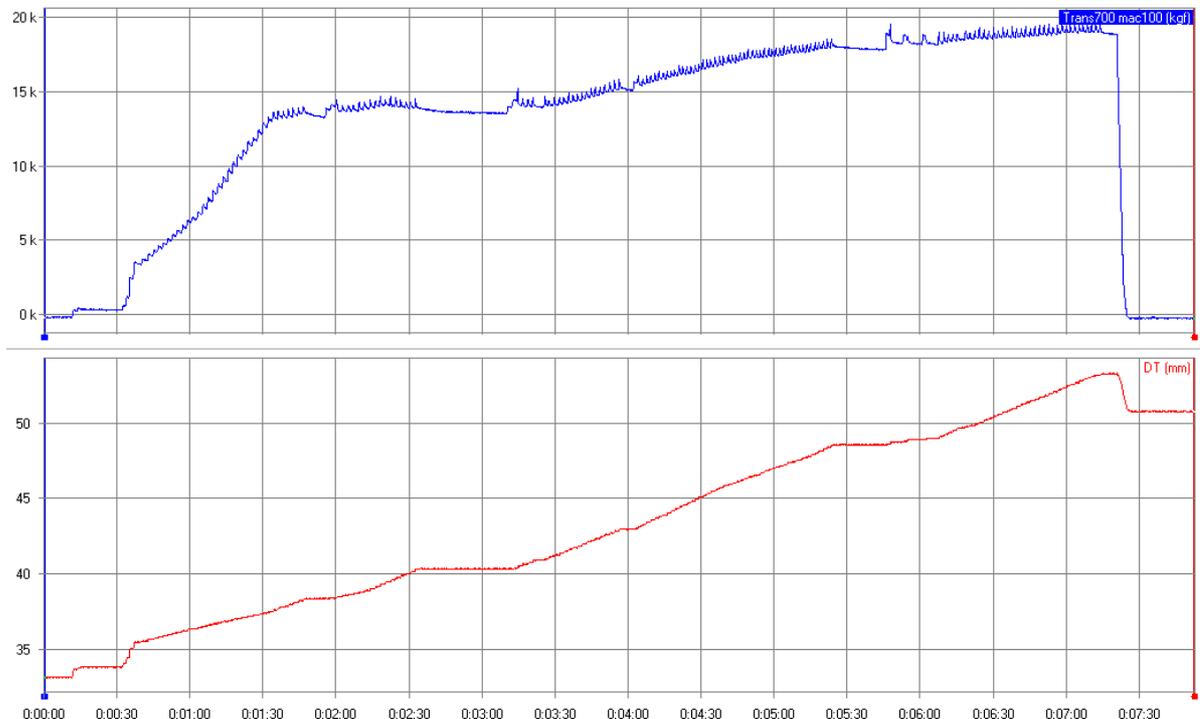
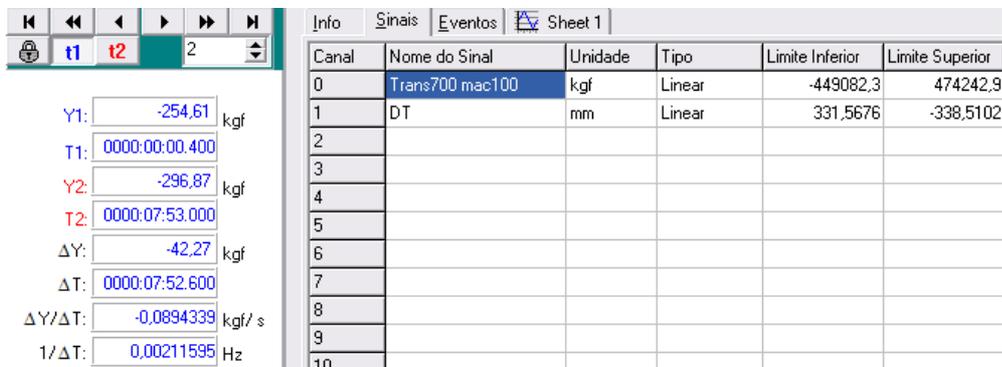
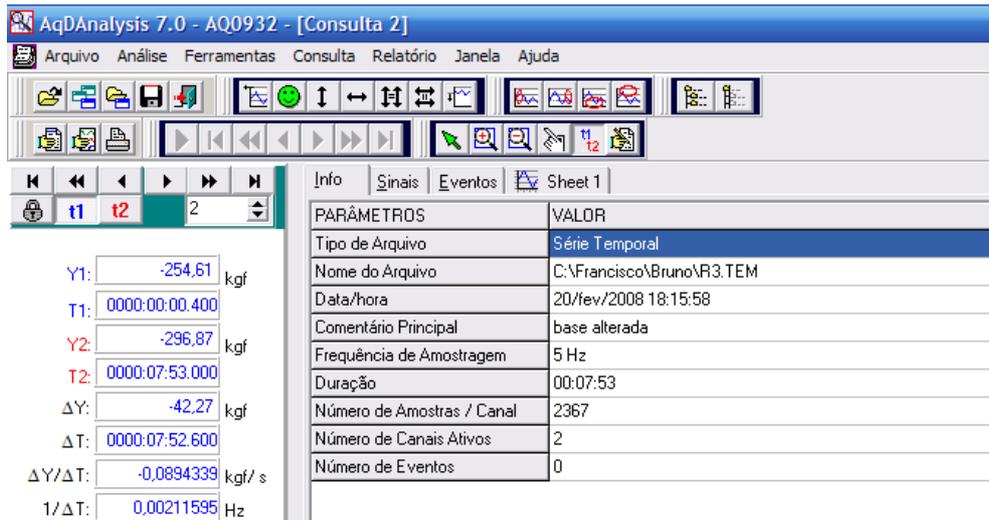


Figura 100 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R3.

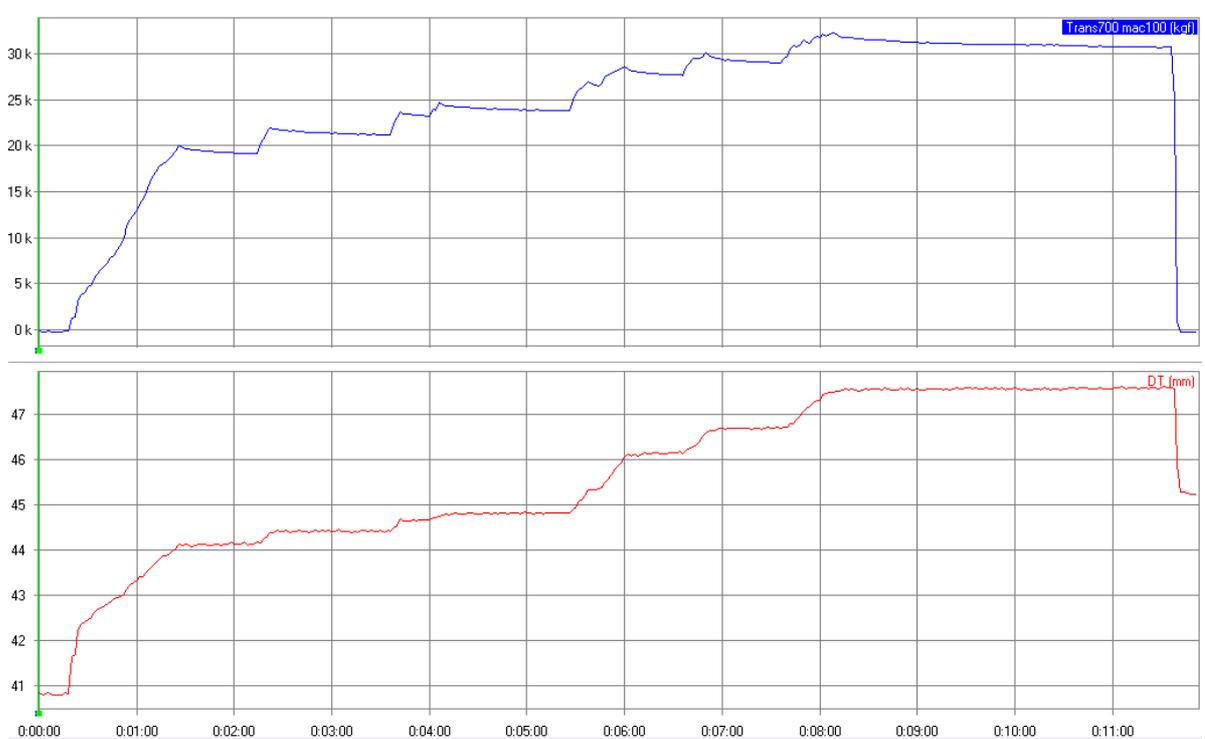
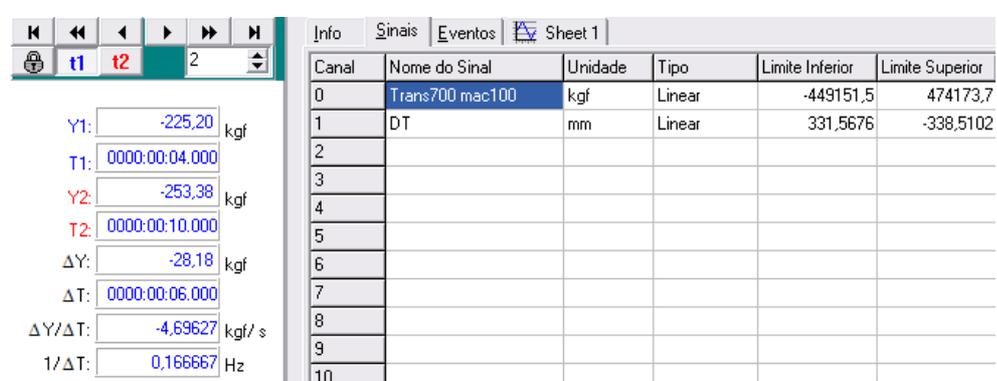
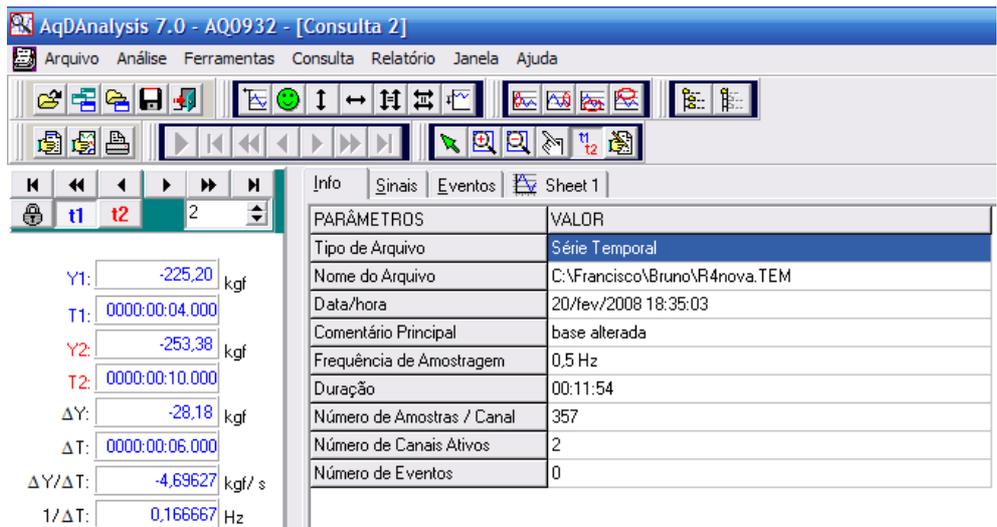


Figura 101 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R4.

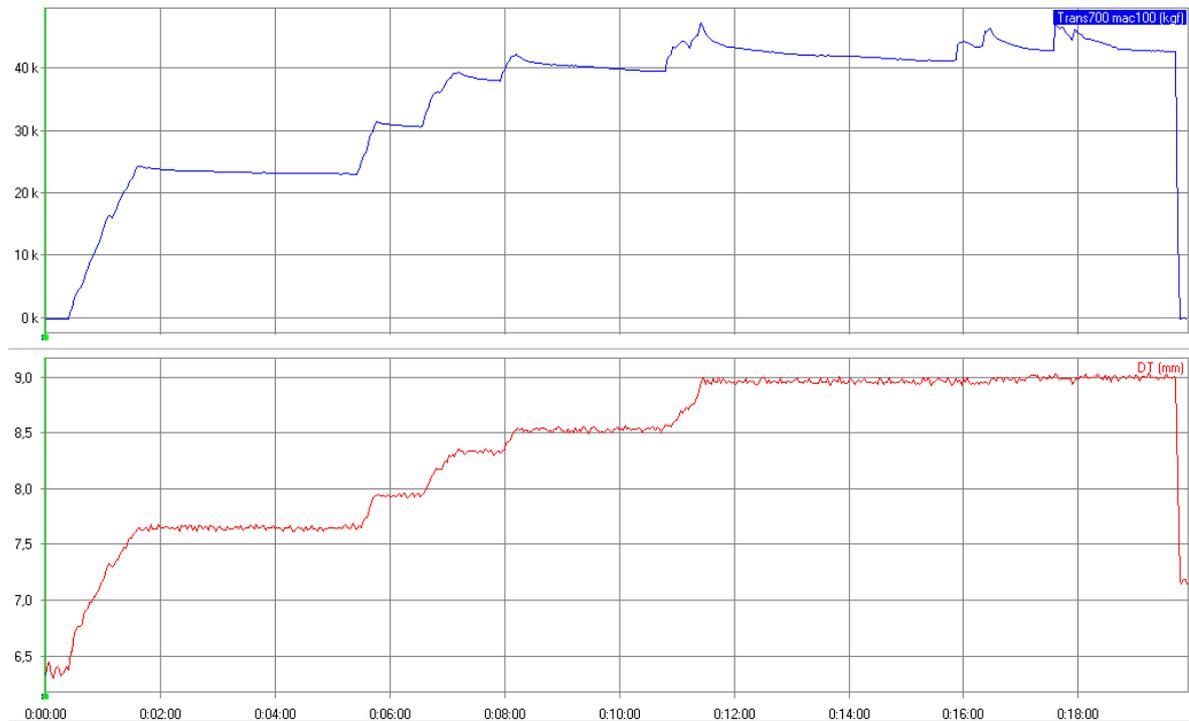
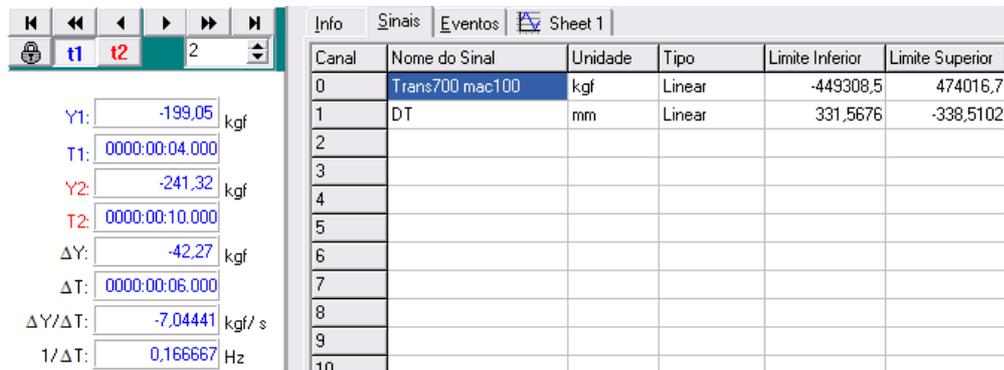
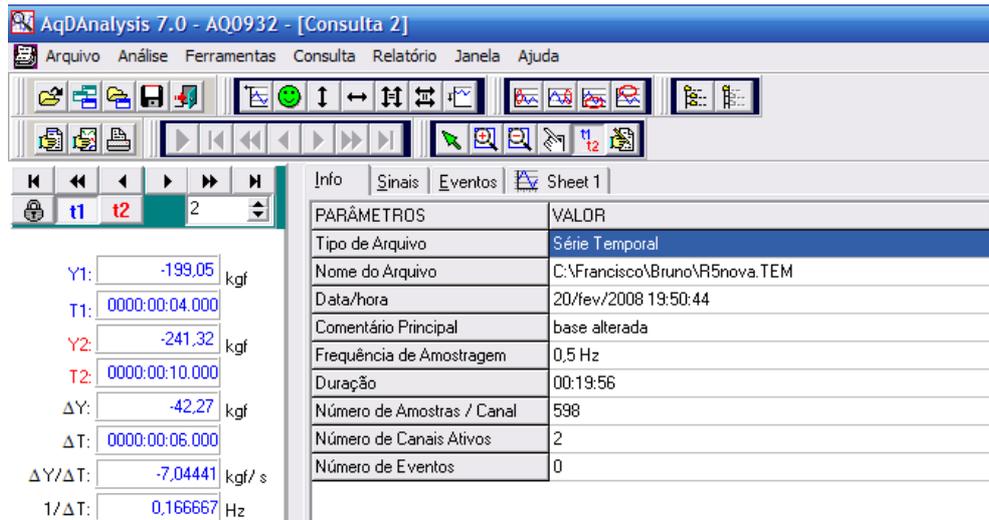


Figura 102 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R5.

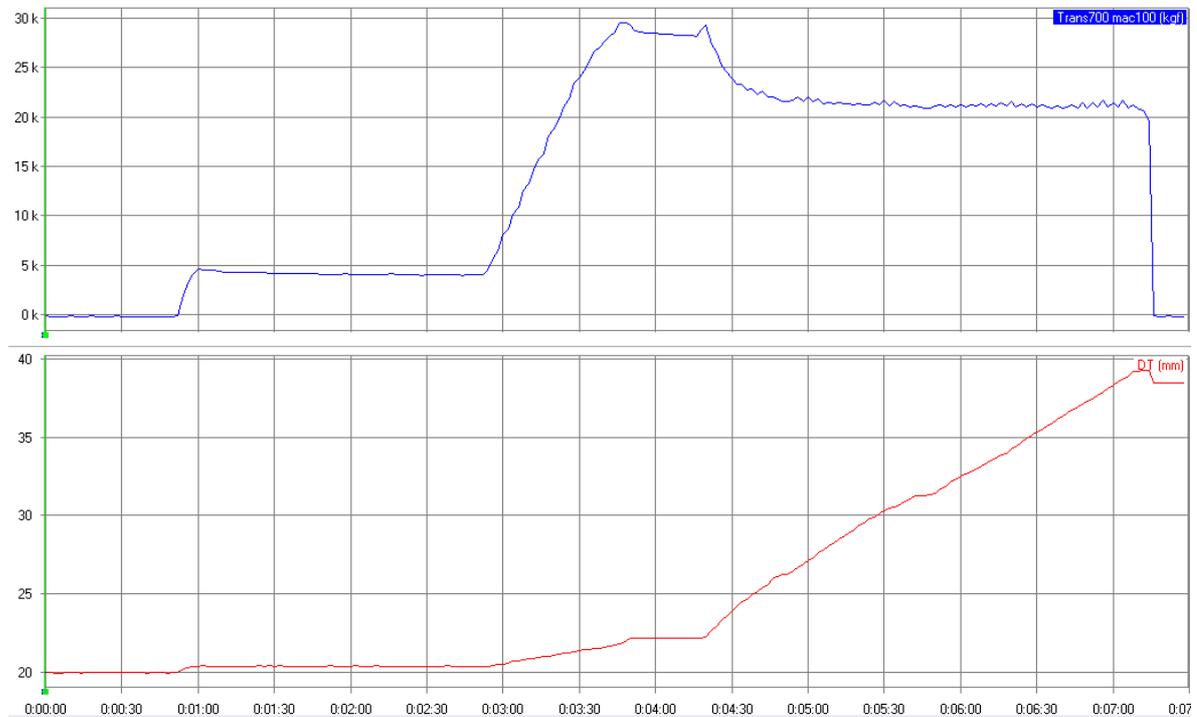
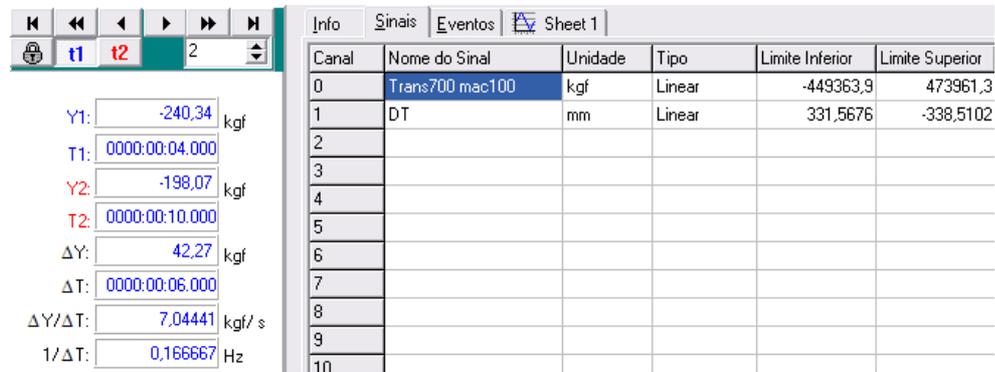
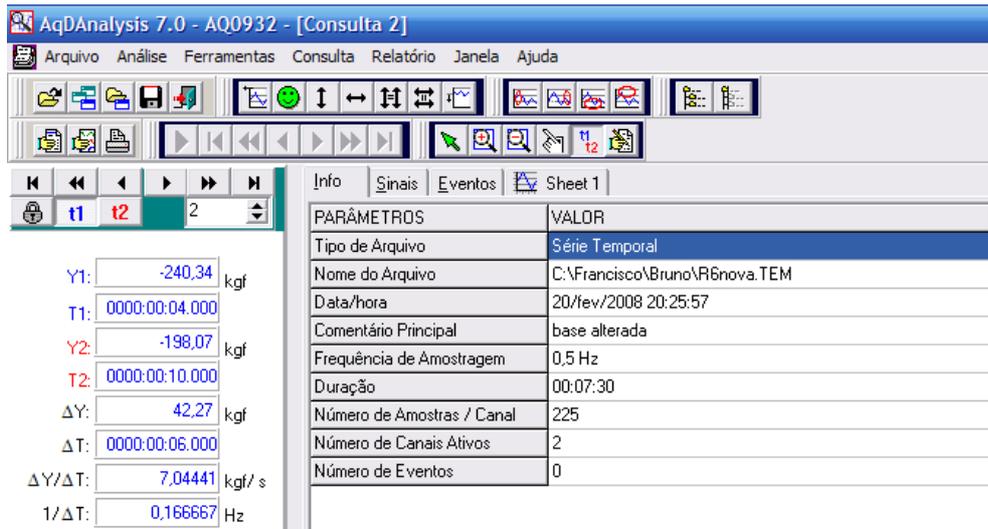


Figura 103 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R6.

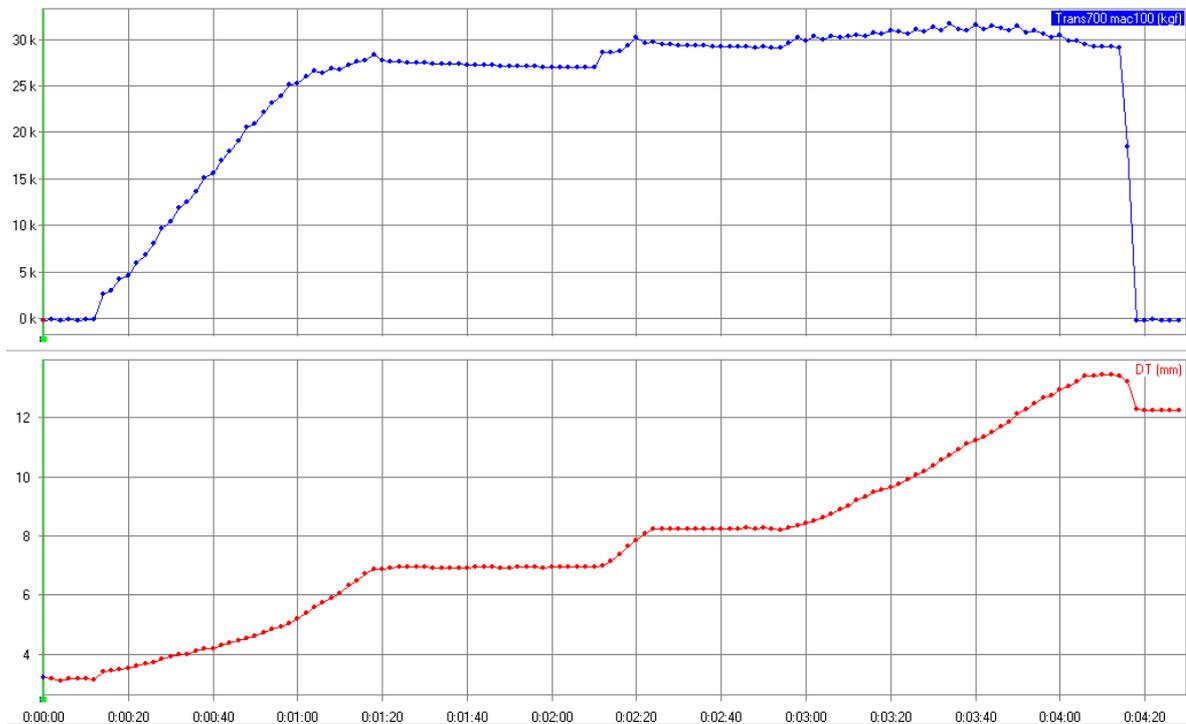
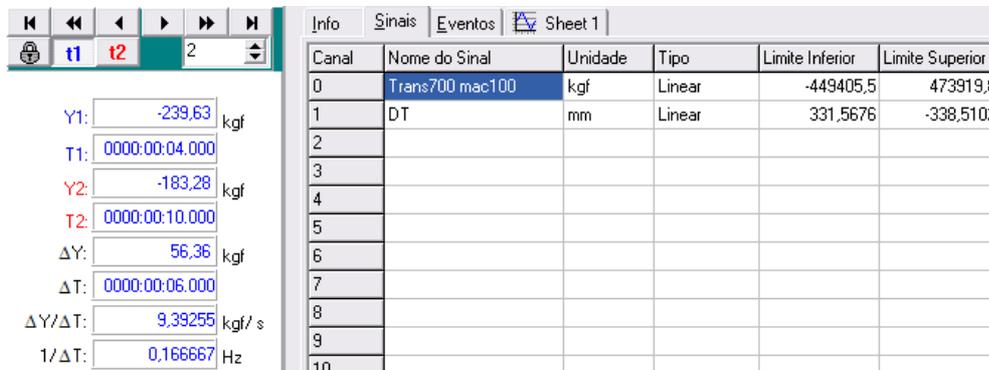
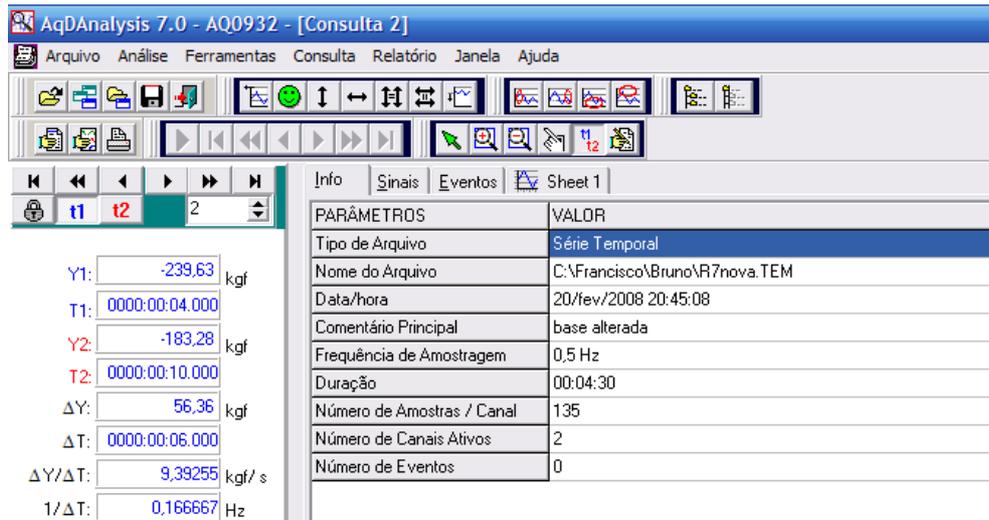


Figura 104 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R7.

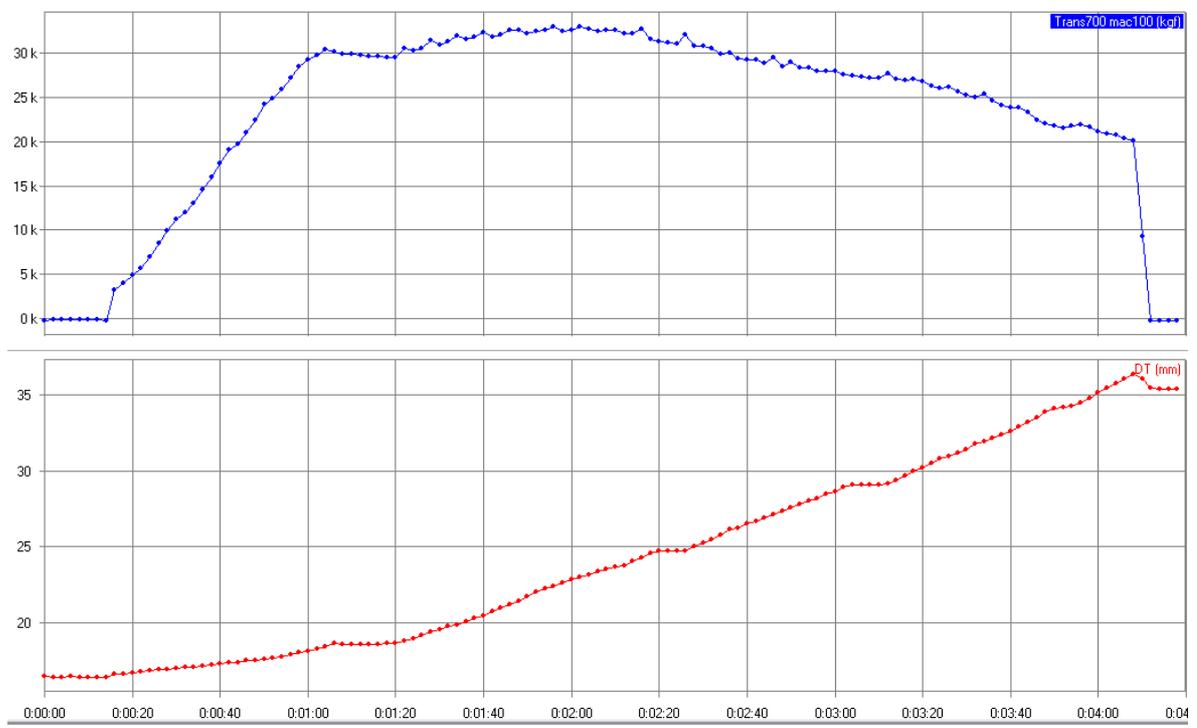
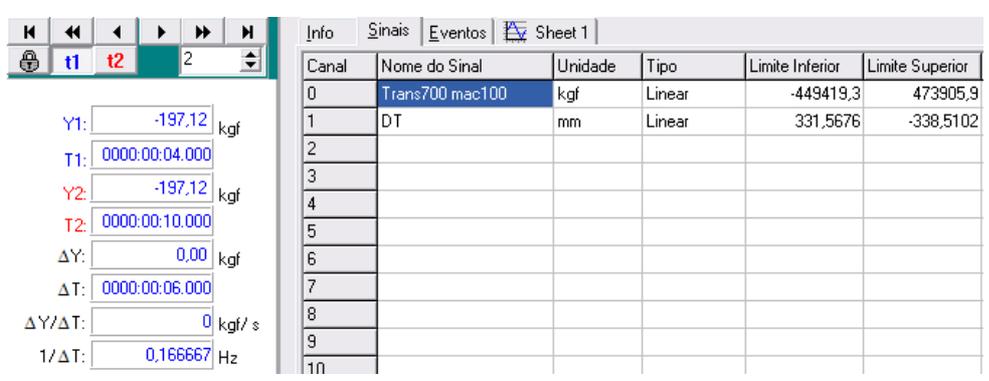
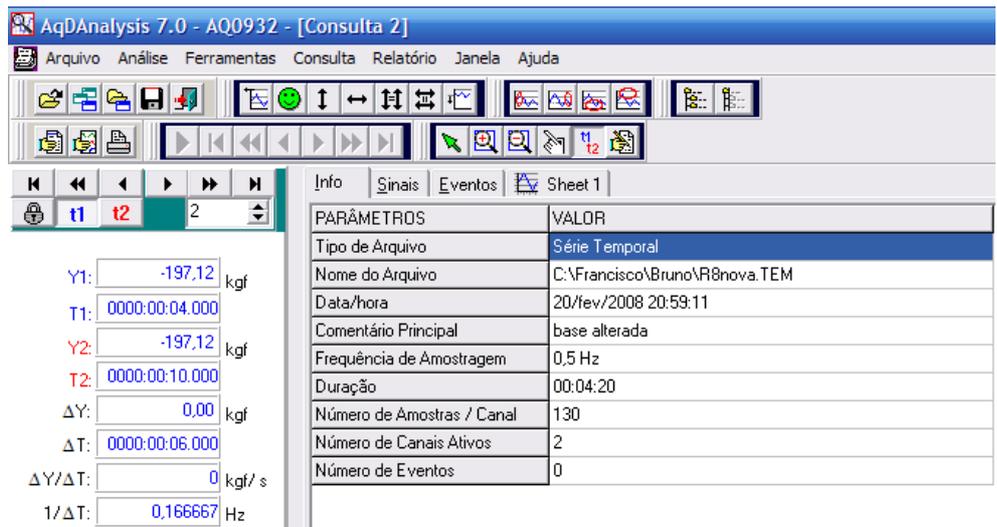


Figura 105 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R8.

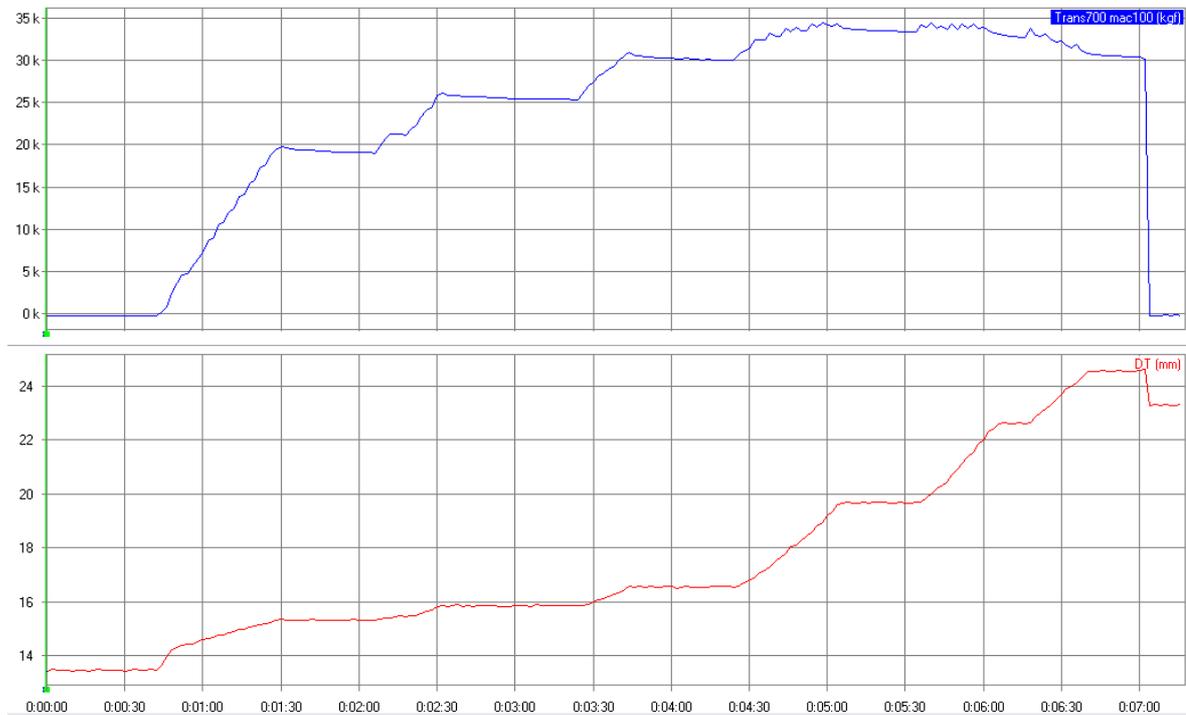
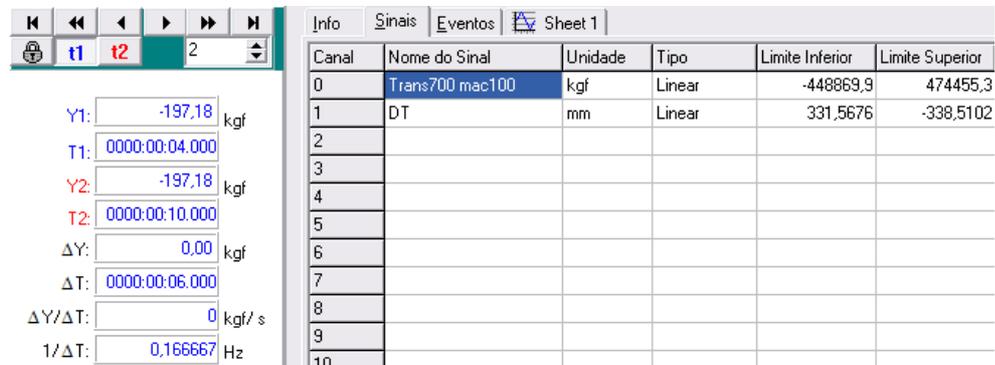
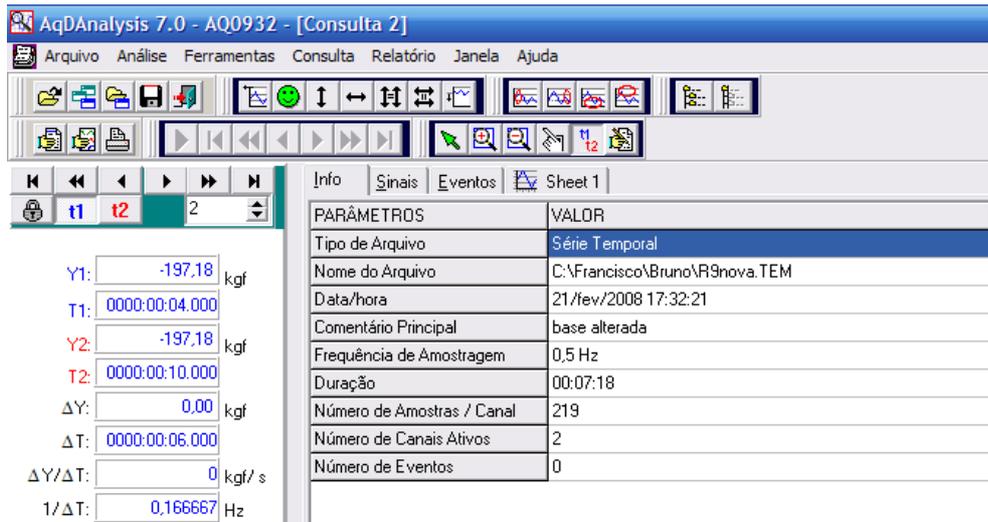


Figura 106 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R9.

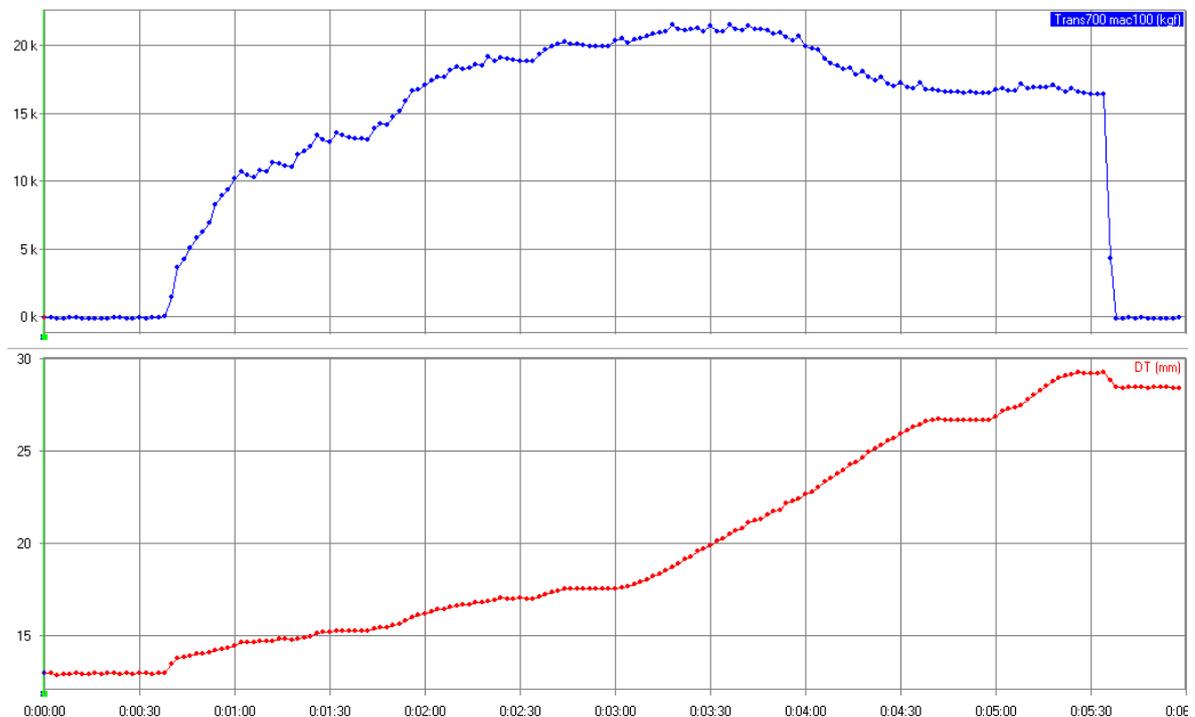
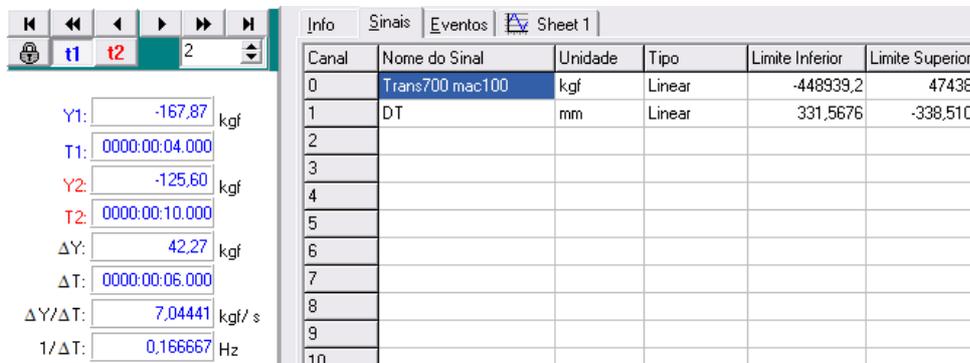
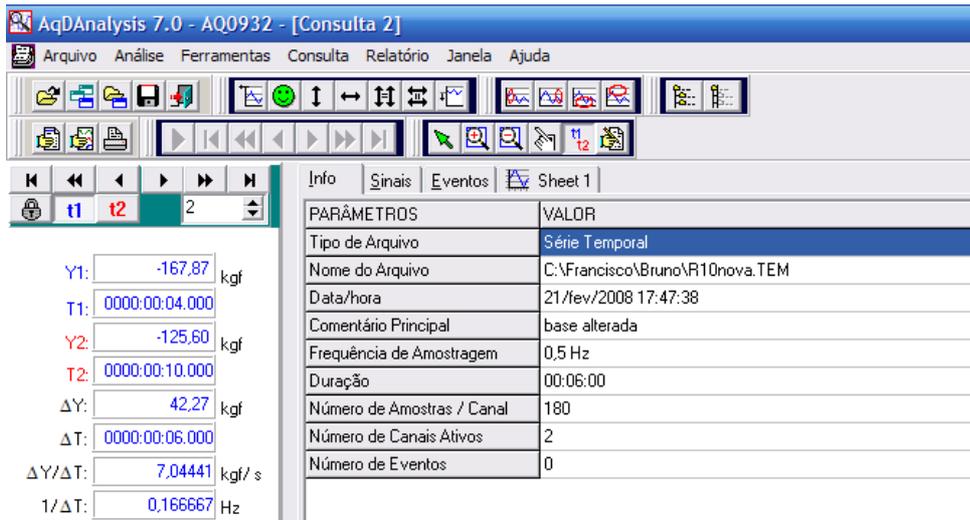


Figura 107 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R10.

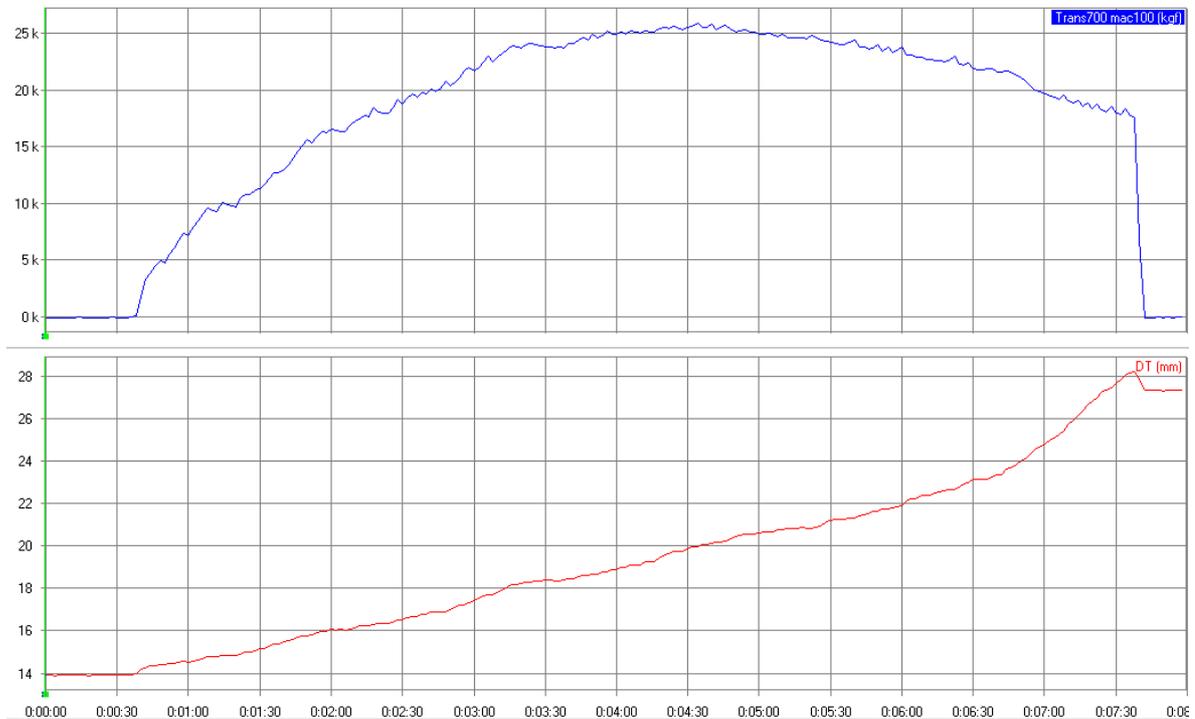
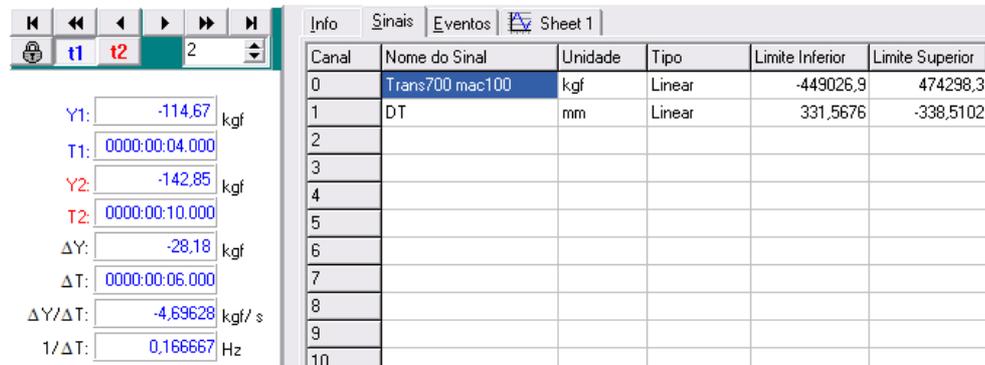
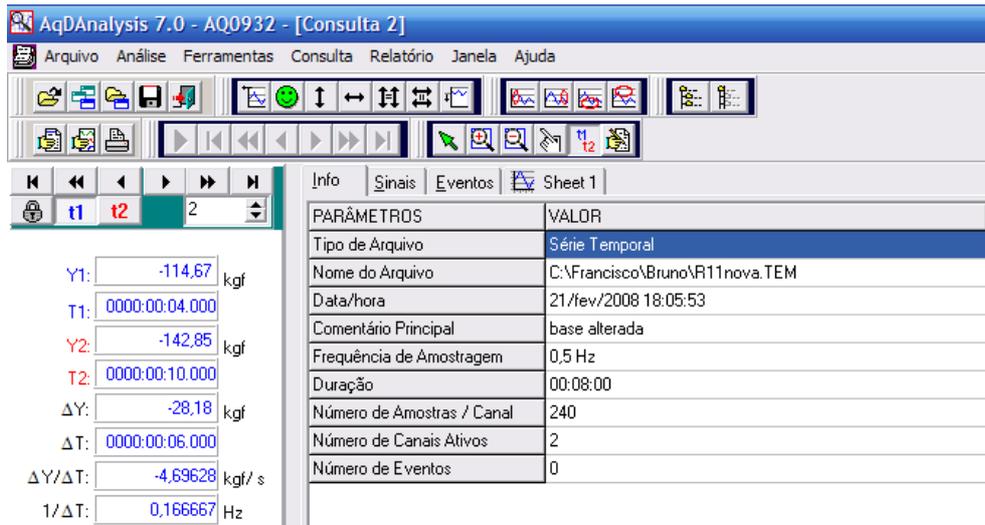


Figura 108 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R11.

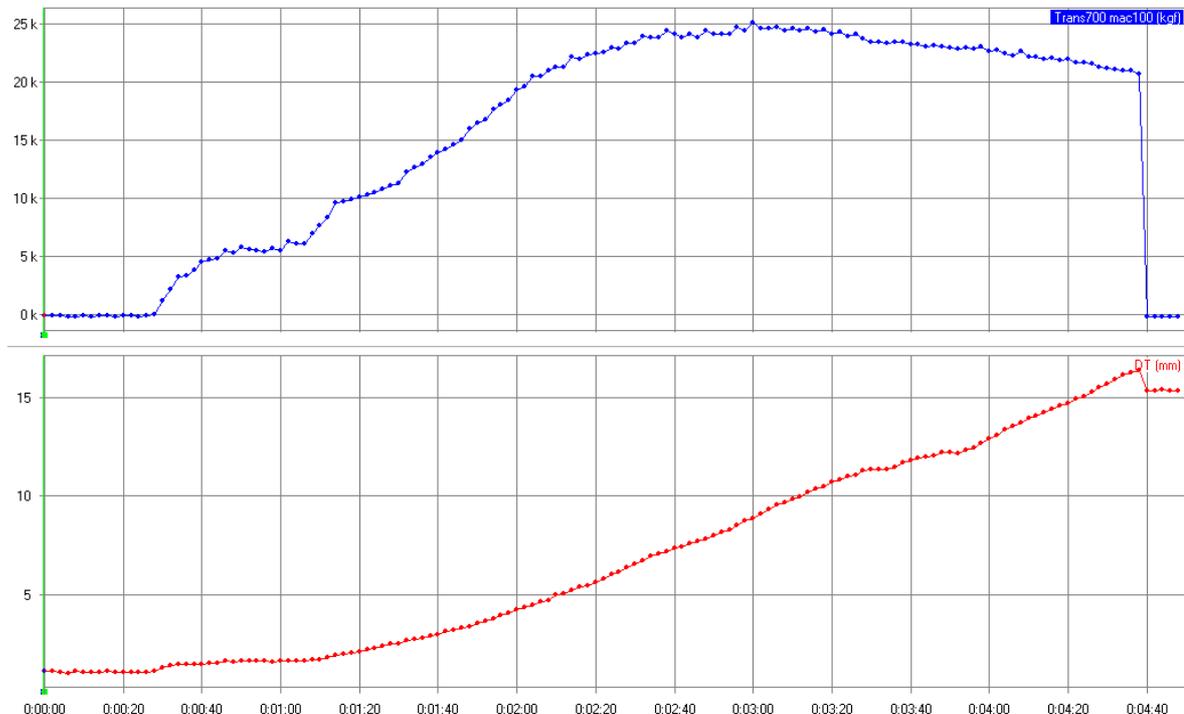
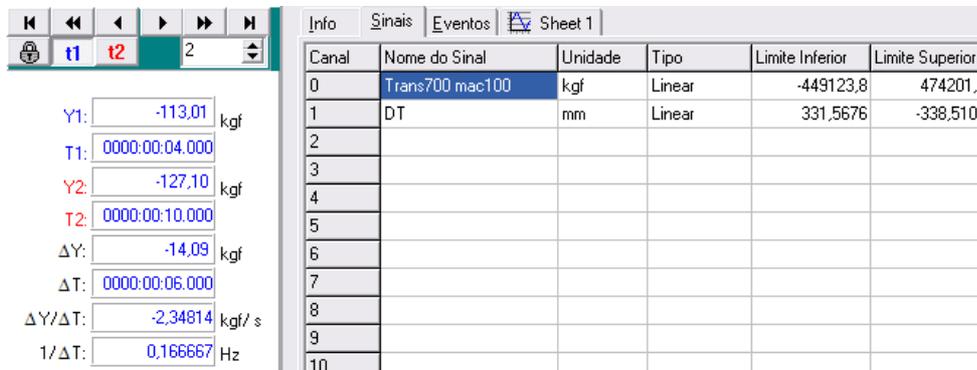
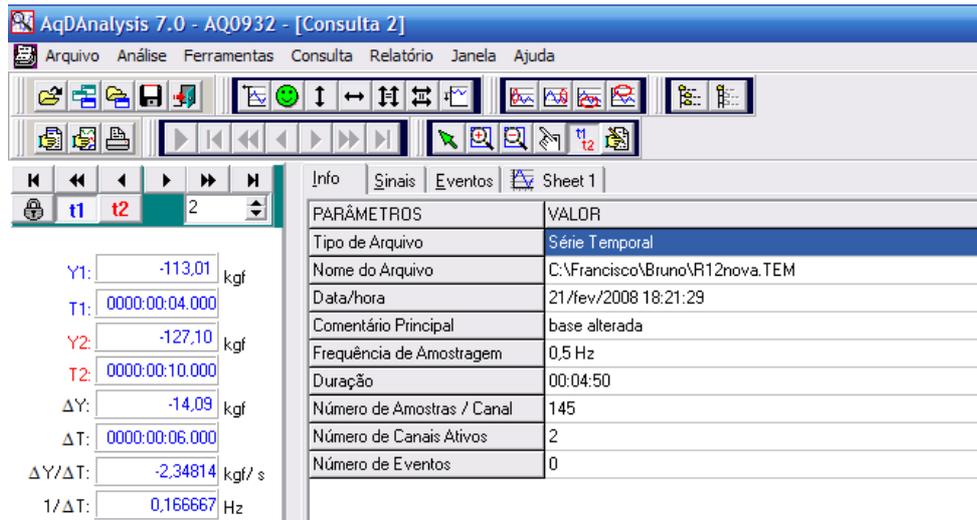


Figura 109 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R12.

AqDAnalysis 7.0 - AQ0932 - [Consulta 1]

Arquivo Análise Ferramentas Consulta Relatório Janela Ajuda

Info Sinais Eventos Sheet 1

PARÂMETROS	VALOR
Tipo de Arquivo	Série Temporal
Nome do Arquivo	C:\Francisco\Bruno\Dados\R13nova1.TEM
Data/hora	21/fev/2008 18:38:29
Comentário Principal	base alterada
Frequência de Amostragem	0,05 Hz
Duração	00:07:40
Número de Amostras / Canal	23
Número de Canais Ativos	2
Número de Eventos	0

Y1: -126,16 kgf
 T1: 0000:00:00.000
 Y2: -126,16 kgf
 T2: 0000:00:00.000
 ΔY: 0,00 kgf
 ΔT: 0000:00:00.000
 ΔY/ΔT: kgf/s
 1/ΔT: Hz

Info Sinais Eventos Sheet 1

Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-449179,3	474146
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Y1: -126,16 kgf
 T1: 0000:00:00.000
 Y2: -126,16 kgf
 T2: 0000:00:00.000
 ΔY: 0,00 kgf
 ΔT: 0000:00:00.000
 ΔY/ΔT: kgf/s
 1/ΔT: Hz

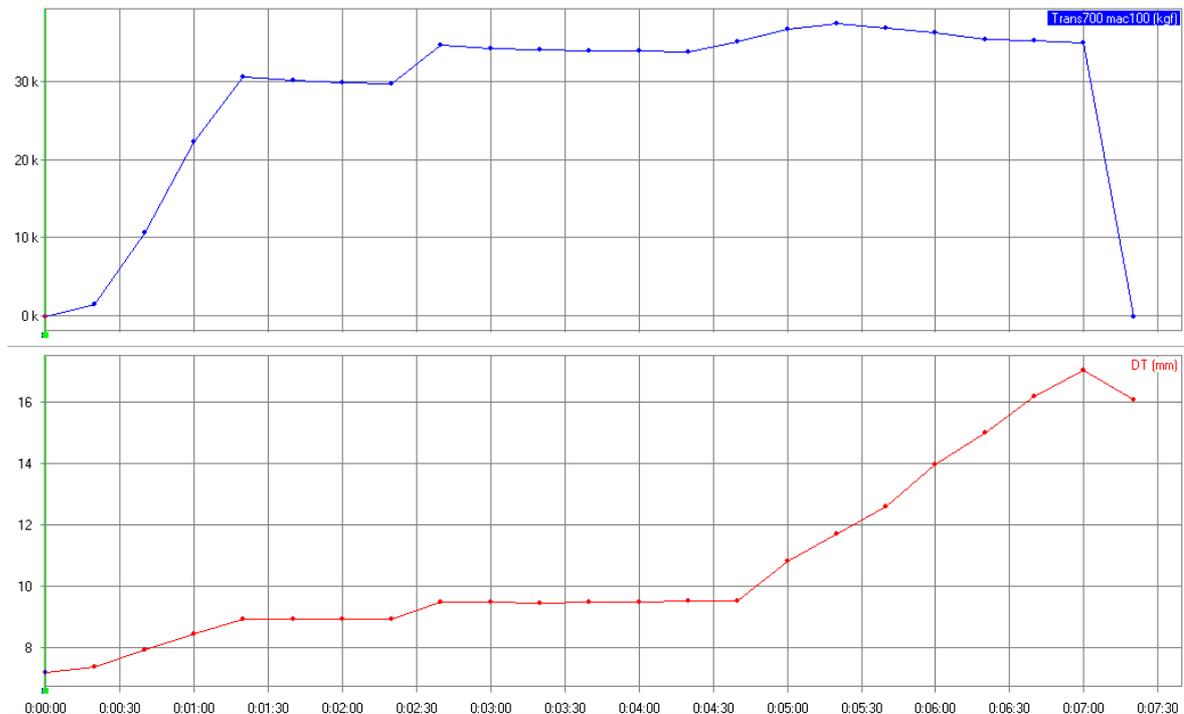


Figura 110 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R13.

AqDAnalysis 7.0 - AQ0932 - [Consulta 2]

Arquivo Análise Ferramentas Consulta Relatório Janela Ajuda

Info Sinais Eventos Sheet 1

PARÂMETROS	VALOR
Tipo de Arquivo	Série Temporal
Nome do Arquivo	C:\Francisco\Bruno\R14nova.TEM
Data/hora	21/fev/2008 18:53:56
Comentário Principal	base alterada
Frequência de Amostragem	0,5 Hz
Duração	00:03:30
Número de Amostras / Canal	105
Número de Canais Ativos	2
Número de Eventos	0

Y1: -181,77 kgf
 T1: 0000:00:04.000
 Y2: -125,42 kgf
 T2: 0000:00:10.000
 ΔY: 56,36 kgf
 ΔT: 0000:00:06.000
 ΔY/ΔT: 9,39255 kgf/s
 1/ΔT: 0,166667 Hz

Info Sinais Eventos Sheet 1

Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-449220,8	474104,4
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Y1: -181,77 kgf
 T1: 0000:00:04.000
 Y2: -125,42 kgf
 T2: 0000:00:10.000
 ΔY: 56,36 kgf
 ΔT: 0000:00:06.000
 ΔY/ΔT: 9,39255 kgf/s
 1/ΔT: 0,166667 Hz

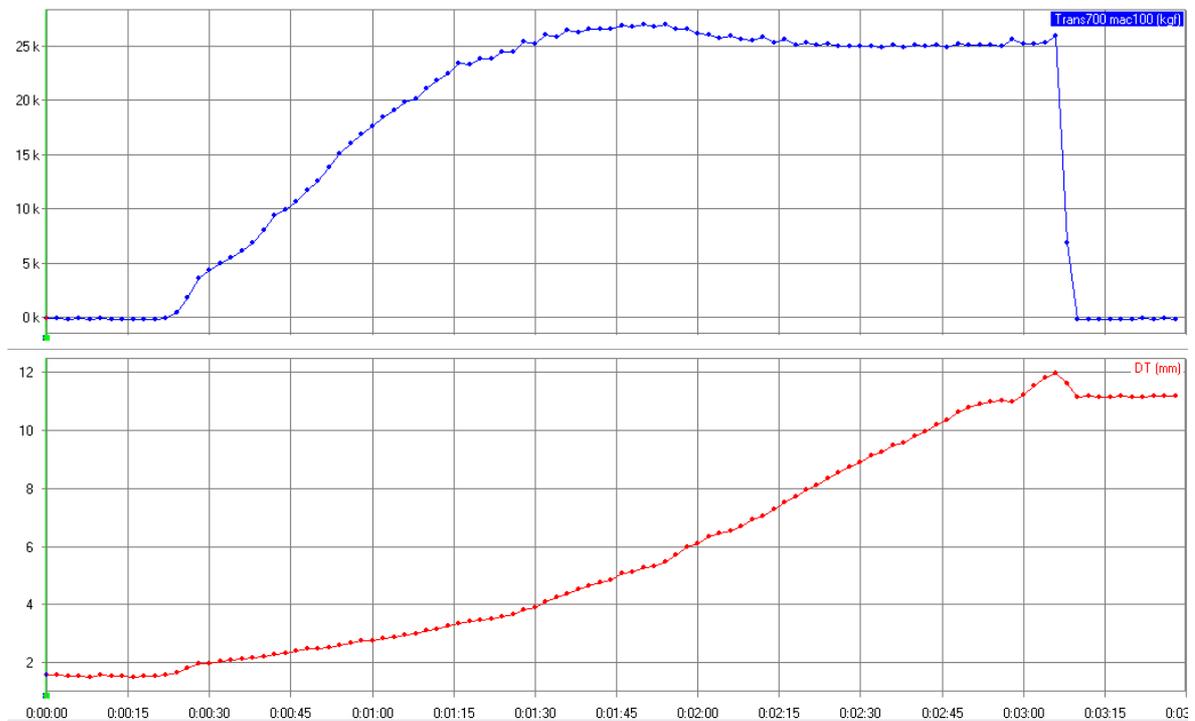
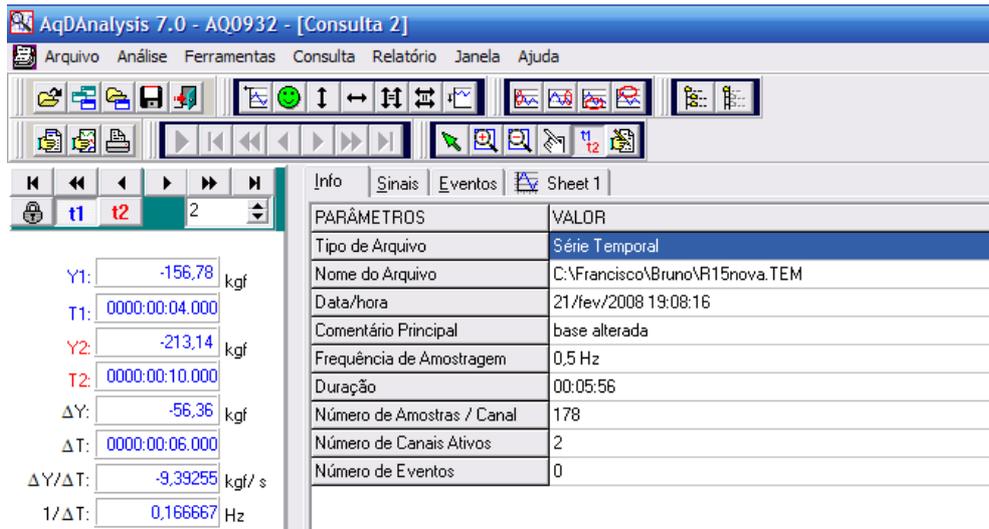


Figura 111 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R14.



Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-449308,5	474016,7
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

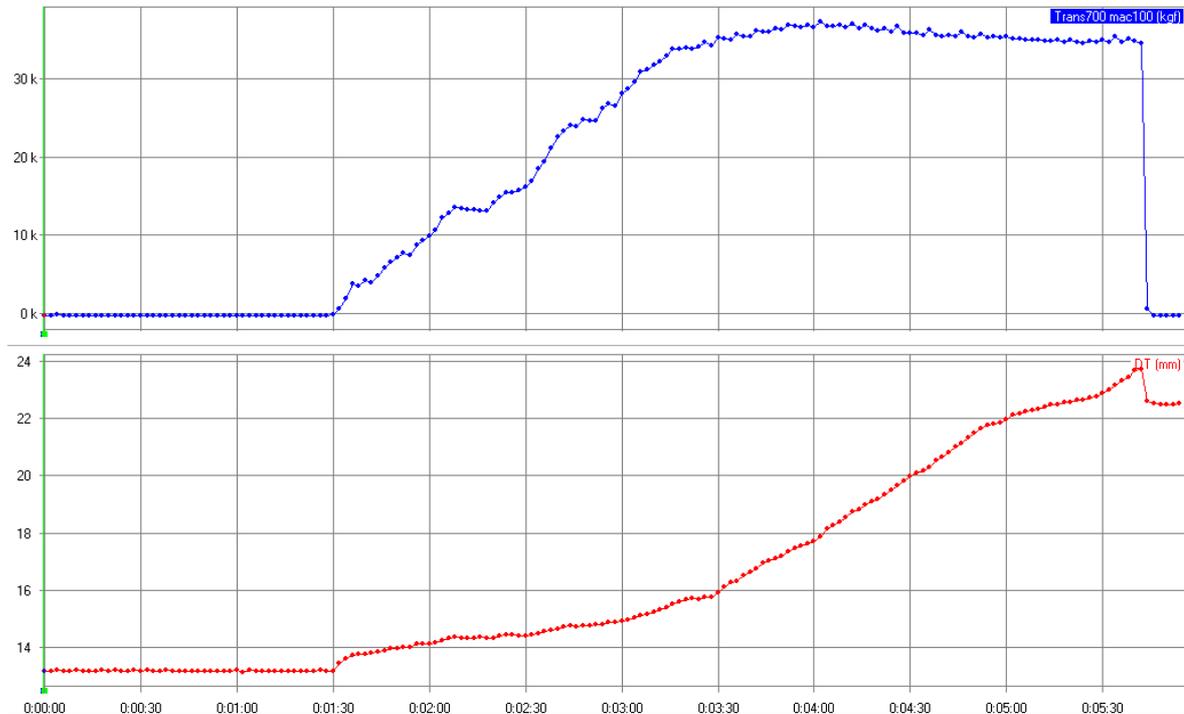
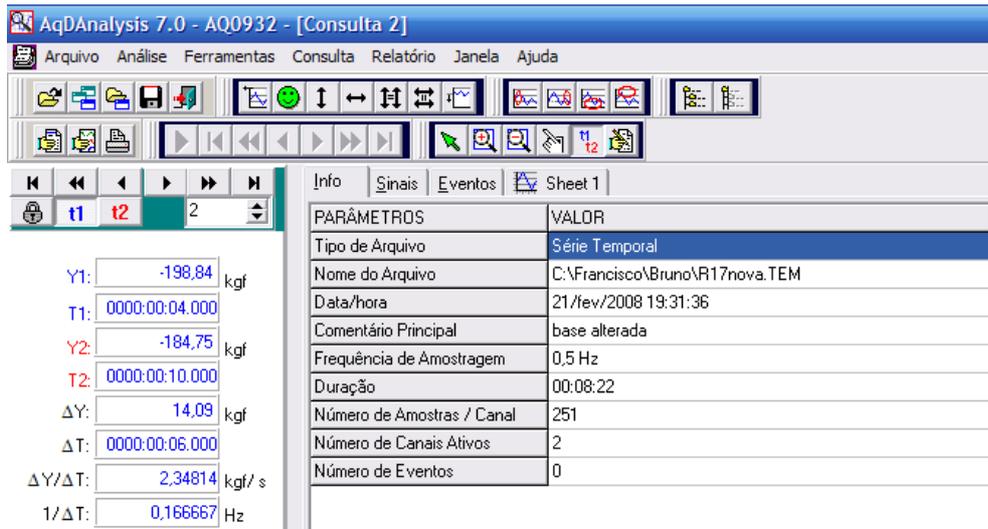


Figura 112 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R15.



Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-449322,4	474002,8
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

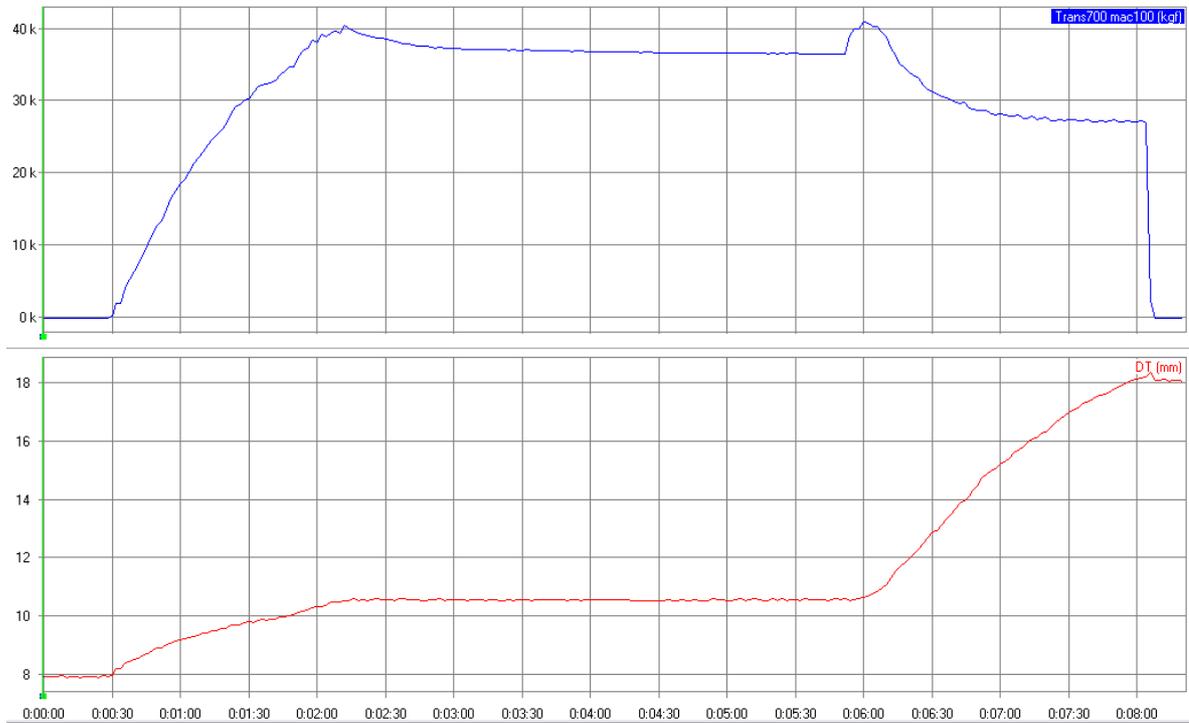


Figura 113 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R17.

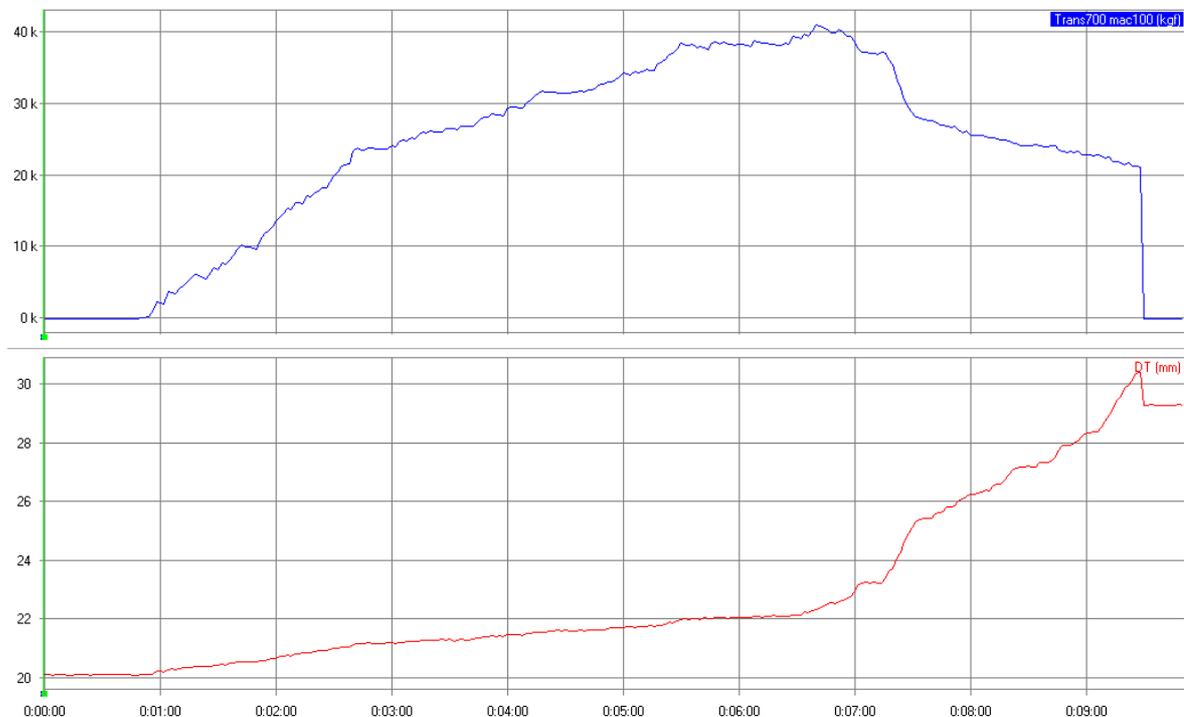
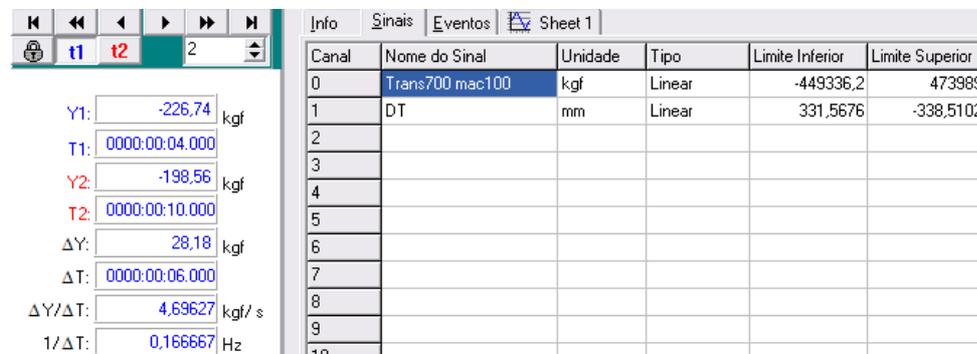
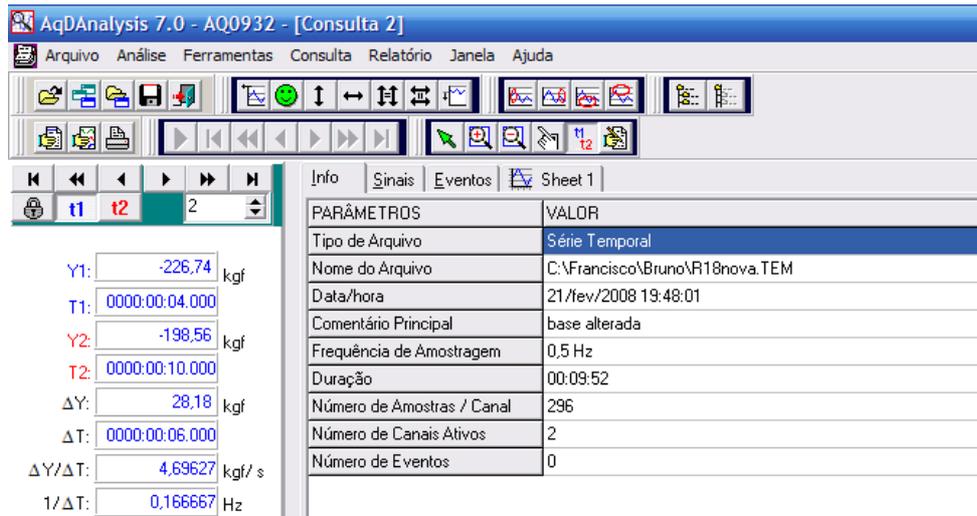


Figura 114 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R18.

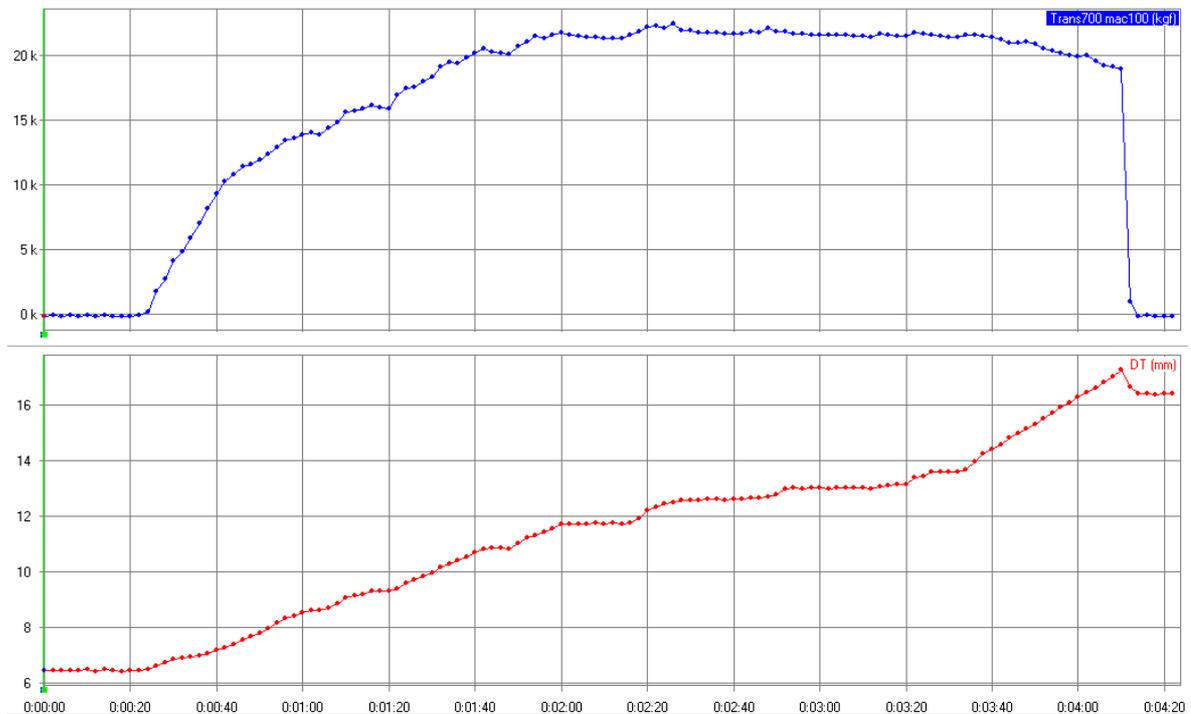
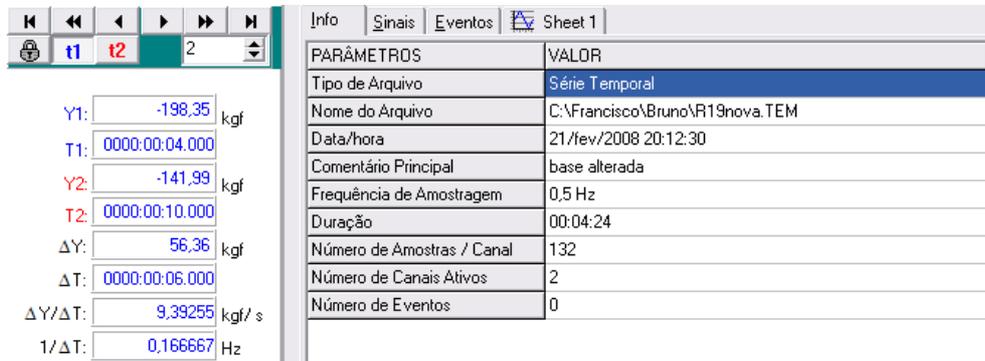
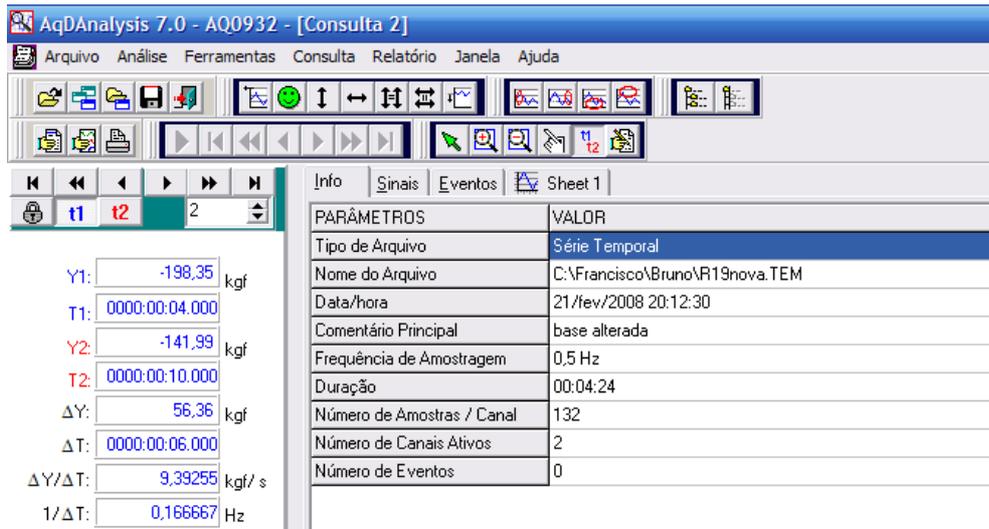


Figura 115 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R19.

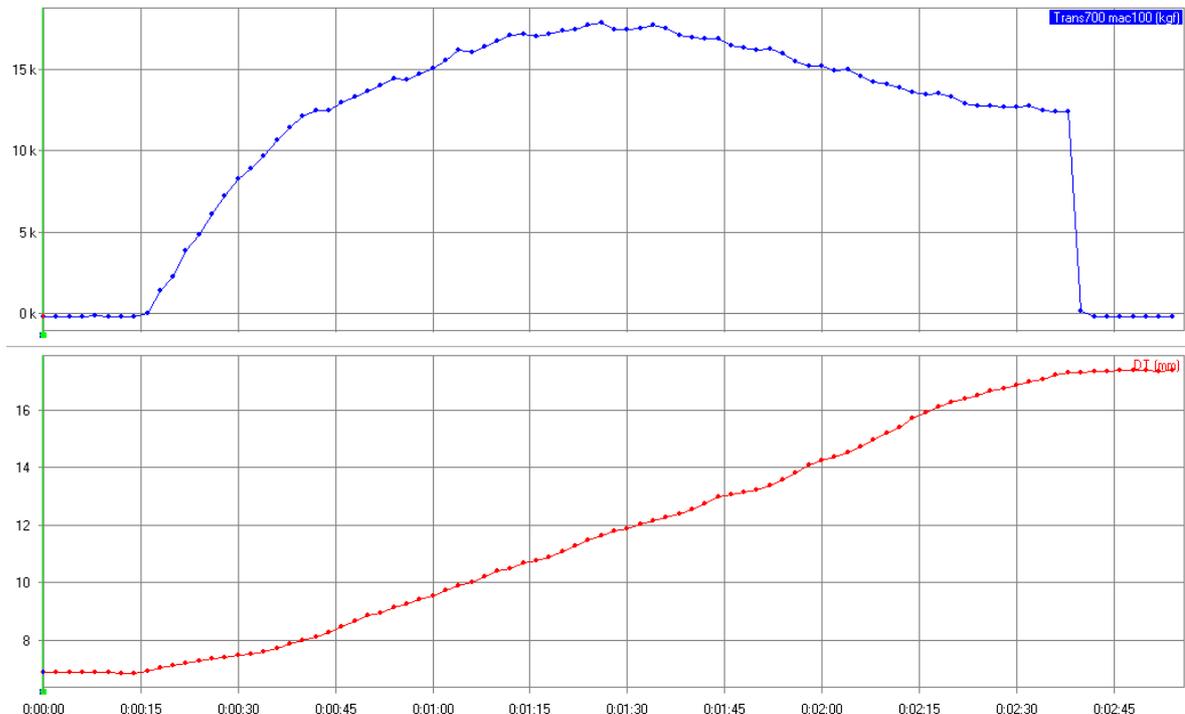
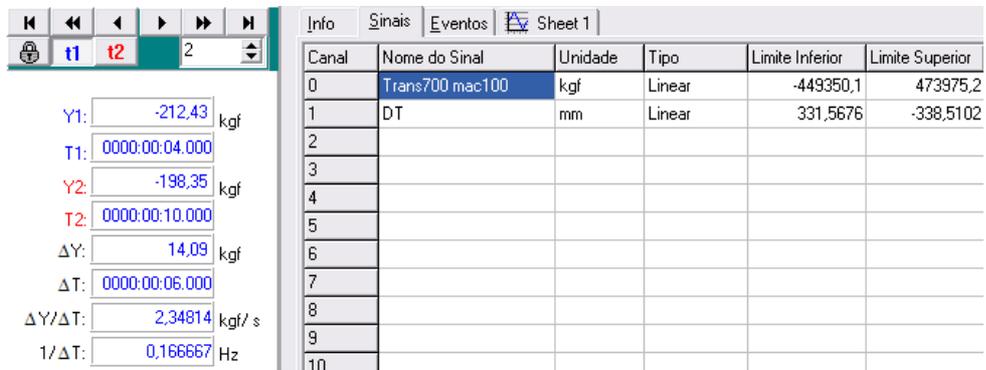
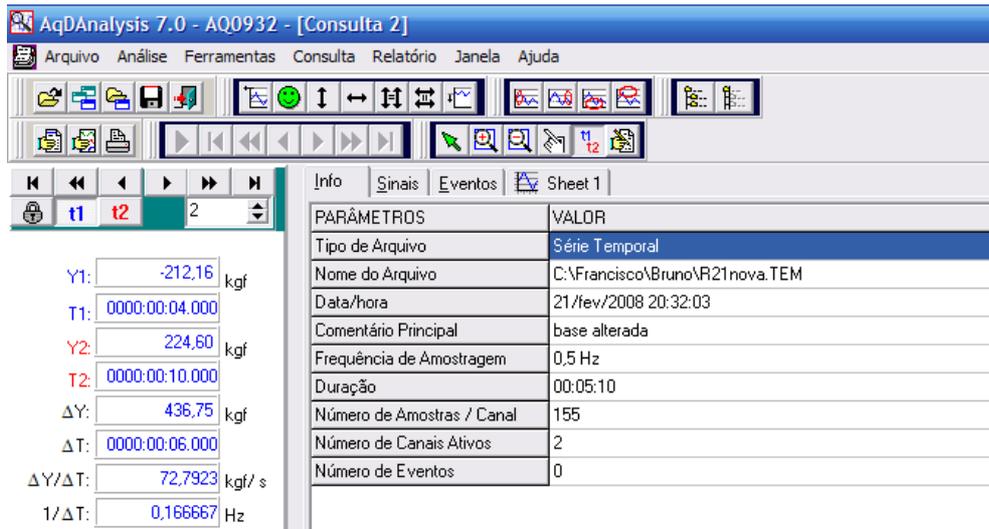


Figura 116 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R20.



Info Sinais Eventos Sheet 1

Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-449363,9	473961,3
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Y1: -212,16 kgf
 T1: 0000:00:04.000
 Y2: 224,60 kgf
 T2: 0000:00:10.000
 ΔY: 436,75 kgf
 ΔT: 0000:00:06.000
 ΔY/ΔT: 72,7923 kgf/s
 1/ΔT: 0,166667 Hz

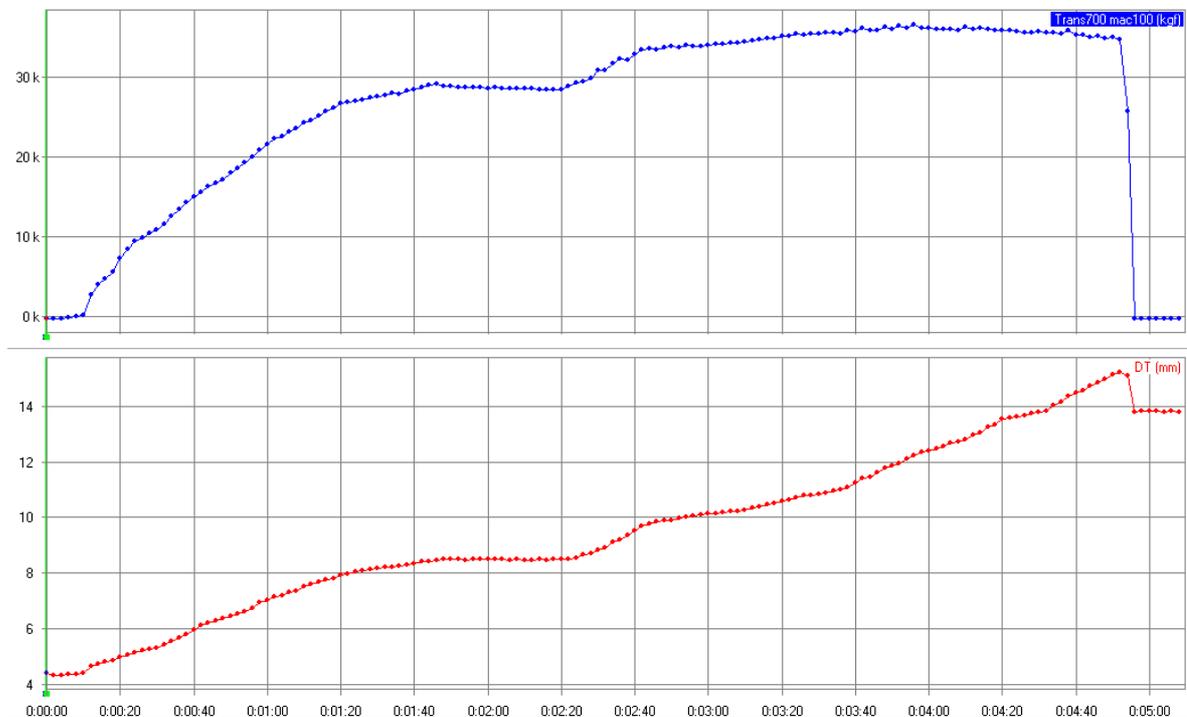


Figura 117 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R21.

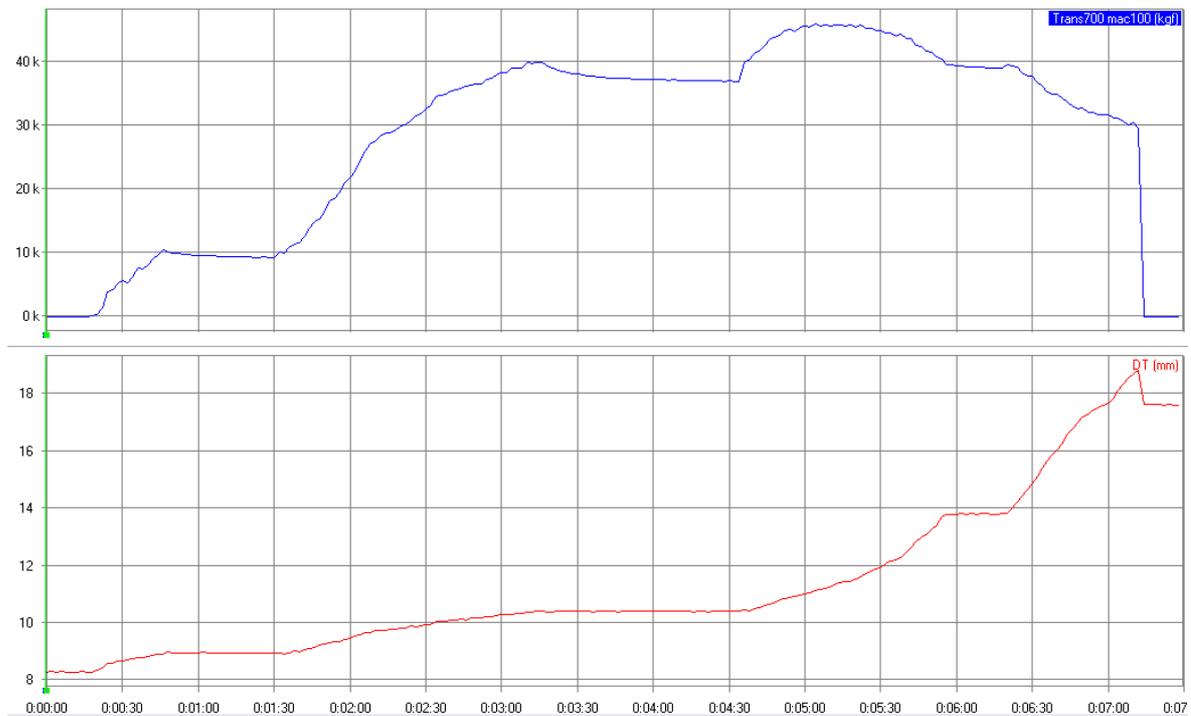
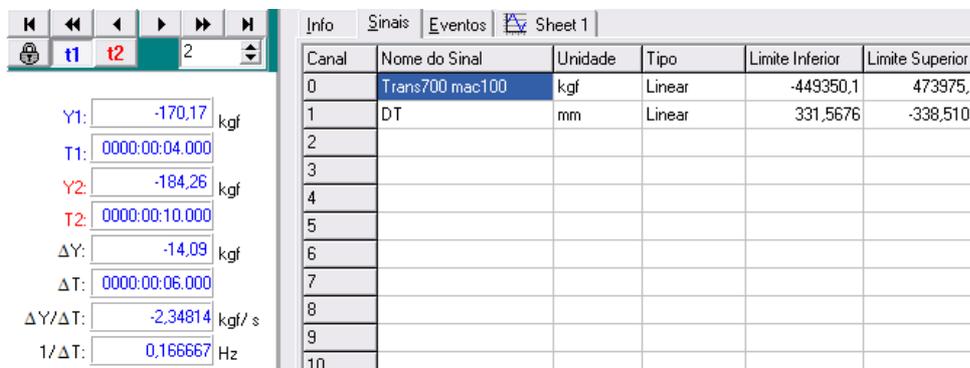
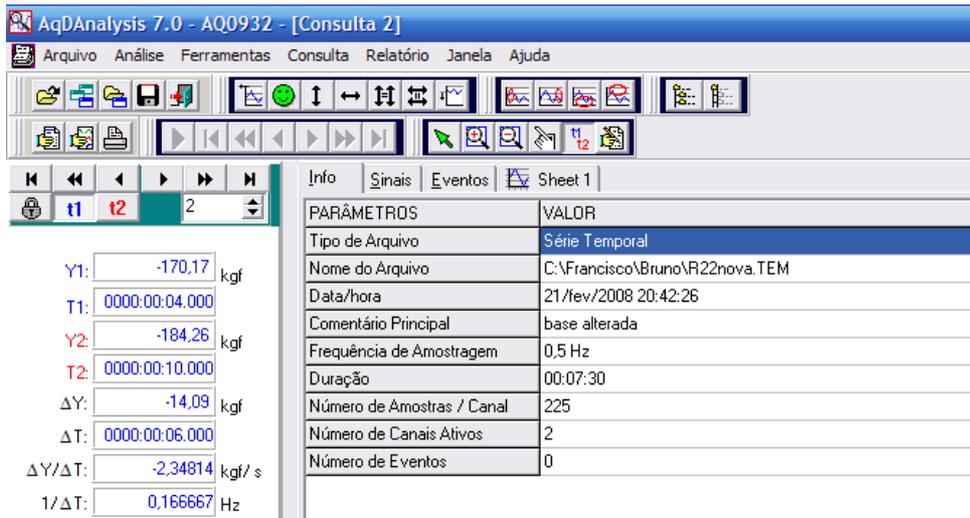


Figura 118 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R22.

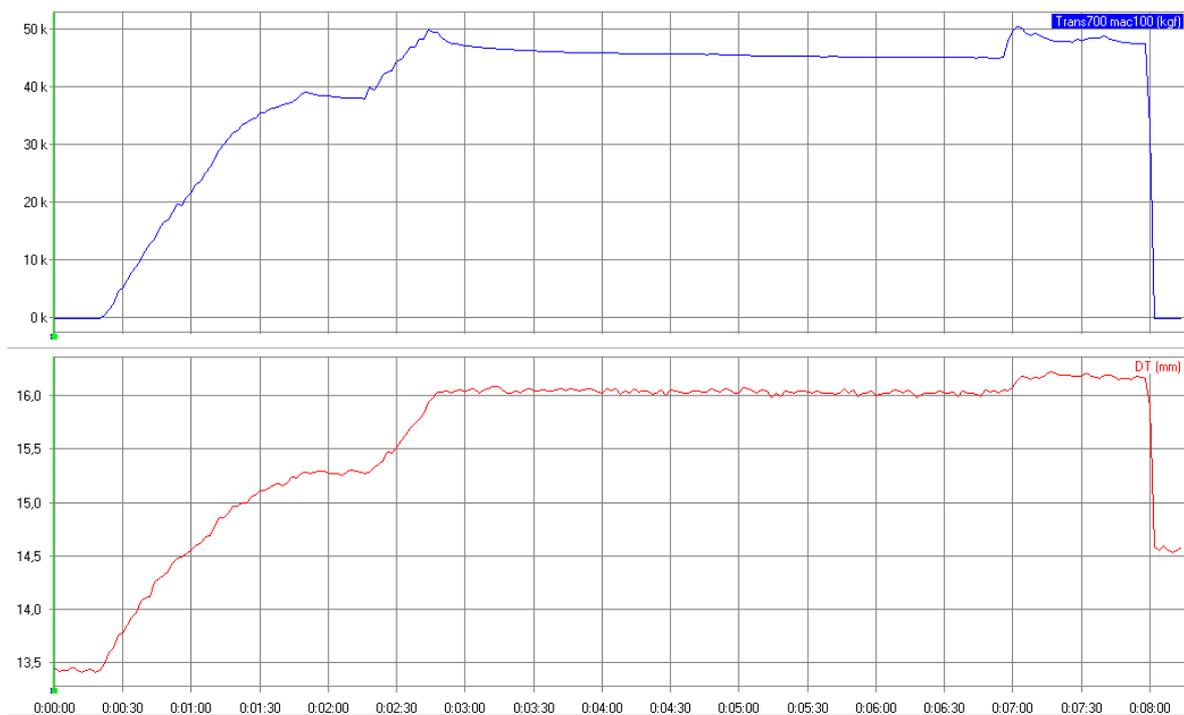
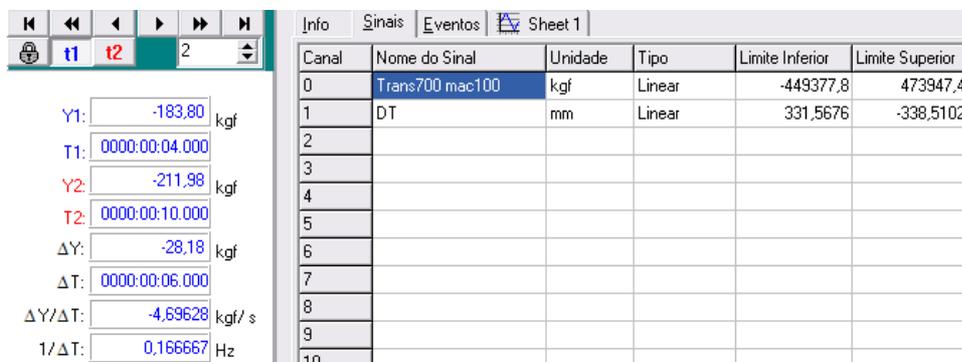
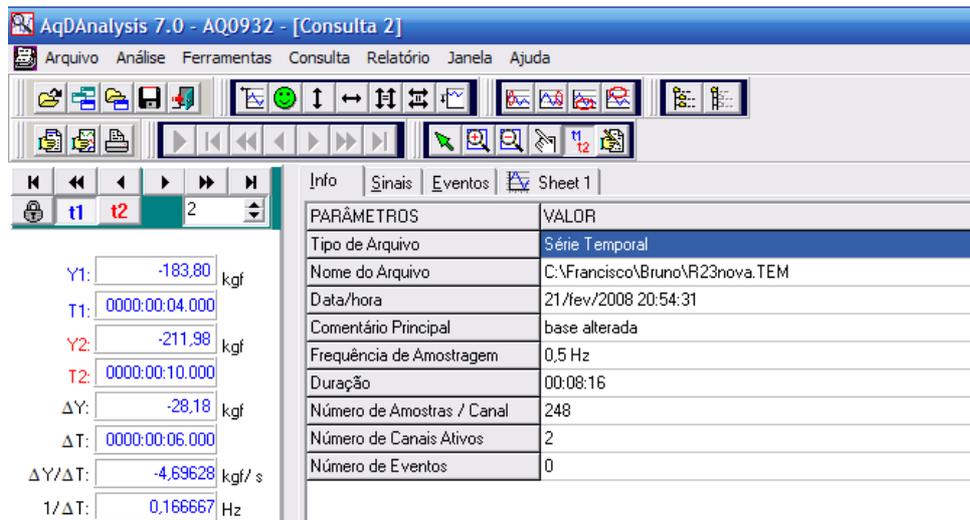


Figura 119 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R23.

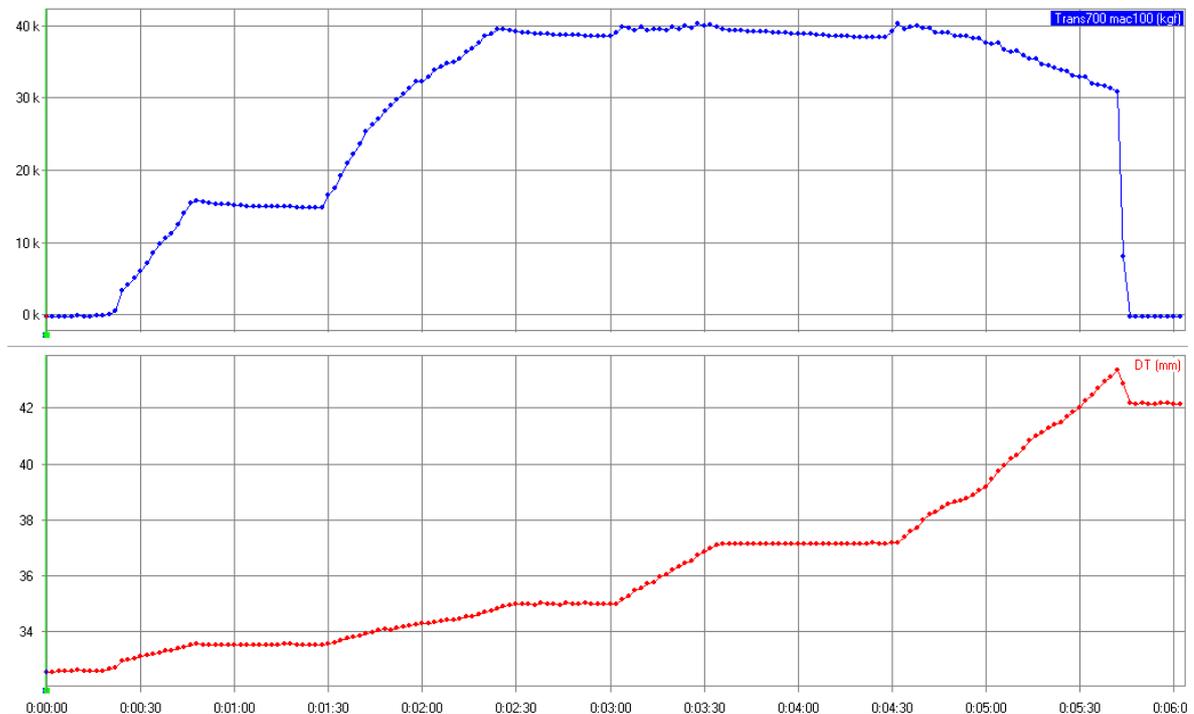
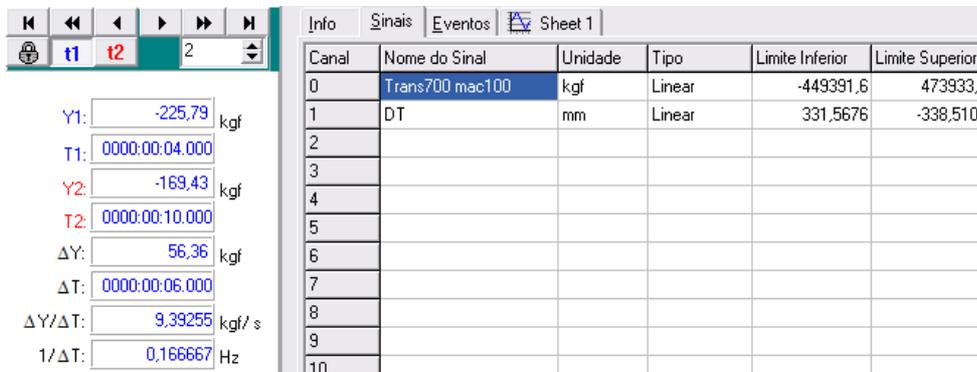
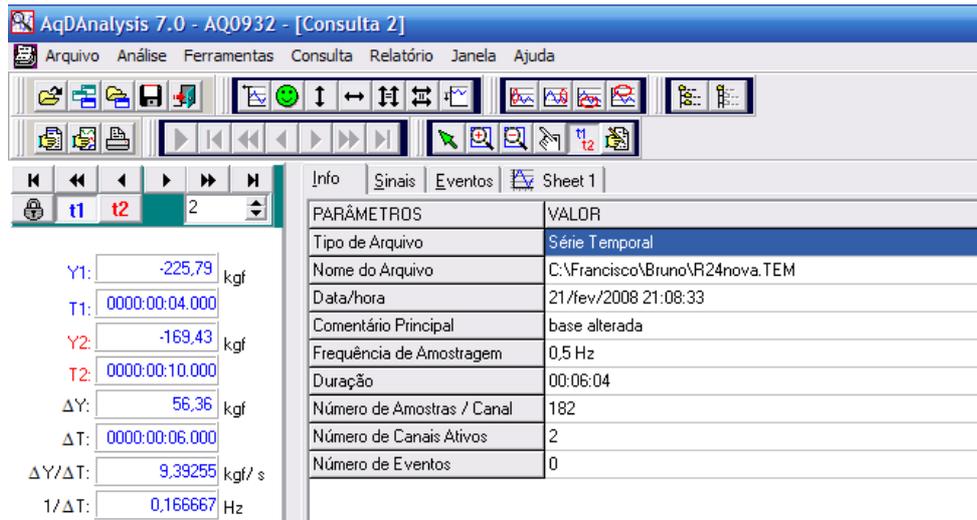


Figura 120 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R24.

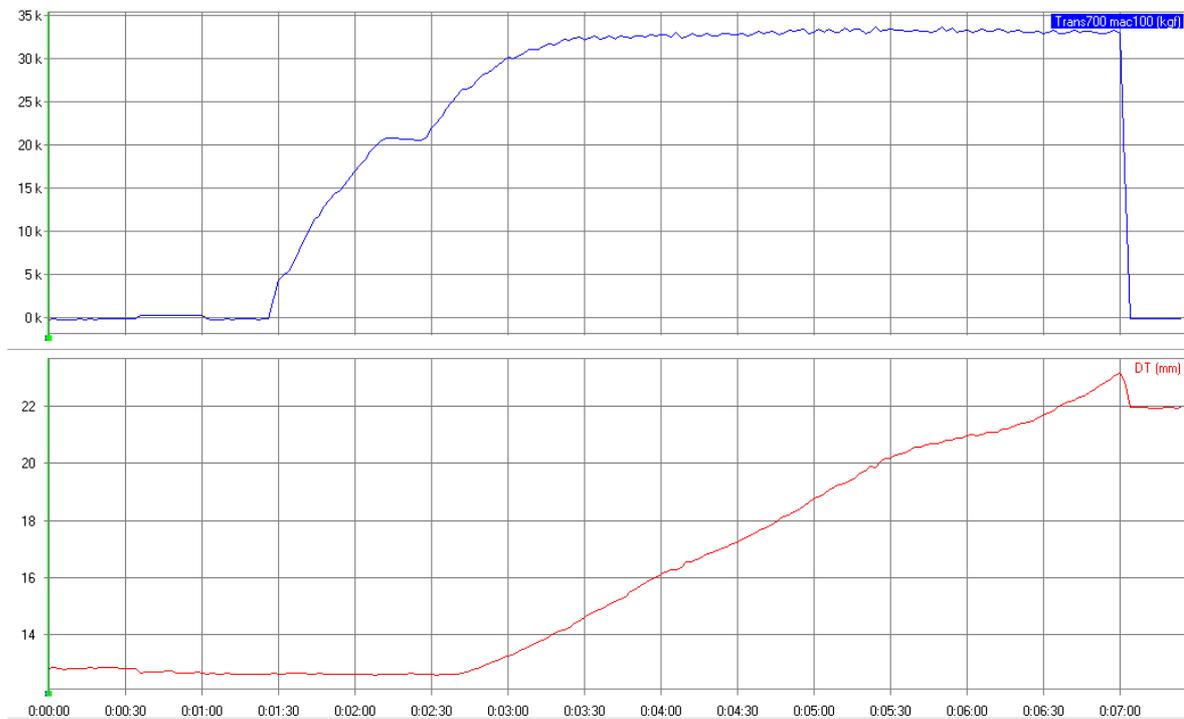
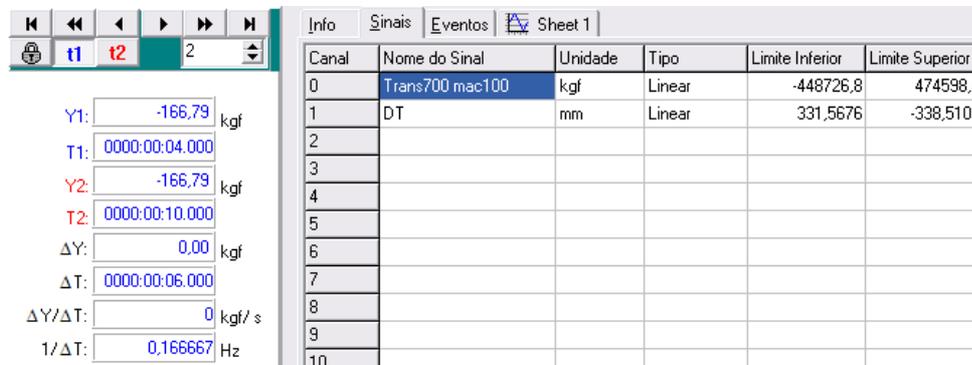
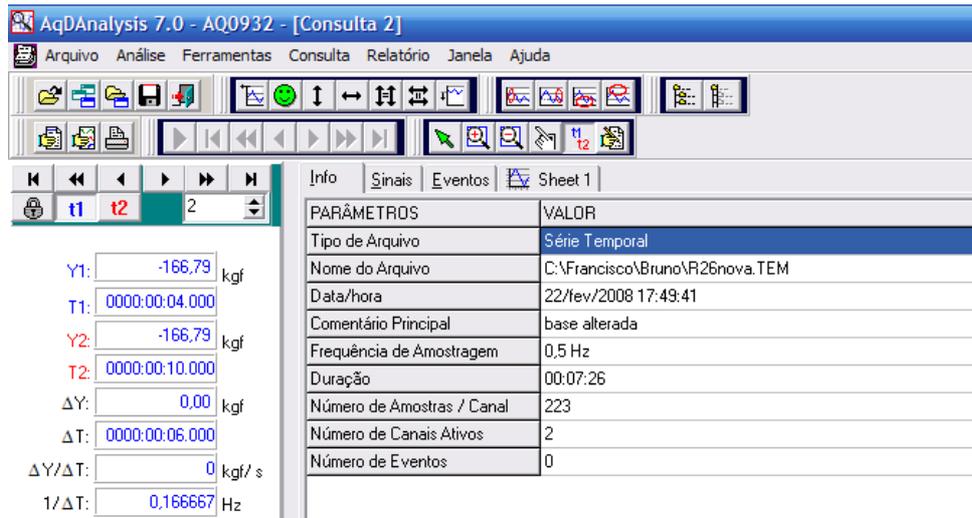


Figura 121 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R26.

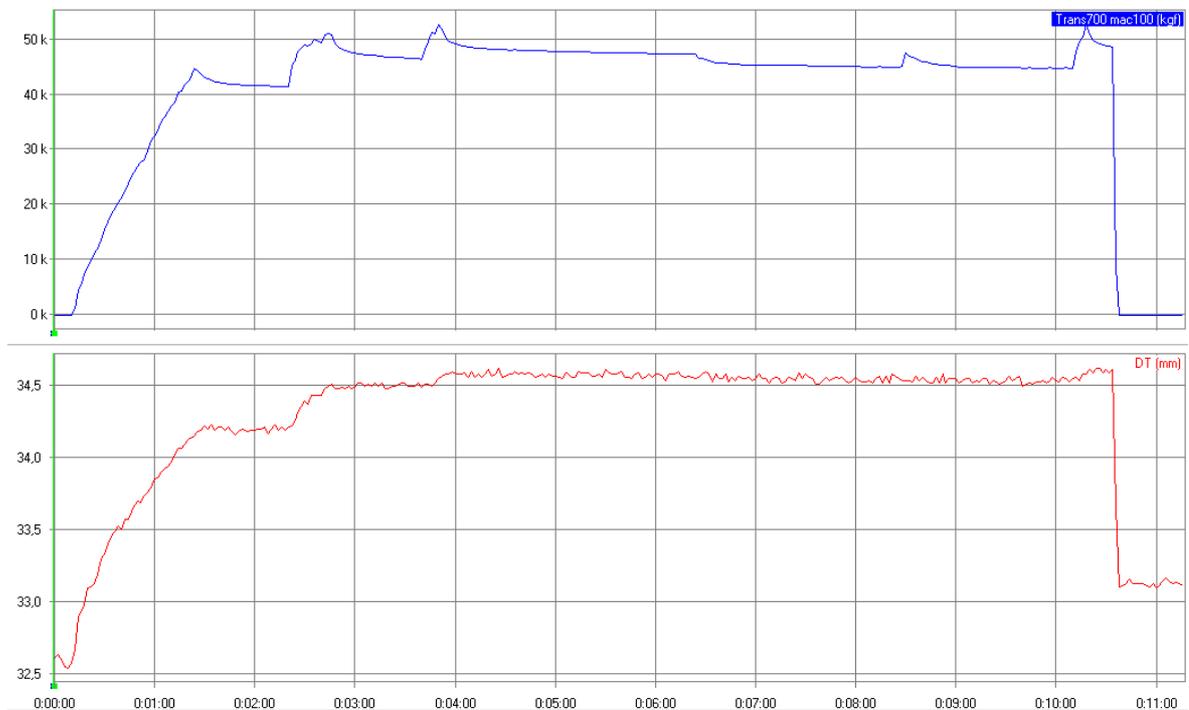
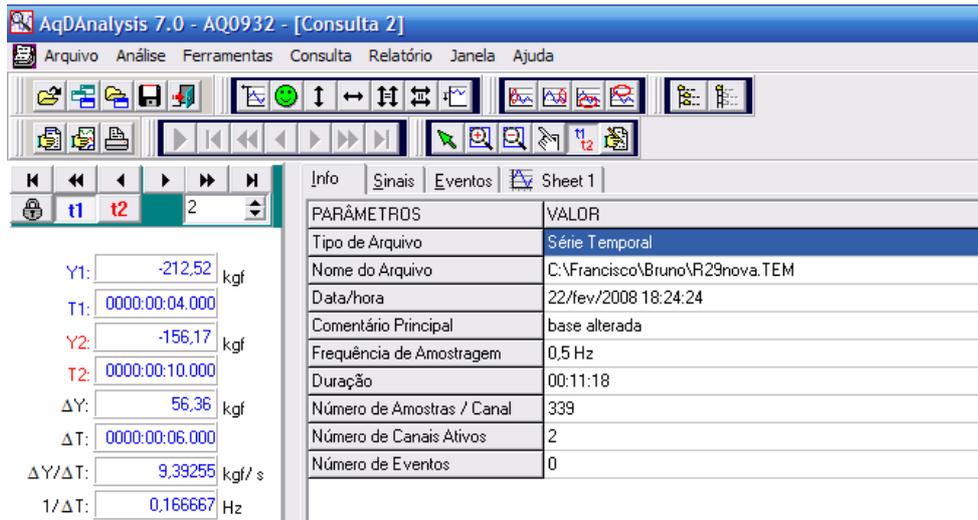


Figura 122 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R29.

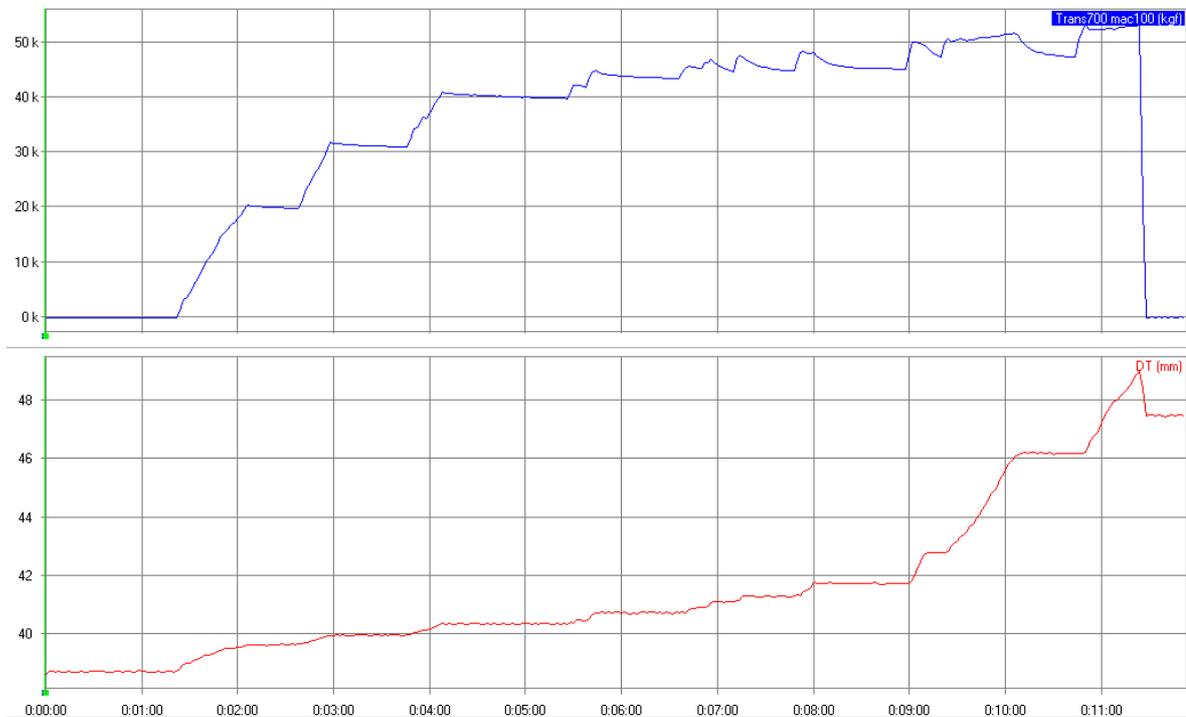
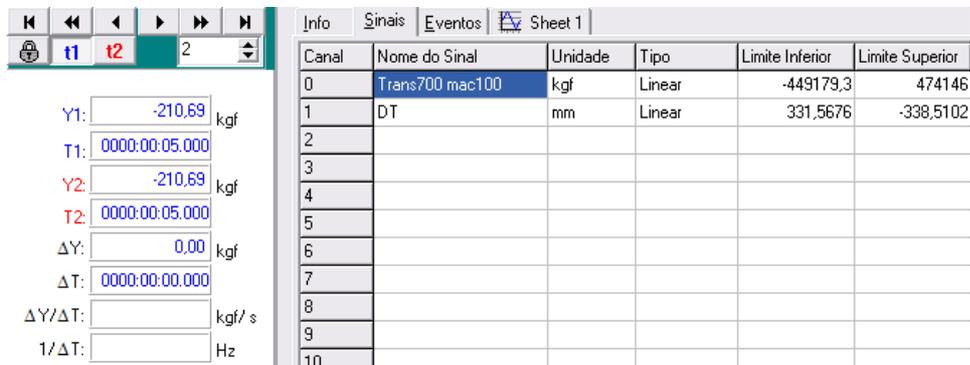
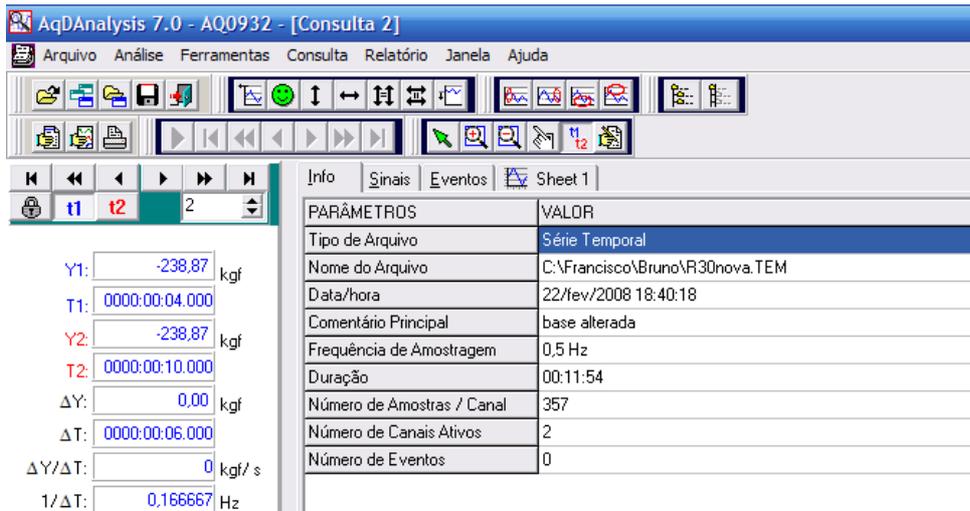


Figura 123 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R30.

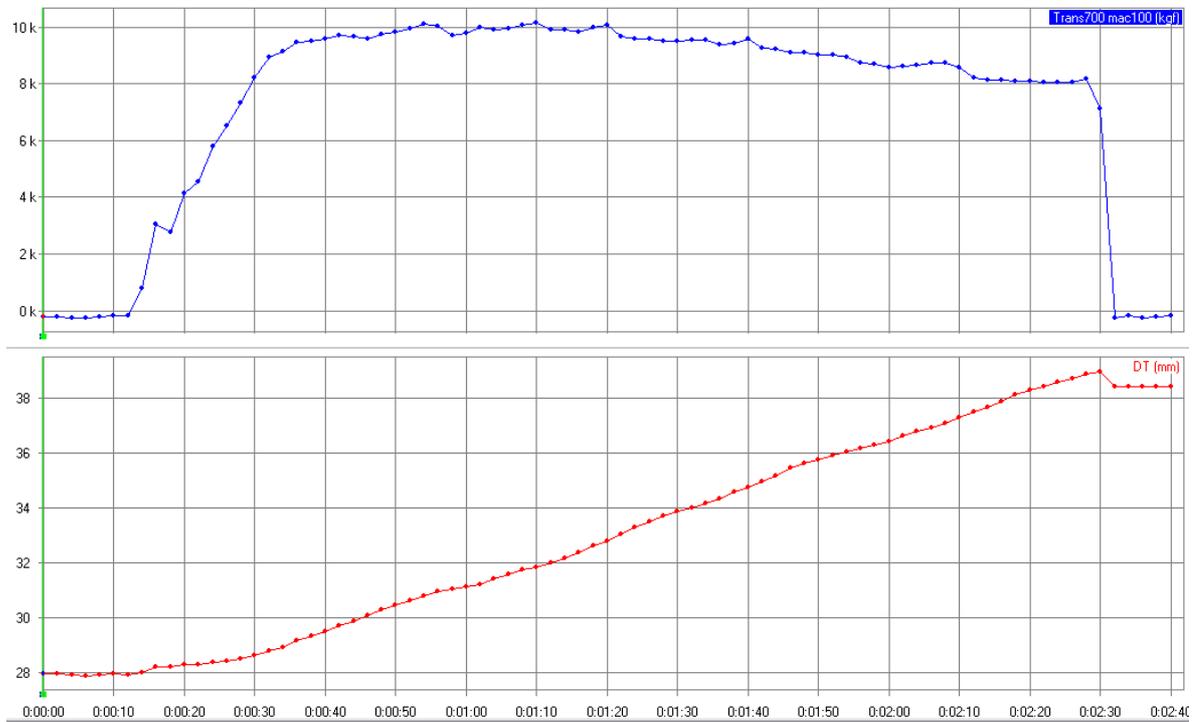
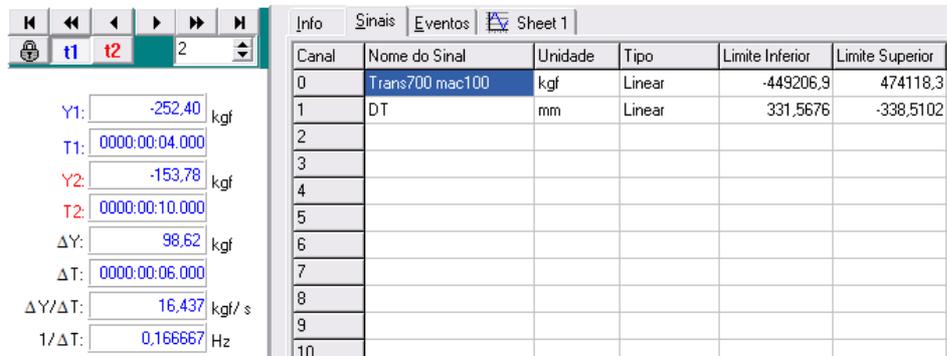
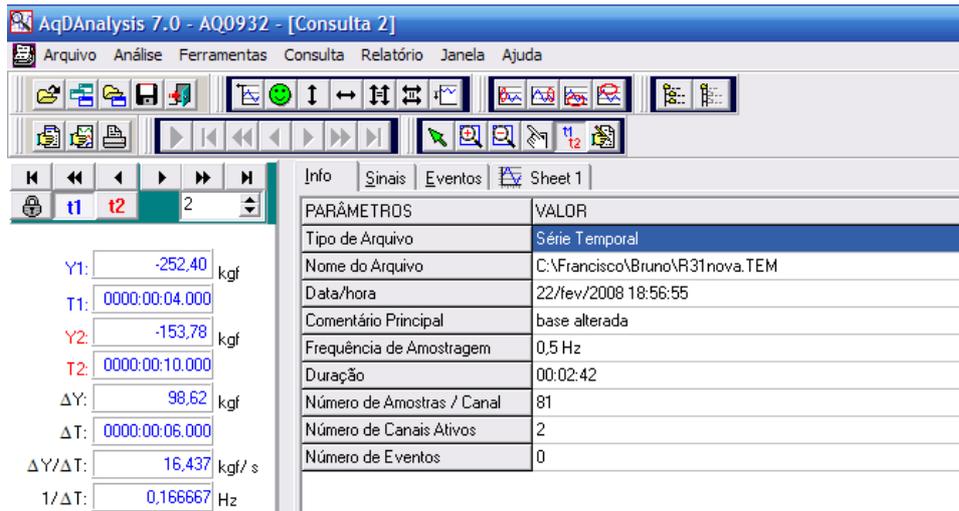


Figura 124 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R31.

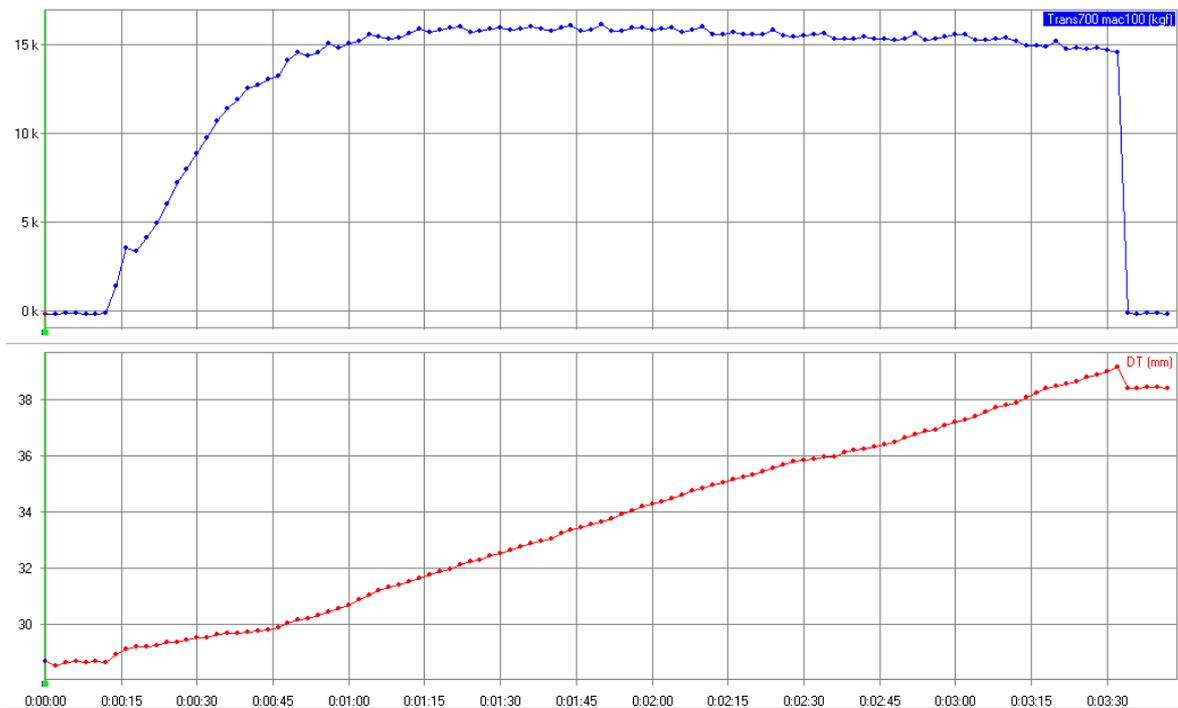
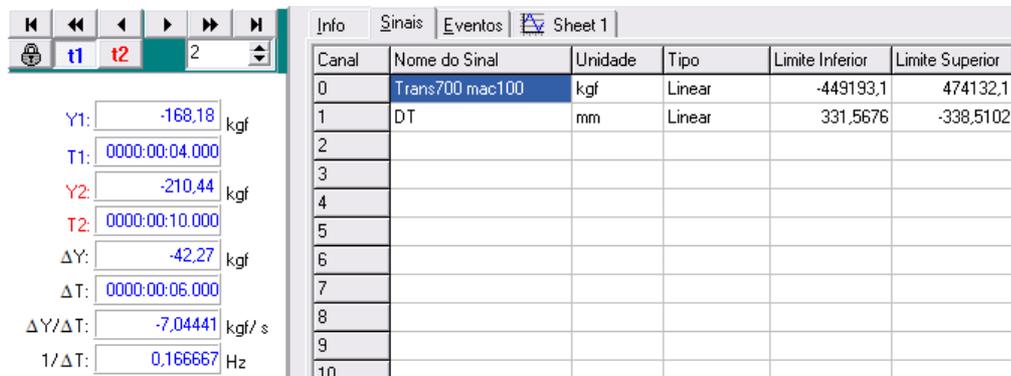
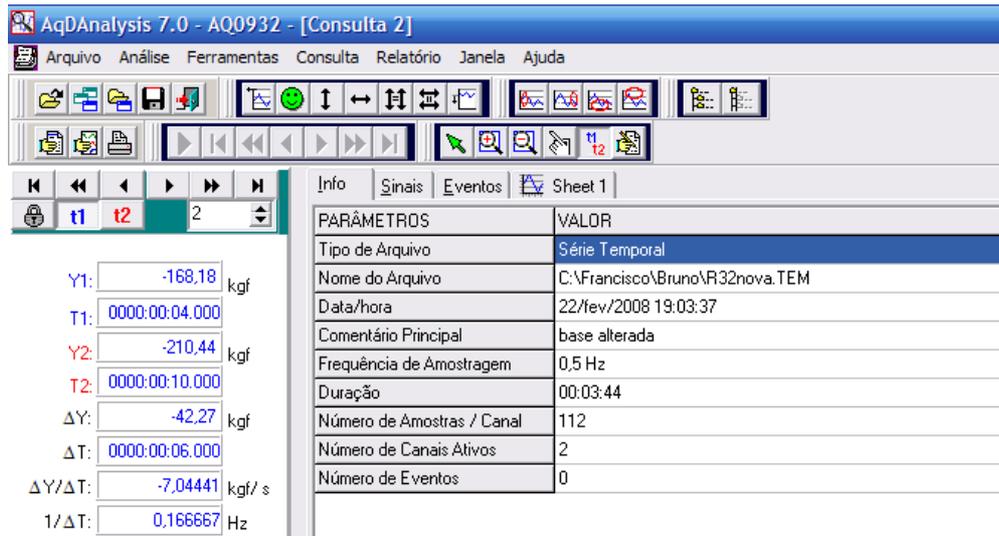


Figura 125 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R32.

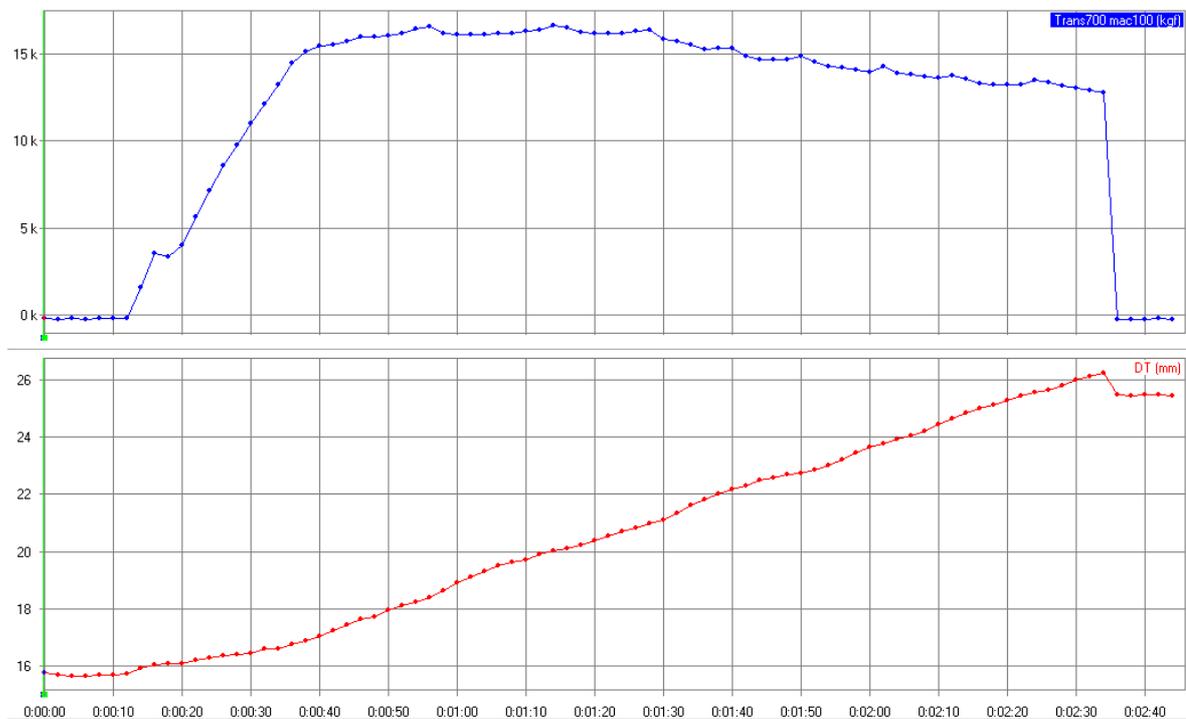
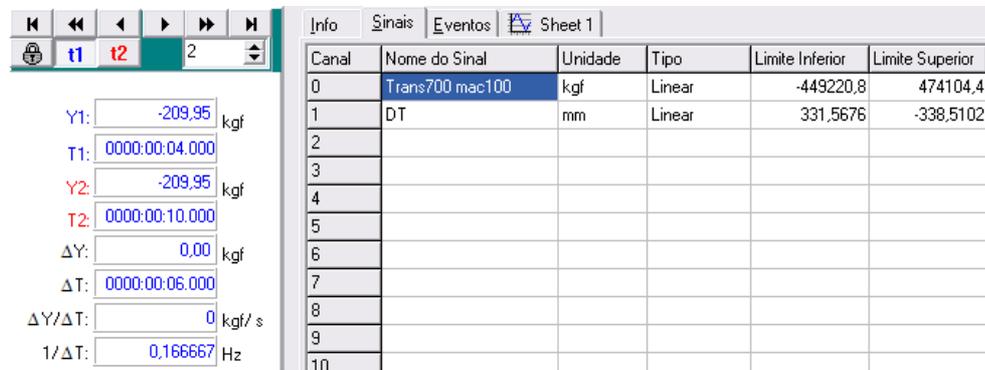
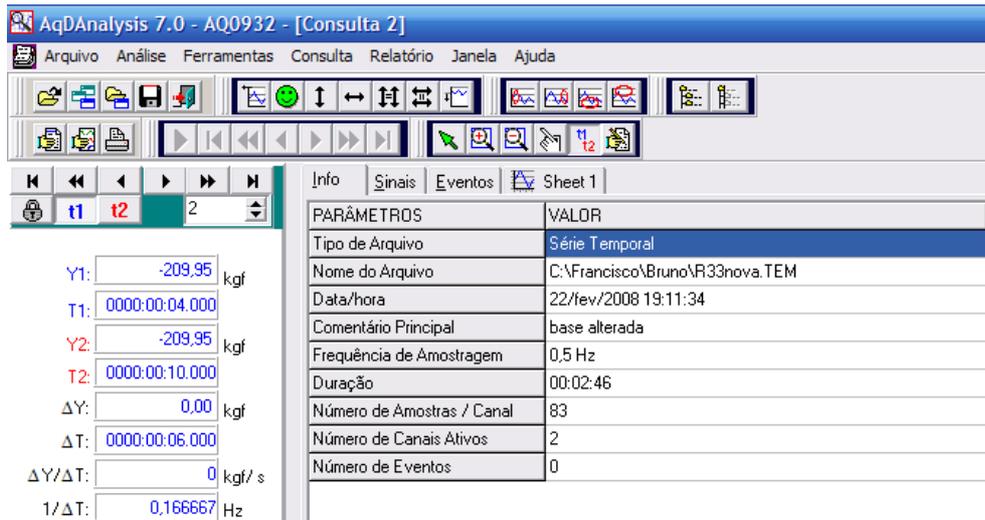


Figura 126 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R33.

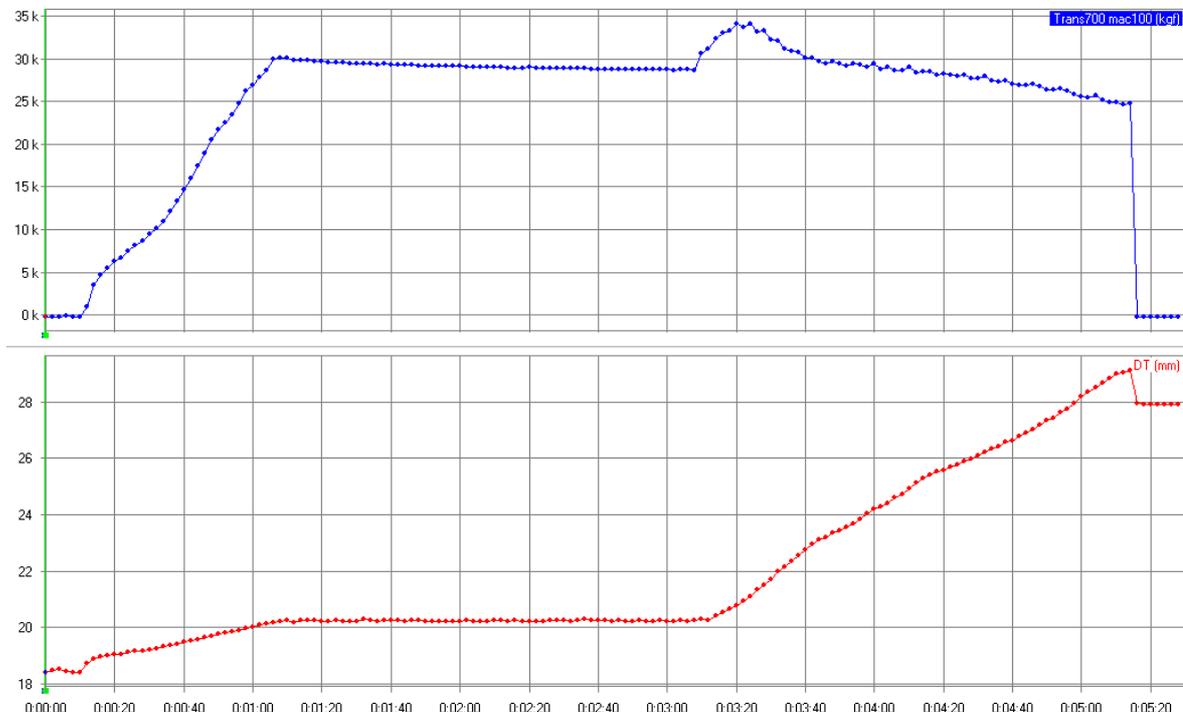
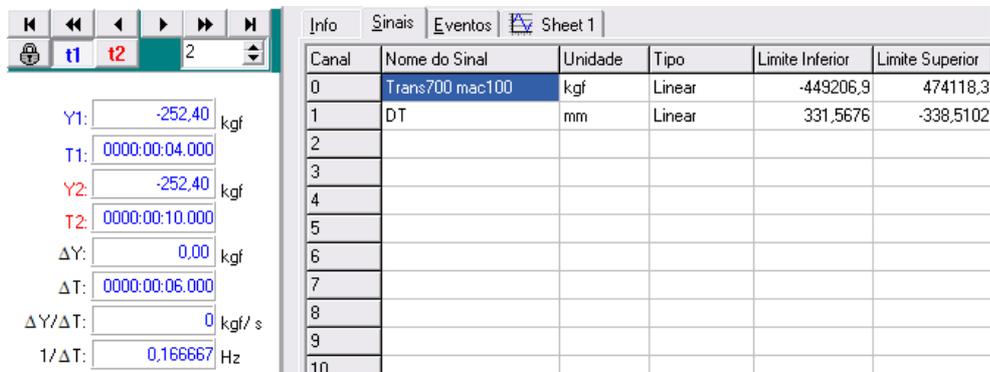
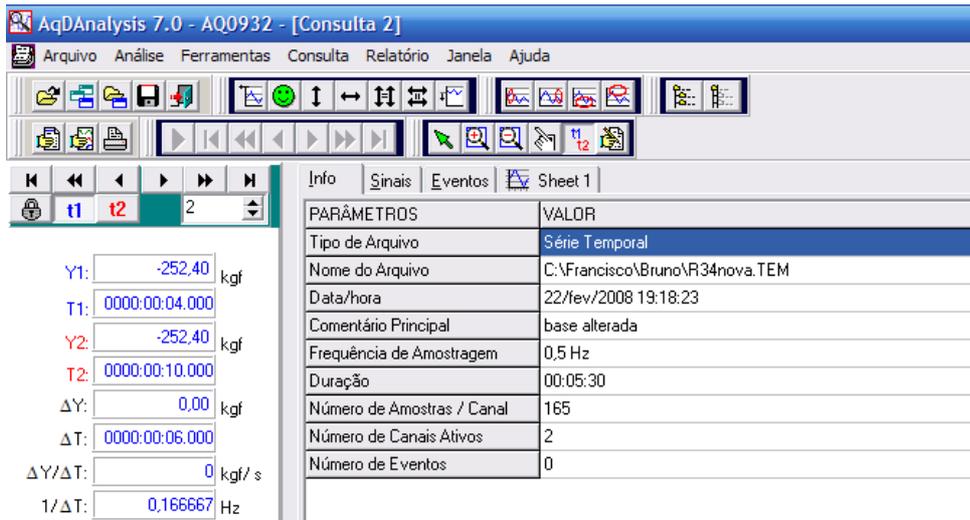
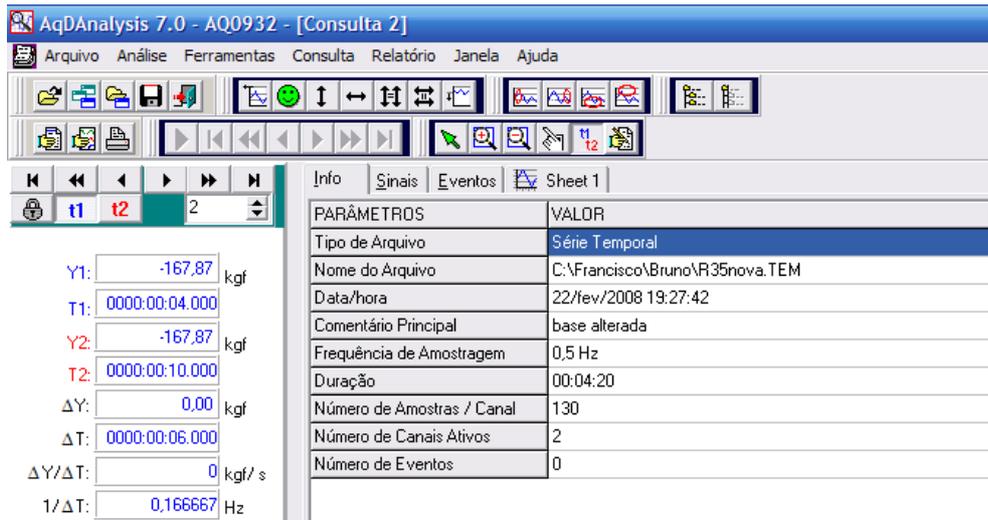


Figura 127 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R34.



Info Sinais Eventos Sheet 1

Canal	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Limite Inferior	Limite Superior
0	Trans700 mac100	kgf	Linear	-449206,9	474118,3
1	DT	mm	Linear	331,5676	-338,5102
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Y1: -167,87 kgf
T1: 0000:00:04.000
Y2: -167,87 kgf
T2: 0000:00:10.000
ΔY: 0,00 kgf
ΔT: 0000:00:06.000
ΔY/ΔT: 0 kgf/s
1/ΔT: 0,166667 Hz

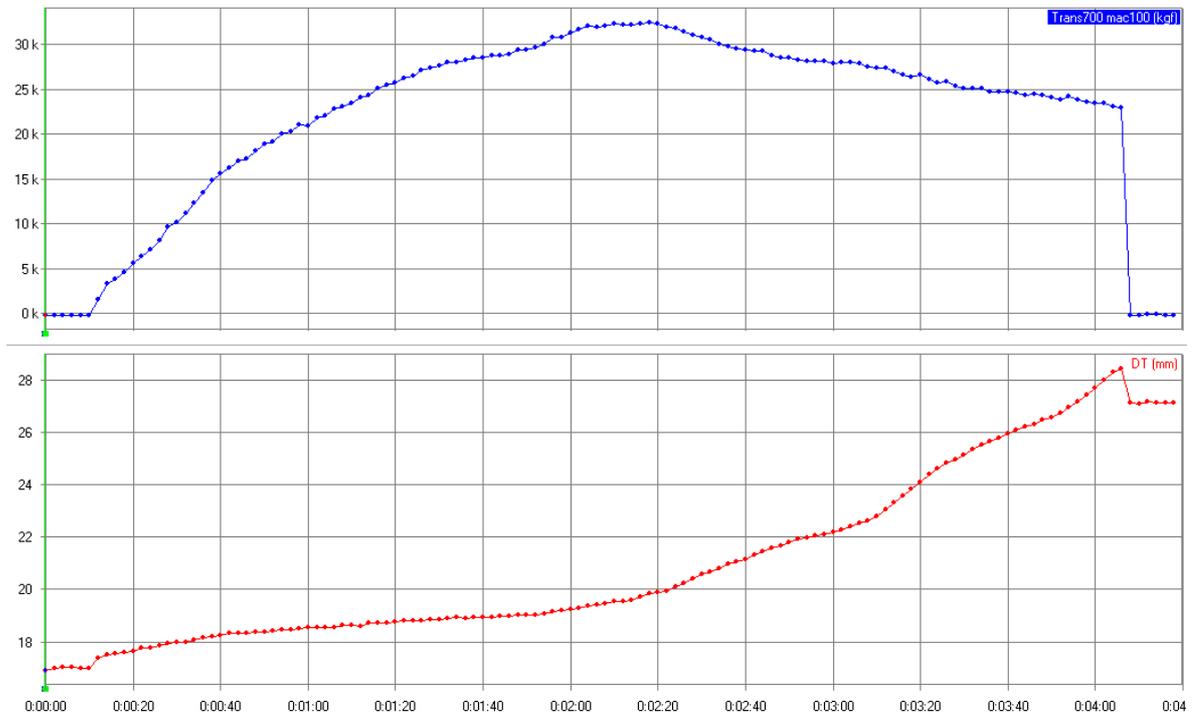


Figura 128 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R35.

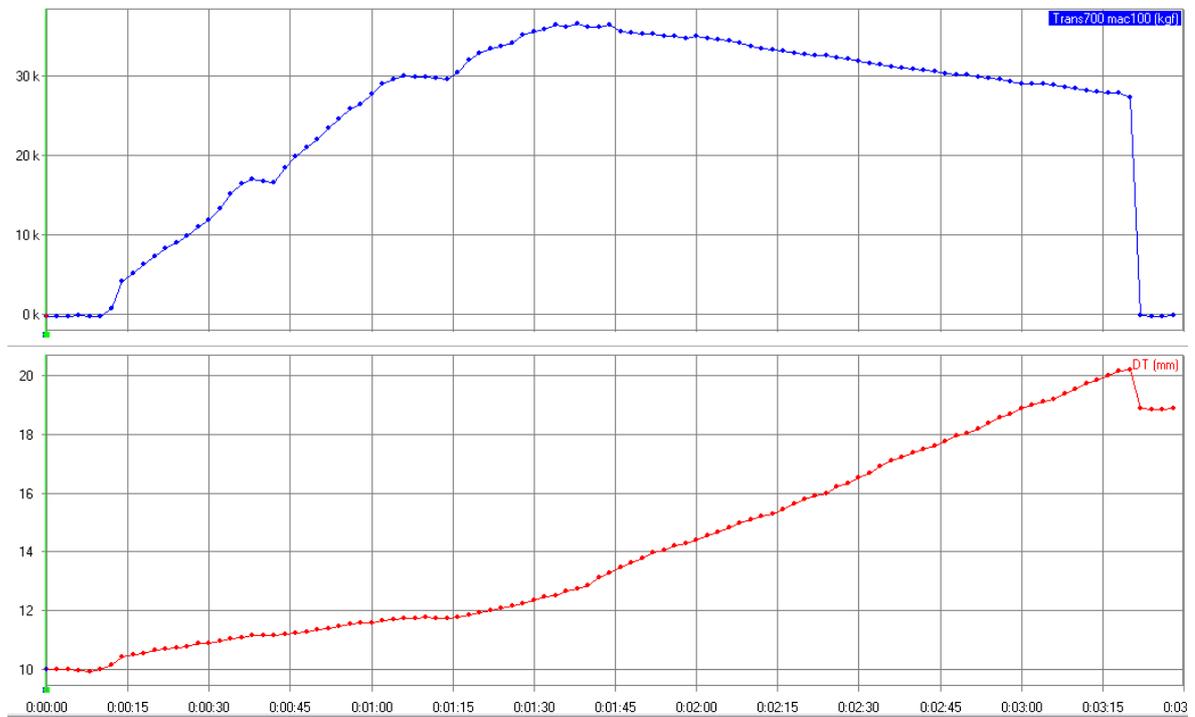
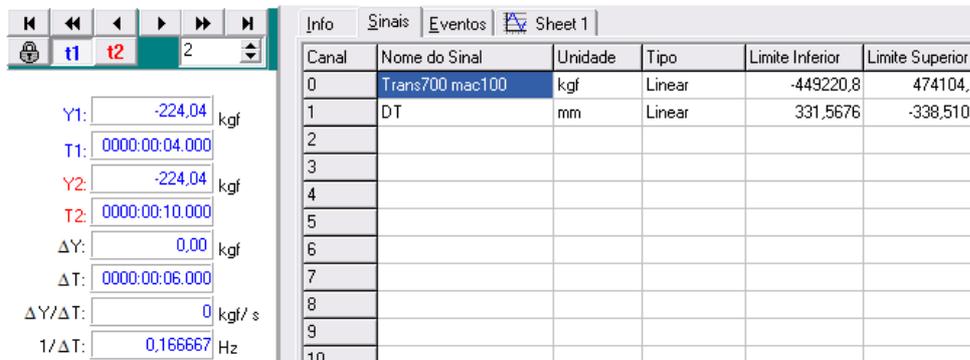
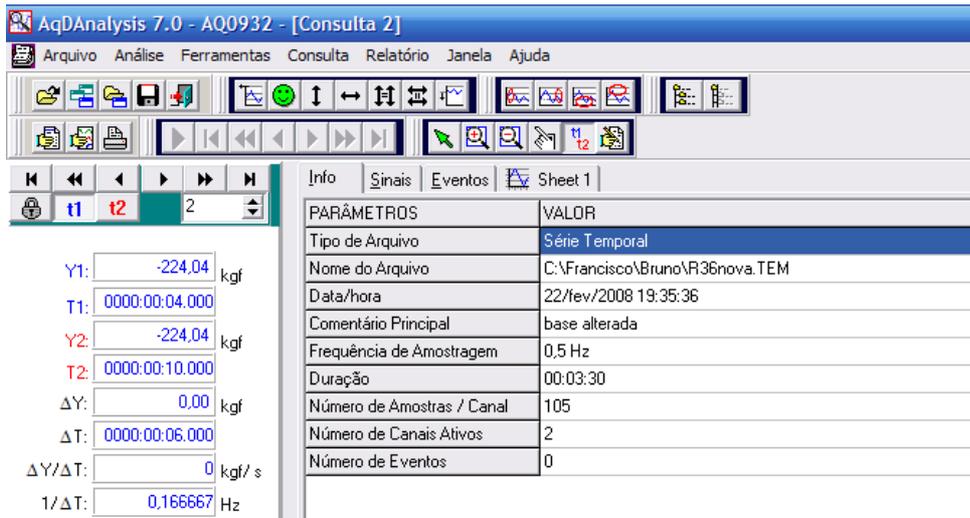


Figura 129 – Gráfico Carregamento versus Deslizamento do corpo-de-prova R36.

10. APÊNDICE II – RESULTADOS COMPUTACIONAIS

Devido à grande quantidade de dados simulados em todas as séries, através do método de elementos finitos pelo *software* DEFORM, foram anexados as figuras que representam o comportamento dos pilares tubulares circulares sem costura preenchidos com concreto ao efeito do dano, à tensão principal, à tensão efetiva, à pressão normal e os gráficos de carregamento versus deslizamento para todas as amostras.

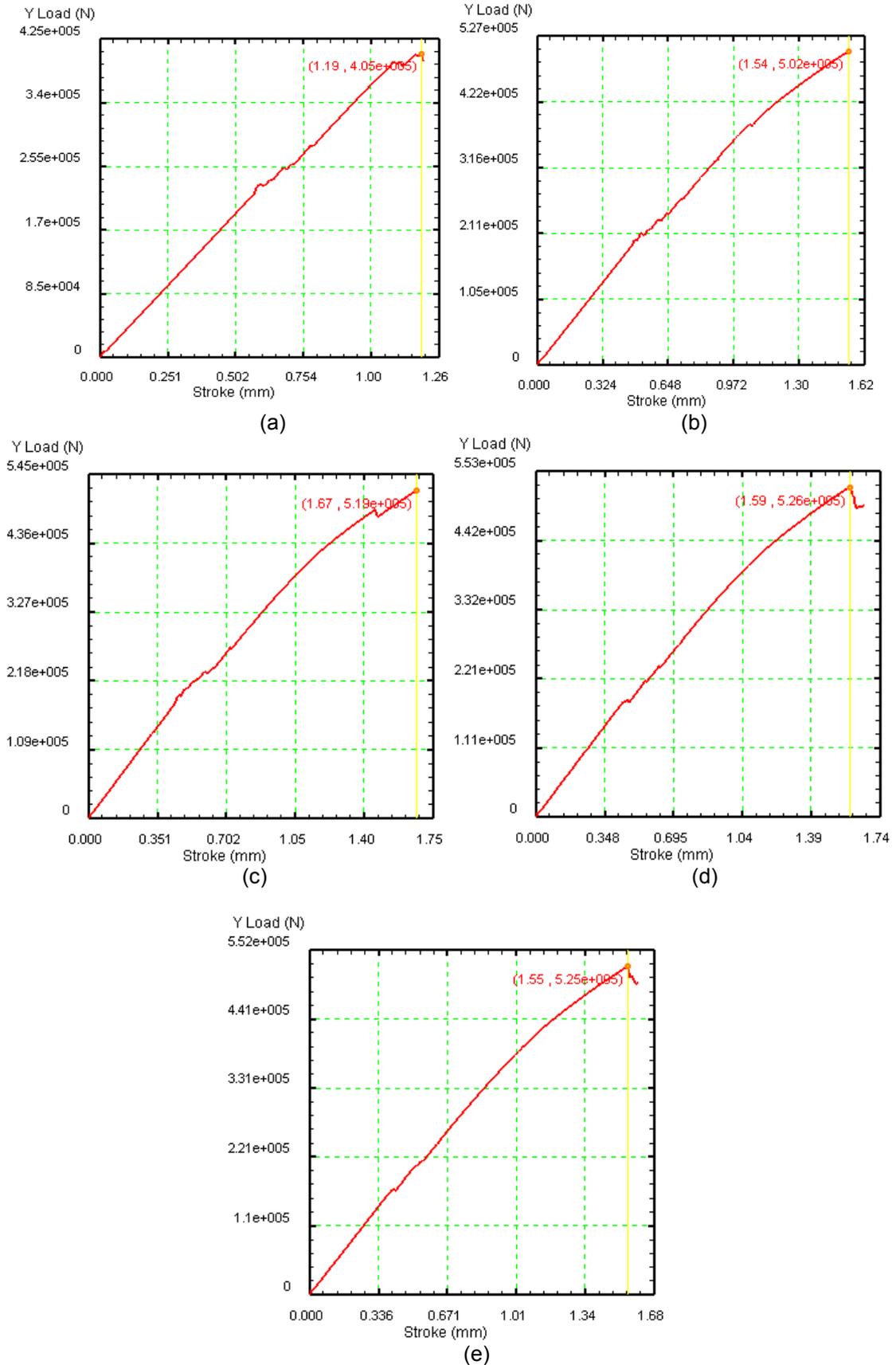


Figura 130 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1_35 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

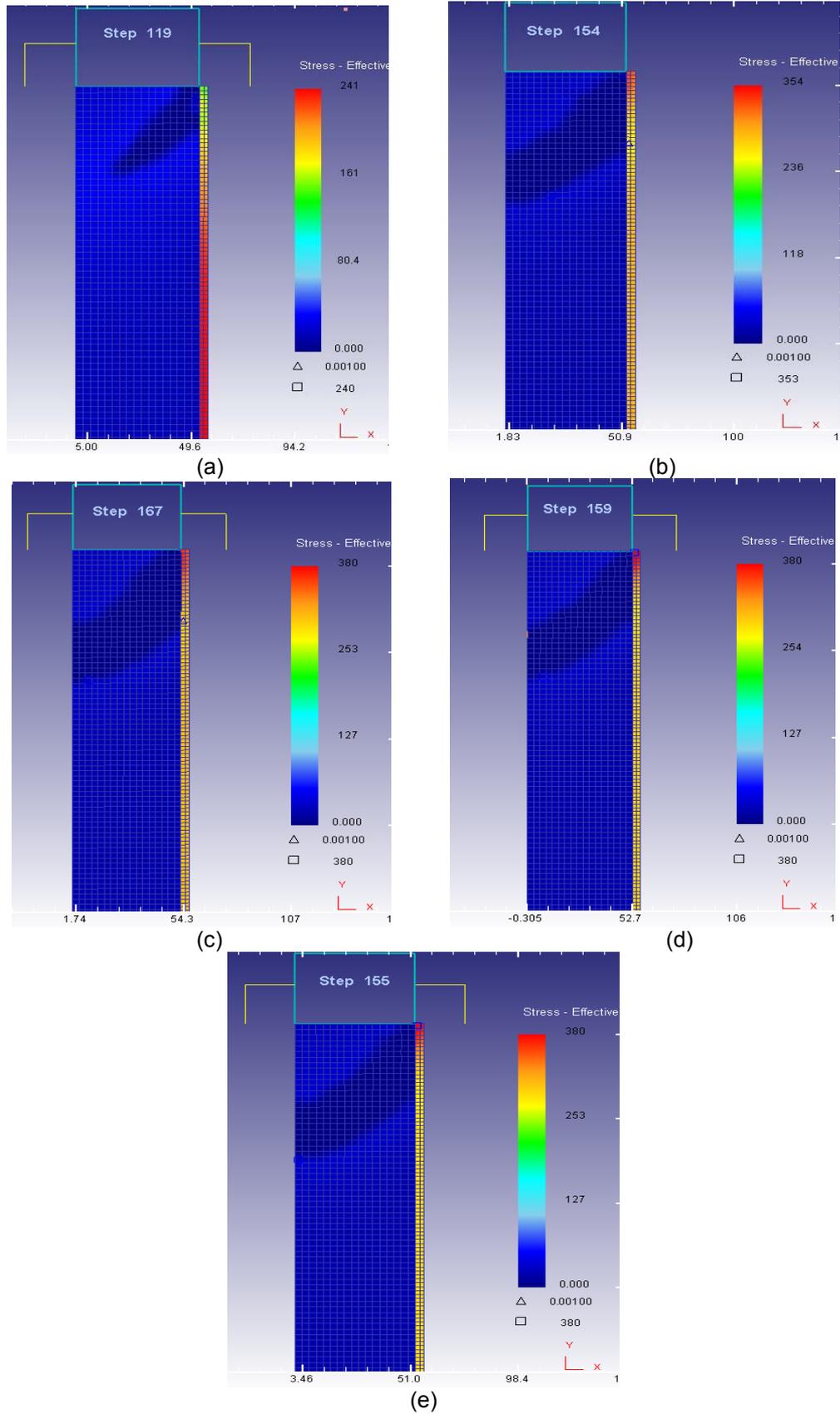


Figura 131 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1_35 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

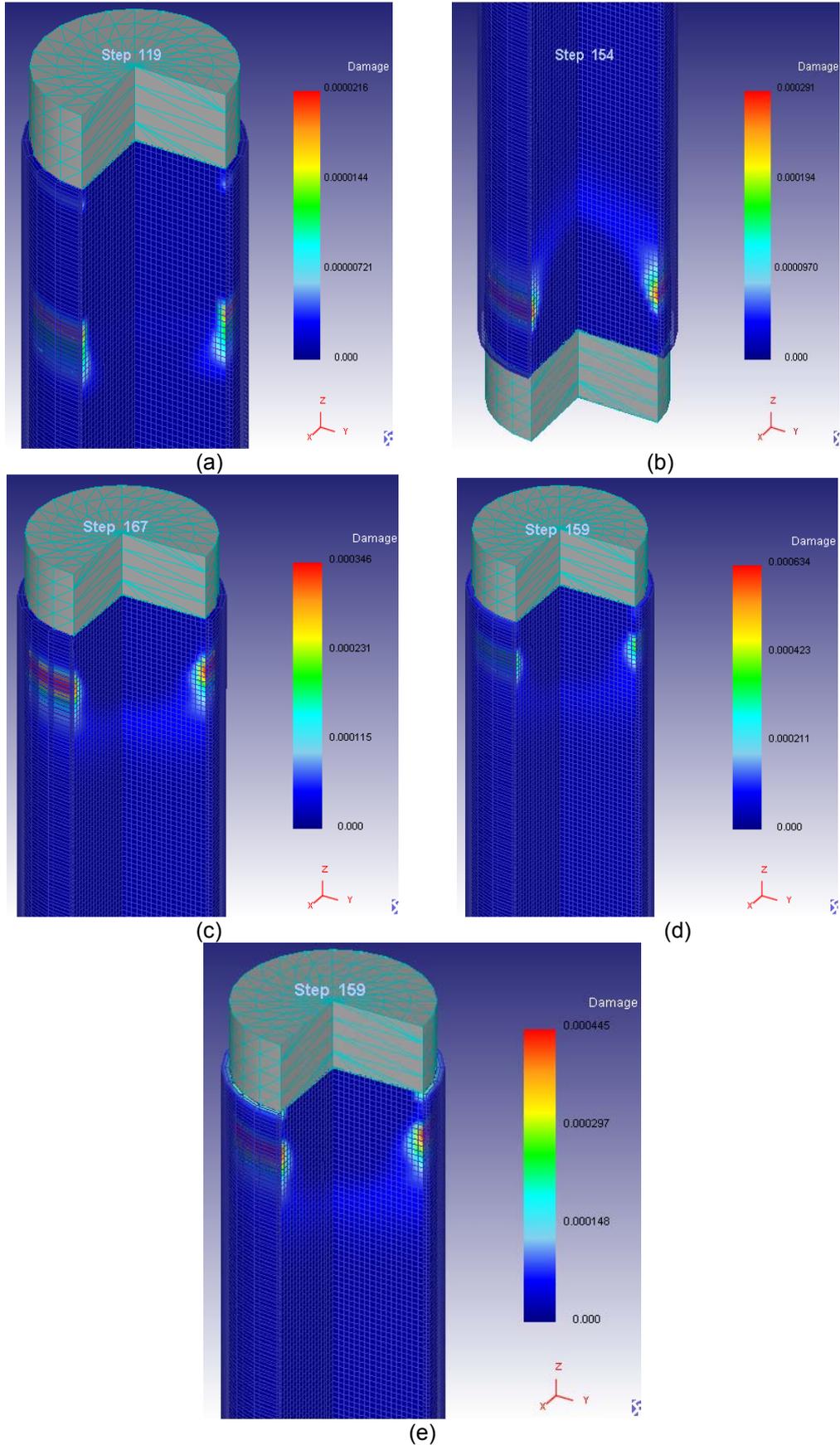


Figura 132 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1_35. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

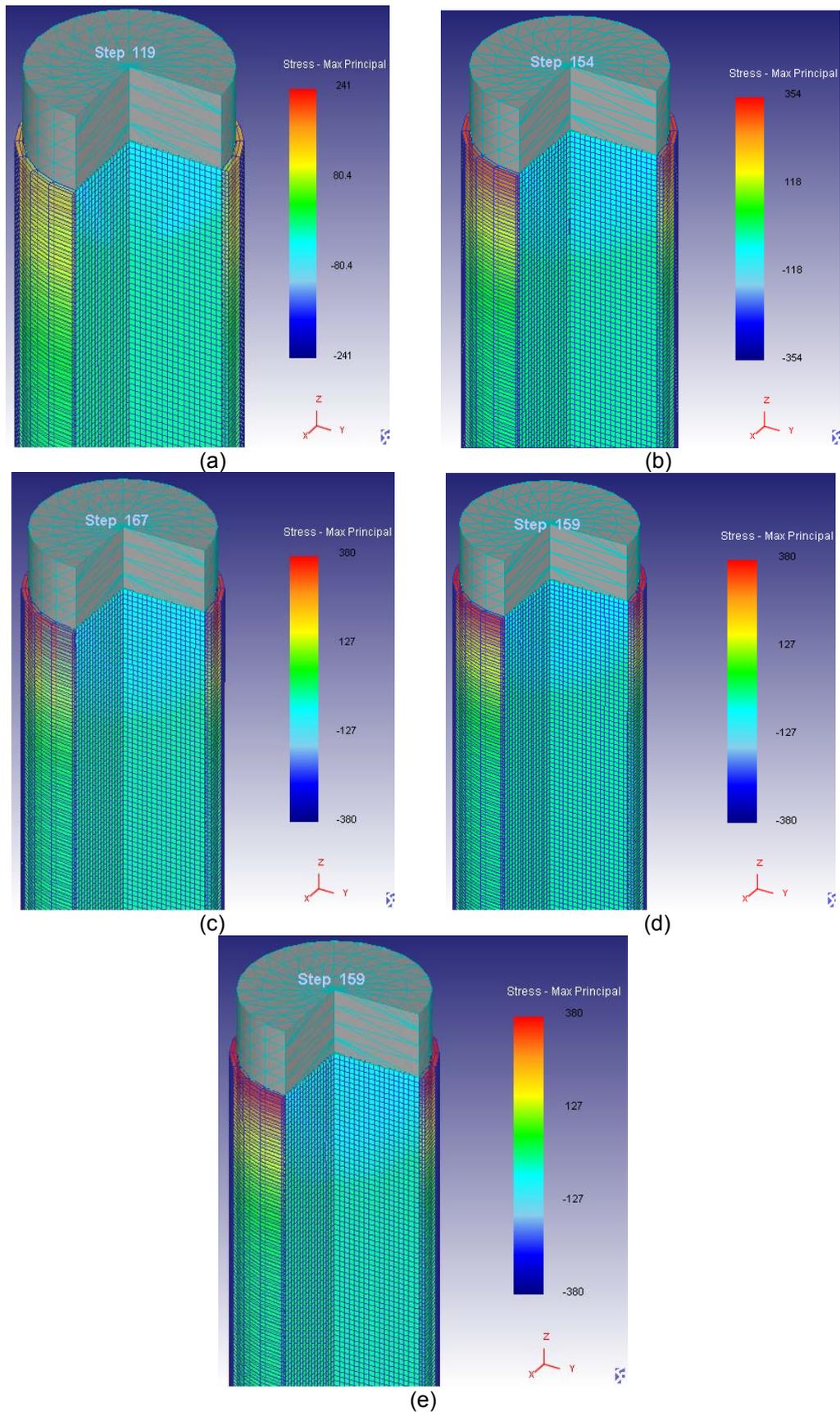
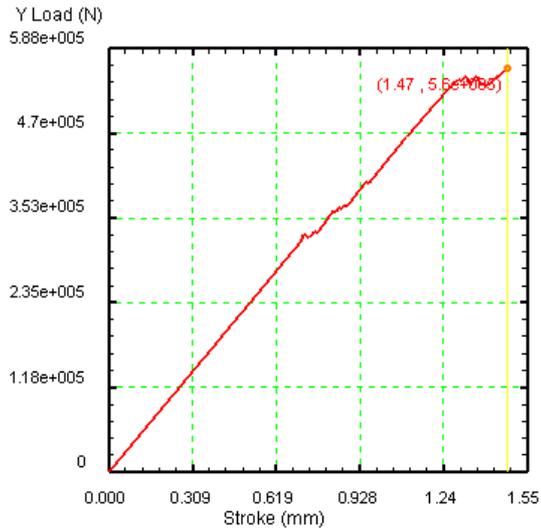
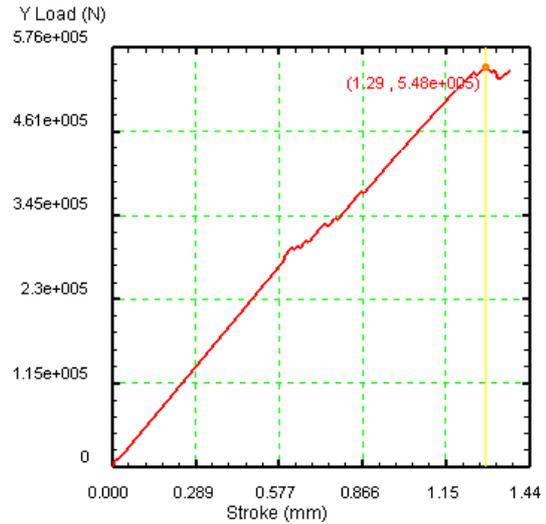


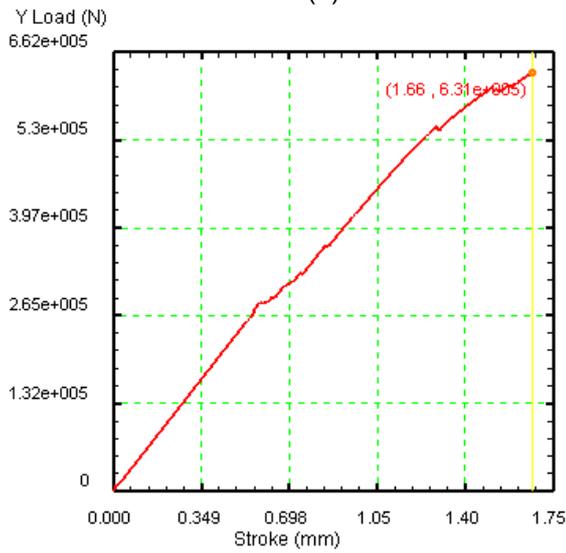
Figura 133 – Tensão efetiva em 3-D para os corpos-de-prova da série 1_35. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.



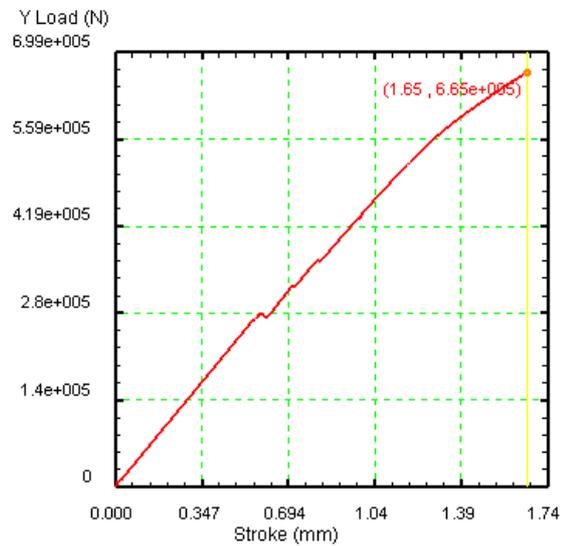
(a)



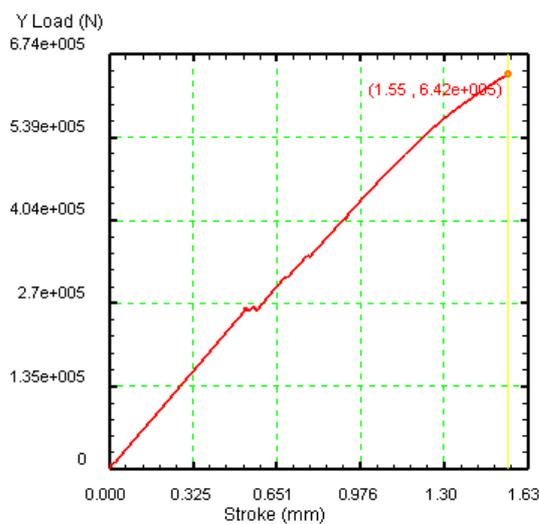
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 134 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1_50 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

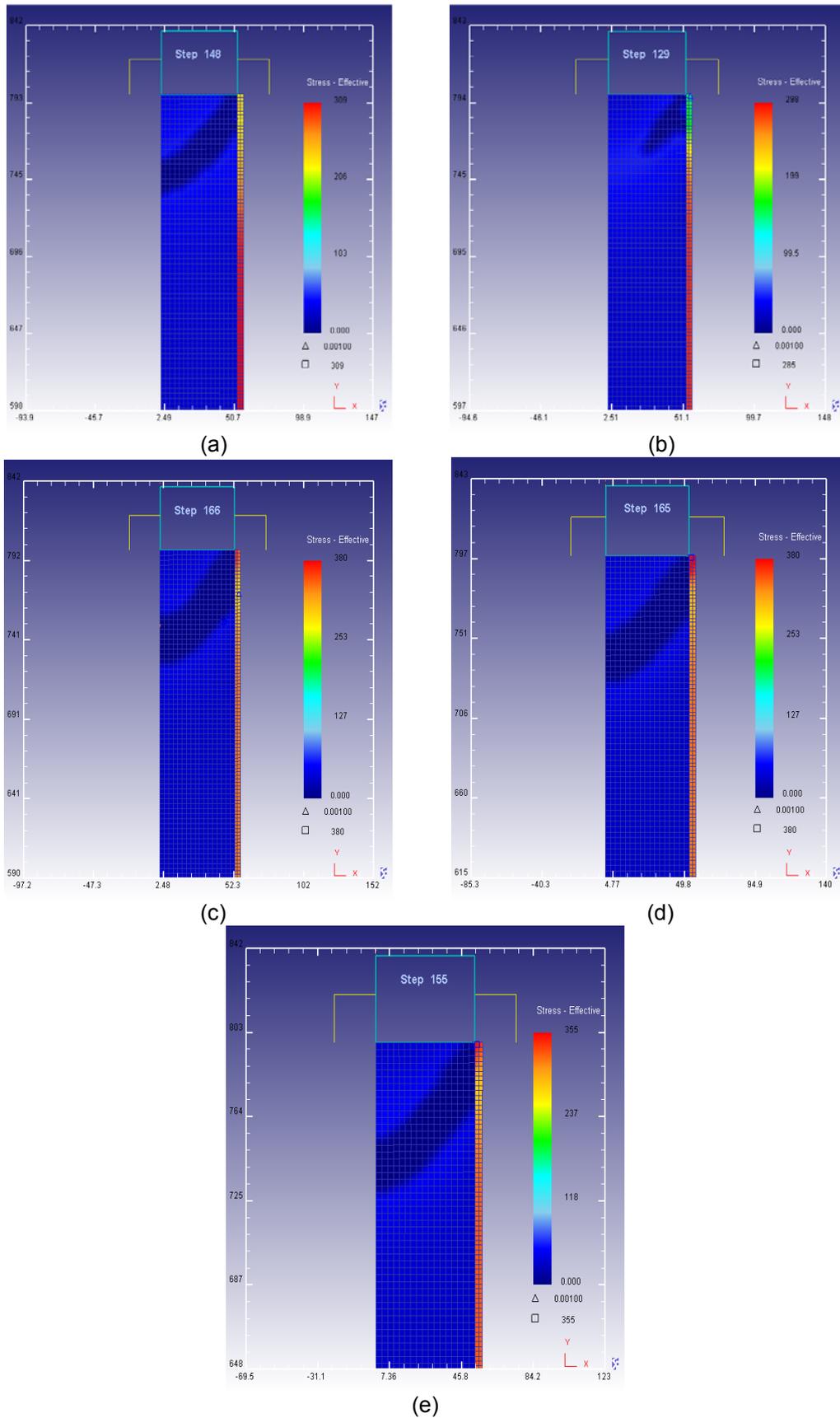


Figura 135 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1_50 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

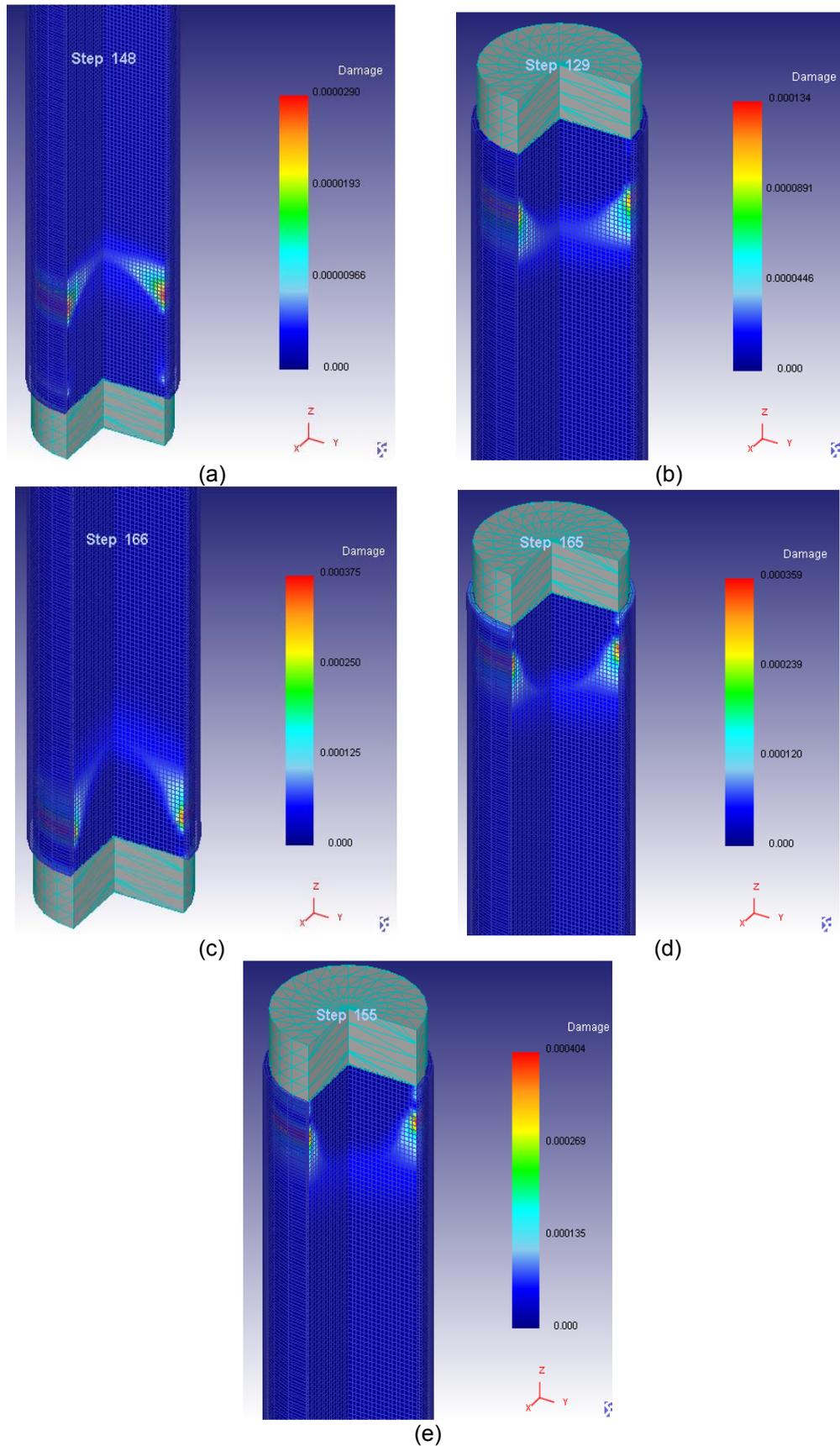


Figura 136 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1_50. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

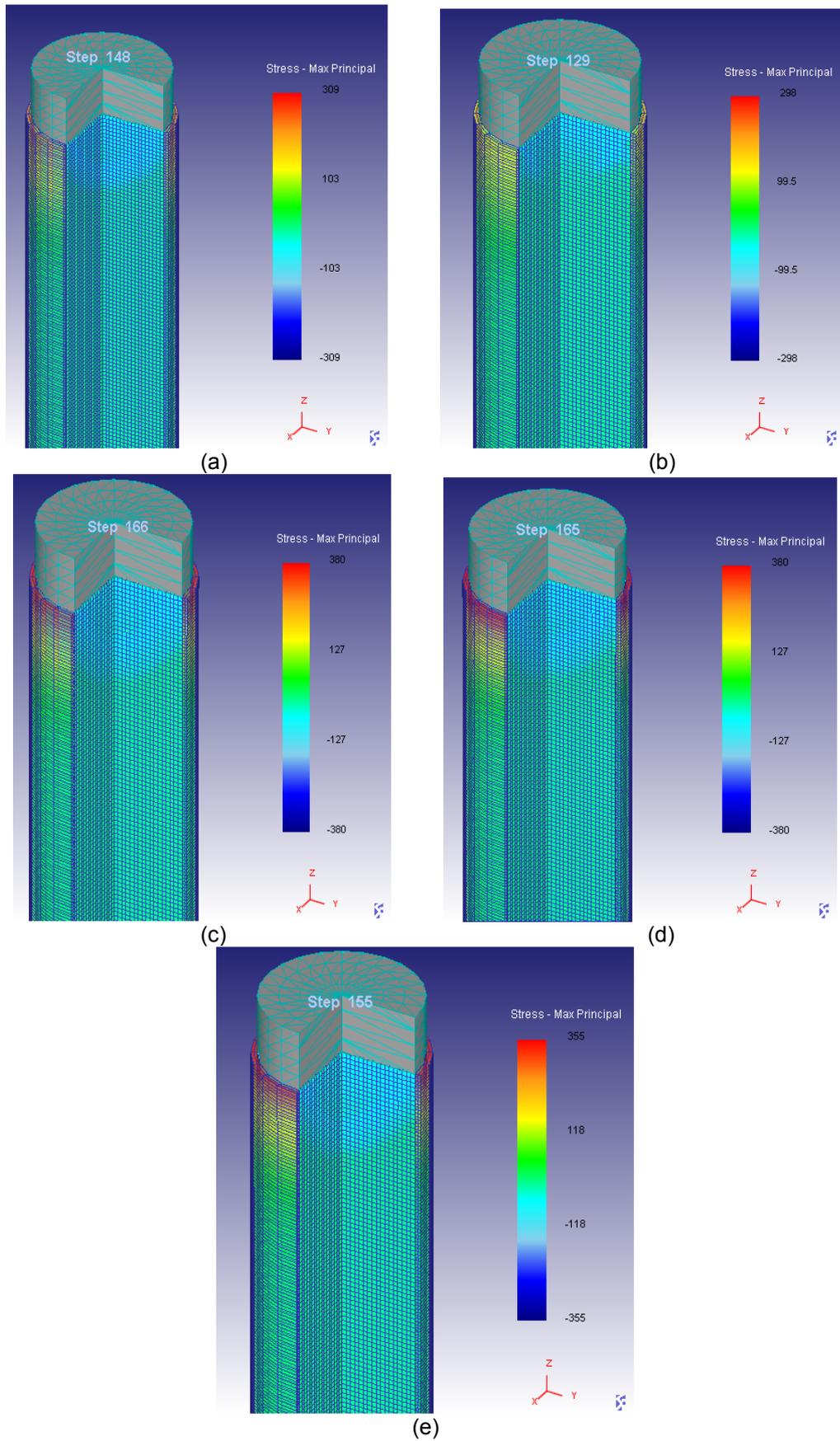


Figura 137 – Tensão efetiva em 3-D para os corpos-de-prova da série 1_50. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

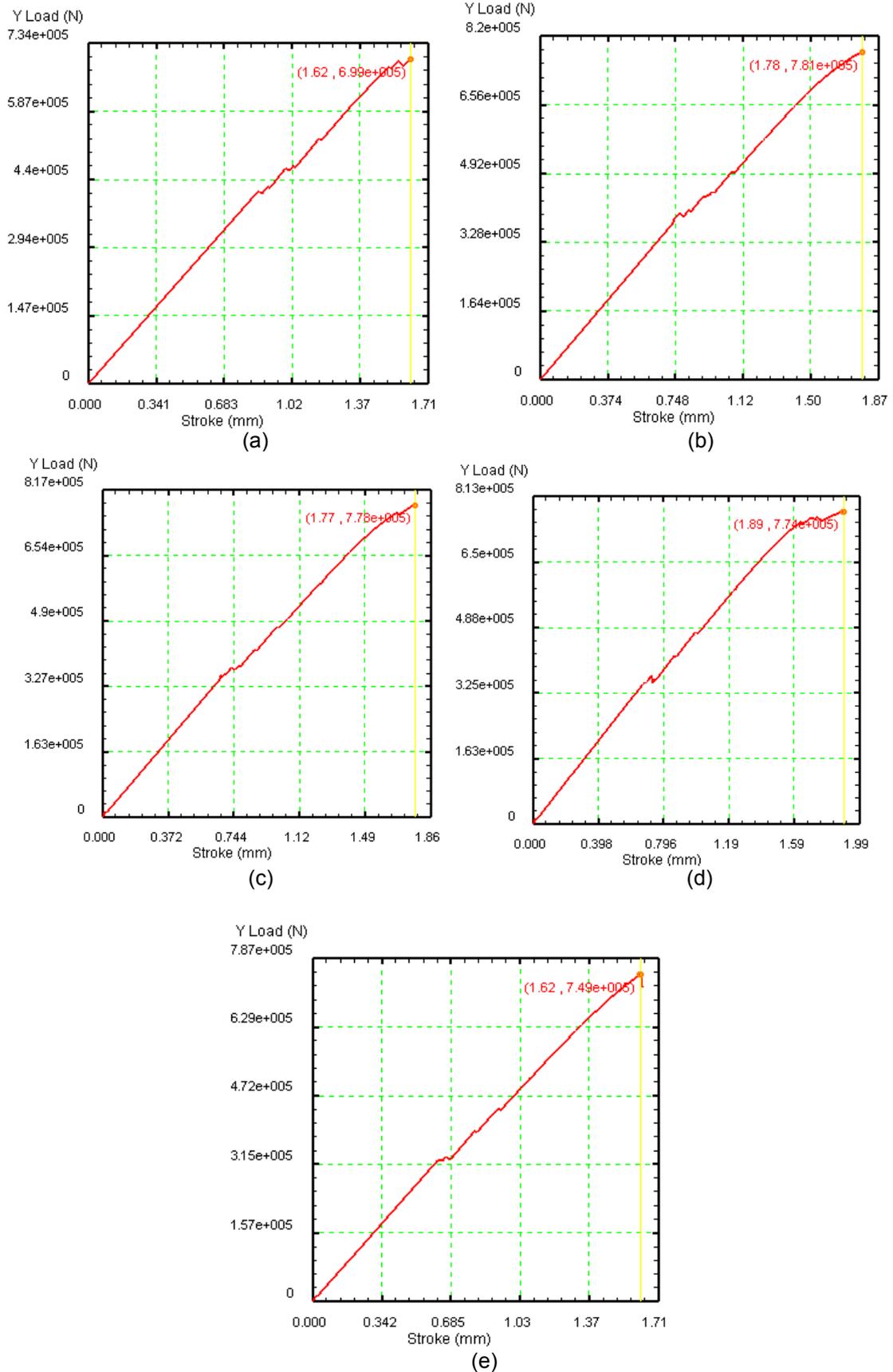
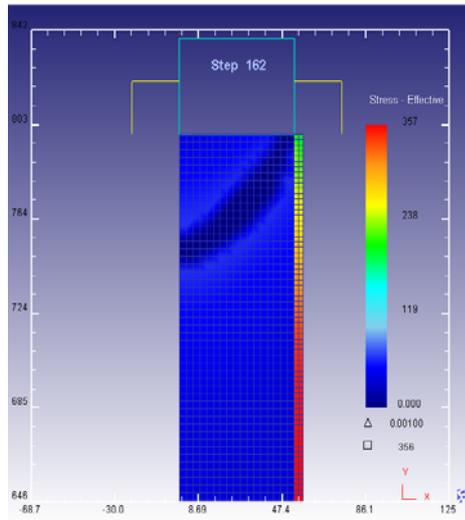
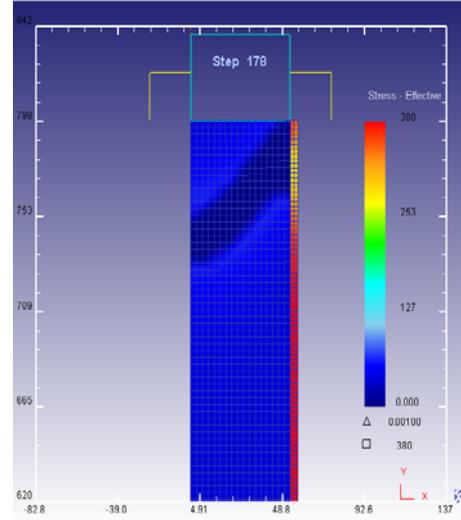


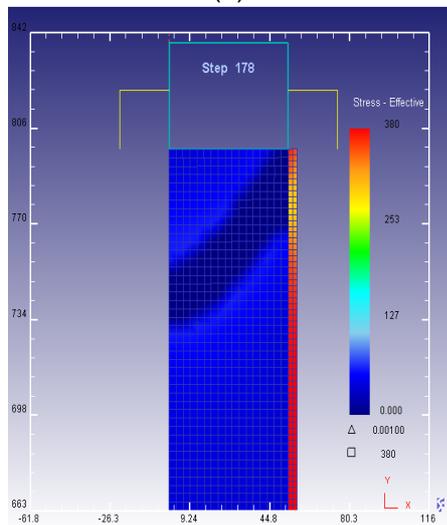
Figura 138 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 1_65 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.



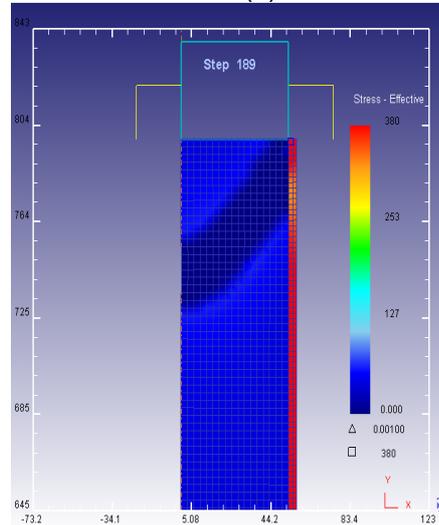
(a)



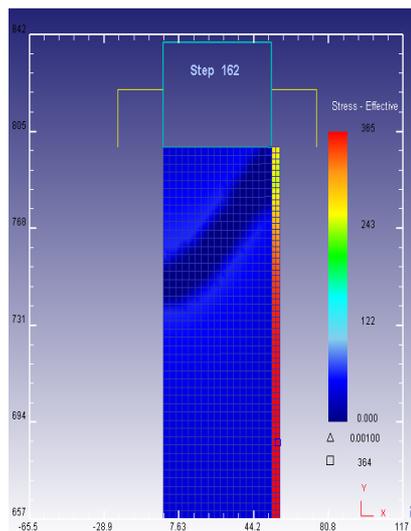
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 139 – Vista axissimétrica da tensão efetiva da série 1_65 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

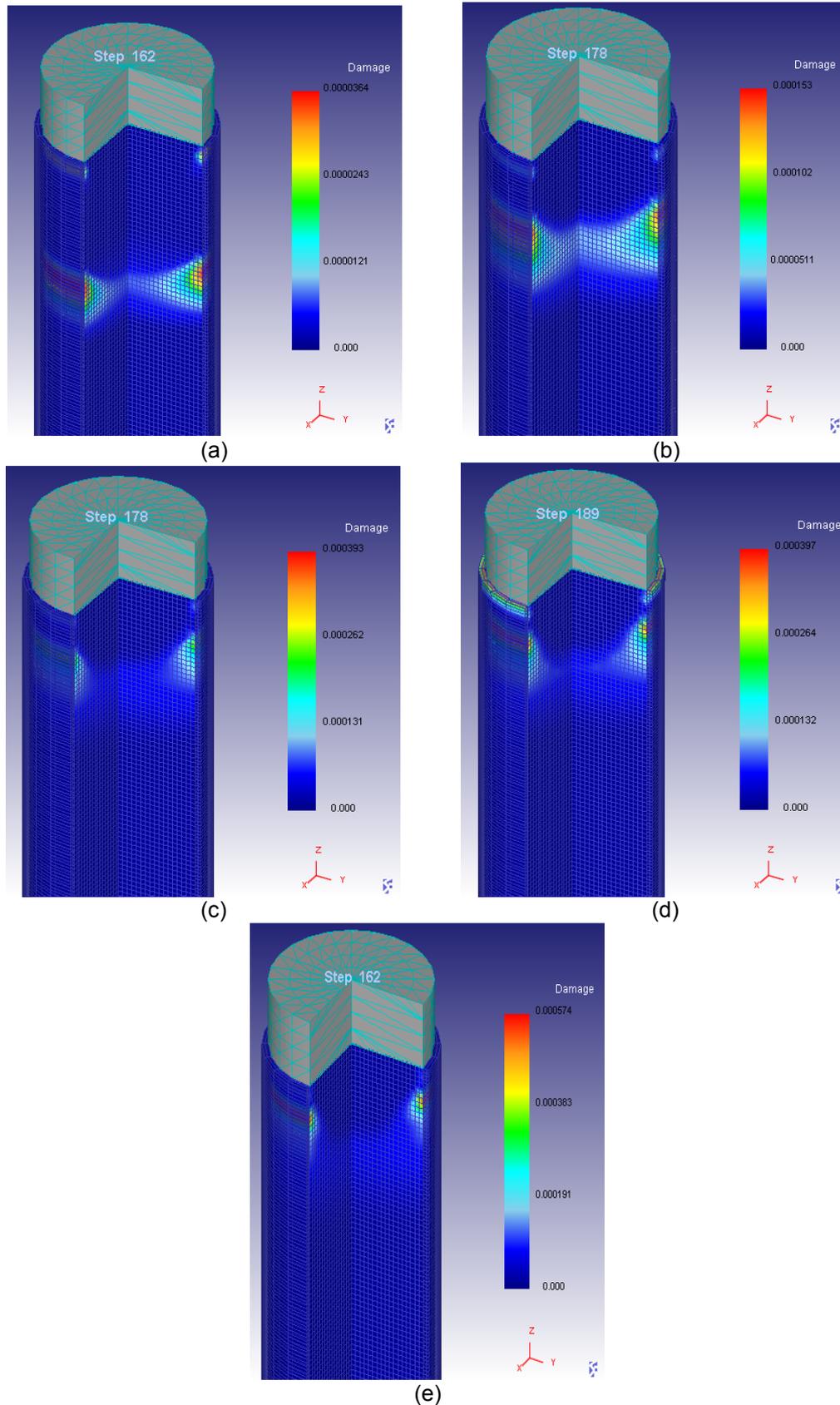


Figura 140 – Efeito do dano nos corpos-de-prova da série 1_65. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

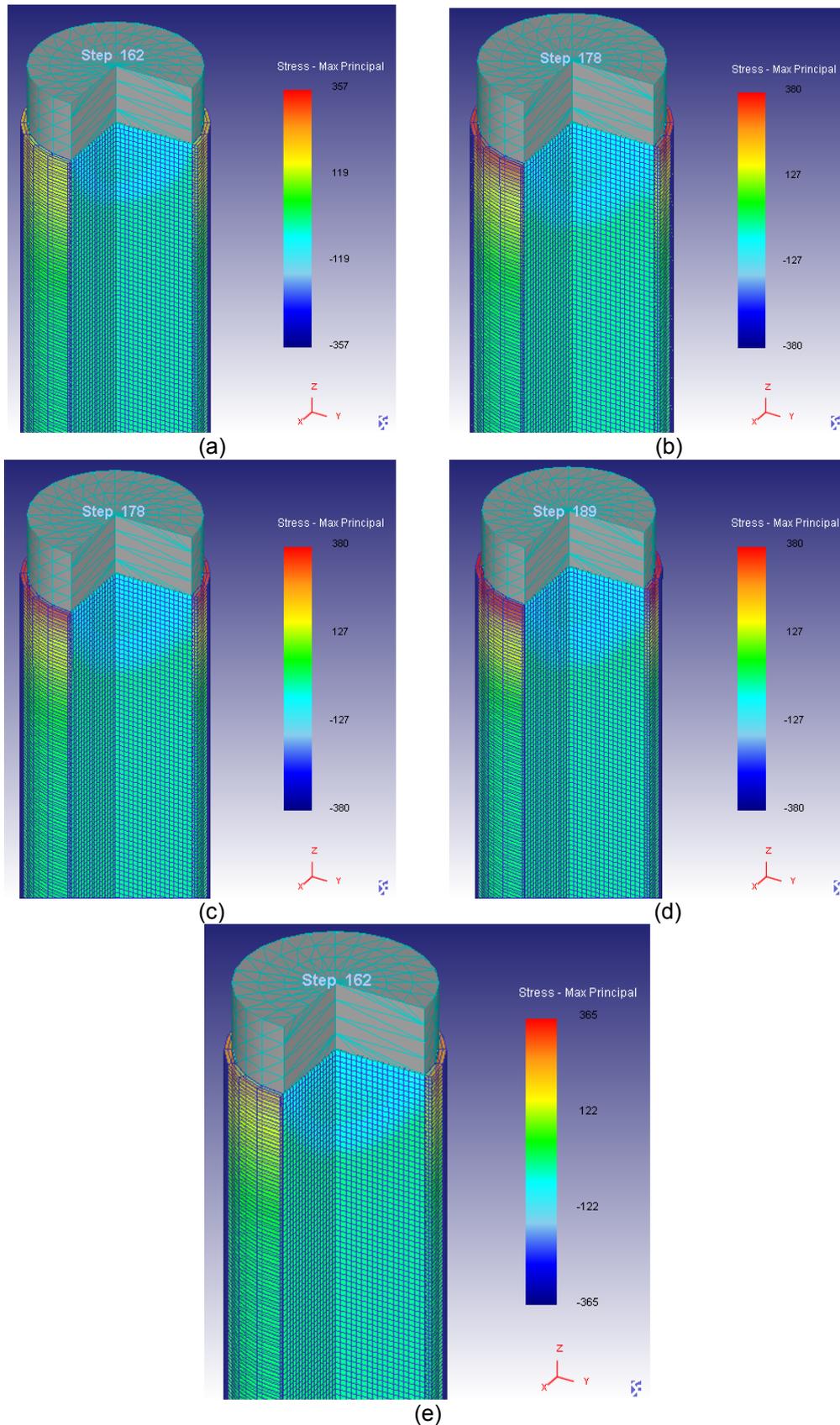
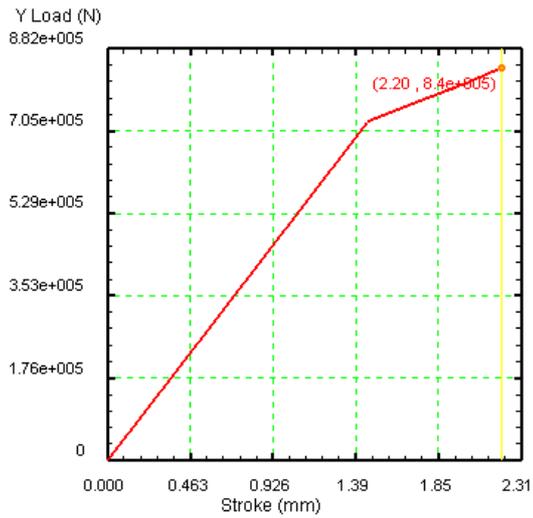
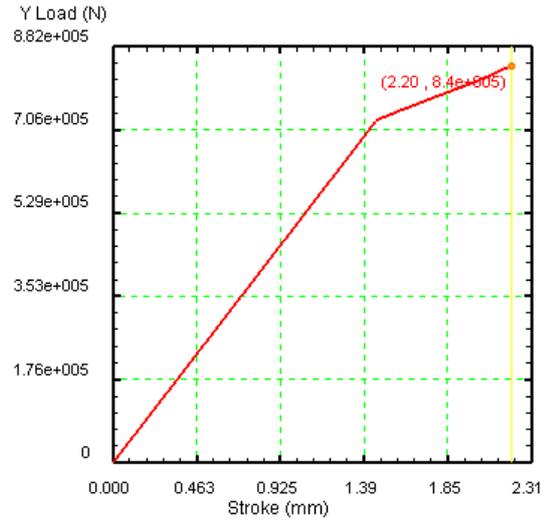


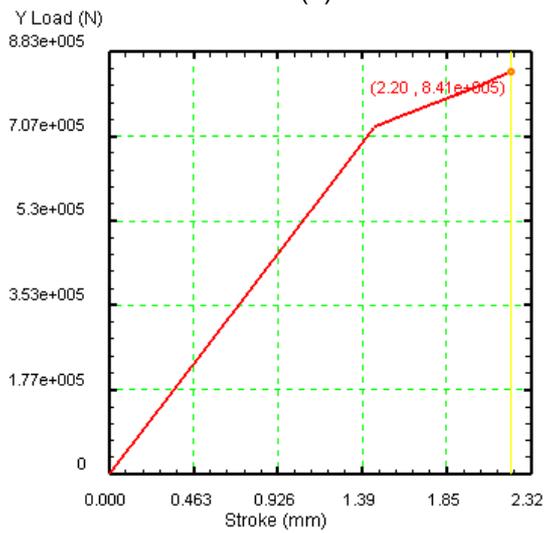
Figura 141 – Tensão efetiva em 3-D para os corpos-de-prova da série 1_65. Coeficiente de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.



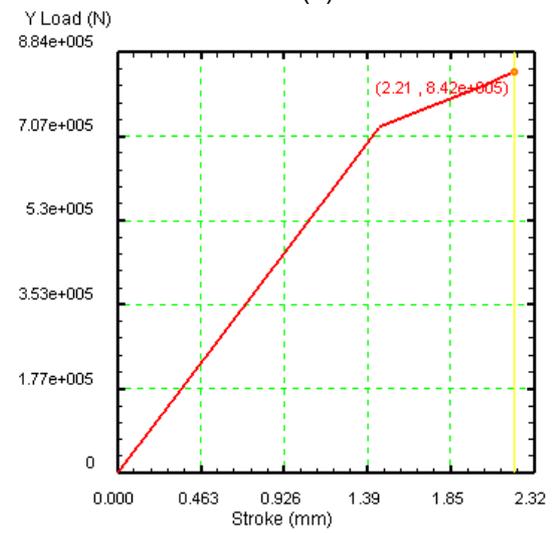
(a)



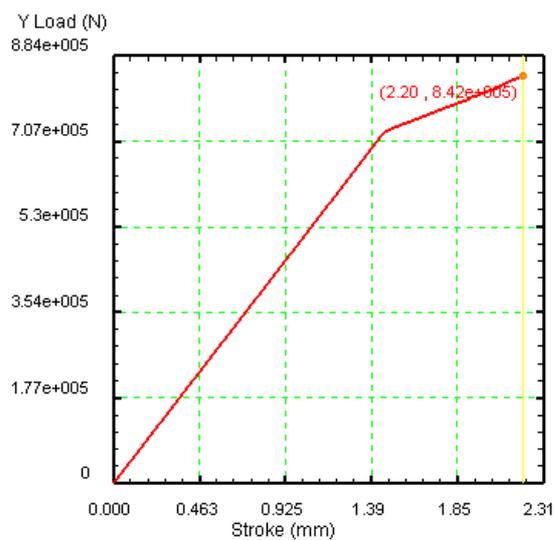
(b)



(c)

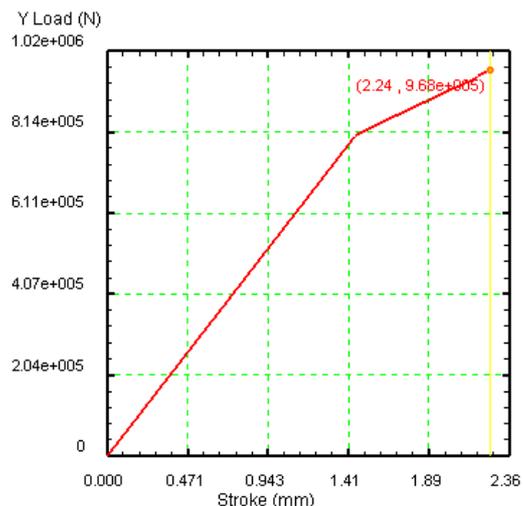


(d)

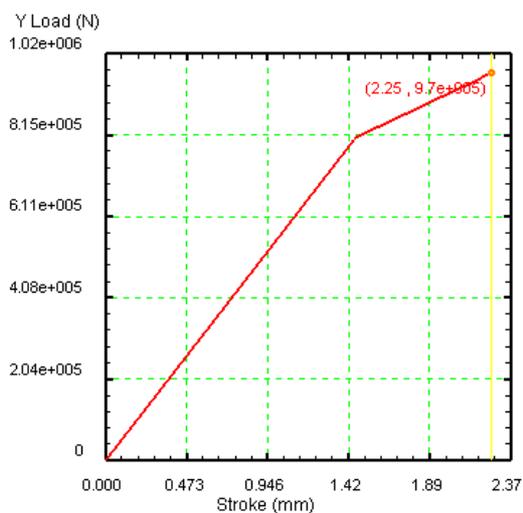


(e)

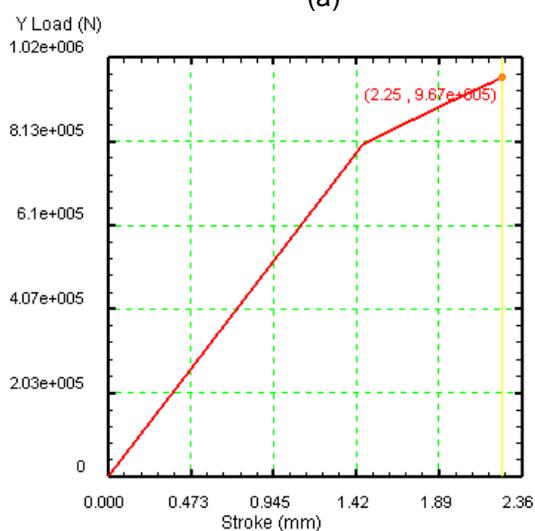
Figura 142 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 2_35 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.



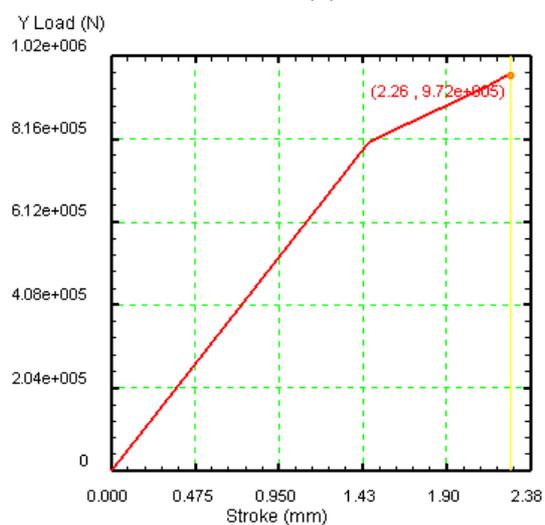
(a)



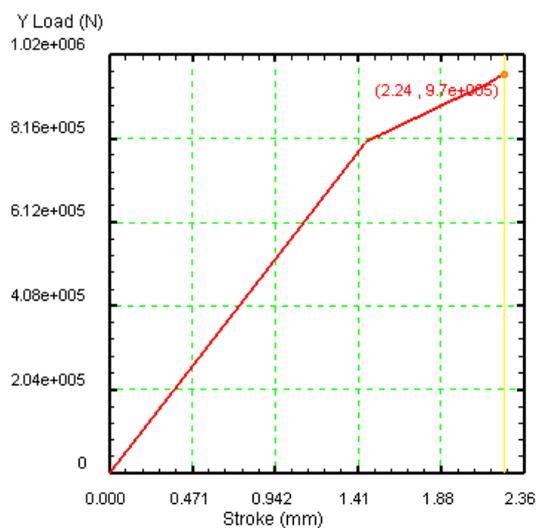
(b)



(c)

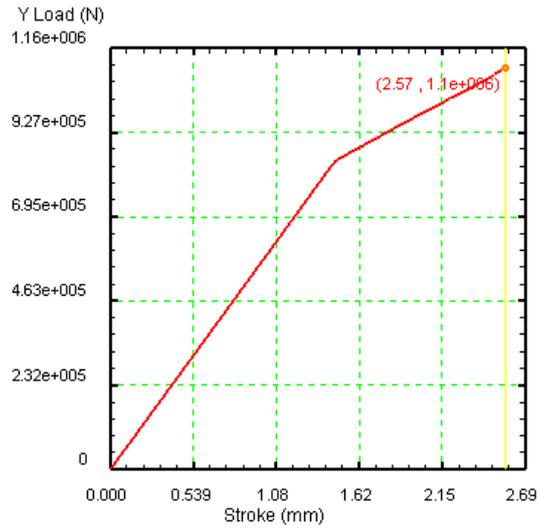


(d)

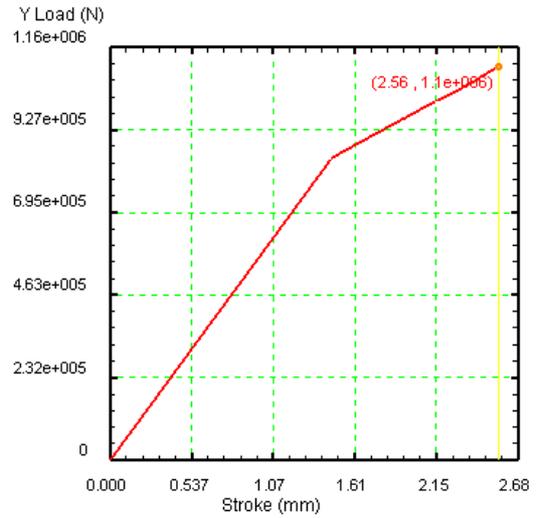


(e)

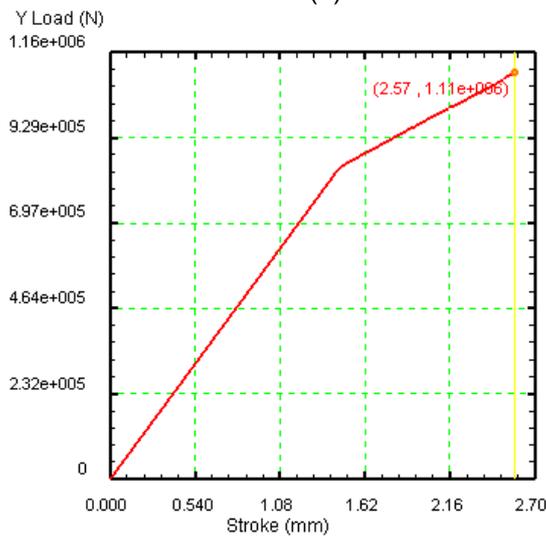
Figura 143 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 2_50 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.



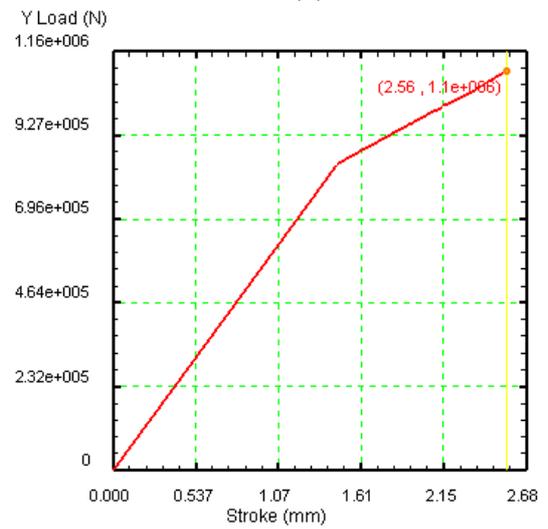
(a)



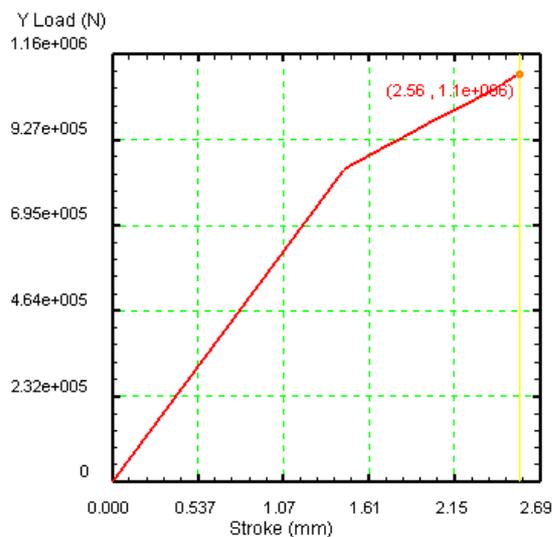
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 144 – Gráfico carregamento versus deslocamento dos corpos-de-prova da série 2_65 para coeficientes de atrito de (a) 0,12 MPa, (b) 0,24 MPa, (c) 0,36 MPa, (d) 0,48 MPa e (e) 0,60 MPa.

11. APÊNDICE III – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Com o propósito de obter a dosagem do concreto adequado para a utilização em pilares tubulares preenchidos, concreto auto-adensável com *slump* e *flow* altos para eliminar a necessidade de vibração e de alta resistência à compressão, foi elaborado o traço e a caracterização de todos os materiais constituintes conforme figuras anexadas a seguir.

DESCRIÇÃO DA EXPERIÊNCIA AUTO ADENSÁVEL TESTE UFMG	DATA 30/1/2008	NUMERO 5328
	HORA	EXECUÇÃO

Resistência proposta
Mpa

Temperaturas			
Ambiente	Concreto	Água	Cimento

Identificação dos materiais					
mcc	descrição / fornecedor	m.e.	m.u.	m.f	custo (R\$)
cimento	Duracem AD300	2,950	1,000		
adt. a		2,950	1,000		
adt. F		1,000	1,000		
areia 1	Areia Natural Irineu	2,637	1,420	2,513	
areia 2	Areia Artificial Ical	2,677	1,684	2,760	
pedra 0		2,660	1,000	6,051	
pedra 1	Brita 0 - Gnaisse	2,682	1,000	6,949	
pedra 2		2,703	1,000	7,700	
água		1,000	1,000		
adt.1	TEC MULT 562				
adt.2	GLENIUM 3010				
adt.3					
adt. x		7,000	1,000		
adt. y		1,000			

abatimento na central (cm)	prev.	obtido
4±1		

abatimento na obra (cm)	prev.	obtido
22±2		

abatimento após 2º aditivo (cm)	prev.	obtido

aplicação
FLUIDO

descrição	prop.	obtido
finos	n/a	n/a
f.a.a.	n/a	n/a
f.t.a.	n/a	n/a
gran p#4.8/agrt	n/a	n/a
piso p#4.8	n/a	n/a
% água em peso	8,6	8,6
% água volume	23,3	23,3
água (litros)	185	189
arg. real	64,0	64,0
ar incorp.	2,0	
m.f. do traço	3,415	3,418
% arg. ref.	64,0	64,0
ca		
ra		
água / ag te	0,450	0,450
densidade	2340	2390

traço proposto		ver. densidade		prop corrigidas	
mcc	m.f	unit pes	1 m³	unit pes	1 m³
cimento		411 kg	1,000		
adt. a					
adt. F					
areia 1	2,513	390 kg	0,948	kg	40,0
areia 2	2,760	593 kg	1,443	kg	60,0
pedra 0	6,051	761 kg	1,850	kg	100,0
pedra 1	6,949				
pedra 2	7,700				
água		185 lts	0,450	lts	
adt.1		0,800	s/aglt	3289 ml	0,799
adt.2		0,900	s/aglt	3700 ml	0,899
adt.3					
adt. x					
adt. y					

traço obtido: a/c = 0,450			traço para a/c = 0,450		
unit pes	unit vol	1 m³	unit pes	unit vol	1 m³
1,000	1,000	420 kg	1,000	1,000	420 kg
0,948	0,667	398 kg	0,945	0,666	397 kg
1,443	0,857	606 kg	1,438	0,854	604 kg
1,850	1,850	777 kg	1,855	1,855	779 kg
0,450	0,450	189 lts	0,450	0,450	189 lts
		3356 ml			3356 ml
		3776 ml			3776 ml

<input type="checkbox"/> Fixar A/C	<input checked="" type="checkbox"/> Corrigir Aditivo	ajuste água	redosagem 1	redosagem 2	redos. pers.					
		volume	dif arg / compl	dif arg / compl	L					
		130,0 L	L	L	L					
mcc	umid	unid.	qtd	água	qtd	água	qtd	água	qtd	água
cimento		kg	53,444							
adt. a		kg								
adt. F		kg								
areia 1		kg	50,7							
areia 2		kg	77,1							
pedra 0		kg	99,0							
pedra 1		kg								
pedra 2		kg								
água		lts	24,050							
adt.1		ml	428							
adt.2		ml	481							
adt.3		ml								
adt. x		g								
adt. y		g								
Abat. Obtido / Corr. (cm)										
Tempo (minutos)										

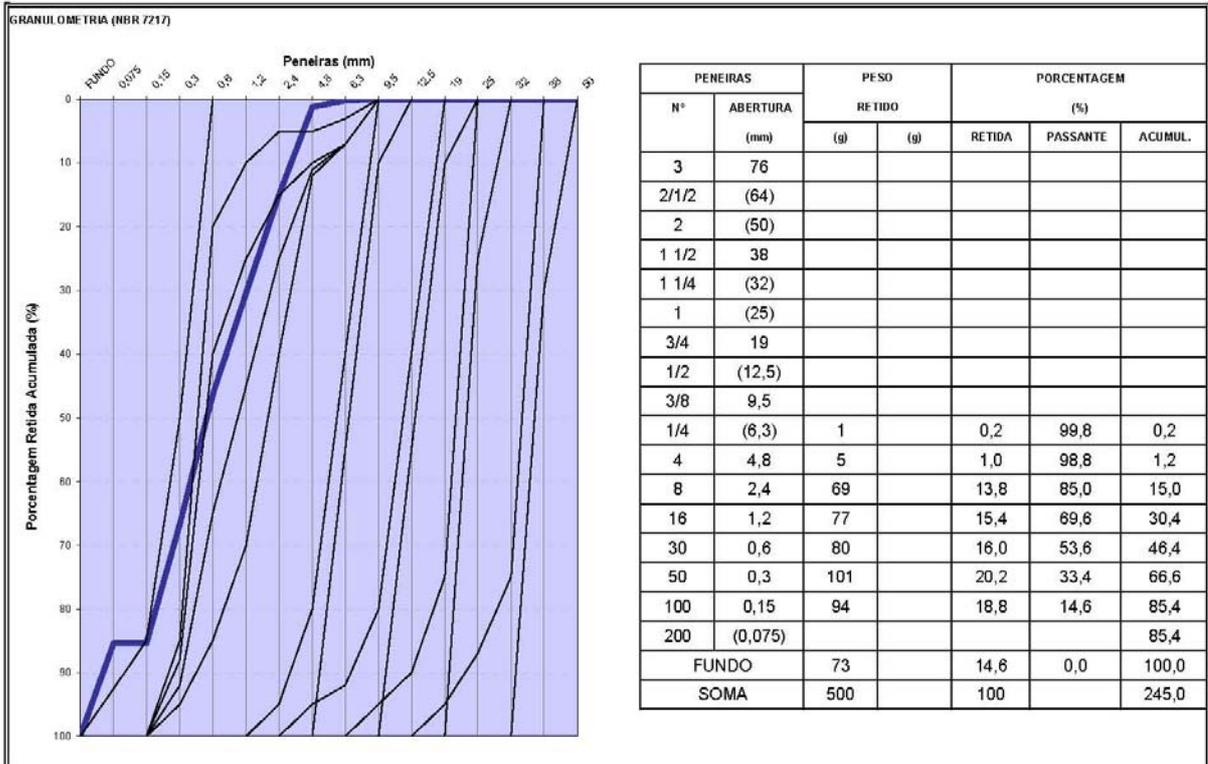
Traço Obtido : a/c = 0,450	
custo do traço proposto	
custo do traço obtido	
CPR - Custo por Mpa	
KPR - Consumo por Mpa	
custo do traço para a/c = 0,450	

Tempo (min)	Abatimento		Detalhamento das correções
	Obtido	Corrig.	

horário	tempo (min.)	abatim. (cm)	umid. rel. ar (%)	temp amb. (°C)	temp concreto (°C)

Figura 145 – Planilha elaborada pela Holcim Brasil S.A. para a execução do traço dos concretos para os ensaios experimentais em laboratório.

	CENTRO TECNOLÓGICO	CERTIFICADO Nº	AMOSTRA Nº	DATA DO ENSAIO	DATA DA COLETA
	ENSAIO DE AGREGADO	00387_07	00387_07	21-dez-07	11/dez/07
AGREGADO MIÚDO NATURAL	ROCHA	FORNECEDOR / PROCEDÊNCIA		CENTRAL	
10005527 - AREIA ESPECIAL		MINERAÇÃO GERAIS		KBHZ - BELO HORIZONTE	



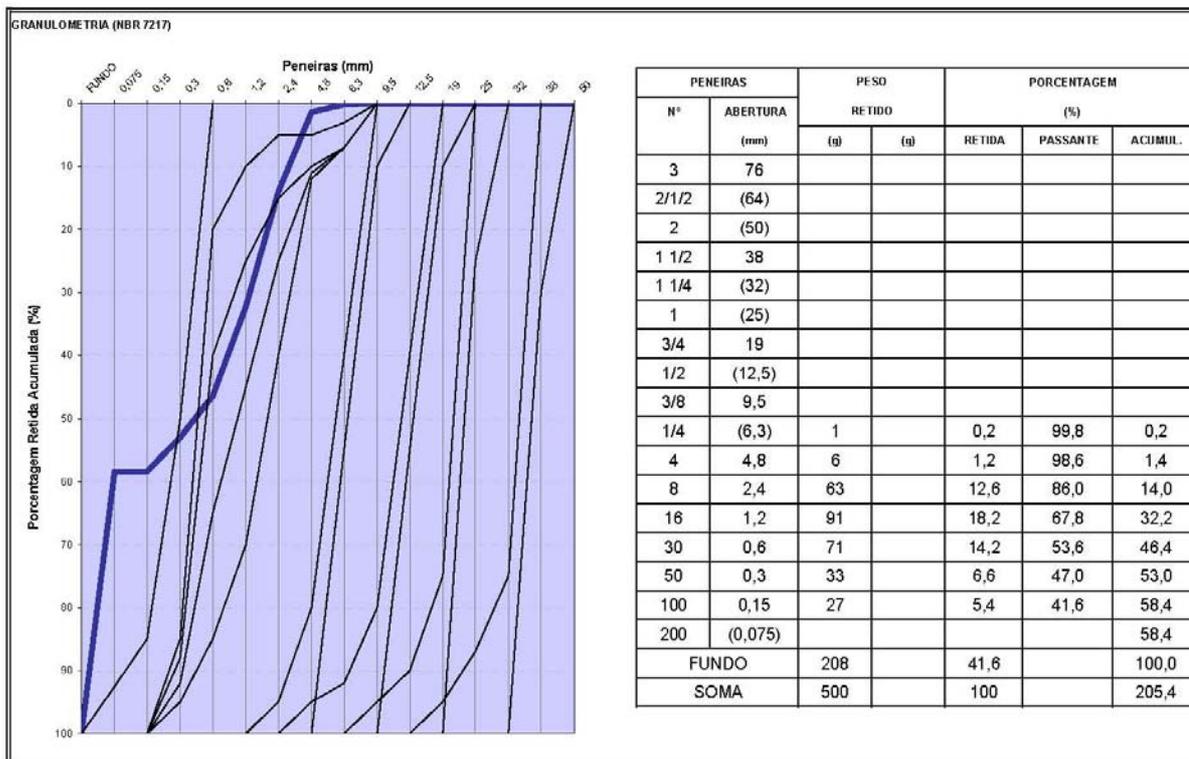
ÍNDICE DE FORMA (NBR-7809)		GRADUAÇÃO MÉDIA AGREGADO MIÚDO (ZONA3) Ok !!
MÓDULO DE FINURA (NBR-7217)	2,450	
DIMENSÃO MÁXIMA (NBR-7217)	4,800 mm	
MASSA ESPECÍFICA (NBR-9776)	2,591 kg/dm³	
MASSA UNITÁRIA SÊCA (NBR-7251)	1,464 kg/dm³	
MATERIAL PULVERULENTO (NBR-7219)	0,500 %	
IMPUREZAS ORGÂNICAS (NBR-7220)	ppm	
TORRÕES DE ARGILA (NBR-7216)	%	
ABSORÇÃO (NBR-9777)	%	
ABRASÃO LOS ÂNGELES (NM-51)	%	

OBSERVAÇÕES:
<p>LABORATÓRIO BELO HORIZONTE</p> 

A HOLCIM é responsável apenas pelos produtos de sua fabricação, sendo a assessoria técnica um serviço diferenciado e gratuito de apoio aos seus clientes. O cliente deverá ter ou contratar seu próprio serviço de controle tecnológico para garantia de qualidade de suas aplicações.

Figura 146 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado miúdo natural, areia especial.

	CENTRO TECNOLÓGICO	CERTIFICADO Nº	AMOSTRA Nº	DATA DO ENSAIO	DATA DA COLETA
	ENSAIO DE AGREGADO	0028_08	0028_08	30-jan-08	10/jan/08
AGREGADO MIÚDO ARTIFICIAL	ROCHA	FORNECEDOR / PROCEDÊNCIA		CENTRAL	
10005525 - AREIA ART MEDIA	CALCÁREO	ICAL	KBHZ - BELO HORIZONTE		



ÍNDICE DE FORMA (NBR-7809)		
MÓDULO DE FINURA (NBR-7217)	2,054	GRADUAÇÃO MÉDIA
DIMENSÃO MÁXIMA (NBR-7217)	4,800 mm	AGREGADO MIÚDO (ZONA3)
MASSA ESPECÍFICA (NBR-9776)	2,711 kg/dm³	
MASSA UNITÁRIA SÉCA (NBR-7251)	1,773 kg/dm³	
MATERIAL PULVERULENTO (NBR-7219)	14,000 %	ACIMA DO LIMITE
IMPUREZAS ORGÂNICAS (NBR-7220)	ppm	
TORRÕES DE ARGILA (NBR-7216)	%	
ABSORÇÃO (NBR-9777)	%	
ABRASÃO LOS ÂNGELES (NM-51)	%	

OBSERVAÇÕES:

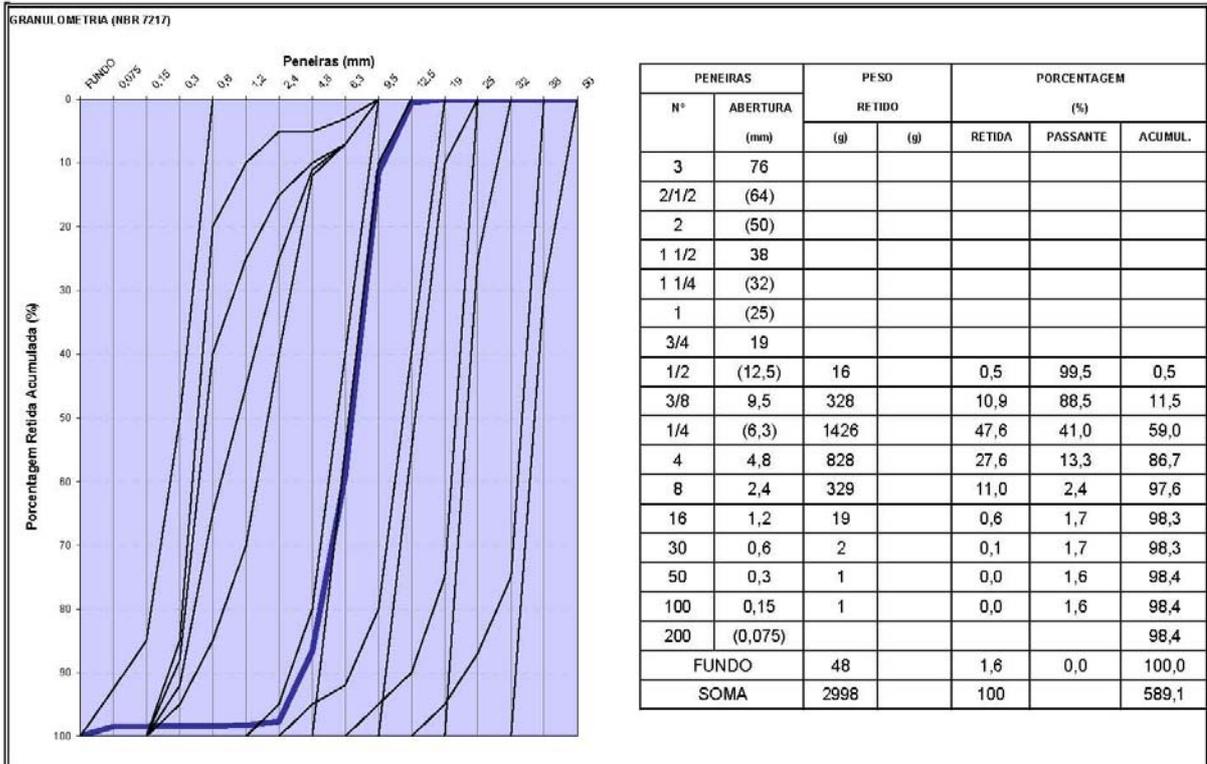
LABORATÓRIO BELO HORIZONTE



A HOLCIM é responsável apenas pelos produtos de sua fabricação, sendo a assessoria técnica um serviço diferenciado e gratuito de apoio aos seus clientes. O cliente deverá ter ou contratar seu próprio serviço de controle tecnológico para garantia de qualidade de suas aplicações.

Figura 147 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado miúdo artificial, areia média.

	CENTRO TECNOLÓGICO	CERTIFICADO Nº	AMOSTRA Nº	DATA DO ENSAIO	DATA DA COLETA
	ENSAIO DE AGREGADO	00390_07	00390_07	21-dez-07	14/dez/07
AGREGADO GRAÚDO	ROCHA	FORNECEDOR / PROCEDÊNCIA		CENTRAL	
10018412 - PEDRA 12,5 MM (P0)T	CALCÁREO	ICAL	KBHZ - BELO HORIZONTE		



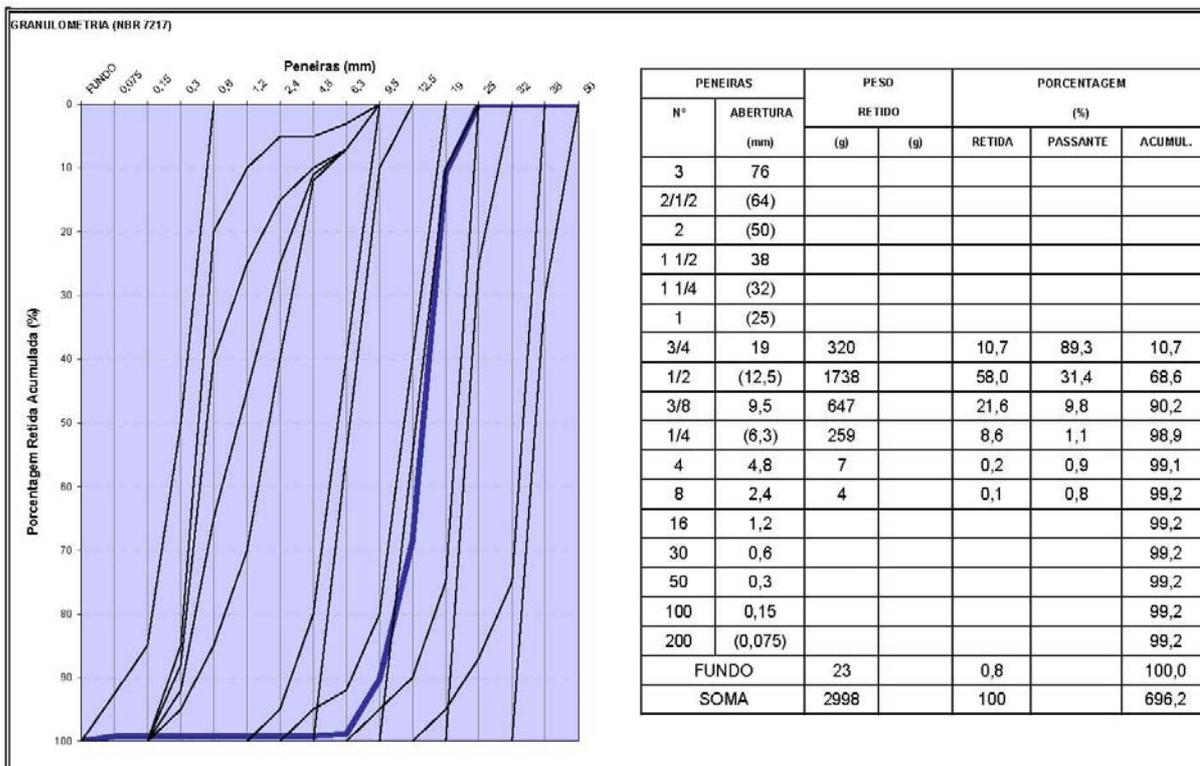
ÍNDICE DE FORMA (NBR-7809)		GRADUAÇÃO 1 - 0 AGREGADO GRAÚDO Ok !!
MÓDULO DE FINURA (NBR-7217)	5,891	
DIMENSÃO MÁXIMA (NBR-7217)	(12,5) mm	
MASSA ESPECÍFICA (NBR-9937)	2,667 kg/dm³	
MASSA UNITÁRIA SÊCA (NBR-7251)	1,432 kg/dm³	
MATERIAL PULVERULENTO (NBR-7219)	0,700 %	
IMPUREZAS ORGÂNICAS (NBR-7220)	ppm	
TORRÕES DE ARGILA (NBR-7216)	%	
ABSORÇÃO (NM-52/53)	%	
ABRASÃO LOS ÂNGELES (NM-51)	%	

OBSERVAÇÕES:
LABORATÓRIO BELO HORIZONTE


A HOLCIM é responsável apenas pelos produtos de sua fabricação, sendo a assessoria técnica um serviço diferenciado e gratuito de apoio aos seus clientes. O cliente deverá ter ou contratar seu próprio serviço de controle tecnológico para garantia de qualidade de suas aplicações.

Figura 148 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado graúdo, pedra 12,5 mm.

	CENTRO TECNOLÓGICO	CERTIFICADO Nº	AMOSTRA Nº	DATA DO ENSAIO	DATA DA COLETA
	ENSAIO DE AGREGADO	00392_07	00392_07	21-dez-07	14/dez/07
AGREGADO GRAÚDO	ROCHA	FORNECEDOR / PROCEDÊNCIA		CENTRAL	
10018413 - PEDRA 19,0 MM (P1)T	CALCÁREO	ICAL	KBHZ - BELO HORIZONTE		



ÍNDICE DE FORMA (NBR-7809)		
MÓDULO DE FINURA (NBR-7217)	6,962	GRADUAÇÃO 2-1
DIMENSÃO MÁXIMA (NBR-7217)	(25) mm	AGREGADO GRAÚDO
MASSA ESPECÍFICA (NBR-9937)	2,703 kg/dm³	
MASSA UNITÁRIA SÊCA (NBR-7251)	1,498 kg/dm³	
MATERIAL PULVERULENTO (NBR-7219)	0,700 %	Ok !!
IMPUREZAS ORGÂNICAS (NBR-7220)	ppm	
TORRÕES DE ARGILA (NBR-7216)	%	
ABSORÇÃO (NM-52/53)	%	
ABRASÃO LOS ÂNGELES (NM-51)	%	

OBSERVAÇÕES:
LABORATÓRIO BELO HORIZONTE


A HOLCIM é responsável apenas pelos produtos de sua fabricação, sendo a assessoria técnica um serviço diferenciado e gratuito de apoio aos seus clientes. O cliente deverá ter ou contratar seu próprio serviço de controle tecnológico para garantia de qualidade de suas aplicações.

Figura 149 – Planilha da Holcim Brasil para caracterização do agregado graúdo, pedra 19,0 mm.