

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Comportamento resistente imediato e ao longo do
tempo de pilares reforçados por meio de
encamisamento com concreto de alto desempenho**

Adilson Roberto Takeuti

Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São
Paulo, como parte dos requisitos
necessários para a obtenção do título de
Doutor em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Professor Titular João Bento de Hanai

São Carlos - SP

2003

T136c Takeuti, Adilson Roberto
 Comportamento resistente imediato e ao longo do
 tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento
 com concreto de alto desempenho / Adilson Roberto
 Takeuti. - São Carlos, 2003.

 Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de São
 Carlos-Universidade de São Paulo, 2003.

 Área: Engenharia de Estruturas.

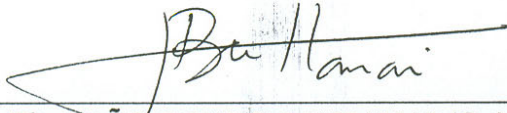
 Orientador: Prof. Tit. João Bento de Hanai.

 1. Pilares. 2. Reforço. 3. Concreto de alto
 desempenho. 4. Fluência. 5. Retração. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

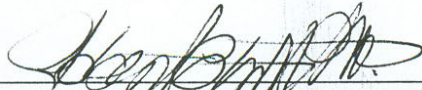
Candidato: Engenheiro **ADILSON ROBERTO TAKEUTI**

Tese defendida e julgada em 03-07-2003 perante a Comissão Julgadora:



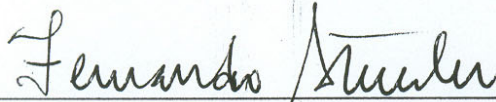
Prof. Tit. **JOÃO BENTO DE HANAI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Dr. **ROBERTO CHUST CARVALHO**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO



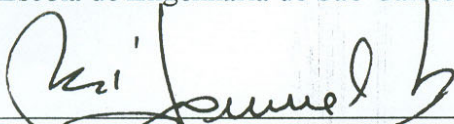
Prof. Assoc. **FERNANDO REBOUÇAS STUCCHI**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADO



Profª. Dra. **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCE EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO




Prof. Dr. **JOSE SAMUEL GIONGO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



Profª. Doutora **ANA LÚCIA HOMCE DE CRESCE EL DEBS**
Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Profª. Assoc. **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Aos meus pais Eliza Midori Takeuti e Toshio Takeuti
agradeço o amor e o incentivo
ao longo de todos esses anos.

AGRADECIMENTOS

A minha família pelo apoio e incentivo constantes ao longo deste trabalho.

Ao meu orientador Prof. Tit. João Bento de Hanai, pela cuidadosa orientação profissional.

Ao Professor Toshiaki Takeya, pela orientação e esclarecimentos prestados na fase experimental deste trabalho.

Aos Professores Antonio R. Marí Bernat e Ravindra Gettu pela orientação e apoio no estágio na Universidade Politécnica da Catalunha em Barcelona – Espanha.

Ao Centro Tecnológico de Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A. (localizado em Aparecida de Goiânia – GO) pelo apoio na realização de ensaios ao longo do tempo.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pelas importantes contribuições e sugestões relativas ao trabalho.

Aos funcionários dos Laboratórios de Estruturas, Construção Civil, Mecânica das Rochas e Estruturas de Madeiras da EESC-USP, pelo apoio na experimentação e nos ensaios complementares.

À bibliotecária Maria Nadir Minatel pelo constante apoio e esclarecimentos na pesquisa de artigos.

Aos colegas e amigos que ao longo do trabalho sempre contribuíram com sua amizade e companheirismo.

Aos demais funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, pelo apoio.

À FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo auxílio financeiro à pesquisa.

As empresas MBT Brasil Indústria e Comércio Ltda., Weiler-C. Holzberger & Cia. Ltda., Holcim Brasil S.A., Gerdau S.A., Silmix/Camargo Corrêa Cimentos S.A., Indústria e Comércio Cardinalli Ltda. e Jeruelplast Artefatos Plásticos Ltda. Pela doação de materiais para análise experimental.

SUMÁRIO

RESUMO	i
ABSTRACT	ii
CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 JUSTIFICATIVAS.....	4
1.4 LIMITAÇÕES.....	4
1.5 APRESENTAÇÃO DA TESE.....	5
CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 INTRODUÇÃO.....	6
2.2 TÉCNICAS DE REFORÇO DE PILARES.....	6
2.2.1 REFORÇO COM USO DE CONCRETO.....	6
2.2.2 REFORÇO COM USO DE ELEMENTOS METÁLICOS.....	11
2.2.3 REFORÇO COM USO DE PRF.....	14
2.3 CONFINAMENTO DE PILARES.....	19
2.3.1 CONCRETO DE RESISTÊNCIA NORMAL.....	21
2.3.2 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.....	29
2.3.3 CORRELAÇÃO COM A PESQUISA.....	39
2.4 EFEITO DAS AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO.....	42
2.5 COMENTÁRIOS FINAIS.....	48
CAPÍTULO 3: ESTUDOS PRELIMINARES	49
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	49
3.2 CÂMARA CLIMATIZADA.....	49
3.3 ENSAIOS PRELIMINARES.....	52
3.3.1 APARELHOS DE MEDIÇÃO.....	52
3.3.2 FLUÊNCIA E RETRAÇÃO.....	53
3.4 SISTEMA DE PRÉ-CARREGAMENTO.....	58

3.5 MODELO PILOTO DE PILAR REFORÇADO COM PRÉ-CARREGAMENTO..	59
3.5.1 RESULTADOS.....	64
3.6 COMENTÁRIOS FINAIS.....	70
CAPÍTULO 4: ESTUDOS COMPLEMENTARES.....	74
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	74
4.2 CONFINAMENTO EM PILARES DE CONCRETO ARMADO.....	75
4.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	76
4.2.1.1 ADITIVO.....	76
4.2.1.2 AGREGADOS.....	76
4.2.1.3 ÁGUA.....	79
4.2.1.4 CIMENTO.....	79
4.2.2 ESTUDO DE DOSAGEM.....	79
4.2.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	80
4.2.3.1 CARACTERÍSTICAS DA ARMADURA.....	81
4.2.3.2 FÔRMAS E MOLDAGEM.....	81
4.2.3.3 INSTRUMENTAÇÃO.....	82
4.2.3.4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO.....	83
4.2.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	83
4.2.4.1 GRÁFICOS FORÇA X DESLOCAMENTO.....	85
4.2.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	90
4.3 ENSAIOS REALIZADOS NO LABORATÓRIO DE FURNAS.....	95
4.3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	95
4.3.2 RESULTADOS OBTIDOS.....	98
4.3.2.1 ENSAIOS DE FLUÊNCIA E DE VARIAÇÃO AUTÓGENA.....	98
4.3.2.2 ENSAIOS DE RETRAÇÃO POR SECAGEM.....	104
4.3.2.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL, DIAMETRAL E MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	107
4.3.2.4 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA LINEAR.....	111
4.3.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	112
4.3.2.1 ESTUDO PARAMÉTRICO DOS DADOS EXPERIMENTAIS.....	114
4.3.2.1.1 RESULTADOS OBTIDOS.....	117
4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	123

CAPÍTULO 5: ENSAIOS DE LONGA DURAÇÃO	126
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	126
5.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	127
5.2.1 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS.....	130
5.2.2 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS.....	133
5.2.3 TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS.....	135
5.2.4 RESULTADOS DE TODAS AS ETAPAS DE ENSAIOS.....	137
5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	147
5.3.1 ANÁLISE NUMÉRICA.....	160
5.3.1.1 PROGRAMA CONSNOU.....	160
5.3.1.2 RESULTADOS OBTIDOS.....	168
5.4 COMENTÁRIOS FINAIS.....	173
CAPÍTULO 6: ENSAIOS DE CURTA DURAÇÃO	175
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	175
6.2 FASE EXPERIMENTAL.....	175
6.2.1 ENSAIOS REALIZADOS.....	176
6.2.1.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	176
6.2.1.1.1 BARRAS DE AÇO.....	176
6.2.1.1.2 TELAS DE AÇO.....	176
6.2.1.1.3 CONCRETO SIMPLES.....	177
6.2.1.2 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS.....	178
6.2.1.3 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS.....	181
6.2.1.4 TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS.....	186
6.2.2 RESULTADOS.....	190
6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA FASE EXPERIMENTAL.....	198
6.3.1 FORÇA ATUANTE NOS MODELOS.....	198
6.3.2 EFEITO DE PRÉ-CARREGAMENTO.....	199
6.3.3 DEFORMAÇÕES NAS BARRAS DE AÇO.....	204
6.3.4 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE.....	224
6.3.5 FORMULAÇÃO ADITIVA.....	232
6.3.6 COMPARAÇÃO COM OUTROS PROCESSOS DE ENCAMISAMENTO.....	248
6.4 COMENTÁRIO FINAIS.....	249

CAPÍTULO 7: CONCLUSÕES	251
7.1 INTRODUÇÃO.....	251
7.2 EFEITO DE CONFINAMENTO EM PILARES DE CONCRETOS DE DIFERENTES CLASSES DE RESISTÊNCIA.....	252
7.3 ENSAIOS DE LONGA DURAÇÃO.....	253
7.4 ENSAIOS DE CURTA DURAÇÃO.....	256
7.5 PESQUISAS FUTURAS.....	257
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	259

RESUMO

TAKEUTI, A. R. (2003). *Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A presente pesquisa trata da investigação experimental do comportamento de pilares por meio de encamisamento com concreto de alta resistência. Os principais objetivos da pesquisa são estudar o comportamento ao longo do tempo e o efeito de pré-carregamento nos pilares reforçados.

Foram ensaiados vinte modelos experimentais, variando-se a forma da seção transversal (circular e quadrada), a taxa de armadura transversal da camisa de reforço e a existência ou não de pré-carregamento. Foram também realizados ensaios complementares sobre pilares curtos de seção circular para observação dos efeitos de confinamento. Ensaio de caracterização dos concretos utilizados sob ações de longa duração foram realizados.

Para estudar a influência da deformação lenta, simulou-se nesta pesquisa pilares de concreto armado submetidos a pré-carregamento, os quais foram mantidos durante um certo período de tempo numa câmara climatizada. Estes pilares foram reforçados sem que fosse retirada a força de pré-carregamento. Todos os pilares foram submetidos ensaios à compressão axial de curta duração por meio de uma máquina universal de ensaios servo-hidráulica, em modo de controle de deslocamento.

Na análise dos resultados foram aplicados modelos de cálculo do efeito de confinamento, análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos e outras formulações teóricas, para efeito de confrontação de resultados teóricos e experimentais.

As principais conclusões são de que, no reforço por encamisamento de pilares, uma vez garantidas adequadas condições de confinamento: a capacidade resistente do pilar original pode ser totalmente considerada na avaliação da resistência do elemento reforçado; o efeito de pré-carregamento de um pilar reforçado não afeta a resistência última do elemento reforçado, mas pode afetar a sua deformabilidade. Além disso, na análise do comportamento dos pilares ao longo do tempo, pôde-se perceber que houve transferência de esforços entre o pilar original e a camisa de reforço, mas seu efeito foi pouco significativo em termos de alteração da capacidade resistente.

Palavras-chave: pilares, reforço, concreto de alto desempenho, fluência, retração.

ABSTRACT

TAKEUTI, A. R. (2003). *Immediate and time-dependant behavior of RC columns strengthened by high-performance concrete jackets*. São Carlos. PhD in Structural Engineering Thesis – School of Engineering of Sao Carlos, University of Sao Paulo, Brazil

The thesis presents an experimental investigation on the behavior of RC columns strengthened by high-performance concrete jackets. The main objectives are to analyze the immediate and time-dependant behavior of the elements and the preloading effect in its load capacity and deformability.

Twenty columns were tested varying the transversal section shape (circular and square), transversal reinforcement ratio of the jacket and the preloading condition. Also complimentary tests were made on short circular section columns to observe confinement effects. A set of long-term tests was made to characterize the concrete immediate and time-dependant properties.

To analyze the influence of time-dependant deformations, original columns were submitted to preloading forces and they were kept in a weather-controlled chamber during a certain period. The high-performance concrete jackets were applied to the original columns without removing the preloading forces.

Every column was subjected to a monotonic axial compression test in a servo-hydraulic universal machine, in the displacement-controlled mode.

In the analysis of the results theoretical models of concrete confinement, Finite Element Method simulations and other formulations were applied to examine the experimental results.

The main conclusions are that, if adequate confinement conditions are maintained in the strengthened columns: the load capacity of the original column can be totally considered in strength evaluation; the preloading effect does not affect the ultimate load of the rehabilitated member, but it may affect the column deformability. Moreover, in the long-term behavior analysis, load transfer between the original column and jacket was observed. However, its effect was not significant in the load capacity of the strengthened member.

Keywords: Columns, Strengthening, High-Performance Concrete, Creep, Shrinkage.



1 INTRODUÇÃO

‘Tente fazer algo além do que você domina. Caso contrário você nunca crescerá’. (Ronald Osborn)

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Qualidade, durabilidade e desempenho nunca estiveram tanto em evidência como nos dias atuais no campo de Construção Civil. Tais aspectos são interligados entre si, ou seja, cada um é consequência direta do outro, pois a qualidade leva à durabilidade, e ambas levam ao desempenho satisfatório da edificação.

A preocupação com requisitos de qualidade, durabilidade e desempenho somente foi evidenciada nos últimos quinze anos na indústria da Construção Civil brasileira, e embora as estruturas de concreto sejam freqüentemente consideradas como permanentes, pode-se observar que elas não estão livres de problemas. Enquanto muitas estruturas de edifícios, obras-de-arte e outras têm se comportado bem durante sua vida útil de projeto, outras estruturas têm sofrido falhas prematuras.

Os pilares de concreto armado, especialmente quando externos e de concreto aparente em estruturas de edifícios, são susceptíveis a várias manifestações patológicas. Pelo importante papel exercido por eles no conjunto da estrutura, é imprescindível o correto diagnóstico dos problemas, e a seleção adequada das técnicas de reabilitação para corrigir a patologia, repor a estética, e garantir o monolitismo estrutural e a resistência mecânica necessária para utilização da estrutura.

Muitos dos problemas de desempenho das construções poderiam ser evitados com materiais, técnicas, procedimentos e normas adequadas. Neste sentido, o estudo das patologias e dos processos de reabilitação e manutenção das estruturas vem colaborar para a recuperação e a melhoria da qualidade do patrimônio existente.

Os métodos e técnicas de reabilitação das estruturas de concreto, apesar do rápido desenvolvimento, ainda se baseiam na experiência empírica acumulada, em virtude do caráter artesanal e incomum dos processos de reabilitação, uma vez que cada problema enfrentado tem suas próprias características. Este é um dos principais fatores que justificam o desenvolvimento de pesquisas sobre o comportamento estrutural de elementos reabilitados de concreto armado.

Além disto, não existe uma metodologia específica de análise do comportamento estrutural da peça reabilitada, nem diretrizes que orientem o projetista durante o processo de redimensionamento e reprojeto.

A pesquisa na área de Reabilitação de Estruturas de Concreto tem passado por mudanças significativas nos últimos anos, principalmente tendo em vista os avanços alcançados com o desenvolvimento dos chamados concretos especiais e dos polímeros reforçados com fibras. Todavia, o reforço de elementos estruturais com concreto armado ainda é muito empregado por causa das suas vantagens econômicas e rapidez na execução. Contudo, possui, dentre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais, previstas no projeto.

O reforço por encamisamento com concreto de alta resistência pode resultar na adoção de uma espessura da camisa relativamente pequena, não alterando muito as dimensões iniciais do pilar, principalmente no caso de pilares localizados nas garagens de edifícios.

Diante da necessidade permanente de racionalização e melhoria da confiabilidade na definição de estratégias de reabilitação e no projeto tecnológico (conjugando a análise estrutural com os procedimentos de seleção de materiais, processos de execução, etc.) no campo de reabilitação, esta pesquisa pretende contribuir ao conhecimento sobre o reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho, considerando-se as premissas seguintes:

a) Na área de reabilitação de pilares de concreto armado existe um significativo conhecimento empírico sobre as terapias a serem aplicadas, havendo necessidade de estudos, no caso de encamisamento, de formulações que levem em consideração o comportamento conjunto de diferentes materiais;

b) Faltam informações sobre métodos de análise estrutural de estruturas reabilitadas, considerando o comportamento conjunto dos materiais (material original, material de reparo, material de reforço, material de substituição, etc.), a variação de suas propriedades ao longo do

tempo (retração e fluência do concreto, módulo de elasticidade, etc.), os campos de tensões no material original e no reparo ou reforço (em particular na interface), a ordem de carregamento, etc;

c) Há necessidade de se esclarecer o efeito do pré-carregamento e das ações de longa duração na distribuição ou redistribuição de esforços, assim como analisar o interesse da aplicação de materiais como concreto de alta resistência, concreto com fibras de aço e telas de aço soldadas;

d) Existe a possibilidade de elaboração de estratégias e projetos de reabilitação de pilares com maior confiabilidade.

1.2 OBJETIVOS

Diante de lacunas e incertezas de conhecimento no campo do reforço estrutural, estabeleceu-se como objetivo principal elaborar subsídios para o estabelecimento de estratégias, métodos e procedimentos de projeto para a reabilitação de pilares de concreto armado sujeitos à compressão axial. Para isso foram abordados os seguintes aspectos:

- *avaliação da eficiência das técnicas de reabilitação existentes e o estudo de formas de torná-las mais confiáveis para solucionar um caso específico;*
- *estudo do comportamento conjunto dos diferentes materiais presentes nas peças reabilitadas;*
- *verificação da influência da introdução do reforço em peças com ações já atuantes, para avaliar o seu comportamento imediato e ao longo do tempo, sendo necessário desenvolvimento de um sistema de pré-carregamento;*
- *análise da interferência das deformações dependentes do tempo tais como retração e fluência do concreto no elemento estrutural reabilitado como um todo. Estes fatores podem alterar a eficiência do reparo ou reforço, pois a estrutura a ser reabilitada normalmente já foi submetida a carregamentos que geram deformações, enquanto que os materiais utilizados no reforço ainda não sofreram estes tipos de solicitações e acomodações;*
- *estudo do efeito de confinamento produzido pelas amaduras e pela camisa de reforço, utilizando seções circulares e quadradas, e pelos diferentes tipos de arranjo de armaduras formadas por telas soldadas e estribos.*

Portanto, pretende-se nesta pesquisa elaborar metodologias que possibilitem avaliar o comportamento estrutural de elementos comprimidos durante e após o processo de reabilitação.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Vários são os fatores que justificam a realização da pesquisa, dentre eles:

- Acidentes recentes no campo da Engenharia Civil:
 - Recentemente no Brasil a sociedade tem se deparado com casos de ruína de pilares de edifícios por falhas de projeto, de execução ou de manutenção. Casos como o do desabamento de uma parte do Edifício Palace II e de um conjunto de prédios de São José do Rio Preto-SP, merecem destaque da mídia. Nestes dois casos adotou-se como solução à implosão dos prédios, deixando seus moradores na perplexidade do súbito desamparo. Em casos menos graves e diagnosticados a tempo, uma solução poderia ser a reabilitação das estruturas, para o que é imprescindível o conhecimento mais preciso possível dos problemas envolvidos, especialmente sobre o comportamento da estrutura reforçada, para se chegar a uma solução economicamente viável, e principalmente segura, para os usuários e outros participantes do empreendimento.
- A durabilidade, os problemas patológicos e a recuperação das estruturas de concreto são assuntos que preocupam a comunidade mundial:
 - Os problemas patológicos e a necessidade de reabilitação das construções de concreto são abundantemente conhecidos e dispensam comentários mais extensos. Basta lembrar que no Brasil o concreto e outros produtos à base de cimento são materiais preponderantemente empregados na Construção Civil, e a pesquisa e a formação de recursos humanos nessa área são de grande importância e capazes de produzir reflexos econômicos imediatos.
- O domínio completo dos métodos e técnicas de reabilitação de estruturas de concreto são de interesse nacional e mundial;
- Efeito de confinamento na resistência e na deformabilidade:
 - Estudos sobre o efeito de confinamento são importantes e ainda necessários para o entendimento do comportamento de pilares de concreto armado, não apenas aqueles sujeitos a reforço, mas também os de concreto de resistência mais elevada.

1.4 LIMITAÇÕES

As principais limitações da abrangência do trabalho são:

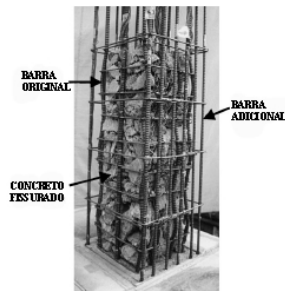
- estuda-se o caso de reforço de pilares por encamisamento com concreto, por envolvimento total da seção transversal;
- os modelos analisados apresentam apenas duas variações da seção transversal: circular e quadrada, ambas submetidas à compressão axial;

- os ensaios realizados têm caráter qualitativo, buscando-se pela análise comparativa dos resultados dos ensaios, obter indicações e conclusões preliminares sobre o comportamento ao longo do tempo de pilares reforçados;
- o sistema de pré-carregamento utilizado, por se tratar de um sistema com cordoalhas de protensão, não manteve o carregamento constante durante o tempo do ensaio de longa duração.

1.5 APRESENTAÇÃO DA TESE

A presente tese é apresentada em sete capítulos, cujo conteúdo é resumido a seguir:

- CAPÍTULO 1: contém a introdução do trabalho, onde se relata principalmente a motivação e os objetivos principais da tese;
- CAPÍTULO 2: apresenta uma revisão bibliográfica dos principais materiais utilizados na reabilitação de estruturas de concreto armado, os principais modos de reforço de pilares, efeito de confinamento e os efeitos das ações de longa duração;
- CAPÍTULO 3: relata os ensaios preliminares para o desenvolvimento de equipamentos e instalações para a análise experimental, bem como os ensaios pilotos realizados;
- CAPÍTULO 4- relata os ensaios complementares realizados em pilares curtos de concreto armado, variando-se a classe de resistência à compressão do concreto e as taxas de armadura longitudinal e transversal. Mostra também os resultados obtidos nos ensaios realizados pelo Centro Tecnológico de Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A. (localizado em Aparecida de Goiânia-GO);
- CAPÍTULO 5- apresenta os resultados da análise ao longo do tempo, bem como uma extensa análise de resultados utilizando os resultados obtidos nos ensaios em FURNAS e uma análise numérica por meio do programa CONSNOU;
- CAPÍTULO 6- descreve toda a análise experimental realizada em ensaios com ações de curta duração dos pilares reforçados, e apresenta os resultados obtidos, bem como uma análise de resultados com a utilização de diversas hipóteses sobre a capacidade resistente;
- CAPÍTULO 7- apresenta as conclusões da pesquisa.



2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

“Se eu tivesse oito horas para cortar uma árvore, gastaria seis afiando meu machado”. (Abraham Lincoln - 16º presidente dos Estados Unidos)

2.1 INTRODUÇÃO

Nesta revisão bibliográfica são abordadas com mais ênfase as investigações sobre o efeito de confinamento em pilares de concreto armado produzido pelas armaduras transversais, bem como os efeitos das deformações ao longo do tempo em estruturas reabilitadas, mais especificamente a retração e fluência do concreto.

Nos próximos itens são destacados também temas sobre os tipos de reforço por meio de encamisamento com diferentes materiais.

2.2 TÉCNICAS DE REFORÇO DE PILARES

O reforço geralmente é tratado como uma intervenção com a função de aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais previstos inicialmente no projeto original de uma estrutura, como consequência da modificação de sua utilização. CANOVAS (1988) também atribui ao reforço a função de corrigir falhas nos elementos estruturais por deficiências na dosagem do concreto, cura inadequada, ou ainda, erros cometidos na avaliação das ações atuantes.

2.2.1 REFORÇO COM USO DE CONCRETO

Este sistema de reforço para pilares é muito empregado, por causa das suas vantagens

econômicas e rapidez na execução. Todavia, possui, dentre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às iniciais, previstas no projeto. Outra desvantagem verificada refere-se ao tempo de espera necessário para que o reforço atinja a idade e a resistência convenientes, o que pode retardar a liberação de ações na parte estrutural reforçada.

Um aspecto duvidoso em todos os tipos de métodos de reforço de pilares é a necessidade do descarregamento do elemento estrutural, em que geralmente são utilizados pontaletes de madeira, perfis metálicos e em alguns casos é construído um pilar de alvenaria, conforme Figura 2.1.



Figura 2.1: Tipos de sistemas de alívio de carregamento de pilares - (PAREEK, HAYASHI, SAWADA, 2002)

As ligações entre os demais elementos estruturais, como vigas, lajes e blocos de fundação, também são importantes para que o pilar reforçado possa trabalhar uniformemente com a estrutura existente. Tal procedimento e equacionamento de reforço quando das ligações é pouco estudado, sendo que na maioria das vezes é utilizado o conhecimento empírico do projetista do reforço.



Figura 2.2: Ligações entre o pilar reforçado e os diferentes elementos estruturais - (PAREEK, HAYASHI, SAWADA, 2002)

O dimensionamento do reforço de pilares de concreto armado envolve métodos de análise ainda sujeitos a incertezas. Na maioria dos casos de reforço com concreto armado, desconsidera-se a resistência do pilar original ao se fazer o seu encapsulamento, como recomenda CANOVAS (1988), porém as dimensões finais do elemento reforçado muitas vezes acarretam incômodos do ponto de vista arquitetônico.

Pesquisas como a de ZANATO (1999), mostram a versatilidade do reforço com concreto armado em ensaios em que foram estudados modelos com reforço em 4 faces, 3 faces, 2 faces adjacentes e 2 faces opostas (Figura 2.3). Pelos resultados obtidos nos ensaios comprovou-se o comportamento monolítico entre o núcleo e o reforço, evidenciando como principal vantagem o conhecimento do comportamento dos materiais constituintes do concreto armado e da forma de resposta do conjunto a diferentes solicitações. Na análise da capacidade resistente, foi considerada a parcela resistente total do núcleo, pois se considerou o descarregamento total da estrutura na simulação de ensaio.

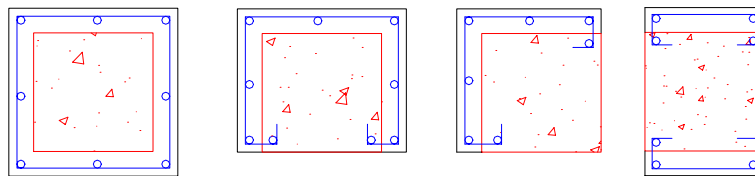


Figura 2.3: Detalhe das seções transversais dos modelos de ZANATO(1999).

Na pesquisa realizada por TAKEUTI (1999) foram simulados pilares descarregados, onde se introduziram reforços de espessura 3 e 4 cm, observando-se que a capacidade resistente dos modelos foi aumentada de cerca de 3 a 4,5 vezes (Figura 2.4).

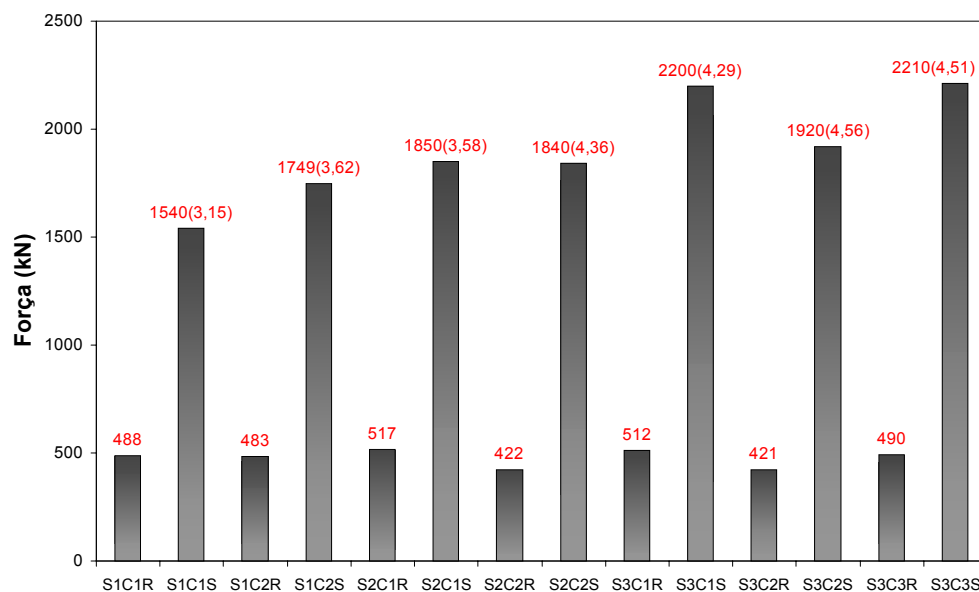
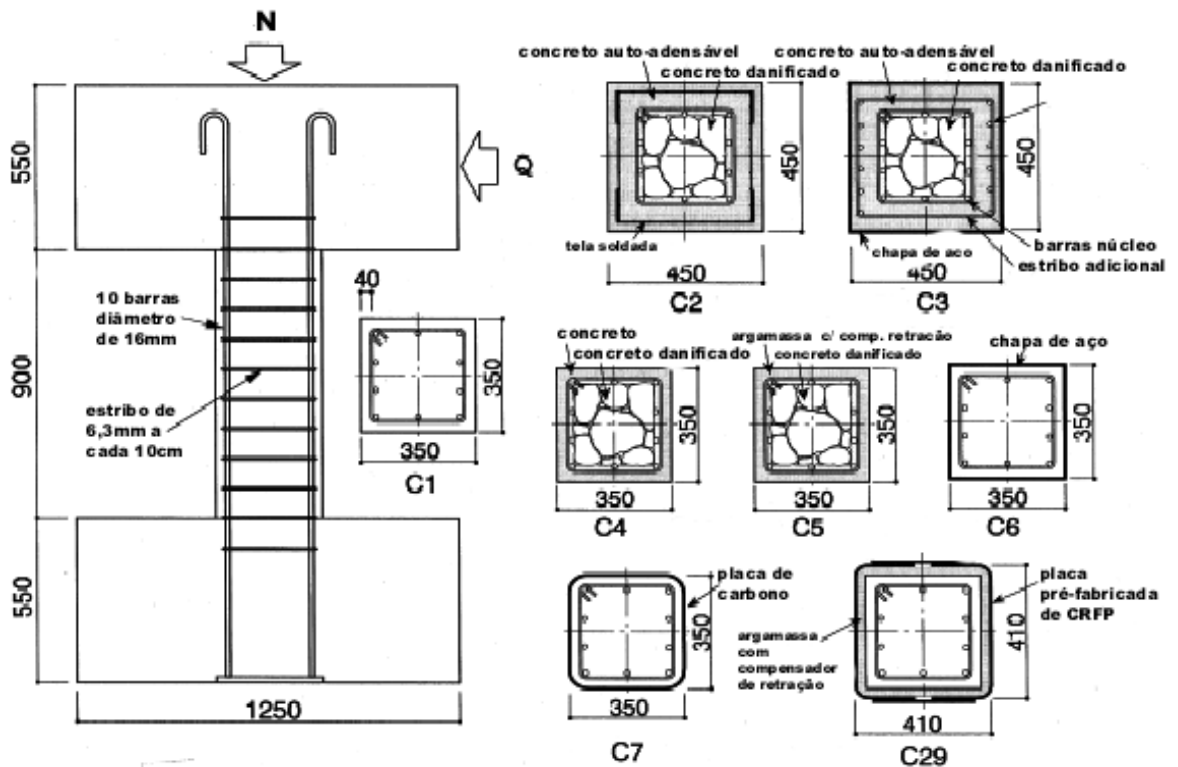


Figura 2.4: Gráfico comparativo da capacidade resistente dos modelos de TAKEUTI(1999).

O uso do concreto de alto desempenho, com atributo de alta resistência, foi o principal responsável por tal aumento de capacidade, e com isto eliminou-se o problema de grandes espessuras de reforço. Todavia já se sabia que o fato do pilar estar descarregado é uma situação que dificilmente ocorre na prática, e que o emprego de materiais de módulos muito diferentes não era aconselhável. Contudo os resultados mostraram que, mesmo com resistências e módulos de elasticidade diferentes, ao se proporcionar um bom confinamento do núcleo, as tensões tangenciais entre o concreto novo e velho podem ser minimizadas.

Com o avanço na tecnologia dos materiais é possível utilizar vários materiais à base de cimento Portland para a recuperação de pilares, como demonstrou a pesquisa de FUKUYAMA, HIGASHIBATA & MIYAUCHI (2000), que estudaram o efeito do reparo e reforço por encamisamento utilizando concreto armado, argamassa, placas de aço e fibras de carbono, conforme Figura 2.5.



obs.: medidas em mm

Figura 2.5: Modelos ensaiados por FUKUYAMA, HIGASHIBATA & MIYAUCHI (2000).

Nos modelos C2 a C5 o pilar a ser recuperado encontrava-se totalmente danificado, conforme Figura 2.6. Os modelos foram submetidos à compressão axial e a uma força horizontal de cisalhamento.

Nos ensaios verificou-se que nos modelos C2 e C3 a resistência ao cisalhamento e a ductilidade foram às mesmas do modelo de referência C1, o que evidencia que as técnicas

utilizadas para recuperação dos pilares danificados podem restituir a capacidade portante original do pilar.

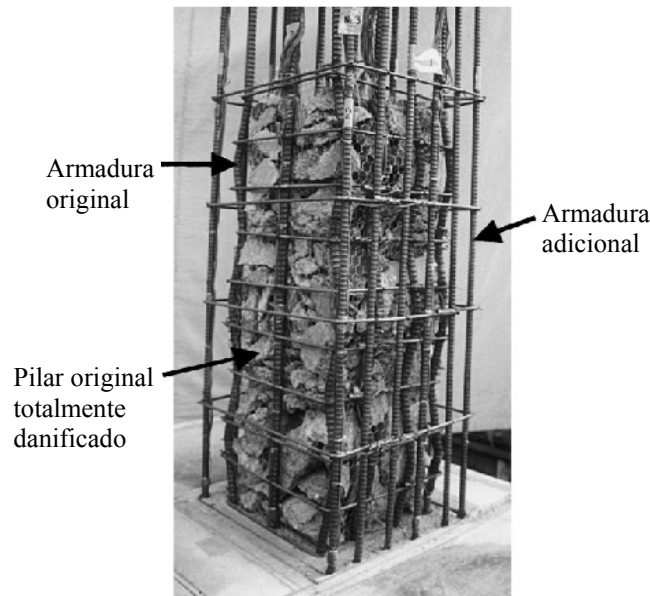


Figura 2.6: Modelo dos pilares reforçados por FUKUYAMA, HIGASHIBATA & MIYAUCHI (2000).

No modelo C4 verificou-se que sua performance foi equivalente ao modelo C1, mesmo tendo esse modelo uma seção transversal igual à do pilar de referência, o que pode evidenciar que o concreto do encamisamento preencheu os vazios do concreto danificado do núcleo do pilar. Já o modelo C5 apresentou uma maior resistência à compressão, o que era esperado por causa da alta resistência da argamassa com aditivo compensador de retração. Observou-se um rápido decréscimo na resistência ao cisalhamento durante o ensaio, provocado pela não transmissão do cisalhamento entre a argamassa e o núcleo de concreto.

As deformações das chapas de aço nas extremidades inferiores e superiores do modelo C6 foram muito significativas, o que ocasionou um decréscimo gradual da sua resistência ao cisalhamento durante o ensaio. Em ambos os modelos C7 e C29, ocorreu o rompimento do material confinante (fibras de carbono) nos cantos dos pilares, e com isso ocorreu uma repentina queda da sua resistência ao cisalhamento, conseqüente do baixo confinamento do concreto.

Nota-se com os ensaios realizados por FUKUYAMA, HIGASHIBATA & MIYAUCHI (2000), que apesar do grande avanço na área de materiais para recuperação e reforço de estruturas, o encamisamento utilizando concreto armado ainda é um método recomendado, mesmo para a magnitude do dano em que foi realizado o ensaio.

A situação da introdução do reforço com o alívio total ou parcial do pilar, é um assunto polêmico que ainda justifica o fato de desconsiderar a parcela resistente existente ainda no pilar original, porém resultados obtidos por ERSOY et al. (1993), que estudaram o reforço por encamisamento com concreto, executado com pilares carregados e descarregados, mostram que praticamente não existe diferença quanto à capacidade resistente entre estas duas situações, sendo a diferença máxima obtidas entre elas de 10% a favor do pilar descarregado. BURKLE E SOUZA (1998) ensaiaram pilares reforçados sobre carregamento, e também evidenciaram a participação da capacidade resistente do núcleo, contudo os próprios autores salientaram que se deve fazer um estudo mais preciso com equipamentos mais apropriados para realmente chegar a resultados conclusivos.

Os resultados apresentados por ZANATO (1999), TAKEUTI (1999), ERSOY et al. (1993) e BURKLE E SOUZA (1998), mostram o bom desempenho do uso do concreto armado para o reforço de pilares. No entanto, ainda são necessários mais estudos sobre o comportamento da seção transversal resistente com os acréscimos de carga ao longo do tempo com a influência da deformação lenta (retração e fluência). Tais questionamentos, como a situação da introdução do reforço (pilar descarregado ou não) e a interferência da deformação lenta, foram os principais elementos motivadores da pesquisa, a fim de assegurar não só a segurança estrutural de edifícios, mas também a vida humana que é sem dúvida o fator mais importante.

2.2.2 REFORÇO COM USO DE ELEMENTOS METÁLICOS

Vários são os autores que questionam o uso desta técnica, como afirma VALLE (1983). Ao se aplicar esta técnica deve-se dar muita atenção ao estudo do detalhe dos nós e das transmissões de ações entre a estrutura original e o reforço, visando garantir sua eficácia.

CÁNOVAS (1988) alerta que no caso de não existir solidariedade entre os perfis de aço e o concreto, tal tipo de reforço tem o inconveniente de só entrar em carga quando o concreto atinge a ruptura.

NETTO JÚNIOR E DUMET (1997) fizeram ensaios de compressão axial em pilares reforçados e verificaram que as chapas que foram coladas sofreram um descolamento e subsequente flambagem, provocando o esmagamento total da seção, sem aumento na capacidade resistente do pilar, porém nas chapas chumbadas ocorreu sua eficiência em serviço e na ruptura, aumentando a capacidade resistente do pilar.

ZANATO (1999) realizou uma pesquisa com perfis metálicos e chapa coladas e chumbadas no reforço de pilares, sendo as suas observações para os diferentes tipos de reforço:

➤ com perfis metálicos: há problemas com as chapas transversinas, que têm como função diminuir o comprimento de flambagem dos perfis metálicos e da realização de capitéis na extremidade dos pilares (Figura 2.7);

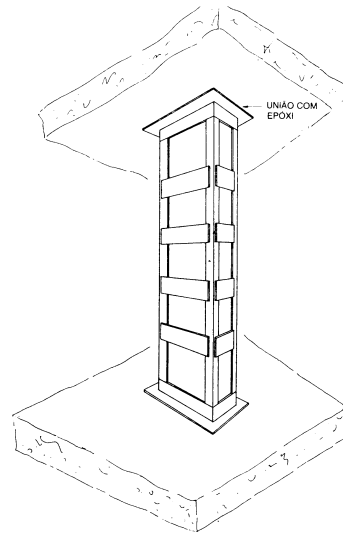


Figura 2.7: Reforço com utilização de perfis metálicos(CÁNOVAS,1988)

➤ com chapas coladas: além de apresentar os problemas dos perfis metálicos, em situação de incêndio o elemento pode perder a capacidade portante conferida pelo reforço, entrando em colapso rapidamente;

➤ chapas chumbadas: também apresenta os problemas dos perfis metálicos, pois pelo fato de não utilizar resina o aumento na capacidade resistente não é elevado, por não haver uma aderência perfeita entre o núcleo e o reforço.

SOUZA e RIPPER (1998) consideram que com a evolução constante na tecnologia de injeção e produção de resinas com alta capacidade colante, é extremamente antieconômica a desconsideração da capacidade resistente do concreto existente. Pode-se adotar uma solução intermediária, avaliando-se criteriosamente a capacidade resistente do pilar reforçado, com a utilização de coeficientes de incerteza maiores e um controle rígido de qualidade dos materiais. Pode-se assim considerar a introdução das chapas metálicas como estribos ou cintas soldadas aos perfis metálicos, configurando-se um sistema de confinamento do núcleo de concreto, o que aumenta a sua capacidade resistente.

Tal alternativa comentada por SOUZA e RIPPER (1998) já é utilizada na República Tcheca conforme CIRTEK (2001), onde foram reforçados mais de 5000 pilares de concreto armado utilizando duas técnicas de reforço com elementos metálicos, conforme Figura 2.8.

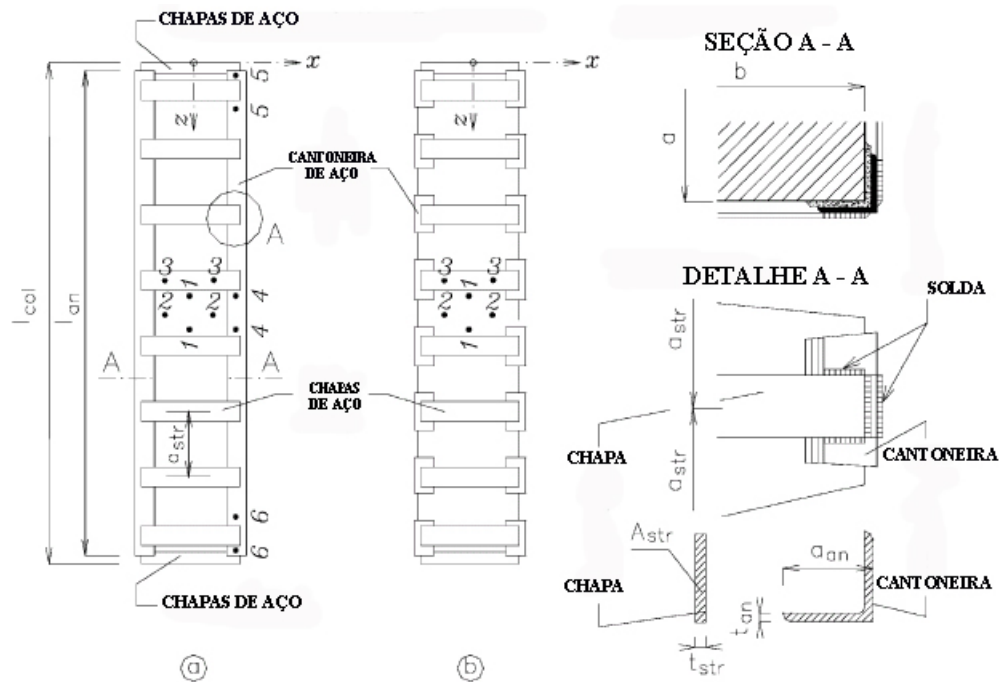


Figura 2.8: Reforço com utilização de elementos metálicos(CIRTEK,2001)

Os resultados dos ensaios de 39 modelos de CIRTEK (2001), mostraram que com a utilização dos elementos metálicos, simulando estribos para o confinamento do concreto, aumentou-se em torno de 55% a capacidade resistente dos modelos.

Apesar dos resultados alcançados por CIRTEK (2001), verifica-se uma nova tendência de reforço de pilares com chapas metálicas, utilizando concreto, seja de alta ou baixa resistência à compressão. Tal técnica leva em consideração o efeito de confinamento a ser desenvolvido em pilares de seção retangular, quando reforçados por camisas de aço com preenchimento de concreto, sendo que para o maior efeito de confinamento a seção final do modelo reforçado deve apresentar a forma elíptica ou octogonal, conforme Figura 2.9.

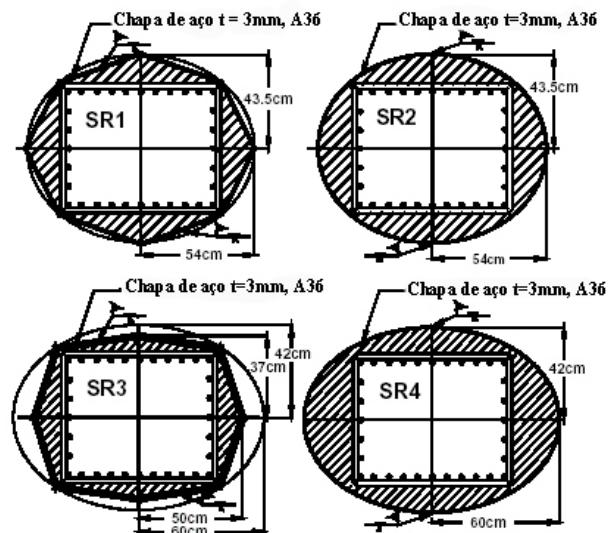


Figura 2.9: Reforço com associação de concreto e elementos metálicos(CHANG et al. 2001)

Tais modelos foram ensaiados por TSAI e LIN (2000) que evidenciaram por meio dos resultados a eficiência da técnica e recomendaram a seção octogonal como a de melhor custo-benefício em comparação com a seção elíptica.

É interessante relatar algum avanço na utilização dos elementos metálicos no reforço de pilares, porém deve-se salientar que ao aplicar o carregamento em tais elementos, em virtude de sua rigidez, verifica-se uma flambagem localizada dos perfis e chapas, mesmo antes da ruptura do concreto do pilar. Contudo, ao se utilizar às chapas metálicas na execução de uma nova seção, referente à pesquisa de TSAI e LIN (2000), verifica-se que o reforço se dá não só pelo aumento da seção transversal, mas também pelo efeito de confinamento que pode aumentar a ductilidade do modelo reforçado.

2.2.3 REFORÇO COM USO DE PRF

Os polímeros reforçados com fibras (PRF) têm apresentado um crescente aumento de utilização na Construção Civil. A demanda pela reabilitação de estruturas de concreto é crescente, considerando dois fatores que ocorrem simultaneamente: a degradação das estruturas e a necessidade de aumento da capacidade portante decorrente do aumento das ações de projeto. Em muitos países o reforço em relação a cargas sísmicas é de grande importância sendo os PRF úteis também nestes casos.

O uso do PRF é bastante difundido no Japão, onde é utilizado para melhorar o desempenho dos pilares de pontes e viadutos, por meio do aumento da ductilidade decorrente do efeito de confinamento e à sua perfeita moldagem à superfície lateral dos pilares, sendo este tipo de material é normalizado no Japão.

A utilização dos PRF no mundo se estende em diversas aplicações e elementos estruturais como vigas, lajes, pilares e outros. Uma técnica de reforço antecessora aos PRF colados externamente foi à utilização de placas de aço coladas com epóxi. Estas placas são utilizadas em zonas tracionadas de vigas e lajes. As desvantagens da utilização das placas são a perda de aderência com a corrosão, a dificuldade no manuseio (por causa do peso próprio) em locais estreitos, a necessidade de andaimes e a limitação no comprimento das placas criando a necessidade de juntas em alguns casos. A substituição das placas metálicas por PRF eliminou todos estes problemas.

O reforço de pilares por meio de encamisamento com tecidos de PRF é uma solução atrativa para o reforço de estruturas de concreto, possibilitando importantes acréscimos de resistência e ductilidade sem afetar significativamente a rigidez.

Existem varias técnicas para a aplicação dos tecidos e lâminas de PRF, sendo que a mais comum é a aplicação manual, ou seja, os tecidos são aplicados de maneira a se ajustarem às fibras da melhor maneira possível com a direção das tensões principais, conforme Figura 2.10a.

O encamisamento automático é uma técnica desenvolvida no início dos anos 90 no Japão. Tal técnica envolve o enrolamento contínuo de fibras umedecidas com um pequeno ângulo por meio de um robô (Figura 2.10b). As vantagens desta técnica são o bom controle de qualidade e a rapidez de instalação.



(a) aplicação manual



(c) aplicação automática

Fonte (a): <http://www.fiberwrap.com/channel.html> (10/08/98)

Fonte (c): <http://ce.www.ecn.purdue.edu/cem/ciiproj/other/robowrapp.html> (10/08/98)

Figura 2.10: Tipos de aplicações de PRF

A protensão das lâminas de PRF é uma técnica que apresenta as seguintes vantagens:

- possibilita um comportamento mais rígido, pois uma parcela maior do concreto está sob compressão, contribuindo para o momento resistente;
- a formação de fissuras é retardada e as fissuras são de menor abertura e melhor distribuídas, quando comparadas com as dos elementos sem reforço;
- a redução da fissuração proporciona o aumento da durabilidade e da capacidade resistente ao cisalhamento, uma vez que o concreto não fissurado resiste melhor ao cisalhamento;
- o mesmo acréscimo de capacidade resistente é obtido com uma quantidade menor de material se comparado ao caso de lâminas não protendidas;
- a linha neutra se mantém em uma posição inferior, quando comparadas com as lâminas não protendidas, resultando em uma maior eficiência estrutural.

A técnica possui também algumas desvantagens:

- é mais cara que a colagem normal de lâminas, por causa das operações adicionais de montagem;
- a operação é mais demorada;
- o equipamento que faz a protensão deve permanecer fixo até que o adesivo esteja endurecido.

A Figura 2.11 ilustra as fases de execução do reforço com lâminas protendidas.



(a) laminados com ancoragem



(b) fixação dos laminados



(c) protensão dos laminados



(d) aspecto final dos laminados protendidos

Figura 2.11: Aplicação de laminados protendidos no reforço de uma laje – COTS et. Al(2001)

Quando a força de protensão é muito alta a ruptura pode ocorrer no concreto próximo às regiões finais das lâminas. Sem nenhum mecanismo especial de ancoragem nestas regiões a ruptura na protensão pode ocorrer a tensões de 5 a 6% da resistência à tração do compósito. Com mecanismos especiais de ancoragem é possível aplicar uma protensão de até 50% da resistência à tração do compósito.

No encamisamento de pilares também é possível utilizar a protensão nos fios durante o enrolamento ou injetar argamassa expansiva.

O reforço utilizando elementos pré-fabricados de PRF permite diferentes formas que se ajustam aos contornos dos elementos. Outra alternativa possível seria ainda utilizar estes pré-fabricados como a própria fôrma de elementos de concreto.

Uma outra maneira de utilização dos laminados de PRF, consiste na utilização de laminados colados dentro de sulcos feitos no cobrimento de concreto. Os laminados têm normalmente 2 mm de espessura e 20 mm de largura. Uma boa utilização desta técnica é feita quando se deseja adicionar armaduras.

Tal técnica traz a vantagem do melhor aproveitamento do laminado pois, conforme Figura 2.12, observa-se que o laminado embutido apresenta melhor desempenho quando comparado com o laminado aplicado exteriormente. Também existe a vantagem de se eliminar o problema do destacamento do cobrimento da viga ou laje, antes do laminado atingir sua capacidade máxima, e, além disso, o laminado fica protegido contra o vandalismo. Contudo, observando-se Figuras 2.13 e 2.14, verifica-se que os cortes para a aplicação do laminado devem ser bem executados e ter uma profundidade que não ocasione o corte dos estribos e barras de aço. Além disto deve-se manter uma linearidade que em condições reais de aplicação, atualmente, é difícil de ser controlada em obra.

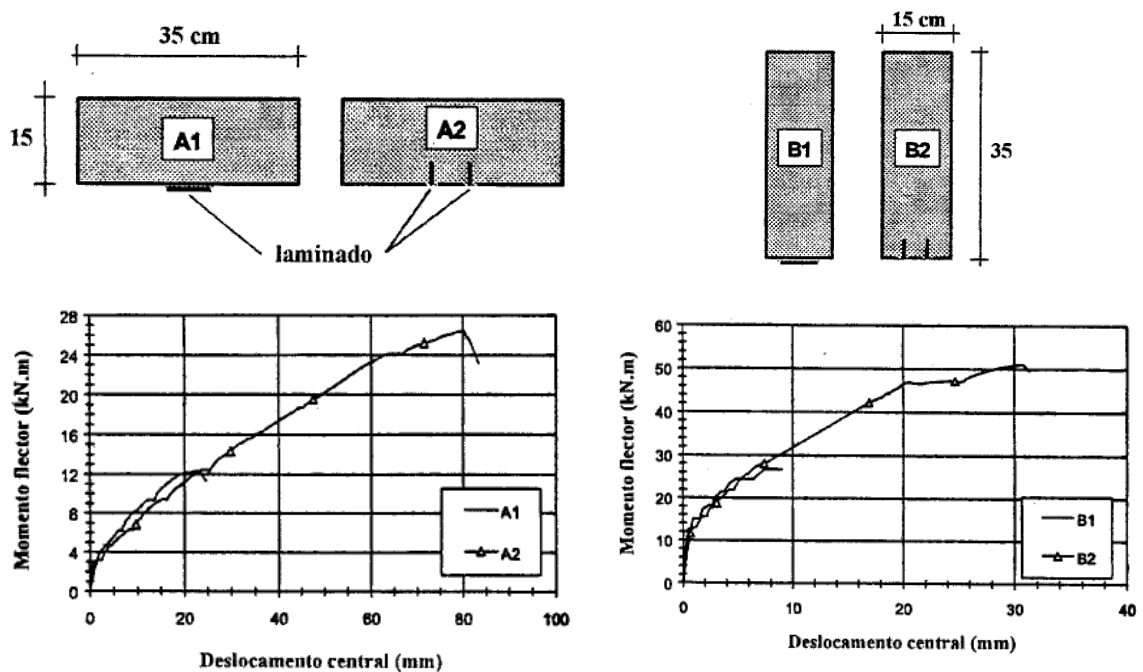
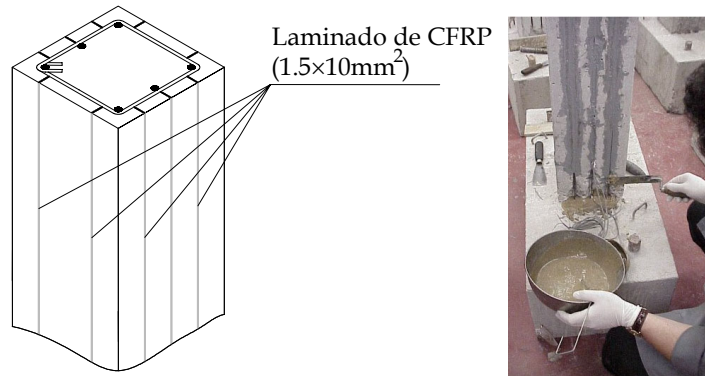


Figura 2.12: Comparação das técnicas de aplicação de laminados de fibra de carbono no reforço de vigas – BLASCHKO AND ZILCH (1999)

Analisando a Figura 2.11, verifica-se que se utilizando a mesma quantidade de laminado, a técnica de embutir o laminado aumenta a capacidade resistente e a ductilidade do elemento estrutural, mostrando a superioridade desta técnica em relação à outra.

FERREIRA (2000) utilizou os laminados embutidos no reforço de pilares de concreto, conforme Figura 2.13, sendo os pilares submetidos a carregamento cíclicos. Conforme relato da pesquisadora, na aplicação dos laminados ocorreu o corte de um dos estribos dos pilares na execução dos cortes. Isto mostra que mesmo em um local de alto

controle como é um laboratório de pesquisas, ocorreu o problema de corte de estribo, o que de certo modo pode limitar a utilização desta técnica no campo prático.



(a) esquema do reforço estrutural



(c) execução dos cortes no cobrimento

Figura 2.13: Utilização de laminados embutidos no concreto no reforço de pilares – FERREIRA (2000)



(a) esquema do reforço estrutural

(b) execução dos cortes no cobrimento

Figura 2.14: Utilização de laminados embutidos no concreto no reforço de vigas – GETTU (2002)

A técnica de aplicação de PRF mais recentemente desenvolvida é a aplicação de fibras curtas de PRF projetas com resina, conforme Figura 2.15. Tal técnica foi desenvolvida para aumentar a produtividade, bem como a facilidade de aplicação, contudo

é necessária uma espessura superior a uma lâmina ou tecido de PRF, para obter o mesmo desempenho de tais elementos.

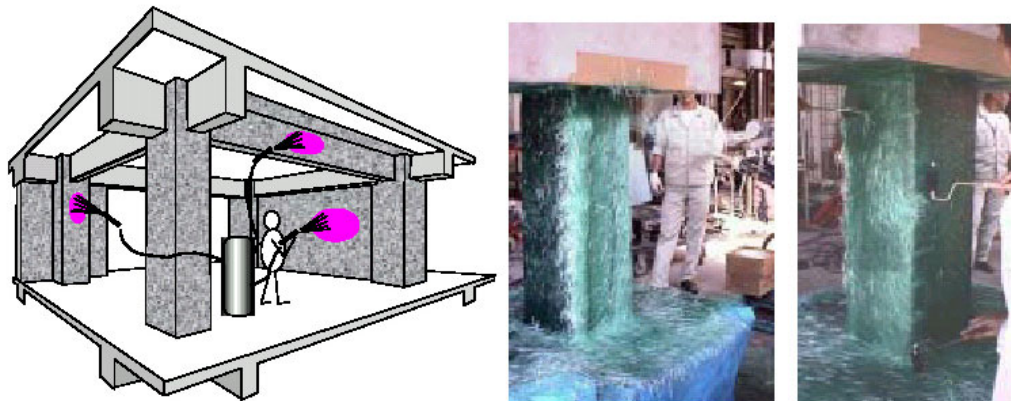


Figura 2.15: Reforço com PRF projetado – FURUTA et al. (2002)

Deve-se observar que por se tratar de um material recente não existem muitas informações sobre o seu desempenho quanto à deformação lenta (retração e fluência) no elemento reforçado e ainda a necessidade de proteção ao fogo.

2.3 CONFINAMENTO DE PILARES

Em trabalhos já realizados, vários pesquisadores verificaram que aumentando a taxa de armadura transversal, ocorre o fenômeno de confinamento do concreto, que consiste basicamente em um aumento da resistência à compressão do elemento pelo efeito de sollicitação triaxial. Isto se deve ao fato de que quando submetido a forças de compressão, o concreto sofre um encurtamento longitudinal e ele expande lateralmente, sendo que esta expansão é contida pela armadura transversal, a qual fica submetida a tensões de tração que produzem uma pressão de confinamento, elevando a sua resistência.

Os fatores que mais influenciam no comportamento do concreto confinado são:

↳ taxa de armadura transversal: aumentando-se a taxa volumétrica da armadura transversal, aumenta-se diretamente a pressão de confinamento, ocasionando um aumento da resistência e da ductilidade, conforme Figura 2.16;

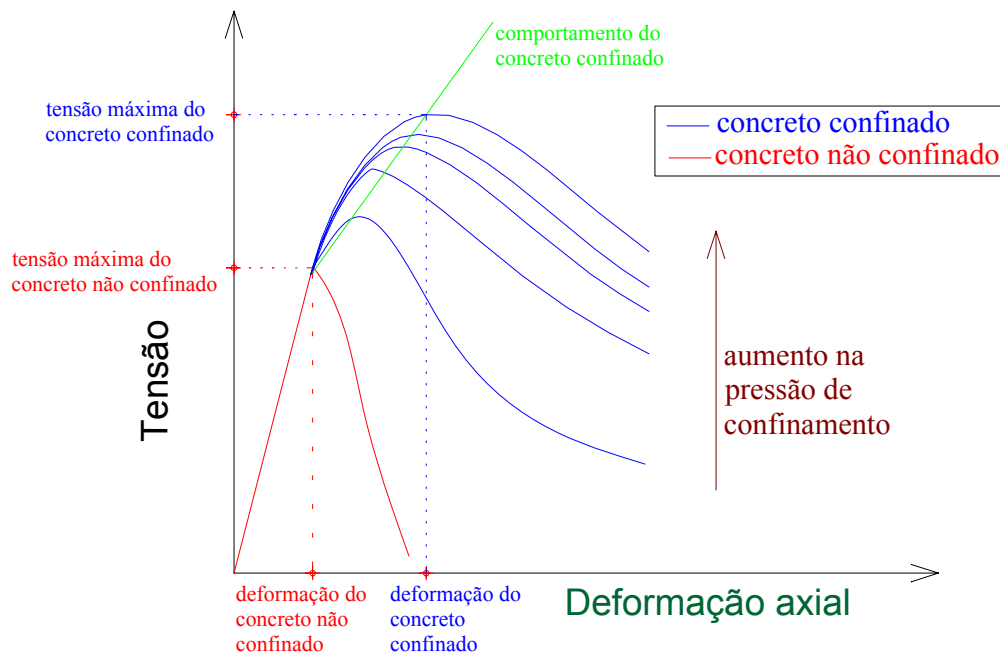


Figura 2.16: Comportamento do concreto confinado

- ↳ resistência da armadura de confinamento: RAZVI e SAATCIOGLU (1994) indicam que o aumento na resistência da armadura de confinamento proporciona uma melhoria da resistência e da tenacidade apenas para pilares bem confinados;
- ↳ espaçamento da armadura de confinamento: este é um parâmetro que afeta a distribuição da pressão de confinamento, pois espaçamentos menores aumentam a uniformidade da pressão lateral e melhoram a eficiência da armadura de confinamento;
- ↳ geometria da seção: é sabido que a armadura em espiral é mais eficiente no confinamento do concreto do que os estribos retangulares. Esta superioridade é explicada pela forma geométrica da armadura em espiral, que produz pressões uniformes e contínuas ao redor da circunferência do núcleo. Já os estribos não produzem pressões uniformes, provocando concentrações de pressão nas extremidades, e a eficiência diminui ainda mais com o uso de estribos retangulares.

Todos os modelos teóricos partem de hipóteses para a determinação da relação Tensão x Deformação do concreto. O trabalho pioneiro na área de estudo de confinamento do concreto é de RICHART et al. (1928), o qual consistia na análise do comportamento de cilindros de concreto confinados lateralmente por pressão hidrostática e por armaduras transversais na forma de espirais. Após este trabalho, vários autores estudaram o efeito de confinamento, porém em suas pesquisas observaram o efeito de confinamento para duas

classes de concreto: os de resistência normal à compressão axial (20 a 50 MPa) e os de alta resistência à compressão axial (50 MPa em diante). Por este motivo e para uma melhor compreensão das pesquisas realizadas resolveu-se abordar tais assuntos separadamente nos dois tópicos a seguir.

2.3.1 CONCRETO DE RESISTÊNCIA NORMAL

Neste tópico é apresentada uma coletânea de pesquisas desenvolvidas de 1946 a 1992, omitindo-se os trabalhos de BURDETTE & HILDSDORF (1971), KENT & PARK (1971), BUNNI (1975), VALLENAS, BERTERO, POPOV (1977), YASHIRO, HANAI & ENOMOTO (1982) e DILGER, KOCH & KOWALCZYK (1984), por apresentarem pesquisas e conclusões semelhantes às dos principais trabalhos que estão contidos neste tópico.

Uma das primeiras pesquisas envolvendo pilares de concreto armado foi realizada por KING (1946) que demonstrou que a capacidade resistente axial dos pilares pode ser aumentada por efeito do confinamento de estribos e da armadura longitudinal.

CHAN (1955) elaborou um modelo da relação tensão x deformação do concreto confinado baseado nos seus resultados experimentais, e verificou que somente a taxa volumétrica de estribos influencia o efeito de confinamento. A pesquisa de BRESLER & GILBERT (1961) verificou que o espaçamento e o diâmetro dos estribos influencia o comportamento dos pilares. Estas pesquisas evidenciam os fatores que influenciam diretamente no efeito de confinamento.

PFISTER (1964) concluiu que para modelos com baixas taxas de armadura transversal não existe o ganho de resistência do concreto confinado. Atualmente tal parâmetro já é bem conhecido, porém na data em que foi executada a pesquisa poderia ser uma dúvida de vários pesquisadores.

ROY & SOZEN (1965) concluíram que os estribos retangulares não aumentam a resistência do concreto. Verificaram também que a ductilidade dos pilares é afetada pelo espaçamento entre estribos.

Quanto à pesquisa de ROY & SOZEN (1965) deve-se salientar que mesmo para seções retangulares existe um ganho de resistência por função do confinamento, desde que a relação entre seus lados não seja exagerada. Tal parâmetro poderia ser mais amplamente estudado a fim de se obter uma relação em que se possa computar o efeito de confinamento nestes tipos de seções transversais.

HUDSON (1966) não verificou nos ensaios realizados, a influência do espaçamento de estribos no efeito de confinamento. Sua conclusão é errônea uma vez que o espaçamento dos estribos é um dos fatores que tem influência direta no efeito de confinamento. Contudo, alguns dos valores de espaçamento entre estribos eram superiores à menor dimensão da seção transversal dos modelos experimentais, o que justifica a sua conclusão.

SOLIMAN & YU (1967) ensaiaram modelos que apresentavam uma configuração simples de estribos, e observaram que para estes o efeito de confinamento é influenciado pela área da barra do estribo, do espaçamento entre estribos e da geometria da seção transversal do pilar.

Tais pesquisadores foram os primeiros a afirmar que a seção transversal do pilar influencia o efeito do confinamento, fato que teoricamente é lógico, contudo, esses pesquisadores realizaram os ensaios e mostraram que realmente o fenômeno ocorre na prática.

SHAH & RANGAN (1970) observaram nos ensaios que para um menor espaçamento de estribos (mantendo a taxa volumétrica constante) não ocorre um aumento na resistência do modelo, mas um aumento considerável da ductilidade do modelo confinado. Observou-se que o aumento na área das barras da armadura transversal retarda a dilatação provocada pela microfissuração melhorando o confinamento.

É fato que o espaçamento de estribos contribui significativamente na ductilidade do modelo, mas também influencia o efeito de confinamento, levando-se em consideração a área confinada.

SOMES (1970) observou que para modelos somente com armadura transversal, o aumento da taxa de armadura transversal, ou seja, a diminuição do espaçamento entre estribos influencia consideravelmente a resistência e a ductilidade dos modelos. Para espaçamento superior a 150 mm o efeito dos estribos atua negativamente nos modelos. Na pesquisa de SOMES (1970) todas as suas conclusões são claras, porém deve-se salientar que o valor de 150mm foi obtido para os seus modelos experimentais, sendo que se deve ter em mente que tal valor varia conforme as dimensões e a forma da seção transversal do modelo estrutural.

SARGIN (1971) ensaiou 32 pilares somente com armadura transversal. O modelo teórico desenvolvido para análise sugere que o pilar com confinamento lateral, seja considerado como um elemento composto que consiste de um núcleo confinado e um cobrimento de concreto não confinado, conforme Figura 2.17. A análise dos resultados

mostra que o confinamento é influenciado pelo espaçamento e a quantidade volumétrica de estribos e o limite elástico da armadura transversal. Notou-se que o confinamento é ineficaz quando o espaçamento entre estribos é superior à menor dimensão da seção transversal do pilar.

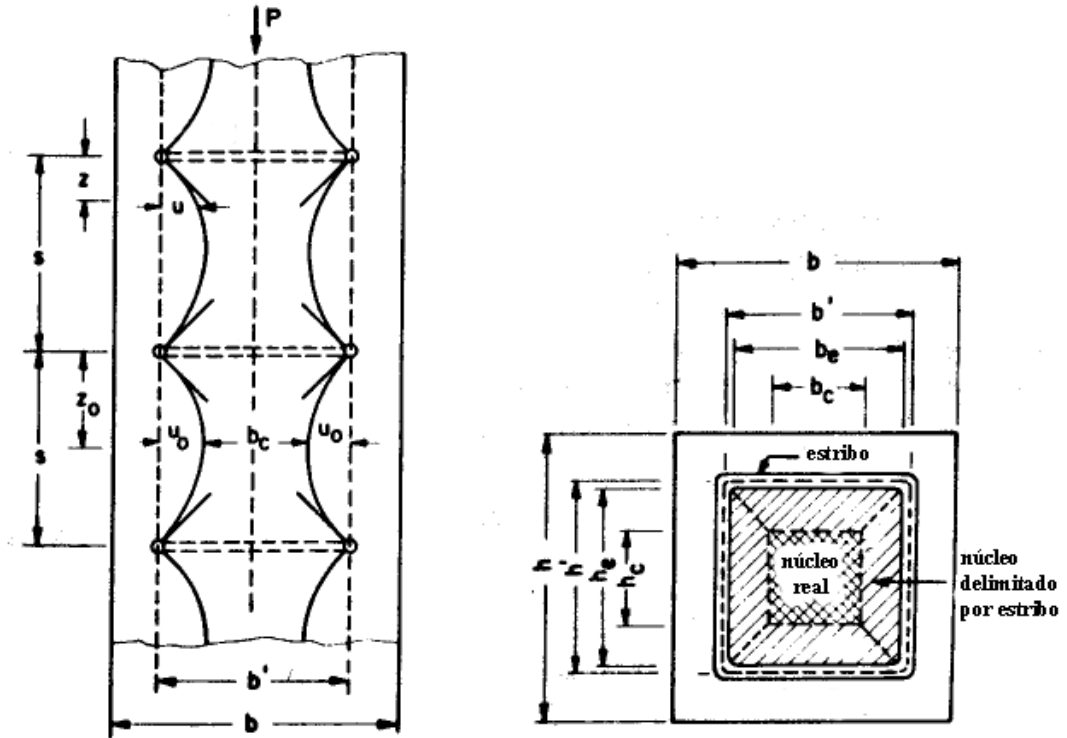


Figura 2.17: Áreas de confinamento consideradas por SARGIN (1971)

A pesquisa de SARGIN (1971) é o primeiro trabalho a estabelecer o critério de área efetivamente confinada, na qual a seção transversal do pilar com confinamento lateral é considerada como área composta, que consiste de um núcleo confinado e um cobrimento de concreto não confinado.

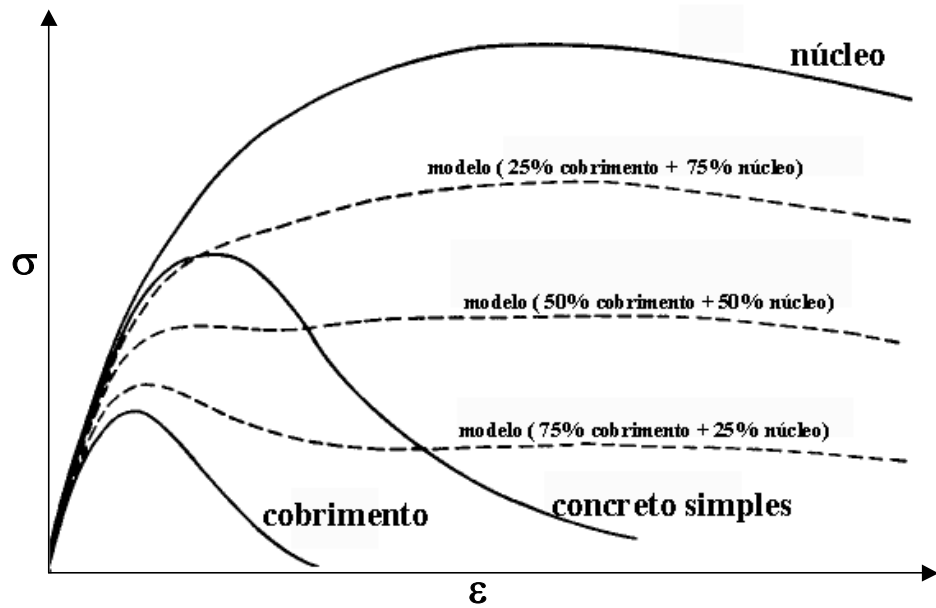


Figura 2.18: Comportamento das diferentes áreas consideradas por SARGIN (1971)

Para SARGIN (1971), a expansão lateral do núcleo traz um efeito desfavorável à resistência do concreto do cobrimento, conforme Figura 2.19. Na Figura 2.18 observa-se que o comportamento do modelo estrutural do pilar depende da área de núcleo confinado.

Nos ensaios realizados por SARGIN (1971), verificou-se a influência prejudicial da expansão lateral no comportamento resistente do concreto de cobrimento, quando comparado com o do concreto simples observado em ensaios uniaxiais de corpos-de-prova, conforme Figura 2.19.

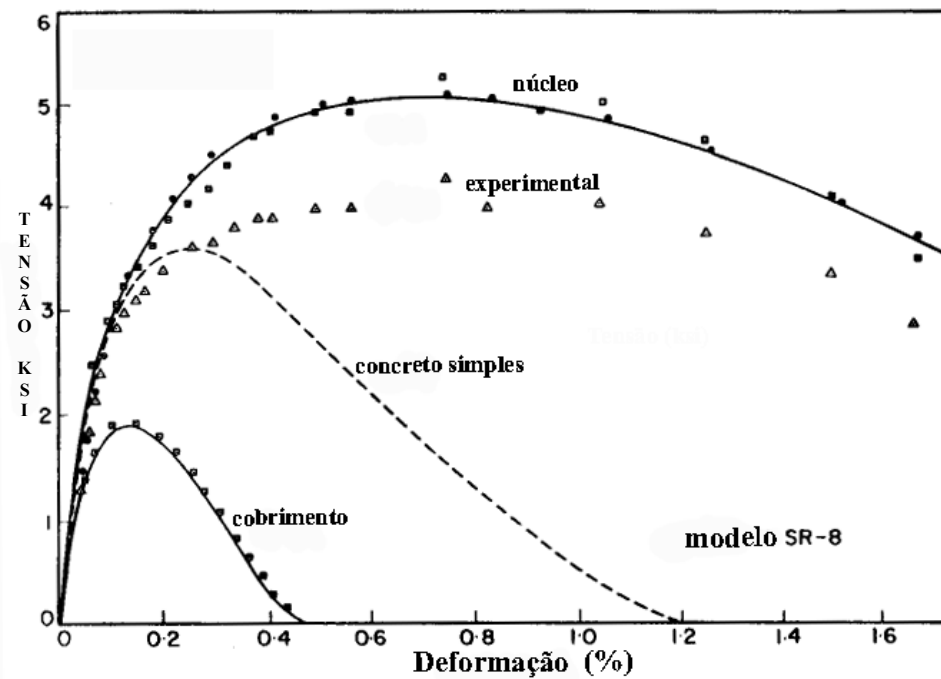


Figura 2.19: Curvas tensão-deformações obtidas para o modelo SR-8 – SARGIN(1971)

SHEIKH & UZUMERI (1980) ensaiaram 24 pilares de dimensões próximas às reais utilizadas em edifícios. Excelentes ganhos de resistência e ductilidade do concreto confinado foram observados nos modelos, que apresentaram pequeno espaçamento entre estribos e configuração de estribos favorável à boa distribuição de esforços para a armadura longitudinal, no sentido de restringir o núcleo de concreto. Observaram também que a seção transversal efetivamente confinada é menor que a seção do núcleo de concreto delimitado pelos estribos externos, e que esta área depende da distribuição vertical e horizontal da armadura. Notaram que o módulo de elasticidade dos estribos e a quantidade de armadura transversal influenciam consideravelmente a resistência e a ductilidade do concreto.

O trabalho de SHEIKH & UZUMERI (1980), tem o mérito de ser o primeiro a verificar e observar a existência de uma área efetivamente confinada menor que a área delimitada pela armadura transversal, e que a forma desta área confinada deve-se à configuração de estribos e barras longitudinais.

GANGADHARAM & REDDY (1980) ensaiaram 144 prismas variando o espaçamento dos estribos e a espessura de cobrimento, a fim de comparar a teoria desenvolvida por SARGIN (1971) com seus ensaios e propuseram novas avaliações sobre o confinamento de pilares. Definiram o índice de confinamento efetivo, utilizado praticamente por todos os pesquisadores de confinamento atualmente, e verificaram que tal índice pode determinar a magnitude do efeito do cobrimento no comportamento estrutural do pilar. Também concluíram que os pilares trabalham como uma seção composta, conforme Figura 2.20, e que o comportamento estrutural do pilar depende tanto das áreas do núcleo confinado como do de cobrimento das armaduras.

Assim como SARGIN (1971), os pesquisadores GANGADHARAM & REDDY (1980) verificaram que o valor de tensão do cobrimento é menor ou igual ao do concreto simples não confinado, dependendo da expansão lateral provocada pelo núcleo confinado.

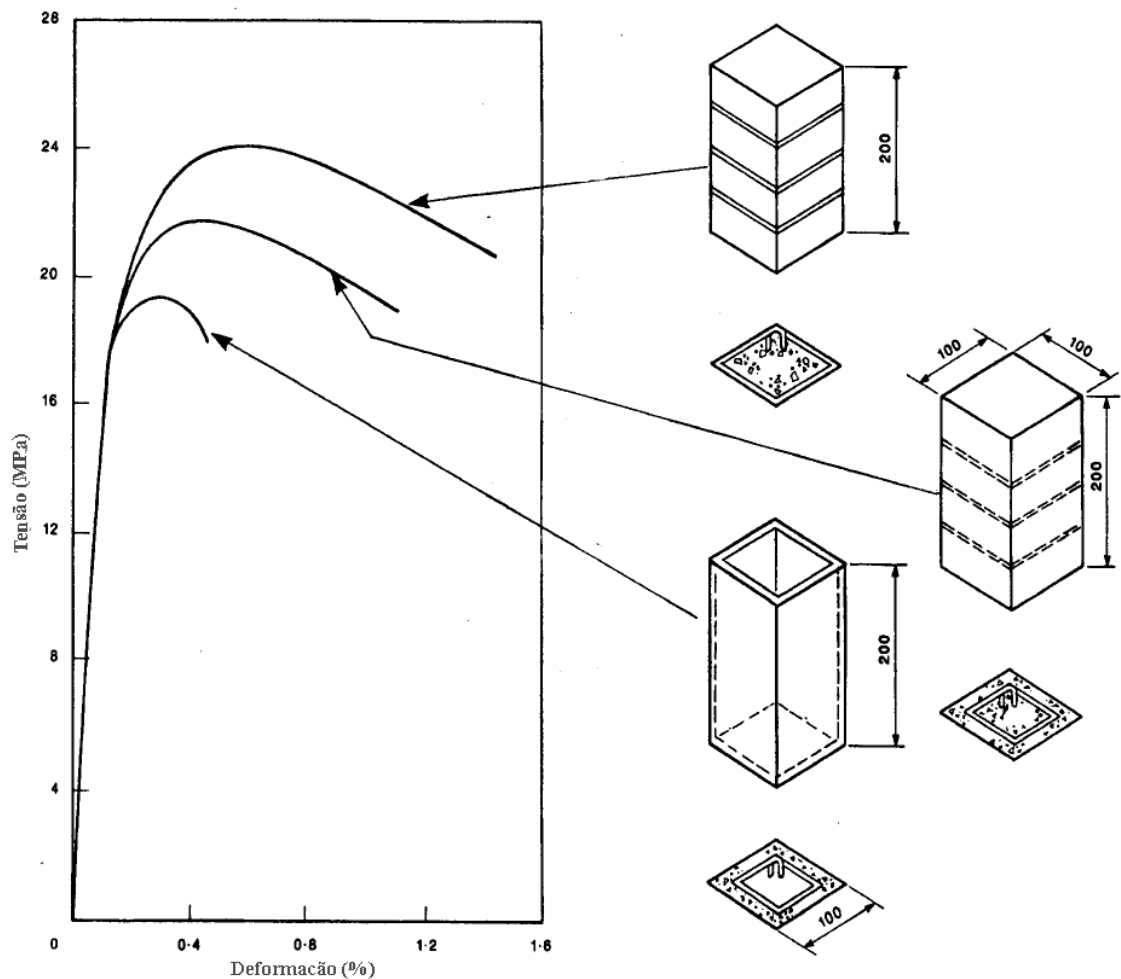


Figura 2.20: Curvas tensão-deformação das áreas componentes dos modelos de GANGADHARAM & REDDY (1980)

SCOTT, PARK & PRIESTLEY (1982) observaram que a quantidade de armadura transversal contribui para aumentar a resistência do núcleo de concreto, a deformação do primeiro estribo a romper, e a ductilidade do elemento estrutural. A diminuição do espaçamento vertical entre estribos, para um volume constante de armadura de confinamento, a disposição das barras longitudinais, para um volume constante de armadura longitudinal, são meios de obtenção de um confinamento mais eficaz. Nos ensaios verificou-se que utilizando espaçamentos de estribos inferiores a cinco vezes o diâmetro das barras longitudinais, retarda-se a flambagem das barras longitudinais. Verificou-se também que na ruptura do primeiro estribo, a resistência do núcleo de concreto diminui radicalmente e que a deformação correspondente deve ser considerada como a deformação axial limite do concreto confinado.

MANDER, PRIESTLEY & PARK (1988) ensaiaram pilares com seção transversal circular, quadrada e retangular, com vários arranjos de armadura transversal. Os resultados experimentais foram comparados a um modelo analítico desenvolvido por eles levando-se

em conta o efeito da pressão lateral efetiva desenvolvida pela armadura transversal. A resistência do concreto confinado é dada pela expressão:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$$

Sendo:

f'_{co} : resistência à compressão do concreto não confinado;

$f'_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$ (seções circulares): pressão lateral efetiva;

$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh}$; $f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh}$ (seções retangulares)

$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}$ (seções circulares com armadura transversal em forma de espiral);

$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)}{1 - \rho_{cc}}$ (seções circulares com armadura transversal de estribos circulares);

$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})}$ (seções retangulares);

w' : espaçamento entre barras longitudinais;

b_c : maior dimensão da armadura transversal;

d_c : menor dimensão da armadura transversal;

ρ_{cc} : taxa de armadura longitudinal em relação à área de concreto do núcleo, delimitado pelos estribos;

d_s : diâmetro da armadura transversal em pilares circulares;

f_{yh} : resistência à tração da armadura transversal.

No caso de seções retangulares, com os valores obtidos em f'_{lx} e f'_{ly} , deve-se obter no gráfico a seguir a relação entre a resistência do concreto confinado e do concreto não confinado:

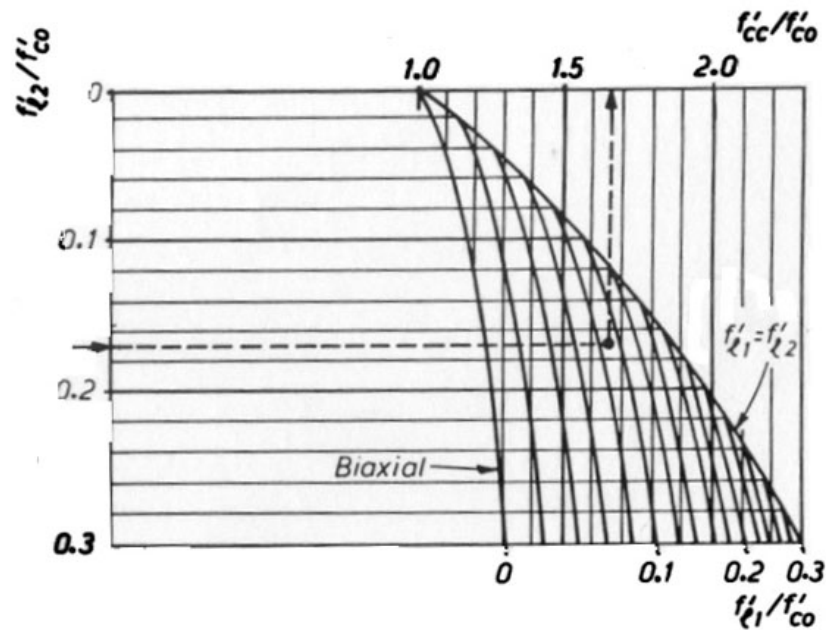


Figura 2.21: Diagrama de correlação entre a pressão lateral e a resistência do concreto confinado - MANDER, PRIESTLEY & PARK (1988)

As pesquisas de SCOTT, PARK & PRIESTLEY (1982) e MANDER, PRIESTLEY & PARK (1988), utilizaram todos os conhecimentos e resultados na idealização do modelo teórico de confinamento, levando em consideração todos os fatores que influem no efeito de confinamento. Contudo a influência do comportamento do cobrimento é considerada em seu modelo com o mesmo comportamento do concreto simples não confinado o que contraria as pesquisas de SARGIN (1971) e GANGADHARAM & REDDY (1980).

SAATCIOGLU & RAZVI (1992) elaboraram um modelo de confinamento em que é calculada a resistência máxima correspondente do concreto confinado, por meio da determinação da pressão de confinamento uniforme equivalente, conforme Figura 2.22, produzida pela armadura transversal que depende das características do material e da seção transversal.

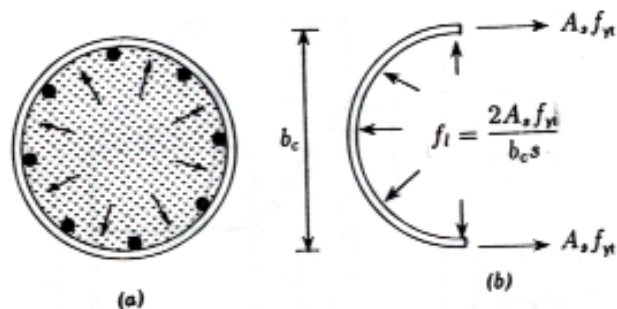


Figura 2.22: Pressão lateral em pilar circular - SAATCIOGLU & RAZVI (1992)

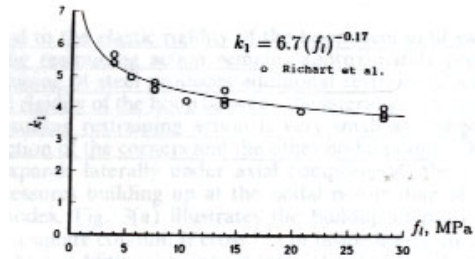


Figura 2.23: Variação do coeficiente k_1 com a pressão lateral - SAATCIOGLU & RAZVI (1992)

O aumento da resistência do concreto confinado segundo SAATCIOGLU & RAZVI (1992) é obtido pela seguinte fórmula:

$$f_{cc}^2 = f_{co}^2 + k_1 f_{le}, \text{ onde:}$$

$$f_{le} = k_2 f_l \text{ (pressão lateral efetiva)}$$

$$f_l = \frac{\sum A_s f_{yt} \sin \alpha}{s b_c} \text{ (pressão lateral efetiva)}$$

$$k_2 = 1 \text{ (seções circulares)}$$

$$k_2 = 0,26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_l}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1,0 \text{ (para seções retangulares)}$$

$$f_{le} = \frac{(f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy})}{(b_{cx} + b_{cy})} \text{ (para seções retangulares)}$$

O modelo de SAATCIOGLU & RAZVI (1992) é um modelo teórico bem fundamentado, e que considera vários fatores que influem no efeito de confinamento. Os ensaios de RICHART et al. (1928) foram utilizados para formulação do modelo, o que evidencia uma preocupação dos pesquisadores na validade de sua pesquisa.

2.3.2 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Para o desenvolvimento do concreto de alta resistência foi necessário o estudo do comportamento estrutural de pilares de concreto armado utilizando este material. Sabe-se que o concreto de alta resistência é um material frágil, ou seja, com pequena tenacidade.

Para contornar o problema de tenacidade do material, no caso dos pilares, a maioria dos pesquisadores resolveu trabalhar com altas taxas de armadura transversal, a fim de proporcionar a ductilidade do elemento estrutural, em conseqüência observou-se que o efeito de confinamento também exerce um aumento na capacidade resistente do elemento.

A fim de estabelecer o comportamento de pilares de concreto de alta resistência, fez-se um breve relato de pesquisas desde 1983 a 1999, contudo não são apresentados os

trabalhos de HWEE & RANGAN (1990), GALEOTA, GIAMMATTEO & MARINO (1992), BORTOLOTTI (1994), EL-DASH & AHMAD (1994), EL-DASH & AHMAD (1995), KARABINIS & KIOUSISSAWY (1996), ESSAWY & EL-HAWARY (1998) e CANDAPPA, SETUNGE & SANJAYAN (1999), em função de apresentarem pesquisas e conclusões semelhantes às dos principais trabalhos que estão contidos neste tópico.

MUGURUMA, WATANABE, IWASHIMIZU & MITSUEDA (1983) executaram pilares de pequenas dimensões, sem armadura longitudinal, confinados com armadura transversal em espiral. Concluiu-se que o comportamento frágil do pilar de concreto de alta resistência pode ser transformado em um comportamento dúctil se for utilizada uma quantidade adequada de armadura de confinamento com um limite elástico elevado. Os resultados mostraram que para modelos em concreto de alta resistência, o limite elástico dos estribos é atingido depois da deformação máxima do concreto confinado, enquanto em modelos com concreto de resistência normal, este limite é atingido com a deformação máxima do concreto confinado.

O trabalho de MUGURUMA, WATANABE, IWASHIMIZU & MITSUEDA (1983) é um dos primeiros trabalhos sobre pilares de concreto de alta resistência, e seus resultados indicaram o uso de um limite elástico elevado para a armadura de confinamento, o que atualmente é uma regra entre os projetistas de estruturas.

MARTINEZ, NILSON & SLATE (1984) ensaiaram 47 pilares de pequenas dimensões, confinados por estribos circulares, sem armadura longitudinal. Os resultados indicam que na força máxima aplicada, a deformação correspondente do concreto confinado é melhorada por causa do confinamento. Notou-se que o efeito de escala pode exercer uma certa influência no comportamento do concreto confinado: os modelos reduzidos tiveram melhor comportamento. Observou-se que o módulo de elasticidade dos modelos não foi afetado pela armadura transversal. Notaram sinais de que de repente o cobrimento dos modelos de concreto de alta resistência tornou-se frágil, e que uma perda de resistência temporária pode ser verificada, antes do aumento da resistência atribuída ao confinamento. Observou-se que os estribos não atingiram o limite elástico como nos concretos de resistência normal e por isto, sugeriram que o limite elástico para armadura transversal fosse restringido a 400MPa. Observaram que os pilares com concreto de alta resistência romperam por cisalhamento do núcleo de concreto com a formação de um plano de ruptura com inclinação de 30 graus com a vertical.

YONG, NOUR & NAWY (1988) ensaiaram 18 pilares de pequenas dimensões, e os resultados mostraram que a ductilidade aumenta com o acréscimo da quantidade de

armadura transversal, mas não de modo proporcional. Notou-se que a armadura transversal é menos eficaz no confinamento dos pilares de concreto de alta resistência do que no concreto de resistência normal. Os resultados mostraram também que o limite elástico da armadura de confinamento é atingido depois da perda do cobrimento de concreto, para todos os modelos, e nos pilares mais confinados tal limite é atingido depois da resistência máxima do concreto confinado. Obteve-se ainda pelos resultados, que o espaçamento dos estribos deve ser inferior à menor dimensão lateral do modelo e que, um mínimo de oito barras longitudinais deve ser utilizado para permitir um eficaz confinamento do concreto de alta resistência. Observou-se que o plano de ruptura por cisalhamento do núcleo confinado forma um ângulo variando de 22 a 35 graus com a vertical.

MARTINEZ, NILSON & SLATE (1984) e YONG, NOUR & NAWY (1988) foram os primeiros pesquisadores a comentar o destacamento prematuro do cobrimento dos pilares de concreto de alta resistência, e seus resultados possibilitaram na época em que a pesquisa foi realizada, muitos avanços na avaliação do comportamento estrutural de tais elementos.

SUGANO, NAGASHIMA, KIMURA & TAMURA (1988) realizaram sete ensaios sobre pilares de dimensões reais. Observaram que a perda do cobrimento de concreto ocasiona nos modelos uma perda temporária da resistência axial, seguida da plastificação dos estribos e o alcance da resistência máxima do concreto confinado. Poucos ganhos de resistência foram observados, notando-se que a quantidade, assim como o limite elástico da armadura transversal, provoca um aumento da ductilidade. Sugerem que a pressão lateral de confinamento deve ser aumentada proporcionalmente à resistência à compressão do concreto, a fim de obter com o concreto de alta resistência um comportamento dúctil equivalente àquele obtido com concretos de resistência normal. Sugerem que deve ser utilizada uma armadura de confinamento de aço de alta resistência para confinar o concreto de alta resistência.

SUGANO, NAGASHIMA, KIMURA & TAMURA (1988) são os primeiros pesquisadores a sugerirem a utilização de aço de alta resistência para o confinamento do concreto de alta resistência e tratam o confinamento em função da pressão lateral efetiva de confinamento.

BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990) executaram 36 pilares com diversas geometrias: 12 com seção circular com 150mm de diâmetro com espirais circulares contínuas; 19 com seção quadrada (150mm x 150mm) com espirais quadradas contínuas; 5 com seção retangular (300mm x 500mm) com distribuição transversal de

armadura em malha. Segundo os autores os fatores que influenciam o comportamento estrutural são: a configuração geométrica, a quantidade e distribuição de armadura longitudinal, a resistência do concreto e tipo de agregado. Notaram que a resistência à compressão influencia as características responsáveis pelo concreto confinado: a deformação máxima e a inclinação da curva pós-pico. Observou-se que a quantidade de armadura transversal melhora o comportamento dúctil, que depende mais da geometria da seção e da resistência do concreto. Os resultados indicam que o aumento do diâmetro das barras longitudinais não influencia consideravelmente o confinamento, e que o número de barras longitudinais aumenta consideravelmente a ductilidade dos pilares. A ruptura dos pilares confinados é atingida em um valor de deformação axial correspondente ao início da formação de um plano de ruptura por cisalhamento do núcleo de concreto confinado.

Por meio de um extenso programa experimental BJERKELI, TOMASZEWICZ & JENSEN (1990) obtiveram em seus resultados importantes parâmetros e características dos pilares de concreto de alta resistência.

AGOSTINI (1992) iniciou a sua pesquisa com a análise experimental com a observação do comportamento de elementos cilíndricos de 10 cm x 20cm de concreto simples e concreto armados somente com armadura helicoidal. Nos modelos com concreto de 60 MPa a 80 MPa de resistência média à compressão, ocorreu o escoamento das barras da armadura transversal que serviram como confinamento do núcleo, tornando dúctil a ruptura do elemento e logo após a ruptura do cobrimento o corpo-de-prova rompeu. Para os modelos com resistência à compressão em torno de 40 MPa, a armadura helicoidal serviu como armadura de cintamento, pois a resistência do elemento cresceu e o colapso ocorreu pelo esmagamento do núcleo do concreto, sendo que a ruptura do cobrimento ocorreu com 75% da tensão de ruptura do modelo. Foram em seguida ensaiados pilares de concreto armado, sendo que no primeiro modelo, de concreto com resistência de 24,8 MPa, a ruptura do cobrimento ocorreu a 55,2% da força última, concluindo-se que a armadura helicoidal cintou o núcleo de concreto, permitindo um acréscimo de tensão. O segundo modelo apresentava concreto com resistência de 60,2 MPa, a ruptura do cobrimento aconteceu juntamente com a força última. Neste caso a armadura helicoidal confinou o núcleo, evitando a ruptura frágil, porem notou-se que a capacidade resistente deste modelo não contou com toda a participação da seção transversal. Após outros ensaios verificou-se que independentemente das dimensões dos pilares:

- as armaduras definem um núcleo resistente de concreto e que o regime elastofrágil só poderia ser amenizado com o uso de altas taxas de armadura transversal para confinar o núcleo resistente do pilar;
- os pilares com menor espaçamento entre estribos sofreram melhor confinamento, devendo ser os estribos individuais e estar bem assentes nas armaduras longitudinais.

A pesquisa de AGOSTINI (1992) foi a primeira na área de pilares de concreto de alta resistência desenvolvida no Brasil e também tem o mérito de possibilitar um estudo do concreto de alta resistência desde a dosagem até o seu comportamento estrutural.

CUSSON, PAULTRE & AÏTCIN (1992) ensaiaram 27 pilares de dimensões reais. Observaram que o comportamento pós-pico dos pilares de concreto de alta resistência é caracterizado pelo destacamento repentino do cobrimento de concreto, causando a perda de uma parte da capacidade resistente axial. Nota-se que o destacamento do cobrimento é acelerado em função do plano de fissuração, que por sua vez é influenciado pelas características das armaduras. Notou-se que a eficiência do confinamento é maior nos concretos de resistência normal do que nos de alta resistência, e verificou-se que ao se utilizar um arranjo adequado de armadura transversal e longitudinal a ductilidade dos pilares de concreto de alta resistência pode ser melhorada.

DE LARRARD, SAINT-DIZIER & BOULAY (1992) ensaiaram pilares cilíndricos sem armadura longitudinal, de pequenas dimensões, confinados com espiras circulares. Concluíram pelos resultados que a armadura transversal já intervém na parte ascendente na resposta dos pilares de concreto normal, prolongando a deformação e a tensão máxima no pilar, enquanto nos pilares de concreto de alta resistência, a parte ascendente da resposta é linear e independente da taxa de confinamento. A menor influência do confinamento durante o carregamento ascendente no caso de concreto de alta resistência é explicada pela sua menor deformação transversal. Os pesquisadores notaram que a inclinação da parte descendente da resposta dos pilares de concreto de alta resistência diminui com o aumento da taxa volumétrica de armadura transversal. Eles acharam que a perda de resistência, depois do pico, corresponde à formação de um plano de cisalhamento de dois blocos de concreto retidos pela armadura transversal. Concluíram que a capacidade portante pós-pico do pilar de concreto armado é essencialmente determinada pela armadura de confinamento, e não pelas propriedades intrínsecas do concreto.

NAGASHIMA, SUGANO, KIMURA & ICHIKAWA (1992) ensaiaram 26 pilares de grandes dimensões com estribos de aço de alta resistência. Importantes ganhos de

resistência e ductilidade foram observados nos pilares com confinamento transversal. Notaram que a tensão máxima do concreto confinado é atingida com a plastificação dos estribos, para todos os modelos, exceto para aqueles com grande quantidade de armadura transversal. Os resultados mostraram que uma melhor distribuição das barras longitudinais resulta em melhoria no efeito de confinamento. Sugerem que a pressão de confinamento lateral seja aumentada proporcionalmente com a resistência do concreto, para se obter, com o concreto de alta resistência, um comportamento dúctil equivalente ao obtido com o concreto de resistência normal.

SAATCIOGLU & RAZVI (1993) ensaiaram 10 pilares de grandes dimensões. Verificaram que os pilares de concreto de alta resistência necessitam de um confinamento maior, e os resultados indicaram que a resistência e a ductilidade dos pilares de concreto de alta resistência é consideravelmente melhorada com um confinamento adequado. Os pesquisadores sugerem que o aumento do limite elástico dos estribos é uma boa abordagem para evitar uma quantidade excessiva de armadura transversal. Observaram que a armadura transversal com pequeno espaçamento de estribos provoca uma separação prematura do cobrimento de concreto.

CUSSON, PAULTRE & AİTCIN (1992), DE LARRARD, SAINT-DIZIER & BOULAY (1992), NAGASHIMA, SUGANO, KIMURA & ICHIKAWA (1992) e SAATCIOGLU & RAZVI (1993) realizaram pesquisas importantes, contudo os resultados foram semelhantes às pesquisas anteriores, salvo pelo fato de NAGASHIMA, SUGANO, KIMURA & ICHIKAWA (1992) utilizarem estribos de aço de alta resistência e DE LARRARD, SAINT-DIZIER & BOULAY (1992) atribuírem a capacidade resistente ao trecho pós-pico ao efeito de confinamento.

CUSSON & PAULTRE (1994) ensaiaram 27 pilares de pequenas dimensões. Variaram a resistência de escoamento da armadura transversal, a configuração e o espaçamento entre estribos, e as taxas de armadura transversal e longitudinal. Chegaram à conclusão de que na compressão axial apenas a área do núcleo de concreto, delimitada pelas armaduras transversais, deve ser considerada no cálculo da resistência à compressão axial, por causa do comportamento de tais pilares apresentarem rompimento brusco da camada de cobrimento, resultando em perda de capacidade resistente. Apesar da menor eficiência do confinamento no CAR em relação aos concretos de resistência normal, pode-se obter um ganho de resistência e de comportamento dúctil nos pilares confinados utilizando-se um detalhamento de armaduras adequado, tanto longitudinal quanto transversal (conforme Figura 2.24). O aumento da resistência à compressão do concreto

resultou em acréscimos relativamente menores da resistência e da rigidez do concreto confinado, isto é, a razão não é proporcional entre estas variáveis. No entanto, aumentando significativamente a taxa de armadura transversal, acentuam-se os ganhos de resistência e de rigidez do concreto confinado. A redução do espaçamento dos estribos resulta em acréscimo de resistência e de rigidez do concreto confinado, e o aumento da taxa de armadura longitudinal também, mas apenas nos modelos bem confinados com altas taxas de armaduras transversais.

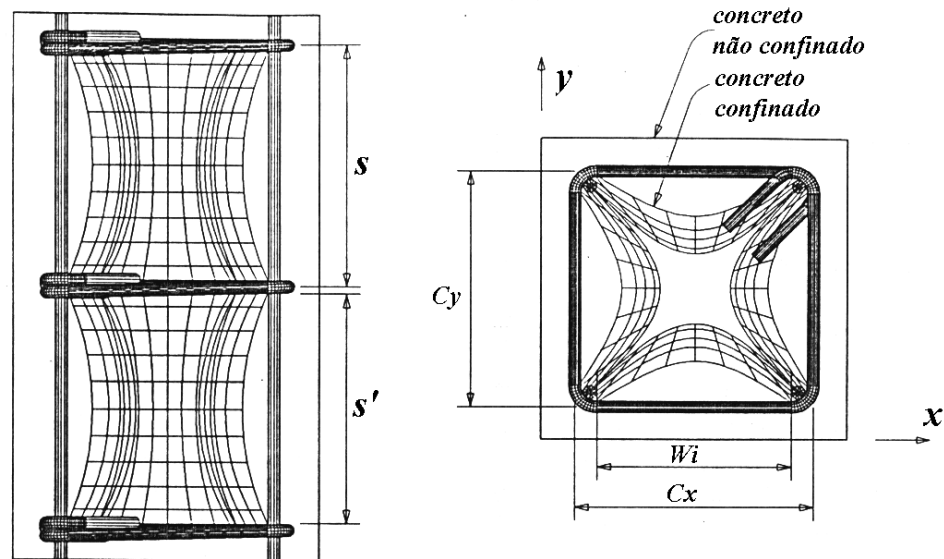


Figura 2.24: Representação das características do modelo de CUSSON & PAULTRE (1993)

CUSSON & PAULTRE (1994) criaram um modelo de confinamento que consiste em calcular a pressão lateral nominal f_l de confinamento, exercida pelos estribos sobre o concreto do núcleo por meio da seguinte expressão:

$$f_l = \frac{f_{hcc}}{s} \cdot \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{c_x + c_y} \right)$$

onde:

f_{hcc} : tensão nos estribos para a máxima resistência do concreto confinado;

A_{shx} : área total de aço dos estribos na direção perpendicular a x (Figura 2.27);

A_{shy} : área total de aço dos estribos na direção perpendicular a y (Figura 2.27);

s: espaçamento de centro a centro entre os estribos (Figura 2.27);

c_x : dimensão do núcleo de concreto paralela a x (Figura 2.27);

c_y : dimensão do núcleo de concreto paralela a y (Figura 2.27).

Esta pressão nominal f_l é aplicada somente em algumas regiões do núcleo de concreto, por causa do efeito de arqueamento das tensões. Tal arqueamento pode ser

descrito por parábolas com tangente inicial inclinada de 45°. Este efeito ocorre no plano da seção e ao longo do comprimento do pilar em concreto armado, por causa do arranjo dos estribos e das barras longitudinais.

À pressão nominal f_l é aplicado o conceito de área de concreto efetivamente confinada, desenvolvido por MANDER et al.¹ apud CUSSON & PAULTRE (1994) e apresentado sob a forma do coeficiente K_e :

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum \omega_i^2}{6 \cdot c_x \cdot c_y}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2c_y}\right)}{(1 - \rho_c)}$$

sendo:

s' : espaçamento livre entre estribos;

ρ_c : taxa longitudinal de amadura em relação ao núcleo de concreto;

ω_i : distância livre entre duas barras longitudinais adjacentes;

A pressão de confinamento efetiva f_{le} é dada por:

$$f_{le} = K_e \cdot f_l$$

O ganho de resistência axial do concreto confinado é dado por:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 2,1 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_c} \right)^{0,7} \right]$$

O modelo teórico CUSSON & PAULTRE (1994) considera praticamente todos os parâmetros que influem no efeito de confinamento em pilares de concreto armado. Tal formulação teórica leva em consideração o concreto efetivamente confinado, ou seja o sólido interno que está realmente sofrendo o efeito de confinamento.

FRANGOU, PILAKOUTAS & DRITSOS (1995) desenvolveram um modelo que se baseia no EUROCODE 8, sendo que as equações consideram o aumento da resistência à compressão dada pela aplicação de uma pressão lateral.

¹ MANDER, J. B. et al. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering*, v.114, n.8, p.1804-1826.

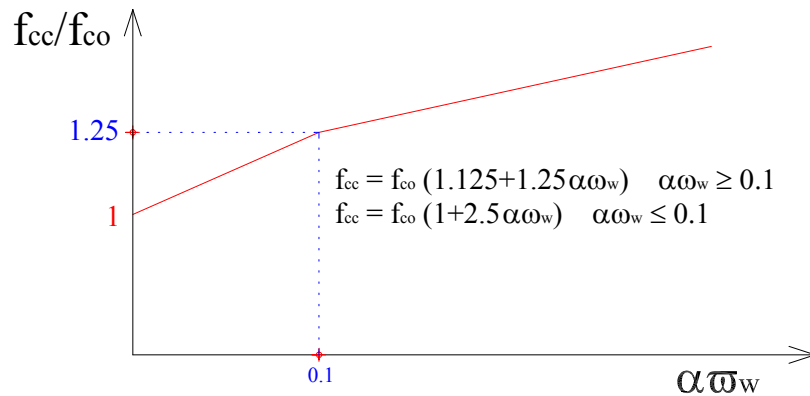


Figura 2.25: Modelo de FRANGOU, PILAKOUTAS & DRITSOS (1995)

Onde:

f_{cc} : resistência do concreto confinado;

f_{co} : resistência do concreto não confinado;

α : fator de redução, expressando a eficiência do confinamento;

ω_w : taxa mecânica de confinamento.

A taxa mecânica de confinamento é calculada através da expressão:

$$\omega_w = \frac{A_{sw} u}{s} \frac{f_{yh}}{A_c f_{co}}$$

onde:

A_{sw} : área de armadura transversal;

u : é o perímetro da seção transversal confinada pelos estribos;

s : espaçamento dos estribos de centro à centro;

f_{yh} : tensão nos estribos para a máxima resistência do concreto confinado;

A_c : área de concreto confinada pelos estribos.

O fator α é calculado pela expressão:

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s$$

$$\alpha_s = \frac{A_e}{A_c}$$

$$A_e = (b - \frac{s}{2})(d - \frac{s}{2})$$

onde:

α_n : fator de redução que expressa a eficiência do confinamento no plano da seção, que para seções quadradas é considerado igual a 1/3;

α_s : fator de redução que expressa a eficiência do confinamento ao longo da altura do modelo;

b e d: lados do núcleo confinado pelos estribos.

FRANGO, PILAKOUTAS & DRITSOS (1995) apresentaram o modelo de confinamento proposto pelo EUROCODE 8 (ainda em formulação), contudo já adotado pela norma espanhola. Tal formulação teórica se baseia em vários resultados experimentais e parâmetros que influem no efeito de confinamento.

RAZVI & SAATCIOGLU (1999) modificaram o modelo de confinamento, elaborado em 1992 só para concreto de resistência normal, implementando este modelo para avaliar também o efeito de confinamento no concreto de alta resistência. O modelo se aplica para concretos confinados por espiras, estribos retangulares, telas soldadas e combinações destas armaduras. No modelo ainda leva em consideração a utilização de aço de alta-resistência na armadura transversal.

O aumento da resistência do concreto confinado, segundo SAATCIOGLU & RAZVI (1992) é obtido pela seguinte fórmula:

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 f_{le}, \text{ onde:}$$

$$k_1 = 6,7(f_{le}')^{-0,17};$$

$$f_{le} = k_2 f_l \text{ (pressão lateral efetiva);}$$

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s f_s \sin \alpha)}{s b_c} \text{ (pressão lateral);}$$

$$f_s = E_s \left(0,0025 + 0,043 \sqrt{\frac{k_2 \rho_c}{f_{co}'}} \right) \leq f_{yt} \text{ (resistência do aço);}$$

$$k_2 = 1 \text{ (seções circulares) ; } k_2 = 0,15 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right)\left(\frac{b_c}{s_l}\right)} \leq 1,0$$

$$f_{le} = \frac{(f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy})}{(b_{cx} + b_{cy})} \text{ (no caso de seções retangulares)}$$

RAZVI & SAATCIOGLU (1999) ensaiaram pilares circulares de concreto de resistência à compressão de 60, 92 e 124 MPa. Os modelos foram elaborados para estudar o efeito de dos parâmetros que influenciam o efeito de confinamento: resistência à

compressão do concreto, resistência do aço dos estribos, espaçamento de estribos, taxa volumétrica de armadura, tipo de armadura de confinamento e presença de barras longitudinais. Pelos resultados concluíram que:

- pilares de CAR mostram um comportamento frágil quando não possuem confinamento transversal adequado, o que pode ser evitado com o uso de uma alta pressão transversal de confinamento;
- à medida que se aumenta a resistência do concreto, diminui-se a deformabilidade dos pilares e, portanto deve-se aumentar substancialmente a armadura transversal;
- estribos circulares têm efeito semelhante em pilares circulares quando comparados com estribos em espiral;
- a presença de armadura longitudinal melhora o mecanismo de confinamento em pilares circulares.

2.3.3 CORRELAÇÃO COM A PESQUISA

É preciso salientar a importância do estudo da influência de cada parâmetro no confinamento de pilares, uma vez que a presente pesquisa visa estabelecer uma correlação entre os modelos de confinamento de pilares de concreto armado, e os pilares reforçados por encamisamento. Recentemente KOG et al. (2000) relacionaram os modelos de confinamento com pilares de alvenaria encamisados com concreto armado, conforme Figura 2.26.

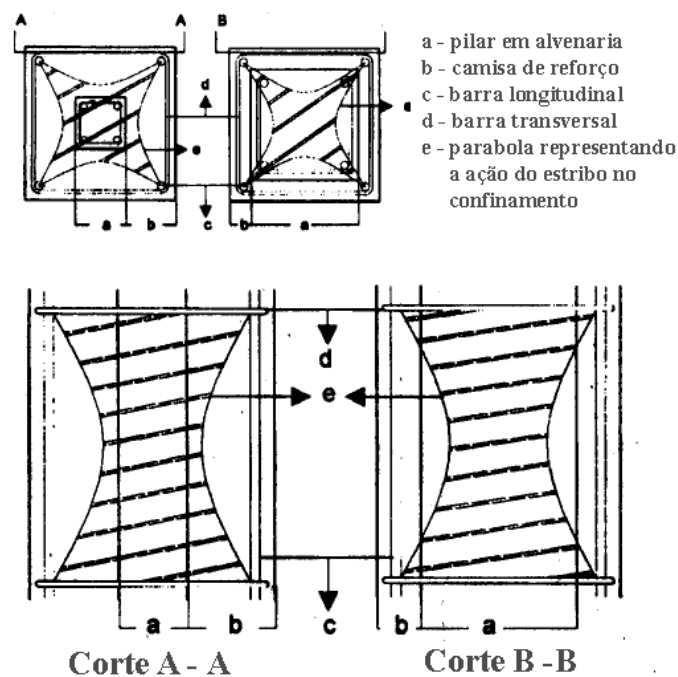


Figura 2.26: Avaliação da área efetiva confinada em pilares reforçados por encamisamento KOG et al.(2000)

Na Figura 2.26 é possível verificar a influência da espessura da camisa de reforço na área efetivamente confinada. KOG et al. (2000) verificaram que a correlação da pressão lateral exercida pelas armaduras da camisa de reforço na resistência do concreto confinado, deve levar em consideração a parte confinada da camisa de reforço, porém atribuíram somente o aumento no coeficiente de correlação, que segundo SAATCIOGLU & RAZVI (1992) é dado por $k = 6,7(f_{le})^{-0,17}$ onde:

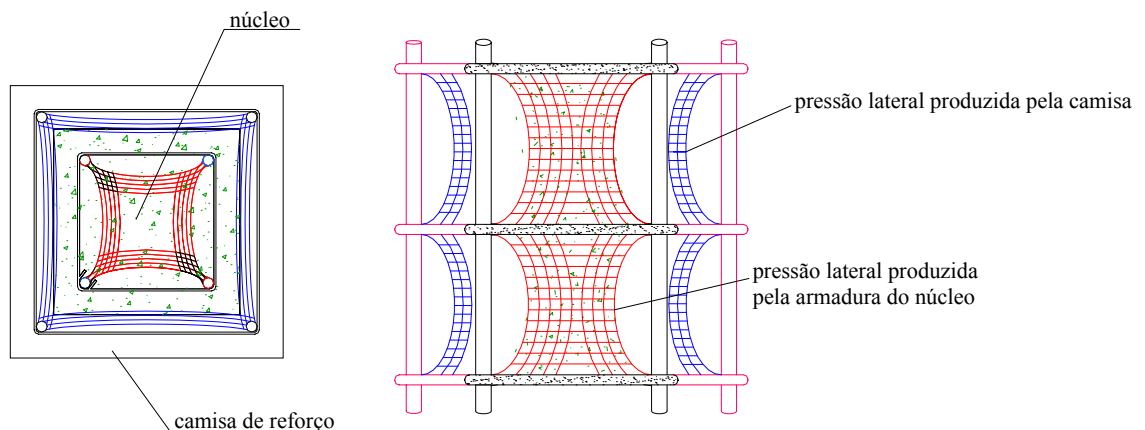
k – coeficiente de correlação da pressão lateral na resistência à compressão do concreto confinado;

f_{le} – pressão lateral.

Para KOG et. al (2000) o coeficiente de correlação, obtido por meio de dados experimentais, deve ser, no caso dos pilares de alvenaria reforçados por encamisamento:

$$k = 26,6(f_{le})^{-0,61}$$

No caso dos pilares reforçados por encamisamento, TAKEUTI (1999) tentou adaptar os modelos analíticos de confinamento, levando em consideração as áreas de concreto confinado demonstradas na Figura 2.27:



(a) seção transversal (b) vista longitudinal de um segmento

Figura 2.27: Áreas de confinamento adotadas para o pilar reforçado – TAKEUTI (1999)

Os resultados obtidos foram satisfatórios para o reforço com telas soldadas, porém deve-se avaliar o caso com pré-carregamento, bem como a utilização de estribos convencionais, o que será realizado na presente pesquisa.

O estudo e a avaliação da influência do cobrimento da armadura dos pilares de concreto armado no seu comportamento estrutural é particularmente importante, uma vez que o comportamento do concreto da camada de cobrimento pode se mostrar bem diferente, tanto do concreto confinado do núcleo, quanto daquele não confinado observado em ensaios uniaxiais (corpos-de-prova de concreto simples). Isto se dá pela complexidade

dos estados múltiplos de tensões e deformações nas diversas regiões, especialmente naquelas mais próximas da armadura transversal.

A análise da influência do cobrimento é importante para avaliar o real comportamento resistente e a deformabilidade dos modelos experimentais. Com isto espera-se entender claramente o fenômeno de confinamento, e adaptar tal análise para o confinamento produzido pelas camisas de reforço, onde o número de variáveis é maior.

Deve-se salientar que a maioria dos modelos de confinamento para concreto considera apenas a curva tensão-deformação do concreto simples obtida pelo ensaio uniaxial de corpos-de-prova cilíndricos.

Torna-se necessário um melhor estudo dos modelos de confinamento levando-se em consideração o efeito do cobrimento, até mesmo para a simulação numérica dos modelos experimentais, podendo-se verificar a influência deste parâmetro como foi pesquisado por FOSTER, LIU & SHEIKH (1998). Os pesquisadores simularam numericamente o efeito do destacamento do cobrimento, conforme Figura 2.28, tentando identificar os parâmetros que influenciam tal fenômeno.

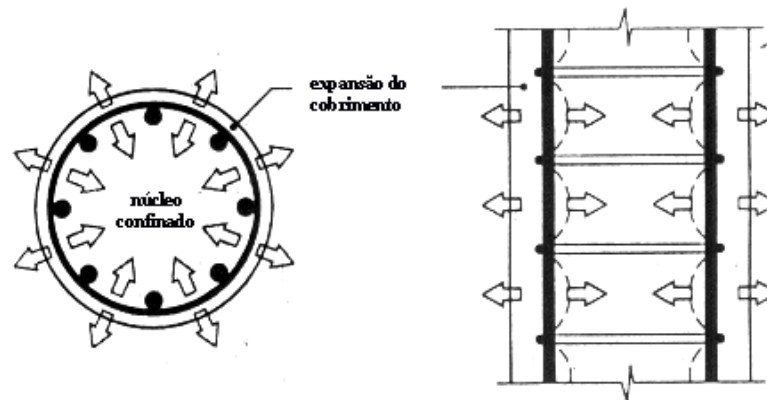


Figura 2.28: Fenômeno de destacamento do cobrimento de concreto - FOSTER, LIU & SHEIKH (1998)

Pela análise numérica por meio de elementos finitos, FOSTER, LIU & SHEIKH (1998) também verificaram que a resistência uniaxial do concreto não confinado é menor do que a resistência à compressão do concreto simples, obtida por corpos-de-prova. Contudo, verifica-se que utilizando estribos de aço de alta resistência, ocorre a diminuição da expansão lateral e com isto o cobrimento se destaca com carga próxima ao pico de resistência do pilar.

2.4 EFEITO DAS AÇÕES DE LONGA DURAÇÃO

Buscou-se por artigos que enfatizassem as deformações ao longo do tempo em reparos ou reforço de pilares de concreto armado, mas a maioria dos artigos encontrados enfatiza apenas o caso de concreto simples. Apesar disto obteve-se dois artigos que demonstram a importância das ações de longa duração em estruturas reabilitadas.

RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999) criaram um modelo matemático com base no Método dos Elementos Finitos para análise estrutural de pilares de concreto armado reforçados por encamisamento com concreto armado. O modelo de cálculo baseia-se na situação de reforço que é mostrada na Figura 2.29.

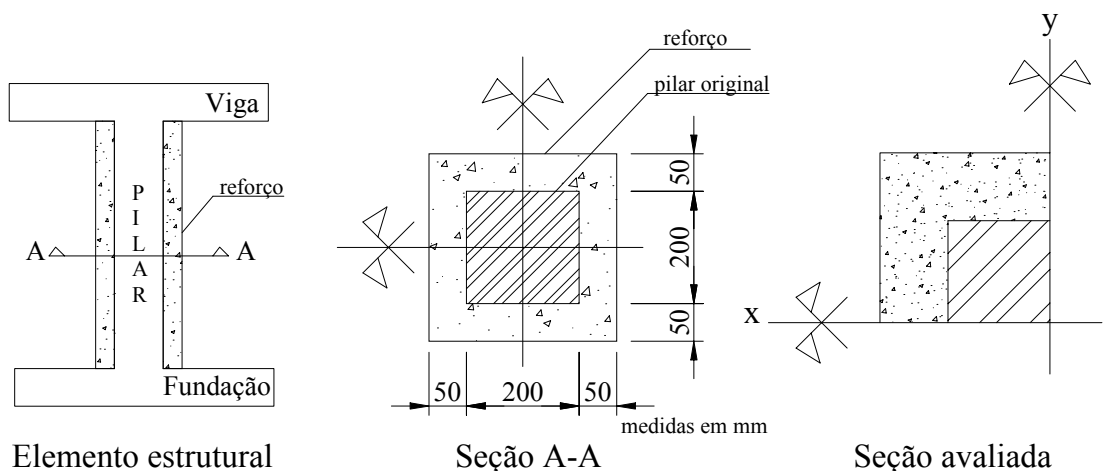


Figura 2.29: Situação do elemento estrutural reforçado - RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999).

O fenômeno que os pesquisadores resolveram estudar baseia-se no comportamento do pilar original sobre a camisa de reforço, ou seja, avaliar a tensão provocada pela restrição da retração do concreto da camisa uma vez que o concreto do pilar original impede tal encurtamento. Como conseqüência todo o concreto do reforço é submetido a esta tensão e com isto ocorre conseqüentemente a fluência do concreto. É importante salientar que tal estudo foi idealizado para avaliar o comportamento na seção transversal.

Para a simulação numérica do pilar reforçado, RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999) resolveram apenas discretizar um quarto da seção transversal do modelo, em decorrência de sua bi-simetria, conforme é apresentado na Figura 2.30.

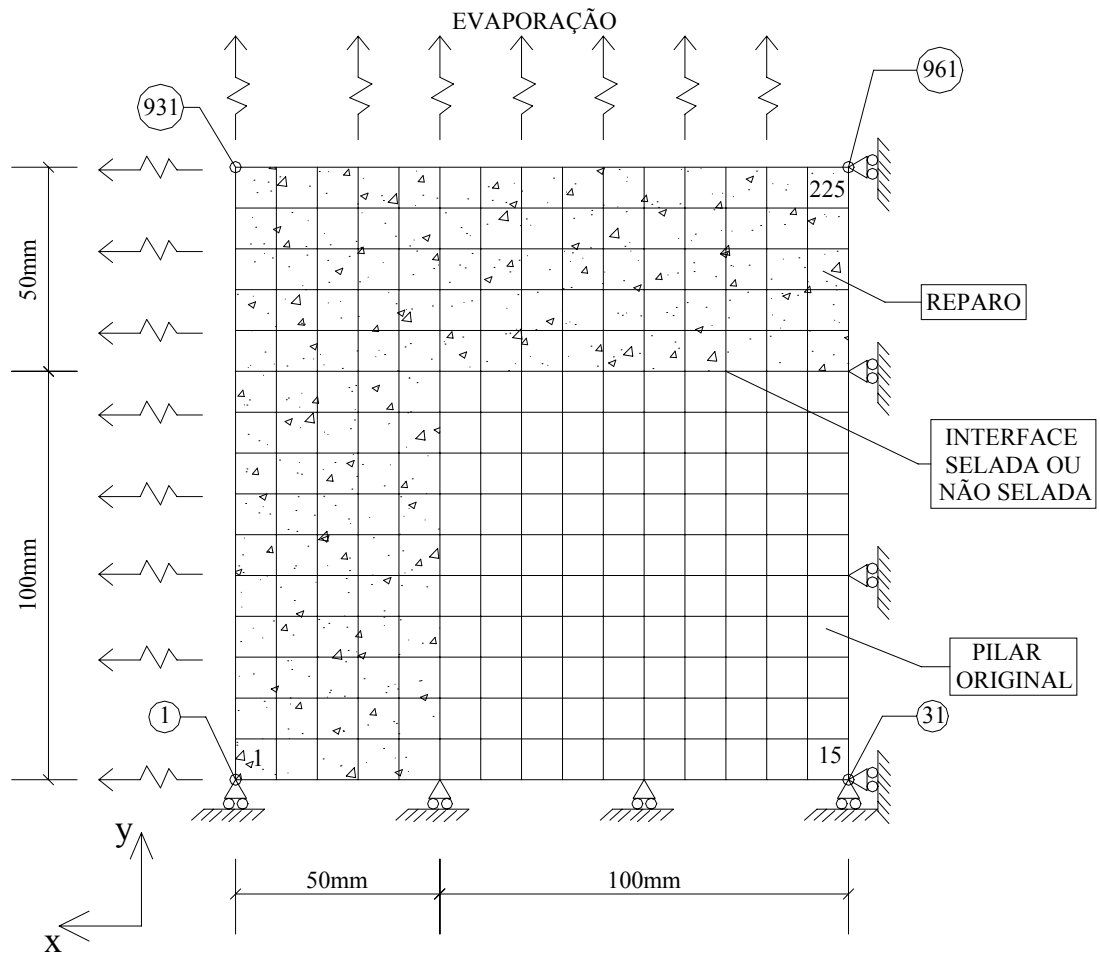
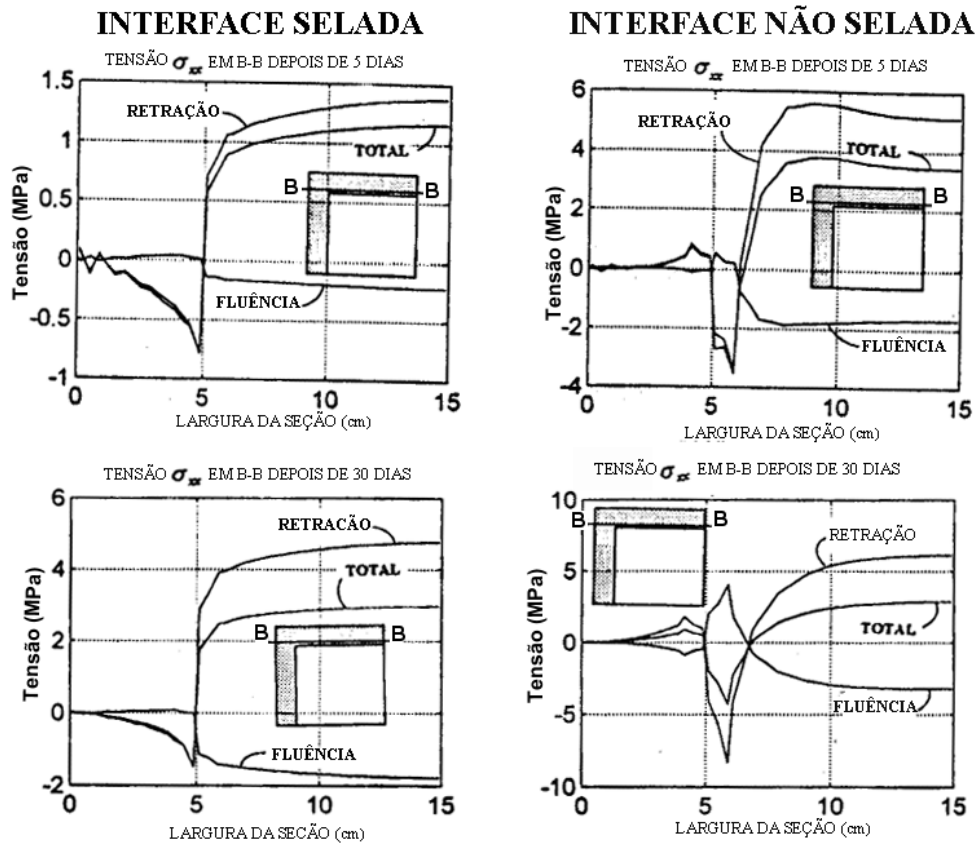


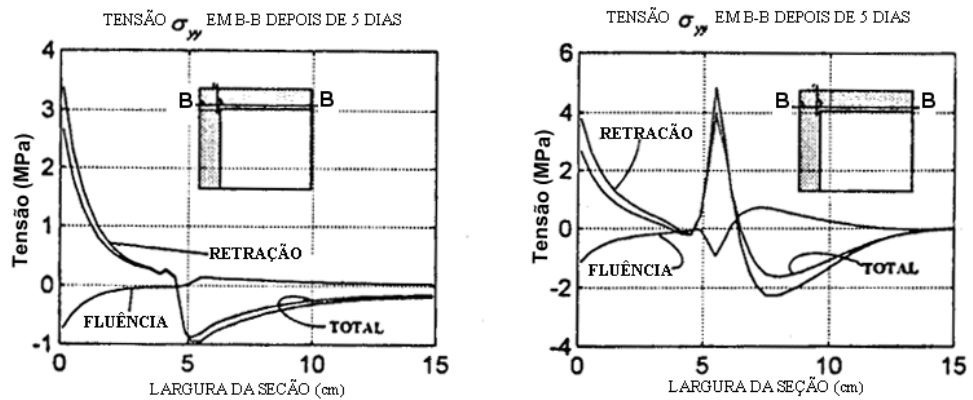
Figura 2.30: Discretização da seção transversal simulada - RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999).

RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999) consideraram duas hipóteses para a interface entre o pilar original e o material de reforço:

- a primeira considera que a interface está selada, ou seja, não existe a absorção de água entre os dois materiais, simulando o uso de pontes de aderência;
- a segunda, chamada pelos autores de interface não selada, considera que os materiais possam interagir com trocas de água.

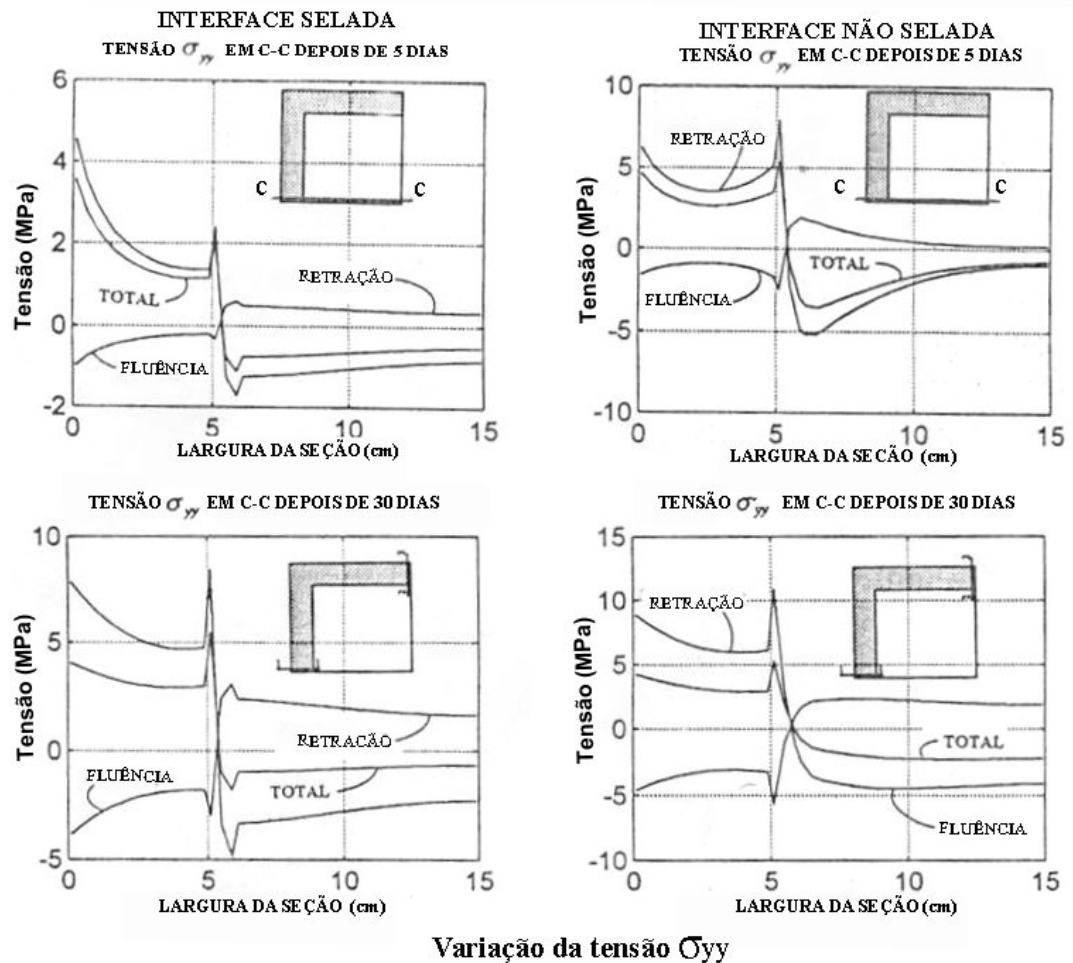


Varição da tensão σ_{xx} na interface



Varição da tensão σ_{yy} na interface

Figura 2.31: Resultados das tensões σ_{xx} e σ_{yy} na interface do modelo - RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999).



Variação da tensão σ_{yy}

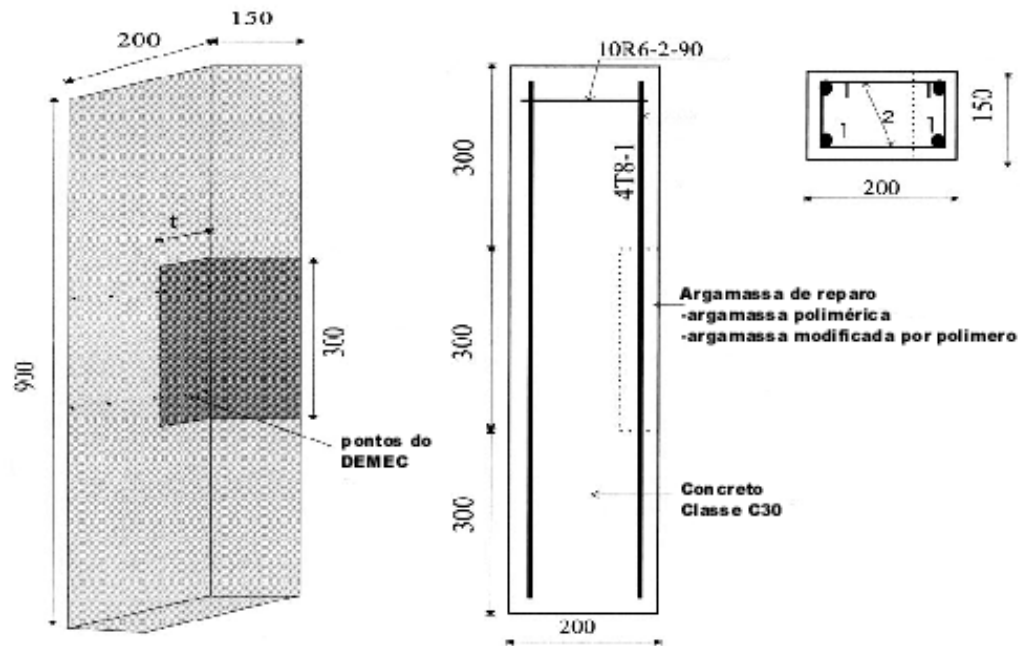
Figura 2.32: Resultados da tensão σ_{yy} nas seções C-C - RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999).

RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999) observaram por meio dos resultados obtidos, conforme Figuras 2.31 e 2.32, que a maior perturbação em termos de tensão se localiza na interface dos materiais e que ao se considerar a interface selada a perturbação é menor. Os pesquisadores salientam que a taxa e a magnitude das tensões estão diretamente relacionadas com as características do material de reforço, bem como a forma do elemento estrutural a ser reforçado, que também tem uma influência significativa no que se diz respeito a zonas críticas de tensão.

Contudo é importante salientar que o trabalho de RAHMAN, BALUCH & AL-GADHIB (1999) refere-se ao desenvolvimento de um modelo teórico, não havendo comparação de seus resultados com nenhum modelo experimental, o que poderia dar parâmetros de calibração para sua formulação teórica.

No trabalho de SHAMBIRA & NOUNU (2000) foram executados os ensaios de pilares de concreto armado, conforme Figura 2.33, reparados parcialmente com argamassa polimérica e argamassa modificada por polímeros, variando a profundidade do reparo em

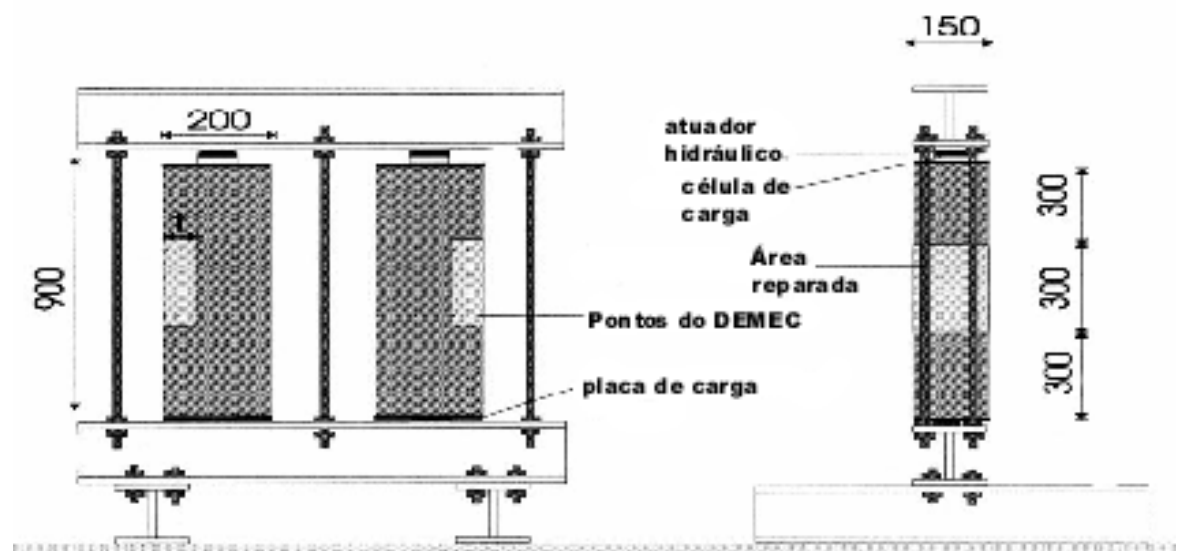
três valores diferentes. Os modelos foram pré-carregados antes do reparo, conforme Figura 2.34, e avaliou-se o efeito de retração e fluência dos modelos.



obs.: medidas em mm

Figura 2.33: Dimensões dos pilares reparados - SHAMBIRA, M. V. & NOUNU, G. (2000)

A falta de concreto na seção transversal induziu uma flexão do modelo. Depois do reparo, ambos os materiais contribuíram na capacidade resistente, porém a contribuição é mais acentuada quanto maior o módulo de elasticidade do material de reparo.



obs.: medidas em mm

Figura 2.34: Sistema de pré-carregamento - SHAMBIRA, M. V. & NOUNU, G. (2000)

Em virtude da maior deformabilidade da argamassa modificada por polímeros frente às deformações ao longo do tempo, verificou-se uma diminuição da sua contribuição na capacidade resistente ao longo do tempo, enquanto a argamassa polimérica, durante os ensaios manteve sua função estrutural.

A retração medida nos modelos indica que quanto maior a espessura do reparo maior é a deformação, o que sugere que a interface do reparo e do substrato contribui para a transmissão de força decorrentes da retração do material.

Os mesmos pesquisadores, SHAMBIRA & NOUNU (2001), utilizaram seus resultados experimentais para executar uma simulação numérica utilizando o programa DIANA². Pode-se observar na Figura 2.35 a modelagem do modelo experimental e um detalhe do elemento sólido utilizado.

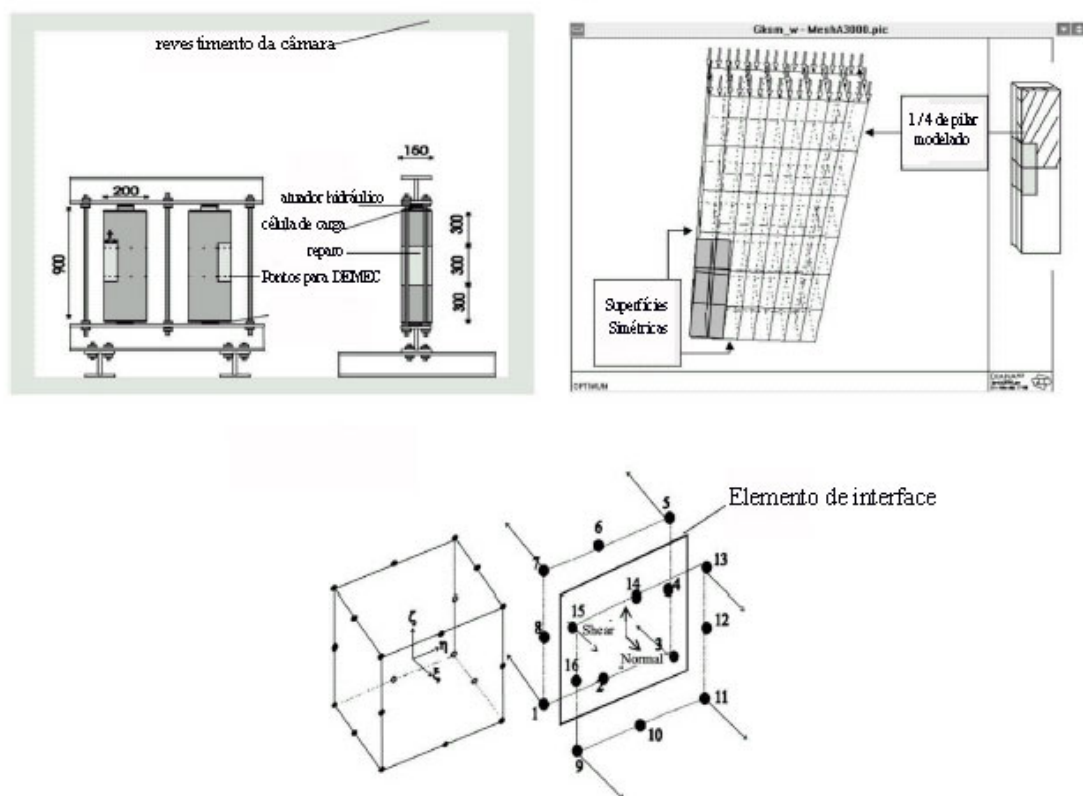


Figura 2.35: Detalhes da simulação do modelo e detalhe do elemento finito utilizado - SHAMBIRA, M. V. & NOUNU, G. (2001)

Os resultados entre os valores experimental e numérico apresentaram uma diferença de cerca de 30% em quase todas as situações, sendo que somente com baixos valores de tensão os valores foram mais próximos. Isto evidencia que mesmo utilizando-se um programa de MEF e elementos sólidos especiais, a avaliação teórica de tais situações ainda

² Programa de elementos finitos desenvolvido pela Universidade de Delft, versão 6.1, informações disponíveis <http://www.diana.nl>.

é muito complexa e envolve inúmeros fatores que infelizmente são muito difíceis de serem representados teoricamente.

2.5 COMENTÁRIOS FINAIS

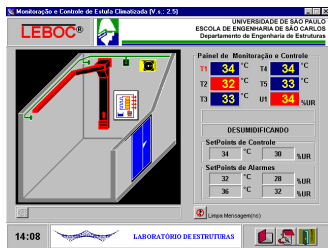
O concreto de alto desempenho é um material que conta com uma base de conhecimentos razoavelmente bem solidificada, contudo sua utilização em reforço de estruturas ainda é pouco explorada. Suas propriedades fazem com que seja um material adequado para a utilização na área de reabilitação.

Outro aspecto de interesse é o estudo da técnica do reforço por encamisamento com concreto de alta resistência, uma vez que seu módulo de elasticidade é bem diferente do concreto do pilar original. O uso do concreto de alta resistência pode amenizar as desvantagens da técnica de reforço com uso de camisas de concreto armado, possibilitando menores dimensões finais ao elemento reforçado e um menor prazo de utilização da estrutura.

Como consequência do encamisamento do pilar original observa-se o efeito de confinamento que resulta em um aumento de capacidade resistente, mas principalmente o maior ganho de ductilidade do pilar reforçado. O estudo do confinamento é importante para o conhecimento do comportamento estrutural do elemento, bem como de todos os mecanismos resistentes que interagem conjuntamente.

Salienta-se a importância do conhecimento mais aprofundado do efeito das deformações de longa duração no comportamento estrutural de peças reabilitadas, uma vez que existem poucas pesquisas experimentais e modelos teóricos validados.

Após tais questionamentos, observa-se a necessidade de obter novos subsídios, mesmo que apenas experimentais, sobre o comportamento de pilares reforçados, para proporcionar um melhor entendimento e a elaboração de novos métodos de cálculo.



3 ESTUDOS PRELIMINARES

”Alguns homens sonham com realizações importantes, enquanto outros ficam acordados e as executam”.(Autor desconhecido)

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para atingir os objetivos da pesquisa foi necessário o desenvolvimento de instalações e equipamentos para atender às condições ambientais e de carregamento dos modelos experimentais. Neste sentido, foi projetada e construída uma câmara climatizada, com controle da temperatura e umidade relativa do ar, e foi desenvolvido um sistema de pré-carregamento composto por perfis metálicos e cordoalhas de protensão.

Avaliaram-se os aparelhos de medição de deformação, visto que as deformações ao longo do tempo (retração e fluência) apresentam valores pequenos, quando comparados com os das deformações resultantes de carregamentos externos.

Depois de todos os testes das instalações e dos aparelhos de medição, executou-se um modelo piloto experimental, com o intuito de estabelecer a melhor maneira de obtenção dos resultados para o bom entendimento e desempenho na análise de resultados.

3.2 CÂMARA CLIMATIZADA

A câmara climatizada foi projetada para trabalhar em faixas de temperatura e umidade relativa entre 15 e 40° C e 20 e 80%, respectivamente. Ao mesmo tempo, foi prevista uma câmara úmida para a cura dos corpos-de-prova e elementos de concreto.

O isolamento térmico foi executado com placas de poliestireno expandido de espessura de 6cm. Para fixação das placas de isopor na parede foram executadas ranhuras a cada 30 cm nas placas, a fim de assegurar aderência entre a argamassa e a alvenaria.

O sistema de controle da temperatura e da umidade relativa do ar consiste de:

- resistências elétricas localizadas no duto de circulação de ar, para aquecimento do ar;
- aparelho de ar condicionado, para resfriamento do ar;
- aspersores de vapor de água nos quatro cantos da câmara, para umidificação;
- desumidificador de ar;
- sensores de temperatura;
- sensor de umidade relativa.

A Figura 3.1 mostra a distribuição final de todos os equipamentos de controle no interior da câmara climatizada.

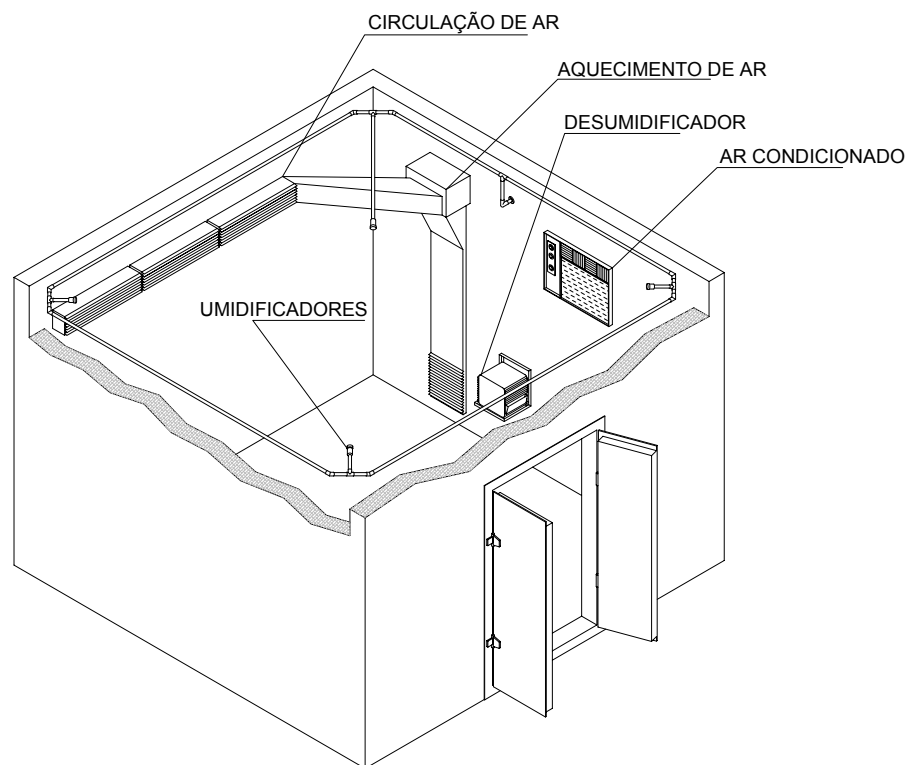


Figura 3.1: Disposição final dos equipamentos no interior da câmara climatizada

Após a fase de instalação dos equipamentos, foi fornecido pela empresa Cobel Equipamentos Eletrônicos Piracicaba Ltda., o software SIMPLE Ambiental, desenvolvido para controlar automaticamente a temperatura e a umidade relativa do ar na câmara climatizada.

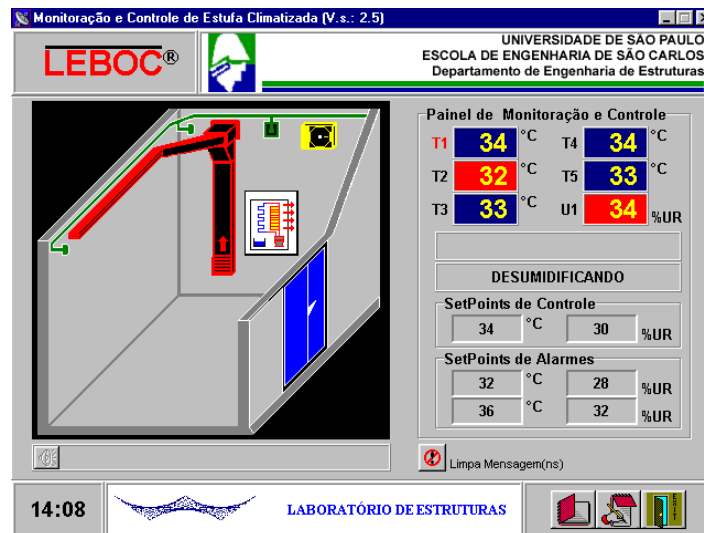
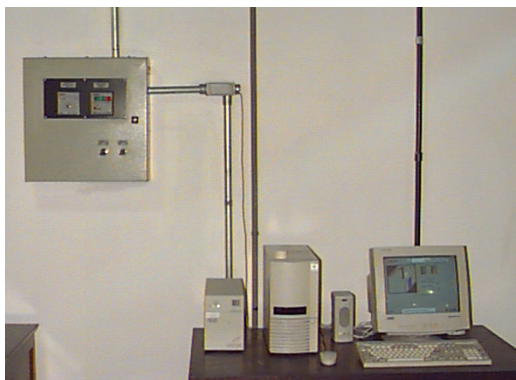


Figura 3.2: Tela principal do programa SIMPLE Ambiental.

Verifica-se na tela principal do programa, conforme Figura 3.2, que o controle de temperatura é feito com a utilização de cinco pontos de medição, sendo que o ponto T1, localizado no centro da sala, é quem comanda realmente o controle da temperatura. Caso este ponto de medição seja avariado, então automaticamente outro ponto de controle será tomado como ponto de referência. No caso do controle de umidade relativa, apenas um ponto de medição é utilizado.

No caso de qualquer tipo de problema eletrônico ou elétrico no computador que contém o programa, a medida de temperatura e umidade relativa do ar, pode ser executada no painel de distribuição elétrica, foi instalado um medidor analógico, conforme Figura 3.3b, pelo qual é possível obter a temperatura nos cinco pontos de medição e a umidade relativa do ar.



(a) configuração geral do sistema de controle



(b) quadro analógico

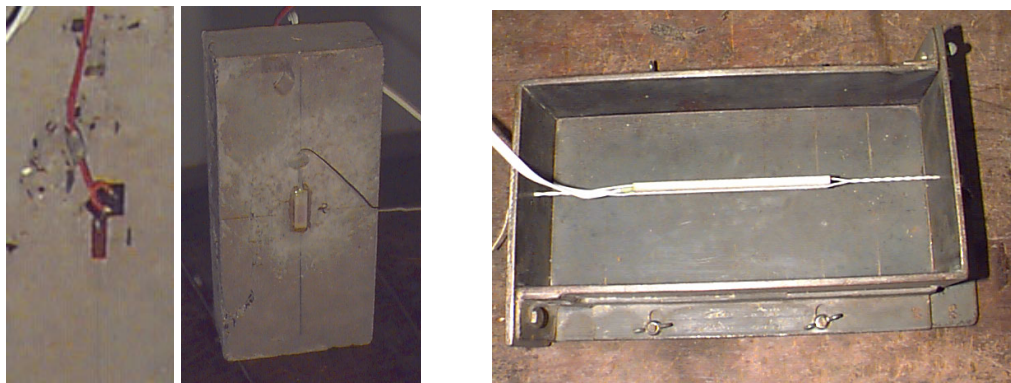
Figura 3.3: Esquema dos equipamentos de controle e registro da câmara climatizada

3.3 ENSAIOS PRELIMINARES

Para verificar o desempenho da câmara climatizada, optou-se por realizar ensaios preliminares para a avaliação dos aparelhos de medição de deformação, bem como os instrumentos de medição a serem adotados para a leitura das deformações ao longo do tempo (retração e fluência).

3.3.1 APARELHOS DE MEDIÇÃO

A fim de determinar a validade das medidas do extensômetro elétrico de resistência encapsulado KM-120-H2 da marca KYOWA, foi realizado um ensaio com um prisma de concreto, onde foram utilizados extensômetros da marca KYOWA do tipo KGF-10-120 e KM-30-H1. Estes extensômetros foram colados na superfície do prisma, conforme Figura 3.4a, enquanto o modelo KM-120-H2 foi colocado no meio do prisma, conforme Figura 3.4b.



(a) extensômetros KGF-10-120 e KM-30-H1

(b) extensômetro KM-120-H2

Figura 3.4: Extensômetros utilizados no ensaio

O prisma de concreto foi ensaiado à compressão axial, com a utilização da Máquina Universal de Ensaio da marca INSTRON, com controle de deslocamento. Os resultados obtidos podem ser observados na Figura 3.5. Nota-se que a medida obtida com os extensômetros de embutir são bem coerentes com as dos outros extensômetros, assegurando assim que essas medidas representam o que está acontecendo dentro do modelo.

Gráfico 1: Comparação entre as leituras totais dos extensômetros

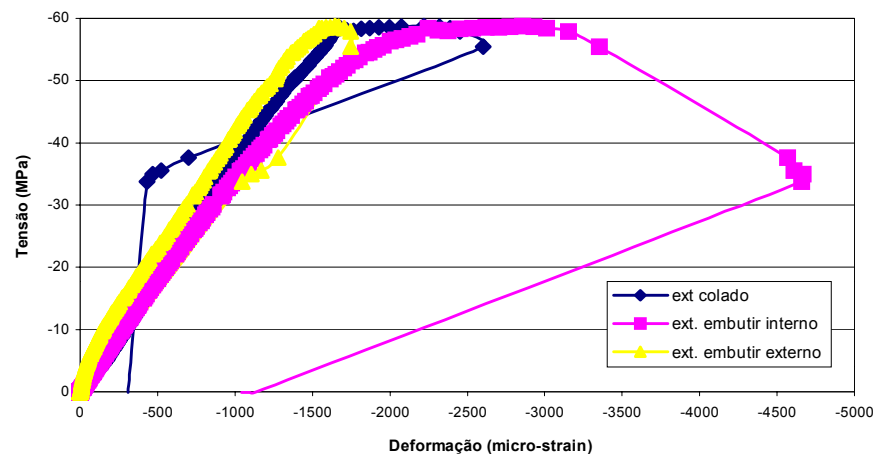


Gráfico 2: Comparação entre as leituras efetivas dos extensômetros

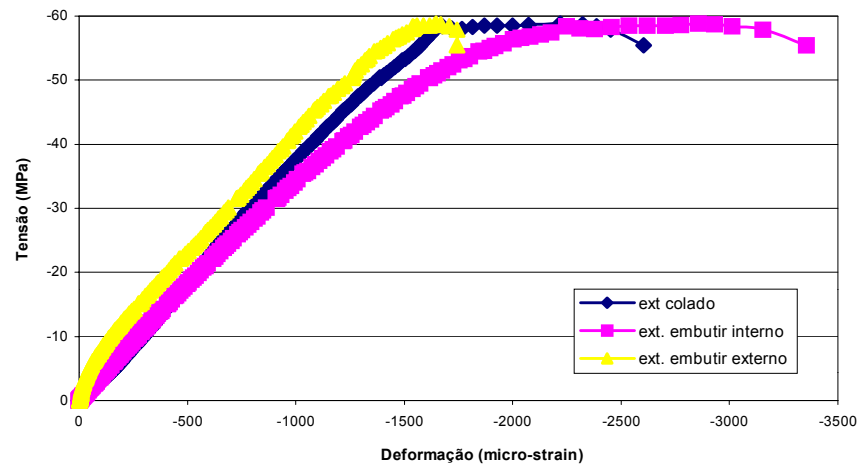


Figura 3.5: Resultados obtidos entre os diferentes extensômetros

3.3.2 FLUÊNCIA E RETRAÇÃO

Após os testes com os extensômetros, foram efetuadas algumas comparações, para o cálculo da retração e fluência, entre as seguintes normas: *NB-1/2000* (Projeto de Revisão de Norma¹); *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures-Draft 1990*; *CEB/FIP Model Code 1990 (1999)* e o *EUROCODE 2 (1992)*. As normas *CEB 90(1990)* e *CEB/FIB 90 (1999)*, foram avaliadas também, por apresentarem diferentes coeficientes nos seus procedimentos. Para auxiliar as comparações foi simulado um pilar de concreto armado, com diferentes resistências à compressão, sendo a temperatura ambiente fixada em 32° C e a umidade relativa do ar em 40%. Os resultados podem ser vistos nas Figuras 3.6 e 3.7.

¹ esta norma apresenta o mesmo procedimento da *NBR-7197* :alterando-se apenas a forma de cálculo dos módulos de elasticidade do concreto aos 28 dias e para t_0

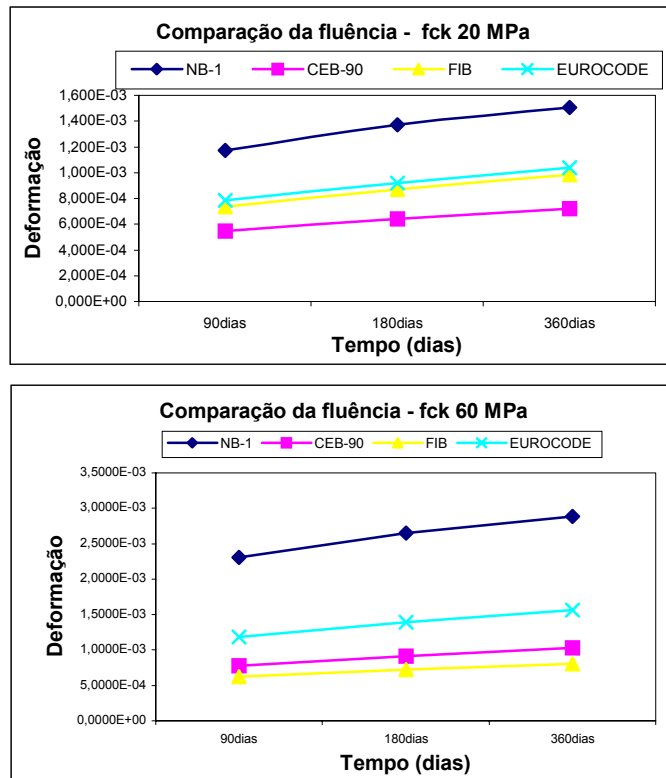


Figura 3.6: Resultados obtidos no cálculo da fluência por diferentes normas

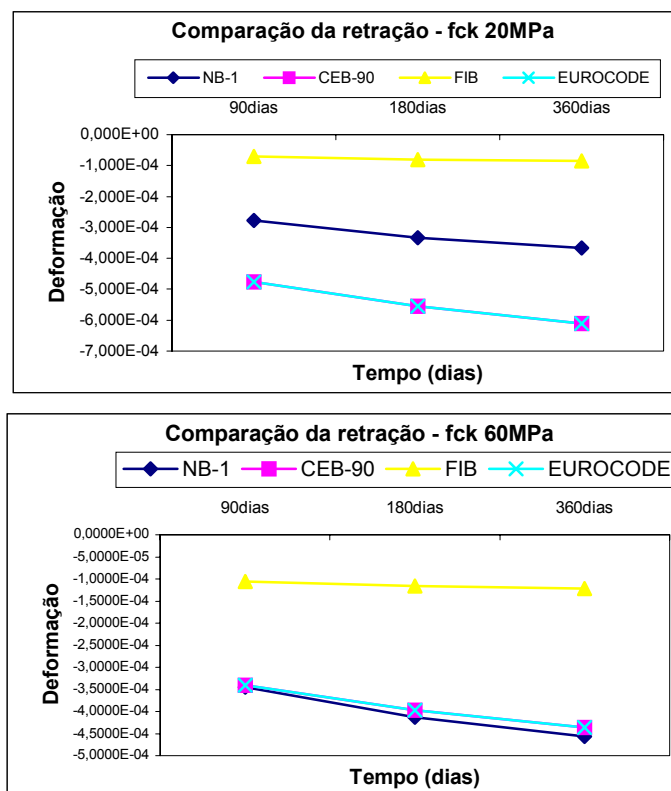


Figura 3.7: Resultados obtidos no cálculo da retração por diferentes normas

Verificou-se em quase todos os casos, que os valores obtidos pela NB1/2000 foram maiores do que os das outras normas. Com o objetivo de se constatar qual a melhor norma

a ser escolhida para a previsão de retração e fluência dos modelos, foram executados dois ensaios testes para medida da retração e da fluência de uma viga de concreto. A retração foi monitorada em um prisma de concreto de dimensões (5,5 cm x 12cm x 25,5 cm), sendo este prisma instrumentado com um extensômetro de embutir KM-120-H2 colocado em seu interior, e um relógio comparador com precisão de 0,001mm, com base para leitura de 100mm, conforme Figura 3.8.

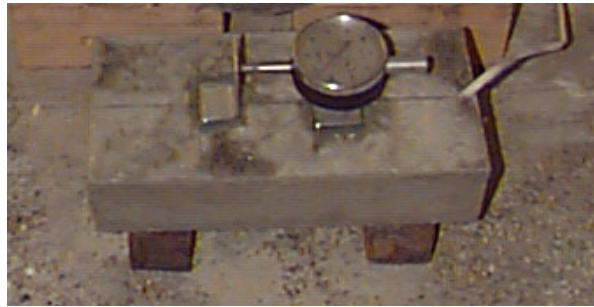


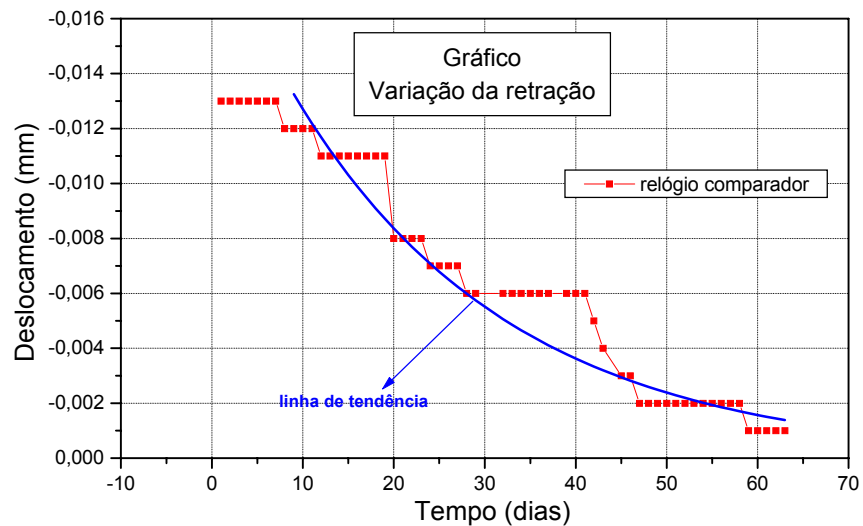
Figura 3.8: Prisma de concreto para medição da retração

A viga de concreto ensaiada possuía uma seção transversal quadrada com lado de 8cm e 95cm de comprimento, o vão livre existente entre os apoios era de 65 cm com a força de 2,8 kN aplicados no meio do vão. Para medir o deslocamento em função da deformação foi instalado um relógio comparador com precisão de 0,001mm, conforme Figura 3.9. A resistência à compressão e à tração do concreto aos 28 dias foi respectivamente, 16,8 MPa e 2,2 MPa.

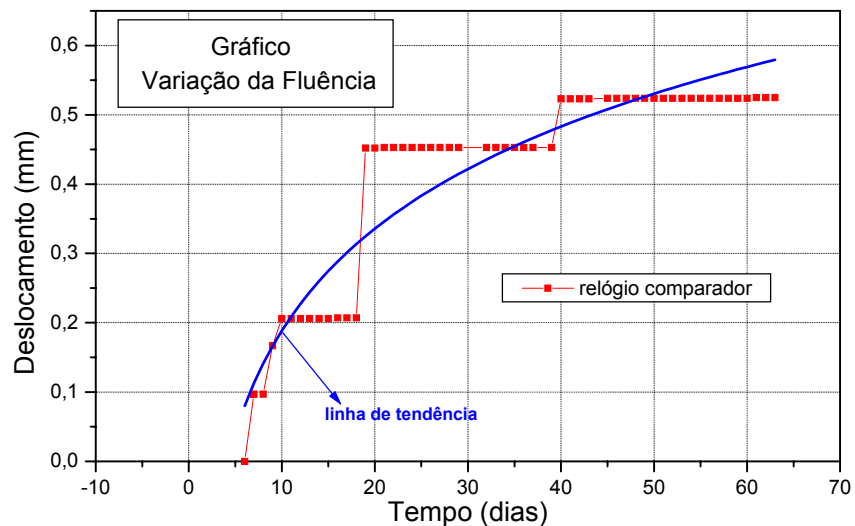


Figura 3.9: Viga de concreto armado para medição da fluência

Ambas as peças foram deixadas dentro da câmara climatizada, com temperatura de 32°C e 40% de umidade relativa do ar, durante 63 dias de ensaio. Contudo, a umidade do ar não permaneceu constante, o que talvez possa explicar a variação na medição da retração pelo extensômetro elétrico. As leituras obtidas pelos relógios comparadores são mostradas nas Figura 3.10a e 3.10b.



(a) – medida do deslocamento decorrente da retração do bloco de concreto



(b) – medida do deslocamento no meio do vão da viga

Figura 3.10: Medidas obtidas pelos relógios comparadores

É interessante verificar que na Figura 3.10a, a leitura indica que após uma rápida retração do bloco, este começou a se alongar, o que realmente não é possível. Talvez pelo fato de ser pequena a base de leitura do relógio comparador, estas medidas foram prejudicadas. Já no relógio comparador instalado no meio da viga, observam-se deslocamentos repentinos em determinadas datas, isto talvez possa ter ocorrido por pequenos toques ou choques nos pesos de carregamento, o que também invalidou as medidas obtidas.

O ensaio somente não foi totalmente comprometido por causa das leituras obtidas pelo extensômetro encapsulado, conforme Figura 3.11.

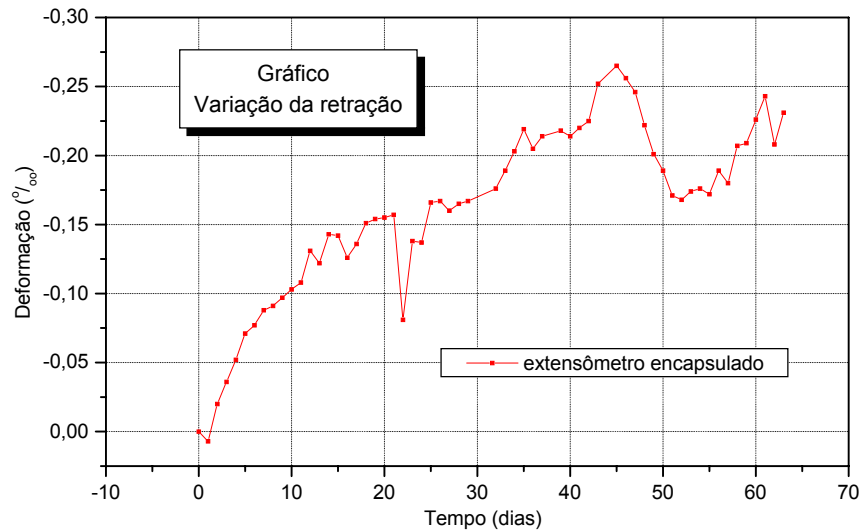


Figura 3.11: Leitura da retração no bloco de concreto

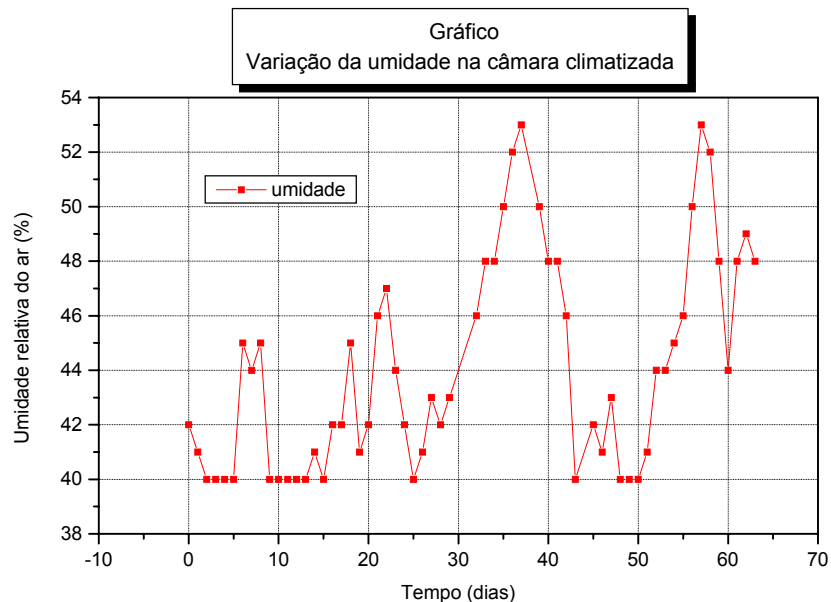
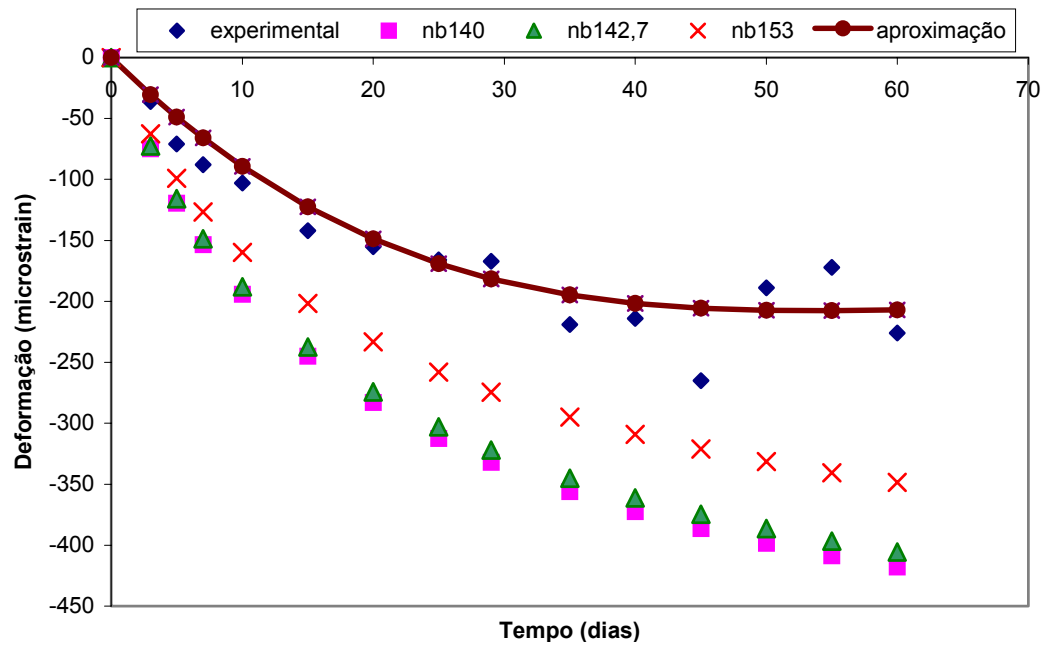
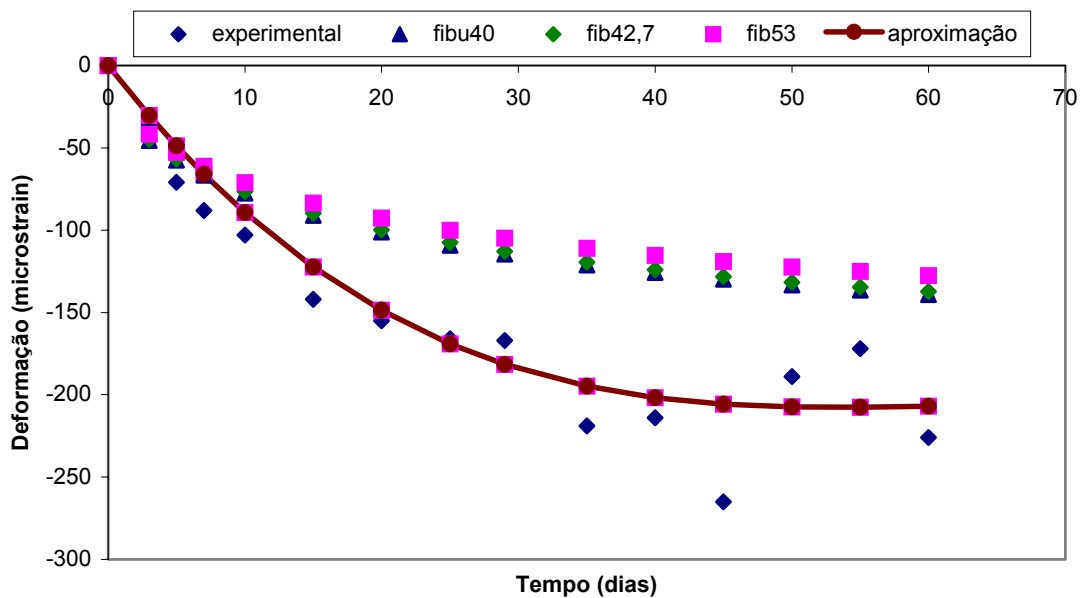


Figura 3.12: Variação da umidade relativa do ar no interior da câmara climatizada

Em virtude da variação da umidade relativa, conforme a Figura 3.18, a comparação com as normas técnicas foi feita utilizando-se três valores de umidade relativa: 40%, 42,7% e 53%, que são respectivamente, menor umidade, a umidade média e a maior umidade registradas. Para se obter uma melhor comparação foi tomada uma equação média para representar os dados experimentais. Os melhores resultados foram obtidos pela NB1/2000 e CEF/FIB90 (1999), conforme Figura 3.13. Nenhuma das normas ofereceu valores efetivamente próximos do valor experimental, talvez porque a freqüente variação de umidade relativa tenha afetado o comportamento do concreto, ou talvez o modo de medição da retração com extensômetro embutido não represente fielmente o comportamento por este se localizar no meio do bloco e não na superfície.



(a) Valores experimentais comparados com a NB1/2000



(b) Valores experimentais comparados com o CEB/FIB90

Figura 3.13: Comparação dos resultados experimentais com os teóricos

3.4 SISTEMA DE PRÉ-CARREGAMENTO

O sistema de pré-carregamento foi elaborado após alguns testes com perfis metálicos, cordalhas engraxadas, ancoragens e células de carga. Foram observadas as perdas de força na ancoragem, bem como o sistema de aplicação de força para a execução da protensão. Os resultados foram satisfatórios, ou seja, a perda de força inicial foi na ordem de 15% e o sistema de aplicação de força funcionou perfeitamente. Tais fatos estimularam a execução do sistema de protensão apresentado na Figura 3.14a a 3.14e.

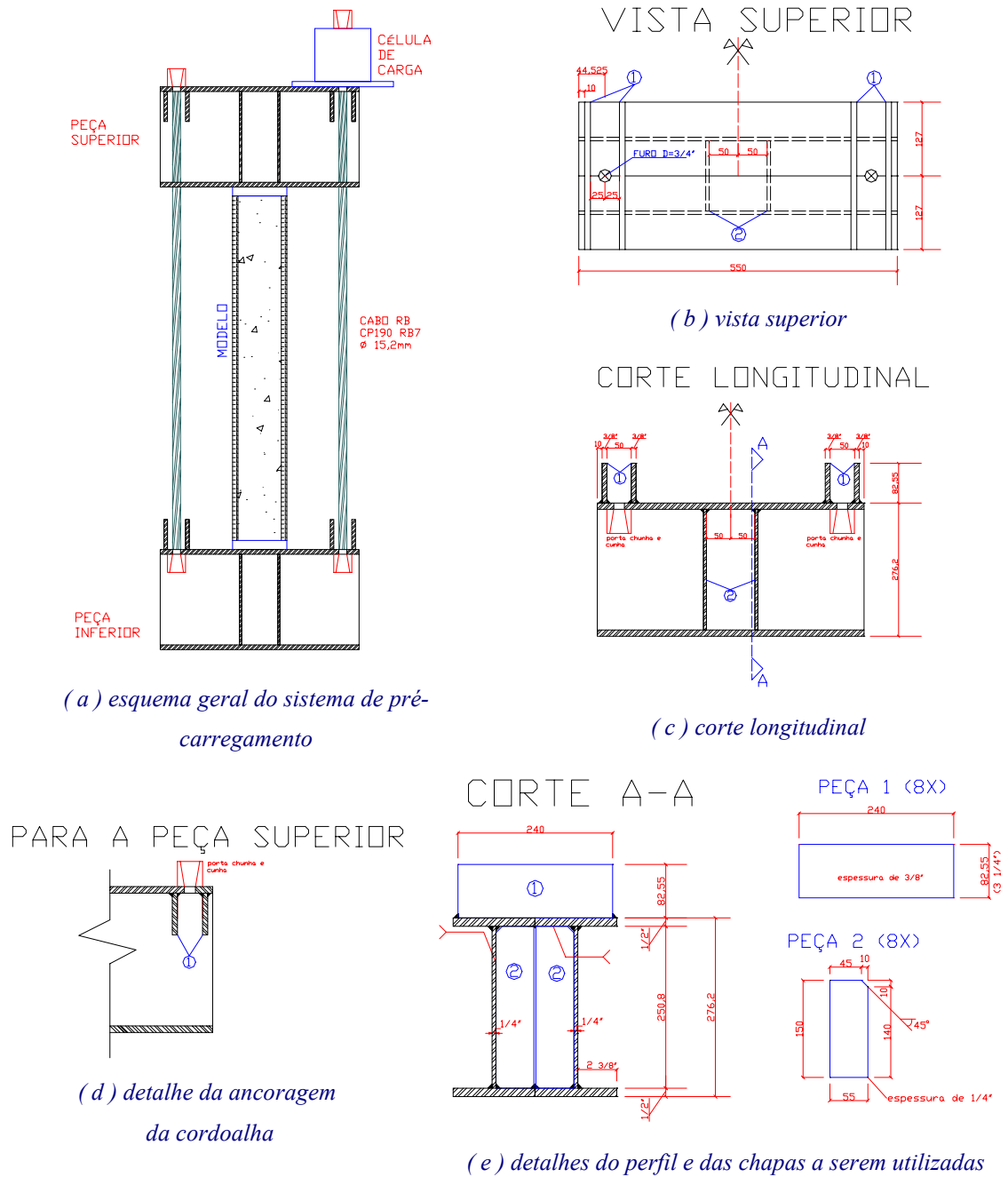


Figura 3.14: Sistema de pré-carregamento

3.5 MODELO PILOTO DE PILAR REFORÇADO COM PRÉ-CARREGAMENTO

Para estabelecimento e teste da metodologia e melhor análise dos resultados dos modelos de pilares pré-carregados e reforçados, foram realizados diversos ensaios preliminares com diferentes aparelhos de medição (item 3.3), uma vez que tais medidas de deformação são resultantes de retração e fluência. O ensaio-piloto também serviu para testar a câmara climatizada e o aparelho de pré-carregamento.

O modelo-piloto a ser pré-carregado tem suas dimensões apresentadas na Figura 3.15.

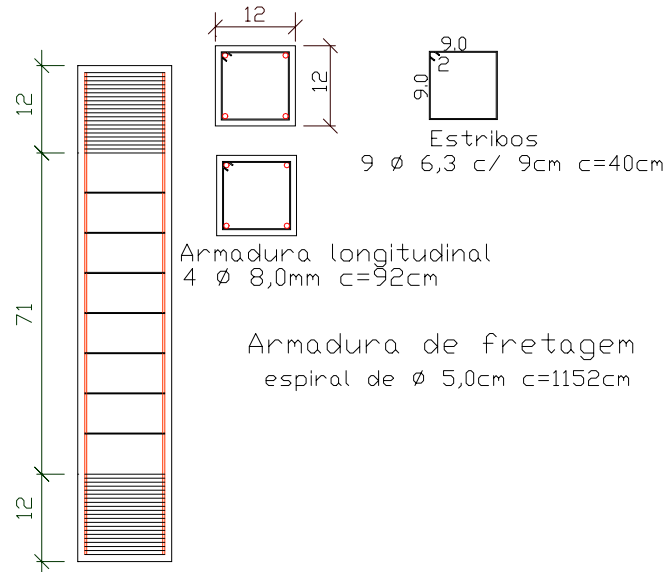


Figura 3.15: Dimensões do modelo-piloto pré-carregado

A instrumentação do modelo consistiu de extensômetros marca KYOWA modelo KFG-10-120, colados em cada uma das quatro barras longitudinais e nos quatro lados do estribo no meio do modelo. Além disto, após a concretagem foram colados na superfície do modelo, transversalmente na seção média, quatro extensômetros de embutir da marca KYOWA modelo KM-30-H1, conforme Figura 3.16.



Figura 3.16: Extensômetros de embutir colados na superfície do modelo

Os extensômetros de embutir foram colados na superfície do modelo para avaliar a pressão lateral exercida pela camisa de concreto na interface do substrato e do reforço, uma vez que ao se estudar o efeito de confinamento tal dado é importante. No caso de pilares reforçados são duas pressões laterais, conforme Figura 3.17, uma provocada pela armadura do núcleo e a outra provocada pela camisa de reforço.

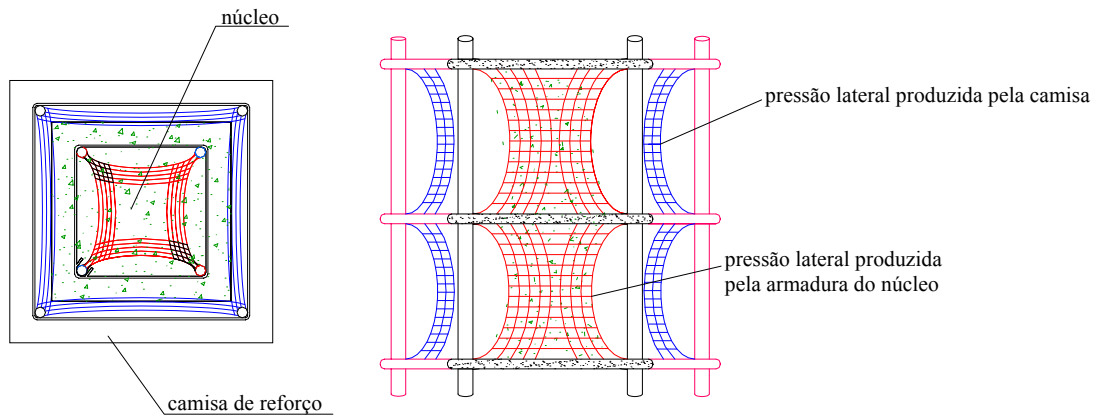


Figura 3.17: Pressões laterais idealizadas para pilares reforçados

Decorridos 14 dias da concretagem do modelo, executou-se o pré-carregamento, dentro da câmara climatizada, com auxílio do sistema de protensão apresentado no item 3.4. As cordoalhas foram protendidas simultaneamente, e a força aplicada foi medida por meio de uma célula de carga conforme Figura 3.18.

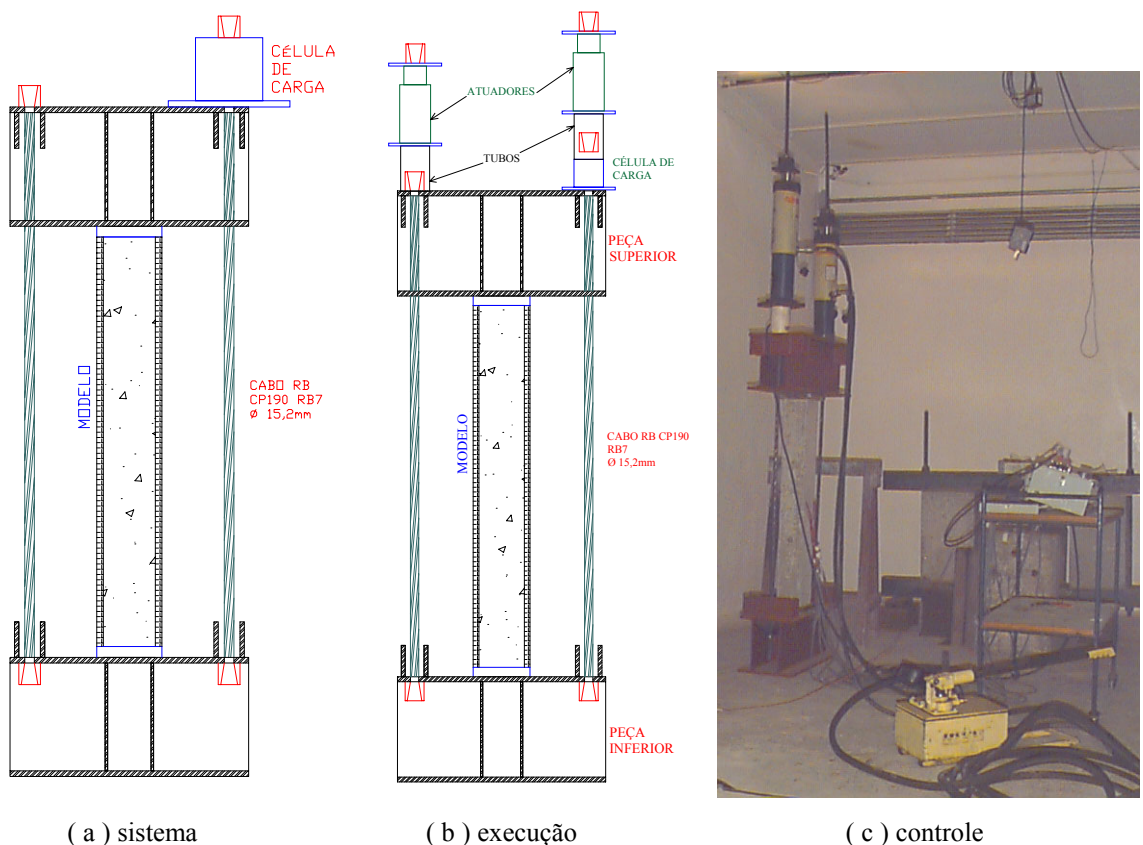


Figura 3.18: Pré-carregamento do modelo-piloto

No modelo-piloto não ocorreu a devida atenção com a sua retração, pois a câmara climatizada estava apenas com o controle de temperatura, uma vez que o sistema de desumidificação estava sendo modificado durante o ensaio.

A concretagem do reforço só pôde ser executada 50 dias após a concretagem do pilar original, em função de atrasos no cronograma geral do LE-EESC-USP. A armadura de reforço consistiu de uma camada de tela soldada EQ98, com a instrumentação no sentido transversal e nas quatro barras longitudinais de 8mm de diâmetro. Foi executada uma armadura adicional de reforço nas extremidades dos pilares, para suportar a maior tensão nestas regiões durante o ensaio.

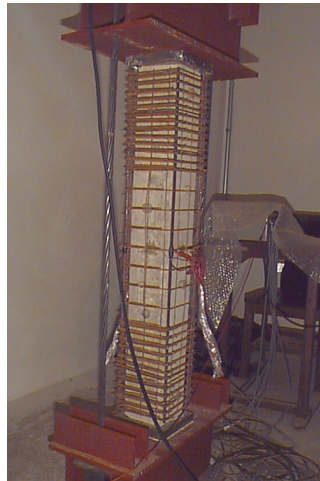


Figura 3.19: Detalhe da armadura de reforço do modelo-piloto

Para a concretagem do reforço do modelo, foi utilizada uma fôrma que apresentava várias aberturas ao longo da altura do modelo a fim de facilitar a execução da concretagem, conforme Figura 3.20.

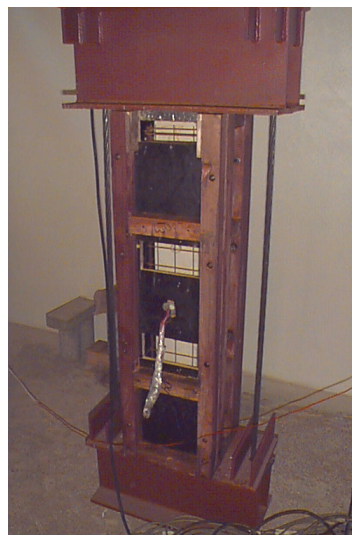


Figura 3.20: Detalhe da fôrma para concretagem do reforço no pilar pré-carregado

Apesar do concreto de reforço ser praticamente auto-adensável, por causa à elevada temperatura na câmara ocorreu uma rápida perda de trabalhabilidade que inviabilizou a concretagem, sendo necessário a desforma e limpeza do modelo, conforme Figura 3.21.



Figura 3.21: Detalhe da limpeza do modelo decorrente de problemas na primeira concretagem

Foi necessário aumentar a umidificação da superfície do substrato e abaixar a temperatura dentro da câmara climatizada para executar a concretagem. Depois desta etapa, a fim de executar a cura do modelo, a fôrma foi umedecida e envolvida com filme de PVC, conforme Figura 3.22.



Figura 3.22: Detalhe da proteção do modelo

Apesar de todo o cuidado na concretagem da camisa de reforço, ocorreu um nicho de concretagem logo abaixo dos fios dos extensômetros, o que acarretou a necessidade de reparo do pilar com microconcreto de alta resistência. Decorridos 7 dias da concretagem do reforço, foi aplicado um acréscimo de força por meio dos macacos de protensão, com o intuito de verificar a redistribuição do carregamento.

É importante salientar que durante todo o período de pré-carregamento foram executadas as leituras dadas pelos extensômetros.

Depois de 112 dias após a concretagem do pilar original, todo o conjunto constituído pelo pilar reforçado e pelo sistema de pré-carregamento foi transportado até a máquina universal servo-hidráulica INSTRON.

O ensaio final foi realizado com controle de deslocamento do topo do modelo na máquina universal, e a velocidade de ensaio utilizada foi de 0,005 mm/s. Os dados de ensaios foram registrados por meio do sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000.

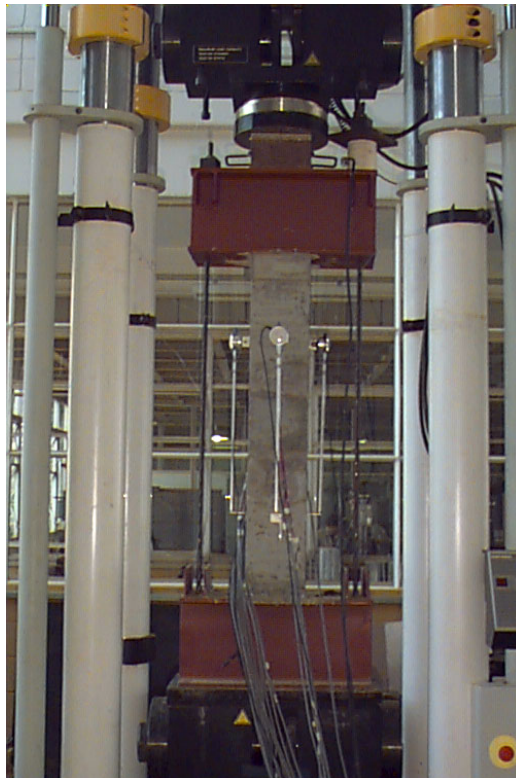


Figura 3.23: Detalhe do modelo na máquina de ensaio

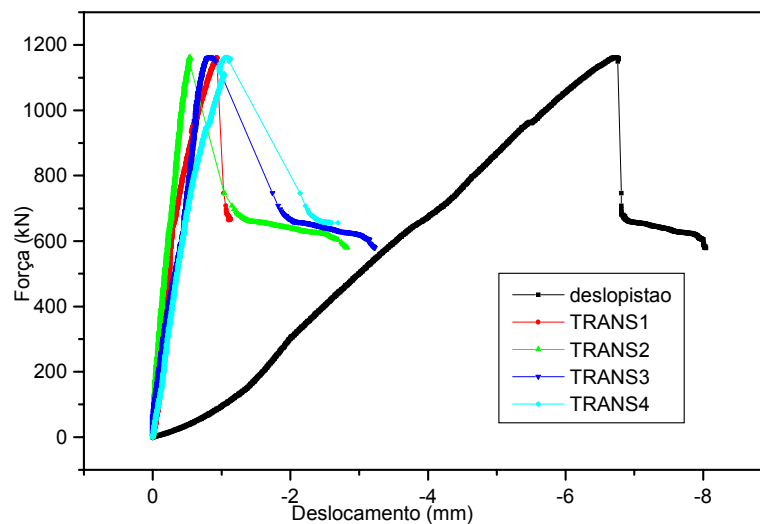
3.5.1 RESULTADOS

As resistências à compressão do concreto do núcleo e da camisa de reforço foram 35,5 MPa e 81,9 MPa, respectivamente, na data do ensaio final.

A ruptura do modelo ocorreu de forma brusca por causa da ruptura localizada na região do reparo (Figura 3.24), executado após a concretagem da camisa de reforço, o que pode ter afetado o comportamento do modelo, principalmente na região pós-pico.



Figura 3.24: Detalhe da ruptura do modelo piloto

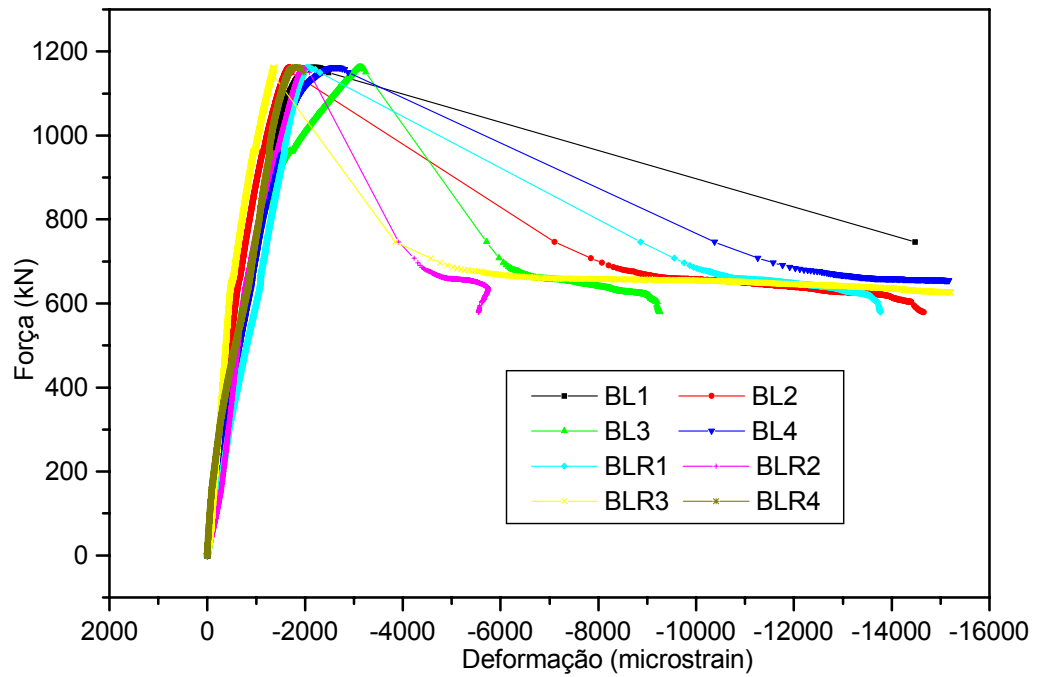


onde: deslopiстаo – deslocamento do pistão;

trans - transdutores

Figura 3.25: Gráfico do deslocamento do pistão da máquina de ensaio e os dados pelos transdutores de deslocamento do modelo-piloto

Percebe-se pelo gráfico da Figura 3.25, que houve a ruptura brusca do modelo. Verifica-se, no entanto, por meio das leituras nos transdutores, que não ocorreram excentricidades significativas na aplicação da carga, o que também pode ser notado no gráfico da Figura 3.26, que também evidencia o monolitismo do modelo reabilitado.

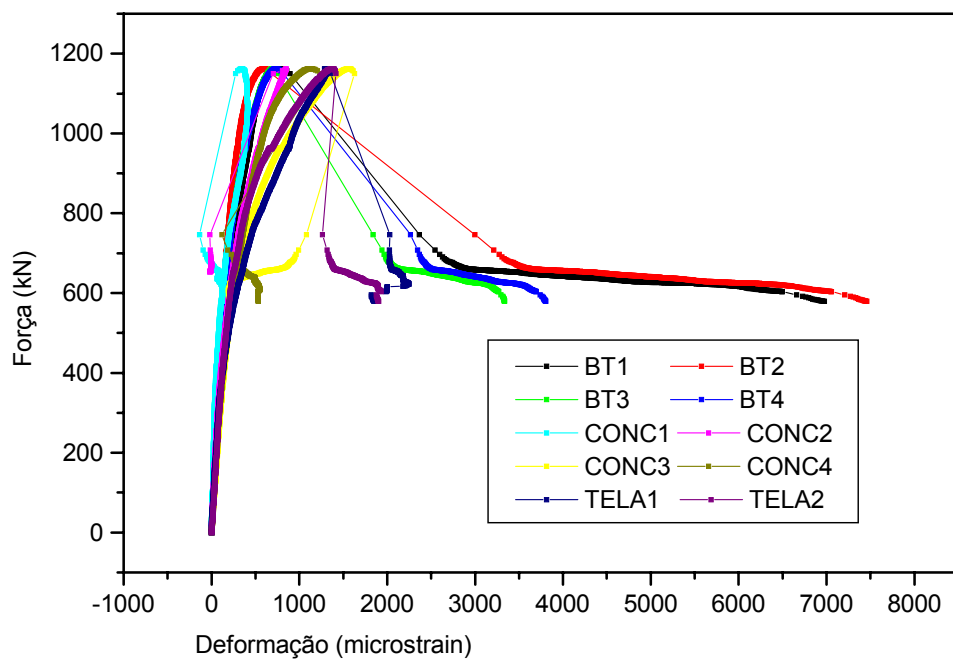


onde: BL : barra longitudinal do núcleo;

BLR : barra longitudinal da camisa de reforço.

Figura 3.26: Gráfico da Deformação das barras longitudinais do modelo-piloto

Os extensômetros encapsulados para leitura da deformação das faces do núcleo, não apresentaram leituras satisfatórias (Figura 3.27), o que se deve provavelmente à forma de fixação do extensômetro no concreto com o uso de resina epóxi.



onde: BT : estribo do núcleo;

CONC : extensômetro encapsulado na face do cobrimento do núcleo;

TELA : tela da camisa de reforço;

Figura 3.27: Gráfico das deformações das armaduras transversais do modelo-piloto

Com base nos resultados obtidos, optou-se pelas seguintes modificações:

- modificação das dimensões da camisa de reforço, em virtude dos problemas de concretagem ocorridos no modelo-piloto;
- descarte do uso dos extensômetros encapsulados para medição da deformação na face do núcleo.

O comportamento do sistema de pré-carregamento pode ser avaliado com o acompanhamento do valor aplicado efetivamente no modelo (conforme Figura 3.28), por meio da leitura na célula de carga. Verifica-se que ao longo do tempo a perda de carregamento não é tão acentuada, embora as perdas imediatas de protensão tenham se mostrado bem elevadas.

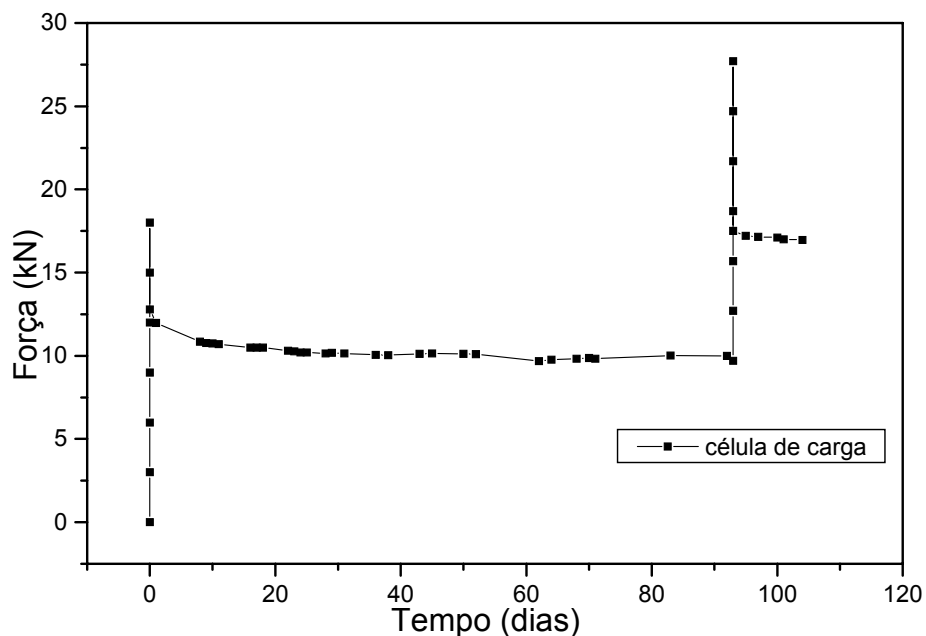


Figura 3.28: Gráfico do comportamento da força atuante no modelo-piloto durante o período na câmara climatizada

Durante o período de permanência do modelo-piloto na câmara climatizada, a umidade relativa do ar variou na ordem de 25% de umidade (conforme Figura 3.30), ou seja, apresentou o mesmo problema constatado no ensaio do prisma e da viga de concreto armado.

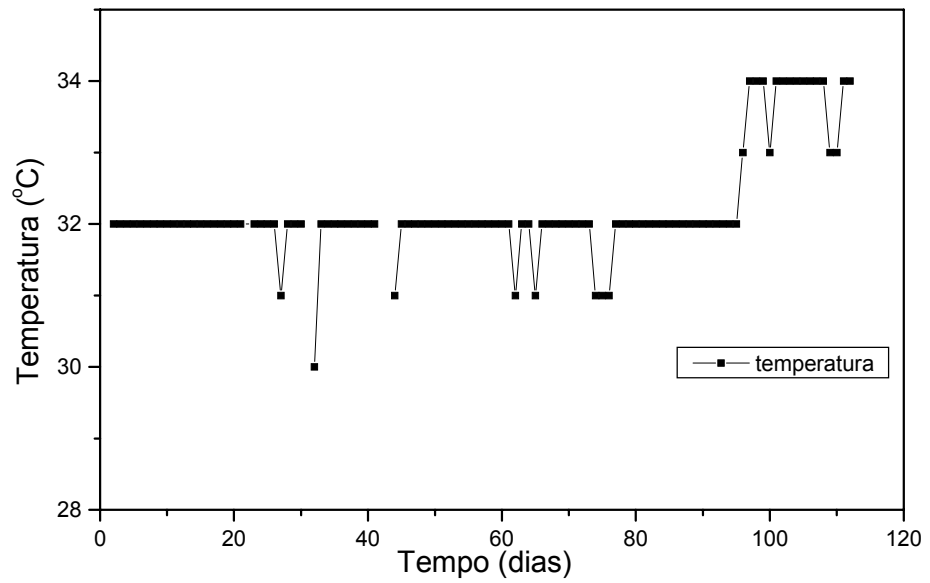


Figura 3.29: Gráfico da variação da temperatura no interior da câmara climatizada durante o ensaio do modelo-piloto

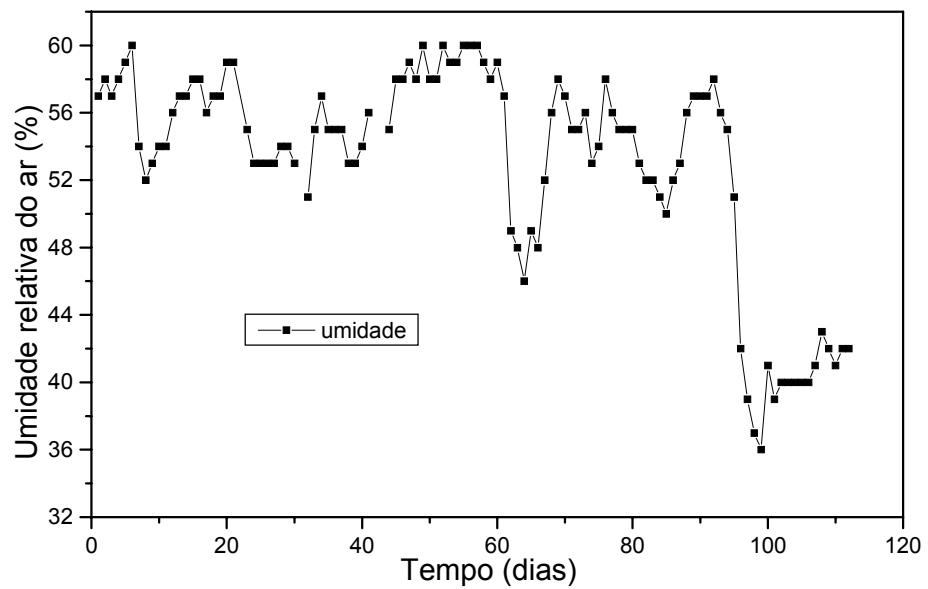


Figura 3.30: Gráfico da variação da umidade relativa do ar no interior da câmara climatizada durante o ensaio do modelo-piloto

Apesar da oscilação das leituras de deformações nas barras longitudinais 1 e 3 do núcleo (BL1 e BL3), conforme Figura 3.31, percebe-se uma convergência de comportamento com as demais barras (BL2 e BL4).

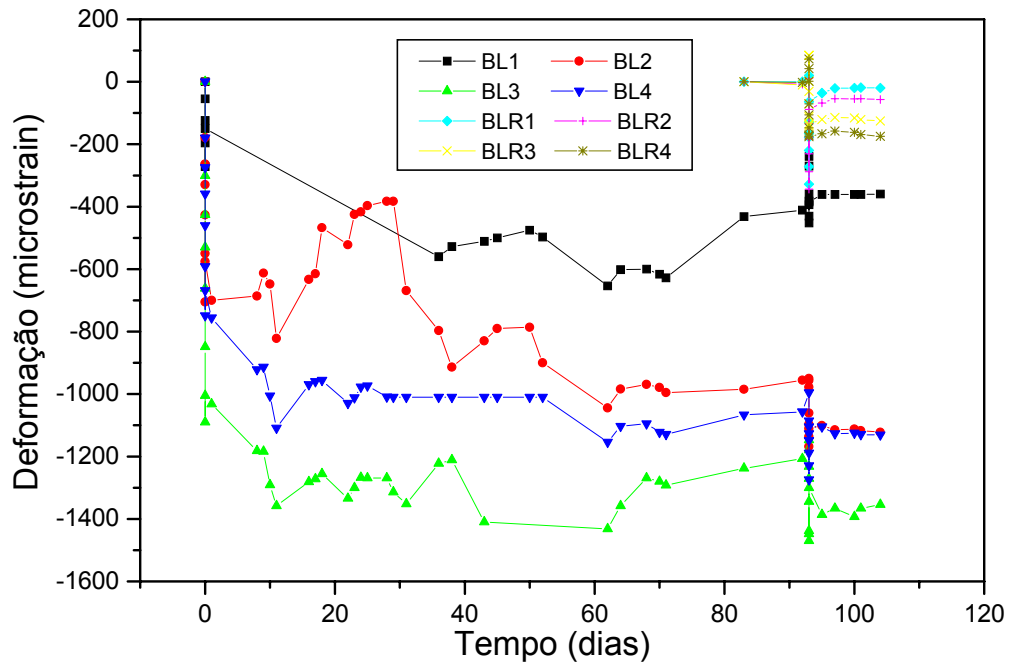


Figura 3.31: Deformações nas barras longitudinais do modelo-piloto

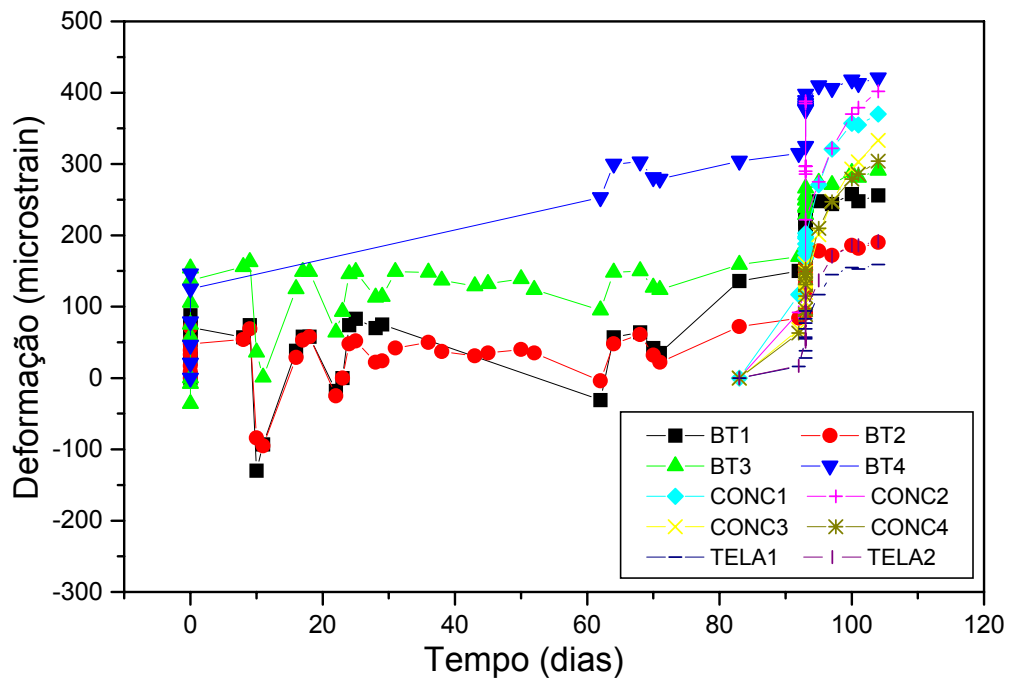


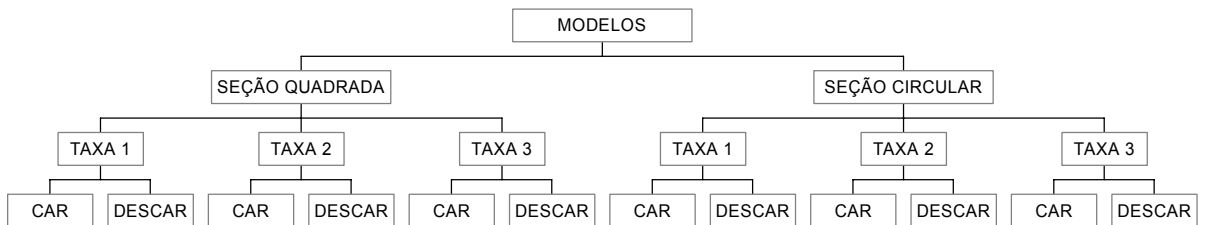
Figura 3.32: Deformações nas armaduras transversais do modelo-piloto

Na armadura transversal também se observa um fenômeno semelhante ao das barras longitudinais do núcleo, conforme a Figura 3.32.

A segunda aplicação de carga foi descartada nos modelos definitivos, pois se entendeu que seria interessante verificar se mesmo com a força atuante no núcleo, existe uma redistribuição de esforço com a introdução da camisa de reforço no pilar.

3.6 COMENTÁRIOS FINAIS

A partir dos resultados obtidos nos ensaios preliminares e no modelo-piloto, verificou-se a necessidade de algumas adaptações nas dimensões e modo de execução dos modelos, sendo que as séries definitivas estão esquematizadas na Figura 3.33.



Onde: CAR : modelo pré-carregado; DESCAR : modelo sem pré-carregamento

Figura 3.33: Esquema das séries definitivas

Para apresentação dos resultados dos modelos definitivos, optou-se em separar os modelos em 2 séries conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Descrição das séries definitivas

SÉRIE	DESCRIÇÃO DOS MODELOS
<i>SÉRIE 1</i> (pilares de seção quadrada)	<i>S1EST1</i> : modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 1); <i>S1EST2</i> : modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); <i>S1TELA</i> : modelo com tela soldada na camisa de reforço (taxa 3).
<i>SÉRIE 2</i> (pilares de seção circular)	<i>S2EST1</i> : modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 1); <i>S2EST2</i> : modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); <i>S2TELA</i> : modelo com tela soldada na camisa de reforço (taxa 3).

Resolveu-se adotar duas formas de seção transversal para os pilares, para estudar o efeito de confinamento em ambas as seções, e confirmar os resultados obtidos por outros autores. Quanto ao uso de telas soldadas e estribos, pretende-se avaliar a configuração da armadura transversal mais eficaz, uma vez que as telas soldadas também apresentam fios longitudinais, que acarretam uma melhor distribuição da pressão lateral efetiva. Quanto à utilização dos estribos, resolveu-se utilizar a configuração mais simples, pois o próprio processo construtivo não permite o uso de configurações mais complexas. Apesar de não se contar com a contribuição dos fios longitudinais como no caso das telas soldadas, com a utilização dos estribos é possível aumentar a taxa de armadura transversal e verificar a influência deste fator no confinamento de pilares reforçados.

Os modelos com pré-carregamento e sem pré-carregamento foram executados em pares juntamente com um modelo de referência, e ambos foram armazenados na câmara climatizada. Foram feitas leituras de deformação devidas à retração do concreto nos

O pilar original de seção transversal quadrada apresenta a taxa de armadura longitudinal de 1,40%, superior a taxa mínima, contudo seu diâmetro é inferior a 10 mm como recomenda a NB1 (2002), sua armadura transversal atende aos limites de diâmetro de barra e de espaçamento máximo, ou seja, é superior a armadura mínima (ϕ 5,0mm c/ 9,6cm).

O pilar original de seção transversal circular apresenta uma taxa de armadura longitudinal superior ao pilar quadrado, tal decisão foi tomada por causa da facilidade de execução da armadura dos modelos.

As camisas de reforço possuem armaduras longitudinais que atendem a taxa de armadura mínima. As armaduras transversais atendem ao espaçamento máximo permitido que é de 9,6cm, contudo ao utilizar as telas soldadas não é atendido o diâmetro mínimo permitido pela NB1 (2002).

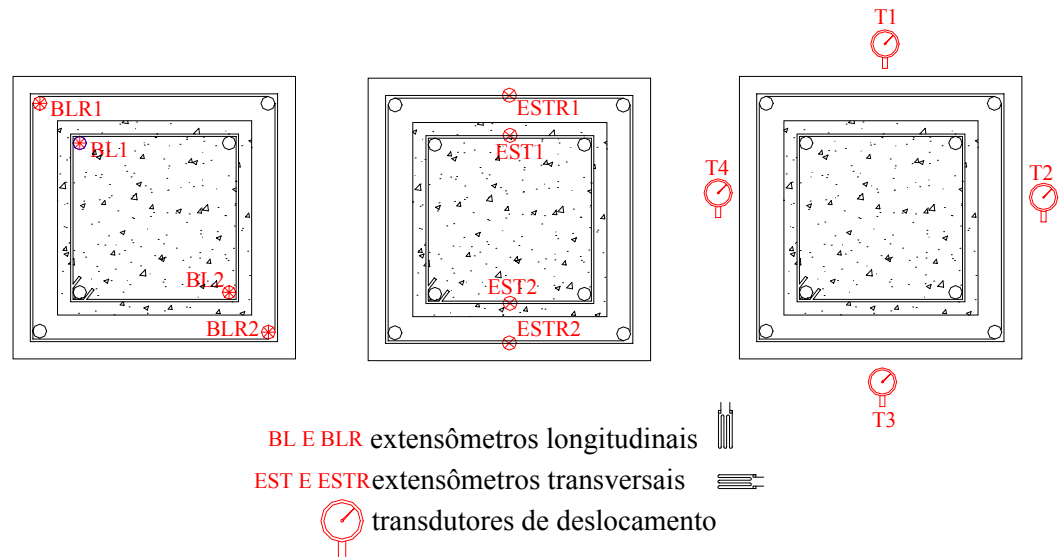
Na Tabela 3.2 são mostradas as taxas volumétricas de armaduras em comparação com as armaduras mínimas estabelecidas pela NB1 (2002).

Tabela 3.2: Detalhes das armaduras dos modelos

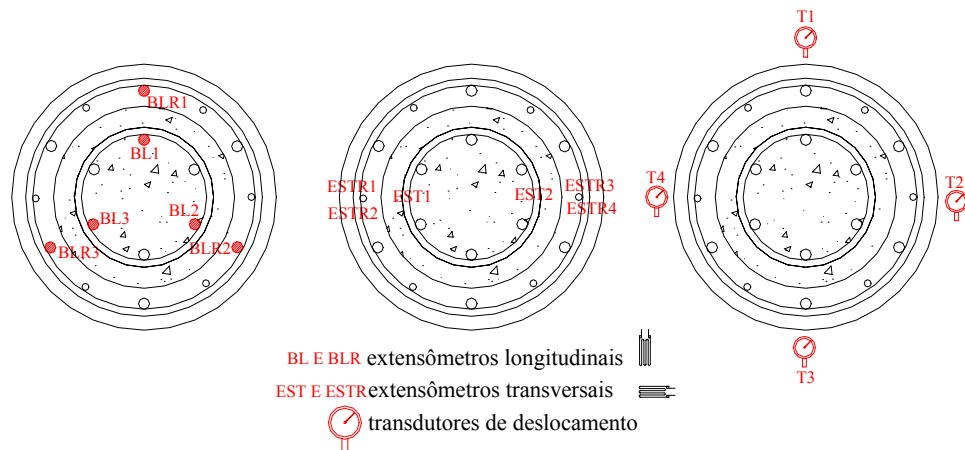
Modelo	Armadura longitudinal original/camisa	Armadura Transversal original/camisa	ρ_l original/camisa	ρ_{lmin} NB1	A_{swmin} NB1
S1EST1	4 ϕ 8,0mm 4 ϕ 8,0mm	ϕ 6,3mm c/9cm (0,035cm ² /cm) ϕ 5,0mm c/8cm (0,0245cm ² /cm)	1,41% 0,50%	0,40%	ϕ 5,0mm C/9,6cm (0,0205cm ² /cm)
S1EST2	4 ϕ 8,0mm 4 ϕ 8,0mm	ϕ 6,3mm c/9cm (0,035cm ² /cm) ϕ 5,0mm c/5cm (0,039cm ² /cm)	1,41% 0,50%	0,40%	ϕ 5,0mm C/9,6cm (0,0205cm ² /cm)
S1TELA	4 ϕ 8,0mm 4 ϕ 8,0mm	ϕ 6,3mm c/9cm (0,035cm ² /cm) ϕ 2,5mm c/5cm (0,01cm ² /cm)	1,41% 0,50%	0,40%	ϕ 5,0mm C/9,6cm (0,0205cm ² /cm)
S2EST1	6 ϕ 8,0mm 6 ϕ 8,0mm	ϕ 5,0mm c/5cm (0,039cm ² /cm) ϕ 5,0mm c/7cm (0,028cm ² /cm)	2,72% 1,07%	0,40%	ϕ 5,0mm C/9,6cm (0,0205cm ² /cm)
S2EST2	6 ϕ 8,0mm 6 ϕ 8,0mm	ϕ 5,0mm c/5cm (0,039cm ² /cm) ϕ 5,0mm c/5cm (0,039cm ² /cm)	2,72% 1,07%	0,40%	ϕ 5,0mm C/9,6cm (0,0205cm ² /cm)
S2TELA	6 ϕ 8,0mm 6 ϕ 8,0mm	ϕ 5,0mm c/5cm (0,039cm ² /cm) ϕ 2,5mm c/5cm (0,01cm ² /cm)	2,72% 1,07%	0,40%	ϕ 5,0mm C/9,6cm (0,0205cm ² /cm)

ρ_l – taxa volumétrica de armadura longitudinal em relação a toda seção de concreto;

A instrumentação foi modificada para maior facilidade de execução, pois os cabos dos extensômetros atrapalhavam a concretagem das camisas de reforço. Optou-se pela instrumentação de 50% das barras longitudinais e apenas 2 faces do estribo do núcleo e da camisa de reforço.



(a) Série 1

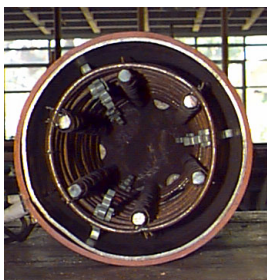


(b) série 2

Figura 3.36: Instrumentação das séries definitivas

A umidade relativa do ar no interior da câmara climatizada foi um fator que não pôde ser controlado durante os ensaios preliminares e o ensaio do modelo-piloto. Para solucionar tal problema, foi aumentada a capacidade de desumidificação da câmara climatizada com a instalação de outro desumidificador.

O sistema de pré-carregamento funcionou satisfatoriamente, e por isso não foi feita nenhuma modificação.



4 ESTUDOS COMPLEMENTARES

”O cérebro é como um pára-quedas. Só funciona quando está aberto”. (James Dewar)

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na avaliação do comportamento estrutural dos pilares reforçados por meio de encamisamento, o efeito de confinamento é de suma importância para analisar a sua capacidade resistente, e principalmente a sua ductilidade.

Várias pesquisas sobre o confinamento em pilares de concreto armado foram citadas no capítulo 2, contudo fez-se necessário um estudo próprio para analisar parâmetros que podem ser importantes na avaliação do comportamento dos pilares reforçados.

O estudo do efeito de confinamento foi realizado variando-se a resistência à compressão do concreto em quatro classes, três taxas de armadura longitudinal e três taxas de armadura transversal. Os modelos experimentais desenvolvidos apresentavam a seção transversal circular com o intuito da melhor avaliação possível, uma vez que o comportamento estrutural de pilares de seção circular é mais uniforme e mais bem conhecido.

Quanto ao comportamento à retração e à fluência dos concretos usados nos pilares reforçados, solicitou-se o apoio do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A. (localizado em Aparecida de Goiânia – GO), para realizar os ensaios de caracterização da deformabilidade ao longo do tempo dos concretos do pilar original e do reforço usados nos modelos.

4.2 CONFINAMENTO EM PILARES DE CONCRETO ARMADO

Em resultados obtidos por TAKEUTI (1999), para pilares de concreto armado com resistência à compressão entre 12 e 32 MPa, com uso de armaduras transversais e longitudinais mínimas segundo a NBR 6118 (1978), verificou-se, conforme a Figura 4.1 que, com a evolução da resistência à compressão dos concretos, os procedimentos usuais de avaliação da capacidade resistente dos pilares deixam de refletir fielmente os mecanismos resistentes.

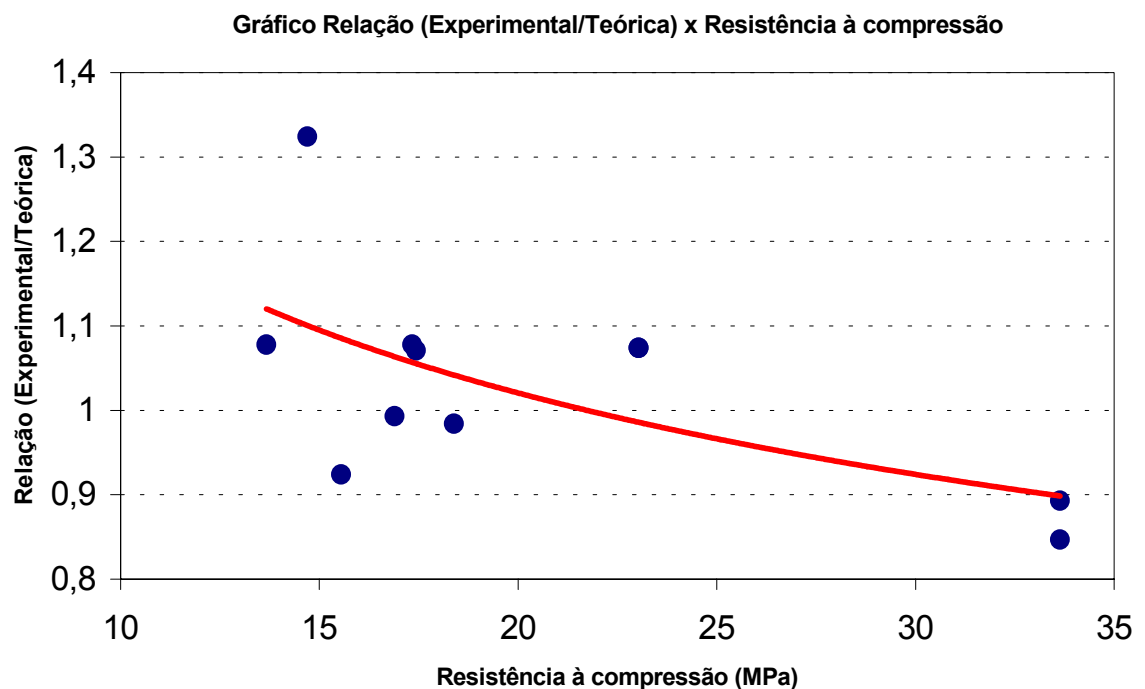


Figura 4.1: Comportamento de pilares de concretos de diferentes resistências - TAKEUTI(1999)

O objetivo principal deste estudo foi analisar o comportamento estrutural dos pilares com a utilização de diferentes classes de resistência dos concretos e variação das taxas de armadura transversal e longitudinal, especialmente no que se refere ao comportamento das classes de concreto, próximas aos valores limites para a consideração de concreto de alta resistência, o arranjo das armaduras e a sua eficiência no confinamento do núcleo do pilar. Neste trabalho, contou-se com a participação do então bolsista de iniciação científica Francisco Exaltação Trevisan e com orientação geral do Professor João Bento de Hanai

Optou-se pelo estudo de pilares de seção transversal circular por causa da à sua melhor configuração geométrica no estudo dos mecanismos resistentes e de confinamento.

4.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O estudo de dosagem foi iniciado com execução dos ensaios de caracterização dos materiais constituintes do concreto, sendo os resultados descritos nos itens a seguir.

4.2.1.1 ADITIVO

Foi utilizado o aditivo do tipo superplastificante RX1000A, da REAX Ind. e Com. Ltda. Trata-se de aditivo líquido, de cor marrom, com densidade de $1,245\text{g/cm}^3$, pronto para ser usado, isento de cloretos e em conformidade com as normas ASTM C494 e EB 1763.

4.2.1.2 AGREGADOS

O agregado miúdo utilizado foi uma areia quartzosa de origem do município de Rincão-SP, extraída do Rio Mogi-Guaçu. Para os ensaios de caracterização seguiu-se as recomendações da NBR 7216 (1987) para retirada de amostras do material. A análise granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7217 (1987), cujos resultados constam da Tabela 4.1. A massa específica que corresponde à relação entre a massa do agregado seco e o seu volume, incluindo os vazios, foi determinada segundo a NBR 9776 (1987), e o valor obtido foi de $2,58\text{kg/dm}^3$. A areia foi classificada, conforme a análise granulométrica e o módulo de finura, como areia fina, conforme Figura 4.2.

Tabela 4.1 – Análise Granulométrica do agregado miúdo NBR 7217 (Areia)

Peneira # (mm)	M1		M2		Médias	
	M. Retida	% Retida	M. Retida	% Retida	% Retida	% R. Ac.
9,5	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
6,3	3,1	0,6%	0,6	0,1%	0%	0%
4,8	0,7	0,1%	1,1	0,2%	0%	1%
2,4	7,0	1,4%	9,0	1,8%	2%	2%
1,2	32,6	6,5%	37,7	7,6%	7%	9%
0,6	95,0	19,0%	105,4	21,1%	20%	29%
0,3	222,5	44,5%	222,4	44,6%	45%	74%
0,15	132,5	26,5%	117,8	23,6%	25%	99%
Fundo	6,6	1,3%	4,9	1,0%	1%	100%
Soma	499,9	100,0%	498,9	100,0%	100%	314%
Diâmetro máximo característico:					2,4 mm	
Módulo de finura:					2,14	
Massa específica:					2,58 Kg/dm ³	
Série Normal						
Série Intermediária						

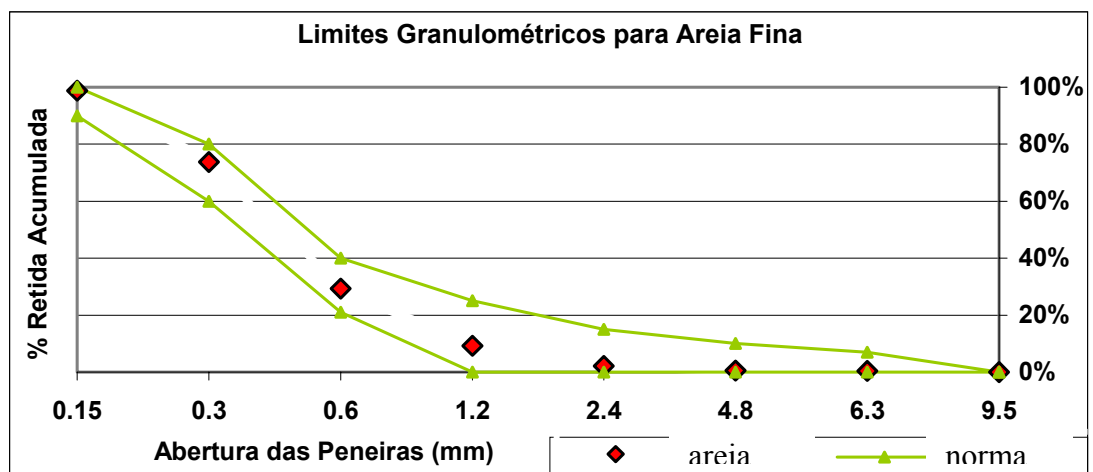


Figura 4.2: Gráfico comparativo do ensaio de granulometria.

O agregado graúdo utilizado na execução do concreto foi uma pedra britada de origem basáltica proveniente do município de Araraquara – SP. A análise

granulométrica foi realizada de acordo com a NBR 7217 (1987), estando os resultados na Tabela 4.2. A massa específica foi determinada segundo a NBR 9776 (1987), e o valor obtido foi de 2,96 kg/dm³.

Tabela 4.2 – Análise Granulométrica do agregado graúdo NBR 7217 (Brita)

Peneira	M1		M2		Médias	
	M. Retida	% Retida	M. Retida	% Retida	% Retida	% R. Ac.
152	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
76	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
64	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
50	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
38	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
32	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
25	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
19	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	0%
12,5	1230,0	14,0%	1230,0	14,0%	14%	14%
9,5	5140,0	58,5%	5140,0	58,5%	58%	72%
6,3	3180,0	36,2%	3180,0	36,2%	36%	109%
4,8	330,0	3,8%	330,0	3,8%	4%	112%
2,4	80,0	0,9%	80,0	0,9%	1%	113%
1,2	60,0	0,7%	60,0	0,7%	1%	114%
0,6		0,0%	0,0	0,0%	0%	114%
0,3	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	114%
0,15	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	114%
Fundo	0,0	0,0%	0,0	0,0%	0%	114%
Soma	8790,0	100,0%	8790,0	100,0%	100%	977%
Módulo de finura:						7,54
Série Normal				Série Intermediária		

A análise granulométrica e o módulo de finura confirmaram a classificação do agregado analisado como Brita 01.

4.2.1.3 ÁGUA

Para água de amassamento foi utilizada a do abastecimento público da cidade de São Carlos.

4.2.1.4 CIMENTO

Utilizou-se o cimento CP V ARI PLUS (Cimento Portland de Alta Resistência Inicial) na execução dos concretos de resistência de 45 e 60 MPa, produto com massa específica de 3100 kg/m³ a 3150 kg/m³, conforme informação do fabricante. Trata-se de produto resultante de um processo mais intenso de moagem e composição química especial, que resulta no aumento da velocidade de hidratação, e portanto um maior incremento na resistência mecânica, principalmente nas primeiras idades.

Utilizou-se o cimento CP II E 32 Itaú (Cimento Portland comum com adição de Escória), apresentando massa específica de 3100 kg/m³, conforme informação do fabricante, para a execução dos demais concretos (15 e 30 MPa).

4.2.2 ESTUDO DE DOSAGEM

Para a determinação dos traços a serem empregados, partiu-se dos traços executados por TAKEUTI (1999). Após várias correções e traços testados (conforme Tabela 4.3), obtiveram-se traços de concretos com resistência à compressão aos 14 dias da ordem de 15, 30, 45 e 60 MPa.

Tabela 4.3 – Traços utilizados nos modelos experimentais

Material (kg/m³)	Traço I	Traço II	Traço III	Traço IV
<i>Cimento CP V ARI Plus</i>	-x-	-x-	502,00	540,00
<i>Cimento CP II E 32 Itaú</i>	252,00	307,00	-x-	-x-
<i>Areia</i>	945,00	828,90	599,00	644,22
<i>Brita 1</i>	1134,00	1135,90	1058,00	1137,78
<i>Água</i>	201,60	177,80	247,00	242,10
<i>Superplastificante</i>	-x-	6,14	5,02	10,80
<i>Total</i>	<i>2532,60</i>	<i>2455,74</i>	<i>2411,02</i>	<i>2574,90</i>

4.2.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Para o melhor entendimento do programa de ensaios de pilares, conforme Tabela 4.4, foram adotados códigos para os modelos de acordo com a sistemática seguinte:

C(X)R(Y)S(Z), sendo:

C = refere-se à classe de resistência.

(X) = refere-se à classe de resistência utilizada (15, 30, 45 e 60 MPa).

R = refere-se a armadura longitudinal.

(Y) = refere-se ao diâmetro da barra longitudinal utilizada (8, 10 e 12,5 mm).

S = refere-se ao espaçamento da armadura transversal.

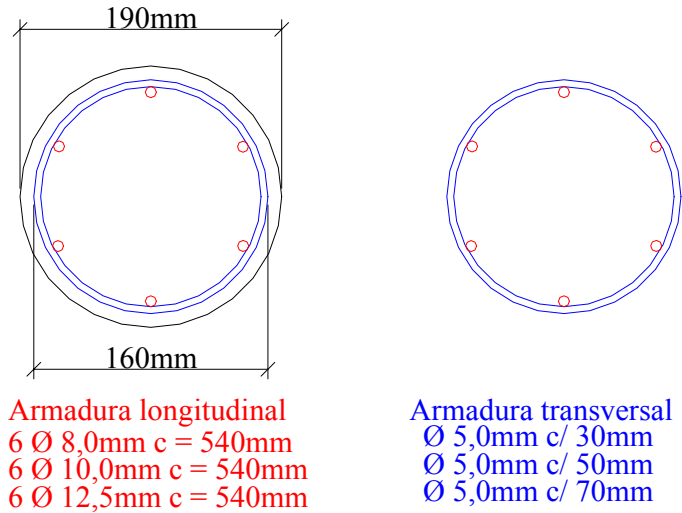
(Z) = refere-se ao valor utilizado do espaçamento da armadura transversal (3, 5 e 7 cm).

Tabela 4.4 – Descrição das séries de modelos definitivos

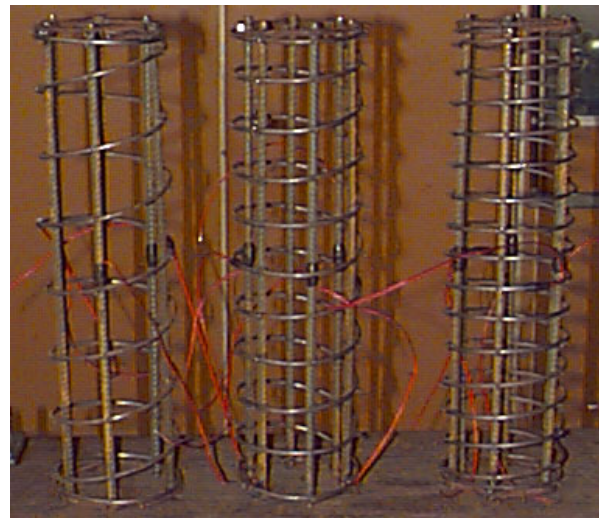
SÉRIES	MODELOS
1 concreto com resistência à compressão de 15 MPa aos 14 dias.	C15 = modelo sem nenhuma armadura C15R8S3 / C15R8S5 / C15R8S7 C15R10S3 / C15R10S5 / C15R10S7 C15R12.5S3 / C15R12.5S5 / C15R12.5S7
2 concreto com resistência à compressão de 30 MPa aos 14 dias.	C30 = modelo sem nenhuma armadura C30R8S3 / C30R8S5 / C30R8S7 C30R10S3 / C30R10S5 / C30R10S7 C30R12.5S3 / C30R12.5S5 / C30R12.5S7
3 concreto com resistência à compressão de 45 MPa aos 14 dias.	C45 = modelo sem nenhuma armadura C45R8S3 / C45R8S5 / C45R8S7 C45R10S3 / C45R10S5 / C45R10S7 C45R12.5S3 / C45R12.5S5 / C45R12.5S7
4 concreto com resistência à compressão de 60 MPa aos 14 dias.	C60 = modelo sem nenhuma armadura C60R8S3 / C60R8S5 / C60R8S7 C60R10S3 / C60R10S5 / C60R10S7 C60R12.5S3 / C60R12.5S5 / C60R12.5S7

4.2.3.1 CARACTERÍSTICAS DA ARMADURA

Estabeleceram-se as dimensões do pilar de seção circular em (19x57) cm. As armaduras utilizadas estão ilustradas na *Figura 4.3*.



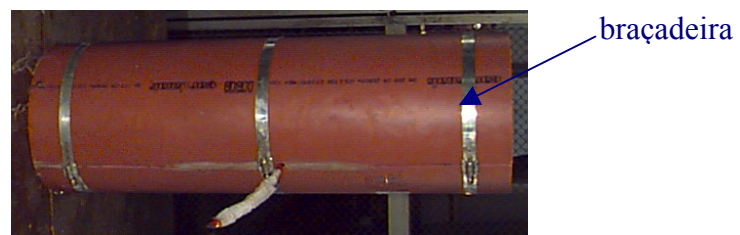
(a) Detalhe das armaduras utilizadas



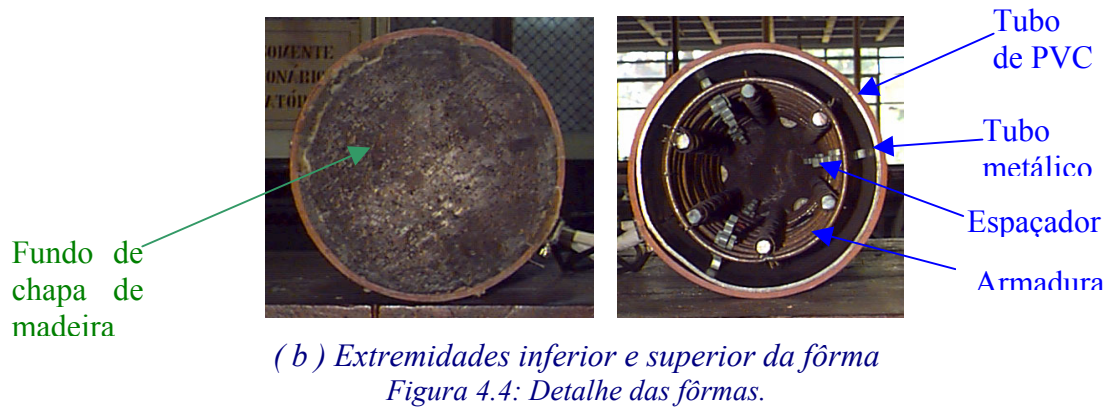
(b) Aspecto da variação do espaçamento dos estribos
 Figura 4.3: Armaduras utilizadas nos modelos definitivos.

4.2.3.2 FÔRMAS E MOLDAGEM

Foi utilizada uma fôrma de PVC para a execução dos pilares (Figura 4.4).



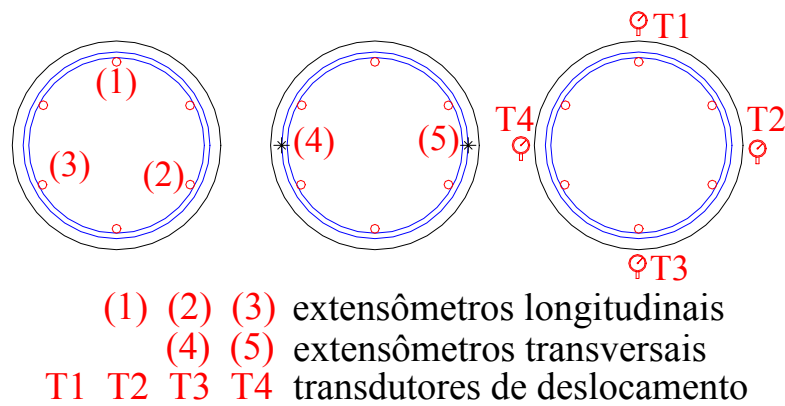
(a) Detalhe da fôrma



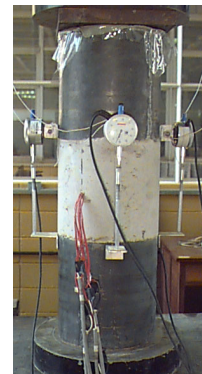
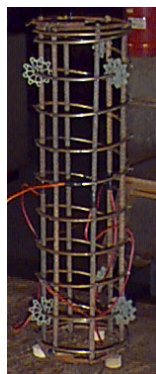
4.2.3.3 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação do modelo consistiu de 5 extensômetros elétricos de resistência modelo KFG-S-120-C1-11 da marca KYOWA, instalados em apenas 3 barras longitudinais e no trecho do estribo equivalente à seção média do modelo, conforme esquema da Figura 4.5.a.

Acrescentaram-se ainda, transdutores de deslocamento da marca KYOWA com curso nominal de 10mm e resolução de 0,01mm, nas quatro faces do elemento, conforme Figuras 4.5a e 4.5c.



(a) esquema da instrumentação na seção média do modelo



(b) detalhe da instrumentação nas barras (c) detalhe dos transdutores

Figura 4.5: Detalhes da instrumentação utilizada

4.2.3.4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento do topo da peça, utilizando-se a máquina universal de ensaios servo-hidráulica da marca INSTRON Modelo 8506. A medição das deformações foi feita com o emprego do sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000.

Após o posicionamento e ajustamento do modelo, o ensaio foi iniciado aplicando-se a força com uma velocidade de deslocamento de 0,005 mm/s até o final do ensaio, para que se pudesse estudar o comportamento dos modelos anteriormente e posteriormente à força máxima aplicada.

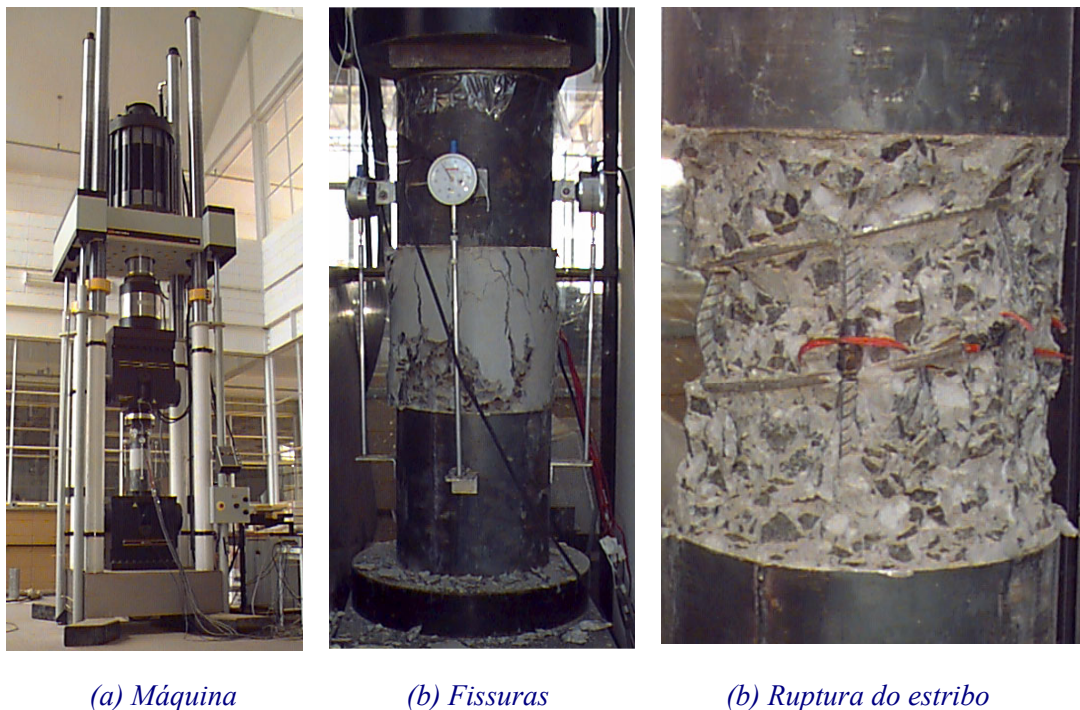


Figura 4.6: Fotos dos ensaios

Ocorreram inicialmente fissuras na direção vertical de todos os modelos, evidenciando a predominância do esforço de compressão (Figura 4.6b) na seção média, e os ensaios prosseguiram até o rompimento dos estribos (Figura 4.6c).

4.2.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Na Tabela 4.5 constam as resistências à compressão dos concretos utilizados e a força máxima atingida em cada pilar.

Tabela 4.5 – Dados obtidos experimentalmente de cada modelo

Modelo	f_c (MPa)	f_y (MPa) Arm. Long.	f_y (MPa) Arm. Transv.	Força última (kN)
C15	13,11	-o-	-o-	398,22
C15R8S3	13,11	545,50	756	836,51
C15R8S5	13,11	545,50	756	666,28
C15R8S7	13,11	545,50	756	636,67
C15R10S3	8,0	601,00	756	981,84
C15R10S5	8,0	601,00	756	708,70
C15R10S7	8,0	601,00	756	587,00
C15R12.5S3	8,0	502,13	756	1009,70
C15R12.5S5	12,87	502,13	756	1036,80
C15R12.5S7	12,87	502,13	756	891,98
C30	24,3	-o-	-o-	788,28
C30R8S3	24,3	545,50	756	1268,00
C30R8S5	24,3	545,50	756	1084,20
C30R8S7	24,3	545,50	756	1049,90
C30R10S3	24,3	601,00	756	1392,80
C30R10S5	21,35	601,00	756	1301,10
C30R10S7	21,35	601,00	756	1238,50
C30R12.5S3	21,35	502,13	756	1612,80
C30R12.5S5	21,35	502,13	756	1394,20
C30R12.5S7	21,35	502,13	756	1346,10
C45	41,07	-o-	-o-	1205,10
C45R8S3	47,27	545,50	756	1427,60
C45R8S5	41,07	545,50	756	1237,10
C45R8S7	41,07	545,50	756	1156,90
C45R10S3	46,46	601,00	756	1709,60
C45R10S5	47,27	601,00	756	1362,80
C45R10S7	41,07	601,00	756	1271,80
C45R12.5S3	48,31	502,13	756	1680,10
C45R12.5S5	48,31	502,13	756	1449,00
C45R12.5S7	41,07	502,13	756	1439,40
C60	67,12	-o-	-o-	1553,90
C60R8S3	63,35	545,50	756	1696,60
C60R8S5	67,12	545,50	756	1737,40
C60R8S7	67,12	545,50	756	1654,10
C60R10S3	63,35	601,00	756	2033,80
C60R10S5	63,35	601,00	756	1877,10
C60R10S7	67,12	601,00	756	1811,70
C60R12.5S3	63,35	502,13	756	2013,90
C60R12.5S5	63,35	502,13	756	1967,30
C60R12.5S7	63,35	502,13	756	1909,40

4.2.4.1 GRÁFICOS FORÇA-DESLOCAMENTO

Após o ensaio das quatro séries, foram elaborados os gráficos de força x deslocamento para cada série, sendo assim apresentados a seguir:

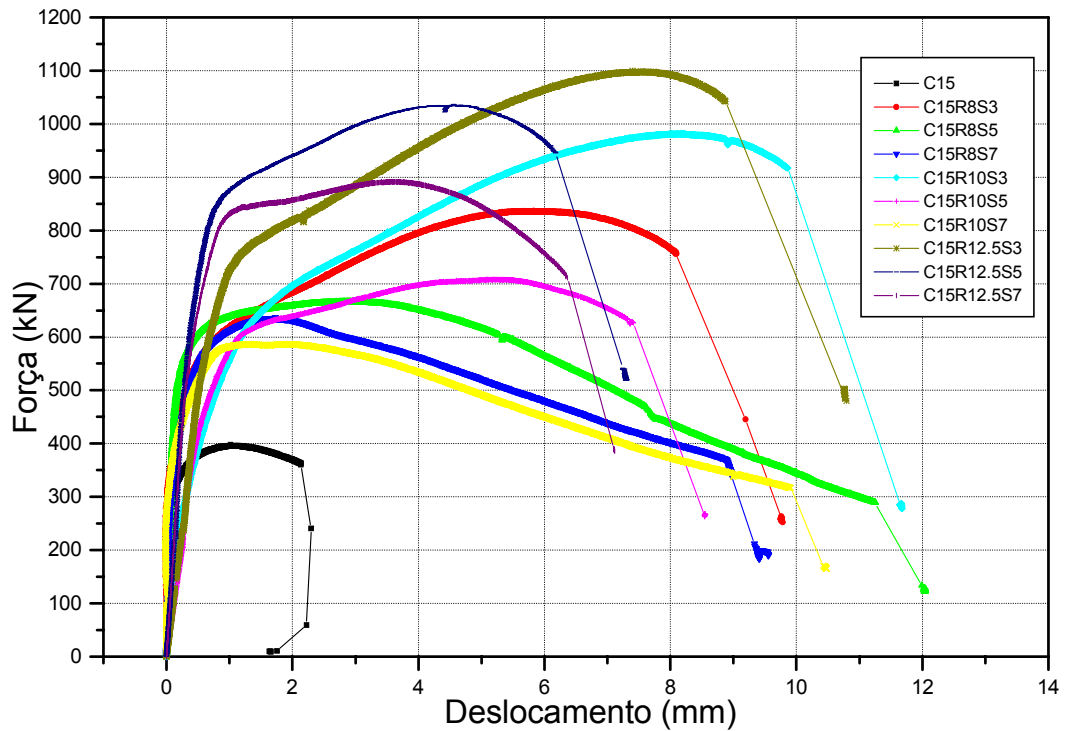


Figura 4.7: Gráfico força x deslocamento dos modelos da série C15

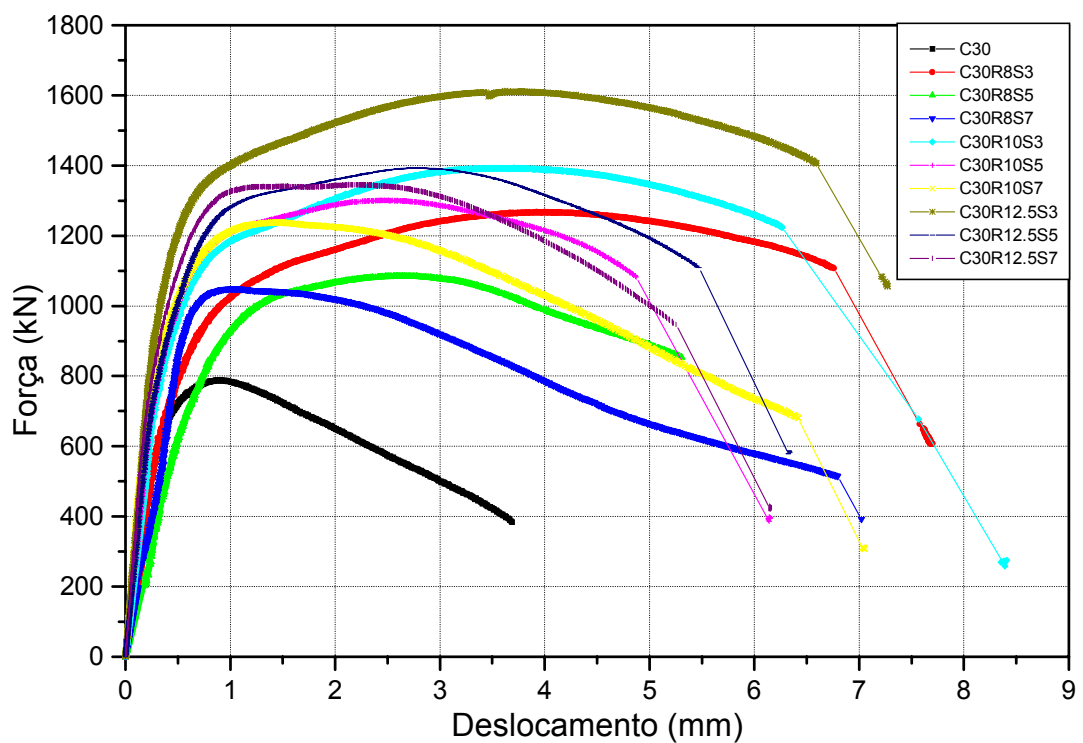


Figura 4.8: Gráfico força x deslocamento dos modelos da série C30

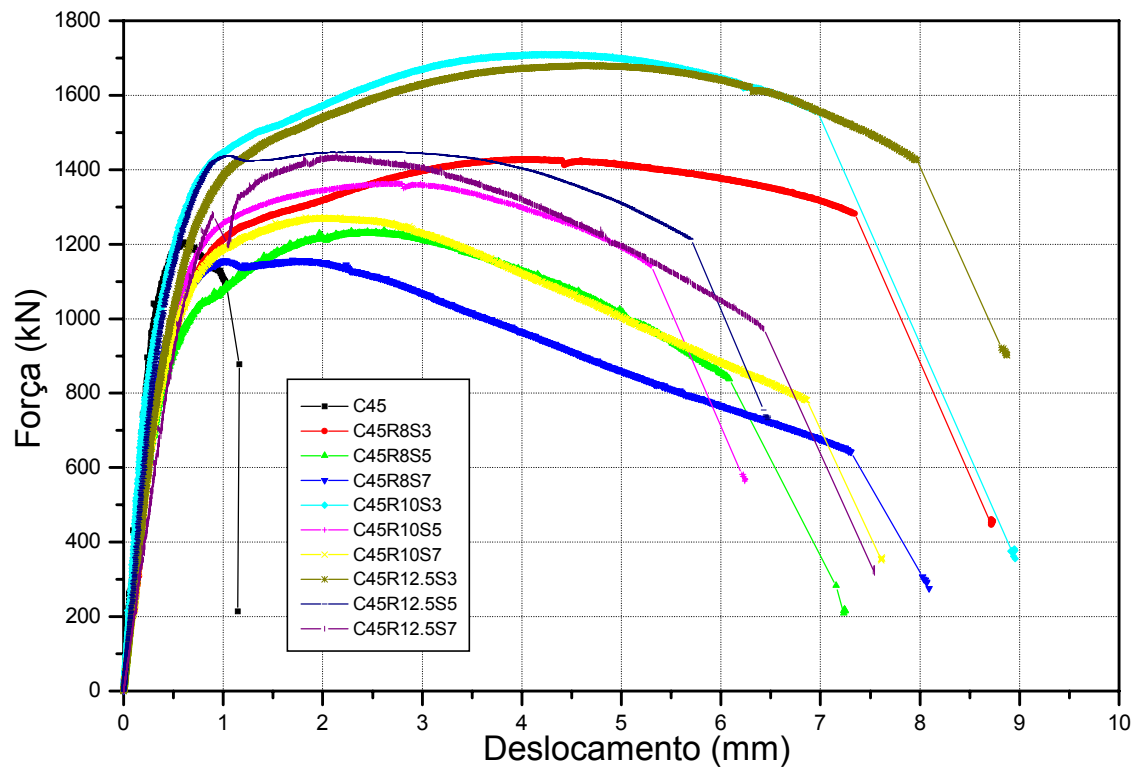


Figura 4.9: Gráfico força x deslocamento dos modelos da série C45

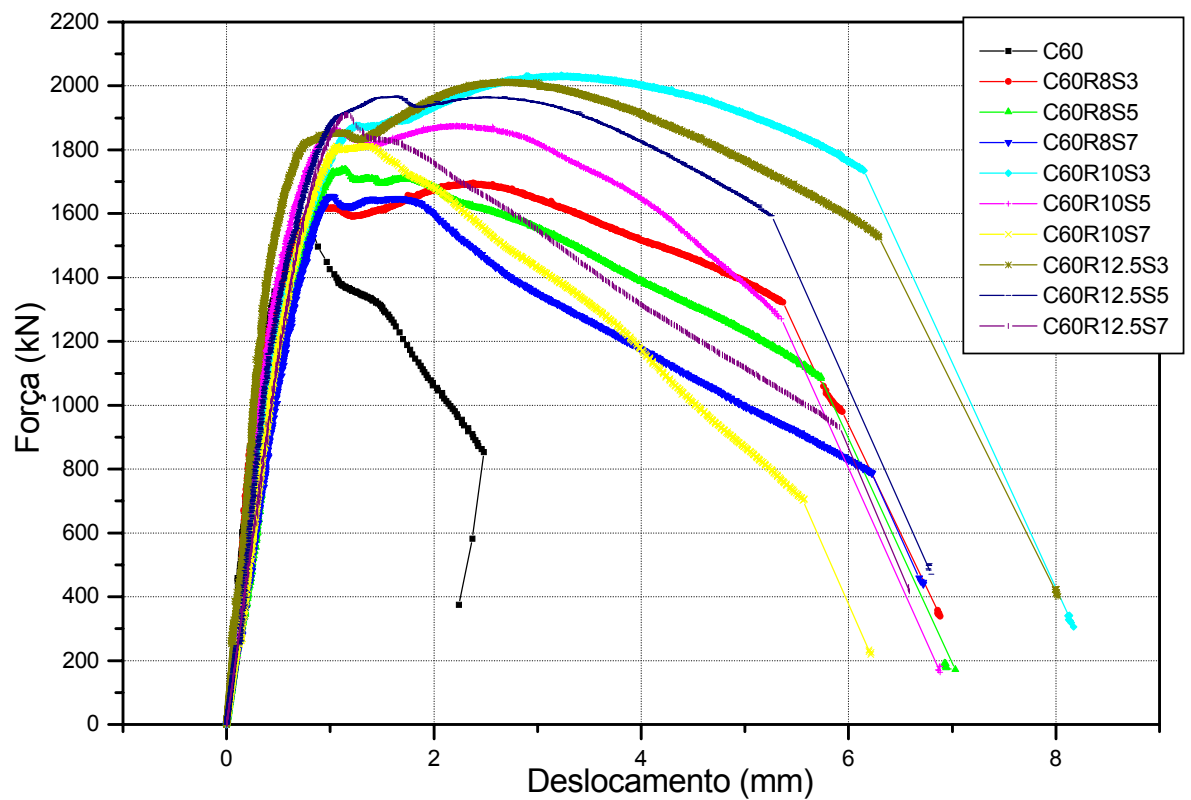


Figura 4.10: Gráfico força x deslocamento dos modelos da série C60

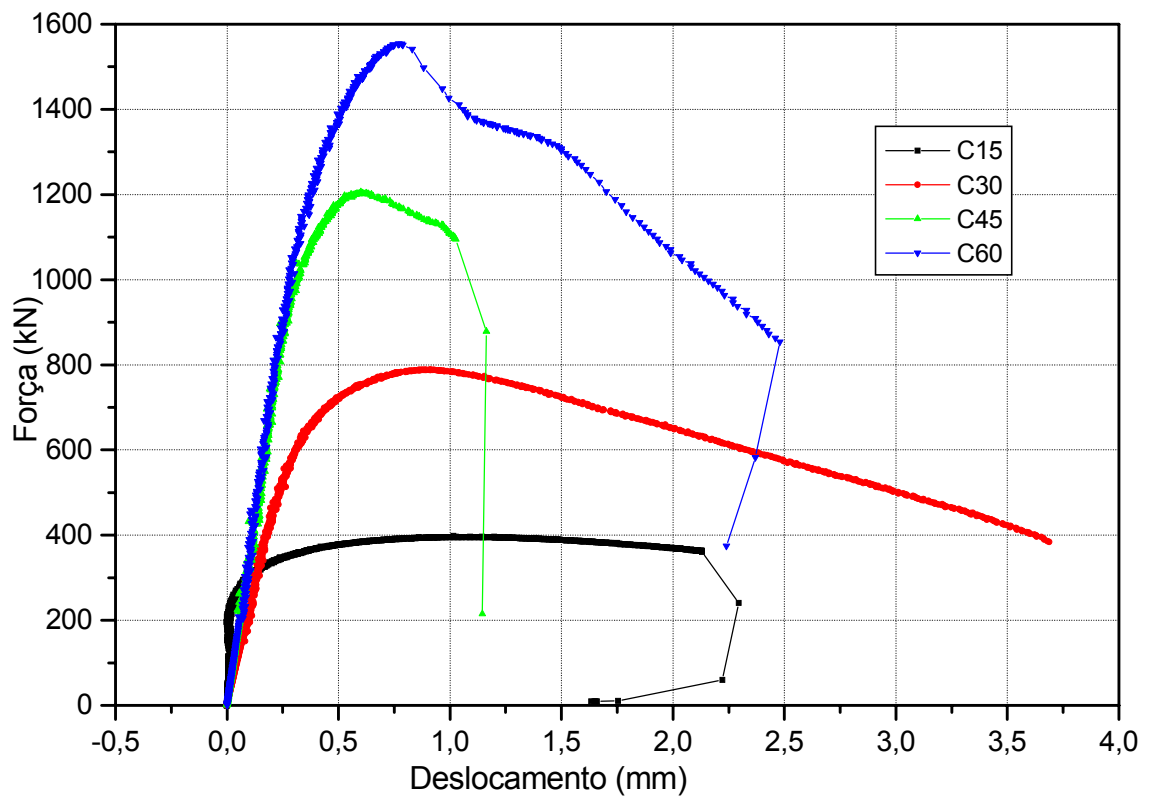


Figura 4.11: Gráfico força x deslocamento dos modelos sem armaduras

Avaliando os gráficos força x deslocamento, observa-se:

- NA CLASSE DE 15MPa: em pilares com mesma armadura longitudinal, verifica-se maior efeito do confinamento nos modelos que apresentaram menor espaçamento entre espiras. Mantendo-se a mesma armadura transversal verifica-se um ganho maior de resistência e ductilidade com o aumento da armadura longitudinal;
- NA CLASSE DE 30MPa: o comportamento é semelhante ao dos pilares de 15 MPa;
- NA CLASSE DE 45 MPa: percebe-se uma diminuição do efeito de confinamento nos modelos;
- NA CLASSE DE 60 MPa: é nítida a diminuição do efeito de confinamento nos modelos, sendo que o menor espaçamento entre espiras melhora apenas a deformabilidade dos modelos. Percebe-se que o aumento da taxa de armadura longitudinal também contribui de forma eficiente na ductilidade dos pilares.

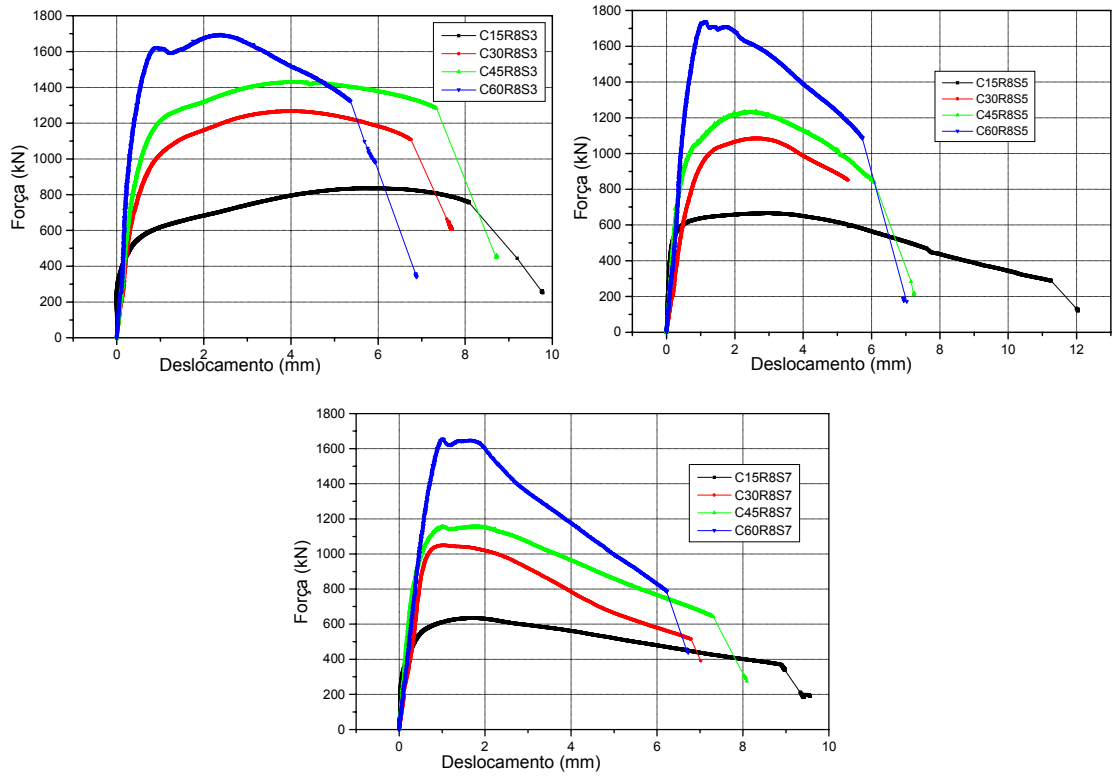


Figura 4.12: Gráfico força x deslocamento dos modelos com mesma taxa de armadura longitudinal

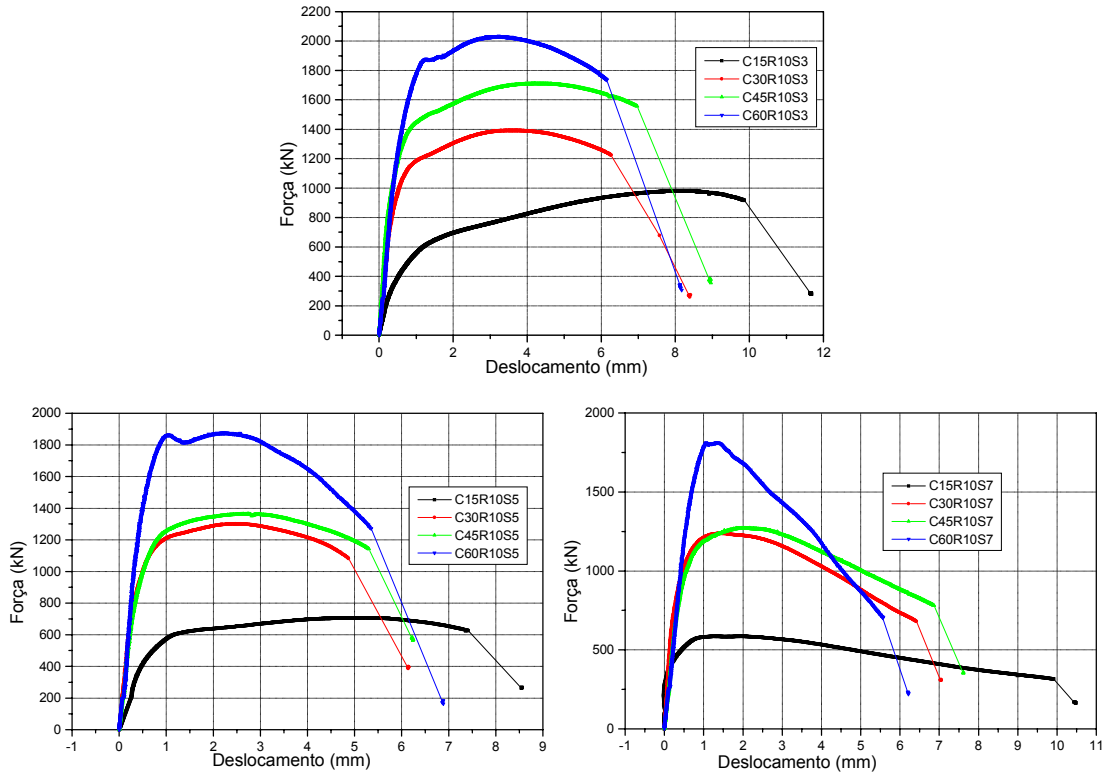


Figura 4.14: Gráfico força x deslocamento dos modelos com mesma taxa de armadura longitudinal

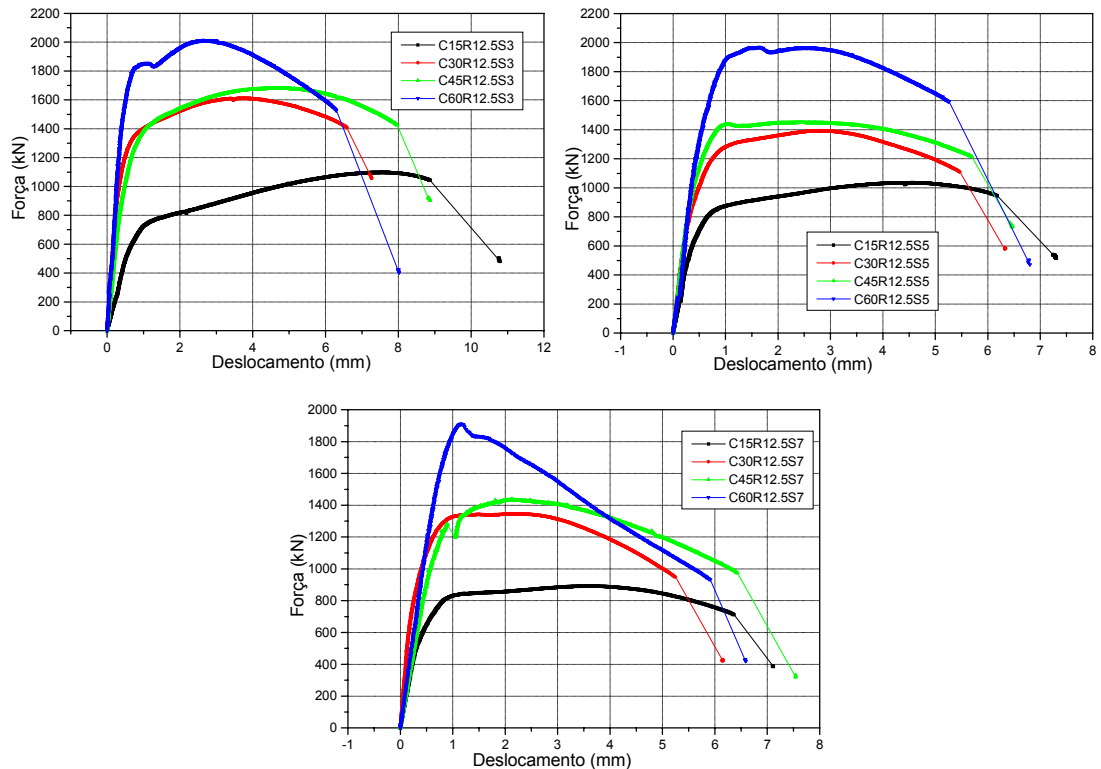


Figura 4.15: Gráfico força x deslocamento dos modelos com mesma taxa de armadura longitudinal

Avaliando os gráficos de força x deslocamento, em função da variação na resistência do concreto, observa-se que:

- o concreto de alta resistência exibe menor expansão lateral sob carregamento axial, quando comparado com o concreto de resistência normal, por possuir um maior módulo de elasticidade e menor coeficiente de Poisson. Com isso o ganho de resistência por confinamento nos pilares é menor quando comparado aos de concretos normais. Percebe-se claramente uma menor deformabilidade nos modelos de CAR (concreto de alta resistência);
- nos gráficos percebe-se que o menor espaçamento da armadura transversal oferece o maior ganho de resistência e ductilidade, em virtude do fato da pressão de confinamento ser diretamente relacionada com a quantidade de armadura transversal.

Fica evidente que os pilares de CAR devem ter uma configuração de armadura transversal e longitudinal que aumente sua deformabilidade, e com isso aumentando o efeito de confinamento, não exclusivamente para o ganho de resistência, mas principalmente para ductilização do CAR.

4.2.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foram utilizados três modelos de confinamento: FRANGOU, PILAKOUTAS & DRITSOS (1995), CUSSON & PAULTRE (1994) e RAZVI & SAATCIOGLU (1999):

-primeiramente avaliou-se a seção resistente efetiva dos pilares, ou seja, se toda a seção transversal contribui na capacidade resistente ou somente o núcleo confinado pelos estribos. Conforme as Figuras 4.16 e 4.17, observa-se preliminarmente, que os concretos com resistência inferior a 40 MPa trabalham com a seção integral, enquanto os demais somente com o núcleo confinado;

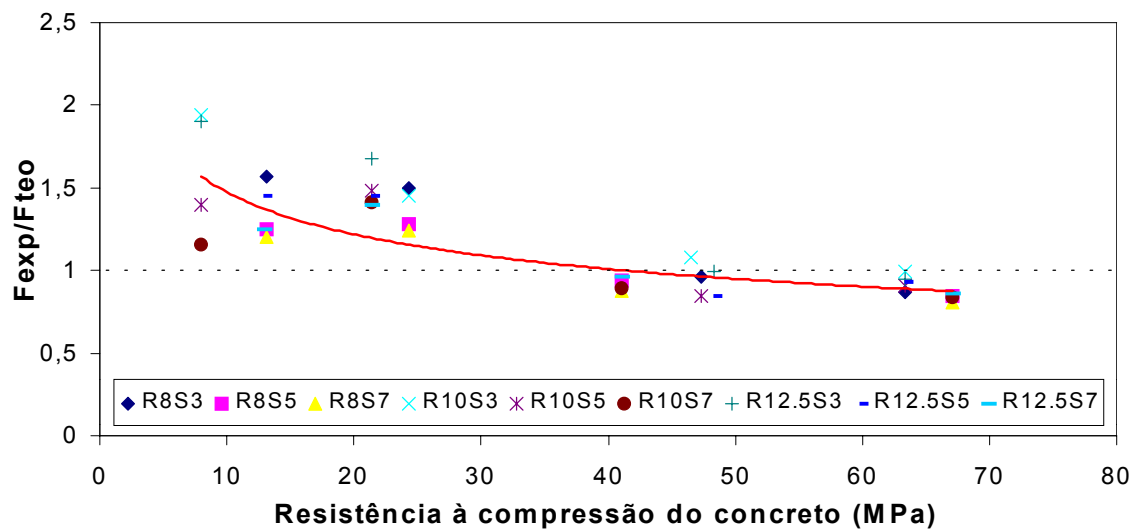


Figura 4.16: Comparação da capacidade resistente dos pilares considerando a seção integral

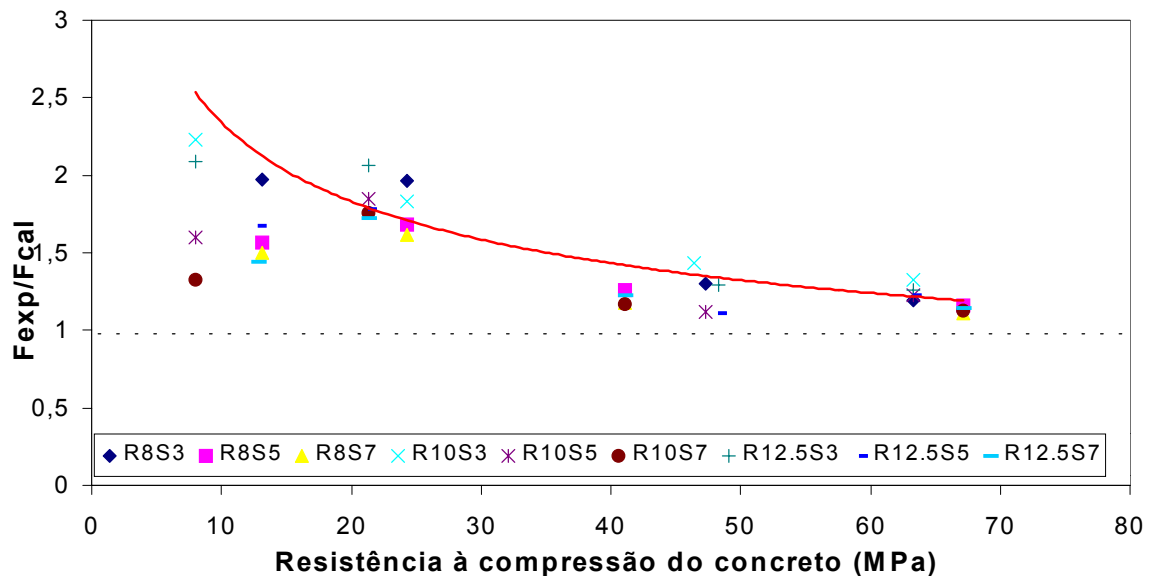


Figura 4.17: Comparação da capacidade resistente dos pilares considerando o núcleo confinado

-mesmo utilizando os modelos de confinamento, conforme as Figuras 4.18, 4.19 e 4.20, verifica-se experimentalmente que existe um maior efeito de confinamento nos concretos de resistência normal, em virtude de sua maior expansão lateral. Portanto a armadura transversal funciona como um confinamento passivo, sendo que quanto maior a expansão lateral maior é a resposta do mecanismo de confinamento;

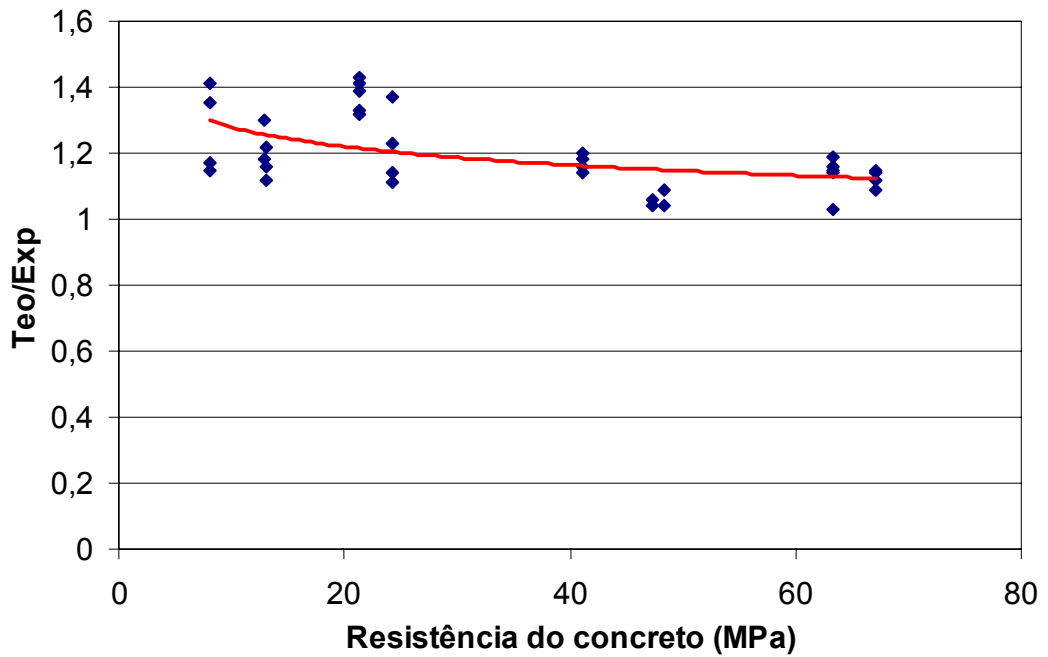


Figura 4.18: Resultados obtidos com o modelo de FRANGOU, PILAKOUTAS & DRITSOS (1995)

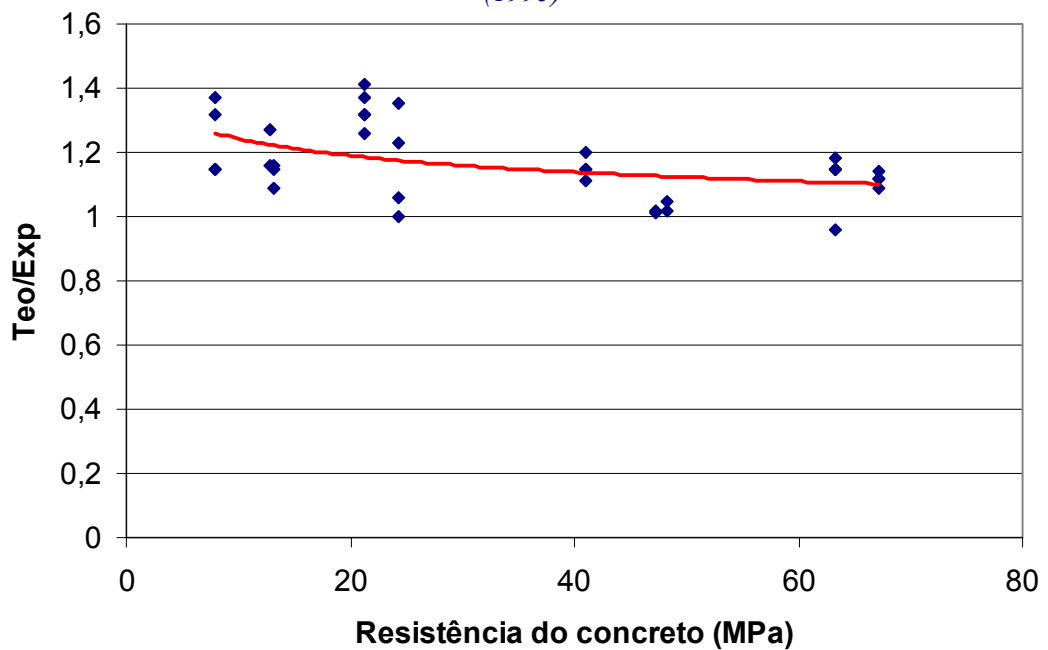


Figura 4.19: Resultados obtidos com o modelo de CUSSON & PAULTRE (1994)

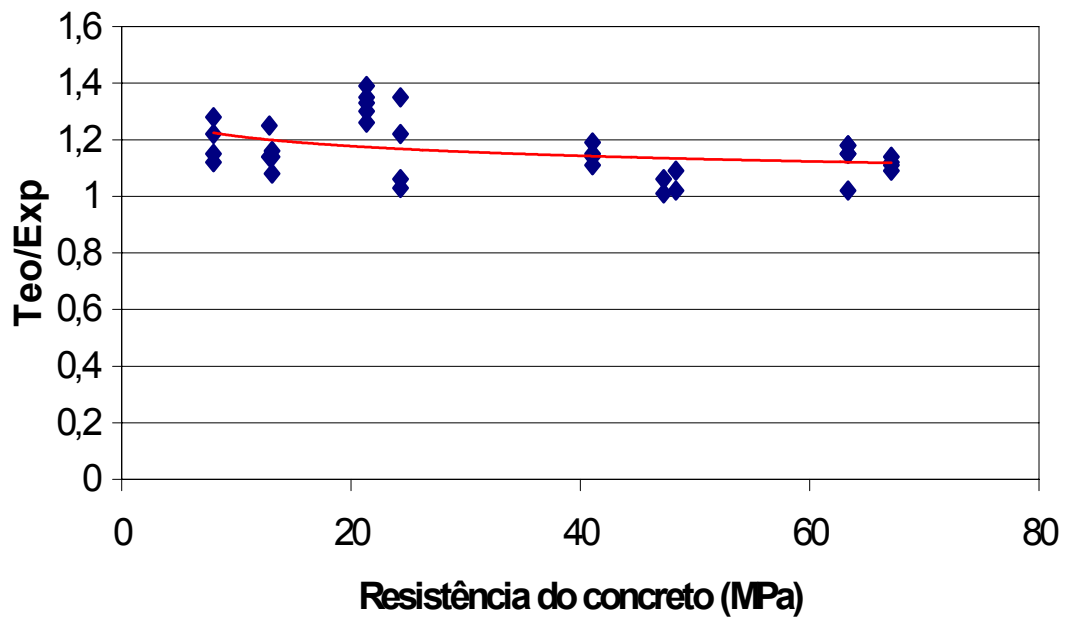


Figura 4.20: Resultados obtidos com o modelo de RAZVI & SAATCIOGLU (1999)

A partir dos resultados experimentais, tentou-se criar um modelo de confinamento partindo-se de:

$$f_{conf} = f_c + kf_l, \text{ onde:}$$

f_{conf} – resistência do concreto confinado;

f_c – resistência do concreto medido por corpos-de-prova;

k – coeficiente de confinamento (depende do tipo de seção e arranjo de armadura);

f_l – pressão lateral produzida pela armadura transversal; sendo:

$$f_l = \frac{2A_s f_{yt}}{Ds} \text{ (seções circulares), onde:}$$

A_s = área da armadura transversal;

f_{yt} = tensão na armadura transversal;

D = diâmetro do núcleo confinado;

s = espaçamento entre estribos.

Contudo considerou-se a parcela do cobrimento nos modelos com os concretos com 15 a 30 MPa como concreto simples, apesar do comportamento do cobrimento não ser conhecido, como foi exposto no capítulo 2. Tal medida foi tomada para simplificar a análise de resultados com o coeficiente k .

Nos gráficos da Figuras 4.21 a 4.25, nota-se que o valor do coeficiente k , varia conforme a resistência do concreto, contudo é importante ressaltar que tais valores são obtidos para a força última aplicada, ou seja, os valores de k foram obtidos para o maior

valor de capacidade resistente registrada no ensaio, onde a pressão lateral atuante também é a máxima.

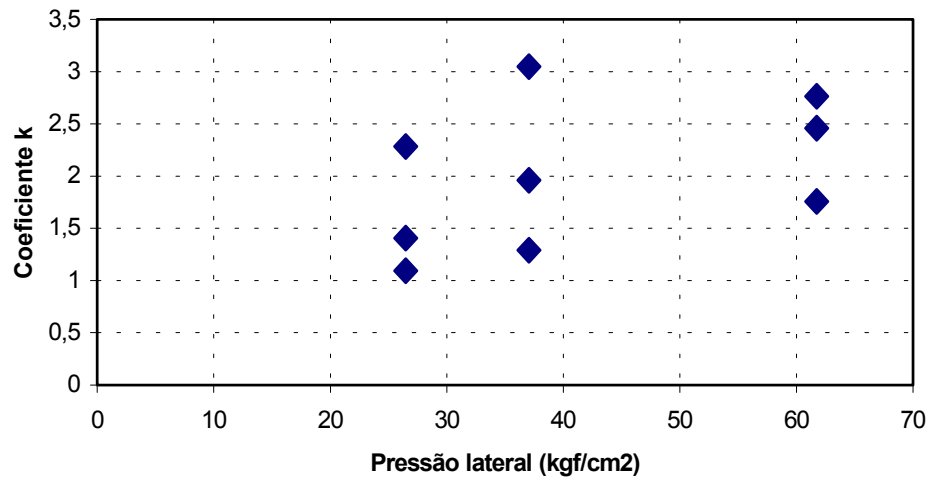


Figura 4.21: Coeficiente k para os modelos com concreto C15

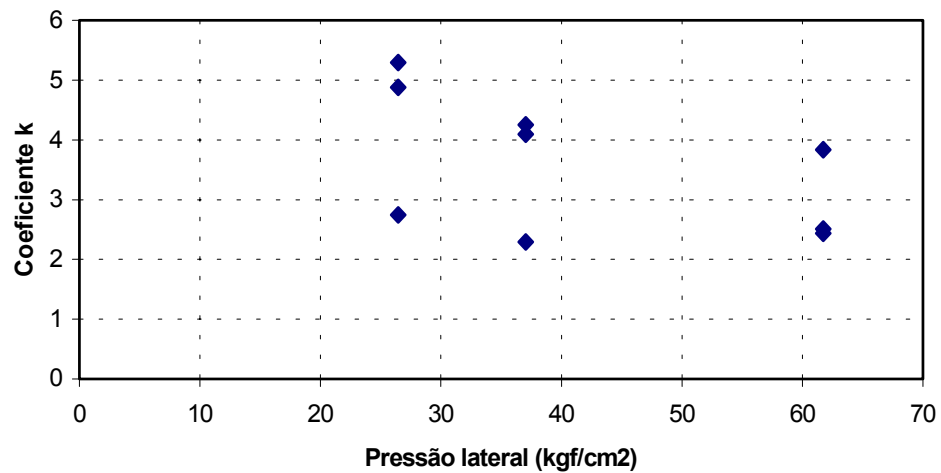


Figura 4.22: Coeficiente k para os modelos com concreto C30

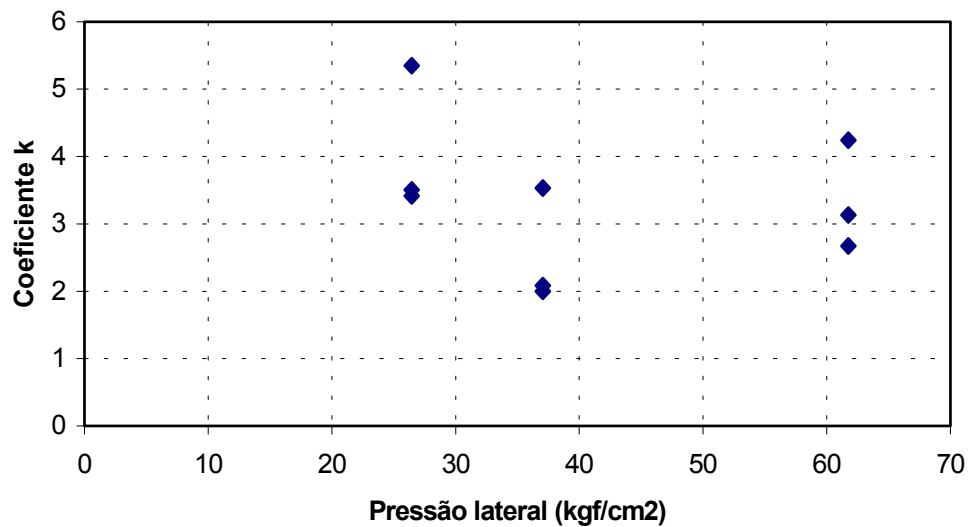


Figura 4.23: Coeficiente k para os modelos com concreto C45

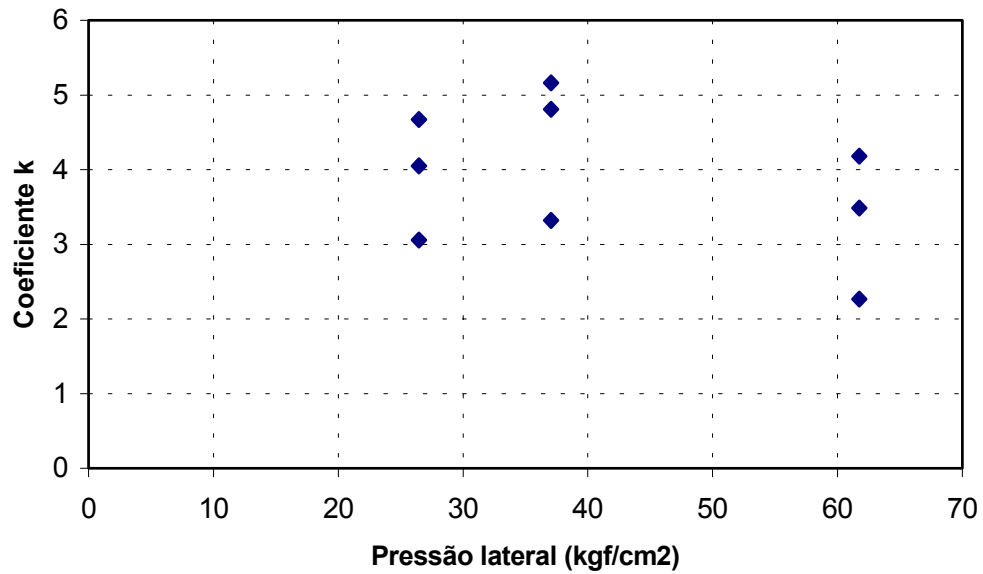


Figura 4.24: Coeficiente k para os modelos com concreto C60

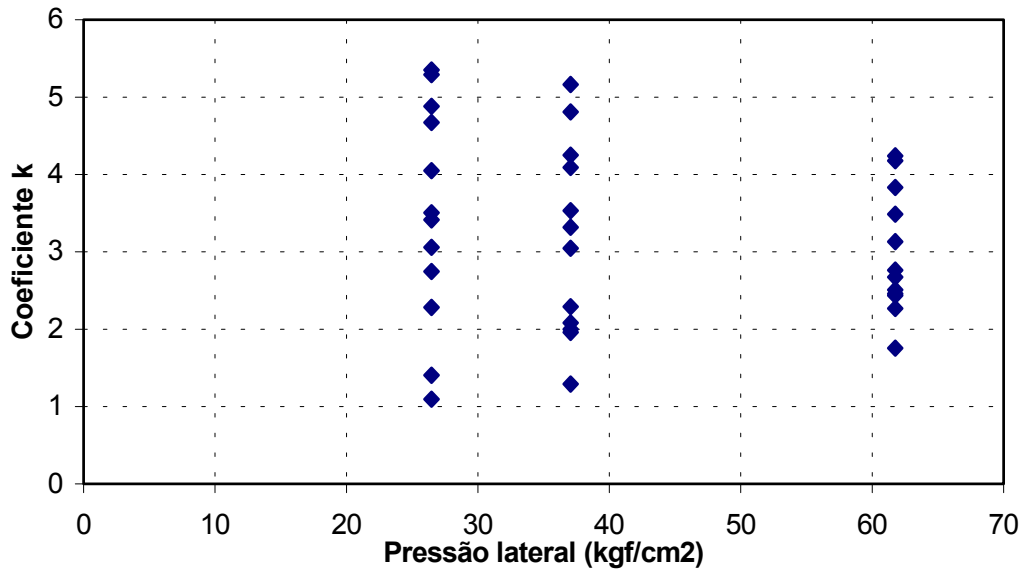


Figura 4.25: Coeficiente k para todos os modelos

Analisando o gráfico da Figura 4.25, é interessante verificar que à medida que se aumenta a pressão lateral, a variabilidade do coeficiente k é menor. Isto talvez possa ser explicado uma vez que com a maior pressão lateral, tem-se a maior taxa de armadura transversal que pode ser mobilizada mais facilmente, independentemente da resistência do concreto.

Analisando os resultados experimentais, verifica-se que o estudo do efeito de confinamento em pilares de concreto armado é complexo, e que tal efeito é diferente à medida que se varia a resistência à compressão do concreto, como já havia indicado a bibliografia. Os resultados obtidos nestes pilares serviram como base para um estudo

mais detalhado do confinamento no reforço de pilares de concreto armado e para uma análise experimental mais apurada das situações de reforço.

4.3 ENSAIOS REALIZADOS NO LABORATÓRIO DE FURNAS

Para se conseguir determinar de maneira confiável os valores experimentais dos coeficientes representativos do comportamento à retração e à fluência dos concretos usados nos pilares reforçados, optou-se por realizar os ensaios de caracterização da fluência e da retração no Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas Centrais Elétricas S.A., localizado em Aparecida de Goiânia, GO. Tal laboratório, reconhecido internacionalmente, está credenciado junto à rede brasileira de laboratórios de ensaios do Inmetro e possui a certificação de que seu sistema de qualidade está adequado às exigências da norma ISO 9002.

O Laboratório de Concreto de FURNAS, além de possuir um corpo técnico bastante experiente, dispõe de todos os equipamentos especiais necessários para executar os ensaios requeridos, tais como prensas capazes de manter constante a tensão ao longo do tempo (para ensaios de fluência), fôrmas para confecção de corpos-de-prova com dimensões indicadas por normas específicas e dispositivos de fixação dos extensômetros elétricos tipo CARLSON a serem embutidos nos corpos-de-prova para medição das deformações do concreto ao longo do tempo. Além disso, tal laboratório consegue garantir um ambiente com umidade e temperatura perfeitamente controladas.

Sendo assim, a instituição também participou da pesquisa que está sendo desenvolvida, fornecendo toda a mão-de-obra necessária e disponibilizando a equipe técnica para realizar os ensaios requisitados, sendo preciso apenas fornecer os materiais destinados à produção do concreto do pilar original e do concreto de reforço utilizados nos pilares reforçados.

4.3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O Laboratório de FURNAS caracterizou todos os materiais que foram enviados para a execução dos ensaios, os resultados desta caracterização podem ser observados nas Tabelas 4.6 a 4.9.

Tabela 4.6 – Resultados da caracterização da sílica ativa marca SILMIX

PROPRIEDADES DETERMINADAS		Registro	Limite
<i>Sílica Ativa</i>		1.1236.2001	NBR 13956/97
Massa específica (g/cm ³)		2,21	-
Finura	Resíduo na peneira 200 (%)		-
	Resíduo na peneira 325 (%)		-
	Área específica (cm ² /g)	*	-
Componentes Químicos (%)	Perda ao fogo	1,96	≤ 6,0
	Resíduo insolúvel	-	-
	Trióxido de enxofre (SO ₃)	-	-
	Óxido de magnésio (MgO)	0,65	-
	Dióxido de silício (SiO ₂)	94,08	≥ 85,0
	Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	0,08	-
	Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	0,06	-
	Óxido de cálcio (CaO)	0,78	-
	Óxido de cálcio livre (CaO)	-	-
	Alcalis totais	Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,18
	Óxido de potássio (K ₂ O)	0,24	-
	Equivalente alcalino em Na ₂ O	0,34	≤ 1,5
Teor de Umidade (%)		-	≤ 3,0

Tabela 4.7 - Resultados da caracterização do cimento Ribeirão tipo CP II-F 32

PROPRIEDADES DETERMINADAS		Registro	Limite	
CP II F-32		1.1233.2001	NBR 11578/91	
Massa específica (g/cm ³)		3,10	---	
Finura	Resíduo na peneira 200 (%)	3,6	< 12	
	Resíduo na peneira 325 (%)	15,1	---	
	Área específica (cm ² /g)	3.340	≥ 2600	
Tempos de Pega	Início de Pega (h:min)	3:10	≥ 1:00	
	Fim de Pega (h:min)	4:30	≤ 10:00	
Água de Consistência – Pasta (%)		25,0	---	
Expansão em Autoclave (%)			---	
Resistência à Compressão (MPa)	3 dias	22,2	≥ 10	
	7 dias	29,0	≥ 20	
	28 dias	34,4	≥ 32 e ≤ 49	
	90 dias		---	
Calor de Hidratação (J/g)	7 dias	327,1	---	
	28 dias	351,9	---	
Componentes Químicos (%)	Perda ao fogo	4,83	≤ 6,5	
	Resíduo insolúvel	0,67	≤ 2,5	
	Trióxido de enxofre (SO ₃)	1,98	≤ 4,0	
	Óxido de magnésio (MgO)	2,73	≤ 6,5	
	Dióxido de silício (SiO ₂)	18,88	---	
	Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	2,92	---	
	Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	5,40	---	
	Óxido de cálcio (CaO)	62,27	---	
	Óxido de cálcio livre (CaO)	1,76	---	
	Alcalis Totais	Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,08	---
		Óxido de potássio (K ₂ O)	0,70	---
		Equivalente alcalino em Na ₂ O	0,54	---
	Alcalis Solúveis em Água	Óxido de sódio (Na ₂ O)	-	---
Óxido de potássio (K ₂ O)		-	---	
Equivalente alcalino em Na ₂ O		-	---	
Sulfato de cálcio (CaSO ₄)		3,56	---	
Silicato tricálcico (C ₃ S)		56,75	---	
Composição Potencial Método Bogue (%)	Silicato dicálcico (C ₂ S)	11,32	---	
	Aluminato tricálcico (C ₃ A)	9,37	---	
	Ferro aluminato tetracálcico (C ₄ AF)	8,89	---	

Tabela 4.8 – Resultados da caracterização do cimento Ciminas tipo CP V - ARI PLUS

PROPRIEDADES DETERMINADAS CP V ARI		Registro 1.1234.2001	Limite NBR 5733/91	
Massa específica (g/cm ³)		3,10		
Finura	Resíduo na peneira 200 (%)	0,3	≤ 6,0	
	Resíduo na peneira 325 (%)	3,1	---	
	Área específica (cm ² /g)	4.590	≥ 3000	
Tempo de Pega (h:min)	Início	1:50	≥ 1:00 h	
	Fim	2:50	≤ 10:00 h	
Água de Consistência - Pasta (%)		26,8	---	
Resistência à Compressão (MPa)	1 dia	-	≥ 14,0	
	3 dias	27,5	≥ 24,0	
	7 dias	35,4	≥ 34,0	
	28 dias	40,0	---	
Calor de Hidratação (J/g)	7 dias	403,8	---	
	28 dias	442,7	---	
Componentes Químicos (%)	Perda ao fogo		2,70	≤ 4,5
	Resíduo insolúvel		0,21	≤ 1,0
	Trióxido de enxofre (SO ₃)		2,83	---
	Óxido de magnésio (MgO)		1,50	≤ 6,5
	Dióxido de silício (SiO ₂)		18,60	---
	Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)		2,85	---
	Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)		5,68	---
	Óxido de cálcio (CaO)		63,66	---
	Óxido de cálcio livre (CaO)		1,69	---
	Álcis Totais	Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,04	---
		Óxido de potássio (K ₂ O)	0,58	---
		Equiv. alcalino	0,42	---
	Álcis Solúveis em Água	Óxido de sódio (Na ₂ O)	-	---
		Óxido de potássio (K ₂ O)	-	---
		Equiv. alcalino	-	---
Sulfato de cálcio (CaSO ₄)		4,82	---	

Tabela 4.9 – Resultados da caracterização da areia, brita 1 e brita 0

Data da solicitação 17/05/01		Programa: 1314 Eng. Responsável: Elcio Guerra	Solicitante: Elcio Guerra		
MÉTODO UTILIZADO NO ENSAIO		ENSAIOS REALIZADOS NO BLOCO 08 (AGREGADOS)	MATERIAL Areia Natural	MATERIAL Basalto 19 mm	MATERIAL Basalto 9,5 mm
NORMA	PROCED.		REGISTRO	REGISTRO	REGISTRO
NBR-9777/87	1.02.04	- Absorção (%)	0,48	----	----
NBR-7217/87	1.02.44	- Granulometria (M.F.)	2,40	----	----
NBR-9776/87	1.02.02	- M. Específica - Chapman- (g/cm ³)	2,62	----	----
NBR-7220/87	1.02.11	- Teor de Matéria Orgânica (+/- Clara)	+ Clara	----	----
NBR-6465/84	1.02.16	- Abrasão Los Angeles (%)	----	13 (B)	----
NBR-9937/87	1.02.03	- Absorção (%)	----	1,0	1,60
NBR-7217/87	1.02.09	- Granulometria (M.F.)	----	6,67	4,14
NBR-9937/87	1.02.03	- Massa Específica S.S.S.(g/cm ³)	----	2,88	2,84
NBR-7251/82	1.02.05	- Massa Unit. - Estado Solto (kg/dm ³)	1,54	1,49	1,48
NBR-7218/87	1.02.13	- T. de Arg. em Torr. e Mat. Friáveis (%)	0,10	----	0,00
NBR-7219/87	1.02.12	- Teor de Material pulverulento (%)	1,12	----	6,47

© Ensaaios Credenciados pelo INMETRO (CRL - 052/94)

Tabela 4.10 – Características do superplastificante do concreto do reforço

Dados fornecidos pelo fabricante¹	
Nome do superplastificante	GLENIUM 51
Forma	Líquido viscoso
Massa específica	$1,087 \pm 0,02 \text{ g/cm}^3$
pH	$6,6 \pm 1$
Viscosidade	$128 \pm 30 \text{ cps (20}^\circ \text{ C)}$

4.3.2 RESULTADOS OBTIDOS

Para caracterizar a deformabilidade do concreto ao longo do tempo, foram realizados os seguintes ensaios:

- ensaios de fluência para 4 idades de carregamento distintas;
- ensaios para determinação da variação da deformação autógena;
- ensaios de retração por secagem;
- ensaios da resistência à compressão axial;
- ensaios da resistência à tração por compressão diametral;
- ensaios do módulo de elasticidade do concreto;
- ensaio para determinação do coeficiente de dilatação térmica linear.

4.3.2.1 ENSAIOS DE FLUÊNCIA E DE VARIAÇÃO AUTÓGENA

Define-se fluência como sendo a deformação que o concreto sofre por causa de um carregamento externo que é mantido ao longo do tempo. Esta deformação é mais rápida no início, diminuindo depois com o tempo, tendendo assintoticamente a um valor limite.

A norma NBR 8224 (1983) prescreve o método para a determinação da deformação do concreto por causa do fenômeno da fluência. Por esta norma, a deformação por fluência é determinada em uma certa idade, pela diferença entre a deformação total e a soma das deformações independentes da permanência do carregamento ao longo do tempo que são:

- deformação imediata que ocorre no instante de aplicação do carregamento;
- deformação autógena que ocorre ao longo de tempo de duração do ensaio de fluência.

¹ Manual técnico SKW-MBT Construction Chemicals – Master Builders Technologies Brasil.

A deformação imediata é obtida no instante da aplicação da carga nos corpos-de-prova que serão ensaiados à fluência e a deformação autógena é determinada por corpos-de-prova complementares similares aos ensaiados à fluência.

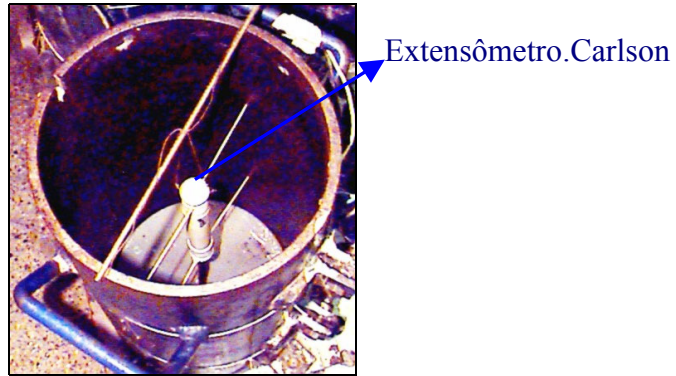
Para realizar os ensaios de fluência é necessário ter no mínimo 2 corpos-de-prova cilíndricos que possuam uma relação altura/diâmetro igual ou maior que 2 e que sejam selados em laboratório para evitar a troca de umidade com o meio ambiente.

Para que a interpretação dos resultados dos ensaios seja significativa é essencial dispor dos resultados de ensaios de resistência à compressão, da deformação autógena e do módulo de deformação executada em corpos-de-prova complementares. Além disso, é necessário também conhecer o coeficiente de dilatação térmica do material a fim de corrigir a deformação lida durante os ensaios de fluência em função de alguma eventual variação de temperatura.

Além dos corpos-de-prova complementares deve-se também realizar ensaios de fluência em idades suficientes de carregamento (no mínimo 4 idades), de modo que, por interpolação e extrapolação, disponha-se de conhecimento suficiente sobre o fenômeno da fluência no material analisado, já que este parâmetro varia em função da idade em que se aplicou o carregamento.

Os corpos-de-prova complementares e aqueles destinados aos ensaios de fluência foram moldados com o mesmo traço, sendo submetidos às mesmas condições de cura.

Para medir as deformações por fluência dos traços estudados nesta pesquisa, foram usados extensômetros de resistência elétrica tipo Carlson M4, embutidos em corpos-de-prova cilíndricos conforme Figura 4.26a. Após um dia da moldagem do corpo-de-prova, colocavam-se em sua extremidade superior, discos metálicos fixados ao concreto por meio de adição de resina epoxídica sobre a qual se aplicava uma argamassa de traço forte (1:2). Esta argamassa tinha a finalidade de permitir que o disco fosse nivelado (conforme a Figura 4.26b).



(a) Fixação dos extensômetros Carlson nos corpos-de-prova



(b) Esquema de fixação do disco metálico sobre os corpos-de-prova

Figura 4.26: Fixação dos extensômetros Carlson e do disco metálico

Para o traço do pilar original (dosagem E-9091) foram executados 4 corpos-de-prova cilíndricos de 25 x 50 cm e para o traço do reforço (dosagem E-9121) foram executados 4 corpos-de-prova cilíndricos de 15 x 45 cm. Adotou-se um corpo-de-prova de seção transversal menor para o traço do reforço porque, por este traço ter uma resistência à compressão muito elevada, teve-se que adequar o valor da força limite que a aparelhagem usada nos ensaios de fluência seria capaz de aplicar nos corpos-de-prova para que se conseguisse uma tensão de compressão de 40% da tensão de ruptura do corpo-de-prova.

Como dito anteriormente, os corpos-de-prova ensaiados em FURNAS foram protegidos contra a perda de umidade por um procedimento chamado de selagem pelo qual se envolve os corpos-de-prova com uma borracha colada com resina epóxi 24 horas após a desforma. Após o endurecimento da resina epóxi, a borracha é totalmente envolta por uma fita gomada de papel para garantir a melhor aderência da mesma ao corpo-de-prova. A Figura 4.27 mostra os corpos-de-prova já selados antes de se iniciar os ensaios e o instante em que foi aplicado o carregamento responsável por gerar a fluência.



(a) Corpo-de-prova após a selagem (b) Aplicação de carga – ensaio de fluência

Figura 4.27: Corpos-de-prova usados nos ensaios de fluência

O sistema de aplicação e manutenção de carga usado nos ensaios de FURNAS foi o *Sistema Pirtz*, que permite a aplicação e a manutenção de uma dada tensão em corpos-de-prova cilíndricos por um período de tempo pré-determinado, necessitando de mínimos ajustes manuais conseguidos pelo uso de uma célula de carregamento hidráulico em conexão com um sistema de fornecimento de pressão controlada eletronicamente.

A sala onde foi realizado o ensaio é climatizada, possuindo uma temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade de $60\% \pm 10\%$. Qualquer variação de temperatura (acima ou abaixo da temperatura de início de ensaio) provoca variações volumétricas significativas, que são corrigidas no cálculo da deformação total utilizando os resultados dos ensaios de dilatação térmica do material. Esta correção equivale à deformação dada por $\alpha \times \delta t$, onde α representa o coeficiente de dilatação térmica do concreto e δt a variação de temperatura.

A tensão aplicada aos corpos-de-prova foi calculada em função da resistência à compressão do concreto, determinada nos corpos-de-prova complementares para cada uma das idades de ensaio e correspondia a 40% da carga de ruptura dos ensaios de compressão axial complementar.

O carregamento foi realizado a uma velocidade tal que a carga total fosse aplicada no corpo-de-prova durante um período mais próximo de 30 segundos. Antes do carregamento definitivo, aplicou-se dois ciclos de carregamento e descarregamento

simultâneos com a carga estabelecida para ensaio. Após estes ciclos, registrou-se as leituras através do aparelho medidor de deformação, imediatamente antes do carregamento definitivo (leitura de referência). Em seguida, aplicou-se a carga prevista e registrou-se as leituras na seguinte seqüência:

- 30 segundos após o carregamento (deformação instantânea);
- 1, 2, 3, 5, 10, 15 e 30 minutos após o carregamento;
- 1, 2 e 5 horas após o carregamento;
- diariamente, por uma semana;
- duas vezes por semana, até completar um mês;
- semanalmente até completar o ensaio (mínimo de 90 dias).

A deformação por fluência em qualquer idade foi calculada pela expressão:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_r - \varepsilon_i - \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_e = \varepsilon_f / \sigma_a$$

onde:

ε_f - Deformação por fluência;

ε_r - Deformação total calculada em função da leitura de referência nos corpos-de-prova carregados, na idade considerada;

ε_i - Deformação instantânea;

ε_s - Deformação média nos corpos-de-prova não carregados (deformação autógena) em 10^{-6} cm/cm;

ε_e - Fluência específica (em 10^{-6} /MPa);

σ_a - Tensão aplicada no ensaio de fluência.

Para que se pudesse traçar as curvas de fluência do pilar original, foram estabelecidas quatro idades de carregamento distintas. Para as idades maiores que 50 dias utilizou-se corpos-de-prova de outros ensaios, como os da deformação autógena e os do ensaio da fluência aos 7 dias. Houve a necessidade de utilizar corpos-de-prova já ensaiados à fluência, pois foram adquiridos somente 8 extensômetros Carlson. Como estes equipamentos são excessivamente caros e seriam necessários no mínimo 16 destes extensômetros (já que é preciso moldar no mínimo 2 corpos-de-prova por idade de carregamento por traço) além dos 4 extensômetros usados nos ensaios de deformação autógena, optou-se por utilizar os corpos-de-prova já ensaiados à fluência para as idades de carregamento iniciais. A reutilização de corpos-de-prova já ensaiados à fluência está

prevista inclusive na NBR-8224 (1983) que diz: “Nos ensaios de fluência para carregamento em idades maiores que 365 dias não é permitido a utilização de corpos-de-prova que já foram utilizados nos ensaios a idades menores e cujo período de carregamento tenha sido encerrado”. Como a idade que se tem é inferior a 365 dias, acredita-se que a reutilização de tais corpos-de-prova não tenha acarretado muitas alterações nos resultados.

A evolução da fluência específica com o tempo, para as diversas idades de carregamento de ambos os traços estudados, pode ser observada na Figura 4.28.

Os ensaios de deformação autógena visam determinar as variações de deformação que ocorrem no concreto quando este não está submetido a um carregamento e nem a trocas de umidade com o meio ambiente. De acordo como a FIB (1999) estas variações de deformação são mais acentuadas para os corpos-de-prova com resistências elevadas.

Nos ensaios realizados no Laboratório de Concreto de Furnas, a deformação autógena foi determinada em corpos-de-prova similares aos utilizados para determinar a fluência, que foram mantidos em condições ambientais idênticas, mas que não foram submetidos ao carregamento. A deformação autógena foi observada ao longo do tempo até que a deformação se estabilizasse.

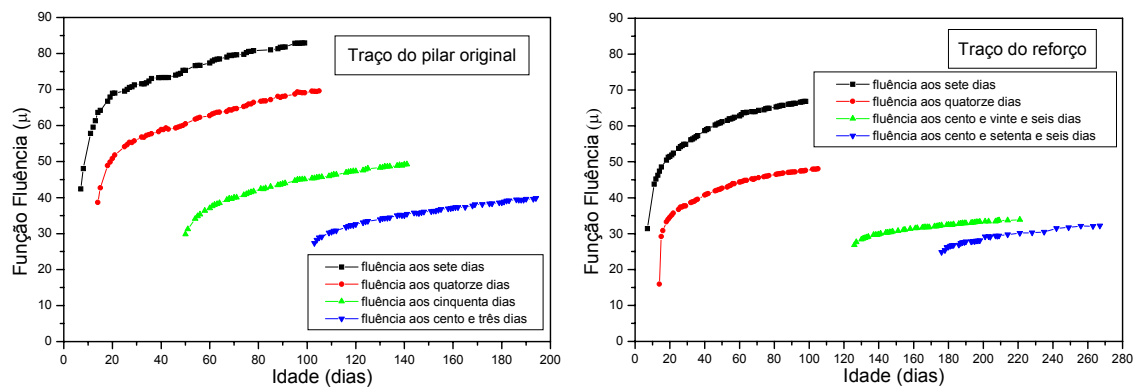


Figura 4.28: Gráficos da função fluência em função da idade do carregamento

Após a estabilização da deformação autógena, os corpos-de-prova foram usados para realizar os ensaios de fluência para a terceira idade de carregamento, que foi de aproximadamente 50 dias para o traço do substrato e de aproximadamente 150 dias para o traço do reforço. Esta idade de carregamento variou porque a estabilização da deformação autógena é mais rápida para o concreto do substrato do que para o do reforço.

A Figura 4.29 mostra os gráficos da evolução da deformação autóloga em função do tempo de ensaio para ambos os traços.

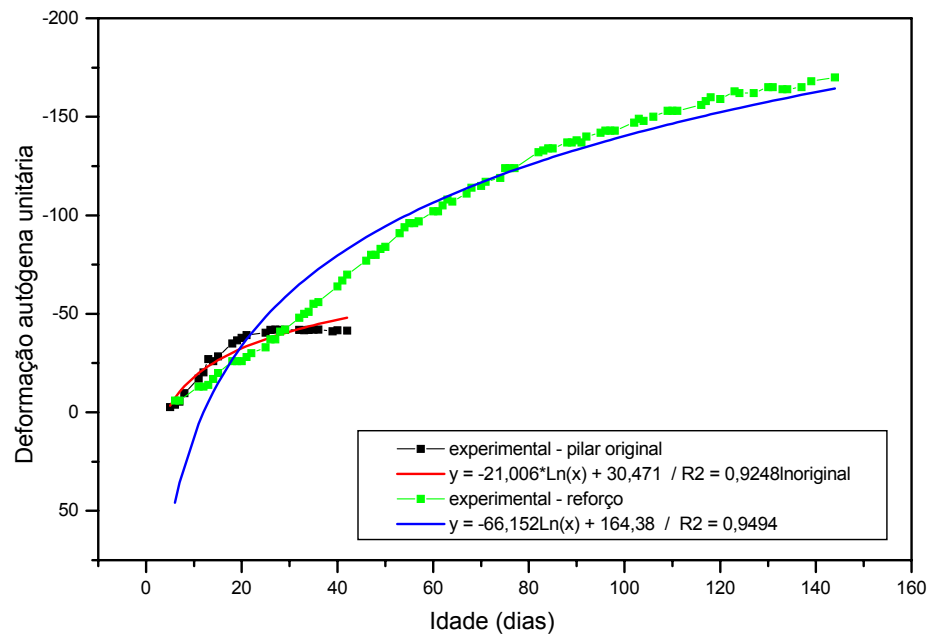


Figura 4.29: Gráficos da fluência autóloga em função do tempo

4.3.2.2 ENSAIOS DE RETRAÇÃO POR SECAGEM

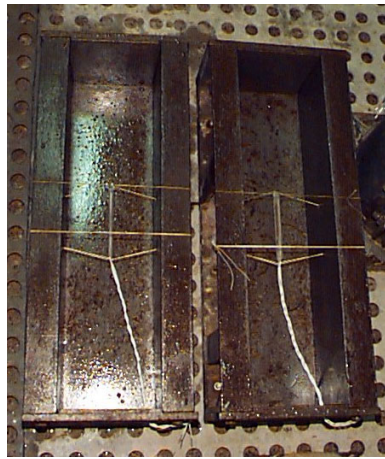
A retração por secagem é definida como sendo o fenômeno que consiste na contração decorrente da variação de umidade das pastas de cimento, argamassas ou concreto, assim como em outros materiais cuja estrutura interna seja de natureza porosa. A retração por secagem em estruturas de concreto armado é um fenômeno inevitável, desde que a estrutura esteja exposta à umidade abaixo da condição de saturação. Como esta é uma das principais causas da fissuração, então o conhecimento da retração do concreto está associado à durabilidade do material.

Existem vários procedimentos de ensaio adotados pelo Laboratório de Concreto de FURNAS para avaliar a retração por secagem de materiais cimentícios. Todos eles avaliam as deformações decorrentes da retração por secagem, medindo a redução de comprimento do concreto quando este é submetido a uma perda de umidade, mantendo-se uma temperatura constante e sem nenhum tipo de carregamento aplicado.

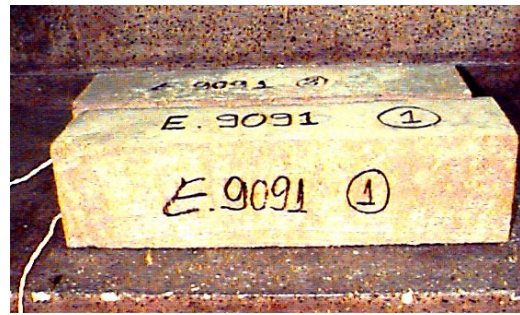
A realização deste ensaio é importante, pois, a partir dos dados obtidos serão avaliadas as deformações dos traços estudados, que ocorreram ao longo do tempo e que foram geradas não só pela fluência (corpos-de-prova selados), mas também pela troca de umidade com o meio ambiente. Esta análise foi necessária, uma vez que os pilares

ensaiados na EESC-USP não foram selados e, portanto, o material que as constituía sofreu tanto os efeitos da fluência quanto os efeitos da retração por secagem.

Para avaliar a retração por secagem foram confeccionados 2 corpos-de-prova prismáticos de 15 x 15 x 60 cm para cada traço estudado. Nestes corpos-de-prova foram inseridos extensômetros elétricos de embutir do tipo KM-120 da marca Kyowa (conforme ver Figura 4.30) para que se pudesse avaliar a deformação do material em função da variação da umidade do ambiente.



(a) Fôrmas com extensômetro



(b) Prismas moldados após a desforma

Figura 4.30: Fôrma usada na moldagem dos prismas de 15 x 15 x 60

O ensaio de retração por secagem consistiu em, imediatamente após a moldagem, estocar os corpos-de-prova ainda nas fôrmas em uma câmara úmida com temperatura de 23°C e umidade relativa acima de 95%. Após aproximadamente 24 horas, os corpos-de-prova foram removidos dos moldes e colocados em recipiente com água à temperatura de 23°C, por um período mínimo de 30 minutos antes de se realizar a leitura do comprimento inicial. Após a leitura do comprimento inicial, armazenou-se os corpos-de-prova em recipiente com água saturada de cal a uma temperatura de 23°C até a idade de 28 dias, contada a partir da adição da água de amassamento. A seguir, os corpos-de-prova foram transferidos e armazenados ao ar em sala climatizada (23°) e com umidade relativa igual a 60%. As leituras das deformações continuaram até que esta se mantivesse praticamente constante em relação ao tempo, indicando assim a retração máxima que a amostra pode apresentar. As leituras dos extensômetros foram feitas na seguinte seqüência:

-após 24 horas (desforma e medida do comprimento inicial);

- antes da data de início do ensaio, ainda na câmara úmida;
- logo após a estocagem ao ar, na câmara com umidade relativa de 60%;
- leituras diárias até a deformação se estabilizar com o tempo.

O resultado do ensaio de retração por secagem do traço do substrato realizado no Laboratório de Concreto de Furnas está apresentado na Figura 4.31.

Nas planilhas fornecidas por FURNAS a variação de comprimento é expressa em porcentagem de acréscimo ou decréscimo da dimensão linear, com aproximação de 0,001%, com base na medida inicial efetuada após a remoção dos corpos-de-prova dos moldes. A variação de comprimento é calculada como:

$$\varepsilon = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100$$

onde:

ε = deformação linear específica;

L_1 = leitura do comprimento da barra após a desforma e imersão em água por 30 minutos;

L_2 = leitura do comprimento da barra ao fim do período de cura úmida e nos períodos de armazenamento em câmara de 60% de umidade relativa do ar.

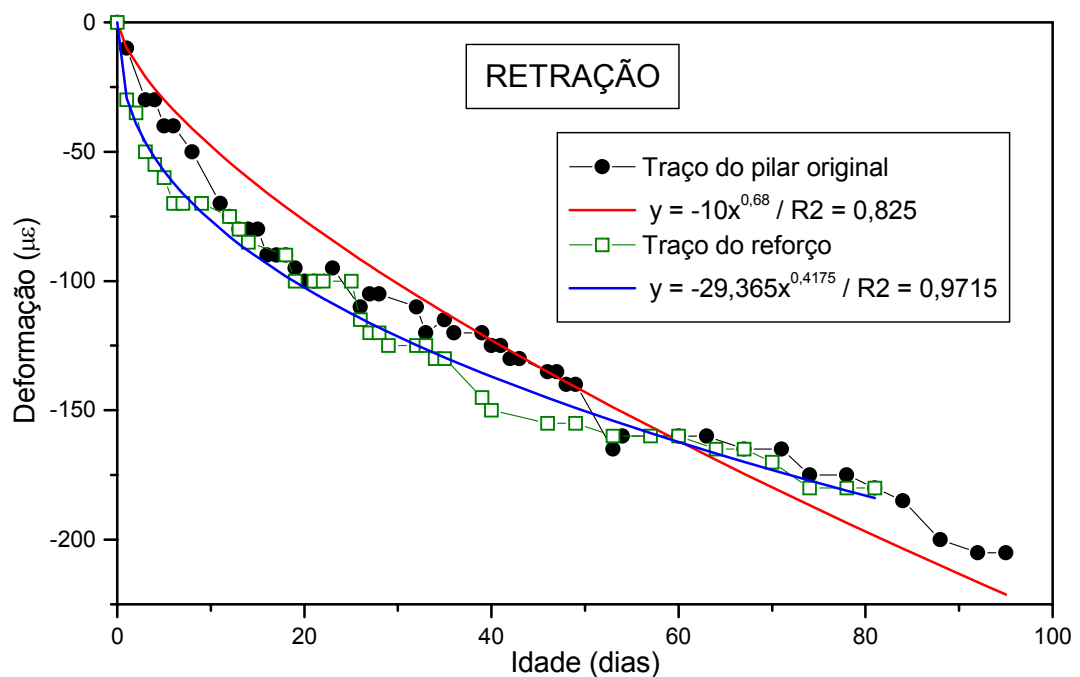


Figura 4.31: Gráfico da deformação de retração por secagem dos traços analisados

4.3.2.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL, DIAMETRAL E MÓDULO DE ELASTICIDADE

Os ensaios de compressão axial e tração por compressão diametral realizados em FURNAS basearam-se nas recomendações da NBR 5739 (1980) e da NBR 7222 (1982). Durante a realização dos ensaios de compressão axial, determinados em corpos-de-prova de 10cm x 20cm, determinava-se também o valor do módulo de elasticidade do concreto.

O conhecimento do módulo de elasticidade é fundamental na análise das deformações elásticas ou viscoelásticas das estruturas de concreto e pode ser determinado de acordo com os métodos da NBR 8522 (1984) ou da ASTM C-469 (1983).

Quando se aplica uma carga de compressão num determinado corpo-de-prova de concreto, produz-se uma deformação proporcional à tensão aplicada, dentro do limite elástico (Lei de Hooke). A relação entre o incremento de tensão e o incremento de deformação é chamada de módulo de elasticidade do concreto E_c . O módulo de elasticidade tangente na origem é utilizado para caracterizar a deformabilidade do concreto e por isso é o valor que será determinado nos ensaios. Este módulo é obtido pelo coeficiente angular da tangente da curva tensão x deformação para um determinado intervalo de tensão e/ou deformação, conforme a norma que se pretende utilizar.

A norma NBR 8522 (1984) considera no cálculo do E_c o intervalo de tensão que vai de 0,5 MPa até 30% da resistência à compressão do concreto. Já a ASTM C-469 (1983) considera no cálculo do E_c uma deformação específica inicial, obtida pela curva de ensaio, de 50×10^{-6} e uma tensão final de 40% da resistência à compressão do concreto.

Nos ensaios realizados em FURNAS, a determinação do módulo de elasticidade foi efetuada utilizando-se o método proposto pela NBR 8522 (1984) por meio de dois dispositivos distintos de leitura de deformação que são o LVDT e o extensômetro Carlson. O módulo de elasticidade determinado nos ensaios destrutivos (corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm usados nos ensaios de compressão axial) foi determinado usando-se transdutores de deslocamento indutivos tipo LVDT. Já o módulo de elasticidade determinado nos ensaios não destrutivos (corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm usados nos ensaios de coeficiente de dilatação térmica) foi obtido com extensômetros Carlson.

A determinação da evolução do módulo de elasticidade com o tempo é essencial para se avaliar a fluência. Isso porque a deformação gerada pela fluência depende do valor do módulo de elasticidade do material, que é variável ao longo do tempo. Os valores do módulo de elasticidade obtidos por cada um dos equipamentos de leitura usados estão apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Módulos de Elasticidade obtidos em FURNAS

<i>Traços</i>	<i>Idade</i>	<i>Ext. Carlson</i>	<i>Ext. Carlson - média</i>	<i>Ext. LVDT</i>	<i>Ext. LVDT - média</i>
	<i>(dia)</i>	<i>(GPa)</i>	<i>(GPa)</i>	<i>(GPa)</i>	<i>(GPa)</i>
<i>Substrato</i>	3	-	-	22,57	22,52
				22,47	
	7	24,38	24,83	26,33	25,67
		25,28		25,02	
	14	-	-	29,77	29,71
				29,66	
	21	34,52	32,27	29,71	29,68
		30,03		29,66	
	28	32,15	34,43	34,51	34,61
		36,72		34,71	
	50	38,72	36,05	35,85	33,94
		33,38		32,08	
	130*	-	-	34,36	39,78
			45,12		
<i>Reforço</i>	3	-	-	-	-
				-	
	7	36,20	35,66	31,67	31,68
		35,13		31,69	
	14	-	-	31,14	34,06
				36,99	
	21	41,12	40,09	33,81	34,08
		39,06		34,35	
	28	39,89	40,42	35,00	34,96
		41,34		34,93	
	50	42,29	42,21	36,63	36,57
		43,22		36,51	
	115*	-	-	35,45	35,47
			35,51		

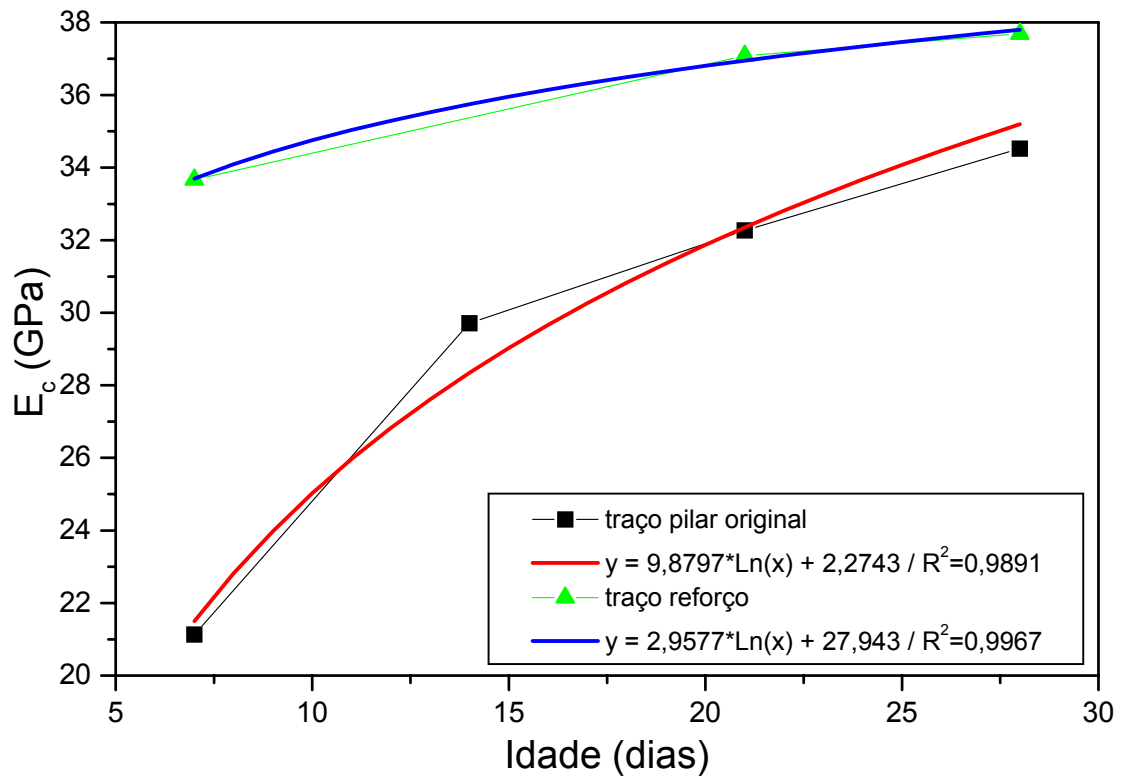


Figura 4.32: Evolução do módulo de elasticidade dos traços utilizados

Para que se pudesse traçar a evolução da resistência ao longo do tempo (conforme Figura 4.33), foram realizados ensaios aos 3; 7; 14; 21; 28 e 50 dias. As resistências obtidas aos 7, 14 e 50 dias foram usadas como referência para se estabelecer a tensão a ser aplicada nos corpos-de-prova nos ensaios de fluência, que correspondia a $0,4f_{cj}$. Para determinar a tensão a ser aplicada nos ensaios de fluência com idade de carregamento superior a 50 dias, foi preciso extrair corpos-de-prova dos prismas de concreto usados nos ensaios de retração por secagem. Isso foi necessário pois não havia sido prevista a moldagem de corpos-de-prova para determinar a resistência à compressão nestas idades. Entretanto, as resistências obtidas nestes corpos-de-prova não foram adequadas, pois foram menores do que as obtidas para as idades anteriores. Sendo assim, para determinar a tensão a ser aplicada nos ensaios de fluência para idades de carregamento elevadas, adotou-se a resistência à compressão obtida através da curva ajustada em função dos valores obtidos experimentalmente.

Tabela 4.12: Resistência dos traços utilizados

Traços	Idade	f_{ci}	f_{ci} - média	f_{ii}	f_{ii} - média
	(dia)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
Substrato	3	11,8	12,3	1,5	1,5
		12,8	-	-	-
	7	17,1	16,6	2,1	2,1
		16,0	-	2,1	-
	14	20,9	20,9	2,9	2,6
		20,9	-	2,4	-
	21	26,7	25,8	2,6	2,7
		25,0	-	2,7	-
	28	26,7	26,4	3,3	3,3
		25,9	-	-	-
	50	30,6	30,9	3,12	3,15
		31,3	-	3,18	-
130*	28,7	26,8	-	-	
	25,0	-	-	-	
Reforço	3	-	-	-	-
		-	-	-	-
	7	53,5	54,9	5,0	4,7
		56,3	-	4,3	-
	14	75,1	75,1	5,0	4,8
		-	-	4,5	-
	21	77,7	77,4	5,5	6,0
		77,2	-	6,6	-
	28	78,9	80,6	5,9	5,7
		82,3	-	5,5	-
	50	95,4	84,6	6,0	6,0
		73,8	-	-	-
115*	69,5	72,7	-	-	
	76,2	-	-	-	

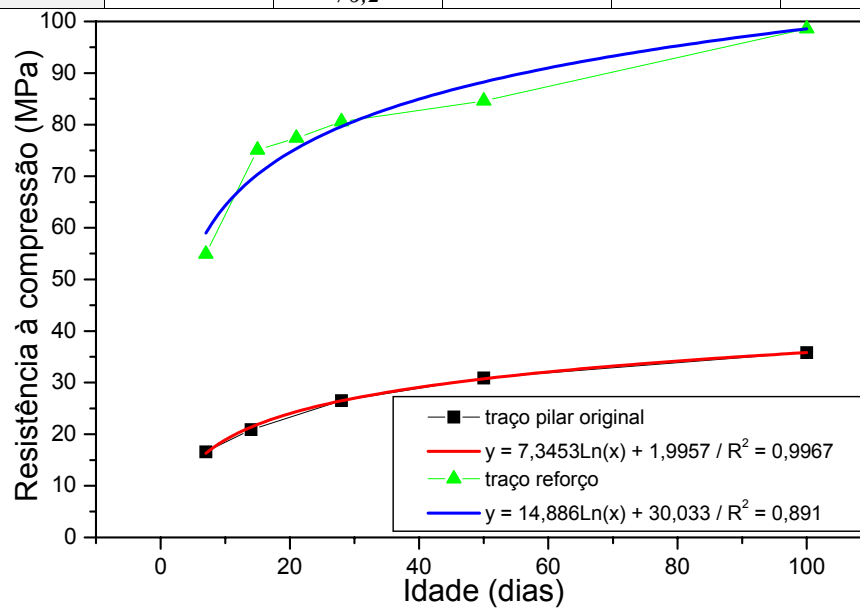


Figura 4.33: Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo

4.3.2.4 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA LINEAR

O coeficiente de dilatação térmica (α) é definido como sendo a variação linear de um comprimento unitário causada por uma variação unitária de temperatura. É expresso normalmente em termos de deformação específica por °C. Tal propriedade é importante do ponto de vista da durabilidade do material pois, quando uma estrutura sofre gradientes de temperatura, as variações volumétricas decorrentes são diretamente proporcionais a este coeficiente. No caso desta pesquisa, o conhecimento do coeficiente de dilatação térmica se faz necessário para permitir a correção de eventuais alterações de temperatura durante os ensaios da fluência.

A determinação do coeficiente de dilatação térmica do concreto é feita de acordo com os procedimentos da NBR-12815 (1993) utilizando extensômetro elétrico tipo Carlson, embutido em corpos-de-prova cilíndricos. Os corpos-de-prova são submetidos a ciclos de deformações variáveis, em ambientes de temperatura diferentes e controladas de maneira a permitir que se avalie o coeficiente de dilatação térmica do material analisado. Como este é um ensaio não-destrutivo, tais corpos-de-prova também foram usados para determinar o módulo de elasticidade tangente.

Para realizar estes ensaios foram utilizados dois corpos-de-prova de 15cm x 30cm selados, que continham extensômetros tipo Carlson embutidos. Tais corpos-de-prova foram estocados em câmaras com temperaturas controladas em 38°C, 23°C e 4°C, permitindo-se uma variação nestas temperaturas de $\pm 2^\circ\text{C}$.

Antes de iniciar o ensaio, as deformações nos corpos-de-prova deveriam estar estabilizadas (leituras de temperatura e deformação constante) a uma temperatura de $23^\circ \pm 2^\circ\text{C}$. Após a estabilização, os corpos-de-prova foram transferidos para outra sala com temperatura de $38^\circ \pm 2^\circ\text{C}$. Para cada câmara climatizada em que o par de corpo-de-prova era transferido, estes ficaram armazenados por 24 horas antes de se iniciar a leitura das deformações. Após este período, foram feitas leituras de temperatura e deformação, perfazendo um total de três leituras diárias até sua estabilização, que geralmente ocorria em torno de 72 horas. Cumprida esta etapa, retornava-se com os corpos-de-prova à sala de $23^\circ \pm 2^\circ\text{C}$, aguardava-se a estabilização e os mesmos eram transportados para a sala de $4^\circ \pm 2^\circ\text{C}$, repetindo-se o procedimento anterior. Após o retorno dos corpos-de-prova para a sala de $23^\circ \pm 2^\circ\text{C}$, o ciclo se completava. As idades

de ensaio normalmente foram adotadas como 7, 28, 90, 180 e 365 dias após a moldagem dos corpos-de-prova. O cálculo do coeficiente de dilatação térmica é dado pela expressão:

$$\alpha = \frac{\varepsilon_q - \varepsilon_f}{T_q - T_f}$$

onde:

α - coeficiente de dilatação térmica linear;

ε_q - deformação linear específica dada pela leitura de origem estabilizada;

ε_f - deformação linear específica dada pelas leituras do extensômetro na sala de ensaio;

T_q - temperatura interna do corpo-de-prova na origem;

T_f - temperatura interna do corpo-de-prova na sala de ensaio;

A Tabela 4.13 mostra os resultados de FURNAS para os ensaios de determinação do coeficiente de dilatação térmica dos concretos utilizados para a idade de 7 dias.

Tabela 4.13: Coeficiente de dilatação térmica dos concretos utilizados

Coeficiente de Dilatação Térmica Linear Médio ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) para concreto do pilar original:				
Amostra 1	Amostra 2	Média	Desvio Padrão	Dispersão
10,13	9,71	9,92	0,30	3,03
Coeficiente de Dilatação Térmica Linear ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)				
Sala	38°C	23°C	4°C	23°C
Amostra 1	9,35	10,25	10,12	10,80
Amostra 2	9,05	9,56	9,99	10,23
Média	9,20	9,91	10,06	10,52
Desvio Padrão	0,22	0,48	0,10	0,41
Dispersão	2,36	4,88	0,95	3,88
Coeficiente de Dilatação Térmica Linear Médio ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) para o concreto do reforço:				
Amostra 1	Amostra 2	Média	Desvio Padrão	Dispersão
10,58	10,03	10,31	0,39	3,77
Coeficiente de Dilatação Térmica Linear ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)				
Sala	38°C	23°C	4°C	23°C
Amostra 1	7,24	11,25	11,41	12,44
Amostra 2	7,69	9,98	10,74	11,72
Média	7,47	10,61	11,07	12,08
Desvio Padrão	0,32	0,89	0,47	0,51
Dispersão	4,27	8,43	4,27	4,19

4.3.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A fim de comparar a validade de algumas normas quanto ao cálculo da deformação decorrente da fluência, fez-se um estudo semelhante aos estudos preliminares onde foi executada uma comparação somente com as deformações ocasionadas a retração. Foram comparadas as mesmas normas dos ensaios preliminares com a função fluência obtida pelos ensaios em FURNAS, conforme Figuras 4.34 e 4.35.

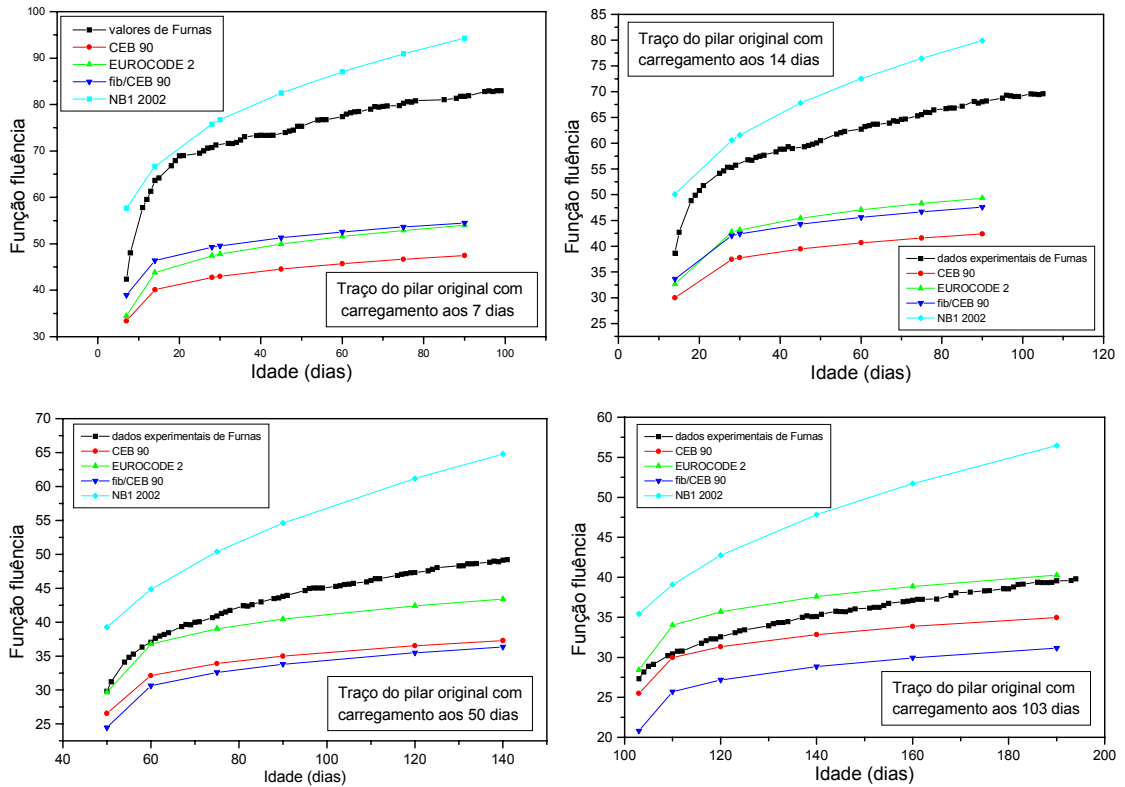


Figura 4.34: Comparação da fluência específica experimental com algumas normas

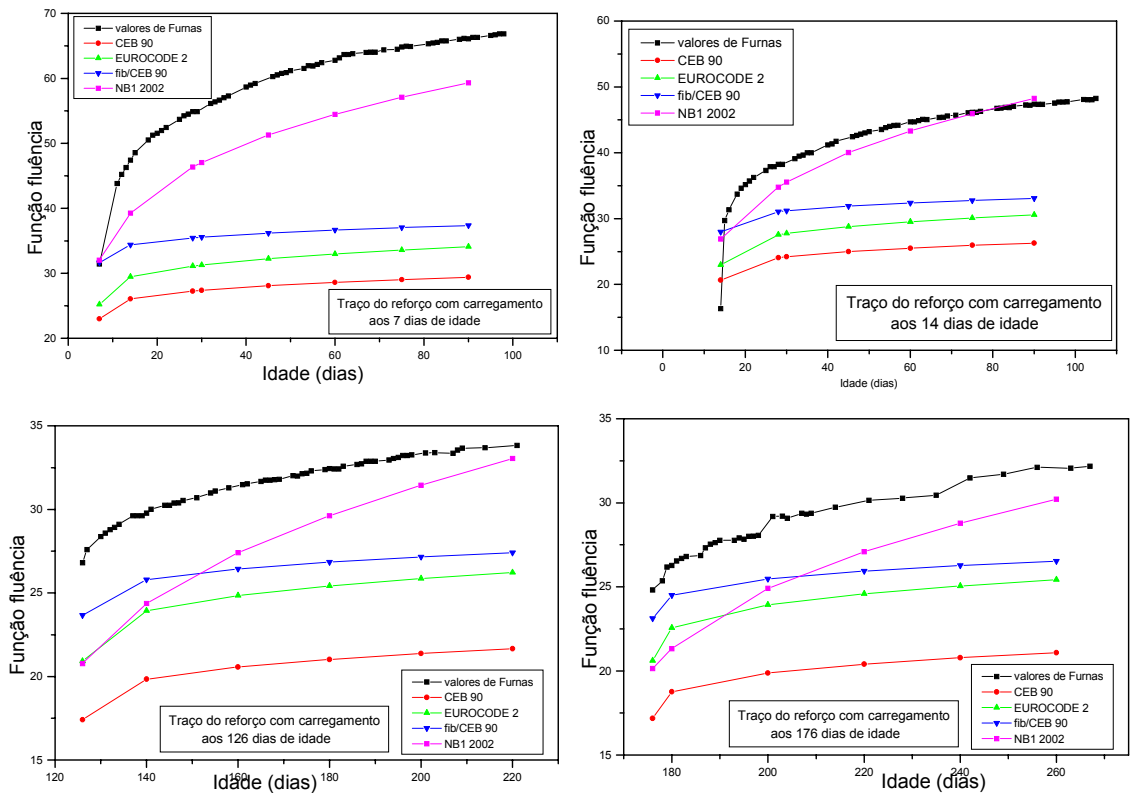


Figura 4.35: Comparação da fluência específica experimental com algumas normas

Ao se observar a Figura 4.34 verifica-se que a NB1 (2002) é a que apresenta valores de fluência específica a favor da segurança, ou seja, maiores que os experimentais. Tal fato confirma os resultados obtidos para a retração nos ensaios preliminares onde a NB1 (2002) apresentou o mesmo comportamento.

Contudo ao se analisar o concreto do reforço, Figura 4.35, verifica-se que nenhuma das normas apresenta valores superiores aos experimentais, ou seja, todas ficam contra a segurança, sendo a NB1 (2002) a que mais se aproxima dos valores experimentais. Este comportamento deve-se ao fato do concreto de reforço ser um concreto de alta resistência, o que mais uma vez evidencia a preocupação em estudar tal material, principalmente visando estabelecer seu comportamento ao longo do tempo.

4.3.2.1 ESTUDO PARAMÉTRICO DOS DADOS EXPERIMENTAIS

Dependendo da modelagem adotada para a fluência, pode-se ter diferentes aproximações constitutivas para a função fluência $J(t, t_0)$, para a fluência específica $C(t, t_0)$ ou para o coeficiente de fluência $\phi(t, t_0)$. FONTOURA & GAMBALE (1994) descreveram os resultados de um estudo feito sobre funções matemáticas usada para representar o fenômeno de fluência do concreto ao longo do tempo, a partir do ajuste de resultados experimentais. De acordo com os autores, pode-se escolher um modelo matemático que melhor represente o comportamento viscoelástico do material a partir dos resultados dos ensaios de fluência lançados em um gráfico deformação (fluência específica) x tempo (idade após carregamento).

Como a fluência é função da idade (t) do concreto e da idade (z) em que se aplica o carregamento no elemento estudado, os modelos matemáticos usados para representar o fenômeno de fluência podem ser obtidos através de um estudo paramétrico empregando-se uma função do tipo $f(t, t-z)$. Qualquer que seja o modelo matemático utilizado, pode-se separar a função $f(t, t-z)$ em duas parcelas que são a parcela elástica, representada por $1/E(z)$, e a parcela viscosa representada por $V(t, t-z)$.

$$f(t, t-z) = \frac{1}{E(z)} + V(t, t-z)$$

onde:

- T - é a idade do concreto a partir da moldagem da peça;
- Z - é a idade do concreto a partir do instante em que o carregamento foi aplicado na peça;

- $f(t,t-z)$ - função composta por uma parcela elástica e uma parcela viscosa. Corresponde à função fluência;
- $E(z)$ - é o módulo de elasticidade do concreto na idade z . Esta função pode ser determinada por meio de uma regressão linear feita na curva experimental obtida em ensaios específicos;
- $V(t, t-z)$ - é determinada a partir dos ensaios de fluência, para no mínimo 4 idades de carregamentos distintas e representa o comportamento do material viscoso. Corresponde à função da fluência específica;

As funções que podem representar o parâmetro $V(t,t-z)$ são numerosas e por este motivo, optou-se por apresentar aqui os três modelos principais usados para determiná-la.

a) *Modelo logarítmico:*

A equação logarítmica utilizada para o concreto massa é proposta pelo U.S. Bureal of Reclamation (1956) de acordo com a expressão:

$$f(t, t-z) = \frac{1}{E(z)} + F(z) \cdot \log(t-z+1)$$

onde:

$F(z)$ – é o coeficiente de fluência na idade z , obtido a partir de pelo menos quatro idades diferentes de carregamento. Com estas idades de carregamento consegue-se estabelecer um modelo que ajusta este parâmetro em função da idade de carregamento do concreto.

Existem basicamente duas expressões para determinar o coeficiente de fluência.

A primeira é dada pela equação:

$$F(z) = a1 + \frac{b1}{z}$$

Já a segunda corresponde ao modelo proposto por GUEDES (1990) que utiliza um modelo não linear dada pela equação:

$$F(z) = \frac{a}{(1+x)^m} + b$$

onde:

a1 e b1 - constantes determinadas pelo método dos mínimos quadrados;

- a,m,b** - parâmetros determinados por método iterativo durante o ajuste das curvas;
- x** - relação entre a resistência à compressão do concreto em uma idade z e a resistência à compressão do concreto na idade de referência z_r . A idade de referência z_r pode ser definida pelo usuário e corresponde geralmente a uma idade onde se tem o início da estabilização da resistência mecânica à compressão do concreto (ex.: $z_r \geq 28$ dias).

O modelo proposto por GUEDES (1990) utiliza uma equação não linear para tentar traduzir o envelhecimento do coeficiente de fluência do U.S.Bureau of Reclamation (1956). Tal modelo depende basicamente de relações entre as resistências à compressão do concreto. Por isso pode ser usado também quando não se dispõe de ensaios de fluência. Entretanto deve-se conhecer a caracterização viscoelástica de um concreto de mesmo teor de argamassa ou características semelhantes ao proposto, de forma que seja possível estimar a fluência do mesmo.

Pela primeira expressão percebe-se que quando $x \rightarrow \infty$ então $F(z) = b$ e que quando $x \rightarrow 0$ então $F(z) = a+b$. Sendo assim, a vantagem de se usar a segunda expressão ao invés da primeira, consiste no fato de que, caso seja necessário extrapolar para resultados inferiores à idade mínima de ensaio, a primeira expressão tende para o infinito prejudicando o cálculo de tensões quando se tem um concreto jovem.

b) Modelo Potencial:

Pode-se utilizar também o modelo potencial, para determinar a função fluência $f(t, t-z)$, dada pela expressão:

$$f(t, t-z) = \frac{1}{E(z)} + a \cdot z^n (t-z)^m$$

onde:

a, n, m – constantes obtidas pelo método dos mínimos quadrados;

c) Modelo de Boltzmann:

Existe ainda o modelo de Boltzmann, também conhecido por cadeia de Kelvin, é representado pela expressão a seguir. Tal modelo geralmente não é utilizado por ser bem mais complexo que os demais.

$$f(z, t-z) = \frac{1}{E(z)} + \sum_{j=1}^p \frac{\left(1 - \exp\left(-\frac{(t-z)}{z_j}\right)\right)}{E_j(z)}$$

onde:

$E_j(z)$ - corresponde ao coeficiente de mola determinado pela expressão:

$$E_j(z) = A1 + \frac{A2}{(1+z/3)} + \frac{A3}{(1+z/90)} + \frac{A4}{(1+z/2700)}$$

onde:

$A1, A2, A3$ e $A4$ – são determinados pelo método dos mínimos quadrados;

z_j – é o tempo de retardo que pode ser ajustado conforme necessidade do usuário;

p – é o número de elementos da cadeia de Kelvin;

No Laboratório de Concreto de Furnas foram obtidos bons resultados com $p = 3$, ou seja, com três coeficientes de mola e com os seguintes tempos de retardo: $z_1 = 0,3$ dia; $z_2 = 3$ dias; $z_3 = 30$ dias.

4.3.2.1.1 RESULTADOS OBTIDOS

Para a determinação de uma equação genérica que permitisse determinar a curva da função fluência para qualquer idade de aplicação do carregamento (t_0) de cada um dos traços analisados, adotou-se o seguinte procedimento:

$$J(t, t_0) = E(t_0) + C(t, t_0)$$

onde:

$J(t, t_0)$ = função fluência adotada;

$E(t_0)$ = parcela elástica da deformação do material cimentício;

$C(t_0)$ = parcela viscosa da deformação do material cimentício;

t_0 = idade em que o material foi carregado;

t = idade em que se deseja conhecer a deformação do material.

Passo 1) Em função do ajuste das curvas experimentais que indicavam a evolução do módulo de elasticidade do concreto, $E_c(t_0)$, em função do tempo para cada traço analisado (Figura 4.32), determinou-se a equação referente à parcela elástica da deformação do concreto, $E(t_0)$. Tal equação fornece o valor da deformação

imediate que surge no material analisado, imediatamente após a aplicação do carregamento para distintos valores de t_0 . A Figura 4.32 ilustra as diferenças entre as deformações imediatas obtidas nos ensaios de fluência e as obtidas utilizando a equação da parcela elástica;

$$E(t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} \quad \text{parcela elástica}$$

Passo 2) Para cada traço analisado foram determinadas experimentalmente as curvas da fluência específica em quatro idades t_0 distintas. Utilizando o Modelo Potencial, fez-se o ajuste destas curvas para determinar a equação da parcela viscosa da deformação do concreto, $C(t, t_0)$. Desta maneira, obteve-se quatro equações de $C(t, t_0)$ - uma para cada traço analisado - pois havia quatro valores distintos de t_0 .

$$C(t, t_0) = a \cdot t_0^b (t - t_0 + 1)^c \quad \text{parcela viscosa}$$

Passo 3) Como os valores dos parâmetros a , b e c obtidos para cada curva ajustada de $C(t, t_0)$ traçou-se os gráficos da evolução destes parâmetros em função da idade t_0 . Desta forma é possível determinar os valores dos parâmetros para qualquer idade de aplicação de carregamento do material $\rightarrow a(t_0)$; $b(t_0)$ e $c(t_0)$.

Passo 4) De posse das equações de $E(t_0)$, $C(t, t_0)$, $a(t_0)$, $b(t_0)$ e $c(t_0)$ para cada um dos traços estudados, é possível traçar curvas da fluência específica para qualquer idade de carregamento.

A Tabela 4.14 e as Figura 4.36 a 4.41 apresentam as equações $E(t_0)$, $C(t, t_0)$, $a(t_0)$, $b(t_0)$ e $c(t_0)$ obtidas para os traços do substrato e do reforço analisados neste trabalho.

Tabela 4.14 – Equações ajustadas para determinação da função fluência dos traços analisados

Variáveis	Traço do substrato	Traço do reforço
Parcela elástica $E(t_0)$	$E(t_0) = 1/(9,8797 \ln(t_0) + 2,2743)$	$E(t_0) = 1/(2,9577 \ln(t_0) + 27,943)$
Parâmetro a	$a(t_0) = 8,3924 t_0^{(-0,9416)}$	$a(t_0) = 6,1617 t_0^{(-0,786)}$
Parâmetro b	$b(t_0) = 1,7855 t_0^{(-0,2376)}$	$b(t_0) = 1,9944 t_0^{(-0,2916)}$
Parâmetro c	$c(t_0) = 0,1946 t_0^{0,1885}$	$c(t_0) = 0,0011 t_0 + 0,2515$

A parcela viscosa $C(t, t_0)$ é obtida adotando valores específicos de t_0 a fim de encontrar os parâmetros a , b e c para cada idade de aplicação do carregamento t_0 idealizado.

A função fluência $J(t, t_0)$ é obtida somando respectivamente as equações de $E(t_0)$ e de $C(t, t_0)$ para cada valor de t_0 idealizado.

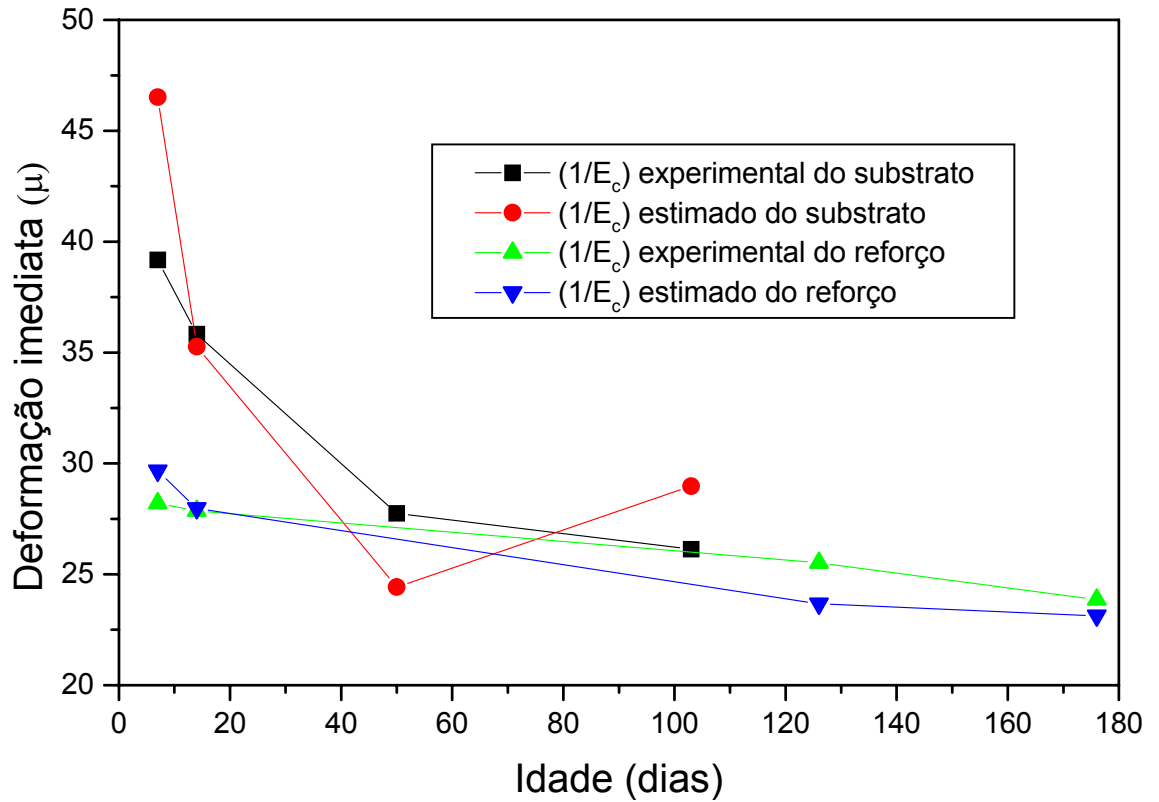


Figura 4.36: Deformações imediatas experimentais e estimadas a partir da parcela elástica da função fluência.

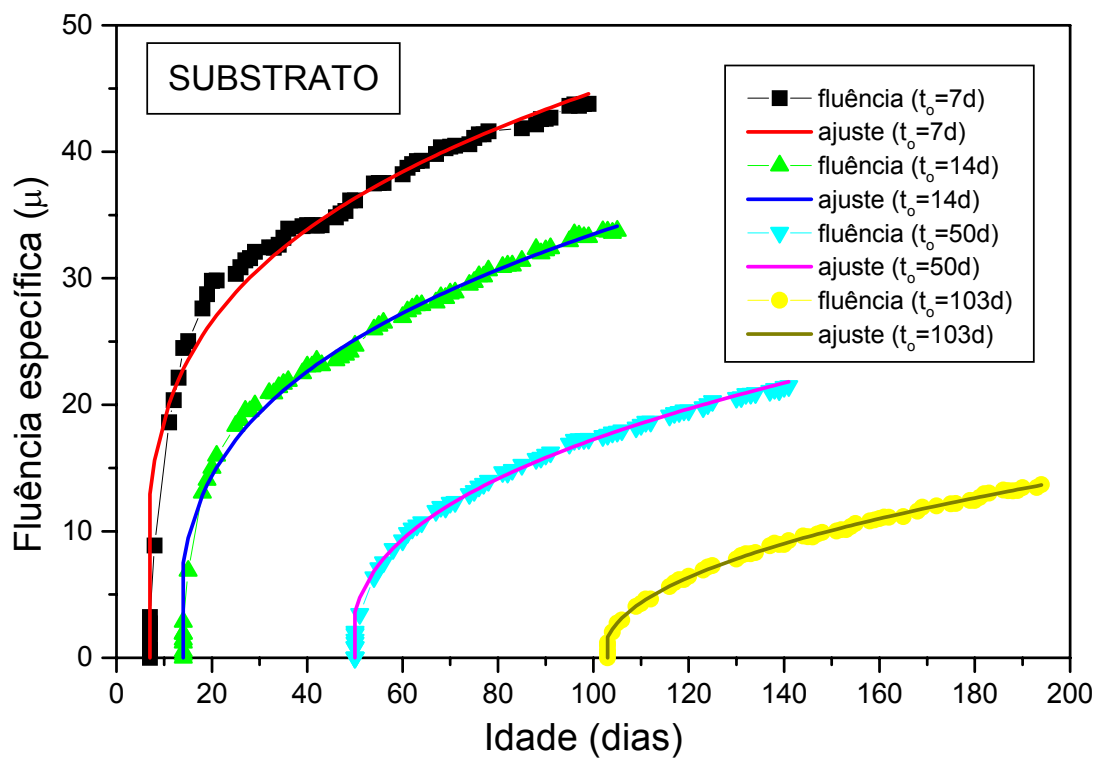


Figura 4.37: Curva da fluência específica x idade t₀ (substrato)

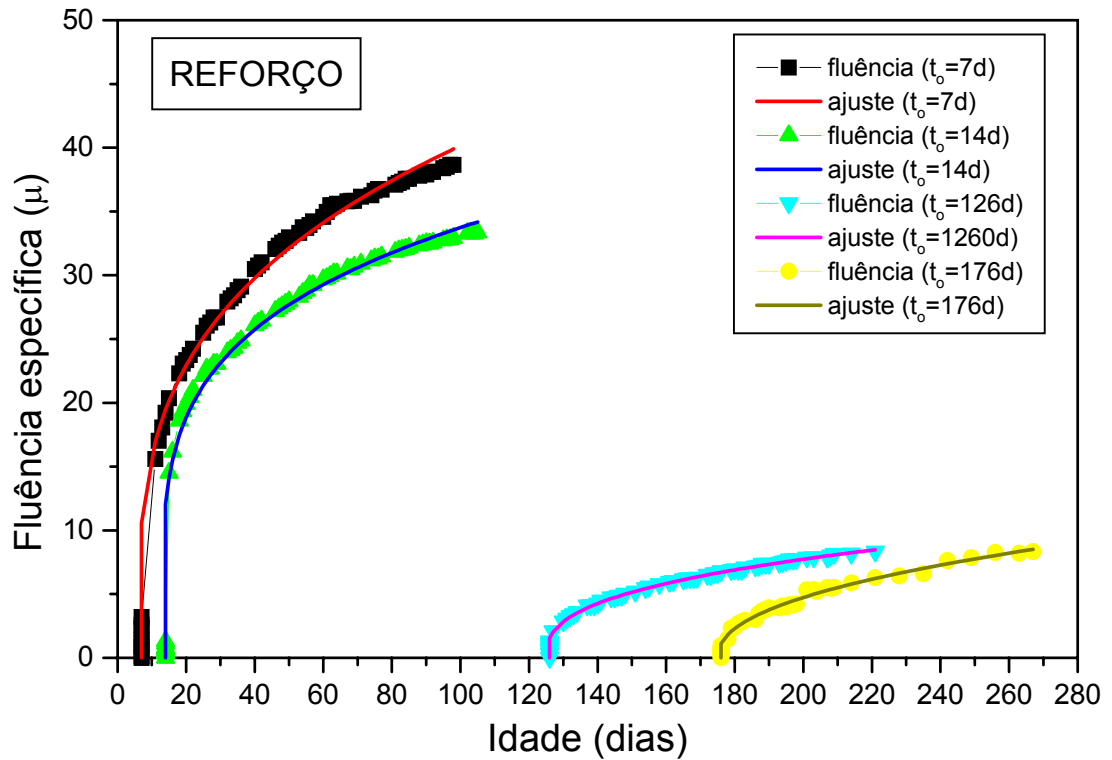


Figura 4.38: Curva da fluência específica x idade t_0 (Reforço)

A Tabela 4.15 apresenta os valores dos parâmetros da função fluência específica $C(t,t_0)$ usados nos ajustes das curvas experimentais da fluência específica mostradas nas Figuras 4.37 e 4.38. Tais valores foram utilizados para traçar os gráficos das Figuras 4.39 e 4.40.

Tabela 4.15: Parâmetros da fluência específica para cada idade de aplicação de carregamento em função dos traços analisados

Características		Parâmetros		
Traço	t_0	a	b	c
Substrato	7	1,309	1,177	0,273
	14	0,705	0,896	0,335
	50	0,227	0,707	0,398
	103	0,101	0,602	0,468
Reforço	7	1,213	1,112	0,294
	14	0,875	0,993	0,231
	126	0,099	0,570	0,371
	176	0,103	0,461	0,449

Obs. Como os valores para TR-2 ($t_0 = 126$ dias) ficaram muito diferentes dos demais estes foram desprezados durante o ajuste das curvas representativas dos parâmetros em função de t_0 .

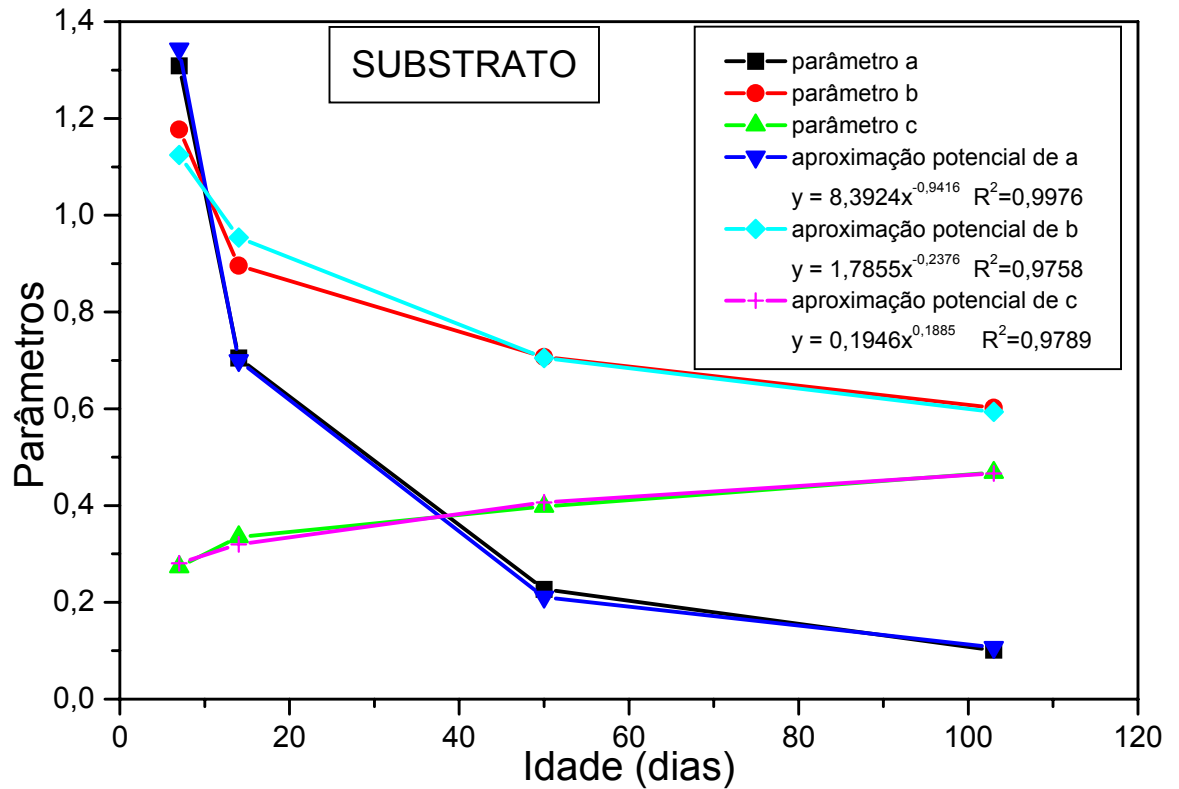


Figura 4.39: Evolução dos parâmetros $a(t_0)$, $b(t_0)$ e $c(t_0)$ do traço do substrato

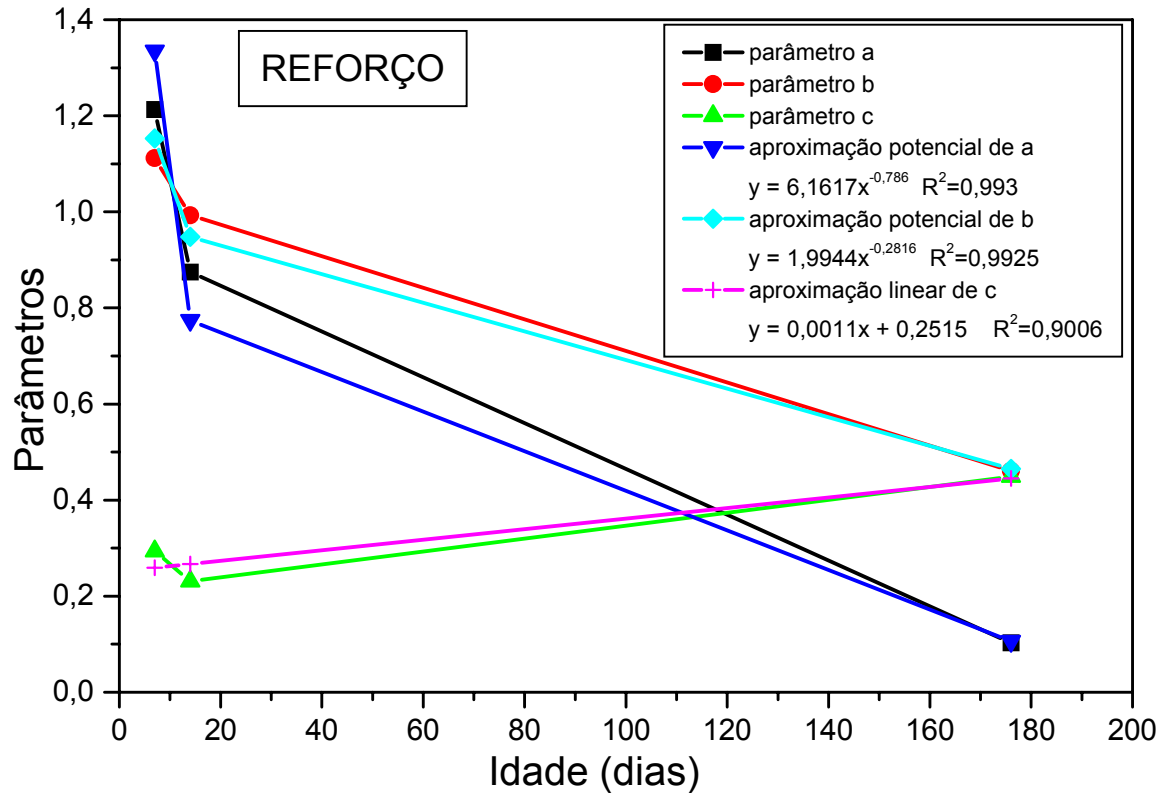
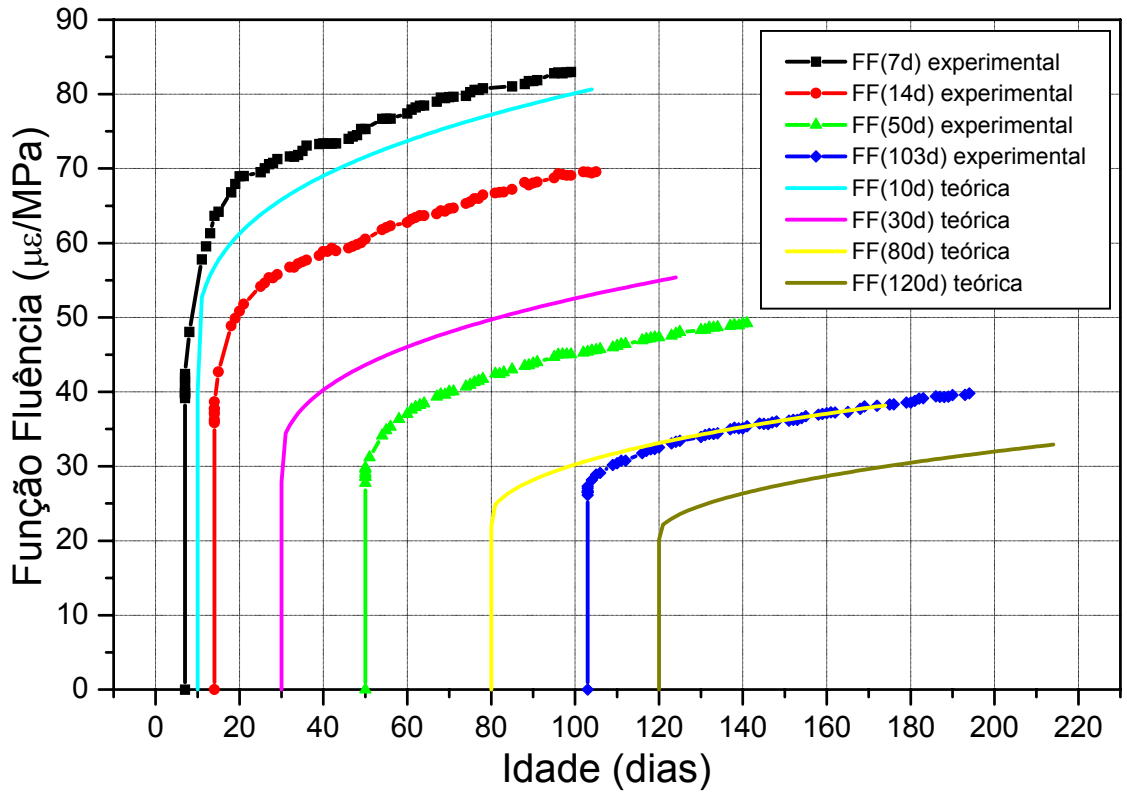
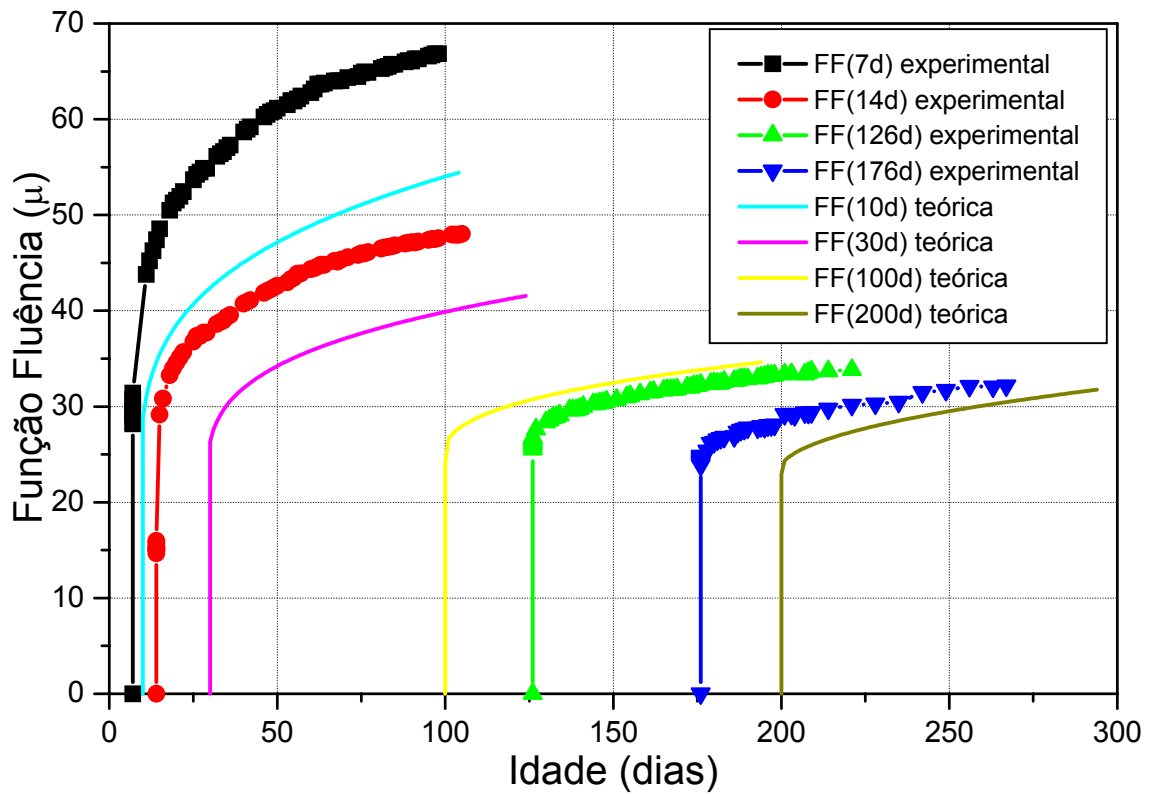


Figura 4.40: Evolução dos parâmetros $a(t_0)$, $b(t_0)$ e $c(t_0)$ do traço do reforço



(a) Traço do substrato



(b) Traço do reforço

Legenda: $FF(N)$ = função fluência aos N dias de aplicação do carregamento

Figura 4.41: Exemplo de curvas da função fluência dadas pela formulação paramétrica interpoladas às curvas da função fluência experimentais

4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos resultados dos ensaios dos pilares de concreto armado com variação das classes de resistência à compressão do concreto e taxas de armadura longitudinal e transversal, é interessante verificar que na medida em que se aumenta a pressão lateral, a variabilidade do coeficiente k é menor. Isto talvez possa ser explicado uma vez que com a maior pressão lateral, tem-se a maior taxa de armadura transversal que pode ser mobilizada mais facilmente, independentemente da resistência do concreto.

Verificou-se que na medida em que se aumenta a resistência do concreto, ao se considerar a seção integral na capacidade resistente tal procedimento apresenta valores contra a segurança, ou seja, maiores que os valores experimentais. Tal fenômeno deve-se a capacidade de deformabilidade do concreto, ou seja, à medida que a resistência do concreto à compressão é aumentada, sua deformabilidade é menor. Contudo, deve-se verificar que um fator que vem a influir muito na avaliação da capacidade resistente é o comportamento do concreto de cobrimento, tratado por muitos com o mesmo comportamento simples. Contudo tal comportamento tanto nos concretos de resistência normal como de alta resistência pode ser mascarado por causa do efeito de confinamento.

O estudo do efeito de confinamento em pilares de concreto armado é complexo, apesar de vários pesquisadores terem e continuarem estudando este assunto, uma vez que o comportamento não só do cobrimento, bem como a definição da área efetivamente confinada, ainda são duvidosas. Tal efeito ainda sofre muita influência da variação da resistência à compressão do concreto, uma vez que a deformabilidade do material confinado é uma característica que influi no comportamento estrutural do elemento confinado.

Nos resultados fornecidos pelo Laboratório de Furnas, verifica-se que as normas européias não fornecem bem o comportamento real do comportamento ao longo do tempo do concreto. A NB1 (2002) é a que apresenta valores de fluência específica mais próximos, contudo verificou-se que nenhuma das normas apresenta valores superiores aos experimentais, ou seja, todas ficam contra a segurança, no caso do concreto de alta resistência, tal fato evidencia a preocupação em estudar tal material, principalmente visando estabelecer seu comportamento ao longo do tempo.

Ao se ajustar às curvas experimentais a partir dos modelos matemáticos, a princípio, tentou-se fazer o ajuste adotando o Modelo Logarítmico por sua simplicidade. Entretanto, o ajuste das curvas da fluência específica que apresentou melhores

resultados foi utilizando o Modelo Potencial, optando-se portanto por apresentar somente os resultados deste último ajuste.

A obtenção da curva da função fluência a partir do estudo paramétrico dos dados experimentais se mostrou como um método bastante adequado para caracterizar o comportamento viscoelástico de materiais cimentícios. Isso porque a partir deste estudo conseguia-se determinar curvas da função fluência para qualquer idade de aplicação do carregamento. Além disso, constatou-se uma excelente coincidência entre as deformações fornecidas pelas curvas traçadas a partir do estudo paramétrico e as deformações dadas pelas curvas experimentais.

Tais formulações teóricas são bastante conhecidas do meio técnico, sendo que a diferença básica entre elas refere-se ao método utilizado para estimar tanto o coeficiente de fluência quanto à deformação imediata, em função das condições ambientais, dos materiais usados na execução do traço e do valor do módulo de elasticidade do concreto (E_c aos 28 dias ou E_c na data de aplicação do carregamento).

Contudo, deve-se observar que ao se correlacionar os resultados obtidos por FURNAS com os dados dos pilares pré-carregados ensaiados no LE-EESC-USP, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- a) Os pilares ensaiados no LE-EESC-USP ($U=40\% \pm 10\%$; $T=32^{\circ}\text{C} \pm 4^{\circ}\text{C}$) estavam sujeitas à umidade e temperatura diferentes daquelas dos ensaios de fluência realizados em FURNAS ($U=60\% \pm 10\%$; $T=23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$). De posse destes valores percebe-se que as condições ambientais existentes na EESC são mais críticas, ou seja, os materiais cimentícios provavelmente terão deformações por fluência maiores que as observadas em FURNAS;
- b) As tensões nos pilares ensaiados na EESC não se mantiveram constantes como seria o ideal, mas reduziram com o tempo. Isso ocorreu por causa do modo de aplicação do carregamento de longa duração, que utiliza um sistema de protensão, ou seja, à medida que o modelo se deformava, ocasionava uma redução na força atuante;
- c) Apesar dos corpos-de-prova de FURNAS terem sido executados utilizando os mesmos materiais e os mesmos traços empregados nos modelos experimentais, foram observadas diferenças em relação à evolução da resistência à compressão axial e ao módulo de elasticidade.

Verifica-se que os tópicos contidos neste capítulo fornecem dados e resultados que servem de apoio a análise do comportamento estrutural dos pilares reforçados, mesmo com diferenças significativas, como no caso dos ensaios realizados em

FURNAS. Contudo, deve-se também avaliar que tais resultados, quando avaliados separadamente da pesquisa, fornecem resultados importantes para a compreensão do efeito de confinamento em pilares de concreto armado e a avaliação da deformabilidade do concreto ao longo do tempo.



5 ENSAIOS DE LONGA DURAÇÃO

*"Os problemas são apenas oportunidades vestidas em roupas de trabalho".
(Henry Kaiser)*

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para estudar a influência da deformação lenta nas estruturas reabilitadas simulou-se nesta pesquisa um pilar de concreto armado submetido a pré-carregamento, o qual foi mantido durante um certo tempo numa câmara climatizada. Este pilar foi reforçado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho sem que fosse retirada a sua força atuante. Tal procedimento tem o objetivo de avaliar o efeito de pré-carregamento do pilar original no comportamento do pilar reforçado.

Neste capítulo serão relatados todos os procedimentos utilizados para a simulação do pré-carregamento, bem como as dificuldades que surgiram durante o programa experimental.

As deformações ao longo do tempo também foram medidas para analisar a possível transferência de esforços entre o pilar original e a camisa de reforço.

É importante salientar a dificuldade na análise teórica de tal situação, ou seja, avaliar um elemento estrutural originalmente composto de dois materiais diferentes (aço e concreto) que, após a aplicação de uma força e um determinado período de tempo, tem suas dimensões acrescidas de outros dois tipos de materiais (aço e concreto de alto desempenho).

Diante das dificuldades apresentadas, na análise dos resultados utilizaram-se algumas hipóteses simplificadoras para avaliar o modelo experimental.

5.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Primeiramente seria interessante recordar as séries definitivas mencionadas no capítulo 3, conforme Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Descrição das séries definitivas

SÉRIE	DESCRIÇÃO DOS MODELOS
SÉRIE 1 (pilares com seção quadrada)	S1EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S1EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S1TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 3).
SÉRIE 2 (pilares com seção circular)	S2EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S2EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S2TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 3).

Nas Figuras 5.2 a 5.4 estão descritas as armaduras e a instrumentação de cada série.

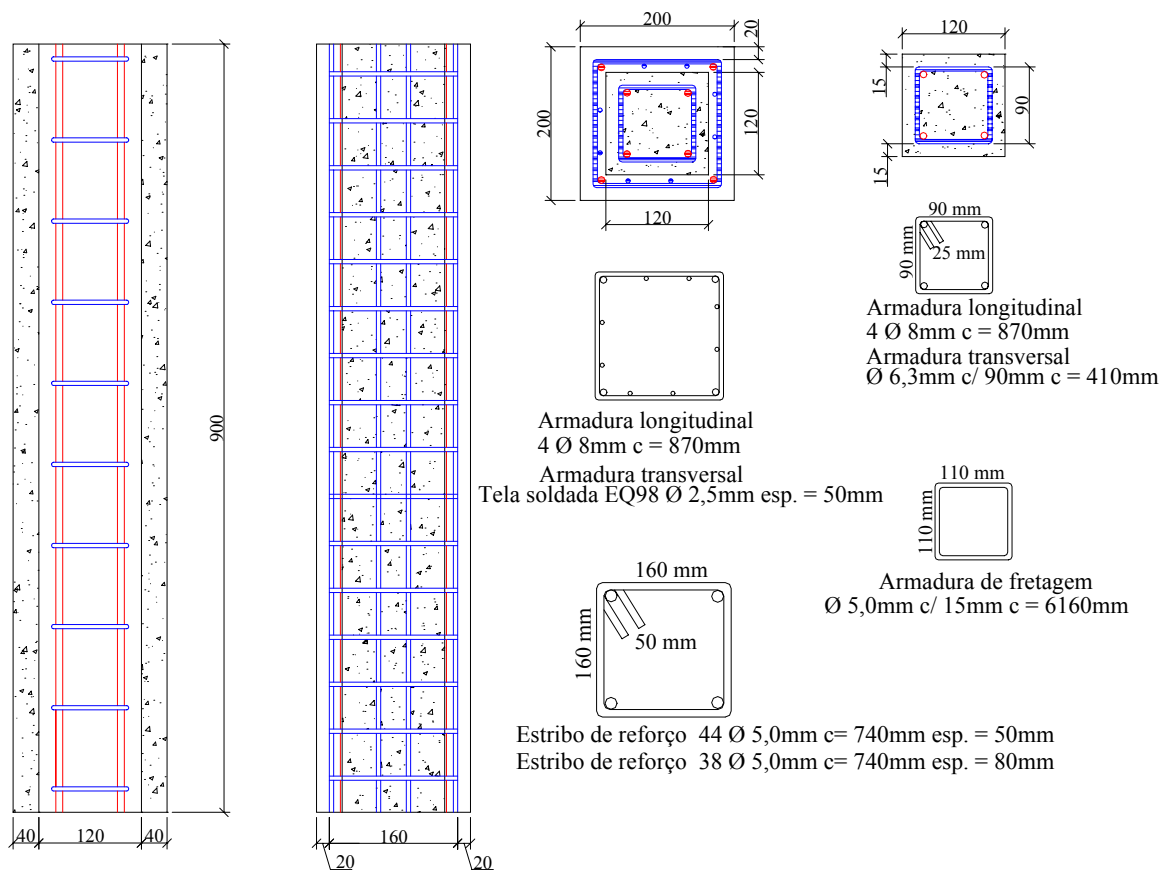


Figura 5.2 – Detalhes das armaduras da Série 1

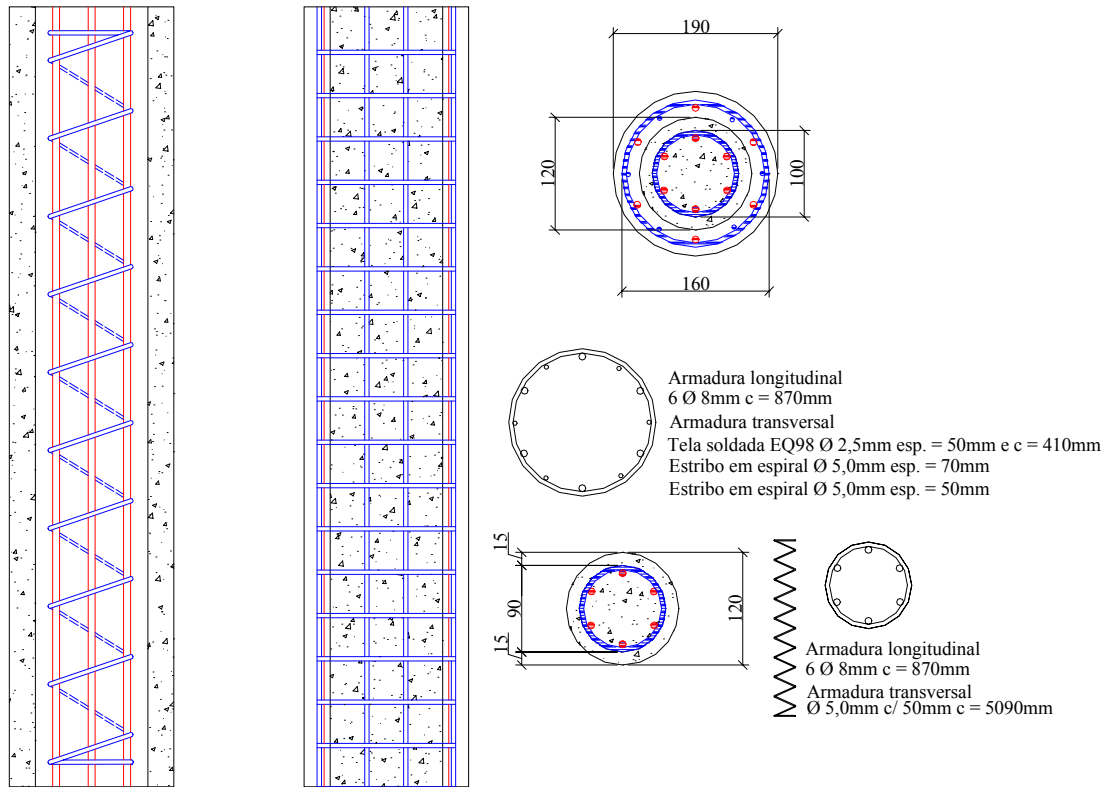


Figura 5.3 – Detalhes das armaduras da Série 2

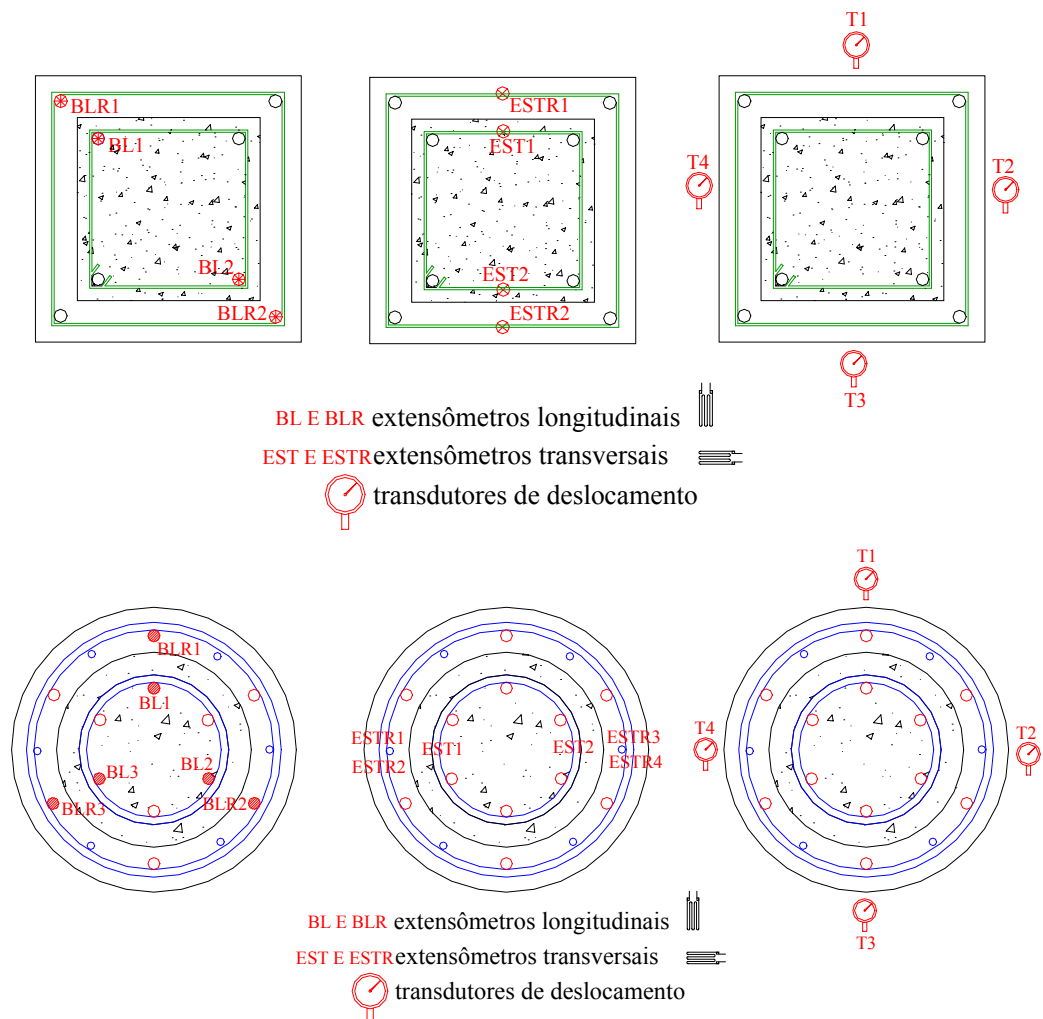
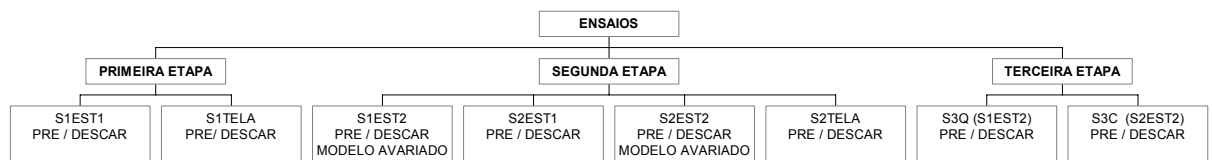


Figura 5.4 – Instrumentação das séries definitivas

Os modelos com pré-carregamento e sem pré-carregamento foram executados em pares juntamente com um modelo de referência, e ambos foram armazenados na câmara climatizada.

Na Figura 5.5 pode-se observar que os ensaios foram realizados em três etapas distintas de ensaios, considerando o cronograma geral do laboratório e a disponibilidade de equipamentos.



Onde: *PRE* : modelo pré-carregado;

DESCAR : modelo sem pré-carregamento

Figura 5.5: Esquema dos ensaios realizados

Observa-se na Figura 5.5 que dois modelos experimentais foram repetidos (S1EST2 e S2EST2), fato que é explicado na descrição de cada ensaio.

O sistema de pré-carregamento utilizado foi o mesmo desenvolvido e relatado no Capítulo 3.

As leituras das deformações nos modelos experimentais foram feitas utilizando-se um indicador de deformação, conforme Figura 5.6, com o auxílio de uma caixa seletora. Tal equipamento traz a desvantagem de ser sensível a erros de medição de deformações de pequena magnitude, em função da oxidação da conexão dos cabos dos extensômetros com o aparelho.

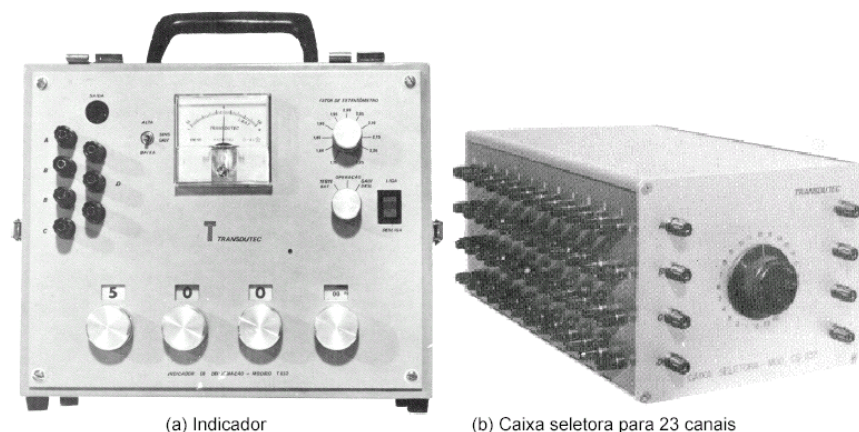


Figura 5.6: Ponte de balanceamento com zero do tipo portátil da firma Transdutec (Brasil)

TAKEYA (2000)

Para a dosagem dos concretos a serem empregados, partiu-se dos traços utilizados por TAKEUTI (1999). Após várias correções e testes, obtiveram-se traços para concretos com resistência à compressão aos 28 dias da ordem de 30 MPa para o concreto do pilar

original e 60 MPa para o concreto da camisa de reforço, na Tabela 5.2 são mostradas as quantidades de material para a execução de um metro cúbico de concreto para cada traço.

Tabela 5.2- Quantidade de material para um metro cúbico de concreto

Material (kg/m³)	Traço do concreto do pilar original	Traço da camisa de reforço
<i>Cimento CP V ARI Plus</i>	-x-	605,00
<i>Cimento CP II E 32</i>	310,00	-x-
<i>Areia</i>	856,22	605,00
<i>Brita 1</i>	1003,78	-x-
<i>Brita 0</i>	-x-	907,50
<i>Água</i>	217,00	252,89
<i>Sílica Ativa SILMIX</i>	-x-	60,5
<i>Superplastificante GLENIUM 51</i>	-x-	3,63
<i>Total</i>	<i>2587,00</i>	<i>2434.52</i>

A análise de cada material componente dos traços foi feita pelo Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas Centrais Elétricas S.A., e seus resultados encontram-se no Capítulo 4.

5.2.1 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

A primeira fase de ensaios foi realizada com os modelos S1EST1 e S1TELA, ambos com seus pares pré-carregados e um modelo de referência que simula o pilar original.

Todos os valores de pré-carregamento aplicado e a resistência dos concretos são mencionados conjuntamente com os demais modelos experimentais no item “resultados”.

Após a concretagem dos cinco modelos, todos foram levados à câmara úmida até a idade de sete dias e depois desformados. No décimo sexto dia foram efetuados os procedimentos para o pré-carregamento dos modelos, conforme Figura 5.7.

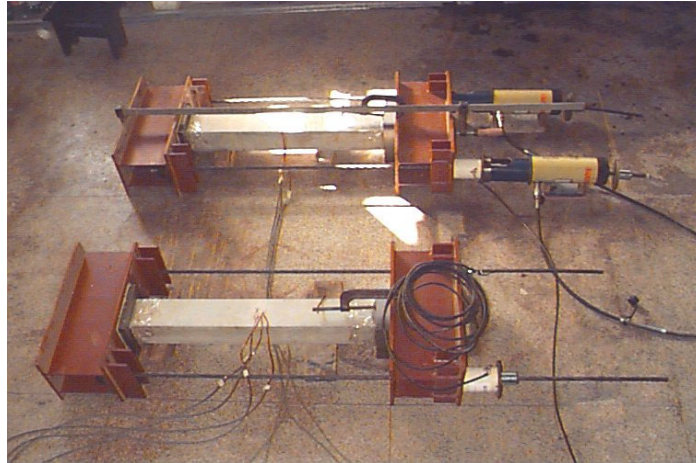


Figura 5.7: Preparação para o pré-carregamento dos modelos

Um defeito no comando da bomba hidráulica que acionava os atuadores de protensão das cordoalhas ocasionou a ruptura de um dos modelos experimentais, conforme Figura 5.58.



Figura 5.8: Ruptura de um dos modelos experimentais

Para não comprometer a primeira etapa de ensaios, resolveu-se utilizar o modelo que representaria o pilar original na substituição do pilar que foi rompido acidentalmente. Após a protensão todos os modelos foram colocados no interior da câmara climatizada. Durante esta permanência dos pilares na câmara, foram efetuadas as leituras das deformações das barras longitudinais e da força aplicada.

As armaduras de reforço foram todas montadas, nos modelos pré-carregados, como se estivessem numa situação real, conforme ilustra a Figura 5.9.

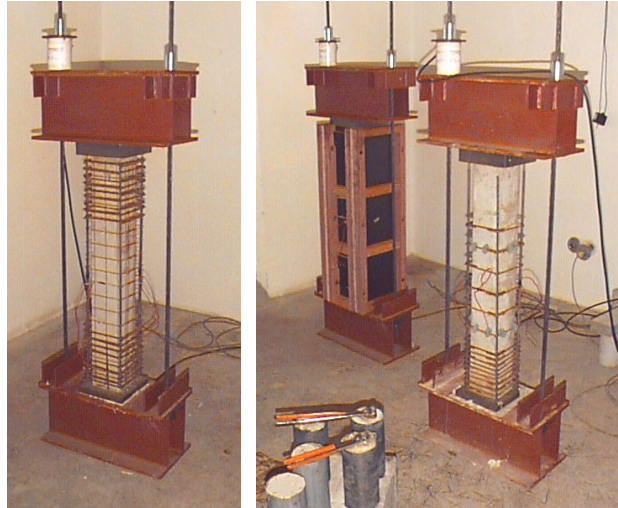


Figura 5.9: Montagem das armaduras de reforço

Com quarenta e nove dias de idade os modelos foram reforçados, ou seja, foi concretada a camisa de reforço. Com cento e cinco dias de idade os modelos foram ensaiados até a ruptura.

Durante a permanência dos modelos na câmara climatizada, a variação de umidade relativa e temperatura do ar não foi significativa, conforme mostra a Figura 5.10.

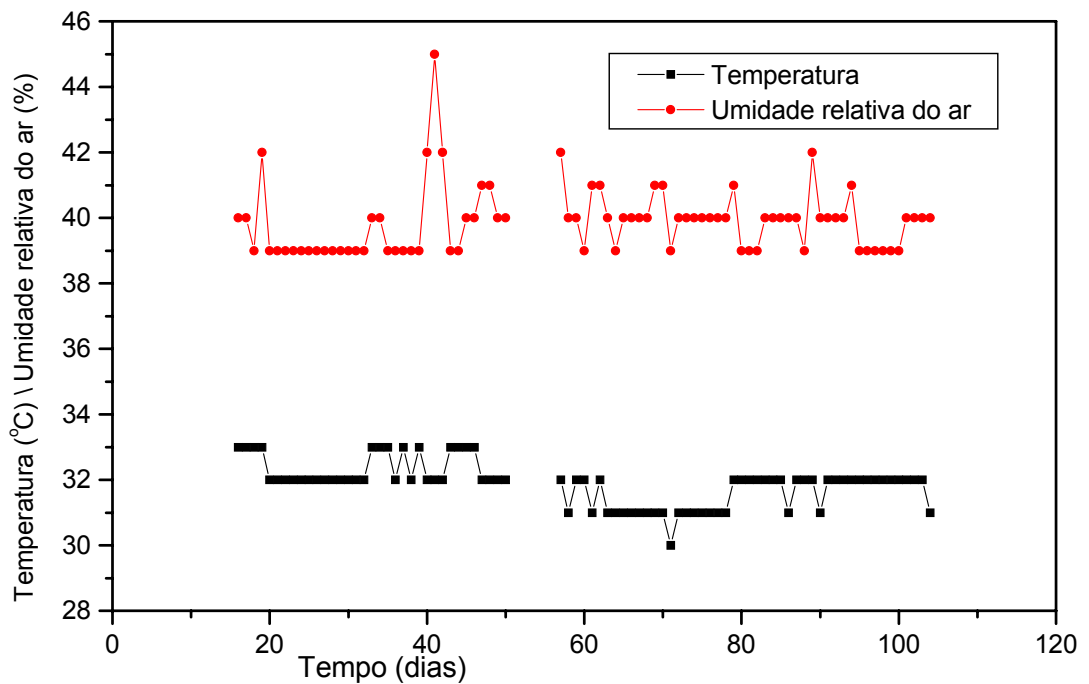


Figura 5.10: Variação das condições ambientais no interior da câmara durante a primeira etapa de ensaios.

5.2.2 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Antes da concretagem dos modelos na segunda etapa de ensaios, decidiu-se montar as armaduras de reforço antes de pré-carregar os modelos de referência, para facilitar a montagem das armaduras, conforme ilustra a Figura 5.11.

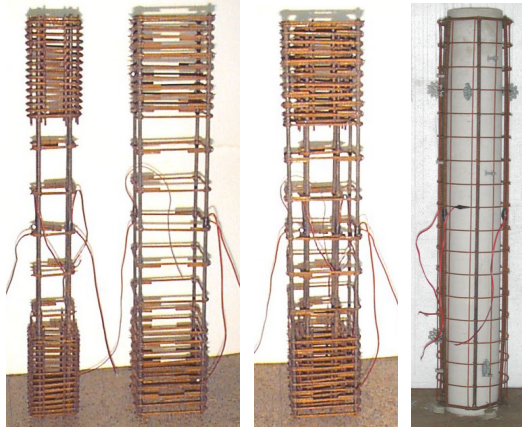
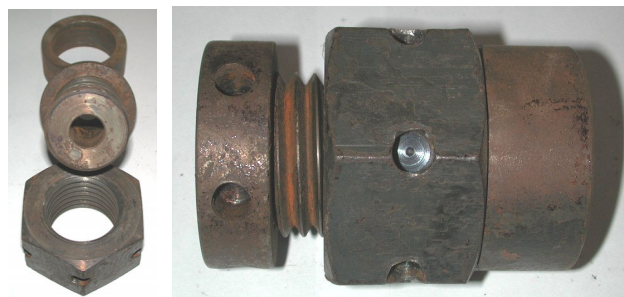


Figura 5.11: Disposição das armaduras de reforço

Foram concretados dez pilares de referência (três com seção transversal quadrada e sete circulares). Decorridos quatorze dias após a concretagem, quatro modelos foram submetidos a pré-carregamento (um com seção transversal quadrada e três circulares).

Prevendo uma significativa perda imediata de protensão, foram projetadas e executadas peças para reajustar a força de protensão, as quais são mostradas na Figura 5.12.



(a) detalhe das peças

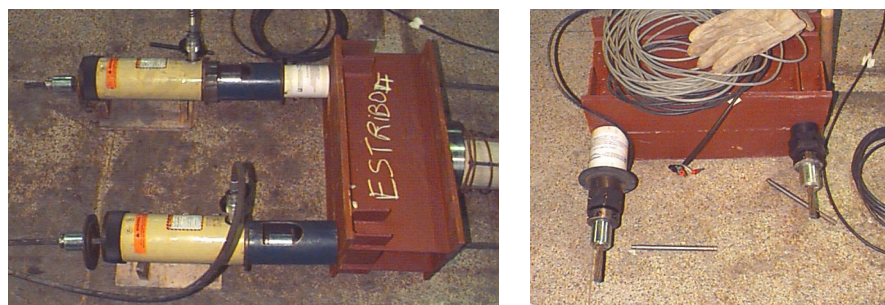


Figura 5.12: Peças de ajuste da força de protensão aplicada nos modelos pré-carregados

O modelo S2EST2 pré-carregado apresentou ruína prematura na sua extremidade superior, conforme ilustra a Figura 5.13, provavelmente por causa da alta taxa de carregamento utilizada para este modelo (cerca de 85% da capacidade resistente).



Figura 5.13: Fissuras na extremidade superior do modelo S2EST2

A análise ao longo do tempo do modelo S2EST2 pré-carregado foi comprometida, pois a maior parte da deformação foi observada apenas na região mais danificada, porém no caso do ensaio para a ruptura este fato forneceu a oportunidade de analisar como seria o desempenho da técnica de reforço para um pilar com um grau de danificação inicial.

Entre os setenta e cinco dias e setenta e oito dias após a concretagem dos pilares, foram concretadas as camisas de reforço. Na Figura 5.14 é mostrado o esquema de montagem das fôrmas da camisa de reforço para os pilares circulares.



Figura 5.14: Fôrma para concretagem das camisas de reforço dos modelos com pré-carregamento com seção transversal circular

No período entre cento e trinta e sete dias e cento e trinta e nove dias de idade dos pilares originais, foram realizados os ensaios com carregamento imediato.

Durante a permanência dos modelos na câmara climatizada, a variação de umidade relativa e temperatura do ar não foi significativa, conforme mostra a Figura 5.15.

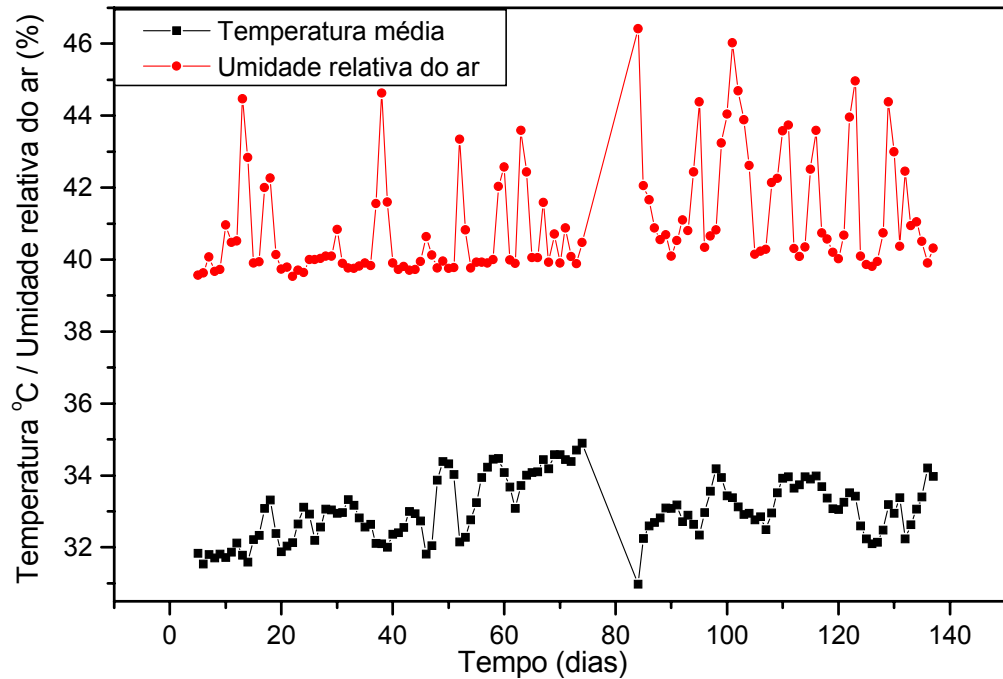
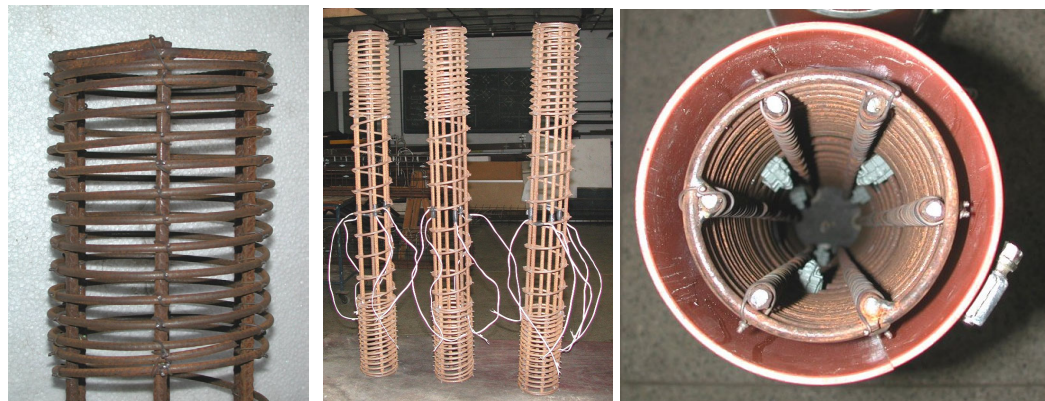


Figura 5.15: Variação das condições ambientais no interior da câmara durante a segunda etapa de ensaios.

5.2.3 TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Antes da concretagem dos modelos da segunda etapa de ensaios, foi decidido aumentar a taxa de armadura transversal da armadura de fretagem, para não ocorrer os mesmo problemas apresentados pelos modelos S1EST2 e S2EST2, conforme Figura 5.16.



(a) pilares de referência de seção circular



(b) pilares de referência de seção quadrada

Figura 5.16: Armaduras dos pilares de referência

Foram concretados seis pilares de referência (três com seção transversal quadrada e três circulares). Decorridos nove dias após a concretagem, dois modelos foram submetidos a pré-carregamento (um com seção transversal quadrada e o outro circular).

Durante o intervalo entre os quarenta e três e quarenta e quatro dias de idade dos modelos, foram realizadas as concretagens das camisas de reforço.

Como estes foram os últimos modelos, resolveu-se manter os pilares reforçados o maior tempo possível no interior da câmara para verificar se um período mais longo de observação poderia apresentar resultados interessantes.

Após duzentos e quatorze dias da concretagem dos pilares originais, todos os modelos foram ensaiados com carregamento imediato.

Durante a permanência dos pilares na câmara climatizada, a variação de umidade relativa e temperatura do ar não foi significativa, conforme mostra a Figura 5.17.

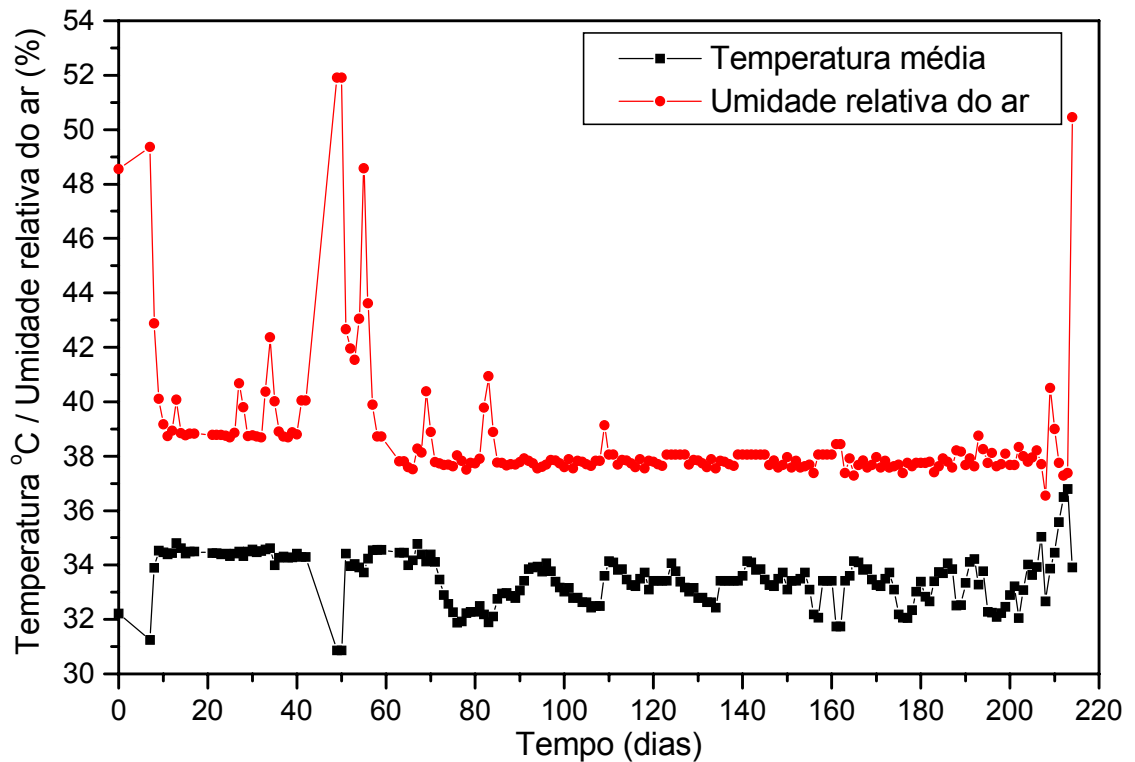


Figura 5.17: Variação das condições ambientais no interior da câmara durante a terceira etapa de ensaios.

5.2.4 RESULTADOS DE TODAS AS ETAPAS DE ENSAIOS

Os resultados a serem apresentados foram depurados, ou seja, em certos gráficos é visível a falta de algumas leituras. Tal fato é decorrente do mau funcionamento de alguns extensômetros durante o ensaio ao longo do tempo.

Outro fator de muita influência foi o sistema de leitura das deformações, extremamente sensível quanto às suas conexões com os cabos dos extensômetros, onde foram observadas várias interferências por causa da oxidação delas.

A deformação dos estribos ao longo do tempo não foi significativa, ou seja, não se obteve variação de leitura para eles. Isto se deve às pequenas deformações transversais dos modelos.

Na Tabela 5.3 são apresentados os valores de pré-carregamento, resistência à compressão do concreto do pilar original, dentre outras informações de todos os modelos ensaiados nas três etapas.

Tabela 5.3: Dados do pré-carregamento dos modelos experimentais

Modelo	Pré-carregamento (dias)	Resistência à compressão do concreto do pilar original no pré-carregamento / ensaio ¹ (MPa)	Valor do pré-carregamento Inicial / final (perda %) (kN)	Percentual do pré-carregamento em relação à capacidade resistente do pilar original	Concretagem da camisa de reforço / ensaio (dias)
SIEST1	20	25,77 / 32,7	172,6 / 138,11 (20 %)	46,1% / 29,2%	49 / 105
SIEST2	14	23,13 / 31,4	209,15 / 178,66 (14,6%)	62,1% / 39,3%	79 / 137
SITELA	16	25,77 / 32,7	165,93 / 143,79 (13,3%)	44,3% / 30,4%	49 / 106
S2EST1	14	23,13 / 31,4	220,0 / 183,0 (16,8%)	82,3% / 51,1%	78 / 137
S2EST2	14	23,13 / 31,4	226,98 / 187,13 (17,5%)	84,9% / 52,22	77 / 138
S2TELA	14	23,13 / 31,4	213,25 / 184,73 (13,4%)	79,8% / 51,5%	76 / 139
S3C (S2EST2)	9	16,82 / 24,78	171,25 / 148,83 (15,06%)	86,6% / 52,14%	44 / 214
S3Q (SIEST2)	9	16,82 / 24,78	207,62 / 178,66 (13,95%)	84% / 49%	43 / 214

A seguir são apresentados os gráficos das deformações nas barras longitudinais do pilar original e da camisa de reforço. Os pontos de leitura das deformações, nos gráficos, foram denominados conforme se mostra na Figura 5.18.

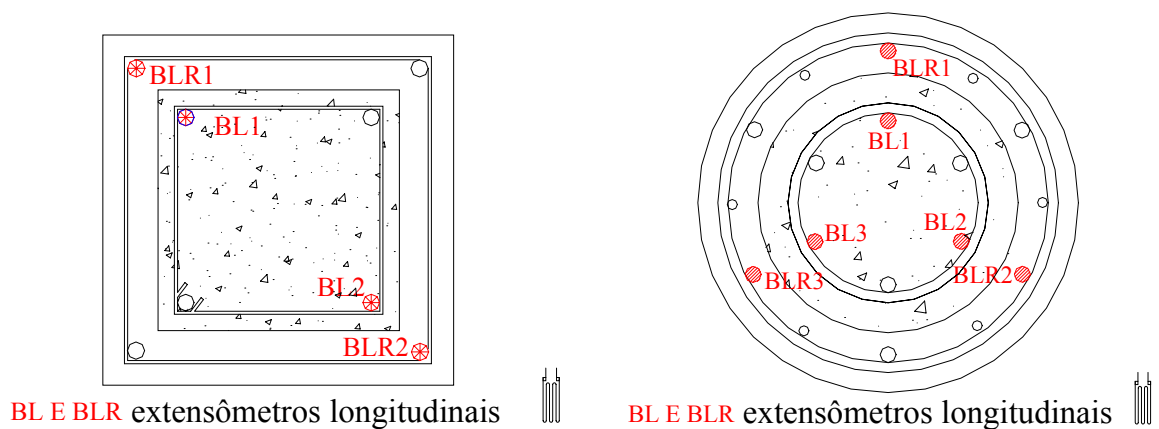


Figura 5.18: Pontos instrumentados nos pilares reforçados que são apresentados nos gráficos

¹ Valor obtido pela média de três corpos-de-prova, ensaio realizado segundo NBR 7222 (1982).

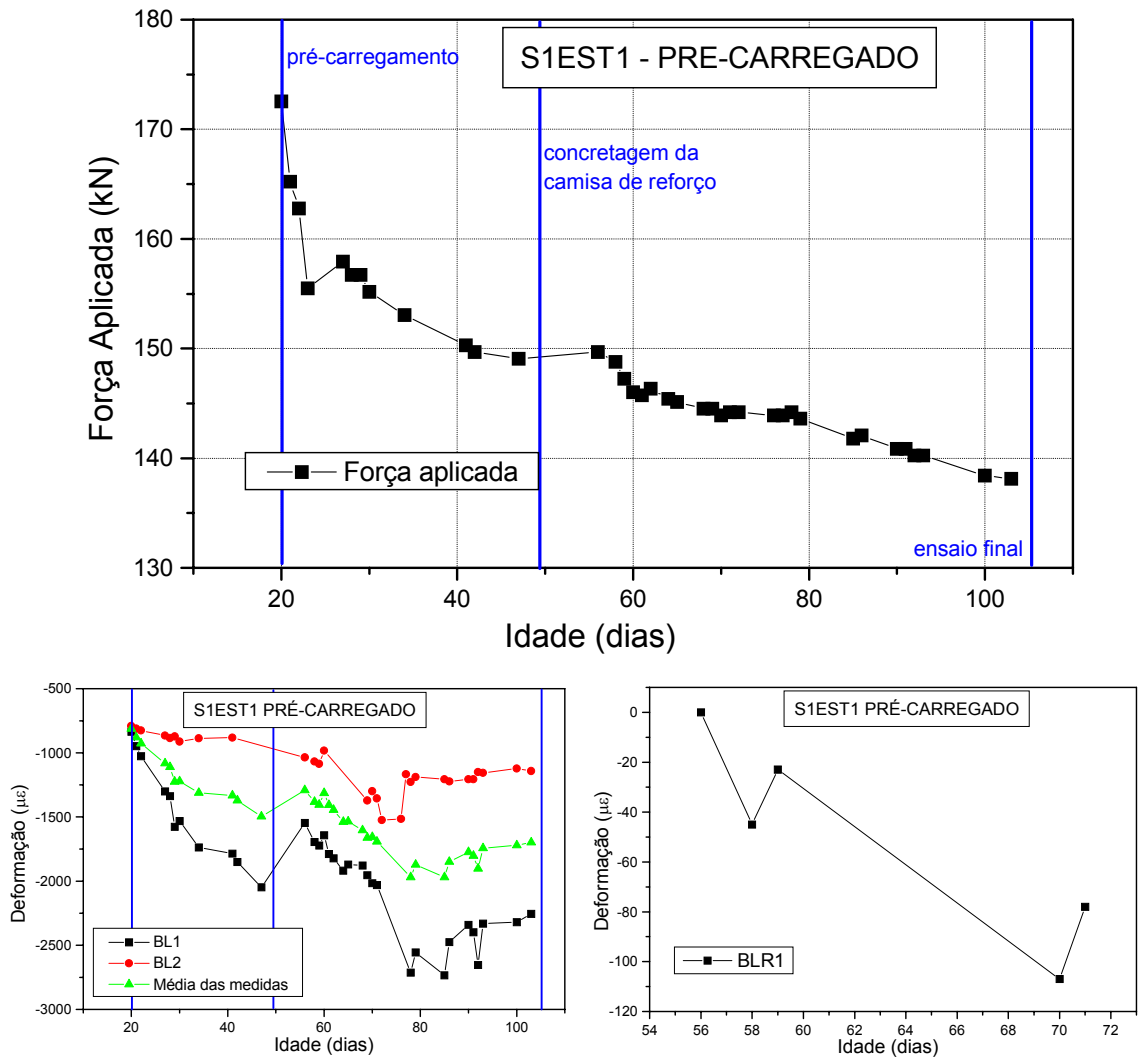


Figura 5.19: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S1EST1 Pré-carregado

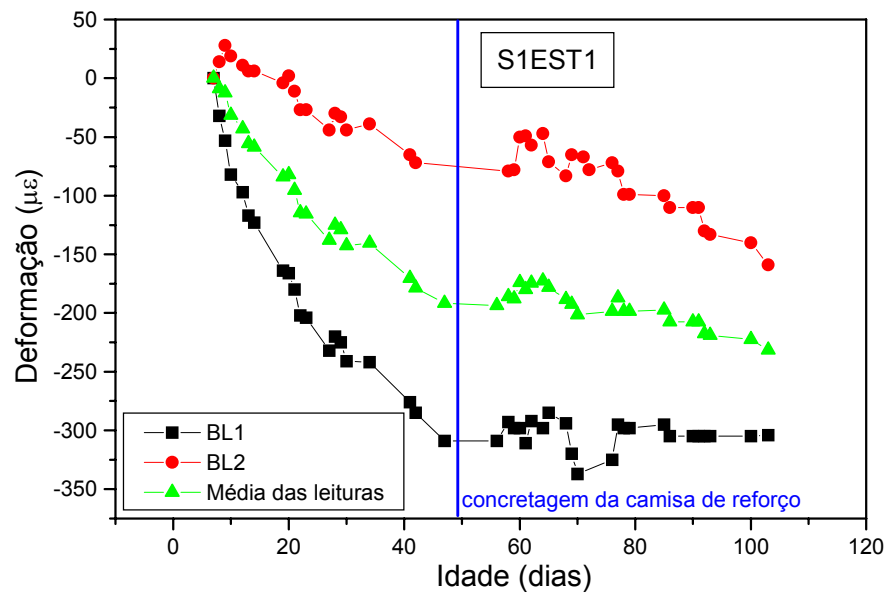


Figura 5.20: Gráfico referente à análise ao longo do tempo do modelo S1EST1

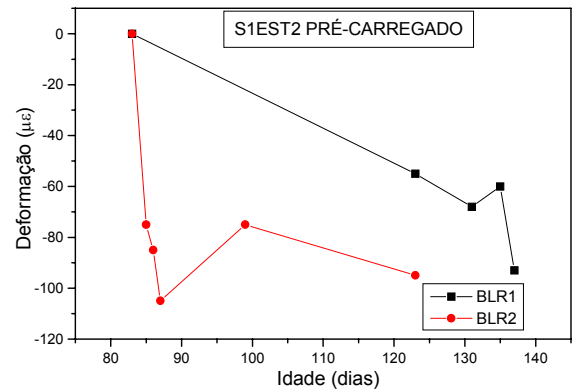
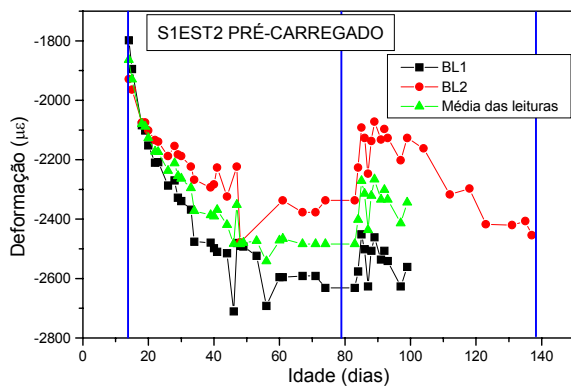
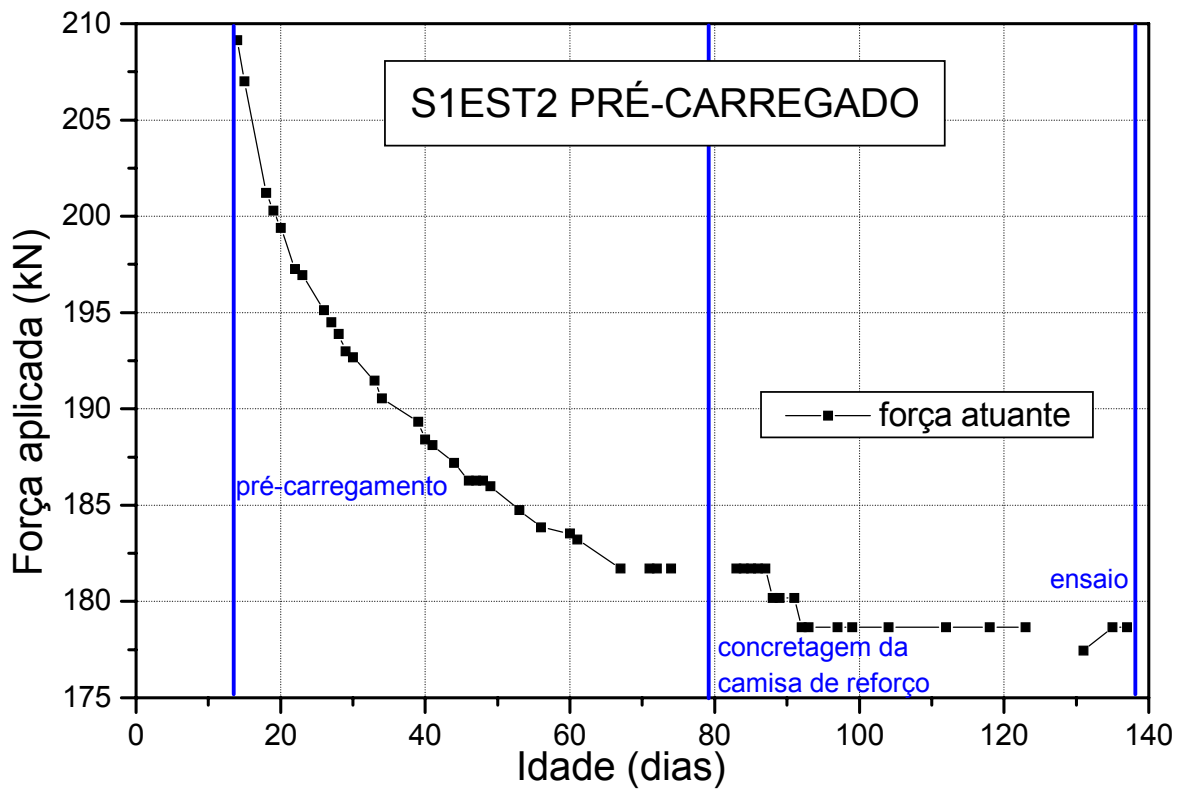


Figura 5.21: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S1EST2 Pré-carregado

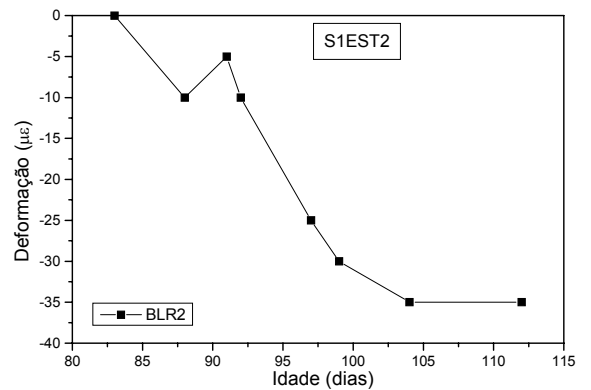
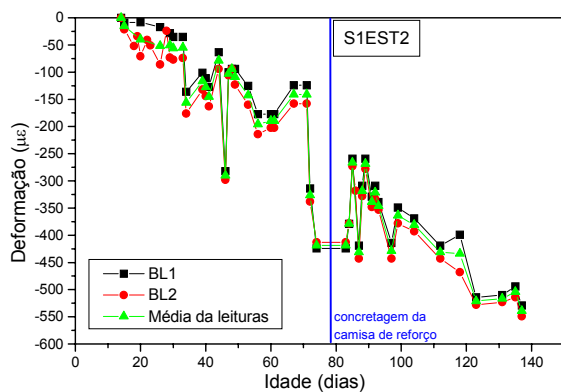


Figura 5.22: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S1EST2

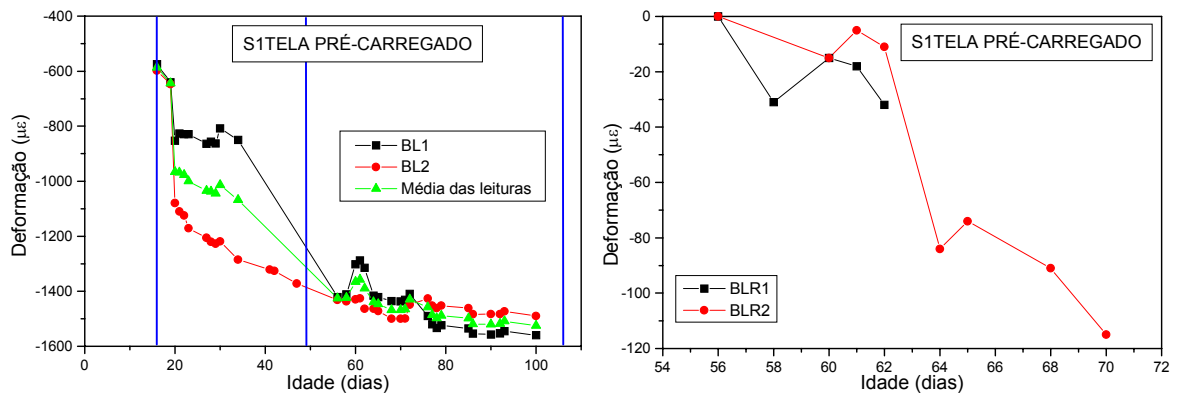
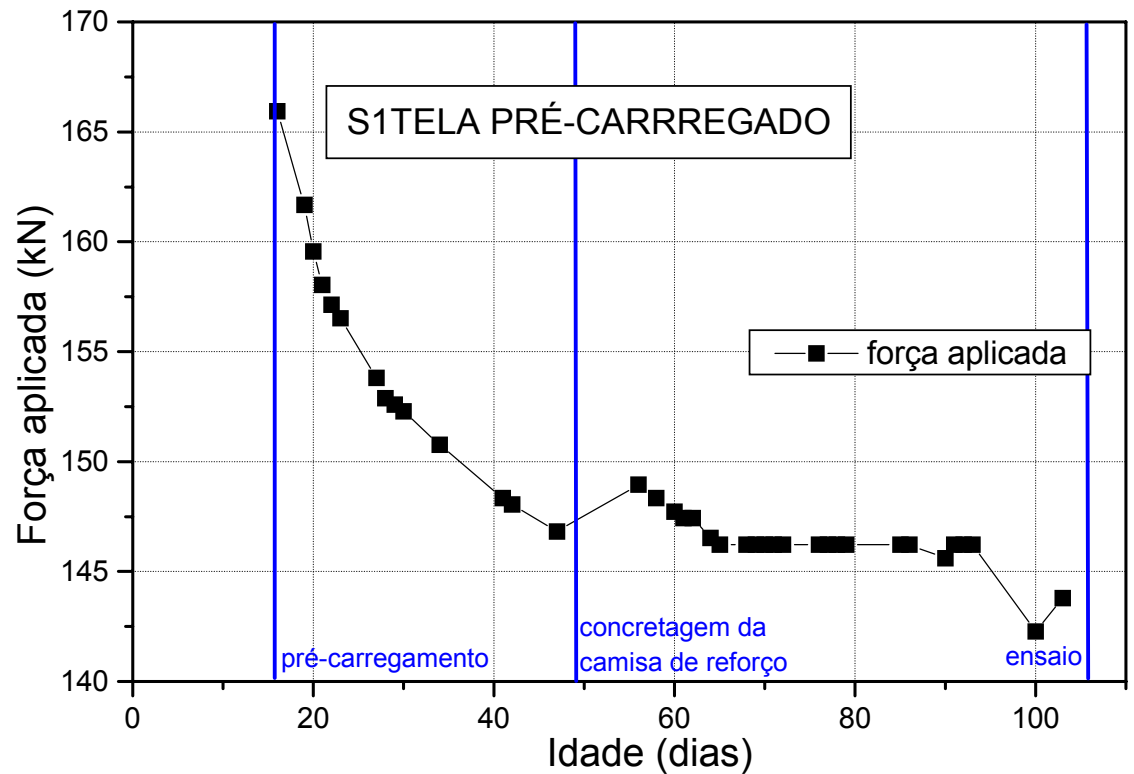


Figura 5.22: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S1TELA Pré-carregado

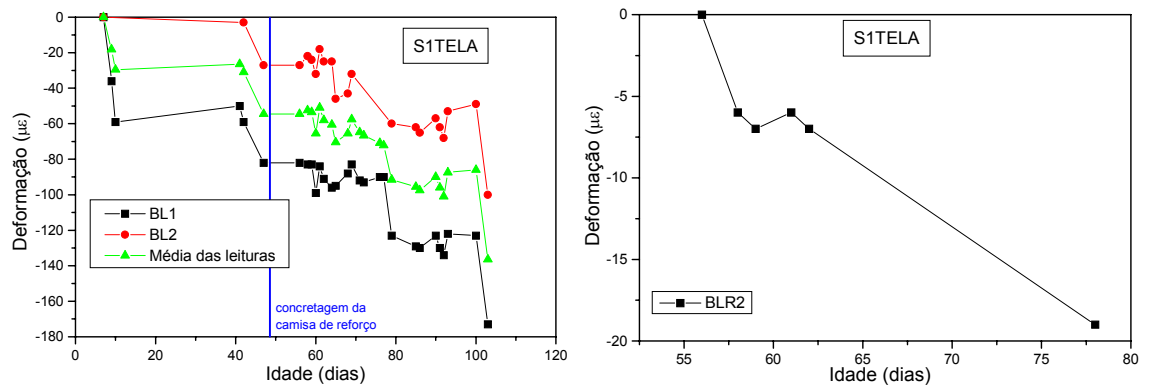


Figura 5.22: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S1TELA

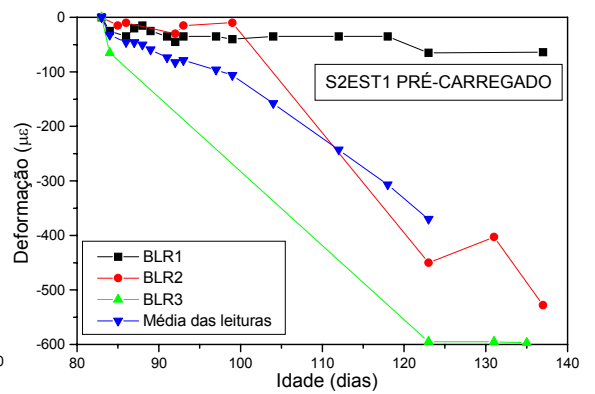
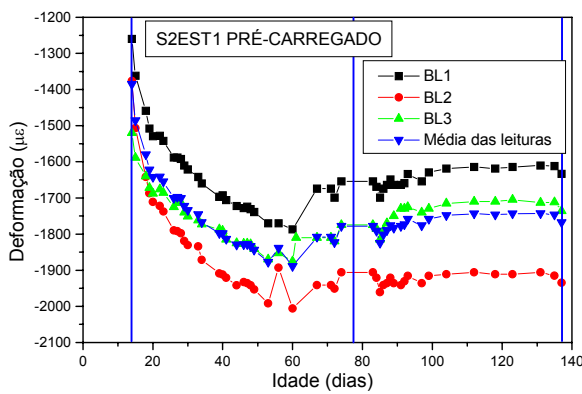
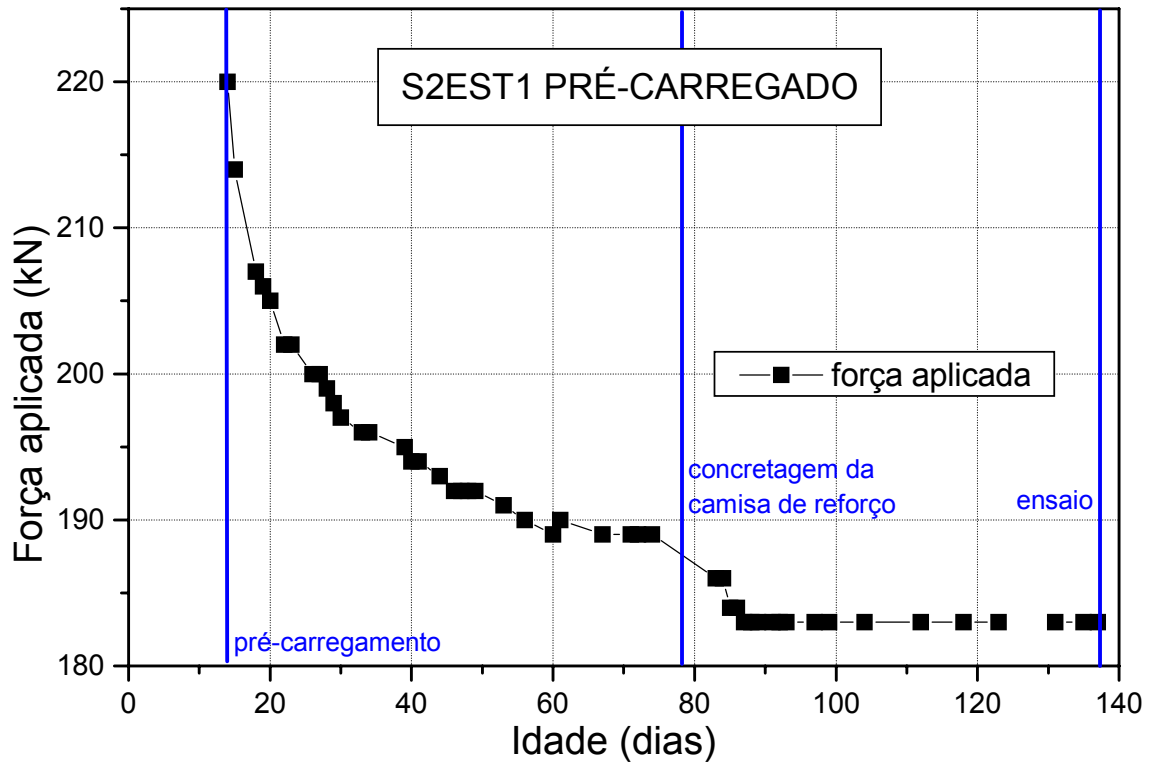


Figura 5.23: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S2EST1 Pré-carregado

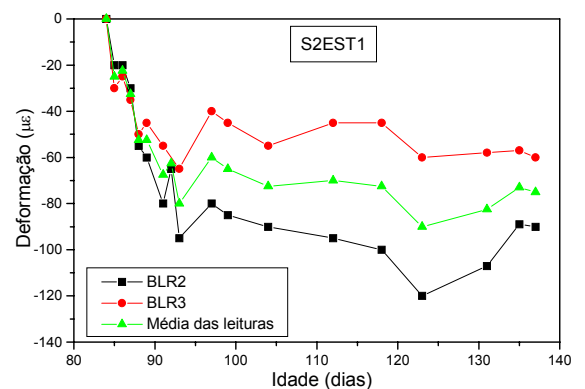
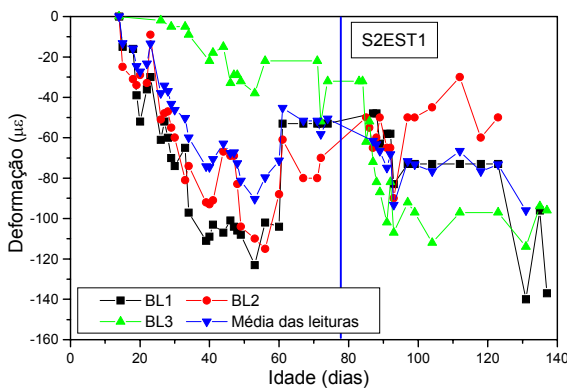


Figura 5.24: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S2EST1

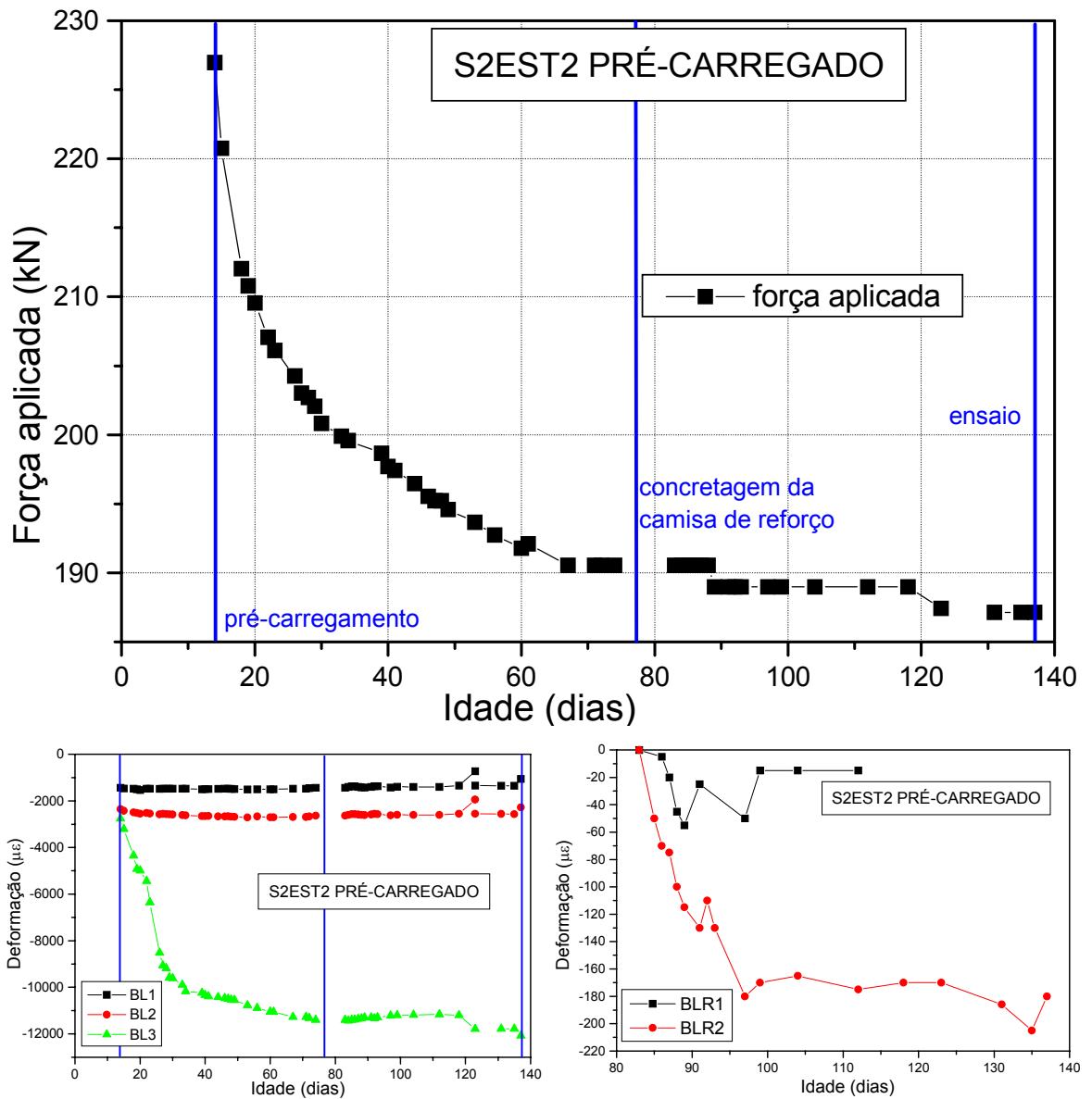


Figura 5.25: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S2EST2 Pré-carregado

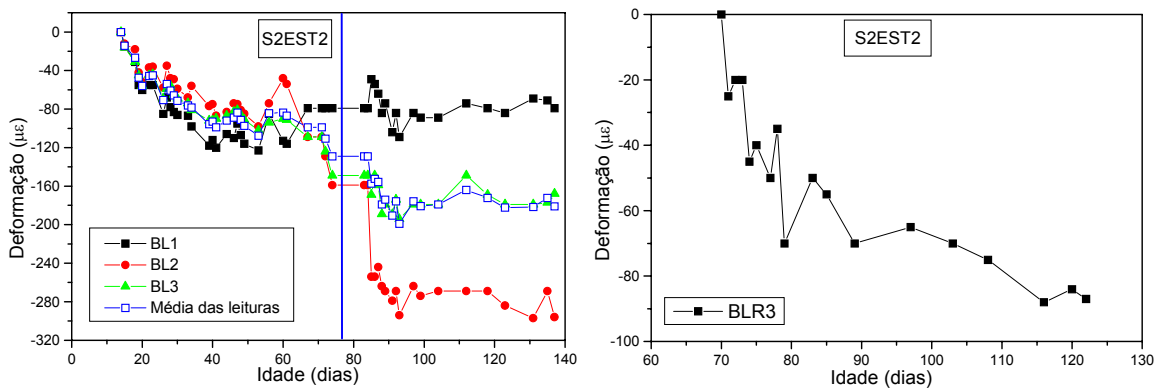


Figura 5.26: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S2EST2

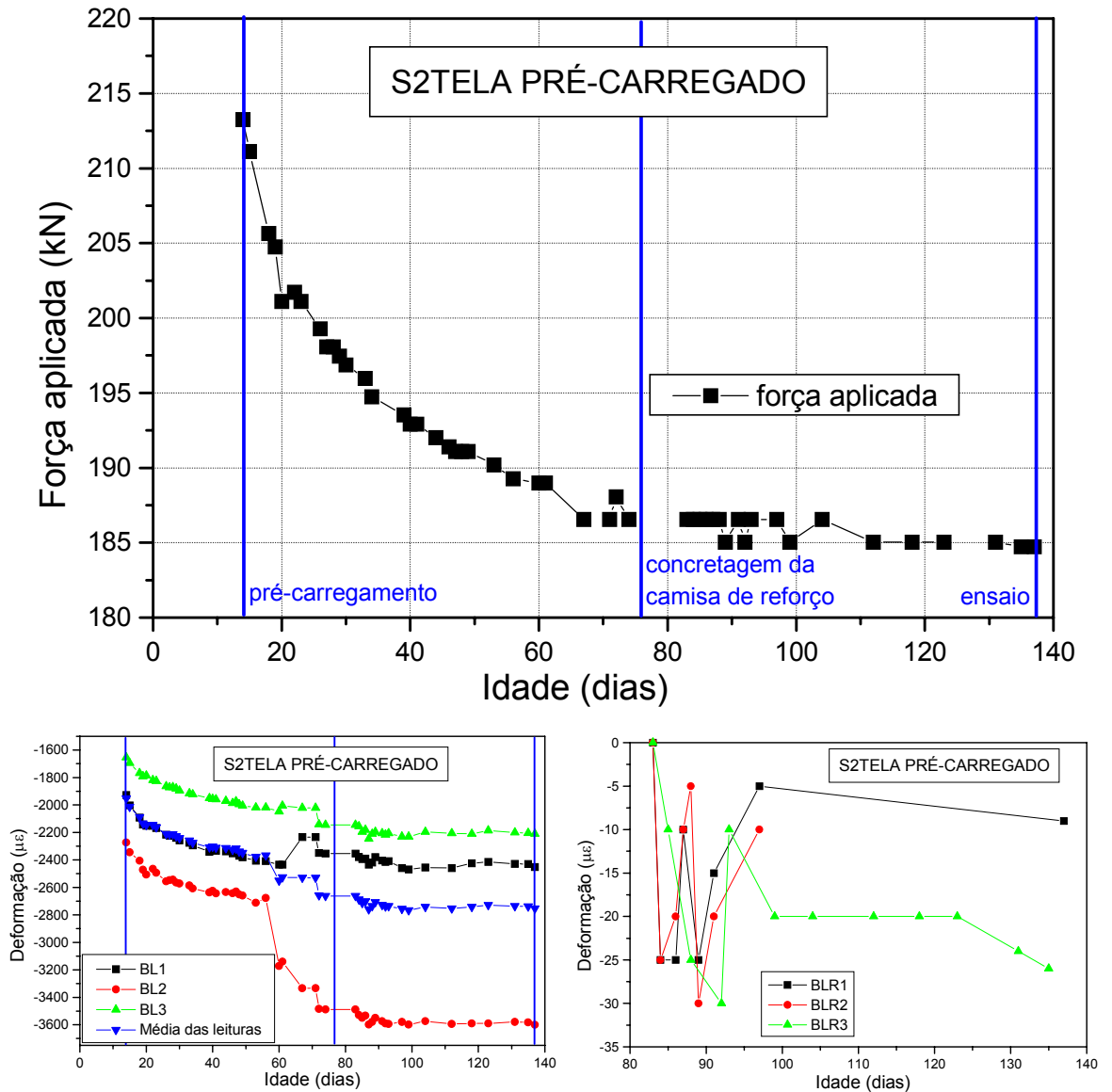


Figura 5.27: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S2TELA Pré-carregado

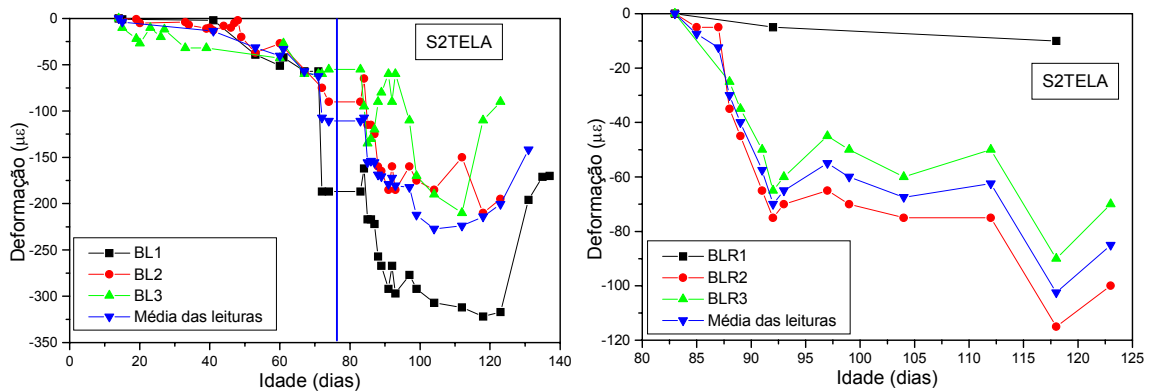


Figura 5.28: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S2TELA

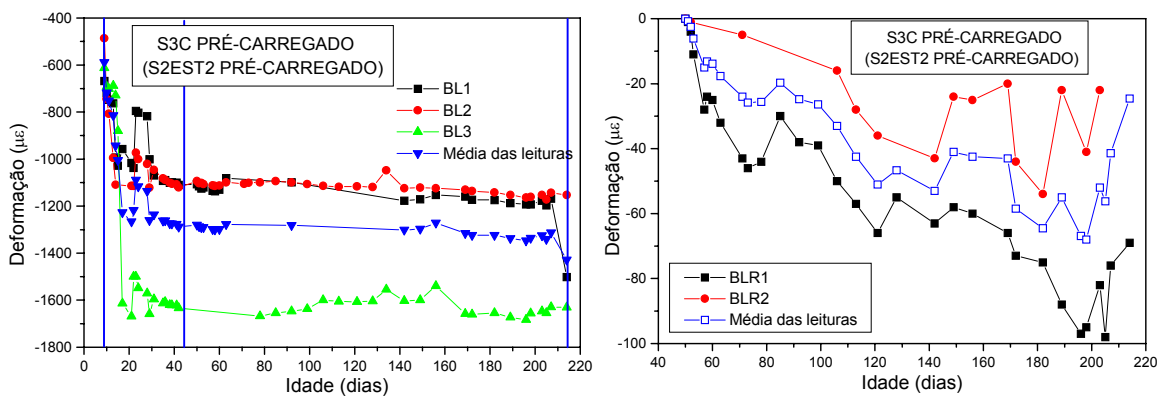
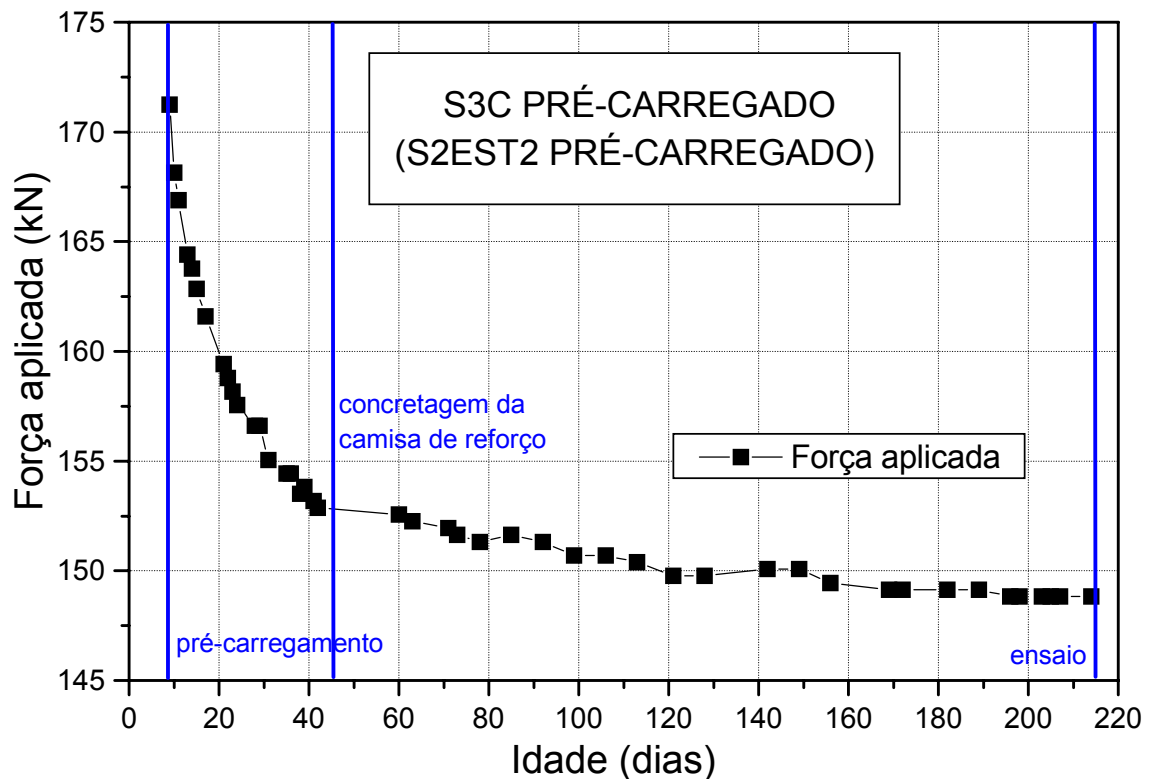


Figura 5.29: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S3C Pré-carregado

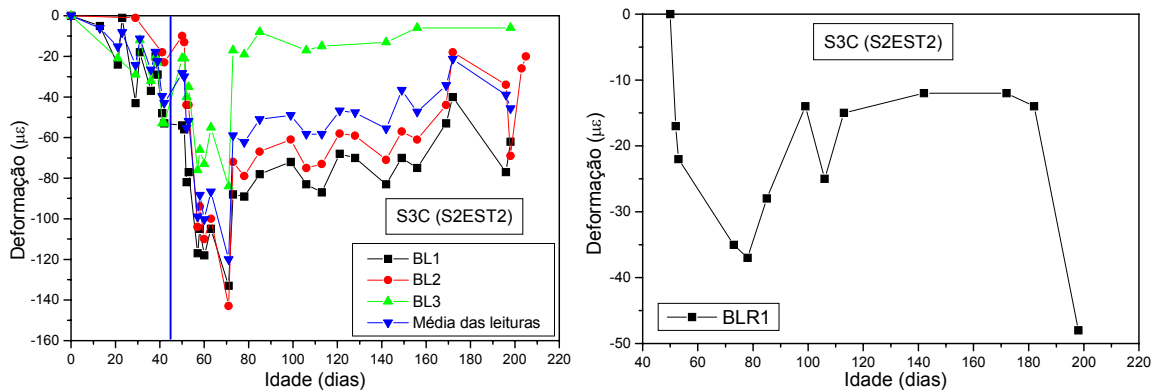


Figura 5.30: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S3C

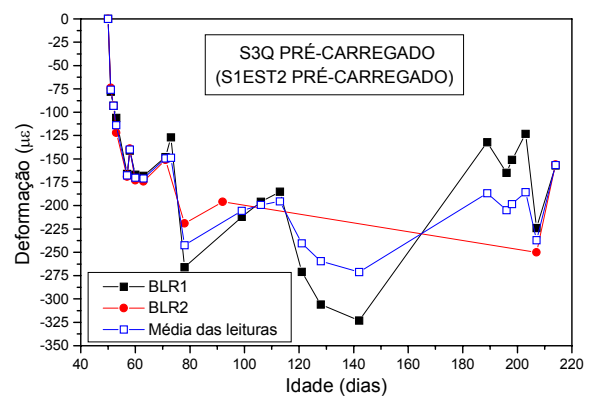
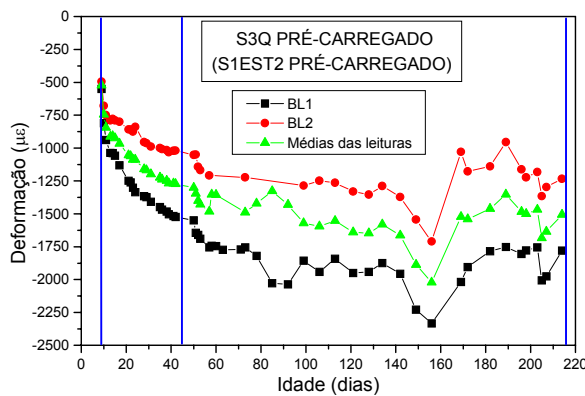
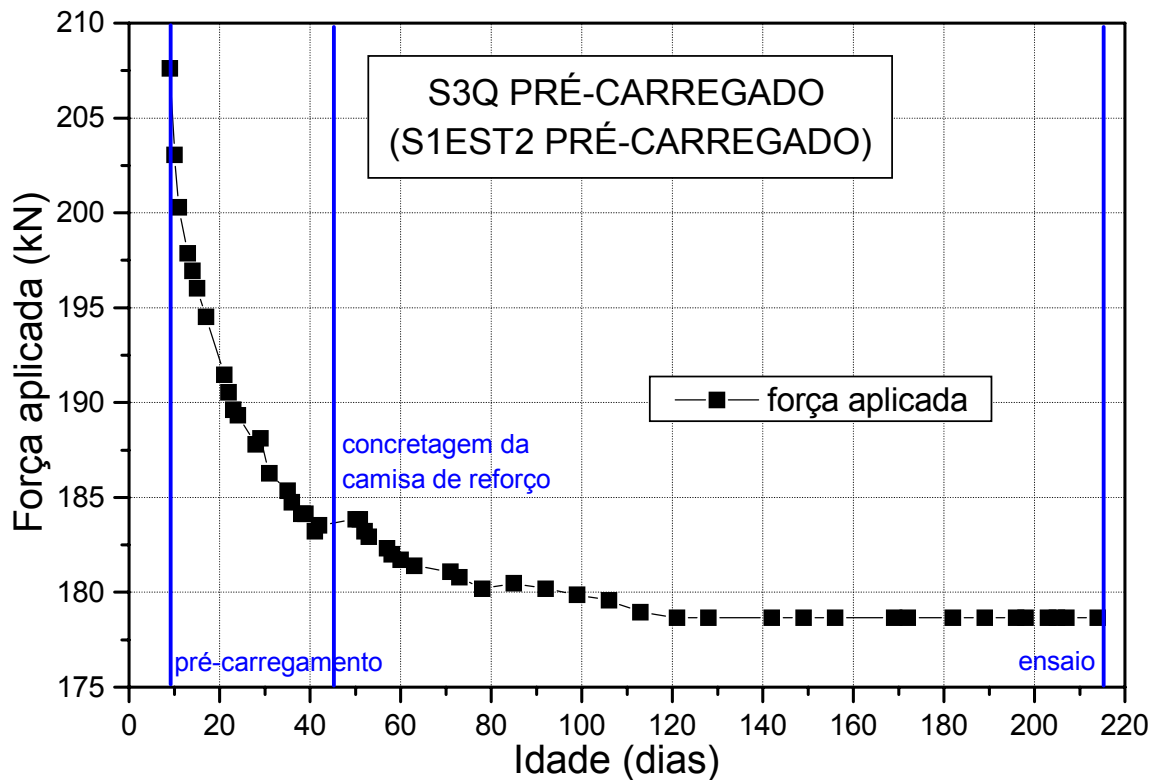


Figura 5.31: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S3Q Pré-carregado

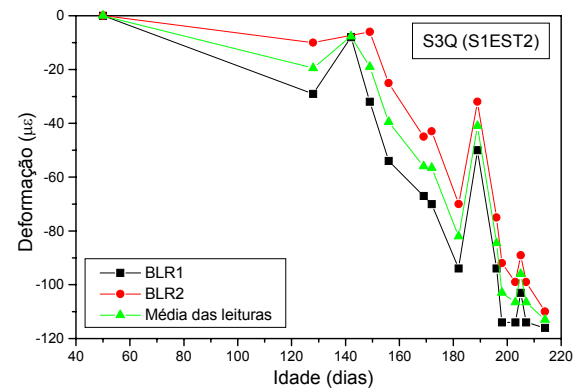
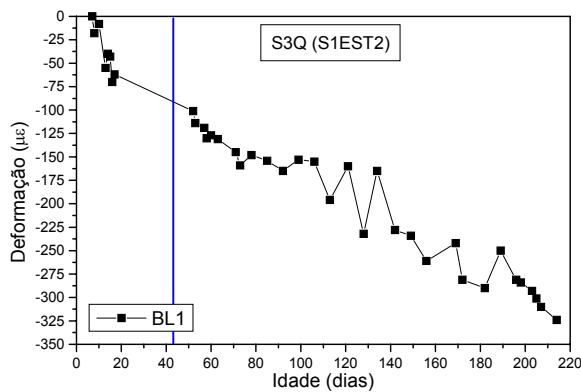


Figura 5.31: Gráficos referentes à análise ao longo do tempo do modelo S3Q

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para simplificação da análise de resultados, adotou-se as seguintes abreviações:

-(nome do modelo) – para os modelos sem pré-carregamento;

-(nome do modelo)PRE – para os modelos com pré-carregamento, como por exemplo S3CPRE;

-FURNAS – corresponde aos ensaios realizados no Centro Tecnológico de Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A.

Ao iniciar a análise de resultados é bom salientar algumas particularidades dos modelos experimentais:

-o sistema de pré-carregamento, por seu próprio mecanismo de atuação, apresenta uma perda da força aplicada no modelo, ou seja, os pilares não estão sujeitos a uma tensão constante;

-todas as leituras de deformação obtidas correspondem às armaduras longitudinais;

-os dados obtidos por FURNAS e outros códigos de normalização prevêem a deformação para o concreto simples e não para o concreto armado, ou seja, não se considera a presença da armadura passiva;

-com a introdução da camisa de reforço tem-se, em primeiro instante, uma transferência de água do concreto fresco do reforço para o concreto do núcleo. As condições reais de secagem ficam difíceis de se avaliar;

-além das deformações do pilar original existiram, com a introdução da camisa, tensões tangenciais na interface entre os dois concretos;

-deve-se observar que a intensidade do pré-carregamento na maioria dos casos foi superior aos valores de máxima tensão estipulados por alguns códigos normativos;

-na medida em que se aumenta a força aplicada, ocorre uma microfissuração no concreto simples, o que resulta numa transferência progressiva de forças para as armaduras de aço que depende do nível de microfissuração.

Na Figura 5.25 ao observar o gráfico das deformações das barras longitudinais do núcleo, fica evidente o dano causado pela fissuração da extremidade superior do modelo S2EST2 na etapa de pré-carregamento, uma vez que a barra BL3 apresentou uma deformação muito superior as demais. Contudo observa-se, na Figura 5.29, que o modelo S3C, substituto do modelo S2EST2, apresenta medidas coerentes, ou seja, seus resultados podem ser utilizados na análise ao longo do tempo.

O modelo S1EST2 não apresentou nenhum problema na análise ao longo do tempo, contudo na análise de carregamento imediato ocorreram problemas, que serão mencionados no Capítulo 6, motivo pelo qual, foi executado o modelo substituto S3Q.

Nos resultados percebe-se claramente, na maioria dos modelos, que após a concretagem da camisa de reforço, ocorre uma interrupção momentânea da perda de força, causada talvez pelo enrijecimento do pilar após o endurecimento do concreto da camisa de reforço o que traz como consequência uma aparente diminuição da taxa de perda de força. Tal fenômeno repete-se na deformação das barras longitudinais, provocada talvez por uma recuperação da deformação causada pela retração por secagem (inchamento do concreto), sendo que após a concretagem da camisa de reforço também ocorre uma diminuição da deformação das barras. Tais evidências demonstram uma transferência de esforços entre o pilar original e a camisa de reforço. O fato da pequena magnitude em termos de valores para esta transferência deve-se principalmente pela intensidade do processo de retração e fluência, ou seja, a introdução da camisa de reforço aconteceu, na maioria dos casos, antes de oitenta dias de idade do concreto do pilar original, sendo que ocorreriam incrementos de deformação neste concreto ao longo do tempo até atingir as deformações máximas decorrentes da retração e da fluência.

Para os pilares reforçados sem pré-carregamento, verifica-se que após a concretagem da camisa de reforço, o mesmo fenômeno que acontece nos pilares pré-carregados também é observado nas deformações das barras longitudinais do pilar original. Contudo tal fato pode ser decorrente da introdução da camisa de reforço que dificulta a evaporação da água do concreto do pilar original, também contribuindo para a diminuição da taxa de deformação por retração por secagem.

Na verificação da coerência das leituras obtidas nos modelos pré-carregados foram utilizados os valores obtidos pelas células de carga instaladas no pórtico de pré-carregamento para verificar a deformação do pilar. Tal procedimento é descrito a seguir:

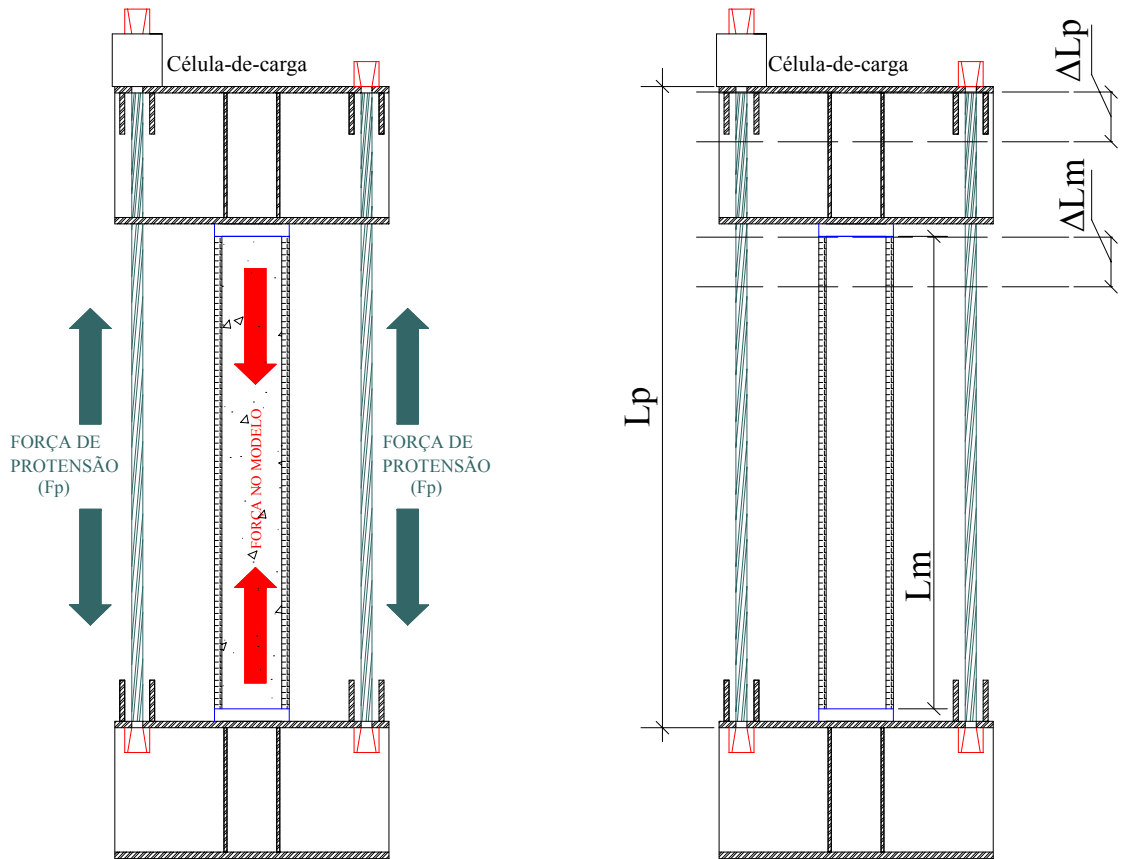


Figura 5.32: Esquema do sistema de pré-carregamento

- a) sabe-se que o deslocamento total é igual no modelo e na cordoalha do sistema de pré-carregamento (Figura 5.32), ou seja:

$$\Delta L_m = \Delta L_p, \text{ onde:}$$

ΔL_m – deslocamento do topo do pilar;

ΔL_p – encurtamento da cordoalha de protensão, após cravação das cunhas.

- b) sabe-se que a perda de força atuante é decorrente do encurtamento sofrido pela cordoalha:

$$\Delta F_p = E_p \cdot A_p \frac{\Delta L_p}{L_p}, \text{ onde:}$$

ΔF_p – perda de força do sistema de protensão;

E_p – módulo de elasticidade das cordoalhas de protensão;

A_p – área da seção transversal das cordoalhas de protensão;

L_p – comprimento de cada cordoalha de protensão;

- c) como a perda de força foi registrada pela célula de carga em um dos cabos, tem-se o deslocamento sofrido pelas cordoalhas, e pelo modelo e, com isso, calcula-se a deformação do pilar:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta L_m}{L_m}, \text{ onde:}$$

ε_c – deformação do modelo experimental;

L_m – comprimento total do pilar.

Com o cálculo da deformação do modelo experimental obtida a partir das forças medidas na célula de carga do pórtico, é possível compará-la à deformação das barras, para avaliar a consistência dos dados. É importante salientar que nenhum tipo de análise ao longo do tempo foi realizado com os modelos S2EST2PRE e S2EST2, por consequência do que aconteceu na etapa de pré-carregamento. Os resultados dessa análise comparativa são mostrados nos gráficos das Figuras 5.33 a 5.39.

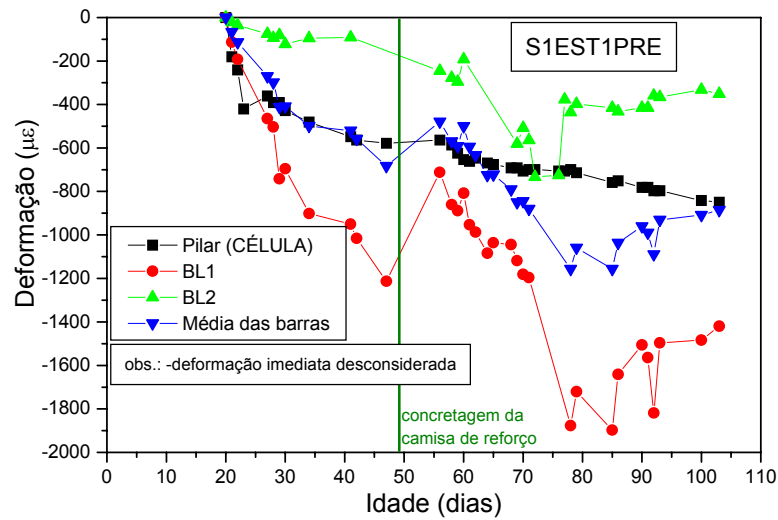


Figura 5.33: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S1EST1PRE com a obtida a partir da célula de carga.

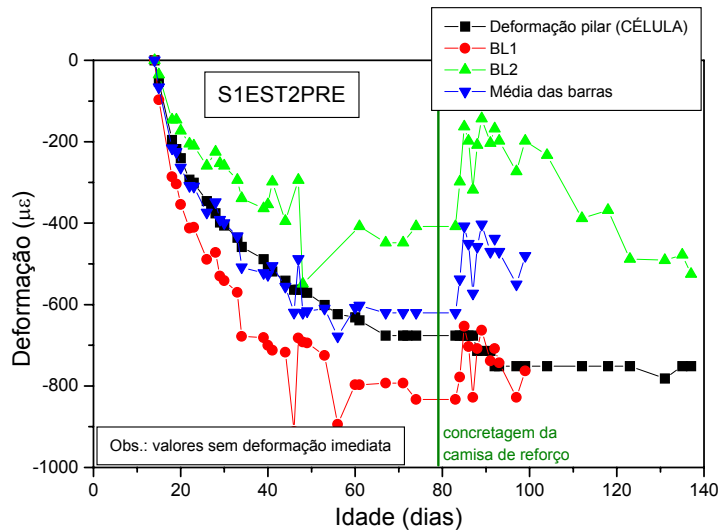


Figura 5.34: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S1EST2PRE com a obtida a partir da célula de carga.

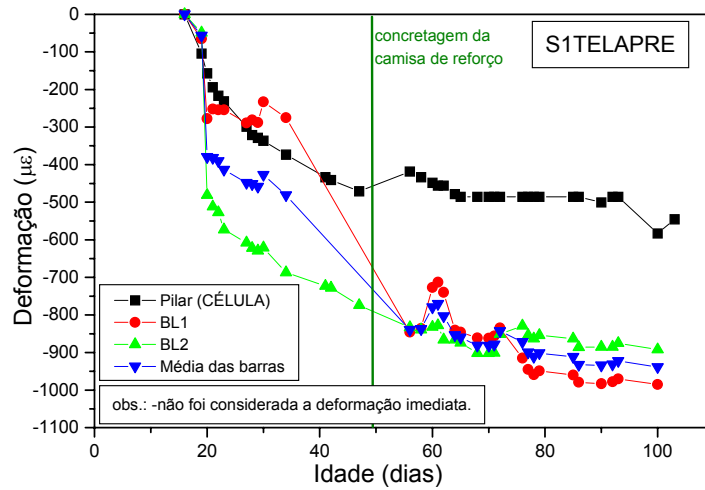


Figura 5.35: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S1TELAPRE com a deformação obtida a partir da célula de carga.

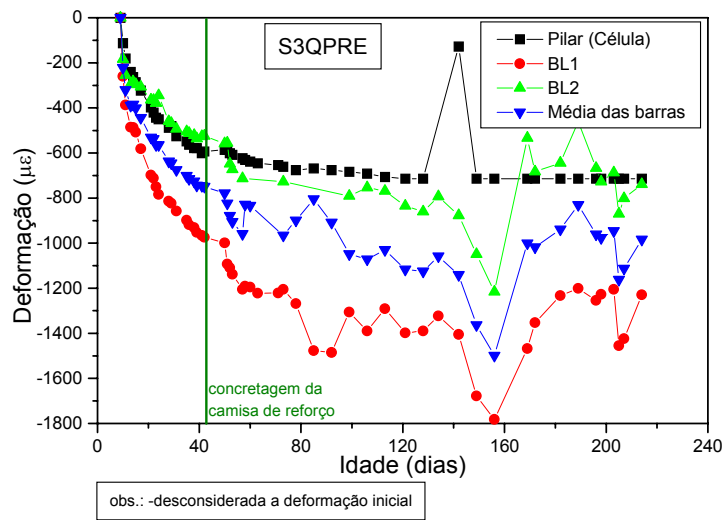


Figura 5.36: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S3QPRE com a deformação obtida a partir da célula de carga.

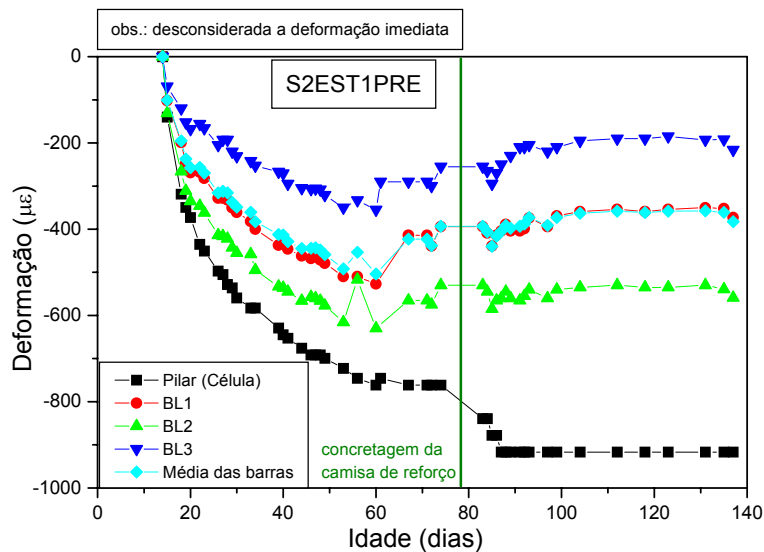


Figura 5.37: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S2EST1PRE com a deformação obtida a partir da célula de carga.

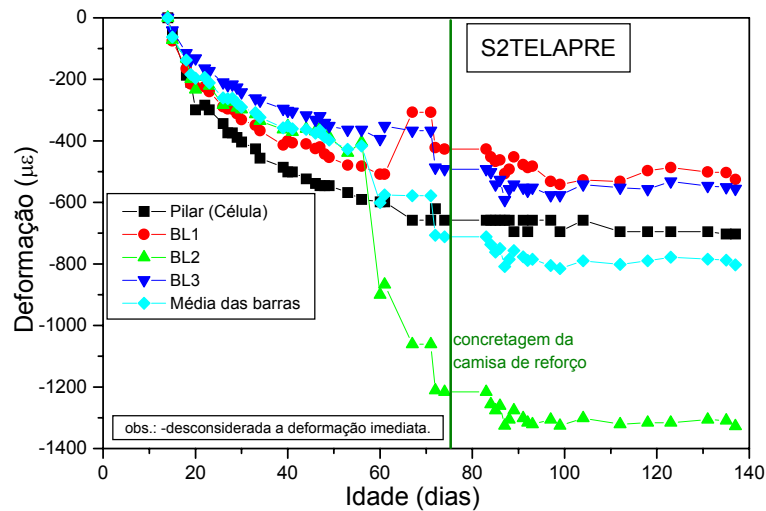


Figura 5.38: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S2TELAPRE com a deformação obtida a partir da célula de carga.

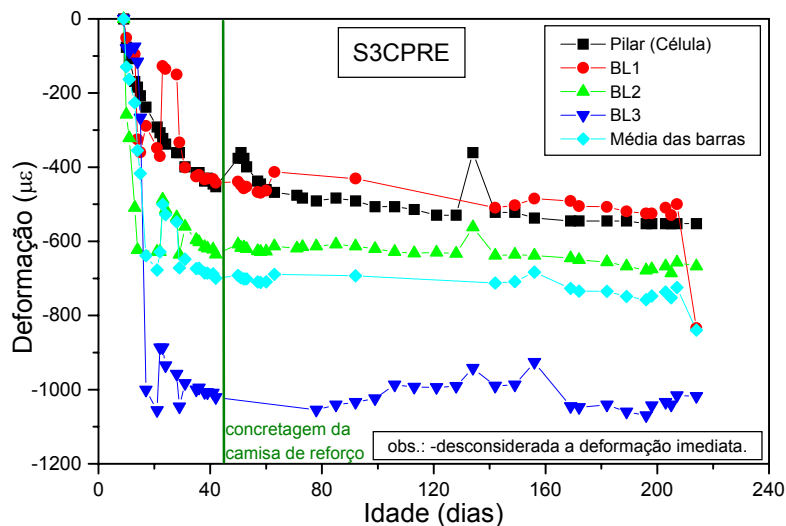


Figura 5.39: Comparação das deformações das barras longitudinais do pilar original no modelo S3CPRE com a deformação obtida a partir da célula de carga.

Para a maioria dos modelos, a deformação obtida a partir das forças medidas pela célula de carga se aproxima das deformações das barras longitudinais do pilar original. Tal observação evidencia que a deformação obtida pela célula de carga pode ser considerada como a deformação do pilar reforçado, ou seja, a deformação do conjunto estrutural (concreto, aço, concreto da camisa de reforço e aço do reforço) é representada pela deformação obtida pelas células de carga. Partindo-se de tal raciocínio utilizaram-se as curvas das deformações obtidas pelas células de carga para a análise dos resultados.

As curvas parametrizadas de fluência específica e as de retração dos concretos do substrato e do reforço obtidas por FURNAS apresentam os seguintes aspectos:

- a tensão aplicada foi constante durante todo o ensaio de fluência;

- na determinação da fluência específica, foram utilizados corpos-de-prova selados, ou seja, a avaliação foi feita somente para fluência básica;
- o ensaio de retração por secagem foi realizado com uma temperatura de 25°C e uma umidade relativa do ar de 60%.

Para tentar minimizar a diferença na umidade relativa do ar nas curvas parametrizadas de FURNAS foram utilizados coeficientes de correção do ACI 209R (1992). Contudo não foi possível encontrar um coeficiente de correção para o efeito da temperatura. Os coeficientes do ACI 209R (1992) são obtidos pelas seguintes equações:

➤(Fluência) $\gamma_{ch} = 1,27 - 0,0057H$, para $H > 40\%$, onde:

- γ_{ch} – coeficiente de correção da fluência para variação de umidade relativa;
- H – umidade relativa do ar (%)

➤(Retração) $\gamma_{sh} = 1,40 - 0,010H$, para $40\% \leq H \leq 80\%$, onde:

- γ_{sh} – coeficiente de correção da retração para variação de umidade relativa;

Contudo as equações do ACI 209R (1992) têm a umidade relativa de 40% como referência, enquanto no caso dos ensaios de FURNAS o valor de referência é de 60% para retração e 100% para a fluência (corpos-de-prova selados). Com isto adotou-se uma relação levando em consideração a umidade relativa de FURNAS como a de referência e se obtiveram os valores de 1,428 e 1,25 para os coeficientes de correção da fluência e da retração, respectivamente.

Na análise de resultados optou-se também por utilizar a NB1 (2002) com os valores dos módulos de elasticidade experimentais em idades próximas à do pré-carregamento, para calcular a fluência.

A análise de resultados considerou as seguintes simplificações:

- a tensão aplicada foi considerada constante no cálculo da fluência;
- foi desconsiderada a introdução da camisa de reforço, com o intuito de verificar o comportamento teórico sem a sua presença, para verificar uma possível transferência de esforços;
- optou pela comparação com a deformação obtida pelas células de carga nos modelos pré-carregados, computando-se a fluência do concreto do substrato para o valor do pré-carregamento inicial, e a retração foi considerada até o ensaio final;
- nos modelos sem pré-carregamento foi utilizada a média das deformações das barras longitudinais do núcleo para a comparação somente com a deformação decorrente da retração por secagem do concreto do pilar original;
- a deformação imediata foi desconsiderada na análise dos resultados;

-existe a perfeita aderência entre o concreto simples e as armaduras de aço.

Para facilitar os comentários da análise dos resultados foram utilizadas as seguintes nomenclaturas:

-(FURNAS + ACI): utilização das curvas parametrizadas de FURNAS com os coeficientes de correção do ACI 209R (1992);

-(NB1): utilização da NB1 (2002) com os valores dos módulos de elasticidade experimentais.

Nas Figuras 5.40 a 5.46 são apresentados os gráficos de comparação dos valores experimentais e os valores teóricos para os pilares pré-carregados, levando-se em consideração a retração e a fluência do concreto do substrato.

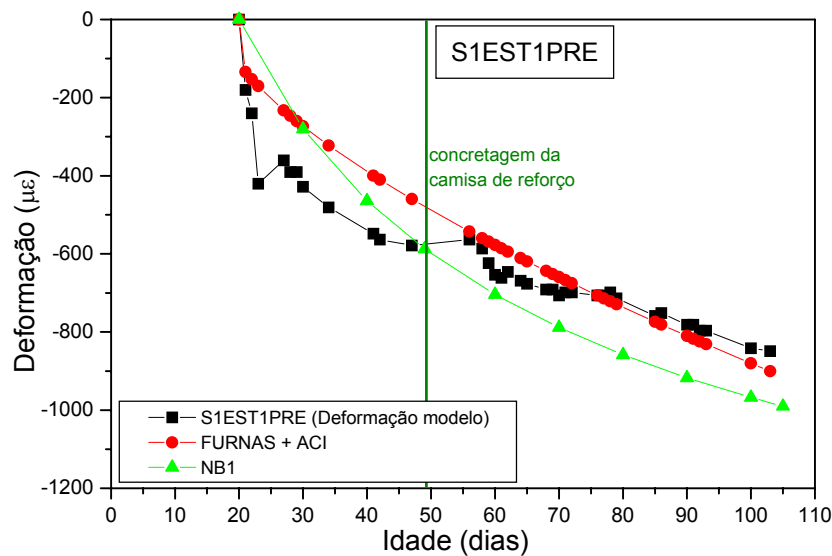


Figura 5.40: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S1EST1PRE

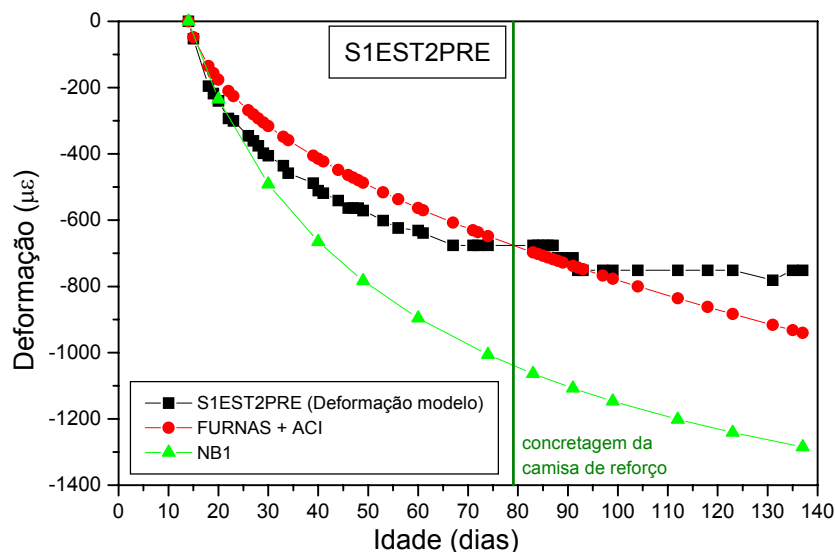


Figura 5.41: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S1EST2PRE

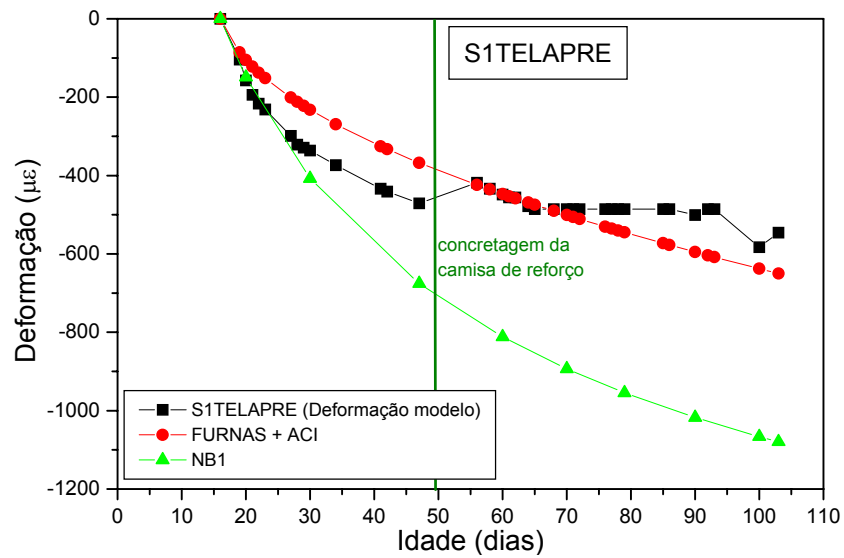


Figura 5.42: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S1TELAPRE

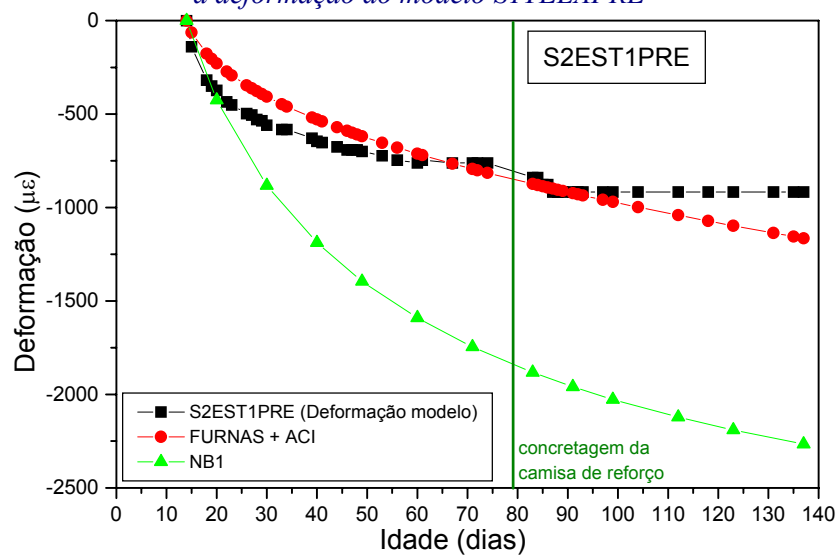


Figura 5.43: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S2EST1PRE

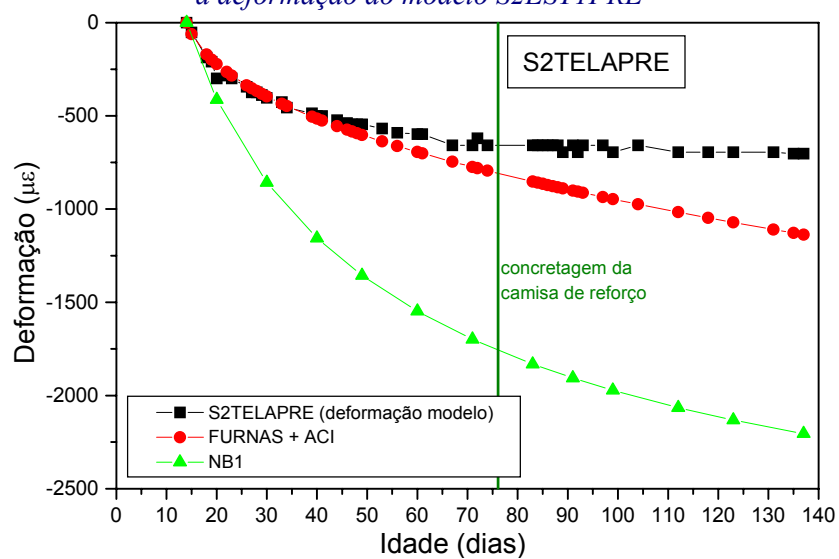


Figura 5.44: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S2TELAPRE

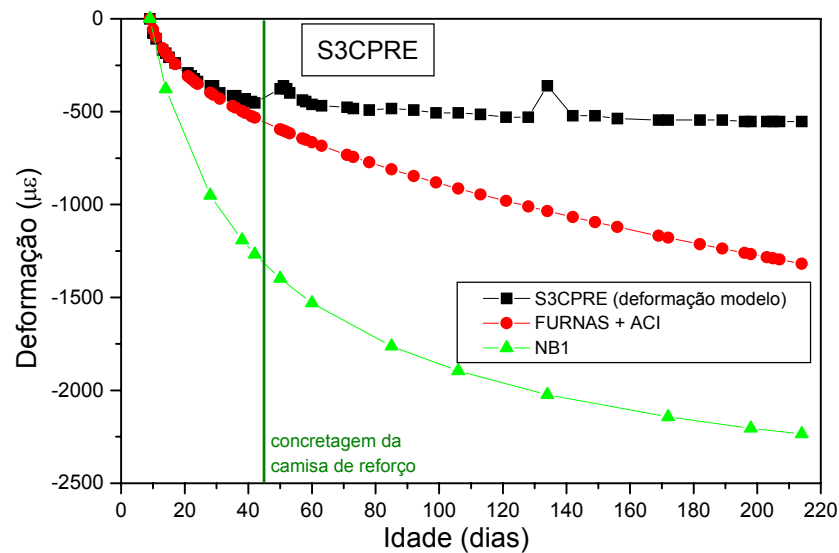


Figura 5.45: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S3CPRE

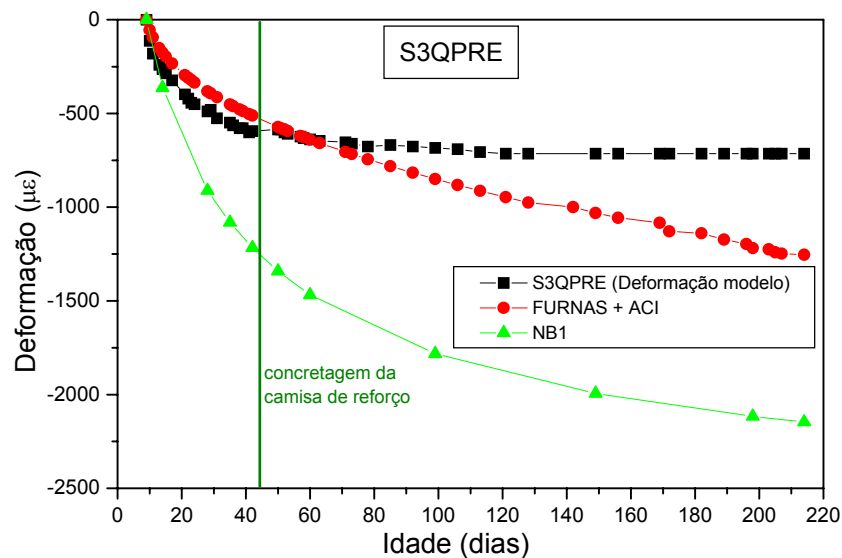


Figura 5.46: Comparação das deformações teóricas ao longo do tempo (fluência e retração) com a deformação do modelo S3QPRE

Nos modelos pré-carregados os valores obtidos pelas curvas parametrizadas de (FURNAS+ACI) são próximos das deformações dos pilares originais. Contudo os ensaios de FURNAS tratam-se somente do concreto simples, sendo que os pilares são compostos de concreto armado, ou seja, os valores obtidos pela formulação teórica deveriam ser maiores que os experimentais. Uma possível explicação para tal fato é de que os coeficientes de correção do ACI 209R foram aplicados somente para a variação de umidade relativa, sem levar em consideração a variação da temperatura.

As curvas da NB1 apresentaram valores superiores aos experimentais, o que teoricamente está correto, uma vez que as normas tratam de concreto simples e não de concreto armado.

Verifica-se que o comportamento das deformações teóricas ao longo do tempo para todas as hipóteses é semelhante, sendo que após a concretagem da camisa de reforço os valores experimentais apresentam uma diminuição da taxa de deformação, que possivelmente é ocasionada pela transferência de esforços para a camisa de reforço.

Nos modelos S3CPRE e S3QPRE, que permaneceram na câmara climatizada por um período superior ao de todos os outros pilares, percebe-se claramente a estabilização da deformação do modelo após a concretagem da camisa de reforço.

Nas Figuras 5.47 a 5.53 são apresentados os gráficos de comparação dos valores experimentais e os valores teóricos para os pilares sem pré-carregamento.

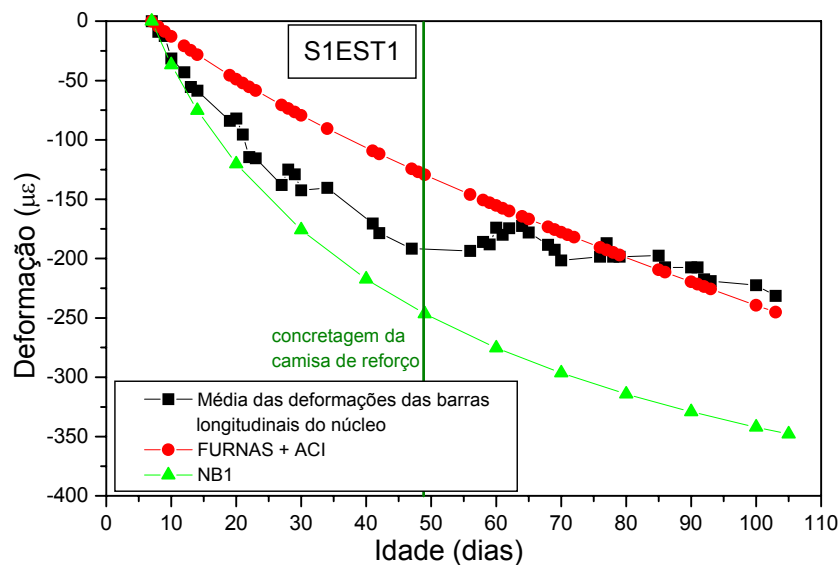


Figura 5.47: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a média das deformações das barras longitudinais do núcleo do modelo S1EST1

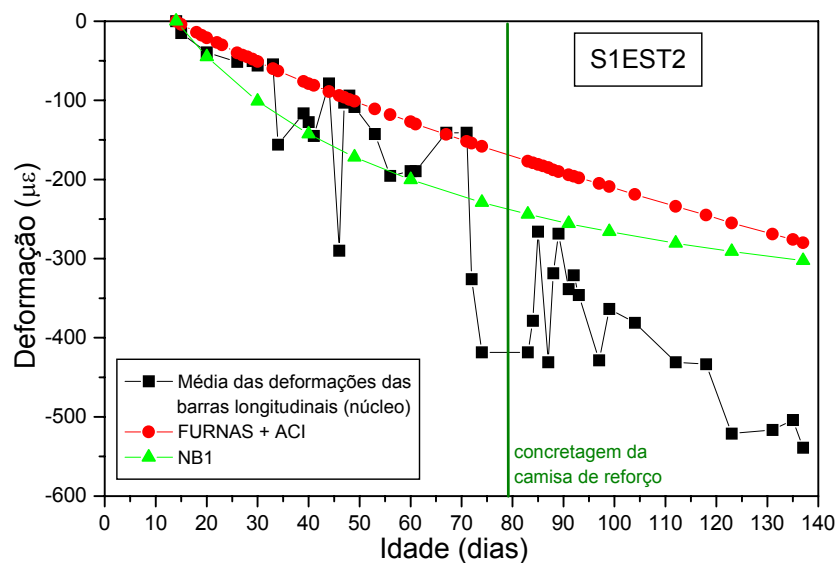


Figura 5.48: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a média das deformações das barras longitudinais do núcleo do modelo S1EST2

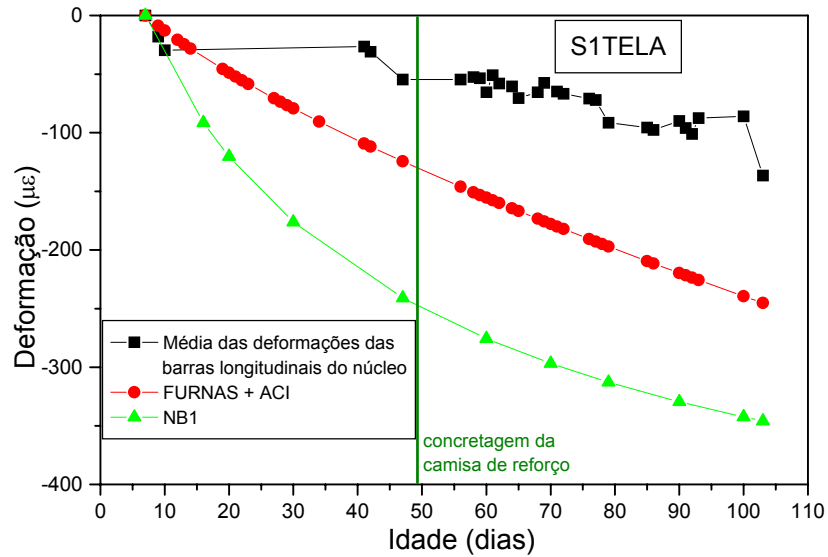


Figura 5.49: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a média das deformações das barras longitudinais do núcleo do modelo S1TELA

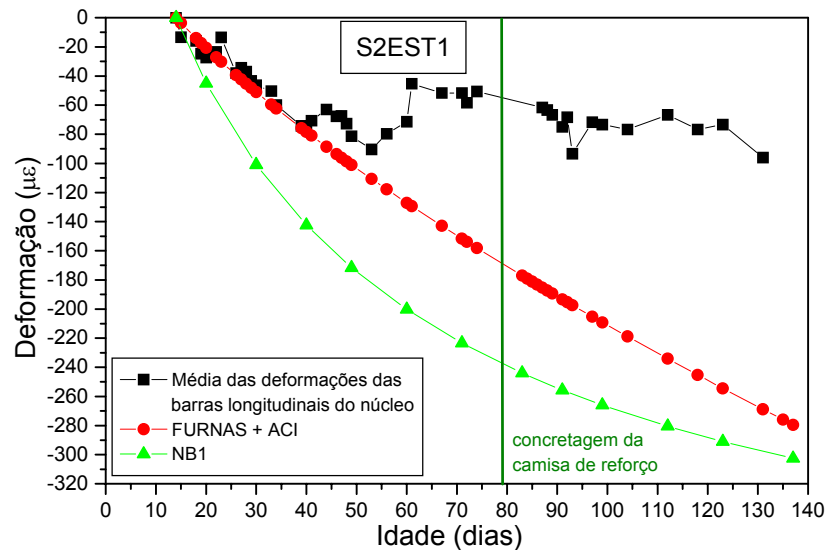


Figura 5.50: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a média das deformações das barras longitudinais do núcleo do modelo S2EST1

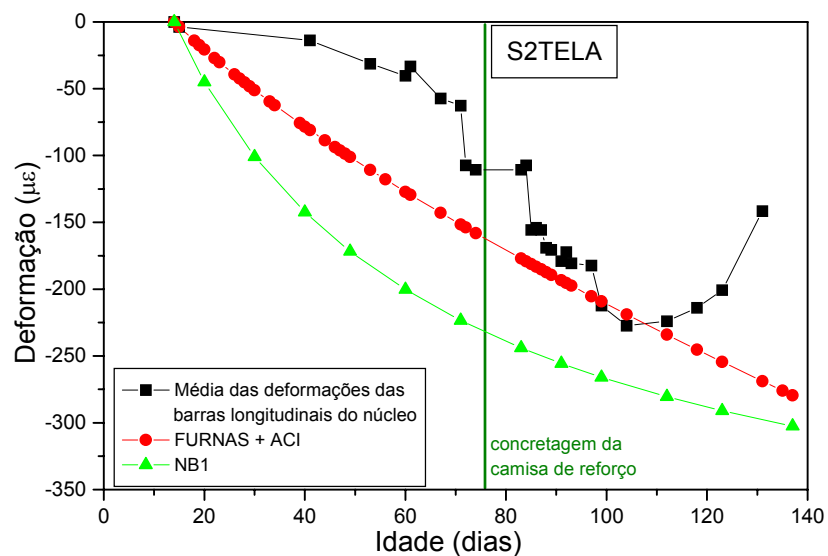


Figura 5.51: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a média das deformações das barras longitudinais do núcleo do modelo S2TELA

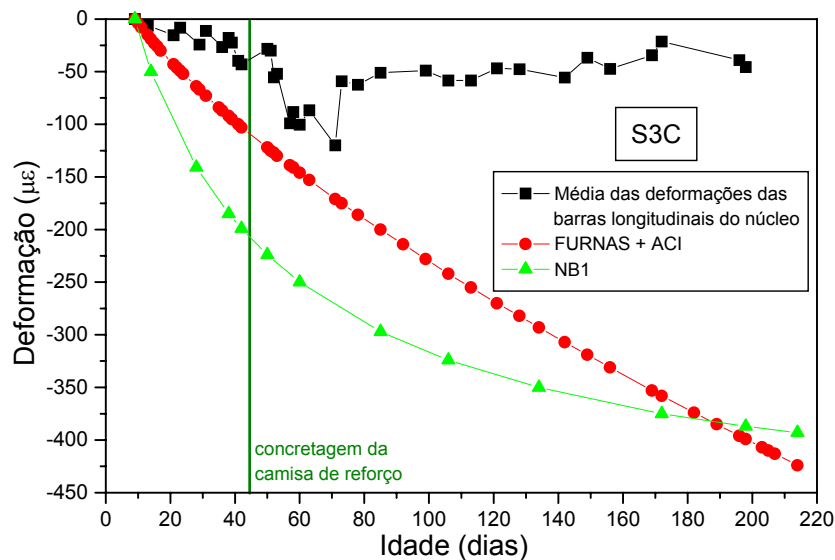


Figura 5.52: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a média das deformações das barras longitudinais do núcleo do modelo S3C

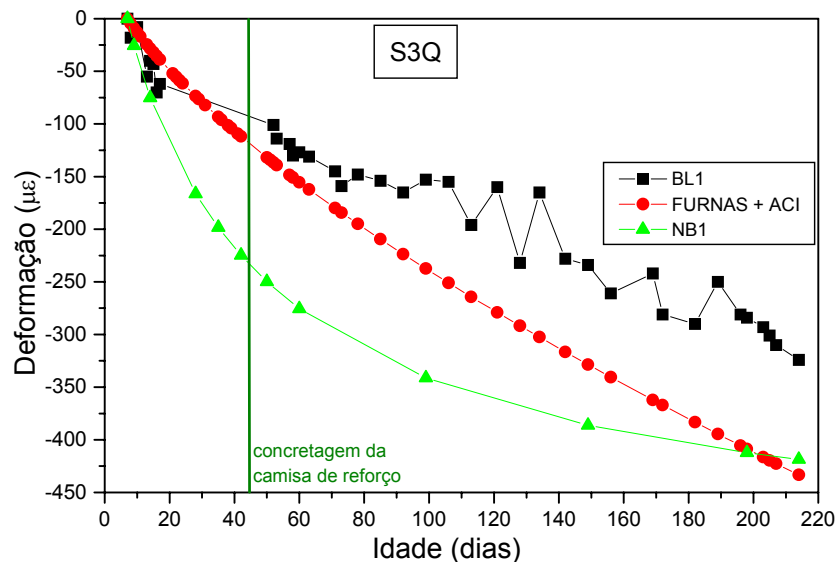


Figura 5.53: Comparação da deformação teórica causada pela retração com a deformação da barra BL1 do modelo S3Q

Na maioria dos modelos, os valores obtidos por (FURNAS+ACI) e a NB1 são maiores que a média das deformações das barras longitudinais dos pilares originais. A maior deformação obtida pelas hipóteses de cálculo, teoricamente, era esperada uma vez que o concreto do pilar original, após a concretagem da camisa de reforço, pode sofrer um inchamento decorrente da absorção da água do concreto da camisa e também a taxa de evaporação diminui pela própria existência de uma outra camada de concreto de reforço que dificulta a evaporação e conseqüentemente diminui a retração do concreto.

Em alguns modelos experimentais as deformações aumentam ou estabilizam. Tal fato pode ser decorrente de variações de leituras ou por uma interação com o concreto da

camisa de reforço. No entanto, é muito difícil caracterizar neste momento os fenômenos que podem explicar tal deformabilidade.

5.3.1 ANÁLISE NUMÉRICA

Na avaliação da deformabilidade ao longo do tempo, outro modo de análise utilizado foi o emprego do programa CONSNOU, desenvolvido pelo Professor Antonio R. Mari da Universidade Politécnica da Catalunha na Espanha. Para um melhor entendimento do programa, é feita uma breve descrição a seguir.

5.3.1.1 PROGRAMA CONSNOU

O modelo matemático utilizado baseia-se em uma idealização das estruturas mediante elementos lineares de barra com seis graus de liberdade por nó, discretizando-se a seção transversal em filamentos. Permite considerar o comportamento não linear dos materiais e da geometria, assim como o comportamento diferido e o processo evolutivo de construção.

O programa, que permite a utilização prática do modelo matemático denomina-se CONSNOU e foi desenvolvido pelo Professor Antonio Mari. Está executado em forma modular, o que permite sua contínua evolução, introduzindo-se novos fenômenos mediante modificações parciais que o ajustam cada vez mais ao comportamento real das estruturas.

A linguagem de programação é o FORTRAN, e pode ser utilizado para os sistemas operacionais UNIX, MS-DOS e Windows.

a) Campo de aplicação

O modelo se aplica principalmente à simulação de pórticos planos ou espaciais, nos quais exista uma evolução das deformações ao longo do tempo. Permite considerar a evolução da configuração estrutural durante o processo construtivo, por exemplo, uma concretagem em diferentes etapas, a simulação das rótulas que podem ser bloqueadas durante o processo de construção, a instalação e eliminação de escoramento ou outro tipo de apoio provisório, protensão e desprotensão de cabos e tirantes, etc.

Permite captar os efeitos estruturais diferidos decorrentes das deformações não mecânicas do concreto e sua interação com o aço ou com outros concretos que tenham diferentes idades de execução e em carga, a redistribuição de esforços na estrutura, de tensões na seção e o incremento diferido de flechas.

b) Hipóteses básicas

➤ Ações:

-Ações exteriores: todas as ações se aplicam sobre os nós da estrutura em instantes precisos, denominados escalões de carregamento, e estes podem dividir-se em vários incrementos. Para a realização da análise passo a passo no tempo se considera que as ações se aplicam somente em etapas de tempo, nos quais a tensão em cada ponto da estrutura é constante durante cada intervalo;

-Consideração da protensão: a protensão se introduz como uma ação ou sistema de cargas obtido por equilíbrio do cabo, sendo que o traçado dos cabos pode ser retilíneo, segmentado ou parabólico. Este se discretiza em segmentos retilíneos que cobrem um só elemento e concentram a interação com o concreto nos pontos de desvio. O modelo permite a aplicação da força de protensão desde um extremo ou desde dois, considerando as perdas instantâneas de força, mas admitindo que a mesma é constante ao longo de um segmento;

-Ações indiretas: o programa admite deslocamentos impostos nos apoios, assim como deformações impostas devido à ação térmica ambiental, retração do concreto ou pré-deformação da armadura.

c) Esquema estrutural

➤ Geometria longitudinal:

A estrutura é constituída longitudinalmente por elementos finitos Hermitianos tipo barra de três nós, com seção constante e forma arbitrária. O elemento tem treze graus de liberdade, doze nos extremos e um no centro (que se elimina por condensação estática no próprio elemento), o que é necessário para obter a matriz de rigidez à flexão e considerar a variação do eixo neutro por fissuração.

➤ Modificação das vinculações externas

As condições de contorno se reproduzem mediante apoios, definidos com seis graus, cuja rigidez é definida pelo usuário e pode variar ao longo do tempo. Estes graus controlam as rotações e os deslocamentos da estrutura nas condições de contorno. Estas condições podem variar no tempo, permitindo reproduzir os processos de cimbramento, descimbramento, execução de novos apoios e eliminação dos existentes.

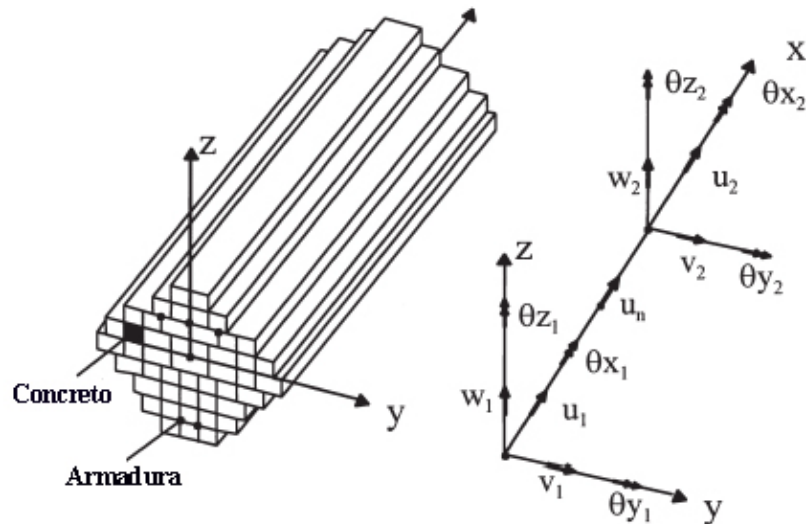


Figura 5.54: Elemento utilizado no Programa CONSNOU

➤ Modificação das vinculações entre elementos

A variação dos graus de liberdade dos elementos na matriz de rigidez permite considerar a presença de rótulas entre elementos, o deslocamento relativo entre eles, etc. Estes vínculos internos podem variar ao longo do processo construtivo ou durante a evolução da estrutura.

d) Comportamento na seção transversal

➤ Deformação plana

A utilização de elementos tipo barra leva a assumir o princípio de seção plana na deformação, tanto para deformações mecânicas como não mecânicas:

$$\Delta\varepsilon(z) = \Delta\varepsilon_m - z \cdot \Delta c$$

onde:

$\Delta\varepsilon(z)$ = incremento de deformação no filamento situado na coordenada z ;

$\Delta\varepsilon_m$ = incremento de deformação no centro de gravidade da seção;

z = coordenada do filamento (medida desde o centro de gravidade);

Δc = incremento de curvatura.

➤ Aderência perfeita

Na interface entre dois materiais diferentes há compatibilidade de deformação para ambos, o que equivale a considerar que existe aderência perfeita entre eles. Isto se cumpre também para o aço de protensão que se considera aderente.

➤ Seção composta por filamentos

Supõe-se que cada elemento é um prisma cuja seção transversal de concreto é um sólido discretizado em filamentos. As características geométricas da seção resultam da integração das áreas dos filamentos que a compõem e quando algum destes filamentos não existem (seja por não existir, estar fissurado, etc) a contribuição de sua área diferencial é zero.

➤ Comportamento a nível ponto

-Evolução da deformação e tensão

A deformação uniaxial total de um ponto em um instante t_n pode desmembrar-se em:

$$\varepsilon_n^{total} = \varepsilon_n^m + \varepsilon_n^{n.m.}$$

Considerando isto, o cálculo das tensões e deformações em um escalão de tempo t_n é obtido fazendo as seguintes hipóteses:

-calcula-se a deformação total no instante t_n acumulado:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_{n-1} + \Delta\varepsilon_n$$

-obtem-se o incremento de deformação não-mecânica entre os escalões t_{n-1} e t_n como:

$$\varepsilon_c^{n.m.} = \varepsilon_c^c + \varepsilon_c^{sh.} + \varepsilon_c^T + \varepsilon_c^a, \text{ no caso de concreto e}$$

$$\varepsilon_s^{n.m.} = \varepsilon_s^T, \text{ no caso do aço.}$$

-a deformação não mecânica total no instante t_n se obtém acumulando o incremento neste intervalo sobre o total anterior.

$$\varepsilon_n^{n.m.} = \varepsilon_{n-1}^{n.m.} + \Delta\varepsilon_n^{n.m.}$$

-a deformação mecânica é obtida subtraindo-se da total a não mecânica.

$$\varepsilon_n^m = \varepsilon_n^{total} - \varepsilon_n^{n.m.}$$

-as tensões se determinam a partir da deformação mecânica como:

$$\sigma_n = f(\varepsilon_n^m) = f(\varepsilon_n^{total} - \varepsilon_n^{n.m.})$$

onde:

- ε_n^m Deformação uniaxial mecânica de um ponto no instante n
- $\varepsilon_n^{n.m.}$ Deformação uniaxial não mecânica de um ponto no instante n
- ε_{n-1} Deformação total no instante n - 1
- $\Delta\varepsilon_n$ Incremento de deformação total no intervalo entre n - 1 y n
- ε_{cc} Incremento de deformação por fluência do concreto no intervalo entre n - 1 y n
- ε_{cs} Incremento de deformação por retração do concreto no intervalo entre n - 1 y n
- ε_{cT} Incremento de deformação por variação de temperatura no intervalo entre n - 1 y n
- ε_{ca} Incremento de deformação por envelhecimento do concreto no intervalo entre n - 1 y n
- ε_{sT} Incremento de deformação no aço por variação de temperatura
- $\varepsilon_{n-1}^{n.m.}$ Deformação não mecânica acumulada até o instante n - 1
- $\Delta\varepsilon_n^{n.m.}$ Incremento de deformação não mecânica no intervalo entre n - 1 y n

Para levar a cabo esta análise ao longo do tempo, considera-se o nível de tensões constantes durante um intervalo de tempo e posteriormente se obtêm os novos incrementos por superposição ao variar a história de carregamento. Para histórias de carga decrescente, o princípio de superposição subestima a recuperação de fluência.

-Equação constitutiva do concreto

O concreto está submetido a um estado uniaxial de tensões normais, onde a equação constitutiva adotada para o concreto compreende onze estados diferentes, os quais são descritos na Figura 5.55. Neles se determinam a tensão do concreto a partir da deformação mecânica e o módulo de deformação do material no instante que se analisa. Considera-se que está fissurado se a tensão de tração excede sua resistência à tração neste instante (não se leva em conta a contribuição do concreto tracionado entre fissuras) e plastifica quando sua deformação mecânica excede a correspondente à sua resistência máxima à compressão.

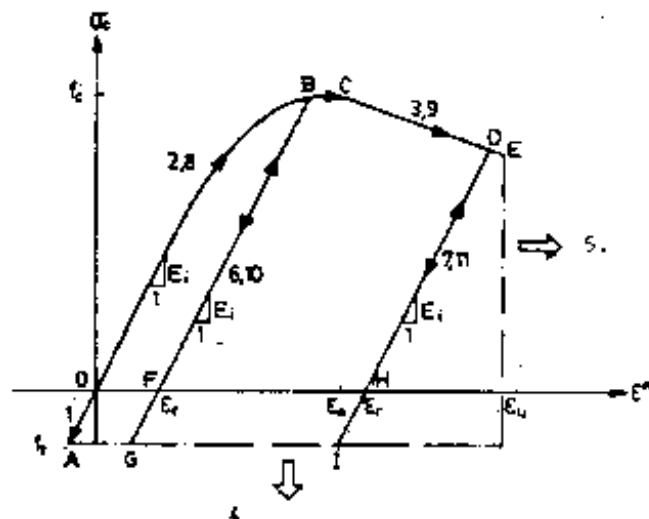


Figura 5.55: Equação constitutiva assumida pelo modelo de concreto

-Equação constitutiva do aço ativo

Simula-se seu comportamento a partir de um gráfico multilinear, assumindo sempre que a descarga e recarga ocorrem com o módulo de deformação inicial.

-Equação constitutiva do aço passivo

As propriedades do aço passivo não têm a mesma dependência do tempo e as condições ambientais que o concreto. Supõe-se seu comportamento constante no tempo, baseando-se em um diagrama bi-linear simétrico a partir da origem com descarga.

-Comportamento diferido dos materiais

A deformação de fluência considera as hipóteses de visco-elasticidade linear, ou seja, linearidade entre tensões e deformações diferidas e o princípio de superposição de Boltzman, que se pode expressar como:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \sigma(t_0) \cdot c(t, t_0) + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot c(t, t_i), \text{ onde:}$$

$\varepsilon_{cc}(t)$ fluência;

$\sigma(t_0)$ Tensão aplicada no instante t_0 ;

$c(t, t_0)$ Fluência específica ou constante de proporcionalidade entre as tensões e deformações diferidas;

$\Delta\sigma(t_i)$ Incrementos de tensão aplicados entre os instantes t_0 e t_i ;

$c(t, t_i)$ Valor da fluência específica no instante t para uma carga aplicada em t_0 .

Em caso de variações contínuas de tensão no tempo pode-se expressar na forma de integral:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \sigma(t_0) \cdot c(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{\partial\sigma(\tau)}{\partial\tau} \cdot c(t, \tau) d\tau$$

e para evitar a necessidade de detalhar toda a história de cargas, utiliza-se para isto uma função de fluência desenvolvida em forma de série de Dirichlet:

$$c(t, t - \tau) = \sum_{i=1}^m a_i(\tau) \left| 1 - e^{-\lambda_i \phi(T)(t-\tau)} \right|$$

onde:

$a_i(\tau)$ Parâmetros dependentes da idade de carga que condicionam a deformação diferida final;

λ_i Constantes que regulam a evolução da fluência e adota-se $\lambda_i = 10^{-i}$;

$\phi(T)$ Função da temperatura. No programa se adota constante e igual à unidade;

$t - \tau$ Duração da força.

Estes parâmetros são obtidos automaticamente no programa mediante um ajuste por mínimos quadrados da curva experimental ou analítica que se deseja reproduzir.

Desta maneira, utilizando o método passo a passo em combinação com a série Dirichlet, consegue-se que cada novo incremento de fluência dependa somente da tensão e de variáveis de estado correspondentes ao último incremento de tempo e não de toda a história de tensão.

As variações de tensão no aço de protensão produzidas pela relaxação são levadas em conta conjuntamente com o resto de deformações produzidas nos escalões de carga ou de tempo por compatibilidade com o concreto desta fibra mediante o método da tensão inicial fictícia. Determinam-se mediante a seguinte equação [Kang] baseada em dados experimentais:

$$\frac{f_s}{f_{si}} = 1 - \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{si}}{f_y} - 0.55 \right); \quad \frac{f_{si}}{f_y} \geq 0.55$$

onde:

f_{si} Tensão inicial fictícia : aquela com que se deve iniciar o cabo para que sua tensão no tempo atual t seja f_s ;

f_s Tensão atual no aço de protensão : é a diferença entre a tensão inicial e as perdas (por relaxação e por deformações elásticas nos escalões prévios);

f_y Tensão máxima no aço de protensão.

e) Procedimentos de análise estrutural

➤ Estratégia de análise não-linear

Realiza-se um processo incremental e iterativo no qual a carga exterior total se divide em escalões e cada um deles se intera até conseguir as condições de equilíbrio. O processo seguido em cada interação pode-se resumir como:

-a partir da geometria e das propriedades dos materiais atualizados forma-se a matriz de rigidez tangente para cada elemento e se translada para toda a estrutura com a matriz de transformação atualizada;

-resolve-se o sistema incremental $\Delta R = K_T \cdot \Delta r$, tem-se os incrementos de deslocamento Δr e com eles os incrementos de deformação de cada filamento

$\Delta \varepsilon = B \cdot \Delta r$. Estes $\Delta \varepsilon$ se somam aos totais parciais para obter as deformações totais atualizadas do concreto, aço passivo e da protensão;

-o mesmo se faz com os Δr , obtendo os deslocamentos totais dos nós. Atualiza-se a geometria dos elementos e sua matriz de deformação;

-a partir das equações constitutivas obtém-se as tensões;

-integram-se estas tensões obtendo-se os esforços para cada elemento, permitindo obter o vetor resposta R^i ;

-tem-se o vetor de forças desequilibradas como a diferença entre cargas externas totais e as forças internas $R^u = R^e - R^i$;

-igualar-se $\Delta R = R^u$ e inicia-se uma nova interação desde 1, até que ocorra a convergência do processo, ou seja até que as forças desequilibradas (resíduos) não superem um certo valor estabelecido, e também as variações de energia total do sistema sejam suficientemente reduzidas.

-uma vez alcançada a convergência inicia-se um novo incremento de carga e se repete todo o processo.

➤ Análise no tempo

Os filamentos que compõem a seção transversal são submetidos a uma tensão constante durante cada intervalo de tempo. A análise parte de que se conhece o estado de tensões, deformações e deslocamentos da etapa prévia, e determinam-se os incrementos no atual.

Aplicando o princípio dos trabalhos virtuais, as deformações não-mecânicas transformam-se em um sistema de forças exteriores fictícias equivalentes que produziriam o mesmo estado de deformações no elemento. O vetor de forças não mecânicas produzido no intervalo de tempo t_{n-1} a t_n das deformações não-mecânicas é:

$$\Delta R_n^{nm} = \int_v B^T \cdot E_T \cdot \Delta \varepsilon_n^{nm} dv$$

O sistema de forças exteriores atuantes sobre a estrutura no instante t_n será:

$$\Delta R_n = \Delta R_n^e + \Delta R_n^{nm} + \Delta R_{n-1}^u$$

Como efeito destas cargas, resultam os incrementos de deslocamento e deformação em cada ponto mediante a análise estrutural.

$$\Delta R_n = K_T \cdot \Delta \delta_n$$

$$\Delta \varepsilon_n = B \cdot \Delta \delta_n$$

A partir deste incremento pode-se obter as tensões em cada ponto da estrutura no instante t_n . O efeito estrutural da relaxação se incorpora modificando o vetor de cargas

equivalentes de protensão para cada escalão de tempo. As variações de tensão de cada tramo de cabo de protensão devidas à relaxação combinada com outras ações exteriores (cargas exteriores, fluência, retração) são obtidas fazendo a hipótese de tensão inicial fictícia.

5.3.1.2 RESULTADOS OBTIDOS

A força aplicada para a simulação dos modelos foi considerada por etapas de carregamento, simulando a perda da força atuante e com isso se aproximando da situação real de carregamento. Para utilizar o programa são apresentadas nas Figuras 5.56 e 5.57 as malhas discretizadas para a seção transversal plana, sendo que, para a seção transversal circular, teve-se que adotar uma seção equivalente para sua simulação.

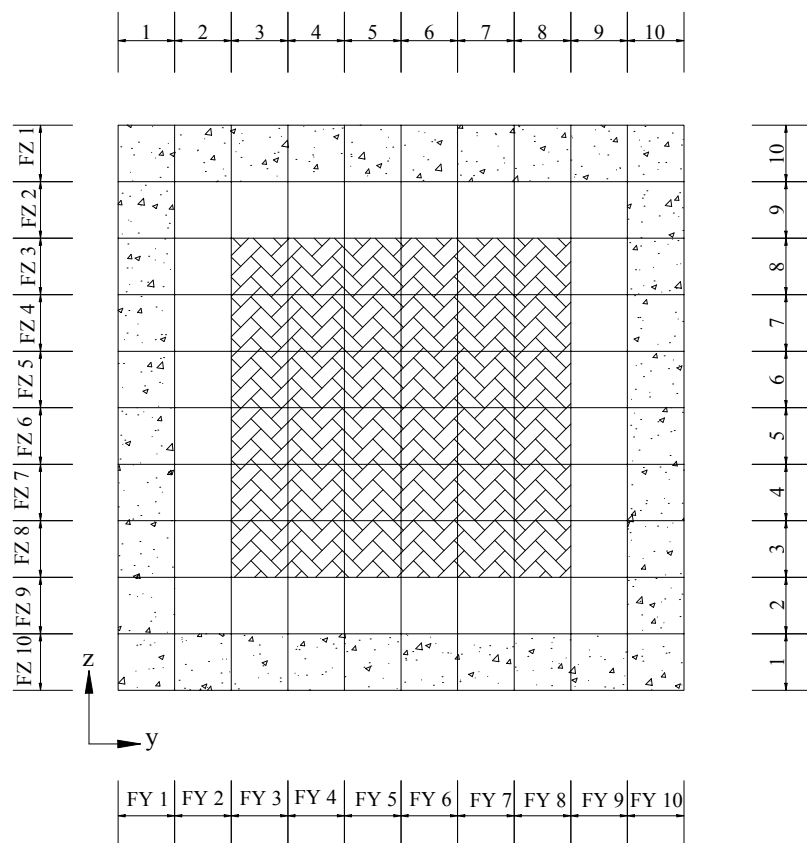


Figura 5.56: Malha utilizada para os modelos de seção transversal quadrada

Os modelos sem pré-carregamento foram avaliados pelo programa CONSNOUT, mas os resultados não serão apresentados uma vez que eles demonstram um comportamento semelhante ao determinado por FURNAS+ACI e da NB1.

São apresentados nas Figuras 5.58 a 5.100 os resultados da simulação ao longo do tempo dos modelos S1EST1, S1EST2, S1TELA, S2EST1, S2TELA, S3C e S3Q com e sem pré-carregamento.

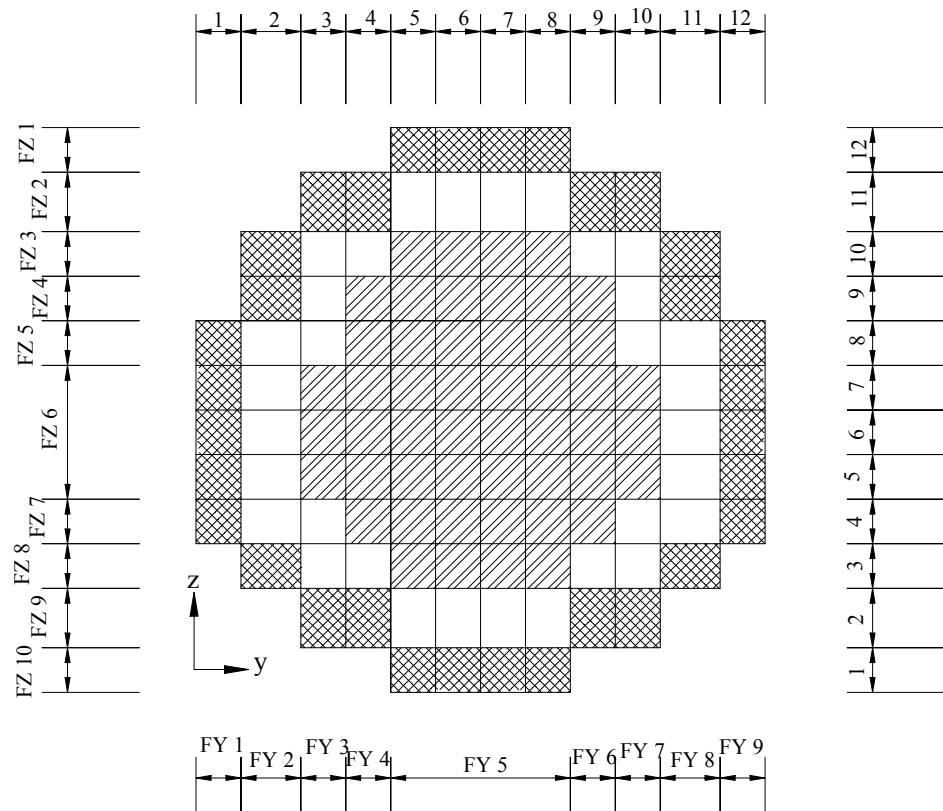
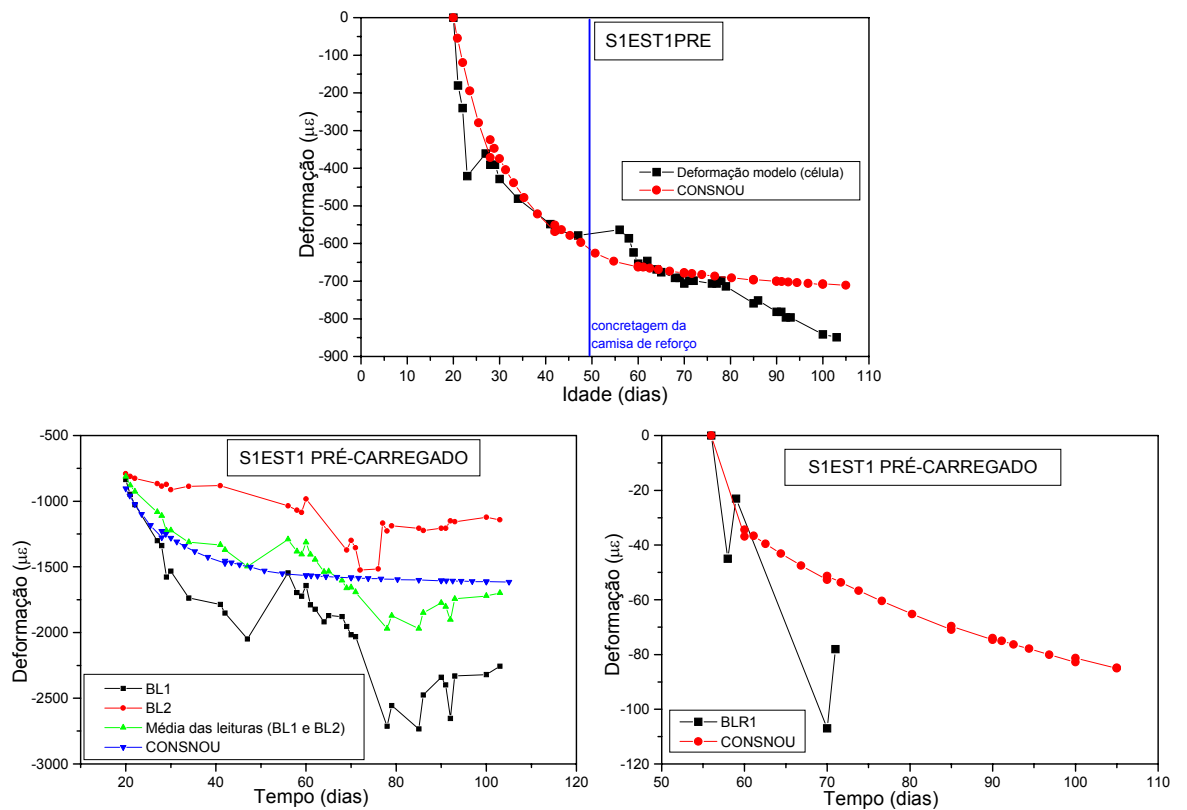


Figura 5.57: Malha utilizada para os modelos de seção transversal circular



(a) pilar original

(b) camisa de reforço

Figura 5.58: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo SIEST1 Pré-carregado

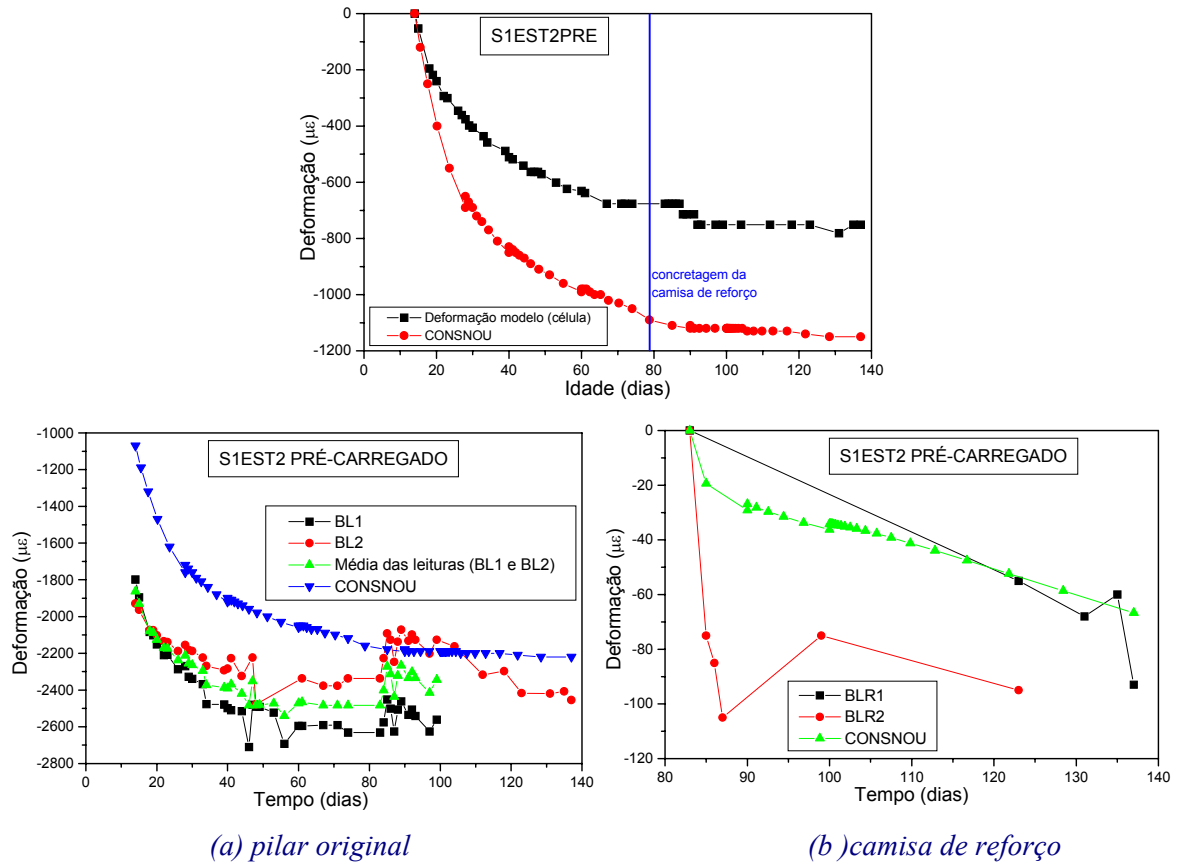


Figura 5.59: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo SIEST2 Pré-carregado

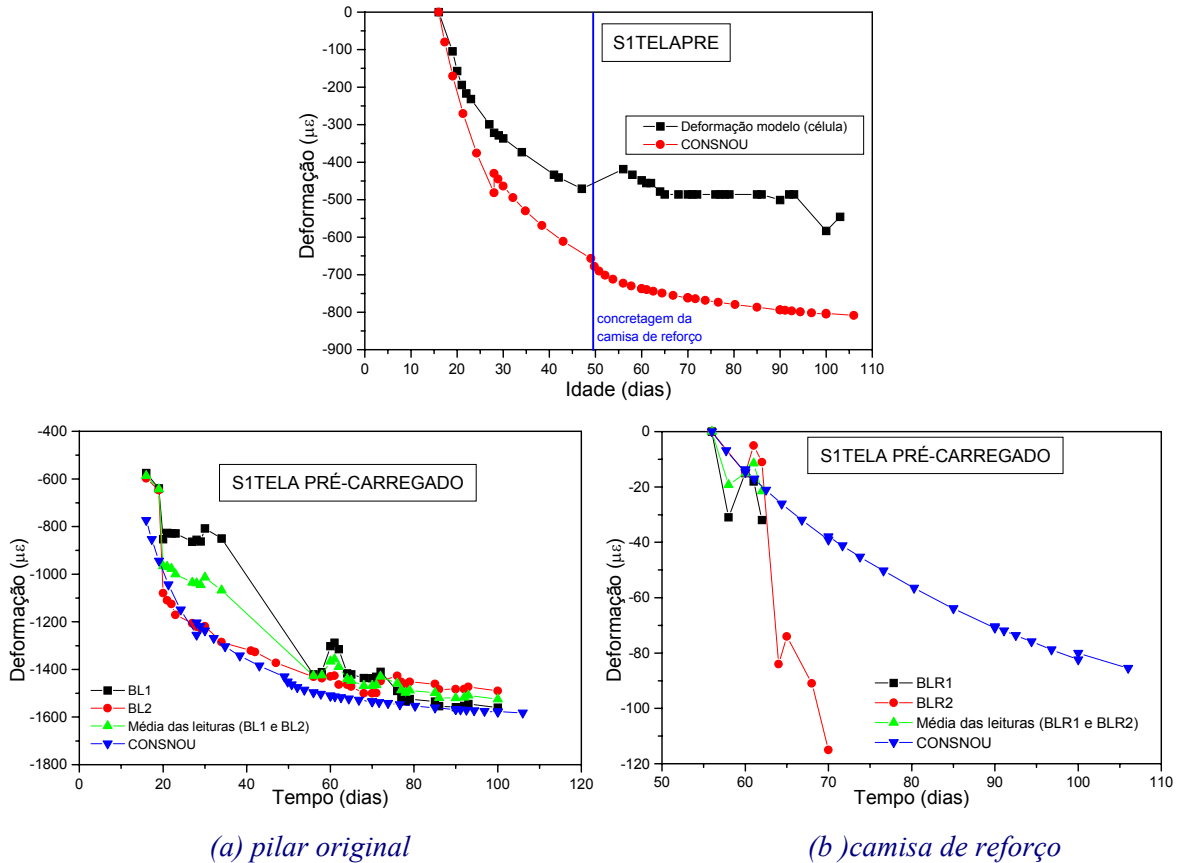


Figura 5.60: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo SITELA Pré-carregado

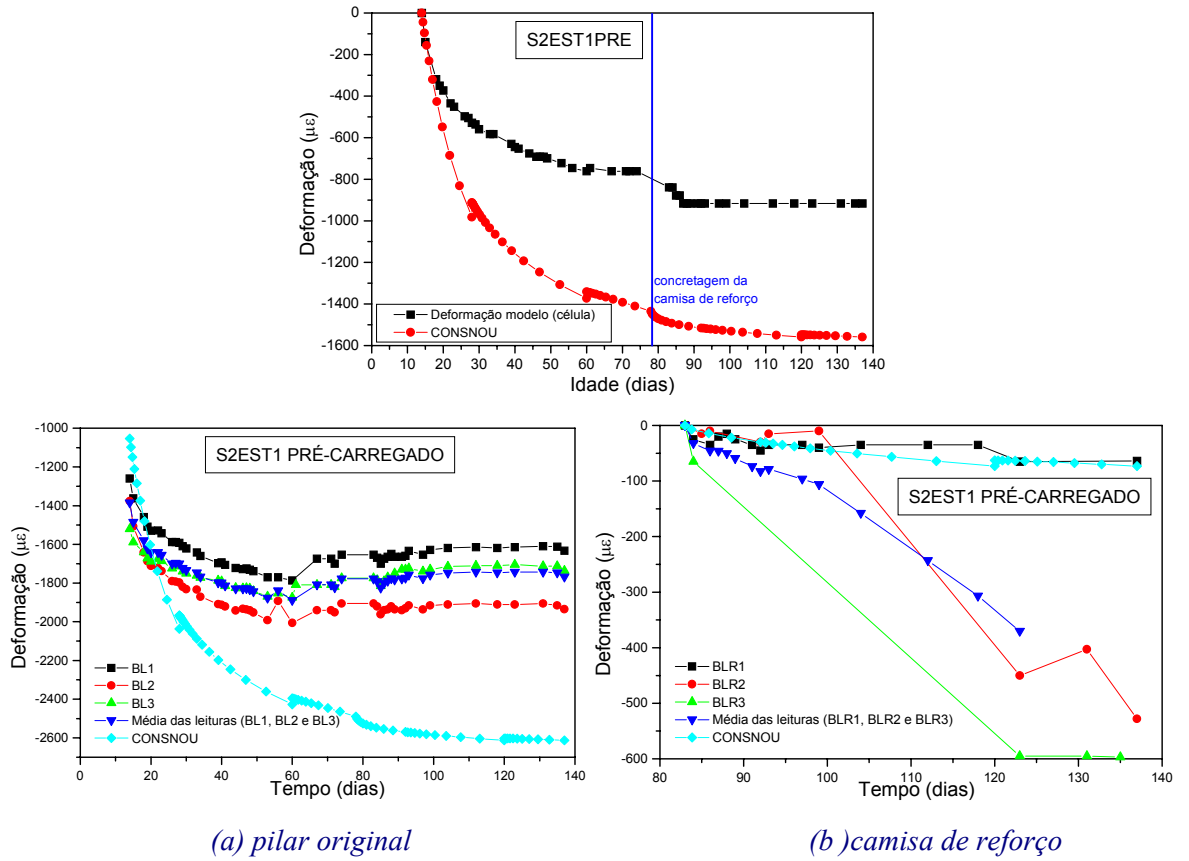


Figura 5.61: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo S2EST1 Pré-carregado

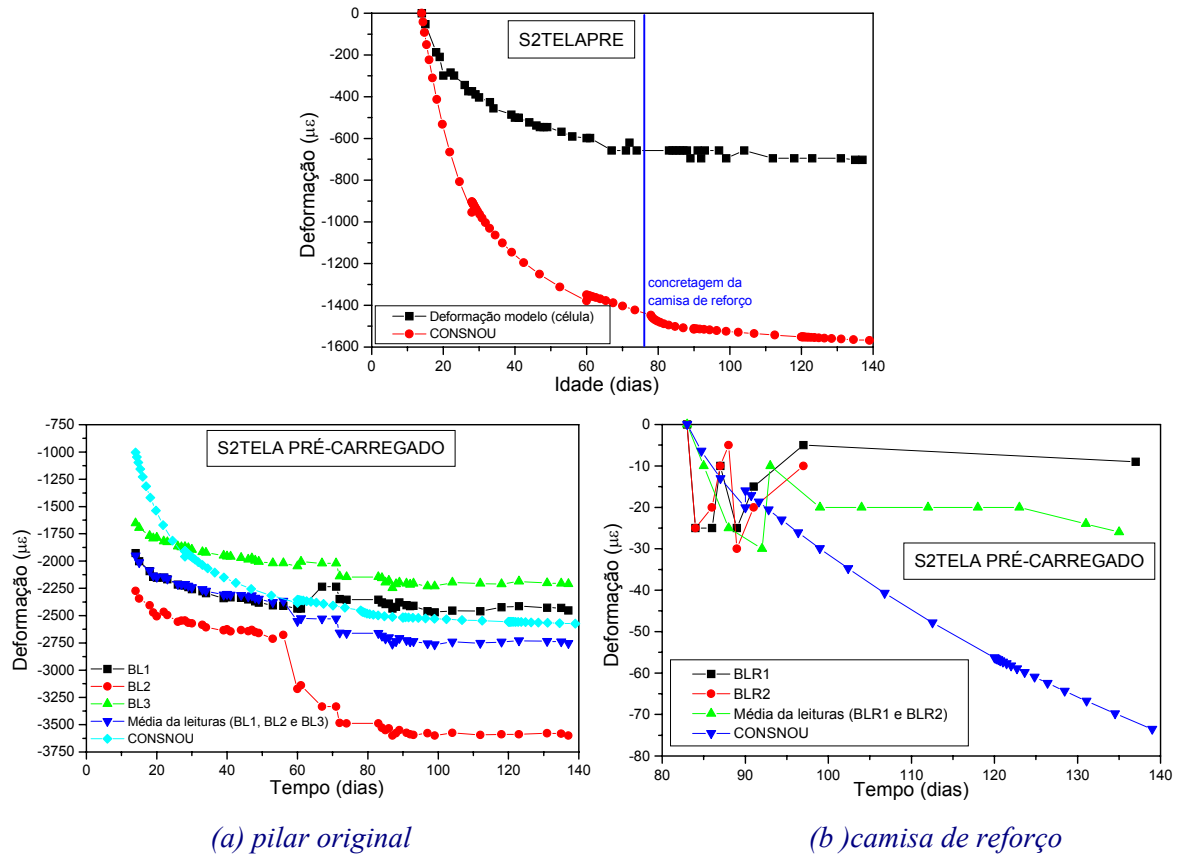


Figura 5.62: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo S2TELA Pré-carregado

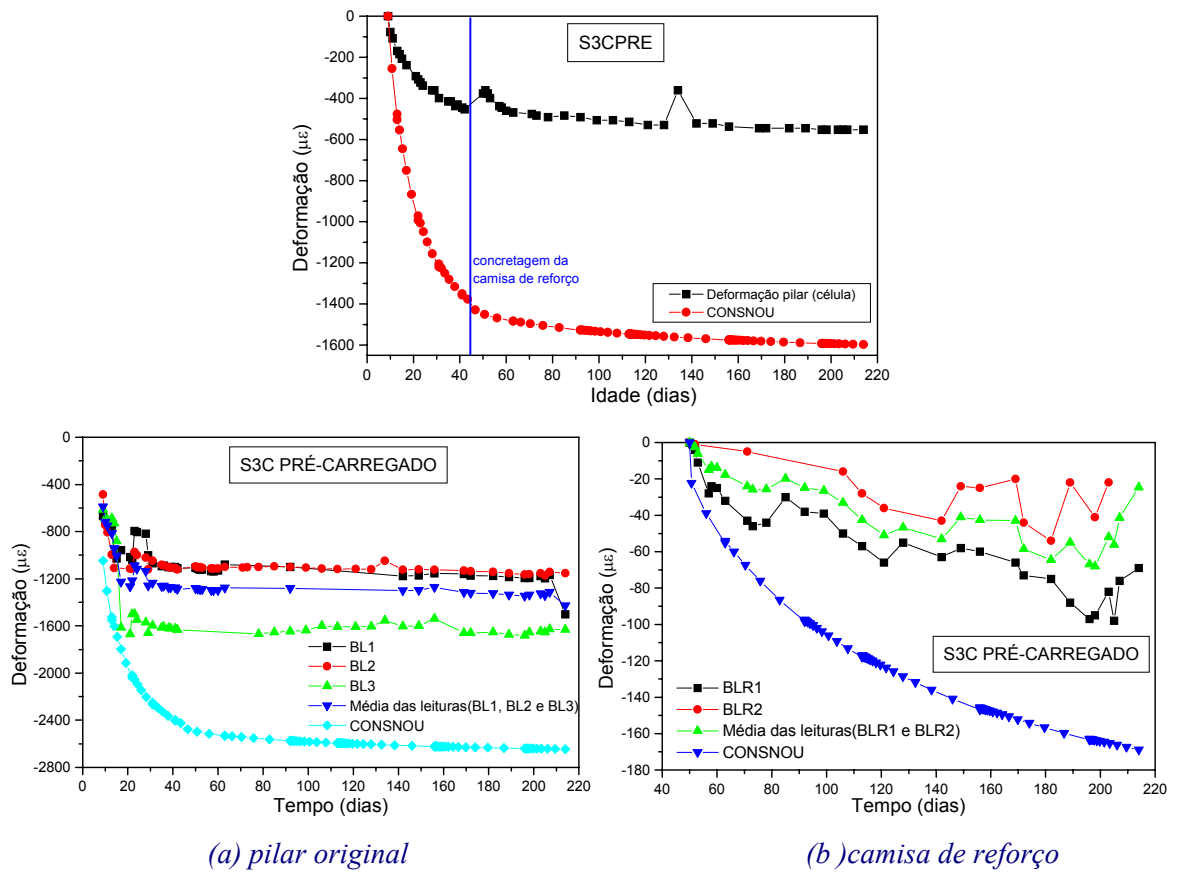


Figura 5.63: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo S3C Pré-carregado

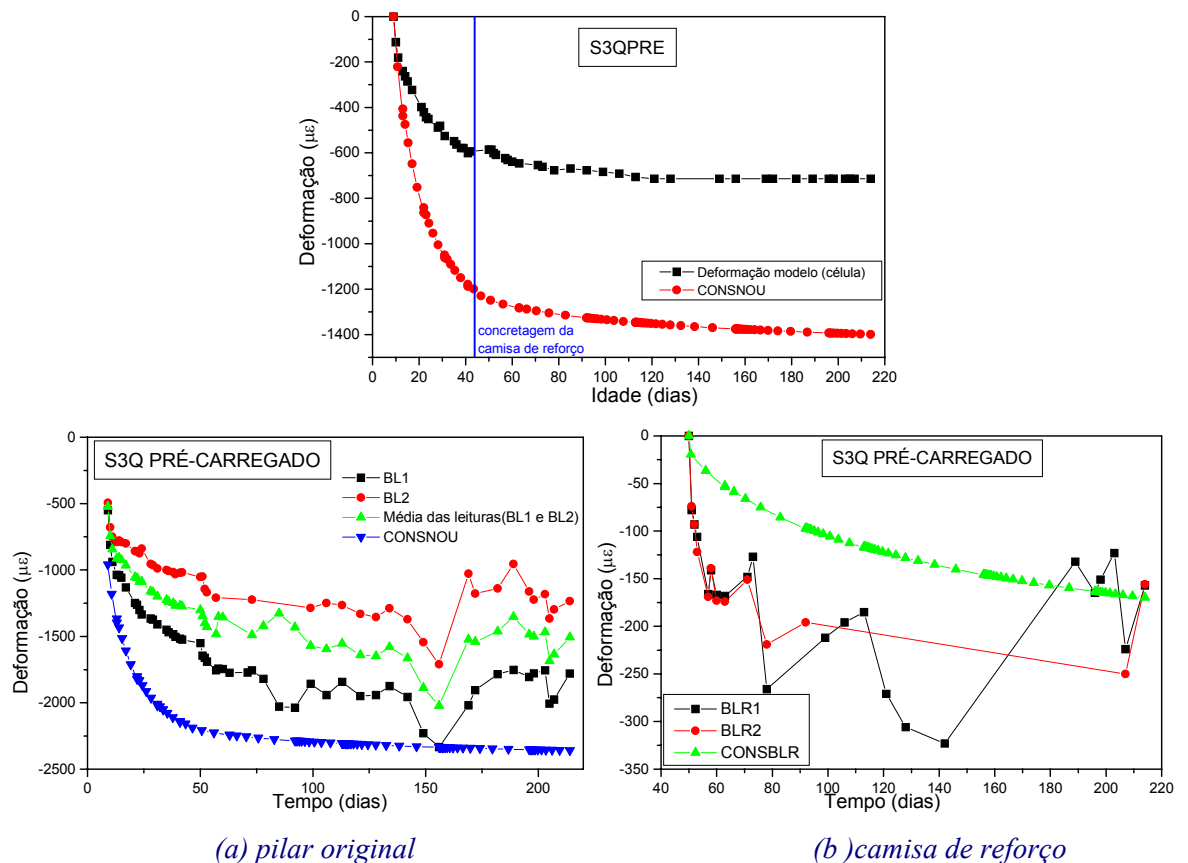


Figura 5.64: Comparação dos resultados experimentais com os do programa CONSNOU para o modelo S3Q Pré-carregado

Verifica-se que os resultados obtidos pelo programa CONSNOU são próximos dos valores experimentais nos pilares de seção transversal quadrada, contudo nos modelos de seção transversal circular os valores são mais dispersos, provavelmente em função da aproximação da discretização da seção transversal por meio de uma seção equivalente que não é simétrica. É importante salientar que os valores das resistências e módulos de elasticidade dos concretos no programa foram calculados ao longo do tempo com a equação constitutiva adotada pelo programa.

Nos resultados do programa, após a concretagem da camisa de reforço, é possível verificar uma tendência de estabilização das deformações tanto no modelo (concreto), como nas barras de aço do pilar original, e um aumento da deformação das barras da camisa de reforço, o que evidencia uma transferência de esforços entre a camisa e o pilar original.

Ao se utilizar um programa com a base no Método dos Elementos Finitos, que pode representar a perda de carregamento e avalia as tensões em cada elemento, bem como o comportamento ao longo do tempo, verifica-se que existe uma transferência de esforços após a concretagem das camisas de reforço, o que consolida a análise obtida pelas curvas de (FURNAS+ACI) e da NB1.

Contudo, percebe-se claramente que os valores de deformação do modelo experimental utilizando todas as hipóteses de cálculo variam significativamente, sendo que o programa CONSNOU poderia minimizar tal diferença, mas seria necessária a adaptação de uma equação constitutiva para o concreto de alta resistência, bem como considerar a existência da armadura transversal que diminui os efeitos da retração e fluência do concreto.

5.4 COMENTÁRIOS FINAIS

Apesar da perda de carregamento do sistema de protensão, verifica-se que tal sistema pode oferecer bons resultados na análise de estruturas pré-carregadas. A instrumentação somente nas barras de aço longitudinais para a determinação da deformabilidade do modelo apresentou resultados satisfatórios. Contudo em pesquisas futuras seria interessante aumentar as dimensões do modelo a fim de monitorar por meio de relógios comparadores a deformação da superfície do modelo, com bases de medidas mais amplas que as dimensões dos modelos utilizados.

Salienta-se que o objetivo da pesquisa visa analisar as deformações ao longo do tempo, por isto não foram utilizados quaisquer aditivos redutores de retração, tais aditivos

apresentam conforme pesquisas realizadas bom desempenho na minimização dos efeitos das deformações ao longo do tempo.

É bom salientar que em consequência dos prazos de um programa de doutorado, não é possível realizar uma perfeita análise ao longo do tempo, uma vez que o pilar original deveria ser pré-carregado e mantido com esta mesma força durante prazos maiores. Ao se introduzir a camisa de reforço o monitoramento deveria ser num período de tempo igual ou superior ao qual o pilar original foi monitorado.

Todo o trabalho experimental apresentado neste capítulo objetivou principalmente elucidar alguns aspectos do comportamento ao longo do tempo dos pilares de concreto armado, bem como o comportamento de pilares reforçados. Contudo uma das contribuições deste trabalho está no fato de expressar as dificuldades, particularidades e questionamentos que uma análise ao longo do tempo pode apresentar durante seu andamento.

Com o apoio do Centro Tecnológico de Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A. foi possível, por meio de ensaios dos diferentes concretos utilizados, obter valiosos dados para a análise dos pilares ao longo do tempo, mas devido à complexidade dos vários fenômenos envolvidos não se pôde quantificar mais precisamente a interação dos diferentes materiais ao longo do tempo.

Espera-se que as observações, dados e até mesmo as maneiras em que se tentou analisar os dados venham futuramente contribuir ou dar o passo inicial para uma melhor compreensão do comportamento ao longo do tempo de estruturas reabilitadas.



6 ENSAIOS DE CURTA DURAÇÃO

”O sucesso na vida não depende apenas de receber boas cartas, mas de jogar bem com as cartas ruins”. (Warren Lester)

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para estudar a influência do pré-carregamento no reforço de pilares de concreto armado, foram executadas séries comparativas entre modelos que foram encamisados com uma força previamente aplicada, sendo que juntamente com estes pilares também se reforçaram modelos semelhantes, contudo sem qualquer tipo de solicitação inicial.

Neste capítulo são relatados os resultados dos ensaios com carregamento de curta duração, até a ruptura dos modelos experimentais, logo após estes permanecerem um determinado período em uma câmara climatizada.

6.2 FASE EXPERIMENTAL

Primeiramente seria interessante recordar as etapas de ensaios mencionadas no Capítulo 5, conforme a Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Descrição das etapas de ensaio

<i>Etapa</i>	<i>DESCRIÇÃO DOS MODELOS</i>
1	S1EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S1TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 3).
2	S1EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S2EST1: modelo com estribos na camisa de reforço(taxa 1); S2EST2: modelo com estribos na camisa de reforço (taxa 2); S2TELA: modelo com tela soldada na camisa de reforço(taxa 1).
3	S3C: modelo que substitui o modelo S2EST2; S3Q: modelo que substitui o modelo S1EST2;

6.2.1 ENSAIOS REALIZADOS

Para simplificação do relato dos ensaios realizados, adotou-se as seguintes abreviações:

- (nome do modelo) – para os modelos sem pré-carregamento;
- (nome do modelo)PRE – para os modelos com pré-carregamento, como por exemplo S3CPRE.

6.2.1.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

6.2.1.1.1 BARRAS DE AÇO

Para todos os modelos foram determinados o limite de escoamento e o módulo de elasticidade das barras de aço das armaduras, por meio de ensaio de tração no Laboratório de Madeiras, utilizando a máquina universal de ensaios DARTEC com capacidade de 100 kN. Todo o procedimento de ensaio seguiu a NBR 6152 (1985), porém utilizando um controle de deslocamento de 0,05mm/s, obtendo-se os seguintes resultados:

Tabela 6.2: Propriedades das barras de aço

Diâmetro da barra (mm)	Limite de Escoamento (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
5,0	723,98	202728,86
6,3	651,78	206761,50
8,0	611,23	198603,00

6.2.1.1.2 TELAS SOLDADAS DE AÇO

Nos modelos com tela soldada, foi utilizada a tela EQ 98 de espaçamento entre fios de 5cm e diâmetros de 2,5mm com seção dos fios longitudinal e transversal de 0,98cm²/m de aço CA-60. Fez-se o ensaio à tração com velocidade de deslocamento controlada na ordem de 0,02mm/s, utilizando-se a máquina DARTEC anteriormente mencionada e vista na Figura 6.1, seguindo-se as recomendações da NBR 6207 (1982), obtendo-se o limite de escoamento de 633,76 MPa e o módulo de elasticidade de 190014 MPa.

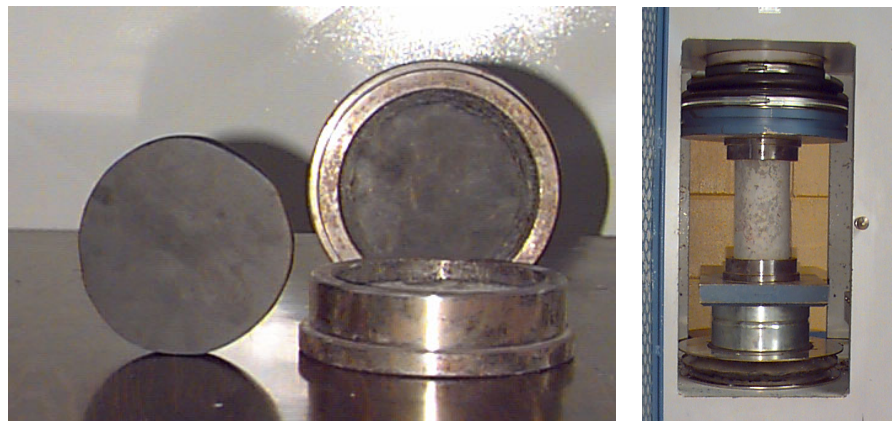


Figura 6.1: Visualização do ensaio

6.2.1.1.3 CONCRETO SIMPLES

Para todos os modelos foram feitos ensaios para determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos concretos utilizados, conforme a norma NBR5739 (1980). A resistência à compressão do concreto foi obtida com o uso da máquina hidráulica para ensaio de corpos-de-prova de concreto, com capacidade para 2000 kN, da marca ELE.

Em todos os ensaios o capeamento de enxofre nos corpos-de-prova foi substituído por placas de neoprene confinadas por placas metálicas, como se ilustra na Figura 6.2.

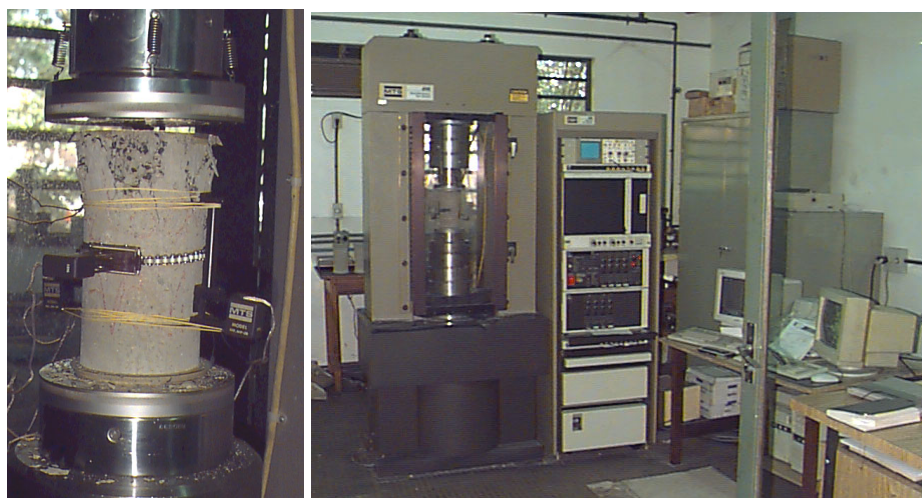


(a) placas de neopreme

(b) compressão

Figura 6.2: Esquemas de ensaio

Para a obtenção do módulo de elasticidade, bem como dos diagramas tensão-deformação dos concretos utilizados, foram feitos ensaios de compressão no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia, utilizando-se a máquina de ensaio marca MTS, com capacidade de 3000 kN, sendo os corpos-de-prova instrumentados por meio de clip-gages da marca MTS. Todo este esquema é ilustrado na Figura 6.3.



(a) instrumentação

(b) esquema de ensaio

Figura 6.3: Ensaio com controle de deslocamento

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Resultados dos ensaios dos corpos-de-prova de concreto

Modelos	Resistência à compressão (MPa)*	Módulo de Elasticidade (MPa)*
S1EST1	Núcleo = 32,7 Camisa = 80,0	Núcleo = 26240,0 Camisa = 36571,0
S1EST1 PRE	Núcleo = 32,7 Camisa = 80,0	Núcleo = 26240,0 Camisa = 36571,0
S1EST2	Núcleo = 31,4 Camisa = 65,7	Núcleo = 37502,0 Camisa = 31203,0
S1EST2 PRE	Núcleo = 31,4 Camisa = 65,7	Núcleo = 37502,0 Camisa = 31203,0
S1TELA	Núcleo = 32,7 Camisa = 54,0	Núcleo = 26240,0 Camisa = 28727,7
S1TELA PRE	Núcleo = 32,7 Camisa = 54,0	Núcleo = 26240,0 Camisa = 28727,7
S2EST1	Núcleo = 31,4 Camisa = 63,3	Núcleo = 37502,0 Camisa = 32461,0
S2EST1 PRE	Núcleo = 31,4 Camisa = 63,3	Núcleo = 37502,0 Camisa = 32461,0
S2EST2	Núcleo = 31,4 Camisa = 71,0	Núcleo = 37502,0 Camisa = 27516,0
S2EST2 PRE	Núcleo = 31,4 Camisa = 71,0	Núcleo = 37502,0 Camisa = 27516,0
S2TELA	Núcleo = 31,4 Camisa = 74,0	Núcleo = 37502,0 Camisa = 48585,0
S2TELA PRE	Núcleo = 31,4 Camisa = 74,0	Núcleo = 37502,0 Camisa = 48585,0
S3C	Núcleo = 24,78 Camisa = 77,90	Núcleo = 24524,0 Camisa = 38202,0
S3C PRE	Núcleo = 24,78 Camisa = 77,90	Núcleo = 24524,0 Camisa = 38202,0
S3Q	Núcleo = 24,78 Camisa = 81,90	Núcleo = 24524,0 Camisa = 31307,0
S3Q PRE	Núcleo = 24,78 Camisa = 81,90	Núcleo = 24524,0 Camisa = 31307,0

**Média realizada com três corpos-de-prova.*

6.2.1.2 PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

A primeira etapa consistiu dos ensaios dos modelos S1EST1 e S1TELA conjuntamente com seus pares pré-carregados.

Como mencionado no item 5.2.1, o modelo que simulava o pilar original substituiu o modelo que foi perdido na etapa de pré-carregamento.

Todo o conjunto constituído pelo pilar reforçado e pelo sistema de pré-carregamento foi transportado até a máquina universal servo-hidráulica INSTRON Modelo 8506.

Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento do pistão do atuador da máquina universal de ensaios, conforme Figura 6.4. A medição das deformações foi feita com o emprego do sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000.

Após o posicionamento e ajuste do modelo, o ensaio foi iniciado aplicando-se a força com uma velocidade de deslocamento de 0,005 mm/s até o final do ensaio, registrando-se dados sobre o comportamento do modelo anteriormente e posteriormente à força máxima aplicada.

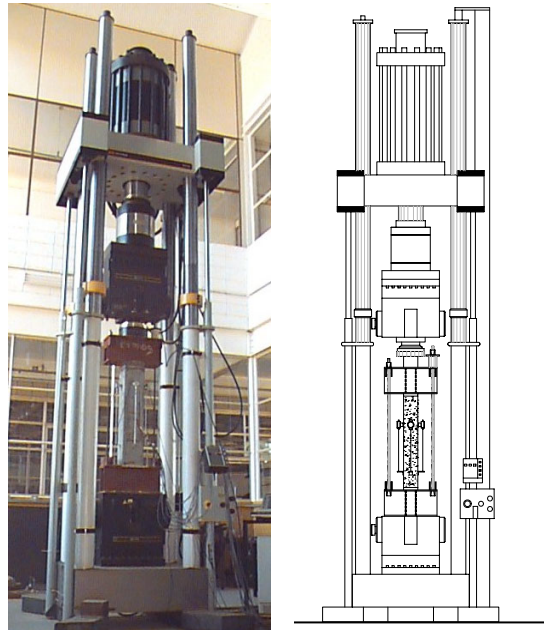


Figura 6.4: Esquema dos ensaios

O primeiro modelo a ser ensaiado foi o modelo S1EST1, sendo que antes de atingir a força máxima o pilar apresentou fissuras longitudinais que evidenciaram a predominância da força axial aplicada. Ao observar as fotos na Figura 6.5, verificam-se as fissuras longitudinais e o destacamento do cobrimento do topo do modelo.



Figura 6.5: Fotos do modelo S1EST1 após o ensaio

O segundo modelo a ser ensaiado foi o S1EST1PRE, sendo que o comportamento do modelo em termos de fissuração foi idêntico ao do modelo anterior. Contudo foi necessário interromper o ensaio antes do previsto (pretendia-se que o modelo atingisse a mesma deformação do modelo não pré-carregado), por causa de um escorregamento do modelo no sistema de pré-carregamento, o que tornou a continuidade do ensaio de alto grau de insegurança (Figura 6.6). Tal escorregamento foi provocado pela ruptura brusca do topo do modelo, o que ocasionou um pequeno giro do perfil superior e o deslocamento do modelo.

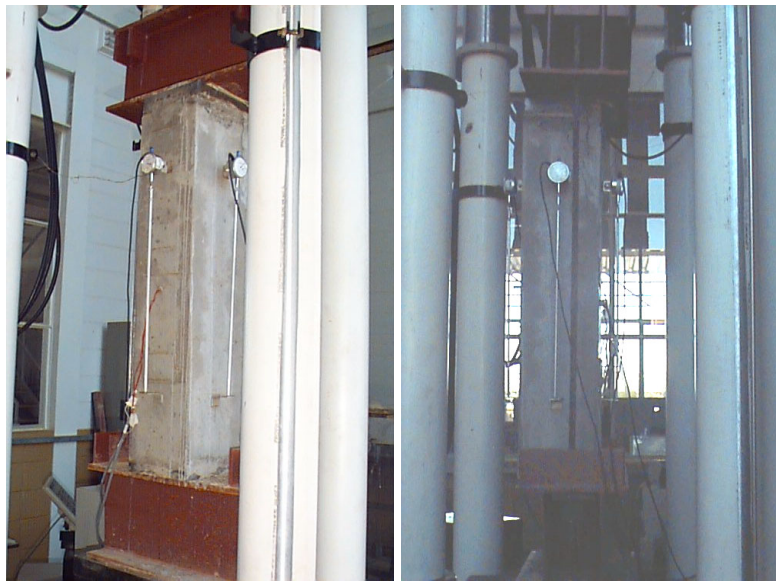


Figura 6.6: Fotos do modelo S1EST1PRE

O terceiro modelo ensaiado foi o S1TELA, que apresentou o mesmo comportamento dos demais modelos quanto à fissuração, evidenciando-se a validade do procedimento de ensaio adotado.



Figura 6.7: Fotos do modelo S1TELA

O último modelo a ser ensaiado foi o S1TELAPRE, que como os demais mostrou comportamento semelhante em termos de fissuração. Felizmente não ocorreu o mesmo escorregamento que o modelo S1EST1PRE, e com isto o ensaio foi executado com segurança.

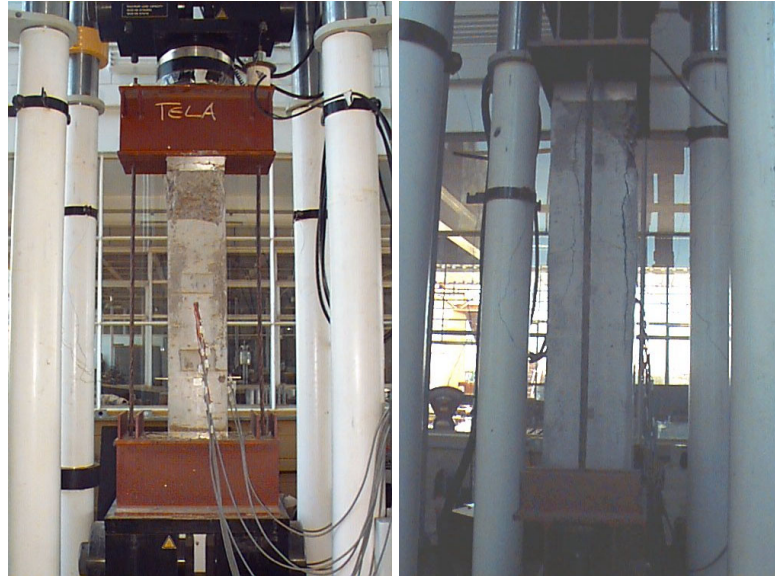


Figura 6.8: Fotos do modelo S1TELAPRE

6.2.1.3 SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

A segunda etapa de ensaios foi composta pelos modelos S1EST2, S1EST2PRE, S2EST1, S2EST1PRE, S2EST2, S2EST2PRE, S2TELA, S2TELAPRE e os modelos que simularam os pilares originais de seção transversal circular e quadrada.

Todos os modelos foram ensaiados com o mesmo equipamento, adotando-se a mesma velocidade de deslocamento do pistão do atuador.

Os modelos com seção transversal quadrada foram os primeiros a serem ensaiados, sendo que o primeiro foi o S1EST2, que apresentou fissuras longitudinais antes da força máxima registrada. Contudo após este ponto ocorreu a ruptura brusca do topo do modelo (conforme Figura 6.9), sendo que tal fato pode ser resultante da adoção de uma chapa metálica menor que a dimensão do modelo (cerca de 5mm de cada lado). É possível também que tenha havido um nicho de concretagem no topo do modelo, uma vez que nas extremidades dos pilares encontram-se as maiores taxas de armaduras, decorrentes da armadura de fretagem utilizada. Também se pode atribuir o problema a uma taxa de armadura de fretagem insuficiente, uma vez que o pilar S1EST2, entre os pilares de seção quadrada, teoricamente é o que apresentaria maior capacidade resistente, e daí tensão nas extremidades do modelo seriam maiores.

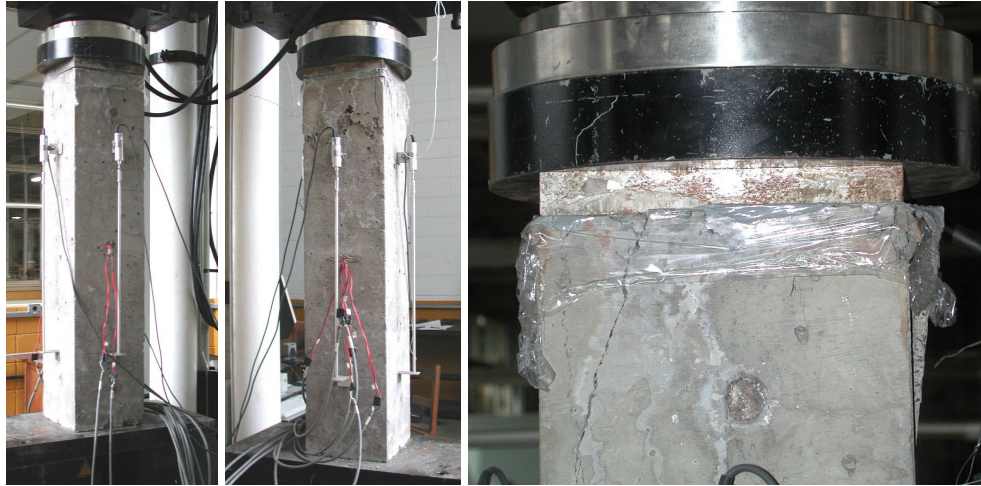


Figura 6.9: Fotos do modelo SIEST2

O modelo ensaiado em seguida foi o SIEST2PRE, que apresentou fissuras longitudinais evidenciando a ação de forças axiais. Contudo, ao se atingir a força máxima, tal modelo apresentou uma queda de força extremamente brusca, não só provocada por uma provável perda da resistência do concreto do cobrimento, mas possivelmente alguma ruptura interna mais intensa do concreto do núcleo. No entanto, tal hipótese não pode ser confirmada pelo aspecto final do ensaio, conforme Figura 6.10.



Figura 6.10: Fotos do modelo SIEST2PRE

No ensaio do modelo S2EST1 foram utilizados os mesmos procedimentos dos ensaios anteriores, mesmo sendo este pilar de seção transversal circular.

O modelo apresentou fissuras longitudinais como os demais, sendo que, o ensaio foi executado até a ruptura do estribo da camisa de reforço.



Figura 6.11: Fotos do modelo S2EST1

O modelo S2EST1PRE também apresentou as mesmas fissuras longitudinais e após o alcance da força máxima, o ensaio foi levado até a ruptura do estribo, o qual ocasionou uma expansão lateral que provocou a ruptura do concreto do cobrimento, conforme Figura 6.12.

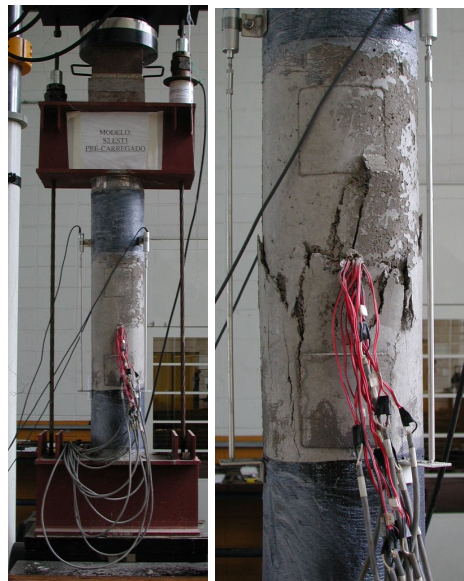


Figura 6.12: Fotos do modelo S2EST1PRE

O modelo S2EST2 também apresentou fissuras longitudinais e o seu ensaio também foi levado até o rompimento do estribo da camisa de reforço, conforme a Figura 6.13.



Figura 6.13: Fotos do modelo S2EST2

O ensaio do modelo S2EST2PRE foi realizado com o maior nível de segurança possível, uma vez que o modelo apresentou fissuras na etapa de pré-carregamento (conforme item 5.2.2). É possível verificar a inclinação do perfil do topo do modelo em relação ao perfil da base. Como era de se esperar o modelo apresentou fissuras inclinadas o que evidenciou a flexo-compressão.

Na Figura 6.14 também é possível verificar o detalhe da ruptura do estribo da camisa de reforço.

Foi gratificante verificar que a técnica de reforço pode ser executada no modelo pré-carregado, mesmo este apresentando um nível de danificação elevado.



Figura 6.14: Fotos do modelo S2EST2PRE

O modelo S2TELA também apresentou fissuras longitudinais, contudo após o alcance da força máxima, o modelo apresentou deformações e fissuras típicas (fissuras inclinadas) de um elemento submetido à flexo-compressão, o que deve ter sido ocasionado pela ruptura localizada do concreto da camisa confinada.



Figura 6.15: Fotos do modelo S2TELA

No ensaio do modelo S2TELAPRE, também foram verificadas as fissuras longitudinais e após a força máxima, no momento da ruptura da tela que exercia o papel de armadura transversal, pôde-se notar um destacamento imediato do concreto (conforme Figura 6.16). Pode-se observar na Figura 6.16 as trincas inclinadas o que evidenciam a flexo-compressão no modelo.



Figura 6.16: Fotos do modelo S2TELAPRE

Quanto ao ensaio dos pilares originais, verifica-se pelas Figuras 6.17 e 6.18 que ambos apresentaram fissuras longitudinais e uma expansão lateral na altura média dos

pilares. O modelo original de seção quadrada foi ensaiado até a flambagem das barras longitudinais e o modelo de seção circular até a ruptura do estribo.

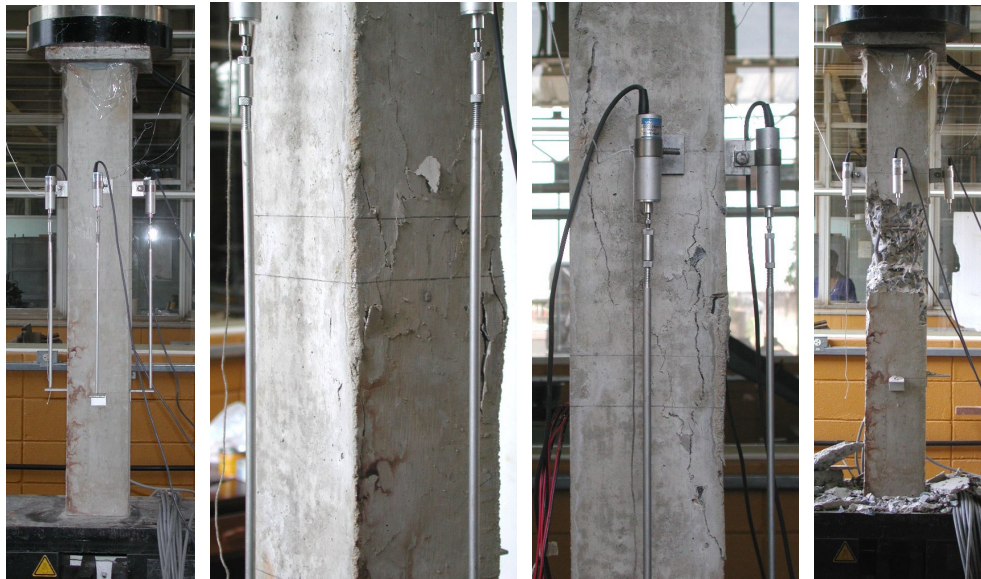


Figura 6.17: Fotos do pilar original de seção transversal quadrada



Figura 6.18: Fotos do pilar original de seção transversal circular

6.2.1.4 TERCEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Como foi mencionado no capítulo 5, foram executados os modelos substitutos de S1EST2 e S2EST2, por causa dos problemas de ensaio com carregamento imediato e no pré-carregamento, respectivamente.

Foram executados seis modelos: S3C (S2EST2), S3CPRE (S2EST2PRE), S3Q (S1EST2), S3QPRE (S1EST2PRE) e os respectivos pilares originais.

As armaduras de fretagem dos modelos experimentais foram aumentadas para evitar o que aconteceu com o modelo S1EST2.

O modelo S3C apresentou fissuras longitudinais durante o ensaio, como os demais modelos das outras etapas, e seu ensaio foi realizado até o rompimento do estribo da camisa de reforço, conforme Figura 6.19.

The image consists of three side-by-side photographs of a cylindrical concrete specimen. The leftmost photo shows the specimen mounted on a testing machine with various sensors and cables attached. The middle photo shows the specimen with some surface spalling and a visible vertical crack. The rightmost photo is a close-up of the specimen showing significant damage, including a large area of concrete spalling and exposed internal reinforcement bars.

Figura 6.19: Fotos do modelo S3C

O modelo S3CPRE apresentou inúmeras fissuras longitudinais, mas o fato mais impressionante no comportamento pós-pico, foi no momento em que o estribo da camisa se rompeu, ocorreu um destacamento mais brusco do que aquele ocorrido com o modelo S2TELAPRE.

The image consists of four side-by-side photographs showing the progression of damage on a cylindrical concrete specimen during a test. From left to right: 1) The specimen is shown in the testing machine with sensors. 2) The specimen shows initial vertical cracking and some surface damage. 3) The specimen shows more extensive vertical cracking and spalling. 4) The specimen shows severe damage, with a large section of the outer concrete shell (the 'camisa') having delaminated and broken into pieces, exposing the internal reinforcement.

(a) diferentes fases do ensaio



(b) detalhe do estribo rompido

Figura 6.20: Fotos do modelo S3CPRE

Na Figura 6.20 é possível observar as fotos da região da ruptura do estribo, onde praticamente todo o concreto foi rompido. É interessante notar o arqueamento produzido pela expansão do concreto entre os estribos, o que faz lembrar as áreas de concreto efetivamente confinado citadas por vários pesquisadores.

O modelo S3Q apresentou durante o seu ensaio fissuras longitudinais, verifica-se conforme a Figura 6.21 que o modelo foi ensaiado até a flambagem das barras longitudinais.



Figura 6.21: Fotos do modelo S3Q

No modelo S3QPRE também foram observadas as fissuras longitudinais, contudo foi interessante observar que mesmo com um deslocamento próximo ao do modelo não pré-carregado, o modelo não apresentou visualmente muitos danos no concreto do cobrimento da camisa de reforço.

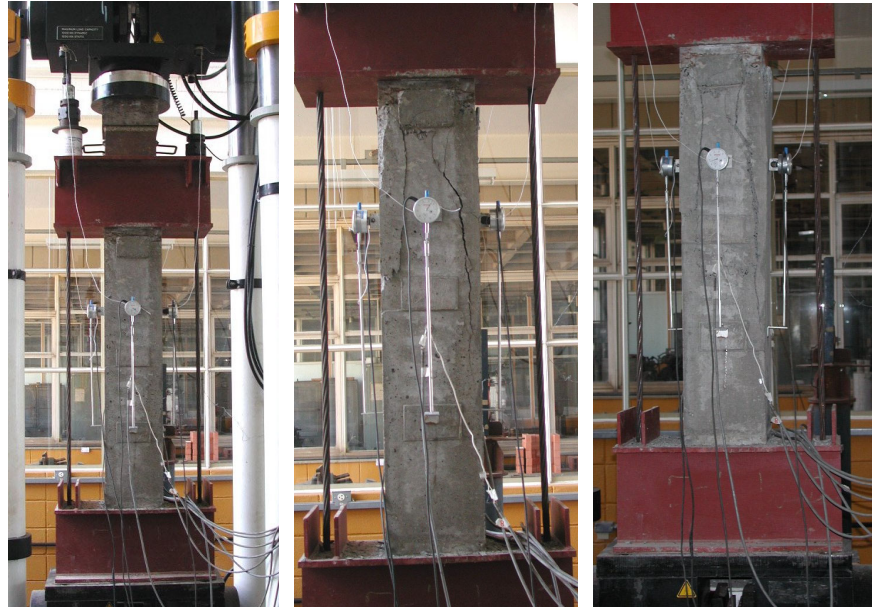


Figura 6.22: Fotos do modelo S3QPRE

Nos ensaios dos pilares originais, o modelo com seção circular e o de seção quadrada foram levados até a ruptura do estribo e a flambagem das barras longitudinais respectivamente.

Em ambos os modelos podem-se verificar que ocorreu uma flexo-compressão, uma vez que ambos apresentaram fissuras inclinadas conforme as Figuras 6.23 e 6.24.

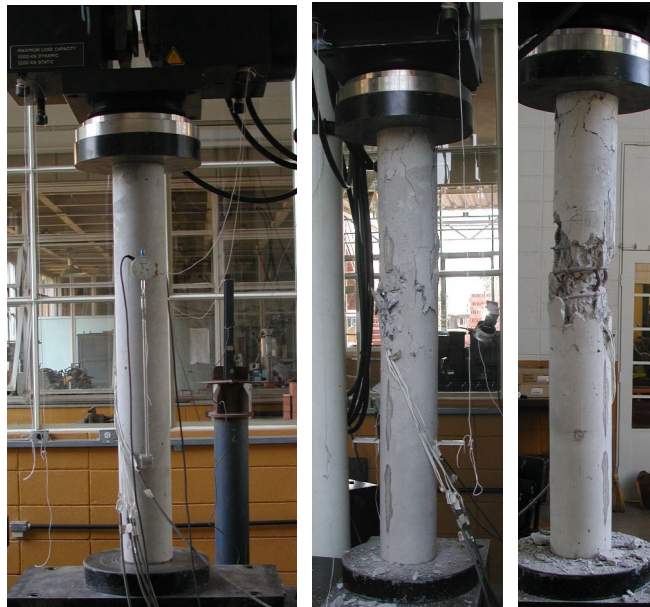


Figura 6.23: Fotos do modelo original de seção circular



Figura 6.24: Fotos do modelo original de seção quadrada

Em todos os ensaios, verificou-se que a maioria dos modelos reforçados comportaram-se no trecho pré-pico com maior influência da compressão axial, sendo que no trecho pós-pico verificou-se que, com o concreto fissurado, o comportamento em alguns casos foi regido pela flexo-compressão. Contudo, é importante salientar que apesar do número de modelos experimentais ser reduzido, e de não existir a repetição de modelos (salvo o caso dos modelos S1EST2 e S2EST2, bem como seus pares pré-carregados), que os resultados obtidos por estes ensaios são capazes de evidenciar o comportamento de estruturas reais reforçadas.

6.2.2 RESULTADOS

A Tabela 6.4 apresenta os valores da força última observada nos modelos reforçados. Em comparação aos modelos não pré-carregados, percebe-se uma diferença percentual de 2% a 21% dos valores, sendo que em apenas em um dos casos o valor atingido pelo modelo sem pré-carregamento é maior do que o modelo com pré-carregamento. Com base nestes resultados verifica-se que a introdução do reforço em um pilar em serviço (pré-carregado) não afeta a capacidade resistente final do pilar reforçado. Contudo tal hipótese, somente pela observação da capacidade resistente última, ainda é prematura, sendo que na análise dos resultados é comentado e avaliado todo o comportamento do pilar pré-carregado, bem como as condições em que se pode considerar tal hipótese.

Tabela 6.4: Comparativo das forças últimas experimentais

Modelo	Pré-carregado*	f_c Núcleo / camisa (MPa)	Força última experimental (kN)	Comparação com modelo pré-carregado
S1EST1	Sim	32,7 / 80,0	1623,66	1,00
	Não	32,7 / 80,0	1650,4	1,02
S1EST2	Sim	31,4 / 65,7	2019,34	1,00
	Não	31,4 / 65,7	1824,1	0,90
SITELA	Sim	32,7 / 54,0	1675,94	1,00
	Não	32,7 / 54,0	1556,8	0,93
S2EST1	Sim	31,4 / 63,3	1436,64	1,00
	Não	31,4 / 63,3	1291,5	0,90
S2EST2	Sim	31,4 / 71,0	1449,3	1,00
	Não	31,4 / 71,0	1149,2	0,79
S2TELA	Sim	31,4 / 74,0	1429,65	1,00
	Não	31,4 / 74,0	1251,8	0,87
S3C	Sim	24,78 / 77,9	1385,88	1,00
	Não	24,78 / 77,9	1303,30	0,94
S3Q	Sim	24,78 / 81,9	1822,18	1,00
	Não	24,78 / 81,9	1683,60	0,92
Original do S1EST2	-o-	31,4	451,10	-o-
Original da Série 2	-o-	31,4	399,98	-o-
Original do S3C	-o-	24,78	395,25	-o-
Original do S3Q	-o-	24,78	482,16	-o-

*Os valores dos modelos com pré-carregamento, apresentam os valores já corrigidos com a adição do pré-carregamento inicial, conforme item 6.2.3.

Os resultados a serem apresentados correspondem às deformações nas barras longitudinais e transversais dos modelos experimentais. O modelo S1EST2 apresentou uma ruptura prematura na extremidade superior do modelo pré-carregado, o que pode ter alterado o seu comportamento, e por este motivo foi executado o modelo S3Q. No modelo S1EST2PRE, as medições foram válidas somente em uma barra longitudinal da camisa de reforço, pois o extensômetro elétrico da outra barra apresentou defeito.

Para interpretação dos gráficos das deformações das barras de aço, mostra-se na Figura 6.25 a nomenclatura utilizada para representação dos pontos de leitura das deformações.

Os resultados obtidos pelos extensômetros elétricos, transdutores de deslocamento e célula de carga, são apresentados nas Figuras 6. 26 a 6.45.

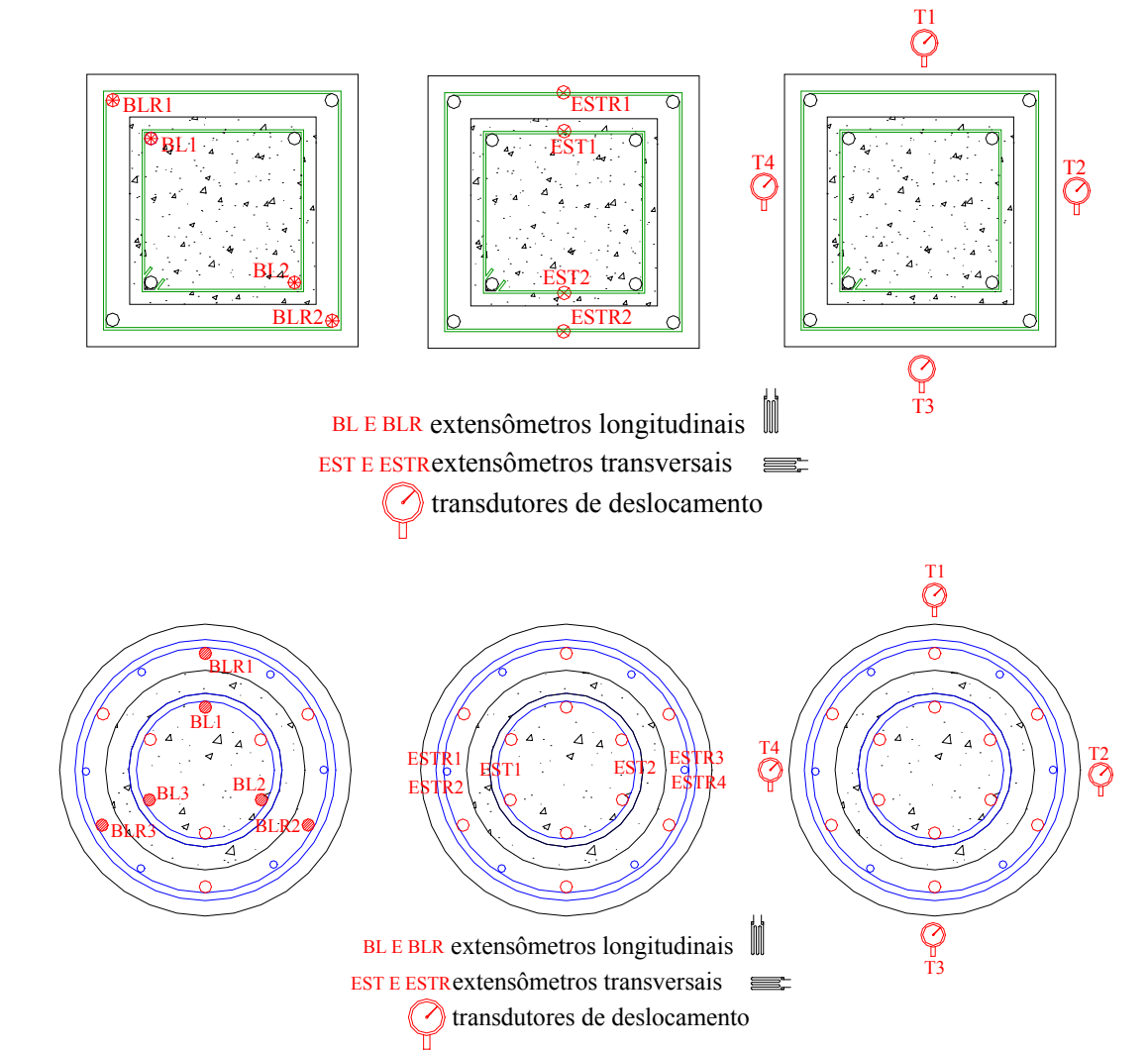


Figura 6.25: Instrumentação das séries definitivas

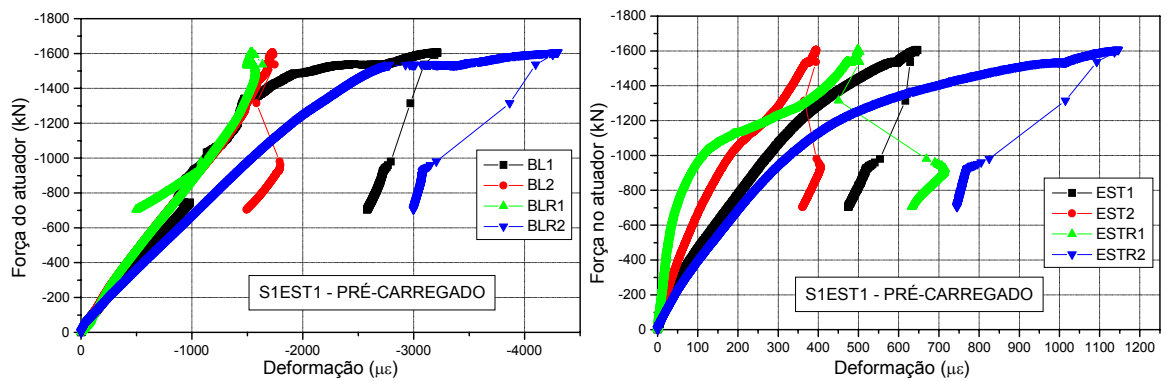


Figura 6.26: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S1EST1 Pré-carregado

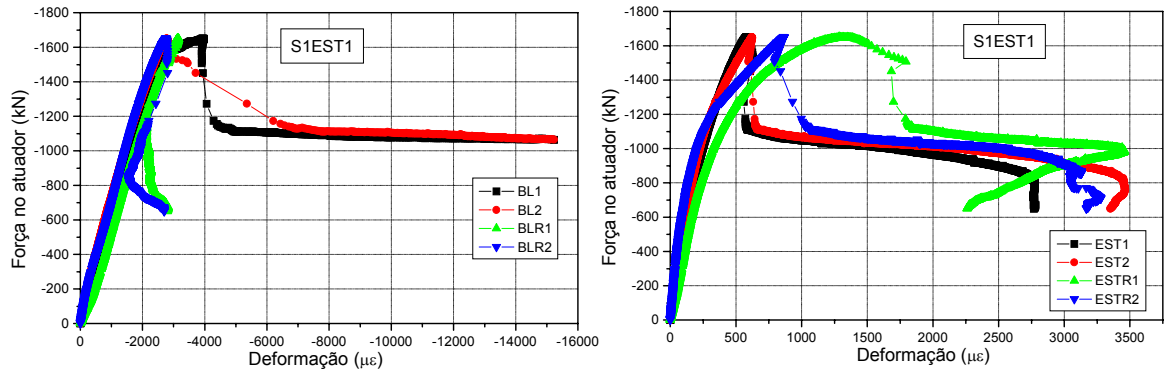


Figura 6.27: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S1EST1

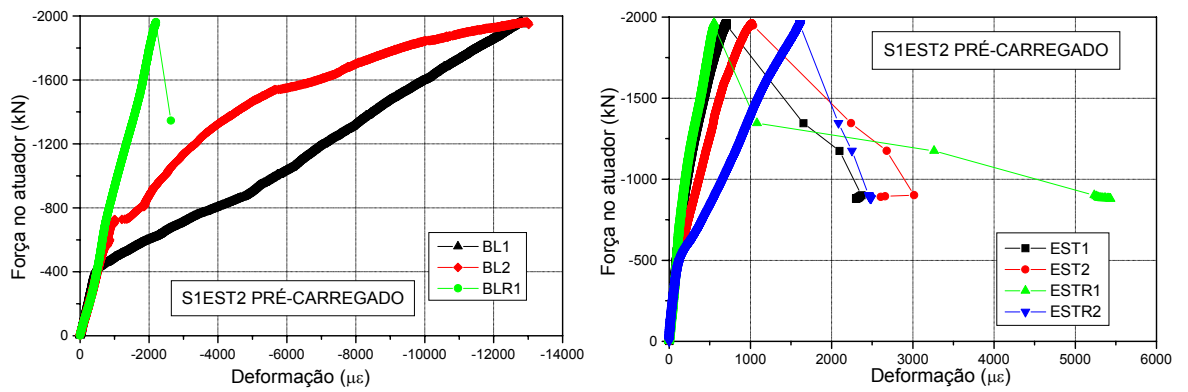


Figura 6.28: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S1EST2 Pré-carregado

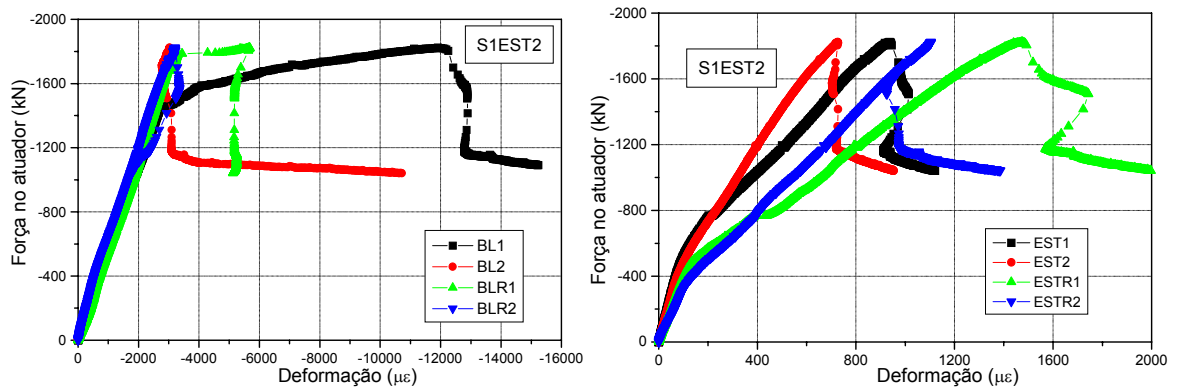


Figura 6.29: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S1EST2

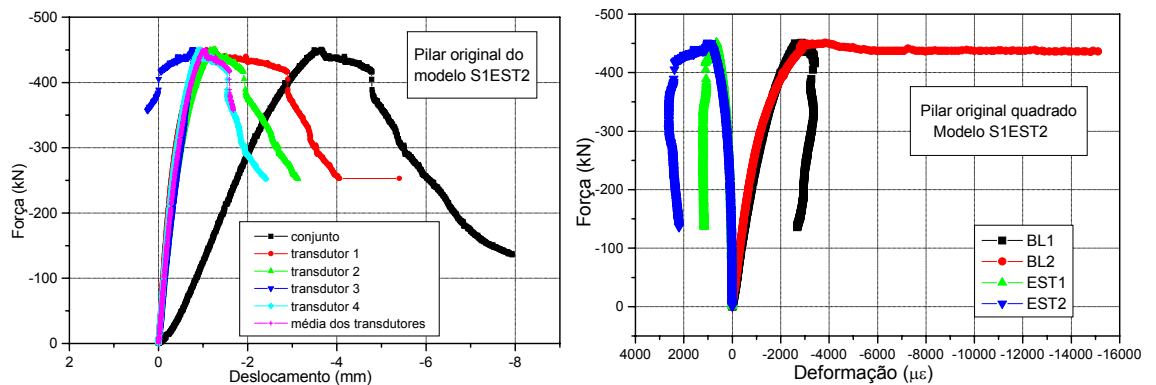


Figura 6.30: Gráficos do pilar original do modelo S1EST2

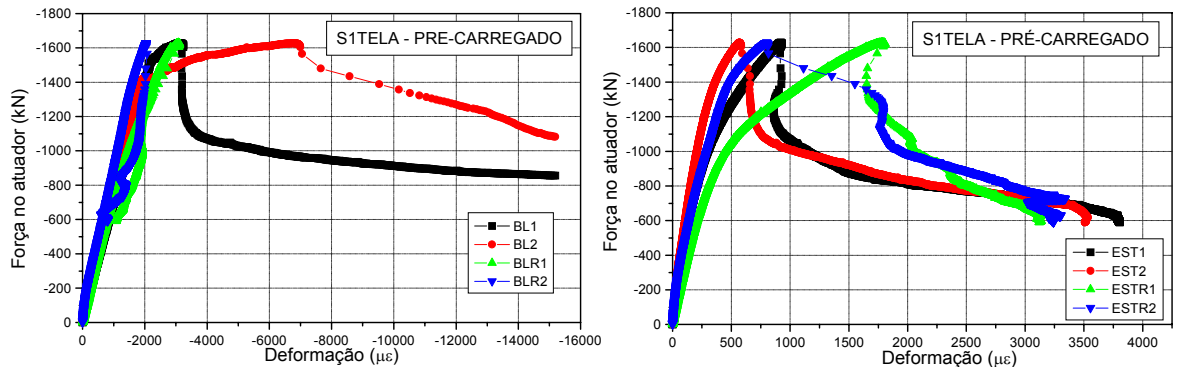


Figura 6.31: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S1TELA Pré-carregado

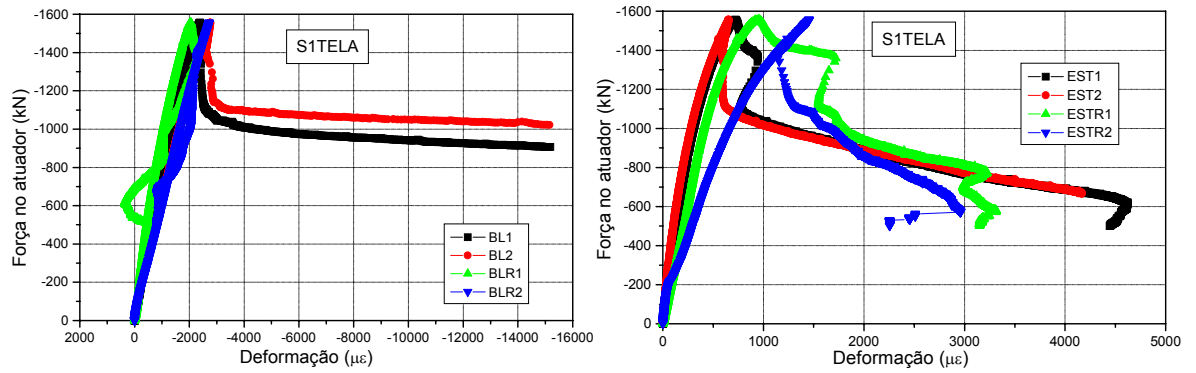


Figura 6.32: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S1TELA

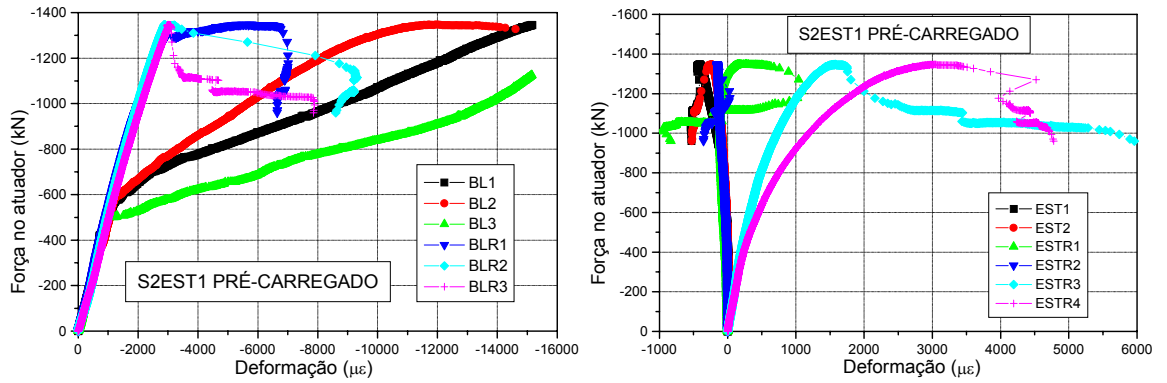


Figura 6.33: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S2EST1 Pré-carregado

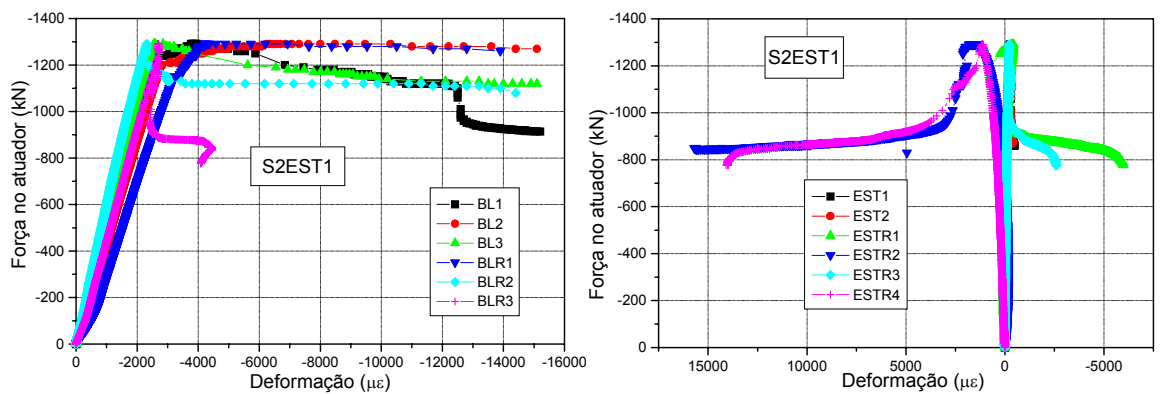


Figura 6.34: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S2EST1

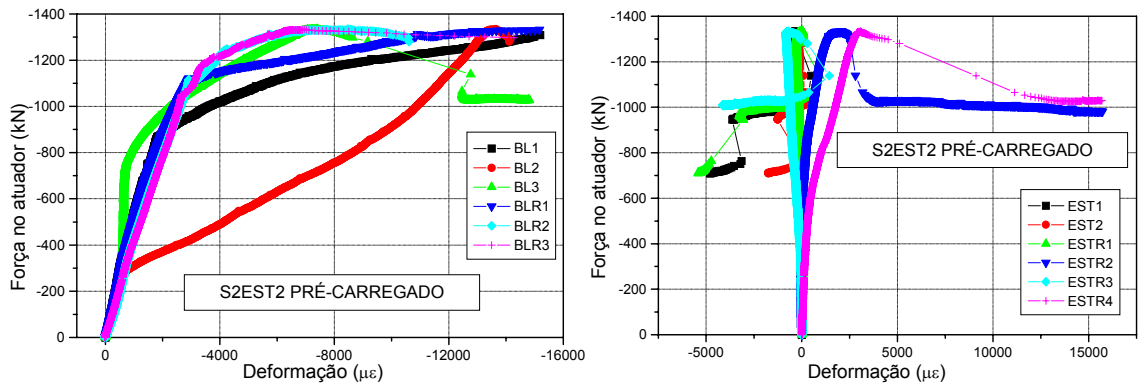


Figura 6.35: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S2EST2 Pré-carregado

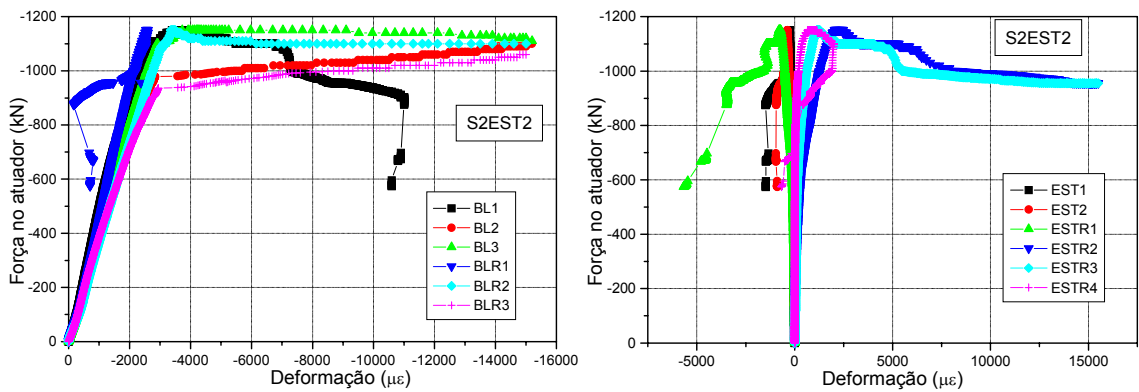


Figura 6.36: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S2EST2

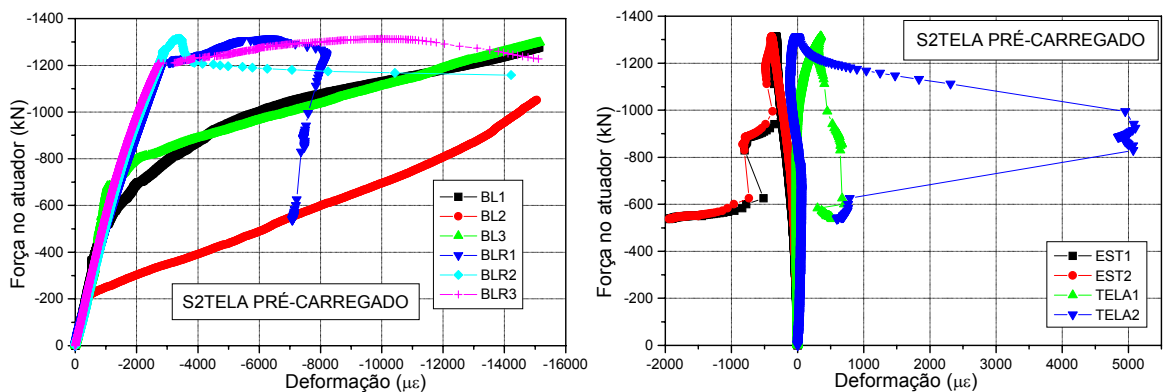


Figura 6.37: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S2TELA Pré-carregado

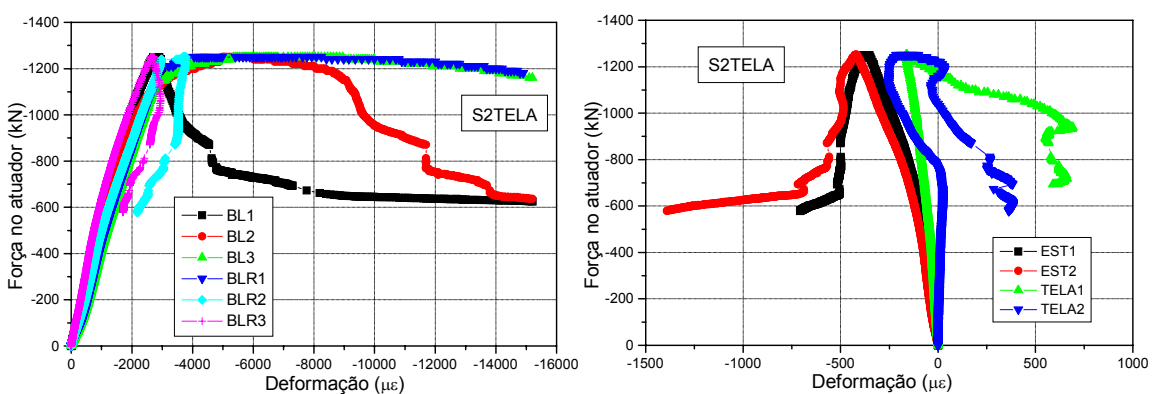


Figura 6.38: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S2TELA

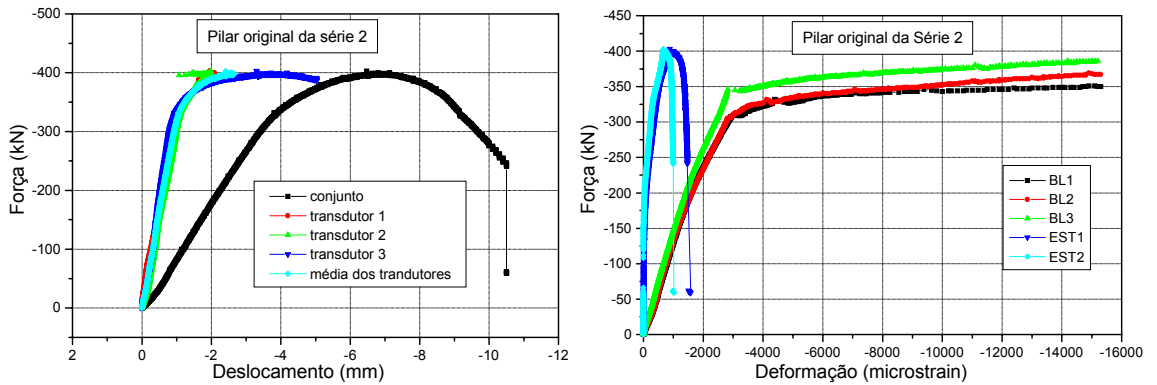


Figura 6.39: Gráficos do pilar original de todos os modelos da série 2

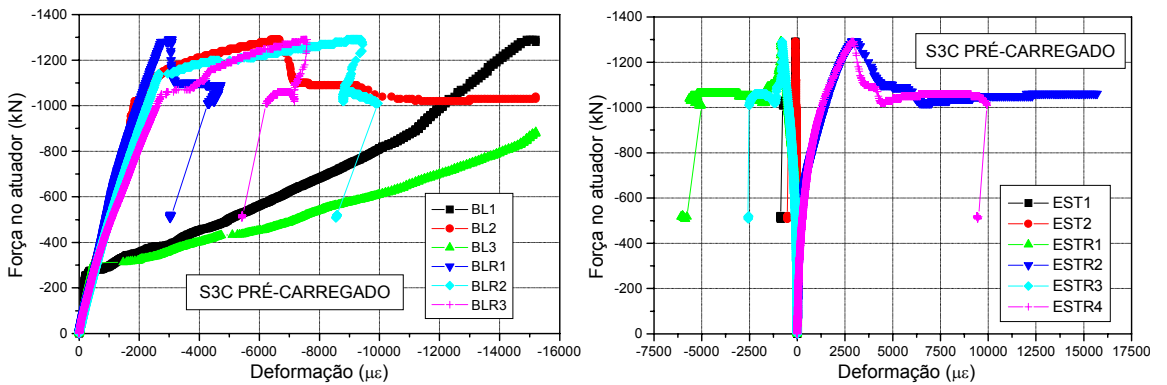


Figura 6.40: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S3C Pré-carregado

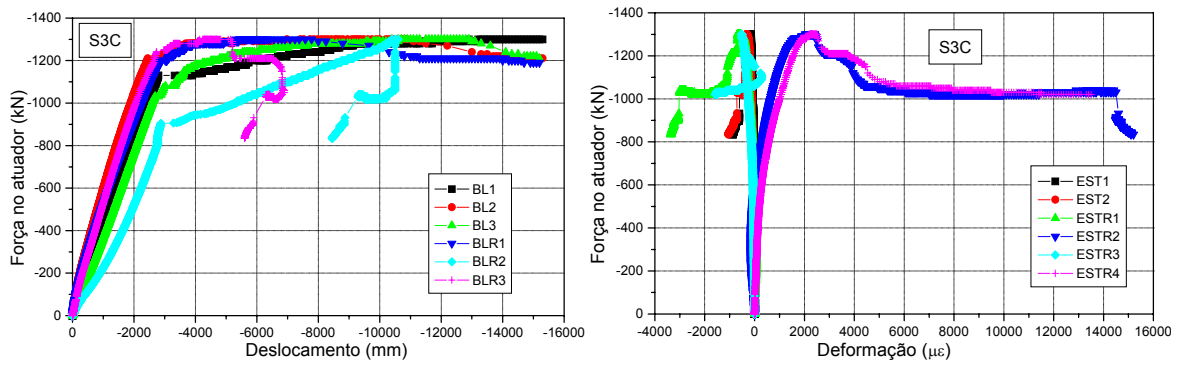


Figura 6.41: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S3C

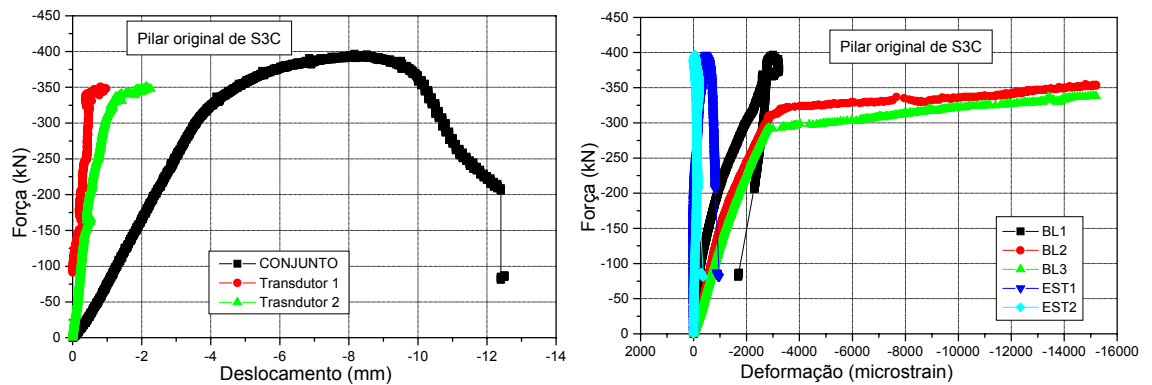


Figura 6.42: Gráficos do pilar original dos modelos S3C

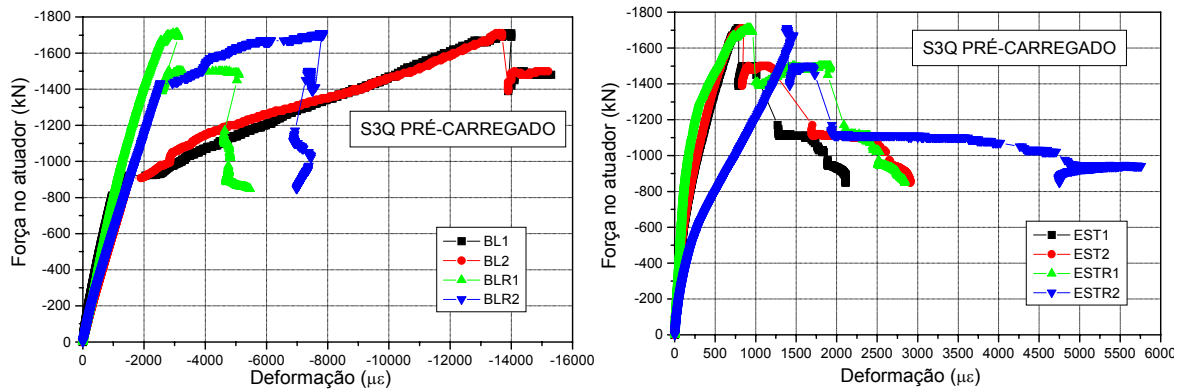


Figura 6.43: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S3Q Pré-carregado

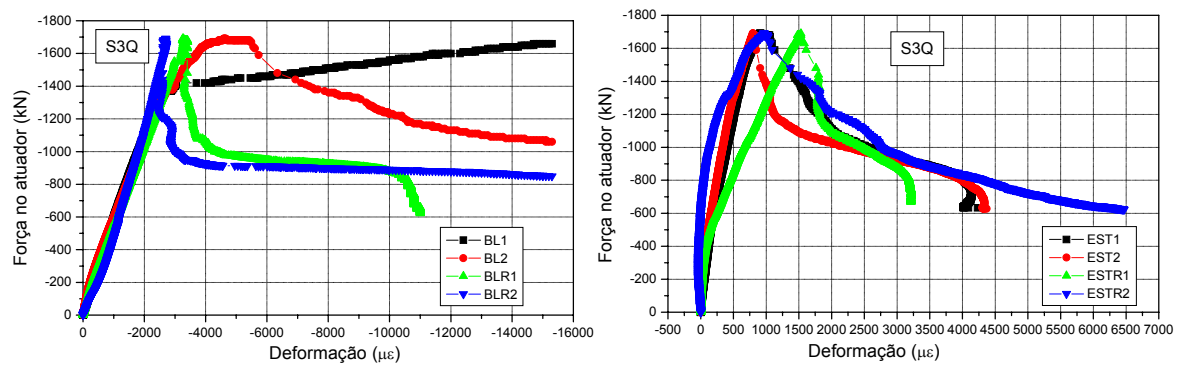


Figura 6.44: Gráficos Força x Deformação nas armaduras do modelo S3Q

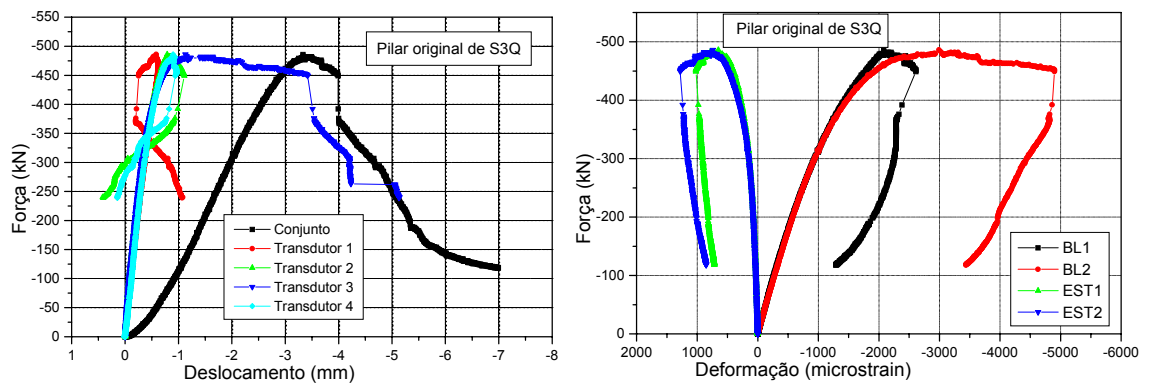


Figura 6.45: Gráficos do pilar original do modelo S3Q

Nos modelos sem pré-carregamento verifica-se o comportamento semelhante das barras longitudinais e estribos. Tal fato evidencia o comportamento monolítico do modelo, ou seja, a perfeita integração do reforço ao pilar original.

Nos modelos com pré-carregamento pode-se observar diferenças por causa da deformação das barras no núcleo (pilar original) e dos seus estribos. Na análise dos resultados, tais fatos são discutidos.

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA FASE EXPERIMENTAL

6.3.1 FORÇA ATUANTE NOS MODELOS

O primeiro aspecto a considerar nesta análise refere-se ao valor de força atuante nos modelos pré-carregados. Ilustra-se na Figura 6.46 como a força de protensão (pré-carregamento) é reduzida gradativamente com a deformação axial do modelo durante o ensaio de carregamento de curta duração.

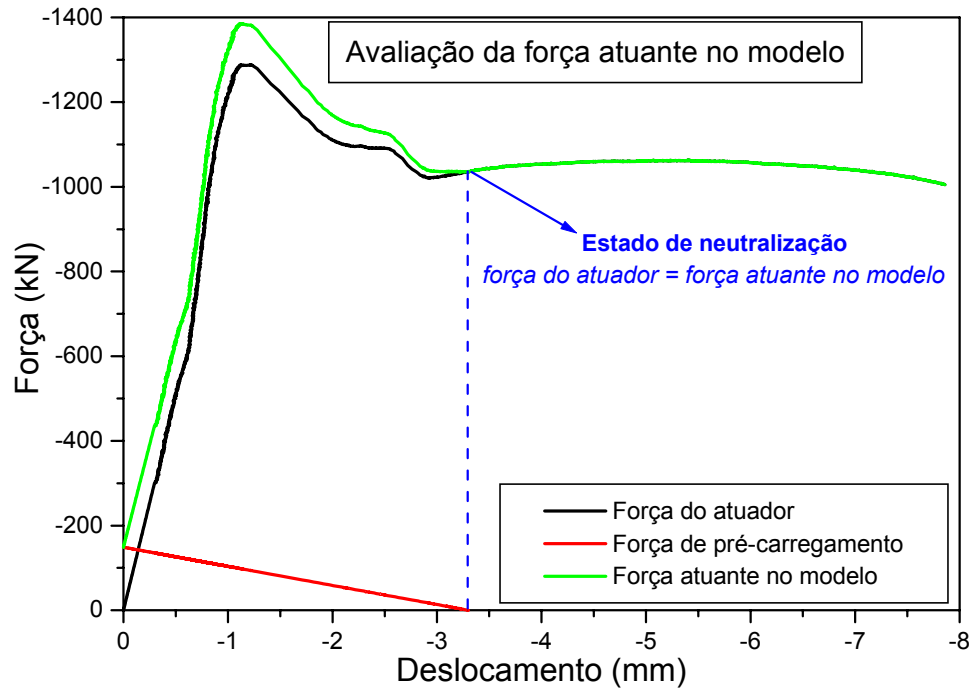
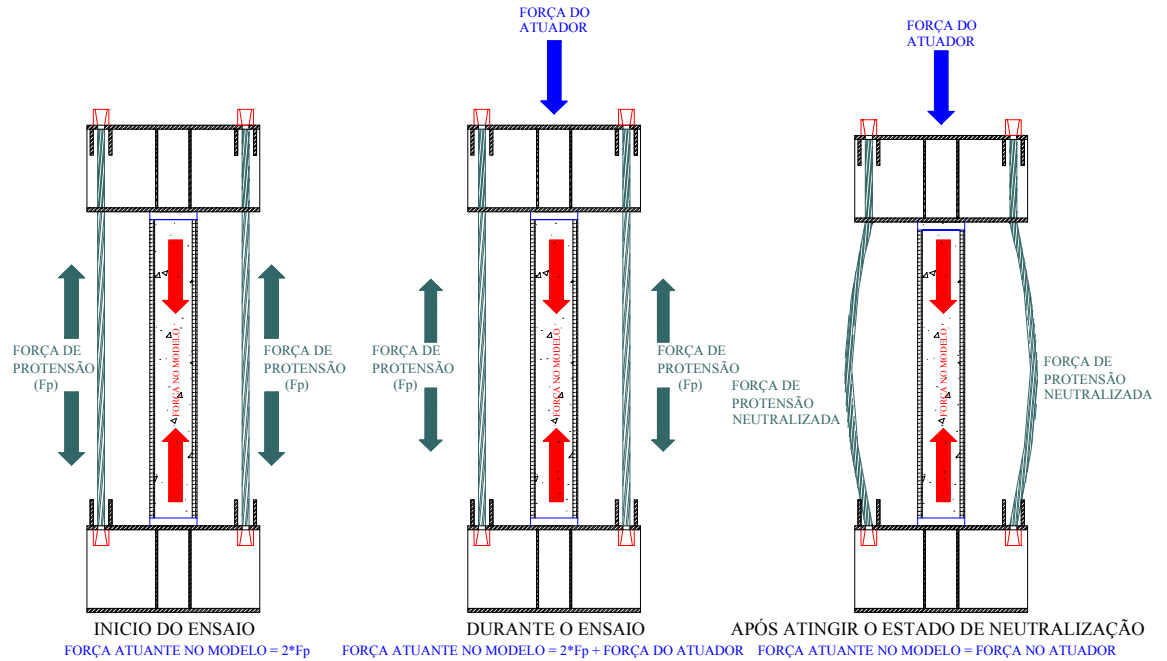


Figura 6.46: Esquema da força atuante no modelo experimental durante o ensaio de carregamento imediato

Sabe-se que no início do ensaio a força atuante no pilar corresponde à força de protensão nos cabos. Com a aplicação de uma força externa ao sistema, por meio do atuador hidráulico da máquina universal, a força aplicada no modelo corresponde à soma da força aplicada pelo atuador com a força nos cabos de protensão. Durante o ensaio, o modelo de concreto vai se deformando, o que ocasiona um alívio nas cordoalhas. Ao se atingir o estado de neutralização da protensão, a parcela de carregamento correspondente aos cabos é nula, ou seja, somente a força medida no atuador corresponde à aplicada no modelo experimental. Na Tabela 6.4 do item 6.2.2 (Resultados) os valores de força última experimental se apresentam atualizados com este raciocínio.

6.3.2 EFEITO DE PRÉ-CARREGAMENTO

Para verificar a influência do pré-carregamento na deformabilidade dos pilares, foram traçados gráficos força x deslocamento e tensão x deformação de todos os modelos, os quais podem ser vistos nas Figuras 6.47 a 6.54.

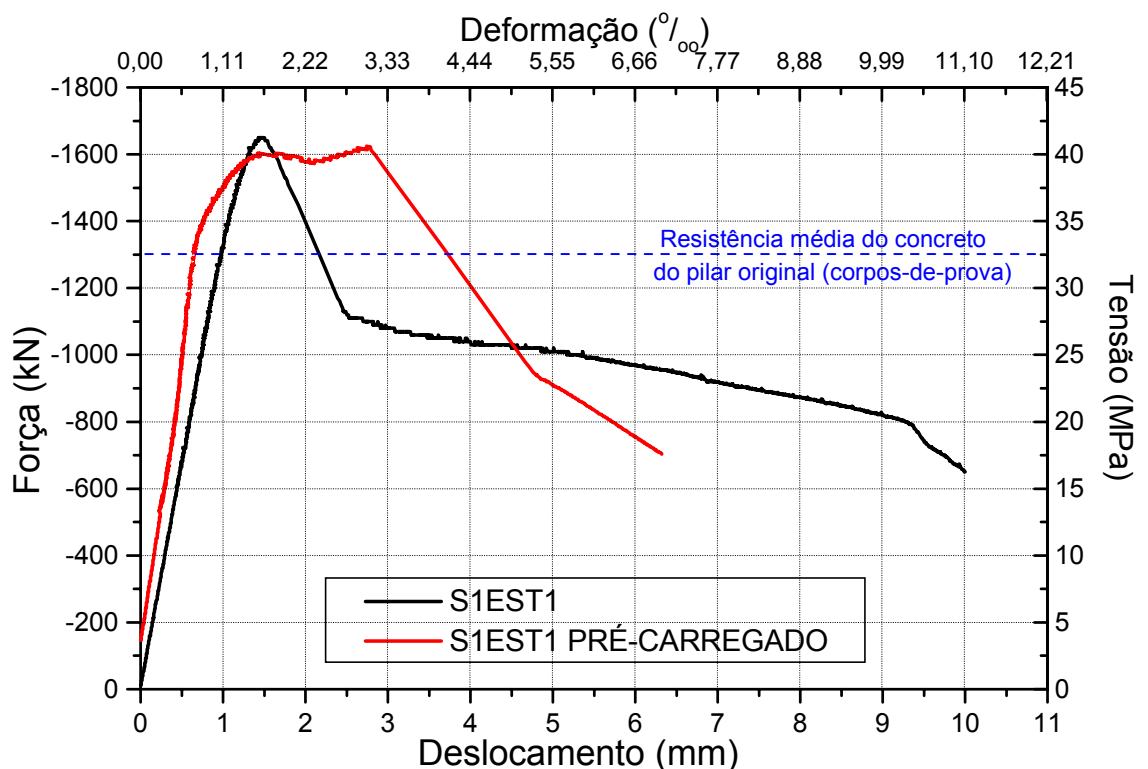


Figura 6.47: Gráfico da força atuante no modelo x deslocamento dos modelos SIEST1 Pré-carregado e SIEST1

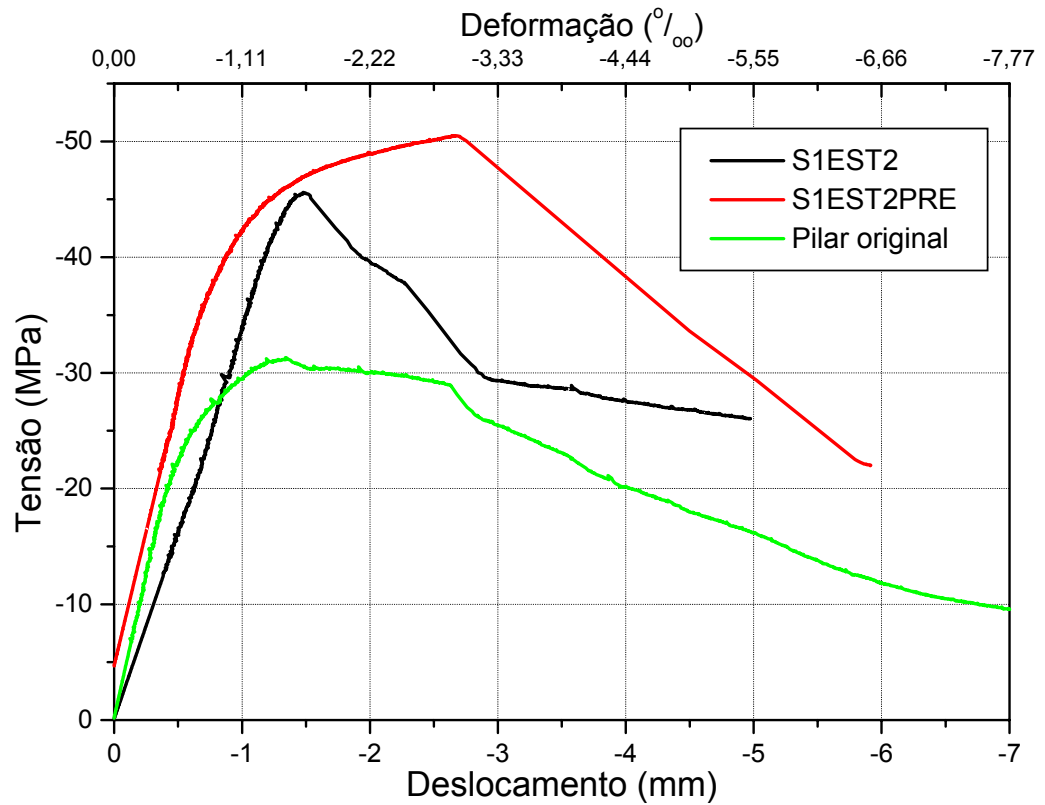


Figura 6.48: Gráfico da tensão atuante no modelo x deslocamento dos modelos SIEST2 Pré-carregado e SIEST2

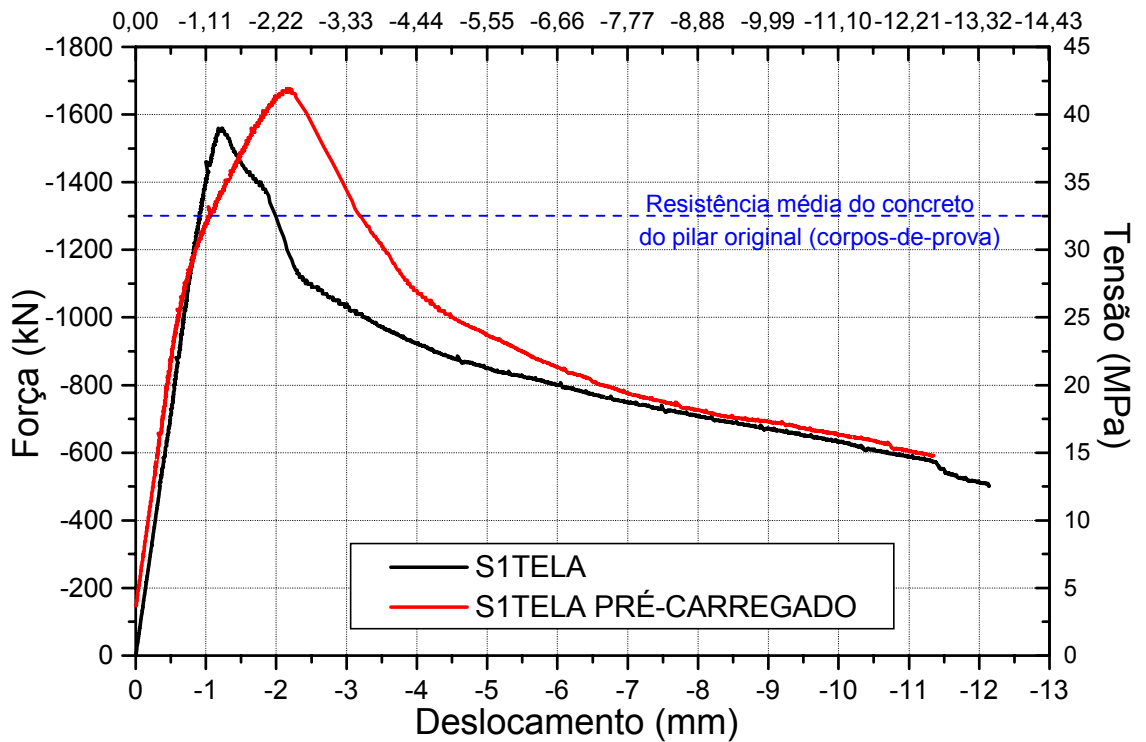


Figura 6.49: Gráfico da força atuante no modelo x deslocamento dos modelos SITELA Pré-carregado e SITELA

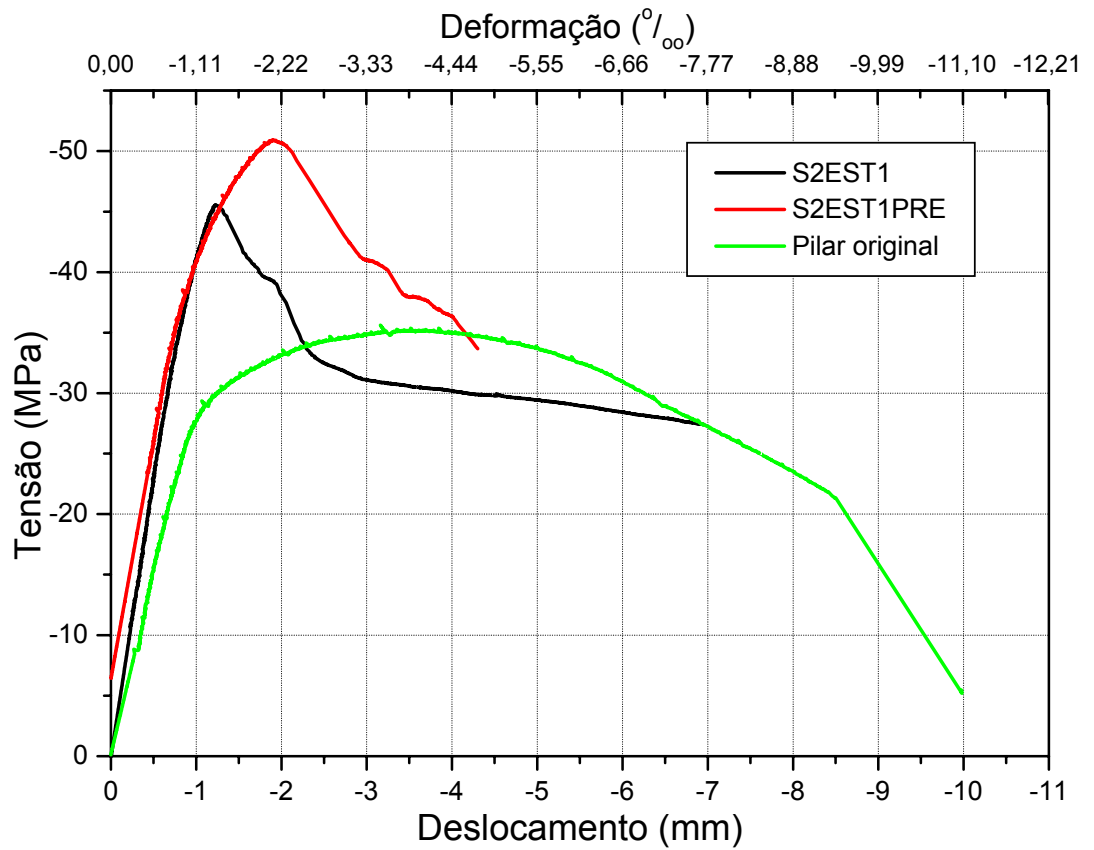


Figura 6.50: Gráfico da tensão atuante no modelo x deslocamento dos modelos S2EST1 Pré-carregado e S2EST1

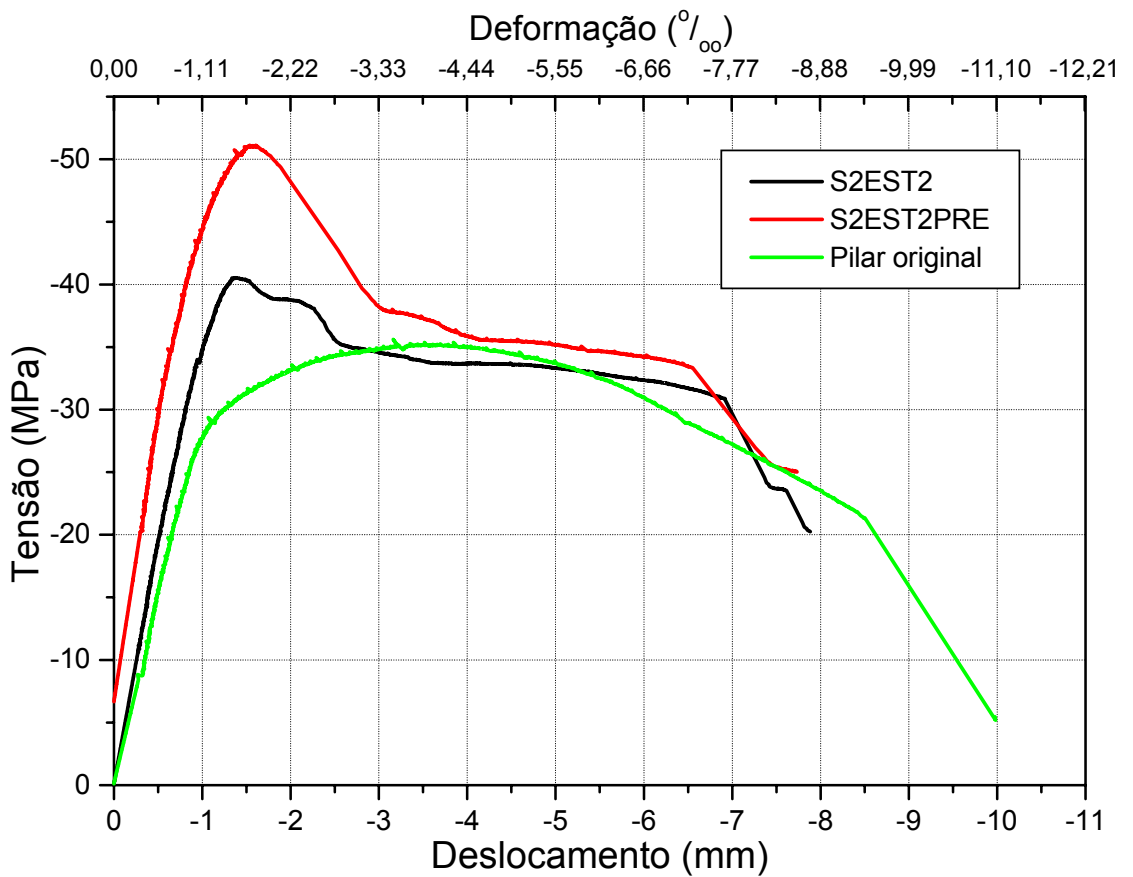


Figura 6.51: Gráfico da tensão atuante no modelo x deslocamento dos modelos S2EST2 Pré-carregado e S2EST2

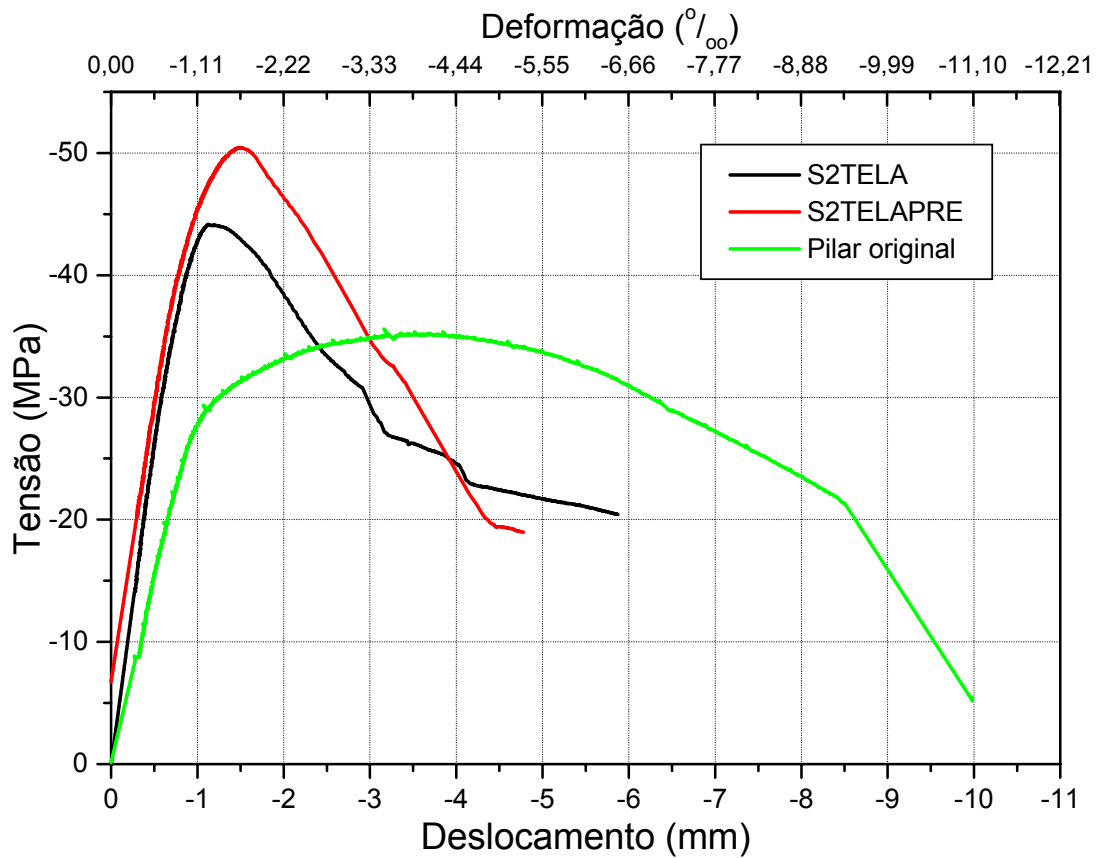


Figura 6.52: Gráfico da tensão atuante no modelo x deslocamento dos modelos S2TELA Pré-carregado e S2TELA

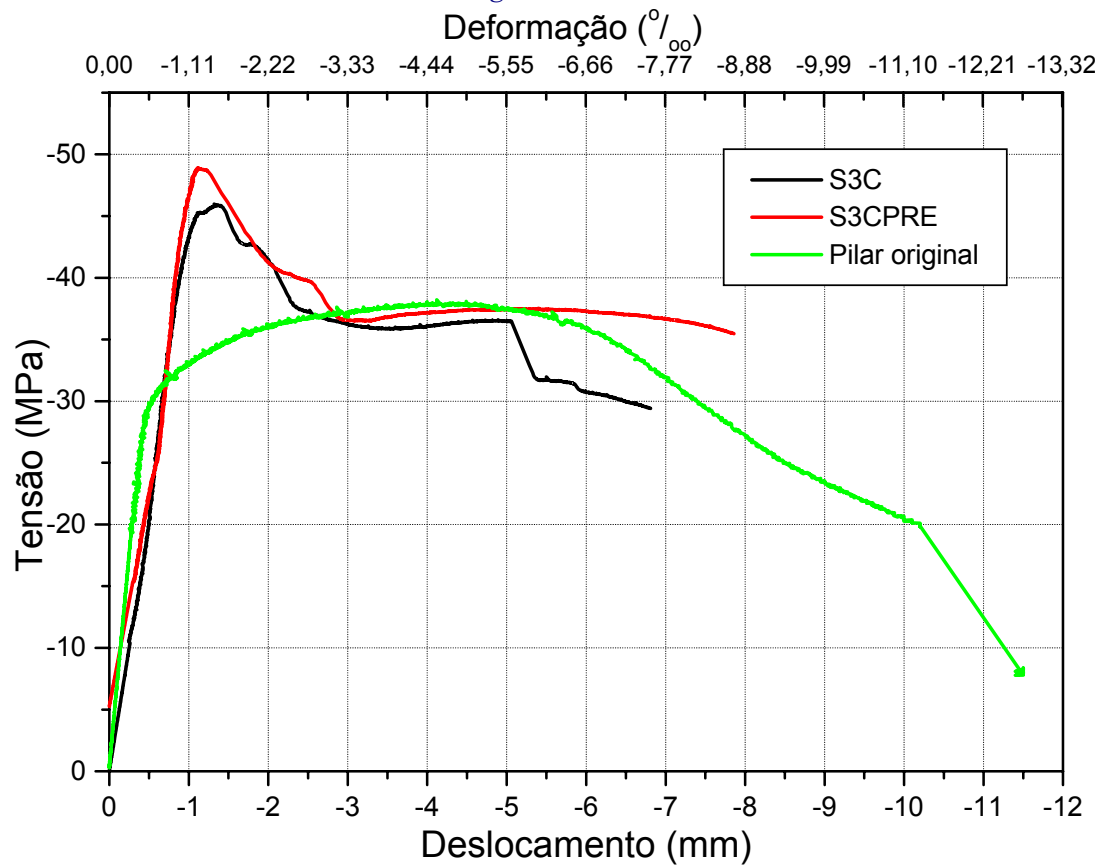


Figura 6.53: Gráfico da tensão atuante no modelo x deslocamento dos modelos S3C Pré-carregado e S3C

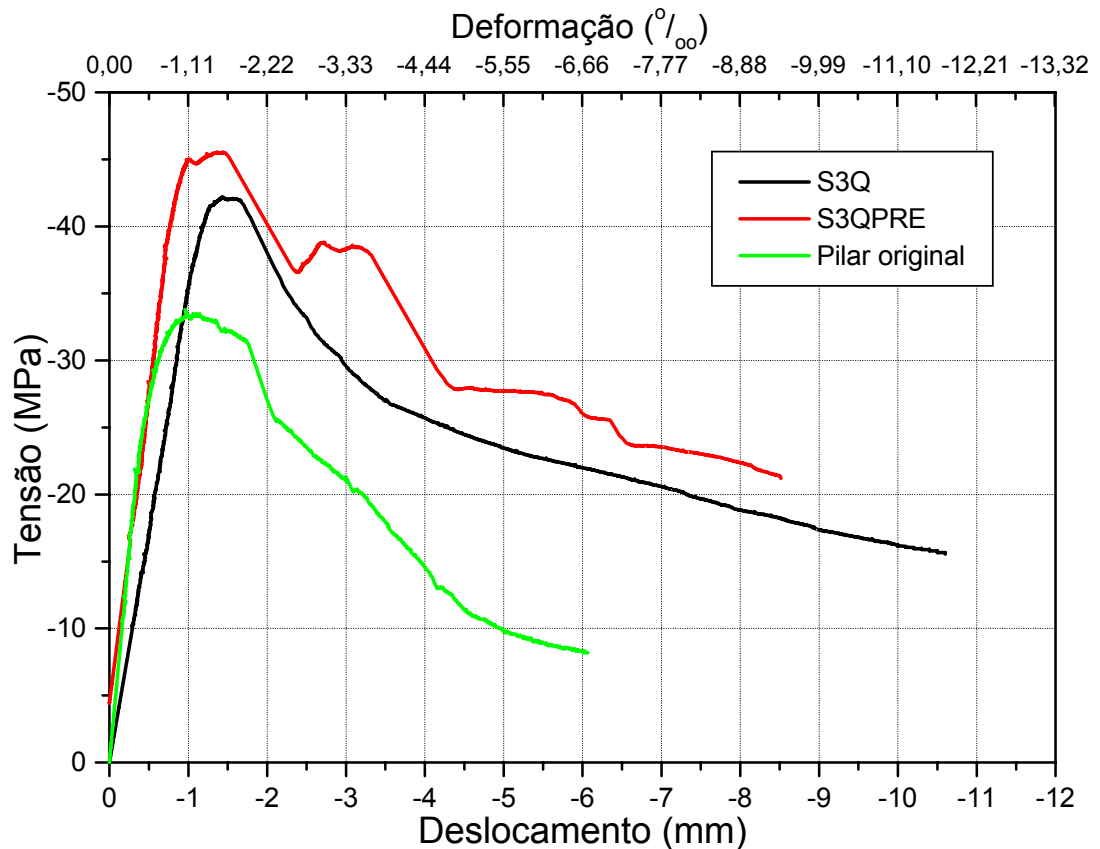


Figura 6.54: Gráfico da tensão atuante no modelo x deslocamento dos modelos S3Q Pré-carregado e S3Q

Ao analisar os modelos pré-carregados com e sem pré-carregamento, verifica-se que, no caso de seção transversal quadrada:

- para os pilares com maiores taxas de armadura transversal de reforço o comportamento entre os dois modelos é semelhante. Contudo os modelos S1EST2 e S1EST2PRE apresentaram diferença por causa da ruptura prematura do topo dos modelos;

- os modelos S1EST1PRE e S1TELAPRE, demonstram maior deformabilidade após atingir a tensão máxima do concreto do pilar original. Tal fato se deve ao próprio pré-carregamento dos pilares originais, que ao serem reforçados já se encontram pré-deformados e, portanto sujeitos a microfissuração mais intensa do concreto.

Para os pilares de seção transversal circular pode-se comentar que:

- para os modelos com maiores taxas de armadura transversal de reforço, o comportamento é semelhante entre os dois modelos (com e sem pré-carregamento);

- os modelos S2TELA e S2TELAPRE tem praticamente o mesmo comportamento, o que pode ser explicado pela existência de fios longitudinais da tela soldada e pelo próprio fato da seção circular ser mais eficiente quanto ao efeito de confinamento.

Verifica-se que os modelos S2EST1 e S2EST1PRE apresentam alguma variação na deformabilidade a partir do valor máximo de força atingido pelo pilar original; -apesar do modelo S2EST2PRE apresentar problemas de fissuração e giro do perfil na etapa de pré-carregamento, o seu comportamento é muito semelhante ao do S3C, o que mostra a eficiência da técnica de reforço mesmo para casos de maior danificação do modelo.

6.3.3 DEFORMAÇÕES NAS BARRAS DE AÇO

Para uma melhor compreensão do fenômeno do pré-carregamento no comportamento dos pilares reforçados, optou-se em avaliar detalhadamente as deformações nas barras e dos estribos de cada modelo.

O primeiro passo para a avaliação das deformações das barras e estribos dos pilares reforçados, foi comparar suas deformações para o valor da máxima força registrada durante o ensaio de cada modelo. Tais valores também são úteis no cálculo do acréscimo de resistência do concreto confinado, a ser analisado mais adiante.

As Tabelas 6.5 a 6.9 mostram os valores das deformações das barras e estribos, tanto nos pilares originais como nas camisas de reforço, sempre seguindo a nomenclatura adotada pela Figura 6.25.

Tabela 6.5: Deformações das barras longitudinais para o valor de força máxima no atuador – modelos de seção quadrada

Modelo	BL1 ($\mu\epsilon$)	BL2 ($\mu\epsilon$)	Média BL ($\mu\epsilon$)	BLR1 ($\mu\epsilon$)	BLR2 ($\mu\epsilon$)	Média BLR ($\mu\epsilon$)
S1EST1	-3928,3	-2767,9	-3348,1	-3126,8	-2744,9	-2935,85
S1EST1PRE	-5450	-2860	-4155	-1611	-4277,9	-2944,45
S1EST2	-11912	-3029,5	-7470,75	-5668,6	-3208,3	-4438,45
S1EST2PRE	-15340	-15310	-15325	-2291,8	<i>Defeito</i>	-2291,8
S1TELA	-2385,7	-2768,8	-2577,25	-2049,6	-2721	-2385,3
S1TELAPRE	4620	-8090	-6355	-3077,8	-2150	-2613,9
S3Q	-o-*	-4642,8	-4642,8	-3255,9	-2692,4	-2974,15
S3QPRE	-15430	-15020	-15225	-3110	-7900	-5505

* A capacidade de leitura do extensômetro elétrico foi excedida.

Tabela 6.6: Deformações dos estribos para o valor de força máxima no atuador – modelos de seção quadrada

Modelo	EST1 ($\mu\epsilon$)	EST2 ($\mu\epsilon$)	Média EST ($\mu\epsilon$)	ESTR1 ($\mu\epsilon$)	ESTR2 ($\mu\epsilon$)	Média ESTR ($\mu\epsilon$)
S1EST1	576,94	620,02	598,48	861,59	1287,3	1047,445
S1EST1PRE	645,00	394,47	519,73	1141,00	499,02	820,01
S1EST2	936,47	726,09	831,28	1474,00	1104,00	1289,00
S1EST2PRE	815,00	1139,00	977,00	551,00	1615,00	1083,00
S1TELA	720,72	654,77	687,745	949,10	1453,70	1201,40
S1TELAPRE	912,80	564,02	738,41	1763,6	794,37	1278,98
S3Q	911,39	798,59	854,99	1531,60	966,66	1249,13
S3QPRE	774,31	1107,00	940,85	888,06	1400,00	1144,03

Tabela 6.7: Deformações das barras longitudinais para o valor de força máxima no atuador – modelos de seção circular

Modelo	BL1 ($\mu\epsilon$)	BL2 ($\mu\epsilon$)	BL3 ($\mu\epsilon$)	Média BL ($\mu\epsilon$)	BLR1 ($\mu\epsilon$)	BLR2 ($\mu\epsilon$)	BLR3 ($\mu\epsilon$)	Média BLR ($\mu\epsilon$)
S2EST1	-3885,9	-7607,5	-2579,8	-4691,07	-4586,7	-2323	-2693,6	-3201,1
S2EST1PRE	-o-*	-13650	-o-*	-13650	-5531,7	-3410	-3590	-4177,23
S2EST2	-3579,5	-o-*	-4507,5	-4043,5	-2574	-3393,7	-o-*	-2983,85
S2EST2PRE	-o-*	-15720	-19130	-17425	-15215	-7370	-6448,3	-9677,77
S2TELA	-2733	-5065	-5984,9	-4594,3	-4508,7	-3763,6	-2645,9	-3639,4
S2TELAPRE	-o-*	-o-*	-o-*	-o-*	-6217,4	-3343,2	-9652,4	-6404,33
S3C	-14372	-8953	-11334	-11553	-5969,6	-10564	-4497,5	-7010,37
S3CPRE	-16410	-7630	-o-*	-12020	-3066,8	-9066	-7492	-6541,6

* A capacidade de leitura do extensômetro elétrico foi excedida.

Tabela 6.8: Deformações dos estribos para o valor de força máxima no atuador – modelos de seção circular

Modelo	EST1 ($\mu\epsilon$)	EST2 ($\mu\epsilon$)	Média EST ($\mu\epsilon$)	ESTR1 ($\mu\epsilon$)	ESTR2 ($\mu\epsilon$)	ESTR3 ($\mu\epsilon$)	ESTR4 ($\mu\epsilon$)	Média ESTR ($\mu\epsilon$)
S2EST1	-256,44	-253,81	-155,12	-392,95	1520,70	-219,69	1145,70	513,44
S2EST1PRE	-3,38	59,33	27,97	63,78	-204,90	1602,40	2763,70	1056,24
S2EST2	-250,64	-368,31	-309,47	-742,40	2157,80	1181,90	790,80	847,02
S2EST2PRE	-341,45	-96,91	-219,18	-100,08	1791,30	-795,81	2935,40	957,70
S2TELA	-358,39	-419,38	-388,88	-164,36	-200,32	-o-*	-o-*	-182,34
S2TELAPRE	-323,63	-388,94	-356,28	349,07	-20,41	-o-*	-o-*	164,33
S3C	-168,42	-306,28	-237,35	-618,83	2222,30	-519,93	2319,30	850,71
S3CPRE	-99,92	-87,42	-93,67	-833,93	2876,00	-783,76	2840,50	1024,70

* A capacidade de leitura do extensômetro elétrico foi excedida.

Tabela 6.9: Deformações dos estribos para o valor de força máxima no atuador – modelos de seção circular

Modelo	BL1 ($\mu\epsilon$)	BL2 ($\mu\epsilon$)	BL3 ($\mu\epsilon$)	Média BL ($\mu\epsilon$)	EST1 ($\mu\epsilon$)	EST2 ($\mu\epsilon$)	Média ESTR ($\mu\epsilon$)
Original S1EST2	-2863,5	-3842,3	X	-3352,9	666,21	1005,9	836,05
Original da série 2	-o-*	-o-*	-o-*	-o-*	-1011,7	-768,92	-890,31
Original de S3C	-3015,1	-o-*	-o-*	-3015,1	-442,51	-56,88	-249,69
Original de S3Q	-2204,1	-3312,2	X	-2758,15	785,54	887,38	836,46

* A capacidade de leitura do extensômetro elétrico foi excedida.

x – não possui este ponto de instrumentação

Nos modelos reforçados com seção transversal quadrada, verifica-se que a maioria das leituras das deformações nas barras longitudinais é maior nos modelos pré-carregados. Contudo, verifica-se que as deformações nos estribos das camisas de reforço são na maioria inferiores às dos modelos sem pré-carregamento. Isto se deve possivelmente ao fato do núcleo (pilar original) já apresentar uma pré-deformação, o que ocasionaria uma mobilização mais tardia da armadura de reforço. No caso dos pilares pré-carregados o pilar original se encontra pré-deformado com uma força de confinamento atuante provocada pelos estribos do pilar original (portanto com uma deformação inicial). Já nos pilares sem pré-carregamento, os estribos do pilar original, bem como os da camisa de reforço, atuam simultaneamente, e com isto as deformações dos estribos da camisa são maiores do que nos modelos pré-carregados.

Nos modelos reforçados com seção transversal circular, verifica-se que a maioria das deformações tanto nas barras longitudinais como nos estribos, é maior nos modelos pré-carregados. Tal fato já era esperado porque os estribos em seções circulares são mais solicitados a diferença entre as deformações seja mais coerente nestas seções, uma vez que nas seções quadradas e retangulares a efetividade do estribo é inferior.

É importante salientar que as medidas nos estribos dos pilares circulares apresentaram defeitos por apresentarem valores negativos. Tal fenômeno pode ser explicado pela flexão nos estribos em espiral, que pode ocorrer por causa da tendência de expansão do núcleo confinado conforme Figura 6.55.

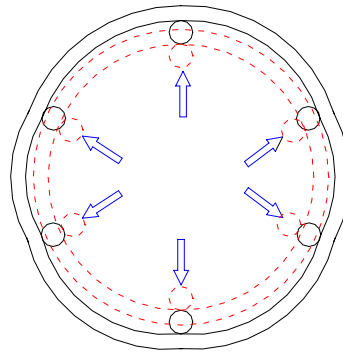


Figura 6.55: Expansão da seção interna de um pilar circular

As Figuras 6.56 a 6.87 apresentam as deformações médias para todas as barras longitudinais e estribos de todos os modelos.

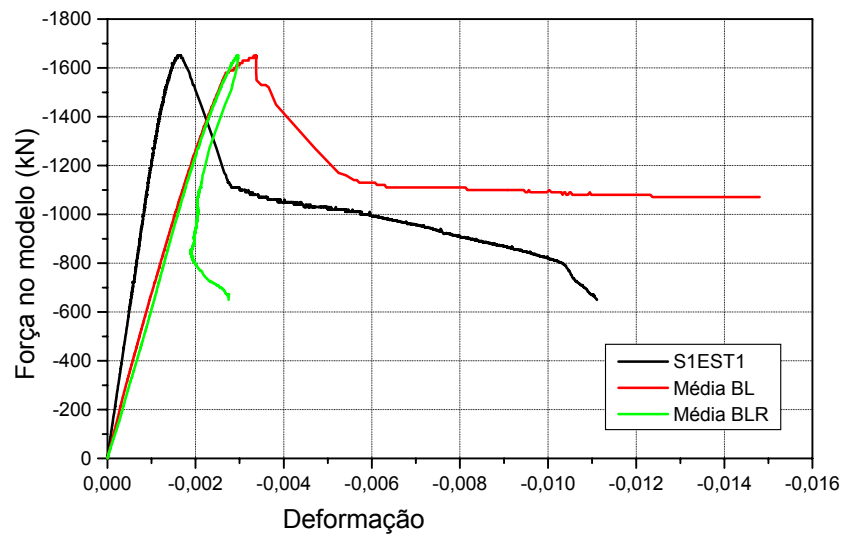


Figura 6.56: Gráfico da deformação média do modelo S1EST1 e de suas barras longitudinais

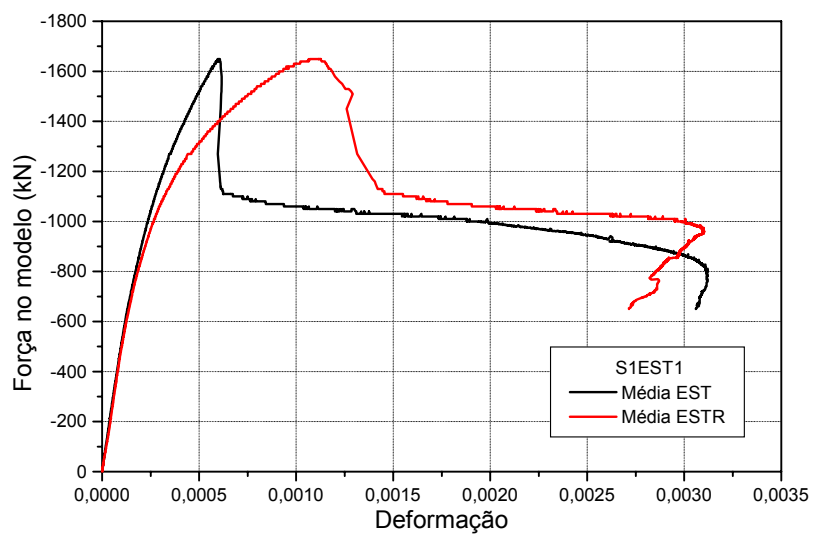


Figura 6.57: Gráfico da deformação média do modelo S1EST1 e de seus estribos

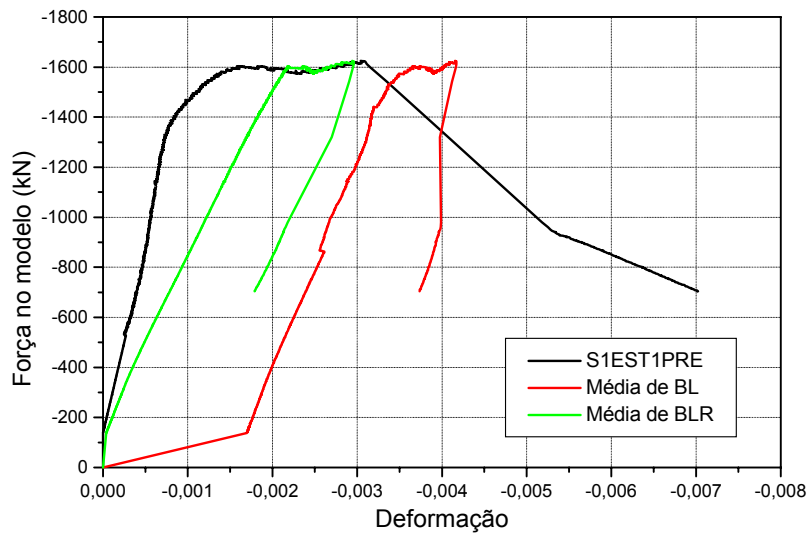


Figura 6.58: Gráfico da deformação média do modelo S1EST1PRE e de suas barras longitudinais

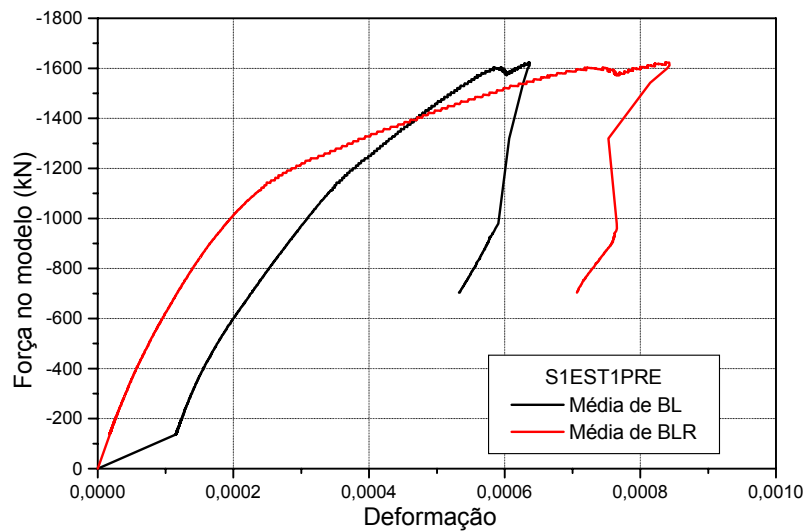


Figura 6.59: Gráfico da deformação média do modelo S1EST1PRE e de seus estribos

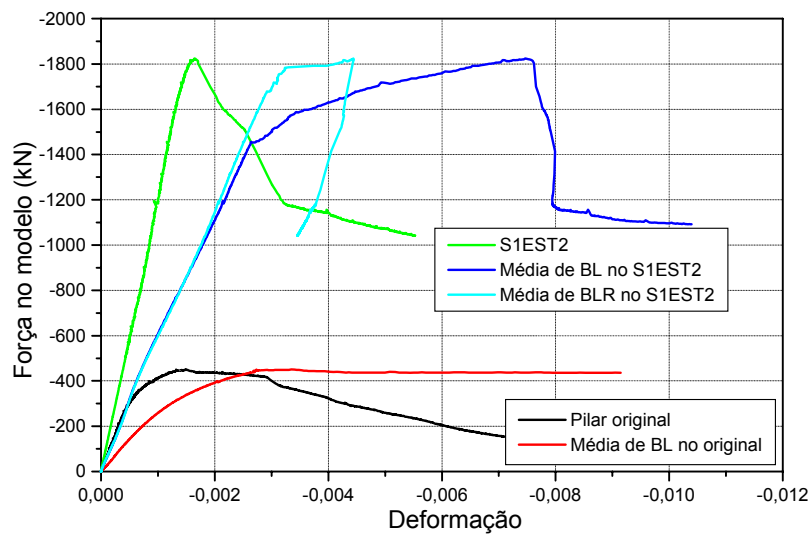


Figura 6.60: Gráfico da deformação média do modelo S1EST2 e de suas barras longitudinais

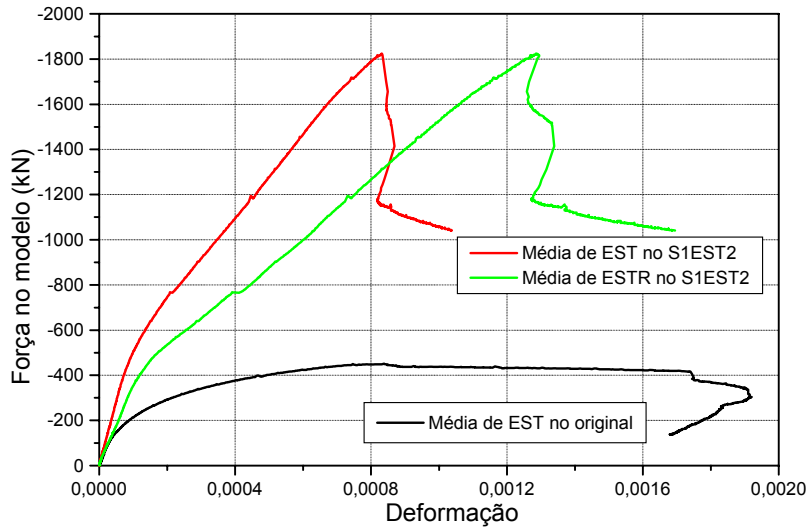


Figura 6.61: Gráfico da deformação média do modelo S1EST2 e de seus estribos

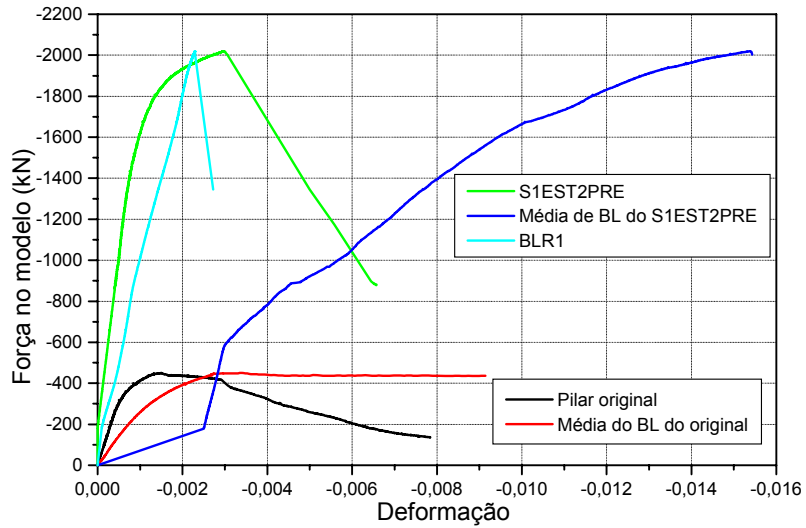


Figura 6.62: Gráfico da deformação média do modelo S1EST2PRE e de suas barras longitudinais

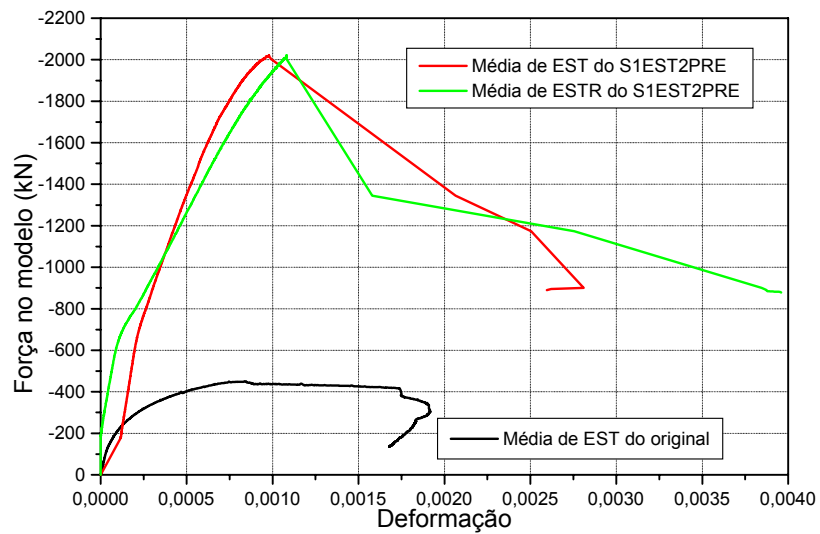


Figura 6.63: Gráfico da deformação média do modelo S1EST2PRE e de seus estribos

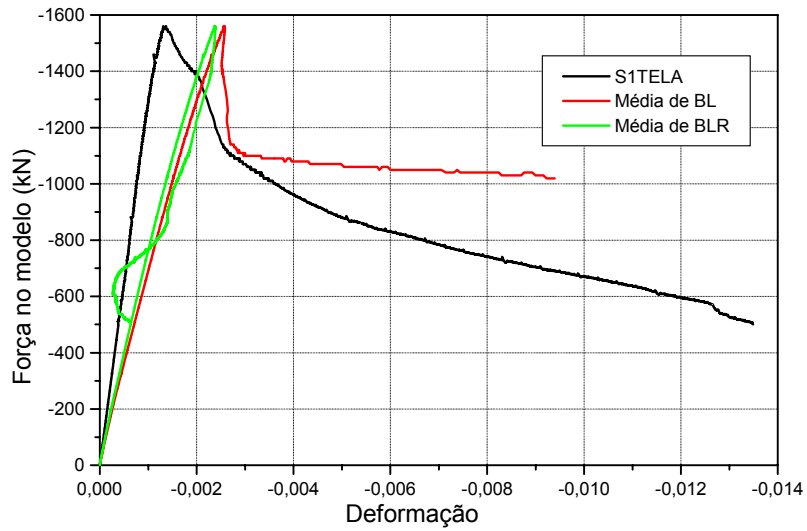


Figura 6.64: Gráfico da deformação média do modelo SITELA e de suas barras longitudinais

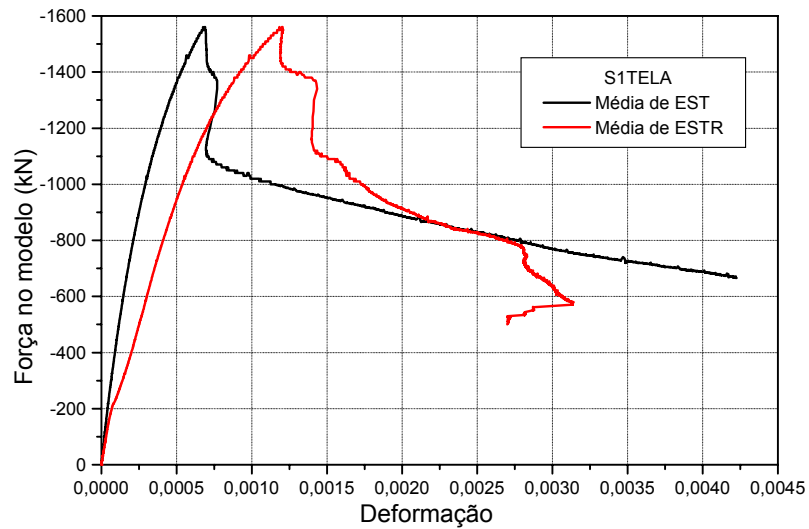


Figura 6.65: Gráfico da deformação média do modelo SITELA e de seus estribos

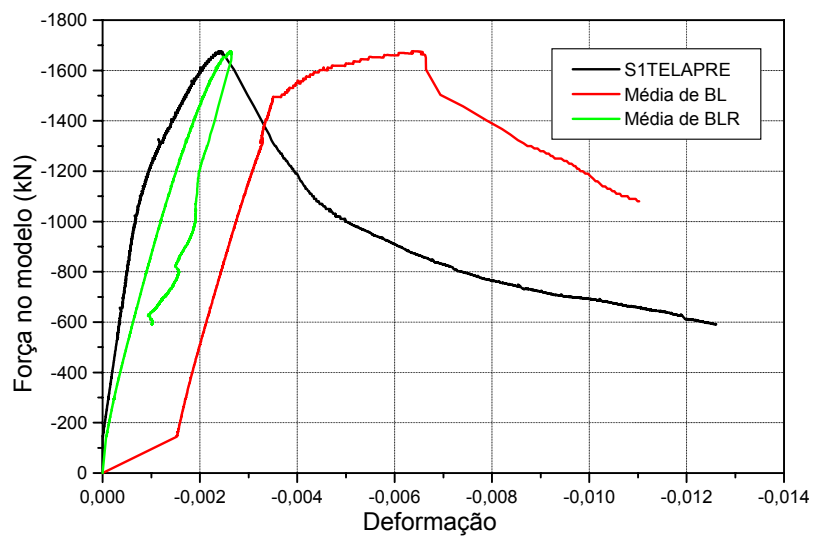


Figura 6.66: Gráfico da deformação média do modelo S1TELAPRE e de suas barras longitudinais

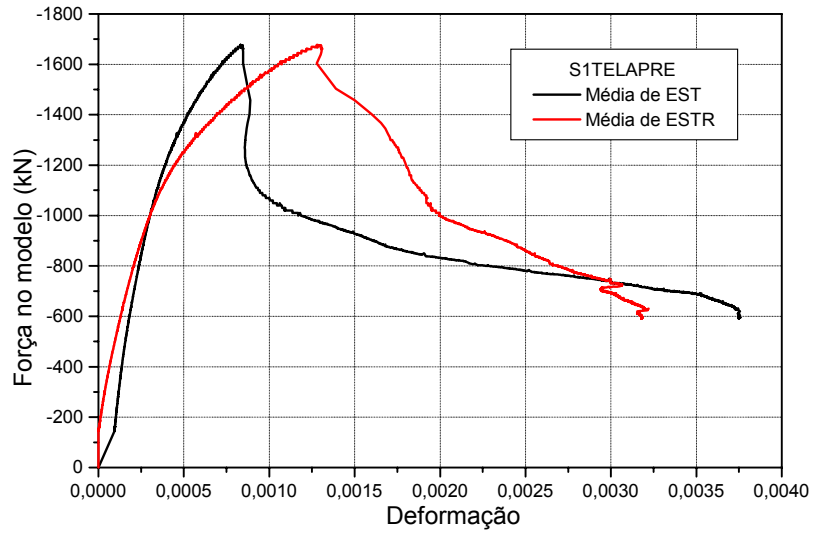


Figura 6.67: Gráfico da deformação média do modelo SITE LAPRE e de seus estribos

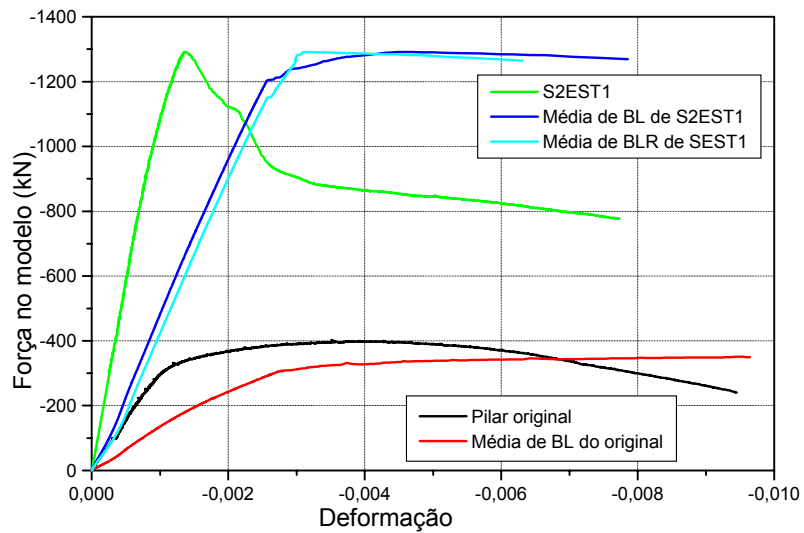


Figura 6.68: Gráfico da deformação média do modelo S2EST1 e de suas barras longitudinais

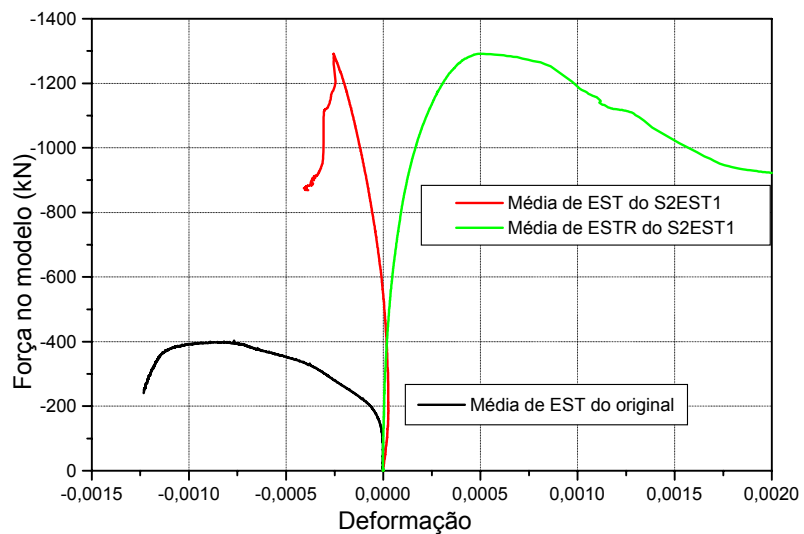


Figura 6.69: Gráfico da deformação média do modelo S2EST1 e de seus estribos

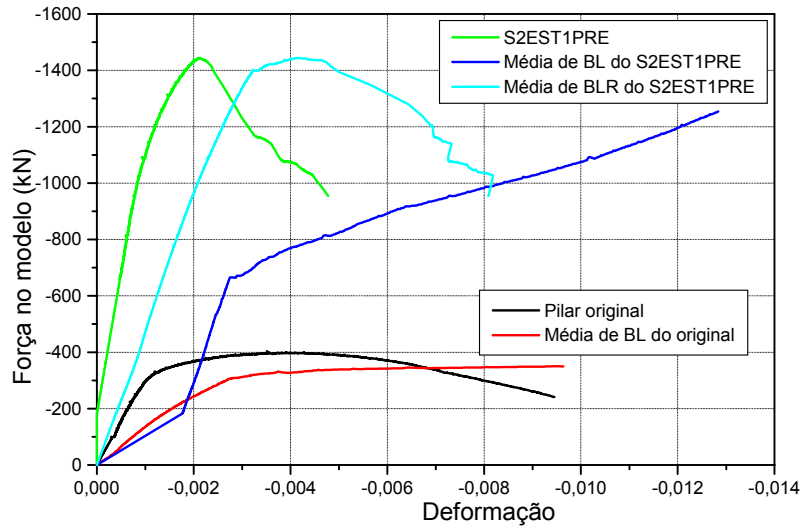


Figura 6.70: Gráfico da deformação média do modelo S2EST1PRE e de suas barras longitudinais

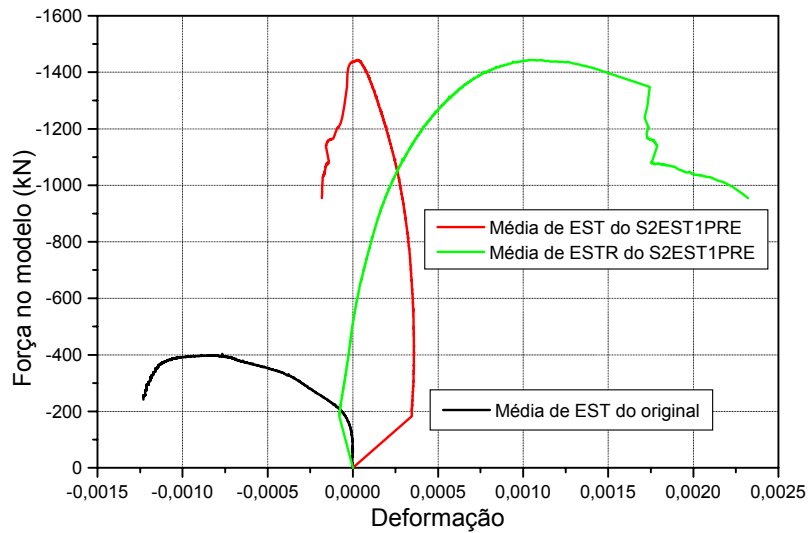


Figura 6.71: Gráfico da deformação média do modelo S2EST1PRE e de seus estribos

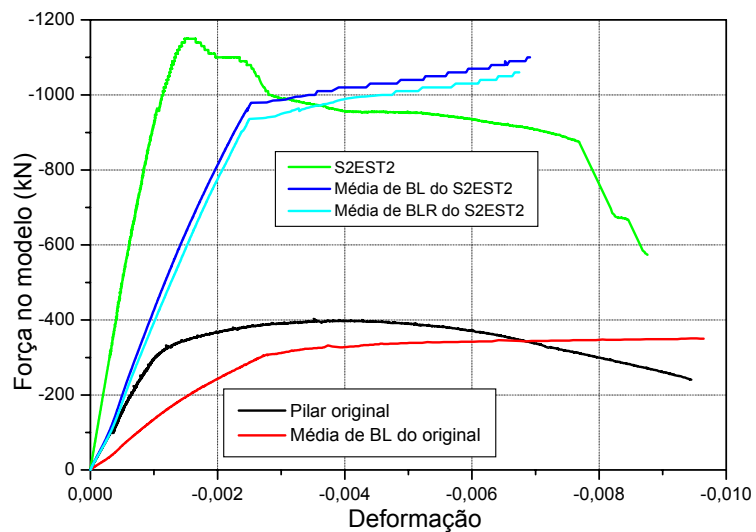


Figura 6.72: Gráfico da deformação média do modelo S2EST2 e de suas barras longitudinais

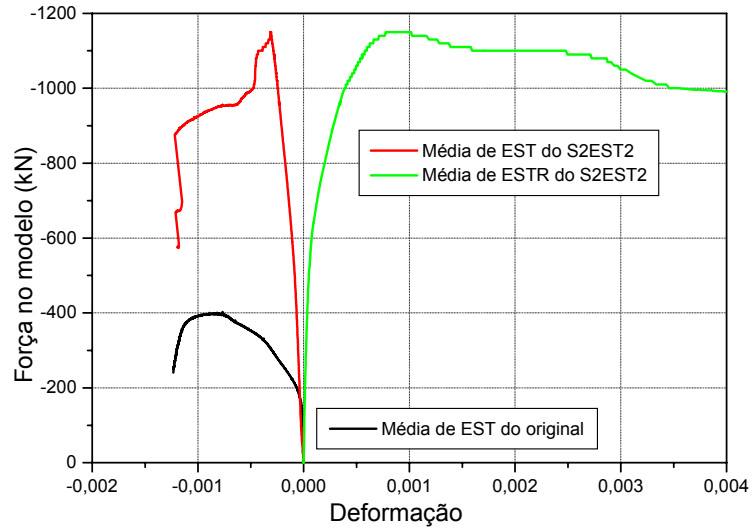


Figura 6.73: Gráfico da deformação média do modelo S2EST2 e dos seus estribos

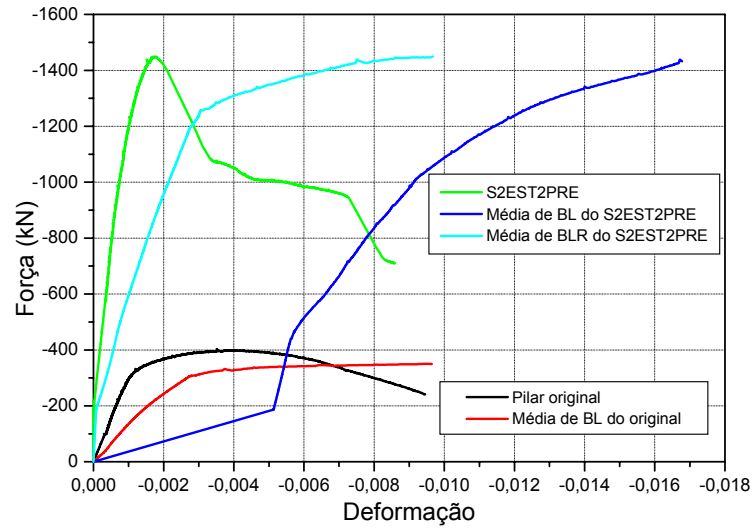


Figura 6.74: Gráfico da deformação média do modelo S2EST2PRE e de suas barras longitudinais

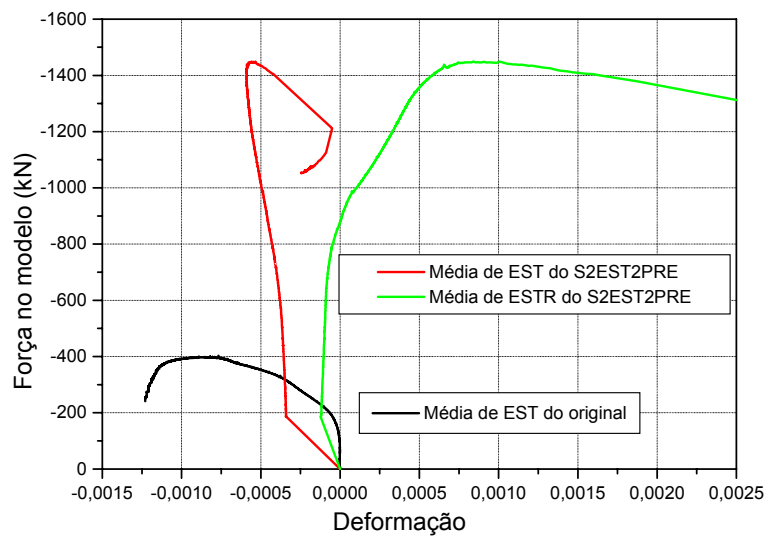


Figura 6.75: Gráfico da deformação média do modelo S2EST2PRE e dos seus estribos

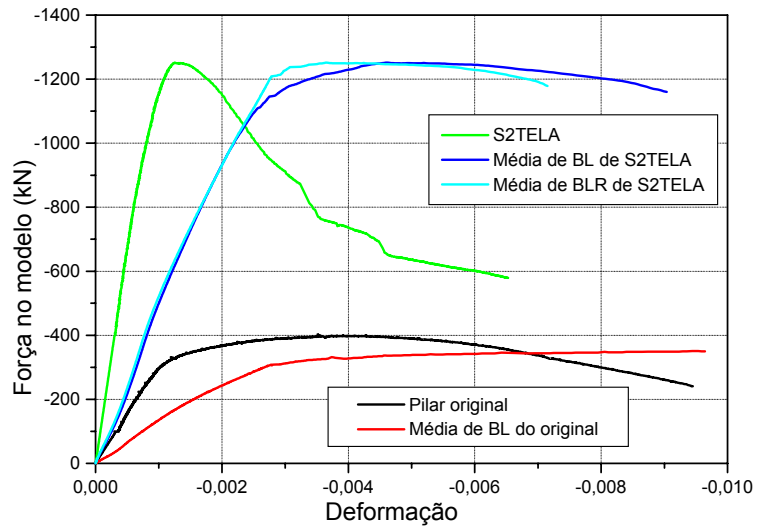


Figura 6.76: Gráfico da deformação média do modelo S2TELA e de suas barras longitudinais

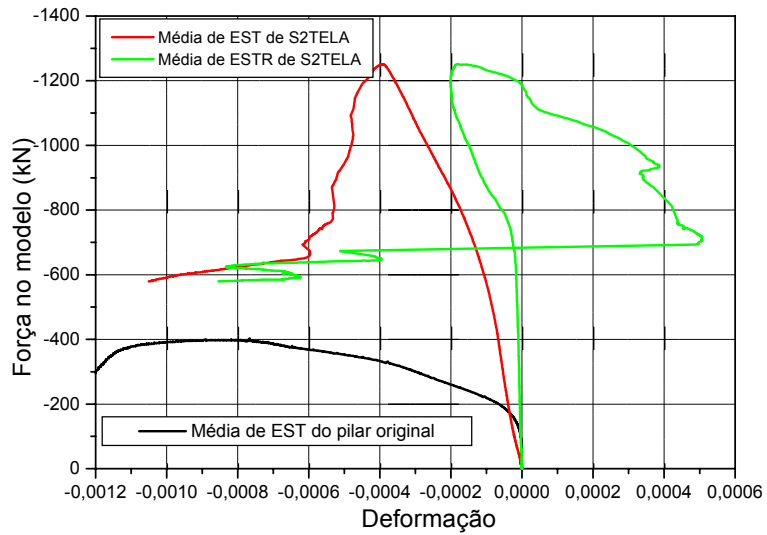


Figura 6.77: Gráfico da deformação média do modelo S2TELA e de seus estribos

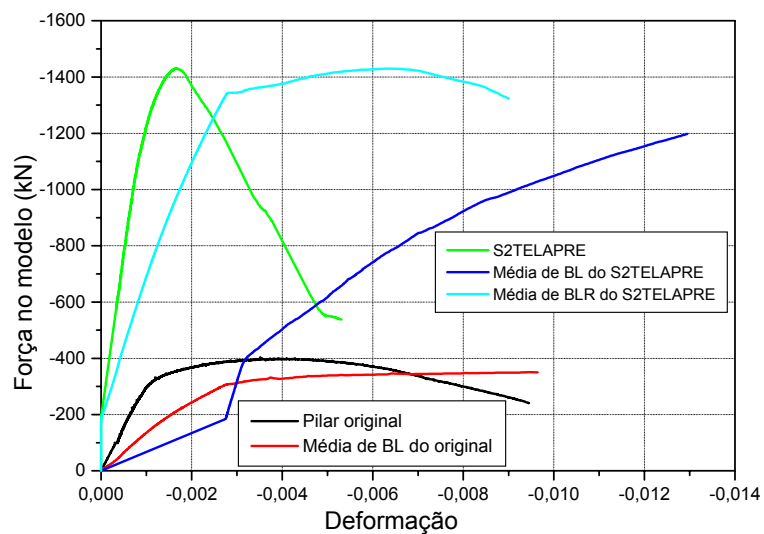


Figura 6.78: Gráfico da deformação média do modelo S2TELAPRE e de suas barras longitudinais

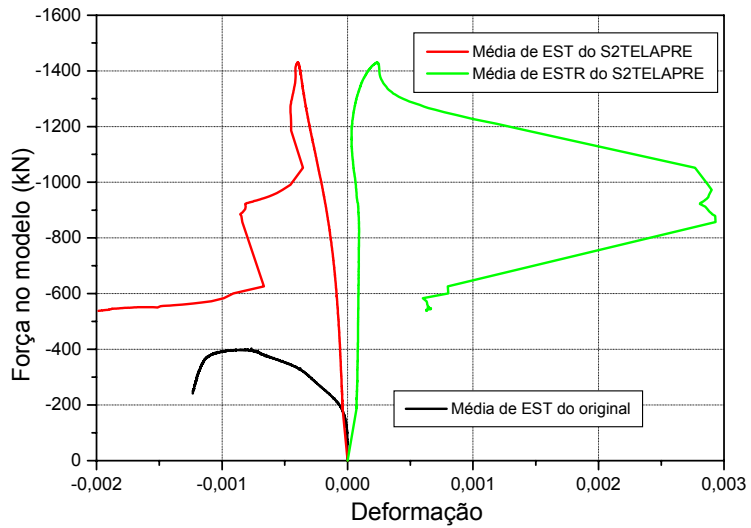


Figura 6.79: Gráfico da deformação média do modelo S2TELAPRE e de seus estribos

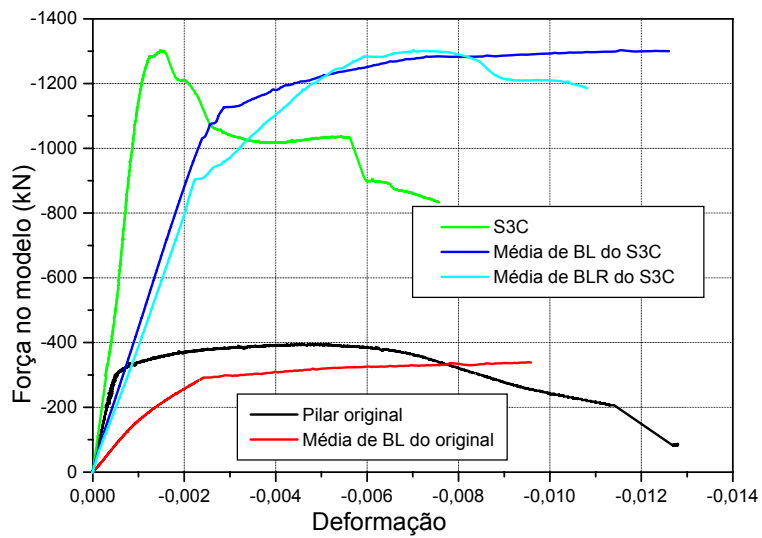


Figura 6.80: Gráfico da deformação média do modelo S3C e de suas barras longitudinais

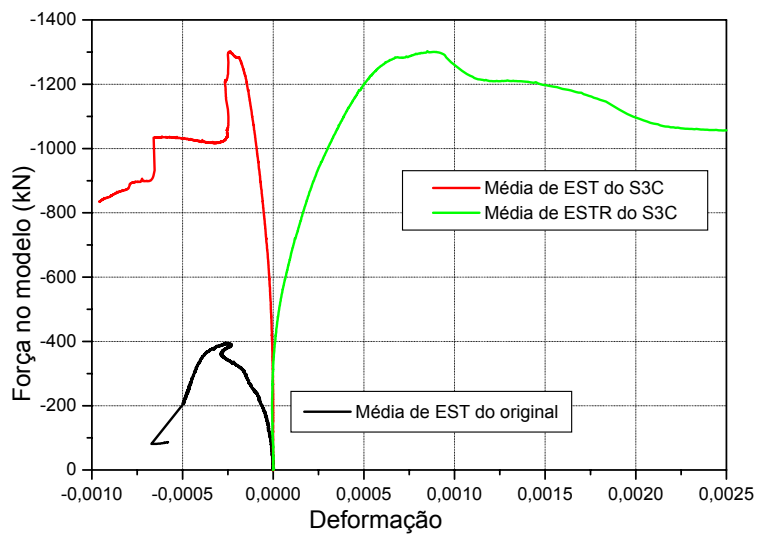


Figura 6.81: Gráfico da deformação média do modelo S3C e de seus estribos

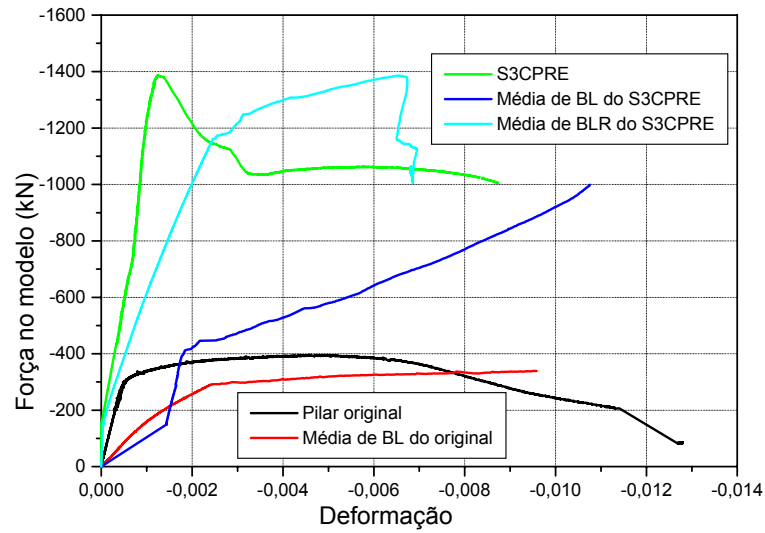


Figura 6.82: Gráfico da deformação média do modelo S3CPRE e de suas barras longitudinais

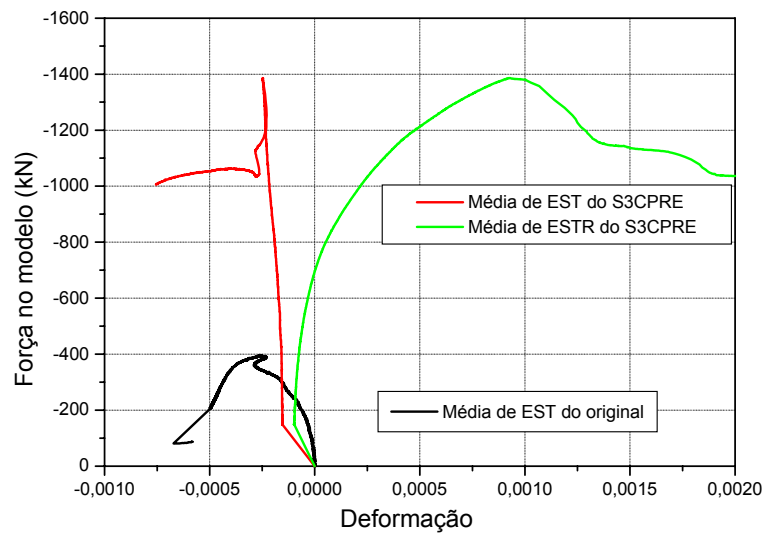


Figura 6.83: Gráfico da deformação média do modelo S3CPRE e de seus estribos

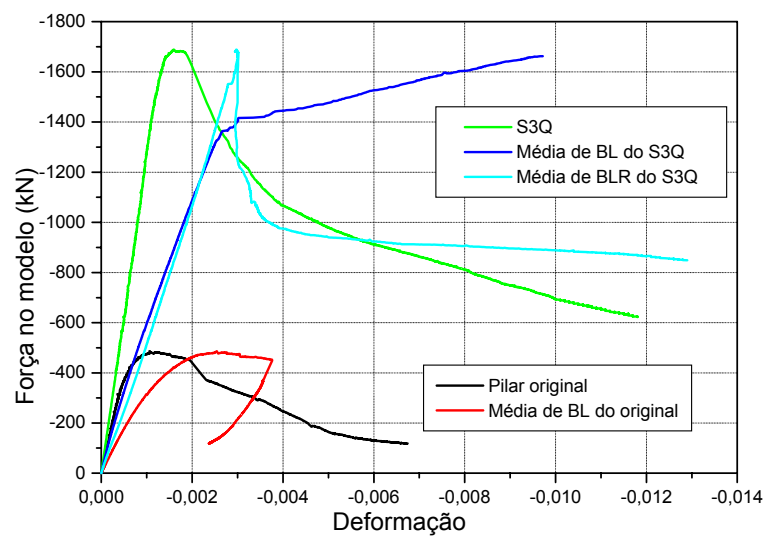


Figura 6.84: Gráfico da deformação média do modelo S3Q e de suas barras longitudinais

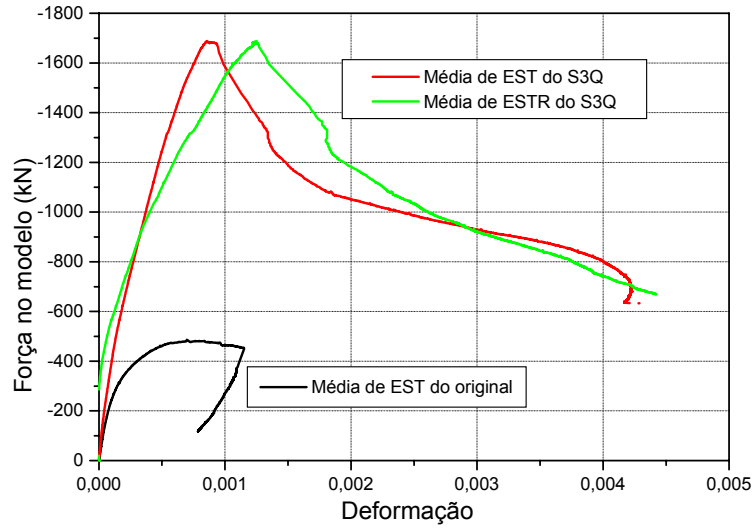


Figura 6.85: Gráfico da deformação média do modelo S3Q e de seus estribos

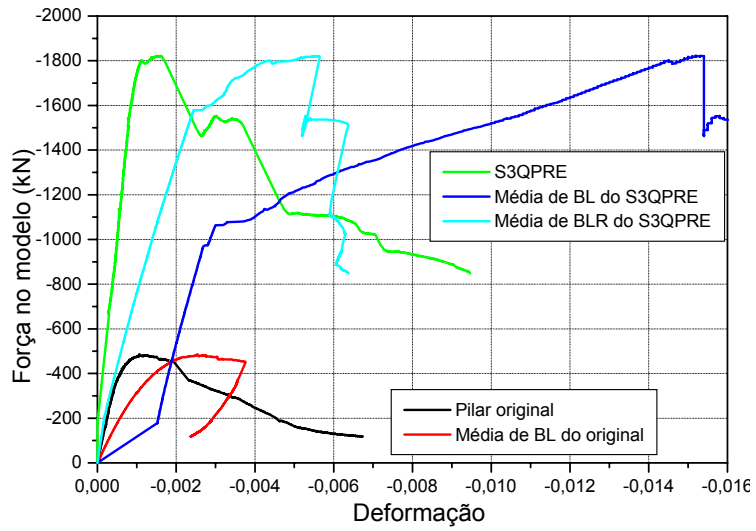


Figura 6.86: Gráfico da deformação média do modelo S3QPRE e de suas barras longitudinais

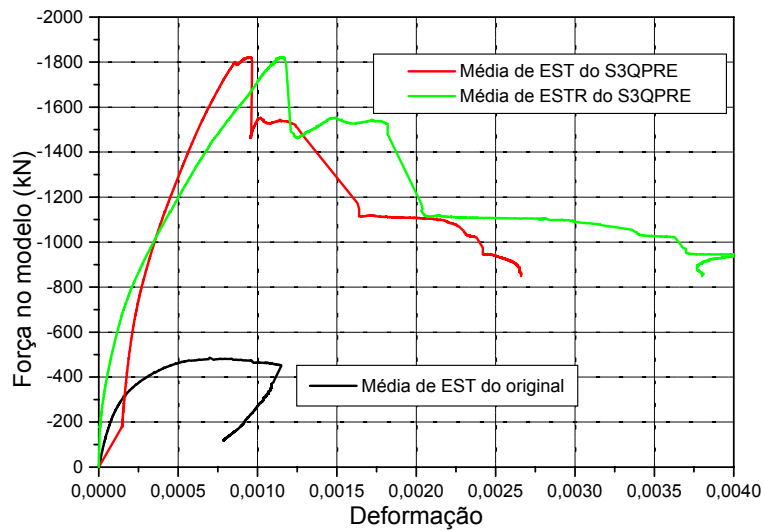


Figura 6.87: Gráfico da deformação média do modelo S3QPRE e de seus estribos

Nas deformações dos modelos reforçados de seção transversal quadrada, verifica-se que nos modelos sem pré-carregamento o comportamento das barras longitudinais do núcleo (pilar original) e da camisa de reforço é praticamente o mesmo. Contudo as deformações nos estribos são diferenciadas, apresentando uma maior deformação nos estribos da camisa de reforço, o que já era esperado por causa do efeito de contenção da deformação transversal do pilar original. Nos modelos pré-carregados verifica-se que a partir de determinados valores de deformação ocorre um aumento significativo da deformação das barras do núcleo, mais significativa nos modelos S1EST2PRE e S3QPRE, sendo tal fenômeno explicado com a ajuda das Figuras 6.88 e 6.89.

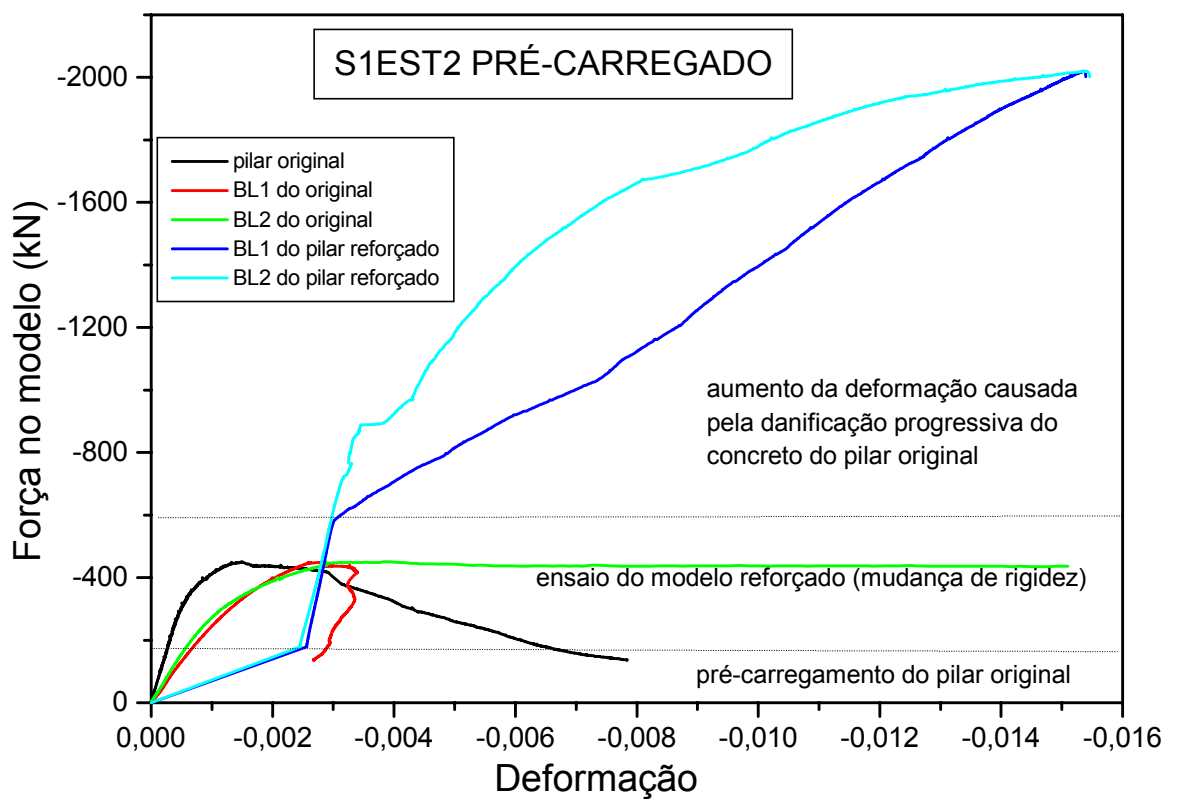


Figura 6.88: Gráfico explicativo referente à taxa de deformação mais elevada das barras longitudinais do modelo S1EST2PRE

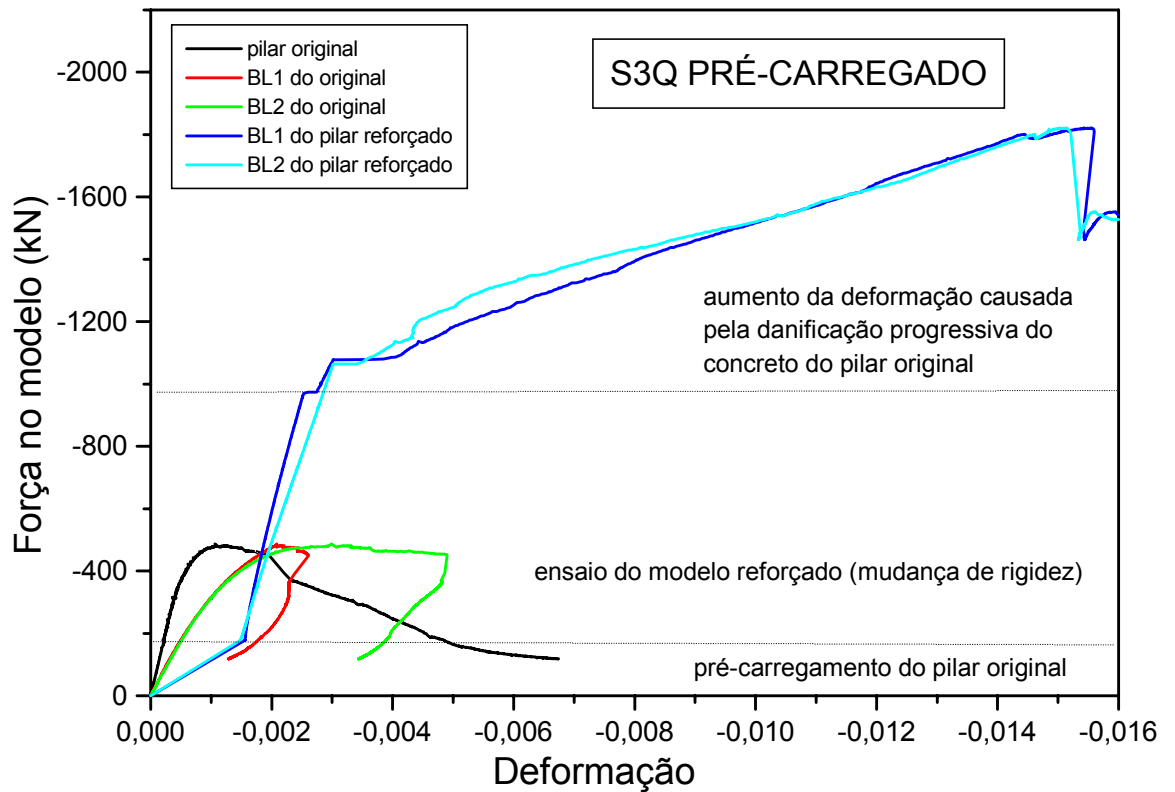


Figura 6.89: Gráfico explicativo referente à taxa de deformação mais elevada das barras longitudinais do modelo S3QPRE

A deformação das barras longitudinais do núcleo (pilar original) foi influenciada pelo pré-carregamento dos pilares originais, sendo que à medida em que a força aplicada era aumentada, o concreto do núcleo, já pré-deformado, iniciou um processo intenso de fissuração e a massa resistente de concreto começou a perder a estabilidade, e com isto ocorreu uma transferência de esforço para o elemento mais estável e próximo do concreto, no caso as barras longitudinais. Este fenômeno está mais evidente nos modelos das Figuras 6.88 e 6.89 por causa do maior valor de pré-carregamento impostos para estes pilares.

É interessante verificar nos gráficos das deformações dos estribos, que a partir do ponto de maior deformação das barras longitudinais, também ocorre um estado de maior deformação, o que é de se esperar uma vez que a tendência natural das barras longitudinais ao receberem mais carregamento é a ocorrência da expansão lateral do concreto, que é contido pelas armaduras transversais.

O fato da deformação ser mais evidente nos estribos da camisa também era totalmente esperado, uma vez que os pilares originais estão confinados por duas camadas de concreto, ou seja, o cobrimento do pilar original e a camada da camisa de reforço, simulando uma camisa composta de concreto armado.

Nos modelos reforçados com seção transversal circular o fenômeno da deformabilidade das barras longitudinais do núcleo foi o mesmo apresentado pelos pilares quadrados, e pode ser observado nas Figuras 6.90 a 6.93.

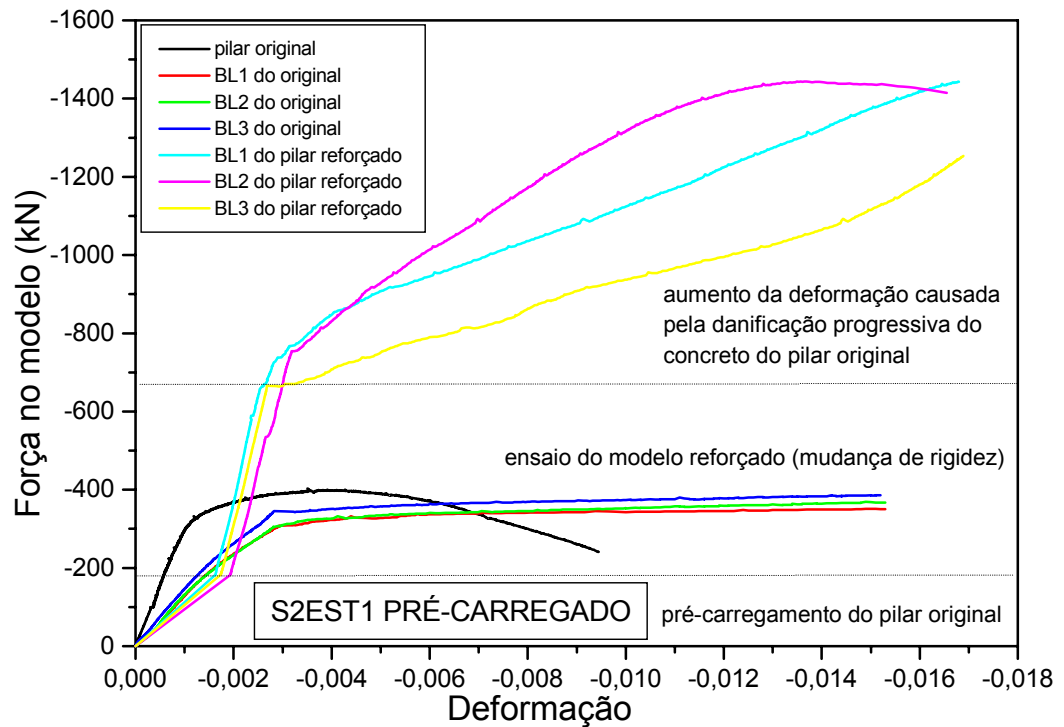


Figura 6.90: Gráfico explicativo referente à taxa de deformação mais elevada das barras longitudinais do modelo S2EST1PRE

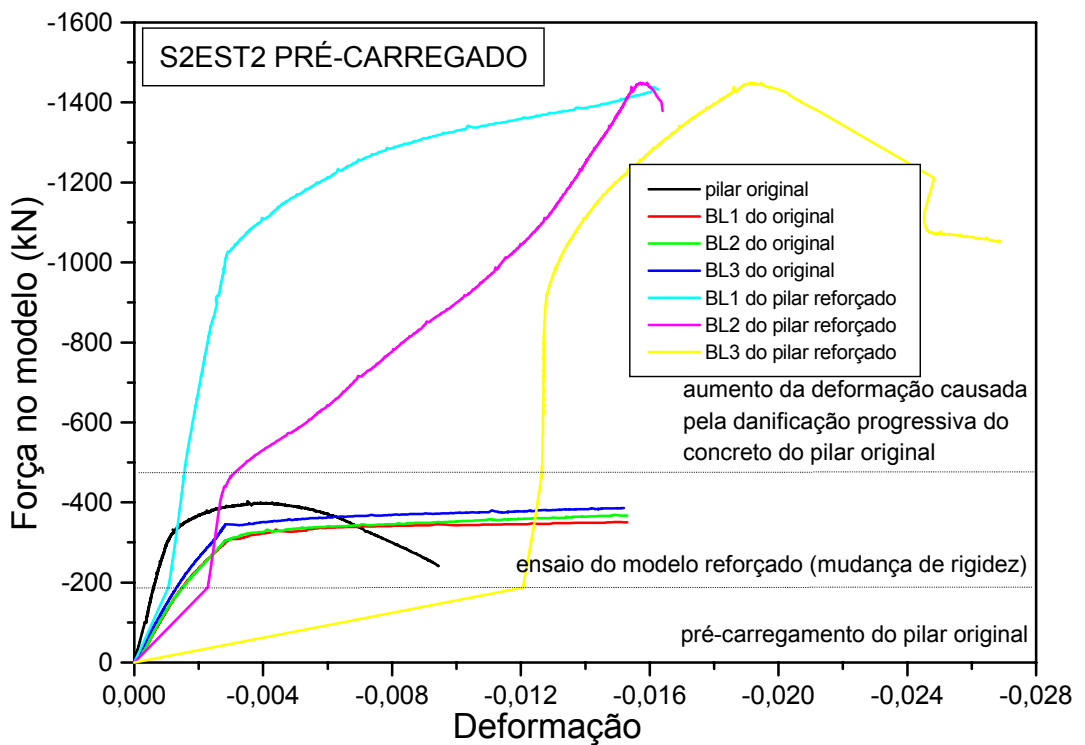


Figura 6.91: Gráfico explicativo referente à taxa de deformação mais elevada das barras longitudinais do modelo S2EST2PRE

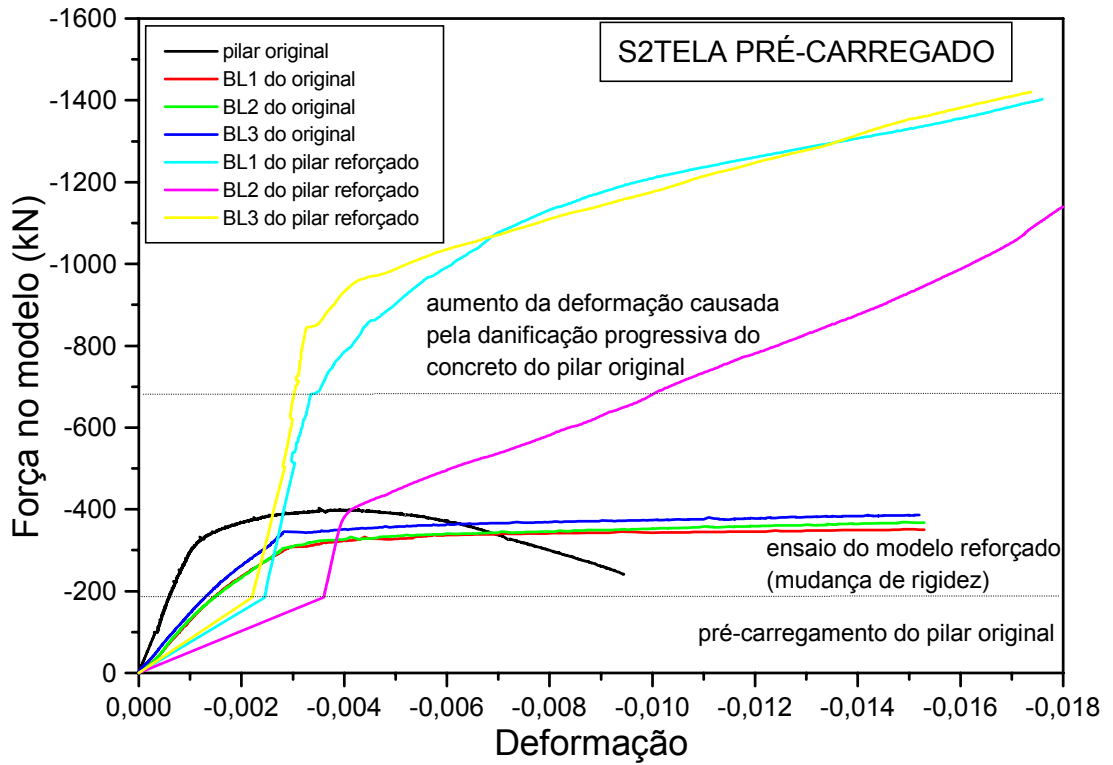


Figura 6.92: Gráfico explicativo referente à taxa de deformação mais elevada das barras longitudinais do modelo S2TELA PRÉ

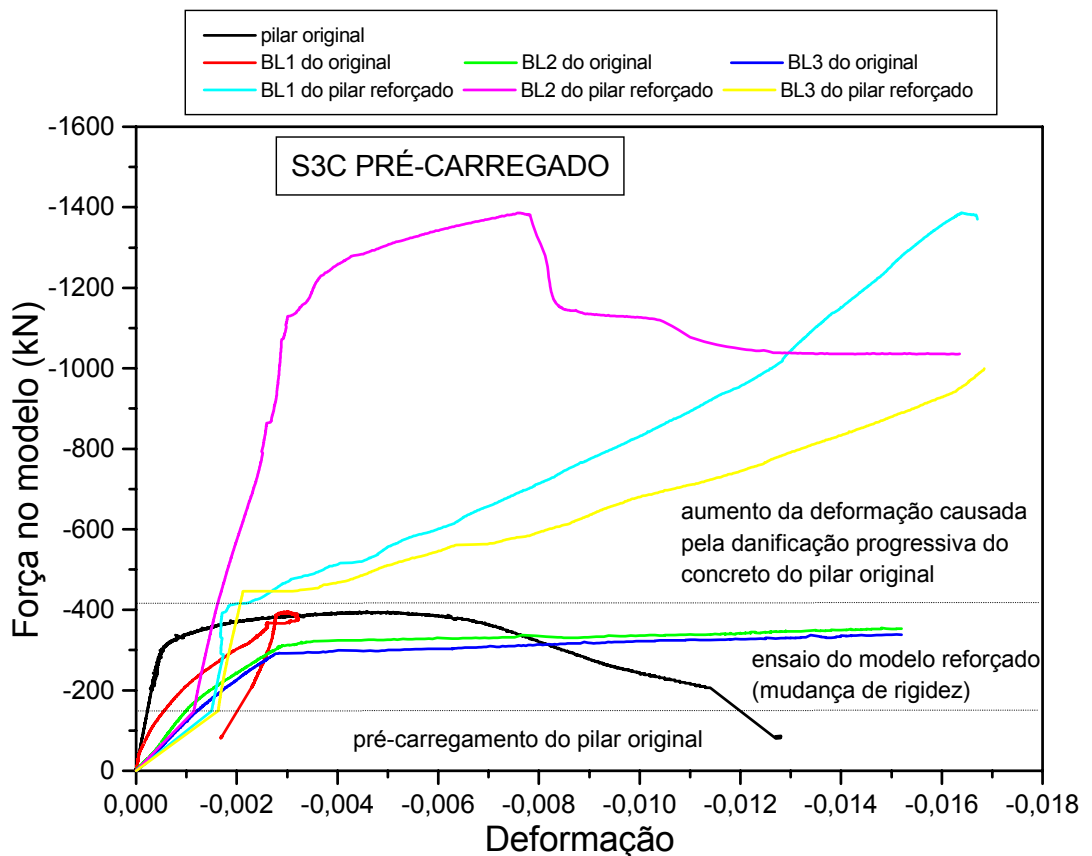
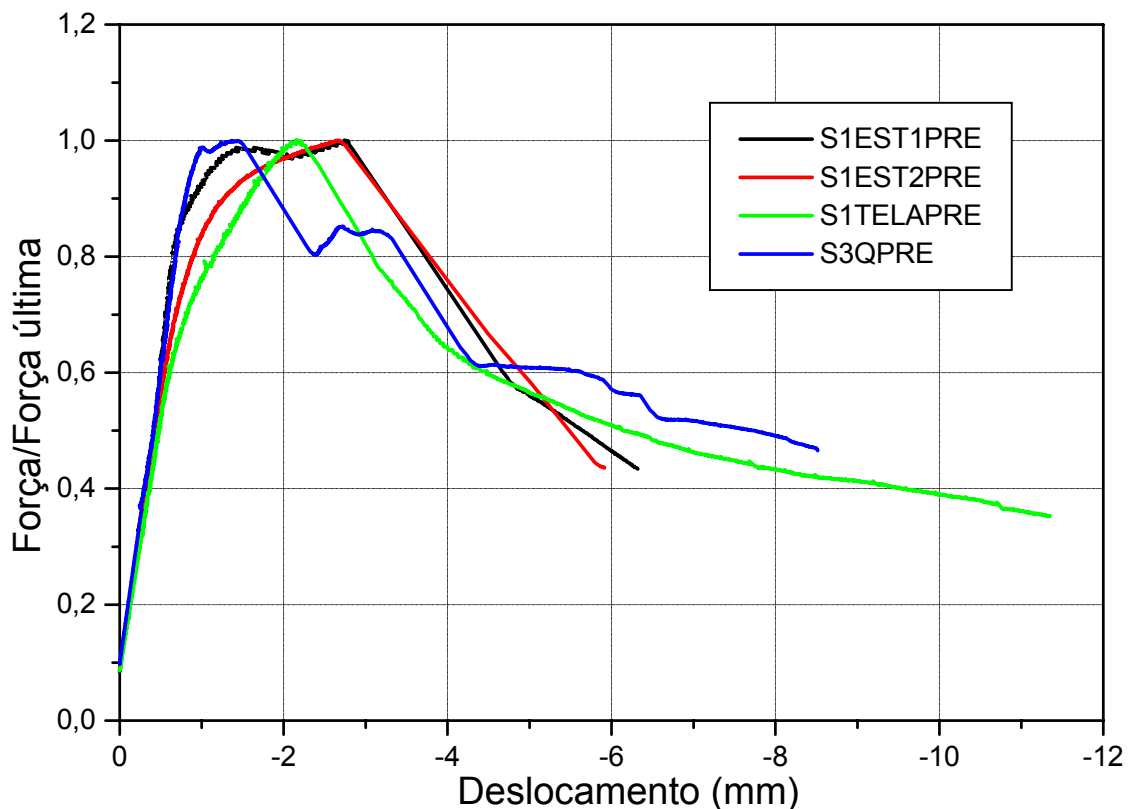


Figura 6.93: Gráfico explicativo referente à taxa de deformação mais elevada das barras longitudinais do modelo S3QPRE

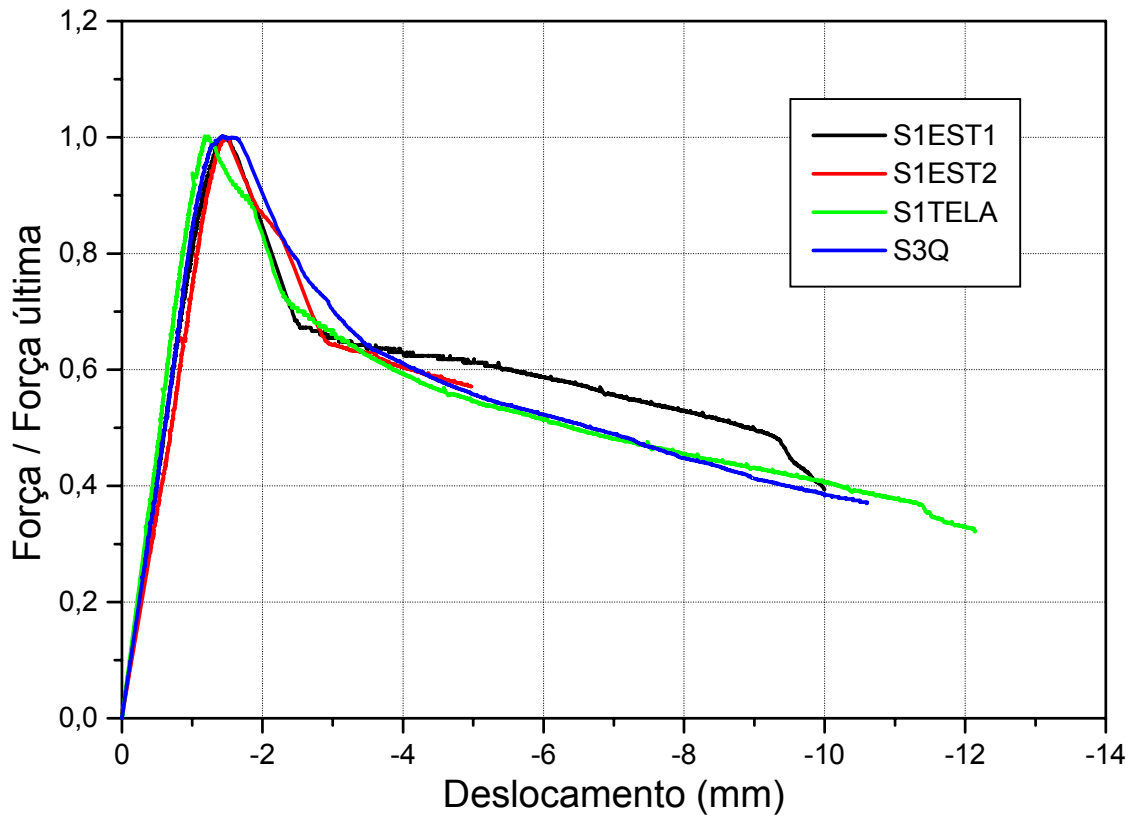
É importante salientar que a deformação dos estribos da camisa de reforço nos pilares circulares reforçados com pré-carregamento foi muito superior à dos pilares sem pré-carregamento. Tal diferença não foi observada nos modelos quadrados, uma vez que os estribos quadrados apresentam menor efetividade de confinamento que os estribos em espiral. A maioria dos ensaios terminou com a flambagem das barras longitudinais e não pela ruptura do estribo como nos pilares circulares.

Outro modo de avaliar a efetividade das armaduras transversais de reforço é observar a ductilidade dos modelos ensaiados. Para eliminar a influência da diferença de resistência dos concretos, foram comparados todos os modelos com seus históricos de aplicação de força divididos pelo maior valor de força registrado durante o ensaio.

A Figura 6.94 mostra a comparação dos gráficos (Força/Força última) x deslocamento dos modelos reforçados quadrados e a Figura 6.95 dos modelos reforçados circulares.

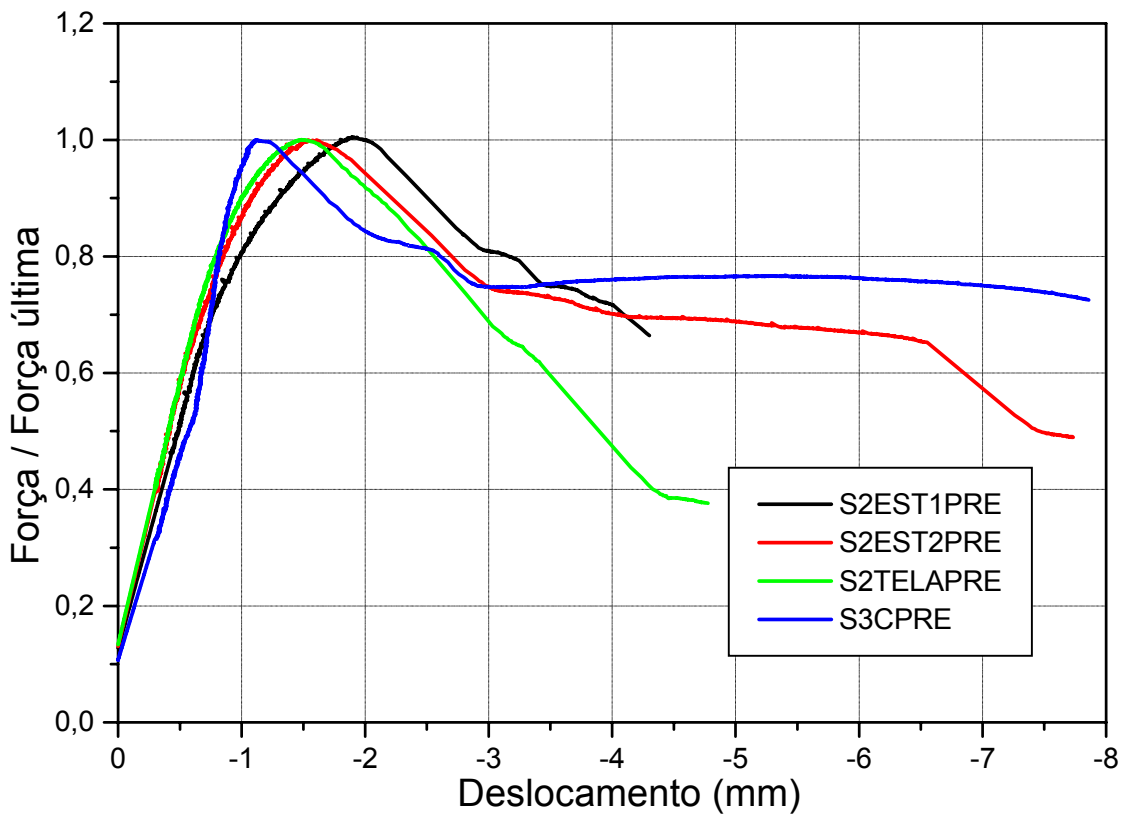


(a) pilares com pré-carregamento

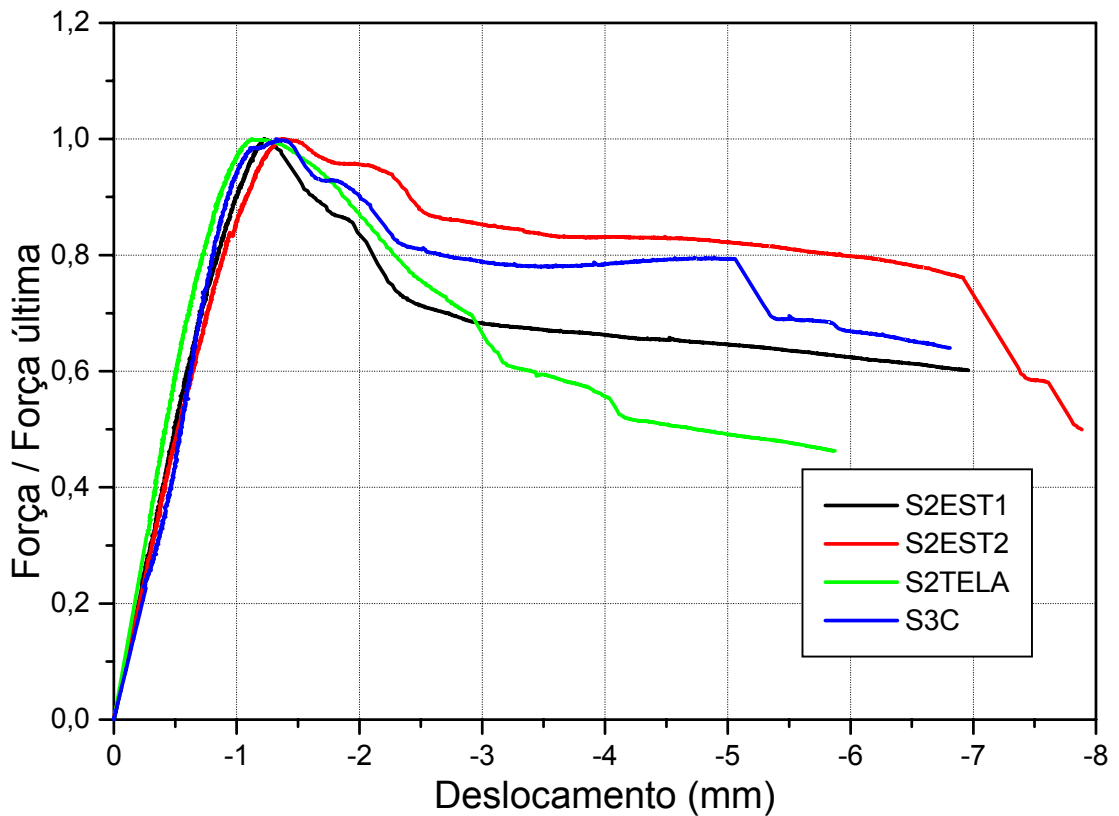


(b) pilares sem pré-carregamento

Figura 6.94: Gráficos comparativos da ductilidade dos modelos quadrados



(a) pilares com pré-carregamento



(b) pilares sem pré-carregamento

Figura 6.95: Gráficos comparativos da ductilidade dos modelos circulares

Analisando os gráficos das Figuras 6.94 e 6.95, é possível verificar que no caso de pilares de seção quadrada, mesmo aumentando a taxa de armadura transversal, o ganho de ductilidade é quase nulo. No caso de pilares de seção circular, aumentado-se a taxa de armadura transversal aumenta-se a ductilidade.

É interessante verificar nos pilares de seção quadrada com telas soldadas, apresentam uma deformabilidade melhor que os modelos que utilizam estribos. Tal fato deve-se a configuração da tela soldada que apresenta também os fios longitudinais que influenciam mais na ductilidade do modelo do que na capacidade resistente.

6.3.4 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

Para avaliar a capacidade resistente, são propostas as seguintes hipóteses de cálculo:

-Primeira hipótese: considera-se que toda seção transversal contribua na capacidade resistente do modelo:

$$F_u = A_{ccad} \cdot f_{ccad} + A_{cnu} \cdot f_{cnu} + A_{sb} \cdot f_{yb} + A_{st} \cdot f_{yt} \quad (6.1)$$

onde:

F_u = capacidade resistente do modelo;

A_{ccad} = área de concreto da camisa de reforço;

f_{ccad} = resistência à compressão do concreto da camisa de reforço;

A_{cnu} = área de concreto do pilar original;

f_{cnu} = resistência à compressão do concreto do pilar original;

A_{sb} = área das armaduras longitudinais do pilar original e da camisa de reforço, considerando só as barras de aço;

f_{yb} = resistência do aço medida em ensaios à tração das barras de aço;

A_{st} = área das telas de reforço no sentido longitudinal;

f_{yt} = resistência do aço medida em ensaios à tração das telas de aço.

-*Segunda hipótese*: considera-se apenas a área delimitada pela armadura transversal de reforço, ou seja, descontar da área resistente da seção transversal do modelo apenas o cobrimento da camisa de reforço:

$$F_{un} = A_{cconf} \cdot f_{ccad} + A_c \cdot f_{cnu} + A_{sb} \cdot f_{yb} + A_{st} \cdot f_{yt} \quad (6.2)$$

onde A_{cconf} é a área confinada da camisa, delimitada pela armadura transversal do reforço.

-*Terceira hipótese*: ainda pode-se considerar o efeito de confinamento produzido pelas armaduras transversais e longitudinais na capacidade resistente. O efeito de confinamento nos pilares reforçados foi calculado conforme os modelos de CUSSON & PAULTRE (1993), FRANGOU et al. (1995) e SAATCIOGLU & RAZVI (1992), e acrescentado ao valor obtido pela primeira hipótese.

-*Quarta hipótese*: considerada o efeito de confinamento nos pilares reforçados foi calculado conforme os modelos de CUSSON & PAULTRE (1993), FRANGOU et al. (1995) e SAATCIOGLU & RAZVI (1992), e acrescentado ao valor obtido pela segunda hipótese.

As hipóteses de cálculo primeiramente foram utilizadas nos modelos originais e os resultados são apresentados nas Figuras.

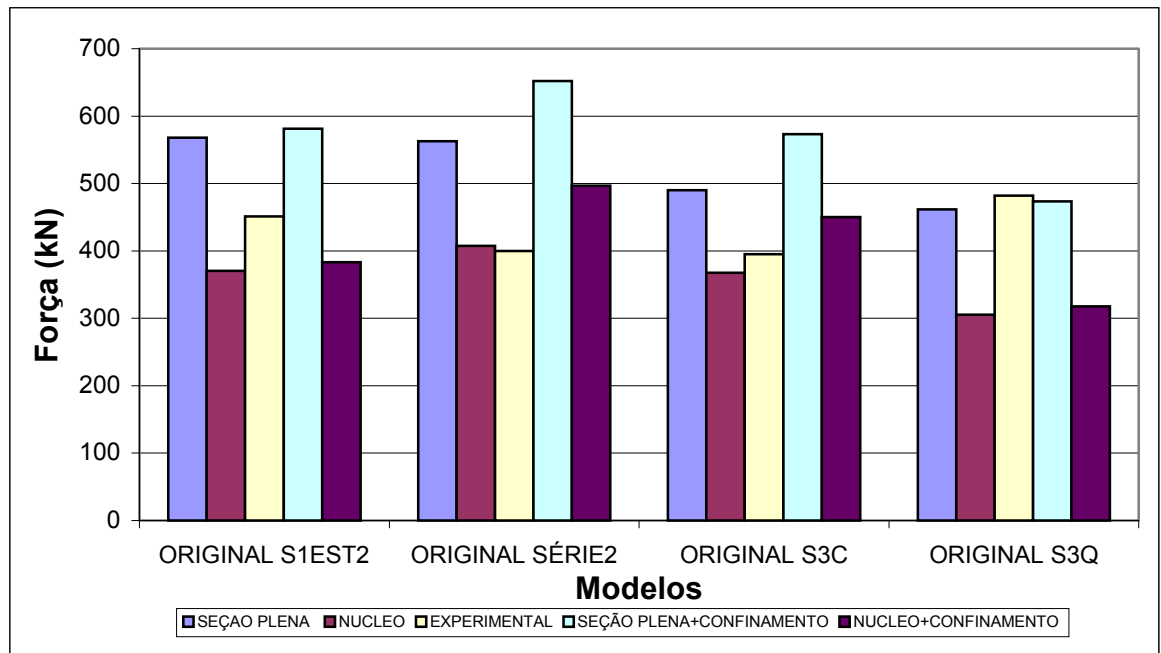


Figura 6.96: Resultados utilizando o modelo de confinamento de CUSSON & PAULTRE (1993)

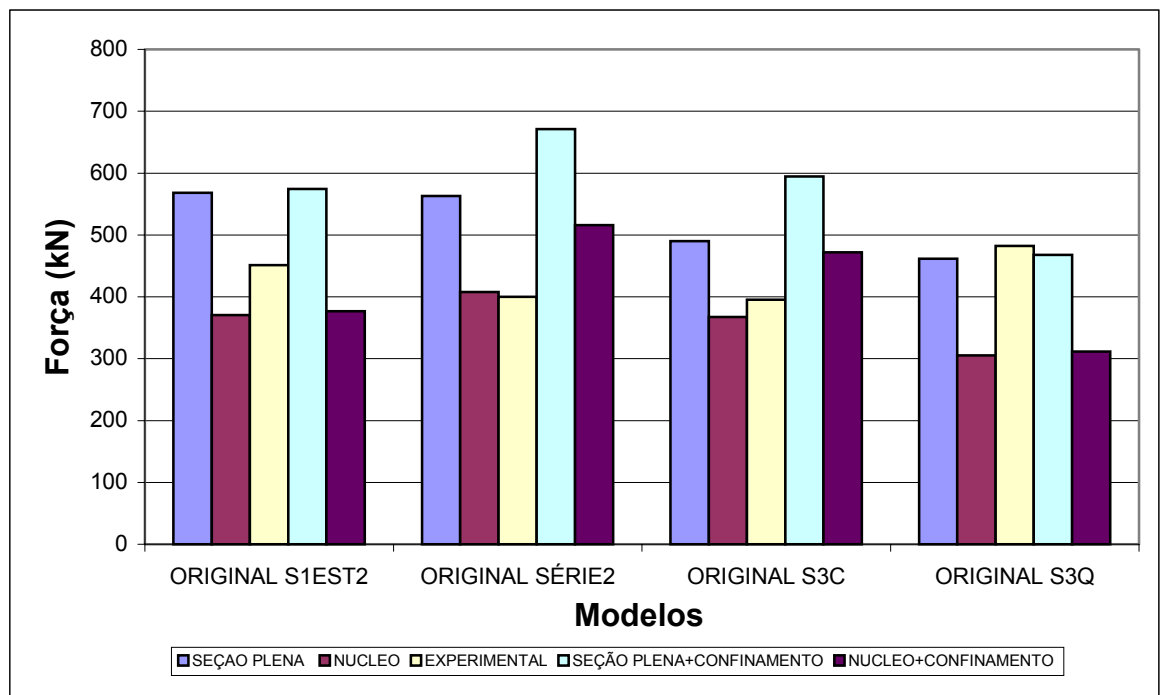


Figura 6.97: Resultados utilizando o modelo de confinamento de FRANGOU et al. (1995)

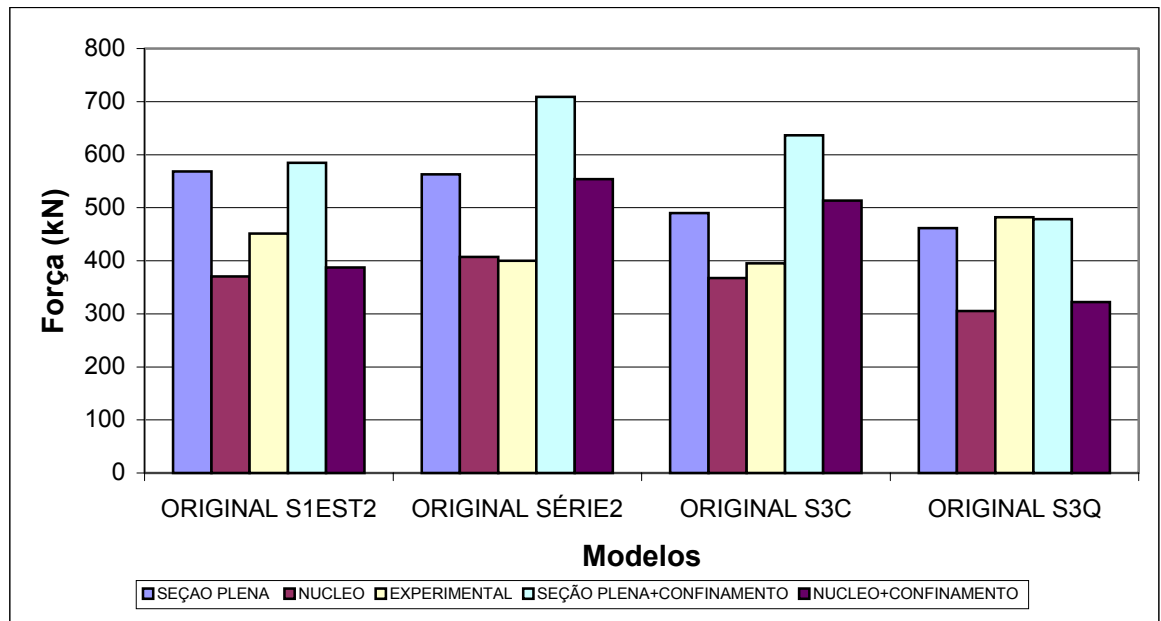


Figura 6.98: Resultados utilizando o modelo de confinamento de SAATCIOGLU & RAZVI (1992)

Para os pilares originais, verifica-se que considerando a seção plena sem confinamento, apenas o modelo original de S3Q foi o que apresentou valores próximos aos experimentais. Deve-se observar que a resistência à compressão do concreto deste pilar é de 24,78 MPa, ou seja, conforme observações de TAKEUTI (1999) tal classe de resistência em pilares apresenta um comportamento em que a seção resistente é considerada a seção plena mais o efeito de confinamento. O pilar original de S3C também foi executado com o mesmo concreto de 24,78 MPa, porém é bom recordar que ocorreram problemas de flexo-compressão no ensaio e com isto seu valor de capacidade resistente ficou prejudicado.

Nos demais modelos verifica-se que a segunda e quarta hipótese foram as que mais se aproximaram dos valores experimentais. Contudo é bom ressaltar que um fator muito influente neste tipo de elemento estrutural e nesta classe de resistência é o comportamento do concreto do cobrimento que pode vir a contribuir ou não na capacidade resistente. Verifica-se que para classes em torno de 35 MPa o comportamento da seção resistente não pode ser atribuído à seção total do elemento estrutural.

Ao avaliar os modelos de confinamento associados a quarta hipótese, verifica-se que todos os modelos de cálculo superestimaram o efeito de confinamento nos pilares circulares, mesmo considerando somente o núcleo delimitado pelos estribos. A influência da área efetivamente confinada é corrigida por um fator K_e que homogeneiza a pressão lateral, é possível que a determinação teórica de tal área esteja superestimada.

As Figuras 6.99 a 6.104 mostram os resultados da avaliação da capacidade resistente para os pilares reforçados.

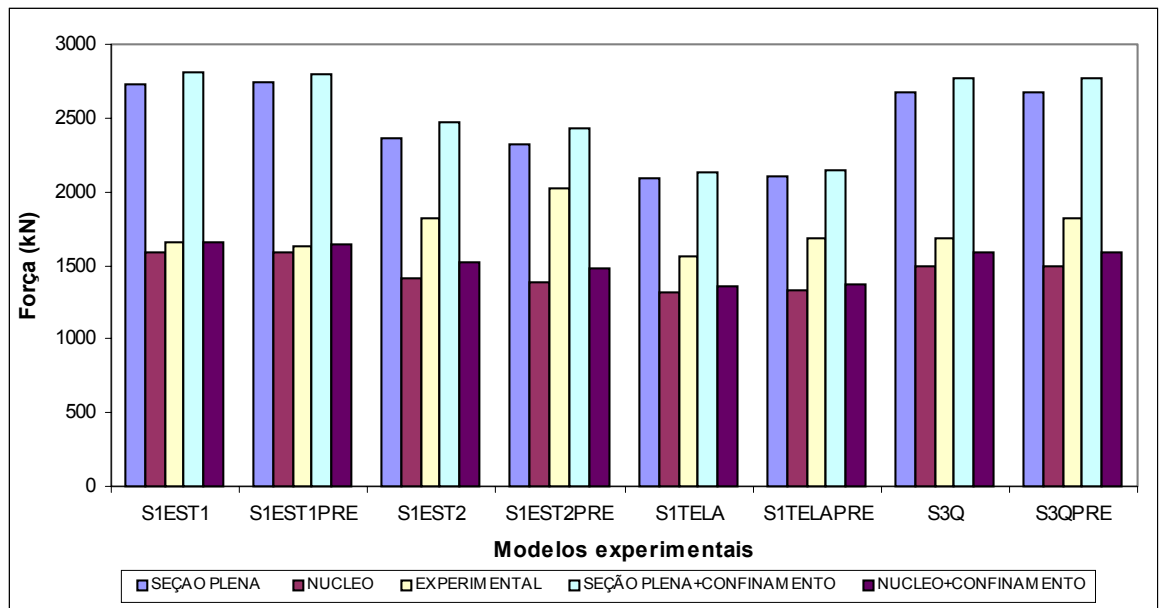


Figura 6.99: Resultados utilizando o modelo de confinamento de CUSSON & PAULTRE (1993) para os pilares reforçados quadrados

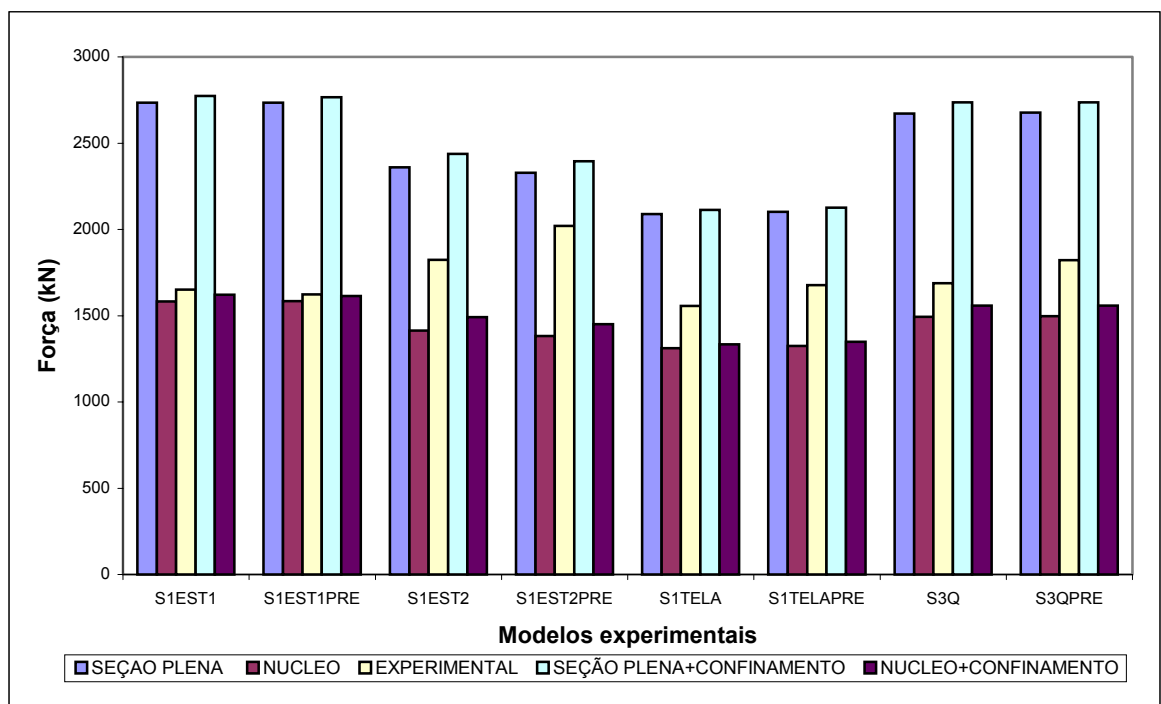


Figura 6.100: Resultados utilizando o modelo de confinamento de FRANGOU et al. (1995) para os pilares reforçados quadrados

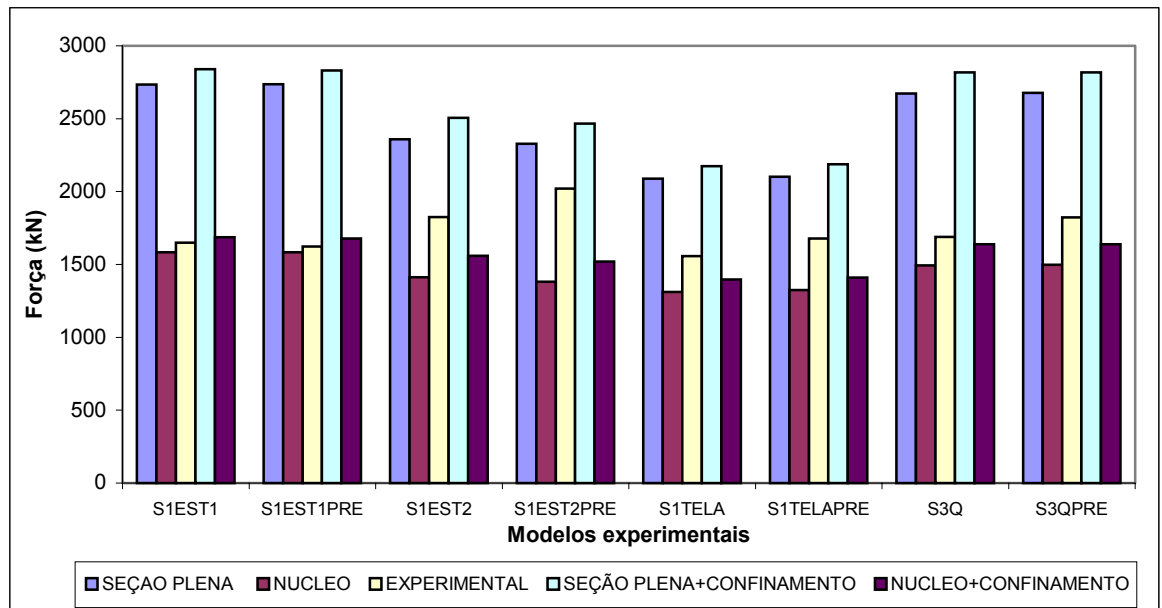


Figura 6.101: Resultados utilizando o modelo de confinamento de SAATCIOGLU & RAZVI (1992) para os pilares reforçados quadrados

Para os pilares reforçados quadrados verificou-se que a segunda e a quarta hipóteses foram as que mais se aproximaram dos valores experimentais. Por este motivo todos os comentários a seguir serão dirigidos apenas a estas duas hipóteses. Observa-se que todos os modelos de confinamento associados com a quarta hipótese, apresentam bons resultados, com exceção do pilar S1EST2PRE. Contudo tal diferença provavelmente foi ocasionada pela ruptura brusca do modelo, que pode ter sofrido alguma flexo-compressão e prejudicado as leituras obtidas pelos estribos, minimizando suas deformações e mascarando assim o cálculo da pressão lateral. Contudo é interessante avaliar que para os modelos S1EST1 e S1EST1PRE a contribuição do efeito de confinamento é pequena, uma vez que tais modelos tiveram uma taxa menor de armadura transversal e uma resistência à compressão do concreto maior, da ordem de 80 MPa.

Para os modelos com telas soldadas verifica-se os fios longitudinais da tela provocam um efeito secundário de confinamento, provavelmente ao longo do sentido longitudinal, o que proporciona um ganho extra de resistência.

Os modelos S3Q e S3QPRE apresentam valores experimentais próximos aos calculados pelos modelos de confinamento. Estes modelos também apresentam um concreto da camisa de reforço com 80 MPa. Contudo verifica-se o maior ganho de resistência por meio da maior taxa de armadura transversal do reforço.

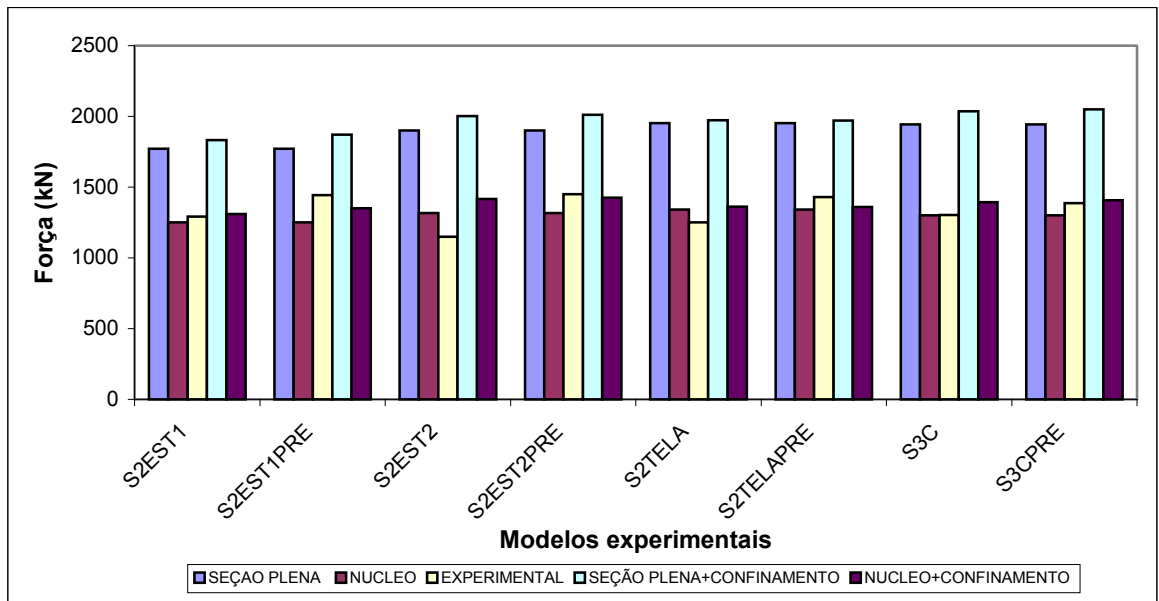


Figura 6.102: Resultados utilizando o modelo de confinamento de CUSSON & PAULTRE (1993) para os pilares reforçados circulares

Para os pilares reforçados de seção circular verifica-se também que somente a segunda e quarta hipóteses apresentaram valores próximos aos valores experimentais. Por tal motivo os comentários a seguir serão referentes apenas a estas duas hipóteses.

Verifica-se que o modelo de confinamento de FRANGOU et al (1995) é o que mais apresenta valores contra a segurança, ou seja, maiores que os valores experimentais.

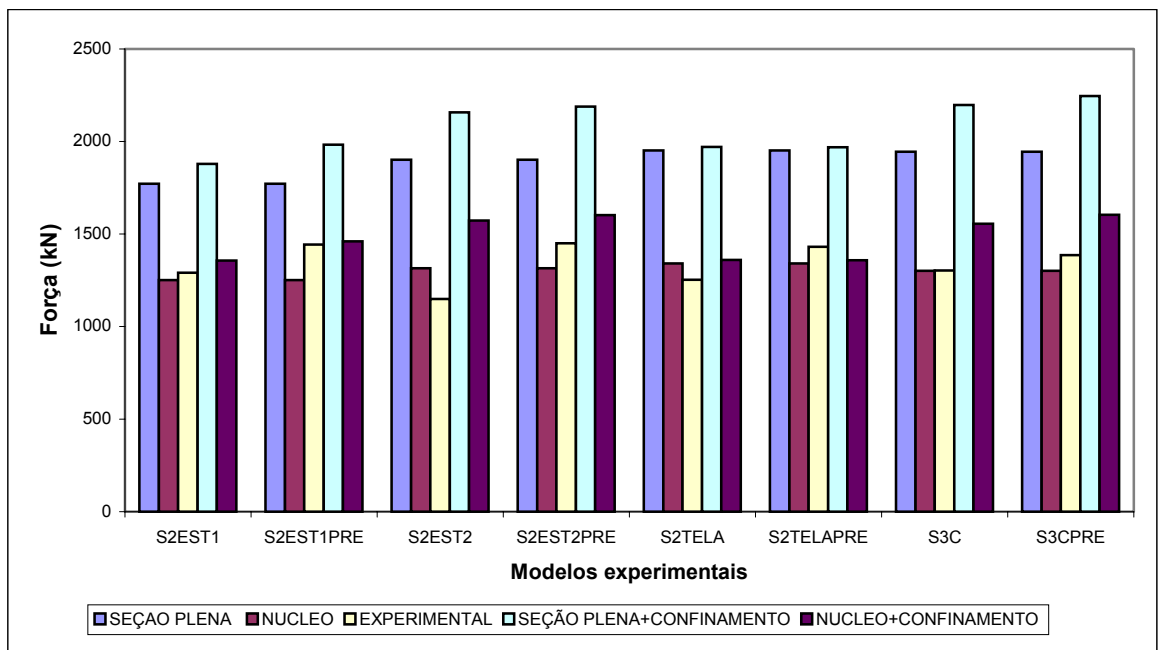


Figura 6.103: Resultados utilizando o modelo de confinamento de FRANGOU et al. (1995) para os pilares reforçados circulares

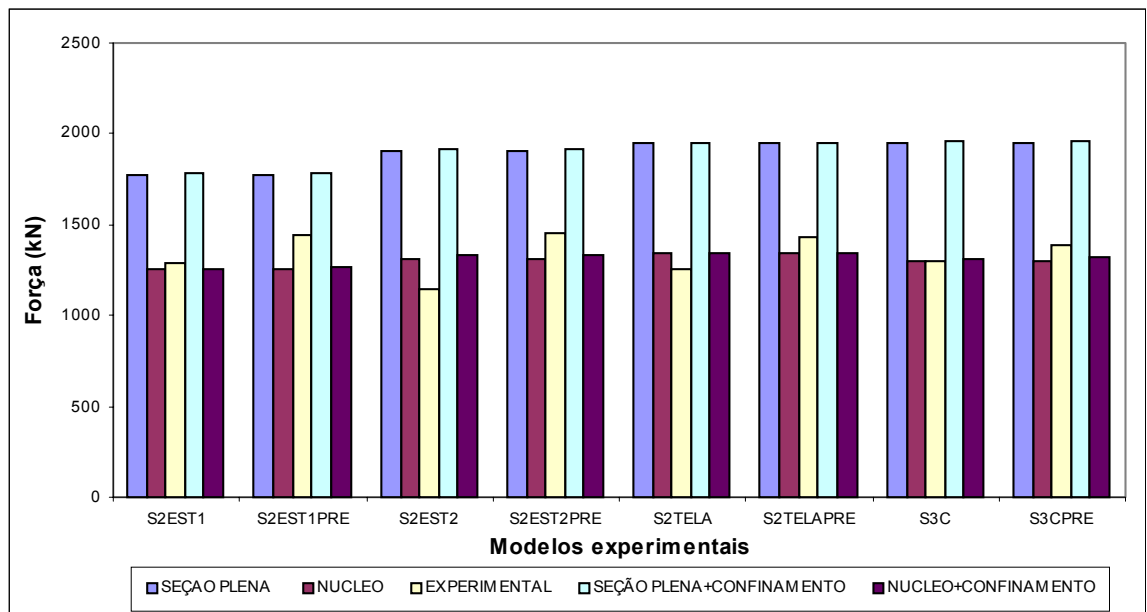


Figura 6.104: Resultados utilizando o modelo de confinamento de SAATCIOGLU & RAZVI (1992) para os pilares reforçados circulares

O modelo S2EST2PRE apesar de apresentar problemas com o pré-carregamento do pilar original, ao ser comparado com as hipóteses de cálculo, apresentou valores teóricos muito próximos para todos os modelos de confinamento. Contudo o modelo S2EST2 foi o que apresentou os piores resultados, sempre estando o valor experimental muito abaixo de todas as hipóteses de cálculo. No seu ensaio e na verificação das leituras obtidas, não se percebe nenhuma flexo-compressão ou algum motivo que possa explicar tal diferença, mesmo considerando apenas a seção do núcleo o seu valor ainda é muito inferior. Tal fato realmente não pode ser explicado, uma vez que o modelo S3C apresenta as mesmas características das armaduras de reforço e possui um concreto da camisa de reforço com uma resistência superior a do utilizado pelo S2EST2, o seu resultado experimental ficou próximo dos valores obtidos tanto para a segunda como a quarta hipótese.

Os modelos com telas soldadas nos pilares reforçados circulares não apresentam a mesma performance quando comparados com os pilares quadrados. Tal fato deve-se principalmente pelo fato de que nos pilares circulares a eficiência dos estribos é maior, sendo que os fios longitudinais não contribuem efetivamente no confinamento, e também é interessante lembrar que nestes modelos ocorreu o fenômeno de expansão lateral intensa que pode ter afetado a contribuição dos fios longitudinais.

Para todos os modelos reforçados verifica-se que a melhor hipótese a ser utilizada é a segunda, uma vez que praticamente o acréscimo de resistência decorrente do efeito de confinamento serviria como uma provável “reserva” de segurança para o engenheiro projetista de reabilitação. Tal hipótese pode ser considerada para várias classes de

resistência de concreto uma vez que os concretos das camisas de reforço apresentam resistências à compressão axial de 54 MPa, 63,3 MPa, 65,7 MPa, 71 MPa, 74 MPa, 77,9 MPa, 80 MPa e 81,9 MPa. Mesmo para as menores taxas de armadura transversal da camisa de reforço utilizadas nesta pesquisa verifica-se que utilizando a segunda hipótese de cálculo o dimensionamento do pilar reforçado pode ser feito sem afetar a segurança.

Outro aspecto importante é que mesmo com o pilar original pré-carregado, apresentando valores de deformação elevada, ao introduzir um reforço sem o alívio e mantendo este pilar confinado, pode-se perfeitamente considerar sua participação na capacidade resistente do pilar reforçado. Tal fato é praticamente decorrente do efeito do confinamento, ou seja, no caso de reforço com tubos de aço e tecidos de fibra de carbono, independentemente da classe de resistência ou do tipo de material, enquanto este se manter confinado apresentará resistência.

No caso do reforço por encamisamento com concreto de alta resistência, verificou-se por meio de todas as análises, que mantendo o pilar original confinado este sempre participará da capacidade resistente do pilar reforçado. Mesmo com o pré-carregamento verifica-se que tal hipótese é válida, e que tal fator apenas afeta a deformabilidade do elemento estrutural reforçado.

6.3.5 FORMULAÇÃO ADITIVA

Para utilizar e explicitar de maneira mais didática todos os conceitos avaliados na pesquisa, resolveu-se utilizar uma maneira de expressar o comportamento força x deformação dos modelos reforçados, com uma formulação aditiva. A formulação aditiva considera a soma das parcelas resistentes de cada material, bem como dos ganhos de resistência com o efeito de confinamento.

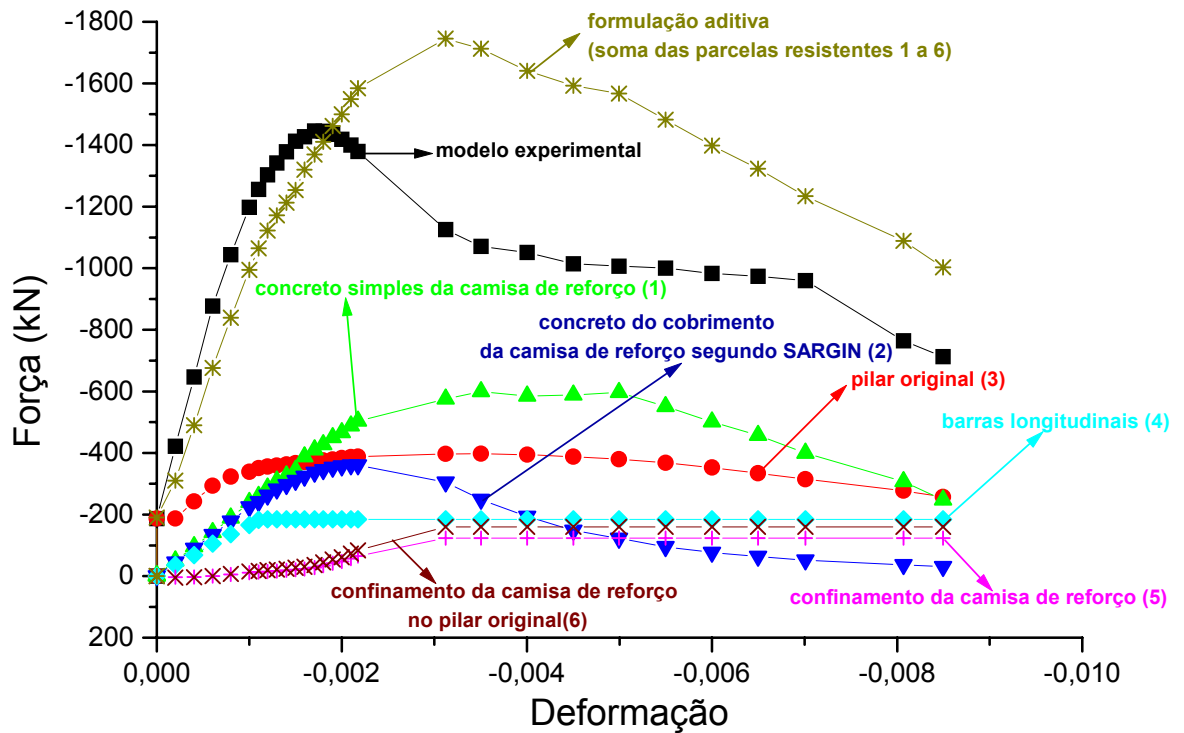


Figura 6.104: Esquema de explicativo da formulação aditiva

A Figura 6.104 ilustra o procedimento da formulação aditiva, onde:

- (1) - consiste da parcela do concreto simples da camisa de reforço, obtida pelos ensaios de corpos-de-prova com deslocamento controlado. Nos casos em que não foi possível obter o trecho pós-pico dos concretos (decorrente da pequena tenacidade dos concretos de alta resistência) foi utilizada a expressão de POPOVICS (1973) para obter a curva tensão x deformação destes concretos, tal expressão é dada por:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{\max} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r}$$

onde:

σ_c – tensão do concreto;

σ_{\max} - tensão máxima do concreto;

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{\max}}, \quad r = \frac{E}{E - E_{\max}}, \quad E_{\max} = \frac{\sigma_{\max}}{\varepsilon_{\max}}, \quad \text{onde:}$$

ε_c – deformação do concreto;

ε_{\max} – deformação do concreto no ponto de máxima tensão;

E – módulo de elasticidade do concreto;

E_{\max} – módulo de elasticidade fictício para o ponto de máxima tensão.

(2) – é a parcela do concreto do cobrimento da camisa de reforço, a qual é obtida aplicando-se em (1) a teoria de SARGIN (1970) que atribui uma tensão menor do concreto do cobrimento quando comparado com ao concreto simples, sendo que a distribuição de tensão no elemento estrutural deve-se comportar como mostrado na Figura 6.105;

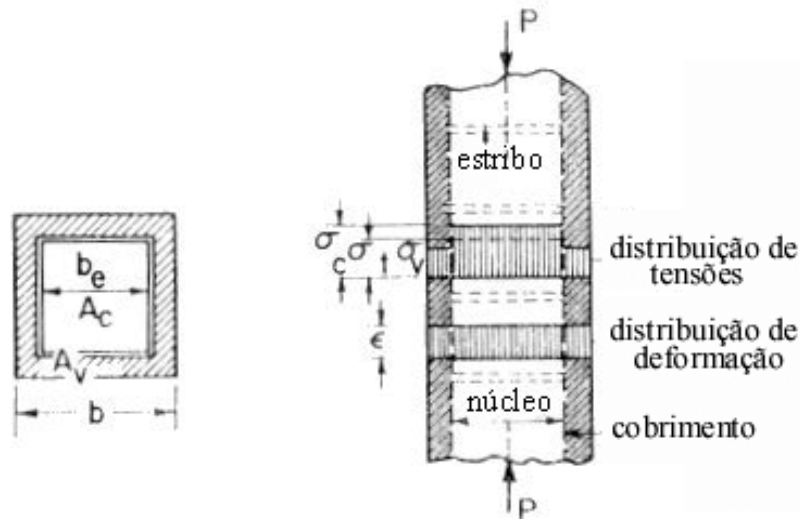


Figura 6.105 Seção composta idealizada por SARGIN (1970)

SARGIN (1970) expressa um coeficiente de redução k_{3v} que deve ser aplicado tanto na tensão como na deformação do concreto simples, e é calculado da seguinte maneira:

$$k_{3v} = \left[\left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{pl}} \right)_{\epsilon_{ov}} - \left(\frac{A_c}{A_t} \right) \right] \cdot \left(\frac{A_t}{A_v} \right), \text{ onde:}$$

ϵ_{ov} – deformação em que a tensão do cobrimento é máxima, tal deformação encontra-se no intervalo de 0,10 a 0,15% de deformação axial do pilar;

σ_t - tensão referente a área total de concreto do pilar;

σ_{pl} – tensão do concreto simples obtida pelo corpo-de-prova;

A_c – Área do núcleo de concreto delimitado pelos estribos;

A_t – Área total de concreto do pilar;

A_v – Área total do concreto do cobrimento;

ϵ_{opl} - deformação do concreto simples em que se tem a leitura de maior tensão.

Após o cálculo de k_{3v} é verificada a validade do coeficiente da seguinte maneira:

- a) calculado o valor de k_{3v} , deve-se multiplicá-lo com ε_{opl} ;
- b) compara-se o valor obtido ($k_{3v} \cdot \varepsilon_{opl}$) com o valor de ε_{ov} , caso seja muito diferente, deve-se adotar outro valor entre 0,10 e 0,15% de deformação, para obter os valores de σ_t e σ_{pl} , a fim de calcular outro valor para k_{3v} , deve-se repetir o procedimento até que os valores sejam próximos.

- (3) -corresponde à parcela da resistência do pilar original ensaiado, com isto pode-se considerar o ganho real do efeito de confinamento produzido pela sua armadura transversal. Nos modelos em que não foram ensaiados os pilares originais (S1EST1, S1EST1PRE, S1TELA e S1TELAPRE) tal curva foi obtida com a formulação aditiva, considerando-se as deformações das armaduras transversais do núcleo (pilar original) de cada modelo;
- (4) –trata-se da parcela referente à força das barras longitudinais, obtidas com as deformações em cada modelo, com o uso dos dados obtidos nos ensaios à tração realizados com controle de deslocamento;
- (5) –trata-se do ganho de resistência obtido pelo concreto da camisa de reforço em decorrência do efeito de confinamento da armadura de reforço, sendo que tal curva é obtida com as deformações dos estribos com as quais é possível calcular a pressão lateral efetiva a cada passo do ensaio do modelo;
- (6) –esta última parcela é obtida aplicando-se a mesma pressão lateral efetiva no concreto do pilar original, e com isto calcula-se o ganho de resistência pelo efeito de confinamento da camisa de reforço no pilar original.

Primeiramente optou-se em utilizar a formulação aditiva nos pilares originais, os resultados podem ser observados nas Figuras 6.106 a 6.109.

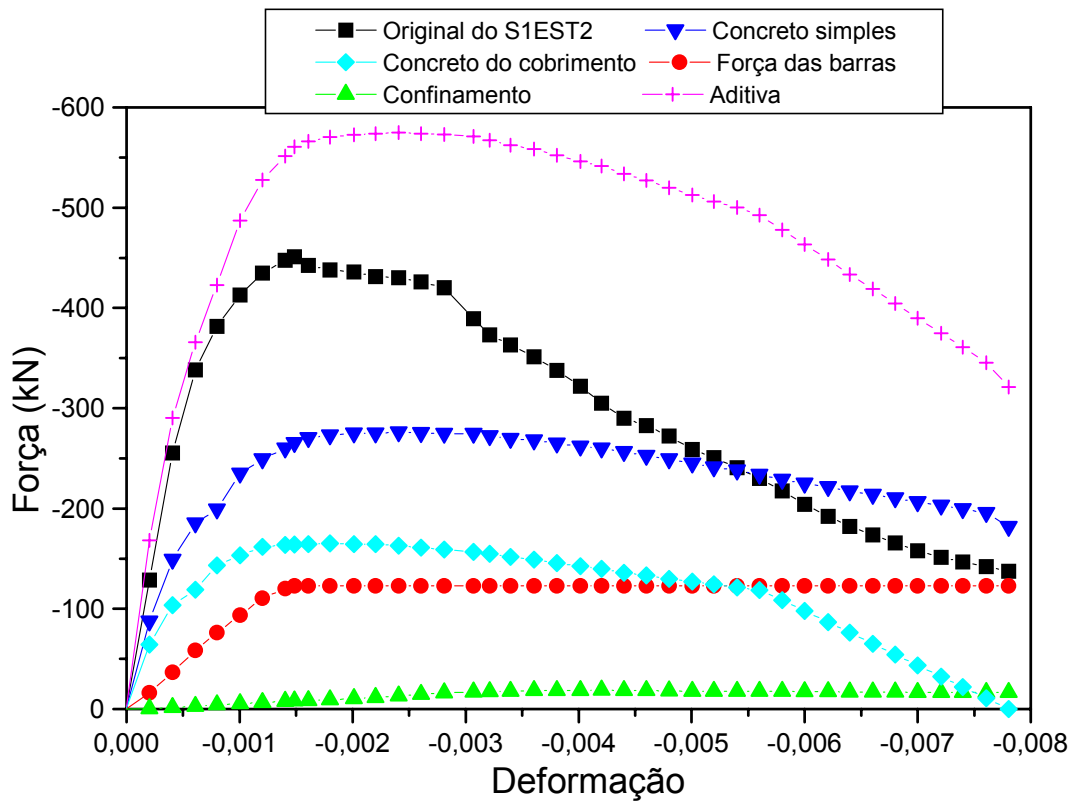


Figura 6.106: Formulação aditiva do pilar original do modelo S1EST2

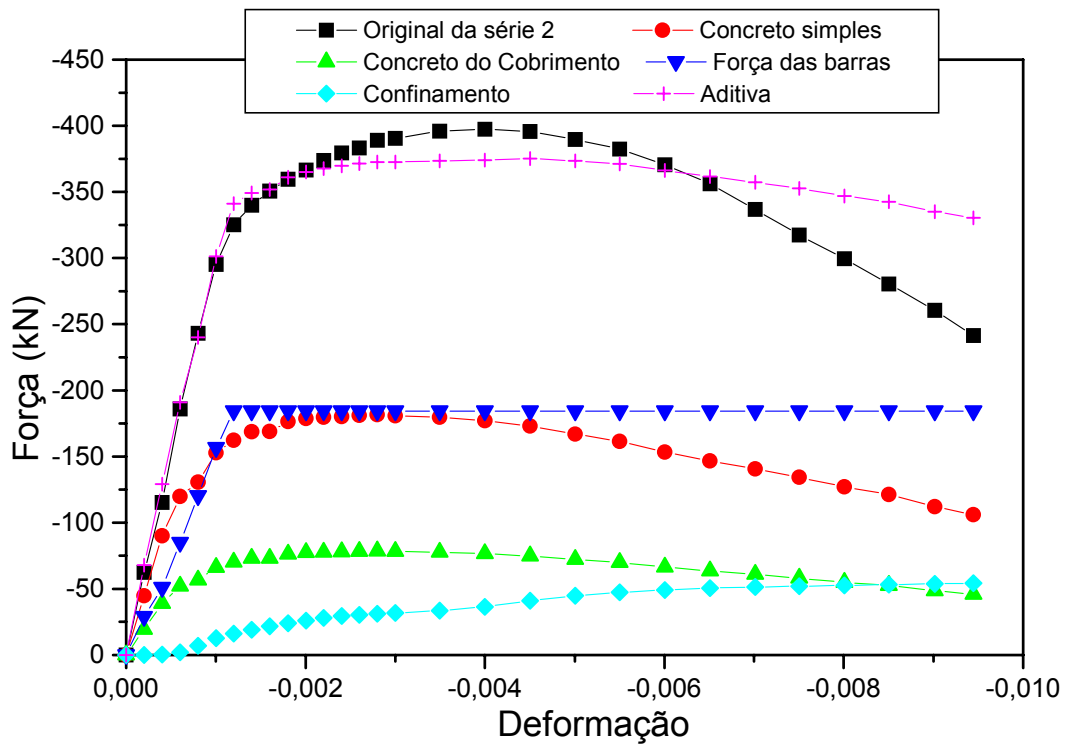


Figura 6.107: Formulação aditiva do pilar original da série 2

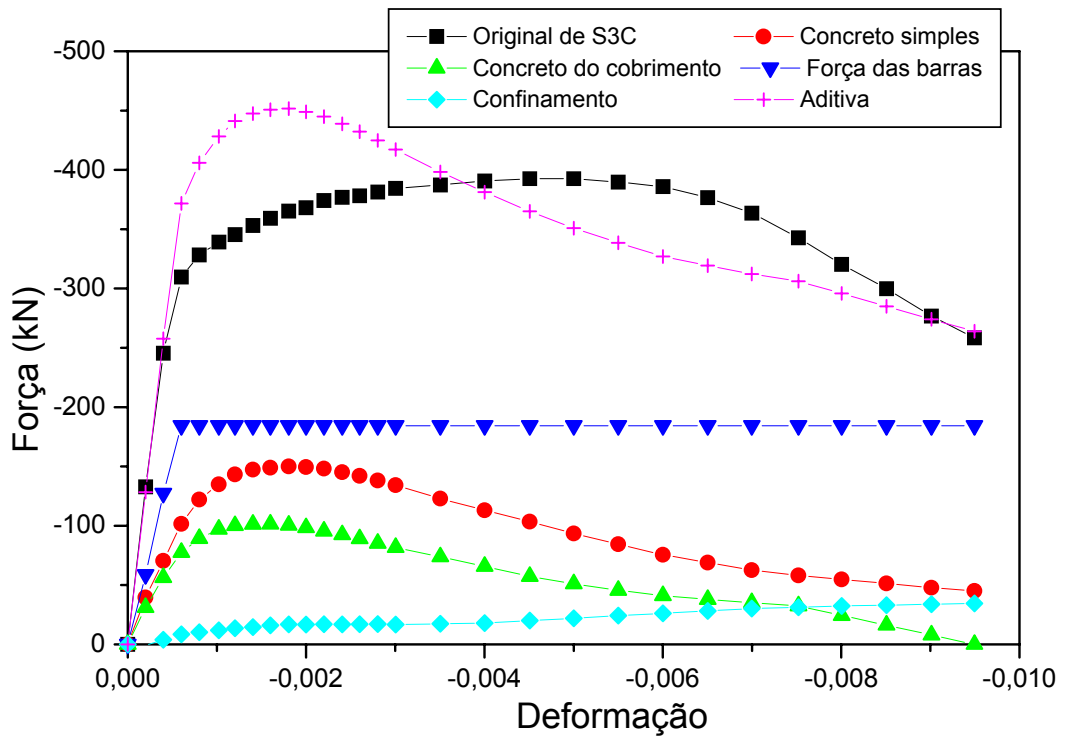


Figura 6.108: Formulação aditiva do pilar original do modelo S3C

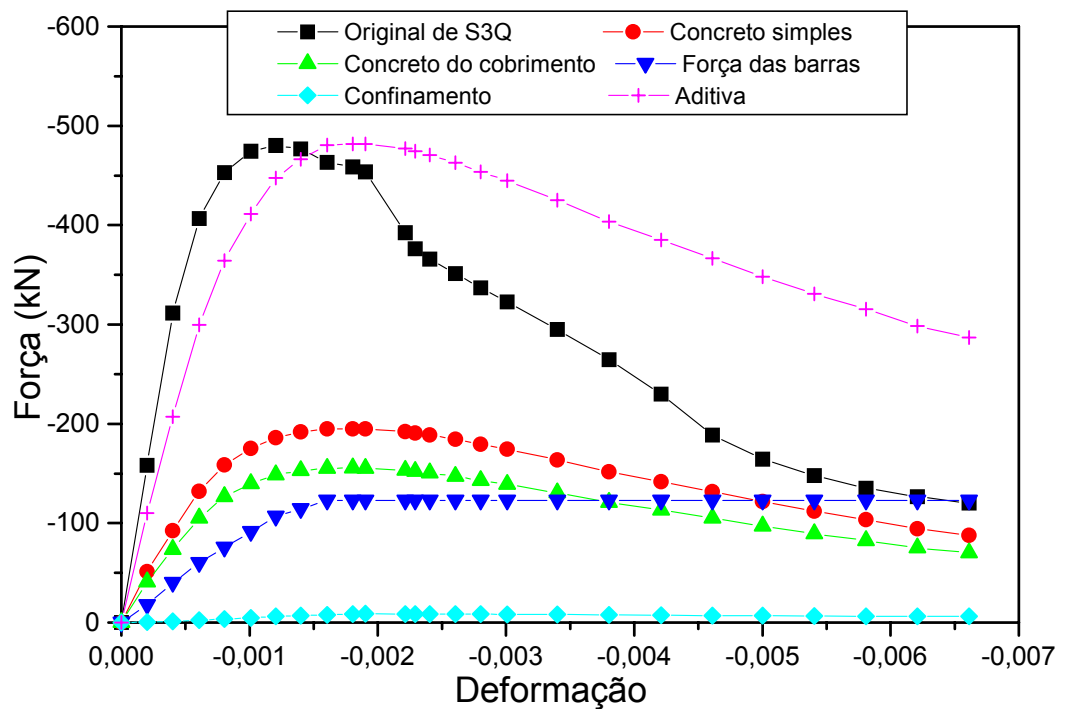


Figura 6.109: Formulação aditiva do pilar original do modelo S3Q

A formulação aditiva representou de maneira satisfatória o comportamento dos pilares originais, com exceção do pilar original do modelo S1EST2. Tal fato deve-se principalmente ao comportamento do concreto do cobrimento. Para comprovar tal hipótese fez novamente a formulação aditiva sem a consideração do concreto do cobrimento, conforme Figura 6.110.

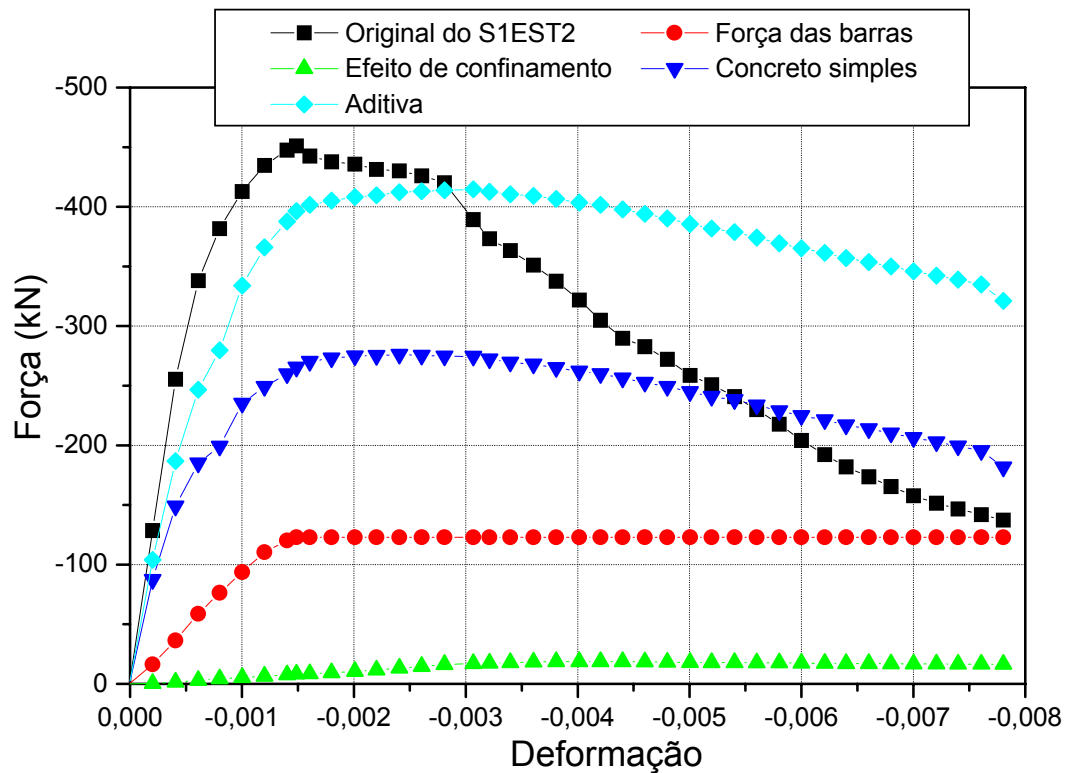


Figura 6.110: Formulação aditiva do pilar original do modelo SIEST2 sem considerar o concreto do cobrimento

Percebe-se claramente o efeito do comportamento do concreto do cobrimento na deformabilidade do pilar e na sua capacidade resistente, infelizmente no pilar original do modelo SIEST2 o coeficiente de redução proposto por SARGIN (1970) não apresentou bons resultados. Contudo nos demais casos, é perceptível que a adoção do coeficiente é válida. Contudo seja necessário um estudo mais detalhado do seu comportamento do concreto do cobrimento para a perfeita avaliação do comportamento dos pilares de concreto armado.

Nas Figuras 6.111 a 6.126 são apresentados os resultados da formulação aditiva para todos os modelos reforçados.

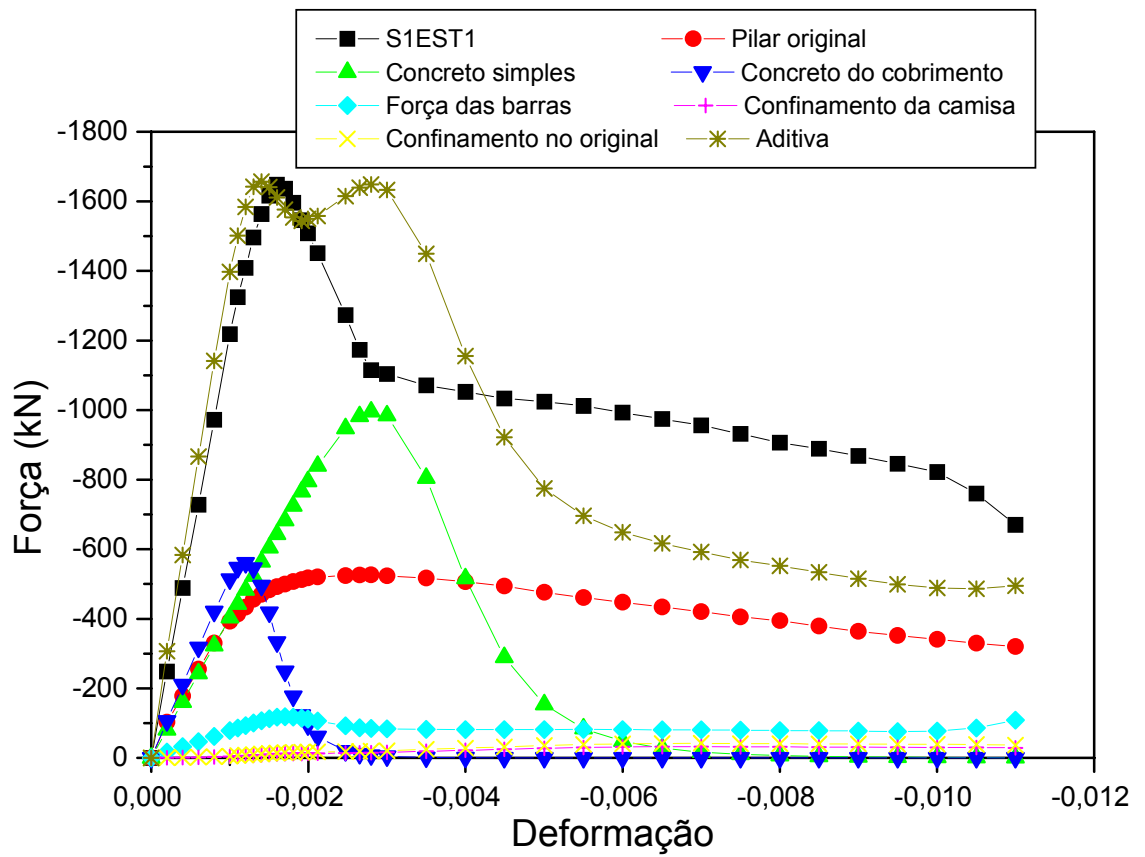


Figura 6.111: Formulação aditiva do pilar original do modelo SIEST1

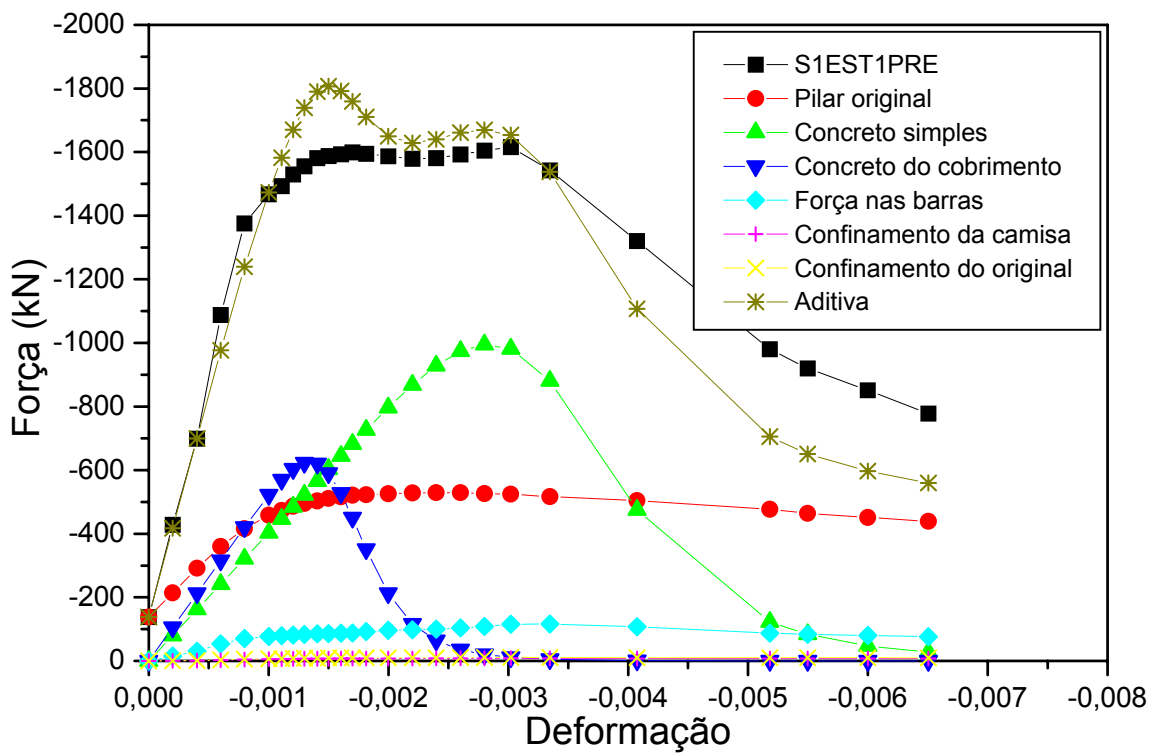


Figura 6.112: Formulação aditiva do pilar original do modelo SIESTIPRE

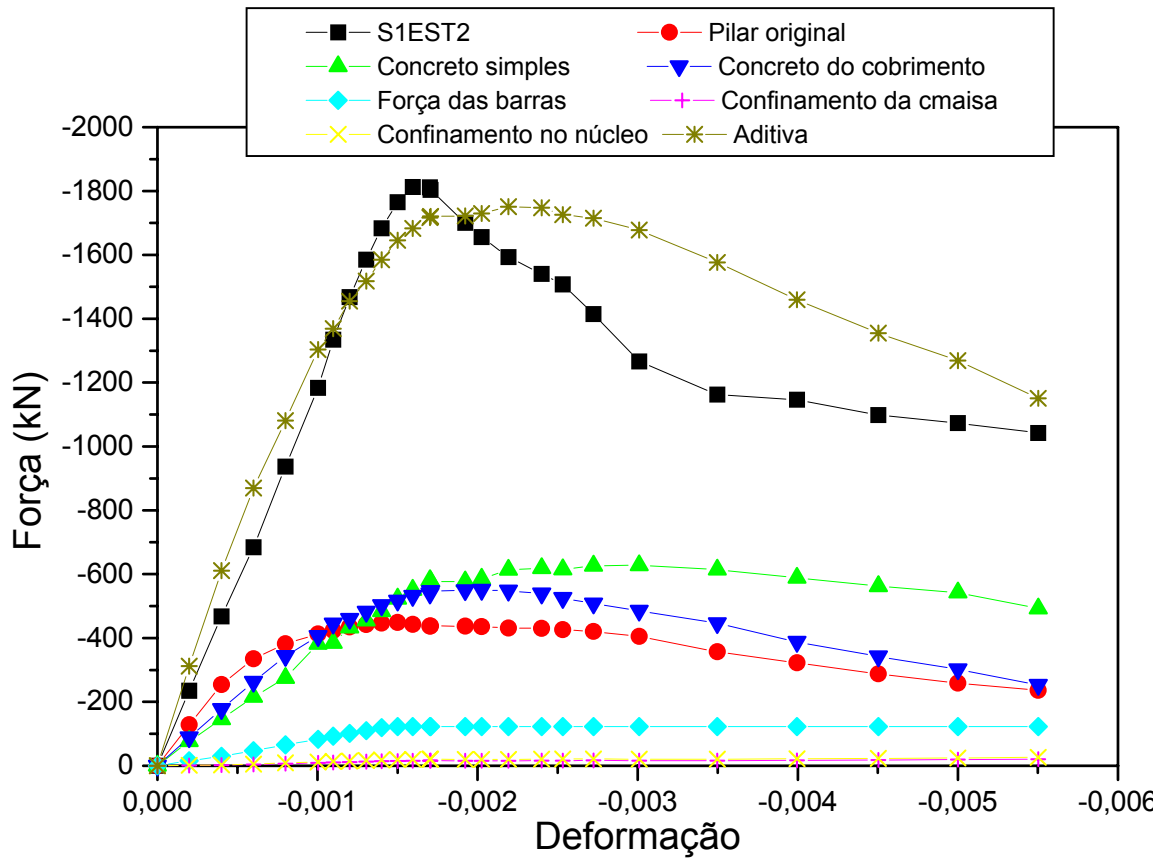


Figura 6.113: Formulação aditiva do pilar original do modelo SIEST2

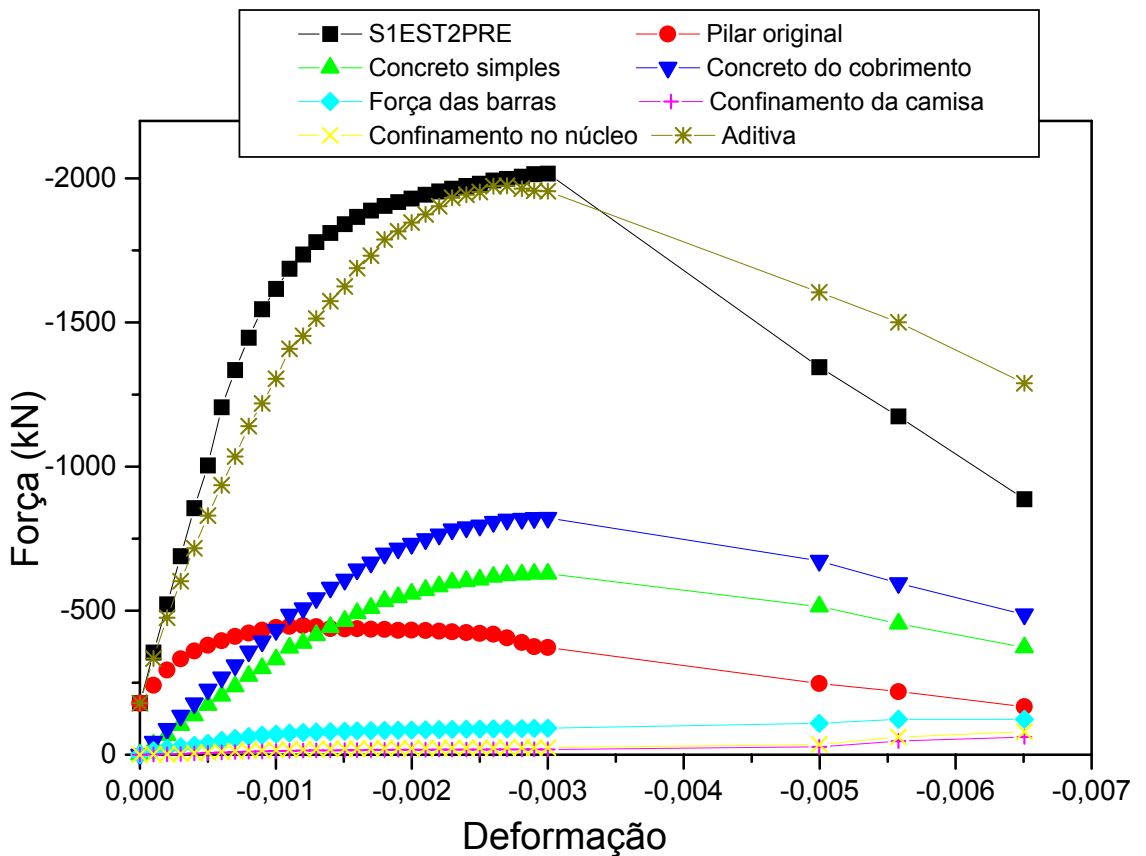


Figura 6.114: Formulação aditiva do pilar original do modelo SIEST2PRE

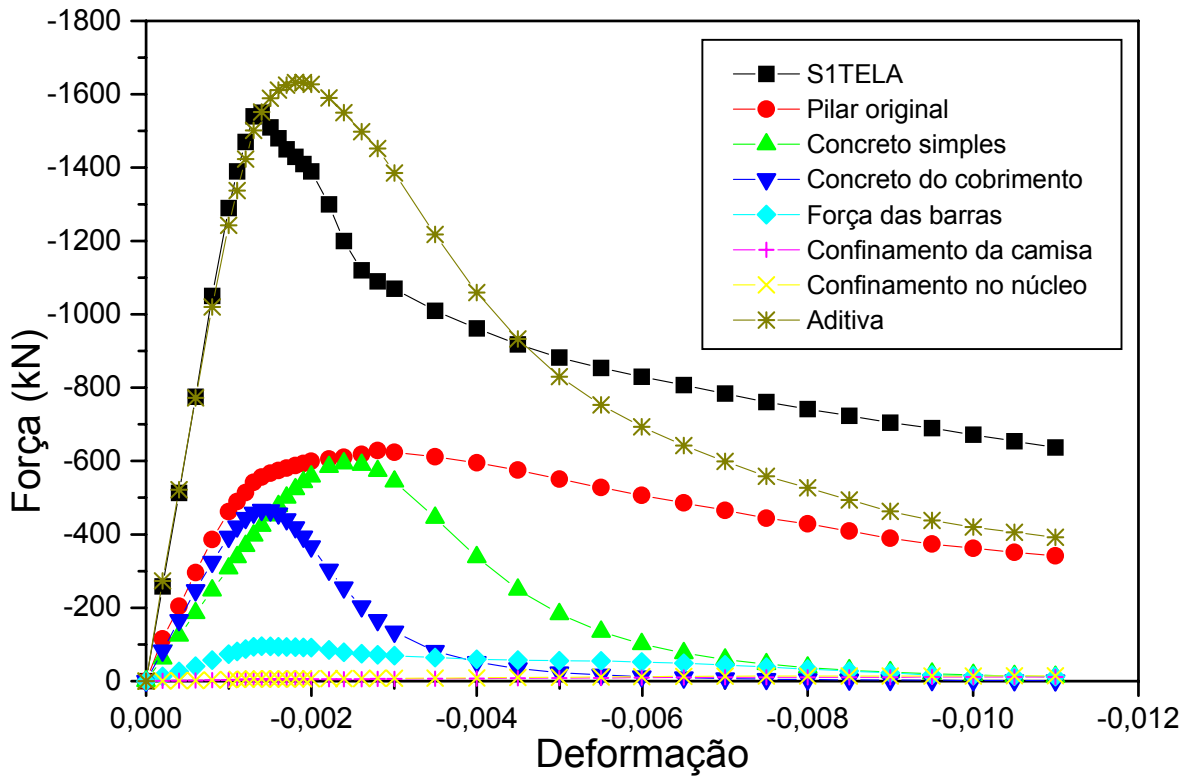


Figura 6.115: Formulação aditiva do pilar original do modelo SITELA

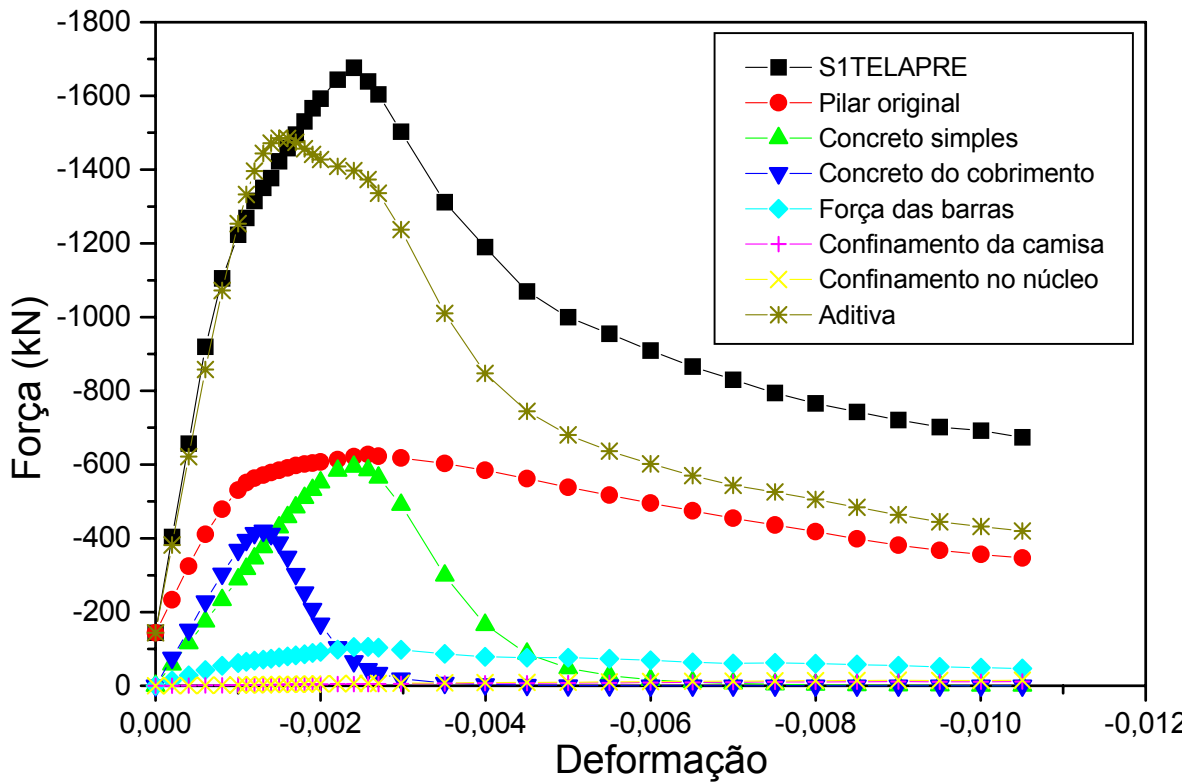


Figura 6.116: Formulação aditiva do pilar original do modelo SITELAPRE

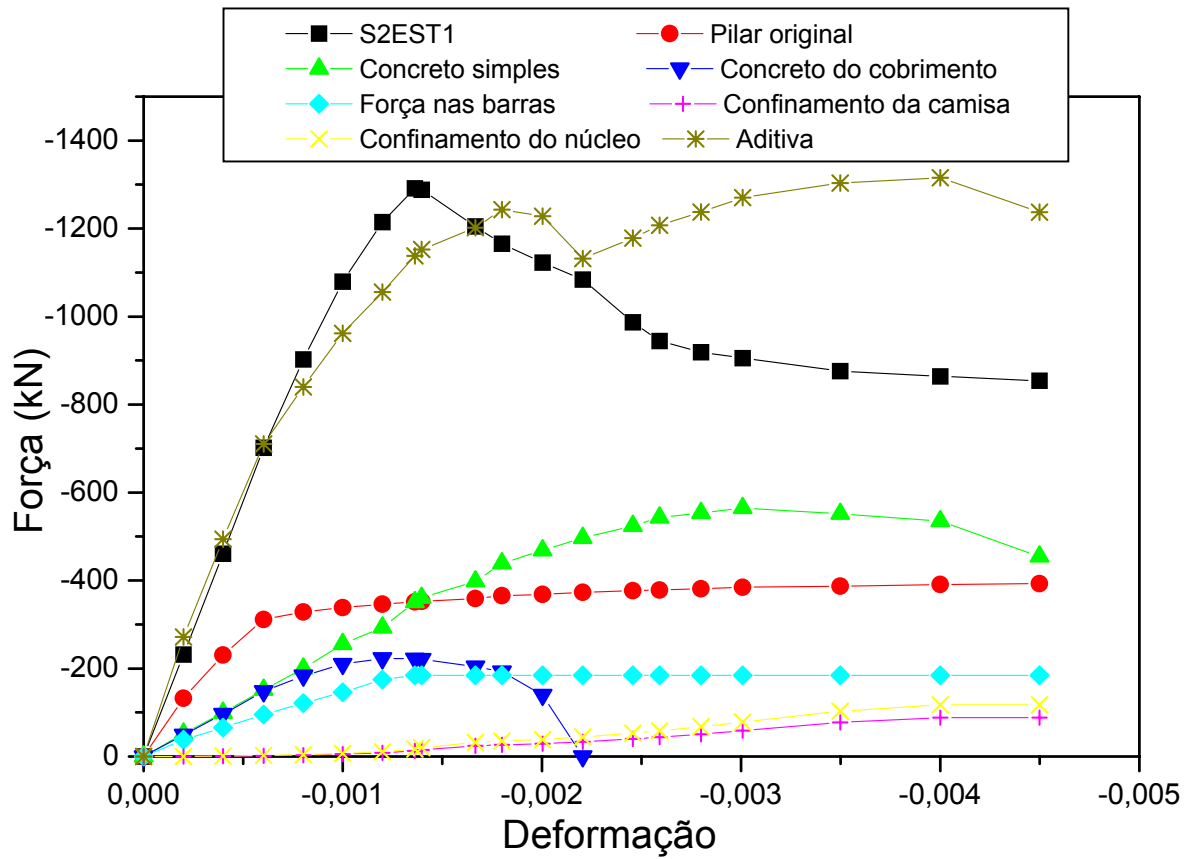


Figura 6.117: Formulação aditiva do pilar original do modelo S2EST1

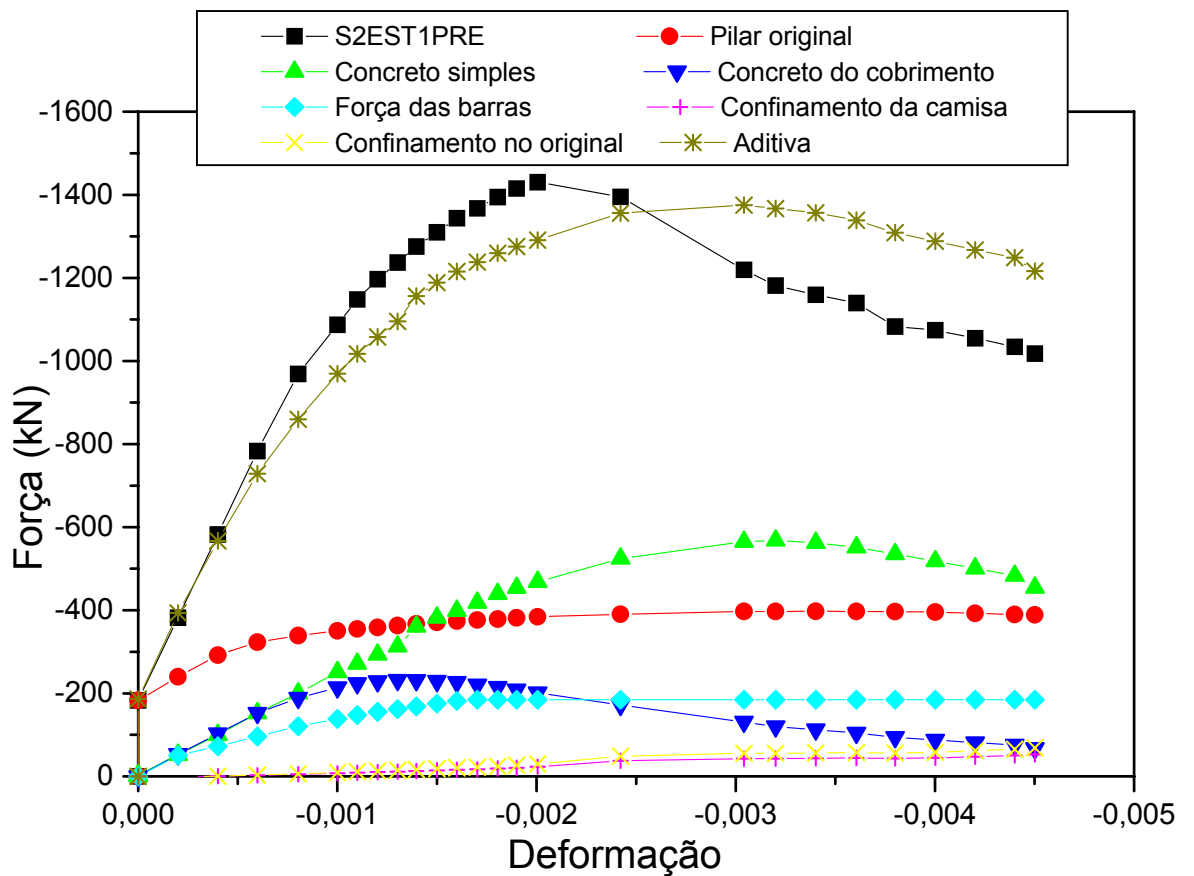


Figura 6.118: Formulação aditiva do pilar original do modelo S2EST1PRE

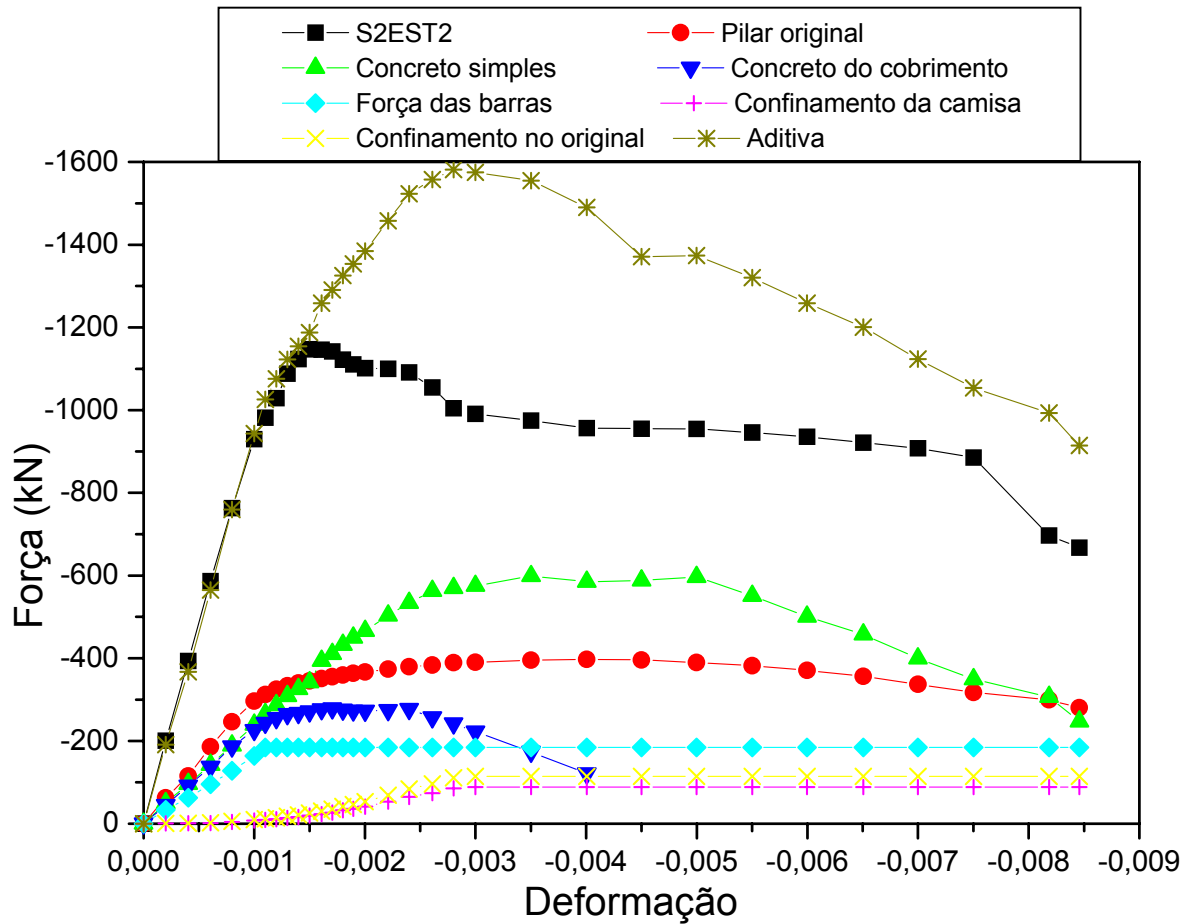


Figura 6.119: Formulação aditiva do pilar original do modelo S2EST2

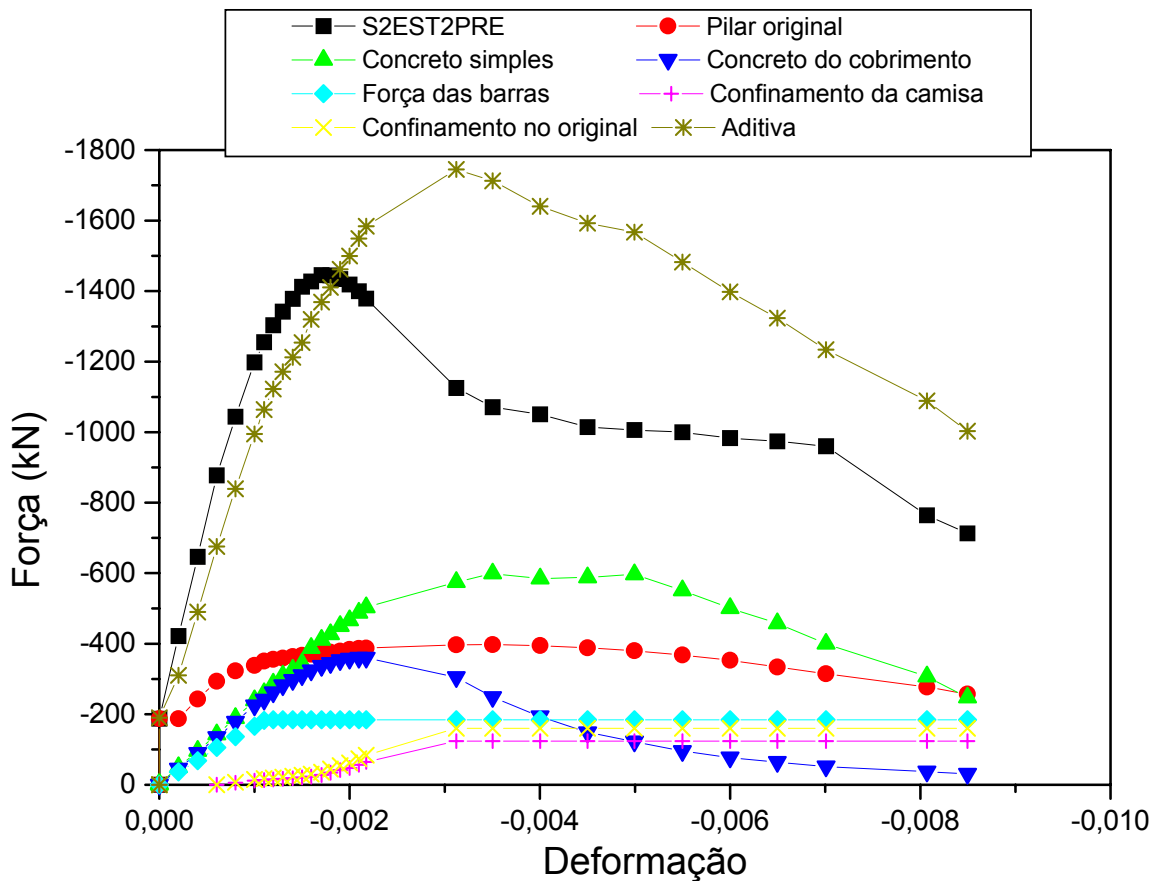


Figura 6.120: Formulação aditiva do pilar original do modelo S2EST2PRE

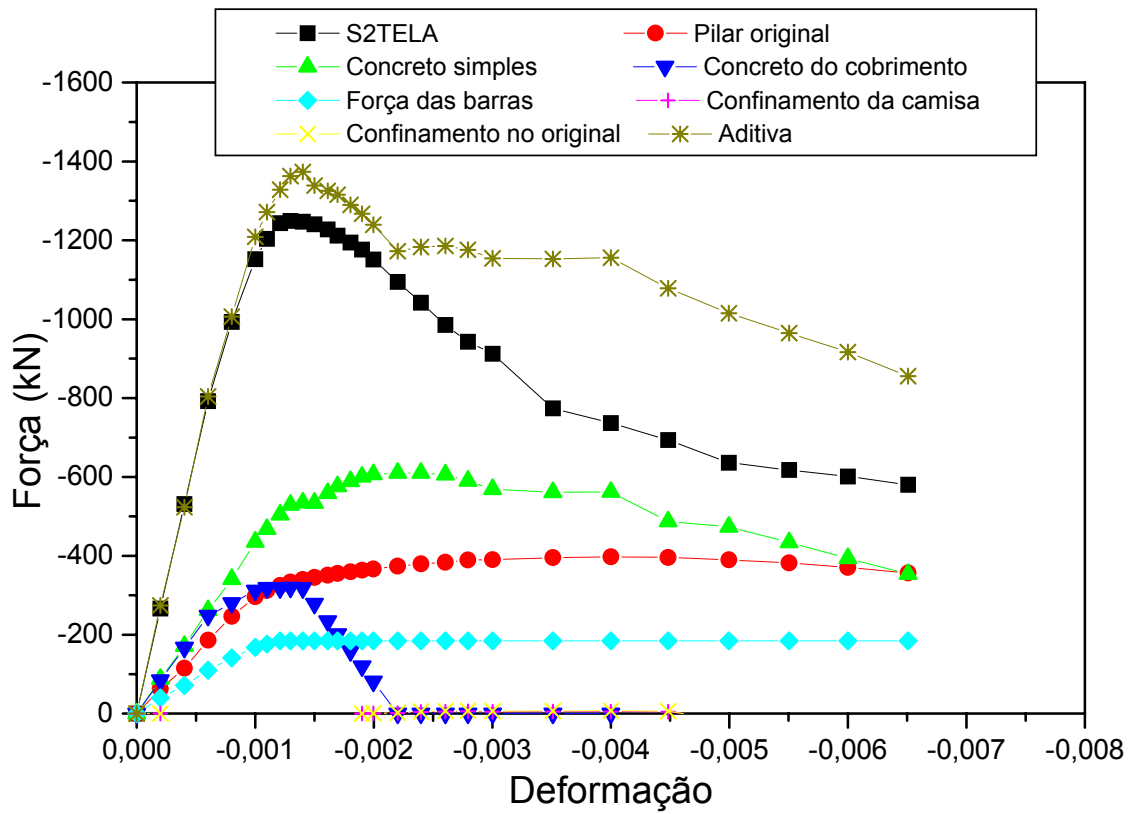


Figura 6.121: Formulação aditiva do pilar original do modelo S2TELA

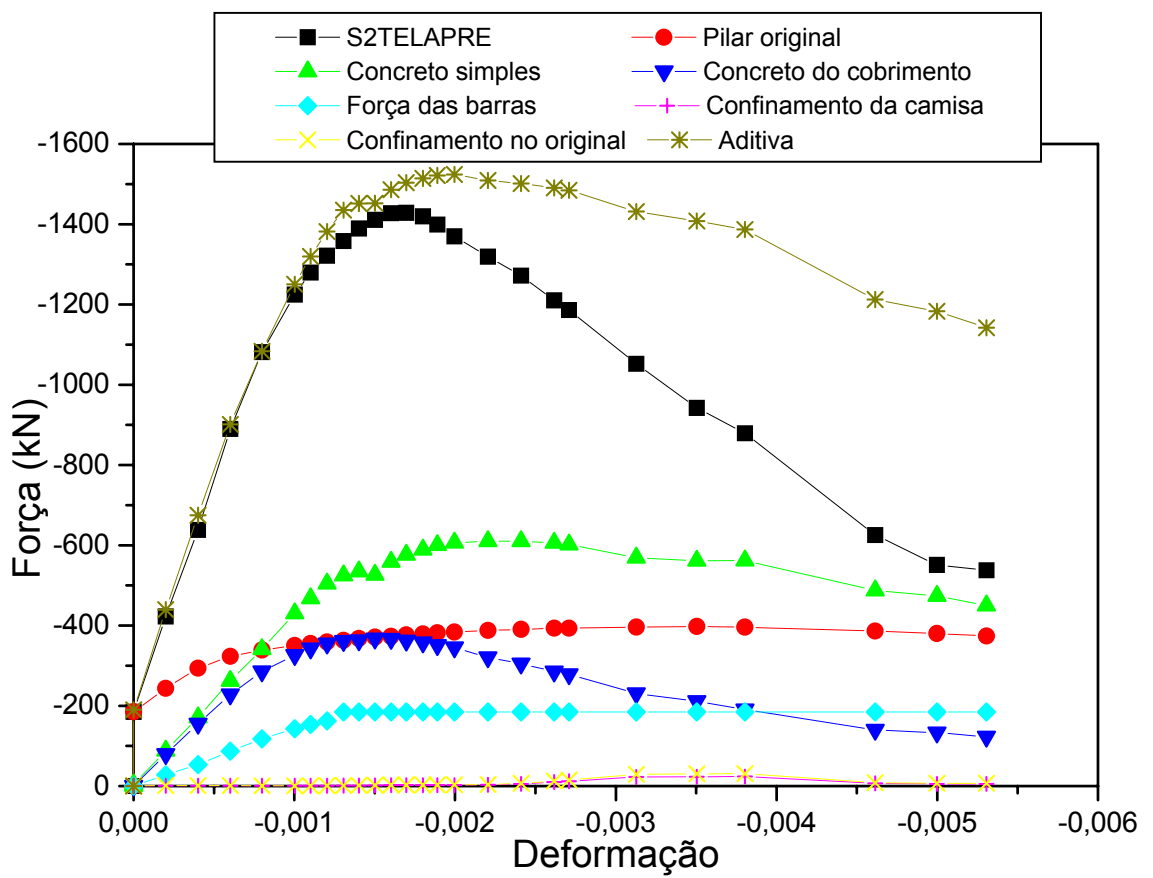


Figura 6.122: Formulação aditiva do pilar original do modelo S2TELAPRE

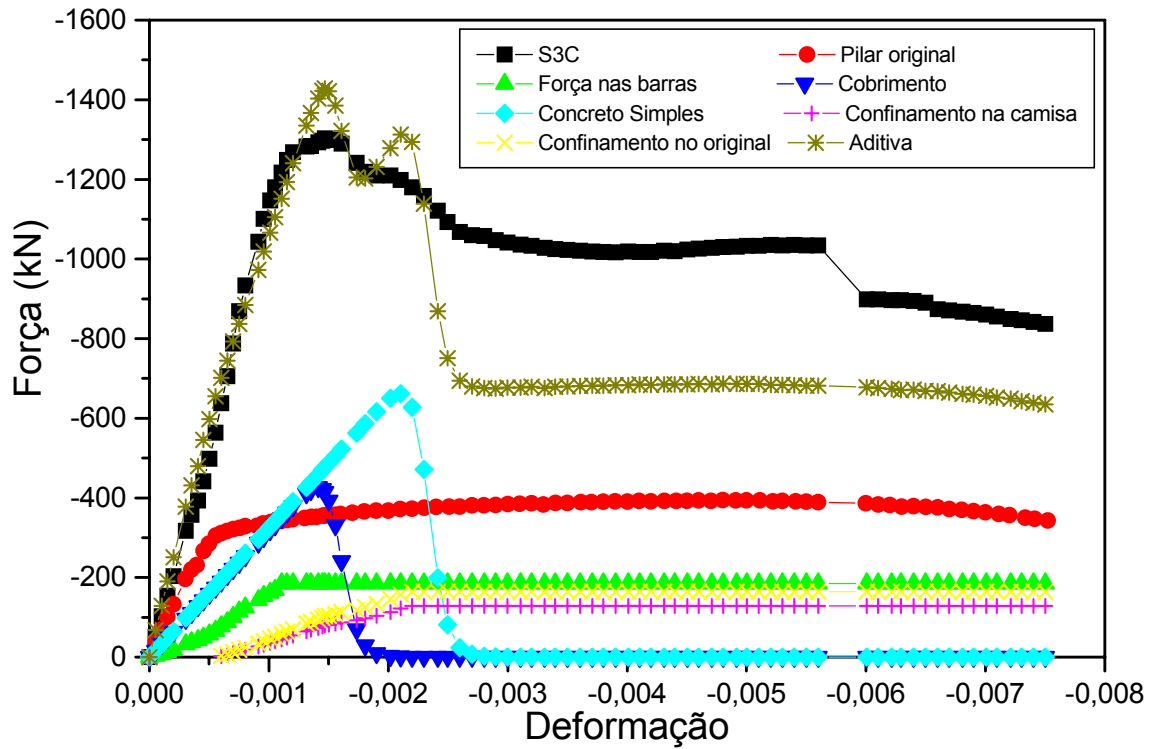


Figura 6.123: Formulação aditiva do pilar original do modelo S3C

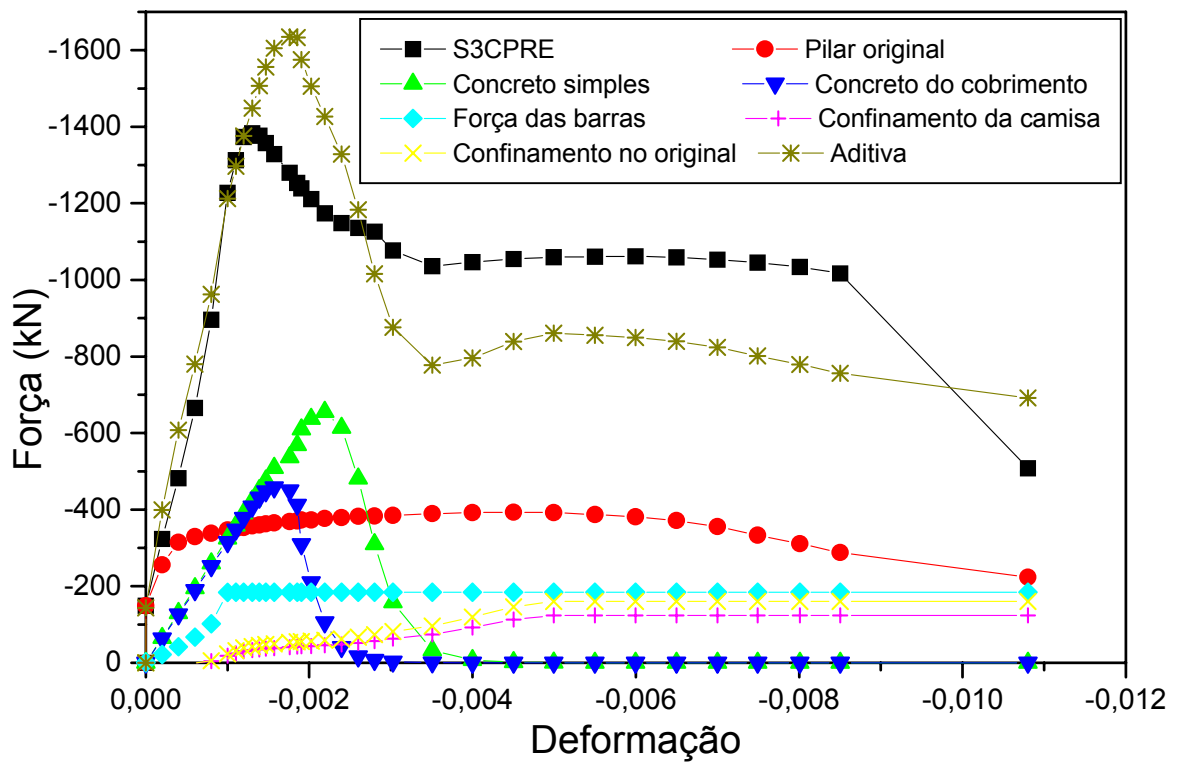


Figura 6.124: Formulação aditiva do pilar original do modelo S3CPRE

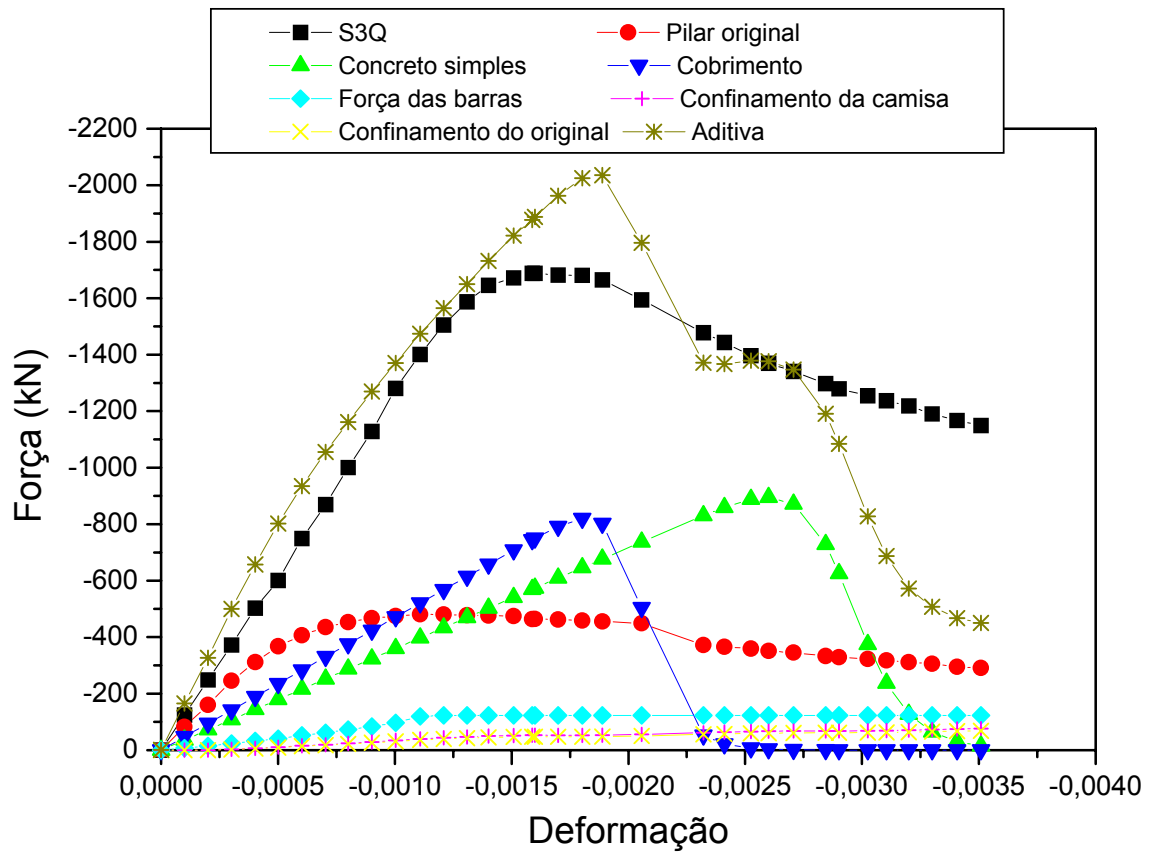


Figura 6.125: Formulação aditiva do pilar original do modelo S3Q

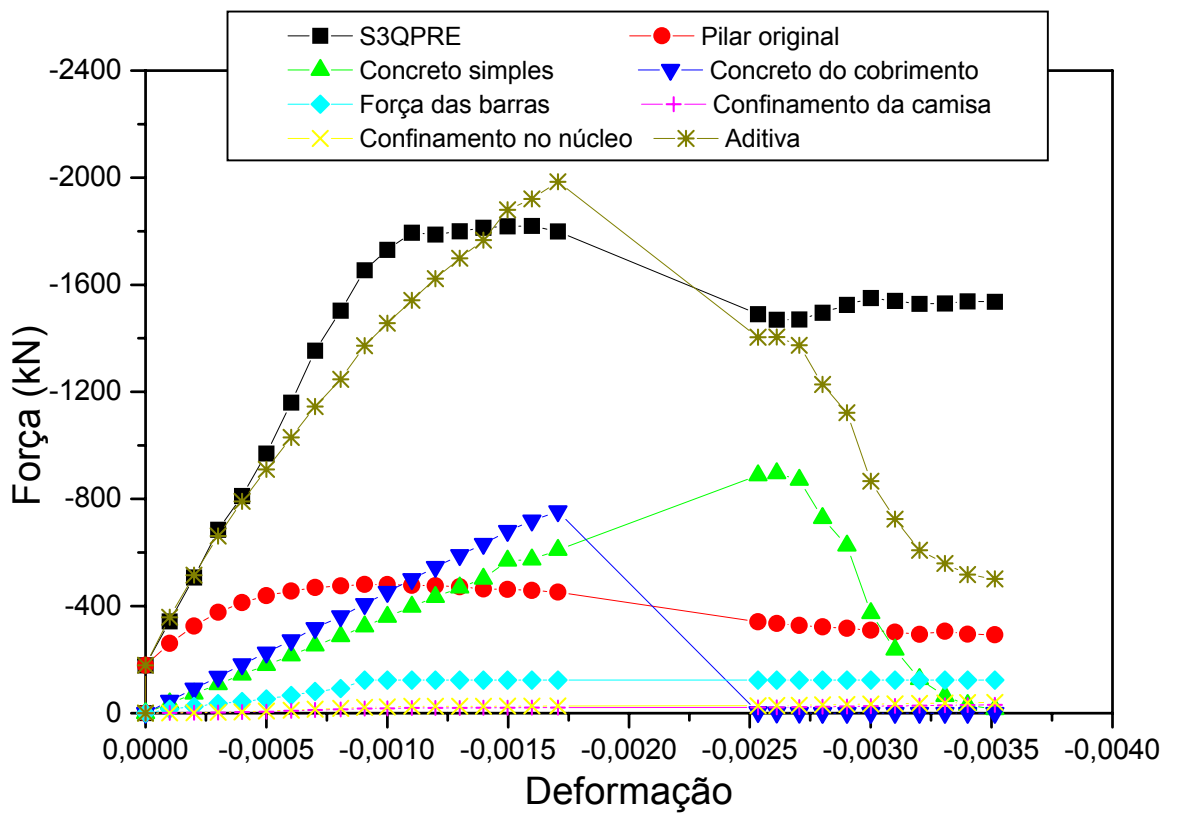


Figura 6.126: Formulação aditiva do pilar original do modelo S3QPRE

A formulação aditiva apresentou de uma maneira geral resultados satisfatórios na maioria dos modelos, com exceção dos modelos S2EST2 e S2EST2PRE. Contudo, para o modelo S2EST2PRE sabe-se que este fato é decorrente dos problemas que surgiram na sua etapa de pré-carregamento. Após todas as análises dos resultados, realmente é difícil estabelecer alguma hipótese quanto ao pilar S2EST2, uma vez que nenhuma falha relevante foi observada nos seus resultados.

Um fator que apresentou uma certa influência no comportamento de todos os modelos foi o comportamento do concreto do cobrimento da camisa de reforço. Mesmo aplicando o coeficiente de redução de SARGIN (1970), verifica-se que em alguns casos tal procedimento não foi suficiente. Contudo a formulação aditiva trouxe a evidência de que realmente o concreto do cobrimento não pode ser comparado ou analisado com base no concreto simples.

A maior vantagem da formulação aditiva está principalmente na maneira em que se pode visualmente verificar qual é o fator dentre as parcelas resistentes que mais está influenciando negativamente ou positivamente no comportamento global do elemento estrutural.

Com base na análise de resultados desta pesquisa, pode-se afirmar que para o projeto de pilares reforçados:

- pode-se considerar integralmente a capacidade resistente do pilar original, desde que sejam mantidas adequadas condições de confinamento, ou seja, a camisa de reforço deve envolver totalmente o pilar original e a armadura transversal deve ser igual ou superior à mínima estabelecida pela NB1 (2002);
- deve-se considerar apenas a seção transversal de concreto delimitada pelos estribos da camisa de reforço, podendo-se desprezar a contribuição do concreto do cobrimento da camisa;
- no caso de pilar original pré-carregado, a sua capacidade resistente ainda pode ser considerada, desde que este seja convenientemente confinado. No entanto, deve-se observar que a deformabilidade do pilar reforçado é alterada e os limites de utilização deverão ser verificados;
- o concreto do cobrimento, caso venha a ser considerado, não apresenta o mesmo comportamento do concreto ensaiado à compressão uniaxial, uma vez que se desenvolvem estados de tensão mais complexos.

6.3.6 COMPARAÇÃO COM OUTROS PROCESSOS DE ENCAMISAMENTO

É interessante verificar como o efeito de confinamento pode ser aproveitado no reforço de pilares por meio de diferentes alternativas. Um exemplo disto está na adoção de materiais diversos para o encamisamento do pilar. A Figura 6.127 mostra a diferença tática entre o reforço utilizando concreto de alta resistência (CAR) e compósitos de fibras de carbono (CFRP, segundo CARRAZEDO, 2002).

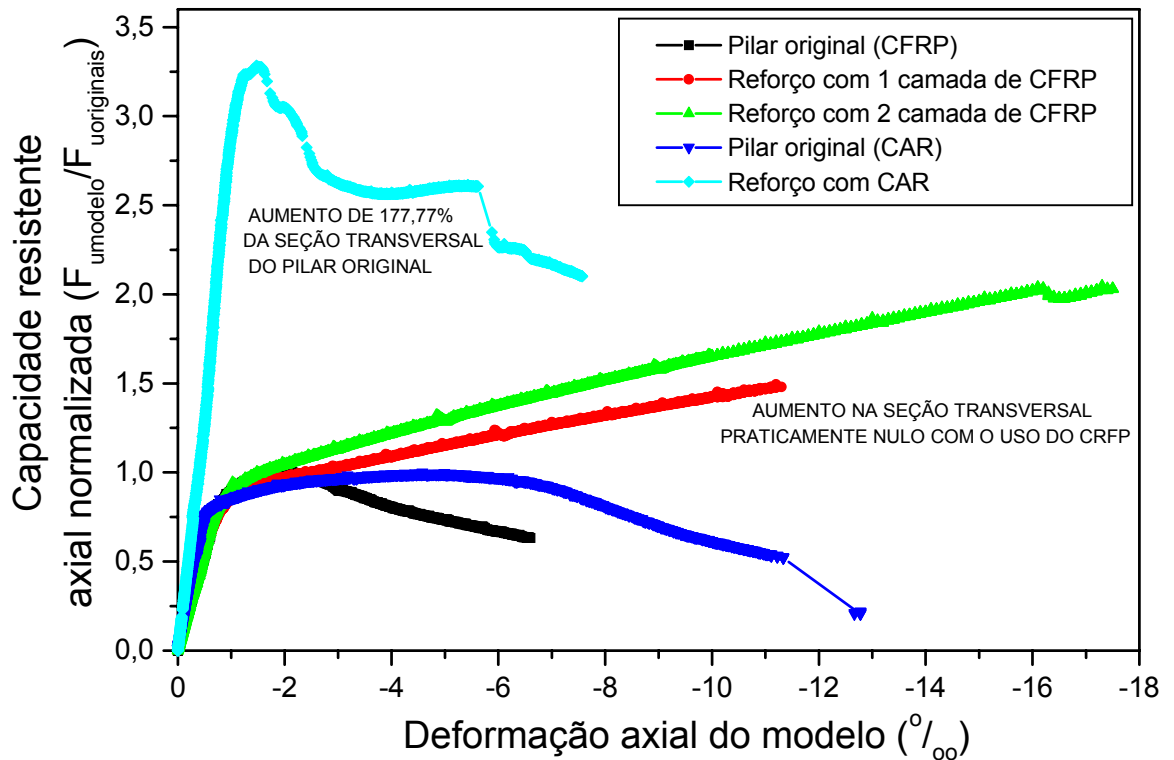


Figura 6.127: Comparativo entre pilares reforçados com concreto de alta resistência e tecido de fibra de carbono

Verifica-se que para o reforço com CAR o aumento da capacidade resistente ocorre com uma deformação axial pequena, pois aumenta-se a massa resistente e a rigidez do elemento. No caso do CFRP, verifica-se que para aumentar a capacidade resistente necessita-se de uma deformação axial elevada para mobilização da camisa de fibra de carbono, aumentando-se a ductilidade sem aumento de seção transversal.

Uma forma composta de aproveitar o que cada tipo de material pode oferecer de melhor é executar um reforço combinado de CAR e CFRP, ou seja, utilizar lâminas de fibra de carbono pré-fabricados como fôrmas em torno do pilar a ser reabilitado e preencher com concreto de alta resistência, como mostra a Figura 6.128.

Com isto tem-se teoricamente um aumento da capacidade resistente por um aumento da seção transversal, e ao se atingir a resistência da seção composta, iniciaria-se a mobilização da camisa de fibra de carbono aumentando a capacidade resistente e a

ductilidade do pilar conforme o aumento da deformação axial, como mostra a Figura 6.129.

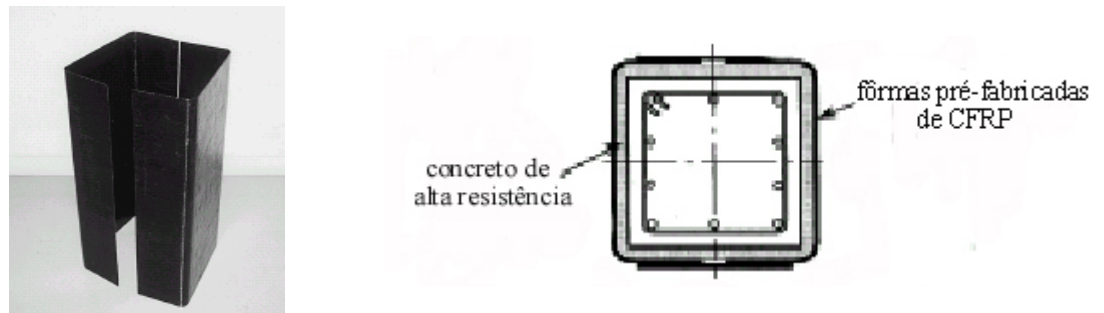


Figura 6.128: Laminados de Fibra de Carbono Pré-fabricados e seção transversal de um pilar reforçado com CAR e CFRP

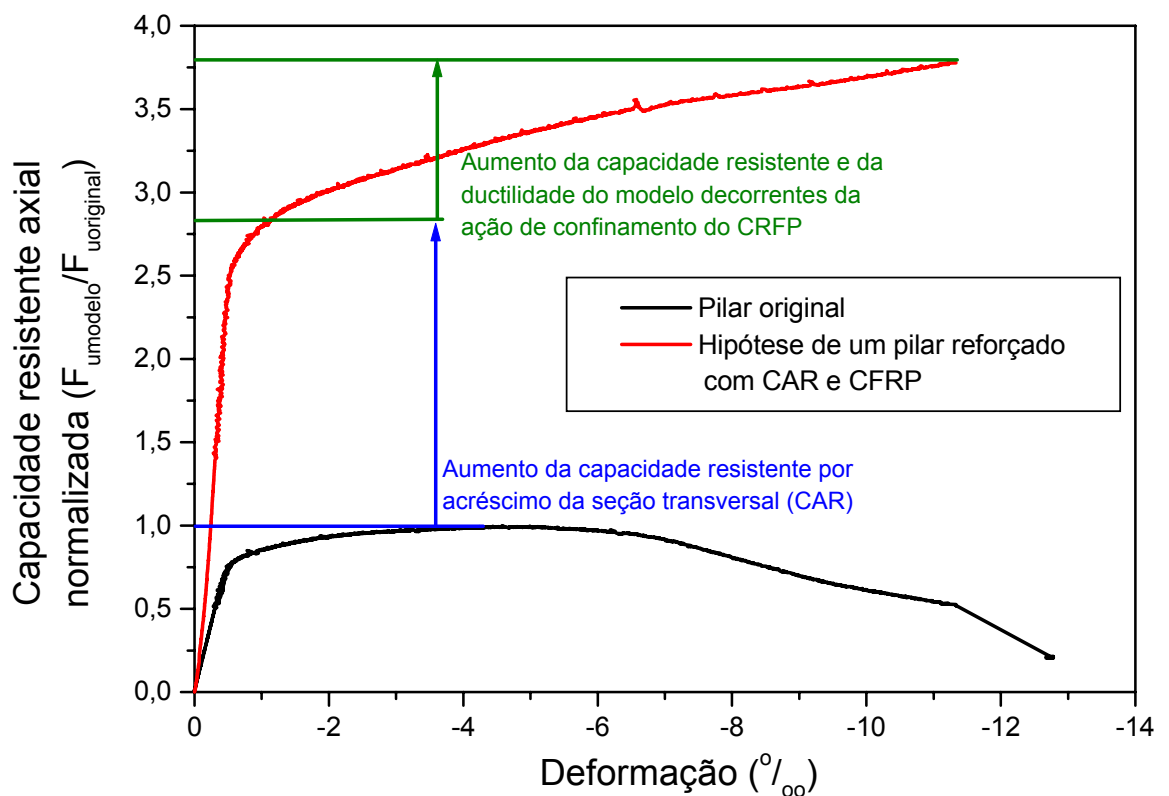


Figura 6.129: Gráfico hipotético do comportamento de um pilar reforçado com CAR e CFRP

Por meio da análise dos resultados verifica-se que ao se utilizar o CAR e o CFRP como materiais confinantes do pilar original, todos os critérios comentados durante a análise poderiam ser adotados para o conhecimento do comportamento estrutural do pilar reforçado.

6.4 COMENTÁRIOS FINAIS

Os ensaios dos modelos reforçados apresentaram bons resultados, contudo verificou-se nos pilares circulares a necessidade de uma instrumentação adicional nos estribos dos pilares originais, uma vez que as leituras mostraram-se deficientes.

A utilização do concreto de alta resistência no encamisamento dos pilares de concreto armado se mostrou com um desempenho satisfatório, alcançando-se um aumento significativo na capacidade resistente com uma camisa de espessura pequena.

A participação do pilar original na capacidade resistente dos pilares reforçados é efetiva, ou seja, pode-se considerar a parcela correspondente à capacidade resistente do pilar original, mantidas as condições adequadas de confinamento.

A influência do pré-carregamento dos pilares originais influi na deformabilidade dos pilares reforçados, sendo que na maioria dos casos o valor da força última nos modelos pré-carregados superou os obtidos pelos pilares sem pré-carregamento.

A chamada “formulação aditiva” fornece um satisfatório comportamento do modelo reforçado, mas a maior vantagem de sua utilização é a verificação do comportamento individual das parcelas resistentes e dos efeitos ou influência no comportamento global do elemento estrutural.

Apesar do número reduzido de ensaios, por meio das análises de resultados dos dados obtidos tem-se uma significativa resposta de várias dúvidas que eram o foco da presente pesquisa. Contudo, a realização de novos ensaios seria interessante até mesmo para estipular coeficientes de segurança para futuras elaborações de dimensionamento de projetos de reforço.



7 CONCLUSÕES

“Somos o que fazemos, mas somos principalmente o que fazemos para mudar o que somos.” (Eduardo Galeano)

7.1 INTRODUÇÃO

No campo de reabilitação de estruturas basicamente existem poucas novidades, porém os novos materiais que vêm surgindo nos últimos anos estão propiciando o desenvolvimento de novas técnicas de reforço. No entanto, para a sua correta aplicação, deve-se pesquisar o seu comportamento e o modo mais eficiente de aproveitá-los na reabilitação estrutural.

A técnica de reforço por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho é claramente viável, uma vez que o seu uso ameniza algumas das desvantagens das camisas de concreto armado, possibilitando menores dimensões finais ao elemento reforçado e um menor prazo de utilização da estrutura.

Como consequência do encamisamento do pilar original, observa-se que o efeito de confinamento resulta em um aumento de capacidade resistente, e eventualmente um ganho de ductilidade do pilar reforçado.

A série de ensaios preliminares e o ensaio do modelo-piloto foram válidos por fornecerem ao pesquisador as dificuldades de medição das leituras de deformação, a variabilidade na obtenção dos dados ao longo do tempo, bem como a dificuldade em simular um pilar pré-carregado.

A série de ensaio de pilares de concreto armado com variação das classes de resistência à compressão do concreto e taxas de armadura longitudinal e transversal, forneceu valiosos dados para a melhor discussão do efeito do confinamento.

A seguir as conclusões desta pesquisa, inclusive as eventuais limitações, são apresentadas e comentadas por tópicos.

7.2 EFEITO DE CONFINAMENTO EM PILARES DE CONCRETOS DE DIFERENTES CLASSES DE RESISTÊNCIA

Nos resultados dos ensaios dos pilares de concreto armado com variação das classes de resistência à compressão do concreto armado e taxas de armadura longitudinal e transversal, observou-se que:

- no caso de concreto de baixa resistência, a sua deformabilidade é maior do que a do concreto de alta resistência, e portanto o efeito da pressão lateral dado pelo confinamento é proporcionalmente maior, isto é, a capacidade resistente do elemento é significativamente aumentada pelo cintamento;
- no caso de concreto de alta resistência, a expansão lateral é relativamente pequena, e portanto a capacidade resistente do pilar é proporcionalmente menor do que no caso de concreto de baixa resistência. No entanto, o efeito de confinamento dado por armaduras transversais é importante para aumentar a ductilidade dos pilares de concreto de alta resistência;
- destes comentários anteriores, pode-se dizer que o efeito de confinamento é particularmente interessante na fase pré-pico de resistência para os pilares de concreto de baixa resistência e na fase pós-pico para os pilares de concreto de alta resistência;
- manifesta-se um comportamento resistente diferenciado da camada de cobrimento da armadura, na realidade, de uma camada de concreto de espessura variável, que envolve um núcleo confinado. Ou seja, caracteriza-se no interior do pilar um sólido de concreto, cuja forma depende da geometria e das condições de deformação das armaduras longitudinais e transversais, e este sólido é envolvido por uma camada de concreto não-armado e não-confinado, aqui simplificada chamada de cobrimento;
- no caso de concreto de baixa resistência, a chamada camada de cobrimento contribui à capacidade resistente do pilar inclusive em parte da fase pós-pico de resistência. Por isso, o cálculo da capacidade resistente do pilar considerando a seção transversal plena é satisfatório, inclusive a favor da segurança, porque se deixa de considerar o efeito positivo do confinamento pré-pico;
- no caso de concreto de alta resistência, a camada de cobrimento contribui à capacidade resistente do pilar predominantemente na fase pré-pico, deixando de participar nas proximidades da ruptura. Por esta razão, recomenda-se que no

caso de concreto de alta resistência, o cálculo da capacidade resistente seja feito considerando-se apenas a seção transversal do núcleo confinado;

- o cálculo da capacidade resistente de um pilar solicitado à compressão axial efetuado considerando-se a seção transversal plena pode resultar em valores desfavoráveis à segurança, dependendo da relação entre a área da seção transversal da camada de cobrimento e a do núcleo delimitado pela armadura transversal. Nos ensaios realizados em pilares de seção circular com núcleo de diâmetro de 16 cm e cobrimento de 1,5 cm, observou-se que com concretos com resistência a partir de 45 MPa a consideração da seção integral passa a oferecer resultados contra a segurança.

O estudo do efeito de confinamento em pilares de concreto armado é complexo, apesar de vários pesquisadores terem e continuarem estudando este assunto, uma vez que o comportamento não só do cobrimento, mas também como a definição da área efetivamente confinada, são aspectos a serem mais bem esclarecidos. Tal efeito ainda sofre muita influência da resistência à compressão do concreto, uma vez que a deformabilidade do material confinado é uma característica que influi no comportamento do elemento estrutural.

7.3 ENSAIOS DE LONGA DURAÇÃO

Nos resultados obtidos pelo Laboratório de Furnas, verifica-se que as normas européias não refletem bem o comportamento real ao longo do tempo dos concretos utilizados nesta pesquisa. A NB1 (2002) é a que apresenta valores de fluência específica mais próximos, porém verificou-se que nenhuma das normas apresenta valores superiores aos experimentais.

Ao se ajustar curvas teóricas às experimentais de fluência a partir dos modelos matemáticos, a princípio tentou-se o Modelo Logarítmico por sua simplicidade. Entretanto, o ajuste das curvas da fluência específica que apresentou melhores resultados foi utilizando o Modelo Potencial.

A obtenção da função fluência a partir do estudo paramétrico dos dados experimentais mostrou-se como um método adequado para caracterizar o comportamento viscoelástico de materiais cimentícios. Isso porque a partir deste estudo consegue-se determinar curvas da função fluência para qualquer idade de aplicação do carregamento.

Contudo, ao se tentar correlacionar os resultados obtidos por FURNAS com os dados dos pilares pré-carregados ensaiados no LE-EESC-USP, deve-se considerar os seguintes aspectos:

- os pilares ensaiados no LE-EESC-USP estavam sujeitas à umidade e temperatura diferentes ($U=40\% \pm 10\%$; $T=32^{\circ}\text{C} \pm 4^{\circ}\text{C}$) daquelas dos ensaios de fluência realizados em FURNAS ($U=60\% \pm 10\%$; $T=23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$). De posse destes valores percebe-se que as condições ambientais existentes na EESC foram mais críticas, ou seja, os materiais cimentícios provavelmente teriam deformações por retração e fluência maiores que as observadas em FURNAS;
- os dados de FURNAS referem-se a corpos-de-prova de concreto simples, enquanto que no LE-EESC os modelos eram de concreto armado. As restrições de deformação introduzidas pela armadura deveriam ter sido consideradas;
- as tensões nos pilares ensaiados na EESC não se mantiveram constantes como seria o ideal, mas reduziram com o tempo;
- com a introdução da camisa de reforço tem-se, em primeiro instante, uma transferência de água do concreto fresco do reforço para o concreto do núcleo. As condições reais de secagem ficam difíceis de se avaliar.

A análise de resultados considerou as seguintes simplificações:

- a tensão aplicada foi considerada constante no cálculo da fluência;
- foi desconsiderada a introdução da camisa de reforço, com o intuito de verificar o comportamento teórico sem a sua presença, e assim verificar uma possível transferência de esforços;
- computou-se a fluência do concreto do substrato para o valor do pré-carregamento inicial e a retração foi considerada até o ensaio final.

Também foi utilizado o programa CONSNOU de elementos finitos, onde se pôde simular a perda de carregamento, bem como a introdução da camisa de reforço.

Considerando a análise de resultados por meio da aplicação de modelos teóricos, comparação de gráficos e aplicação do programa CONSNOU, conforme se apresentou no Capítulo 5, as seguintes conclusões podem ser apresentadas:

- a) uma estrutura de concreto a ser reforçada pode estar sujeita a deformações dependentes do tempo, como a retração e a fluência do concreto. A introdução de uma camisa de reforço de concreto armado em princípio modifica as condições de umidade e as condições de secagem da estrutura original. Após o

- endurecimento do concreto da camisa e o desenvolvimento de resistência a tensões tangenciais na interface, pode haver transferência de esforços;
- b) a alteração das condições de umidade causada pela concretagem da camisa de reforço provavelmente se dá por um curto período de tempo, após o qual a umidade interna do elemento composto atinge um estado de equilíbrio. Tal elemento composto, por sua vez, entra em processo de equilíbrio com a umidade do ambiente, e o processo de secagem, e portanto, as manifestações da retração e da fluência, ocorrem de modo complexo, sofrendo influência das propriedades de todos os materiais envolvidos;
 - c) o comportamento conjunto do pilar original (núcleo) com a camisa de reforço depende também da relação entre áreas das seções transversais, ou melhor ainda, dos volumes de concreto de cada parte. Se o pilar original tiver um volume de concreto muito maior que o da camisa, e ainda estiver sujeito a deformações ao longo do tempo, a tendência é de que haja uma significativa transferência de esforços do pilar original para a camisa. Caso contrário, a rigidez relativamente grande da camisa tenderá a restringir as deformações do pilar original, mas as tensões no concreto da camisa serão relativamente baixas. Em qualquer situação, a camisa também estará sujeita à retração e à fluência;
 - d) nos ensaios realizados constatou-se uma pequena redistribuição de esforços ao se introduzir a camisa de reforço, apesar do concreto do pilar original ainda ser relativamente jovem (43 dias), portanto ainda sujeito à retração e à fluência. A relação de áreas entre as seções transversais do pilar original e da camisa foi de 1,51 (seção circular) e 1,77 (seção quadrada). O pilar reforçado (núcleo + camisa) continuou se deformando ao longo do tempo, porém numa taxa de deformação bem mais lenta, em alguns casos praticamente se estabilizando;
 - e) no caso em que a estrutura original tenha idade mais avançada, quando praticamente todas as deformações por retração e fluência tenham ocorrido, a introdução da camisa de reforço não implicará em qualquer transferência de esforços, a não aquela decorrente da retração do concreto da própria camisa;
 - f) a retração do concreto de reforço pode causar fissuração se a retração for restringida pelo pilar original, o que pode ser minimizado pela utilização dos aditivos para concreto redutores de retração;
 - g) o efeito da transferência de esforços entre o pilar original e a camisa de reforço, em decorrência de deformações diferidas do concreto, embora faça parte de um

fenômeno complexo, pode ser criteriosamente avaliado nas situações práticas considerando o que foi exposto nos itens anteriores.

7.4 ENSAIOS DE CURTA DURAÇÃO

Os ensaios de curta duração propiciaram o estabelecimento da principal conclusão, enunciada a seguir.

No reforço de pilares por encamisamento, uma vez garantidas adequadas condições de confinamento:

- a) a capacidade resistente do pilar original pode ser totalmente considerada na avaliação da resistência do elemento reforçado;
- b) o efeito de pré-carregamento de um pilar a ser reforçado não afeta a resistência última do elemento reforçado, mas pode afetar a sua deformabilidade.

Outros comentários mais específicos resultantes deste estudo são apresentados a seguir:

- os efeitos de confinamento a serem explorados no reforço de pilares de concreto armado referem-se ao acréscimo da capacidade resistente do concreto e à ductilidade do pilar;
- o efeito de confinamento é particularmente importante para que o pilar original (núcleo) mantenha a sua capacidade resistente durante todo o processo de pré-carregamento (dele mesmo) e posterior deformação da camisa de reforço até a ruptura;
- nos ensaios realizados, verificou-se que pilares originais (a serem reforçados) de seção circular mostraram comportamento dúctil, atingindo encurtamentos da ordem de 5 ‰ na resistência de pico. Já os pilares de seção quadrada não demonstraram ductilidade equivalente, atingindo a ruptura com encurtamentos entre 1,0 ‰ e 1,3 ‰. No entanto, há que se considerar as características do concreto e da armadura transversal da camisa de reforço que podem influenciar o comportamento final do elemento reforçado;
- os pilares reforçados ensaiados tinham armadura transversal na camisa com características próximas da armadura mínima (bitola e espaçamento das barras) recomendada pela NB1 (2002). Mesmo assim, em todos os modelos manifestou-se o comportamento conjunto do núcleo com a camisa até a ruptura;

- no entanto, a ductilidade dos pilares reforçados de seção circular mostrou-se maior nos elementos com maior taxa de armadura transversal. Os pilares de seção quadrada não apresentaram acréscimo significativo de ductilidade, possivelmente pela menor eficiência dos estribos quadrados no efeito de confinamento;
- portanto, pode-se afirmar que, embora a armadura transversal da camisa de reforço estivesse próxima da armadura mínima recomendada pela NB-1 em todos os ensaios realizados, a parcela resistente do pilar original foi mantida até a ruptura do elemento reforçado. No entanto, a ductilidade dos pilares reforçados, especialmente os de seção quadrada, nem sempre se mostrou satisfatória;
- é recomendável que a armadura transversal da camisa de reforço seja maior que a mínima recomendada pela NB-1, devendo ser maior nos pilares de seção quadrada do que nos de seção circular;
- em todos os ensaios realizados com pré-carregamento do pilar original, a capacidade resistente última dos mostrou-se superior à dos que não foram pré-carregados. Os pilares pré-carregados mostraram também uma deformabilidade maior, em função da danificação prévia do concreto do pilar original, inclusive porque os níveis de pré-carregamento adotados foram razoavelmente elevados;
- a chamada “formulação aditiva”, utilizada para avaliação da deformabilidade e da capacidade resistente de pilares, oferece dados interessantes para a análise de pilares reforçados ou não. A maior vantagem de sua utilização é a verificação do comportamento individual das parcelas resistentes e da sua influência no comportamento global do elemento estrutural.

Finalizando este item, pode-se dizer que a pesquisa realizada resultou em um conjunto consistente e original de dados experimentais, que com certeza ainda podem ser explorados com mais detalhe, permitindo avaliações mais aprofundadas do efeito de confinamento, de pré-carregamento e a interferência das deformações ao longo do tempo.

7.5 PESQUISAS FUTURAS

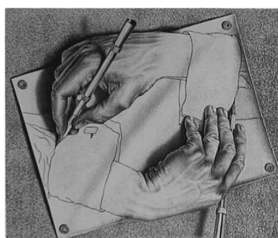
O campo de estudos sobre reabilitação de estruturas é complexo e sujeito a um grande número de variáveis e difíceis condições de realização, mas importantes avanços

têm sido alcançados nos últimos anos, e algumas sugestões de pesquisas futuras, especificamente no campo de reforço de pilares, são resumidas a seguir:

- utilização de aditivos redutores de retração no concreto de reforço, bem como a utilização de polímeros para modificar características como o módulo de elasticidade e a permeabilidade do concreto;
- análise de reforços parciais, ou seja, em uma, duas ou três faces, sem confinamento produzido pelas camisas de reforço;
- variação da forma da seção transversal, estudando-se a eficiência do confinamento no estudo de seções retangulares;
- estudo das deformações ao longo do tempo, com um período maior do que utilizado na pesquisa;
- reforço por encamisamento com concreto de alto desempenho para outros tipos de solicitação, como por exemplo, a flexo-compressão;
- estudo das ligações laje/viga/pilar, analisando-se o efeito da interação de esforços nesta ligação com um destes elementos estruturais reforçados;
- a interação ou composição de reforços mistos, utilizando concreto de alto desempenho e polímeros reforçados com fibras, avaliando o desempenho conjunto destes materiais;
- estudo do comportamento do concreto do cobrimento em pilares de concreto armado, para as diferentes classes de resistência;
- estudo de um modelo de avaliação para a ductilidade de pilares de concreto armado.

“Las cosas hay que hacerlas, mal, pero hacerlas...”

(D.F. Sarmiento)



Referências bibliográficas

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOSTINI, L.R.S (1992). *Pilares de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

AGOSTINI, L.R.S ; FUSCO, P.B. (1993). Pilares de concreto de alta resistência. *Revista IBRACON*, v.3, n.7, p. 28-31.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). *ACI 209R-92*. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1993). *ACI 506R – 90*: Guide to shotcrete. Detroit, USA.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1993). *ACI 544.3R-93*: Guide for specifying, proportioning, mixing, placing, and finishing steel fiber reinforced concrete. Detroit, USA. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118*: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000). NB1 -*Projeto de revisão da NBR 6118 - Projeto e execução de obras em concreto armado*. Rio de Janeiro. Obs. Esta norma apresenta o mesmo procedimento da NBR-7197 (alterando-se apenas a forma de cálculo dos módulos de elasticidade do concreto aos 28 dias e para t_0).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). NB1 – *Texto conclusivo do Projeto de revisão da NBR 6118*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118*: Projeto e execução de obras em concreto armado. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). *NBR 7216*: Amostragem de agregados. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). *NBR 7217*: Agregado - determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). *NBR 9776: Agregados - determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman*. Rio de Janeiro.

BACCIN, A. G. C. (1998). *Fundamentos do concreto alto desempenho e sua aplicação no projeto de pilares*. 176p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. (1992). *Fiber-reinforced cement composites*. United Kingdom, McGraw-Hill.

BEBER, A. J. (1999). *Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com laminas de fibras de carbono*. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). *Fibre reinforced cementitious composites*. Barking, United Kingdom: Elsevier.

BJERKELI, L.; TOMASZEWICZ, A. ; JENSEN, J. J. (1990). Deformation properties and ductility of high-strength concrete. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, 2nd, 1990. p.215-238. (ACI Special Publication SP-121).

BLASCHKO, M.; ZILCH, K. (1999). Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF COMPOSITE MATERIALS, 8th, Paris, France. *Proceedings*.

BORTOLOTTI, L. (1994). Influence of concrete tensile ductility on compressive strength of confined columns. *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, v. 6, n.4, p.542-563.

BRESLER, B.; GILBERT, P. H.(1961). Tie requirements for reinforced concrete columns. *ACI Journal*, v.58, n.5, p.555-569, July.

BUNNI, N. G. (1975). Rectangular ties in reinforced concrete columns. In: REINFORCED concrete columns. Detroit: American Concrete Institute. p.193-210. (ACI SP-50)

BURDETTE, E. G.; HILSDORF, H. K. (1971). Behavior of laterally reinforcement concrete columns. *Journal of Structural Division*, ASCE, v. 97, ST2, p.587-602.

BURKLE, R.W.M. ; SOUZA, V.C.M. (1998). Reforço de elementos estruturais de concreto armado comprimidos. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 1., Rio de Janeiro. 1998. *Anais (CD-ROM)*. Rio de Janeiro: UFF/UCL.

CANDAPPA, D. P.; SETUNGE, S.; SANJAYAN, J. G. (1999). Stress versus strain relationship of high strength concrete under high lateral confinement, *Cement and Concrete Research*, v. 29, p.1977-1982.

CÁNOVAS, M. F. (1988). *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo: PINI.

CARRAZEDO, R. (2002). *Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono*. São

Carlos, 2002. 173p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CEB (Euro-International Committee for Concrete) – *CEB-FIP Model Code for concrete structures-Draft*. Copy for the CMC-Meeting in Munich, march 1990, p. 461.

CHAN, W. W. L.(1955). The ultimate strength and deformation of plastic hinges in reinforced concrete frameworks. *Magazine of Concrete Research*, v. 7, n.21, p.121-132.

CHANG, K.C.; CHUNG, L.L.; LEE, B.J.; LI, Y.F., TSAI, K.C.; HWANG, J. S. (2001). *Seismic retrofit study of rc bridge columns*. Taipei, Taiwan: National Center for Research on Earthquake Engineering, International Training Programs for Seismic Design of Building Structures. (Technical Report).

CIRTEK, L. (2001). RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations. *Construction and Building Materials*, v. 15, p. 341-349.

CLAESON, C. ; GYLLTOFT, K. (2000). Slender concrete columns subjected to sustained and short-term eccentric loading. *ACI Structural Journal*, v. 97, n.1, p. 45-52.

CUSSON, D. ; PAULTRE, P. (1994). *Confinement model for high-strength concrete tied columns*. University of Sherbrooke, October. 54p. (SMS-93/02)

CUSSON, D.; PAULTRE, P. ; AÏTCIN, P. C. (1992). Le confinement des colonnes en béton à haute performance par des étriers rectangulaires. In: CONGRES ANNUEL DE LA SOCIÉTÉ CANADIENNE DE GÉNIE CIVIL, Québec. v.4, p.21-30.

DE LARRARD, F.; SAINT-DIZIER, É.; BOULAY, C. (1992). Comportement post-rupture du béton à hautes performances armé en compression. *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, v. 179, p.11-20.

DILGER, W. H.; KOCK, R ; KOWALCZYK, R. (1984). Ductility of plain and confined concrete under different strain rates. *ACI Journal*, v.81, n.1, p.73-81.

DUARTE, A. ; CONTARINI, B. (1999). Reforço Torre – TV Globo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41., Salvador, 1999. *Anais [CD-ROM]*. São Paulo: IBRACON.

EL-DASH, K. M.; AHMAD, S. H. (1994). Model for the stress-strain relationship of rectangular confined normal and high strength concrete columns. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, v. 27, n.174, p.572-579.

EL-DASH, K. M.; AHMAD, S. H. (1995). Model for the stress-strain relationship of spirally confined normal and high strength concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, v. 47, n.171, p.177-184.

ERSOY, U.; SULEIMAN, R. ; TANKUT, T. (1993). Behavior of jacketed columns. *ACI Structural Journal*, v.90, n.3, p. 288-293, May/June.

ESSAWY, A. S.; EL-HAWARY, M. (1998). Strength and ductility of spirally reinforced rectangular concrete columns, *Construction and Building Materials*, v. 12, n.1, p.31-37.

EUROCÓDIGO 2 (1993): Proyecto de estructuras de hormigón. Parte1-1: Reglas generales y reglas para edificación. UNE ENV 1992-1-1.

- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB (1999). Structural concrete. Updated knowledge of the CEB/FIP model code 1990. Textbook on behavior, design and performance. *fib Bulletin*, Lausanne, Switzerland, n.1-3. (3 volumes)
- FERREIRA, D. R. S. M. (2000). *Pilares de betão armado reforçados com laminados de fibras de carbono*. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães.
- FOSTER, S. J.; LIU, J.; SHEIKH, S. A. (1998). Cover spalling in HSC columns loaded in concentric compression. *Journal of Structural Engineering*, v.124, n.12, p.1431-1437.
- FRANGOU, M.; PILAKOUTAS, K.; DRITSOS, S.E. (1995). Structural repair/strengthening of R.C. columns. *Construction and Building Materials*. v. 9, n.5, p.259-265.
- FONTOURA, J.T.; GAMBALE, E. A. (1994). Modelos matemáticos para representar a fluência do concreto. *Revista IBRACON*, v.4, n.11, dezembro.
- FUKUYAMA, K.; HIGASHIBATA, Y.; MIYAUCHI, Y. (2000). Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns, *Cement & Concrete Composites*, v. 22, p.81-88.
- FURUTA, T.; KANAKUBO T.; NEMOTO T.; TAKAHASHI K.; FUKUYAMA, H. (2002). Sprayed-up FRP strengthening for concrete structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, December 12-15, 2001, Hong Kong, China.
- GALEOTA, D.; GIAMMATTEO, M. M.; MARINO, R. (1992). Strength and ductility of confined high-strength concrete In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 10th, Rotterdam. p.2609-2613.
- GANESAN, N. ; MURTHY, J. V. R. (1990). Strength and behavior of confined steel fiber reinforced concrete columns. *ACI Material Journal*, v. 87, n.3, p.221-227, May/June.
- GANGADHARAM, D; REDDY, K. N. (1980). Effect of cover upon the stress-strain properties of concrete confined in steel binders. *Magazine of Concrete Research*, v. 32, n.112, p.147-155.
- GANGADHARAM, D; REDDY, K. N. (1980). Effect of cover upon the stress-strain properties of concrete confined in steel binders. *Magazine of Concrete Research*, v. 32, n.112, p.147-155.
- GETTU, R. (2002). *Utilização de polímeros reforçados com fibras no reparo e reforço de estruturas*. / Palestra realizada no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP em outubro de 2002 /.
- GUEDES, Q. M. (1990). *Modelo unificado da viscoelasticidade linear com envelhecimento do concreto*. Lisboa, Portugal: LNEC-Informações científicas: Barragens INCB5.
- HOWIE, I. ; CASTRO, P. F. ; KARBHARI, V. M. (1996). Um estudo experimental sobre reforço de colunas de concreto com manta compósita. *Revista IBRACON*, v. 4, n.12, p.13-18, abril.

- HUDSON, F. M. (1966). Reinforced concrete columns: effects of lateral tie spacing on ultimate strength. In: SYMPOSIUM ON REINFORCED CONCRETE COLUMNS, 1966. Detroit: American Concrete Institute. p. 235-244. (ACI SP-13)
- HWEE, Y. S.; RANGAN, V. (1990). Studies on commercial high-strength concretes. *ACI Materials Journal*, v. 87, n.5, p.440-445.
- IGARASHI, S.; BENTUR, A.; KOVLER, K. (2000). Autogenous shrinkage and induced restraining stresses in high-strength concretes. *Cement and Concrete Research*, v.30, p.1701-1707.
- KARABINIS, A. I.; KIOUSIS, P. D. (1996). Strength and ductility of rectangular concrete columns: a plasticity approach. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.122, n.3, p.267-274.
- KENT, D. C.; PARK, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of Structural Division*, ASCE, ST7, v. 97, p.1969-1990.
- KING, J. W. H. (1946). The effect of lateral reinforcement in reinforced confined concrete. *The Structural Engineer*, v. 24, n.7, p.355-388.
- KOG, Y. C.; ONG, K. C. G.; YU, C. H.; SREEKANTH, A. P. V. (2001). Reinforced concrete jacketing for masonry columns with axial loadas. *ACI Materials Journal*, v. 98, n.2, p.105-115.
- LI JIANYONG, Y.Y. (2001). A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete. *Cement and Concrete Research*, v.31, p.1203-1206.
- MANDER, J. B.; PRIETSLEY, M. J. N.; PARK, R. J. T. (1988). Theoretical stress strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, v. 114, p. 1804-1827.
- MARTINEZ, S.; NILSON, A. H.; SLATE, F. O. (1984). Spirally reinforced high-strength concrete columns. *ACI Journal*, v. 81, n.5, p.431-441.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Pini.
- MILASINOVIC, D. D. (2000). Rheological-dynamical analogy: prediction of buckling curves of columns, *International Journal of Solids and Structures*, v.37, p.3965-4004.
- MUGURURAMA, H., WATANABE, F., IWASHIMIZU, T. ; MITSUEDA, R. (1983). Ductility improvement of high-strength concrete by lateral confinement. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, v.5, p.403-410.
- NAGASHIMA, T.; SUGANO, S.; KIMURA, H.; ICHIKAWA, A. (1992). Monotonic axial compression test on ultra-high-strength concrete tied columns. In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 10th, Rotterdam. p.2983-2988.
- NETTO JÚNIOR, L. ; DUMÊT, T. (1997). Reforço de pilares de concreto armado com chapas de aço. *Revista IBRACON*, v. 6, n.18, p. 23-29, julho/agosto.
- ORTIZ, J. L. R ; DIAZ, J. M. B. (1975). Eficácia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes. *Informes de la Construcción*, Madrid, n. 272, p.90-98, julho.

- PAREEK, S.; HAYASHI, Y.; SAWADA, S. (2002). *Building materials and repair and strengthening methods of earthquake damaged RC structures*. Disponível em: <http://www.st.hirosaki-u.ac.jp/~tamao/Gujarat/print/Gujarat_7_4.pdf> (20/maio).
- PFISTER, J. F. (1964). Influence of ties on the behavior of reinforced concrete columns. *ACI Journal*, v.61, n.5, p.521-536.
- PRADO, E. P. (1999) *Intervenções em estruturas de concreto*. 178p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- RAHMAN, M. K.; BALUCH, M. H.; AL-GADHIB, A. H. (1999). Modeling of shrinkage and creep in concrete repair. *ACI Materials Journal*, v.96, n.5, p.542-550.
- RAZVI, S. R.; SAATCIOGLU, M. (1994). Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, v.91, n.6, p.678-687.
- RAZVI, S. R.; SAATCIOGLU, M. (1999). Circular high-strength concrete columns under concentric compression. *ACI Structural Journal*, v.96, n.5, p.817-825.
- RAZVI, S.R.; SAATCIOGLU, M. (1999). Confinement model for high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v. 125, n.3, p.281-288.
- ROY, H. E. H. ; SOZEN, M. A. (1965). Ductility of concrete. In: FLEXURAL mechanics of reinforced concrete. Detroit: American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, p.213-224. (ACI SP-12)
- SAATCIOGLU, M.; RAZVI, S. R. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, v.118, n.6, p.1590-1607.
- SAMRA, R. M. (1995). New analysis for creep behavior in concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.121, n.3, p.399-407.
- SÁNCHEZ, E. (1997). Aspectos gerais e reológicos do concreto de alta resistência. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 39., São Paulo, agosto. *Anais*. São Paulo: IBRACON. p.643-659.
- SARGIN, M. (1971). *Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections*. University of Waterloo, Solid Mechanics Division. 167p. (Study no.4).
- SCOTT, B. D.; PARK, R.; PRIESTLEY, M. J. N. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Journal*, v.79, n.1, p.13-27.
- SHAH, S. ; RANGAN, B.V. (1970). Effects of reinforcement on ductility of concrete. *Journal of Structural Division*, ASCE, v. 96, ST6, p.1167-1184, June.
- SHAMBIRA, M. V.; NOUNU, G. (2000). On the effect of time-dependent deformations on the behaviour of patch-repaired reinforced concrete short columns. *Construction and Building Materials*, v. 14, p.425-432.
- SHAMBIRA, M. V.; NOUNU, G. (2001). Numerical simulation of shrinkage and creep in patch-repaired axially loaded reinforced concrete short columns, *Computers and Structures*, v.79, p. 2491-2500.

- SHEIKH, S. A.; UZUMERI, S. M. (1980). Strength and ductility of tied concrete columns. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v. 106, n.5, p.1079-1102.
- SILVA FILHO, A.F. (1996). Emprego de microsilica em obras de reabilitação de estruturas de concreto armado. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 38., Ribeirão Preto, agosto. *Anais*. São Paulo: IBRACON. v.1, p.297-301.
- SOLIMAN, M. T. M.; YU, C. W. (1967). The flexural stress-strain relationship of concrete confined by rectangular transverse reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, v.19, n.61, p.223-238.
- SOMES, N. F. (1970). Compression tests on hoop-reinforced concrete. *Journal of Structural Division*, ASCE, v. 96, ST7, p.1495-1509.
- SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. (1998). *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini.
- SUGANO, S.; NAGASHIMA, T.; KIMURA, H. ; TAMURA, A. (1988). Experimental studies on seismic behavior of high-strength concrete columns laterally reinforced with high-strength steel bars. In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 9th, Tokyo. *Proceedings*. v. 4, p.407-412
- TAKEUTI, A. R. (1999). *Reforço de pilares de concreto armado por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- TSAI, K. C.; LIN, M. L. (2000). *Steel jacketing for seismic retrofit of rc rectangular columns*. Taipei, Taiwan: National Center for Research on Earthquake Engineering. (Technical Report).
- U. S. BUREAU OF RECLAMATION. (1956). *Creep of concrete under high intensity loading*. Denver, Colorado: Concrete Laboratory Report n. C-820.
- VALLE, E.G. (1983). Estruturas de hormigón armado: refuerzo mediante hormigón y estructura metálica. In: CURSO de rehabilitacion: 5. La Estructura. Madrid: Colégio Oficial de Arquitectos de Madrid. p.173-179.
- VALLENAS, J.; BERTERO, V. V.; POPOV, E. P. (1977). *Concrete confined by rectangular hoops and subjected to axial loads*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Aug. 114p. (Report no. UCB/EERC-77/13)
- YASHIRO, H. ; HANAI, S. ; ENOMOTO, Y. (1982). Strength and ductility of tied concrete columns. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, v. 4, p.539-546.
- YOUNG, Y. K.; NOUR, M. G.; NAWY, E. G. (1988). Behavior of laterally confined high-strength concrete under axial loads. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.114, n.2, p.332-351.
- YUAN, Y.-S.; MAROSSZEKY, M. (1994). Restrained shrinkage in repaired reinforced concrete elements, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, v. 27, n. 171, p. 375-382.
- ZANATO, G. A.; CAMPOS FILHO, A. ; CAMPAGNOLO, J. L. (1998). Pilares esbeltos de concreto armado reforçados: estudo teórico e experimental In:

CONGRESSO INTERNACIONAL DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ESTRUTURAL DANIFICADAS, 1., Rio de Janeiro. 1998. *Anais (CD-ROM)*. Rio de Janeiro: UFF/UCL.