

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE MESTRADO

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS
DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS AO LONGO DO
TEMPO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO NÃO
CONVENCIONAL**

Henriette Justina Manfredini Baroni

Porto Alegre
agosto 2003

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE MESTRADO

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS
DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS AO LONGO DO
TEMPO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO NÃO
CONVENCIONAL**

Henriette Justina Manfredini Baroni

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Porto Alegre
agosto 2003

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Dr. pela University of Leeds
Orientador

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal

PhD. pela North Carolina State University
Co-orientador

Prof. Américo Campos Filho

Coordenador do PPGEC / UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ricardo Leopoldo e Silva França

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Américo Campos Filho

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof^a. Denise Carpena Coitinho Dal Molin

Dr^a. pela Escola Politécnica de São Paulo

Ranier Adonis Barbieri

Dr. pela Universidade federal do rio Grande do Sul

Dedico este trabalho ao meu esposo, Zulmir e aos meus filhos, Bruno e Marco, pela compreensão durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, orientador deste trabalho pela orientação segura e paciente ao longo deste.

Agradeço ao Prof. Francisco P. S. L. Gastal, co-orientador deste trabalho pela dedicação e interesse ao longo deste.

Agradeço aos técnicos e auxiliares do LEME, pela colaboração durante as etapas do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao técnico do LABTEC - UCS, Alexandre Bertotti da Silva, pelo auxílio durante a construção dos protótipos do experimento.

Agradeço a Universidade de Caxias do Sul, pela colaboração na disponibilização do espaço para a realização do ensaio de longa duração.

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS pela oportunidade e apoio dados no transcorrer do curso.

Agradeço a todos que contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

RESUMOxiv

ABSTRACT xv

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA DE PESQUISA 1

1.2 JUSTIFICATIVA 5

1.3 HIPÓTESE DA PESQUISA 6

1.4 OBJETIVOS 6

1.5 ESCOPO E LIMITAÇÕES 6

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO 7

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE DEFORMAÇÕES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO 10

2.1 TIPOS DE FLECHA E TERMINOLOGIA ADOTADA 10

2.1.1 Flecha Imediata 11

2.1.2 Flecha Diferida no Tempo 11

2.2 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO 17

2.3 EFEITO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NA DEFORMAÇÃO 20

2.4 DETERMINAÇÃO DAS FLECHAS 21

2.4.1 Determinação da Flecha Imediata 24

2.4.2 Determinação da Flecha Diferida	25
2.5 RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118/03 PARA O CÁLCULO DE FLECHAS	27
2.5.1 Ações	27
2.5.2 Determinação das Deformações do Concreto	28
2.5.3 Cálculo da Flecha	31
3 CONCRETOS ESPECIAIS	35
3.1 HISTÓRICO	35
3.2 SELEÇÃO DOS CONCRETOS ESPECIAIS A EMPREGAR	38
3.3 CONCRETOS ESPECIAIS UTILIZADOS	39
3.3.1 Concreto com Adição de Fibras	39
3.3.2 Concreto com Cimento Branco	44
3.3.3 Concreto de Alta Resistência ou Alto Desempenho	47
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	52
4.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA	52
4.2 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS	53
4.3 DEFINIÇÃO DOS CONCRETOS	57
4.3.1 Caracterização dos Materiais	59
4.3.2 Preparação do Concreto	62
4.3.3 Moldagem	67
4.3.4 Adensamento	67
4.3.5 Cura e Retirada das Formas	68
4.3.6 Controle Tecnológico das Propriedades dos Concretos	69
4.4 CARACTERIZAÇÃO DOS AÇOS	72
4.5 INSTRUMENTAÇÃO	74
4.6 CARREGAMENTO	77
4.7 CARACTERIZAÇÃO DO AMBIENTE DE INSERÇÃO	78
4.8 MONITORAMENTO DAS FLECHAS AO LONGO DO TEMPO	79
4.9 RETIRADA DO CARREGAMENTO – ENSAIO INSTANTÂNEO	79

5 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS	81
5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	81
5.1.1 Ensaio de Descarregamento	82
5.1.2 Flechas ao Longo do Tempo para os Diferentes Tipos de Concreto	84
5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS ANALÍTICOS OBTIDOS COM EMPREGO DAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118/03	88
5.2.1 Cálculo do f_{ck} Estimativa do Módulo de Deformação	88
5.2.2 Cálculo da Flechas	89
5.2.3 Comparação de Resultados	96
5.3 ANÁLISE NUMÉRICA VIA MODELO DE BARBIERI	101
5.3.1 Cálculo das Flechas via Modelo Numérico	102
5.3.2 Comparação entre Resultados Experimentais e Resultados Numéricos	104
5.4 COMPARAÇÃO ENTRE TIPOS DE CONCRETO	107
5.5 COMPARAÇÃO SIMULTÂNEA ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS, ANALÍTICOS E EXPERIMENTAIS	111
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	118
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	118
6.2 TENDÊNCIAS OBSERVADAS	119
6.3 CONCLUSÕES	121
6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124
BIBLIOGRAFIA	128
ANEXO 1 RESULTADOS ENSAIOS COMPLEMENTARES	130
ANEXO 2 PLANILHAS RESULTADOS ENSAIOS PROTÓTIPOS	139
ANEXO 3 ARQUIVOS DE SAÍDA DO PROGRAMA DO MODELO NUMÉRICO DE BARBIERI	164

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curvatura por retração de uma viga de concreto armado	13
Figura 2.2 - Curvaturas em uma viga de concreto armado devido à deformação imediata e por fluência	16
Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto	18
Figura 2.4 - Diagrama momento-curvatura da seção central de uma peça em flexão	22
Figura 2.5 – Relação módulo de rigidez à flexão e momento fletor	34
Figura 2.6 – Relação módulo de rigidez à flexão ao longo do tempo e limites de fissuração	34
Figura 3.1 - Adição de fibras metálicas na massa de concreto	41
Figura 3.2 – Ilustração do mecanismo de aumento de tenacidade à flexão do concreto com fibras	42
Figura 3.3 - Corpo de prova de concreto branco	46
Figura 3.4 - Diagrama tensão-deformação de um corpo-de-prova de concreto de alta resistência ensaiado	49
Figura 4.1 - Fluxograma do experimento	53
Figura 4.2 – Modelo de carregamento e diagramas de esforços cortantes e de momentos fletores dos protótipos de vigas ensaiadas	54
Figura 4.3 - Detalhamento armadura dos protótipos	55
Figura 4.4 - Projeto das formas	56
Figura 4.5 - Detalhe das formas.....	57

Figura 4.6 - Detalhe placas de neoprene	57
Figura 4.7 - Materiais pesados para o concreto – traço I	63
Figura 4.8 - Abatimento de tronco de cone – traço I	64
Figura 4.9 - Corpos de prova – traço I	64
Figura 4.10 - Abatimento de tronco de cone: (a) traço II, (b) traço III e (c) traço IV	66
Figura 4.11 – Aspecto das armaduras posicionadas nas formas para concretagem	67
Figura 4.12 - Adensamento – 1ª etapa	68
Figura 4.13 - Adensamento – 2ª etapa	68
Figura 4.14 - Cura dos protótipos	68
Figura 4.15 - Protótipos sem as formas laterais	69
Figura 4.16 - Corpo de prova	70
Figura 4.17 – Ensaio de resistência à compressão	70
Figura 4.18 – Ensaio de Módulo de deformação	71
Figura 4.19 – Armaduras cortadas e dobradas pelo próprio fabricante	73
Figura 4.20 – Ensaio de tração da armadura em prensa computadorizada	73
Figura 4.21 – Deflectômetros posicionados na parte superior da seção central dos protótipos e nos topos dos protótipos VT2 e VF1	75
Figura 4.22 – Deflectômetros posicionados na parte inferior da seção central dos protótipos	76
Figura 4.23 – Deflectômetros nos topos dos protótipos VT2 e VF1	76
Figura 4.24 – Carregamento dos protótipos	77
Figura 4.25 – Vista lateral do carregamento	78
Figura 4.26 – Instrumentação para retirada do carregamento	79
Figura 5.1 – Recuperação da deformação dos apoios de neoprene de cada protótipo	82

Figura 5.2 – Curvas dos deslocamentos elásticos de cada protótipo	83
Figura 5.3 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VT1 e VT2	84
Figura 5.4 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VF1 e VF2	85
Figura 5.5 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VB1 e VB2	85
Figura 5.6 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VA1 e VA2	86
Figura 5.7 – Relações entre as flechas totais e imediatas	88
Figura 5.8 – Comparação entre os resultados experimentais e os analíticos obtidos via NBR 6118 e Anexo A dos protótipos VT1 e VT2	97
Figura 5.9 - Comparação entre os resultados experimentais e os analíticos obtidos via NBR 6118 e Anexo A dos protótipos VF1 e VF2	97
Figura 5.10 - Comparação entre os resultados experimentais e os analíticos obtidos via NBR 6118 e Anexo A dos protótipos VB1 e VB2	98
Figura 5.11 - Comparação entre os resultados experimentais e os analíticos obtidos via NBR 6118 e Anexo A dos protótipos VA1 e VA2	98
Figura 5.12 – Propriedades dos materiais no arquivo de entrada de dados	103
Figura 5.13 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais – VT1	105
Figura 5.14 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais – VT2	105
Figura 5.15 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais – VF1 e VF2 ...	106
Figura 5.16 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais – VB1 e VB2...	106
Figura 5.17 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais – VA1 e VA2 ..	107
Figura 5.18 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre VT1, VT2 / VF1, VF2	108
Figura 5.19 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre VT1, VT2 / VB1, VB2	109
Figura 5.20 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre VT1, VT2 / VA1, VA2	109
Figura 5.21 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre os protótipos	110

Figura 5.22 – Relação entre a resistência à compressão e flechas	111
Figura 5.23 –Relação entre o módulo de deformação dos concretos e flechas	111
Figura 5.24 – Comparação entre as flechas – VT1	112
Figura 5.25 Comparação entre as flechas – VT2	112
Figura 5.26 Comparação entre as flechas – VF1	113
Figura 5.27 – Comparação entre as flechas – VF2	113
Figura 5.28 – Comparação entre as flechas – VB1	114
Figura 5.29 – Comparação entre as flechas – VB2	114
Figura 5.30 – Comparação entre as flechas – VA1	115
Figura 5.31 – Comparação entre as flechas – VA2	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Denominação dos protótipos	54
Tabela 4.2 – Traço e resistência à compressão prevista dos concretos dos protótipos	58
Tabela 4.3 – Consumo de materiais por m ³	59
Tabela 4.4 – Composição granulométrica do agregado graúdo	60
Tabela 4.5 – Massa específica e massa unitária do agregado graúdo	60
Tabela 4.6 – Composição granulométrica do agregado miúdo	61
Tabela 4.7 – Massa específica e massa unitária do agregado miúdo	61
Tabela 4.8 – Características físicas dos cimentos utilizados	62
Tabela 4.9 – Valores ensaio de abatimento de cone	62
Tabela 4.10 – Resultados ensaios de resistência à compressão e módulo de deformação do concreto aos 28 dias e 180 dias	72
Tabela 4.11 – Caracterização dos aços	74
Tabela 5.1 – Resistência à compressão característica e Módulo de Deformação secante..	89
Tabela 5.2 - Flecha imediata estimada via Norma e experimental	90
Tabela 5.3 – Resistência à tração, Momento de Fissuração e Estádio de Funcionamento	92
Tabela 5.4 – Valores experimentais e estimados via NBR6118 para as flechas diferida e total	94
Tabela 5.5 – Valores estimados via Anexo A – NBR6118 e experimentais para as flechas totais	95
Tabela 5.6 – Relação entre flechas totais (6meses) obtidas via NBR6118 e via Anexo A e flechas experimentais (6meses)	99
Tabela 5.7 – Resistências à compressão característica e à tração média do concreto, módulo de deformação do concreto e flechas obtidas via Modelo Numérico de Barbieri	103
Tabela 5.8 – Resumo dos resultados	116

RESUMO

O estudo das deformações que ocorrem em estruturas de concreto armado vem despertando um interesse cada vez maior, visto que o concreto é o principal material estrutural utilizado nas construções modernas. Os objetivos dos estudos na área incluem, além da minimização de eventuais efeitos indesejados das deformações, a determinação de métodos acurados para previsão das flechas ao longo do tempo, visto que o concreto é um material visco-elasto-plástico, que sofre deformações lentas significativas.

Como é de conhecimento geral, as deformações são causadas pelo carregamento imposto, incluindo o peso próprio, sendo diretamente afetadas pelas características do elemento estrutural e do meio ambiente no qual o mesmo se insere. Para estimá-las, portanto, é necessário conhecer bem o material. A questão é que, nos últimos anos, começaram a ser utilizados concretos com características muito diferentes dos concretos convencionais. Mudanças no cimento e a utilização de aditivos e adições permitiram criar concretos com reologia e propriedades bem variadas. Embora muitos estudos sobre deformações tenham sido realizados com concretos convencionais, poucos foram realizados sobre as deformações imediatas e ao longo do tempo de concretos especiais. O presente trabalho foi concebido visando obter dados sobre o comportamento, quanto às flechas, de vigas fabricadas com concretos especiais, submetidas à flexão simples. Os objetivos propostos foram identificar mudanças de comportamento e determinar a adequação dos critérios de norma para estimativa das deformações destes concretos.

O programa experimental incluiu o monitoramento das flechas em vigas de concreto armado com seção transversal de 10x20 cm e 212 cm de comprimento, bi-apoiadas, submetidas a um carregamento composto de duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, constante ao longo do tempo. Foram ensaiados oito protótipos, 2 de concreto com fibras de aço, 2 de concreto de alta resistência, 2 de concreto branco e 2 de concreto convencional. São apresentados os resultados experimentais obtidos para cada viga, sendo os mesmos confrontados com os resultados teóricos obtidos com o modelo prescrito na Norma NBR 6118/03. Adicionalmente, os resultados experimentais foram comparados com resultados obtidos via um modelo numérico não-linear proposto por Barbieri (2003).

A análise dos resultados evidencia que as deformações de concretos especiais não podem ser estimadas utilizando os critérios atuais para concretos convencionais, sendo necessário aplicar coeficientes de correção ou implementar modelos de estimativa específicos para estes concretos. Pelos resultados obtidos, entretanto, a estimativa do módulo de elasticidade de concretos especiais pode ser feita com boa precisão empregando as fórmulas da norma.

ABSTRACT

The study of deformations of RC structures is attracting increasing interest, since concrete is the main structural material used in modern constructions. Beyond the minimization of the undesirable effects on the whole structure, one of the most important objectives of these studies is the determination of methods for forecasting deflections over time, since concrete is a visco-elastic material that suffers significant creep and relaxation.

It is common knowledge that deformations are caused by the imposed load and are directly affected by the characteristics of the structural element and the environment in which the same is inserted. To estimate them, therefore, it is necessary to know the material quite well. The question is that, in the last few years, concrete has been changing, moving away from the characteristics of what was traditionally known as conventional concrete. Modifications on the cement and the use of additives and additions have allowed the creation of materials with distinct rheologies and properties. Although some studies about deformations have been carried out with conventional concrete, few have ever been undertaken to examine the question of long-term effects on special concretes. The present work was conceived with the aim of providing information about the behavior, in terms of deflections, of beams manufactured with special concretes, submitted to bending. The specific objectives included the determination of differences in behavior between concretes and the evaluation of the suitability of the criteria proposed in the Brazilian standard for estimation of the deformations of these types of concrete.

The experimental program focused on the control of the deflections over time in beams with a cross-section of 10x20 cm and 212 cm of length, submitted to four-point bending. Eight prototypes have been tested, 2 of concrete with steel fibers, 2 of high strength concrete, 2 of white cement concrete and 2 of conventional concrete. The experimental results for each prototype were analyzed in light of the theoretical provisions obtained using the procedure prescribed in the Brazilian standard NBR 6118/03. Additionally, the results were compared to estimates produced by a nonlinear numerical model proposed by Barbieri (2003). The main findings of the work are that special concretes indeed have a different deformation behavior over time, and the maximum deflection cannot be estimated adequately using the criteria employed for conventional concrete. It is necessary to use correction coefficients or implement specific models to estimate these values. The results also indicate that the estimation of the elasticity modulus (Young's Modulus) of special concretes can be satisfactorily done by using the simplified formula based on the characteristic strength (f_{ck}) proposed on the standard.

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta o problema de pesquisa que motivou o presente trabalho, assim como a hipótese de pesquisa adotada, os objetivos propostos, o escopo e as limitações impostas e, também, a estrutura do desenvolvimento do trabalho.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA DE PESQUISA

Ao analisar uma estrutura, além de considerar a resistência mecânica, é também de suma importância analisar o seu comportamento frente às deformações. Esta preocupação com as deformações é especialmente relevante porque sendo os materiais construtivos todos deformáveis, é necessário prever e controlar a magnitude dessas deformações para evitar a construção de estruturas exageradamente flexíveis.

As deformações do concreto, assim como as de outros materiais, podem ser entendidas como uma resposta dos mesmos à carga externa e ao meio ambiente de exposição, como explicam Mehta e Monteiro (1994). A intensidade das cargas atuantes, sua duração, as variações de temperatura e umidade, e os fenômenos de retração e fluência são os principais fatores que influenciam estas deformações. As deformações e a fissuração que ocorrem em cada um dos pontos de uma estrutura serão, portanto, função de um determinado nível de solicitação e de um certo ambiente de exposição. É interessante notar ainda que, no caso do concreto, que é um material compósito e heterogêneo, as deformações vão depender também, em grande parte, de suas características mecânicas.

Existem vários tipos de deformações e Favre *et al.*(1980) classificam as mesmas em três casos:

- a) deformações que afetam a estabilidade e a segurança da estrutura;
- b) deformações que interferem na utilização em serviço;
- c) deformações que afetam elementos que não fazem parte da estrutura, mas que estão a ela ligados.

Em particular, os deslocamentos longitudinais, os deslocamentos transversais e os giros das seções são condições limites de dimensionamento importantes quando se consideram aspectos de desempenho e durabilidade.

No caso do concreto, o estado crítico muitas vezes é estabelecido em função da limitação da abertura de fissuras, que está correlacionada à deformação. Esta condição limite de deformação é particularmente aplicável à análise de estruturas fletidas ou tracionadas. Como no caso das vigas de concreto armado, que ficam submetidas a cargas elevadas e diferentes estados de tensão durante sua vida útil, podendo sofrer deformações consideráveis. A previsão das deformações de vigas, especificamente quanto aos deslocamentos transversais (flechas), é muito importante para o projeto, a execução e a utilização destas estruturas.

Mantese e Mantese (1981) descrevem a evolução das condições de vigas de concreto armado com o aumento gradual do carregamento como segue:

- a) para cargas de baixos valores o concreto resiste tanto à tração como à compressão;
- b) para cargas maiores, o concreto se rompe em tração, produzindo-se uma micro-fissuração;
- c) para cargas ainda maiores, as fissuras se desenvolvem e avançam até o eixo neutro. Entretanto o concreto entre fissuras ainda resiste à tração (FRANZ, 1971 apud MANTESE; MANTESE, 1981).

Este processo acontece assim que a estrutura é submetida à ação de cargas instantâneas, ou de curta duração. Mas o fenômeno da deformação não cessa forem mantidos os níveis de

carregamento durante longos períodos de tempo, caracterizando o que se denomina como cargas de longa duração.

Sob a ação de um carregamento de longa duração, as primeiras fissuras terão um aumento progressivo de abertura, podendo se formar novas fissuras. Segundo Montoya et al. (1979), os efeitos da retração (que dependem apenas do ambiente de exposição) e da fluência (que ocorre devido à ação das cargas que colocam a estrutura sob uma tensão constante) irão se manifestar ao longo do tempo, resultando numa deformação que poderá ser de duas a três vezes a deformação imediata.

A deformação lenta pode ser considerada proporcional à deformação imediata, desde que o concreto não trabalhe com tensão de compressão superior a 40% de sua tensão média de ruptura.

O cálculo exato das deformações para peças solicitadas à flexão, considerando as variações das deformações lenta e elástica num certo instante dt é mais complicado do que no caso de compressão simples, devido a haver simultaneamente variações da seção útil do concreto (LANGENDONCK, 1954).

Devido à sua magnitude, estas deformações, ditas lentas ou de longo prazo, são de fundamental importância para o desempenho satisfatório de uma viga em serviço. Elas afetam não somente o desempenho da própria viga, mas toda a estrutura da qual ela faz parte, pois não só afetarão o desempenho em serviço como causarão efeitos deletérios sobre os elementos não estruturais ligados à viga, que sejam suscetíveis a estas deformações, como explicam Ruiz e Dutari (1992).

A questão das deformações cresce ainda mais de importância quando se verifica que, nas últimas décadas, com o emprego de aços de alta resistência e com a melhoria da qualidade do concreto, vem ocorrendo uma redução das seções das peças de concreto armado. Conseqüentemente, as cargas são transmitidas a peças muito mais esbeltas e deformáveis. Urge, portanto, que seja feita uma análise muito mais detalhada dessas deformações, não somente para peças especiais, como arcos e abóbadas, mas mesmo para vigas de concreto armado, elementos triviais, que, apesar disto, carregam consigo o equilíbrio da estrutura da qual fazem parte.

Esta preocupação já encontra reflexos nas normas. O problema é como modelar o comportamento frente à deformação. Numa peça estrutural sob carregamento, as parcelas de deformação imediata, deformação devido à retração e deformação devido à fluência, não só se somam como também interagem. Com isso, o problema do cálculo das deformações se torna mais complexo, o que levou a maioria das diferentes normas no mundo a proporem métodos aproximados.

A antiga versão da norma brasileira NBR 6118/78 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado prescrevia, para o cálculo das deformações em barras fletidas, a majoração da deformação final baseada na relação entre a curvatura inicial e a curvatura final, calculadas admitindo a deformação específica final como duas ou três vezes a inicial, de acordo com a idade do concreto ao ser carregado.

A atual versão da norma brasileira NBR 6118/03 – Projeto de Estruturas de Concreto aponta para um procedimento de cálculo mais rigoroso. Refletindo uma maior preocupação com a durabilidade das estruturas, insere em seu texto a obrigatoriedade da consideração das deformações devidas à fluência.

Segundo Vasconcelos (1992) a norma *é uma faca de dois gumes*, referindo-se ao fato de que, se por um lado evita acidentes, ao impor exigências, por outro lado limita o progresso ao desestimular inovações no cálculo. Além disso, as limitações impostas são freqüentemente conseqüências de falta de conhecimento mais profundo de determinados problemas.

O problema de pesquisa, que motivou o presente trabalho, é que os critérios que estão sendo propostos nas normas foram desenvolvidos tomando como referência o comportamento de um concreto tradicional. Entretanto, como a deformação depende das características e da reologia do concreto, seria razoável supor que concretos especiais deveriam apresentar um comportamento, frente à deformação, diferente dos tradicionais.

Como o emprego destes concretos está crescendo, justifica-se realizar estudos para verificar se as prescrições de norma são capazes de estimar seu comportamento quanto às deformações de longo prazo, como discutido a seguir.

1.2 JUSTIFICATIVA

Como enfatizado no item anterior, as deformações que ocorrem no concreto submetido a uma tensão constante ao longo do tempo são afetadas pelas dimensões das peças, condições ambientais e pelas características do tipo de concreto utilizado, tais como o módulo de elasticidade, a resistência à compressão e à tração.

Com a finalidade de otimizar ou maximizar algumas propriedades do concreto convencional, o emprego de concretos especiais vem aumentando. Com isso, aumenta proporcionalmente a necessidade de obter conhecimentos sobre as propriedades e comportamento desses concretos. Não há, ainda, normalização específica nesta área, capaz de nortear com segurança o emprego de concretos especiais.

A norma NBR 6118/03 apresenta no escopo de seu texto o objetivo de *fixar as condições básicas exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluídas aquelas que empregam concreto leve, pesado ou outros especiais.*

Abre-se então um grande espaço para estudos, fixação de parâmetros, realização de experimentos e análises de resultados, na procura de se chegar a uma melhor compreensão do comportamento desses materiais, principalmente no que tange à sua utilização em estruturas seguras e duráveis.

A grande dificuldade do cálculo exato das deformações totais em vigas de concreto é a complexidade do seu desenvolvimento ao longo do tempo. A delimitação da influência do tipo de concreto é uma alternativa para a avaliação. Cabe ressaltar que a variabilidade do fator condições ambientais ao longo do tempo, de qualquer forma sempre acrescerá uma incerteza desse processo.

Justifica-se o presente trabalho pelo fato de que dados sobre a quantificação das deformações em vigas sob tensão constante ao longo do tempo são escassos, sendo que, na literatura científica, estudos específicos para concretos especiais são ainda mais, entretanto estes concretos já estão sendo utilizados amiúde.

1.3 HIPÓTESE DE PESQUISA

A hipótese de pesquisa que se planeja investigar neste trabalho é que *“concretos especiais apresentam características que afetam o processo das deformações de longo prazo, de forma que os procedimentos de cálculo de estimativa de flechas propostos nas normas brasileiras, desenvolvidos tomando como referência concretos convencionais, necessitam ser adequados”*.

1.4 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é verificar a validade da hipótese de pesquisa. Para tanto vai se quantificar experimentalmente as flechas em vigas de concreto armado colocadas sob ação de cargas de longa duração. Estas vigas serão fabricadas com diferentes tipos de concretos especiais (concreto com adição de fibras, concreto com cimento branco, concreto com alta resistência).

Com a análise destes dados se buscará avaliar se seria adequado o emprego do procedimento simplificado proposto na NBR 6118/03 para estimativa das flechas em vigas confeccionadas com estes tipos de concreto não convencional.

Como objetivo secundário, busca-se adquirir, caso a hipótese seja confirmada, dados para o desenvolvimento de uma metodologia específica para o cálculo das flechas em vigas de concretos especiais, sob carga de longa duração, visando uma futura adaptação das normas para este tipo de elemento.

1.5 ESCOPO E LIMITAÇÕES

Como o tempo para desenvolvimento de um trabalho de mestrado é limitado, a presente pesquisa teve de ter seu escopo bem definido. O acompanhamento das deformações envolveu a confecção de vigas com quatro tipos de concreto diferentes, sendo três deles concretos especiais (concreto com fibras de aço, concreto com cimento branco e concreto

de alta resistência), que representam as três principais linhas de estudo em concretos especiais, atualmente desenvolvidas no LEME, o que permite uma seqüência nesta pesquisa com outras em aberto.

O modelo estrutural adotado para as vigas foi o de uma estrutura isostática bi-apoiada. O carregamento foi realizado com aplicação de duas cargas concentradas equidistantes dos apoios. A geometria das peças era caracterizada por uma seção transversal de 10x20 cm e um vão teórico de 200 cm. A dimensão da largura da viga obedeceu ao mínimo recomendado na norma para atender as especificações de cobrimento das armaduras e afastamento entre as barras de modo a permitir a passagem do vibrador. A altura da viga foi adotada em função de obter máximas deformações possíveis para o vão livre e carregamento adotado, que por sua vez, foram de acordo com o espaço disponível para a realização do experimento.

Nesta fase, o trabalho teve de admitir algumas limitações, quais sejam:

- a) as condições ambientais, temperatura e umidade, foram apenas monitoradas e não controladas, pela ausência de um ambiente controlado onde pudessem ser mantidos os elementos;
- b) o tempo de experimento foi pré determinado em 6 meses (o que não contempla o ciclo anual completo de temperatura/umidade mas é um período de tempo representativo);
- c) limitou-se a escolha de concretos especiais em três, para reduzir o número de vigas.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho consiste basicamente de quatro partes: a primeira apresenta o problema e faz a conceituação teórica dos mecanismos envolvidos com a deformação lenta do concreto armado; a segunda contém a descrição dos procedimentos analíticos empregados no cálculo das flechas e discute as prescrições da norma brasileira e de outros países utilizadas

para este fim para concretos convencionais; a terceira apresenta as principais características dos concretos utilizados e descreve o modelo experimental adotado no trabalho; a última apresenta os resultados obtidos e sua avaliação. Para melhor compreensão, o trabalho foi organizado em 6 capítulos, como discutido a seguir.

O presente capítulo introdutório apresenta o problema de pesquisa, define a hipótese de trabalho e os objetivos, explica o escopo e as limitações e descreve a estrutura da dissertação.

Uma breve revisão sobre o tema das deformações em vigas de concreto, hipóteses e procedimentos analíticos para previsão e limitações impostas são abordados no Capítulo 2.

O Capítulo 3 faz uma apresentação dos tipos de concretos especiais e discute as propriedades dos concretos empregados na pesquisa.

O programa experimental é descrito no Capítulo 4. São apresentadas as caracterizações dos protótipos, dos materiais utilizados, do carregamento, da instrumentação e dos procedimentos do experimento.

O Capítulo 5 apresenta os resultados obtidos, experimentais e numéricos. É feita uma comparação entre os resultados experimentais, isto é, entre os resultados obtidos com os protótipos de concreto convencional e os demais protótipos de concretos especiais, para avaliar seus desempenhos. Realizam-se, também, comparações entre os resultados experimentais e os resultados analíticos obtidos utilizando a metodologia proposta na NBR 6118/03 para concretos convencionais e os obtidos utilizando o programa em elementos finitos desenvolvido por Barbieri (2003), com o objetivo de avaliar essas metodologias para concretos especiais.

Finalmente, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões do trabalho, assim como algumas sugestões para trabalhos futuros na área, com o intuito de contribuir para o melhor conhecimento do comportamento dos concretos especiais em vigas sob carga constante ao longo do tempo.

Adicionalmente, em anexo, estão apresentadas as planilhas com os dados colhidos de flechas, temperatura e umidade, ao longo do experimento para todos os protótipos, dados

do ensaio de descarregamento, bem como os resultados dos ensaios realizados com os corpos de prova com as idades coincidentes com o início do carregamento e final do experimento. Apresentam-se, também, os resultados obtidos via análise numérica utilizando o modelo de Barbieri (2003).

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE DEFORMAÇÕES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Este capítulo aborda, sob o ponto de vista teórico, considerações sobre deformações, ao longo do tempo, que ocorrem em elementos fletidos de concreto armado. No mesmo são apresentadas as definições de termos importantes relativos ao tema, tais como a classificação dos tipos de flechas, e discutidos os fatores extrínsecos e as propriedades do concreto que afetam a deformação. Analisa-se, ainda, alguns procedimentos recomendados para efetuar a determinação das flechas em vigas de concreto armado, focando a atenção na abordagem realizada por Branson (1992) e nas recomendações da norma brasileira de dimensionamento de concreto armado, NBR6118/03.

2.1 TIPOS DE FLECHAS E TERMINOLOGIA ADOTADA

Em uma estrutura que está solicitada por forças, os seus membros sofrem deformações e deslocamentos, isto é, os pontos dentro da estrutura deslocam-se para novas posições, com exceção dos pontos de apoios não deslocáveis. Esses deslocamentos podem ser de translação, de rotação, ou uma combinação de ambos (GERE; WEAVER, 1987).

Para os elementos reticulares fletidos, os deslocamentos de translação perpendiculares ao seu eixo são denominados de flechas e os de rotação de giros das seções.

A deformação de um elemento fletido é normalmente representada pela flecha, isto é, pelo deslocamento de translação máximo dentre os deslocamentos sofridos pelos pontos de seu eixo. No caso de vigas bi apoiadas, com geometria e cargas simétricas, esse deslocamento máximo acontece na seção posicionada sobre o eixo transversal de simetria.

A flecha total de um elemento estrutural, sob carga constante ao longo do tempo, será resultado da soma das parcelas de deformação advindas da deformação imediata e da deformação ao longo deste tempo, que ocorre devido à retração e fluência. É importante, portanto, neste trabalho, conceituar cada uma dessas parcelas, visando esclarecer como se caracteriza o comportamento, em termos de flechas, de vigas com carregamento permanente. A seguir apresentam-se estas definições.

2.1.1 Flecha Imediata

É o deslocamento transversal que aparece ao longo do processo de aplicação do carregamento e depende das características físico-geométricas da peça, inclusive do tipo de carregamento. Seu cálculo é descrito no item 2.4.1.

2.1.2 Flecha Diferida no Tempo

É a parcela do deslocamento transversal que aparece no decorrer do tempo, sob a ação de cargas de longa duração. Ocorre devido a uma combinação dos efeitos da retração e da fluência. A seguir discute-se cada um desses componentes em detalhe.

2.1.2.1 Deformação de Retração

Segundo Leonhardt e Mönnig (1978) a retração independe do estado de tensões existente, variando com as tensões capilares, a idade do concreto e as condições do meio ambiente circundante, especialmente aquelas relativas à temperatura e à umidade. Desta forma, pode-se concluir que a retração do concreto é uma deformação que não depende do carregamento a que a peça esta sujeita.

O fenômeno da retração está ligado à perda de água. De acordo com Süsskind (1980), a retração ocorre quando a peça fica em contato com um meio ambiente caracterizado por

um menor teor de umidade que o da peça. No entanto, apenas uma parcela da água, ao ser perdida, causa retração. É necessário, portanto, diferenciar entre os vários estados em que a água esta presente na pasta de cimento endurecida. De acordo com classificação apresentada por Mehta e Monteiro (1994) temos: **água livre** ou água capilar, aquela que está livre da influência das forças de atração exercida pela superfície sólida, e cuja remoção não causa variação de volume; **água adsorvida**, aquela que está próxima à superfície do sólido, cuja perda é a principal causa de retração da pasta na secagem; **água de gel** ou interlamelar, aquela associada à estrutura do C-S-H (simbologia que designa o silicato de cálcio hidratado, que representa 50 a 60% do total de sólidos de uma pasta), que retrai consideravelmente quando esta água é perdida; e **água quimicamente combinada** ou água de cristalização, que é parte integrante da estrutura de vários produtos hidratados de cimento, a qual não é perdida na secagem, sendo liberada somente quando os produtos hidratados são decompostos por aquecimento.

Mehta e Monteiro (1994) afirmam ainda que, uma pasta de cimento saturada não permanecerá dimensionalmente estável, quando exposta a condições ambientais caracterizadas por graus de umidades abaixo da umidade de saturação, porque ocorrerá a perda de água fisicamente adsorvida ao C-S-H, o que se manifesta como uma deformação por retração.

A magnitude da retração, de acordo com Rüsç et al. (1983), é essencialmente uma conseqüência do processo de cura. Segundo esses autores, as formas e dimensões do elemento estrutural terão uma grande influência na deformação por retração, pois como a retração só se inicia depois da água capilar ser evaporada e da água de gel ser perdida, quanto menos poroso for o elemento, mais lentamente o mesmo perderá água.

As deflexões em elementos fletidos devido à retração ocorrem porque, quando acontece a perda de água, a fibra mais comprimida vai se encurtar de um valor determinado (ϵ_{sh}), diferente do valor da deformação na zona tracionada, onde o encurtamento (ϵ_s) é menor, pela influência da presença da armadura. Isto, conseqüentemente, provoca uma curvatura da peça. A figura 2.1 ilustra este fenômeno. O valor da curvatura ϕ_{sh} pode ser calculado utilizando a formulação apresentada na equação 2.1, que aproxima o valor de ϕ_{sh} do valor de sua tangente. Cabe ressaltar que a presença de armadura na zona comprimida compensa

esse efeito e diminui o valor dessa curvatura, como explicam Leonhardt (1979) e Branson (1992).

$$\phi_{sh} = \frac{\epsilon_{sh} - \epsilon_s}{d} \quad (\text{equação 2.1})$$

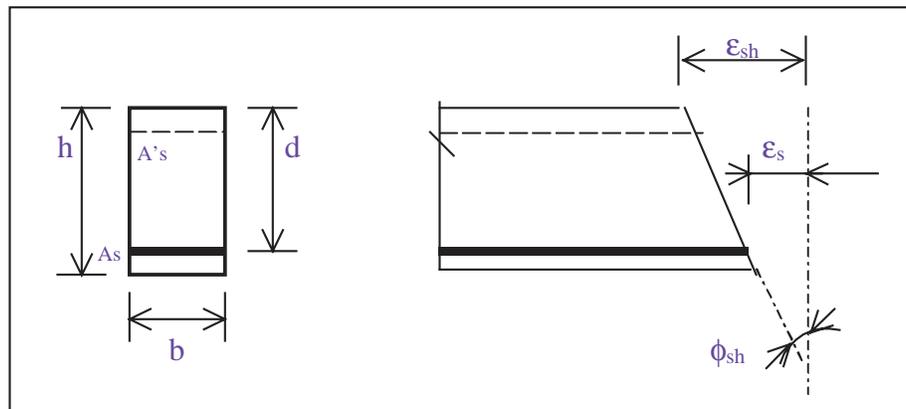


Figura 2.1 – Curvatura por retração de uma viga de concreto armado (adaptada de BRANSON, 1992)

2.1.2.2 Deformação por Fluência

Segundo Neville (1997), fluência pode ser definida como o incremento de deformações sob uma tensão constante.

Para Giammusso (1992), a fluência é uma deformação lenta que o concreto apresenta quando é submetido a um carregamento permanente ou de longo prazo.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), quando uma pasta endurecida de cimento é sujeita à uma tensão constante, dependendo da magnitude e duração da tensão aplicada, o C-S-H perderá uma grande quantidade de água fisicamente adsorvida, causando a deformação por fluência.

A fluência total é dada pela soma de duas parcelas: a fluência básica e a fluência por secagem. Mehta e Monteiro (1994) explicam que a deformação de fluência básica constitui aquela deformação que ocorre, ao longo do tempo, numa peça de concreto submetida a uma tensão constante, sob condições de umidade relativa de 100%. Já a deformação de fluência por secagem é aquela em que a peça sob carga também está secando. Mehta e Monteiro consideram que, na prática, pode-se ignorar esta diferenciação entre os componentes da fluência. Desta forma, adotando-se esta postura, pode-se considerar como fluência a deformação que excede à deformação elástica e à deformação livre por secagem.

Ruiz e Dutari (1992) seguem esta linha, apresentando uma definição ampla que considera, como deformação por fluência, as deformações produzidas por tensões permanentes ao longo do tempo, englobando as parcelas elásticas e plásticas diferidas, e sugerindo que se acrescente também as plásticas instantâneas, já que estas não se produzem em prazo de tempo muito curto.

Neste trabalho adota-se a definição de Montoya et al. (1979), que denominam fluência ao conjunto de deformações elásticas e plásticas que ocorrem ao longo do tempo. Os mesmos admitem que a deformação de fluência tende a ser uma assíntota, cujo valor é proporcional à deformação elástica imediata, segundo um fator de proporcionalidade. De acordo com Lenczner (1973), a deformação por fluência do concreto é obtida multiplicando-se a deformação elástica pelo coeficiente de fluência (ϕ), cujo valor é função da umidade ambiente, da idade do concreto quando é aplicado o carregamento, da composição do concreto, das dimensões da peça de concreto e do tempo de duração do carregamento. Esta abordagem facilita o cálculo da deformação por fluência e é adotada em várias normas, incluindo a brasileira, como será discutido em maior detalhe no item 2.5.

Quanto aos fatores que influenciam a deformação por fluência, Oyamada e Ishitani (1999) citam que a fluência depende principalmente da umidade e da temperatura do ambiente, das dimensões do elemento e do tipo de cimento utilizado.

A fluência do concreto é também afetada pela rigidez e volume de agregado, segundo Rüschi et al. (1983). Estes autores ressaltam que, apesar dos agregados não sofrerem, em

geral, fluência, concretos feitos com agregados rígidos sofrem menos fluência do que concretos feitos com agregados leves.

Graziano (2002), ao explicar o efeito da fluência do concreto na deformabilidade de uma estrutura, considera os fatores influentes listados abaixo, e salienta que a maioria deles esta de alguma forma relacionado com as condições de cura do concreto:

- a) tipo de cimento (endurecimento lento, normal ou rápido);
- b) tempo de manutenção da carga;
- c) nível de fissuração da peça;
- d) temperatura ambiente;
- e) umidade do ar que envolve a peça;
- f) espessura da peça;
- g) amadurecimento do concreto na data de carregamento.

Graficamente, o efeito da fluência nas deformações e curvaturas de uma viga é ilustrado na figura 2.2. O cálculo das curvaturas pode ser feito de acordo com a equação 2.2. Como se pode observar, a taxa de crescimento das deformações é considerada constante, sendo expressa por um coeficiente k , que deve ser menor que 1.

$$\frac{\phi_f}{\phi_i} = k \frac{\epsilon_f}{\epsilon_i} \quad (\text{equação 2.2})$$

Onde:

ϵ_i = deformação imediata;

ϵ_f = deformação por fluência;

ϕ_i = curvatura imediata;

ϕ_f = curvatura devido à fluência;

k = coeficiente de proporcionalidade, menor do que 1.

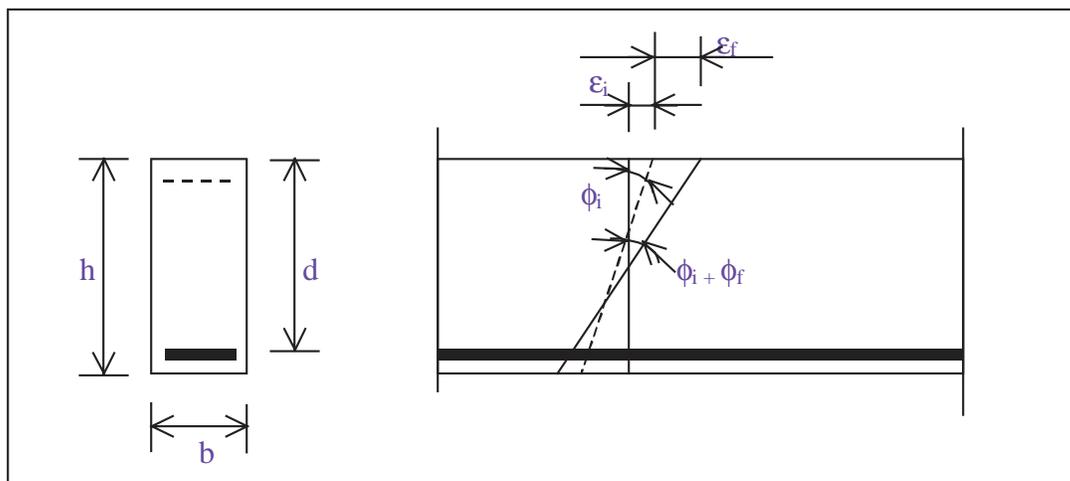


Figura 2.2 – Curvaturas em uma viga de concreto armado devido às deformações imediata e por fluência. (baseado em BRANSON, 1992)

Mehta e Monteiro (1994) observam que a apresentação dos dados de fluência pode ser feita de maneiras distintas, dando origem a terminologias especiais, tais como **fluência específica**, que é a deformação por fluência por unidade de tensão aplicada, e **coeficiente de fluência** (ϕ), que é a relação entre deformação por fluência e deformação elástica.

Quando uma peça de concreto que esteve sob carga por um determinado tempo é descarregada, a recuperação elástica, imediata, é aproximadamente igual à deformação elástica quando da primeira aplicação da carga, e é seguida por uma redução gradual da deformação chamada **recuperação da fluência**. A recuperação da fluência não é total, significando que uma parte da fluência é reversível e outra parte é irreversível. A fluência reversível pode ser atribuída à deformação elástica retardada do agregado.

2.2 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Como explicado no capítulo 1, o presente trabalho aborda a questão da deformabilidade de concretos especiais. O objetivo é comparar os resultados, em termos de evolução das flechas, de vigas moldadas com diferentes tipos de concreto. A deformação destes elementos vai depender das características geométricas dos mesmos e das propriedades dos concretos utilizados. Uma das propriedades mais influentes na deformação é normalmente denominada como módulo de elasticidade do concreto.

O módulo de elasticidade para materiais homogêneos é definido por Mehta e Monteiro (1994) como uma medida das forças de ligação interatômicas do material, e normalmente não é afetada por mudanças microestruturais. Os mesmos explicam, entretanto, que, no caso do concreto, por se tratar de um material multifásico, o módulo de elasticidade varia com o nível de carregamento, mantendo-se razoavelmente constante para tensões baixas, menores que o “limite de elasticidade”, nesta fase é válida a lei de Hooke, que estabelece o módulo de elasticidade como um coeficiente de proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação reversível. O conceito de limite de plasticidade tem grande importância para um projeto estrutural, pois representa a deformação máxima que pode ser admitida antes que o material comece a sofrer deformações permanentes.

Embora o conceito de módulo de elasticidade seja muito popular, é importante ressaltar que o uso deste termo não é aconselhado por Montoya et al. (1979) para o concreto. Para os mesmos, como uma peça de concreto não é um corpo elástico, não faz sentido falar em módulo de elasticidade, e sim em módulo de deformação. Esta será a terminologia adotada neste trabalho.

Como é do conhecimento amplo, para o concreto sob carregamento de tração ou compressão uniaxial, o módulo de deformação estático é determinado pela declividade da curva tensão-deformação do material. Um exemplo genérico deste tipo de curva é mostrado na figura 2.3.

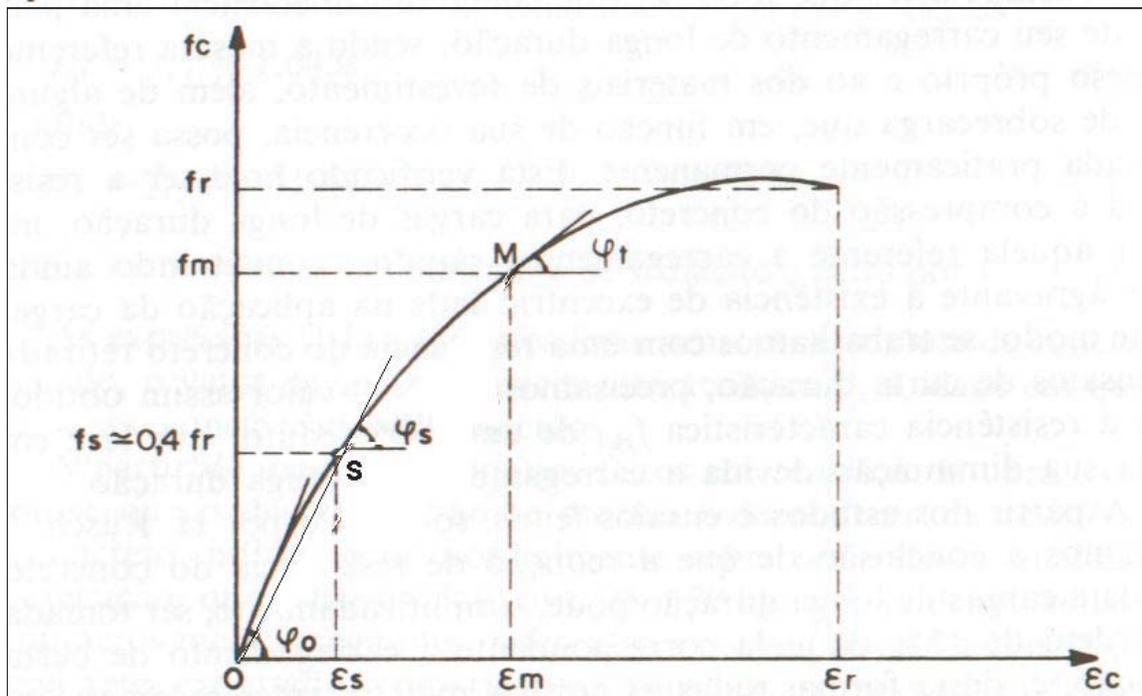


Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto (baseado em SÜSSEKIND, 1980).

Sendo:

f_r = tensão de ruptura;

f_m = tensão genérica;

f_s = tensão próxima a 40% da tensão de ruptura.

Como a relação não é linear, os métodos que podem ser utilizados para o cálculo do valor do módulo de deformação são aproximados. Mehta e Monteiro (1994) explicam que a variedade de métodos origina diferentes tipos de módulos de deformação, tais como: módulo de deformação tangente, módulo de deformação secante e módulo de deformação corda. Os mesmos são obtidos da seguinte forma:

a) módulo de deformação tangente, também chamado de módulo de deformação longitudinal, é um valor variável em cada ponto, dado pela declividade da reta tangente à curva em qualquer ponto da mesma;

b) módulo de deformação secante é dado pela declividade de uma reta traçada da origem a um ponto da curva correspondendo a 40% da tensão da carga de ruptura;

c) módulo de deformação cordal é dado pela declividade de uma reta traçada entre dois pontos da curva tensão-deformação.

O módulo dinâmico de deformação, correspondente a uma deformação instantânea muito pequena, é dado, aproximadamente, pelo módulo tangente inicial, correspondente a declividade da reta tangente à curva na origem.

O problema é que, embora o módulo seja uma propriedade fundamental, notoriamente não são feitos ensaios para determiná-lo. Na ausência de ensaios os valores dos módulos de deformação utilizados para projetos de estruturas de concreto são normalmente estimados a partir de expressões empíricas, nas quais o módulo é admitido como uma função da resistência à compressão do concreto.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), a utilização de uma aproximação a partir da resistência faz sentido para uma primeira aproximação porque o comportamento tensão-deformação dos três componentes do concreto - o agregado, a matriz da pasta de cimento e a zona de transição - seriam na verdade determinados pelas suas resistências individuais, que por sua vez estão relacionadas à resistência última do concreto. Ainda, segundo os mesmos autores, essa relação direta entre módulo de deformação e a resistência se deve ao fato de que ambos são afetados pela porosidade das fases constituintes, embora não em mesmo grau. Esta relação entre o módulo e a resistência do concreto é bastante aproximada, como admite a própria norma brasileira.

A NBR6118/03, para permitir a análise de elementos isolados, admite que o módulo de deformação inicial (E_c) está ligado ao valor médio da resistência à compressão do concreto (f_{cm}). Porém, como a resistência média f_{cm} não é conhecida na fase de projeto, apenas a resistência característica f_{ck} , E_c será calculado em função de f_{ck} . É muito difícil estabelecer um único modelo para a obtenção do módulo a partir da resistência à compressão, por serem muitas as variáveis que podem interferir no resultado do módulo de deformação do concreto. No entanto, como a execução de ensaios não é viável, admite-se que o valor do

módulo obtido desta forma seja válido e introduz-se índices de correção de acordo com a natureza do agregado graúdo e consistência do concreto fresco.

A expressão empírica apresentada pela NBR 6118/03 para determinação do módulo de deformação do concreto a partir da resistência de compressão desse concreto resulta de um tratamento estatístico de resultados de ensaios obtidos para concretos convencionais. Ou seja, a regra não contempla concretos especiais. Os resultados dos ensaios de módulo para os diferentes concretos que fizeram parte do experimento estão apresentados no Capítulo 4. No Capítulo 5, estão apresentados os resultados obtidos por essa aproximação recomendada pela norma.

Segundo Santos (1977), existe uma queda do módulo de deformação secante com o tempo de conservação da carga, ou seja, quando a tensão permanecer por longo tempo.

2.3 EFEITO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NA DEFORMAÇÃO

Pode-se dizer que a resistência de um material é a capacidade que este material tem de resistir às tensões sem romper.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), no concreto a resistência está relacionada com a tensão requerida para causar a fratura e é sinônimo do grau de ruptura no qual a tensão aplicada alcança o seu valor máximo. Ainda, segundo esses autores, o comportamento do corpo próximo ao limite de resistência varia em ensaios à tração e à compressão. Na tração a fratura do corpo de prova indica a ruptura. Já na compressão o corpo de prova é considerado rompido quando não há sinal de fratura externa visível, porém a fissuração interna é muito avançada, tal que o corpo de prova é incapaz de suportar uma carga maior sem romper.

Como as medições de ruptura são diferentes, as resistências à compressão e à tração do concreto estão ligadas, mas não há uma proporcionalidade direta entre as mesmas. A razão entre resistência à tração e a resistência à compressão depende do nível geral da resistência à compressão. Para concretos convencionais ela é da ordem de 1/10. Quanto maior a

resistência à compressão, menor será a relação (MEHTA; MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).

Como qualquer tensão é acompanhada de uma deformação e vice-versa, a uma mesma relação tensão/resistência, quanto mais resistente o concreto, maior a deformação. No entanto, sob uma mesma tensão, independente da resistência, os concretos mais resistentes apresentam deformação menor (NEVILLE, 1997).

2.4 DETERMINAÇÃO DAS FLECHAS

Na determinação das flechas, imediatas e diferidas, inúmeros fatores devem ser levados em conta, alguns passíveis de precisão ou previsão, outros não.

A seguir apresenta-se os procedimentos de cálculo de flechas sugeridas por Montoya et al. (1979), baseadas no trabalho de Branson.

O valor da flecha imediata depende do módulo de rigidez à flexão, (E.I), da seção transversal da peça, dos vínculos externos e do próprio carregamento.

O módulo de rigidez toma valores diferentes para o caso de seção fissurada (Estádio II) ou não fissurada (Estádio I), portanto, o valor do momento máximo de serviço comparado ao momento de fissuração determinará a rigidez a ser utilizada no cálculo da flecha, isto é, determinará o estágio em que a peça se encontra. Esta variação de rigidez à flexão, pode ser representada através do diagrama momento-curvatura da seção central de uma peça em flexão, mostrado na figura 2.4, que contém dois tramos retilíneos correspondentes às fases mencionadas.

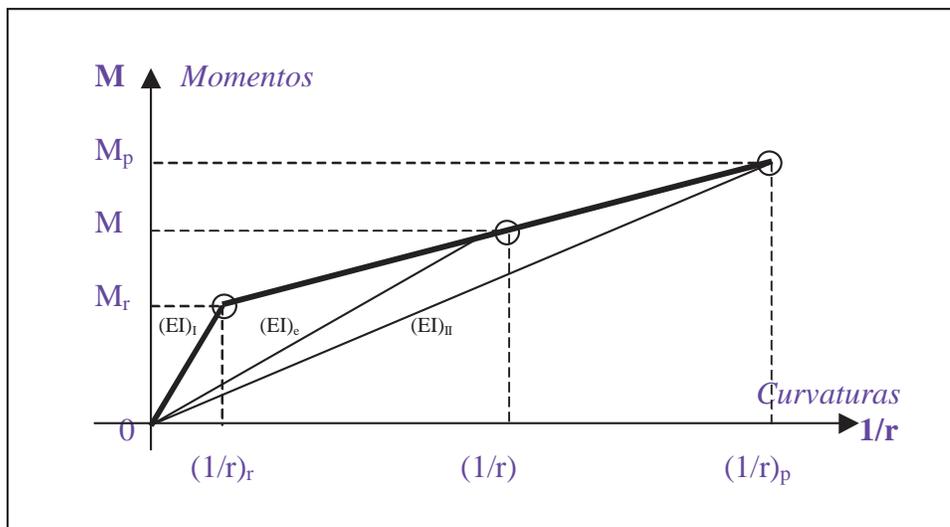


Figura 2.4 - Diagrama momento-curvatura da seção central de uma peça em flexão (fonte: MONTTOYA et al., 1979)

Sendo:

M_p = momento de plastificação;

M_r = momento de fissuração;

M = momento fletor na seção crítica do vão considerado;

$(EI)_I$ = rigidez da seção sem fissuras;

$(EI)_{II}$ = rigidez da seção totalmente fissurada;

$(EI)_e$ = rigidez da seção sob momento de serviço ou rigidez efetiva.

A rigidez à flexão da seção sem fissuras $(EI)_I$, é obtida utilizando o momento de inércia da seção bruta de concreto e o módulo de deformação do concreto.

A rigidez à flexão em uma viga totalmente fissurada $(EI)_{II}$, segundo a hipótese da deformação plana de Navier-Bernouilli (MONTTOYA et al., 1979), é obtida através da equação 2.3.

$$(EI)_{II} = E_s \cdot A_s \cdot z(d - x) \quad (\text{equação 2.3})$$

Onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço;

A_s = área da armadura de tração;

z = braço de alavanca;

d = altura útil;

x = profundidade da linha neutra.

Para casos de momentos de serviço maiores do que o momento de fissuração, porém menores do que o momento de plastificação, existem diversas fórmulas propostas na literatura para a determinação da rigidez efetiva à flexão. Montoya et al. (1979) apresentam uma das mais simples e eficientes, a qual é recomendada também pela NBR 6118/03:

$$(EI)_e = E_c \left\{ \left(\frac{M_r}{M_k} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_k} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_c I_c \quad (\text{equação 2.4})$$

Onde :

$(EI)_e$ = rigidez efetiva à flexão;

E_c = módulo de deformação do concreto;

I_c = momento de inércia da seção de concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II.

2.4.1 Determinação da Flecha Imediata

A flecha imediata pode ser calculada com as expressões clássicas da Resistência dos Materiais, levando em conta o estado de fissuração do elemento estrutural (IBRACON, 2001).

Temos, então que a flecha imediata (f_i) de uma viga em flexão simples é dada pela equação 2.5 (MONTROYA et al.,1979).

$$f_i = \frac{k (M_k l^2)}{(EI)} \quad (\text{equação } 2.5)$$

Sendo:

l = vão da viga;

k = coeficiente que depende do tipo de carga e da vinculação da viga;

M_k = momento de serviço, isto é, momento característico máximo na viga;

(EI) = módulo de rigidez à flexão, de acordo com o estágio de funcionamento da viga.

Montoya et al. (1979) chamam a atenção para o fato de que, quando no Estádio II, a flecha imediata será afetada pelo emprego de aços de alto limite elástico, visto que I_{II} é diretamente proporcional à área de armadura (A_s). Portanto, fixadas as demais variáveis, tem-se como resultado flechas maiores quando do emprego desses aços.

Ruiz e Dutari (1992) ressaltam, como um fator de grande influência na determinação da flecha, o processo construtivo da obra. Em obras construídas com rapidez, a estrutura pode ser posta em carga rapidamente. Desta maneira a mesma é obrigada a suportar cargas do pavimento superior, às vezes até de mais de um pavimento quando o concreto ainda tem pouca idade, ou seja, quando seu módulo de elasticidade ainda é baixo. Dependendo da

relação entre o peso próprio da estrutura e a carga total de serviço, a flecha durante a construção poderá então exceder a prevista no projeto.

Outros fatores influenciam no cálculo da flecha imediata. Leonhardt (1979) cita:

- a) em vigas fletidas podem existir trechos onde a zona tracionada encontra-se fissurada e trechos onde o momento é menor do que o momento de fissuração;
- b) o comprimento desses trechos depende da distribuição da carga e do sistema estrutural, portanto do diagrama de momentos fletores;
- c) a distribuição da armadura ao longo do elemento estrutural.

Para o mesmo autor, a influência da armadura comprimida sobre a curvatura ou sobre a flecha inicial é muito pequena, mesmo para quantidade de armadura comprimida igual à armadura tracionada.

2.4.2 Determinação da Flecha Diferida

As flechas diferidas, que aparecem no transcurso do tempo, sob cargas de longa duração, vêm a somar-se às imediatas e são originadas pelos efeitos de retração e de fluência.

Segundo Montoya et al. (1979), o cálculo preciso da flecha diferida é praticamente inabordável, devido ao grande número de variáveis das quais depende. O mesmo cita: a temperatura, a umidade, as condições de cura, a idade do concreto no momento em que é posto sob carga, a quantidade de armadura de compressão e o valor da carga permanente, entre outros.

Langendonck (1954) acrescenta que a inexatidão da hipótese da resistência nula do concreto à tração, e a fissuração do concreto, que provoca a variação da seção útil, acrescentam imprecisões ao cálculo, com variação das condições de deformação das seções, de forma a tornar difícil a avaliação com exatidão.

Por este motivo, torna-se, às vezes, inútil recorrer a procedimentos complicados de cálculo de flechas diferidas, sendo preferível utilizar formulas aproximadas como as seguintes (MONTROYA et al.,1979):

- a) calcular a flecha diferida como a imediata, com o módulo de deformação, (E), menor;
- b) obter a flecha total (soma da imediata e da diferida) supondo-a α vezes superior a flecha imediata, com o valor de α variando de um autor para outro;
- c) considerar a flecha diferida β vezes a imediata.

Branson (1992) afirma que as deflexões devido à retração e à fluência são complementares e que seus valores combinados podem ser estimados num cálculo aproximado com um simples fator dependente do tempo aplicado sobre a deflexão inicial. A expressão da flecha diferida sugerida pelo mesmo é apresentada na equação 2.6.

$$f_d = \alpha \cdot f_i \quad (\text{equação 2.6})$$

Sendo:

f_d = flecha diferida

α = fator dependente do tempo

f_i = flecha imediata

De acordo com Rüsç et al.(1983), os métodos de previsão são interessantes para fornecer aos projetistas um meio para estimar deformações de fluência e retração para um concreto, rapidamente, com precisão suficiente e usando parâmetros conhecidos. Segundo estes autores os métodos de previsão podem hoje ser divididos em três categorias, de acordo com o custo compatível:

- a) método nível 1 – procedimentos simples que permitam uma boa estimativa da deformação final, como uma função de poucos

parâmetros, tais como as dimensões do elemento, umidade relativa do ambiente e idade do concreto;

- b) método nível 2 – se baseia em diagramas e equações que podem estimar a influência de todos os parâmetros significativos conhecidos do projetista, a magnitude e tempo de desenvolvimento da deformação no concreto;
- c) método nível 3 – quando se deseja alta precisão, para problemas especiais que requeiram exata estimativa das deformações de fluência e retração.

Ressalta-se que, quando se calcula a flecha diferida, não se deve partir da totalidade das cargas, somente daquelas que tenham caráter permanente, ou seja, que se avaliem como cargas de longa duração (MONTROYA et al, 1979).

2.5 RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118/03 PARA CÁLCULO DE FLECHAS

A NBR 6118/03 prescreve como calcular a flecha, e apresenta recomendações para avaliação dos fatores que influem direta e indiretamente na determinação desta flecha. A seguir discute-se brevemente estas recomendações.

2.5.1 Ações

A NBR 6118/03 recomenda que as ações a serem consideradas em projetos de estruturas de concreto sejam as classificadas de acordo com a norma NBR 8681 (ABNT, 1984) em permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes devem ainda ser subdivididas em: diretas e indiretas.

As ações permanentes diretas são o peso próprio da estrutura, dos elementos construtivos fixos e de instalações, e empuxos permanentes de terra e de outros materiais granulosos. E

as ações permanentes indiretas são as constituídas pelas deformações impostas: retração do concreto, fluência do concreto, deslocamentos de apoios, imperfeições geométricas globais ou locais, e a ação da protensão.

As ações variáveis são também subdivididas em diretas e indiretas, sendo diretas as decorrentes do uso da construção, a ação do vento e da água e as que ocorrem durante a construção. As indiretas a considerar seriam as variações de temperatura.

As ações excepcionais são as que fogem das situações citadas, e cujos efeitos não podem ser controlados por outro meio, devendo obedecer a normas específicas.

2.5.2 Determinação das Deformações do Concreto

De acordo com a NBR 6118/03 quando o concreto é submetido a uma tensão constante por um determinado intervalo de tempo (t, t_0) , quando não há impedimento à livre deformação, ao final desse intervalo a sua deformação total, $\epsilon_c(t)$, será a expressa na equação 2.7.

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_c(t_0) + \epsilon_{cc}(t) + \epsilon_{cs}(t) \quad (\text{equação 2.7})$$

Onde:

$\epsilon_c(t_0)$ = deformação imediata, por ocasião do carregamento, calculada por:

$$\epsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}(t_0)} \quad (\text{equação 2.8})$$

$\epsilon_{cc}(t)$ = deformação por fluência, no intervalo de tempo (t, t_0) , calculada por:

$$\epsilon_{cc}(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c28}} \times \varphi(t, t_0) \quad (\text{equação 2.9})$$

$\epsilon_{cs}(t)$ = deformação por retração, no intervalo de tempo (t, t_0) .

Sendo:

$$E_{ci}(t_0) = E_{cs} = 0,85 E_c, \text{ com } E_c \text{ calculado para } j=t_0;$$

$$E_{c28} = E_{cs} = 0,85 E_c, \text{ com } E_c \text{ calculado para } j=28 \text{ dias.}$$

2.5.2.1 Deformação por retração

A NBR 6118/03 prescreve que a deformação específica por retração do concreto pode ser calculada conforme indica seu Anexo A, um anexo inteiramente dedicado a deformações.

Nos casos correntes das obras de concreto armado, função da restrição à retração do concreto, imposta pela armadura, satisfazendo o mínimo especificado nesta norma, o valor de $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ pode ser adotado como sendo igual a -15×10^{-5} . Esse valor admite elementos estruturais de dimensões usuais, entre 10 e 100 cm, sujeitos à umidade ambiente não inferior a 75%. O valor característico inferior da retração do concreto é considerado nulo.

Nos elementos estruturais permanentemente submetidos a diferentes condições de umidade em faces opostas, admite-se variação linear da retração ao longo da espessura do elemento estrutural, entre os dois valores correspondentes a cada uma das faces.

2.5.2.2 Deformação por Fluência

Para as deformações por fluência a norma também remete ao seu Anexo A. Calculada através da equação 2.9, sendo que o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, válido também para a tração, é dado pela expressão da equação 2.10.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (\text{equação } 2.10)$$

Onde:

φ_a = coeficiente de fluência rápida, determinado em função do crescimento da resistência do concreto com a idade;

φ_f = coeficiente de deformação lenta irreversível, determinado em função da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto e da espessura da peça;

φ_d = coeficiente de deformação lenta reversível, determinado em função do tempo (t, t_0) decorrido após o carregamento.

2.5.2.3 Deformação Total do Concreto

Quando há variação de tensão ao longo do intervalo, a deformação total do concreto pode ser calculada pela expressão da equação 2.11. Onde os três primeiros termos representam a deformação não impedida e a integral representa os efeitos da variação de tensões ocorridas no intervalo.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} + \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma_c}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_{c\tau}} + \frac{\alpha \varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] d\tau \quad (\text{equação 2.11})$$

Permite-se substituir a expressão acima pela expressão da equação 2.12:

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \Delta \sigma_c(t, t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right] \quad (\text{equação 2.12})$$

Onde:

$\varepsilon_c(t)$ = deformação específica total do concreto;

$\sigma_c(t_0)$ = tensão no concreto devida ao carregamento aplicado em t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ = limite para o qual tende o coeficiente de fluência provocado por carregamento aplicado em t_0 ;

$\Delta \sigma_c(t, t_0)$ = variação total de tensão no concreto, no intervalo (t, t_0) .

2.5.3 Cálculo da Flecha

Para garantir o bom desempenho de uma estrutura em serviço, deve-se, usualmente, respeitar limitações de flechas, abertura de fissuras, ou vibrações, sendo, também, em determinadas situações importante pensar em estanqueidade, conforto térmico ou acústico.

A NBR 6118/03 prescreve que a verificação das deformações da estrutura deve obrigatoriamente ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto e as deformações diferidas no tempo. Sendo também importante considerar o processo construtivo assim como as propriedades dos materiais no momento de sua efetiva solitação.

Esse é o caso da verificação da flecha de uma viga que, devendo levar em conta todos esses fatores, e devido a grande variabilidade desses mesmos parâmetros, torna grande também a variabilidade das deformações reais. Portanto, como a própria norma explica, não pode esperar-se grande precisão nas previsões de deslocamentos através dos processos analíticos apresentados a seguir.

2.5.3.1 Cálculo da Flecha Imediata

Segundo a NBR6118/03 o modelo de comportamento da estrutura pode admitir o concreto e o aço como materiais de comportamento elástico e linear, de modo que as seções ao longo do elemento estrutural podem ter as deformações específicas determinadas no Estádio I, desde que os esforços não superem aqueles que dão início à fissuração, e no Estádio II, em caso contrário.

Deve ser utilizado no cálculo o valor do módulo de deformação secante E_{cs} , sendo obrigatória a consideração do efeito da fluência.

Para uma avaliação aproximada da flecha imediata em vigas pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente, $(EI)_e$, expressa na equação 2.13.

$$(EI)_e = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_k} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_k} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (\text{equação 2.13})$$

Onde :

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no Estádio II;

E_{cs} = módulo de deformação secante do concreto;

M_k = momento fletor na seção crítica do vão considerado, momento máximo no vão para vigas bi apoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

M_r = momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas;

2.5.3.2 Cálculo da Flecha Diferida

De acordo com a NBR 6118/03 a flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f , dado pela expressão da equação 2.14.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (\text{equação 2.14})$$

Onde:

$$\rho' = \frac{A's}{b.d} \quad (\text{equação 2.15})$$

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (\text{equação 2.16})$$

Sendo:

ξ = coeficiente função do tempo, que deve ser calculado pelas expressões:

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32} \quad \text{para } t \leq 70 \text{ meses} \quad (\text{equação 2.17})$$

$$\xi(t) = 2 \quad \text{para } t > 70 \text{ meses} \quad (\text{equação 2.18})$$

t = tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 = idade, em meses, relativa a data de aplicação da carga de longa duração.

No caso de parcelas da carga de longa duração serem aplicadas em idades diferentes pode-se tomar para t_0 o valor ponderado a seguir, na equação 2.19.

$$t_0 = \frac{\sum P_i t_{0i}}{\sum P_i} \quad (\text{equação 2.19})$$

Onde:

P_i são as parcelas de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela i , em meses.

O valor da flecha total, f_t , deve ser obtido pela expressão da equação 2.20.

$$f_t = f_i (1 + \alpha_f) \quad (\text{equação 2.20})$$

Este procedimento foi utilizado para cálculo das flechas deste trabalho, havendo necessidade de atenção para concretos especiais. Sendo designadas como flechas totais via NBR 6118.

Em algumas situações específicas ou em situações próximas ao momento de fissuração, quando a tensão não varia significativamente, para considerar a deformação diferida no tempo, a NBR 6118/03 prescreve que a flecha total pode ser determinada como sendo a parcela permanente da flecha imediata multiplicada por $(1 + \varphi)$. Onde φ é o coeficiente de fluência, determinado através da expressão da equação 2.10 e parâmetros apresentados

no Anexo A da NBR 6118/03. Estas situações ficam melhor ilustradas através dos gráficos apresentados nas figuras 2.5 e 2.6. Portanto, a flecha total, f_t , pode ser obtida pela expressão da equação 2.21.

$$f_t = f_i (1 + \varphi) \quad (\text{equação 2.21})$$

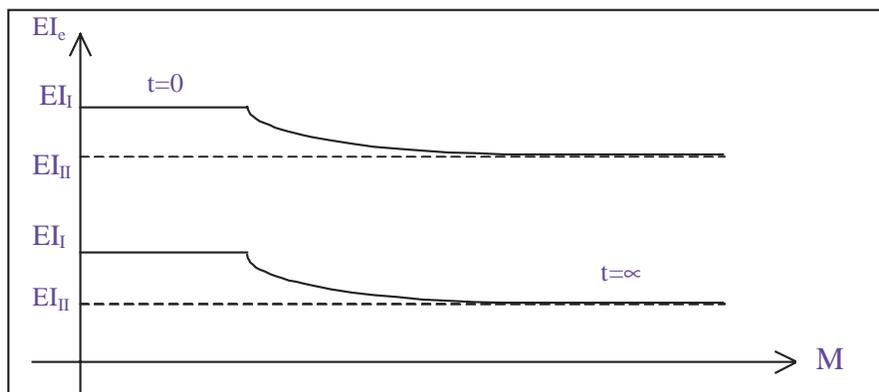


Figura 2.5 – Relação módulo de rigidez à flexão e momento fletor (baseado em FRANÇA, 2003)

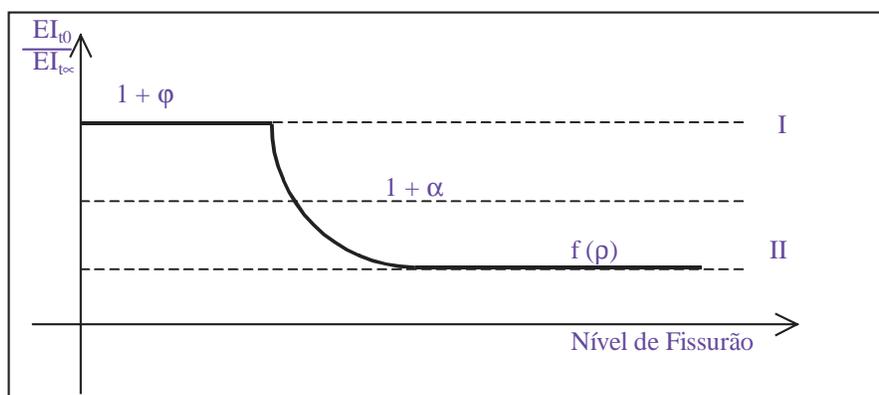


Figura 2.6 – Relação módulo de rigidez à flexão ao longo do tempo e limites de fissuração (baseado em FRANÇA, 2003)

Neste trabalho, são também apresentadas previsões das flechas para todos os protótipos utilizando-se estes procedimentos. Sendo, então, designadas como flechas totais via Anexo A.

O capítulo 3 descreve os concretos especiais utilizados nesta pesquisa.

3 CONCRETOS ESPECIAIS

Este capítulo apresenta um breve histórico da evolução do concreto, evidenciando a tendência cada vez mais intensa de desenvolvimento de concretos com características especiais. Discute-se ainda a seleção dos concretos especiais analisados no programa experimental deste trabalho e apresentam-se as principais características dos mesmos, focando na análise de conclusões de pesquisas anteriores sobre seu comportamento à deformação.

3.1 HISTÓRICO

A idéia do concreto é muito antiga. Segundo Neville (1997), gregos e romanos, em suas construções, já misturavam cal e água, e adicionavam à mistura areia e pedra fragmentada, além de tijolos ou telhas em cacos, criando o que o autor chama de primeiro concreto da história.

Vasconcelos (1992), fazendo uma rápida resenha histórica da evolução do concreto no mundo, comenta que a idéia de associar barras metálicas à pedra ou argamassa, com a finalidade de melhorar o comportamento frente às solicitações de serviço, também remonta do tempo dos romanos.

A utilização destas barras de reforço, ou armaduras primitivas, foi popularizada durante o período de construção de estruturas como as catedrais medievais, quando as mesmas eram associadas a pedras naturais. Mais tarde, com a invenção da pedra artificial, como era chamado antigamente o concreto, a técnica foi adaptada, dando origem ao nosso concreto armado.

De acordo com Rüşh (1972 apud VASCONCELOS, 1992), o cimento Portland surgiu em 1854 e a combinação da “pedra artificial” com a armadura recebeu o nome de “cimento armado”, termo que se conservou até a década de 1920.

A partir das experiências práticas, o concreto armado começou a se popularizar, e vem sendo utilizado cada vez mais, tornando-se o principal material estrutural da atualidade. Segundo Monteiro (2001), a estimativa atual do consumo mundial de concreto é da ordem de 9,0 bilhões de toneladas por ano.

O fato de o concreto ter se tornado o material estrutural mais utilizado na engenharia, de acordo com Mehta e Monteiro (1994), se deve a três razões:

- a) excelente resistência à água;
- b) facilidade com que elementos estruturais de concreto podem ser executados, numa variedade de formas e tamanhos;
- c) menor custo e mais facilmente disponível no canteiro.

Os mesmos enfatizam ainda que, comparando com os outros materiais utilizados na engenharia, a produção de concreto requer um consumo consideravelmente menor de energia e que, além disso, uma grande quantidade de restos ou rejeitos industriais pode ser reciclada pela incorporação ao concreto, substituindo o material cimentante ou os agregados. Isto pode dar origem a concretos melhores ou mais econômicos.

Normalmente a resistência do concreto é considerada como a propriedade mais importante a maximizar, e muitas pesquisas se voltaram para o aumento da mesma. Como explica Neville (1997), a resistência de fato dá uma idéia geral da qualidade do concreto, pois está relacionada com a estrutura da pasta de cimento hidratada.

Por isso, a melhora da resistência é um dos objetivos mais perseguidos, pois abre um leque de possibilidades devido a sua relação com as demais propriedades do material, tanto na procura do aumento do desempenho mecânico como no que tange à durabilidade e às características estéticas.

Não obstante, hoje em dia se admite que outras características, tais como a durabilidade e a permeabilidade, são igualmente importantes para o concreto. Certas situações demandam alterações diferentes nas características do material, que podem estar relacionadas à trabalhabilidade, à impermeabilidade, à resistência à abrasão, à textura, à cor, etc. O enfoque da superação de deficiências e a redefinição de quais as propriedades desejáveis no concreto vem alavancando diversas linhas de estudo sobre tecnologia do concreto.

Para diferenciar estes novos tipos de concreto dos mais simples, começou-se a empregar o termo concreto normal ou convencional, para aquelas misturas de cimento Portland com agregados naturais convencionais e relação água-aglomerante razoavelmente elevada, e concretos de alto desempenho (High Performance Concrete – HPC) para os concretos especiais.

Segundo Mehta e Monteiro (1994), pode-se dizer que os concretos especiais são aqueles que surgiram das tentativas de superar as deficiências dos concretos convencionais. De acordo com Neville (1997), concretos especiais são aqueles que podem ser utilizados quando se necessitam algumas propriedades particulares.

Neste trabalho adotaram-se os termos concreto convencional e concreto especial para diferenciar o testemunho dos demais concretos. Entende-se pelo termo concretos especiais aqueles que apresentam particularidades que os diferenciam substancialmente dos concretos habitualmente utilizados nas estruturas das edificações.

O uso de concretos especiais em estruturas procura contribuir para a melhora do desempenho em serviço dessa estrutura e do aumento de sua vida útil. Considera-se, entretanto, que a ampliação do uso estrutural de concretos especiais requer uma maior atenção à incorporação, nas normas, de critérios para projetos de estruturas com estes concretos.

É fundamental estabelecer parâmetros que permitam a comparação da performance dessas estruturas com estruturas tradicionais. A questão do estudo das deformações se encaixa neste contexto, e constitui uma contribuição na busca de uma caracterização do comportamento estrutural de estruturas de concreto especial.

3.2 SELEÇÃO DOS CONCRETOS ESPECIAIS A EMPREGAR

Na tentativa de desenvolver concretos com características especiais, capazes de superar as deficiências em algumas propriedades do concreto convencional, podem ser adotadas várias estratégias.

Uma das estratégias mais antigas envolve a incorporação de elementos resistentes à tração, como as fibras. Outras estratégias envolvem a modificação de parâmetros de confecção do concreto, como a redução da relação água-cimento ou água-aglomerante. Mais recentemente começaram a ser incorporadas diferentes adições e aditivos.

De forma geral, pode-se dizer que estas várias estratégias podem ser organizadas em três linhas de pesquisa fundamentais:

- a) adição de componentes resistentes ao concreto, formando materiais compósitos;
- b) substituição de materiais componentes do concreto por materiais com melhor qualidade ou propriedades especiais, como agregados leves ou tipos de cimento especiais;
- c) mudanças na fabricação e na estrutura do concreto, com controle rigoroso na qualidade e seleção dos componentes e no proporcionamento dos materiais, acompanhado de um uso mais intensivo e controlado de aditivos, especialmente plastificantes, e adições minerais.

Considerando esta classificação, decidiu-se que seria interessante selecionar um concreto de cada tipo para análise. Como critério adicional adotou-se a idéia de que o estudo de deformação deveria procurar estabelecer uma sinergia com outras pesquisas em andamento no grupo de pesquisa.

Vários são os tipos de concreto em desenvolvimento no grupo, incluindo concretos de alta resistência, concretos polímeros, concretos com escoria, concretos com fibras, concretos com adição de resíduos, concretos leves, concretos cromáticos, dentre outros.

Dadas as pesquisas em andamento e as demandas por informações específicas para utilização dos mesmos, decidiu-se selecionar para estudo três tipos de concreto: um concreto com adição de fibras de aço, um concreto fabricado com cimento branco e um concreto com resistência superior a 50 MPa, que se encaixam nas três categorias enunciadas acima. A seguir faz-se uma pequena revisão sobre as características destes tipos de concreto.

3.3 CONCRETOS ESPECIAIS UTILIZADOS

Foram escolhidos para serem utilizados no programa experimental deste trabalho, de acordo com as limitações que norteiam um trabalho de pesquisa, três tipos de concretos especiais:

- a) concreto com adição de fibras de aço
- b) concreto com cimento branco;
- d) concreto de alta resistência.

3.3.1 Concreto com adição de fibras

Segundo Mehta e Monteiro (1994), o concreto contendo cimento, água, agregados e fibras discretas e descontínuas é chamado de concreto reforçado com fibras.

O concreto com fibras pode ser considerado como um compósito. Denomina-se de material compósito à combinação de dois ou mais materiais que apresentam propriedades que esses materiais separados não apresentam. Um material compósito se caracteriza por apresentar duas fases bastante distintas: uma matriz e um reforço. No caso dos concretos com fibras a matriz é do tipo cimentícia e o reforço é constituído pelas fibras.

As fibras são materiais que possuem grande resistência à tração e que, quando adicionados ao concreto fresco, passam a fazer parte da mistura de forma a proporcionar-lhe melhor desempenho. Este conceito existe há milhares de anos, pois no passado já se fazia o uso de

palha misturada ao barro na confecção de tijolos e peças cerâmicas, de forma a elevar a resistência ao impacto e às intempéries (variações de umidade e temperatura), aumentando assim sua durabilidade (BERNARDI, 2003).

As fibras podem ter várias origens. Algumas delas são orgânicas, provenientes do coco, da malva, do bambu e de vários outros vegetais. As fibras orgânicas são pouco utilizadas no reforço de concretos, pois algumas possuem uma resistência mecânica reduzida e apresentam problemas de durabilidade em ambientes úmidos e com pH elevado, condições típicas do interior de uma matriz cimentícia. Mesmo assim, em alguns países, as fibras orgânicas são usadas na fabricação de peças pré-moldadas para a construção de moradias de baixo custo. De acordo com Souza e Ripper (1998), as fibras orgânicas apresentam as vantagens de terem um custo reduzido, um peso pequeno e de serem inertes quimicamente, porém tem as desvantagens de apresentar pouca aderência ao concreto e um reduzido módulo de elasticidade.

As fibras inorgânicas, como as de aço ou as poliméricas, são sem dúvida as mais utilizadas nos dias de hoje. As fibras poliméricas são muito variadas e incluem o polipropileno, as poliamidas (que podem ter diferentes composições, gerando produtos diversos como o Nylon e o Kevlar), e as fibras à base de carbono ou vidro. Cada uma delas apresenta características próprias e são utilizadas em aplicações diferenciadas. As fibras de alto desempenho, como o Kevlar e fibra Carbono, começam a ser utilizadas em maior escala na construção civil. Os principais obstáculos à sua difusão, entretanto, são a falta de pesquisas específicas e seu custo relativamente elevado.

Na prática, dentre as fibras inorgânicas, destacam-se, pelo nível de utilização atual, as fibras de vidro e as fibras de aço. As fibras de vidro estão disponíveis industrialmente e são constituídas por filamentos de diâmetro de 5 a 15 μm . Os filamentos são reunidos em grupos de 200 a 400 unidades, formando cordoalhas. Segundo Souza e Ripper (1998), é fundamental estudar o comportamento, em longo prazo, destes concretos, já que as fibras de vidro tendem, com o tempo, a perder resistência, pois são suscetíveis de degradação num meio úmido alcalino como a pasta de cimento. Esse problema pode ser controlado com a utilização de fibras de vidro resistentes a álcalis, com o emprego de revestimentos orgânicos na fibra ou, ainda, pela redução da umidade do concreto.

Já a adição de fibras de aço dúcteis para reforçar materiais frágeis como o concreto de cimento Portland não é recente, e tem sido realizada extensivamente nos últimos anos. A adição das fibras é feita durante o amassamento do concreto, como mostra a figura 3.1. O comportamento do compósito formado pela adição das fibras ao concreto depende, dentre outros fatores, do teor, do módulo de elasticidade e do comprimento das fibras, além da aderência matriz-fibra. Normalmente, os concretos reforçados com fibras de aço são especificados pela sua resistência e pelo teor de fibras a ser incorporado.



Figura 3.1 – Adição de fibras de aço na massa de concreto

Cabe ressaltar que a presença de fibras de aço, em uma matriz frágil, modifica o comportamento da matriz, pela inibição da propagação das fissuras, através de um mecanismo de transferência de tensões da matriz para as fibras. As fibras ainda melhoram propriedades mecânicas como a resistência à fissuração, ao impacto e ao desgaste superficial, e incrementam a ductilidade do material.

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), do ponto de vista da resistência, estudos mostraram que, com o volume e o tamanho das fibras que poderiam ser convenientemente incorporados na argamassa ou concretos convencionais, não se obtém um aumento significativo na resistência à tração.

Teoricamente, as fibras poderiam colaborar com um aumento da resistência à compressão, por minimizarem a deformação transversal que ocorre durante o ensaio. Este efeito não é, entretanto, considerado como significativo na literatura.

Por outro lado, a ductilidade é sempre bastante incrementada. O concreto convencional rompe repentinamente, assim que seu limite de resistência à flexão for superado. O concreto reforçado com fibras, ao contrário, continuará a resistir a cargas consideráveis, mesmo com deformações acima da deformação de fratura do concreto convencional.

Mehta e Monteiro (1994) explicam que o rompimento de um corpo-de-prova de um concreto reforçado com fibras se dá, principalmente, devido ao arrancamento ou escorregamento da fibra. O corpo de prova do concreto reforçado de fibras, ao contrário do concreto convencional, não rompe imediatamente após a primeira fissura. Isto acarretará um aumento do trabalho de fratura, definido como tenacidade, cujo mecanismo está representado na figura 3.2.

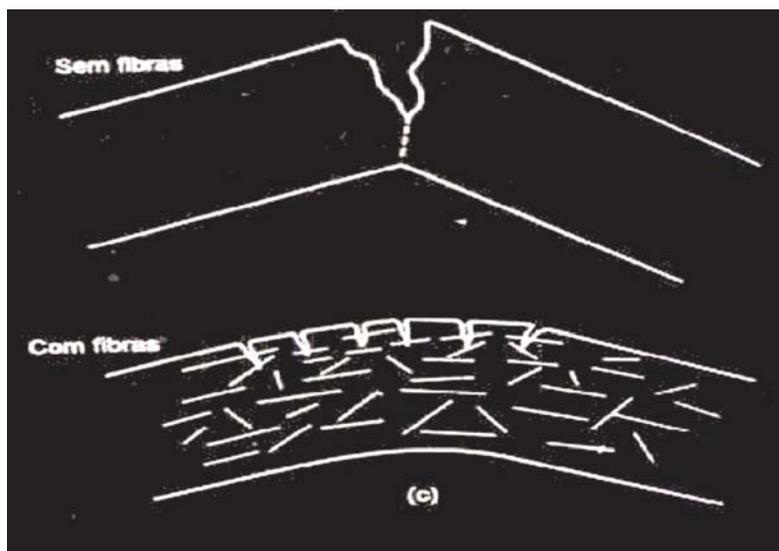


Figura 3.2 – Ilustração do mecanismo de aumento de tenacidade à flexão do concreto com fibras (fonte: JOHNSTON, C. D., 1980; apud MEHTA e MONTEIRO, 1994)

Do ponto de vista da tenacidade à flexão seria interessante aumentar a relação comprimento/diâmetro da fibra e incorporar a maior concentração de fibras possível no

concreto. A quantidade de fibra passível de ser incorporada, entretanto, é limitada. O problema é que a adição de fibras no concreto reduz a trabalhabilidade, proporcionalmente à concentração volumétrica de fibras. Isto ocorre porque as fibras possuem grande área superficial, tendo maior contato entre si e com os outros elementos constituintes do concreto, aumentando muito o atrito entre os materiais e diminuindo a fluidez da mistura. Além disto, podem aumentar a incorporação de ar, o que tende a reduzir a resistência à compressão, superando os efeitos benéficos da minimização das deformações. Este efeito explica a tendência de desprezar contribuições da fibra à resistência à compressão, como enfatizado anteriormente.

Misturas com maior percentagem de argamassa e uso de aditivos plastificantes auxiliam na redução destes efeitos negativos. Mehta e Monteiro (1994) acrescentam que uma trabalhabilidade apropriada pode ser atingida com a utilização de incorporadores de ar, de aditivos plastificantes, com maior teor de pasta e com o uso de fibras coladas.

Outros autores discutem alguns aspectos específicos. Guimarães e Figueiro (2002) destacam que o concreto reforçado com fibras mantém uma capacidade portante pós-fissuração e suporta deformações maiores do que suportaria a matriz sozinha. Segundo Moreno Júnior et al. (2002), a adição de fibras de aço ao concreto incrementa, efetivamente, a resistência ao esforço cortante em vigas de concreto.

De acordo com Wafa (1992, apud ASHOUR et al., 1997), a adição de fibras no concreto torna-o um material mais homogêneo e isotrópico, melhorando o comportamento sob compressão. Swamy (1991, apud ASHOUR et al., 1997) e Hsu e Hsu (1994, apud ASHOUR et al., 1997) consideram que a adição de fibras no concreto aumenta a rigidez e a resistência à flexão. Temos então, uma redução na deflexão imediata e na diferida no tempo. Ou seja, quanto à deformação, tema desta pesquisa, a tendência é considerar que concretos com adição de fibras de aço apresentem um melhor comportamento que concretos convencionais.

Mesmo com a crescente utilização do concreto com fibras de aço, e apesar do crescente estudo desse compósito como material estrutural, ainda restam muitas dúvidas de como quantificar algumas propriedades. Este fato, aliado à inexistência de normas nacionais,

torna imprescindível a realização de pesquisas teórico-experimentais que busquem definir parâmetros que possam ser utilizados como base para os cálculos estruturais.

3.3.2 Concreto com Cimento Branco

As influências dos tipos de cimento nos concretos são relativas, podendo seu efeito ser ampliado em função da quantidade de componentes adicionais e da variação dos parâmetros de produção.

Historicamente, o cimento Portland foi sendo modificado pela adição de materiais pozolânicos ou de adições inertes tipo pó calcáreo. Mais recentemente, começaram a surgir os cimentos brancos, fabricados a partir da seleção dos componentes e modificação do processo de queima. Pode-se dizer, portanto, que a cor do cimento reflete sua composição química e as condições de produção do mesmo.

Segundo Hamad (1995) a cor cinza, aspecto comum da maioria dos cimentos comercializados, é devida principalmente à presença de ferro, sendo que pequenas quantidades de outros metais, tais como manganês, cromo e vanádium, também podem afetar a cor.

O cimento Portland branco se diferencia dos demais por utilizar matérias-primas com baixos teores de óxido de ferro e manganês e por ser submetido a condições especiais durante sua fabricação, especialmente com relação ao resfriamento e à moagem do produto.

No Brasil, o cimento Portland branco é regulamentado pela norma NBR 12989 (ABNT, 1993), que o apresenta como um aglomerante hidráulico constituído de clínquer Portland branco, uma ou mais formas de sulfato de cálcio e adições de materiais carbonáticos. São designados pela sigla CPB, sendo classificado em dois subtipos: cimento portland branco estrutural e cimento Portland branco não estrutural.

O cimento Portland branco é aplicado, normalmente, para fins arquitetônicos, possuindo classes de resistência de 25, 32 e 40 (que especificam a resistência à compressão aos 28

dias, em MPa), similares às dos demais tipos de cimento, conforme método descrito na norma NBR 7215 (ABNT, 1996).

Os cimentos brancos são ensaiados para efeito da verificação da conformidade à brancura de acordo com o método apresentado na norma, MBR MM3 (ABNT, 2000).

O cimento branco é um cimento Portland e sendo assim apresenta um comportamento idêntico aos cinzentos, desde que do mesmo tipo e classe de resistência. Porém, como explicam Fonseca e Nunes (1995), existem pequenas diferenças que se tornam importantes na hora de produzir o concreto branco. Uma dessas diferenças é a finura maior, a qual implica numa reatividade maior, com efeitos na resistência mecânica inicial. Assim, como é constituído de partículas menores, o concreto com cimento branco, comparado ao concreto com cimento cinza, necessita de maior quantidade de água para atingir uma determinada trabalhabilidade. Caso não sejam tomadas medidas compensatórias, este efeito poderá acarretar um aumento de porosidade e da retração plástica deste concreto.

Por motivos relacionados à durabilidade e aparência das estruturas de concreto branco, são importantes determinados cuidados com as armaduras. A limpeza e armazenagem das armaduras são determinantes para impedir que as películas destacáveis de óxido migrem para a pele superficial do concreto fluído. É também recomendável a proteção das armaduras de esperas, principalmente em ambientes úmidos. Os recobrimentos habitualmente previstos para as armaduras devem ser aumentados em cerca de 1 cm, de maneira a reduzir a possibilidade de corrosão. Por esse mesmo motivo torna-se relevante garantir o correto afastamento e posicionamento das armaduras, com recurso de espaçadores de qualidade compatível e de material adequado, poliméricos ou de concreto branco (NERA e NUNES, 2000).

Todos estes cuidados são fundamentais para preservar a qualidade estética do concreto branco, visto que a obtenção e manutenção da cor desejada passam a ser condicionantes críticas de desempenho. A figura 3.3 mostra a aparência de um corpo de prova de concreto branco.



Figura 3.3 – Corpo de prova de concreto branco

De fato, o concreto branco toma importância quando utilizado em composições arquitetônicas, o que deu origem ao termo “concreto arquitetônico branco”, que designa concretos aparentes fabricados com o cimento branco. Várias obras de grande importância arquitetônica estão sendo executadas com este tipo de concreto. Como discute Bettor (2000), o arquiteto Gaudí desenhou sua obra, a Catedral La Sagrada Família de Barcelona, toda em pedras. A atual tecnologia permitiria a utilização de um concreto branco de alta resistência, material de similar resistência à compressão e melhor desempenho à flexão, com os mesmos atributos estéticos.

Hasmad (1995), baseando-se em ensaios comparando as propriedades de pastas, argamassas, concreto fresco e concreto endurecido fabricados utilizando cimento cinza e cimento branco, concluiu que não há efeitos desfavoráveis que possam ser atribuídos à composição química. Já Kirchheim (2003), em testes de carbonatação com concretos de cimento branco e agregados tradicionais, observou que podem apresentar profundidades de carbonatação elevadas caso as relações água-cimento empregadas sejam superiores a 0,4.

Hasmad enfatiza ainda que, com os cimentos utilizados em seus estudos, o concreto com cimento branco atingiu valores maiores de resistência à compressão e, em ensaios com

vigas solicitadas à flexão, com carregamentos graduais, obteve, aos 28 dias, curvas carga-deflexão quase idênticas para os dois concretos. Esta é uma das raras referências que tratam da questão da deformabilidade dos concretos de cimento branco. Diante desta escassez de informações, decidiu-se incluir este concreto no estudo, visto que há poucos estudos sobre específico comportamento de peças estruturais confeccionadas com concreto com cimento branco.

3.3.3 Concreto de Alta Resistência ou Alto Desempenho

Inicialmente, as pesquisas de melhoria dos concretos foram fortemente direcionadas para a produção de concretos com resistências mais elevadas, com o intuito de atender as necessidades de capacidade de carga impostas por determinados projetos, como explicam Freedman; Perechio; Click, Petersen e Winter, citados por Aïtcin (2000).

Os primeiros concretos de alta resistência (CAR) foram produzidos com a mesma tecnologia utilizada para produzir o concreto convencional, porém com rigorosa seleção e controle dos materiais utilizados.

A grande mudança ocorreu, de acordo com Aïtcin (2000), no momento em que os aditivos superplastificantes passaram a ser utilizados não somente como fluidificantes mas também para reduzir a relação água/cimento. Desde então passaram a ser observadas melhoras significativas não só na resistência como nas demais propriedades dos concretos, estabelecendo o conceito dos concretos de alto desempenho (CAD).

O concreto de alto desempenho requer uma seleção criteriosa na procedência e qualidade dos materiais constituintes. Em sua confecção são utilizados: cimento Portland, podendo ser utilizado cimento de alta resistência inicial, sílica ativa, agregados graúdos e miúdos, água potável e sempre um superplastificante. Em algumas situações podem ser utilizados aditivos retardadores, aceleradores, de bombeamento, incorporadores de ar e adições de cinzas volantes, cinzas de casca de arroz, escória granulada de alto forno, e outros. A relação água/cimento, para o CAR será sempre muito baixa, menor que 0,35, mas não necessariamente para o CAD.

Os concretos de alto desempenho são divididos em cinco classes, definidas pelos valores de resistência à compressão. As classes de resistência variam de 50 MPa a 150 MPa, com incrementos de 25 MPa. Os materiais utilizados para a confecção de concretos convencionais, com resistências da ordem de 20 MPa a 40 MPa, podem ser inadequados para se obter resistências mais altas.

O preparo da mistura do CAD ocorre, normalmente, em equipamentos utilizados para concretos convencionais. De acordo com Aïtcin (2000), o tempo de mistura é usualmente maior e o dispositivo de introdução do superplastificante deve ser muito bem aferido, pois uma pequena variação na dosagem pode causar perda de abatimento, segregação ou, ainda, retardamento da pega. Existe controvérsia sobre a forma como deve ser introduzido na mistura o superplastificante: se todo de uma só vez ou não. Ronneberg and Sandvick (1990 apud AÏTCIN, 2000) recomendam que dois terços do superplastificante sejam colocados no início, sendo o restante incorporado ao final do período de mistura. Alternativamente, parte pode ser adicionada durante a mistura e o restante após o transporte.

O lançamento do concreto de alto desempenho, assim como o do convencional, depende da acessibilidade. O mesmo pode ser lançado usando linhas de bombeamento, guindastes, caçambas e correias transportadoras. Deverá também ser vibrado como o usual, sendo que o acabamento é que será mais difícil que o de concreto convencional, pois não há água de exsudação, devendo ser usada régua vibratória ou outras ferramentas similares.

Quanto à cura, segundo Neville (1997), a mesma pode ser feita por meio dos processos usuais, porém deve ser eficiente. Aïtcin (2000) cita o fato de existir controvérsia sobre a necessidade ou não de cura para o CAR, mas acrescenta que, na sua opinião, é importante realizar uma cura adequada, lembrando que a cura é realizada tanto para favorecer a hidratação como para minimizar a retração. Segundo este autor, *a retração do concreto de alto desempenho será essencialmente influenciada pela auto-secagem, enquanto a do concreto usual é essencialmente decorrente da secagem.*

Uma das diferenças fundamentais entre o concreto convencional e concreto de alto desempenho é a mudança de comportamento na ruptura. Quando se aumenta a resistência de um concreto, surge uma tendência de diminuição da ductilidade. Ainda, de acordo com

Neville (1997), os concretos de alta resistência apresentam uma quantidade menor de fissuras do que os concretos convencionais, durante todos os estágios de carregamento. Como consequência a parte ascendente da curva tensão-deformação é mais inclinada e linear até uma fração muito alta da resistência final (MACIEL et al., 2000). O ramo descendente da curva também é muito inclinado, de modo que os concretos de alta resistência são mais frágeis do que os comuns, e na verdade, ocorrem rupturas explosivas de partes localizadas de elementos de concreto de alta resistência, comportamento que não é desejável para estruturas em geral.

Como o diagrama tensão-deformação do CAR difere do diagrama do concreto convencional, é discutível a utilização do diagrama tradicional para dimensionamento de peças de concreto de alta resistência. O comportamento diferenciado implica também em algumas mudanças na distribuição usual de tensões considerada no projeto de peças armadas submetidas à flexão, como explicam Borges e Bittencourt (1999).

Para efeitos de ilustração, a figura 3.4 apresenta o diagrama tensão-deformação de um dos corpos de prova ensaiados nesse trabalho.

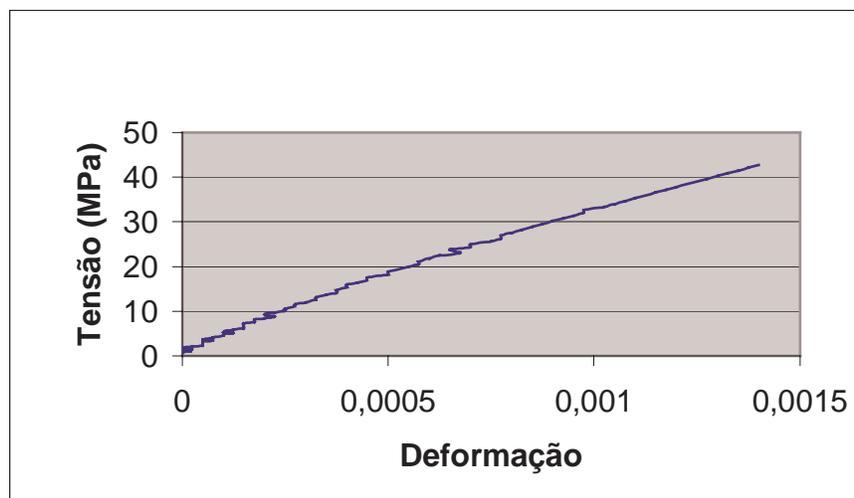


Figura 3.4 – Diagrama tensão-deformação de um corpo-de-prova de concreto de alta resistência ensaiado

É de extrema relevância para os concretos de alto desempenho a relação entre resistência e deformação. Como foi explicado no capítulo anterior, quanto mais resistente o concreto,

maior a deformação. No entanto, sob uma mesma tensão, independente da resistência, os concretos mais resistentes apresentam deformação menor (NEVILLE, 1997).

Segundo Almeida (1997), a resistência à compressão é extremamente beneficiada no concreto de alta resistência e a resistência à tração, seja ela direta, na flexão ou na compressão diametral, também é beneficiada, embora não proporcionalmente à resistência à compressão. O mesmo acontece com o módulo de deformação do concreto, não havendo proporcionalidade.

Kumaat e Lorrain (1996) destacam que o concreto de alta resistência é mais sensível aos efeitos das microfissuras e mais sensível aos esforços de retração do que o concreto comum. Aïtcin (2000) explica que os procedimentos e métodos de ensaio desenvolvidos para determinação da fluência e da retração hidráulica do concreto convencional não são os mais adequados para medir a fluência e a retração de concretos de alto desempenho com baixa relação água/cimento, devido à complexidade dos processos físico-químicos envolvidos. Já a determinação do módulo de deformação de um concreto de alta resistência pode ser feita da mesma forma que para os concretos convencionais.

Segundo Helene (1997), a elevação da resistência à compressão do concreto com o tempo é dependente do tipo e natureza do cimento e é inversamente proporcional à relação água/cimento. O autor explica que esse aumento é mais significativo, nas primeiras idades, para faixas de relação água/cimento mais baixas e que a variabilidade da resistência do concreto de alto desempenho é muito influenciada pela resistência do cimento.

Ainda de acordo com Helene (1997), as estruturas de concreto submetidas a cargas de longa duração tendem a terem reduzidas as suas resistências, devido ao fenômeno da relaxação, também conhecido no país como Efeito Rüsçh. Esse efeito negativo da redução da resistência com o tempo é normalmente compensado pela elevação da resistência à compressão do concreto com a idade, em função das reações de hidratação do cimento.

De acordo com Alca et al. (1997), as curvas tensão-deformação do concreto de alta resistência, na flexão, podem ser bastante diferentes das de um cilindro carregado uniaxialmente. Em seus estudos do efeito das dimensões da seção transversal na flexão de vigas de concreto de alta resistência, verificaram que, pelas medidas de deformação e

rotação das fibras mais comprimidas, as vigas de concreto de resistência maior (90 MPa) deformaram-se tanto quanto as de resistência menor (50 MPa). Sendo que todas as vigas se deformaram mais do que o previsto pelo código referendado em seu trabalho.

Ainda sobre os efeitos na flexão, Paulson et al. (1991 apud ASHOUR et al.,1997) apresentam dados mostrando que o coeficiente de fluência e as deflexões em vigas de concreto de alta resistência são menores do que para vigas similares de concreto convencional. Segundo o autor, a influência da armadura de compressão nas deflexões ao longo do tempo é menos significativa para vigas de concreto de alta resistência do que para similares em concreto convencional.

Em resumo, o comportamento estrutural dos concretos de alto desempenho é, sob diversos aspectos, diferente daquele dos concretos convencionais (BORGES; BITTENCOURT, 1999). Dadas as dúvidas existentes quanto à fabricação, propriedades e comportamento ao longo do tempo deste material, apesar da clara tendência de ampliação de seu uso, considera-se fundamental realizar estudos sobre o mesmo. Isto justificou a introdução de vigas de concreto de alta resistência no programa experimental deste trabalho.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como detalhado no capítulo 1, o presente trabalho se propôs a avaliar a flecha total, isto é a soma das parcelas referente à flecha imediata e à flecha diferida, em vigas de concreto armado de diferentes tipos de concretos especiais. O programa experimental proposto compreendeu a análise de oito vigas, que foram realizadas em quatro séries, apresentadas na tabela 4.1. Foram mantidas constantes, em todas as vigas, a geometria, as armaduras longitudinal e transversal e o nível de carregamento. Foi tomado como variável o tipo de concreto. Como o ambiente interfere nos resultados dos deslocamentos, salientamos que os fatores temperatura e umidade do ar foram apenas monitorados, porém não controlados.

Este capítulo apresenta a estratégia de pesquisa adotada e descreve o programa experimental realizado.

4.1 ESTRATÉGIA DE PESQUISA

A estratégia de pesquisa adotada foi a de montagem de modelos de comportamento a partir da análise de dados experimentais. Decidiu-se que seria interessante trabalhar com protótipos em escala real devido ao problema de extrapolação de dados de deformação e fissuração a partir de modelos reduzidos, devido à dificuldade de reproduzir o mecanismo de aderência entre o concreto e a armadura.

Além das vigas testemunhos, utilizadas como referência, foram moldadas vigas fabricadas com três tipos de concretos especiais, selecionados de acordo com os critérios explanados no capítulo 3.

Para cada tipo de concreto foram moldadas duas vigas, com dimensões iguais. As mesmas foram então submetidas a um experimento cujas etapas estão sumarizadas no fluxograma apresentado na figura 4.1.

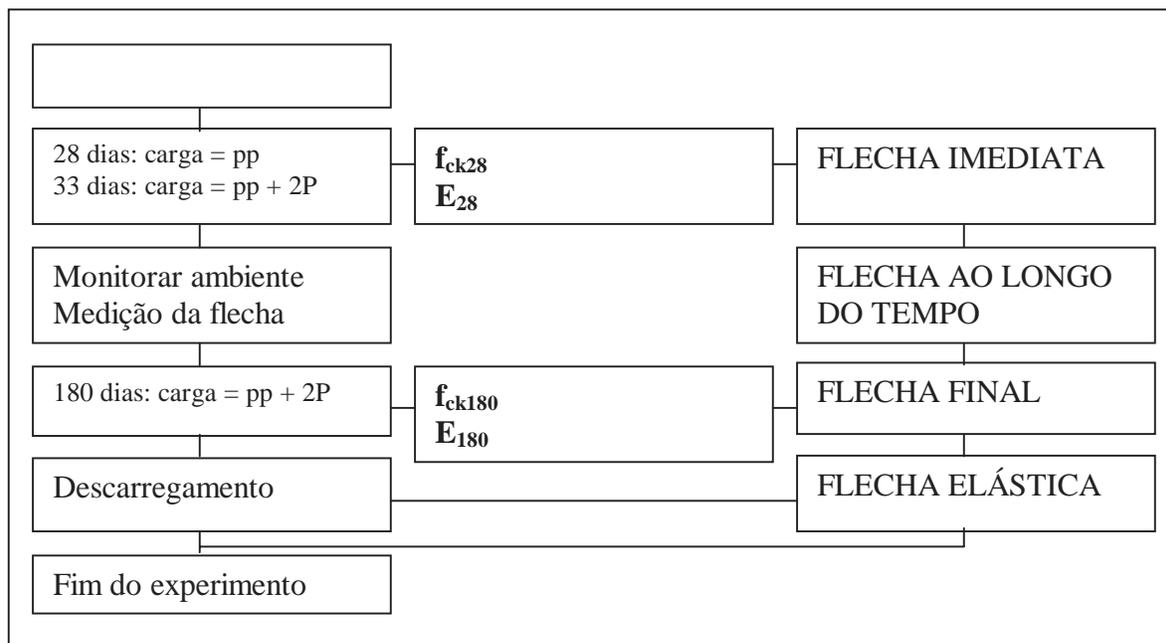


Figura 4.1 – Fluxograma do Experimento

4.2 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS

A denominação das vigas ensaiadas seguiu o seguinte procedimento:

- a) a letra V representa o elemento viga;
- b) as letras T, F, B e A, representam o tipo de concreto, respectivamente:
Testemunho (concreto convencional), com Fibras de aço, com concreto de cimento Branco e com concreto de Alta resistência;
- c) o numeral, 1 ou 2, expressa se a consideração se refere à 1ª ou à 2ª viga moldada para cada tipo de concreto.

Desta forma foram gerados os códigos de cada viga, mostrados na tabela 4.1. As vigas moldadas apresentam seção transversal de 10 x 20 cm e comprimento total de 212 cm. Os carregamentos considerados e as solicitações resultantes são mostradas na figura 4.2.

Tabela 4.1 – Denominação dos protótipos

Protótipo	Denominação
VT1	Viga Testemunho 1
VT2	Viga Testemunho 2
VF1	Viga concreto com Fibras de aço 1
VF2	Viga concreto com Fibras de aço 2
VB1	Viga concreto com cimento Branco 1
VB2	Viga concreto com cimento Branco 2
VA1	Viga concreto de Alta Resistência 1
VA2	Viga concreto de Alta Resistência 2

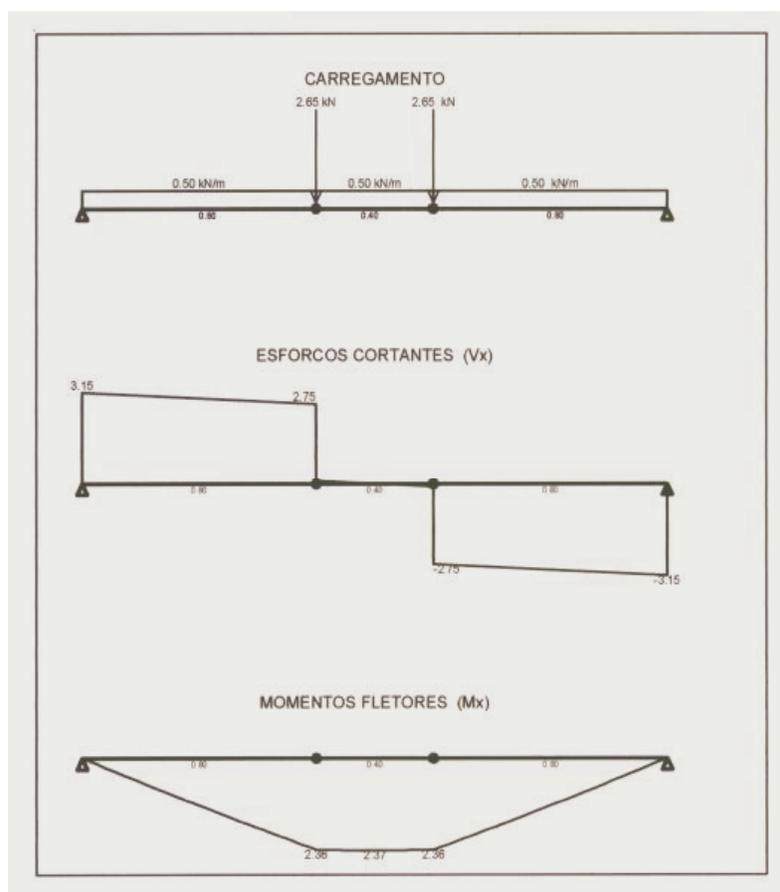


Figura 4.2 – Modelo de carregamento e diagramas de esforços cortantes e momentos fletores dos protótipos de vigas ensaiados

Considerou-se o peso próprio da viga como uma carga distribuída com valor de 0,5 kN/m. O carregamento adicional foi planejado de forma que pudesse ser representado por duas cargas concentradas de 2,65 kN cada, localizadas de forma equidistante dos apoios. Os diagramas de solicitações mostrados na figura 4.2 indicam que o trecho central das vigas ficou submetido a um momento puro 2,37 kNm.

Estas solicitações foram utilizadas para o dimensionamento das vigas testemunho. Atendeu-se às prescrições da NBR 6118/03 quanto à largura mínima e quanto ao cobrimento mínimo, que foi estabelecido em 2 cm. O dimensionamento indicou a necessidade de uma armadura longitudinal inferior composta de duas barras de aço CA-50, com 6,3 mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura $\rho = 0,0031$. A armadura superior foi definida como sendo composta por duas barras de aço CA-60, com 5,0 mm de diâmetro. A armadura transversal foi formada por estribos de aço CA-60, também com diâmetro de 5,0 mm, espaçados de 8 cm. O detalhamento do protótipo é apresentado na figura 4.3.

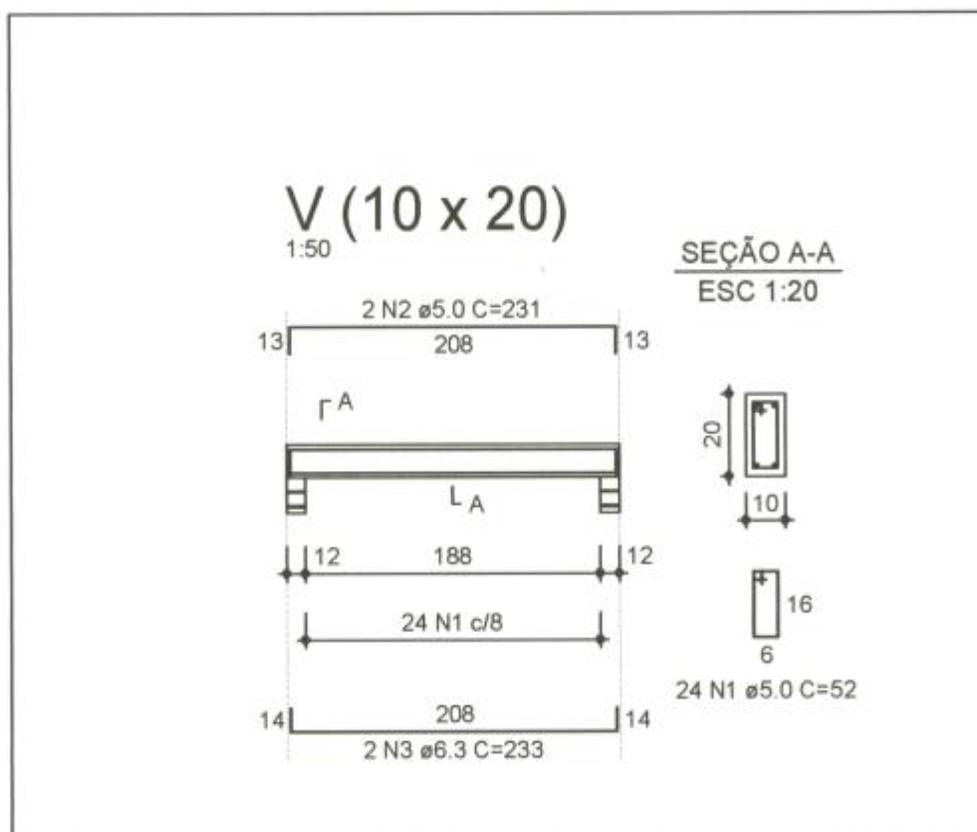


Figura 4.3 – Detalhamento da armadura dos protótipos

As formas foram executadas com tábuas de 25 mm no fundo e nos topos. Compensado comum de 15 mm foi usado nas laterais. As gravatas foram todas distanciadas de 46,4 cm. Foram empregadas escoras de eucalipto, devidamente encunhadas, conforme projeto apresentado na figura 4.4.

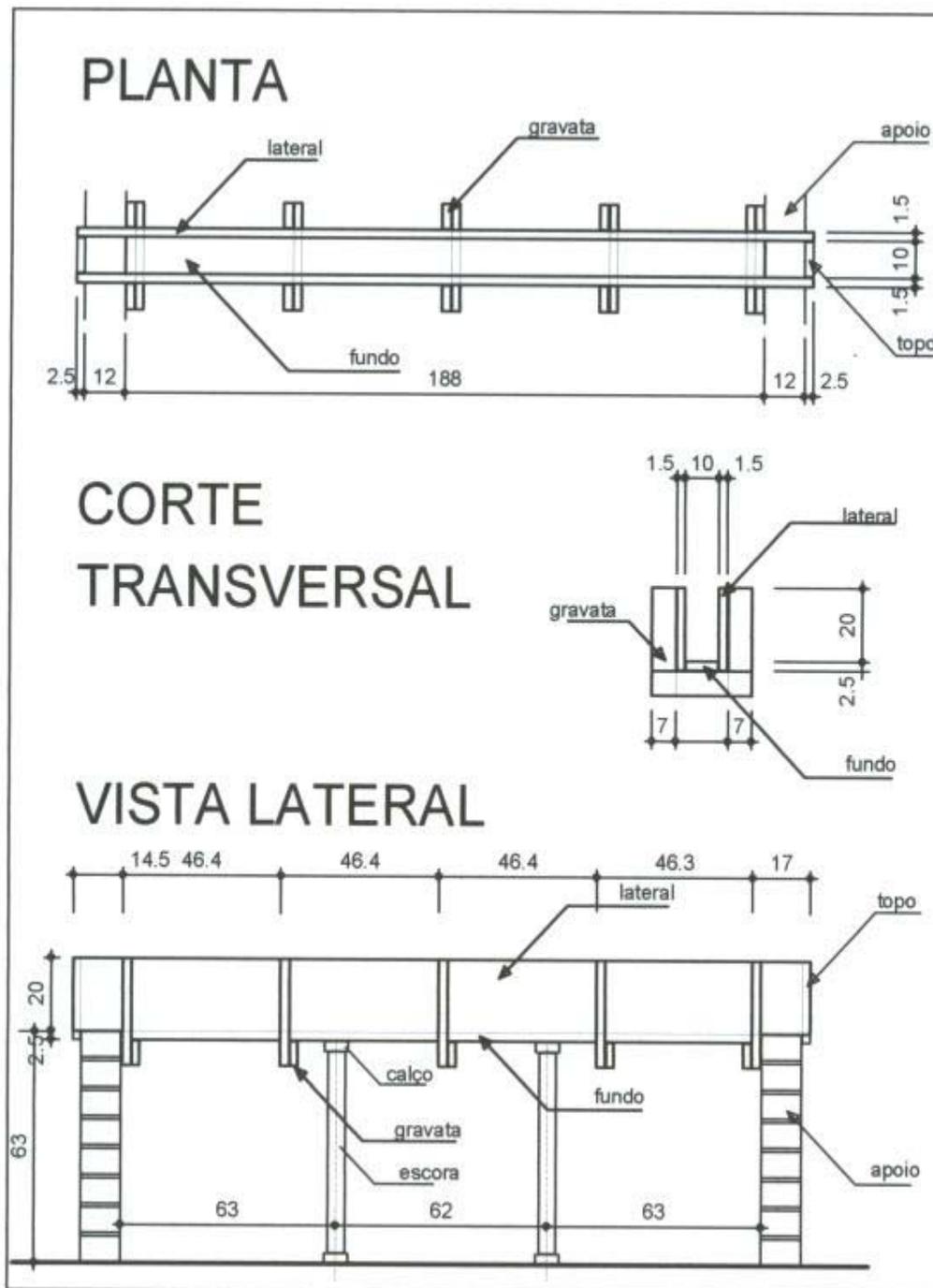


Figura 4.4 –Projeto das formas

As formas foram executadas de forma a se encaixar nos apoios definitivos das vigas, como mostra a figura 4.5. As mesmas foram planejadas e montadas de maneira a permitir a retirada das faces laterais aos 7 dias, e dos fundos aos 28 dias

Os apoios foram executados em alvenaria de tijolos maciços. Sobre um dos apoios, foi colocada uma placa de neoprene 10 x 12 cm de área de contato e 2 cm de espessura, apresentada em separado na figura 4.6. A deformação elástica do neoprene foi medida no momento do descarregamento, como explicado no capítulo 5. Os valores obtidos foram utilizados para corrigir o valor das flechas obtidas.



Figura 4.5 - Detalhe das formas

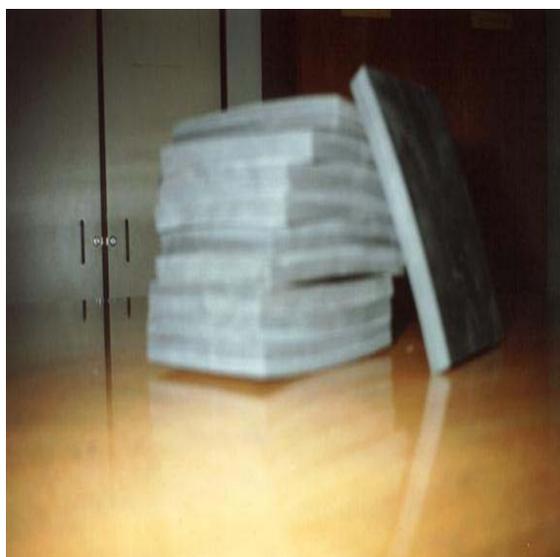


Figura 4.6 – Detalhe placas de neoprene

4.3 DEFINIÇÃO DOS CONCRETOS

Adotou-se como critério de dosagem do concreto o método IPT/USP. Foram feitos ensaios preliminares para ajustar cada um dos traços.

Partiu-se de um traço para o concreto convencional, definido admitindo o uso de agregados naturais (areia média de rio e brita basáltica) e tendo como aglomerante o cimento Portland CP II-F. Determinou-se que a resistência desejada seria correspondente a um $f_{ck} \geq 20\text{MPa}$.

Para atingir este objetivo empregou-se uma relação água-cimento de 0,55, uma relação cimento/materiais secos de 1:6.1 e um teor de argamassa de 49%. Isto resultou num traço de 1: 2,48 : 3,62 (cimento:areia:brita).

A partir deste traço inicial foram realizados ajustes e determinados os traços para cada tipo de concreto especial a ser executado no programa experimental.

Para o concreto com fibras de aço empregou-se o mesmo traço do concreto convencional, com a adição de 45 kg/m^3 de fibras de aço (Dramix, RC 80/60 BN), teor máximo recomendado de incorporação. Corrigiu-se em parte a perda de trabalhabilidade causada pela adição das fibras com utilização de aditivo superplastificante.

Para o concreto com cimento branco partiu-se do mesmo traço do concreto convencional, com a substituição do cimento Portland comum pelo cimento estrutural branco CPB-40. Aumentou-se a relação água-cimento para compensar a maior finura e reatividade do cimento, de forma a manter o patamar de resistência desejado.

Para o concreto de alta resistência utilizou-se um traço diferente, o qual foi determinado com o intuito de se obter uma resistência mais elevada ($f_{ck} > 50 \text{ MPa}$). Foi empregado cimento Portland de alta resistência inicial CPV- ARI.

A tabela 4.2 sumariza os traços adotados para cada tipo de concreto.

Tabela 4.2 – Traço e resistência à compressão prevista dos concretos dos protótipos.

Protótipo	Traço	A/c	f_{ck} (previsto)
VT1 e VT2	I –1 : 2,48 : 3,62	0,55	23 MPa
VF1 e VF2	II-1 : 2,48 : 3,62 - fibras 45kg/m ³ - superplast. 0,3% cim	0,55	23 MPa
VB1 e VB2	III-1 : 2,48 : 3,62	0,59	23 MPa
VA1 e VA2	IV-1 : 1,08 : 1,92 - superplastificante. 1,0% cim	0,29	60 MPa

Na tabela 4.3 encontra-se o consumo de materiais por m³ de concreto.

Tabela 4.3 – Consumo de materiais por m³

Traço	Cimento (kg)			Agregado (kg)		Fibras de Aço (kg)	Superplasti- ficante (kg)	Água (kg)
	CPII-F	CPB-40	CPV	Miúdo	Graúdo			
I	324			803	1172			178,2
II	318			803	1172	45,0	1,0	177,8
III		324		803	1172			191,13
IV			575	621	1104		5,75	164,5

4.3.1 Caracterização dos materiais

Os materiais utilizados na confecção dos concretos foram:

- a) agregado graúdo de origem natural, proveniente do basalto;
- b) agregado miúdo, areia, oriunda do rio Jacuí.;
- c) aglomerante cimento Portland CPII-F, vigas VT1, VT2, VF1 e VF2;
- d) aglomerante cimento Portland estrutural branco CPB-40, vigas VB1 e VB2;
- e) aglomerante cimento Portland de alta resistência inicial CPV, vigas VA1 e VA2.

As principais características de cada um dos materiais discriminados acima estão apresentadas nas tabelas 4.4 a 4.8.

Tabela 4.4 – Composição granulométrica do agregado graúdo

Peneiras	1ª Tentativa: 5 Kg			2ª Tentativa: 9,507 Kg			MÉDIA	
	P. Ret. (gr)	% Retida	% Acum.	P. Ret. (gr)	% Retida	% Acum.	% Retida	% Acum.
25 mm	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19 mm	113,00	2,26	2,26	460,00	4,84	4,84	3,55	3,55
12,5 mm	2715,00	54,30	56,56	5284,00	55,58	60,42	54,94	58,49
9,52 mm	1220,00	24,40	80,96	2004,00	21,08	81,50	22,74	81,23
6,3 mm	868,00	17,36	98,32	1513,00	15,91	97,41	16,64	97,87
Fundo	84,00	1,68	100,00	246,00	2,59	100,00	2,13	100,00
Total	5000,00	100,00	100,00	9507,00	100,00	100,00	100,00	100,00
DMC	19 mm			19 mm			19 mm	
MF	6,83			6,86			6,85	

Tabela 4.5 – Massa específica e massa unitária do agregado graúdo

Massa especif.	Balança hidrostática		Balança digital		MÉDIA
	1ª tentativa	2ª tentativa	1ª tentativa	2ª tentativa	
Peso seco (g)	1516,72	1558,7	1782,39	1291,3	
P. submerso (g)	965,12	993,35	1137,18	823,06	
P. sup. sat. (g)	1525,27	1568,22	1793,76	1300,12	
m (kg/dm ³)	2,708	2,711	2,715	2,707	2,71
Massa unitária	1ª tentativa	2ª tentativa	3ª tentativa	MÉDIA	
Volume (dm ³)	20	20	20		
Peso (kg)	28,73	28,59	28,70		
m (kg/dm ³)	1,437	1,430	1,435	1,44	

Tabela 4.6 – Composição granulométrica do agregado miúdo

Peneiras	1ª Tentativa			2ª Tentativa			MÉDIA	
	P. Ret. (gr)	% Retida	% Acum.	P. Ret. (gr)	% Retida	% Acum.	% Retida	% Acum.
4.8 mm	12,80	2,56	0,96	19,10	3,82	0,64	3,19	0,80
2.4 mm	37,70	7,54	8,50	48,80	9,76	10,40	8,65	9,45
1.2 mm	70,90	14,18	22,68	78,60	15,72	26,12	14,95	24,40
0.6 mm	120,70	24,14	46,82	111,20	22,24	48,36	23,19	47,59
0.3 mm	194,40	38,88	85,70	174,50	34,90	83,26	36,89	84,48
0.15 mm	59,90	11,98	97,68	62,10	12,42	95,68	12,20	96,68
Fundo	3,20	0,64	98,32	5,30	1,06	96,74	0,85	97,53
Total	499,60	99,92	100,00	499,60	99,92	100,00	99,92	100,00
DMC	4,8mm			4,8mm			4,8mm	
MF	2,62			2,64			2,63	

Tabela 4.7 – Massa específica e massa unitária do agregado miúdo

Massa especif.	1ª tentativa	2ª tentativa	MÉDIA	
Vol.inicial (cm³)	200	200		
Peso (gr)	500	500		
Vol.final (cm³)	391,5	390,5		
m (kg/dm³)	2,611	2,625	2,62	
Massa unitária	1ª tentativa	2ª tentativa	3ª tentativa	MÉDIA
Volume (dm³)	20	20	20	
Peso (kg)	30,10	30,17	30,09	
m (kg/dm³)	1,505	1,509	1,505	1,51

Tabela 4.8 –Características físicas dos cimentos utilizados

Ensaio	CPII-F	CPB-40	CPV-ARI
Perda ao fogo	-	8,80%	2,02%
Finura (resíduo peneira 200)	2,3%	-	0,1%
Tempo de início de pega	3h	2h 10min	2h 40min
Tempo de fim de pega	3h 50min	3h 10 min	4h 20min
Superfície específica	320m ² /kg	464m ² /kg	442m ² /kg
Resistência à Compressão	24 MPa/3dias	30,2 MPa/3dias	35 MPa/3dias
	30 MPa/7dias	36,0 MPa/7dias	41 MPa/7dias
	35 MPa/28dias	48,8 MPa/28dias	55 Mpa/28dias

4.3.2 Preparação do Concreto

Os concretos foram executados em uma betoneira de tombamento marca MENEGOTTI, com pás solidárias à cuba e capacidade de mistura de 0,145 m³. Os materiais foram todos dosados em massa. A concretagem foi dividida em 4 etapas, executadas em quatro dias diferentes. Cada etapa consistiu na execução de um dos traços de concreto. Durante as mesmas foram realizados ensaios de abatimento de tronco de cone, de acordo com a NBR 7223 (ABNT, 1982). Os valores se encontram na tabela 4.9.

Tabela 4.9 -Valores ensaio de abatimento de cone

Traço - Betonada	Slump (mm)
I – VT1	70
I – VT2	60
II – VF1	35
II – VF2	60
III – VB1	30
III – VB2	45
IV – VA1	35
IV – VA2	25

4.3.2.1 Execução do Traço I – Concreto Convencional

A primeira etapa consistiu na concretagem dos protótipos de concreto convencional (traço I), para emprego na confecção das vigas VT1 e VT2 e de 24 corpos de prova cilíndricos para ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade.

A temperatura ambiente durante a concretagem foi de 8,9°C, e a umidade do ar era de 55%. Foi utilizada imprimação com nata de cimento.

A mistura se deu conforme previsto. Na figura 4.7 pode-se observar os materiais pesados. Os mesmos foram organizados de maneira a permitir a execução de duas betonadas. Cada betonada foi preparada com quantidade suficiente para concretar um protótipo e doze corpos de prova de 10x20 cm, com um volume de concreto por betonada de 0,0643 m³, com 5% de folga. Foi realizado um ensaio de abatimento de cone para cada uma das betonadas. O aspecto do material durante um deles pode ser visto na figura 4.8.

Os corpos de prova cilíndricos, que podem ser vistos na figura 4.9, foram curados de acordo com a norma NBR 5738 (ABNT, 1994).



Figura 4.7 – Materiais pesados para o concreto traço I



Figura 4.8 – Abatimento de tronco de cone - traço I



Figura 4.9 – Corpos de prova - traço I

4.3.2.2 Execução do Traço II – Concreto com Fibras de Aço

A segunda etapa consistiu na preparação do concreto com fibras de aço (traço II). O mesmo foi utilizado para confecção das vigas VF1 e VF2 e dos 24 corpos de prova cilíndricos. A temperatura ambiente no dia da concretagem foi de 13,6°C, e a umidade do ar de 85%. Também foi realizada a imprimação da betoneira com nata de cimento. O resultado de um dos ensaios de abatimento de tronco de cone realizados pode ser visto na figura 4.10a.

4.3.2.3 Execução do Traço III – Concreto com Cimento Branco

A terceira etapa consistiu na concretagem dos protótipos VB1 e VB2, com concreto de cimento branco. Por se tratar de um concreto especial, no qual a coloração é fundamental, tomou-se o cuidado de se realizar uma limpeza cuidadosa da betoneira, para só então realizar a imprimação propriamente dita com nata de cimento branco. A temperatura ambiente no momento da concretagem, neste caso, foi de 11,6°C, enquanto a umidade do ar foi de 58%. O resultado de um dos ensaios de abatimento de tronco de cone realizados pode ser visto na figura 4.10b.

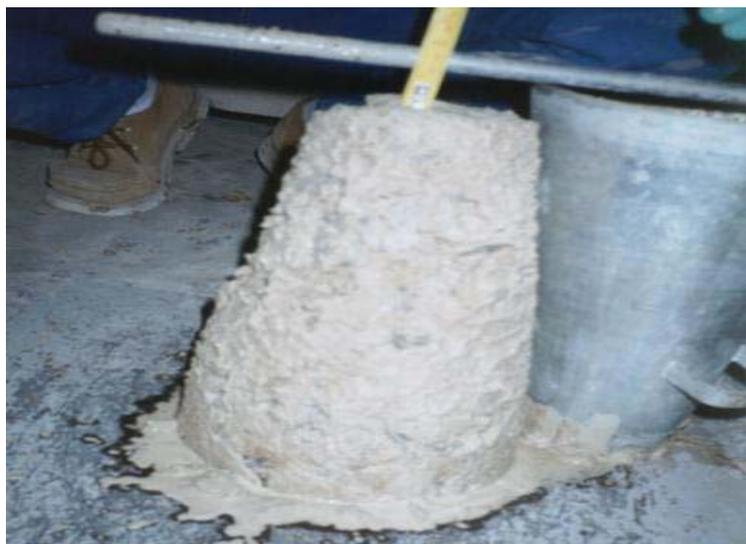
4.3.2.4 Execução do Traço IV – Concreto Alta Resistência

A última etapa consistiu na concretagem dos protótipos de concreto de alta resistência, VA1 e VA2, e dos 24 corpos-de-prova correspondentes. A temperatura ambiente no momento da concretagem foi de 9,2°C e a umidade do ar se situou em torno de 72%. Antes do início da concretagem foi realizada uma limpeza rigorosa da betoneira, para retirada de quaisquer resquícios de concreto com cimento branco, sendo posteriormente realizada imprimação com nata de cimento CPV-ARI.

Os ensaios de abatimento de tronco de cone apresentaram valores reduzidos, como se pode ver na figura 4.10c. A concretagem dos corpos de prova foi dificultada pela perda acelerada da trabalhabilidade do concreto, porém foi possível moldar todos os 24 corpos de prova.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.10 – Abatimento de tronco de cone: (a) traço II, (b) traço III e (c) traço IV

4.3.3 Moldagem

Os protótipos foram concretados com as formas já posicionadas em seus apoios definitivos. Como discutido no item 4.2, as mesmas foram montadas de forma a possibilitar a retirada das faces laterais aos sete dias, com a permanência dos fundos ainda com escoras até os 28 dias. As fôrmas receberam aplicação de desmoldante e, em seguida, foi feita a colocação de uma placa de neoprene no fundo de cada viga, sobre um dos apoios, executado com um rebaixo para esta finalidade. A figura 4.11 mostra uma armadura, já com os distanciadores plásticos utilizados para garantir o cobrimento e o posicionamento.



Figura 4.11 – Aspecto das armaduras posicionadas nas formas para concretagem

4.3.4 Adensamento

O adensamento do concreto foi realizado mecanicamente, com a utilização de um vibrador de imersão, marca KOHLBACH, do tipo agulha, com 425 mm de comprimento, 25,5 mm de diâmetro e frequência de 3450 rpm. Procedeu-se ao uso do vibrador em duas etapas, primeiro no momento em que metade do volume do concreto já estava nas formas (figura 4.12), e, posteriormente, quando se completou a concretagem do protótipo (figuras 4.13).



Figura 4.12 – Adensamento: 1ª etapa



Figura 4.13 – Adensamento: 2ª etapa

4.3.5 Cura e Retirada das Formas

A cura dos protótipos foi do tipo úmida, realizada com a utilização de sacos de aniagem, como se pode ver na figura 4.14. A mesma se estendeu desde cerca de três horas após a concretagem até o sétimo dia.



Figura 4.14– Cura dos protótipos

No sétimo dia foram retiradas as faces laterais das fôrmas, ficando o fundo ainda perfeitamente escorado, situação apresentada na figura 4.15. Esse fundo somente foi retirado aos 28 dias, quando cada protótipo já havia sido instrumentado de modo a medir a flecha imediata resultante do peso próprio, situação descrita no item 4.5.



Figura 4.15 – Protótipos sem as formas laterais

4.3.6 Controle tecnológico das propriedades dos concretos

Os 96 corpos-de-prova moldados foram identificados pelo nome do protótipo associado e pela data de concretagem. Um deles, já identificado, pode ser visto na figura 4.16. Como doze corpos de prova originaram-se de cada betonada, foi montado um sub-programa experimental para controle tecnológico dos concretos. Cada lote de doze corpos-de-prova foi dividido em dois sub-lotes de 6 unidades. O primeiro sub-lote de cada concretagem (CP1 a CP6) foram encaminhados para ensaio na idade de 28 dias. Os outros sub-lotes de cada concreto (CP7 a CP12) foram enviados para ensaio na idade de 180 dias. Estas idades coincidem com as datas de carregamento dos protótipos e encerramento dos ensaios, respectivamente. Os seis corpos de prova de cada sub-lote foram separados, sendo três utilizados para ensaios de compressão axial (figura 4.17) e os demais para determinação do módulo de deformação (figura 4.18).

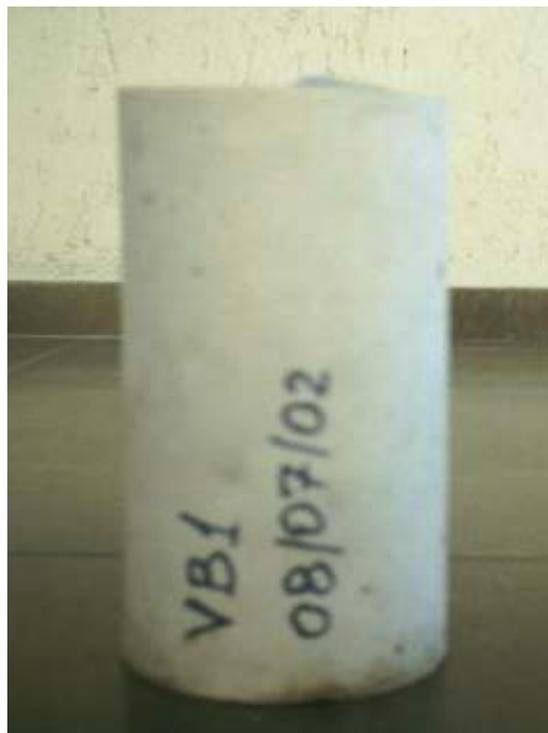


Figura 4.16 – Corpo de Prova



Figura 4.17 – Ensaio de Resistência à Compressão



Figura 4.18 – Ensaio de Módulo de Deformação

Os ensaios de compressão foram realizados de acordo com os procedimentos recomendados pela norma brasileira NBR 5739 (ABNT, 1994). Utilizou-se nos ensaios uma prensa computadorizada SHIMADZU de 2000 kN.

Já os ensaios de módulo de deformação foram executados de acordo com a norma brasileira NBR 8522 (ABNT, 1983). Para medição das deformações foi empregado um anel instrumentado com LVDTs, como se pode ver na figura 4.18. A coleta de dados foi feita de forma automática através de um computador conectado à prensa, para a armazenagem dos valores de carga, deslocamentos transversais e longitudinais. Os dados foram exportados, depurados e analisados no software Excel para cálculo dos valores dos módulos secantes, determinados como a inclinação da reta traçada entre os valores de 5% e 40% da tensão última de ruptura do corpo-de-prova.

Um sumário dos resultados médios de resistência e módulo de deformação, para cada tipo de concreto, calculados a partir dos dados coletados nos ensaios estão apresentados na tabela 4.10. Sua significância é discutida no capítulo 5. Os resultados específicos de cada corpo-de-prova estão apresentados no **Anexo 1**.

Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de Resistência Característica à Compressão e Módulo de Deformação aos 28 e 180 dias

Traço-Betonada	Resistência à Compressão	Módulo de Deformação	Resistência à Compressão	Módulo de Deformação
	28 dias (MPa)	28 dias (MPa)	180 dias (MPa)	180 dias (MPa)
I – VT1	13,5	20695	17,0	21204
I – VT2	13,1	17567	15,8	18998
II – VF1	23,9	23871	26,0	23315
II – VF2	17,0	20435	20,2	26971
III – VB1	22,2	21240	22,0	20684
III – VB2	30,1	26547	34,7	26071
IV – VA1	52,5	37704	55,8	38555
IV – VA2	21,5	33660	52,8	34338

4.4 CARACTERIZAÇÃO DOS AÇOS

As armaduras utilizadas nos protótipos foram cortadas e dobradas pelo próprio fabricante, de acordo com o detalhamento apresentado no item 4.2. A figura 4.19 mostra as mesmas antes da montagem, ainda com as etiquetas identificadoras.

As barras foram ensaiadas à tração, para determinação de suas tensões de escoamento e de ruptura. A figura 4.20 mostra um dos corpos-de-prova durante a realização de um ensaio. Foram extraídas quatro amostras para cada tipo de aço utilizado. Os resultados dos ensaios são apresentados na tabela 4.11.



Figura 4.19 – Armaduras cortadas e dobradas pelo próprio fabricante.

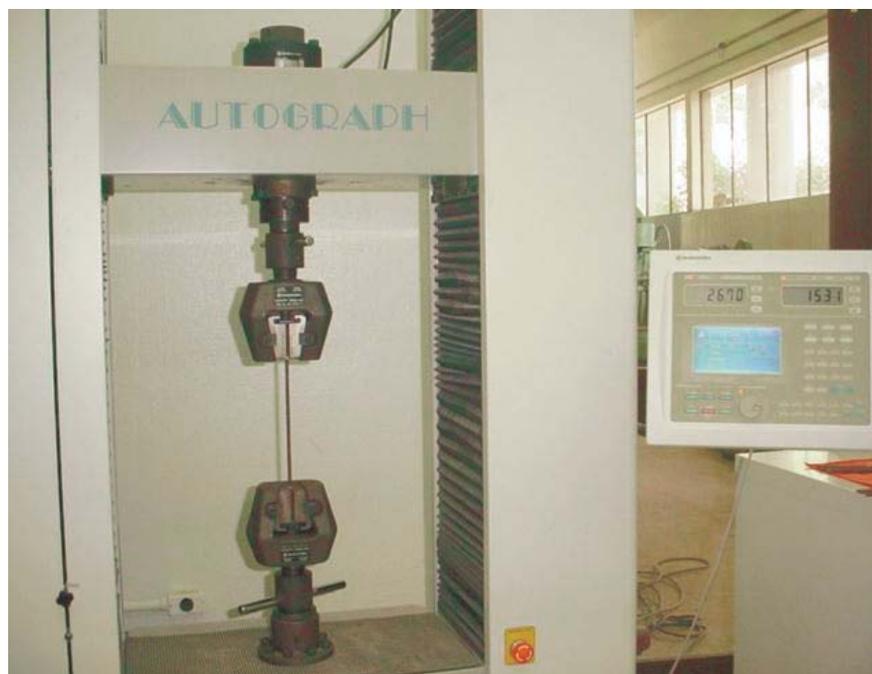


Figura 4.20 – Ensaio de tração da armadura em prensa computadorizada.

Tabela 4.11 – Caracterização dos aços.

Amostra	Tipo de aço	Diâmetro (mm)	Tensão de ruptura (MPa)
1	CA 50	6.3	857,70
2	CA 50	6.3	856,52
3	CA 50	6.3	929,50
4	CA 50	6.3	941,53
1	CA 60	5.0	783,50
2	CA 60	5.0	781,00
3	CA 60	5.0	793,22
4	CA 60	5.0	797,04

4.5 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação foi concebida para possibilitar o acompanhamento dos deslocamentos transversais durante o ensaio. Dada a longa duração do teste, decidiu-se que a melhor estratégia seria utilizar equipamentos mecânicos, que não demandassem monitoramento contínuo nem alimentação elétrica. Dentro desta filosofia, mediram-se os deslocamentos transversais (flechas) na seção central dos protótipos através de defletômetros mecânicos da marca MITUTOYO, com cursor de 50 mm e precisão de 0,01mm.

As primeiras leituras foram realizadas aos 28 dias de idade. Cabe salientar que, em algumas vigas, foi necessário admitir uma pequena variação dessa idade, para otimização dos trabalhos de instalação dos deflectômetros.

A leitura inicial foi feita antes da retirada da parte do fundo da forma e do escoramento. Para tanto, os defletômetros foram instalados na parte superior dos protótipos, na seção central, situação apresentada na figura 4.21. Como se pode ver na figura, foram também posicionados relógios em uma das faces laterais de dois protótipos (VT2 e VF1), para verificação dos giros.



Figura 4.21 – Deflectômetros posicionados na parte superior da seção central dos protótipos e nos topos dos protótipos VT2 e VF1

Após a retirada dos escoramentos e da parte do fundo das formas foi realizada nova leitura, para determinação da flecha imediata devido ao peso próprio do elemento. Uma terceira leitura foi realizada após 2 horas, para capturar alguma movimentação adicional.

Só então se procedeu ao reposicionamento dos deflectômetros. Os mesmos foram retirados da parte de cima dos protótipos e instalados na face inferior, na seção central de cada viga. Depois da recolocação dos relógios se iniciou uma nova série de leituras, para controle das flechas imediatas devidas à aplicação do carregamento externo e das flechas diferidas devidas ao carregamento total, ao longo do tempo.

O posicionamento final dos equipamentos está mostrado na figura 4.22. Esta posição foi então mantida até a fase de descarregamento. Foram também mantidos os relógios nos topos dos protótipos VT2 e VF1, como mostra a figura 4.23. Foram feitas três leituras semanais ao longo de todo o experimento. Essas leituras estão registradas nas planilhas apresentadas no Anexo 2. Os resultados são analisados no capítulo 5



Figura 4.22 – Deflectômetros posicionados na parte inferior da seção central dos protótipos



Figura 4.23 – Deflectômetros nos topos dos protótipos VT2 e VF1

4.6 CARREGAMENTO

As cargas aplicadas foram colocadas de forma a obedecer ao modelo estrutural apresentado no item 4.2, ou seja, além da carga uniformemente distribuída, devida ao peso próprio do elemento, de valor igual a 0,5 kN/m, foram consideradas duas cargas concentradas, eqüidistantes dos apoios, de 2,65 kN cada.

Para obter esse carregamento foi montado um estrado, pesando 0,1 kN, sobre dois protótipos de mesmo tipo de concreto. Sobre este estrado foram colocados 21 blocos de concreto, com peso de 0,5 kN em média, totalizando 10,6 kN por estrado, ou seja 5,3 kN por protótipo, situação apresentada nas figuras 4.24 e 4.25.

Esse carregamento externo foi aplicado sete dias após a retirada da parte do fundo das fôrmas, sendo feita a leitura dos deflectômetros antes e após a aplicação da carga para verificar a flecha imediata.



Figura 4.24 – Carregamento dos protótipos



Figura 4.25 – Vista lateral do carregamento

4.7 CARACTERIZAÇÃO DO MEIO AMBIENTE DE INSERÇÃO

Conforme já mencionado, o ambiente do ensaio não foi controlado, apenas monitorado. Para fazer este monitoramento foi utilizado um higrotermômetro-digital marca ALLA FRANCE, com leituras de temperatura, em °C, e de umidade do ar. A série de leituras registradas consta das planilhas mostradas no Anexo 2. Todas as leituras foram feitas durante o período do terço médio do dia.

O ensaio foi realizado na Universidade de Caxias do Sul – Campus 8, na região serrana do sul do Brasil, caracterizada por temperaturas frias e umidades baixas, que favorecem a deformação lenta. Quanto ao microclima, o ensaio transcorreu em uma sala isolada, com trânsito restrito de pessoas. As janelas basculantes ficaram parcialmente abertas no transcorrer de todo o período do ensaio, permitindo que as condições ambientais atuassem sobre os protótipos, porém restringindo a ação das chuvas.

4.8 MONITORAMENTO DAS FLECHAS AO LONGO DO TEMPO

Para a aquisição dos dados procedeu-se a uma leitura sistemática de cada deflectômetro, com anotação manual das leituras em planilhas, procedendo-se sempre uma releitura para conferir anotações. Essas leituras foram realizadas periodicamente, três vezes por semana. As planilhas foram digitalizadas e estão apresentadas no Anexo 2. A análise dos dados é feita no Capítulo 5.

4.9 RETIRADA DO CARREGAMENTO – ENSAIO INSTANTÂNEO

A retirada do carregamento foi executada de forma sistemática. Os protótipos foram instrumentados de modo a possibilitar a medição da recuperação elástica da viga e também para aferir qual a deformação ocorrida nas placas de neoprene posicionadas nos apoios. Para isto foram instalados cinco deflectômetros posicionados de forma equidistantes ao longo do eixo maior de cada um dos protótipos. Além destes, mais dois deflectômetros foram instalados na parte superior de cada uma das extremidades dos protótipos. Esta configuração de relógios pode ser vista em detalhe na figura 4.26.



Figura 4.26 – Instrumentação para retirada do carregamento

A retirada dos blocos foi feita em etapas, procedendo-se à leitura dos deslocamentos depois da retirada de cada camada de três blocos, correspondentes a uma variação de carga de cerca de 1,50 kN.

Na última etapa de descarregamento foi retirado, além dos três blocos, o estrado, com um peso de cerca de 0,1 kN, totalizando um alívio de carga da ordem de 1,60 kN.

Plotando os dados obtidos durante o ensaio de descarregamento obtiveram-se curvas que mostraram o alívio gradual dos deslocamentos elásticos. Essas leituras também estão apresentadas nas planilhas do **Anexo 2**.

O descarregamento foi realizado quando os oito protótipos haviam completado a idade de 180 dias, sendo admitida uma pequena variação desta idade para otimizar o trabalho dos técnicos.

A análise dos resultados obtidos é feita no Capítulo 5.

5 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos para as flechas das vigas em estudo. Os resultados experimentais são comparados a estimativas obtidas de forma analítica, utilizando a NBR 6118/03, e numérica, utilizando um modelo de análise proposto por Barbieri (2003).

A análise dos resultados está organizada em 4 etapas: inicialmente se discutem os resultados experimentais, analisando tendências de comportamento quanto à deformação ao longo do período de ensaio. Em seguida são analisados os resultados analíticos, obtidos utilizando parâmetros e prescrições da NBR 6118/03, e apresentadas comparações entre os resultados experimentais e analíticos. Num terceiro item são mostrados os resultados numéricos, obtidos via modelo numérico de Barbieri (2003), sendo os mesmos também comparados com os resultados experimentais. Para completar a análise, os desempenhos dos diferentes concretos especiais são comparados entre si.

5.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Como descrito no capítulo 1, o objetivo principal do presente trabalho consistia em avaliar as flechas totais, ou seja, a soma das flechas imediatas e das flechas diferidas, em protótipos de vigas de concreto armado não convencional. Os protótipos foram submetidos a um carregamento fixo e vinculados de forma simular uma situação pseudo isostática. Com este intuito um dos apoios foi liberado, através da utilização de placas de neoprene fretado. A primeira providência para analisar os resultados, portanto, foi subtrair o efeito da deformação destas placas da deformação total. Para tanto, fez-se o controle das deformações durante o descarregamento dos protótipos, como descrito a seguir.

5.1.1 Ensaio de Descarregamento

O ensaio de descarregamento foi levado a efeito com o intuito de medir a recuperação elástica dos apoios de neoprene de cada protótipo. Os resultados estão apresentados na figura 5.1. As leituras individuais constam das planilhas do Anexo 2.

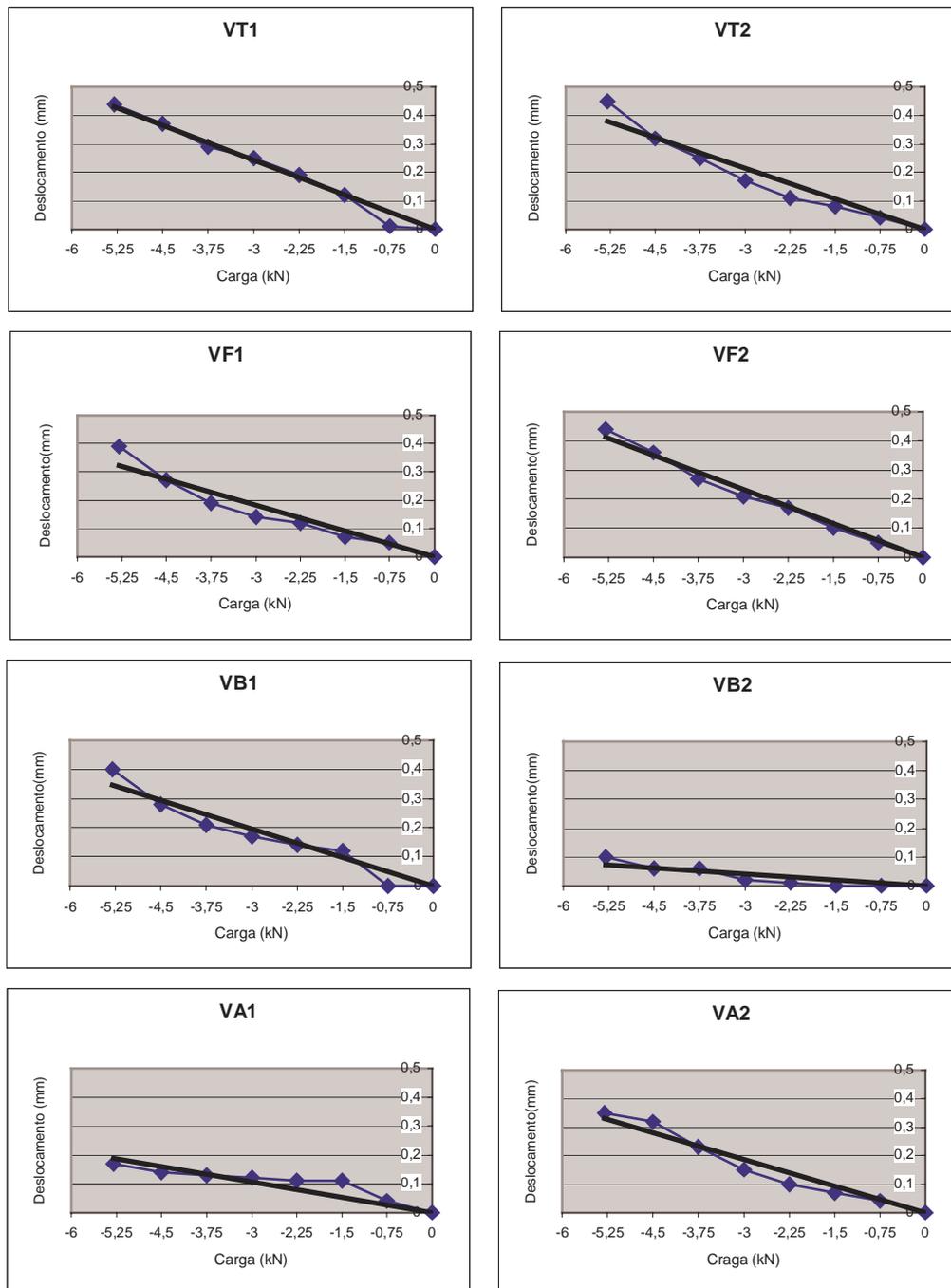


Figura 5.1 – Recuperação da deformação dos apoios de neoprene de cada protótipo.

Estes dados foram utilizados para efetuar uma correção das flechas medidas pelos deflectômetros posicionados na seção central de cada protótipo. Admitiu-se que a deformação do neoprene causaria um acréscimo de deslocamento que teria uma variação linear ao longo da viga. A figura 5.2 apresenta as curvas representativas dos deslocamentos elásticos finais de todos os protótipos, após a correção.

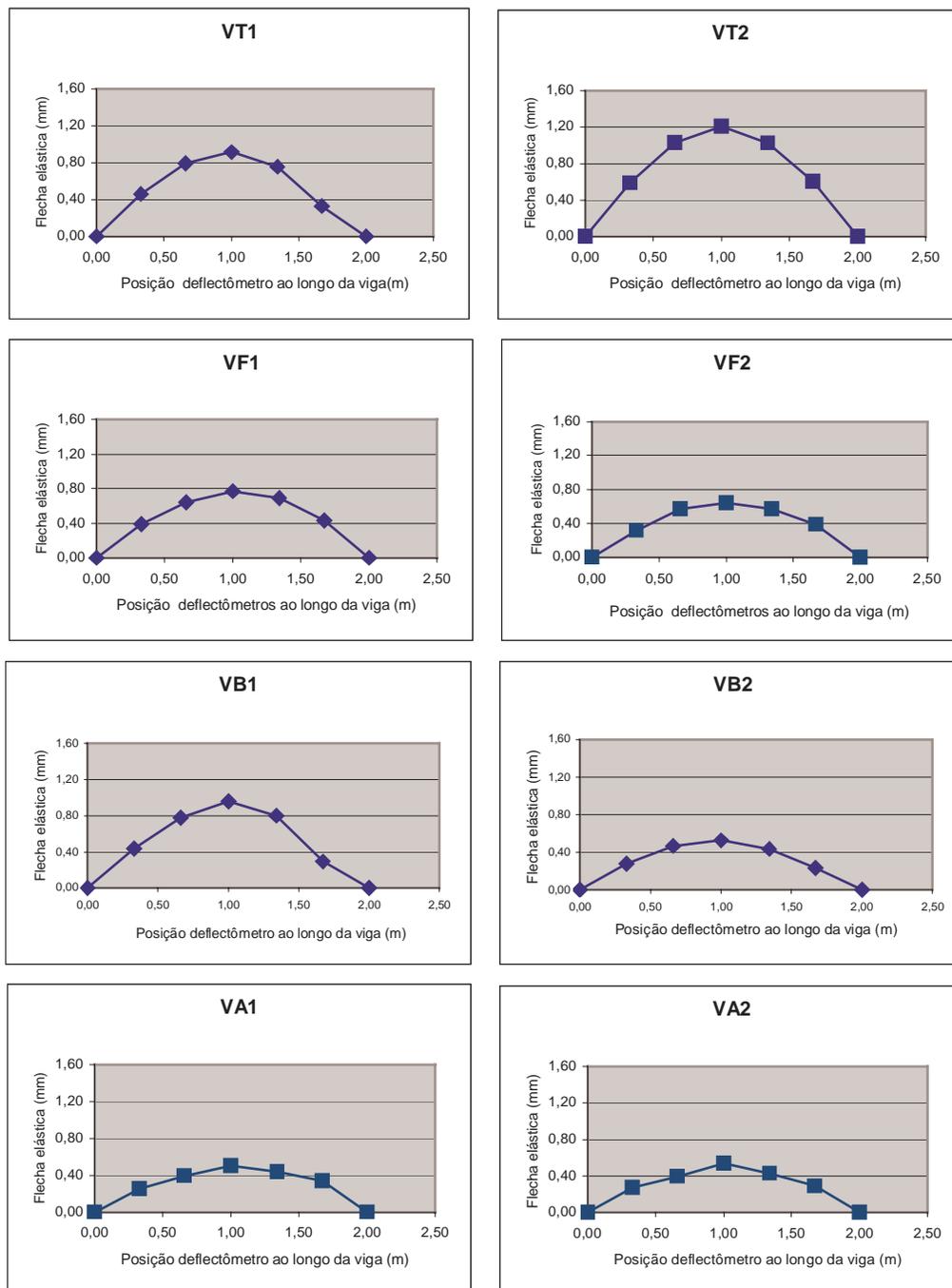


Figura 5.2 – Curvas dos deslocamentos elásticos de cada protótipo.

Como se pode observar na figura, as curvas das deformações apresentam o formato esperado. É possível, ainda, notar que as curvas de deslocamentos dos dois protótipos de cada tipo apresentam características e valores semelhantes, com exceção dos protótipos de concreto branco.

5.1.2 Flechas ao Longo do Tempo para os Diferentes Tipos de Concreto

As figuras 5.3 a 5.6 apresentam os gráficos *flecha x tempo*, que contêm o desenvolvimento das flechas ao longo do tempo para os protótipos dos diferentes tipos de concreto.

No Anexo 2 estão apresentadas as planilhas com as leituras, tomadas ao longo do tempo, dos deflectômetros posicionados na seção central de cada protótipo, conforme cronograma já descrito no capítulo 4. Como discutido acima, para a determinação da flecha de cada protótipo, o valor da leitura foi corrigido subtraindo-se o valor do deslocamento na seção central provocado pelo deslocamento elástico do apoio com neoprene de cada protótipo.

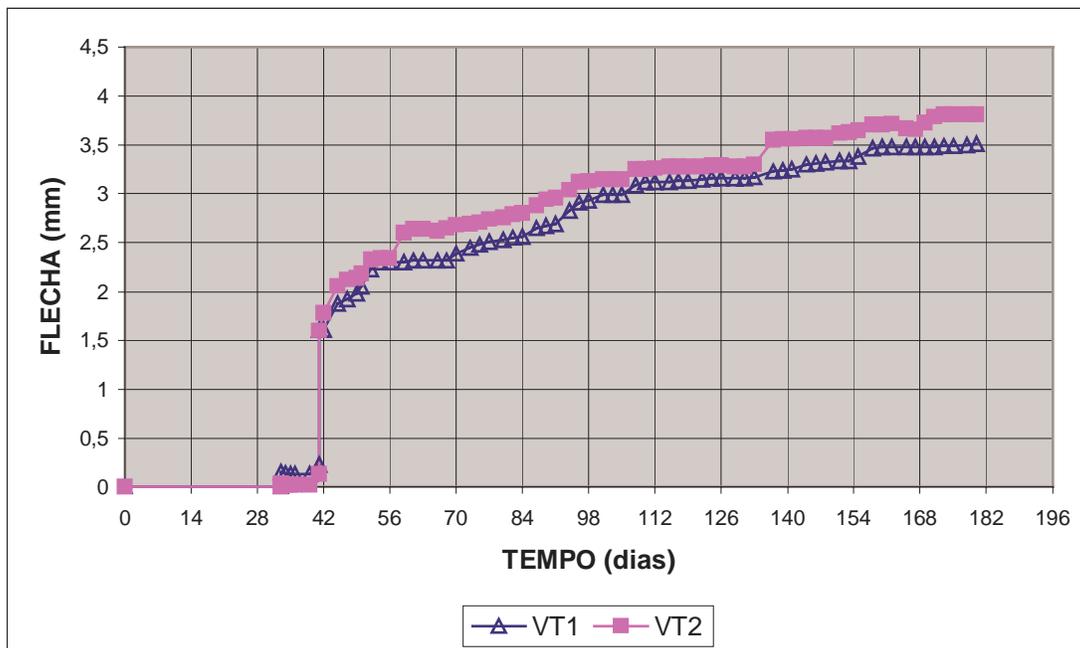


Figura 5.3 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VT1 e VT2

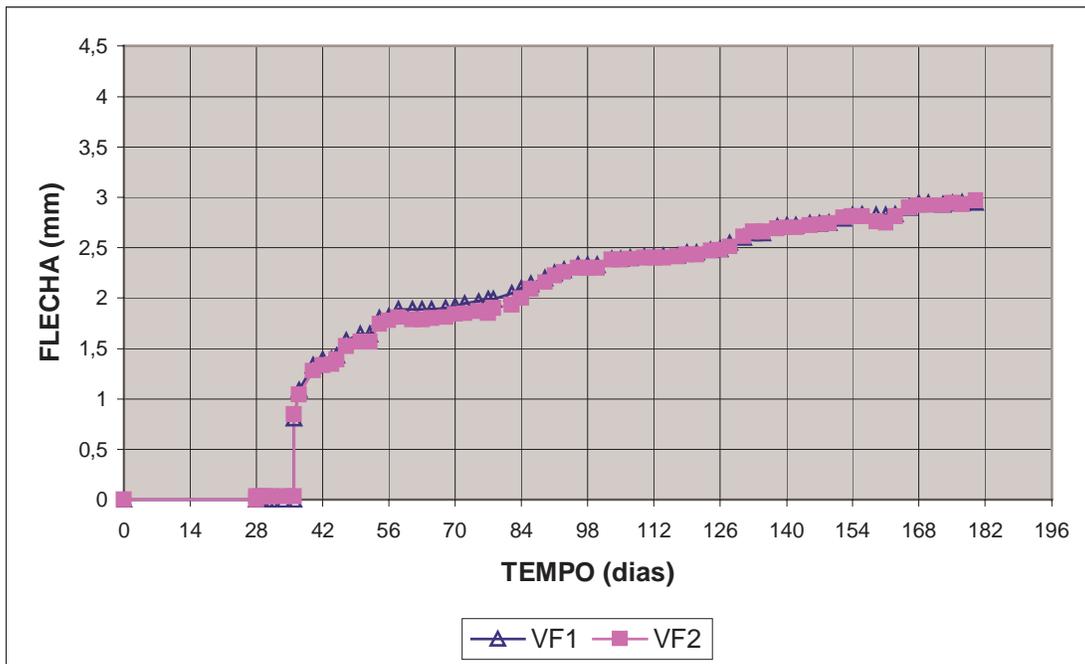


Figura 5.4 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VF1 e VF2

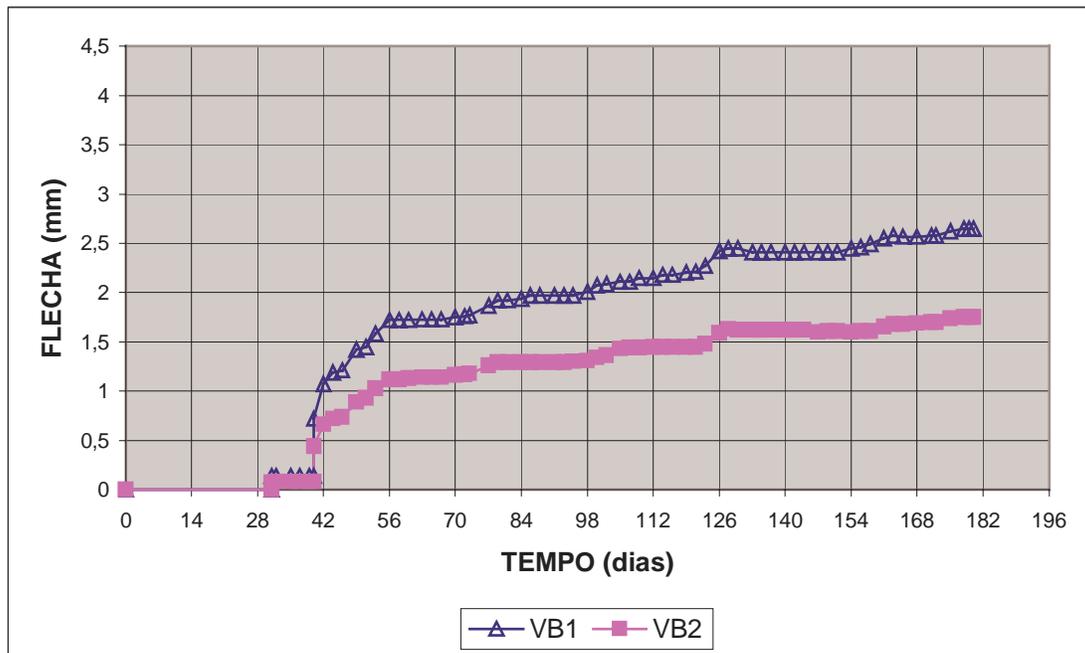


Figura 5.5 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VB1 e VB2

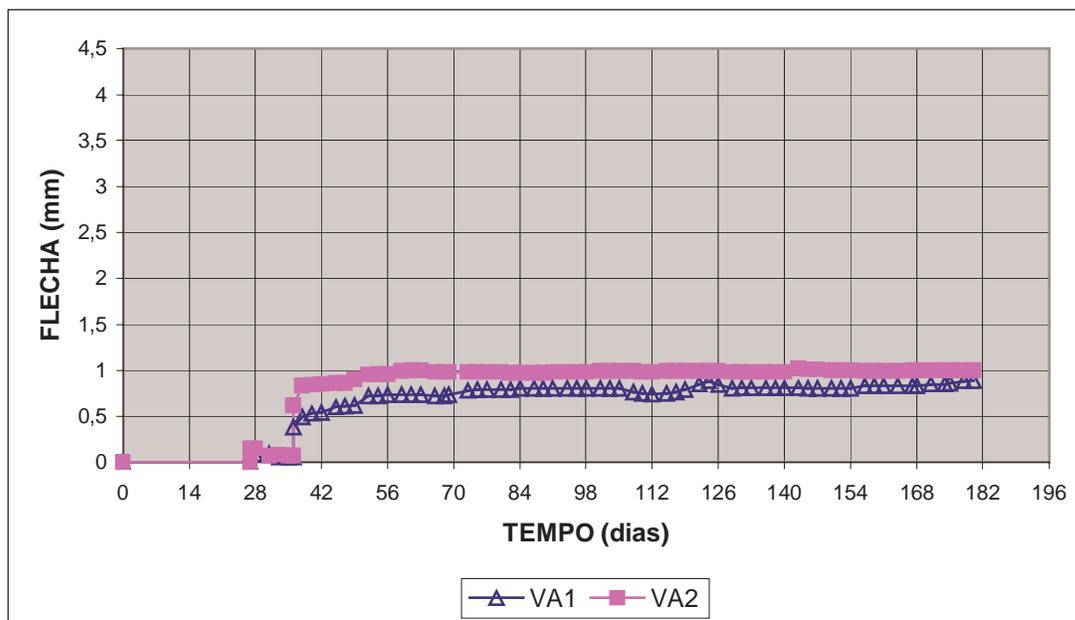


Figura 5.6 – Flecha ao longo do tempo nos protótipos VA1 e VA2

Como se pode observar nas figuras, os protótipos VT1 e VT2 apresentaram um comportamento bastante semelhante, no que se refere aos deslocamentos verticais, com uma tênue diferença devida a pequenos “saltos”, que provavelmente podem ser atribuídos à microfissuração. A questão é que estes protótipos, como comentado no capítulo 4, trabalharam no Estádio II, pelo fato da resistência do concreto ter ficado abaixo do previsto. Com isso o momento atuante superou o momento de fissuração. De fato, nestes protótipos, foram observadas fissuras na região de momento máximo.

Os protótipos VF1 e VF2 também apresentaram deslocamentos verticais muito semelhantes entre si, tendo suas curvas quase sobrepostas. De acordo com o apresentado no capítulo 4, a VF1 deveria trabalhar no Estádio I e a VF2 no Estádio II, mas os resultados não confirmaram esta hipótese. Esse fato pode ser atribuído a uma capacidade de resistência à tração maior do que a previsto, devido à adição das fibras de aço. Isto pode justificar o fato de que ambos os protótipos se encontravam trabalhando no mesmo estágio, comportamento explicitado pelo fato de que não foram observadas fissuras nos protótipos.

Já os deslocamentos verticais apresentados pelos protótipos VB1 e VB2 apresentaram uma diferença considerável. Foram registradas flechas imediatas cerca de 18 % superiores no

protótipo VB1. Já a flecha total do protótipo VB1 foi 50% maior do que a do VB2. Uma das possíveis explicações para tal discrepância consiste na diferença registrada entre as propriedades mecânicas (f_{ck} e E_{c28}) dos dois protótipos, ou devido a falha na moldagem. Uma possível falta de uniformidade no carregamento também pode ter contribuído para o fenômeno, embora não se tenha notado nenhum sinal deste efeito visualmente.

Os protótipos VA1 e VA2 apresentaram deslocamentos verticais totais com pequenas diferenças, de cerca de 10%. Entretanto, as flechas imediatas, apresentaram uma diferença bem maior, em torno de 40%. Como no restante do ensaio as vigas se comportaram de forma muito semelhante, se atribuiu esta diferença inicial a uma eventual falha no posicionamento inicial do deflectômetro mecânico.

As relações entre as flecha totais e as flecha imediatas (f_t/f_i), para cada protótipo, estão mostradas no gráfico da figura 5.7. O mesmo evidencia que os diferentes concretos apresentam comportamento bem distinto. O concreto de alta resistência e o concreto convencional apresentaram flechas totais cerca de 2 vezes maiores que as flechas imediatas. Já no concreto com fibras esta relação subiu para cerca de 3,5 vezes. As relações maiores foram registradas nos protótipos de concreto com cimento branco, onde as flechas totais foram mais de 4,5 vezes superiores às imediatas.

Estes resultados começam a sugerir que, de fato, existe a necessidade de se adaptar os critérios de norma para contemplar o comportamento, quanto ao desenvolvimento de flechas ao longo do tempo, sob tensão constante, de elementos fletidos confeccionados com concreto não convencional.

Visando estabelecer mais parâmetros de comparação são apresentados, a seguir, os resultados da comparação dos dados experimentais com resultados analíticos obtidos utilizando os procedimentos da norma brasileira NBR 6118/03.

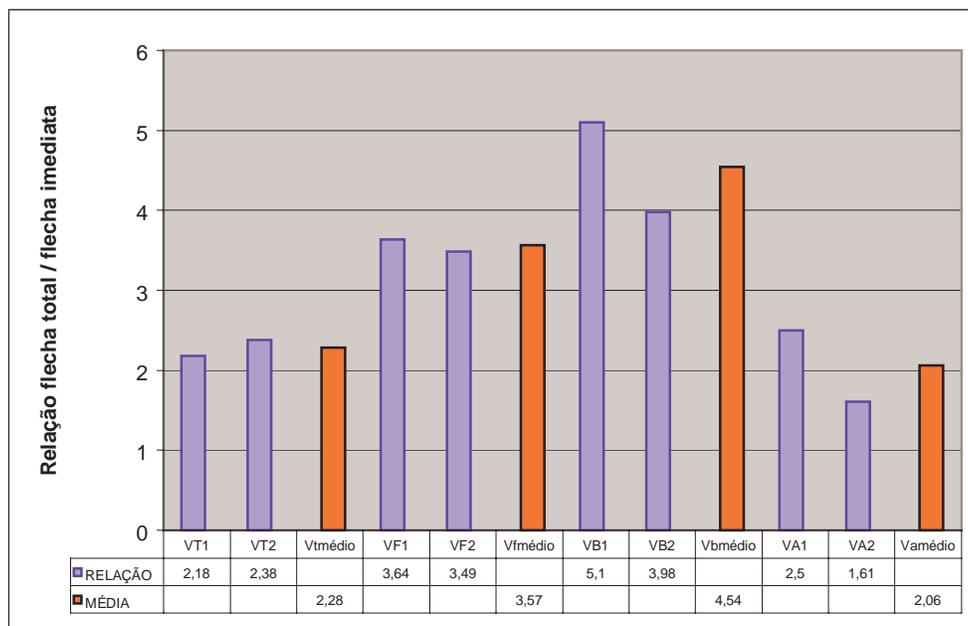


Figura 5.7 –Relações entre as flechas totais e imediatas.

5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS ANALÍTICOS OBTIDOS COM EMPREGO DAS RECOMENDAÇÕES DA NBR 6118/03

Adotou-se, para o cálculo das flechas pela forma analítica, os parâmetros recomendados pela NBR 6118/03. A seguir estão definidos esses parâmetros, bem como procedimentos e critérios utilizados para estimar a flecha esperada para os protótipos.

5.2.1 Cálculo do f_{ck} e Estimativa do Módulo de Deformação

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de compressão aos 28 dias, realizados para todos os tipos de concreto que fizeram parte do programa experimental, procedeu-se à definição do f_{ck} - *resistência característica à compressão* - a ser utilizado no cálculo das flechas. Em cada caso, foram utilizados os resultados dos corpos de prova CP1 a CP6. Esses resultados estão apresentados no **Anexo 1**. Foram desprezados, no cálculo, os valores espúrios estatisticamente. Os valores finais determinados para o f_{ck} de cada tipo de concreto estão apresentados na tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Resistência à Compressão Característica e Módulo de Deformação Secante

Prototipo	f_{ck} (MPa)	E_{cs} (MPa)
VT1	13,5	17489
VT2	13,1	17228
VF1	23,9	23270
VF2	17,0	19625
VB1	22,2	22427
VB2	30,1	26115
VA1	52,5	34489
VA2	51,5	34159

Na tabela são apresentados também os valores estimados do módulo de deformação secante (E_{cs}) de cada concreto. Este valor foi determinado pela expressão da equação 5.1, em função do módulo de deformação tangente inicial estimado, que era estimado a partir do valor do f_{ck} , como mostra a equação 5.2.

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (\text{equação 5.1})$$

Sendo:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{equação 5.2})$$

5.2.2 Cálculo das Flechas

O cálculo das flechas foi feito separadamente para cada parcela (imediata e diferida) da flecha total. Para facilitar a comparação com os resultados experimentais, foram feitos cálculos estimando as flechas para cada parcela de carregamento atuante nas etapas experimentais descritas no capítulo 4, como segue.

5.2.2.1 Flecha Imediata Devido ao Peso Próprio do Protótipo

No cálculo da estimativa da flecha para a viga simplesmente apoiada, com carga distribuída (f_{i1}), obtém-se, da teoria básica da resistência dos materiais, a expressão da equação 5.3.

$$f_{i1} = \frac{5.q.l^4}{384.E.I} \quad (\text{equação 5.3})$$

Como nesta etapa a viga encontra-se no Estádio I, sem fissuras, foi usado, para o cálculo da estimativa da flecha, a rigidez da seção sem fissuras, $(EI)_I$. Utilizou-se, portanto, o momento de inércia da seção bruta de concreto e o módulo de deformação secante do concreto. Os valores da estimativa de flecha devido ao peso próprio, (f_{i1}), estão apresentados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Flecha imediata estimada via Norma e experimental

Protótipo	f_{i1} (norma) (mm) (pp)	f_{i2} (norma) (mm) (2P)	f_i (norma) (mm) (pp+2P)	f_i (exp.) (mm) (pp+2P)	f_i (norma) / f_i (exp.)	
					Individual	Média
VT1	0,09	1,40	1,49	1,61	0,93	0,96
VT2	0,09	1,47	1,56	1,60	0,98	
VF1	0,07	0,54	0,61	0,81	0,75	0,99
VF2	0,08	0,96	1,04	0,85	1,22	
VB1	0,07	0,56	0,63	0,52	1,21	1,21
VB2	0,06	0,48	0,54	0,44	1,22	
VA1	0,05	0,36	0,41	0,38	1,08	0,88
VA2	0,05	0,37	0,42	0,62	0,68	

Para facilitar a comparação entre os valores analíticos e experimentais, na tabela 5.2 estão apresentados também os valores da estimativa de flecha devido ao carregamento externo, (f_{i2}) e os dados experimentais das flechas imediatas, valores extraídos dos gráficos das figuras 5.3 a 5.6.

5.2.2.2 Flecha Imediata Devido ao Carregamento Externo

Para a determinação das flechas em vigas simplesmente apoiadas, com duas cargas concentradas equidistantes dos apoios, vêm da teoria da resistência dos materiais a expressão da equação 5.4.

$$f_{i2} = \frac{P.a.(3.l^2 - 4.a^2)}{24.E.I} \quad (\text{equação 5.4})$$

A NBR 6118/03 estabelece que as deformações deverão ser determinadas no Estádio II quando os esforços superarem aqueles que dão início à fissuração. No capítulo 4 deste trabalho, na figura 4.2, estão apresentados os diagramas de esforços previstos para os protótipos. Nos mesmos se verifica que o momento fletor máximo, na seção central das vigas, é igual a 2,37 kNm.

Na tabela 5.3 estão apresentados os momentos de fissuração para cada protótipo, calculados de acordo com a expressão aproximada da equação 5.5, prescrita pela norma.

$$M_r = \frac{\alpha.f_{ct}.I_1}{y_t} \quad (\text{equação 5.5})$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada;

I_1 = momento de inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} = resistência à tração direta do concreto.

Na falta de ensaios a norma permite que a determinação da resistência à tração direta do concreto seja efetuada a partir do f_{ck} , de acordo com a expressão 5.6.

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (\text{equação 5.6})$$

Os valores de f_{ctm} para cada protótipo, calculados empregando a expressão 5.6, também estão apresentados na tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Resistência à Tração, Momento de Fissuração e Estádio de Funcionamento

Protótipo	f_{ctm} (MPa)	Mr (kNm)	Funcionamento da Estrutura
VT1	1,700	1,70	Estádio II
VT2	1,667	1,67	Estádio II
VF1	2,489	2,49	Estádio I
VF2	1,983	1,98	Estádio II
VB1	2,369	2,37	Estádio I
VB2	2,902	2,90	Estádio I
VA1	4,206	4,20	Estádio I
VA2	4,150	4,15	Estádio I

Para os protótipos testemunhos, VT1 e VT2, e para o protótipo VF2, devido ao fato do f_{ck} ter ficado abaixo do esperado, o momento máximo superou o momento de fissuração. Portanto, admitiu-se que esses protótipos trabalhariam no Estádio II. Os demais protótipos foram considerados como trabalhando no Estádio I.

Salienta-se que, para os protótipos no Estádio II, foi utilizado, no cálculo da estimativa da flecha imediata devido ao carregamento externo, a substituição da rigidez da seção (EI), pela rigidez equivalente da seção (EI)_e, cuja expressão foi apresentada na equação 2.13

deste trabalho. Para este cálculo é necessária a determinação do momento de inércia da seção fissurada, I_{II} . Isto foi feito através da equação 5.7, conforme Süsskind (1980):

$$I_{II} = \frac{b x^3}{3} + n A_s (d - x)^2 \quad (\text{equação 5.7})$$

Onde:

n = relação entre o módulo de elasticidade longitudinal do aço e o módulo de deformação do concreto;

b = largura da seção transversal;

d = altura útil da seção transversal;

x = altura da linha neutra, determinada pela expressão da equação 5.8.

$$x = \frac{n A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b d}{n A_s}} \right) \quad (\text{equação 5.8})$$

5.2.2.3 Flecha Diferida

De acordo com o apresentado no capítulo 2, a flecha diferida (f_d), decorrente da atuação de cargas de longa duração que provocam a fluência, pode ser calculada de maneira aproximada através da multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f , como segue:

$$f_d = f_i \cdot \alpha_f \quad (\text{equação 5.9})$$

Os valores de α_f , calculados pela equação 2.14, e das flechas diferidas para cada protótipo, estão apresentados na tabela 5.4.

5.2.2.4 Flecha Total

Os valores estimados para as flechas totais (f_t), resultantes da soma da flecha imediata e da flecha diferida para cada tipo de concreto, também estão apresentados na tabela 5.4. Na tabela é apresentada ainda a estimativa de flecha para tempo infinito (f_∞), além dos dados experimentais das flechas diferidas e totais extraídos dos gráficos das figuras 5.3 a 5.6.

Tabela 5.4 – Valores experimentais e estimados via NBR 6118 para as flechas diferida e total.

Protótipo	Tempo	2 meses	3 meses	4 meses	5 meses	6 meses	≥70 meses	Experimental (6 meses)
	α_f	0,150	0,253	0,333	0,399	0,455	1,2	
VT1	f_d	0,22	0,38	0,50	0,59	0,68	1,79	1,90
	f_t	1,71	1,87	1,99	2,88	2,17	3,28	3,51
VT2	f_d	0,23	0,39	0,52	0,62	0,71	1,87	2,21
	f_t	1,79	1,95	2,08	2,18	2,27	3,43	3,81
VF1	f_d	0,09	0,15	0,20	0,24	0,28	0,73	2,14
	f_t	0,70	0,76	0,81	0,85	0,89	1,34	2,95
VF2	f_d	0,16	0,26	0,35	0,41	0,47	1,25	2,12
	f_t	1,20	1,30	1,39	1,45	1,51	2,29	2,97
VB1	f_d	0,09	0,16	0,21	0,25	0,29	0,76	2,13
	f_t	0,72	0,79	0,84	0,88	0,92	1,39	2,65
VB2	f_d	0,08	0,14	0,18	0,22	0,25	0,65	1,31
	f_t	0,62	0,68	0,72	0,76	0,79	1,19	1,75
VA1	f_d	0,06	0,10	0,14	0,16	0,19	0,49	0,57
	f_t	0,47	0,51	0,55	0,57	0,60	0,90	0,95
VA2	f_d	0,06	0,11	0,14	0,17	0,19	0,50	0,38
	f_t	0,48	0,53	0,56	0,59	0,61	0,92	1,00

5.2.2.4 Flecha Total via Anexo A – NBR 6118/03

Buscando verificar a possibilidade de melhorares resultados, além do processo aproximado para o cálculo da flecha, também, utilizou-se as indicações do Anexo A da NBR 6118/03. Assim, determinou-se os valores das flechas ao longo do tempo para cada protótipo pela expressão da equação 5.10.

$$f_t = f_i (1 + \varphi) \quad (\text{equação 5.10})$$

Onde:

f_t = flecha total na idade t;

f_i = flecha imediata;

φ =coeficiente de fluência, determinado de acordo com a expressão da equação 2.10.

Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Valores estimados via Anexo A – NBR 6118 e experimentais para as flechas totais.

Protótipo	Tempo	60 dias	90 dias	120 dias	150 dias	180dias	10000dias	Experimental (180 dias)
	φ	0,61	0,87	1,03	1,19	1,27	2,29	
VT1	f_t	2,40	2,79	3,02	3,26	3,38	4,90	3,51
VT2	f_t	2,51	2,92	3,17	3,42	3,54	5,13	3,81
VF1	f_t	0,98	1,14	1,24	1,34	1,38	2,01	2,95
VF2	f_t	1,67	1,94	2,11	2,28	2,36	3,42	2,97
VB1	f_t	1,01	1,18	1,28	1,38	1,43	2,07	2,65
VB2	f_t	0,87	1,01	1,10	1,18	1,23	1,78	1,75
VA1	f_t	0,66	0,77	0,83	0,90	0,93	1,35	0,95
VA2	f_t	0,68	0,79	0,85	0,92	0,95	1,38	1,00

5.2.3 Comparação de Resultados

Para permitir uma melhor visualização da comparação de resultados são mostradas as figuras 5.8 a 5.11, que apresentam os gráficos da evolução das flechas experimentais ao longo do tempo ao lado das previsões de deslocamentos obtidos usando os procedimentos analítico propostos na NBR 6118/03 e no seu Anexo A.

De forma a facilitar a comparação múltipla dos resultados, os dados principais foram condensados na tabela 5.6. Na mesma estão apresentadas as relações entre os resultados obtidos, via norma e via Anexo A, para as flechas totais (6 meses) e as flechas totais experimentais (6 meses).

Verifica-se, analisando os gráficos 5.8 a 5.11 e a tabela 5.2, que as flechas imediatas analíticas apresentaram boa aproximação com as experimentais. Em média, a relação entre as flechas imediatas analíticas e as experimentais dos protótipos fabricados de concretos especiais foi 1,03. As exceções a este comportamento ocorreram nos protótipos VF1 e VA2.

No caso do protótipo VF1, cuja flecha imediata prevista analiticamente foi 75% da experimental, o comportamento foi atribuído ao fato da viga estar trabalhando com momento máximo muito próximo ao momento de fissuração, tendo provavelmente fissurado e passado a trabalhar no Estádio II. Isto evidencia que a presença das fibras de aço não foi capaz de causar um retardo na fissuração.

Já no protótipo VA2 a flecha imediata analítica foi 68% da experimental. Em vista dos demais resultados, não há explicação plausível para tal discrepância, sendo a mesma, como comentado anteriormente (item 5.1.2) atribuída a uma eventual falha no ajuste inicial do deflectômetro de controle dos deslocamentos.

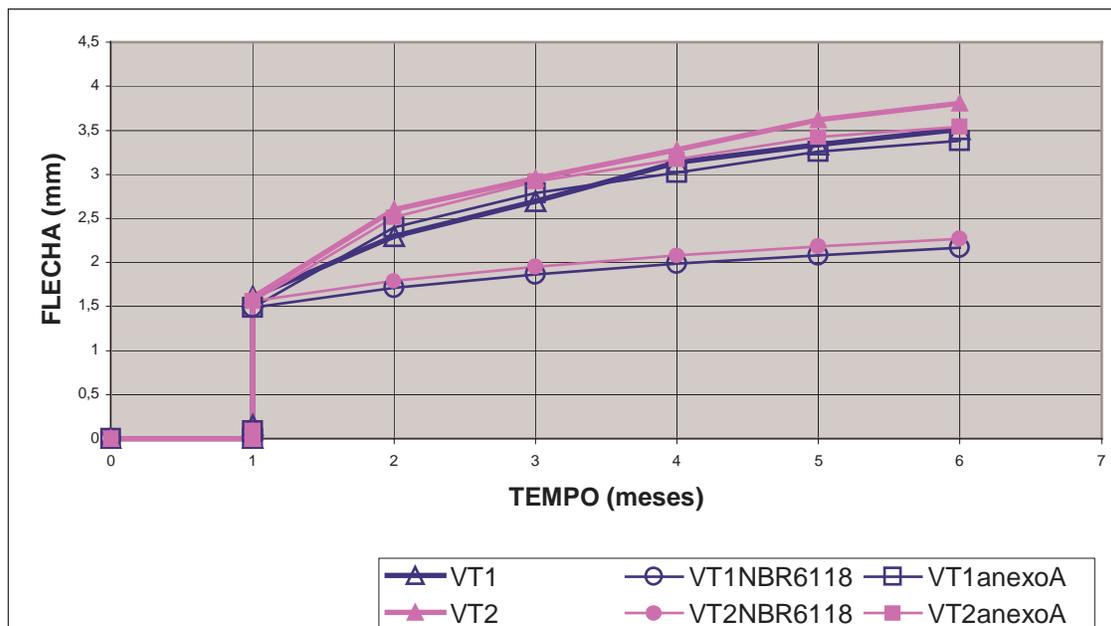


Figura 5.8 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos obtidos via NBR6118 e Anexo A dos protótipos VT1 e VT2.

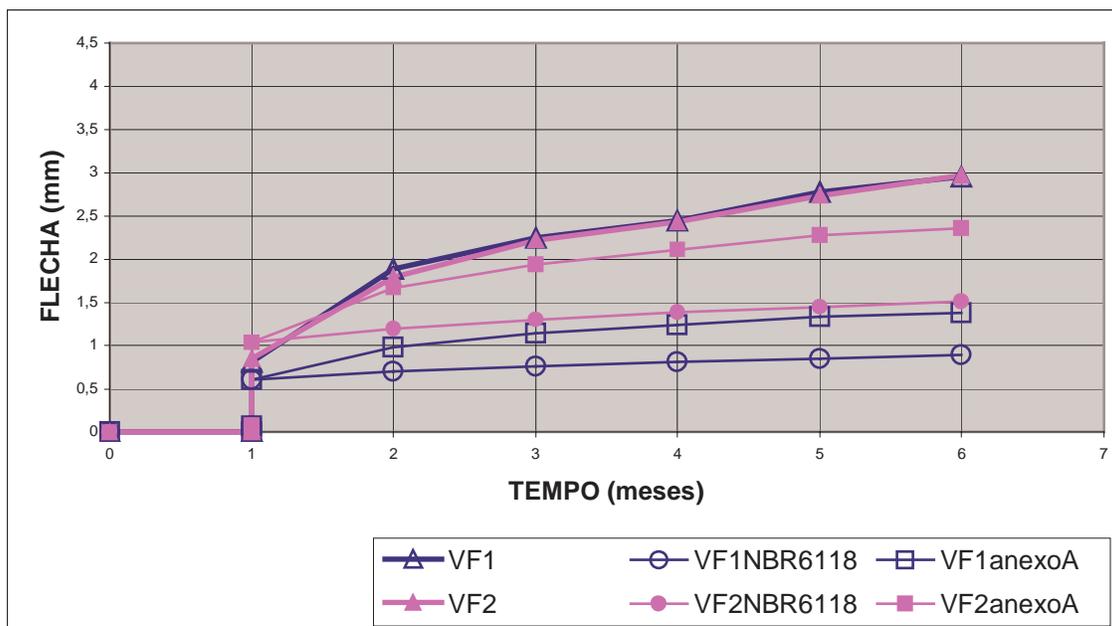


Figura 5.9 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos obtidos via NBR6118 e Anexo A dos protótipos VF1 e VF2

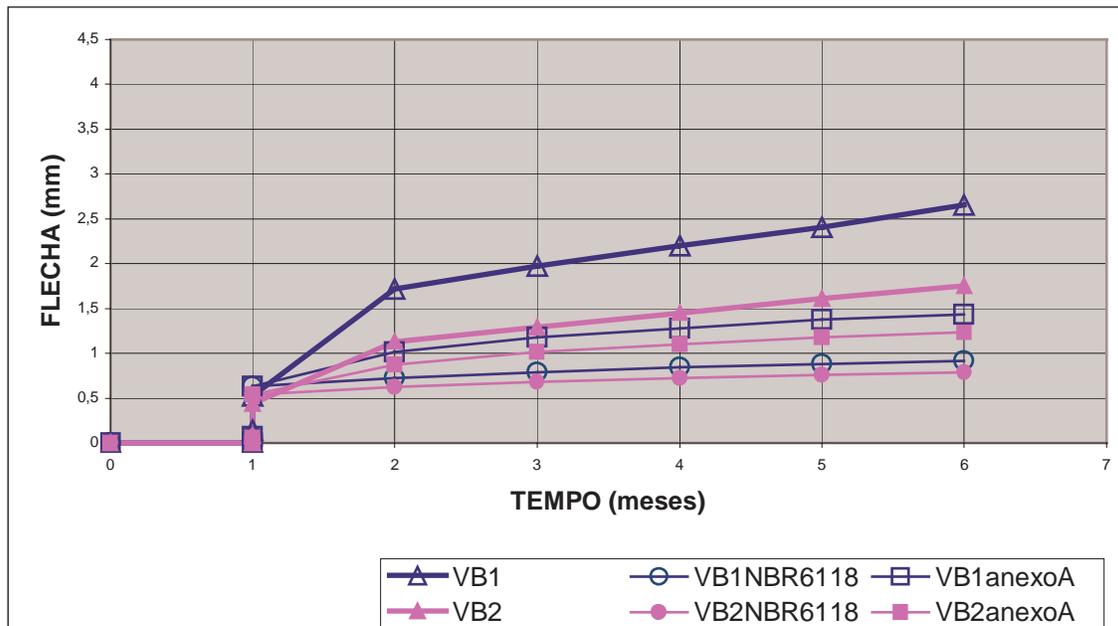


Figura 5.10 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos obtidos via NBR 6118 e Anexo A dos protótipos VB1 e VB2

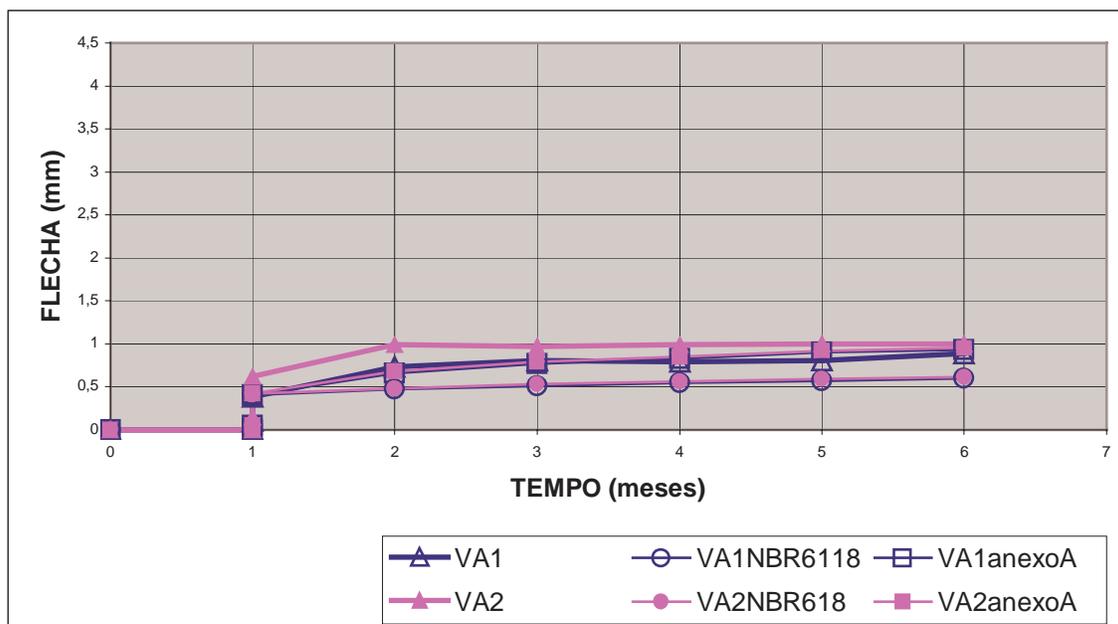


Figura 5.11 – Comparação entre os resultados experimentais e analíticos obtidos via NBR 6118 e Anexo A dos protótipos VA1 e VA2

Tabela 5.6 - Relação entre flechas totais (6meses) obtidas via NBR 6118 e via Anexo A e flechas totais experimentais (6 meses)

Protótipo	f_t (NBR6118) / f_t (exp.)		f_t (Anexo A) / f_t (exp.)	
	Individual	Média	Individual	Média
VT1	0,62	0,61	0,96	0,95
VT2	0,60		0,93	
VF1	0,30	0,41	0,47	0,63
VF2	0,51		0,79	
VB1	0,35	0,40	0,54	0,62
VB2	0,45		0,70	
VA1	0,63	0,63	0,98	0,96
VA2	0,63		0,95	

Observa-se ainda que, para todos os protótipos, as flechas ao longo do tempo, obtidas através dos modelos analíticos, foram inferiores às observadas experimentalmente. Somente para os protótipos de concreto convencional e de concreto de alta resistência, o modelo analítico via Anexo A obteve-se uma boa aproximação.

De acordo com as prescrições da NBR 6118/03 a relação entre a flecha total para um tempo de seis meses e a flecha imediata (f_t/f_i) deveria ser de 1,455. E segundo o modelo analítico do Anexo A, de 2,27. Os resultados experimentais para os protótipos de concreto convencional indicaram, entretanto, uma relação média de 2,28, como mostrado na figura 5.7.

Mesmo considerando a previsão máxima este valor não é atingido pelas previsões da NBR 6118/03. De fato, ao determinarmos a flecha total para tempo maior que 70 meses (intervalo de tempo a partir do qual, de acordo com a NBR 6118/03, admite-se tempo infinito), obtém-se um valor de $\alpha_f = 1,2$, e a relação entre a flecha infinita e a flecha imediata (f_∞/f_i) assume um valor de 2,2. Este valor já foi superado pelos protótipos VT1 e VT2 aos seis meses.

A autora atribui este comportamento à influência das características do ambiente de exposição durante o transcorrer do experimento. A época se caracterizou por temperaturas médias elevadas e teores de umidade relativa bastante baixos, divergindo dos valores das médias anuais. Devido ao fato do fator α do modelo analítico da NBR 6118/03 ser dependente somente do tempo, e no modelo analítico via Anexo A, o coeficiente ϕ ser função também da umidade relativa, obtém-se valores mais próximos aos experimentais através do segundo modelo.

As comparações entre flechas totais analíticas e experimentais indicam que a discrepância no valor da flecha de 6 meses nos protótipos VF1 e VF2 foi ainda maior do que nos protótipos confeccionados com concreto convencional. Os protótipos VF1 e VF2 sofreram deslocamentos verticais totais muito superiores aos previstos analiticamente. Sendo a relação média entre a flecha total analítica e a experimental f_t (NBR6118)/ f_t (exp.) foi de 0,41, e f_t (Anexo A)/ f_t (exp.) foi de 0,63. A taxa de crescimento das flechas experimentais destes protótipos foi de 3,57, valor muito superior às previsões via NBR 6118/03 e via Anexo A, inclusive considerando a flecha para tempo infinito.

Para os protótipos VB1 e VB2, confeccionados com concreto de cimento branco, os deslocamentos verticais ao longo do tempo também foram muito maiores do que os indicados nas previsões analíticas. A relação média entre as flechas f_t (NBR 6118)/ f_t (exp.) foi de 0,40, e f_t (Anexo A)/ f_t (exp.) foi de 0,62. A taxa de crescimento das flechas experimentais foi de 4,54, um valor, também, muito maior do que as prescrições de norma. Salienta-se que o comportamento da viga VB1 indica que esta provavelmente funcionou no Estádio II, como já foi comentado.

Finalmente, para os protótipos VA1 e VA2, confeccionados com concreto de alta resistência, a tendência se repetiu, como os resultados experimentais das flechas totais sendo superiores aos obtidos analiticamente, atingindo uma relação média f_t (NBR 6118)/ f_t (exp.) de 0,63, e f_t (Anexo A)/ f_t (exp.) foi de 0,96. Relações médias muito semelhantes às obtidas para os protótipos de concreto convencional.

Portanto, de forma geral, os resultados indicam que a estimativa das flechas feitas pela norma para o período de ensaio (6 meses), foi sempre inferior às flechas realmente registradas nos protótipos.

Para o concreto convencional (VT1 e VT2), a adoção do valor da flecha estimada via Anexo A permitiria aproximar as previsões de norma das flechas medidas experimentalmente. Isto seria válido também para o concreto de alta resistência (VA1 e VA2). Já para os demais concretos, as estimativas de flecha infinita foram em média inferiores às flechas reais.

Estes registros de comportamento indicam que a utilização dos critérios de cálculo aproximado de norma tende a resultar na subestimação dos deslocamentos verticais de elementos fletidos, especialmente quando se empregam concretos especiais como o concreto de cimento branco e o concreto com adição de fibras de aço.

Diante desta constatação, e buscando verificar a possibilidade de se obter melhores resultados, decidiu-se verificar se um programa de análise numérica, alimentado com os parâmetros reais das vigas, obteria melhores resultados. Isto é discutido no próximo item.

5.3 ANÁLISE NUMÉRICA VIA MODELO DE BARBIERI

Após o cálculo das previsões de flecha baseadas nas prescrições da norma, decidiu-se comparar os dados experimentais com dados produzidos por um modelo capaz de uma análise não linear de deformação. Para se obter esses dados, utilizou-se o Modelo Numérico de Barbieri (2003). Este é um modelo proposto recentemente, o qual foi validado contra vários conjuntos de dados experimentais, tendo demonstrado possuir grande flexibilidade e excelente desempenho.

O modelo numérico escolhido emprega um elemento finito do tipo híbrido para estruturas de pórticos planos, em que as equações que descrevem a variação das solicitações nas seções transversais ao longo do elemento são empregadas como funções de interpolação destas mesmas variáveis.

Como não há hipótese arbitrária na escolha destas funções, já que apenas condições de equilíbrio são utilizadas, esta formulação pode ser considerada como teoricamente exata. Por isto, elementos longos podem ser utilizados, de maneira que apenas um elemento finito é capaz de representar o comportamento de uma viga ou pilar.

O programa computacional ainda prevê as possibilidades de protensão aderente e não aderente e não linearidade geométrica, considera o desempenho reológico dos materiais e permite carregamentos cíclicos.

Para o comportamento do concreto sob carregamentos instantâneos, utiliza-se uma equação tensão-deformação parabólica com amolecimento linear.

A fluência e a retração do concreto e a relaxação do aço de protensão são representadas por modelos da cadeia de Maxwell lineares, calibrados com as respectivas curvas do Código Modelo 1990 (CEB, 1993).

5.3.1 Cálculo das Flechas via Modelo Numérico

Os parâmetros e hipóteses adotados para caracterizar os materiais, constantes do arquivo de entrada de dados do programa computacional para o cálculo das flechas, estão apresentados no quadro da figura 5.12.

Os resultados obtidos com o programa estão reproduzidos na tabela 5.7. Em função da forma de discretização do tempo no modelo numérico, que considera 4 intervalos por década e usa escala logarítmica, ao invés dos 180 dias, para o cálculo de f_t , o tempo utilizado foi 185 dias. Já para a flecha f_∞ (tempo infinito) o tempo utilizado foi igual a 10.000 dias.

Os valores da resistência à compressão característica (f_{ck}) e o módulo de deformação (E_{c28}) de cada protótipo, apresentados na tabela 5.7, foram obtidos dos ensaios complementares, cujos resultados se encontram no Anexo 1.

Visto não haver dados quanto à resistência à tração dos concretos utilizados neste programa experimental, estas foram admitidas iguais à resistência média à tração prescrita pela norma brasileira, f_{ctm} , calculadas pela expressão da equação 5.6, e cujos valores estão apresentados, também, na tabela 5.7.

Os arquivos de saída do programa estão apresentados no Anexo 3.

CONCRETO	
Resistência à compressão	f_{ck}
Resistência à tração	f_{ctm}
Módulo de Deformação	E_{c28}
AÇO	
Armadura Positiva	$\sigma_e = 500 \text{ MPa}$
Armadura Negativa	$\sigma_e = 600 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
AMBIENTE	
Temperatura média	20°C
Umidade média	60%
CARREGAMENTO	
Peso próprio	Aos 28 dias
Externo	Aos 33 dias

Figura 5.12 – Propriedades dos materiais no arquivo de entrada de dados

Tabela 5.7 – Resistências à compressão característica e à tração média do concreto, módulo de deformação do concreto e flechas obtidas via Modelo Numérico de Barbieri

Prototipo	f_{ck} (MPa)	E_{c28} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_i (mm)	f_t (185 dias) (mm)	f_{oc} (10000 dias) (mm)
VT1	13,5	20695	1,700	1,67	2,31	2,62
VT2	13,1	17567	1,667	1,68	2,33	2,65
VF1	23,9	23874	2,489	0,62	1,03	1,24
VF2	17,0	20435	1,983	0,85	1,35	1,60
VB1	22,2	21240	2,369	0,66	1,06	1,27
VB2	30,1	26547	2,902	0,53	0,90	1,09
VA1	52,5	37704	4,206	0,36	0,60	0,72
VA2	51,5	33660	4,150	0,40	0,64	0,76

Os resultados numéricos advindos de modelo computacional teórico possibilitaram a realização de comparações visando avaliar a confiabilidade dos dados experimentais.

A comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos obtidos via Modelo de Barbieri (2003) é apresentada a seguir.

5.3.2 Comparação entre Resultados Experimentais e Resultados Numéricos

Para os protótipos VT1 e VT2 o modelo numérico empregado resulta em valores de flechas imediatas muito próximas às experimentais, como pode ser visto nos gráficos das figuras 5.13 e 5.14. Já para as flechas totais os resultados numéricos não tiveram uma boa aproximação com os resultados experimentais.

A diferença pode ser atribuída ao caráter heterogêneo do concreto enquanto material, sendo que o programa computacional assume que as propriedades do concreto sejam constantes em toda a extensão do protótipo, o que na realidade não ocorre, como explica Beber (1999), apesar dos protótipos terem sido executados de modo a conseguir-se um material homogêneo e de boa qualidade.

O fenômeno se repete, de forma ainda mais intensa, nos protótipos VF1, VF2, VB1 e VB2, como indicado nos gráficos das figuras 5.15 e 5.16. Em todos as flechas imediatas previstas foram pouco maiores que as experimentais, porém as flechas totais foram muito inferiores às experimentais.

Já para os protótipos VA1 e VA2 (figura 5.17), as diferenças entre as previsões e os resultados experimentais são menores. Porém, tanto no caso das flechas imediatas como no das flechas totais, os valores numéricos são inferiores aos experimentais, indicando uma tendência a subestimar as flechas produzidas.

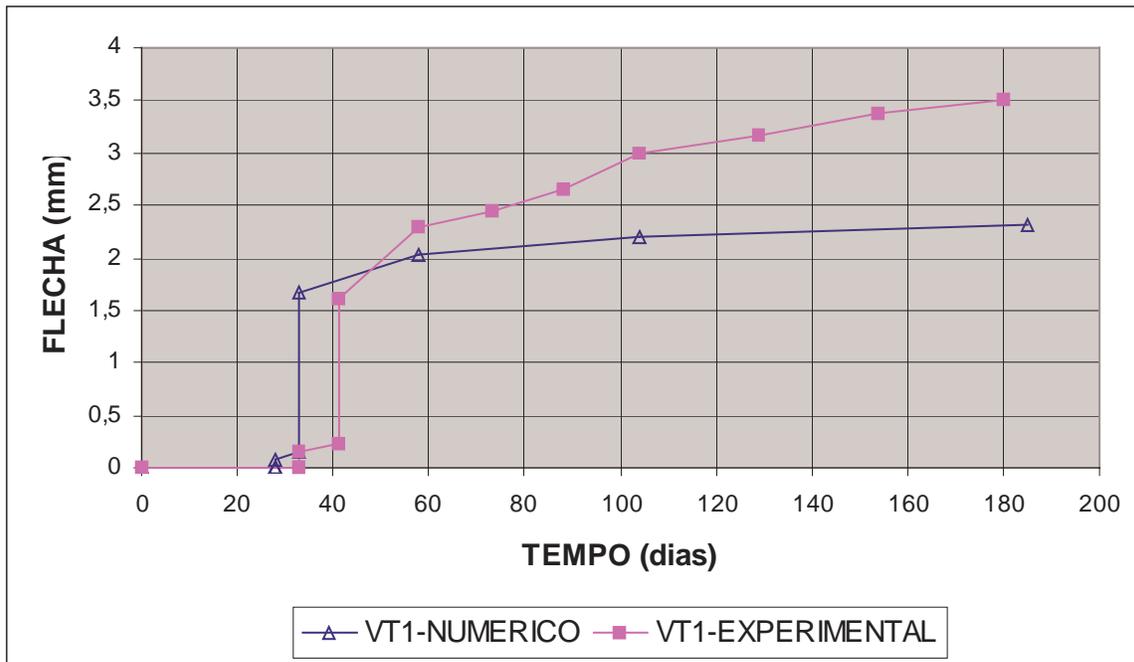


Figura 5.13 – Comparação entre os resultados numérico e experimental - VT1

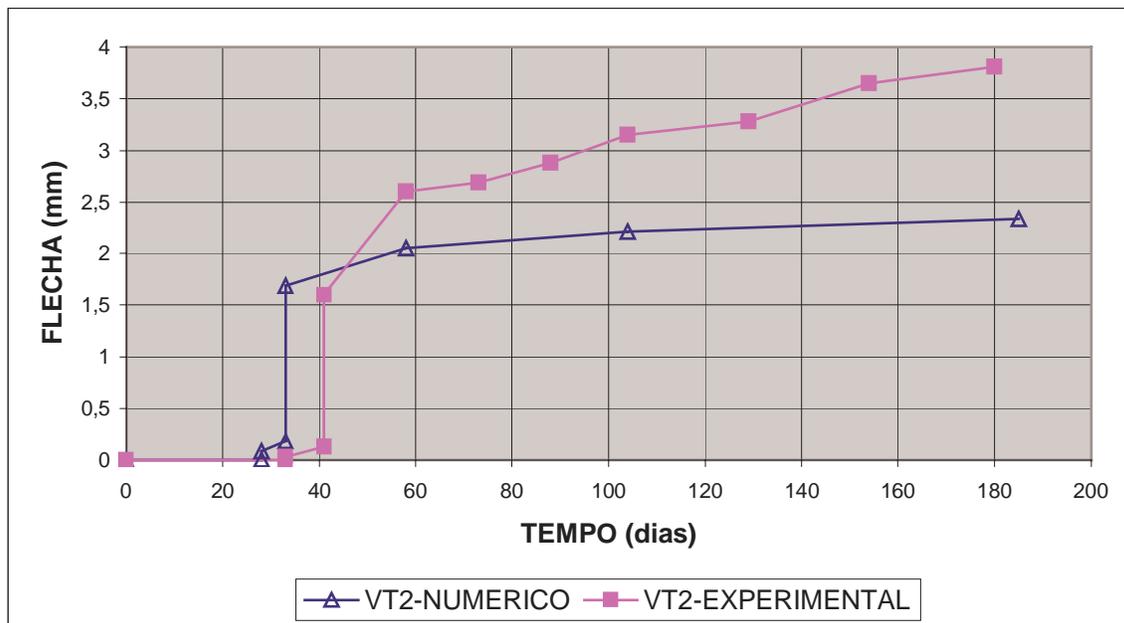


Figura 5.14 – Comparação entre resultados numérico e experimental - VT2

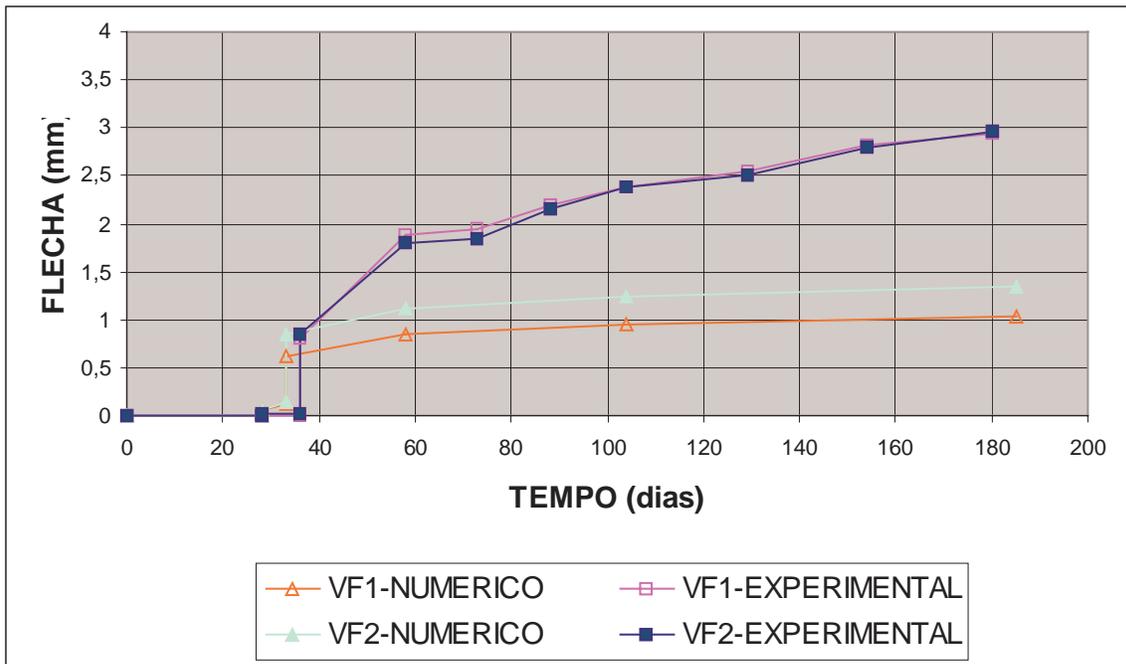


Figura 5.15 – Comparação entre resultados numérico e experimental – VF1 e VF2

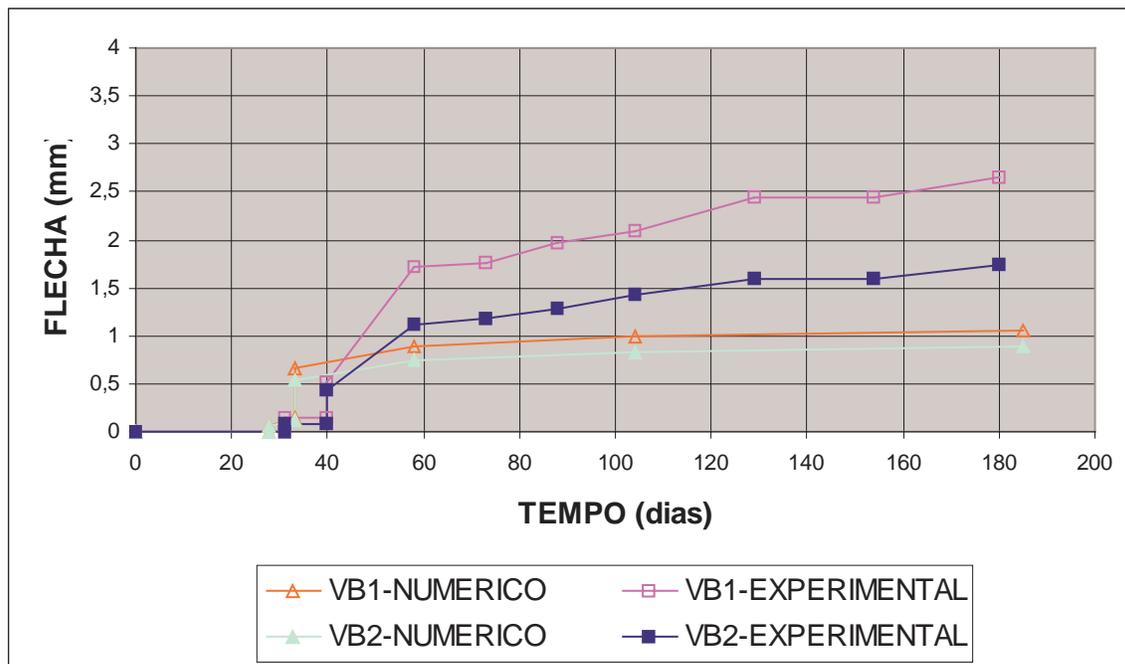


Figura 5.16 – Comparação entre resultados numérico e experimental – VB1 e VB2

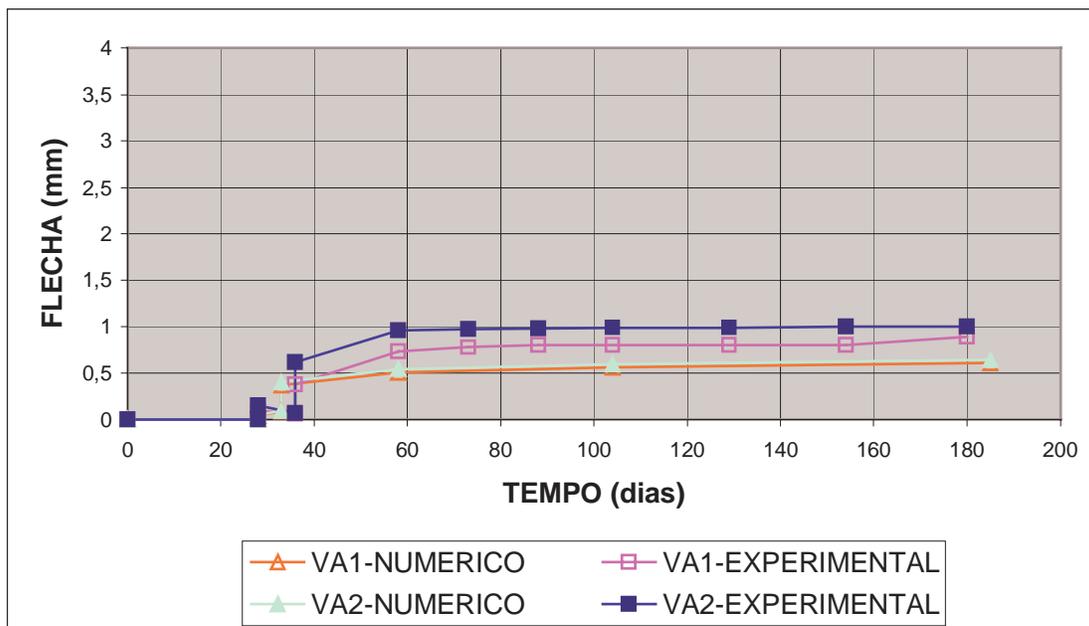


Figura 5.17 – Comparação resultados numérico e experimental – VA1 e VA2

5.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS TIPOS DE CONCRETO

As figuras 5.18 a 5.20 apresentam gráficos que mostram o desenvolvimento das flechas dos protótipos dos diferentes concretos em relação aos protótipos testemunhos.

Em uma comparação quanto ao desenvolvimento das flechas ao longo do tempo, realizada entre os protótipos VF1 e VF2 e os protótipos VT1 e VT2, foram obtidas relações flecha total / flecha imediata (f_t/f_i) diferentes. A relação f_t/f_i foi em média 3,57 para os protótipos VF1 e VF2 e 2,28 nos protótipos VT1 e VT2, desde o carregamento até a interrupção do ensaio. Estas relações estão apresentadas na figura 5.7.

Nota-se, portanto, que ocorreu um aumento maior da flecha ao longo do tempo nos protótipos confeccionados com concreto com adição de fibras do que nos protótipos confeccionados com concreto convencional. Não se confirmou a expectativa de que a melhora na resistência à tração devido à adição de fibras de aço se traduziria em uma menor flecha diferida, como aconteceu com a flecha imediata.

As curvas representativas do comportamento, quanto a flechas ao longo do tempo, dos protótipos VB1 e VB2, mesmo com valores diferentes entre si, apresentaram ambas uma tendência a um valor muito superior na relação entre as flechas totais e imediatas (f_t/f_i) do que os testemunhos. A VB1 apresentou uma relação f_t/f_i de 5,1 e a VB2 uma relação f_t/f_i de 3,98. Estas relações, apresentadas na figura 5.7, ficaram muito acima das ocorridas nos protótipos convencionais, e podem ter sido causadas por uma influência maior da retração e da fluência nesse tipo de concreto.

Os protótipos VA1 e VA2 tiveram suas flechas aumentadas numa proporção média semelhante aos protótipos testemunhos. A relação f_t/f_i da VA1 foi de 2,5, muito perto da relação f_t/f_i dos testemunhos, enquanto a da VA2 chegou somente a 1,61. Desta forma a relação f_t/f_i média foi de 2,06, inferior à verificada nos testemunhos. Deve-se ter uma certa reserva quanto ao dado da VA2, pois há uma desconfiança quanto ao posicionamento inicial do deflectômetro mecânico, como já foi referido. Pode-se então admitir, para os protótipos confeccionados com concreto de alta resistência, um comportamento similar ao dos concretos de resistência normal.

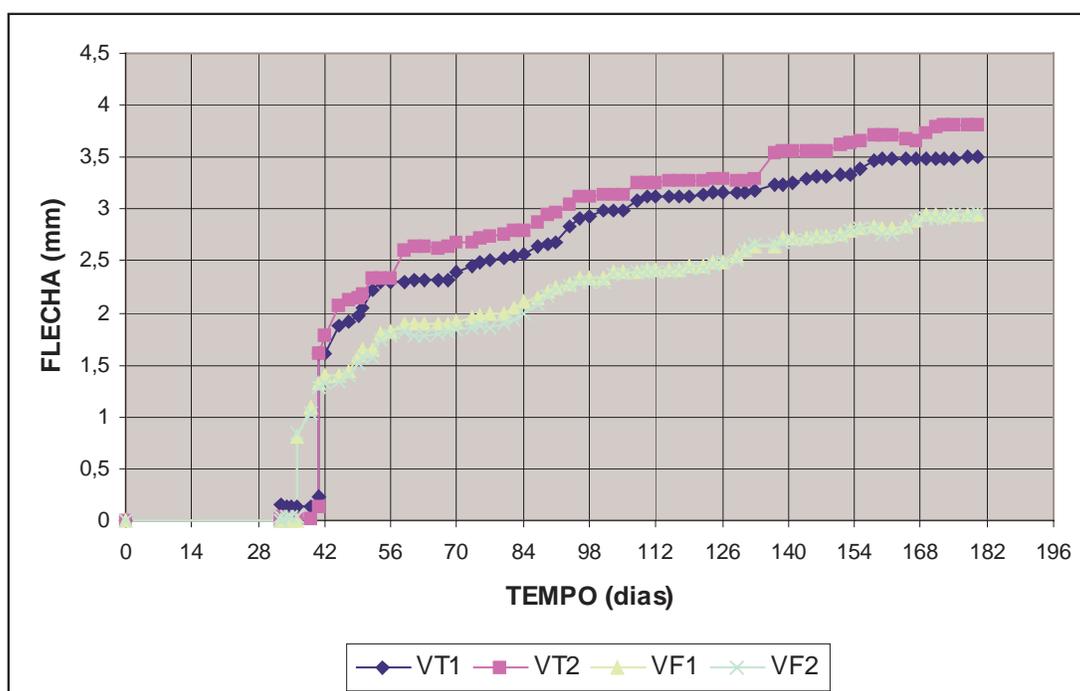


Figura 5.18 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre VT1,VT2/VF1,VF2

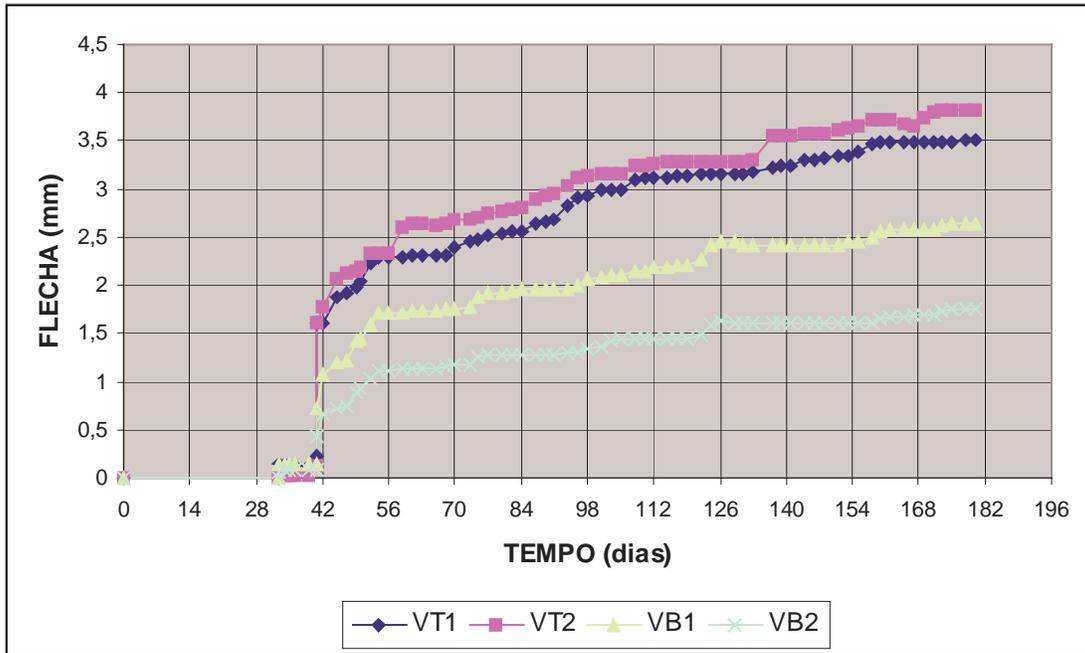


Figura 5.19 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre VT1,VT2/VB1,VB2

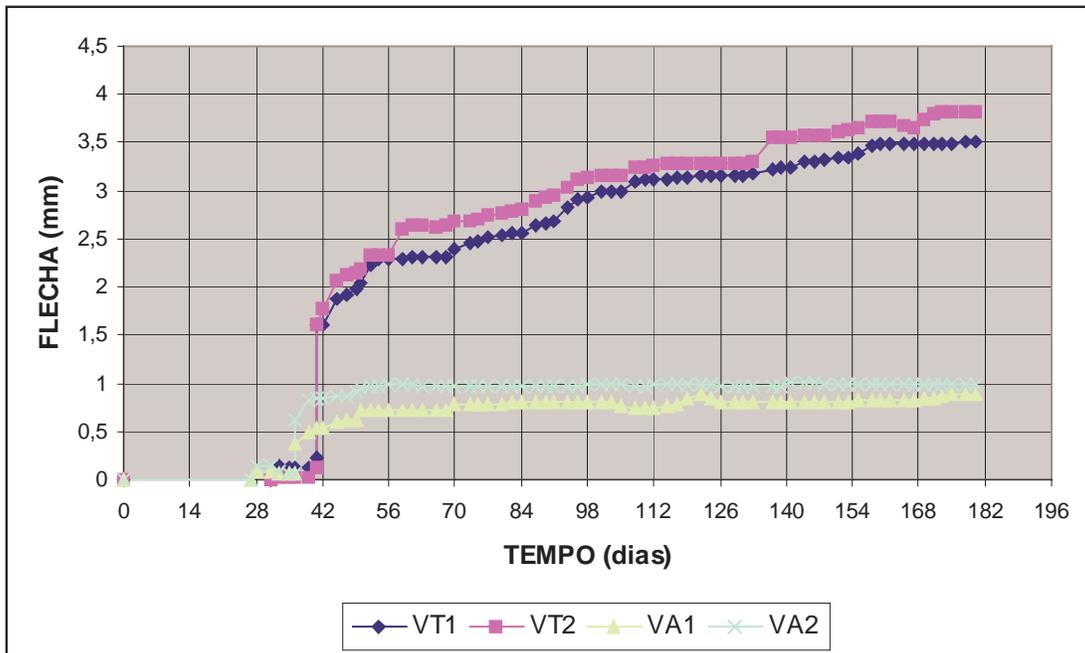


Figura 5.20 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre VT1,VT2/VA1,VA2.

A figura 5.21 apresenta um gráfico das flechas ao longo do tempo, evidenciando o desenvolvimento das mesmas nos diferentes tipos de concreto que fizeram parte do experimento. Neste gráfico observa-se a influência das propriedades dos concretos (resistência à compressão e módulo de deformação), não somente nas grandezas das flechas, mas também na taxa de crescimento com o tempo.

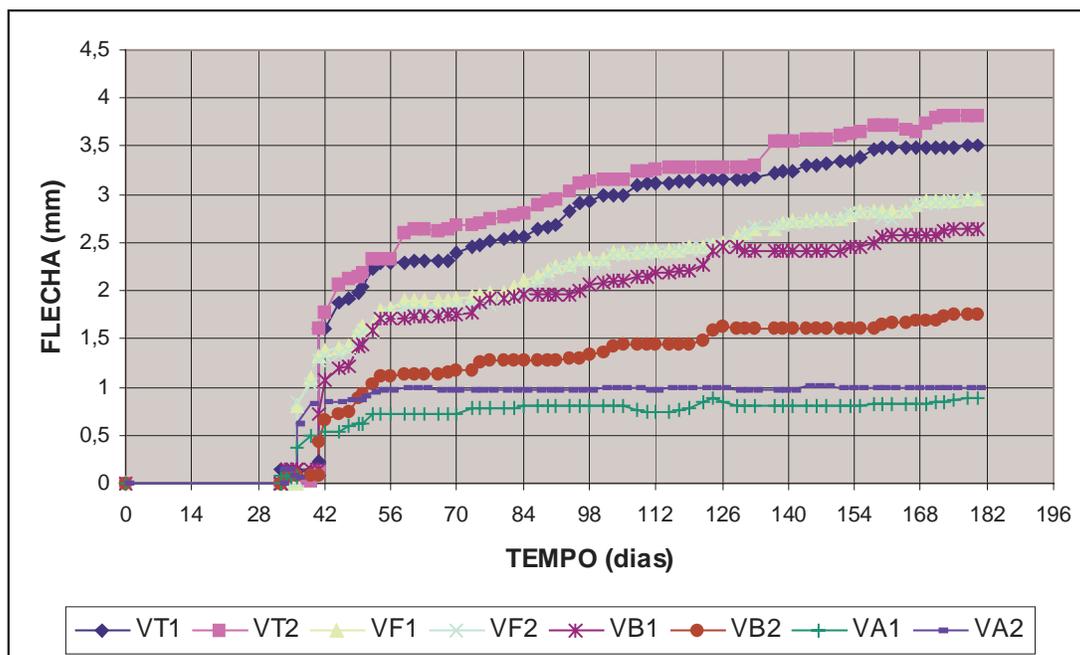


Figura 5.21 – Comparação das flechas ao longo do tempo entre os protótipos

Já o gráfico da figura 5.22 apresenta a relação entre a resistência à compressão dos concretos e as flechas imediata e total. O mesmo indica que, independentemente do tipo de concreto, quanto maior a resistência à compressão, menor serão as flechas imediata e total.

Por fim, o gráfico da figura 5.23 apresenta a relação entre o módulo de deformação dos concretos e as flechas imediata e total. Também neste caso fica evidente que, independentemente do tipo de concreto, quanto maior o módulo de deformação dos concretos menor serão as flecha imediata e total.

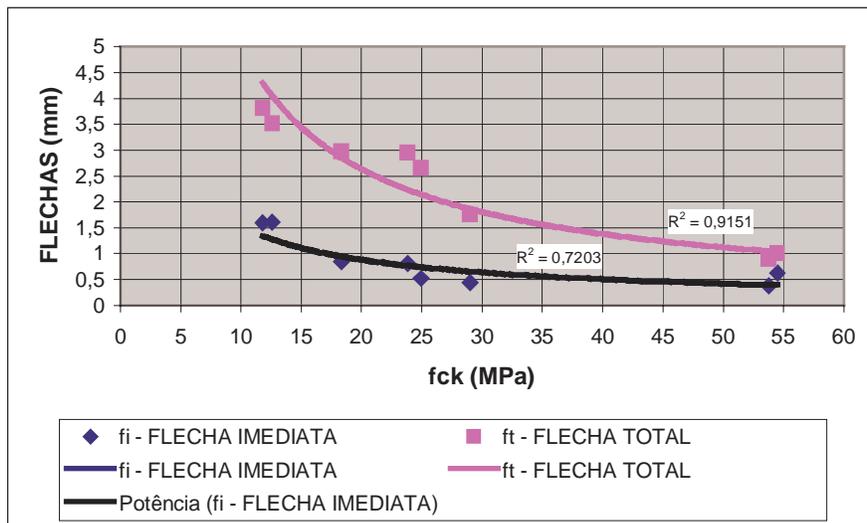


Figura 5.22 – Relação entre resistência à compressão dos concretos e flechas

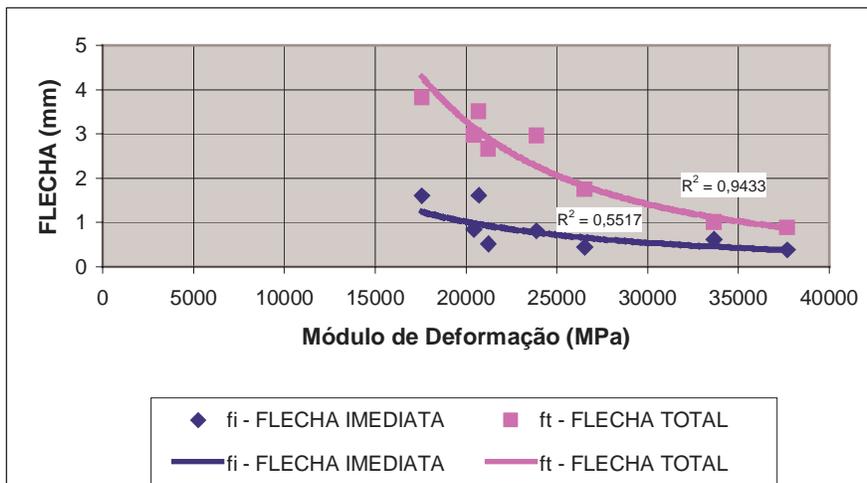


Figura 5.23 – Relação entre módulo de deformação dos concretos e flechas

5.5 COMPARAÇÃO SIMULTÂNEA ENTRE RESULTADOS NUMÉRICOS, ANALÍTICOS E EXPERIMENTAIS

As figuras 5.24 a 5.31 apresentam gráficos comparando o desenvolvimento, ao longo do tempo, das flechas. São mostrados os resultados experimentais, as previsões das flechas, imediatas e infinitas, obtidas numericamente via Modelo de Barbieri (2003) e analiticamente, com emprego da norma. A tabela 5.8 mostra uma compilação destes resultados.

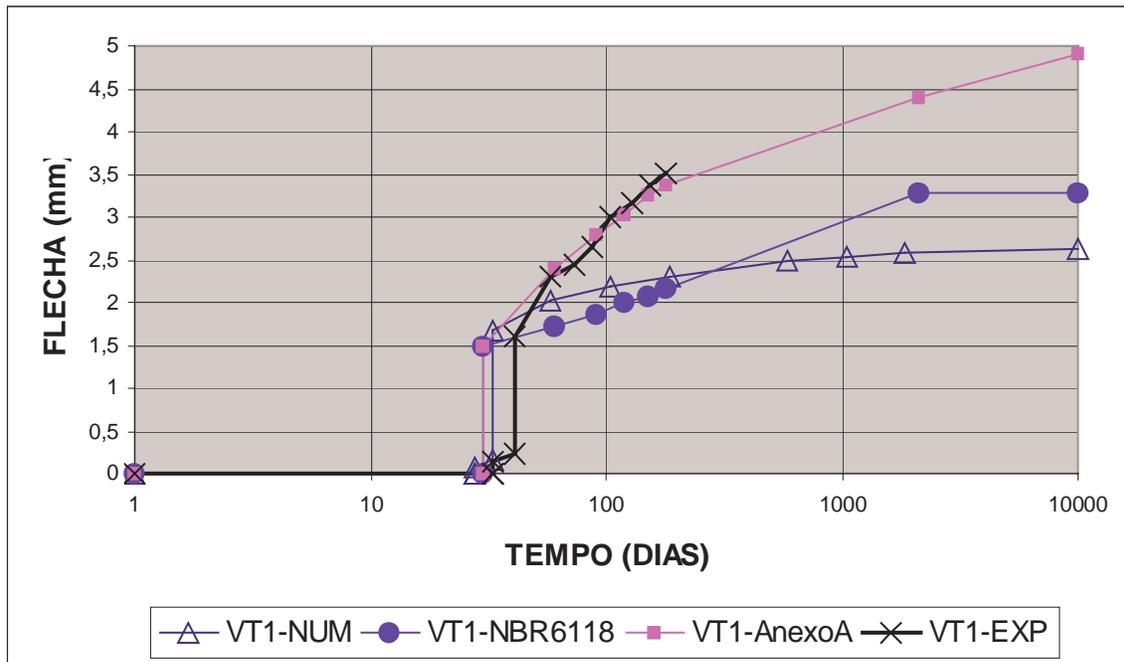


Figura 5.24 – Comparação entre as flechas - VT1

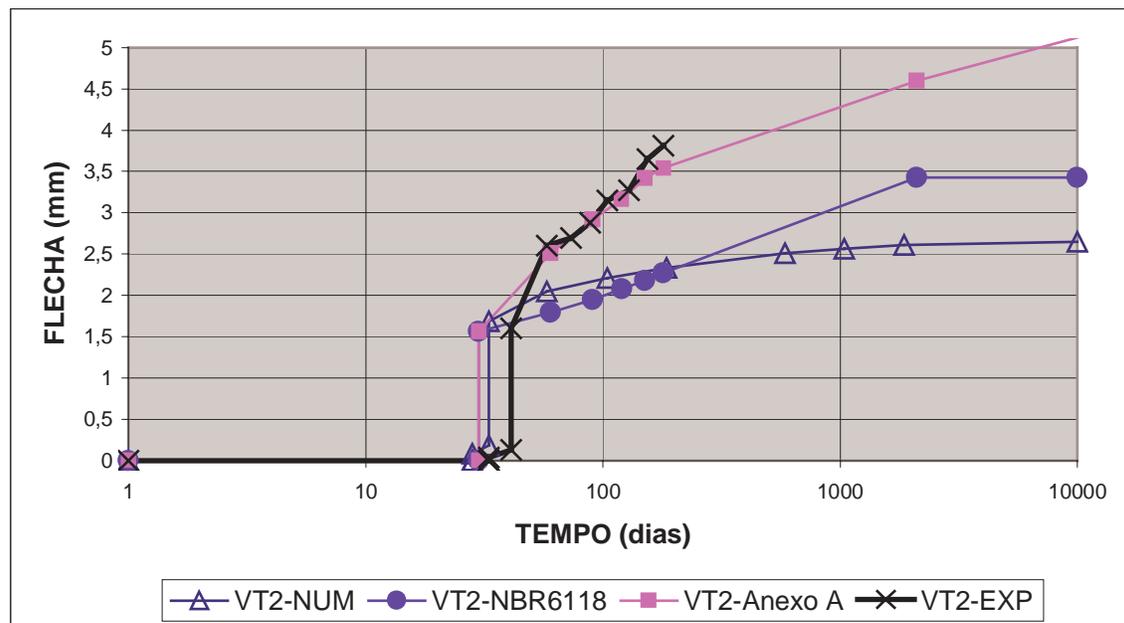


Figura 5.25 – Comparação entre as flechas - VT2

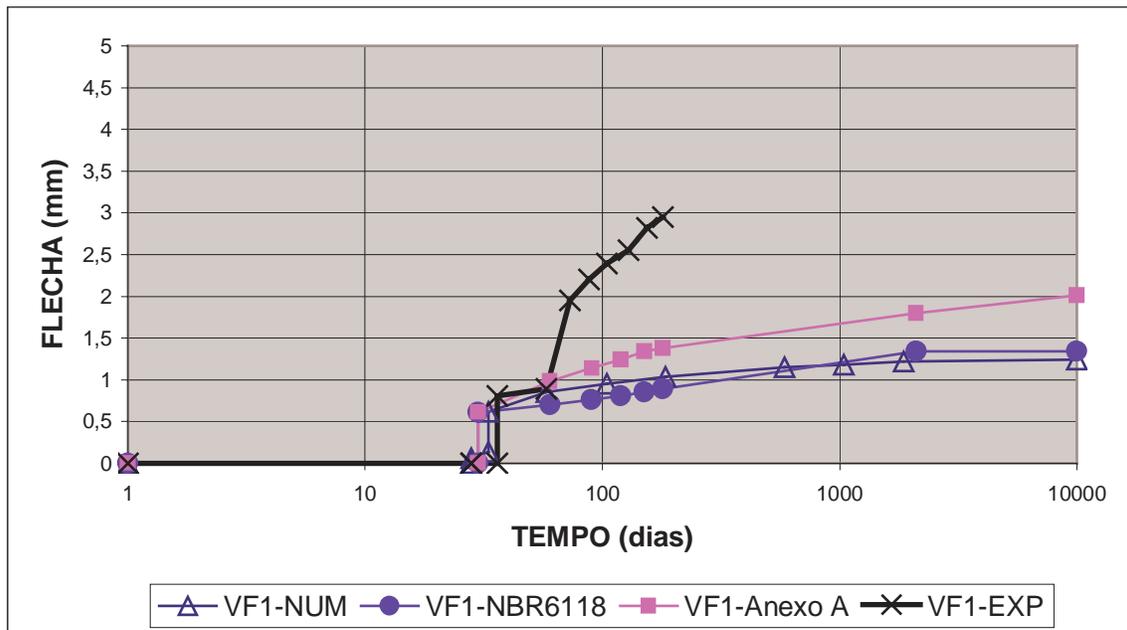


Figura 5.26 - Comparação entre as flechas - VF1

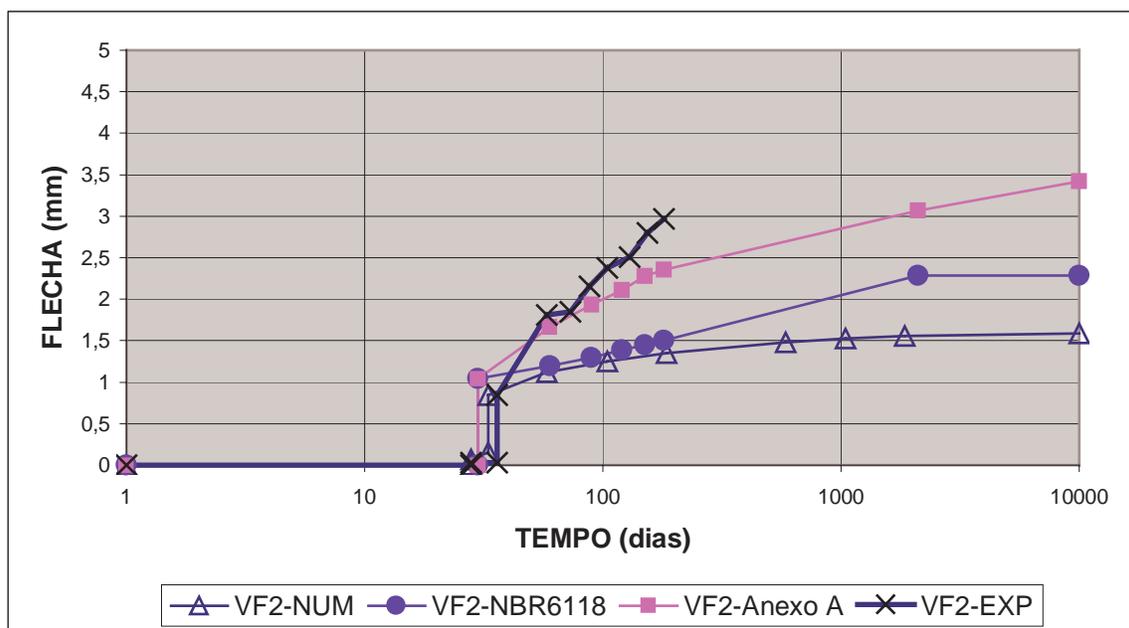


Figura 5.27 - Comparação entre as flechas - VF2

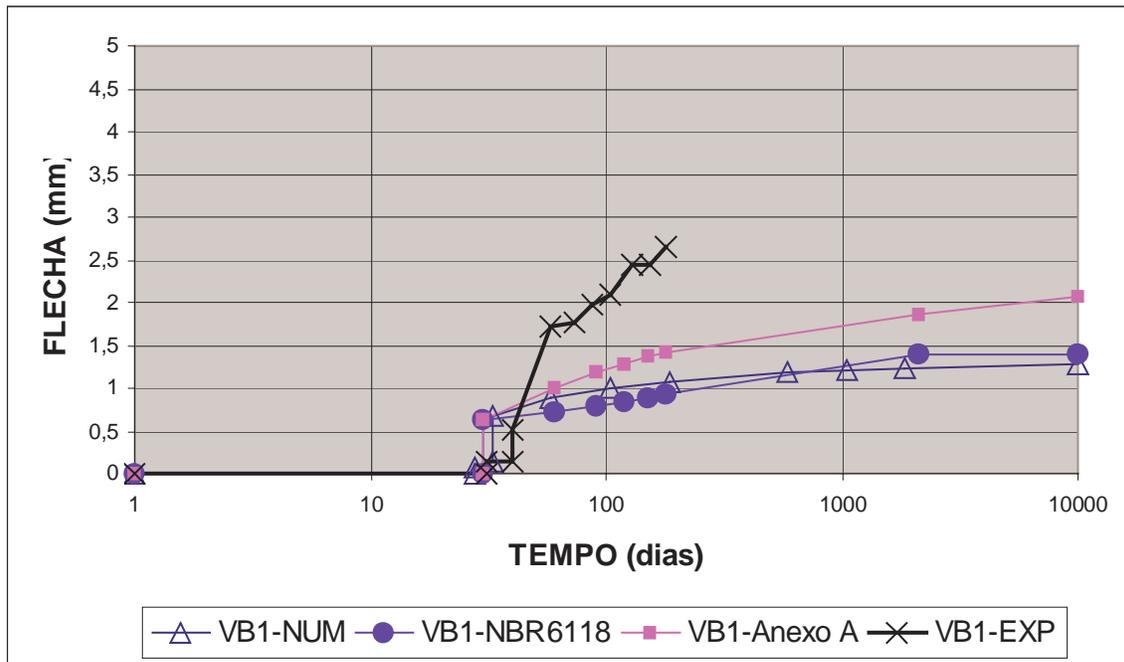


Figura 5.28 - Comparação entre as flechas - VB1

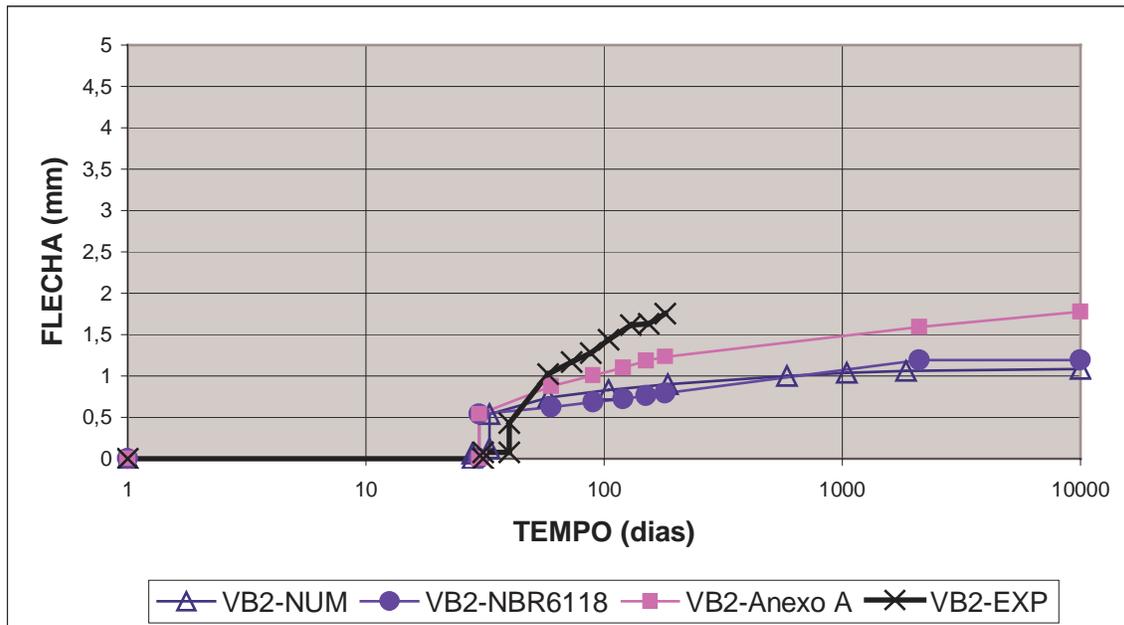


Figura 5.29 - Comparação entre as flechas - VB2

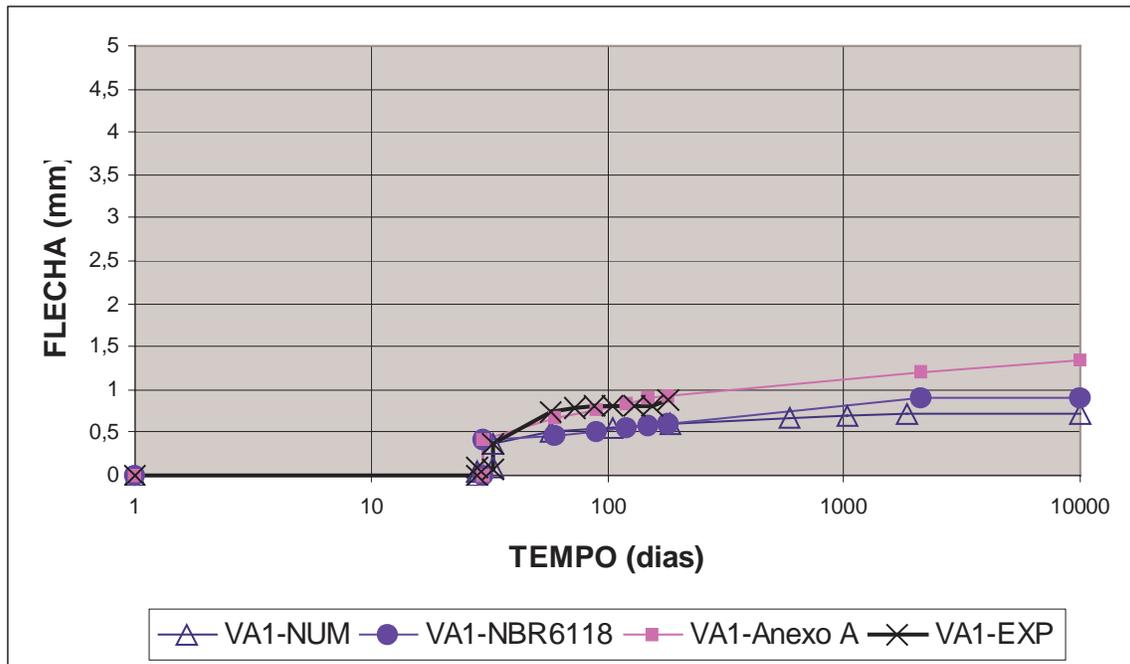


Figura 5.30 - Comparação entre as flechas - VA1

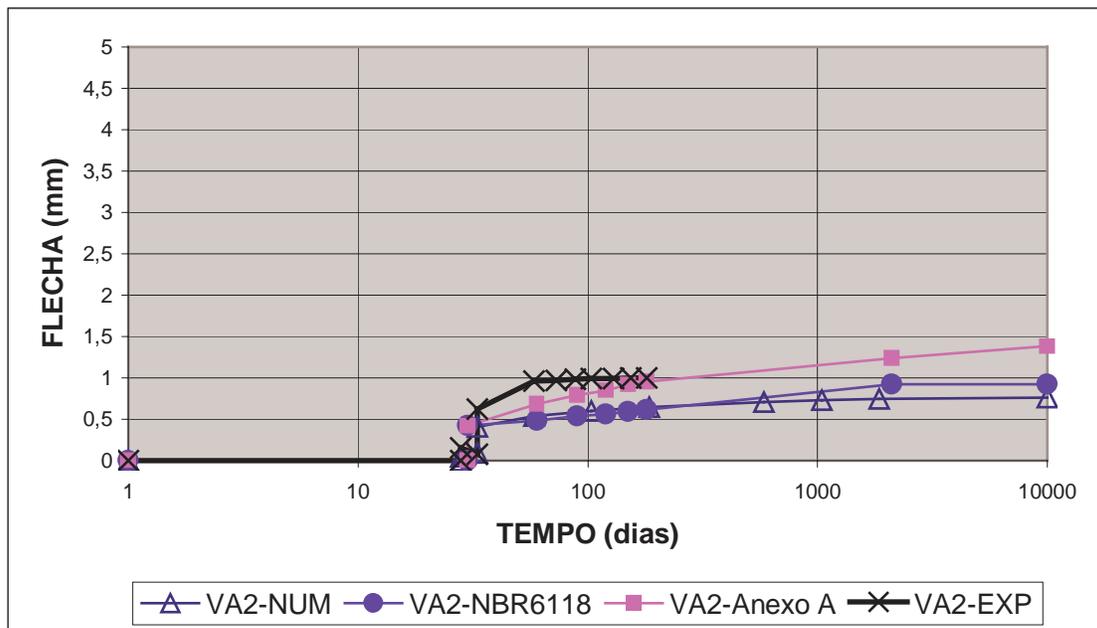


Figura 5.31 - Comparação entre as flechas - VA2

Tabela 5.8 – Resumo dos resultados

E X P E R I M E N T A L	Protótipo	f_{ck} (Mpa)	$E_{c28(EXP)}$ (MPa)		f_i (mm)	f_t (mm)	f_t/f_i		
	VT1	13,5	20695		1,61	3,51	2,18		
	VT2	13,1	17567		1,60	3,81	2,38		
	VF1	23,9	23874		0,81	2,95	3,64		
	VF2	17,0	20435		0,85	2,97	3,49		
	VB1	22,2	21240		0,52	2,65	5,1		
	VB2	30,1	26547		0,44	1,75	3,98		
	VA1	52,5	37704		0,38	0,89	2,5		
VA2	51,5	33660		0,62	1,00	1,61			
N O R M A	Protótipo	f_{ck} (Mpa)	E_{cs} (MPa)	$E_{cs} /$ $E_{c28(EXP)}$	f_i (mm)	$f_{tNBR6118}$ (mm)	$f_{tNBR6118} /$ f_i	$f_{tAnexoA}$ (mm)	$f_{tAnexoA} /$ f_i
	VT1	13,5	17489	0,85	1,49	2,17	1,455	3,38	2,27
	VT2	13,1	17228	0,98	1,56	2,27		3,54	
	VF1	23,9	23270	0,97	0,61	0,89		1,38	
	VF2	17,0	19625	0,96	1,04	1,51		2,36	
	VB1	22,2	22427	1,06	0,63	0,92		1,43	
	VB2	30,1	26115	0,98	0,54	0,79		1,23	
	VA1	52,5	34489	0,91	0,41	0,60		0,93	
VA2	51,5	34159	1,01	0,42	0,61	0,95			
N U M É R I C A	Protótipo	f_{ck} (Mpa)	$E_{c28(EXP)}$ (MPa)	f_{ctm} (Mpa)	f_i (mm)	f_t (mm)	f_t/f_i		
	VT1	13,5	20695	1,700	1,67	2,31	1,38		
	VT2	13,1	17567	1,667	1,68	2,33	1,39		
	VF1	23,9	23874	2,489	0,62	1,03	1,66		
	VF2	17,0	20435	1,983	0,85	1,35	1,59		
	VB1	22,2	21240	2,369	0,66	1,06	1,61		
	VB2	30,1	26547	2,902	0,53	0,90	1,70		
	VA1	52,5	37704	4,206	0,36	0,60	1,67		
VA2	51,5	33660	4,150	0,40	0,64	1,60			

Analisando os gráficos 5.24 a 5.31 e a tabela 5.8 observa-se que, nos protótipos de concreto convencional, os valores das flechas experimentais foram superiores aos previstos pelo programa computacional e pela norma. Isto indica que, nas condições ambientais prevalentes no local de ensaio, a utilização da norma ou de modelos numéricos alimentados com parâmetros tradicionais subestima a deformação lenta, mesmo para concretos mais comuns. Como já foi aventado anteriormente, a adoção dos valores da flecha infinita como referência reduziria significativamente a discrepância entre as previsões e os valores experimentais. Para os protótipos confeccionados com concretos especiais os gráficos mostram uma situação mais complicada, visto que mesmo as previsões de flecha infinita são superadas pelas leituras experimentais aos 6 meses.

No protótipo VF1 os valores experimentais foram superiores às previsões já no caso das flechas imediatas. Já no protótipo VF2 a flecha imediata experimental foi igual à flecha imediata obtida via modelo numérico e menor que via norma. Porém o desenvolvimento ao longo do tempo das flechas ultrapassou todos os valores previstos, como mostrado nas figuras 5.26 e 5.27.

Para os protótipos VB1 E VB2, cujos gráficos são mostrados nas figuras 5.28 e 5.29, os valores obtidos pelos modelos de previsão foram ultrapassados experimentalmente decorridos poucos dias do carregamento. Além disso, as curvas experimentais mostram uma tendência de atingir valores de flechas em tempo infinito muito superiores às previstas pela norma ou pelo modelo numérico de Barbieri (2003).

Os gráficos das figuras 5.30 e 5.31 mostram que, para os protótipos VA1 e VA 2, os valores das flechas experimentais superam os modelos de previsão, com tendência a superar também a flecha para tempo infinito. Como a magnitude das flechas é bem menor neste tipo de concreto, esta diferença também se reduz.

Em resumo, os comportamentos dos protótipos confeccionados com concretos especiais, com adição de fibras de aço e com cimento branco mostraram uma tendência a taxas de crescimento das flechas muito superiores às previstas. Fica evidenciado, portanto, que os procedimentos de cálculo de estimativa de flechas propostos na norma brasileira, desenvolvidos tomando como referência concretos convencionais, se tornam inadequados para estes materiais.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo apresenta algumas observações gerais sobre as tendências de comportamento observadas durante os ensaios, fazendo algumas reflexões sobre sua importância. Além disso, contém as principais conclusões derivadas da análise dos resultados coletados neste trabalho.

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A procura por materiais estruturais que propiciem maior economia, tenham menor impacto ambiental, atendam aos requisitos técnicos e estéticos, possuindo boa durabilidade, tem sido a mola propulsora para a reavaliação e desenvolvimento da tecnologia do concreto, que embora seja o material estrutural mais consumido pelo homem, certamente pode se tornar ainda melhor.

A questão é que a inovação deve ser feita com qualidade e responsabilidade. É fundamental garantir que os novos materiais de construção sejam bem projetados e utilizados, evitando o aparecimento de patologias e problemas de deficiência estrutural.

Para atingir este objetivo, é crítico ampliar o conhecimento disponível sobre o impacto de mudanças no concreto convencional, com geração dos chamados concretos especiais. Os estudos já realizados levam a conclusões muito variadas e até divergentes sobre alguns destes impactos, justificando a demanda por estudos e o desenvolvimento de metodologias específicas para avaliar e utilizar estes materiais.

Com o intuito de contribuir para ampliar o conhecimento nesse sentido, esta pesquisa avaliou o comportamento ao longo do tempo, em termos de flechas, de vigas de concreto armado não convencional.

A idéia foi de verificar se os procedimentos recomendados em norma para estimar as flechas seriam adequados para concretos não convencionais. Além disso, desejou-se comparar algumas propriedades físicas desses concretos, em termos de resistência e de módulo de deformação.

O programa experimental, embora constituído por um número reduzido de protótipos, dadas as possibilidades logísticas de um trabalho de mestrado, permitiu obter alguns resultados importantes. Contudo, é importante ressaltar que as observações de tendências e as conclusões apresentadas a seguir devem ser vistas como informações úteis de abrangência limitada, que, para serem generalizadas, devem ser validadas por estudos adicionais. De forma estrita, as mesmas só podem ser consideradas como representativas dos concretos com características peculiares que foram utilizados na fabricação dos protótipos deste estudo, inseridos num determinado meio ambiente.

6.2 TENDÊNCIAS OBSERVADAS

A partir da análise dos resultados experimentais coletados neste trabalho foi possível observar as seguintes tendências:

- Em geral, vigas iguais, fabricadas com o mesmo tipo de concreto, desenvolvem flechas de longa duração com valores muito próximos entre si. Isto mostra que as pequenas variações nas propriedades de um protótipo para o outro não se mostram significativas;
- Por outro lado, quando se varia o tipo de concreto, com alteração do nível de resistência, do tipo do cimento e dos componentes resistentes à tração, o comportamento quanto às flechas varia consideravelmente;
- As vigas de concreto com adição de fibras de aço desenvolveram flechas (média = 2.96 mm) menores que as de concreto convencional (média =

3.66 mm). A taxa de crescimento, isto é, a relação entre as flechas totais e imediatas (média = 3.56) destas vigas foi bem superior à do concreto convencional (média = 2.28);

- As vigas de concreto com cimento branco tenderam a desenvolver flechas totais (média = 2.2 mm) inferiores às do concreto convencional (média = 3.66 mm) e concretos com fibras (média = 2.96 mm), porém superiores às do concreto de alta resistência (média = 0.95 mm). Além disso, apresentam a maior proporção entre a flecha total e a flecha imediata (média = 4.54), evidenciando uma taxa de deformação lenta mais intensa;
- As vigas de concreto de alta resistência mostraram ser bem mais resistentes à deformação do que as demais, como esperado. Suas flechas totais (média = 0.95 m) atingiram aproximadamente um terço das flechas totais das vigas de concreto convencionais (média = 3.66 mm). Os protótipos deste tipo, porém, tiveram taxas de correlação entre as flechas totais e imediatas (média = 2.06) similares às das vigas de concreto convencional (média = 2.28);
- Os resultados indicam que existe uma boa correlação entre a resistência à compressão dos concretos e a magnitude da flecha total, para todos os tipos de concreto;
- Os resultados mostraram uma excelente concordância entre as estimativas de módulo de deformação feitas a partir do emprego do critério proposto na NBR 61118/03 que se baseia no f_{ck} , e os valores experimentais determinados em ensaio específico, preconizado pela NBR 8522 (ABNT, 1983), efetuado com auxílio de LVDTs. Foram obtidos resultados com uma variação média de 5%;
- Existem indicações de que o valor do momento de fissuração para concretos com adição de fibras e concretos com cimento branco pode ser diferente do que para o concreto convencional.

6.3 CONCLUSÕES

De acordo com a análise dos resultados experimentais e as tendências analisadas acima é possível derivar as seguintes conclusões específicas:

- O método de estimativa do **módulo de deformação** prescrito pela NBR 6118/03 é adequado para o concreto convencional e os concretos especiais utilizados neste programa experimental;
- Os procedimentos de cálculo da estimativa da **flecha imediata** prescritos pela NBR 6118/03 mostraram-se adequados para as vigas de concreto armado convencional e de concretos especiais utilizadas neste programa experimental;
- Os procedimentos de cálculo da estimativa da **flecha diferida** prescritos pela NBR 6118/03, utilizando como informação sobre o material apenas o f_{ck} , e o **fator α** dependente do tempo, mostraram-se inadequados para as vigas de concreto armado convencional e não convencional utilizadas neste programa experimental;
- Os procedimentos de cálculo da estimativa da **flecha diferida** propostos pelo Anexo A da NBR 6118/03, utilizando como informação sobre o material apenas o f_{ck} , e o **coeficiente ϕ** determinado em função do tempo, da umidade relativa, das dimensões da seção transversal da peça, da maturidade do concreto na idade de carregamento, mostram-se adequados para o concreto convencional e concreto de alta resistência, porém inadequados para os concretos com adição de fibra de aço e concretos com cimento branco, utilizados neste programa experimental;
- O **modelo numérico** empregado, que utiliza como parâmetros de entrada o f_{ck} , o módulo de deformação efetivamente medido, os valores das médias anuais da temperatura e da umidade relativa, não se mostrou apto a estimar adequadamente as flechas totais das vigas de concreto deste programa experimental. Os valores estimados para as flechas totais

se aproximaram dos valores de norma, mas foram muito discrepantes dos valores experimentais registrados para as vigas de concretos especiais.

Desta forma, conclui-se, de forma geral, que:

- Confirma-se a hipótese de que os concretos especiais têm um comportamento diferenciado quanto à deformação e que mais estudos nesta área são necessários;
- A utilização dos procedimentos simplificados de cálculo das flechas propostos pela norma podem subestimar o valor dos deslocamentos causados por cargas de longa duração, inclusive para concretos convencionais, principalmente para estruturas onde a solicitação se encontra próxima ao limite de fissuração. Cabe buscar disseminar entre os projetistas e engenheiros este conhecimento, para evitar interpretação em utilização inadequadas dos procedimentos propostos em norma;
- A estimativa rápida dos valores dos módulos de deformação dos concretos estudados, utilizando agregados tipo basalto, pode ser feita de forma satisfatória com auxílio do critério proposto pela norma;
- Para vigas de concreto convencional em ambientes que favoreçam a fluência, como no caso em estudo, as estimativas de flecha infinita pelo método simplificado são mais adequadas como referência.

6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido às limitações inerentes a um trabalho de pesquisa experimental e exploratório, de prazo definido, torna-se impossível abranger todas as possibilidades de estudo interessantes, principalmente quando se trata da análise de novos materiais estruturais e levando em conta o grande número de variáveis envolvidas. Portanto, ao realizar o presente estudo, verificou-se que existem muitos outros trabalhos que poderiam ser desenvolvidos no sentido de contribuir para aumentar o conhecimento sobre o assunto.

Algumas sugestões para trabalhos futuros incluem:

- Avaliar a influência da proporção, forma e tipo de fibras no comportamento à deformação sob carga de longa duração de vigas de concreto reforçado com fibras;
- Realizar estudos sobre a influência da fissuração nas flechas diferidas, especialmente em vigas de concreto com adição de fibras.
- Avaliar a influência da utilização de outros agregados no concreto com cimento branco sobre as flechas diferidas em vigas.
- Realizar estudos sobre deformação de retração de vigas de concreto com cimento branco.
- Avaliar a influência da adição de sílica ativa no concreto de alto desempenho sobre as flechas diferidas em vigas.
- Realizar estudos sobre a proporcionalidade entre flechas totais e flechas imediatas para vigas fabricadas com o mesmo tipo de concreto especial, expostas em diferentes ambientes.
- Avaliar as flechas ao longo do tempo para vigas de tipos de concretos especiais que não fizeram parte deste programa experimental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AÏTCIN, P.C. **Concreto de Alto Desempenho**. São Paulo: PINI, 2000.

ALCA, N.; A., S. D. B.; MACGREGOR, J. G. Effect of Size on Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 94, n. 1, p. 59-67, nov./dez.1997.

ASHOUR, S. A.; MAHMOOD, K.;Wafa, F.F. Influence of Steel Fibers and Compression Reinforcement on Deflection of High-Strength Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 94 n. 6, p. 611-624, nov./dez.1997.

ALMEIDA, I. R. Concreto de Alto Desempenho: A Evolução Tecnológica dos Concretos Tradicionais. **Concreto de Alto Desempenho**. ABCP; IBRACON; NUTAU/USP. Versão 1.0, 1997. CD ROM.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento: NBR 8681**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da composição granulométrica: NBR 7217**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland Branco: NBR 12989**. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland – Determinação da Brancura – Método de Ensaio: NBR 12990**. Rio de Janeiro, 199_.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland – Determinação da Resistência à compressão – Método de Ensaio: NBR 7215**. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone: NBR 7223**. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação do módulo e deformação estática e diagrama tensão-deformação: NBR 8522**. Rio de Janeiro, 1983

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Ensaio de compressão de corpos cilíndricos: NBR 5739**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738.** Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118.** Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de concreto : NBR 6118.** Rio de Janeiro, 2003.

BARBIERI, R. A. **Modelo Numérico para Análise à Flexão de Elementos Estruturais com Protensão Aderente e Não-Aderente.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 2003. Tese Dout.

BEBER, A. J. **Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibras de Carbono.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1999. Diss. Mestr.

BETTOR MBT, S.A. DEPARTAMENTO TÉCNICO. La Sagrada Família de Barcelona. In: **Obras** . n.2/2000 .Barcelona: Bettor 2000.

BERNARDI, S. T. **Avaliação do Comportamento de Materiais Compósitos de Matrizes Cimentícias Reforçadas com Fibras de Aramida Kevlar.** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 2003. Diss. Mestr.

BRANSON, D. E. **Deflexiones de Estructuras de Concreto Reforzado y Presforzado.** México: Instituto Mexicano del Cimento y del Concreto, A.C., 1992.

BORGES, J.U.; BITTENCOURT, T.N. Avaliação da Capacidade Resistente à Flexão de Vigas de Concreto de Alto Desempenho. In **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.** São Paulo: USP, v. 03 , 1999.

COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **CEB-FIP model code 1990.** Lausanne,1993 (Bulletin d'Information, 203).

FRANÇA, R. L. S. **Notas da Defesa da dissertação.** Porto Alegre, 01 ago. 2003.

FAVRE, R.; KOPRINA, M.; RADOJICIC, A. **Effets Différés Fissuration et Déformations des Structures en Béton.** Suisse: Georgi Saint-Saphorin, 1980.

FONSECA, A. A.; NUNES, A. Betão Branco: fabrico, características e utilização estrutural. In: 2ª JORNADAS DE BETÃO. FEUP, 1995. **Anais...** _____, 1995.

GERE, J. M.; WEAVER Jr., W. **Análise de Estruturas Reticuladas.** Rio de Janeiro: Guanabara, 1987.

GIAMMUSSO, S. E. **Manual do Concreto.** São Paulo: Pini, 1992.

GRAZIANO, F. P. Projeto de Estruturas de Concreto em Edificações Racionalizadas. In: SEMINÁRIO DE SOLUÇÕES TECNOLÓGICAS INTEGRADAS – CONSTRUÇÃO RACIONALIZADA, 2002, Caxias do Sul. **Anais...** São Paulo: ASTIC, 2002.

GUIMARÃES, M. C. N.; FIGUEIRO, A. D. Análise da Repetibilidade e Reprodutibilidade do Ensaio de Tenacidade à Flexão dos concretos Reforçados Fibras de Aço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44. , 2002, Belo Horizonte. **Anais...** CD ROOM.

HARMAD, B. S. Investigations of Chemical and Physical properties of White cement Concrete. In: **American University of Beirut**. Budapeste: Elsevier Science Inc, 1995.

HELENE, P. R. L. Concreto de Elevado Desempenho: O Material para Construção das Obras nos Anos 2000. **Concreto de Alto Desempenho**. ABCP; IBRACON; NUTAU/USP. Versão 1.0, 1997. CD ROM.

IBRACON - INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Prática Recomendada IBRACON para Estruturas de Edifícios de Nível I – Estruturas de Pequeno Porte**. Comitê Técnico CT-301 Concreto Estrutural. São Paulo: IBRACON, 2001.

KIRCHHEIM, A. P. **Concreto de Cimento Portland Branco Estrutural: Avaliação da Carbonatação e Absorção Capilar**. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 2003. Diss. Mestr.

KUMMAT, E.; LORRAIN, M. Condições de Fissuração em Lajes de Concreto de Alta Resistência. In: **Boletim Técnico – Instituto de Materiales y Modelos Estructurales**. Faculdade de Engenharia Universidad Central de Venezuela, Caracas, n. 1, março 1996.

LANGENDONCK, T. V. **Cálculo de Concreto Armado**. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1954.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. v.1. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto: Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. v. 2. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Verificação da Capacidade de Utilização**. v. 4. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LENCZNER, D. **Movements in Buildings**. Oxford: Pergamon Press Ltda, 1973.

MACIEL, A. S.; ALVES, S. M. S.; BARBOSA, N. P.; GHAVAMI, K. Comportamento de Vigas de Concreto de Alto Desempenho com Diferentes Tipos de Fibras. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** CD ROOM.

MANTESE, J. M.; MANTESE, O. Estudo de Flechas em Vigas em Concreto Armado. **Estrutura** - Revista Técnica das Construções Engenharia e Arquitetura, Rio de Janeiro, RJ, ano 22, n. 96, p. 103-116, set.1981.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994.

MONTEIRO, P. J. M. **Notas de Aula – Curso Pós-Graduação – Faculdade de Engenharia , UFRGS**. Porto Alegre, 2001.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón Armado**. 10. ed. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.A., 1979.

MORENO JÚNIOR, A. L.; PINTO JÚNIOR, N. O.; MARINHO, R. Cisalhamento em Vigas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço Submetidas a Carregamento Reverso. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** CD ROOM.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1997.

NERA, J. M. G.; NUNES, A. Fundamentos para a Prescrição e utilização do Betão Branco. **Betão Branco**. _____: Secil, 2000.

PETRUCCI, E. G. R. **Concreto de Cimento Portland**. 13. ed. São Paulo: Globo, 1998. CUSTÓDIO

RUIZ, J.C.; DUTARI, L. G. **Cálculo de Flechas en Estructuras de Hormigon Armado**. Madrid: Torreangulo Arte Gráfico, 1992.

RÜSCH, H.; JUNGWIRSTH, D.; HILSDORF, H. K. **Creep and Shrinkage**. New York: Springer-Verlag, 1983.

SANTOS, L. M.. **Cálculo de Concreto Armado**. São Paulo: Edgard Blücher, 1977.

SOUZA, V. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto Armado**, v.1. Porto Alegre: Globo, 1980

OYAMADA, R. N.; ISHITANI, H. Análise Estrutural de Barras Sujeitas a Fluência. In **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações**. v.4 São Paulo: USP/EP/DEEF, 1999.

VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil**. v.1. São Paulo: Pini, 1992.

BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado para concreto: NBR 7211**. Rio de Janeiro, 1983.

BARTH, F. **Análise Experimental de Deformações em Lajes Retangulares de Concreto Armado sob Carregamento Linear**. Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1983.

BRANSON, D. E. **Deformation of Concrete Structures**. New York: McGraw-Hill, 1977.

CALAVERA, J. **Projeto e Cálculo de Estruturas de Hormigon Armado para Edifícios**. 2 e. Madrid: Intemac, 1991.

DAL MOLIN, D. **Fissuras em Estruturas de Concreto, Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1988

GILBERT, R. I. **Times Effects in Concrete Structure**. Amsterdam: Elsevier Science Inc., 1988.

GOBETTI, L.; CAMPOS FILHO, A.; CAMPAGNOLO, J. L. **Análise Teórico Experimental das Deformações em Vigas de Concreto Armado**. Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1983.

GUERRIN, A. **Tratado de Concreto Armado**. v. 1. São Paulo: Hemus Editora Ltda, ____.

HELENE, P. R.L. **Manual Prático para Reparo e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1988.

LORRAIN, M.; PINTO, M.; Hamouise, A. Influência de La Posicion de Lãs Armaduras. In: **Boletim Técnico – Instituto de Materiales y Modelos Estructurales**. Faculdade de Engenharia Universidad Central de Venezuela, Caracas, n. 1, março 1999.

NASH, W. A. **Resistência dos Materiais**. 3 ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1982.

ROSA, A. R.; WILLRICH, F. L. **Viscoelasticidade do Concreto**. Porto Alegre: PPGE, 1992.

SILVA, P. F. A. **Durabilidade das Estruturas de Concreto Aparente em Atmosfera Urbana**. São Paulo: Pini, 1995.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto Armado**. v. 2. Porto Alegre: Globo, 1980.

TIMOSHENKO, S. **Resistência dos Materiais**. Rio de Janeiro': Livros Técnicos e Científicos editora S.A., 1979

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini – EPUSP – IPT, 1989.

ANEXO 1 – ENSAIOS COMPLEMENTARES

Concreto Convencional

28 dias		25 de julho de 2002				
VT1						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	126,5	16,10644258	15,92395		1,998873277	12,6258
CP2	108,7	13,84008149				
CP3	140,0	17,82531194				
módulo elasticidade				15,94941		
CP4	133,4	16,98497581	15,97487		0,93989814	14,42404
CP5	124,2	15,81359817				
CP6	118,8	15,12605042				
VT2						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	90,1	12,71162528	13,32769		0,901426918	11,84034
CP2	101,8	14,36230248				
CP3	91,5	12,90914221				
módulo elasticidade				15,00658		
CP4	110,0	15,51918736	16,68548		1,317854017	14,51102
CP5	116,4	16,4221219				
CP6	128,4	18,11512415				

180 dias		8 de janeiro de 2003				
VT1						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	146,4	18,64018335	18,0163		0,729532333	16,81257
CP2	135,2	17,21415839				
CP3	142,9	18,19455055				
módulo elasticidade				18,91817		
CP4	147,0	18,71657754	19,82005		1,541527937	17,27653
CP5	169,5	21,58135982				
CP6	150,5	19,16221034				
VT2						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	117,5	16,57731377	17,02878		0,638471134	15,9753
CP2	*80,4	#VALOR!				
CP3	123,9	17,48024831				
módulo elasticidade				18,01401		
CP4	129,5	18,27031603	18,99925		2,040027392	15,6332
CP5	123,5	17,4238149				
CP6	151,0	21,30361174				

* Valor desprezado

Ensaio de compressão simples / Dissertação Henriette Manfredini Baroni

Concreto com Fibras Metálicas

28 dias		30 de julho de 2002				
VF1						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1		191,9	24,43086325	25,11162		0,770809188
CP2		196,0	24,95543672			23,83979
CP3		203,8	25,94856124			
módulo elasticidade				25,38579		
CP4		193,4	24,62439521	25,65996		0,955973736
CP5		203,0	25,84670232			24,0826
CP6		208,2	26,50878533			
VF2						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fcj
CP1		141,0	19,88713318	19,97555		1,021496658
CP2		149,1	21,03837472			18,29008
CP3		134,7	19,00112867			
módulo elasticidade				19,53913		
CP4		119,2	16,81715576	19,10271		1,990627994
CP5		142,0	20,03386005			15,81817
CP6		145,0	20,45711061			

180 dias		8 de janeiro de 2003				
VF1						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1		211,2	26,8907563	28,75817		1,747506559
CP2		238,4	30,35395977			25,87478
CP3		228,0	29,02979374			
módulo elasticidade				28,22553		
CP4		225,0	28,64782277	27,6929		0,898060605
CP5		211,0	26,86529157			26,2111
CP6		216,5	27,56557168			
VF2						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fcj
CP1		167,8	23,6738149	22,06546		2,274553416
CP2		145,0	20,45711061			18,31245
CP3	*133,8	#VALOR!				
módulo elasticidade				23,0601		
CP4		167,5	23,63148984	24,05474		1,119815735
CP5		179,5	25,3244921			22,20704
CP6		164,5	23,20823928			

* Valor Desprezado

Concreto Branco

28 dias		5 de agosto de 2002				
VB1						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	225,5	28,71403107	28,25567		2,040511661	24,88882
CP2	204,4	26,02495544				
CP3	235,8	30,0280112				
módulo elasticidade				26,94933		
CP4	177,4	22,5872167	25,64298		3,708070619	19,52467
CP5	193,0	24,57346575				
CP6	233,8	29,76827094				
VB2						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	224,7	31,70428894	31,33559		1,402518754	29,02143
CP2	211,1	29,78555305				
CP3	230,5	32,51693002				
módulo elasticidade				32,76242		
CP4	257,0	36,25846501	34,18924		1,792223535	31,23207
CP5	234,8	33,12641084				
CP6	235,2	33,18284424				

180 dias		10 de janeiro de 2003				
VB1						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	195,0	24,82811306	26,55971		2,448854653	22,5191
CP2	222,2	28,29131653				
CP3	*169,3	#VALOR!				
módulo elasticidade				26,95654		
CP4	224,0	28,52049911	27,35337		3,491741506	21,59199
CP5	236,5	30,11204482				
CP6	184,0	23,42755284				
VB2						
	Carga (kN)	Tensão (MPa)	Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1	270,2	34,40285205	35,36717		1,531575167	32,84007
CP2	263,2	37,13318284				
CP3	245,0	34,56546275				
módulo elasticidade				36,8004		
CP4	271,5	38,30417607	38,23363		0,954271251	36,65909
CP5	277,5	39,1506772				
CP6	264,0	37,24604966				

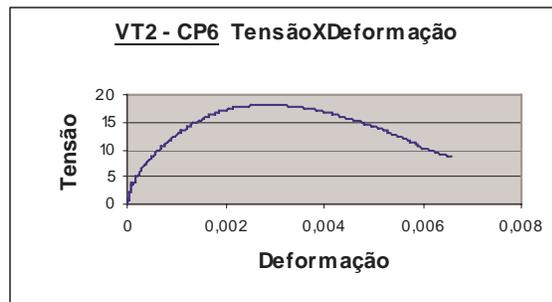
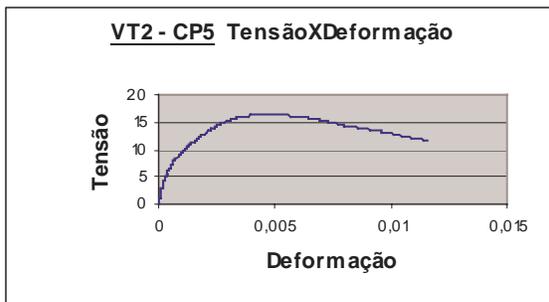
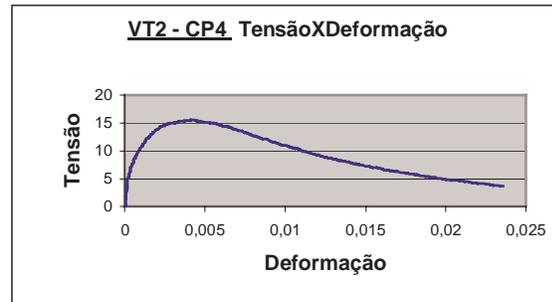
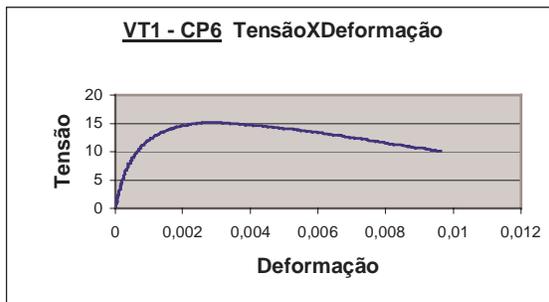
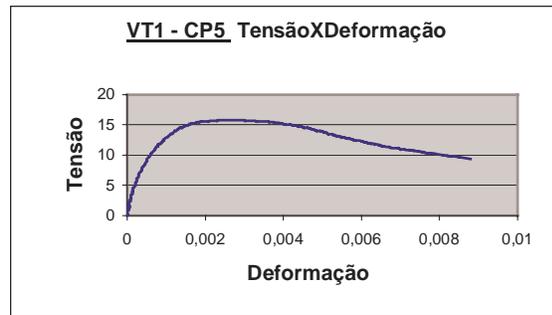
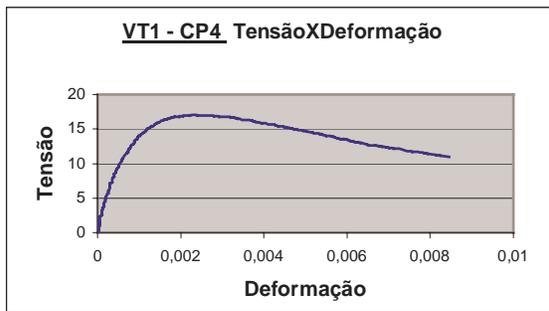
*Valor desprezado

Concreto de Alta Resistência

28 dias		8 de agosto de 2002					
VA1							
	Carga (kN)	Tensão (MPa)		Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1		501,6	63,86554622	60,4363		4,01320719	53,8145
CP2		440,0	56,02240896				
CP3		482,4	61,42093201				
módulo elasticidade					59,54079		
CP4		496,0	63,15253374	58,64528		4,457200977	51,29089
CP5		426,0	54,23987777				
CP6		459,8	58,54341737				
VA2							
	Carga (kN)	Tensão (MPa)		Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1		400,2	56,46162528	56,73439		1,333170849	54,53465
CP2		393,8	55,55869074				
CP3		412,4	58,18284424				
módulo elasticidade					56,84632		
CP4	*333,5		#VALOR!	56,95824		5,163635298	48,43824
CP5		377,8	53,30699774				
CP6		429,6	60,60948081				

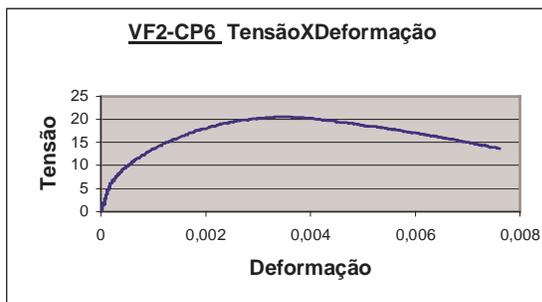
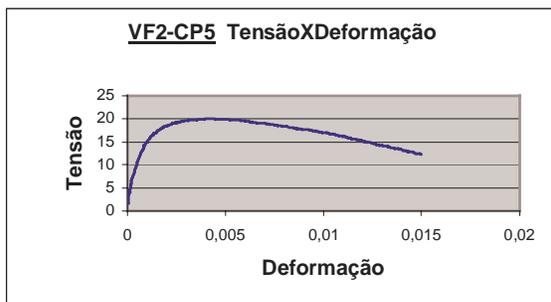
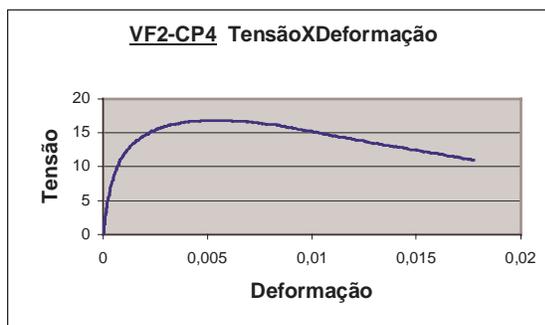
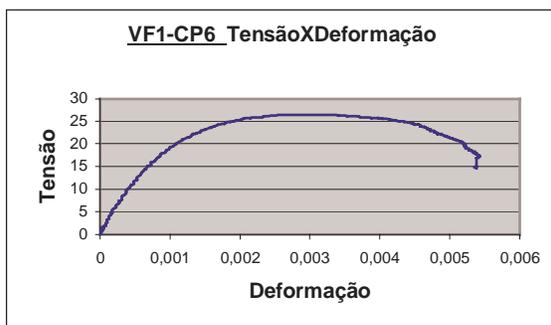
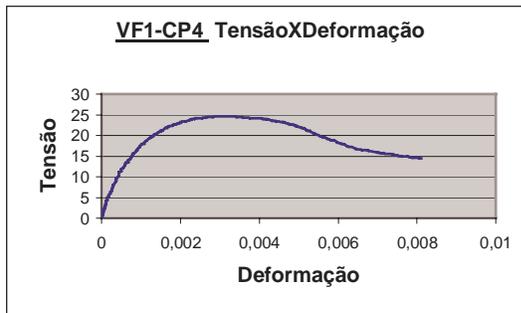
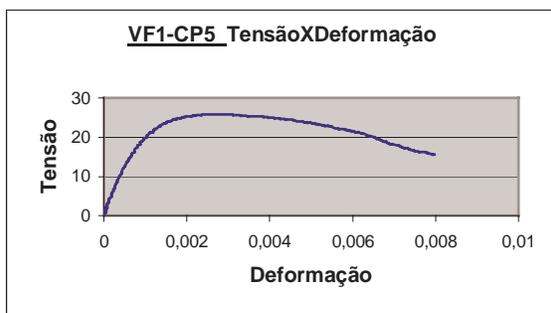
180 dias		10 de janeiro de 2003					
VA1							
	Carga (kN)	Tensão (MPa)		Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1		452,5	57,61395467	58,99329		1,96459756	55,75171
CP2		456,5	58,1232493				
CP3		481,0	61,24267889				
módulo elasticidade					65,62473		
CP4		622,5	79,25897632	72,25618		9,903456319	55,91547
CP5		512,5	65,25337408				
CP6	*364,0		#VALOR!				
VA2							
	Carga (kN)	Tensão (MPa)		Média (3)	Média (6)	Desvio Padrão	Fck
CP1		439,0	61,93566591	59,64306		3,242236229	54,29337
CP2		406,5	57,35045147				
CP3	*326,0		#VALOR!				
módulo elasticidade					56,59213		
CP4		375,0	52,90632054	53,5412		1,287266337	51,41721
CP5		373,5	52,69469526				
CP6		390,0	55,02257336				

* Valor desprezado

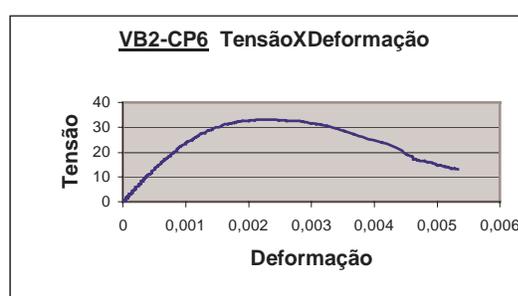
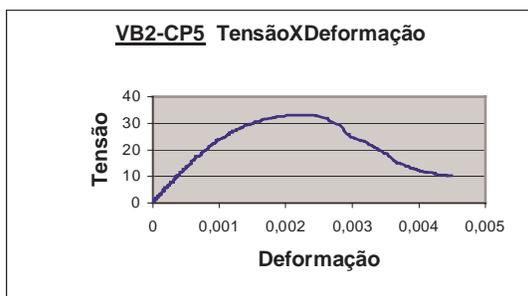
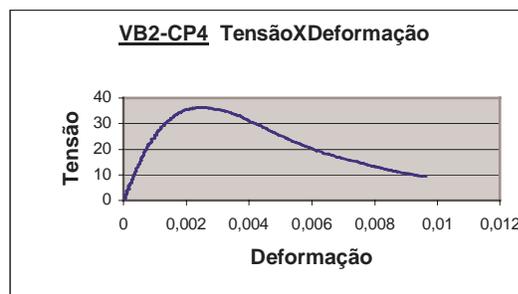
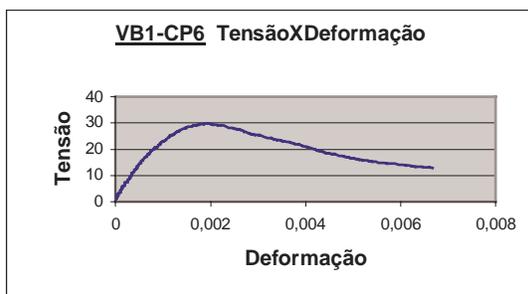
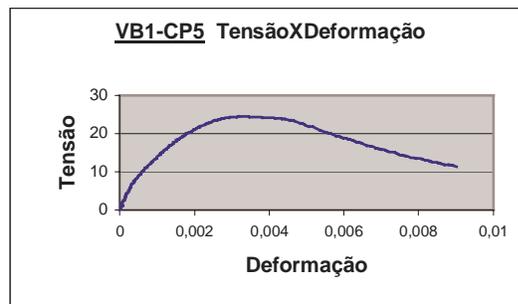
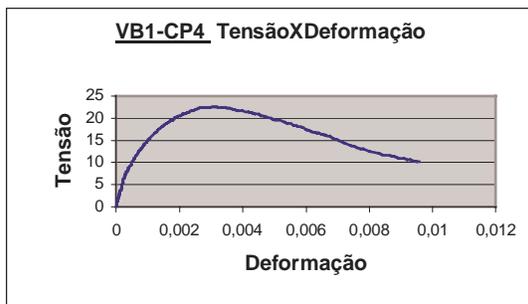
Concreto Convencional - 25 de julho de 2002

MÓDULO CONCRETO CONVENCIONAL

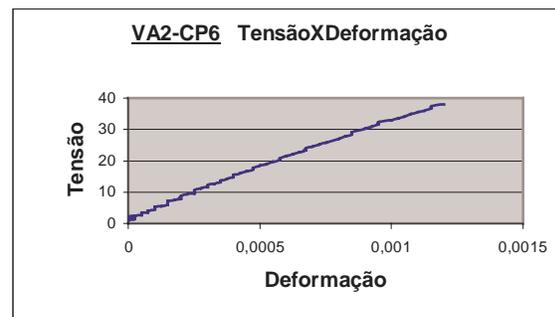
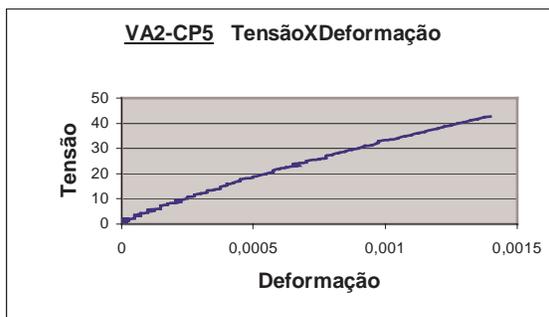
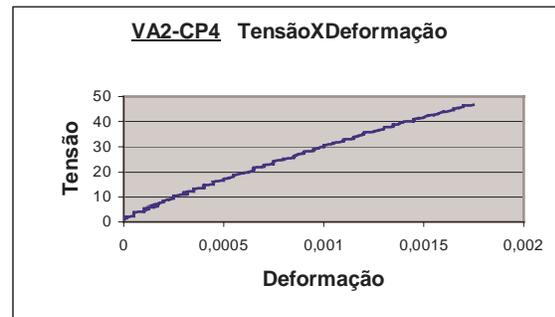
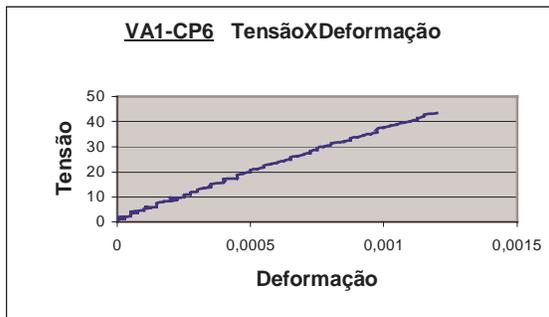
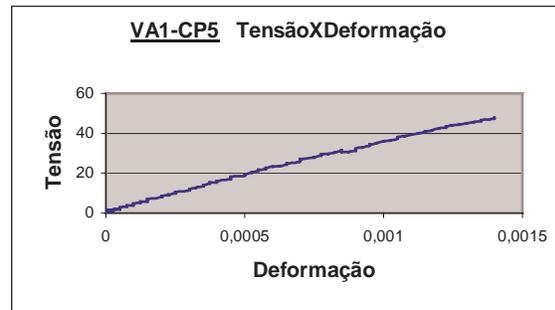
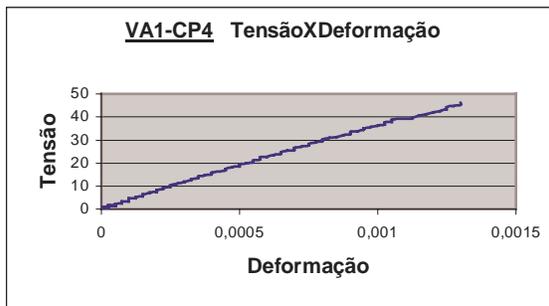
	RUPTURA	
	40%	80%
VT1-CP4	20881,08	13724,15
VT1-CP5	21112,58	12785,98
VT1-CP6	20093,99	11586,45
MÉDIA	20695,88	12698,86
VT2-CP4	20418,63	8212,034
VT2-CP5	14075,16	6242,51
VT2-CP6	18209,18	10765,76
MÉDIA	17567,66	8406,767

Concreto com Fibras Metálicas - 30 de julho de 2002**MÓDULO CONCRETO C/ FIBRA**

	RUPTURA	
	40%	80%
VF1-CP4	23300,23	15278,84
VF1-CP5	24828,11	18855,75
VF1-CP6	23487,47	16921,05
MÉDIA	23871,94	17018,55
VF2-CP4	17897,45	8893,127
VF2-CP5	19968,74	12015,61
VF2-CP6	23441,57	10086,35
MÉDIA	20435,92	10331,7

Concreto com Cimento Branco - 5 de agosto de 2002**MÓDULO CONCRETO C/ CIMENTO BRANCO**

	RUPTURA	
	40%	80%
VB1-CP4	20251,95	12117,7
VB1-CP5	16806,72	11101,15
VB1-CP6	26663,07	21251,48
MÉDIA	21240,58	14823,44
VB2-CP4	27034,29	22753,95
VB2-CP5	25282,17	21820,92
VB2-CP6	27325,65	22309,21
MÉDIA	26547,37	22294,69

Concreto com Alta Resistência - 8 de agosto de 2002

MÓDULO CONCRETO ALTA RESISTÊNCIA

	RUPTURA	
	40%	80%
VA14	36706,94	
VA15	38336,00	34964,64
VA16	38069,77	
MÉDIA	37704,24	34964,64
VA24	31705,32	28151,59
VA25	35577,58	30010,48
VA26	33698,81	
MÉDIA	33660,57	29081,03

ANEXO 2 – PLANILHAS RESULTADOS ENSAIOS PROTÓTIPOS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 27 / 06 /2002

VT1

SLUMP: 7 cm

TEMPERATURA: 8,9^o

UMIDADE; 55%

I - CONCRETO CONVENCIONAL, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62 A/C 0.55

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:

01

Data	Temperatura	Umidade	Relogio 1		Observações	FLECHA
30/07	13,9°	53%	2788	Superior	viga c/ escoras	-
30/07	13,9°	53%	2770	Superior	viga s/ escoras	18
30/07	13,9°	53%	2773	Superior	depois de 2 horas	15
30/07	14,0°	52%	1944	Inferior	relog.1 recolocado	15
01/08	12,0°	62%	1945	..		14
02/08	11,0°	61%	1946	..		13
03/08	9,9°	82%	1946	..		13
06/08	13,9°	85%	1946	..		13
08/08	18,4°	86%	1936	..		23
08/08	18,4°	86%	1883	..	Carga P=530 kgf	76
09/08	14,0°	62%	1776	..		183
12/08	14,4°	66%	1749	..		210
14/08	13,0°	66%	1745	..		214
16/08	15,6°	82%	1739	..		220
17/08	16,6°	82%	1732	..		227
19/08	19,9°	67%	1714	..		245
21/08	15,6°	75%	1707	..		252
23/08	15,7°	84%	1707	..		252
26/08	19,4°	64%	1707	..		252
28/08	19,0°	62%	1705	..		254
30/08	15,2°	50%	1705	..		254
02/09	11,0°	48%	1712	..		247
04/09	11,2°	47%	1705	..		254
06/09	15,1°	83%	1698	..		261
09/09	15,3°	82%	1692	..		267
11/09	15,0°	75%	1689	..		270
13/09	16,1°	68%	1686	..		273
16/09	15,8°	70%	1684	..		275
18/09	15,5°	84%	1682	..		277
19/09	16,0°	78%	1681	..		278
23/09	16,3°	46%	1679	..		287
25/09	15,3°	67%	1670	..		289
27/09	17,9°	66%	1668	..		291
30/09	16,0°	80%	1654	..		305
02/10	19,0°	69%	1646	..		313
04/10	19,5°	70%	1644	..		315
07/10	19,7°	84%	1638	..		321
09/10	20,2°	85%	1638	..		321
11/10	20,5°	84%	1638	..		321
14/10	23,3°	73%	1628	..		331
16/10	20,0°	70%	1625	..		334
18/10	15,0°	52%	1625	..		334
21/10	8,7°	45%	1625	..		334
23/10	12,0°	46%	1624	..		335
25/10	13,0	60%	1624	..		335
28/10	16,0°	75%	1622	..		337

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 27 / 06 /2002

VT1

SLUMP: 7 cm

TEMPERATURA: 8,9^o

UMIDADE; 55%

I - CONCRETO CONVENCIONAL, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62

A/C 0.55

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 7	Relógio 5	Relógio 3	Relógio 1	Relógio 9	Relógio 11	Relógio 13
530	179	4225	898	997	1293	644	514
455	179	4221	889	986	1283	642	515
380	180	4215	879	973	1270	630	526
305	180	4208	867	960	1257	622	533
230	181	4201	855	945	1243	613	539
155	181	4193	841	932	1231	603	543
80	182	4183	826	908	1212	592	551
0	183	4172	805	882	1190	577	558

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 27 / 06 /2002

VT2**SLUMP: 6 cm****TEMPERATURA: 8,9^o****UMIDADE:475%****I - CONCRETO CONVENCIONAL, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62****A/C 0.55**

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:

01

Data	Temperatura	Umidade	Relogio 2	Reogio9	Observações	FLECHA
30/07	13,9°	53%	2713	2545	viga c/ escoras	-
30/07	13,9°	53%	2710	2545	viga s/ escoras	3
30/07	13,9°	53%	2710	2545	Depois de 2 horas	3
30/07	14,0°	52%	2809	2542*	relog.2 recolocado	3
01/08	12,0°	62%	3810	2547		2
02/08	11,0°	61%	3810	2546		2
03/08	9,9°	82%	3810	2545		2
06/08	13,9°	85%	3810	2544		2
08/08	18,4°	86%	3799	2543		13
08/08	18,4°	86%	3630	3220*	Carga P=530 kgf	182
09/08	14,0°	62%	3612	3221		200
12/08	14,4°	66%	3584	3262		228
14/08	13,0°	66%	3578	3269		234
16/08	15,6°	82%	3576	3268		236
17/08	16,6°	82%	3572	3266		240
19/08	19,9°	67%	3557	3267		255
21/08	15,6°	75%	3556	3280		256
23/08	15,7°	84%	3556	3285		256
26/08	19,4°	64%	3530	3295		282
28/08	19,0°	62%	3526	3296		286
30/08	15,2°	50%	3526	3326		286
02/09	11,0°	48%	3530	3343		282
04/09	11,2°	47%	3525	3342		287
06/09	15,1°	83%	3522	3335		290
09/09	15,3°	82%	3521	3332		291
11/09	15,0°	75%	3519	3329		293
13/09	16,1°	68%	3516	3328		296
16/09	15,8°	70%	3514	3328		298
18/09	15,5°	84%	3511	3329		301
19/09	16,0°	78%	3510	3329		302
23/09	16,3°	46%	3502	3342		310
25/09	15,3°	67%	3496	3352		316
27/09	17,9°	66%	3494	3355		318
30/09	16,0°	80%	3486	3354		326
02/10	19,0°	69%	3478	3354		334
04/10	19,5°	70%	3477	3351		335
07/10	19,7°	84%	3475	3362		337
09/10	20,2°	85%	3475	3362		337
11/10	20,5°	84%	3475	3366		337
14/10	23,3°	73%	3465	3366		347
16/10	20,0°	70%	3465	3368		347
18/10	15,0°	52%	3464	3368		348
21/10	8,7°	45%	3462	3374		350
23/10	12,0°	46%	3462	3374		350
25/10	13,0	60%	3462	3374		350
28/10	16,0°	75%	3462	3370		350

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 27 / 06 / 2002

VT2

SLUMP: 6cm

TEMPERATURA: 8,9^o

UMIDADE:47%

I - CONCRETO CONVENCIONAL, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62 A/C 0.55

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 8	Relógio 6	Relógio 4	Relógio 2	Relógio 10	Relógio 12	Relógio 14
530	1837	1124	1332	698	1045	299	1070
455	1837	1118	1320	684	1032	290	1074
380	1838	1110	1307	668	1018	280	1078
305	1838	1102	1294	653	1004	270	1081
230	1838	1093	1278	633	986	257	1087
155	1838	1083	1260	611	966	243	1095
80	1838	1072	1240	587	943	226	1102
0	1839	1058	1215	556	914	203	1115

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 01 / 07 / 2002

VF1

SLUMP: 3,5cm

TEMPERATURA: 13,6^o

UMIDADE: 85%

II - CONCRETO COM FIBRAS METÁLICAS, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62

A/C 0.55 – FIBRAS = 45 kg/m³ – SUPERPLASTIFICANTE= 0,3% CIM

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:

01

Data	Temperatura	Umidade	Relogio 3	Relóg.10	Observações	FLECHA
30/07	13,9°	53%	3060	2874	3 sup.- viga c/ esc.	-
30/07	13,9°	53%	3060	2878	,, - viga s/ esc.	0
30/07	13,9°	53%	3060	2879	depois de 2 horas	00
30/07	14,0°	52%	3903	2875*	3 inf. - recolocado	00
01/08	12,0°	62%	3903	2872		0
02/08	11,0°	61%	3903	2877		0
03/08	9,9°	82%	3903	2572		0
06/08	13,9°	85%	3903	2871		0
08/08	18,4°	86%	3903	2940*		0
08/08	18,4°	86%	3804	2940	Carga P=530kgf	99
09/08	14,0°	62%	3776	2945		127
12/08	14,4°	66%	3752	2985		151
14/08	13,0°	66%	3746	2989		157
16/08	15,6°	82%	3745	2989		158
17/08	16,6°	82%	3742	2989		161
19/08	19,9°	67%	3727	2994		176
21/08	15,6°	75%	3721	3004		182
23/08	15,7°	84%	3721	3007		182
26/08	19,4°	64%	3705	3020		198
28/08	19,0°	62%	3703	3022		200
30/08	15,2°	50%	3696	3028		207
02/09	11,0°	48%	3696	3030		207
04/09	11,2°	47%	3696	3032		207
06/09	15,1°	83%	3696	3038		207
09/09	15,3°	82%	3695	3038		208
11/09	15,0°	75%	3693	3045		210
13/09	16,1°	68%	3690	3046		213
16/09	15,8°	70%	3688	3044		215
18/09	15,5°	84%	3686	3043		217
19/09	16,0°	78%	3686	3043		217
23/09	16,3°	46%	3680	3050		223
25/09	15,3°	67%	3675	3053		228
27/09	17,9°	66%	3671	3055		232
30/09	16,0°	80%	3665	3057		238
02/10	19,0°	69%	3660	3062		243
04/10	19,5°	70%	3657	3061		246
07/10	19,7°	84%	3652	3058		251
09/10	20,2°	85%	3652	3056		251
11/10	20,5°	84%	3652	3056		251
14/10	23,3°	73%	3646	3056		257
16/10	20,0°	70%	3646	3060		257
18/10	15,0°	52%	3645	3060		258
21/10	8,7°	45%	3644	3061		259
23/10	12,0°	46%	3644	3060		259
25/10	13,0	60%	3643	3061		260

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 01 / 07 / 2002

VF1

SLUMP: 3,5cm

TEMPERATURA: 13,6^o

UMIDADE: 85%

II - CONCRETO COM FIBRAS METÁLICAS, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62

A/C 0.55 – FIBRAS = 45 kg/m³ – SUPERPLASTIFICANTE= 0,3% CIM

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 7	Relógio 5	Relógio 3	Relógio 1	Relógio 9	Relógio 11	Relógio 13
530	492	4490	1068	1106	1417	949	1010
455	493	4485	1062	1098	1410	943	1015
380	493	4480	1053	1088	1400	936	1017
305	493	4475	1043	1076	1389	928	1022
230	494	4469	1033	1064	1377	917	1024
155	494	4464	1022	1049	1362	906	1029
80	495	4454	1007	1031	1344	891	1037
0	495	4445	992	1011	1324	876	1049

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 01 / 07 /2002

VF2

SLUMP: 6 cm

TEMPERATURA: 13,1^o

UMIDADE: 87%

II - CONCRETO COM FIBRAS METÁLICAS, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62

A/C 0.55 – FIBRAS = 45 kg/m³ – SUPERPLASTIFICANTE= 0,3% CIM

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:
01

Data	Temperatura	Umidade	Relogio 4		Observações	FLECHA
30/07	13,9°	53%	2148	superior	viga c/ escoras	0
30/07	13,9°	53%	2148	„	viga s/ escoras	0
30/07	13,9°	53%	215	„	depois de 2 horas	3
30/07	14,0°	52%	3876	inferior	Relog4 recolocado	3
01/08	12,0°	62%	3876	„		3
02/08	11,0°	61%	3876	„		3
03/08	9,9°	82%	3876	„		3
06/08	13,9°	85%	3876	„		3
08/08	18,4°	86%	3876	„		3
08/08	18,4°	86%	3774	„	Carga P=530khf	105
09/08	14,0°	62%	3755	„		124
12/08	14,4°	66%	3731	„		148
14/08	13,0°	66%	3726	„		153
16/08	15,6°	82%	3725	„		154
17/08	16,6°	82%	3720	„		159
19/08	19,9°	67%	3707	„		172
21/08	15,6°	75%	3702	„		177
23/08	15,7°	84%	3702	„		177
26/08	19,4°	64%	3685	„		194
28/08	19,0°	62%	3681	„		198
30/08	15,2°	50%	3678	„		201
02/09	11,0°	48%	3680	„		199
04/09	11,2°	47%	3680	„		199
06/09	15,1°	83%	3679	„		200
09/09	15,3°	82%	3678	„		201
11/09	15,0°	75%	3675	„		244
13/09	16,1°	68%	3674	„		205
16/09	15,8°	70%	3672	„		207
18/09	15,5°	84%	3674	„		205
19/09	16,0°	78%	3669	„		210
23/09	16,3°	46%	3666	„		213
25/09	15,3°	67%	3659	„		220
27/09	17,9°	66%	3650	„		229
30/09	16,0°	80%	3643	„		236
02/10	19,0°	69%	3637	„		242
04/10	19,5°	70%	3633	„		246
07/10	19,7°	84%	3629	„		250
09/10	20,2°	85%	3629	„		250
11/10	20,5°	84%	3629	„		250
14/10	23,3°	73%	3621	„		258
16/10	20,0°	70%	3621	„		258
18/10	15,0°	52%	3620	„		259
21/10	8,7°	45%	3619	„		260
23/10	12,0°	46%	3619	„		260
25/10	13,0	60%	3619	„		260

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 01 / 07 / 2002

VF2

SLUMP: 6 cm

TEMPERATURA: 13,1^o

UMIDADE: 87%

II - CONCRETO COM FIBRAS METÁLICAS, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62

A/C 0.55 – FIBRAS = 45 kg/m³ – SUPERPLASTIFICANTE= 0,3% CIM

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 8	Relógio 6	Relógio 4	Relógio 2	Relógio 10	Relógio 12	Relógio 14
530	1543	2132	1182	2510	1975	508	1540
455	1544	2128	1174	2501	1967	501	1545
380	1544	2123	1165	2491	1958	495	1550
305	1545	2119	1157	2482	1988	488	1557
230	1546	2114	1147	2470	1936	478	1561
155	1546	2108	1137	2458	1923	467	1567
80	1547	2102	1126	2444	1910	454	1576
0	1548	2094	1112	2426	1892	437	1584

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 08 / 07 /2002

VB1

SLUMP: 3 cm

TEMPERATURA: 11,6^o

UMIDADE: 58%

III -CONCRETO COM CIMENTO BRANCO, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62 A/C 0.59

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:

01

Data	Temperatura	Umidade	Relogio 5		Observações	FLECHA
08/08	18,4°	85%	1801	superior	viga c/ escoras	0
08/08	18,4°	85%	1787	„	viga s/ escoras	14
08/08	18,4°	85%	1787	„	depois de 2 horas	14
08/08	18,4°	85%	4873	inferior		14
09/08	14,0°	62%	4873	„		14
12/08	14,4°	66%	4873	„		14
14/08	13,0°	66%	4873	„		14
16/08	15,6°	82%	4873	„		14
17/08	16,6°	82%	4815	„	Carga P = 530kgf	72
19/08	19,9°	67%	4760	„		127
21/08	15,6°	75%	4748	„		139
23/08	15,7°	84%	4746	„		141
26/08	19,4°	64%	4725	„		162
28/08	19,0°	62%	4722	„		165
30/08	15,2°	50%	4709	„		178
02/09	11,0°	48%	4695	„		192
04/09	11,2°	47%	4695	„		192
06/09	15,1°	83%	4695	„		192
09/09	15,3°	82%	4694	„		193
11/09	15,0°	75%	4694	„		193
13/09	16,1°	68%	4694	„		193
16/09	15,8°	70%	4692	„		195
18/09	15,5°	84%	4691	„		196
19/09	16,0°	78%	4690	„		197
23/09	16,3°	46%	4680	„		207
25/09	15,3°	67%	4675	„		212
27/09	17,9°	66%	4675	„		212
30/09	16,0°	80%	4673	„		214
02/10	19,0°	69%	4670	„		217
04/10	19,5°	70%	4670	„		217
07/10	19,7°	84%	4670	„		217
09/10	20,2°	85%	4670	„		217
11/10	20,5°	84%	4670	„		217
14/10	23,3°	73%	4666	„		221
16/10	20,0°	70%	4660	„		227
18/10	15,0°	52%	4658	„		229
21/10	8,7°	45%	4656	„		231
23/10	12,0°	46%	4656	„		231
25/10	13,0	60%	4652	„		235
28/10	16,0°	75%	4652	„		235
30/10	8,7°	45%	4649	„		238
01/11	13,0°	50%	4649	„		238
04/11	15,0°	75%	4649			240
06/11	16,8°	63%	4646			241
08/11	16,0°	60%	4640			247

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 08 / 07 / 2002

VB1

SLUMP: 3cm

TEMPERATURA: 11,6^o

UMIDADE: 58%

III - CONCRETO COM CIMENTO BRANCO, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62 A/C 0.59

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 7	Relógio 5	Relógio 3	Relógio 1	Relógio 9	Relógio 11	Relógio 13
530	720	1609	1305	2802	1237	925	850
455	721	1604	1296	2792	1227	918	855
380	722	1599	1286	2780	1218	910	860
305	722	1593	1275	2766	1204	901	864
230	722	1586	1262	2751	1191	892	867
155	722	1578	1249	2733	1175	880	871
80	722	1569	1233	2713	1155	873	878
0	723	1559	1215	2688	1132	865	890

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 08 / 07 /2002

VB2

SLUMP: 4,5 cm

TEMPERATURA: 19,2^o

UMIDADE: 44%

III -CONCRETO COM CIMENTO BRANCO, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62 A/C 0.59

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:

01

Data	Temperatura	Umidade	Relogio 6		Observações	FLECHA
08/08	18,4°	85%	1851	superior	viga c/ escoras	0
08/08	18,4°	85%	1844	„	viga s/ escoras	7
08/08	18,4°	85%	1843	„	depois de 2 horas	8
08/08	18,4°	85%	4750	inferior		8
09/08	14,0°	62%	4750	„		8
12/08	14,4°	66%	4750	„		8
14/08	13,0°	66%	4750	„		8
16/08	15,6°	82%	4750	„		8
17/08	16,6°	82%	4710	„	Carga P = 530kgf	48
19/08	19,9°	67%	4688	„		70
21/08	15,6°	75%	4682	„		76
23/08	15,7°	84%	4680	„		78
26/08	19,4°	64%	4665	„		93
28/08	19,0°	62%	4661	„		97
30/08	15,2°	50%	4651	„		107
02/09	11,0°	48%	4642	„		116
04/09	11,2°	47%	4642	„		116
06/09	15,1°	83%	4641	„		117
09/09	15,3°	82%	4640	„		118
11/09	15,0°	75%	4640	„		118
13/09	16,1°	68%	4640	„		118
16/09	15,8°	70%	4638	„		120
18/09	15,5°	84%	4637	„		121
19/09	16,0°	78%	4636	„		122
23/09	16,3°	46%	4628	„		130
25/09	15,3°	67%	4625	„		133
27/09	17,9°	66%	4625	„		133
30/09	16,0°	80%	4625	„		133
02/10	19,0°	69%	4625	„		133
04/10	19,5°	70%	4625	„		133
07/10	19,7°	84%	4625	„		133
09/10	20,2°	85%	4625	„		133
11/10	20,5°	84%	4624	„		134
14/10	23,3°	73%	4623	„		135
16/10	20,0°	70%	4620	„		138
18/10	15,0°	52%	4618	„		140
21/10	8,7°	45%	4611	„		147
23/10	12,0°	46%	4610	„		148
25/10	13,0	60%	4610	„		148
28/10	16,0°	75%	4609	„		149
30/10	8,7°	45%	4609	„		149
01/11	13,0°	50%	4609	„		149
04/11	15,0°	75%	4609			149
06/11	16,8°	63%	4609			149
08/11	16,0°	60%	4606			152

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 08 / 07 / 2002

VB2

SLUMP: 4,5 cm

TEMPERATURA: 19,2^o

UMIDADE: 448%

III - CONCRETO COM CIMENTO BRANCO, TRAÇO 1 : 2.48 : 3.62 A/C 0.59

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 8	Relógio 6	Relógio 4	Relógio 2	Relógio 10	Relógio 12	Relógio 14
530	1627	1751	961	1013	1265	773	2446
455	1628	1746	954	1007	1260	769	2446
380	1628	1743	948	1000	1254	765	2446
305	1629	1739	941	992	1247	762	2447
230	1629	1735	935	985	1240	758	2448
155	1629	1731	927	976	1233	753	2452
80	1629	1726	920	967	1225	749	2452
0	1630	1722	912	957	1217	744	2456

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 12 / 07 /2002

VA1

SLUMP: 3,5 cm

TEMPERATURA: 10,0^o

UMIDADE:60%

IV – CONCRETO ALTA RESISTÊNCIA, TRAÇO 1 : 1,08 : 1,92

A/C 0.29 - SUPERPLASTIFICANTE = 0,75% CIM

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:
01

Data	Temperatura	Umidade	Relógio 7		Observações	FLECHA
08/08	18,4°	85%	3137	superior	viga c/ escoras	0
08/08	18,4°	85%	3129	„	viga s/ escoras	8
08/08	18,4°	85%	3127	„	depois de 2 horas	10
08/08	18,4°	85%	4172	inferior		10
09/08	14,0°	62%	4173	„		9
12/08	14,4°	66%	4173	„		9
14/08	13,0°	66%	4176	„		6
16/08	15,6°	82%	4176	„		6
17/08	16,6°	82%	4136	„	Carga P = 530kgf	46
19/08	19,9°	67%	4125	„		57
21/08	15,6°	75%	4121	„		61
23/08	15,7°	84%	4120	„		62
26/08	19,4°	64%	4114	„		68
28/08	19,0°	62%	4113	„		69
30/08	15,2°	50%	4112	„		70
02/09	11,0°	48%	4102	„		80
04/09	11,2°	47%	4102	„		80
06/09	15,1°	83%	4101	„		81
09/09	15,3°	82%	4101	„		81
11/09	15,0°	75%	4101	„		81
13/09	16,1°	68%	4101	„		81
16/09	15,8°	70%	4102	„		80
18/09	15,5°	84%	4102	„		80
19/09	16,0°	78%	4101	„		81
23/09	16,3°	46%	4096	„		86
25/09	15,3°	67%	4095	„		87
27/09	17,9°	66%	4095	„		87
30/09	16,0°	80%	4095	„		87
02/10	19,0°	69%	4095	„		87
04/10	19,5°	70%	4094	„		88
07/10	19,7°	84%	4094	„		88
09/10	20,2°	85%	4094	„		88
11/10	20,5°	84%	4094	„		88
14/10	23,3°	73%	4094	„		88
16/10	20,0°	70%	4094	„		88
18/10	15,0°	52%	4094	„		88
21/10	8,7°	45%	4094	„		88
23/10	12,0°	46%	4094	„		88
25/10	13,0	60%	4094	„		88
28/10	16,0°	75%	4098	„		84
30/10	8,7°	45%	4099	„		83
01/11	13,0°	50%	4100	„		82
04/11	15,0°	75%	4099			83
06/11	16,8°	63%	4098			84
08/11	16,0°	60%	4095			87

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 12 / 07 / 2002

VA1

SLUMP: 3,5 cm

TEMPERATURA: 10,0°

UMIDADE:60%

IV -CONCRETO ALTA RESISTÊNCIA, TRAÇO 1 : 1,0 8 : 1,92

A/C 0.29 -

SUPERPLASTIFICANTE =0,75% CIM

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 7	Relógio 5	Relógio 3	Relógio 1	Relógio 9	Relógio 11	Relógio 13
530	860	1612	1001	1440	1123	509	1933
455	860	1608	997	1435	1118	509	1937
380	860	1604	991	1423	1112	509	1944
305	861	1601	985	1417	1105	495	1944
230	861	1597	980	1411	1099	493	1945
155	861	1593	974	1403	1092	485	1946
80	862	1590	967	1396	1085	479	1947
0	862	1586	960	1387	1076	471	1950

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 12 / 07 /2002

VA2

SLUMP: 2,5 cm

TEMPERATURA: 9,2°

UMIDADE:72%

IV – CONCRETO ALTA RESISTÊNCIA, TRAÇO 1 : 1,08 : 1,92

A/C 0.29 - SUPERPLASTIFICANTE = 1,0% CIM

OBSERVAÇÕES:

FOLHA:
01

Data	Temperatura	Umidade	Relógio 8		Observações	FLECHA
08/08	18,4°	85%	2848	superior	viga c/ escoras	0
08/08	18,4°	85%	2833	„	viga s/ escoras	15
08/08	18,4°	85%	2833	„	depois de 2 horas	15
08/08	18,4°	85%	3988	inferior		15
09/08	14,0°	62%	3988	„		15
12/08	14,4°	66%	3996	„		7
14/08	13,0°	66%	3995	„		8
16/08	15,6°	82%	3996	„		7
17/08	16,6°	82%	3926	„	Carga P = 530kgf	77
19/08	19,9°	67%	3905	„		98
21/08	15,6°	75%	3904	„		99
23/08	15,7°	84%	3903	„		100
26/08	19,4°	64%	3902	„		101
28/08	19,0°	62%	3902	„		101
30/08	15,2°	50%	3898	„		105
02/09	11,0°	48%	3893	„		110
04/09	11,2°	47%	3892	„		111
06/09	15,1°	83%	3892	„		111
09/09	15,3°	82%	3889	„		114
11/09	15,0°	75%	3888	„		115
13/09	16,1°	68%	3888	„		115
16/09	15,8°	70%	3890	„		113
18/09	15,5°	84%	3890	„		113
19/09	16,0°	78%	3890	„		113
23/09	16,3°	46%	3890	„		113
25/09	15,3°	67%	3890	„		113
27/09	17,9°	66%	3890	„		113
30/09	16,0°	80%	3890	„		113
02/10	19,0°	69%	3891	„		112
04/10	19,5°	70%	3891	„		112
07/10	19,7°	84%	3891	„		112
09/10	20,2°	85%	3891	„		112
11/10	20,5°	84%	3890	„		113
14/10	23,3°	73%	3890	„		113
16/10	20,0°	70%	3890	„		113
18/10	15,0°	52%	3890	„		113
21/10	8,7°	45%	3889	„		114
23/10	12,0°	46%	3889	„		114
25/10	13,0	60%	3889	„		114
28/10	16,0°	75%	3889	„		114
30/10	8,7°	45%	3890	„		113
01/11	13,0°	50%	3890	„		113
04/11	15,0	75%	3889			114
06/11	16,8°	63%	3889			114
08/11	160°	60%	3889			114

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO HENRIETTE MANFREDINI BARONI

DATA DE CONCRETAGEM: 12 / 07 / 2002

VA2

SLUMP: 2,5 cm

TEMPERATURA: 9,2^o

UMIDADE: 72%

IV - CONCRETO ALTA RESISTÊNCIA, TRAÇO 1 : 1,0 8 : 1,92

A/C 0.29 -

SUPERPLASTIFICANTE = 1,0% CIM

OBSERVAÇÕES: Ensaio de descarregamento: 24 / 01 / 2003

FOLHA:
03

Carga	Relógio 8	Relógio 6	Relógio 4	Relógio 2	Relógio 10	Relógio 12	Relógio 14
530	1949	1260	493	698	3177	624	1960
455	1951	1257	493	692	3170	619	1964
380	1952	1253	493	685	3163	614	1967
305	1953	1250	473	677	3155	608	1970
230	1954	1245	465	668	3146	592	1975
155	1955	1240	457	658	3136	591	1983
80	1955	1236	448	647	3124	580	1992
0	1955	1229	446	633	3119	566	1995

ANEXO 3 – ARQUIVOS DE SAÍDA DO PROGRAMA DO MODELO
NUMÉRICO DE BARBIERI

MODELO NUMÉRICO DE BARBIERI CONCRETO CONVENCIONAL

d:\m eus documetos\mestrhe nrite\henrie te vt1.RES

 **** RESULTADOS CONDENSADOS ****

 ELE MENTO **VT1**

 SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		250.000	-1.049.325	24.221	-.0104	.0000	-.0103	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		462.000	-1.050.922	38.275	-.0104	.0000	-.0159	330.000
2.0000	.0000	.0000		674.000	-1.052.950	52.423	-.0104	.0000	-.0214	330.000
3.0000	.0000	.0000		886.000	-1.055.432	66.667	-.0104	.0000	-.0270	330.000
4.0000	.0000	.0000		1.098.000	-1.055.872	81.767	-.0104	.0000	-.0328	330.000
5.0000	.0000	.0000		1.310.000	-1.035.264	102.672	-.0104	.0000	-.0400	330.000
6.0000	.0000	.0000		1.522.000	-974.600	132.876	-.0102	.0000	-.0497	330.000
7.0000	.0000	.0000		1.734.000	-787.733	187.057	-.0097	.0000	-.0657	330.000
8.0000	.0000	.0000		1.946.000	-101.933	320.692	-.0078	.0000	-.0996	330.000
9.0000	.0000	.0000		2.158.000	516.924	428.793	-.0057	.0000	-.1337	330.000
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	1.108.264	533.805	-.0036	.0000	-.1670	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		2.370.000	-1.419.112	626.423	-.0273	.0000	-.2030	586.832
2.0000	.0000	.0000		2.370.000	-3.054.327	666.029	-.0430	.0000	-.2190	1.043.552
3.0000	.0000	.0000		2.370.000	-4.329.826	695.164	-.0553	.0000	-.2309	1.855.726
4.0000	.0000	.0000		2.370.000	-5.332.552	719.647	-.0649	.0000	-.2410	3.300.000
5.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.026.058	736.912	-.0716	.0000	-.2482	5.868.322
6.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.489.152	749.520	-.0761	.0000	-.2534	#####
7.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.816.019	760.013	-.0792	.0000	-.2577	#####
8.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.018.668	766.828	-.0811	.0000	-.2605	#####
9.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.111.413	769.305	-.0820	.0000	-.2615	#####
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.146.623	769.731	-.0823	.0000	-.2617	#####

d:\m eus documetos\mestrhe nrite\henrie te vt1.RES

 **** RESULTADOS CONDENSADOS ****

 ELE MENTO **VT2**

 SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		250.000	-2575	19.222	.0000	.0000	-.0080	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		462.000	-1.059.119	43.263	-.0105	.0000	-.0179	330.000
2.0000	.0000	.0000		674.000	-1.061.602	59.639	-.0105	.0000	-.0243	330.000
3.0000	.0000	.0000		886.000	-1.064.558	76.116	-.0105	.0000	-.0308	330.000
4.0000	.0000	.0000		1.098.000	-1.065.136	93.552	-.0105	.0000	-.0375	330.000
5.0000	.0000	.0000		1.310.000	-1.041.894	117.475	-.0105	.0000	-.0459	330.000
6.0000	.0000	.0000		1.522.000	-974.494	151.504	-.0103	.0000	-.0572	330.000
7.0000	.0000	.0000		1.734.000	-822.541	202.106	-.0098	.0000	-.0731	330.000
8.0000	.0000	.0000		1.946.000	-500.109	281.830	-.0087	.0000	-.0971	330.000
9.0000	.0000	.0000		2.158.000	83.399	398.382	-.0067	.0000	-.1329	330.000
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	671.215	507.923	-.0045	.0000	-.1684	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		2.370.000	-1.891.377	602.588	-.0284	.0000	-.2050	586.832
2.0000	.0000	.0000		2.370.000	-3.548.155	643.212	-.0442	.0000	-.2213	1.043.552
3.0000	.0000	.0000		2.370.000	-4.838.641	673.020	-.0566	.0000	-.2335	1.855.726
4.0000	.0000	.0000		2.370.000	-5.852.797	698.044	-.0664	.0000	-.2437	3.300.000
5.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.553.879	715.682	-.0731	.0000	-.2510	5.868.322
6.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.021.814	728.537	-.0776	.0000	-.2563	#####
7.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.352.179	739.217	-.0807	.0000	-.2607	#####
8.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.556.998	746.150	-.0826	.0000	-.2635	#####
9.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.650.626	748.671	-.0835	.0000	-.2645	#####
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.686.092	749.106	-.0839	.0000	-.2647	#####

MODELO NUMÉRICO DE BARBIERI CONCRETO C/ FIBRAS METÁLICAS

d:\m eus docume ntos\mesthre nrite\henrie te vt1.RES

 **** RESULTADOS CONDENSADOS ****

 ELE MENTO **VF1**

 SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	250.000	-1124	14.454	.0000	.0000	-0.060	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	462.000	-939.891	32.317	-.0093	.0000	-0.134	330.000
2.0000	.0000	.0000	.0000	674.000	-940.573	44.523	-.0093	.0000	-0.182	330.000
3.0000	.0000	.0000	.0000	886.000	-941.273	56.733	-.0093	.0000	-0.230	330.000
4.0000	.0000	.0000	.0000	1.098.000	-941.994	68.948	-.0093	.0000	-0.278	330.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	1.310.000	-942.739	81.168	-.0094	.0000	-0.326	330.000
6.0000	.0000	.0000	.0000	1.522.000	-943.511	93.395	-.0094	.0000	-0.374	330.000
7.0000	.0000	.0000	.0000	1.734.000	-942.079	106.282	-.0094	.0000	-0.423	330.000
8.0000	.0000	.0000	.0000	1.946.000	-929.232	122.209	-.0093	.0000	-0.479	330.000
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.158.000	-905.523	140.742	-.0093	.0000	-0.541	330.000
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-848.426	166.547	-.0091	.0000	-0.617	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-3.061.916	226.309	-.0301	.0000	-0.852	586.832
2.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.474.260	251.522	-.0438	.0000	-0.954	1.043.552
3.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.586.497	270.712	-.0546	.0000	-1.034	1.855.726
4.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-6.463.267	287.009	-.0631	.0000	-1.101	3.300.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-7.071.978	298.597	-.0690	.0000	-1.150	5.868.322
6.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-7.481.534	307.235	-.0729	.0000	-1.185	#####
7.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-7.771.483	314.522	-.0757	.0000	-1.215	#####
8.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-7.951.397	319.273	-.0774	.0000	-1.235	#####
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-8.034.092	321.000	-.0782	.0000	-1.242	#####
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-8.065.765	321.296	-.0785	.0000	-1.243	#####

d:\m eus docume ntos\mesthre nrite\henrie te vt1.RES

 **** RESULTADOS CONDENSADOS ****

 ELE MENTO **VF2**

 SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	250.000	-1608	16.686	.0000	.0000	-0.070	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	462.000	-994.856	37.227	-.0099	.0000	-0.154	330.000
2.0000	.0000	.0000	.0000	674.000	-996.029	51.345	-.0099	.0000	-0.209	330.000
3.0000	.0000	.0000	.0000	886.000	-997.302	65.485	-.0099	.0000	-0.265	330.000
4.0000	.0000	.0000	.0000	1.098.000	-998.683	79.648	-.0099	.0000	-0.321	330.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	1.310.000	-1.000.175	93.835	-.0099	.0000	-0.376	330.000
6.0000	.0000	.0000	.0000	1.522.000	-999.244	108.795	-.0099	.0000	-0.434	330.000
7.0000	.0000	.0000	.0000	1.734.000	-983.269	127.772	-.0099	.0000	-0.503	330.000
8.0000	.0000	.0000	.0000	1.946.000	-936.841	153.791	-.0097	.0000	-0.587	330.000
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.158.000	-827.478	192.344	-.0094	.0000	-0.703	330.000
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-667.009	240.175	-.0089	.0000	-0.847	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-3.036.849	312.573	-.0312	.0000	-1.128	586.832
2.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.557.302	343.353	-.0459	.0000	-1.251	1.043.552
3.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.750.218	366.468	-.0574	.0000	-1.346	1.855.726
4.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-6.690.006	386.030	-.0665	.0000	-1.426	3.300.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-7.341.546	399.899	-.0728	.0000	-1.483	5.868.322
6.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-7.778.606	410.142	-.0770	.0000	-1.526	#####
7.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-8.087.810	418.731	-.0799	.0000	-1.561	#####
8.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-8.279.662	424.323	-.0817	.0000	-1.583	#####
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-8.367.622	426.357	-.0826	.0000	-1.592	#####
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-8.401.121	426.708	-.0829	.0000	-1.593	#####

MODELO NUMÉRICO DE BARBIERI
CONCRETO C/ CIMENTO BRANCO

d:\m eus docume ntos\mestrhe nrite\henrie te v1.RES

**** RESULTADOS CONDENSADOS ****

ELE MENTO **VB1**

SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		250.000	-1270		16.060	.0000	-0.067	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		462.000	-928.953	35.096	-0.092	.0000	-0.145	330.000
2.0000	.0000	.0000		674.000	-929.591	48.628	-0.092	.0000	-0.198	330.000
3.0000	.0000	.0000		886.000	-930.160	62.147	-0.092	.0000	-0.251	330.000
4.0000	.0000	.0000		1.098.000	-930.666	75.652	-0.092	.0000	-0.305	330.000
5.0000	.0000	.0000		1.310.000	-931.114	89.144	-0.092	.0000	-0.358	330.000
6.0000	.0000	.0000		1.522.000	-931.507	102.626	-0.092	.0000	-0.411	330.000
7.0000	.0000	.0000		1.734.000	-931.851	116.097	-0.092	.0000	-0.464	330.000
8.0000	.0000	.0000		1.946.000	-929.681	130.270	-0.092	.0000	-0.519	330.000
9.0000	.0000	.0000		2.158.000	-912.777	148.214	-0.092	.0000	-0.583	330.000
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	-866.203	172.785	-0.091	.0000	-0.663	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		2.370.000	-3.047.013	229.758	-0.298	.0000	-0.890	586.832
2.0000	.0000	.0000		2.370.000	-4.437.613	253.799	-0.433	.0000	-0.989	1.043.552
3.0000	.0000	.0000		2.370.000	-5.533.408	272.149	-0.539	.0000	-1.065	1.855.726
4.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.397.216	287.744	-0.623	.0000	-1.131	3.300.000
5.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.997.054	298.842	-0.681	.0000	-1.178	5.868.322
6.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.400.812	307.126	-0.720	.0000	-1.212	#####
7.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.686.630	314.119	-0.748	.0000	-1.241	#####
8.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.863.968	318.679	-0.765	.0000	-1.260	#####
9.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.945.536	320.337	-0.773	.0000	-1.267	#####
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.976.826	320.622	-0.776	.0000	-1.269	#####

d:\m eus docume ntos\mestrhe nrite\henrie te v1.RES

**** RESULTADOS CONDENSADOS ****

ELE MENTO **VB2**

SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		250.000	-0870		13.093	.0000	-0.055	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		462.000	-887.510	29.209	-0.088	.0000	-0.121	330.000
2.0000	.0000	.0000		674.000	-887.945	40.253	-0.088	.0000	-0.164	330.000
3.0000	.0000	.0000		886.000	-888.358	51.292	-0.088	.0000	-0.208	330.000
4.0000	.0000	.0000		1.098.000	-888.751	62.327	-0.088	.0000	-0.251	330.000
5.0000	.0000	.0000		1.310.000	-889.127	73.359	-0.088	.0000	-0.295	330.000
6.0000	.0000	.0000		1.522.000	-889.488	84.387	-0.088	.0000	-0.338	330.000
7.0000	.0000	.0000		1.734.000	-889.837	95.413	-0.088	.0000	-0.381	330.000
8.0000	.0000	.0000		1.946.000	-888.132	107.033	-0.088	.0000	-0.426	330.000
9.0000	.0000	.0000		2.158.000	-875.925	121.416	-0.088	.0000	-0.476	330.000
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	-856.559	137.531	-0.087	.0000	-0.532	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000		2.370.000	-2.934.881	189.670	-0.285	.0000	-0.740	586.832
2.0000	.0000	.0000		2.370.000	-4.252.805	211.436	-0.413	.0000	-0.829	1.043.552
3.0000	.0000	.0000		2.370.000	-5.293.013	228.141	-0.514	.0000	-0.899	1.855.726
4.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.113.113	242.349	-0.594	.0000	-0.958	3.300.000
5.0000	.0000	.0000		2.370.000	-6.682.988	252.465	-0.649	.0000	-1.001	5.868.322
6.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.067.354	260.065	-0.687	.0000	-1.033	#####
7.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.339.675	266.512	-0.713	.0000	-1.060	#####
8.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.508.643	270.719	-0.729	.0000	-1.077	#####
9.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.586.423	272.244	-0.736	.0000	-1.083	#####
10.0000	.0000	.0000		2.370.000	-7.616.329	272.504	-0.739	.0000	-1.085	#####

MODELO NUMÉRICO DE BARBIERI CONCRETO ALTA RESISTÊNCIA

d:\m eus docume ntos\mesthre nrite\henrie te v1.RES

 **** RESULTADOS CONDENSADOS ****

 ELE MENTO **VA1**

 SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA	
1.0000	.0000	.0000	.0000		250.000	-.0382	.9408	.0000	.0000	-0.039	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	462.000	-633.788	20.624	-.0063	.0000	-0.085	330.000
2.0000	.0000	.0000	.0000	674.000	-633.825	28.544	-.0063	.0000	-0.116	330.000
3.0000	.0000	.0000	.0000	886.000	-633.805	36.451	-.0063	.0000	-0.147	330.000
4.0000	.0000	.0000	.0000	1.098.000	-633.728	44.346	-.0063	.0000	-0.178	330.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	1.310.000	-633.596	52.229	-.0063	.0000	-0.210	330.000
6.0000	.0000	.0000	.0000	1.522.000	-633.411	60.101	-.0063	.0000	-0.241	330.000
7.0000	.0000	.0000	.0000	1.734.000	-633.172	67.960	-.0063	.0000	-0.271	330.000
8.0000	.0000	.0000	.0000	1.946.000	-632.881	75.809	-.0063	.0000	-0.302	330.000
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.158.000	-632.539	83.646	-.0063	.0000	-0.333	330.000
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-632.148	91.472	-.0063	.0000	-0.364	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-2.114.776	126.253	-.0205	.0000	-0.504	586.832
2.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-3.026.295	139.899	-.0293	.0000	-0.560	1.043.552
3.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-3.748.718	150.548	-.0364	.0000	-0.604	1.855.726
4.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.317.530	159.590	-.0419	.0000	-0.642	3.300.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.713.513	166.023	-.0458	.0000	-0.669	5.868.322
6.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.982.912	171.007	-.0484	.0000	-0.690	#####
7.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.174.445	175.334	-.0502	.0000	-0.708	#####
8.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.293.189	178.159	-.0513	.0000	-0.719	#####
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.347.963	179.163	-.0519	.0000	-0.724	#####
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.369.234	179.324	-.0521	.0000	-0.724	#####

d:\m eus docume ntos\mesthre nrite\henrie te v1.RES

 **** RESULTADOS CONDENSADOS ****

 ELE MENTO **VA2**

 SE CAO 11

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA	
1.0000	.0000	.0000	.0000		250.000	-.0445	10.464	.0000	.0000	-0.044	280.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	462.000	-626.576	22.517	-.0062	.0000	-0.093	330.000
2.0000	.0000	.0000	.0000	674.000	-626.584	31.315	-.0062	.0000	-0.127	330.000
3.0000	.0000	.0000	.0000	886.000	-626.501	40.093	-.0062	.0000	-0.162	330.000
4.0000	.0000	.0000	.0000	1.098.000	-626.327	48.851	-.0062	.0000	-0.196	330.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	1.310.000	-626.066	57.590	-.0062	.0000	-0.231	330.000
6.0000	.0000	.0000	.0000	1.522.000	-625.718	66.311	-.0062	.0000	-0.265	330.000
7.0000	.0000	.0000	.0000	1.734.000	-625.285	75.012	-.0062	.0000	-0.300	330.000
8.0000	.0000	.0000	.0000	1.946.000	-624.768	83.696	-.0062	.0000	-0.334	330.000
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.158.000	-624.169	92.361	-.0062	.0000	-0.368	330.000
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-623.489	101.010	-.0062	.0000	-0.402	330.000

ETAPA	FRACAO	N	Q	M	DEF	CURV	DX	GIRO	DY	DATA
1.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-2.089.543	135.464	-.0202	.0000	-0.541	586.832
2.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-2.990.124	148.959	-.0290	.0000	-0.596	1.043.552
3.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-3.703.912	159.493	-.0359	.0000	-0.640	1.855.726
4.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.265.895	168.436	-.0414	.0000	-0.677	3.300.000
5.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.657.135	174.798	-.0452	.0000	-0.704	5.868.322
6.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-4.923.358	179.730	-.0478	.0000	-0.725	#####
7.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.112.651	184.015	-.0496	.0000	-0.742	#####
8.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.230.002	186.812	-.0507	.0000	-0.754	#####
9.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.284.135	187.806	-.0513	.0000	-0.758	#####
10.0000	.0000	.0000	.0000	2.370.000	-5.305.159	187.965	-.0515	.0000	-0.759	#####