

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE DORMENTES DE CONCRETO PROTENDIDO REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS

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

ORIENTADOR: **Libânio Miranda Pinheiro**, Prof. Dr.

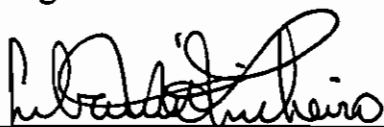
São Carlos

1999

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS**

Tese defendida e aprovada em 19-11-1999
pela Comissão Julgadora:



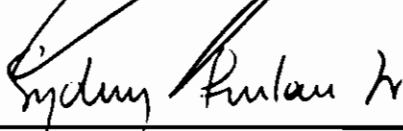
Prof. Doutor **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Associado **MOUNIR KHALIL EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Titular **VAHAN AGOPYAN**
(Escola Politécnica - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **SYDNEY FURLAN JUNIOR**
(Universidade Federal de São Carlos - UFSCar)



Prof. Doutor **ANTONIO ARLINDO GUIDETTI PORTO**
(Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP)



Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR**
Coordenador da Área de Engenharia de Estruturas



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

B327a

Bastos, Paulo Sérgio dos Santos
Análise experimental de dormentes de concreto
protendido reforçados com fibras de aço / Paulo Sérgio
dos Santos Bastos. -- São Carlos, 1999.

Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 1999.
Área: Engenharia de Estruturas.
Orientador: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro.

1. Dormente de concreto. 2. Dormente monobloco.
3. Projeto de dormente. 4. Concreto pré-moldado.
5. Concreto protendido. 6. Ferrovia. 7. Fibras de aço.
8. Fadiga. 9. Ensaio estático. 10. Ensaio dinâmico.
I. Título.

Dedico este trabalho:

Aos meus pais, José e Aparecida.

**A minha esposa Marta
e a minha filha Thaís.**

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro, pela orientação e estímulo constante durante todo o período de elaboração da pesquisa.

Ao Prof. M.Sc. Toshiaki Takeya, pela atenção e orientação na fabricação e no ensaio dos dormentes. Ao Prof. Dr. Maximiliano Malite, pelo projeto da estrutura de protensão. Aos funcionários do Laboratório do Departamento de Engenharia de Estruturas, Amaury Ignácio da Silva, Jorge Luís Rodrigues Brabo, Engº Dr. Luiz Vicente Vareda, Mário Botelho, Mauri Sérgio Dias Guillen, Valdir Carlos de Lucca, e aos estagiários João Domingos Pereira Filho, Reginaldo Luiz Guedes e Ricardo Jorge Miller, pelo auxílio na fabricação e no ensaio dos dormentes.

Ao Centro de Tecnologia - Engenharia de Sistemas e Ferroviária da UNICAMP, em especial ao Engº Dr. Antonio Arlindo Guidetti Porto e aos Engº Rodolfo Décio Ferreira e Mário Valter Albertini, que forneceram os meios necessários à execução de todos os ensaios dinâmicos.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da UNESP - Bauru, pelo apoio. Aos professores e funcionários desse Departamento, em especial ao Prof. Dr. Rudney C. Queiroz, pelo incentivo e sugestão do tema.

À CAPES, pela concessão de bolsa PICD, e à FAPESP pelo auxílio financeiro à pesquisa.

Às empresas Belgo Mineira Bekaert Arames Finos Ltda, representada pelos Engº Antonio Alexandre de Moraes e Eugênio Cauduro e pelo Prof. M.Sc. Marco Antonio Cárnio, Reax Indústria e Comércio Ltda, Ciminias S.A. e Pandrol Fixações Ltda, pelo auxílio e fornecimento gratuito de materiais.

Ao Prof. Newton de Oliveira Pinto Jr., do Departamento de Estruturas da UNICAMP, e ao Prof. William J. Venuti, do Departamento de Engenharia Civil da San Jose State University, pelas informações fornecidas e pelo estímulo.

À UNESP (Universidade Estadual Paulista), pelo afastamento concedido para o desenvolvimento do doutorado.

A todos que, embora aqui não citados, colaboraram para que este trabalho fosse realizado.

SUMÁRIO

LISTA DE ABREVIATURAS	i
LISTA DE SÍMBOLOS	i
RESUMO	iv
ABSTRACT	v

Cap. 1 - INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA	4
1.2 OBJETIVOS	6
1.3 CONTEÚDO DO TRABALHO	7

Cap. 2 - DORMENTES DE CONCRETO

2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS DORMENTES	9
2.2 BREVE HISTÓRICO	12
2.3 DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO NOS PRINCIPAIS PAÍSES	12
2.3.1 Inglaterra	13
2.3.2 Alemanha	13
2.3.3 França	14
2.3.4 Estados Unidos	15
2.4 OS PRIMEIROS MODELOS DE DORMENTES	19
2.4.1 Dormente Orion	20
2.4.2 Dormente Vagneux	21
2.4.3 Dormente Dow-Mac	21
2.4.4 Dormente Franki-Bagon	22
2.4.5 Dormente Stent	23
2.4.6 Dormente SNCF-VW	24

2.4.7 Dormente B 9	25
2.4.8 Dormentes B 55 e B 58	27
2.5 VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS DORMENTES DE CONCRETO	29
2.6 ALGUNS DOS ATUAIS MODELOS	31
2.6.1 Inglaterra	31
2.6.2 Alemanha	33
2.6.3 Estados Unidos	35
2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO	38

Cap. 3 - TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA VIA FERROVIÁRIA

3.1 AÇÕES DOS VEÍCULOS NA VIA PERMANENTE	41
3.2 VIA LONGITUDINAL - TENSÕES DEVIDAS ÀS AÇÕES VERTICAIS	42
3.2.1 Método de ZIMMERMANN	44
3.2.2 Método de TALBOT	46
3.2.3 Método de TIMOSHENKO-SALLER-HANKER	48
3.3 VIA TRANSVERSAL - TENSÕES DEVIDAS ÀS AÇÕES VERTICAIS	50
3.4 VALORES ADOTADOS PARA O COEFICIENTE DE LASTRO	52
3.5 VALORES ADOTADOS PARA O MÓDULO DE VIA	53

Cap. 4 - CONCRETO COM FIBRAS DE AÇO

4.1 INTRODUÇÃO	55
4.2 TIPOS DE FIBRAS	58
4.3 INTERFACE FIBRA-MATRIZ	59
4.4 INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ	60
4.5 EFICIÊNCIA DAS FIBRAS	62
4.6 FISSURAÇÃO MÚLTIPLA E TENACIDADE	64
4.7 COMPORTAMENTO À FLEXÃO	66
4.8 TRABALHABILIDADE	67
4.9 DETERMINAÇÃO DA TENACIDADE E DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	68
4.9.1 ASTM C 1018	69
4.9.2 JSCE - SF 4	70
4.9.3 Proposição de BANTHIA & TROTTIER	71
4.10 FIBRAS DE AÇO	72
4.10.1 Tecnologia de Produção	73
4.10.2 Resistência à Compressão	74
4.10.3 Resistência à Tração	74
4.10.4 Resistência à Flexão	75

4.10.5 Fadiga	75
4.10.6 Impacto	77
4.10.7 Outras Características Resistentes	78
4.10.8 Durabilidade	78
4.10.9 Vigas de Concreto Protendido	79
4.10.10 Aplicações	79

Cap. 5 - ESTUDO DOS COMPÓSITOS

5.1 MATERIAIS UTILIZADOS	81
5.1.1 Cimento	82
5.1.2 Aditivo Superplastificante	82
5.1.3 Agregados	82
5.2 DEFINIÇÃO DO TRAÇO DOS CONCRETOS	84
5.3 CARACTERÍSTICAS DOS COMPÓSITOS NO ESTADO FRESCO	92
5.4 CARACTERÍSTICAS DOS COMPÓSITOS NO ESTADO ENDURECIDO	94
5.4.1 Resistências Mecânicas	94
5.4.2 Tenacidade	97
5.5 CONCLUSÕES PARCIAIS	100

Cap. 6 - PROJETO DO DORMENTE

6.1 PRINCIPAIS ESPECIFICAÇÕES DO MANUAL AREMA	113
6.1.1 Distribuição da Carga Vertical aos Dormentes	113
6.1.2 Fator de Impacto	114
6.1.3 Pressão no Lastro	114
6.1.4 Concreto	116
6.1.5 Momentos Fletores	116
6.2 PRINCIPAIS ESPECIFICAÇÕES DA NORMA CEN	118
6.2.1 Cargas	118
6.2.2 Momento Positivo na Seção Sob o Trilho	118
6.2.3 Concreto	121
6.3 RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE DO DORMENTE E O MOMENTO APLICADO	121
6.4 PROJETO DO DORMENTE	123
6.4.1 Força Vertical Dinâmica do Trilho no Dormente	123
6.4.1.1 Segundo a AREMA	124
6.4.1.2 Segundo a AREMA e ZIMMERMANN	124
6.4.1.3 Segundo a CEN	125
6.4.2 Momentos Fletores Solicitantes	125

6.4.2.1 Dormente com Largura da Base Constante	128
6.4.2.2 Dormente com Largura da Base Variável	130
6.4.2.3 Conforme a Equação Empírica da CEN	133
6.4.2.4 Comparação dos Momentos Fletores	135
6.4.3 Dimensionamento do Dormente	136
6.4.3.1 Determinação das Tensões em Serviço	138
6.4.3.2 Determinação da Armadura de Protensão	141
6.4.4 Pressão no Lastro	144
6.5 MODIFICAÇÕES NO PROJETO DO DORMENTE ORIGINAL	144
6.5.1 Primeira Modificação	145
6.5.2 Segunda Modificação	148
6.6 CONCLUSÕES PARCIAIS	150

Cap. 7 - FABRICAÇÃO DOS DORMENTES

7.1 MOLDE METÁLICO	153
7.2 ESTRUTURA DE PROTENSÃO	156
7.3 ESTIRAMENTO DOS FIOS DE PROTENSÃO	159
7.4 PREPARATIVOS PARA A CONCRETAGEM	160
7.5 CONCRETAGEM	162
7.6 DESMOLDAGEM	166

Cap. 8 - ENSAIOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS

8.1 ENSAIOS PARA VERIFICAÇÃO DO PROJETO DO DORMENTE ORIGINAL	171
8.1.1 Momentos Positivo e Negativo na Seção Sob o Trilho	172
8.1.2 Momentos Positivo e Negativo no Centro do Dormente	174
8.1.3 Ancoragem da Armadura de Protensão e Momento Fletor Último	175
8.1.4 Carregamento Repetido - Fadiga	175
8.2 ENSAIOS ESTÁTICOS	177
8.2.1 Momento Positivo na Seção Sob o Trilho	177
8.2.1.1 Comportamento na Ruptura	180
8.2.1.2 Deslocamento Vertical	182
8.2.1.3 Escorregamento dos Fios de Protensão	185
8.2.1.4 Fissuração	188
8.2.1.5 Deformações	199
8.2.2 Momento Negativo no Centro	205
8.2.2.1 Comportamento na Ruptura	207
8.2.2.2 Deslocamento Vertical	208
8.2.2.3 Fissuração	209

8.2.2.4 Deformações	214
8.3 ENSAIOS DINÂMICOS	215
8.3.1 Fissuração	218
8.3.2 Deformações	222
8.4 ENSAIOS DE FADIGA	228
8.4.1 Cálculo da Variação de Tensão	228
8.4.2 Resultados dos Ensaios	230
8.4.3 Valores Teóricos da Variação de Tensão	233
8.5 CONCLUSÕES PARCIAIS	234

Cap. 9 - CONCLUSÕES

9.1 RESULTADOS OBTIDOS	236
9.2 PESQUISAS FUTURAS	238
9.2.1 Fadiga em Dormente com Fibras	238
9.2.2 Análise de Dormente Bibloco com Fibras	240
9.2.3 Análise Dinâmica do Sistema Ombreira / Dormente com Fibras	240
9.2.4 Comprimento de Ancoragem de Fios e Cordoalhas em Concreto com Fibras	241
9.2.5 Formulação Teórica para Viga Protendida com Armadura Distribuída em Toda a Altura	242
9.2.6 Avaliação Experimental de Viga Protendida	242
9.2.7 Alinhamento de Fibras	243
9.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS	243

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	245
---	------------

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	252
--	------------

LISTA DE ABREVIATURAS

AAR - *Association of American Railroads*
ACI - *American Concrete Institute*
AREMA - *American Railway Engineering and Maintenance Association*
ASCE - *American Society of Civil Engineers*
ASTM - *American Society for Testing and Materials*
CEN - *Comité Européen de Normalisation*
ERRI - *European Rail Research Institute*
FIP - *Fédération Internationale de la Précontrainte*
IPT - *Instituto de Pesquisas Tecnológicas*
JSCE - *The Japan Society of Civil Engineers*
ORE - *Office for Research and Experiments*
PCA - *Portland Cement Association*
SNCF - *Société Nationale de Chemins de Fer Français*
UIC - *International Union of Railways*

LISTA DE SÍMBOLOS

a = relação agregado miúdo seco/cimento em massa; distância entre os eixos de dois dormentes adjacentes; distância do eixo do trilho à extremidade do dormente;
 a/c = relação água/cimento;
 A = área de apoio do dormente no lastro;
 $\bar{A}$ = coeficiente de distribuição de carga;
 A_p = área de armadura de protensão;
 b = largura da seção retangular; largura da viga prismática;
 b_d = largura do dormente;
 b_v = largura da viga; largura equivalente do dormente;
 B = momento fletor positivo;
 C = coeficiente de lastro ou de Winkler; consumo de cimento por m^3 de concreto;

d = distância do eixo do trilho à extremidade do dormente; altura útil; diâmetro da fibra;

d_p = altura da fibra mais comprimida ao centro de protensão;

E = módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal;

$E_{pós,m}$ = energia pós-pico numa fração m do deslocamento vertical;

EI = rigidez do trilho à flexão;

f'_c = resistência do concreto à compressão;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

f_c = resistência média à compressão;

$f_{ct,eq}$ = resistência equivalente à tração na flexão correspondente ao deslocamento de 3 mm;

f_p = tensão na armadura de protensão na situação última;

f_{ptk} = valor característico da resistência à tração do aço de protensão;

f_{pyk} = valor característico da resistência de escoamento do aço de protensão;

f_{pu} = resistência última do aço de protensão;

f_u = resistência máxima à tração na flexão ou módulo de ruptura;

f_t = resistência à tração por compressão diametral;

f_o = resistência à tração na flexão na primeira fissura;

F_{ti} = tensão limite de tração no concreto após a transferência da protensão;

F_{ci} = tensão limite de compressão no concreto após a transferência da protensão;

F_t = tensão limite de tração no concreto após todas as perdas;

F_c = tensão limite de compressão no concreto após todas as perdas;

FD = fator de distribuição;

FI = fator de impacto;

h = altura da viga prismática;

I = índice de tenacidade; momento de inércia;

K_1, K_2 = fatores de impacto;

L = comprimento do dormente; vão entre apoios de uma viga; comprimento da fibra;

L_{ap} = comprimento de apoio do dormente no lastro;

m = fração do vão L ; relação agregados secos/cimento em massa;

M = momento fletor;

M_{dr} = momento fletor positivo de projeto na seção sob o trilho;

M_{dc} = momento fletor negativo de projeto na seção do centro;

M_{exc} = momento fletor excepcional;

p_m = pressão média do dormente no lastro;

p = pressão de contato; relação agregado graúdo seco/cimento em massa;

P = força sobre o dormente; força máxima; força do trilho no dormente;

P_i = força de protensão inicial;

P_j = força de estiramento dos fios de protensão ou força no macaco;

PCS = resistência pós-fissura;

q = carga ou reação vertical distribuída;

$Q = Q_N$ = força vertical da roda;

Q_{din} = carga dinâmica da roda;

R = fator residual de resistência;

R_{e3} = fator de tenacidade correspondente ao deslocamento vertical de 3 mm;

S_{din} = força dinâmica do trilho sobre o dormente;

T = fator tonelagem;

T_b = tenacidade na flexão;

U = módulo de via;

V = fator velocidade; velocidade; força cortante;

V_f = volume de fibras;

x = posição do deslocamento vertical do trilho;

y = deslocamento vertical do trilho;

w_p = índice de reforço;

δ_{tb} = flecha equivalente a $L/150$;

σ_b = resistência à tração na flexão;

δ_{pico} = flecha correspondente à força máxima;

τ = tensão de cisalhamento na interface fibra-matriz;

ϕ = coeficiente dinâmico;

χ = incremento dinâmico da reação do dormente no lastro devido às falhas de apoio;

ψ_1 , ψ_2 = incrementos dinâmicos devido a irregularidades no apoio longitudinal do dormente;

λ = braço de alavanca;

λ = fator entre o momento resistente do dormente e o momento estático aplicado;

σ_{adm} = tensão admissível;

RESUMO

BASTOS, P.S.S. *Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço*. São Carlos, 1999, 256p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho descreve um dormente monobloco de concreto protendido, o qual foi projetado para atender as características de uma via ferroviária brasileira. O dormente apresentou comportamento e resistência semelhantes aos dormentes de concreto comumente fabricados em vários países. A fim de verificar e aprovar o projeto, o dormente foi submetido a ensaios estáticos e dinâmicos, segundo as especificações da norma americana AREMA. Verificado e aprovado o projeto, dezoito dormentes foram fabricados sem e com fibras de aço, no teor de 60 kg/m^3 (aproximadamente 0,75 % por volume). Ensaos estáticos e dinâmicos foram realizados em dormentes com e sem fibras de aço, com o objetivo de quantificar o benefício das fibras de aço à resistência estrutural do dormente. As fibras aumentaram o momento fletor de primeira fissura e o momento último, aumentaram significativamente a força de início de escorregamento dos fios de protensão e reduziram o espaçamento e a abertura das fissuras. As fibras também acrescentaram grande ductilidade aos dormentes e diminuíram a tensão nos fios de protensão, nos estágios mais avançados do carregamento. Sob ação dinâmica, as fibras reduziram a tensão nos fios de protensão mais tracionados em aproximadamente 100%, o que elevou significativamente a resistência do dormente à fadiga. Dormentes fabricados com menor força de protensão apresentaram excelente comportamento plástico e grande ductilidade, especialmente o dormente com fibras.

Palavras-chave: dormente de concreto, dormente monobloco, projeto de dormente, concreto pré-moldado, concreto protendido, ferrovia, fibra de aço, fadiga, ensaio estático, ensaio dinâmico.

ABSTRACT

BASTOS, P.S.S. *Resistance of steel fiber prestressed concrete sleepers to static and cyclic loading*. São Carlos, 1999, 256p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work describes a prestressed concrete monoblock railway sleeper designed according to a Brazilian railway track. The sleeper was tested according to the AREMA Specifications in order to verify the project. The sleeper presented a structural behavior similar to the concrete railway sleepers used worldwide. After the preliminary tests, eighteen sleepers were manufactured without and with steel fibers contents of 60 kg/cm³ (about 0.75% by volume) and they were tested under static and dynamic loading to evaluate the fiber contribution on the resistance. Steel fibers increased the first crack and ultimate bending moments, reduced the deflection under ultimate load and increased significantly the slip force of the prestressing tendons. Reinforcing the sleeper with fibers also reduced the crack width and the spacing between cracks, adding higher ductility to the sleepers and decreasing the stress in the prestressing tendons under higher loads. The fibers increased significantly the fatigue strength under cyclic loading, decreasing the stress in the prestressing tendons in about 100%. The test results showed that sleepers manufactured with lower prestressed force have higher toughness, especially those reinforced with steel fibers.

Keywords: monoblock sleepers, concrete railroad tie, design sleeper, prestressed concrete, precast concrete, railway, steel fibers, flexural fatigue, static and dynamic tests.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

No início do século XX, os primeiros dormentes de concreto armado imitaram, na sua concepção, a forma dos dormentes de madeira, constituídos de um bloco de concreto com seção constante. Os resultados não foram satisfatórios, pois os choques e as vibrações, oriundos das ações dinâmicas dos veículos, causavam rapidamente trincas ou fissuras na parte superior central do dormente, apesar da armação metálica colocada para resistir aos esforços de tração. Essas fissuras degeneravam, freqüentemente, em verdadeiras rupturas, devido à grande rigidez desses dormentes. No entanto, com o desenvolvimento do concreto protendido, surgiu a possibilidade de combater as fissuras no concreto, dando lugar a uma nova etapa no projeto dos dormentes de concreto.

Até a década de 40, as ferrovias geralmente utilizavam os dormentes de madeira. Entretanto, devido à escassez de madeiras de boa qualidade em muitos países e com o desenvolvimento das técnicas de protensão, a partir da 2ª Guerra Mundial houve um aumento no uso dos dormentes de concreto e, mais recentemente, estes têm sido usados também em função de suas superioridades técnicas. Mas foi com o surgimento das fixações elásticas que os dormentes de concreto protendidos ganharam grande impulso, a partir de 1947.

Segundo a FIP (1987), o número total de dormentes instalados nas ferrovias no mundo é de três bilhões, dos quais mais de quatrocentos milhões são dormentes de concreto. Dois a cinco por cento deste total têm que ser renovado todo ano. Em muitos países da Europa, na Rússia, no Japão e em alguns países da África, os dormentes de

concreto abrangem mais de 50 % da demanda anual. É estimado em cerca de vinte milhões o número total de dormentes de concreto fabricados a cada ano em todo o mundo.

O dormente é um dos elementos fundamentais da superestrutura das vias ferroviárias. Em resumo, as suas principais funções são: suportar os trilhos, manter o eixo da via constante e transmitir ao lastro as ações dos eixos dos veículos, como as horizontais (transversais e longitudinais) e as verticais. Essas funções fazem com que seja necessário dotar o dormente de uma elevada resistência, o que em geral leva a uma grande rigidez, ao mesmo tempo que também deve possuir um certo nível de elasticidade, posto que deve ser capaz de suportar altíssimas forças de impacto.

STOPATTO (1987) afirma que, no Brasil, problema na aquisição de dormentes de madeira *“está atingindo nossas ferrovias há muito tempo. Embora a aquisição de dormentes de madeira dependa também de um planejamento técnico-financeiro bem elaborado e de uma eficiente estrutura administrativa, não se pode negar as crescentes dificuldades encontradas na solução deste problema. A cada dia eles estão mais distantes e as madeiras de boa qualidade vão se tornando mais raras. Atente-se, ainda, para o fato de o desmatamento necessitar de uma disciplinada coordenação com o reflorestamento sob pena de transformarmos este imenso país num triste deserto. Indica o bom senso que outras opções para dormentes devem ser consideradas. O dormente de concreto é uma delas... Há evidente tendência para que sejam envidados todos os esforços possíveis no sentido de serem solucionados os problemas técnicos porventura existentes. E esta deve ser a política a adotar.”*

Como já é bem conhecido, os dormentes são submetidos a ações dinâmicas e altíssimas forças de impacto, decorrentes do movimento dos veículos sobre a via e imperfeições nas rodas, nos trilhos, nos suportes de rolamento e na via. Em serviço os dormentes de concreto não podem apresentar fissuras quando solicitados pelos momentos fletores de projeto, entretanto há um grande número de trabalhos publicados descrevendo a ocorrência de diferentes tipos de fissuras nos dormentes instalados em diversas ferrovias do mundo, inclusive no Brasil, resultando muitas vezes na necessidade de substituição desses dormentes.

Como os dormentes são sujeitos a carregamentos cíclicos durante a sua vida inteira, os materiais que o constituem são submetidos a intenso processo de fadiga. É desejável que o dormente fique livre de fissuras sob o carregamento dinâmico, porque se ocorrem fissuras causadas por momentos fletores, há um grande aumento de tensões na armadura de protensão e, neste caso, a fadiga na armadura pode ser crítica e causar a ruptura (FIP - 1987).

Se o carregamento causar fadiga e fissuras aparecerem, há um apreciável efeito sobre o comprimento de transferência da força de protensão dos fios ou dos cabos, e

ocorre então um aumento de até 50 % no comprimento de transferência. Para alcançar a força de protensão necessária na posição do trilho, onde normalmente atua o momento máximo no dormente, a aderência entre os fios e o concreto deve ser a melhor possível (FIP - 1987).

Para diminuir as deficiências dos materiais cimentícios, fibras curtas com alta resistência à tração e ductilidade podem ser adicionadas ao concreto para aumentar a absorção de energia (tenacidade), melhorar a resistência ao impacto e à fadiga, aumentar a resistência à flexão, controlar a fissuração e o comportamento na etapa posterior à fissuração inicial e melhorar a aderência da matriz com a armadura. E ainda, como as fibras inibem a propagação das fissuras através da matriz, tanto no estágio da retração inicial quanto na matriz endurecida, o concreto ganha maior durabilidade, o que é essencial a um elemento exposto às intempéries, como são os dormentes.

Em pesquisa realizada por VENUTI (1990) para a *Association of American Railroads* (AAR) verificou-se um aumento de 10 % na resistência última à flexão estática para dormentes com 0,15 % por volume ($1,34 \text{ kg/m}^3$) de fibras de polipropileno e um aumento de 21 % no caso de 0,57 % por volume ($44,5 \text{ kg/m}^3$) de fibras de aço. Os dormentes sem fibras e com fibras de polipropileno ruíram abruptadamente, ao contrário dos dormentes com fibras de aço que ruíram gradualmente. Em seqüência a essa pesquisa, MINDESS, YAN & VENUTI (1991) estudaram o comportamento do mesmo dormente reforçado com fibras sob ação de impacto. Concluíram que o dormente, por poder deformar-se mais até a ruptura, pôde resistir a uma maior carga máxima, e assim absorveu uma maior energia (energia de fratura) antes da ruptura. A maior tenacidade resultante da incorporação das fibras possibilitou ao dormente resistir a danos mais sérios antes da degradação completa. As forças máximas de impacto foram menores que as forças estáticas máximas.

Em ampla pesquisa realizada sobre dormente de concreto sob ação de impacto, WANG (1996) concluiu que *“a adição de fibras de aço ao concreto melhorou enormemente o comportamento do dormente, resultando em fissuras mais curtas e mais finas”*.

Sobre o projeto do dormente, WANG (1996) informa: *“Quando maiores forças foram medidas na via, o fator de impacto, e portanto a resistência do concreto, a seção transversal do dormente e a rigidez EI , foram aumentados continuamente a maiores níveis, levando a maiores forças de impacto sobre o “melhorado” dormente mais rígido. Isso foi repetidamente seguido por um aumento no fator de impacto. Dessa maneira, o benefício do melhoramento pode não ter sido tão bom quanto o esperado e a maior força de impacto pode também ter influenciado outras partes, como rodas, trilhos, etc. Assim, a flexibilidade e a ductilidade do dormente, ao invés da resistência do seu concreto, deveriam ser consideradas como os parâmetros governantes, como é largamente aceito*

no projeto de estruturas resistentes a terremotos. Uma razoável redução da resistência do concreto, da força de protensão ou da altura do dormente não influenciará a capacidade do dormente resistir ao carregamento quase-estático, porque o momento resistente do dormente é três vezes tão alto quanto o momento quase-estático exigido ou de projeto, mas pode reduzir significativamente a força de impacto aplicada. Acredita-se que essas medidas, combinadas com o uso de fibras de aço no concreto, melhorarão bastante as propriedades dinâmicas dos dormentes de concreto”.

1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

Em muitos países do mundo há um crescente interesse pela aplicação de dormentes de concreto. Hoje, nos países de primeiro mundo, os dormentes monoblocos de concreto protendido e bibloco de concreto armado estão plenamente desenvolvidos e em utilização nas vias ferroviárias. A experiência tem indicado que a aplicação de dormentes de concreto resulta em vias de qualidade estrutural superior, de melhor estabilidade e desempenho e reduzida manutenção.

No início das ferrovias no século passado, devido à grande disponibilidade de florestas, os dormentes eram de madeira e aplicados em via sem tratamento químico. No Brasil, a partir de 1960, os dormentes passaram a ter tratamento químico, mas mesmo assim, a vida útil atualmente é de cerca de seis anos, que pode ser considerada extremamente baixa. Neste aspecto, a previsão do dormente de concreto é de durar ao menos 50 anos.

Com a privatização das ferrovias federais brasileiras, o investimento financeiro que certamente ocorrerá nas vias já existentes e a inexistência de madeira de lei a preços baixos, haverá a tendência de se acompanhar a evolução que acontece nos países mais desenvolvidos, ou seja, a substituição gradativa dos dormentes de madeira por dormentes de concreto. No momento por exemplo, no Rio de Janeiro, está em andamento a fabricação de 60.000 dormentes de concreto para utilização em vias de trens suburbanos. A ferrovia Ferronorte, em fase de construção entre Santa Fé do Sul (SP) e Cuiabá, está recebendo dormentes monoblocos de concreto.

Conforme o ACI 544.2R (1989), a *“capacidade de suportar ações dinâmicas e cíclicas à flexão é uma importante propriedade dos compósitos com fibras, particularmente em aplicações envolvendo ações repetidas”*. E são essas justamente as características do carregamento ao qual os dormentes de concreto ficam submetidos na via. Assim, melhorar a capacidade de absorção de energia (tenacidade) e a resistência à fadiga dos dormentes de concreto é extremamente importante.

Para o compósito com fibras de aço, o número de golpes para levar à ruptura é tipicamente de várias centenas, comparado aos 30 a 50 para o concreto simples. A energia de fratura para vigas com fibras de aço sob impacto é de 40 a 100 vezes maior do que para vigas de concreto simples. Ainda, as fibras podem ser utilizadas para inibir a fissuração e melhorar a resistência à deterioração do material, como resultado de fadiga, impacto, retração, variações de temperatura ou umidade e explosão (ACI 544.4R - 1988).

Conforme os resultados de VENUTI (1990) e WANG (1996) mostraram, o dormente monobloco reforçado com fibras deverá apresentar um acréscimo de capacidade última à flexão. Embora a incorporação de fibras possa resultar num acréscimo do custo final do dormente, com o aumento da resistência à flexão e à fadiga aferido nos ensaios, poderá ser possível diminuir as dimensões do dormente, ou diminuir o número de fios de protensão, de tal forma que o custo final permaneça próximo do relativo ao dormente sem fibras. E, mesmo se o custo inicial for um pouco superior, isto poderá ser compensado diante do melhor comportamento estrutural do dormente frente aos efeitos dinâmicos do carregamento (impactos, vibração, etc.) e melhor resistência à fadiga, além da maior durabilidade.

Por inibir e diminuir a microfissuração, as fibras deverão ser efetivas também em aumentar a resistência do concreto na região adjacente às ombreiras do sistema de fixação dos trilhos, melhorando assim o comportamento da ombreira frente aos efeitos do carregamento dinâmico a que fica submetida. Ainda, por melhorar a aderência concreto-armadura, provavelmente acarretarão uma diminuição do comprimento de transferência das forças de protensão, o que poderá tornar possível diminuir o comprimento total do dormente, e conseqüentemente a massa e o volume de concreto.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos principais da pesquisa são os seguintes:

- a) projetar um modelo de dormente monobloco de concreto protendido segundo as especificações da AREMA (1997) e o método de Zimmermann, para uma via ferroviária brasileira;
- b) por meio da realização de ensaios estáticos e dinâmicos (fadiga) no dormente projetado, fabricado com e sem fibras de aço, analisar os benefícios que as fibras de aço proporcionarão ao dormente;
- c) modificar o projeto original do dormente com o objetivo de aproveitar o acréscimo de resistência à flexão e à fadiga proporcionado pelas fibras de aço, a fim de desenvolver um dormente com melhor comportamento frente às forças de impacto e mais próximo ao dormente de madeira, ou seja, mais dúctil e flexível.

1.3 CONTEÚDO DO TRABALHO

A pesquisa consistirá de estudos teóricos e experimentais. As etapas do trabalho estão descritas a seguir em função do conteúdo de cada capítulo:

- a) **Capítulo 2:** apresenta um breve histórico dos dormentes de concreto, os primeiros modelos desenvolvidos, a evolução e os principais problemas encontrados na Alemanha, França, Inglaterra e Estados Unidos, e também alguns dos principais modelos atuais;
- b) **Capítulo 3:** apresenta os métodos utilizados para a determinação das tensões e deformações na via ferroviária, destacando-se os métodos de Zimmermann e de Talbot, e os valores usuais para o módulo de via e o coeficiente de Winkler;
- c) **Capítulo 4:** com base na bibliografia atual, descreve os conceitos fundamentais dos concretos reforçados com fibras, com ênfase às fibras de aço;
- d) **Capítulo 5:** descreve os procedimentos aplicados para a determinação do traço de dois diferentes concretos: um com 100 % de brita 1 e outro com 50 % de brita 1 e 50 % de brita 2. Mostra também as características nos estados fresco e endurecido dos dois diferentes concretos acrescidos da fibra de aço DRAMIX RC 80/60 BN, nos teores de 40 e 60 kg/m³ (aproximadamente 0,5 % e 0,75 % por volume, respectivamente);

- e) **Capítulo 6:** inicialmente descreve as principais especificações das normas AREMA (1997) e CEN (1996) relativas ao projeto dos dormentes monoblocos de concreto. Apresenta o projeto de um modelo de dormente para uma via ferroviária brasileira, com estudos sobre a influência do comprimento e da largura da base do dormente sobre os momentos flettores solicitantes;
- f) **Capítulo 7:** descreve os equipamentos, a estrutura de protensão e todos os procedimentos aplicados na fabricação dos dormentes de concreto com e sem fibras de aço;
- g) **Capítulo 8:** descreve todos os ensaios estáticos e dinâmicos realizados nos dormentes com e sem fibras, bem como os resultados obtidos e a sua análise;
- h) **Capítulo 9:** apresenta as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

DORMENTES DE CONCRETO

Este capítulo apresenta o desenvolvimento histórico dos dormentes de concreto em alguns dos principais países, com ênfase aos problemas enfrentados nos Estados Unidos, os primeiros modelos de dormentes desenvolvidos, as vantagens da aplicação dos dormentes de concreto na via e alguns dos modelos atualmente fabricados.

Desde o início, há mais de 150 anos, a via permanente ferroviária tem sido construída com a utilização de dormentes. Ao longo desse tempo, a sua construção vem sendo continuamente melhorada e adaptada ao aumento das ações dos eixos e das velocidades dos veículos. Nesse período, rocha, madeira, ferro e outros materiais foram testados nos dormentes. Dormentes longitudinais, transversais, em blocos ou longitudinais e transversais combinados foram experimentados, mas a partir do final do século passado, os dormentes transversais de madeira e de concreto prevaleceram.

“Os dormentes são elementos que se situam na direção transversal ao eixo da via, sobre os quais se colocam os trilhos. Com o sistema de fixação, constituem o elemento de união entre o lastro e o trilho, formando com este a estrutura da via” (RIVES et al. - 1977). Estão submetidos principalmente a esforços de flexão que dependem das ações impostas, da forma de apoio sobre o lastro, do comprimento e de vários outros fatores.

Uma definição detalhada de dormente encontra-se em BRINA (1979): “o elemento da superestrutura ferroviária que tem por função receber e transmitir ao lastro os esforços produzidos pelas ações dos veículos, servindo de suporte dos trilhos, permitindo a sua fixação e mantendo invariável a distância entre eles. Para cumprir essa finalidade será necessário:

- a) que as suas dimensões, no comprimento e na largura, forneçam uma superfície de apoio suficiente para que a taxa de trabalho no lastro não ultrapasse certo limite;
- b) que a sua espessura lhe dê a necessária rigidez, permitindo entretanto alguma elasticidade;
- c) que tenha suficiente resistência aos esforços;
- d) que tenha durabilidade;
- e) que permita, com relativa facilidade, o nivelamento do lastro, na sua base;
- f) que se oponha eficazmente aos deslocamentos longitudinais e transversais da via;
- g) que permita uma boa fixação do trilho, isto é, uma fixação firme, sem ser excessivamente rígida.”

2.1 CLASSIFICAÇÃO DOS DORMENTES

Os dormentes podem ser classificados em função dos materiais que são constituídos e da forma e características externas. Em função da forma, os dois principais dormentes fabricados na atualidade são:

- a) **Dormente Bibloco:** são dois blocos rígidos de concreto armado sob cada trilho e unidos por uma barra flexível de aço (fig. 2.1). As ações provenientes dos trilhos são transmitidas ao lastro por uma área bem definida;
- b) **Dormente Monobloco:** são constituídos por somente uma peça rígida e contínua de uma extremidade a outra (fig. 2.2). São submetidos a grandes momentos fletores que aparecem em diferentes seções do dormente. São exclusivamente protendidos para resistir à distribuição dos momentos fletores provenientes das ações dinâmicas. São normalmente pré-tensionados, embora alguns modelos pós-tensionados sejam também produzidos.

A Tabela 2.1 mostra os tipos de dormentes de concreto correntemente em uso em diversos países. No caso do Brasil, há que se destacar que os modelos monoblocos pré e pós-tensionados também são fabricados atualmente.

Tabela 2.1 - Dormentes de concreto: países de origem e de uso corrente (FONTE: FIP - 1987).

Tipo de dormente	País de origem	Usuários principais
Monobloco: pré-tensionado	Inglaterra	Austrália, Bélgica, Canadá, China, República Tcheca, Hungria, Índia, Iraque, Japão, Noruega, Polônia, África do Sul, Suécia, Inglaterra, Estados Unidos, ex-União Soviética e Iugoslávia.
Monobloco: pós-tensionado	Alemanha	Áustria, Finlândia, Índia, Itália, México, Turquia, Alemanha.
Bibloco	França	Argélia, Bélgica, Brasil , Dinamarca, França, Índia, México, Holanda, Portugal, Espanha e Tunísia.

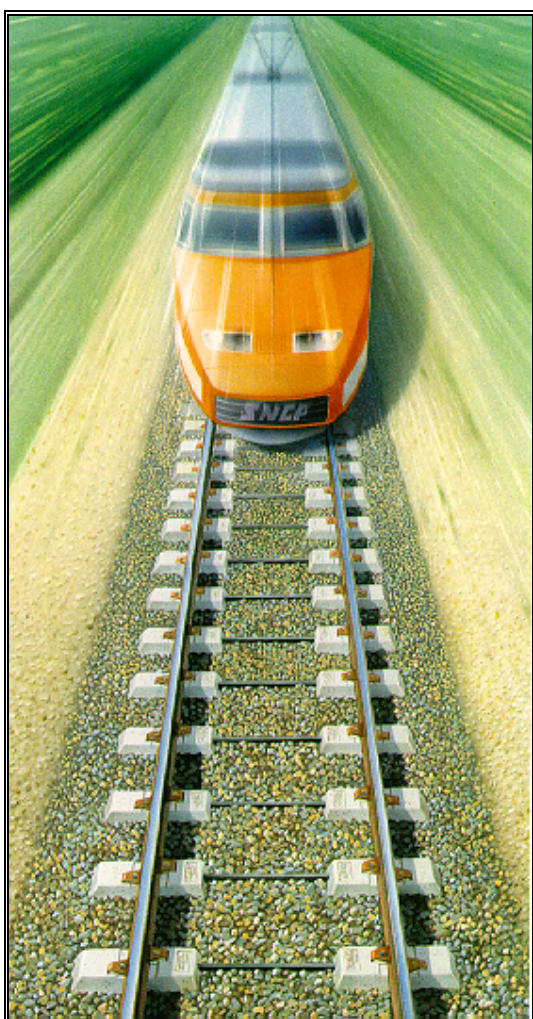


Fig. 2.1 - Via com dormente bibloco.
(FONTE: SATEBA - 1996).



Fig. 2.2 - Via com dormente monobloco.
(FONTE: TRACK REPORT - PANDROL, 1996).

A Tabela 2.2 mostra em dados aproximados o número de dormentes em uso e a produção anual em diversos países do mundo.

Tabela 2.2 - Utilização de dormentes de concreto (FONTE: FIP - 1987).

País	Número total em serviço (milhões)	Produção anual (milhares)
Áustria	3	-
Bélgica	1	100
Bulgária	1,5-2	-
Chécoslováquia	8	1000-1200
Dinamarca	1,5-2	-
Alemanha	62	1000
Finlândia	1,5	50
França	35	-
Hungria	18	600
Irlanda	1,5-2	24
Itália	9	750
Noruega	1	250
Polónia	13	-
Portugal	1,5-2	-
Espanha	20	320
Suécia	5	350
Inglaterra	31	1000
União Soviética	84	-
Iugoslávia	2,5	-
África do Sul	20	1500-2000
Tunísia	1,5-2	-
Zimbábue	2	100
China	60	6000
Índia	1,5-2	600
Iraque	1,5-2	500
Japão	22	500
Coreia	3	-
Turquia	5	-
Vietnam	1,5-2	-
Canadá	3	400
México	6,5	700
Estados Unidos	3	300
Brasil	3*	-
Austrália	7	-

* os fabricantes brasileiros de dormentes de concreto estimam que este número é de seis milhões de unidades.

2.2 BREVE HISTÓRICO

Desde o princípio, as ferrovias vêm adaptando a madeira como o elemento destinado a suportar os trilhos e manter a bitola da via. Os dormentes de madeira apresentam como qualidade uma grande flexibilidade, o que resulta numa grande capacidade de suportar as vibrações oriundas das ações dinâmicas atuantes na via permanente.

Com o desenvolvimento e a conseqüente concorrência de outros meios de transporte, a escassez e o preço elevado das madeiras nobres, menor durabilidade e maior necessidade de manutenção e principalmente com o surgimento do concreto protendido, a partir da 2ª Guerra Mundial os países da Europa, com destaque para Inglaterra, França e Alemanha, começaram a substituir os dormentes de madeira pelos dormentes de concreto (biblocos e monoblocos).

O primeiro projeto de dormente de concreto data de 1884 e pertence ao francês Mounier. A Áustria e a Itália foram os primeiros países a produzir dormentes de concreto. A ferrovia federal suíça, em 1904, e a sueca, em 1910, experimentaram a aplicação do concreto armado nos dormentes. A ferrovia estatal francesa iniciou os seus experimentos e testes de dormentes monoblocos e biblocos de concreto armado, em 1913, e as ferrovias nacionais alemãs em 1922. De modo geral, os testes realizados com dormentes de concreto armado conduziram a resultados insatisfatórios, com exceção do dormente monobloco projetado pela Eternit na Itália, que utilizava cimento com fibras de asbesto (fibro-cimento).

O desenvolvimento histórico do dormente de concreto pode ser dividido em duas etapas: a primeira que vai até 1940, e a segunda, de 1940 até o presente. Na primeira, os três tipos de dormente (monobloco, bibloco e articulado) eram confeccionados com concreto armado comum; de modo geral, não obtiveram êxito. Na segunda, com o advento do concreto protendido e o surgimento das fixações elásticas, os dormentes monoblocos pré e pós-tensionados obtiveram grande sucesso e desenvolvimento. Mas o período de 1920 a 1940 foi importante, pois alguns modelos de dormente foram produzidos em escala industrial, além de que nesta fase surgiram os dois tipos principais: o monobloco e o bibloco.

2.3 DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO NOS PRINCIPAIS PAÍSES

Do primeiro dormente de concreto até os modernos e atuais, numerosos foram os tipos e modelos experimentados. O fracasso de alguns modelos facilitou o melhor conhecimento do comportamento do dormente e a importância das solicitações a considerar no projeto. Os modelos atuais dos dormentes de concreto, que são seguros,

resistentes e econômicos, decorrem dos inúmeros melhoramentos feitos nos primeiros modelos, através das longas experimentações e investigações realizadas em diversas ferrovias do mundo.

O desenvolvimento dos dormentes de concreto ocorreu ao longo do século XX em diversos países, como Inglaterra, Alemanha, França, ex-União Soviética, Hungria, Suécia, Estados Unidos, África do Sul, Japão, China e vários outros. A fim de não alongar por demais o texto, apresentam-se apenas os fatos mais importantes ocorridos na Inglaterra, Alemanha, França e Estados Unidos.

2.3.1 Inglaterra

Um dormente bibloco desenvolvido pela “Stent Precast Concrete” foi utilizado em grande escala de 1915 a 1934. Juntamente com o bibloco francês VAGNEUX, constituiu, naquela época, um grande avanço na técnica dos dormentes de concreto.

Durante a 2^a Guerra Mundial, a Inglaterra realizou uma ampla pesquisa sobre os tipos de dormentes então existentes. Desta investigação, surgiram as bases para o projeto e a fabricação de dormentes monoblocos de concreto armado e protendido. Entre 1941 e 1945, diferentes dormentes de concreto foram testados em via; os dormentes de concreto armado apresentaram problemas e foram abandonados. Com o fim da Guerra, os dormentes de madeira voltaram a ser utilizados, pois os de concreto, além dos problemas ocorridos, apresentavam custo mais elevado.

Foi na Inglaterra que surgiu a primeira aplicação do concreto protendido em dormentes. Em 1943, um dos primeiros dormentes protendidos desenvolvidos foi o modelo DOW-MAC. Em 1948, com a melhoria do DOW-MAC, surgiu o modelo monobloco STENT, de comportamento excelente.

Em 1946, o número de dormentes DOW-MAC instalados era de 50.000 e, em 1956, apenas 10 anos depois, passou a 1.500.000 unidades, com a aplicação de 300.000 anualmente. Os dormentes foram fabricados pelo método de protensão em linhas longas, o qual foi posteriormente adaptado em muitos outros países.

Em vias importantes, a Inglaterra tem hoje mais de 30 milhões de dormentes de concreto instalados.

2.3.2 Alemanha

Em 1926, as ferrovias alemãs ensaiaram, na via entre Munique e Salzburgo, um dormente bibloco semelhante aos modelos STENT e VAGNEUX, com condições severas

de tráfego, carga e velocidade. Os dormentes permaneceram em serviço até 1938, comportando-se satisfatoriamente nesse período.

A partir de 1940, as ferrovias alemãs iniciaram experiências com o dormente monobloco de concreto armado denominado B 1. Foi logo substituído pelo modelo B 3, semelhante ao anterior, mas com o desenho modificado e com sensível diminuição da amadura, a qual passou dos 17 kg iniciais para 11 kg. Foram assentados 20.000 dormentes até 1945, com a maior parte permanecendo em serviço por mais de uma década, sob tráfego intenso de cargas. Apesar de apresentarem fissuras de flexão, comportaram-se de forma satisfatória. Ao mesmo tempo, desenvolvia-se o primeiro dormente monobloco de concreto protendido, o B 2. Este era constituído de 56 fios de aço com diâmetro de 2,5 mm e torcidos aos pares. Após 12 anos de atividade na via, o seu comportamento foi excelente, permitindo prever uma vida útil considerável para os dormentes monoblocos protendidos. Em 1948 deixou de ser usado, por causa de sua fabricação exigir grandes bancos de protensão. Em consequência surgiram os modelos B 6 (com protensão com aderência) e B 9 (com protensão sem aderência e ancoragem nos extremos), desenvolvidos pelas empresas Beton & Monier Bau A.G. e Dyckerhoff & Widmann A.G., respectivamente.

Após uma detalhada pesquisa, a Ferrovia Federal Alemã (DB) decidiu em 1949 usar os dormentes monoblocos de concreto protendido. De 1949 a 1953, uma enorme pesquisa experimental foi realizada em via com diferentes modelos de dormentes.

Modificações sucessivas na forma e na armadura de protensão conduziram aos tipos B 61, B 62 e BV 63, derivados do B 6, e aos tipos B 91, B 12 e B 53, derivados do B 9. Com ensaios e a experiência adquirida dos diversos tipos empregados, em 1953 surgiram os modelos B 53 e B 53-V. A produção anual nessa época alcançava a 2.100.000 unidades.

Em consequência de descarrilamentos ocorridos, a partir de 1955 os dormentes passaram a fornecer maior capacidade de suporte aos trilhos e maior resistência aos impactos e deslocamentos laterais. Assim surgiram os modelos B 55 e B 58.

Desde 1949, as ferrovias alemãs (DB) têm mais de 49 milhões de dormentes monoblocos de concreto protendido instalados em vias. Os projetos recentes são dormentes monoblocos de concreto protendido pós-tensionados.

Atualmente os dormentes de uso corrente são do tipo B 58 e B 70, com comprimento de 2,60 m para bitola internacional (1435 mm) e grandes velocidades.

2.3.3 França

Entre a 1ª e a 2ª Guerra Mundial, as ferrovias francesas instalaram milhares de dormentes de concreto armado, projetados por Weinberg, Vagneux e Lefranc. Esses

dormentes não obtiveram bom desempenho em linhas principais, devido aos sistemas de fixação do trilho existentes naquela época.

Após o término da 2ª Guerra Mundial, a França intensificou o emprego dos dormentes de concreto, com a experimentação de quatro tipos: o dormente protendido STUP, projetado por Freyssinet, seus derivados SCOP e SNCF-V-W e o dormente bibloco VAGNEUX. O modelo SCOP, com 54 fios de protensão com diâmetro de 2,5 mm, por causa de seu elevado custo e dificuldades de fabricação, foi substituído pelo modelo SNCF-V-W.

Em 1949, o engenheiro Roger Sonnevile desenvolveu após sucessivos aperfeiçoamentos o dormente bibloco SNCF/RS, com a fixação elástica RN criada em 1947. Nos anos seguintes, a ferrovia estatal francesa SNCF (*Société Nationale de Chemins de Fer Français*) considerou o dormente bibloco como uma alternativa à substituição dos dormentes de madeira em linhas de tráfego moderado.

Em 1956 existiam em serviço, nas vias ferroviárias francesas, cerca de 3.000.000 de dormentes de concreto, dos quais 2.000.000 do tipo SNCF/RS.

Depois de vinte anos de experiência e com os melhoramentos obtidos, a SNCF confirmou a sua preferência pelos dormentes biblocos, devido ao seu baixo custo e a sua maior resistência lateral no lastro. Desde 1970, o dormente bibloco tem sido instalado em quase todas as linhas principais, inclusive nas vias de alta velocidade (TGV). Os dormentes monoblocos têm uso limitado, não chegando a 10 % dos dormentes da SNCF.

2.3.4 Estados Unidos

O primeiro uso dos dormentes de concreto nos Estados Unidos foi em 1893, quando 200 unidades foram instaladas na via pela "Reading Company" em Germantown. De 1925 a 1927, a Pennsylvania Railroad instalou 25.000 dormentes de concreto armado e, em 1952, aproximadamente 4.500 unidades ainda estavam em uso (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 1958). Entre 1893 e 1930, mais de 150 tipos de dormentes de concreto armado foram projetados e patenteados no país. Mais de 60 instalações experimentais foram construídas em várias ferrovias. O desempenho de muitos dormentes foi insatisfatório por causa do projeto incorreto ou da fixação inadequada (WEBER - 1975). Além disso, segundo a PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1958), o preço dos dormentes de concreto era de 8 a 14 dólares, enquanto o preço do dormente de madeira era de 4,5 dólares.

De 1930 a 1957 havia poucos dormentes de concreto em atividade, pois os dormentes de madeira eram fornecidos em quantidade suficiente e com métodos de tratamento que estendiam a sua vida útil em serviço (WEBER - 1975). A primeira

instalação significativa de dormentes protendidos nos Estados Unidos ocorreu em 1966, quando 74.000 unidades foram instaladas na Florida East Coast Railway (HANNA - 1986).

Em 1957, a *Association of American Railroads* (AAR) decidiu que os dormentes de concreto deveriam novamente ser projetados, fabricados, testados e instalados em várias ferrovias. Ensaios de investigação da resistência às ações estáticas e repetidas foram realizados com dormentes de concreto protendido. Resultaram os modelos A, B, C, D e E, sendo que algumas características dos modelos A e E serão aqui apresentadas.

O modelo A tinha 203 mm de altura, 229 mm de largura na base e 259 cm de comprimento (fig. 2.3). Era o modelo mais resistente e também de maior massa, 272 kg. Eram cinco as barras de protensão, com diâmetro de 12,7 mm, três na metade superior e duas na base.

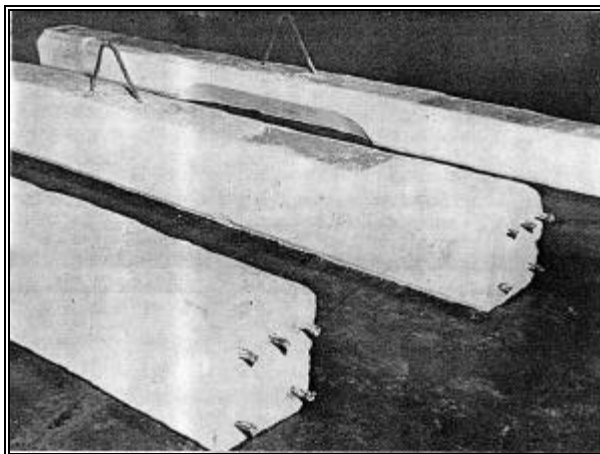


Fig. 2.3 - Dormente americano modelo A em primeiro plano.
(FONTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 1958).

O modelo E diferiu do A na forma da sua parte central inferior, em forma de V para reduzir o apoio sobre o lastro, e na posição dos fios de protensão superiores, os quais foram colocados mais acima na seção transversal do dormente, além de um outro sistema de fixação.

A ferrovia Florida East Coast Railway fez a primeira instalação do dormente E (comercialmente designado MR 2 - fig. 2.4) em 1964 sobre 16 km de via, com o espaçamento de 762 mm entre os dormentes. Muitos problemas aconteceram, como a ruptura de dormentes decorrente da fissuração na posição do trilho e no centro do dormente, além do arrancamento de chumbadores. Posteriormente, os modelos instalados passaram a ter a base inferior lisa no centro e com menor espaçamento (610 mm). Na Seaboard Coast Line Railroad, entre 1960 e 1967, cerca de 250.000 dormentes foram instalados na via; o desempenho não foi bom, principalmente em curvas.

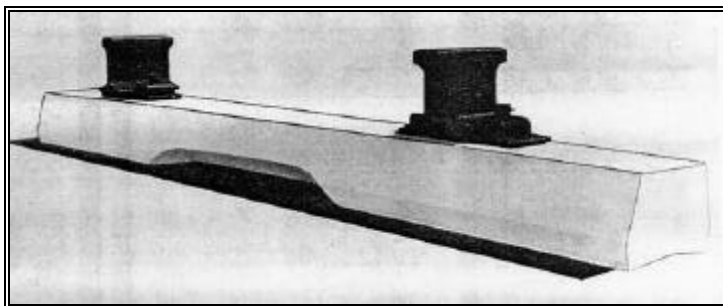


Fig. 2.4 - Dormente de concreto protendido modelo E (MR 2) da AAR.

(FONTE: NEUMANN - 1963).

Apesar das modificações realizadas, os dormentes posteriormente instalados nas vias principais continuaram a apresentar sérios problemas. Nos anos de 1967 e 1968, estudos conduzidos pela *Portland Cement Association* identificaram quatro tipos de problemas:

- a) arrancamento dos chumbadores;
- b) fissuras de flexão na parte central do dormente;
- c) fissuras de torção na parte central do dormente;
- d) fissuras de flexão na posição abaixo dos trilhos.

Ainda, vários problemas não-estruturais ocorreram, como abrasão no concreto e almofada, quebra de parafusos e grampos da fixação e fissuração na região dos chumbadores.

Segundo TAYLOR (1996), no projeto desses dormentes foi assumida uma carga de eixo menor do que as então existentes, e ainda, como o coeficiente dinâmico foi tomado igual a 0,5, as consequências de defeitos comuns de rodas e via não foram totalmente admitidas.

As fissuras de flexão e de torção no centro do dormente ocorreram porque a forma em V da parte central do dormente (ver fig. 2.4) não impediu o apoio sobre o lastro e, pior, enfraqueceu o centro do dormente, causando até mesmo a ruptura de algumas unidades por torção. O modelo seguinte adotou a base inferior lisa, eliminando a forma em V da parte central, o que resultou em maior resistência (WEBER - 1975). Os modelos alemães similares, ou seja, com menor seção na parte central, como por exemplo o modelo B 53, já tinham também enfrentado problemas semelhantes e foram substituídos pelos modelos reforçados no centro, como os modelos B 55 e B 58.

O problema principal encontrado foi a fissuração por flexão na base do dormente na posição dos trilhos. A fissura progredia para cima alcançando os chumbadores, levando à ruptura do dormente. Concluíram que o dormente não era tão resistente quanto

o projeto indicava e as fissuras originadas de supercarregamentos (impactos) não fechavam.

O dormente apresentou-se fraco na posição do trilho, devido ao comprimento insuficiente de ancoragem das barras de protensão, resultando em fissuras na região, perda de aderência entre as barras e o concreto e conseqüentemente perda de protensão. As fissuras permaneciam abertas no dormente descarregado e foram indicadoras da ruptura prematura do dormente. A solução para o problema foi melhorar a aderência das barras com o concreto e, durante o processo de fabricação, transferir as forças de protensão para o concreto de forma suave e não brusca, pois isto resulta em um menor comprimento necessário para a transferência das forças das barras para o concreto.

A solução prática para o problema foi adotar uma maior quantidade de fios com menores diâmetros e com a aderência mecânica proporcionada pelas saliências ou mossas. Como uma alternativa, podem também ser utilizados dispositivos de ancoragem, similar àqueles dos dormentes pós-tensionados.

Com os problemas encontrados e descritos anteriormente, a *American Railroad Engeneering and Manutenance Association* - AREMA - formou um Comitê Especial para preparar novas especificações de desempenho para todos os tipos de dormentes de concreto que poderiam ser usados nas vias principais. Os dormentes projetados segundo a nova especificação receberam o nome de "*dormentes intermediários*". Durante os anos de 1971 e 1972 várias ferrovias aplicaram esses dormentes em trechos curtos (~ 1,5 km) para testes. O objetivo era avaliar os dormentes, os sistemas de fixação e as almofadas de apoio em condições normais de tráfego. Rapidamente os problemas começaram a surgir, como quebras de parafusos, cliques soltos e ruptura ou deslocamento das almofadas. Com a remoção de parte do lastro, foi possível observar que a maioria dos dormentes inspecionados apresentavam fissuras de flexão abaixo dos trilhos. Constatou-se que em duas locações, os dormentes foram submetidos a maiores momentos fletores na posição do trilho e no centro, devido à baixa qualidade do lastro (um deles consistia de cinza vulcânica e o outro, embora com material de boa qualidade, sofreu grande infiltração de areia). Quase 100 % dos dormentes apresentaram fissuras na base do dormente sob o trilho (WEBER - 1975).

Dormentes fissurados em via e testados em laboratório apresentaram perda de 30 % na resistência última. Acreditou-se que a perda de resistência resultou de uma perda parcial da aderência e conseqüentemente redução da protensão no dormente. Concluíram então naquela época que, em serviço, fissuras no dormente são indesejáveis e deveriam ser eliminadas pelo uso de dormentes mais resistentes, redução do espaçamento e melhoria da qualidade do lastro.

Em outros trechos de testes com lastro de melhor qualidade, os dormentes também apresentaram desempenho inadequado. Concluiu-se que as Especificações AREMA versão de 1971 para dormentes de concreto e fixações eram inadequadas para os dormentes de concreto a serem usados nas vias principais. A partir das revisões e correções efetuadas em 1973 pela AREMA, os dormentes projetados conforme esta mais nova versão passaram a ser designados como “*novos dormentes*” (WEBER - 1975).

Em 1973 e 1974, os “*novos dormentes*” foram instalados para testes em quatro pequenos trechos ferroviários. Os trechos incluíam diferentes condições climáticas, lastros excelentes e pobres, vias retas e curvas, variações de tráfego como: baixa densidade com velocidade moderada, média densidade com alta velocidade etc. Ainda, os diferentes modelos de dormentes e demais componentes foram instalados em diferentes trechos de testes, com uma mesclagem entre os tipos de dormente e de fixação. Um trecho de teste foi no Alaska, com o objetivo de testar o dormente e a fixação sob condições severas de temperatura e condições desfavoráveis do lastro. Após seis invernos, o dormente e a fixação estavam desempenhando extremamente bem (VENUTI - 1980). Em uma outra locação de testes, diferentes projetos de dormentes, sistemas de fixação e almofadas foram investigadas. O desempenho dos dormentes e das fixações foi excelente, ocorrendo apenas deslocamento de almofadas, quebras de isoladores e inclinação de placas de apoio.

Um longo e interessante teste de desempenho de dormentes de concreto e de sistemas de fixação vem sendo realizado desde 1976 no *Facility for Accelerated Service Testing* (FAST). A locação consiste de um trecho (8 km) separado da via, para onde os veículos são desviados para realizarem uma volta completa, até voltarem à via normal. O trecho separado possui pequenas retas e curvas com diferentes configurações; foi projetado para testar simultaneamente os veículos, a estrutura da via, trilhos, dormentes, lastro, fixações, equipamentos de segurança, métodos de manutenção e desvios. READ (1991) realizou uma pesquisa para investigar o comportamento dos dormentes atuais sob a aplicação de cargas de eixo de 390 kN. Observou que nenhum dormente rompeu em serviço e, em uma curva, 15 dormentes ou 2,6 % do total desenvolveram fissuras de flexão na parte superior do dormente entre o centro e o trilho, mas todos permaneceram em serviço. Esses dormentes sob carga de eixo de 330 kN não tinham apresentado qualquer fissuração.

2.4 OS PRIMEIROS MODELOS DE DORMENTES

Os primeiros e principais dormentes biblocos e monoblocos de concreto armado e concreto protendido estão descritos a seguir, na ordem cronológica em que ocorreram os

seus desenvolvimentos. Vários outros tipos e modelos de dormentes, desenvolvidos em países como a ex-União Soviética, Japão, República Tcheca, Itália, Áustria, Hungria, Bulgária, Suécia, Noruega e Polônia, não foram abordados para não estender demais esta descrição.

2.4.1 Dormente ORION

Na França, entre 1928 e 1933, cerca de 200.000 dormentes monoblocos de concreto armado do tipo ORION foram instalados (fig. 2.5).



Fig. 2.5 - Via com dormente monobloco de concreto armado ORION.

(FONTE: GUITART - s.d.).

Este dormente media 220 cm de comprimento, 26 cm x 16 cm (largura x altura) no apoio do trilho, na parte central a sua espessura se reduzia a 13 cm com uma curvatura na parte inferior a fim de evitar que apoiasse no lastro. Era armado com barras de aço quadradas e torcidas.

A fixação dos trilhos era garantida com a utilização de parafusos apertados sobre tacos de madeira dura embutidos no concreto. O trilho assentava-se no dormente através de uma placa de madeira de 8 mm de espessura.

Após 20 a 25 anos, uma grande quantidade de dormentes ainda continuava em serviço e somente a fixação se mostrou deficiente após 15 a 20 anos. Na época, o dormente monobloco ORION foi o único de concreto armado que apresentou resultados satisfatórios.

2.4.2 Dormente VAGNEUX

Este dormente bibloco surgiu na mesma época do dormente ORION. O modelo VAGNEUX na França e o modelo STENT na Inglaterra foram os primeiros dormentes biblocos desenvolvidos. As dimensões do bloco em centímetros eram 72x32x20,7 (comprimento x largura x altura) e 185 kg a massa total do dormente (fig. 2.6). Entre o trilho e o dormente colocava-se uma placa de madeira dura. O sistema de fixação consistia em parafusos apertados em tacos de madeira ou espirais metálicas introduzidas no concreto; o resultado não foi bom com ambos os materiais. Os dormentes que receberam manutenção permanente apresentaram excelentes resultados, continuando em serviço após 25 anos.

De 1922 a 1934, 900.000 foram instalados na França, Itália, Suíça, Bélgica, Indochina e países da África. O principal problema deste dormente foi a corrosão da travessa metálica devida à ação da água. Os dormentes que receberam manutenção permanente continuaram em serviço após 20 a 25 anos.

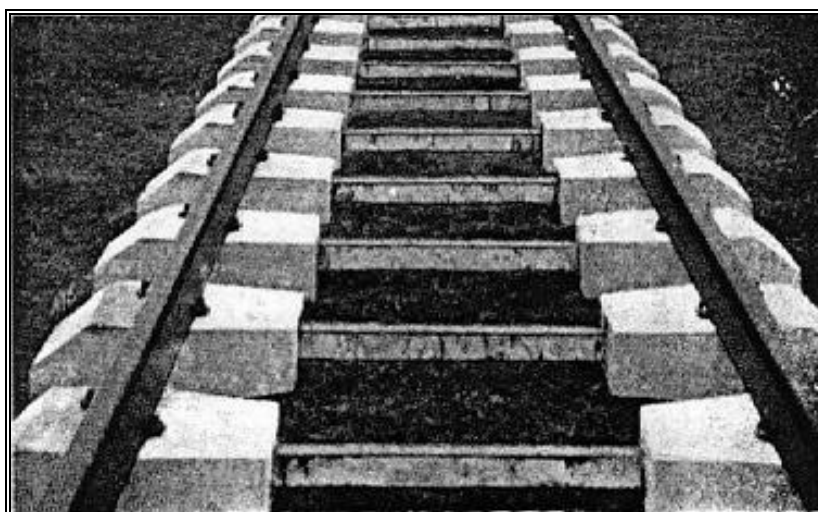


Fig. 2.6 - Via com dormente bibloco VAGNEUX (FONTE: INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO - 1954).

2.4.3 Dormente DOW-MAC

Este dormente monobloco protendido foi desenvolvido na Inglaterra e surgiu em 1942 (fig. 2.7). Tinha o comprimento total de 2,60 m, a altura de 20 cm sob os trilhos e 12,5 cm na parte central, com a massa de 240 kg. A armadura de protensão por aderência era constituída por 20 fios lisos de 5 mm de diâmetro, sendo cada fio tracionado com uma força de 22 kN; a força total de pré-compressão alcançava a 440 kN. O trilho assentava-se sobre o dormente por intermédio de uma placa metálica sobre uma lâmina de borracha. A fixação do trilho era obtida através de parafusos passantes no dormente.

Os dormentes eram fabricados em série (30 a 50 unidades) em pistas de protensão de comprimento de 100 a 150 m. Após seis a sete anos em serviço, os responsáveis pela conservação da via manifestaram a sua satisfação com o desempenho do dormente, que demonstrou excelente estabilidade e menor necessidade de conservação.

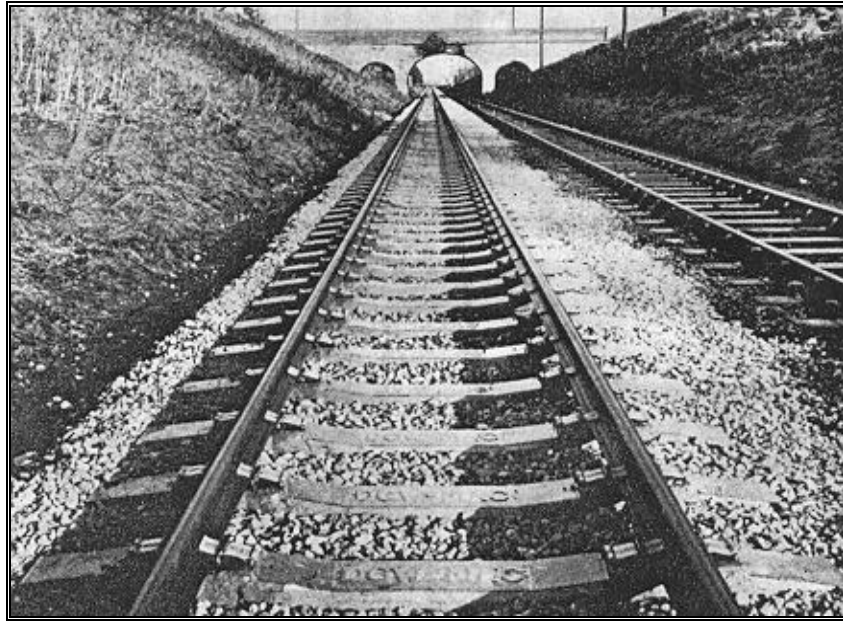


Fig. 2.7 - Via com o dormente DOW-MAC (FONTE: NEUMANN - 1963).

2.4.4 Dormente FRANKI-BAGON

Este dormente foi fabricado na Bélgica em 1946. Consistia de dois blocos de concreto armado para apoio dos trilhos, unidos por uma travessa também de concreto armado (fig. 2.8). Entre a travessa e os dois blocos eram colocados elementos com módulo de elasticidade inferior ao do concreto utilizado. Os blocos e a travessa eram acoplados através da aplicação de uma força de protensão de 150 kN, aplicada em oito fios de 5 mm de diâmetro e após o endurecimento do concreto.

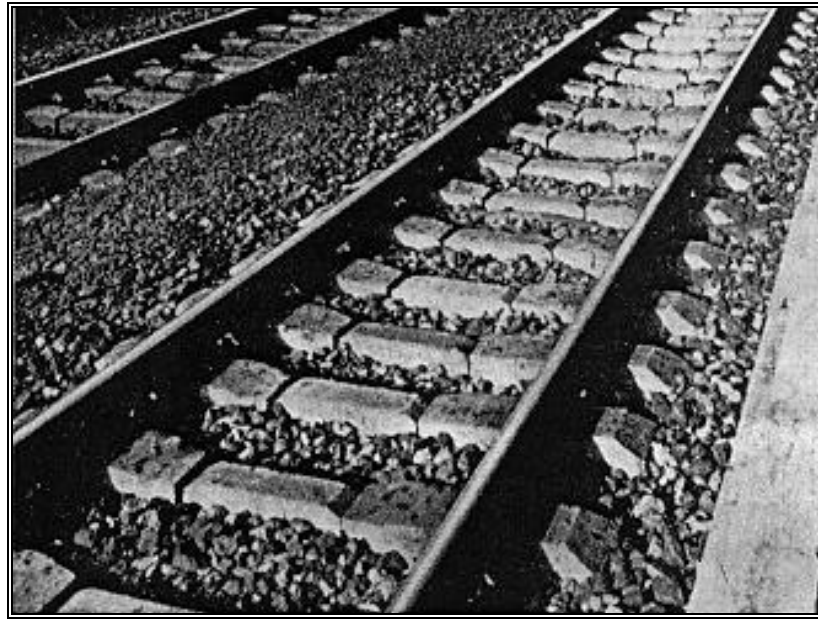


Fig. 2.8 - Via com dormente articulado belga Franki-Bagon (FONTE: NEUMANN - 1963).

2.4.5 Dormente STENT

De 1948 a 1951 foi desenvolvido e testado na Inglaterra o dormente STENT, com comprimento de 2,51 m, dez fios de protensão com diâmetro de 5,6 mm ancorados nas extremidades. O dormente era produzido em moldes individuais.

Quando, a partir de 1951 surgiu o fio de protensão com saliências ou mossas e com as alterações no sistema de protensão e os diferentes trilhos fabricados, outros três modelos do dormente STENT (grupos E, F e G) foram desenvolvidos para vias expressas de velocidade até 96 km/h e vias de tráfego pesado (fig. 2.9).

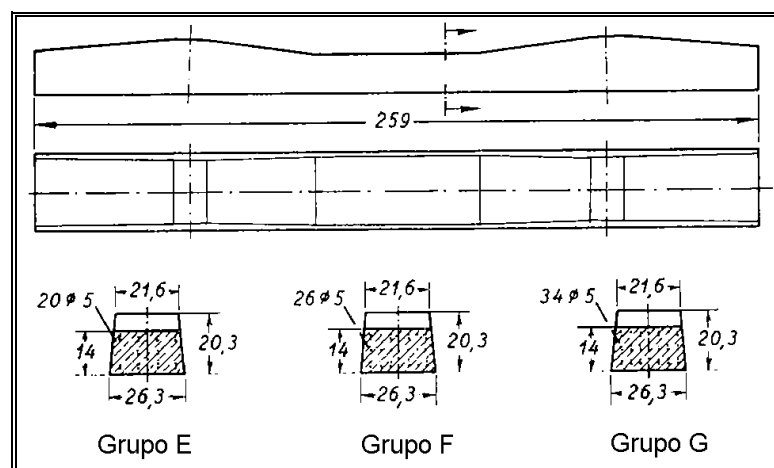


Fig. 2.9 - Dormente STENT, grupos E, F e G (FONTE: NEUMANN - 1963).

2.4.6 Dormente SNCF-VW

Na França, após longa investigação e realização de ensaios, surgiu em 1950 o dormente monobloco protendido pré-tensionado de denominação V-W (VALETTE-WEINBERG) da ferrovia estatal SNCF (fig. 2.10 e 2.11).

Assim como no caso dos dormentes de concreto armado, este dormente desenvolveu-se com o aperfeiçoamento de outros dois dormentes, o STUP (concebido por Freyssinet) e o SCOP, que não obtiveram resultados inteiramente satisfatórios.

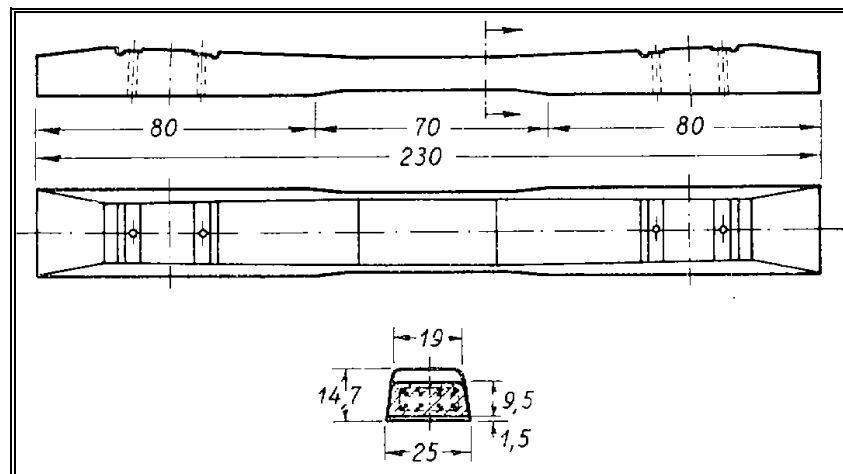


Fig. 2.10 - Dormente monobloco protendido SNCF-VW (FONTE: NEUMANN - 1963).

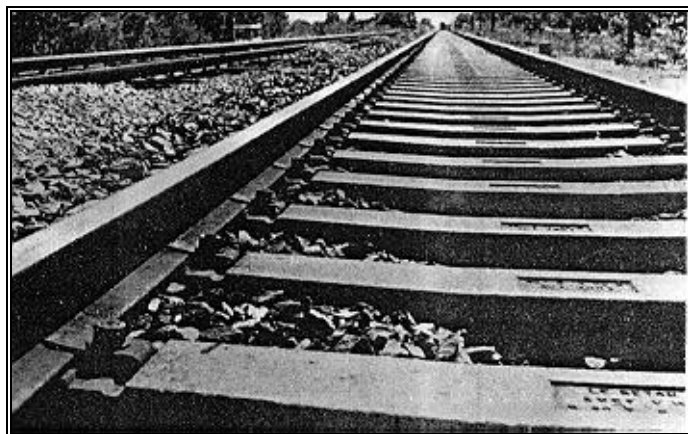


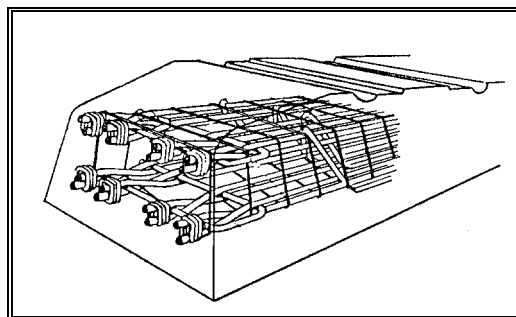
Fig. 2.11 - Via com o dormente SNCF-V-W instalado (FONTE: NEUMANN - 1963).

O comprimento deste dormente era de 2,30 m, a seção transversal trapezoidal com altura de 14,7 cm sob os trilhos e 9,5 cm na parte central, e a massa total de 150 kg.

A fig. 2.12 mostra o detalhe da armação nas extremidades do dormente, constituída por 16 fios protendidos com diâmetro de 5 mm e tensão de escoamento de 1050 MPa, dispostos em dupla e inicialmente tracionados com uma força de 320 kN.

Fig. 2.12 - Detalhe da armação nas extremidades do dormente SNCF-V-W.

(FONTE: INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO - 1954).



O concreto era lançado em moldes individuais e em seguida vibrado. A cura efetuava-se à temperatura de 70° C durante 5 horas.

Após a instalação e utilização na via, foram observadas fissuras individuais e transversais de flexão na parte inferior do dormente, na posição de apoio dos trilhos. As causas foram a inadequada capacidade de resistir aos momentos fletores, em consequência da excentricidade da força de protensão, das tensões alternadas de alta frequência e das vibrações resultantes dos efeitos dinâmicos das ações.

A força inicial de protensão de 320 kN foi aumentada para 400 kN e a posição do centro de gravidade da armadura foi melhorada. Essas alterações resultaram no modelo SNCF-V-W tipo CE, contendo 20 fios de protensão com diâmetro de 5 mm e tensão de escoamento de 1050 MPa, e o modelo SNCF-V-W tipo DE, contendo oito fios de protensão com diâmetro de 7 mm e a mesma tensão de escoamento.

A fixação do trilho era do tipo RN com mola na forma de clipe e parafuso apertado em espiral metálica no interior do concreto (fig. 2.13).

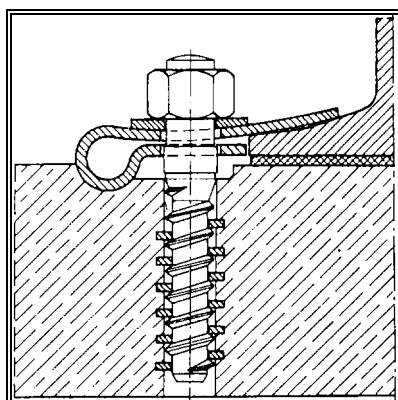


Fig. 2.13 - Fixação RN utilizada no dormente SNCF-V-W (FONTE: NEUMANN - 1963).

2.4.7 Dormente B 9

Um dos primeiros dormentes pós-tensionados fabricados na Alemanha foi o modelo B 9, no período de 1949 a 1953. O comprimento do dormente era de 230 cm e a

face inferior da parte central ficava 5 cm acima da face inferior das partes extremas, a fim de não permitir o apoio no lastro em 80 cm da parte central do dormente (fig. 2.14). A armadura era constituída de duas barras de 18,6 mm de diâmetro com tensão de escoamento de 550 MPa, com a força de protensão de 240 kN. As barras não ficavam aderentes ao concreto e a ancoragem era obtida nas extremidades das barras por meio de parafusos, porcas e arruelas.

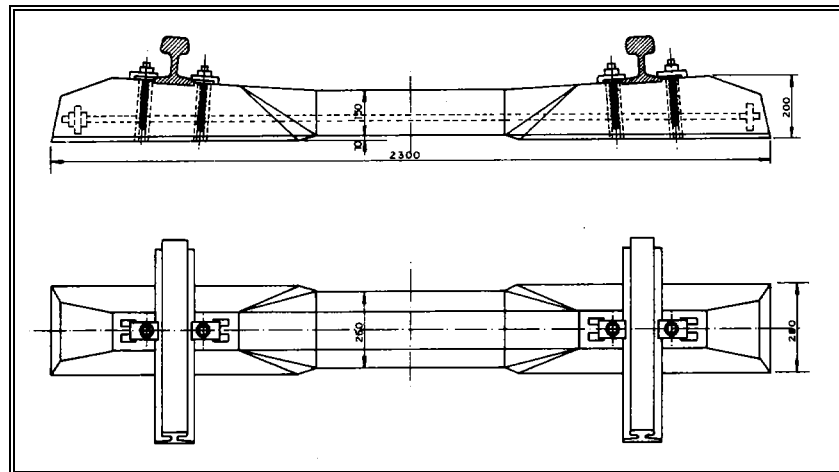


Fig. 2.14 - Forma do dormente B 9 (FONTE: NEUMANN - 1963).

O consumo de cimento era de 360 kg/m^3 e a relação água/cimento para o concreto 0,38. Os moldes para a sua fabricação eram metálicos e para três unidades (fig. 2.15). Outros dormentes, como o B 91, B 12 e B 53, faziam parte deste desenvolvimento (fig. 2.16).

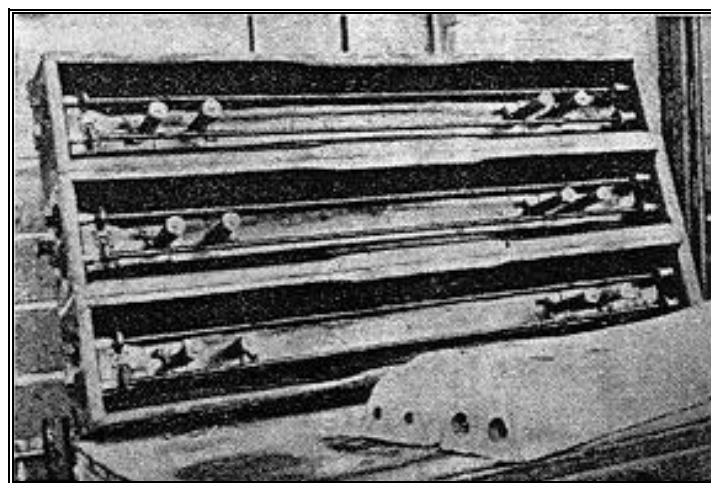


Fig. 2.15 - Moldes metálicos para a fabricação do dormente B 9.
(FONTE: GUITART - s.d.).

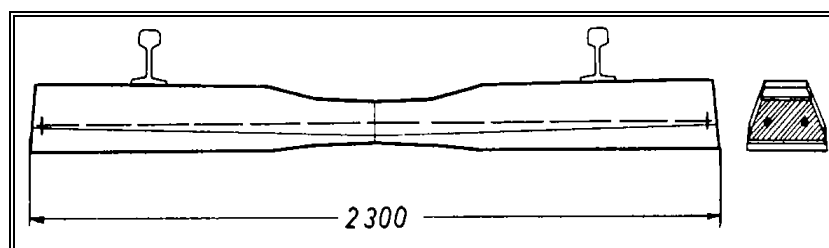


Fig. 2.16 - Dormente alemão B 53.

(FONTE: INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO - 1954).

Os dispositivos de ancoragem da armadura de protensão consistiam nos seguintes elementos (ver fig. 2.17): as barras longitudinais (a) tinham em um dos extremos uma placa (b) para ancoragem no concreto, no outro extremo havia uma porca (d) que se apoiava sobre uma arruela deslizante (c).

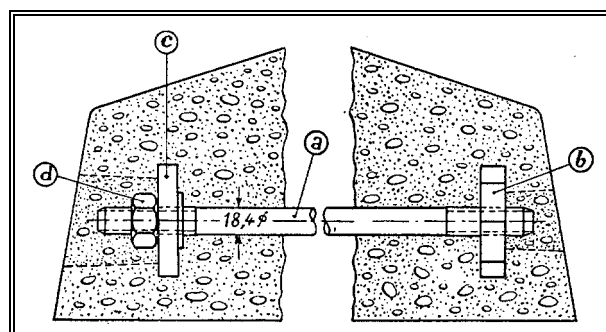


Fig. 2.17 - Detalhes da ancoragem da armadura do dormente B 53.

(FONTE: INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO - 1954).

A protensão era realizada com as seguintes operações: aplicação de uma pequena tensão nas barras antes que os dormentes fossem manipulados e retirados do local de fabricação; após um mês de fabricação era aplicada uma pré-compressão até a força nominal; após 10 semanas era aplicada uma segunda pré-compressão que compensava as perdas anteriores.

2.4.8 Dormentes B 55 e B 58

O modelos B 55 de 1955 e B 58 de 1958, foram desenvolvidos para proporcionar às vias uma maior capacidade de carga, melhor resistência aos esforços de impacto e maior resistência aos deslocamentos horizontais (fig. 2.18). Estas características foram obtidas com o reforço da parte central do dormente, a variação uniforme da seção transversal em direção aos extremos do dormente e o mínimo de quatro barras de protensão. O dormente B 58 tinha o comprimento de 240 cm, ou seja, era 10 cm maior que o modelo B 55 (fig. 2.19).

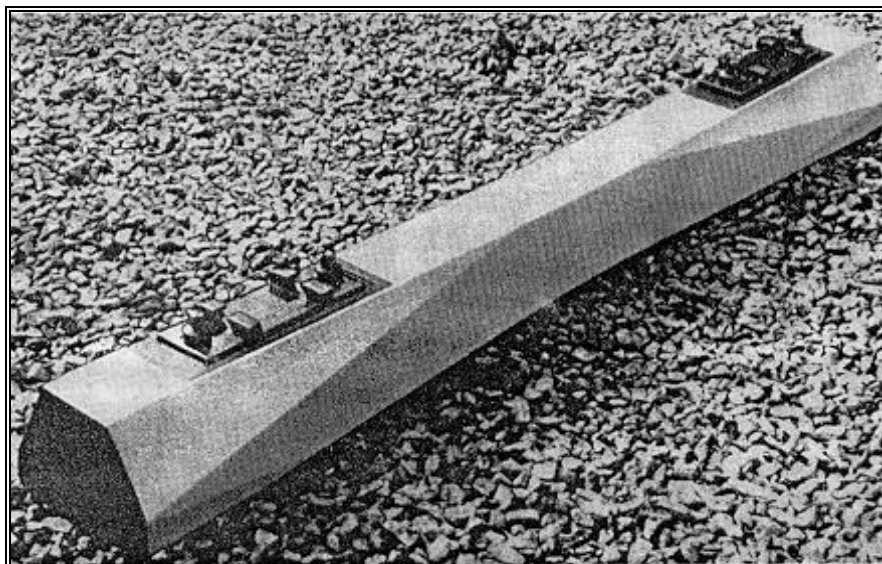


Fig. 2.18 - Dormente modelos B 55 e B 58 (FONTE: NEUMANN - 1963).

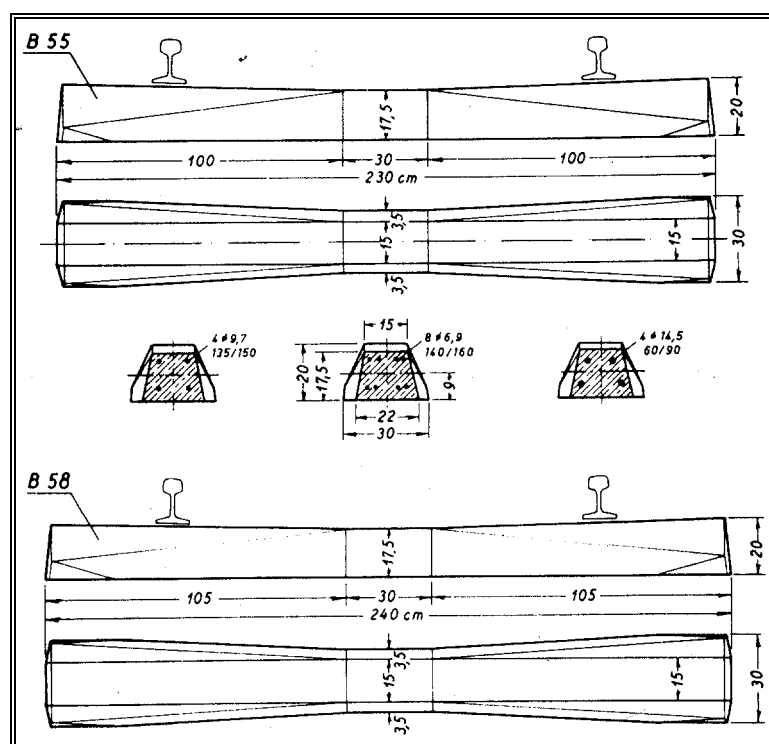


Fig. 2.19 - Dormentes modelos B 55 e B 58 (FONTE: NEUMANN - 1963).

O tipo de armadura e o processo de protensão e produção ficavam à escolha dos fabricantes, sendo autorizados os seguintes sistemas (fig. 2.20):

- Beton & Monierbau AG, com quatro barras de protensão de 14,5 mm de diâmetro e tensão de escoamento de 600 MPa, tracionadas contra o molde;
- Dyckerhoff & Widmann KG, com quatro barras de protensão de 9,7 mm de diâmetro e tensão de escoamento de 1350 MPa, com desmolde do dormente com o concreto ainda

fresco e pós-tensionamento contra o concreto endurecido, de acordo com o sistema Dywidag/Karig;

c) Thormann & Stiefel AG, com oito barras de protensão de 6,9 mm de diâmetro e tensão de escoamento de 1400 MPa, tracionadas contra o molde de acordo com o método Thosti- BBRV;

d) Wayss & Freytag KG, com quatro barras de protensão de 9,7 mm de diâmetro e tensão de escoamento de 1350 MPa, tracionadas contra o molde.

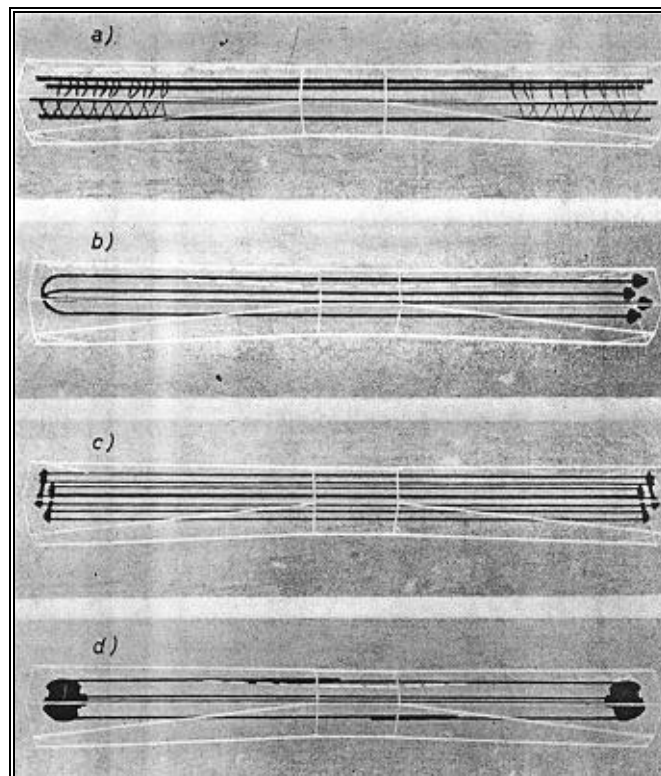


Fig. 2.20 - Tipos de armadura de protensão do dormente B 58.

(FONTE: NEUMANN - 1963).

O concreto apresentava resistência à compressão aos 28 dias (medido em cubos) de 60 MPa. O molde para a produção conjunta de três dormentes está mostrado na fig. 2.21.

2.5 VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS DORMENTES DE CONCRETO

Segundo a FIP (1987), desenvolvimentos recentes de vias com dormentes de concreto mostraram, além de ótimo desempenho em vias para altas cargas por eixo, benefícios de custo em vias muito curvas, de grande fluxo de passageiros e de grande velocidade.

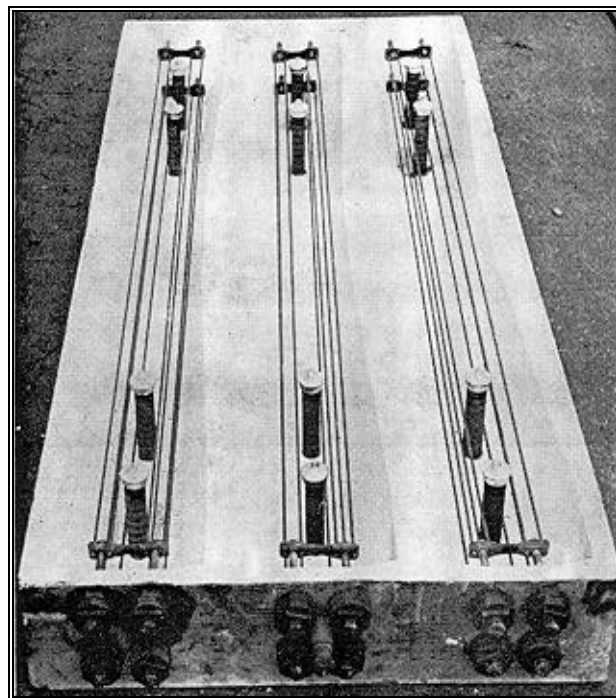


Fig. 2.21 - Molde triplo para a produção do dormente B 55.

(FONTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 1958).

Em muitos países, principalmente da Europa, o custo da via com dormentes de concreto é menor do que de uma via com dormentes de madeira.

As vantagens de vias com dormentes de concreto sobre vias com dormentes de madeira, conforme a FIP (1987) são de quatro categorias.

As vantagens da *via* são:

- a) a durabilidade dos dormentes de concreto é de 50 anos;
- b) uma superior rigidez lateral e vertical, devido à maior massa dos dormentes de concreto e à fixação elástica;
- c) há restrição longitudinal continuamente;
- d) não há pregos cravados para dificultar a substituição de trilhos;
- e) uma qualidade adequada é realizável;
- f) são requeridos 1640 dormentes de concreto por quilômetro, contra 1930 de madeira;
- g) há uma consistente manutenção da bitola, com redução na extensão dos problemas dinâmicos.

As vantagens para o *trilho* são:

- a) fácil e rápida substituição dos trilhos, que é importante em vias de grande movimento e curta durabilidade dos trilhos;
- b) aumento da vida do trilho;
- c) redução das tensões de flexão no trilho, devido ao aumento de estabilidade da via.

As vantagens na *manutenção* da via são:

- a) um recalque mais uniforme da via;
- b) reduzida frequência de descarrilhamentos;
- c) melhora na qualidade da viagem devido à melhor geometria da via;

- d) há mais tempo para obter receitas com os veículos;
- e) uma significativa redução no custo de manutenção da via permanente.

Com o aumento do módulo da via e a menor ondulação dos trilhos, reduz-se o consumo de energia no mínimo de dois a três por cento.

QUEIROZ (1990) estudou o comportamento estrutural em escala natural de dormente monobloco de concreto, submetido a carregamento cíclico, de modo a simular a passagem das composições ferroviárias. Os resultados obtidos foram comparados com os de dormentes de aço e de madeira. O trabalho concluiu que: *“em condições semelhantes de solicitações, o dormente de concreto necessita de uma menor altura de lastro, resultando, portanto, numa substancial economia de material. Por outro lado deve ser requerida uma faixa de socaria mais ampla que a necessária para os dormentes de aço e de madeira.”*

Conforme VENUTI (1980) as desvantagens dos dormentes de concreto são:

- a) custo de transporte para a via maior que para o dormente de madeira, devido ao seu maior peso;
- b) a reutilização do dormente após um descarrilhamento é questionável;
- c) o tempo de vida do dormente é especulativo, pois em condições de serviço ainda não foi completamente avaliado;
- d) os sistemas de fixação não são ajustáveis ao desgaste do trilho e ao alargamento da via;
- e) há a necessidade de controle de qualidade na fabricação dos dormentes.

2.6 ALGUNS DOS ATUAIS MODELOS

Este item mostra as características principais de alguns modelos importantes de dormentes monoblocos fabricados atualmente na Inglaterra, Alemanha e Estados Unidos.

2.6.1 Inglaterra

Em 1988, as fábricas Costain e Dow Mac foram unidas e posteriormente, em 1995, adquiridas pela empresa Tarmac Precast Concrete Limited (TAYLOR - 1996). Entre os vários modelos monoblocos diferentes produzidos pela Tarmac, podem-se destacar os modelos F40, EF28(O)S e NTF504. O modelo F40 é um dormente para uso em muitas categorias de via, utiliza fixação Pandrol JG8 ou Pandrol Fastclip, a massa é de 285 kg e o comprimento é de 2420 mm. Na fig. 2.22 estão mostrados os momentos de projeto do dormente, no centro: positivo de 16,70 kNm e negativo de 13,22 kNm; no trilho: positivo de 23,45 kNm e negativo de 5,44 kNm.

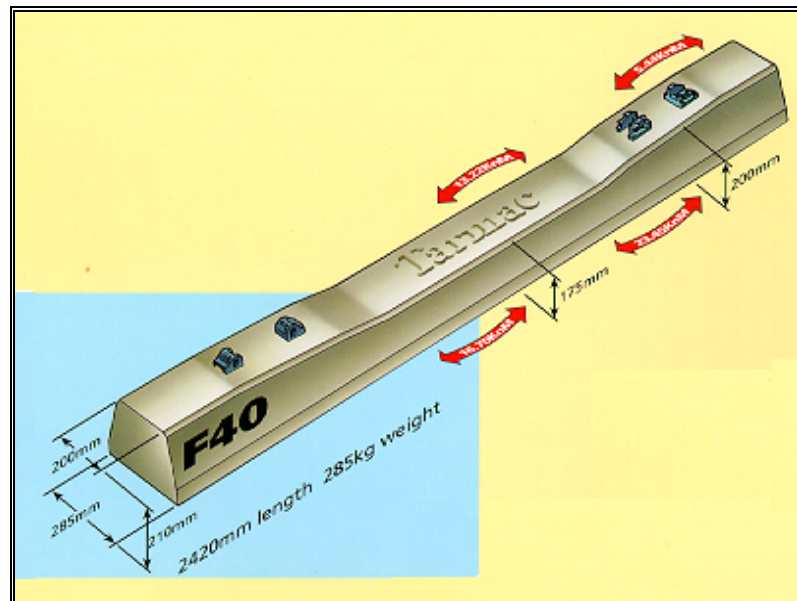


Fig. 2.22 - Dormente inglês modelo F40 (FONTE: TARMAC - 1996).

O modelo EF28(O)S é um dormente com menor altura, comprimento de 2580 mm e menor massa - 265 kg (fig. 2.23). É indicado para uso em vias onde a altura máxima ou as condições do terreno requeiram um dormente com menor altura. Utiliza fixação Pandrol JG5 ou Fastclip com ombreiras (chumbadores). Na fig. 2.23 estão mostrados os momentos de projeto do dormente, no centro: positivo de 15,85 kNm e negativo de 10,69 kNm; no trilho: positivo de 23,85 kNm e negativo de 3,60 kNm.

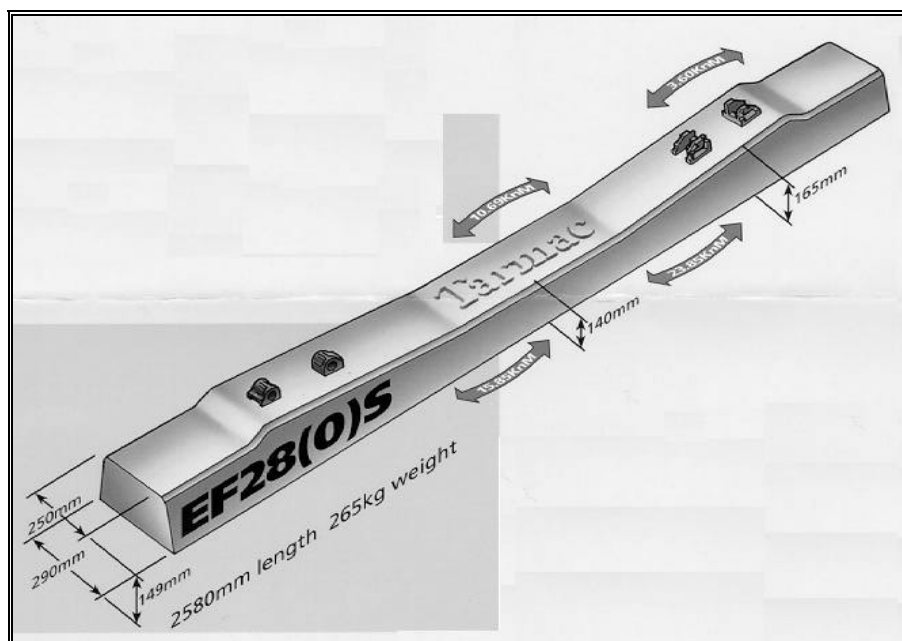


Fig. 2.23 - Dormente inglês modelo EF28(O)S (FONTE: TARMAC - 1996).

O modelo NTF504 é o dormente padrão utilizado no metrô de Londres, tanto na superfície quanto em túneis, com lastro de pedra (fig. 2.24). O sistema de fixação é o Pandrol 3906, a massa de 260 kg e o comprimento é de 2580 mm.

Segundo a FIP, em 1987 havia mais de 30 milhões de dormentes de concreto instalados em vias importantes na Inglaterra.



Fig. 2.24 - Dormente inglês modelo NTF504 (FONTE: TARMAC - 1996).

2.6.2 Alemanha

O modelo B 58 W - 54 apresenta uma geometria que o faz seguro para vias sujeitas a ações usuais. A massa de 235 kg e a grande superfície de apoio proporcionam vias com alta estabilidade (fig. 2.25). É indicado para trilhos S 54 e S 48 (largura de 125 mm da flange inferior de apoio e utiliza sistema de fixação W (Vossloh).

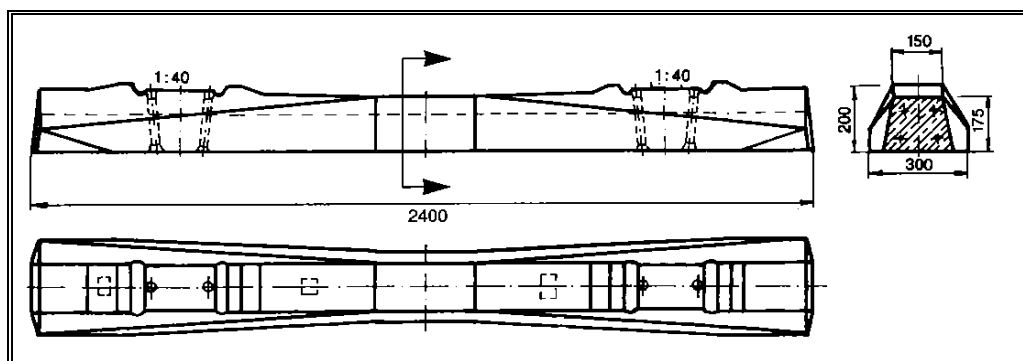


Fig. 2.25 - Dimensões e forma do dormente B 58 W - 54.
(FONTE: BETONWERK RETHVISCH - 1996).

O modelo B 70 W - 60/54 apresenta uma grande superfície de apoio que, aliada à massa de 303 kg, proporciona um alto nível de estabilidade aos trilhos, principalmente em vias de alta velocidade. As principais características do modelo fabricado para as ferrovias alemãs são: para trilhos UIC 60 (largura de 150 mm da flange inferior de apoio), S 54 e S 49 (largura de 125 mm da flange inferior de apoio), sistemas de fixação W (Vossloh) e Pandrol, carga máxima por eixo de 225 kN e velocidade máxima de 250 km/h (fig. 2.26).

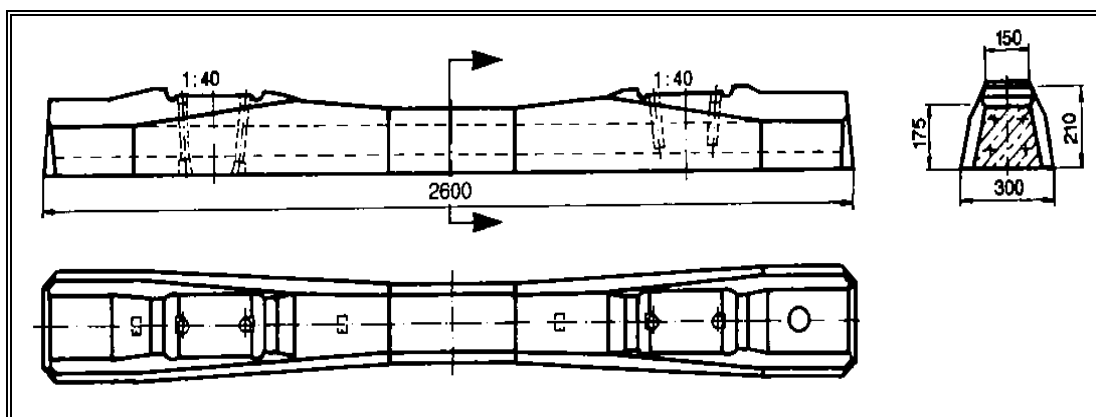


Fig. 2.26 - Dimensões e forma do dormente B 70 W - 60/54.

(FONTE: BETONWERK RETHVISCH - 1996).

A forma de fabricação, armadura de protensão e outros detalhes desses modelos variam conforme o fabricante. Como exemplo, os modelos podem ser pré-tensionados em pistas de protensão ou pós-tensionados em moldes individuais.

A armadura de protensão adotada pela empresa DYWIDAG (1996) para a fabricação do dormente por pós-tensionamento consiste em quatro barras de 9,7 mm de diâmetro, com tensão de escoamento de 1325 MPa e tensão de ruptura de 1470 MPa (fig. 2.27).

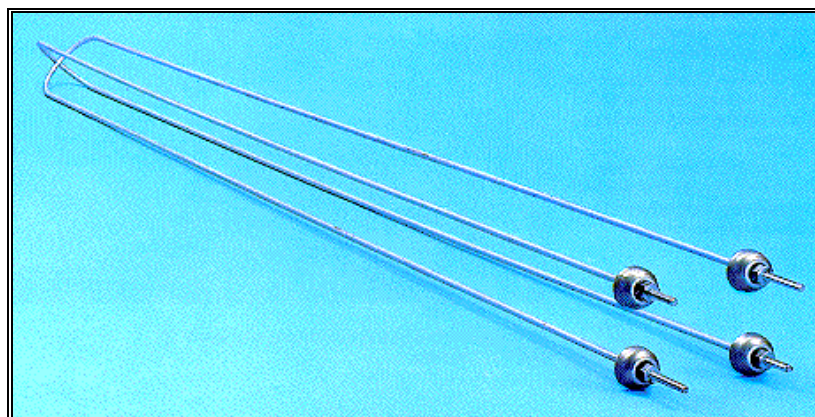


Fig. 2.27 - Armadura de protensão para os dormentes pós-tensionados B 58 e B 70.

(FONTE: DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL - 1996).

A resistência do concreto à compressão aos 28 dias é de 60 MPa, medida em cubos de 15 ou 20 cm de arestas. A armadura adotada pela empresa BETONWERK RETH-WISCH (1996) é composta de quatro barras de 10 mm de diâmetro, com tensão de escoamento de 1325 MPa e tensão de ruptura de 1470 MPa, com aderência entre as barras e o concreto.

Segundo a empresa DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL (1996), até o final de 1994, 49 milhões de unidades de dormentes de concreto protendido foram instaladas em vias na Alemanha e, desde 1970, um total de 22 milhões dos dormentes aplicados foram do tipo B 70 W.

2.6.3 Estados Unidos

Atualmente há vários fabricantes de dormentes de concreto nos Estados Unidos. Como exemplos, apenas alguns modelos de dois fabricantes serão mostrados. Os dormentes de concreto da empresa *Rocla Concrete Tie* são monoblocos pré-tensionados, fabricados em pistas de protensão. Os modelos apresentam comprimentos de 251 e 259 cm, com formas semelhantes. Outras características são: bitola de 1435 mm, seção trapezoidal, resistência do concreto à compressão aos 28 dias igual a 49,3 MPa, massa de 258 ou 280 kg para o comprimento de 251 cm (fig. 2.28 e 2.29) e 326 ou 347 kg para o comprimento de 259 cm.

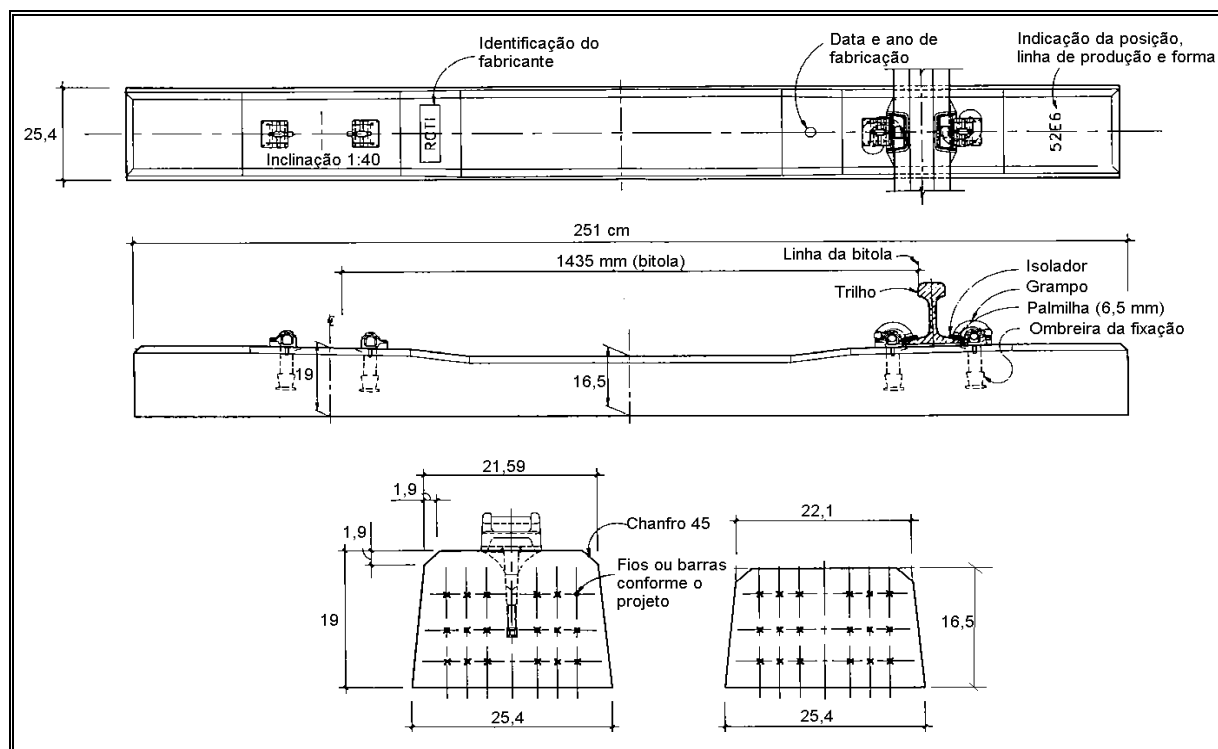


Fig. 2.28 - Dormente americano modelo padrão da empresa Rocla.

(FONTE: ROCLA CONCRETE TIE - 1995).

A armadura de protensão consiste em fios de 5 mm de diâmetro, com tensão de escoamento de 1620 MPa, ou barras de 9,5 mm de diâmetro com tensão de escoamento de 1861 MPa. O número de fios ou barras é especificado conforme o projeto.



Fig. 2.29 - Dormente Rocla na via (FONTE: ROCLA CONCRETE TIE - 1995).

Os dormentes produzidos pela empresa *CXT Concrete Railroad Ties* incluem uma grande variedade de modelos, para diferentes tipos de vias. O modelo CT3 é o dormente padrão da *Canadian Pacific Rail* (fig. 2.30). Ele apresenta as seguintes características: resistência mínima do concreto aos 28 dias igual a 41,4 MPa, 4,5 % de ar incorporado, massa de 340 kg, especificação segundo a *Canadian Pacific*, fixação Pandrol série “e”, almofada de apoio com 5 mm de espessura de vários materiais. Foi testado e aprovado em curvas de deflexão total igual a 11 graus e gradientes longitudinais de até 2,2 % de inclinação.

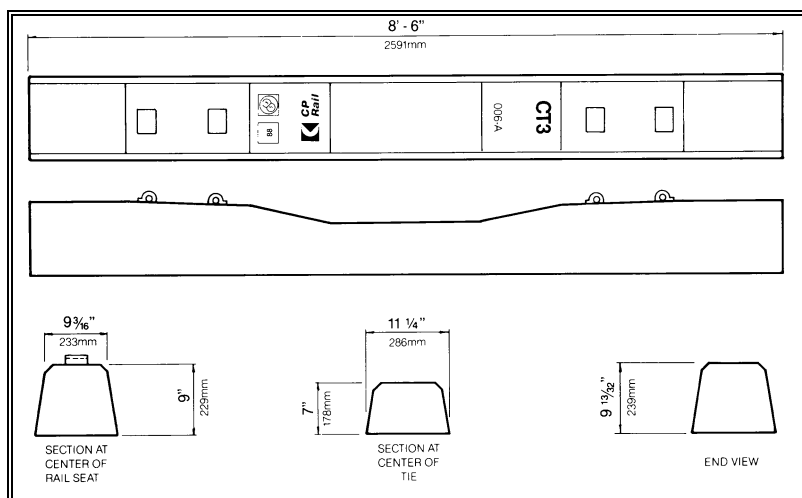


Fig. 2.30 - Dormente modelo CT3 para via de transporte pesado (FONTE: CXT CONCRETE RAILROAD TIES - 1996).

O modelo CC365 foi projetado para atender às Especificações AREMA e vem sendo aplicado em vias para transporte de cargas e passageiros (fig. 2.31). As suas características são: resistência mínima do concreto aos 28 dias igual a 48,3 MPa, 4,5 % de ar incorporado, massa de 340 kg, vários tipos de fixação e almofadas de apoio de 4 e 5 mm de espessura.

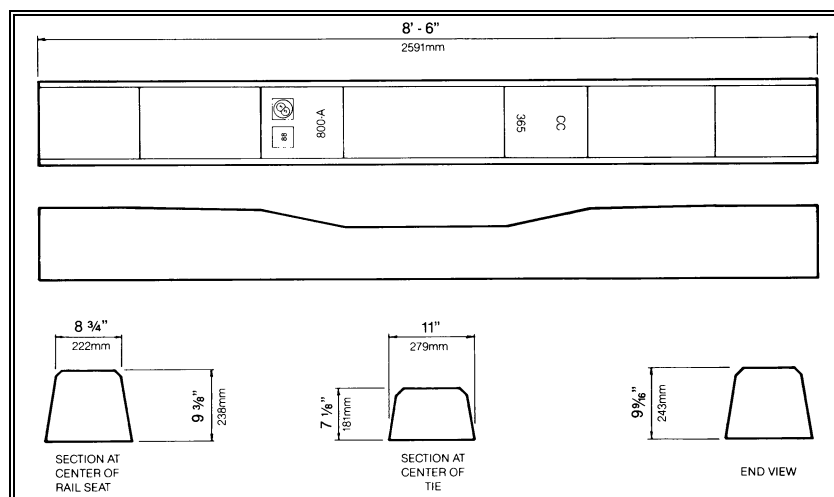


Fig. 2.31 - Dormente modelo CC365 para via de transporte pesado.
(FONTE: CXT CONCRETE RAILROAD TIES - 1996).

O modelo CC329-F2 foi projetado para uma via de transporte leve da cidade de Calgary (fig. 2.32). Apresenta as seguintes características: resistência mínima do concreto aos 28 dias igual a 41,4 MPa, 4,5 % de ar incorporado, massa de 272 kg, especificação conforme exigências da cidade, fixação Pandrol série 600, almofada EVA (etil-vinil-acetato) com espessura de 9,5 mm, bitola de 1435 mm, 60 km/h de velocidade, carga máxima do eixo de 110 kN e espaçamento dos dormentes igual a 686 mm.

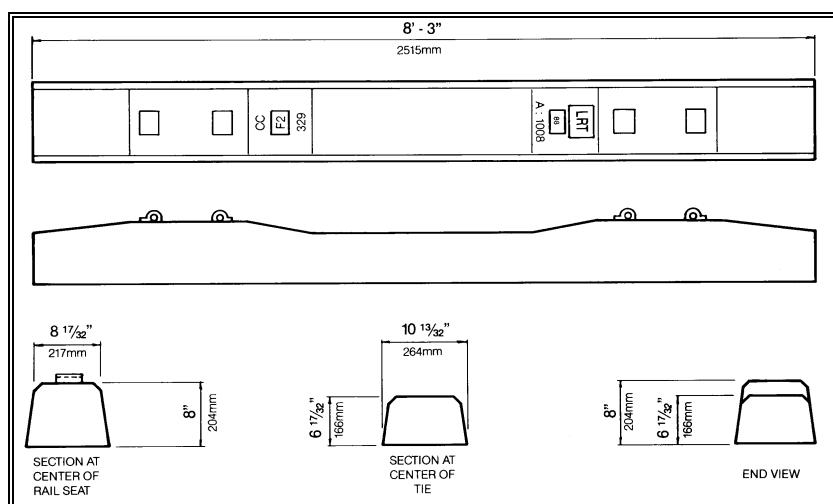


Fig. 2.32 - Dormente modelo CC329-F2 para via leve (FONTE:
CXT CONCRETE RAILROAD TIES).

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS DO CAPÍTULO

O desenvolvimento dos dormentes de concreto na Europa realizou-se com a experiência ao longo de décadas, sobre vias de tráfego misto entre veículos de carga e de passageiros. Os projetos da AREMA, por outro lado, são mais relacionados às vias para transporte de cargas pesadas, com as ações verticais das rodas dos vagões agora excedendo às das locomotivas. Como as vias para transporte de cargas apresentam um menor padrão do que aquelas para transporte de passageiros em alta velocidade, os ciclos de manutenção podem ser mais prolongados. Isso conduz a um aumento no risco do dormente apoiar-se no centro e, desse modo, o projeto de um dormente para tais vias requer altos momentos resistentes positivos na posição do trilho e negativos no centro do dormente.

O desenvolvimento de um dormente de concreto não é tão simples quanto se poderia imaginar. Como se pôde observar, os Estados Unidos iniciaram testes com os seus primeiros dormentes protendidos nos anos 60 e, até 1974, as empresas ferroviárias americanas ainda enfrentavam sérios problemas com os dormentes, como fissuras e rupturas (algumas vezes desastrosas), além de inúmeras deficiências nos sistemas de fixação, almofadas, isoladores e lastro. Para alcançar o projeto de um dormente confiável, as ferrovias americanas, em conjunto com os fabricantes, realizaram dezenas de testes em diferentes locações das vias principais espalhadas por todo o país, além dos testes normais de laboratório.

O texto mostra que a Alemanha, a Inglaterra e a França, ao longo da evolução de seus dormentes, sempre realizaram testes em trechos de vias para estudar e investigar o comportamento dos dormentes, fixações, isoladores, almofadas, lastro, etc. E para evitar grandes prejuízos, esse modelo de desenvolvimento deve ser seguido pelo Brasil. Antes de se dar início à aplicação de milhares de dormentes em uma via já existente, é imprescindível, quando possível, testar o sistema dormente/fixação/lastro na mesma via, pois assim, qualquer problema que venha a ocorrer poderá ser corrigido em tempo útil. Os testes podem ser realizados pelas empresas ferroviárias em conjunto com os fabricantes, instituições de pesquisa e universidades.

Uma comparação entre os dormentes ingleses, alemães e americanos para vias principais permite observar que os dormentes americanos apresentam uma maior altura na posição do trilho e no centro do dormente, pois o projeto reflete a necessidade de um dormente mais robusto para suportar a maior carga do eixo - 330 kN, contra 245 kN na Inglaterra e 221 kN na Alemanha. Mas considerando esses fatores, os dormentes americanos e ingleses apresentam um alto grau de convergência, são ambos pré-tensionados em pistas de protensão e utilizam fixação Pandrol. O dormente alemão

apresenta um maior comprimento e maior largura da base na posição do trilho, com o objetivo de proporcionar grande estabilidade à via para as altas velocidades (250 km/h). O centro do dormente é suficientemente forte para poder suportar impactos no caso de descarrilhamentos.

Na Inglaterra, os dormentes mais recentes possuem uma resistência à flexão reversa (em função da atuação de forças de impacto, uma mesma seção do dormente ora fica submetida a momento positivo, ora a momento negativo) muito maior do que os modelos anteriores, embora isso resulte em uma redução da resistência ao momento positivo na posição do trilho. Esses dormentes refletem a tendência de vias para trens mais rápidos, com melhor controle de cargas e melhor manutenção, características essas que reduzem os momentos positivos atuantes no dormente, pois os veículos leves e rápidos dão mais ricochete, exigindo maiores capacidades de resistir ao momento negativo (TAYLOR - 1996).

Uma recente recomendação para as vias de transporte de cargas é utilizar, nas vias retas, um dormente com menor resistência (com menor protensão, por exemplo) ou um maior espaçamento, em relação aos dormentes aplicados nos trechos curvos. A justificativa para tal procedimento é que as ações laterais aos trilhos nos trechos retos são bem menores do que nas curvas. Mas nas retas, as almofadas devem ter maior poder de atenuação dos impactos, que são maiores em altas velocidades (TAYLOR - 1996).

Atualmente, para estender a vida útil dos componentes da via, aumentar os ciclos de manutenção, aumentar as cargas dos eixos e principalmente para baixar os custos com a manutenção, as ferrovias americanas e canadenses vêm aplicando os dormentes de concreto de forma mais intensiva em vias novas, e principalmente nas áreas de alta tonelagem, alta densidade de tráfego e alto grau de curvatura.

CAPÍTULO 3

TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA VIA FERROVIÁRIA

Este capítulo apresenta a formulação para a determinação das tensões e das deformações na via ferroviária, segundo as teorias de via longitudinal e via transversal, com ênfase aos métodos de ZIMMERMANN e TALBOT. São descritos os valores mais comuns adotados para o coeficiente de lastro e para o módulo de via.

Para projeto e dimensionamento dos elementos que compõem a superestrutura e a infra-estrutura das ferrovias, é muito importante o conhecimento do comportamento mecânico da via ferroviária frente às ações introduzidas pelos veículos em movimento.

RIVES et al. (1977) informam que o estudo teórico das deformações de uma via ferroviária é de grande complexidade, pelos seguintes motivos:

- a) os elementos da via são muito diferentes entre si;
- b) os elementos da via têm rigidezes muito diferentes;
- c) as resistências do lastro e da plataforma são muito variáveis;
- d) existência de veículos com características diferentes;
- e) diferenças de velocidade.

Desse modo, as ações introduzidas na via são aleatórias e dinâmicas, o que dificulta, até o presente momento, a adoção de modelos matemáticos exatos. CLARKE (1957) afirma que *“nenhum cálculo de tensões ou deformações na via pode ser considerado como exato. As variáveis envolvidas são numerosas, mas um tratamento analítico utilizável é de grande valor para a comparação com dados experimentais e para a determinação de prováveis tensões na via produzidas por qualquer novo projeto de veículo”*. Assim, o projeto baseia-se sobre as solicitações produzidas por forças estáticas concentradas isoladas e na direção vertical, o que não corresponde à realidade, pois as solicitações são dinâmicas e tridimensionais.

3.1 AÇÕES DOS VEÍCULOS NA VIA PERMANENTE

As ações provenientes dos veículos em movimento na via permanente são mostradas na fig. 3.1. Podem ser classificadas como:

- a) Ações verticais: são as forças exercidas pelas rodas dos veículos e consideradas concentradas sobre os trilhos;
- b) Ações laterais horizontais: são provocadas pelas forças de guia dos veículos, tanto em retas como principalmente nas curvas;
- c) Ações longitudinais horizontais: são provocadas pelas acelerações (principalmente nas partidas) e desacelerações (frenagens) dos veículos. Em vias com trilhos longos soldados, a principal causa das ações longitudinais são as variações de temperatura nos trilhos.

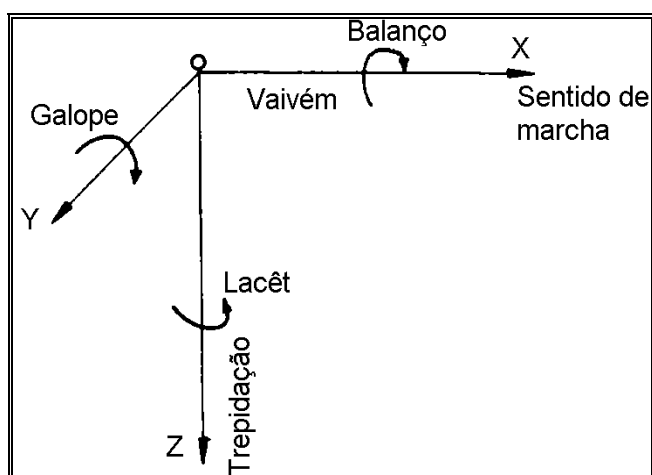


Fig. 3.1 - Movimentos de um veículo na via permanente ferroviária.

Segundo SCHRAMM (1977) as ações verticais do veículo em repouso podem ser determinadas com facilidade e precisão. Já a determinação das ações verticais com o veículo em movimento é difícil e imprecisa. As ações laterais horizontais são determinadas

com bastante aproximação. As ações longitudinais horizontais provocadas por acelerações e frenagens são muito pequenas em relação às demais ações e podem, assim, ser desprezadas. As ações longitudinais devidas às variações de temperatura são determinadas com bastante precisão no caso de linhas soldadas contínuas.

SCHRAMM (1977) diz que existem ainda imprecisões e incertezas em relação às ações que atuam nos trilhos e as tensões nos trilhos variam entre largos limites. E na determinação das tensões na via permanente não se deve contar com o mesmo grau de precisão obtido com estruturas como pontes e outras. A incerteza quanto aos dados básicos implica, obviamente, também na incerteza em relação aos resultados. Portanto, na determinação das tensões, é ilusório procurar atingir maior grau de precisão através da sofisticação dos cálculos. Mais importante que a verdadeira grandeza das tensões é a comparação do comportamento de diferentes tipos de cargas, perfis de trilhos, espaçamento dos dormentes etc.

Até o presente momento, apenas as ações verticais são consideradas no projeto e dimensionamento dos elementos que compõem a via permanente. As ações transversais são consideradas para limitar a velocidade máxima dos veículos e as ações longitudinais para verificar a flambagem da via.

Devido à simplificação que se faz em se considerar a atuação somente das cargas verticais dos veículos na via, há em consequência uma flexão dos trilhos e dormentes e um estado de compressão do lastro e da plataforma.

RIVES et al. (1977) afirmam que, no momento, o conhecimento das ações que atuam sobre a via, como consequência do movimento dos veículos, está longe de se poder considerar completamente resolvido.

Desde o início das investigações no século XIX, para análise dos esforços atuantes nos elementos constituintes da via permanente, pode-se separar as teorias ou hipóteses em dois grupos principais:

- os estudos realizados com base em que o trilho é uma viga apoiada, de maneira contínua e uniforme - via longitudinal;
- os estudos realizados com base em que o trilho é uma viga contínua, com apoios (dormentes) eqüidistantes - via transversal.

3.2 VIA LONGITUDINAL - TENSÕES DEVIDAS ÀS AÇÕES VERTICAIS

No século XIX, dois tipos de apoios para os trilhos eram usados: longitudinais e transversais. No longitudinal, os trilhos eram continuamente suportados ao longo de seu comprimento; nos apoios transversais, os trilhos eram suportados por dormentes

convenientemente espaçados. Com as várias deficiências observadas, a via longitudinal teve o seu uso diminuído durante a última metade do século XIX.

WINKLER (1867) apud KERR (1978)¹ analisou as tensões nos trilhos de vias longitudinais considerando os trilhos como vigas continuamente apoiadas. A equação diferencial obtida para uma viga elástica foi:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p_{(x)} = q_{(x)} \quad (3.1)$$

Na eq. 3.1, y representa o deslocamento vertical do trilho na posição x , q é a carga ou reação vertical distribuída, EI é a rigidez à flexão do trilho e dos apoios longitudinais e p é a pressão de contato contínua entre o apoio longitudinal e a sua base.

Para a reação na base, WINKLER (1867) propôs a relação:

$$p_{(x)} = C y_{(x)} \quad (3.2)$$

com C sendo um parâmetro da base do apoio longitudinal, chamado coeficiente de lastro ou coeficiente de Winkler (valor que depende da natureza e da composição do lastro e do solo).

Substituindo a eq. 3.2 na 3.1, resulta a equação de WINKLER para uma viga sobre base elástica (fig. 3.2).

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C y = q \quad (3.3)$$

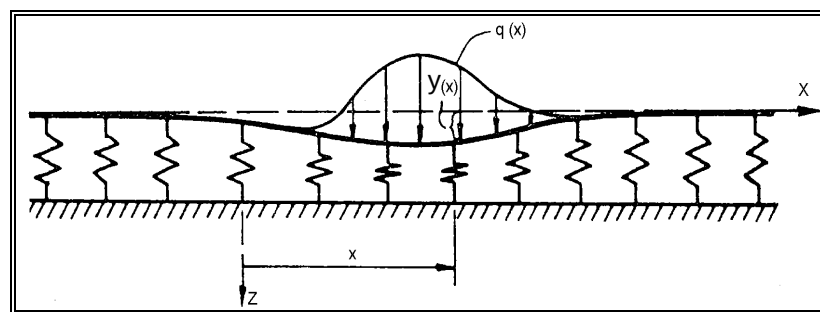


Fig. 3.2 - Viga continuamente apoiada sobre uma base elástica e submetida a uma carga vertical (FONTE: KERR - 1978).

¹WINKLER, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit*. Verlag von H. Dominicus, Praga, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

3.2.1 Método de ZIMMERMANN

No final do século XIX, ao mesmo tempo que desenvolvia a teoria de representar a via como uma viga sobre apoios discretos, ZIMMERMANN (1888) apud KERR (1978)² investigava também a via como uma viga sobre apoio contínuo e uniforme.

ZIMMERMANN (1888) supôs o trilho como uma viga continuamente apoiada sobre molas, representando os dormentes, o lastro e a plataforma com uma força concentrada isolada Q (fig. 3.3).

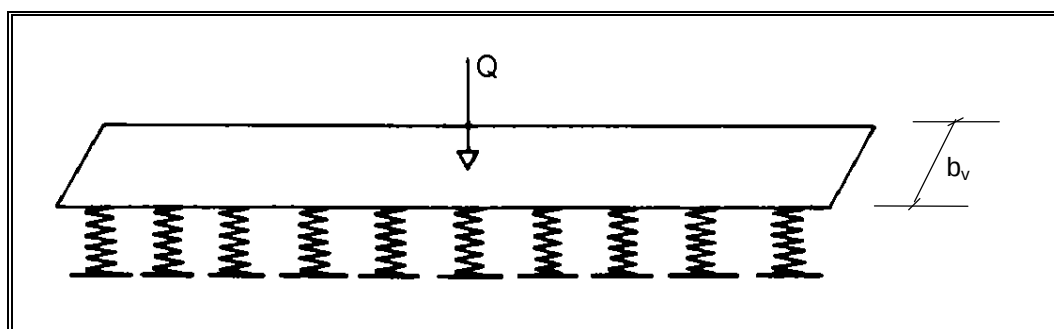


Fig. 3.3 - Modelo de ZIMMERMANN para via em viga com apoios contínuos (FONTE: RIVES et al. - 1977).

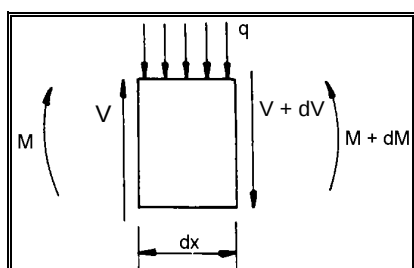
Da Resistência dos Materiais, considerando um elemento da viga de comprimento dx (fig. 3.4), sendo:

M = momento fletor;

V = força cortante;

q = reação de apoio do trilho;

y = deslocamento vertical do trilho



$$dV = -q \, dx \quad (3.4)$$

$$dM = V \, dx$$

$$q = -V \frac{dV}{dM} \quad (3.5)$$

Fig. 3.4 - Solicitações no elemento de comprimento dx .

² ZIMMERMANN, H. (1888). *Die berechnung des eisenbahnoberbaues*. Verlag W. Ernst & Sohn, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

e sendo $M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$, pode-se deduzir:

$$q = -EI \frac{d^4 y}{dx^4} \quad (3.6)$$

De acordo com a hipótese de WINKLER representada na eq. 3.2 e considerando a largura b_v da viga tem-se:

$$q = b_v C y \quad (3.7)$$

Substituindo a eq. 3.7 na 3.6 obtém-se:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + b_v C y = 0 \quad (3.8)$$

Da eq. 3.8 resulta o deslocamento y e o momento fletor M em qualquer seção do trilho:

$$y = \frac{Q}{2 b_v C} \frac{1}{L} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.9)$$

$$M = \frac{Q}{4} L e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.10)$$

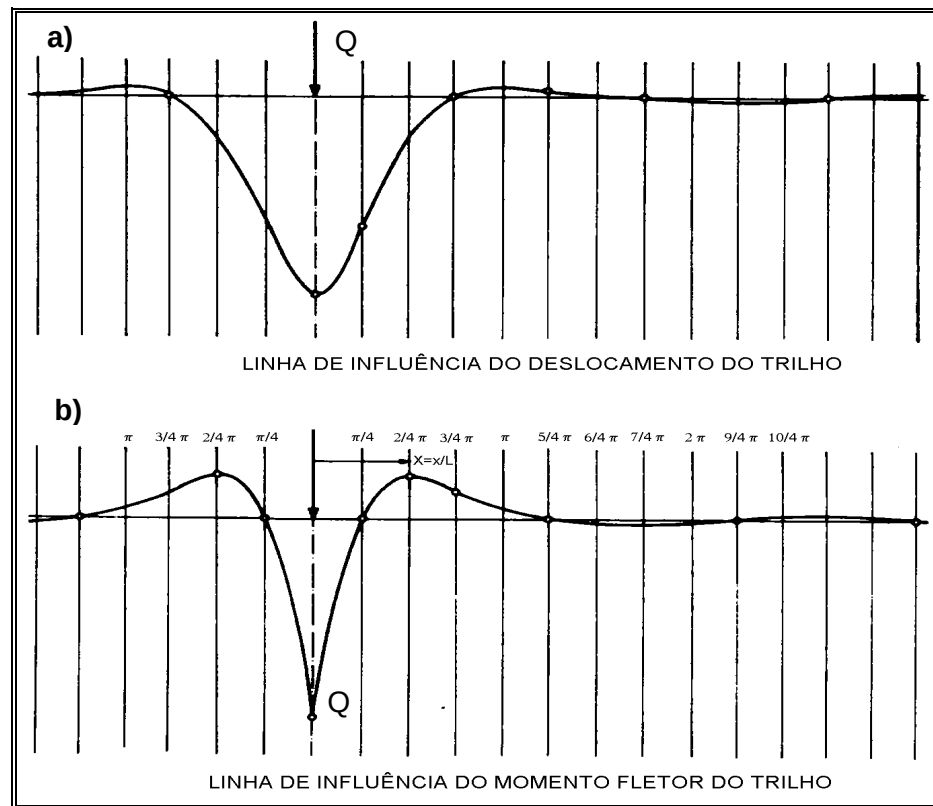
$$\text{com } L = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{b_v C}} \quad (3.11)$$

sendo x a distância do ponto de aplicação da força Q à seção considerada do trilho.

A fig. 3.5 ilustra os resultados obtidos por ZIMMERMANN (1888). Pode-se observar que os valores máximos do deslocamento e do momento fletor ocorrem no ponto de aplicação da força Q .

A partir da eq. 3.2 (hipótese de WINKLER), deduz-se a pressão atuante em cada ponto de apoio:

$$p = C y = \frac{Q}{2 b_v} \sqrt[4]{\frac{b_v C}{4 E I}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.12)$$



a) linha de influência dos deslocamentos do trilho;

b) linha de influência dos momentos fletores no trilho.

Fig. 3.5 - Resultados de ZIMMERMANN (FONTE: RIVES et al. 1977) .

3.2.2 Método de TALBOT

Sob a direção do Professor TALBOT, o "Special Committee on Stress in Railroad Track" da ASCE-AREA publicou em 1918, nos Estados Unidos, o primeiro relatório (de um total de sete relatórios, de 1918 a 1942) de um dos mais extensos trabalhos sobre tensões e deformações da via permanente.

TALBOT (1918) desenvolveu seu modelo de forma semelhante ao de ZIMMERMANN, com a diferença de que introduziu um coeficiente chamado módulo de via (U) cujo significado é: a carga uniformemente distribuída ao longo do trilho que produz um recalque unitário deste.

Deste modo, TALBOT supôs que o trilho apóia-se de modo contínuo sobre um suporte elástico e com a aplicação de uma força concentrada Q .

A reação na base do trilho é:

$$q = U y \quad (3.13)$$

Substituindo a eq. 3.13 na 3.6 tem-se:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -U y \quad (3.14)$$

A solução da eq. 3.14 resulta nos deslocamentos y e nos momentos fletores M no trilho, para uma distância x do ponto de aplicação da força Q :

$$y = Q \sqrt[4]{\frac{1}{64 EI U^3}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.15)$$

$$M = Q \sqrt[4]{\frac{EI}{64 U}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.16)$$

$$\text{com } L = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{U}} \quad (3.17)$$

A fig. 3.6 mostra graficamente a variação dos deslocamentos e dos momentos fletores no trilho, sob a força concentrada Q . Observa-se que o momento fletor é máximo no ponto de aplicação da força Q e anula-se a uma distância x_1 :

$$x_1 = \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 EI}{U}} \quad (3.18)$$

O deslocamento do trilho anula-se na distância $3x_1$. Fazendo $x = 0$ na eq. 3.15 e aplicando na eq. 3.13 tem-se a força máxima na base do trilho (força sobre o dormente), com a variável a sendo a distância entre os eixos dos dormentes:

$$P = U a y = U a Q \sqrt[4]{\frac{1}{64 EI U^3}} = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{U}{4 EI}} \quad (3.19)$$

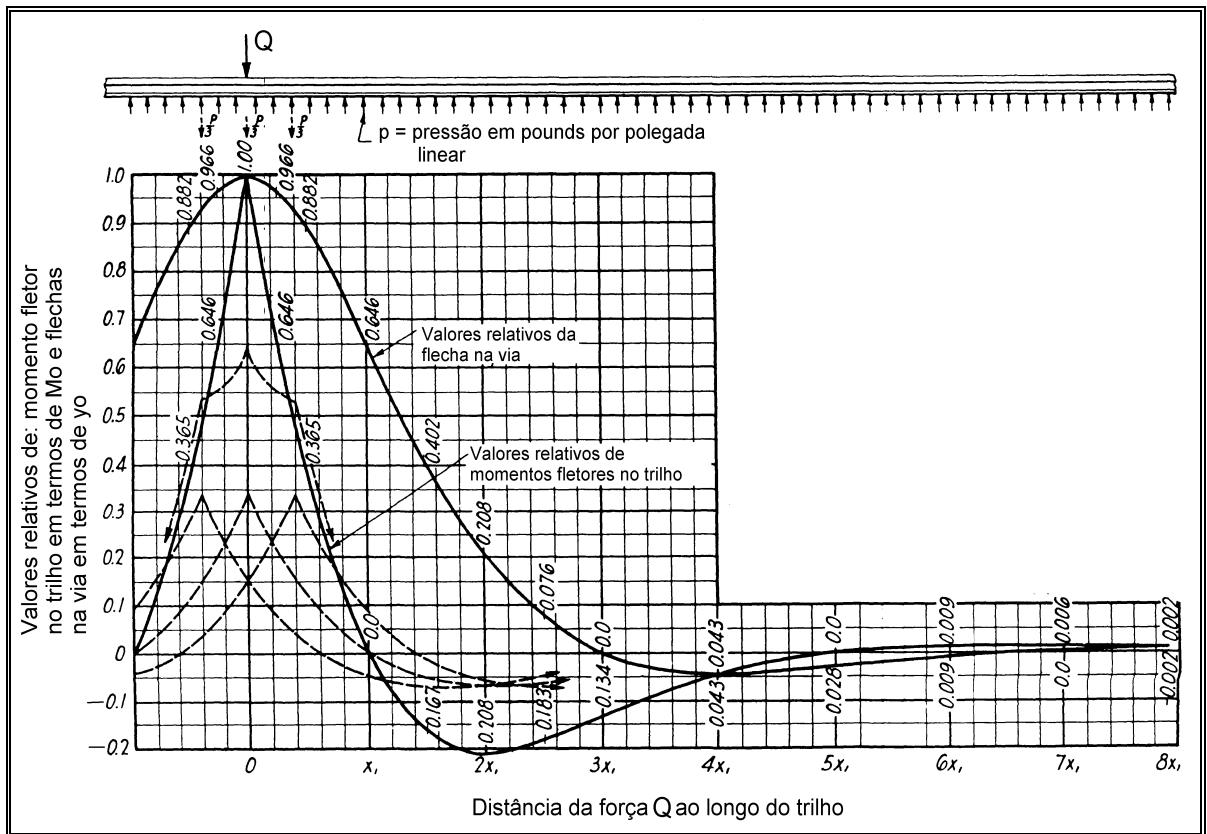


Fig. 3.6 - Variação dos deslocamentos e momentos fletores no trilho obtidos por TALBOT.
(FONTE: TALBOT - 1918).

3.2.3 Método de TIMOSHENKO-SALLER-HANKER

TIMOSHENKO-SALLER-HANKER desenvolveram o método com base nas expressões de ZIMMERMANN. Consideram que, se o trabalho do trilho segundo a via longitudinal ou a via transversal é o mesmo, a superfície de apoio dos dois sistemas deve ser igual. Isso resulta que a área de apoio do dormente no lastro deve ser igual à área de apoio da viga longitudinal no lastro.

Definindo-se a área de apoio da viga longitudinal e a sua igualdade com a área de apoio do dormente tem-se:

$$b_v a = b_d \ell_{ap} \Rightarrow b_v = \frac{b_d \ell_{ap}}{a} \quad (3.20)$$

sendo: a = distância entre os eixos dos dormentes;

b_d = largura do dormente;

ℓ_{ap} = comprimento de apoio do dormente no lastro.

Substituindo a eq. 3.20 nas eq. 3.9 a 3.12 define-se o deslocamento, o momento fletor e a pressão na base do trilho para a via com dormentes eqüidistantes.

$$y = \frac{Q a}{2 b_d \ell_{ap} C} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.21)$$

$$M = \frac{Q}{4} \sqrt[4]{\frac{4 E I a}{b_d \ell_{ap} C}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.22)$$

$$p = C y = \frac{Q a}{2 b_d \ell_{ap} C} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.23)$$

$$\text{com } L = \sqrt[4]{\frac{4 E I a}{b_d \ell_{ap} C}}$$

A força resultante no dormente, aplicada pelo trilho, é:

$$P = b_d \ell_{ap} C y = b_d \ell_{ap} C \frac{Q a}{2 b_d \ell_{ap} C} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right)$$

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.24)$$

Se simplificadamente se considerar $\ell_{ap} = a$, com $x = 0$, a eq. 3.24 fica:

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{b_d C}{4 E I}} \quad (3.25)$$

Segundo RIVES et al. (1977) as equações anteriores são a base para os cálculos empregados no dimensionamento de dormentes atualmente na Europa. Estas equações são conhecidas como o método de ZIMMERMANN e, conforme numerosas medidas experimentais realizadas em via por EISENMANN, as equações proporcionam valores médios representativos da prática para velocidades inferiores a 200 km/h.

Com $\ell_{ap} = a$ e da comparação entre as eq. 3.19 e 3.25 verifica-se a relação existente entre o módulo de via U e o coeficiente de lastro C , ou seja:

$$U = b_d C \quad (3.26)$$

3.3 VIA TRANSVERSAL - TENSÕES DEVIDAS ÀS AÇÕES VERTICAIS

As teorias para viga com apoios equidistantes foram desenvolvidas tendo o tipo de apoio da viga como a hipótese básica, ou seja, se o apoio é rígido ou elástico.

A análise das tensões para a via com dormentes transversais iniciou com a consideração do trilho suposto como uma viga sobre apoios discretos rígidos.

WINKLER (1875) apud KERR (1978)³ apresentou o seu modelo considerando o trilho como uma viga de comprimento infinito, sem peso próprio e com infinitos apoios discretos e rígidos (fig. 3.7).

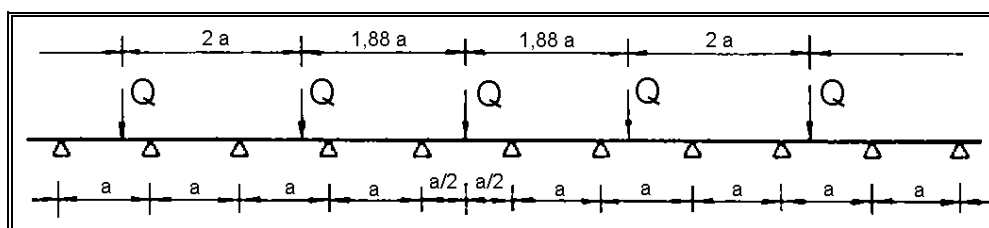


Fig. 3.7 - Modelo de WINKLER (FONTE: KERR - 1978).

Para a distribuição de carga do seu modelo, o maior momento fletor é:

$$M = 0,1888 Q a \quad (3.27)$$

ZIMMERMANN (1888) apud KERR (1978)⁴ apresenta o cálculo das tensões de flexão considerando o trilho como uma viga elástica finita sobre quatro apoios discretos e elásticos (fig. 3.8). O maior momento fletor, atuante na posição da força Q , é:

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \frac{Q a}{4} \quad (3.28)$$

onde γ é um parâmetro do apoio discreto elástico.

³ WINKLER, E. (1875). *Der eisenbahn-oberbau*. Velag von H. Dominicus, Praga, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

⁴ ZIMMERMANN, H. (1888). *Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues*. Verlag, W. Ernst & Sohn, Berlin, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

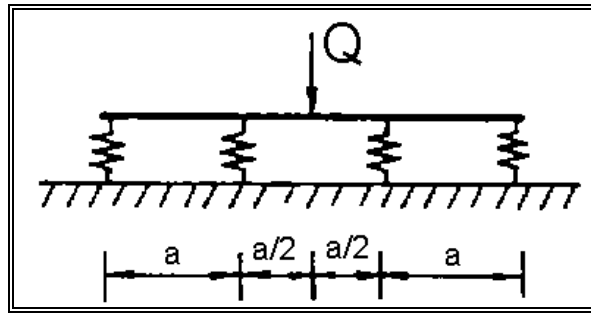


Fig. 3.8 - Modelo de ZIMMERMANN (FONTE: KERR - 1978).

SCHWEDLER (1882) apud KERR (1978)⁵ propôs seu modelo considerando o trilho como uma viga sobre oito apoios elásticos submetida a uma força concentrada. Para cálculo do maior momento fletor, ele encontrou uma equação semelhante à eq. 3.28.

ENGESSER (1888) apud KERR (1978)⁶ propôs seu modelo considerando o trilho como uma viga infinita sobre apoios elásticos eqüidistantes, submetida a forças concentradas também eqüidistantes (fig. 3.9). Para o maior momento fletor, a expressão obtida foi:

$$M = \frac{19\gamma + 4}{3\gamma + 1} \frac{Q a}{24} \quad (3.29)$$

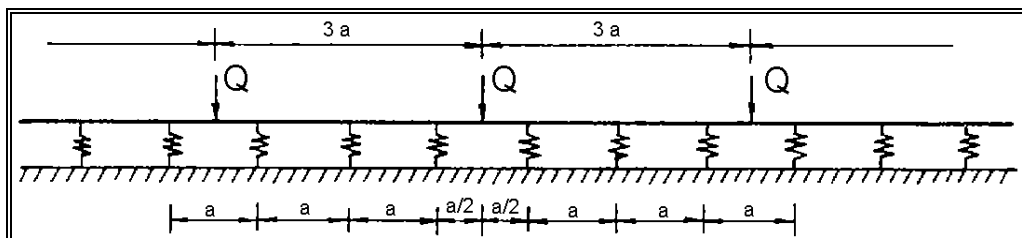


Fig. 3.9 - Modelo de ENGESSER (FONTE: KERR - 1978).

KERR (1978) informa que devido às dificuldades de cálculo de vigas sobre muitos apoios discretos, pois envolve a solução de equações algébricas simultâneas, houve a tentativa de analisar as tensões de flexão nos trilhos de vias com dormentes transversais, da mesma forma como uma viga apoiada continuamente (via longitudinal). Nas décadas

⁵ SCHWEDLER, J. W. (1882). On iron permanent way. *Proc. Institution of Civil Engineers*, London, p.95-118, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

⁶ ENGESSER, F. (1888). *Zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues*. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

passadas, com o crescente aumento da carga dos eixos dos veículos, houve um decréscimo no espaçamento dos dormentes, acentuando assim a suposição da continuidade.

Vários estudiosos realizaram pesquisas a fim de comparar os resultados de vigas sobre apoios discretos e elásticos com os resultados de vigas sobre uma base contínua (WINKLER). Verificou-se uma boa concordância entre os resultados comparados.

A ASCE-AREA (1918) realizou uma comparação entre os resultados obtidos com a eq. 3.3 e os resultados reais da via permanente; a comparação entre os momentos fletores mostrou uma boa aproximação.

KERR (1978) diz que *“devido à correspondência obtida nos estudos comparativos, e a ausência de uma melhor (e simples) aproximação analítica, a validade da suposição da continuidade, em conjunto com a hipótese de WINKLER (eq. 3.2), foi aceita por um número de ferrovias como a base para a análise também de vias com dormentes transversais.”*

WASIUTYNSKI (1937) apud KERR (1978)⁷, publicou os resultados de uma extensa pesquisa experimental realizada em via. Ele comparou os resultados obtidos em via com os resultados analíticos calculados com a eq. 3.3, e concluiu haver uma concordância entre as deformações e momentos fletores nos trilhos, confirmando que a eq. 3.3 é segura para a análise de trilhos em vias com dormentes transversais.

3.4 VALORES ADOTADOS PARA O COEFICIENTE DE LASTRO

EISENMANN (1974) apud RIVES et al. (1977)⁸ propôs utilizar os valores do coeficiente de Winkler ou coeficiente de lastro, em função do tipo de infra-estrutura considerada: 0,02 kN/cm³ para infra-estrutura ruim, 0,05 kN/cm³ para boa e 0,10 kN/cm³ para muito boa. Os valores menores de C indicam solos mais plásticos e valores maiores indicam solos mais resistentes.

A determinação do coeficiente de lastro é feita através de experiências, que têm custo elevado e são extremamente trabalhosas. SCHRAMM (1977) chama o coeficiente

⁷ WASIUTYNSKI, A. (1937). *Recherches Experimentales sur le Déformation Elastiquest et le Travail de la Superstructure des Chemins de Fer*. Annales de l'Academie des Sciences Techniques à Varsavie, v. IV, Drenod, Paris, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin* 659, p.19-43.

⁸ EISENMANN J. et al. (1974). *Forschungsarbeiten, auf dem gebiet des Eisenbahn-und strasse-noberbaues*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, apud RIVES et al. (1977). *Tratado de Ferrocarriles I - Via*. Madri, Ed. Rueda, 692p.

de lastro (C) como coeficiente de recalque do apoio ou coeficiente de compressibilidade do apoio. Informa que após mais de 20.000 medições realizadas na Europa, chegou-se a valores de C entre 0,05 e 0,40 kN/cm³. Mas com esta faixa de variação muito grande, não foi possível relacionar o valor de C com o tipo do solo ou do lastro.

Objetivando a obtenção de valores mais precisos, e também determinar as proporções com que o lastro e o solo participam separadamente, num trecho de via próximo a Munique, foram realizadas medições consideradas de alta confiabilidade. A rigor, os resultados obtidos indicam o coeficiente de lastro somente para aquele pequeno trecho da via, ou outros trechos com idênticas condições. Para obter valores médios de efetiva validade generalizada, seria necessário instalar centenas de medições. Das medições realizadas, resultaram valores para C de 0,096 a 0,32 kN/cm³.

SCHRAMM (1977) indica que, não sendo possível determinar, com certa segurança e para cada caso particular, os valores para C , é melhor admitir valores médios prováveis, mais ou menos arbitrários. Recomenda não arbitrar os valores mais desfavoráveis (C mínimo), mas sim um valor médio, aferido com maior frequência. Para via com dormentes de madeira, com área de apoio de 5.460 cm² indica $C = 0,146$ kN/cm³.

3.5 VALORES ADOTADOS PARA O MÓDULO DE VIA

O valor do módulo está relacionado com o tipo de dormente, o seu espaçamento, profundidade do lastro, resistência da plataforma e tipo e espécie de socaria com que é mantida a via. É muito influenciado pelo número de dormentes por quilômetro (ou espaçamento dos dormentes). Um menor espaçamento dos dormentes leva a uma maior rigidez da via e conseqüentemente uma maior resistência à deformação, o que resulta em um módulo da via maior.

O módulo da via (U) é uma variável aplicada no método de TALBOT (item 3.2.2). TALBOT indicou os limites de variação para o módulo os valores de 0,37 a 3,57 kN/cm². STOPATTO (1987) diz que, para a bitola larga brasileira (1.600 mm), o módulo igual a 1,40 kN/cm² fica compreendido entre 1.500 e 2.000 psi das ferrovias americanas, valores considerados muito bons para vias com dormentes de madeira.

ALIAS (1977) classifica a qualidade da via em função do módulo da via do seguinte modo:

- $U = 0,96$ kN/cm² → via ruim;
- $U = 2,88$ kN/cm² → via média;
- $U = 5,76$ kN/cm² → via boa.

Em trabalho realizado pelo IPT (1985) para a Companhia Vale do Rio Doce, a determinação do módulo da via na Estrada de Ferro Carajás indicou valores de 4,15 e 6,78 kN/cm², que correspondem a ferrovias de boa qualidade. Em outra determinação do módulo da via para a mesma ferrovia, o IPT (1993) mediu os valores de 4,2 e 3,7 kN/cm² para duas diferentes locações, valores que classificaram a via como sendo de boa qualidade.

CAPÍTULO 4

CONCRETO COM FIBRAS DE AÇO

Este capítulo apresenta inicialmente os principais conceitos relativos aos compósitos com fibras. As características mais importantes dos concretos reforçados com fibras de aço são apresentadas na parte final do capítulo. Para a determinação da tenacidade dos compósitos, são descritos três diferentes critérios: da ASTM C 1018, da JSCE - SF 4 e uma nova proposição de BANTHIA & TROTTIER.

4.1 INTRODUÇÃO

O ACI 544.1R (1986) define concreto reforçado com fibras (*fiber reinforced concrete*) como o “concreto feito de cimentos hidráulicos contendo agregados miúdos ou miúdos e graúdos e fibras discretas e descontínuas”.

Materiais cimentícios como o concreto apresentam pequena resistência à tração, baixa capacidade de deformação e energia de fratura, fissuras internas e externas, ou seja, o concreto é um material frágil. Para diminuir essas deficiências, fibras curtas com alta resistência à tração e ductilidade podem ser adicionadas ao concreto para melhorar a sua tenacidade, melhorar a resistência ao impacto e à fadiga, controlar a fissuração e o

comportamento na etapa posterior à fissuração inicial. Mas a aderência e/ou ancoragem entre as fibras e a matriz (pasta, argamassa ou concreto) é essencial.

As fibras inibem o início e a propagação das fissuras, ou seja, aumentam a tensão correspondente à primeira fissura da matriz. Mas é no estado de pós-fissuração inicial que as fibras exercem o seu principal efeito, que é o de “costurar” e interceptar a progressão das microfissuras, evitando assim a ruptura brusca. Em consequência, a abertura e o comprimento das fissuras na matriz endurecida são menores, o que melhora consideravelmente a impermeabilidade e a durabilidade dos compósitos expostos ao ambiente.

No concreto armado comum, as armaduras são dispostas em posições convenientes para resistir às tensões de tração, compressão e cisalhamento. De modo similar, a eficiência das fibras nos compósitos será maior se elas ficarem alinhadas na direção das tensões de tração. Entretanto, o alinhamento de fibras curtas é difícil e, na prática, as fibras incorporadas ao concreto ficam descontínuas, com pequeno espaçamento e distribuídas aleatoriamente. Isso resulta que as fibras são mais efetivas no controle da fissuração e no aumento da tenacidade do que no aumento da resistência.

De modo geral, as fibras não substituem a armadura convencional de barras de aço, mas normalmente ambos os materiais são usados em conjunto. Ao inibir e “costurar” as fissuras, as fibras melhoram a aderência da matriz com a armadura, por diminuir a fissuração na região de transferência de tensões. Em certas aplicações, segundo BENTUR & MINDESS (1990), o reforço com fibras é melhor do que a armadura convencional com barras e fios; exemplos:

- a) chapas delgadas que não comportam armaduras na forma de barras. As fibras neste caso constituem a armadura principal, a taxa é alta, excedendo a 5 % do volume;
- b) componentes que devem suportar altas ações ou deformações localizadas, como revestimento de túnel, explosões, tubos pré-fabricados, etc;
- c) componentes em que as fibras são acrescentadas ao concreto para controlar a fissuração oriunda da umidade, variações de temperatura ou outras causas. Nesses casos, as fibras são chamadas “armadura secundária”.

Nas aplicações **b** e **c**, as fibras não são utilizadas para aumentar a resistência do concreto, embora algum ganho possa ocorrer, mas sim para controlar a fissuração e alterar o comportamento do concreto após a ocorrência de fissuras na matriz.

A característica mecânica mais importante que as fibras introduzem nos compósitos é o aumento da tenacidade ou capacidade de absorção de energia (fig. 4.1). Após a tensão máxima, o decréscimo da tensão é acompanhado por uma grande deformação e, segundo o ACI 544.1R (1986), a energia total absorvida por uma viga é de 10 a 40 vezes maior para concreto com fibra do que para concreto sem fibra. A energia é

absorvida durante a ruptura da adesão entre as fibras e a matriz, na deformação da fibra e no atrito provocado pelo escorregamento da fibra durante o seu arrancamento da matriz.

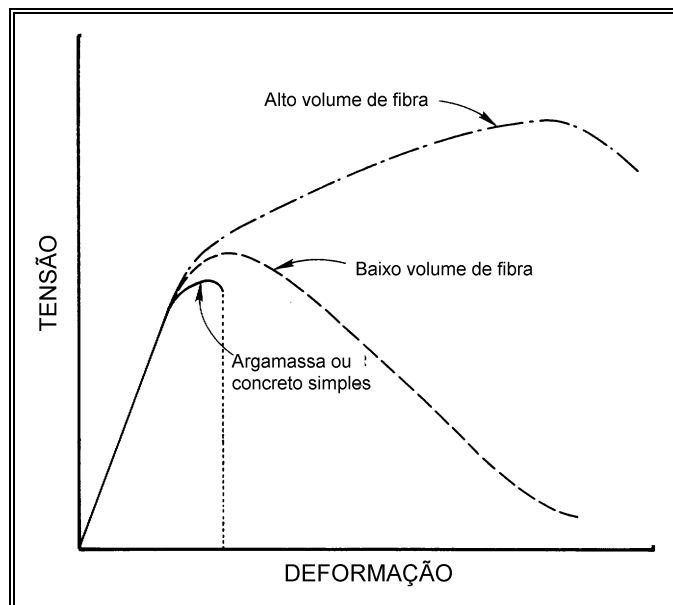


Fig. 4.1 - Típicas curvas tensão-deformação para concreto com fibras.

(FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

A compatibilidade entre o processo de produção do concreto com o tipo de fibra e a sua eficiência no estado endurecido é um grande problema. Por exemplo, fibras longas de pequeno diâmetro são mais eficientes no estado endurecido, mas dificultam a mistura e a trabalhabilidade do concreto no estado fresco, além disso, há uma tendência à diminuição da fluidez do concreto.

Para atenuar esses problemas, três alternativas são possíveis: modificação da fibra (na geometria e superfície, para melhorar a aderência e a mistura), modificação das propriedades da matriz (com a utilização de aditivos superplastificantes, pozolanas, sílicas ativas, etc.) e desenvolvimento de técnicas especiais de produção (o que normalmente exige equipamentos e processos mais dispendiosos).

As aplicações dos compósitos com fibras são variadas. Fibras de amianto são utilizadas há muito tempo na fabricação de tubos, telhas e painéis. Fibras de vidro são usadas primariamente em painéis não-estruturais pré-fabricados; fibras de aço são usadas em pavimentos, concreto projetado (*shotcrete*), barragens e várias outras estruturas; fibras de polipropileno fibrilada estão sendo usadas como armadura secundária; fibras vegetais vêm sendo usadas em materiais de construção de baixo custo (BENTUR & MINDESS - 1990). Na atualidade, vários tipos de fibras de diferentes materiais estão sendo criados e pesquisados para o desenvolvimento de compósitos com melhor desempenho.

4.2 TIPOS DE FIBRAS

Desde que as primeiras fibras de amianto (*asbesto*) surgiram, por volta de 1900, vários tipos de fibras de diferentes propriedades mecânicas, físicas e químicas vêm sendo utilizadas em adição às matrizes cimentícias, tais como: fibras de aço, vidro, carbono, “*kevlar*”, polipropileno, polietileno, acrílicas, nylon e naturais (celulose, sisal, juta, etc.). Os vários tipos de fibras apresentam propriedades, eficiência e custos variados. Em BENTUR & MINDESS (1990) encontram-se as características das fibras mais comuns.

As fibras individuais são fabricadas segundo duas configurações: como monofilamentos discretos, geralmente com deformações ao longo do comprimento ou ganchos nas extremidades para melhorar a interação com a matriz e criar uma ancoragem mecânica, e em forma de feixes de filamentos finos (exemplos: fibras de vidro, carbono, “*kevlar*”, amianto, polipropileno, etc.). Os feixes freqüentemente mantêm a sua forma na mistura e não se dispersam em filamentos individuais. As fibras ocorrem ainda como filmes de filamentos, como um tecido entrelaçado ou emaranhado.

O ACI 544.1R (1986) define um parâmetro chamado **razão de aspecto** ou **fator de forma** como um valor numérico conveniente para descrever as fibras. Razão de aspecto é definida como o comprimento da fibra dividido pelo seu diâmetro equivalente (diâmetro do círculo com área igual à área da seção transversal da fibra). Valores típicos da razão de aspecto variam de 30 a 150 para fibras com comprimentos de 6,4 a 76 mm.

O arranjo das fibras nos compósitos pode assumir várias geometrias em função da forma das fibras individuais e da sua dispersão na matriz (fig. 4.2). Pode-se apresentar segundo três formas distintas: arranjo unidimensional, arranjo bidimensional e arranjo tridimensional. Conforme se observa na fig. 4.2, o arranjo das fibras pode ser contínuo, com fibras longas (a, c) ou discreto, com fibras curtas (≤ 50 mm de comprimento) (b, d).

Nos concretos, as fibras normalmente utilizadas são discretas e curtas e tendem a se orientar de forma dispersa e não-uniforme. A uniformidade da distribuição das fibras depende muito do processo de mistura, lançamento e adensamento e, na prática, a distribuição uniforme é raramente obtida.

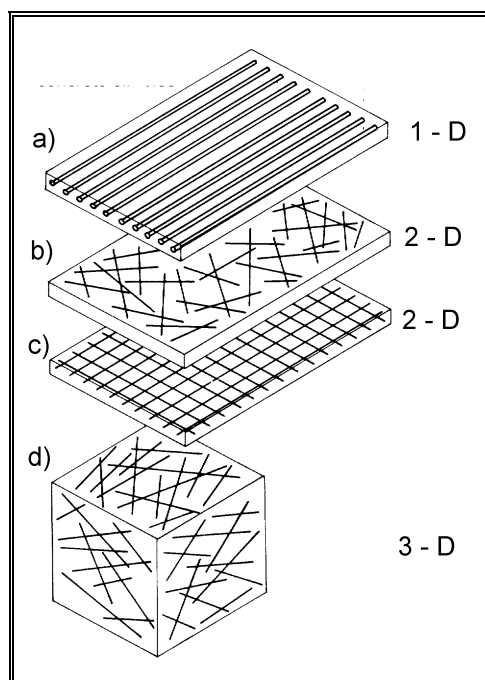


Fig. 4.2 - Arranjos possíveis das fibras nos compósitos.
(FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

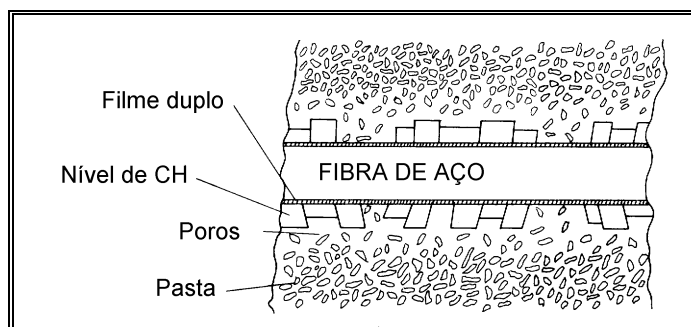
4.3 INTERFACE FIBRA-MATRIZ

As proximidades das fibras nos compósitos cimentícios é chamada **zona de transição**, onde a microestrutura da matriz é consideravelmente diferente da matriz além da interface. A natureza e o tamanho da zona de transição depende do tipo de fibra e do processo de produção, e podem variar com o tempo. As características da zona de transição são decisivas no comportamento mecânico dos compósitos e na aderência entre a fibra e a matriz. Nas vizinhanças da fibra, a matriz é muito mais porosa do que nas outras partes. Isto resulta que a zona de transição é relativamente fraca e leva à propagação preferencial das fissuras ao longo da interface fibra-matriz.

Em fibras de monofilamentos (fibra de aço por exemplo), a zona de transição é muito porosa e rica em CH (hidróxido de cálcio ou portlandita - Ca(OH)_2) em contato direto com a superfície da fibra, o que resulta uma zona de transição frágil (fig. 4.3).

Para fibras em forma de feixes de filamentos que não se dispersam durante o processo de produção (fibra de vidro por exemplo), o tamanho do espaço entre os filamentos não excede a alguns μm . Em consequência, como há dificuldade para os grãos de cimento penetrarem dentro dos espaços, somente os filamentos externos tendem a ter contato direto com a matriz. A microestrutura resultante após algumas semanas de hidratação caracteriza-se por espaços vazios entre os filamentos, ou a formação localizada dos produtos de hidratação em algumas zonas dos filamentos.

Fig. 4.3 - Interface matriz-fibra de monofilamentos (FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).



4.4 INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ

A interação fibra-matriz, ou seja, a transferência de tensões entre a matriz e as fibras, vem sendo pesquisada por meio de modelos analíticos simples (fibras lisas e retas com seção circular) que analisam apenas as tensões de cisalhamento que se desenvolvem paralelas à interface fibra-matriz. Esses modelos simulam a interação por meio do arrancamento da fibra da matriz (fig. 4.4). O estudo do arrancamento das fibras é fundamental para se entender o aumento da tenacidade nos compósitos, pois o arrancamento leva à ruptura da aderência e/ou ancoragem e deformação das fibras, que aumentam a capacidade de deformação do compósito. Modelos reais são extremamente complexos e não foram ainda desenvolvidos, pois teriam que considerar simultaneamente os seguintes efeitos: transferência de tensões elásticas, transferência por atrito, ruptura da aderência por adesão (*debonding*), tensões e deformações normais, além das características reais das fibras (ondulações, ganchos, feixes de filamentos etc.). Porém, a simplicidade dos modelos disponíveis impede que os resultados possam ser aplicados quantitativamente e qualitativamente aos compósitos reais (BENTUR & MINDESS - 1990).

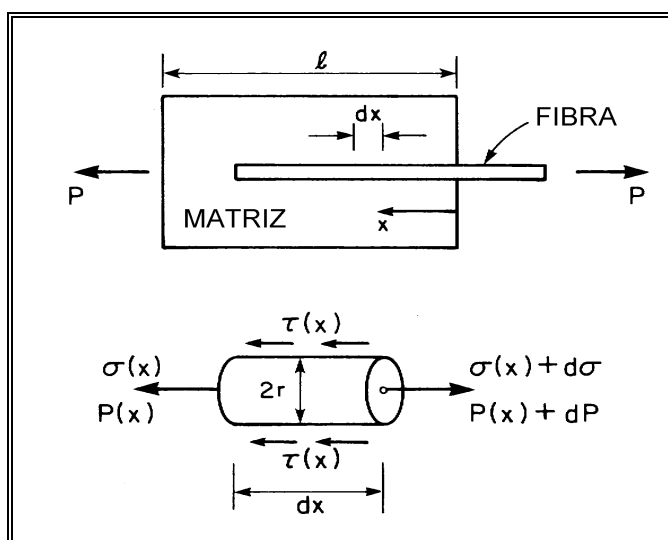


Fig. 4.4 - Geometria do arrancamento da fibra para simular a interação fibra-matriz.
(FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

A importância do entendimento dos mecanismos responsáveis pela transferência de tensões entre a matriz e as fibras está na possibilidade de previsão da eficiência das fibras, previsão da curva tensão-deformação e modo de ruptura do compósito (se dúctil ou frágil). Pode auxiliar também no desenvolvimento de compósitos de melhor desempenho por meio de modificações na interface fibra-matriz.

BENTUR & MINDESS (1990) informam que, no caso do concreto (matriz frágil), a transferência de tensões deve ser estudada nos estados pré e pós-fissuração inicial, pois os efeitos são muito diferentes. No estado de pré-fissuração, a transferência de tensões é de natureza elástica e as deformações na interface são iguais para a fibra e a matriz. A transferência das tensões elásticas de cisalhamento é o principal mecanismo para prever o limite de proporcionalidade e a tensão correspondente à primeira fissura no compósito.

No estado pós-fissuração, ou seja, nos estágios mais avançados do carregamento, há a ruptura da adesão entre as fibras e a matriz, e o processo de transferência de tensões na interface entre os dois componentes passa a ser controlado pelas tensões de atrito. Neste caso aparecem deslocamentos longitudinais relativos entre as fibras e a matriz. A tensão de atrito desenvolvida é de cisalhamento e usualmente adotada como uniformemente distribuída ao longo da interface fibra-matriz. Por meio do estudo deste modo de transferência de tensões, são avaliadas a resistência e a deformação últimas do compósito.

A transição da transferência de tensões elásticas para tensões de atrito ocorre quando a tensão tangencial na interface, devida ao carregamento, excede a resistência de aderência por adesão entre a fibra e a matriz (τ_{au}). Neste momento é iniciada a ruptura da adesão e as tensões tangenciais de atrito começam a atuar na interface. Na realidade, a transição é um processo gradual, onde os dois mecanismos de transferência de tensões ocorrem simultaneamente.

Se a resistência à tração da matriz é alta, a ruptura da adesão ocorre antes da fissuração da matriz. Por outro lado, se a resistência à tração da matriz é baixa, a fissuração acontece antes da ruptura da adesão entre a fibra e a matriz. Esses diferentes comportamentos influenciam a forma da curva tensão-deformação.

Na prática, a forma geométrica complexa de algumas fibras (ganchos nas extremidades, superfícies onduladas, deformações, etc.), leva a modos de ruptura da adesão e arrancamento das fibras bastante diferentes daqueles previstos por modelos analíticos simples, de forma que estes modelos não podem ser válidos (fig. 4.4). Por exemplo, no caso do arrancamento de fibras com ganchos, um volume muito maior de matriz é ativado para resistir à extração da fibra (fig. 4.5).

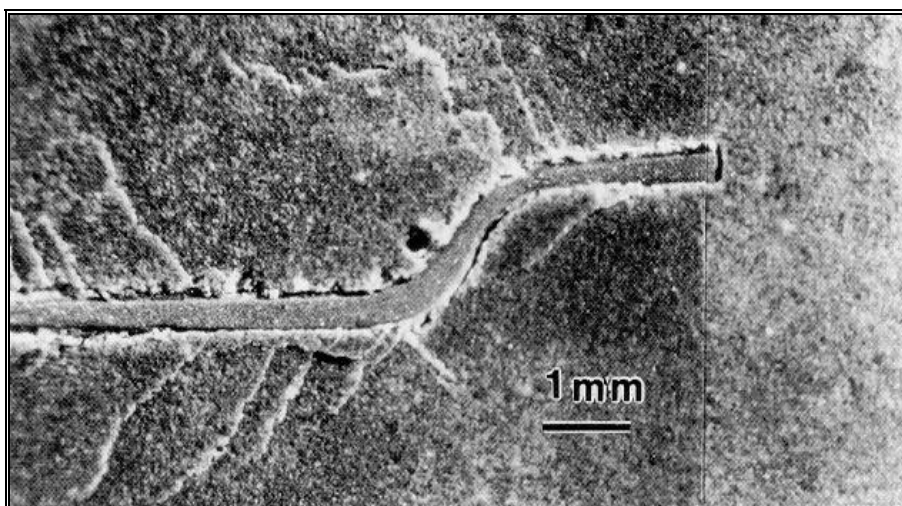


Fig. 4.5 - Arrancamento de uma fibra de aço com gancho na extremidade.
(FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

4.5 EFICIÊNCIA DAS FIBRAS

A eficiência das fibras em melhorar as propriedades mecânicas de matrizes cimentícias frágeis depende da transferência de tensões da matriz para as fibras, ou seja, quanto maior a tensão de tração transferida para as fibras, maior a eficiência. Depende também da transposição transversal das fissuras pelas fibras (*bridging effect*), nos estágios mais avançados do carregamento. Por sua vez, esses fatores dependem principalmente do comprimento e da orientação das fibras e da resistência da aderência fibra-matriz. Neste item analisam-se apenas os efeitos do comprimento da fibra.

A contribuição de fibras longas orientadas paralelas às ações às propriedades mecânicas dos compósitos é maior do que no caso de fibras curtas, inclinadas e dispersas aleatoriamente na matriz. Como normalmente os compósitos são constituídos por fibras curtas e inclinadas, a eficiência das fibras neste caso é menor.

Os efeitos do comprimento das fibras nos compósitos são analisados com base nos mecanismos de transferência de tensões, comentados resumidamente no item 4.3. Um **comprimento crítico** (ℓ_c) pode ser definido como o comprimento mínimo necessário para desenvolver na fibra a tensão (ou força) igual à sua resistência (ou força de ruptura). Se o comprimento da fibra (ℓ) é menor que o comprimento crítico ℓ_c , a fibra não é utilizada eficientemente, pois não há comprimento suficiente para gerar uma tensão igual à resistência da fibra à tração. Por outro lado, se o comprimento da fibra é maior que o comprimento crítico, as tensões ao longo da maior parte do comprimento alcançam a sua resistência à tração (ou ao escoamento), e assim todo o potencial da fibra é utilizado.

Além do aumento da eficiência da resistência, o aumento do comprimento da fibra resulta também na mudança do modo de ruptura (fratura). Em matrizes fissuradas, quando $\ell \gg 2 \ell_c$, o comprimento da fibra é suficiente para o desenvolvimento de tensões iguais à resistência da fibra e, neste caso, a ruptura ocorre predominantemente por fratura da fibra. Quando $\ell \ll 2 \ell_c$, as fibras são tão curtas que são arrancadas antes que ocorra o desenvolvimento de tensões suficientes para causar a fratura da fibra.

O gráfico apresentado na fig. 4.6a mostra o efeito do comprimento da fibra sobre a tenacidade (trabalho de arrancamento da fibra). A tenacidade máxima é obtida para $\ell = \ell_c$. Com o aumento no comprimento, mais fibras rompem antes do arrancamento e a energia consumida na ruptura é reduzida, resultando um compósito mais frágil. Desse modo, surge um conceito muito importante: fibras com comprimentos maiores do que o comprimento crítico aumentam a resistência dos compósitos, por outro lado diminuem a tenacidade.

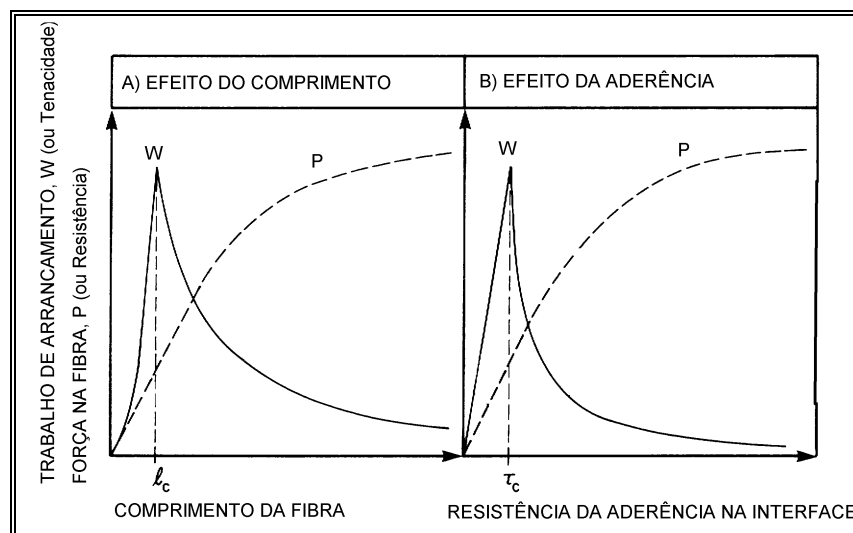


Fig. 4.6 - Contribuição da fibra à resistência e à tenacidade: a) efeito do comprimento; b) efeito da aderência (FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

Do mesmo modo, pode-se relacionar o efeito da tensão de aderência por atrito (τ_{fu}) entre a fibra e a matriz sobre a resistência e a tenacidade do compósito. A análise do gráfico da fig. 4.6b permite concluir que o aumento da tensão de aderência aumenta a resistência do compósito, mas diminui a tenacidade quando a tensão de aderência por atrito (τ_{fu}) supera a resistência da aderência crítica (τ_c).

Finalmente, pode-se concluir que, no desenvolvimento dos compósitos, a resistência e a tenacidade podem ser otimizados pela modificação do comprimento da fibra e da tensão de aderência fibra-matriz.

4.6 FISSURAÇÃO MÚLTIPLA E TENACIDADE

A contribuição principal das fibras ocorre no estado pós-fissuração, onde podem desempenhar duas funções: aumentar a resistência do compósito, por transferir as tensões ou forças através das fissuras, e aumentar a tenacidade do compósito, por fornecer mecanismos de maior absorção de energia (alongamento e descolamento das fibras).

A curva tensão-deformação dos compósitos de matriz frágil reforçados com fibras sob solitação de tração pode ser prevista por meio do modelo chamado ACK. São três os estágios (fig. 4.7):

- trecho elástico, até o ponto da primeira fissura; neste trecho as fibras não influenciam o comportamento do compósito;
- trecho de fissuração múltipla; a deformação do compósito é maior que a deformação última da matriz;
- pós-fissuração múltipla; as fibras estão sendo alongadas ou arrancadas fora da matriz fissurada.

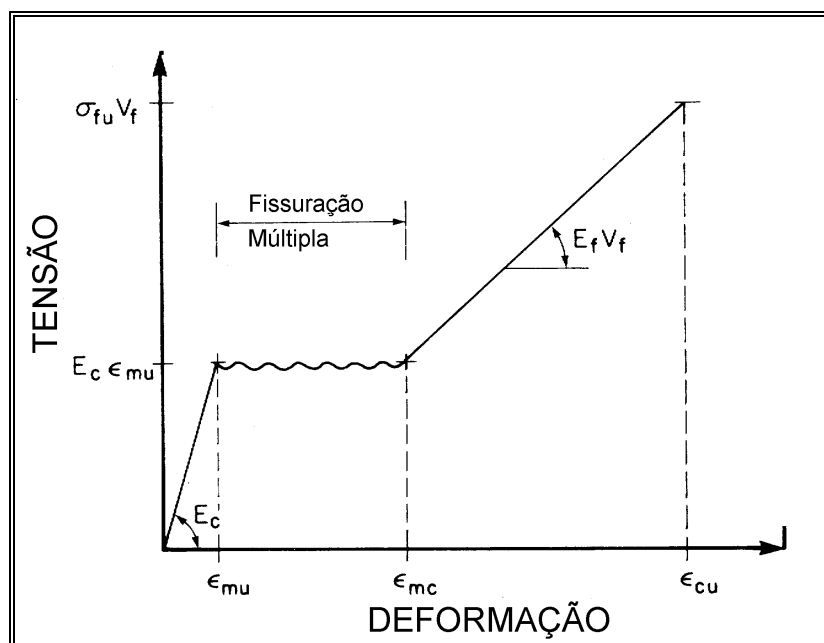


Fig. 4.7 - Curva esquemática tensão de tração-deformação.

(FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

É chamada *fissuração múltipla* o processo de fissuração sucessiva que ocorre na matriz logo após o aparecimento da primeira fissura, dividindo-a em segmentos similares. A tensão é aproximadamente constante e igual à tensão da primeira fissura. O processo da fissuração múltipla é extremamente importante, porque ele controla o mecanismo da tenacidade do compósito.

Segundo o modelo ACK, a influência das fibras é importante apenas após a ocorrência da primeira fissura, quando começa a atuar a fissuração múltipla na matriz, que é responsável pela transferência de forças da matriz para as fibras, as quais transferem parcialmente as forças para as regiões íntegras da matriz, reiniciando o processo de transferência das forças. Este processo leva ao aumento da resistência do compósito, porém mais importante é o acréscimo de tenacidade proporcionado pela deformação e arrancamento das fibras após a ruptura da ligação ou adesão entre as fibras e a matriz.

Após o estágio da fissuração múltipla, o comportamento é dirigido pelas fibras e o acréscimo de tensão de tração levará à ruptura ou ao arrancamento das fibras.

“Além da resistência da aderência fibra-matriz, os principais parâmetros que influem no comportamento do compósito são a resistência e o módulo de deformação longitudinal da fibra. Fibras de baixo módulo de elasticidade apresentam a etapa da fissuração múltipla mais extensa. Quando a aderência é boa, aumenta a deformação correspondente à fissuração múltipla e diminuem as deformações na etapa pós-fissuração múltipla. Neste caso, o compósito pode se tornar mais frágil. Isto ressalta a importância do controle da aderência na otimização dos compósitos, em relação a sua resistência e tenacidade, por meio da modificação das propriedades da matriz, da superfície ou da geometria da fibra” (FURLAN - 1995).

A tenacidade é definida pelo ACI 544.1R (1986) como a energia total absorvida antes da completa separação do corpo-de-prova. Pode ser medida tomando-se a área completa sob a curva tensão de tração ou compressão x deformação ou pela área completa sob a curva força x flecha no ensaio à flexão (fig. 4.8). A tenacidade também pode ser medida por testes de impacto.

Na fig. 4.8 pode-se verificar que em ensaio de flexão, é considerável o acréscimo de tenacidade do concreto reforçado com fibras em relação ao concreto simples. Em relação à resistência, o aumento é pouco significativo.

Os principais parâmetros que influenciam a tenacidade são o tipo, o volume, a razão de aspecto, a natureza da deformação e a orientação das fibras (ACI 544.1R - 1986).

“Nos compósitos, a flexão necessita um tratamento teórico especial porque há uma grande diferença entre a resistência à flexão, representada pelo módulo de ruptura no ensaio de flexão, e a resistência à tração axial, as quais, conforme a Teoria da Elasticidade, representariam a medida do mesmo valor. Esta diferença é mais significativa no caso do concreto com fibras do que no concreto normal, devido ao comportamento quase-plástico do compósito na tração, decorrente principalmente do arrancamento das fibras após a fissuração do concreto” (FURLAN - 1995).

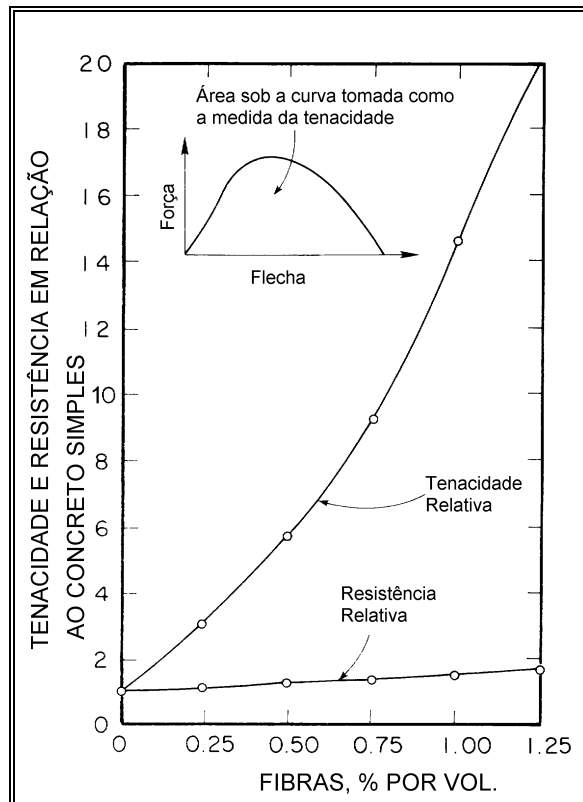


Fig. 4.8 - Efeito do volume de fibras sobre a tenacidade em ensaio de flexão (FONTE: ACI 544.1R - 1986).

4.7 COMPORTAMENTO À FLEXÃO

A distribuição de tensões na flexão é muito sensível ao aumento da tenacidade proporcionado pelas fibras. O comportamento à flexão de dois materiais com a mesma resistência à tração, um idealmente elastofrágil e o outro idealmente elastoplástico, está mostrado na fig. 4.9.

Quando o limite elástico à flexão do material idealmente elástico é atingido, ocorre a ruptura (fig. 4.9b). Já o material elastoplástico tem capacidade de suportar forças adicionais além do limite elástico, como mostra a curva força-flecha da fig. 4.9c. Esta capacidade adicional é explicada pela tenacidade associada ao comportamento pseudo-plástico.

Para um material idealmente elástico, a resistência à flexão (σ_b) é igual à resistência última à tração. Entretanto, como mostra a fig. 4.9b, para o material ideal elastoplástico, σ_b é maior do que a resistência última à tração. Assim, na flexão de material dúctil e pseudo-plástico, a resistência à flexão σ_b não representa a resistência à tração do material. Nos compósitos, σ_b depende da resistência última à tração e também da tenacidade, sendo esta às vezes mais importante.

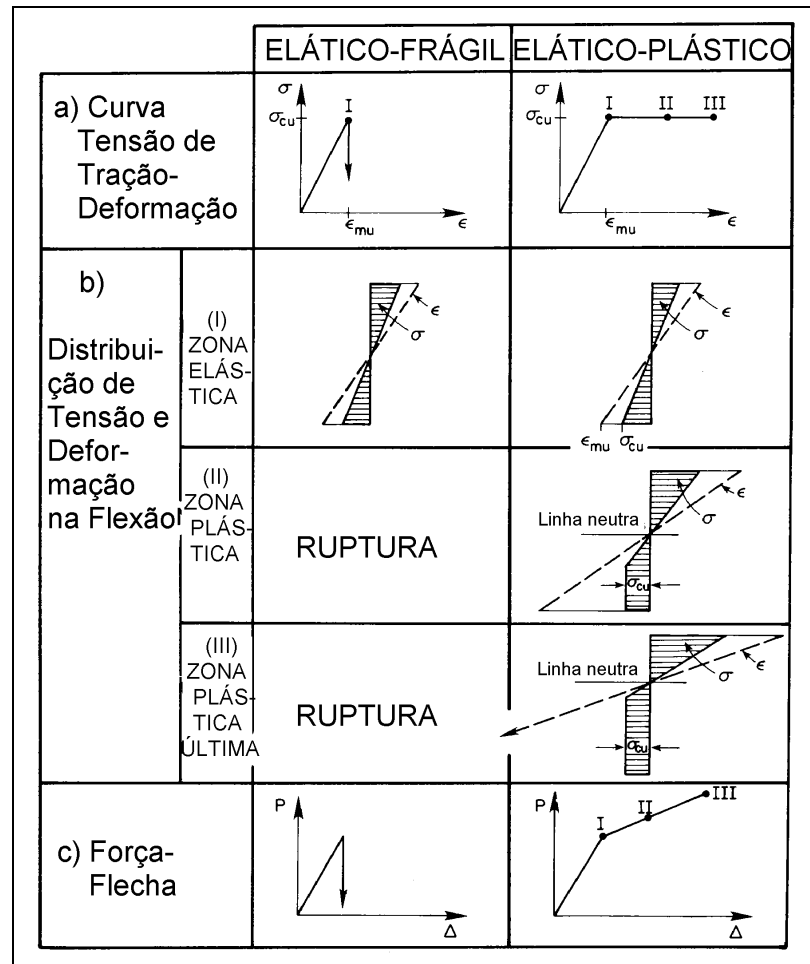


Fig. 4.9 - Comportamento à flexão de materiais idealmente elásticos e idealmente elasto-plásticos e curva carga-flecha (FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

4.8 TRABALHABILIDADE

Algumas propriedades dos compósitos podem ser avaliadas por métodos utilizados no concreto convencional. O ACI 544.2R (1989) descreve os procedimentos ou normas a serem utilizadas em ensaios de compressão, flexão, tenacidade, fadiga na flexão, tração, impacto, retração, deformação lenta, módulo de elasticidade, cavitação e abrasão.

A adição de qualquer tipo de fibra reduz a trabalhabilidade do concreto, na proporção do volume de fibras adicionado. Por exemplo, um concreto com 1,5 % por volume de fibras de aço ou vidro reduz o abatimento de 200 mm do concreto sem fibras para 25 mm, sem no entanto prejudicar consideravelmente o seu lançamento e adensamento (MEHTA & MONTEIRO - 1994).

Normalmente, as fibras tendem a endurecer a mistura fresca. Mas sob vibração, este endurecimento pode desaparecer. Dessa forma, testes de trabalhabilidade estáticos como o de abatimento (*slump*) podem ser enganosos. Recomenda-se que os ensaios de trabalhabilidade sejam realizados com procedimentos dinâmicos, mas, segundo o ACI 544.2R (1989), uma vez que se tenha estabelecido que um particular compósito apresente manuseio e lançamento satisfatórios para um dado abatimento, o ensaio de abatimento pode ser utilizado como um teste de controle de qualidade para o monitoramento da consistência do compósito.

Um outro ensaio é o que mede o tempo de fluxo através do cone de abatimento invertido (ASTM C 995). O ensaio com o cone invertido foi desenvolvido para medir a trabalhabilidade dos compósitos e principalmente para aplicações locais. O ensaio consiste em inverter o cone de abatimento sobre um balde e preenchê-lo com o concreto sem compactação. Um vibrador de agulha é então imerso verticalmente no concreto no centro do cone, e é determinado o tempo necessário para o concreto sair do cone pela sua base.

O ensaio denominado Vebe, descrito na norma BS 1881 - *Methods of Testing Concrete, Part 2*, determina a trabalhabilidade e a mobilidade do compósito sob vibração, mas tem o tamanho e a massa dos equipamentos como desvantagens em relação ao ensaio com o cone invertido.

4.9 DETERMINAÇÃO DA TENACIDADE E DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

São dois os métodos de ensaio mais conhecidos e utilizados mundialmente para a determinação da tenacidade e da resistência à tração na flexão: o ASTM C 1018 (1994), proposto pela *American Society for Testing and Materials*, e o JSCE - SF 4 (1984), proposto pela *Japan Society of Civil Engineers*. Ambos os métodos são semelhantes, apenas diferindo nos critérios para a medida da tenacidade.

BANTHIA & TROTTIER (1995) propuseram um novo critério para a medida da tenacidade, objetivando eliminar possíveis erros de julgamento humano do aparecimento da primeira fissura no compósito. Esta nova proposição, juntamente com os critérios da ASTM e JSCE, são apresentados resumidamente a seguir. Deficiências, dificuldades, instabilidade pós-pico e outros problemas da metodologia proposta pelas duas normas não estão descritos, mas podem ser encontrados em BANTHIA & TROTTIER (1995) e FIGUEIREDO (1997).

4.9.1 ASTM C 1018

O ensaio deve ser executado de acordo com a metodologia prescrita na norma ASTM C 78 (1984). A máquina de ensaio deve ser capaz de produzir um deslocamento controlado e constante do corpo-de-prova.

A largura da viga prismática deve ser de ao menos três vezes o comprimento da fibra. Para fibras de comprimento 50 a 75 mm, pode ser utilizada a viga com largura de 15 cm. São duas as dimensões mais comuns utilizadas para as vigas prismáticas: 10 x 10 x 35 cm e 15 x 15 x 50 cm.

A tenacidade é medida pelos chamados **índices de tenacidade**, definidos como a área sob a curva até uma flecha especificada, relativa à área até a flecha correspondente à primeira fissura, ou seja, a energia total consumida relativa à energia elástica. Devido à incerteza do ponto correspondente à primeira fissura, três valores de área são medidos, correspondentes às flechas de 3, 5,5 e 15,5 vezes a flecha da primeira fissura, definindo assim três índices de tenacidade: I_5 , I_{10} e I_{30} (fig. 4.10).

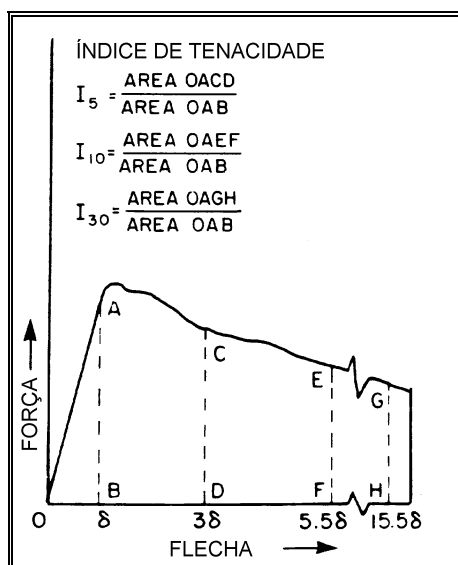


Fig. 4.10 - Curva esquemática força-flecha para definição de índices de tenacidade segundo a ASTM C 1018 (FONTE: BENTUR & MINDESS - 1990).

Os índices I_5 , I_{10} e I_{30} são comparados com o índice de um material de referência elastoplástico perfeito, que com as mesmas flechas resultariam índices de tenacidade de 5, 10 e 30. Para um material com curva ascendente na etapa pós-fissuração, os índices são maiores. O índice de tenacidade é um parâmetro extremamente dependente apenas das características das fibras.

Os índices apresentam o aspecto positivo de avaliar o comportamento conjunto da fibra com a matriz, e o aspecto negativo de dependerem excessivamente da flecha

correspondente à primeira fissura do corpo-de-prova. Os índices não dependem da resistência da matriz à tração.

Obtidos os índices de tenacidade, podem ser determinados os fatores residuais de resistência (R), expressos como:

$$R_{a,b} = \frac{100}{b-a} (I_b - I_a) \quad (4.1)$$

onde:

$R_{a,b}$ = relação de tenacidade entre os índices a e b ;

I_a , I_b = índices de tenacidade.

Para um material elastoplástico perfeito, os valores de R serão sempre iguais a 100.

4.9.2 JSCE SF - 4

Os corpos-de-prova e a metodologia de ensaio são semelhantes aos da ASTM C 1018. A tenacidade é medida por meio da tenacidade à flexão (T_b), que é a área total da curva até a flecha de $L/150$. O fator de tenacidade, também chamado resistência equivalente, é:

$$f_{ct,eq} = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \frac{L}{bh^2} \quad (4.2)$$

onde:

$f_{ct,eq}$ = fator de tenacidade na flexão (N/mm^2);

T_b = tenacidade na flexão ($N.mm$ ou J);

δ_{tb} = flecha equivalente a $L/150$ (mm);

b , h = largura e altura da viga prismática (mm);

L = vão da viga prismática durante o ensaio (mm).

A resistência máxima à tração na flexão ou na primeira fissura é calculada pela expressão:

$$\sigma_b = \frac{P L}{b h^2} \quad (4.3)$$

onde:

σ_b = resistência à flexão (N/mm^2);

P = força máxima ou na primeira fissura (N);

L = vão da viga durante o ensaio (mm);

b , h = largura e altura da viga prismática (mm).

4.9.3 Proposição de BANTHIA & TROTTIER

O critério de avaliação da tenacidade do compósito, proposto em BANTHIA & TROTTIER (1995), supõe a obtenção da curva força x flecha, como descrito nas normas ASTM e JSCE.

A curva força x flecha (fig. 4.11) deve ser subdividida em duas regiões: a região pré-pico (área da curva até a força máxima alcançada) e região pós-pico (área da força máxima até uma flecha correspondente a uma fração (m) do vão L). A região pré-pico corresponde à energia pré-pico (E_{pre}).

Obtidas as áreas (energias) pré e pós-pico, determinam-se as resistências pós-fissura (*post-crack strengths* - PCS_m) nas várias flechas. Os valores de PCS_m para uma determinada flecha L/m é definida como:

$$PCS_m = \frac{(E_{pos,m}) L}{\left(\frac{L}{m} - d_{pico}\right) b h^2} \quad (4.4)$$

onde:

PCS_m = resistência pós fissuração correspondente à fração m do vão L (N/mm²);

$E_{pos,m}$ = energia pós-pico (N.mm ou J);

L = vão da viga durante o ensaio (mm);

m = fração do vão L ;

δ_{pico} = flecha correspondente à força máxima (mm);

b , h = largura e altura da viga prismática (mm).

A flecha a ser considerada é indicada estar entre $L/3.000$ e $L/150$. Os valores indicados para m são: 3.000, 1.500, 1.000, 750, 600, 400, 300, 200 e 150. A vantagem deste critério sobre os índices da ASTM é que a energia $E_{pos,m}$ é obtida subtraindo E_{pre} da energia total $E_{total,m}$, ao invés da divisão pela energia até a primeira fissura. Isto elimina erros de julgamento humano da primeira fissura e o valor m pode ser escolhido em função da aplicação e pode coincidir com o valor de 150 da JSCE.

No Capítulo 5, mostra-se a aplicação dos três critérios descritos anteriormente, onde dois diferentes concretos, com dois teores de fibras de aço, são comparados e analisados.

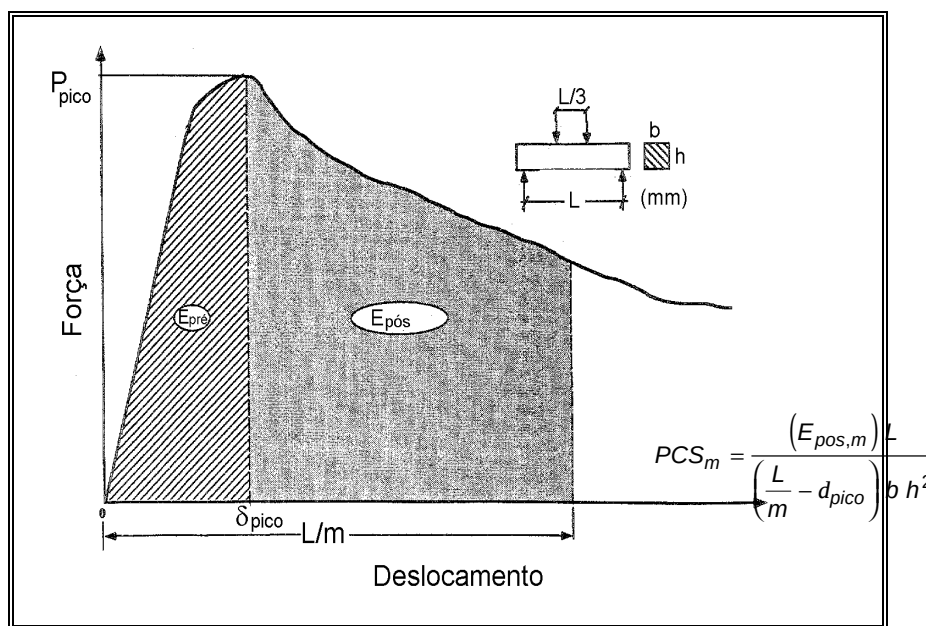


Fig. 4.11 - Critério proposto por BANTHIA & TROTTIER (1995).

4.10 FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço de seção circular são produzidas com o corte de fios, sendo de 0,45 a 1,0 mm os diâmetros típicos. Em geral, os comprimentos das fibras variam de 12,7 mm a 63,5 mm (ACI 544.3R - 1993). Fibras lisas são produzidas com seção típica variando de 0,15 a 0,41 mm na espessura por 0,25 a 0,90 mm na largura (ACI 544.1R - 1986). Alguns tipos têm sido produzidos com ondulações ou deformações em todo o comprimento, ou dobrados apenas nas extremidades. A resistência à tração das fibras de aço varia de 345 a 2100 MPa e a deformação última de 0,5 a 35 %. O volume usual de fibras de aço varia de 0,25 % (20 kg/m³) a 2 % (157 kg/m³), embora o limite superior seja usualmente de 95 a 118 kg/m³ (ACI 544.3R - 1993).

As fibras de aço melhoram acentuadamente muitas das propriedades de argamassas e concretos, principalmente a resistência ao impacto e a tenacidade. Em aplicações estruturais, as fibras de aço podem ser utilizadas para substituir as armaduras secundárias e suplementar a armadura principal. Podem também ser utilizadas para inibir a fissuração e melhorar a resistência à deterioração do material, como resultado de fadiga, impacto, retração, variações de temperatura ou umidade e explosão (ACI 544.4R - 1988).

As propriedades mecânicas do concreto com fibras de aço são influenciadas pelo tipo de fibra, razão de aspecto, conteúdo de fibras, resistência da matriz, tamanho, forma e método de preparação do corpo-de-prova e dimensão dos agregados. Por esta razão,

as misturas propostas para uso em projeto devem ser testadas, preferencialmente em corpos-de-prova que representem o uso final, para verificar os valores das propriedades assumidos no projeto (ACI 544.4R - 1988).

O compósito com fibra de aço é usualmente especificado pela resistência e conteúdo de fibra. Em certas aplicações onde a absorção de energia ou resistência à ruptura após a fissuração são importantes (estruturas sujeitas a impactos, explosões, cavitação, choques térmicos e outras ações dinâmicas), a tenacidade ou índice de tenacidade podem ser especificados para ajudar a definir o desempenho necessário do compósito. A resistência à flexão é normalmente especificada para aplicações em pavimentação e a resistência à compressão é normalmente especificada para outras aplicações estruturais. A resistência à compressão é útil para a correta proporção dos componentes, porém não serve para caracterizar a intensificação das propriedades mecânicas dos compósitos. Resistências à tração na flexão de 4,8 a 6,9 MPa e à compressão de 34,5 a 48,3 MPa aos 28 dias são valores típicos. O código ASTM C 1116 fornece os detalhes para a especificação e a fabricação de compósitos com fibras de aço (ACI 544.3R - 1993).

4.10.1 Tecnologia de Produção

Três diferentes métodos de fabricação são comumente usados para produzir os compósitos com fibras de aço: mistura convencional, concreto projetado e "SIFCON". Em FIGUEIREDO (1997), encontra-se amplo estudo do concreto projetado.

O guia ACI 544.3R (1993) descreve com detalhes a mistura, o lançamento e o adensamento do concreto com fibras de aço. O processo de produção deve garantir uma dispersão uniforme das fibras e trabalhabilidade suficiente no estado fresco. Embora uma maior razão de aspecto melhore as propriedades do concreto endurecido, esta dificulta a trabalhabilidade no estado fresco. Em resumo, pode-se afirmar que o aumento no comprimento e no volume das fibras dificulta a trabalhabilidade e a dispersão uniforme. Mesmo para fibras de comprimentos pequenos (12-50 mm), apenas 1 a 2 % de fibras podem ser utilizadas com processos convencionais de mistura. Conteúdos de fibras acima de 2 % geralmente resultam em pobre trabalhabilidade e dispersão das fibras.

Segundo o ACI 544.3R (1993), em muitos projetos, as fibras de aço têm sido incorporadas aos concretos convencionais sem qualquer alteração. Onde um muito grande número de fibras por volume é usado, é necessário melhorar a trabalhabilidade por meio de uma maior quantidade de pasta, ou o uso de pozolanas (cinza volante, escória, sílica ativa) em adição ou substituição parcial do cimento.

O maior uso de compósitos convencionalmente misturados é em pavimentos de aeroportos, pisos industriais e estruturas hidráulicas.

4.10.2 Resistência à Compressão

As fibras têm pequeno efeito sobre a resistência do concreto à compressão, aumentando ou diminuindo levemente o resultado do teste. Entretanto, as fibras aumentam bastante a tenacidade no estado pós-fissuração (fig. 4.12). Com maiores conteúdos de fibras usando a tecnologia de fabricação do “SIFCON”, aumentos consideráveis na resistência à compressão última foram obtidos (acima de 500 %).

Para a execução do ensaio à compressão, podem ser utilizadas as normas comuns do concreto convencional. Os cilindros (15 x 30 cm) devem ser moldados com vibração externa a fim de não influenciar a distribuição das fibras.

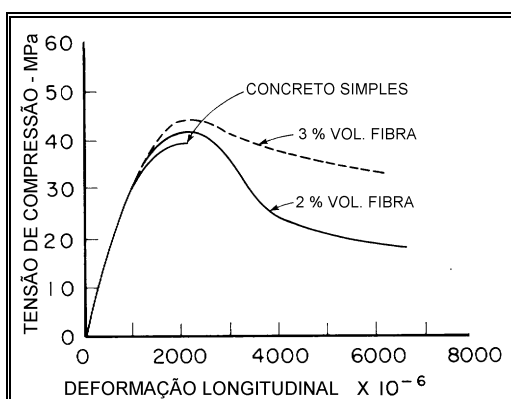


Fig. 4.12 - Curvas tensão de compressão-deformação de concretos com fibras de aço (FONTE: BENTUR & MINDESS -1990).

4.10.3 Resistência à Tração

Compósitos com fibras alinhadas na direção das tensões de tração podem exibir grandes aumentos na resistência à tração direta. Com fibras dispersas aleatoriamente, o aumento varia de valores muito pequenos a até 60 %, sendo os valores intermediários mais prováveis. Ensaio à tração direta de concretos com fibras de aço realizados por ZHAN et al. (1992) apresentaram maior resistência à tração (~ 18 %) em relação ao concreto sem fibras. Como na compressão, as fibras de aço aumentam consideravelmente a absorção de energia (tenacidade), (BENTUR & MINDESS - 1990).

Segundo o ACI 544.4R (1988) não existe qualquer ensaio à tração direta padronizado para determinar a curva tensão de tração-deformação. A curva depende das dimensões do corpo-de-prova, método de ensaio e rigidez da máquina, e os resultados apresentam grande variação.

4.10.4 Resistência à Flexão

A influência das fibras de aço sobre a resistência à flexão de concretos e argamassas é muito maior do que sobre a tração e a compressão direta. O aumento da resistência à flexão chega até a 100 % e é influenciado pelo volume de fibras e razão de aspecto, sendo que maiores razões de aspecto resultam em aumentos maiores da resistência à flexão.

A tenacidade na flexão também aumenta consideravelmente, conforme se aumenta o volume de fibras e a razão de aspecto. Fibras com melhores características de aderência e ancoragem também aumentam a tenacidade e a resistência à flexão.

A resistência última à flexão (módulo de ruptura) geralmente aumenta com o maior volume e razão de aspecto das fibras. Concentrações menores do que 0,5 % e baixa razão de aspecto (menores que 50) têm efeitos desprezíveis sobre as propriedades da resistência estática. A resistência última à flexão aos 28 dias, para concretos contendo de 0,5 a 1,5 % por volume de fibra com agregados de 8 a 19 mm, varia tipicamente de 5,5 a 7,5 MPa, dependendo da relação v/d , tipo de fibra e relação água/cimento (ACI 544.4R - 1988).

4.10.5 Fadiga

Conforme o ACI 544.2R (1989) a *“capacidade de suportar ações dinâmicas e cíclicas à flexão é uma importante propriedade dos compósitos com fibras, particularmente em aplicações envolvendo ações repetidas, tais como pavimentos e lajes de pisos industriais.”* RAMAKRISHNAN & LOKVIK (1992) afirmam: *“em muitas aplicações, particularmente em pavimentos, piso de pontes, revestimentos de túneis e estruturas marítimas (offshore), a resistência à fadiga na flexão e a resistência limite (endurance limit) são importantes parâmetros de projeto, porque essas estruturas são projetadas com base na resistência à fadiga. O conhecimento da relação entre o número de ciclos para ruptura e tensões aplicadas é essencial.”*

Como descrito em BATSON et al. (1972), o mecanismo de ruptura por fadiga de materiais frágeis como o concreto é um processo complexo, o qual envolve três estágios:

- 1º - Iniciação das microfissuras;
- 2º - Lento crescimento das microfissuras a um tamanho crítico;
- 3º - Rápida propagação das fissuras de tamanho crítico.

Num grande volume de concreto, os três estágios estariam ativos em qualquer instante de tempo, mas para um pequeno volume os estágios devem ser seqüenciais. A iniciação de microfissuras é uma característica inerente do concreto devido à presença de vazios de ar e regiões fracas ou sem aderência entre os agregados e a pasta. Haverá alguma microfissura com forma, dimensão e orientação que crescerá de maneira lenta e estável a um tamanho crítico, e então aumentará rapidamente. Quando um suficiente número de fissuras se unem para formar uma fissura contínua, a ruptura da viga ocorre rapidamente.

Pouco pode ser feito de maneira prática para controlar os estágios um e três do mecanismo de ruptura. Há a possibilidade de retardar ou inibir o crescimento das microfissuras do estágio dois, aplicando fibras de aço randomicamente dispersas e intimamente espaçadas.

NAAMAN et al. (1993) executaram um extenso programa de pesquisa sobre concreto com fibras de aço (Dramix 30/50 e 50/50), no teor de 2 % por volume. Estudaram dois compósitos à fadiga na flexão, o primeiro com a fibra 30/50 e o segundo com a fibra 30/50 combinada com a fibra 50/50. Os ensaios de fadiga na flexão foram realizados após as vigas prismáticas estarem fissuradas. Concluíram que as vigas mostraram uma resistência média à fadiga da ordem de 10 ciclos para o carregamento variando entre 10 e 90 % da sua resistência estática última, 8.000 ciclos para o carregamento variando entre 10 e 80 %, e mais do que 2.700.000 ciclos para o carregamento variando entre 10 e 70 %. Os dois compósitos apresentaram comportamento similar sob o carregamento de fadiga.

RAMAKRISHNAN, OBERLING & TATNALL (1987) realizaram uma pesquisa de fadiga à flexão em compósitos com as fibras ZP 50/.50 e ZP 60/.80, nas quantidades de 40 e 60 kg/m³. O concreto de controle apresentou resistência à compressão aos 28 dias de 38 MPa e módulo de ruptura de 5 MPa. Os ensaios de fadiga foram feitos em vigas prismáticas 10 x 10 x 35 cm, com frequência de 20 Hz. Para o concreto de controle, a resistência limite (*endurance limit*) para 2.000.000 de ciclos foi de 50 a 55 % do módulo de ruptura. Os concretos com fibras alcançaram o valor de 90 % do seu módulo de ruptura. Comparados ao concreto de controle, os compósitos com fibras tiveram aumentos de 200 a 250 % da resistência à fadiga na flexão.

Resultados de fadiga em vigas de concreto armado reforçadas com fibras de aço podem ser encontrados em KORMELING, REINHARDT & SHAH (1980).

A capacidade de resistir à iniciação de fissuras, reduzir o número e o tamanho de fontes de fissuras antes e no processo de fadiga, e a capacidade de resistir à propagação e à extensão das fissuras no processo de fadiga produzirá um profundo efeito sobre a resistência à fadiga. A chave para aumentar a resistência à fadiga de concretos de alta resistência é o aumento da habilidade de deter ou reprimir a propagação das fissuras (*crack-arresting ability*). Isso pode ser obtido segundo duas vias: redução do tamanho e

quantidade de fontes originais de fissuras e capacidade de inibir iniciação e extensão de fissuras (WEI, JIANMING & YUN - 1996).

4.10.6 Impacto

A propriedade mais importante e necessária para um material sujeito a ações dinâmicas é a sua capacidade de absorção de energia ou tenacidade e esta é uma das mais importantes características que as fibras incorporam ao concreto. A adição de fibras de aço ao concreto aumenta substancialmente a resistência do concreto ao impacto. Para o compósito com fibras de aço, o número de golpes para levar à ruptura é tipicamente de várias centenas, comparado aos 30 a 50 para o concreto simples. A energia de fratura para vigas com fibras de aço sob impacto é de 40 a 100 vezes maior do que para vigas de concreto simples.

A maior energia necessária para o arrancamento das fibras da matriz proporciona a resistência ao impacto e a resistência ao lascamento e fragmentação sob ação rápida (ACI 544.4R - 1988).

Em ampla pesquisa realizada sobre dormente de concreto sob ação de impacto, WANG (1996) estudou um modelo de dormente de concreto com: a) 1 % por volume de fibras de aço com comprimentos de 30 e 50 mm e diâmetro de 0,5 mm; b) sete estribos ϕ 5 mm cada 8 cm apenas nas regiões do dormente sob cada trilho; c) redução da resistência à compressão de 65 para 40 MPa e d) redução da força de protensão de 400 para 227 kN. As conclusões foram: a) *a adição de fibras de aço ao concreto melhorou enormemente o comportamento do dormente, resultando em fissuras mais curtas e mais finas; b) sob pulsos repetidos de curta duração, as fissuras verticais no dormente podem ser acompanhadas por fissuras horizontais; estribos podem, particularmente quando usados com fibras, efetivamente retardar a deterioração do dormente de concreto; c) análises teóricas e experimentais mostram que o fator de impacto é proporcional à raiz quadrada da altura de queda do martelo e da rigidez de uma viga à flexão. Reduzindo a resistência do concreto à compressão ou o nível de protensão do dormente, pode resultar em uma redução da rigidez à flexão dinâmica (dynamic flexural stiffness) e assim a magnitude das forças de impacto. Acredita-se que se essas medidas forem combinadas com o uso de fibras de aço no concreto, um novo tipo de dormente de concreto pode ser obtido, com melhorada ductilidade e alta resistência à ação de impacto.*

Na mesma pesquisa, o dormente com resistência à compressão de 40 MPa e fibras de aço curtas (30 mm) comportou-se de modo excelente, muito melhor que o mesmo dormente com resistência à compressão de 65 MPa; o dormente com menor nível

de protensão combinado com fibras curtas comportou-se muito melhor que o dormente original (sem fibras) e similar ao dormente com o nível de protensão normal e acrescido de fibras.

4.10.7 Outras Características Resistentes

Segundo o ACI 544.4R (1988) as fibras de aço melhoram substancialmente a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto. Podem ser usadas para substituir ou suplementar os estribos verticais. WILLIAMSON apud ACI 544.4R (1988)¹ concluiu que, com base no uso de fibras de aço com as extremidades deformadas, as fibras podem aumentar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto o suficiente para prevenir a ruptura catastrófica por tração diagonal e forçar a ruptura por flexão.

Aumentos da resistência à torção variaram de 27 a 100 %, devidos aos diferentes procedimentos de testes.

O efeito das fibras sobre a retração e a deformação lenta é pequeno, entretanto, fibras deformadas podem reduzir a retração livre por até 40 %.

Embora a diferença seja pequena, o concreto com fibras de aço é mais resistente à abrasão do que o concreto comum. Quanto à cavitação, o concreto com fibras apresenta melhor resistência que o concreto comum, se o fluxo é veloz e introduz cavitação ou impactos.

As fibras aumentam o momento último e a deformação última das vigas. Reduzem também as tensões de tração nas barras de armadura, por reduzir a largura das fissuras.

Sob carregamentos cíclicos reversos, as fibras melhoraram muito as características de ancoragem por aderência entre as barras contínuas e a matriz.

4.10.8 Durabilidade

A corrosão das fibras de aço próximas à superfície não tem apresentado problemas, ao contrário do que se poderia esperar. Foi observado que quando algumas fibras próximas à superfície são corroídas, não há qualquer efeito sobre a integridade estrutural do concreto e não há o lascamento da superfície.

¹ WILLIAMSON, G. R. (1978). *Steel Fibers as Web Reinforcement in Reinforced Concrete*. Proceedings, U.S. Army Science Conference, West Point, v.3, p.363-377 apud American Concrete Institute Committee 544 (1988). *Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete (ACI 544.4R)*, Detroit, 18p.

Em testes com ambientes marítimos, não houve corrosão das fibras em componentes de concreto não fissurados. Em componentes fissurados, houve a tendência à corrosão somente das fibras próximas à superfície.

MANGAT, MOLLOY & GURUSAMY (1989) realizaram uma pesquisa experimental para investigar a durabilidade, em ambiente marítimo, de um compósito com fibra de aço, 428 kg/m³ de cimento e uma relação água/cimento relativamente alta, 0,58. Os resultados mostraram que a resistência das fibras à corrosão induzida é igualmente satisfatória em misturas com relativamente baixo consumo de cimento e alta relação água/cimento, como é em misturas ricas (590 kg/m³) em cimento e baixa relação a/c (0,4).

4.10.9 Vigas de Concreto Protendido

São poucas as pesquisas sobre vigas de concreto protendido reforçadas com fibras de aço, porém os limitados resultados permitem concluir que as fibras podem ser usadas para melhorar o desempenho de vigas protendidas (BALAGURU & SHAH -1992).

BALAGURU & EZELDIN (1987) realizaram uma pesquisa sobre viga de seção T protendida, com a resistência do concreto à compressão de 60 MPa. Utilizaram a fibra de aço com gancho na extremidade, com 30 mm de comprimento e 0,5 mm de diâmetro, nas taxas de 29,5, 59, 88,5, 118 e 147,5 kg/m³. Segundo suas conclusões, a adição de fibras de aço resultou em: aumento do momento de fissuração, aumento da rigidez, decréscimo do deslocamento vertical, redução da abertura e espaçamento das fissuras, redução da tensão na armadura e melhora significativa da ductilidade.

FURLAN (1995) executou uma pesquisa experimental para analisar o desempenho dos elementos de concreto protendido de seção delgada com fibras, com pouca ou nenhuma armadura transversal, e a melhoria do comportamento resistente ao cisalhamento decorrente da adição de fibras curtas ao concreto e da aplicação da protensão. Algumas conclusões foram: a) as fibras aumentam a resistência ao cisalhamento; b) a protensão propicia o aumento da etapa elástico-linear, retardando o aparecimento das fissuras de flexão e de cisalhamento; c) a protensão também provoca o abatimento das bielas e aumenta a extensão da zona não fissurada; d) as tensões nos estribos são menores do que prevê a analogia clássica de treliça. A inclinação preferencial das bielas próximo da ruptura situou-se entre 25 e 35 graus.

4.10.10 Aplicações

O ACI 544.3R (1993) diz que *“geralmente, quando usado em aplicações estruturais, o concreto reforçado com fibras de aço deve somente ser usado em uma função suplementar para inibir a fissuração, melhorar a resistência ao impacto ou*

carregamento dinâmico e para resistir à desintegração do material. Em elementos estruturais onde tensões de tração axial ou de flexão irão ocorrer, tal como em vigas, colunas, lajes suspensas, a armadura de aço deve ser capaz de resistir às tensões de tração ... Em aplicações onde a presença de armaduras contínuas não é essencial para a segurança e a integridade da estrutura, a melhora da resistência à flexão pode ser usada para reduzir a espessura das seções, melhorar o desempenho ou ambas”.

As fibras de aço vêm sendo aplicadas em usos estruturais e não-estruturais, como por exemplo: estruturas hidráulicas (barragens, vertedouros e para resistir à cavitação), pavimentos de aeroportos e rodovias, pisos industriais, fundações de máquinas, concreto refratário, pisos de pontes, revestimentos de túneis e minas, revestimentos lançados para estabilização de taludes em rodovias e ferrovias, cascas finas, estruturas resistentes à explosão, reservatórios de líquidos e elementos pré-fabricados (ACI 544.3R - 1993). O ACI 544.1R (1986) fornece em detalhes diversas aplicações de compósitos com fibras de aço.

Há inúmeros exemplos de pavimentos de aeroportos e rodovias e pisos industriais onde o concreto reforçado com fibras de aço foi usado por apresentar a melhor solução técnica e também econômica. A melhor resistência à flexão dos compósitos proporcionam um acréscimo de vida ao pavimento e redução da sua espessura, chegando, em alguns casos, de 30 a 50 % (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 1991).

A aplicação de compósitos aos pavimentos aumenta o espaçamento das juntas e diminui a abertura das fissuras, o que reduz a penetração de água e conseqüentemente os custos de manutenção. Grande resistência ao impacto é também uma outra razão para o uso desses compósitos nos pavimentos. *“A inerente tenacidade juntamente com a maior resistência à flexão leva a um melhor desempenho do pavimento sob carregamentos rapidamente aplicados, condições características de pavimentos de aeroportos e rodovias”* (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - 1991).

CAPÍTULO 5

ESTUDO DOS COMPÓSITOS

Este capítulo descreve os procedimentos utilizados para, por meio de dosagem experimental, definir o traço inicial de dois diferentes concretos, o primeiro com 100 % de brita 1 e o segundo com 50 % de britas 1 e 2, respectivamente. Aos dois diferentes concretos foram acrescentadas fibras de aço, nas taxas de 40 e 60 kg/m³ (aproximadamente 0,5 e 0,75 % por volume), dando origem a quatro compósitos distintos. As características de trabalhabilidade e resistência dos compósitos foram estudadas com o objetivo de escolher aquele de melhor desempenho, de modo a investigar o comportamento estrutural dos dormentes com este compósito. A tenacidade dos compósitos é analisada e comparada segundo os critérios da ASTM C 1018, JSCE - SF 4 e a proposição de BANTHIA & TROTTIER.

5.1 MATERIAIS UTILIZADOS

Descrevem-se a seguir as características dos materiais utilizados nos estudos.

5.1.1 Cimento

O cimento utilizado foi o de alta resistência inicial CP V ARI PLUS da empresa Ciminas S.A. A massa específica real do cimento, segundo o fabricante, é de 3,10 kg/dm³ (NBR 6474/84).

5.1.2 Aditivo Superplastificante

Foi utilizado o aditivo superplastificante RX 3000 da empresa Reax Indústria e Comércio Ltda, com densidade de 1,16 kg/dm³, recebido em doação.

5.1.3 Agregados

As características físicas dos agregados estão mostradas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Características físicas dos agregados.

Característica	Norma	AREIA	BRITA 1	BRITA 2
Massa Unitária Solta (kg/dm ³)	NBR 7251/82	1,45	1,48	1,47
Massa Unitária Compactada (kg/dm ³)	NBR 7810/83	1,64	1,65	1,67
Massa Específica (kg/dm ³)	NBR 9776/87	2,60	2,88	2,92
Dimensão Máxima (mm)	NBR 7217/87	2,4	19,0	25,0
Módulo de Finura	NBR 7217/87	2,21	6,63	7,37

O agregado miúdo foi adquirido na cidade de São Carlos e a sua granulometria, conforme a NBR 7217/87, está mostrada na Tabela 5.2; de acordo com a norma NBR 7211/83, a areia foi classificada como fina e pertencente à zona 2. Os agregados graúdos eram de origem basáltica; a análise granulométrica das britas 1 e 2 estão apresentadas nas Tabelas 5.3 e 5.4.

Tabela 5.2 - Análise Granulométrica do Agregado Miúdo (NBR 7217/87).

Peneira (mm)	Material retido (g)	% retida	% retida acumulada
4,8	3,72	1	1
2,4	6,00	1	2
1,2	31,84	6	8
0,6	134,36	27	35
0,3	201,38	40	75
0,15	122,70	25	100
Fundo	-	-	

Tabela 5.3 - Análise Granulométrica da brita 1 (NBR 7217/87).

Peneira (mm)	Material retido (g)	% retida	% retida acumulada
25,0	0	0	0
19,0	0	0	0
12,5	1175	24	24
9,5	1955	39	63
4,8	1870	37	100
2,4			100
1,2			100
0,6			100
0,3			100
0,15			100
Fundo	-	-	-

Tabela 5.4 - Análise Granulométrica da brita 2 (NBR 7217/87).

Peneira (mm)	Material retido (g)	% retida	% retida acumulada
25,0	0		0
19,0	37		37
12,5	61		98
9,5	2		100
4,8			100
2,4			100
1,2			100
0,6			100
0,3			100
0,15			100
Fundo	-	-	-

5.2 DEFINIÇÃO DO TRAÇO DOS CONCRETOS

No início dos estudos para a determinação do traço dos concretos, vislumbrou-se dois diferentes processos para a sua determinação. O primeiro processo consistiria de, a partir de um traço pré-definido por outros estudos, adaptá-lo às necessidades da pesquisa. No segundo processo, o traço do concreto seria determinado por meio de um método experimental. Este último processo foi o escolhido por ter a vantagem de tornar possível escolher todas as características que o concreto deveria possuir, tais como: o teor de argamassa, o abatimento, a resistência à compressão, o fator água/cimento etc.

Com a dosagem experimental que foi realizada, procurou-se determinar o traço de dois diferentes concretos, um com o agregado graúdo consistindo de brita 1 apenas e o outro com britas 1 e 2, com 50 % para cada brita. Os concretos deveriam apresentar as seguintes características: abatimento em torno de 60 mm, resistência média de dosagem à compressão aos 28 dias igual a 55 MPa e um teor de argamassa pouco acima daquele considerado como ideal, além do fator água/cimento menor ou igual a 0,45.

O método de dosagem escolhido foi o descrito em HELENE & TERZIAN (1993). Neste método, o teor de argamassa considerado ideal é determinado com o acréscimo de cimento, areia e água numa mistura inicial de traço 1:5,0. Em seguida, três misturas são realizadas nas proporções de 1:3,5, 1:5,0 e 1:6,5, mantendo-se o teor de argamassa considerado ideal na mistura inicial e o mesmo abatimento.

A Tabela 5.5 mostra as características básicas para o estudo da dosagem.

Tabela 5.5 - Características básicas do concreto.

ITENS	DEFINIÇÕES
f_{ck} (projeto) MPa	50
Elemento estrutural em que o concreto será aplicado	dormente
Espaçamento entre as barras de aço (mm)	30
Dimensão máxima característica do agregado graúdo adotado (mm)	19 e 25
Abatimento adotado (mm)	60
Cimento; marca, tipo e classe	CP V ARI Plus Ciminias
Relação água/cimento (em função da durabilidade da estrutura)	0,45
Desvio-padrão da dosagem (MPa)	3,0
Resistência de dosagem (MPa)	55
Relação água/cimento (em função da resistência de dosagem)	-
Aditivo; marca, tipo e proporção	Reax 3000
Idade de ruptura dos corpos-de-prova (dias)	3, 7, 15 e 28
Estimativa de perda de argamassa no sistema de transporte e lançamento do concreto (%)	0

O estudo iniciou com a determinação do teor ideal de argamassa para os dois concretos. Partiu-se de um teor de argamassa igual a 45 %, para o traço 1:1,70:3,30:0,50 (1:5,0). As misturas foram realizadas em betoneira de eixo inclinado, com capacidade de 150 litros. A Tabela 5.6 para o concreto com brita 1 sem brita 2 e a Tabela 5.7 para o concreto com britas 1 e 2 mostram os acréscimos de cimento, areia e água que foram feitos às misturas iniciais.

Tabela 5.6 - Concreto com brita 1 sem brita 2. Determinação do teor ideal de argamassa para o traço 1:5,0.

Teor de argamassa	Traço Unitário	AREIA		CIMENTO		ÁGUA	
		Massa total (kg)	Acrésc. (kg)	Massa total (kg)	Acrésc. (kg)	Massa total (kg)	Acrésc. (kg)
45	1:1,70:3,3	15,45	3,57	9,09	0,71	4,55	0,60
49	1:1,94:3,0	19,02	2,00	9,80	0,40	5,15	0,30
51	1:2,06:2,9	21,02	2,17	10,20	0,44	5,45	0,40
53	1:2,18:2,8	23,19	2,36	10,64	0,47	5,85	0,25
55	1:2,30:2,7	25,55	2,59	11,11	0,52	6,10	0,30
57	1:2,42:2,5	28,14	2,84	11,63	0,57	6,40	0,325
59	1:2,54:2,4	30,98	-	12,20	-	6,725	-

Para o concreto sem brita 2, os teores de argamassa de 55 e 57 % foram considerados como os teores ideais; no entanto preferiu-se adotar um teor um pouco acima (59 %), a fim de propiciar uma melhor trabalhabilidade quando ao concreto fossem acrescentadas as fibras de aço. O concreto com teor de argamassa de 59 % resultou num abatimento de 55 mm e a relação água/cimento igual a 0,55.

Tabela 5.7 - Concreto com britas 1 e 2 - Determinação do teor ideal de argamassa para o traço 1:5,0.

Teor de argamassa	Traço Unitário	AREIA		CIMENTO		ÁGUA	
		Massa total (kg)	Acrésc. (kg)	Massa total (kg)	Acrésc. (kg)	Massa total (kg)	Acrésc. (kg)
45	1:1,70:3,30	15,45	3,57	9,09	0,71	4,55	0,30
49	1:1,94:3,06	19,02	2,00	9,80	0,40	4,85	0,35
51	1:2,06:2,94	21,02	2,17	10,20	0,44	5,20	0,30
53	1:2,18:2,82	23,19	2,36	10,64	0,47	5,50	0,335
55	1:2,30:2,70	25,55	-	11,11	-	5,835	-

Para o concreto com britas 1 e 2, o teor de argamassa de 51 % foi considerado como o teor ideal; no entanto preferiu-se adotar um teor um pouco acima (55 %), a fim de propiciar uma melhor trabalhabilidade quando ao concreto fossem acrescentadas as fibras de aço. O concreto com teor de argamassa de 55 % resultou num abatimento de 55 mm e a relação água/cimento igual a 0,525.

Após determinados os teores ideais de argamassa para os dois diferentes concretos, foram feitas várias outras misturas com o objetivo de traçar os diagramas de dosagem, mostrados nas fig. 5.5 e 5.6.

Mantendo-se o teor de argamassa de 59 % para o concreto com brita 1 sem brita 2 e 55 % para o concreto com britas 1 e 2, para cada concreto foram feitas outras três misturas experimentais (rica, média e pobre). As misturas foram feitas em betoneira de eixo inclinado e seguiam sempre o mesmo procedimento. Antes da primeira mistura, era feita a imprimadura da betoneira, conforme indicação de HELENE & TERZIAN (1993). A seqüência de mistura dos materiais foi a seguinte: primeiro eram misturados por cerca de 30 seg a brita 1 e parte da água já com o aditivo, a seguir era acrescentado o cimento e nova mistura por um minuto, então a areia era acrescentada, misturando-se por mais cinco minutos.

Para cada uma das três misturas de cada concreto, foram moldados cinco corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15 x 30 cm. Estes eram preenchidos até a metade e então adensados em mesa vibratória por alguns segundos. Em seguida, após o molde estar totalmente preenchido, nova vibração era aplicada.

Como o abatimento desejado foi relativamente baixo (60 ± 10 mm) adotou-se um consumo de aditivo superplastificante de apenas 0,6 % da massa do cimento. Após a mistura inicial o abatimento era verificado e, se necessário, novas quantidades de água eram acrescentadas até a obtenção do abatimento desejado.

Os resultados obtidos estão mostrados na Tabela 5.8 para o concreto com brita 1 sem brita 2 e na Tabela 5.9 para o concreto com britas 1 e 2.

A correlação entre a resistência à compressão (f_c) e a relação água/cimento, para os dois concretos, estão mostradas nas fig. 5.1 e 5.2. As fig. 5.3 e 5.4 mostram a evolução da resistência à compressão com a idade.

Tabela 5.8 - Misturas experimentais. Concreto com brita 1 sem brita 2.

Traço em massa	1:m 1:a:p ₁ :p ₂	1:3,5 1:1,66:1,84	1:5,0 1:2,54:2,46	1:6,5 1:3,43:3,07
Teor de argamassa (%)		59	59	59
Agregado graúdo 1 (kg)		32,20	31,98	33,77
Agregado graúdo 2 (kg)		-	-	-
Agregado miúdo (kg)		29,05	33,02	37,73
Cimento (kg)		17,5	13,0	11,0
Água (kg)		7,0	6,965	8,47
Aditivo (0,6 %) (g)		122	90	77
Relação água/cimento		0,41	0,54	0,78
Consumo por m ³ de concreto	Cimento (kg)	498,3	371,2	286,7
	Água (l)	199,32	198,88	220,76
Abatimento tr. de cone (mm)		75	60	55
Nº de corpos-de-prova		6 a 10	1 a 5	11 a 15
Resistência à compressão axial à idade (MPa)	1 d (1cp)	36,91	22,13	14,62
	7 d (1cp)	48,66	37,01	27,99
	15 d (1cp)	47,88	38,24	29,90
	28 d (2cp)	54,42	41,33	31,33

Tabela 5.9 - Misturas Experimentais. Concreto com britas 1 e 2.

Traço em massa	1:m 1:a:p ₁ :p ₂	1:3,5 1:1,48:1,01:1,01	1:5,0 1:2,30:1,35:1,35	1:6,5 1:3,13:1,69:1,6
Teor de argamassa (%)		55	55	55
Agregado graúdo 1 (kg)		17,675	17,55	18,535
Agregado graúdo 2 (kg)		17,675	17,55	18,535
Agregado miúdo (kg)		25,90	29,90	34,43
Cimento (kg)		17,5	13,0	11,0
Água (kg)		6,67	6,39	7,61
Aditivo (0,6 %) (g)		122	90	77
Relação água/cimento		0,39	0,50	0,70
Consumo por m ³ de concreto	Cimento (kg)	505,5	379,0	294,8
	Água (l)	192,67	186,29	203,95
Abatimento tr. de cone (mm)		63	70	65
Nº de corpos-de-prova		6 a 10	1 a 5	11 a 15
Resistência à compressão axial à idade (MPa)	3 d (1cp)	47,58	29,32	24,81
	7 d (1cp)	51,21	40,09	33,01
	15 d (1cp)	45,33	42,95	35,34
	28 d (2cp)	57,33	48,63	39,94

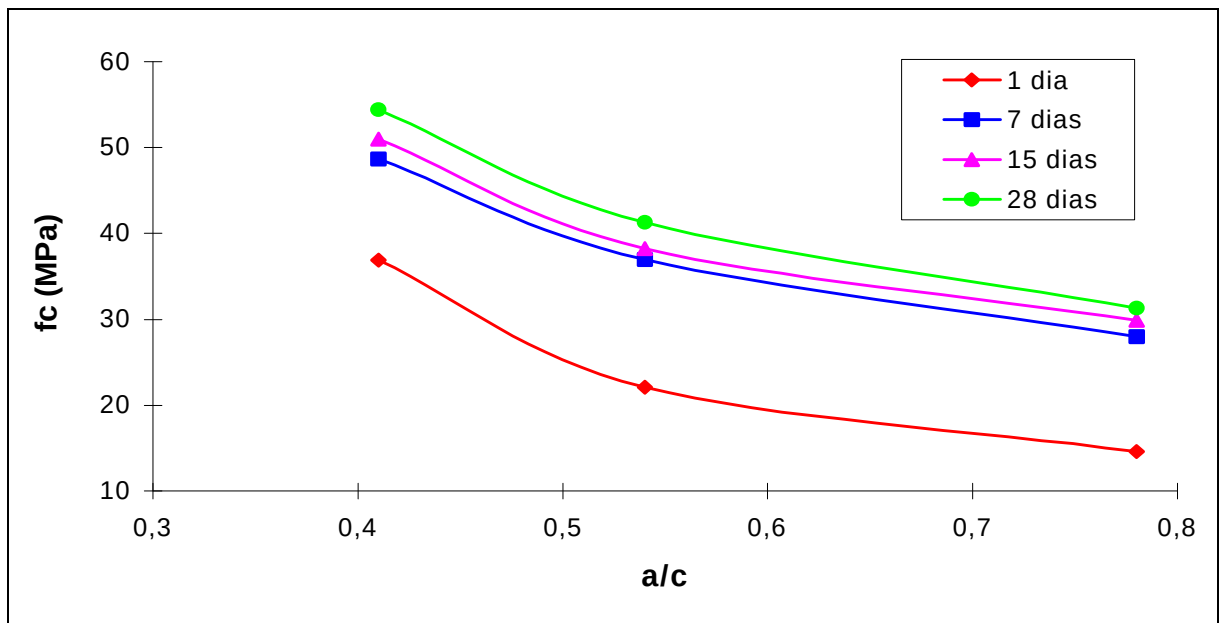


Fig. 5.1 - Concreto com brita 1 sem brita 2. Evolução da resistência à compressão com a idade em função da relação a/c .

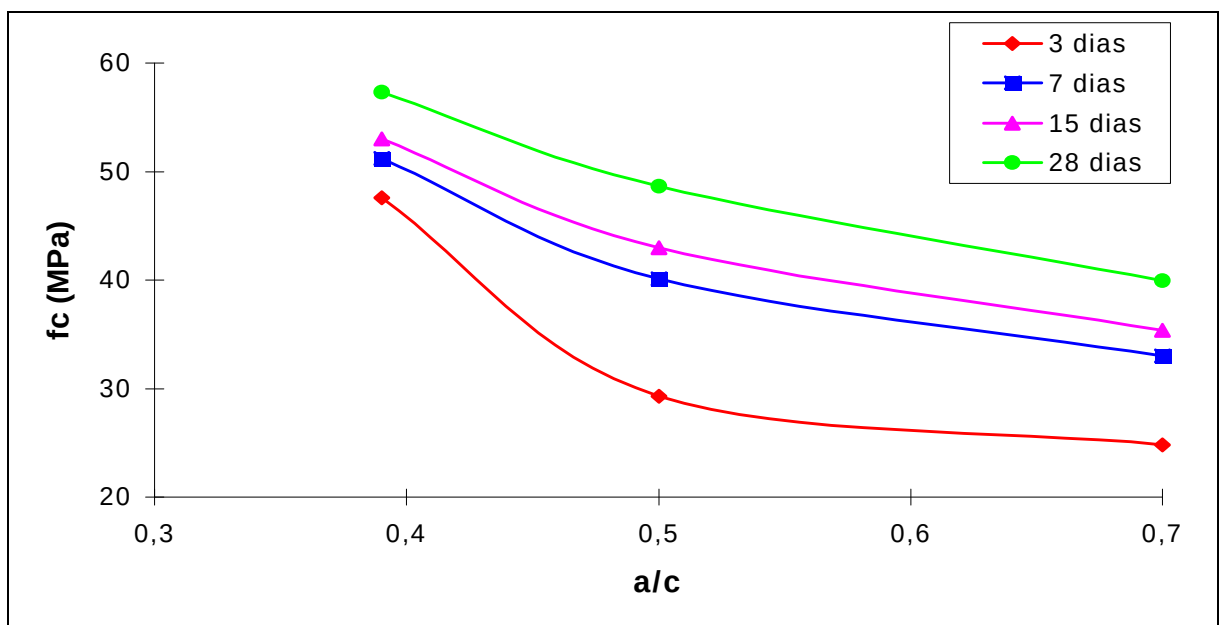


Fig. 5.2 - Concreto com britas 1 e 2. Evolução da resistência à compressão com a idade em função da relação a/c .

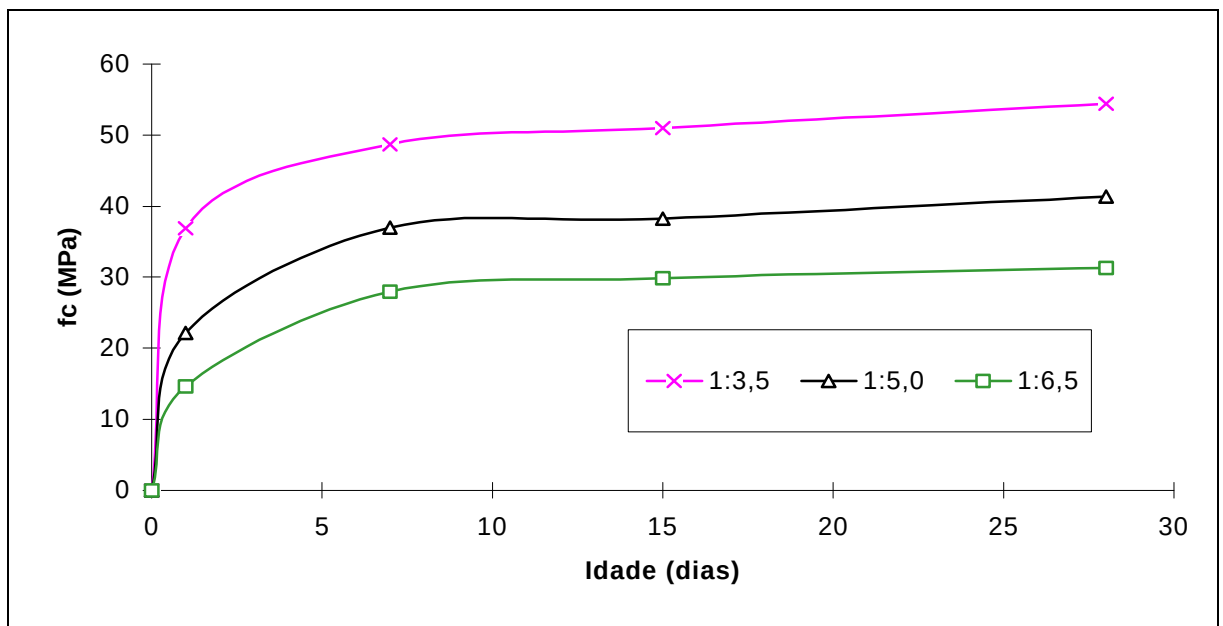


Fig. 5.3 - Concreto com brita 1 sem brita 2. Evolução da resistência à compressão com a idade.

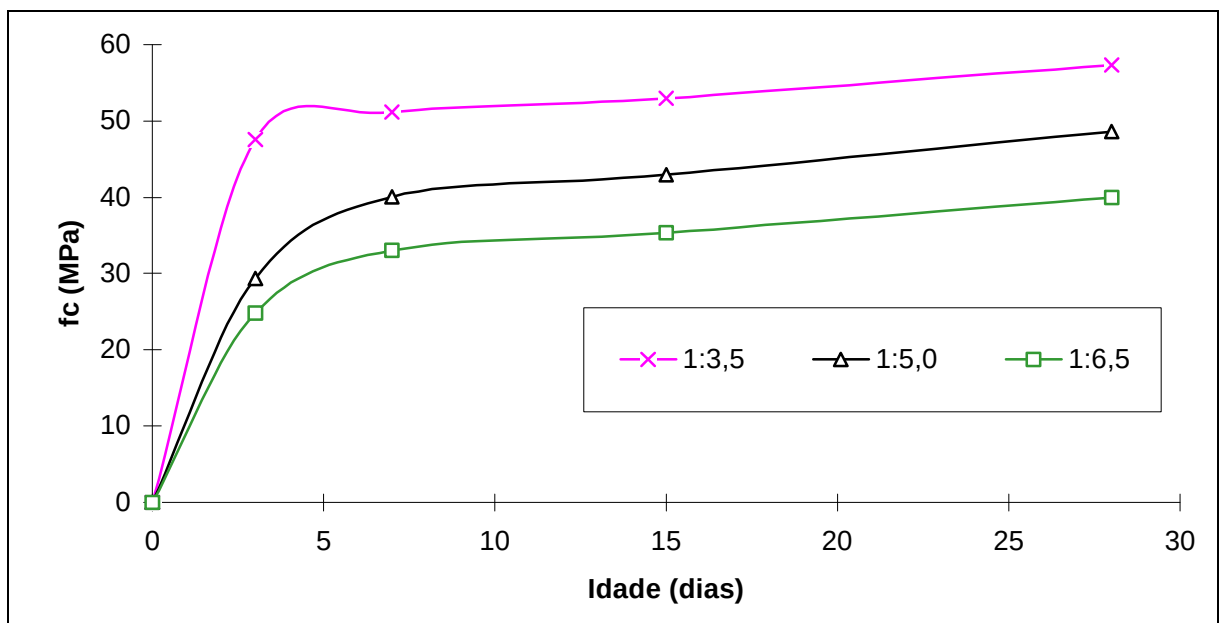


Fig. 5.4 - Concreto com britas 1 e 2. Evolução da resistência à compressão com a idade.

As fig. 5.5 e 5.6 apresentam o diagrama de dosagem para os dois diferentes concretos, onde m representa a relação agregados secos/cimento em massa e C o consumo de cimento por metro cúbico de concreto. O valor de m pode ser entendido como a soma dos agregados graúdos e miúdos, para uma unidade de cimento:

$$m = a + p \quad (5.1)$$

onde:

a = relação agregado miúdo seco/cimento em massa (kg/kg);

p = relação agregados graúdos secos/cimento em massa (kg/kg).

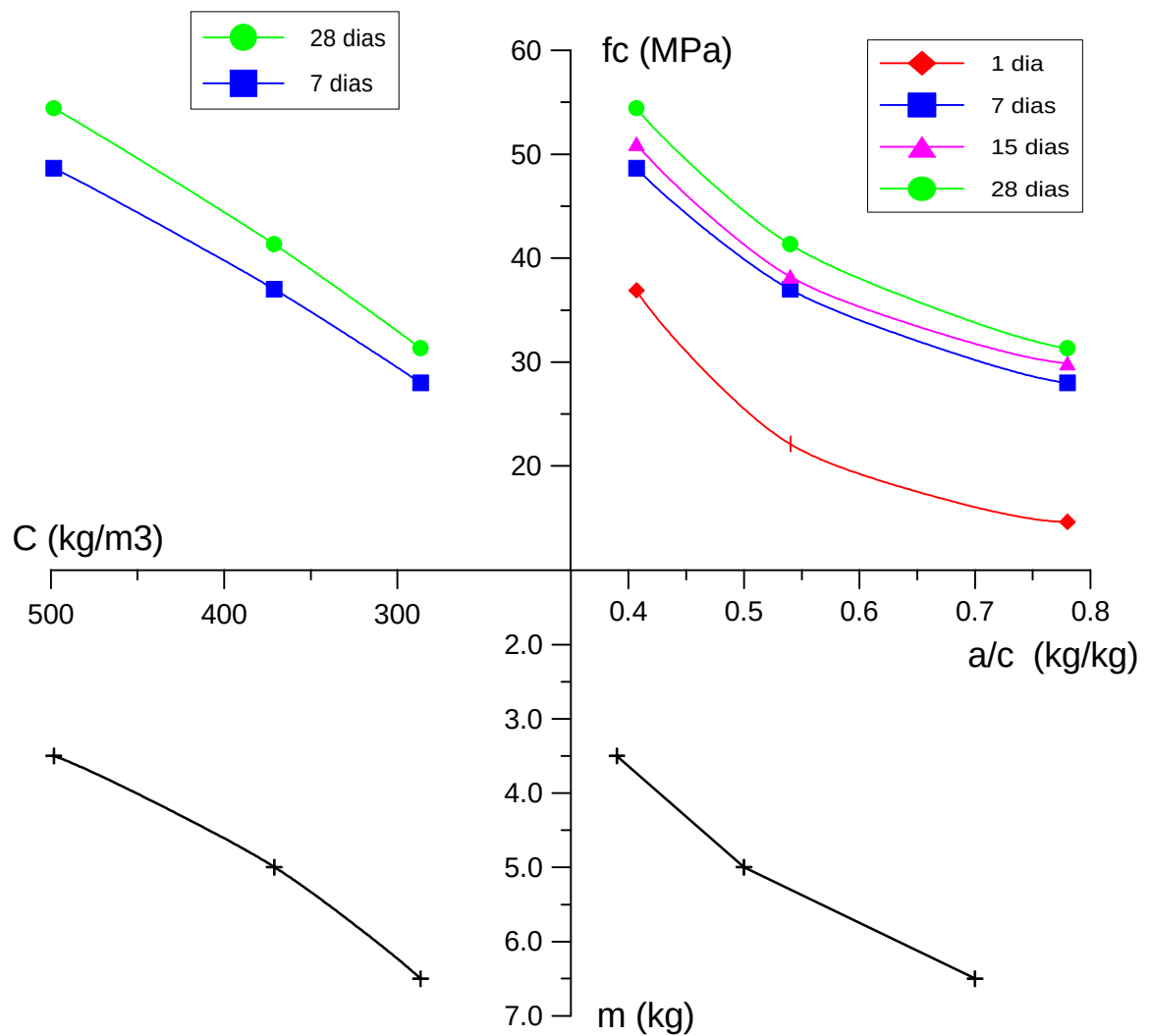


Fig. 5.5 - Diagrama de dosagem do concreto com brita 1 sem brita 2.

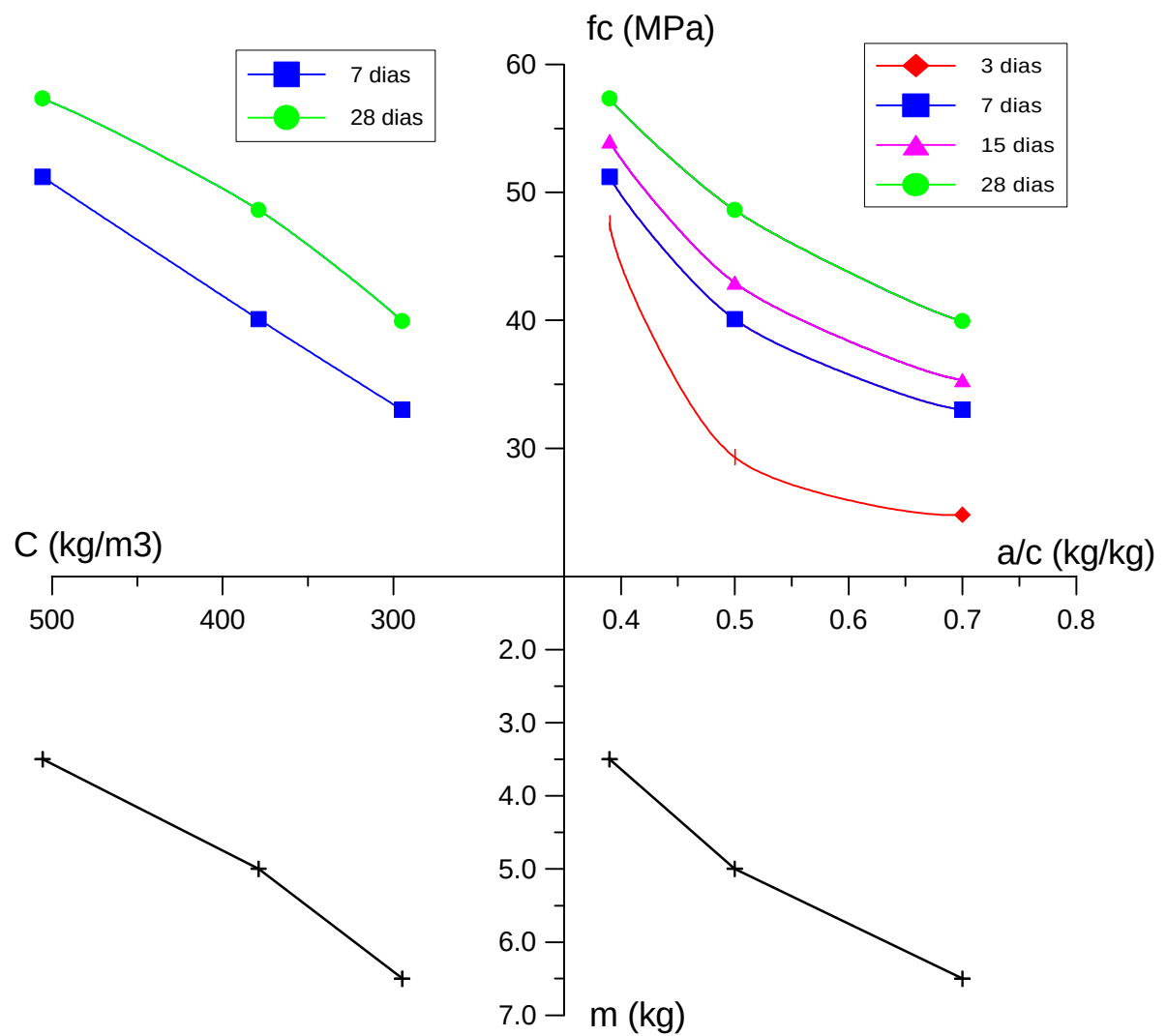


Fig. 5.6 - Diagrama de dosagem do concreto com britas 1 e 2.

É importante ressaltar que os diagramas mostrados nas fig. 5.5 e 5.6 são de concretos com abatimento em torno de 60 mm, com 0,6 % de aditivo superplastificante e teor de argamassa de 55 % (para o concreto com brita 1 sem brita 2) e 59 % (para o concreto com britas 1 e 2) e cimento ARI.

Do estudo realizado, para uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 50 MPa, definiram-se os traços em massa, indicados a seguir.

a) Concreto com brita 1 sem brita 2

1:1,66:1,84:0,40:0,6 % SP

A quantidade dos materiais, em kg por metro cúbico de concreto, resultou:

cimento = 500,0
areia = 830,0
brita 1 = 920,0
água = 197,2
aditivo = 3,48

b) Concreto com britas 1 e 2

1:1,48:1,01:1,01:0,40:0,6 % SP

A quantidade dos materiais, em kg por metro cúbico de concreto resultou:

cimento = 502,9
areia = 744,3
brita 1 = 507,9
brita 2 = 507,9
água = 198,4
aditivo = 3,50

Após a obtenção do traço dos dois diferentes concretos, o estudo prosseguiu com a incorporação de fibras de aço, com o objetivo de definir qual dos dois concretos seria aplicado no dormente objeto dos ensaios estáticos e dinâmicos.

Na sequência do estudo, aos dois concretos foram adicionadas fibras de aço com o propósito de determinar a trabalhabilidade (em ensaios de abatimento do tronco de cone e tronco de cone invertido), o módulo de deformação longitudinal, a tenacidade e as resistências mecânicas (compressão, tração por compressão diametral e tração na flexão).

5.3 CARACTERÍSTICAS DOS COMPÓSITOS NO ESTADO FRESCO

As fibras de aço foram incorporadas aos concretos em dois diferentes teores: 40 e 60 kg por metro cúbico de concreto (aproximadamente 0,5 e 0,75 % por volume). A fibra de aço aplicada foi a DRAMIX RC 80/60 BN. Essa fibra apresenta o comprimento de 60 mm e o diâmetro de 0,8 mm, o que resulta na razão de aspecto ou fator de forma de 75. A tensão de escoamento é de 1200 MPa. Entre tantos outros tipos e modelos, a fibra RC 80/60 BN foi escolhida por suas excelentes qualidades, por resultar compósitos com

expressivos resultados de tenacidade e resistência mecânica, conforme pesquisa realizada por PINTO JR. (1997).

A mistura dos compósitos foi feita em betoneira de eixo inclinado e a forma de mistura seguiu a mesma seqüência descrita no item 5.2, com o detalhe de que as fibras eram o último material colocado na betoneira. Após isso, o concreto era misturado por cinco minutos; nenhum problema foi observado e os compósitos apresentaram-se bem homogêneos.

A relação a/c dos compósitos foi mantida igual à dos concretos de controle, 0,40. No entanto, como é conhecido que as fibras de aço acarretam uma importante diminuição na mobilidade dos concretos, a quantidade de aditivo superplastificante foi significativamente aumentada, passando de 0,6 % para 1,5 % da massa de cimento.

As medidas tomadas dos compósitos no estado fresco foram a de abatimento do tronco de cone (NBR 7223/92) e abatimento do tronco de cone invertido (ASTM C 995), com a altura de queda do concreto de 75 mm (altura da base do cone ao piso).

Nas tabelas e comentários seguintes, a notação C1-0 indica o concreto de controle com brita 1 e as notações C1-40 e C1-60 indicam os compósitos com brita 1 e os teores de fibra de 40 e 60 kg/m³, respectivamente. Do mesmo modo, a notação C12-0 indica o concreto de controle com britas 1 e 2 e as notações C12-40 e C12-60 indicam os compósitos com britas 1 e 2 e os teores de fibra de 40 e 60 kg/m³, respectivamente. A Tabela 5.10 mostra os resultados dos ensaios realizados para medir a consistência dos compósitos.

Tabela 5.10 - Medidas da consistência dos compósitos.

Concreto	Quantidade de aditivo (%)	Abatimento (mm)		Tempo do tronco de cone invertido (seg)
		sem fibras	com fibras	
C 1-0	0,6	60	-	20
C 1-40	1,5	150	75	30
C 1-60	1,5	140	35	35
C12-0	0,6	85	-	13
C12-40	1,5	175	105	17
C12-60	1,5	160	90	28

A adição das fibras de aço resultou numa grande diminuição do abatimento. No entanto, todos os compósitos mantiveram uma boa trabalhabilidade quando vibrados, além de apresentarem homogeneidade e boa aparência visual. Os compósitos com britas 1 e 2 (C12-40 e C12-60) apresentaram maior mobilidade em relação aos compósitos com brita 1 sem brita 2 (C1-40 e C1-60), conforme mostram as medidas de abatimento e

tempo de fluxo no tronco de cone invertido. O tempo de fluxo no tronco de cone invertido do compósito C1-60 (35 seg) superou o tempo de 30 seg, considerado pelo ACI 544 - 2R (1989) como o tempo máximo para aplicações práticas; porém, o compósito apresentou ótimas características de trabalhabilidade.

5.4 CARACTERÍSTICAS DOS COMPÓSITOS NO ESTADO ENDURECIDO

De cada uma das seis distintas misturas com os teores de fibra de 0, 40 e 60 kg/m³, como descritas no item anterior, foram moldados dez corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 15 x 30 cm e quatro vigas prismáticas com dimensões 15 x 15 x 50 cm. Os procedimentos de mistura e moldagem dos corpos-de-prova foram sempre os mesmos. Os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados em dois níveis e compactados em mesa vibratória. As vigas prismáticas foram moldadas conforme as recomendações da norma japonesa JSCE - SF 2 (1984), em um nível apenas, e adensadas em mesa vibratória por um minuto e vinte segundos.

Foram realizados ensaios de compressão axial nas idades de 3, 7 e 28 dias, com dois corpos-de-prova por idade (NBR 5739/80). Os ensaios de compressão diametral (NBR 7222/82) e de módulo de deformação longitudinal foram feitos aos 28 dias, com dois corpos-de-prova por ensaio. Os ensaios para determinação da tração na flexão foram executados segundo a metodologia da norma JSCE - SF 4 (1984), cujos resultados mostrados na Tabela 5.11 representam a média dos valores obtidos no ensaio de quatro vigas prismáticas.

5.4.1 Resistências Mecânicas

A Tabela 5.11 mostra o módulo de deformação longitudinal e as resistências médias à compressão, à tração por compressão diametral e à tração por flexão (também chamada módulo de ruptura), alcançadas pelos dois concretos de controle (C1-0 e C12-0) e os quatro compósitos (C1-40, C1-60, C12-40 e C12-60).

A fig. 5.7 mostra a evolução da resistência à compressão com a idade e o pequeno ganho de resistência proporcionado pelas fibras. Aos 28 dias, o compósito com brita 1 e 40 kg/m³ de fibras (C1-40) praticamente não apresentou ganho de resistência sobre o concreto de controle (C1-0), porém, o compósito com 60 kg/m³ (C1-60) apresentou um pequeno ganho, mas nada significativo. No concreto com britas 1 e 2, o compósito com 40 kg/m³ de fibras (C12-40) apresentou o melhor resultado e um ganho de 10 % sobre o concreto de controle (C12-0). Considerando a média das seis misturas, a resistência aos 3

e 7 dias em relação aos 28 dias foi de 74 e 83 %, respectivamente. Porém, como foram ensaiados poucos corpos-de-prova, os resultados encontrados são apenas indicativos.

Tabela 5.11 - Resistências mecânicas dos compósitos.

Concreto	Resistência à compressão à idade (MPa)			Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Módulo de ruptura (MPa)	Módulo de deformação longitudinal (MPa)
	3 dias	7 dias	28 dias			
C1-0	45,29	47,50	58,61	4,33	7,24	39850
C1-40	46,08	51,45	58,96	4,23	7,31	38584
C1-60	46,28	53,50	60,06	5,55	9,41	41918
C12-0	39,84	43,82	57,37	3,93	5,87	37727
C12-40	45,25	51,05	62,98	4,99	6,34	45272
C12-60	43,20	49,77	59,91	5,26	7,60	48506

O módulo de deformação longitudinal foi determinado por intermédio da deformação medida por dois extensômetros, colados em duas posições opostas da superfície vertical dos corpos-de-prova cilíndricos (15 x 30 cm). Em cada mistura os módulos foram determinados com o ensaio de dois corpos-de-prova. Os resultados foram muito diferentes, mostrando que apenas dois corpos-de-prova são insuficientes para a correta determinação do módulo. Na Tabela 5.11 estão mostrados os maiores valores obtidos para os módulos.

A fig. 5.8 mostra a evolução da resistência à tração por compressão diametral em função do teor de fibras. No teor de 60 kg/m³, o compósito C1-60 mostrou ser superior ao compósito C12-60, embora com uma diferença praticamente desprezível. BACCIN (1998) concluiu que a equação do ACI C.363, $0,53\sqrt{f'_c}$, fornece bons resultados para a estimativa da resistência à tração por compressão diametral. A equação fornece os valores de 4,09 e 4,01 MPa para os concretos de controle C1-0 e C12-0, respectivamente. Esses resultados são muito próximos dos valores medidos.

A fig. 5.9 mostra a evolução da resistência máxima à tração na flexão (módulo de ruptura) em função do teor de fibras. Neste caso os compósitos com brita 1 mostraram ser significativamente superiores aos compósitos com britas 1 e 2. O compósito C1-60 por exemplo, com módulo de ruptura de 9,41 MPa, foi 24 % superior ao compósito C12-60. BACCIN (1998) apresenta a equação $0,94\sqrt{f'_c}$ de Carrasquillo para a estimativa do módulo de ruptura. A equação fornece os valores de 7,20 e 7,12 MPa para o módulo

dos concretos C1-0 e C12-0, respectivamente. O resultado é excelente para o concreto com brita 1 (C1-0), porém, é ruim no caso do concreto com britas 1 e 2 (C12-0).

O ACI C.363 recomenda a equação $11,7\sqrt{f'_c}$ (para f'_c em psi) ou $0,97\sqrt{f'_c}$ (para f'_c em MPa) para a estimativa do módulo de ruptura de concretos com f'_c de 21 a 83 MPa. A equação fornece bons resultados apenas para as misturas C1-0 (7,43 MPa), C1-40 (7,45 MPa) e C12-60 (7,50 MPa). Para o compósito C1-60 a equação teria que ser $123\sqrt{f'_c}$ (em MPa) ou $14,8\sqrt{f'_c}$ (em psi).

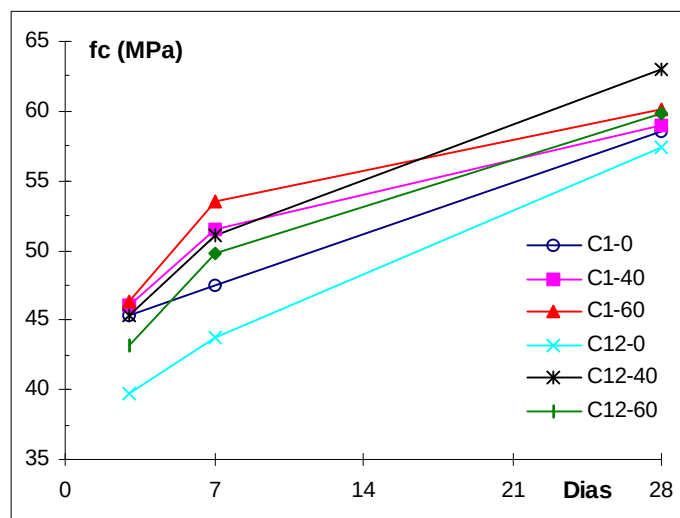


Fig. 5.7 - Evolução da resistência à compressão com a idade.

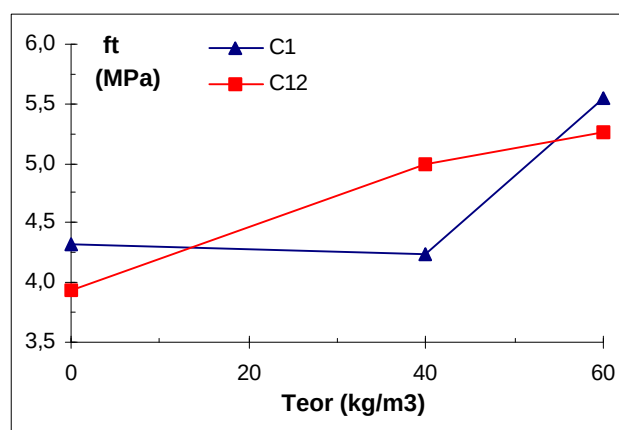


Fig. 5.8 - Evolução da resistência à tração por compressão diametral em função do teor de fibras de aço.

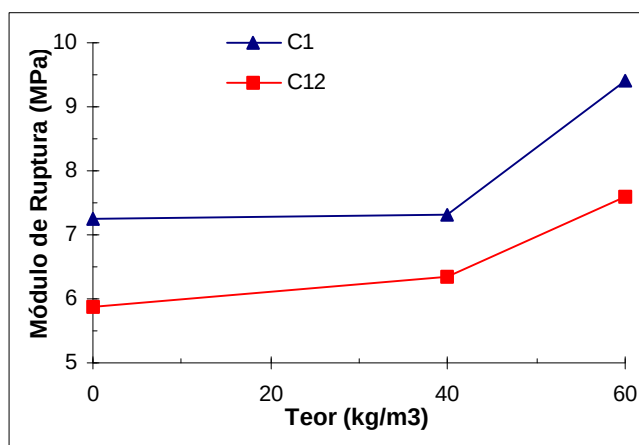


Fig. 5.9 - Evolução do módulo de ruptura em função do teor de fibras de aço.

5.4.2 Tenacidade

Todos os ensaios de flexão das vigas prismáticas, num total de 24 ensaios, foram executados na empresa Alphageos - Geologia, Geotecnia e Comércio Ltda, de São Paulo. A máquina utilizada nos ensaios foi a Sintech 30/G.

A Tabela 5.12 apresenta os resultados (média de quatro corpos-de-prova) obtidos para a resistência à tração na flexão na primeira fissura (f_0), a resistência à tração na flexão máxima ou módulo de ruptura (f_u), a resistência equivalente à tração na flexão ($f_{ct,eq}$), correspondente ao deslocamento de 3 mm para o vão L de 450 mm e o fator R_{e3} . A tabela também mostra os índices de tenacidade (I) e fatores de resistência residuais (R), conforme definidos pela ASTM C 1018 e descritos no item 4.9.

Tabela 5.12 - Resistência à tração na flexão e índices de tenacidade segundo a ASTM C 1018.

Concreto	f_0 (MPa)	f_u (MPa)	$f_{ct,eq}$ (MPa)	R_{e3} (%)	Índices de Tenacidade					Fatores de Resistência Residual			
					I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	I_{60}	$R_{5,10}$	$R_{10,20}$	$R_{20,30}$	$R_{30,60}$
C1-0	7,24	7,24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1-40	7,25	7,31	5,82	80,4	5,6	7,7	14,5	22,0	45,0	41,0	68,5	75,1	76,4
C1-60	7,99	9,41	8,25	103,7	4,4	8,8	18,0	28,0	57,7	88,2	92,4	100,2	98,7
C12-0	5,87	5,87	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C12-40	6,34	6,34	4,64	72,9	4,3	8,2	14,8	21,9	42,7	78,4	65,2	71,2	69,3
C12-60	6,06	7,60	5,65	94,8	4,3	8,8	18,8	27,7	53,6	89,8	99,3	89,9	86,1

As fig. 5.10 a 5.15 mostram as curvas **força x deslocamento** obtidas nos ensaios de flexão com deformação controlada dos concretos de controle e dos compósitos. Nos diagramas dos compósitos (fig. 5.12 a 5.15) pode-se observar e comparar a posição e o valor dos vários índices de tenacidade determinados segundo a ASTM C 1018.

A resistência à tração na primeira fissura e a resistência máxima foram calculadas segundo a eq. 4.3. A resistência equivalente foi definida pela eq. 4.2 e para o corpo-de-prova com dimensões 150 x 150 x 500 mm ela assume o valor:

$$f_{ct,eq} = \frac{T_b L}{\delta b h^2} = \frac{T_b 450}{3 \cdot 150 \cdot 150^2} = \frac{T_b}{150^2} \quad (5.3)$$

O fator R_{e3} é definido pela razão $f_{ct,eq} / f_0$. Um fator igual a 100 representa um material elastoplástico perfeito no deslocamento de 3 mm.

Uma análise geral dos valores contidos na Tabela 5.12 permite comprovar duas conclusões importantes. A primeira é que, para um conteúdo de fibras maior, os valores encontrados para as resistências e tenacidade foram também maiores. A segunda é que os compósitos com brita 1, sem brita 2, apresentaram resistência e tenacidade melhores que os compósitos com britas 1 e 2.

Uma comparação entre as resistências de primeira fissura (f_0) e máxima (f_u) mostra que as fibras no teor de 40 kg/m³ não foram capazes de aumentar a resistência dos compósitos além da resistência de primeira fissura. No teor de 60 kg/m³, entretanto, houve um aumento expressivo, de 18 % no compósito com brita 1 (C1-60) e 25 % no compósito com britas 1 e 2 (C12-60).

O fator R_{e3} mostra a superioridade dos compósitos com brita 1 sobre os compósitos com britas 1 e 2, destacando-se o compósito C1-60 com o fator 103,7 %, o qual indica um comportamento levemente superior ao elastoplástico perfeito. Levando-se em conta o volume relativamente baixo de fibras, este resultado é excelente, e mostra a eficiência da fibra utilizada.

Os valores médios de 57,7 para o índice I_{60} , 100,2 para o fator $R_{20,30}$ e 98,7 para $R_{30,60}$, comprovam a excelente tenacidade do compósito C1-60, e mais uma vez indicam seu comportamento muito próximo ao elastoplástico perfeito.

Em consequência da forma como os índices de tenacidade foram definidos (ver item 4.9.1), a correta avaliação da energia pré-primeira fissura é extremamente importante. Como a energia até a primeira fissura está no denominador da equação que define o valor para os índices de tenacidade, qualquer pequena diferença na definição do ponto de primeira fissura acarreta uma enorme diferença nos índices de tenacidade calculados. Por exemplo, no compósito C1-60, cp 1 (fig. 5.13a), os índices I_{20} , I_{30} e I_{60} não se mostraram coerentes, o mesmo ocorrendo com o I_{10} , I_{20} , I_{30} e I_{60} do compósito

C12-60, cp 3 (fig. 5.15b). Por mais cuidadosa que seja a determinação do ponto de primeira fissura, há sempre um grau de incerteza e subjetividade nesta determinação, o que torna os valores dos índices de tenacidade muito variáveis. Em BANTHIA & TROTTIER (1995) encontra-se ampla discussão a este respeito.

Outro problema enfrentado na análise numérica da tenacidade dos compósitos refere-se à instabilidade pós-pico de força, o que leva a uma superestimativa da tenacidade. No estudo aqui realizado, a área ou energia correspondente à zona de instabilidade não foi subtraída no cálculo dos índices de tenacidade. Em FIGUEIREDO (1997) e em BANTHIA & TROTTIER (1995) encontra-se ampla discussão sobre este assunto. Nas fig. 5.12 a 5.15 verifica-se que nos ensaios dos dois compósitos com fibras de aço no teor de 40 kg/m³, todos os diagramas apresentaram instabilidade após a força máxima. Nos compósitos com fibras no teor de 60 kg/m³, a instabilidade não ocorreu na maior parte dos ensaios ou, quando ocorreu, foi com menor intensidade.

Os índices de tenacidade I_5 e I_{10} não permitem uma análise muito precisa da tenacidade dos compósitos, pois registram uma forte influência da zona de instabilidade pós-pico de força. E segundo BANTHIA & TROTTIER (1995), em um ensaio a extensão da instabilidade não depende somente do volume e da geometria das fibras, mas também da resistência da matriz. Para matrizes de alta resistência, mesmo o índice I_{20} pode ser afetado pela zona instável. Neste caso, os índices I_{30} e I_{60} passam a ser muito importantes na determinação da tenacidade dos compósitos.

Apesar dos problemas descritos anteriormente, nesta pesquisa, os índices de tenacidade I_{20} , I_{30} e I_{60} e os fatores de resistência residuais (R) provaram ser bons indicadores da tenacidade dos compósitos. Tal observação pode ser comprovada com a análise dos índices de tenacidade apresentados nos diagramas das fig. 5.12 a 5.15. Porém, deve-se salientar que os índices de tenacidade apresentam uma deficiência importante, isto é, como eles são adimensionais, não há uma relação íntima com a resistência dos compósitos. Os fatores PCS_m , ao contrário, não apresentam esta restrição, como se verá a seguir.

A Tabela 5.13 apresenta os resultados (média de quatro corpos-de-prova) obtidos para o deslocamento correspondente à força máxima (δ_{pico}), o módulo de ruptura (f_u) e os valores da resistência pós-fissuração (PCS), conforme definidos na eq. 4.4 do item 4.9.3. Os valores constantes da tabela foram determinados através das curvas força x deslocamento dos compósitos (fig. 5.12 a 5.15), com o auxílio de um programa computacional para cálculo de áreas e distâncias em desenhos. Os vários fatores PCS encontram-se indicados nessas figuras, em suas respectivas posições.

Tabela 5.13 - Resistência pós-fissuração (PCS) conforme BANTHIA & TROTTIER (1995).

Con-creto	δ_{pico} (mm)	f_u (MPa)	RESISTÊNCIA PÓS-FISSURAÇÃO (MPa)								
			PCS_{3000}	PCS_{1500}	PCS_{1000}	PCS_{750}	PCS_{600}	PCS_{400}	PCS_{300}	PCS_{200}	PCS_{150}
C1-40	0,068	7,31	6,94	6,32	5,92	5,85	5,87	5,99	6,09	6,08	5,93
C1-60	0,070	9,41	8,10	7,83	8,07	8,20	8,36	8,66	8,66	8,55	8,43
C12-40	0,069	6,34	6,05	5,49	5,18	5,12	5,10	5,08	5,07	4,92	4,72
C12-60	0,078	7,60	6,22	6,43	6,72	6,77	6,76	6,70	6,58	6,21	5,87

Os diferentes fatores PCS também são afetados pela instabilidade pós-pico, embora uns mais e outros menos. A principal vantagem dos fatores PCS sobre os índices de tenacidade está na pequena importância da correta definição do ponto de primeira fissura, o que retira a subjetividade do problema e diminui os erros significativamente. Outra vantagem é que os fatores PCS indicam a resistência (em um determinado deslocamento) do compósito e, assim, podem ser comparados com o módulo de ruptura ou com a resistência de primeira fissura. Isso os torna mais úteis ao projeto das estruturas do que os índices de tenacidade.

Assim como já indicado pelos índices de tenacidade e fatores de resistência residuais, na Tabela 5.13 observa-se que os fatores PCS também indicaram o excelente comportamento elastoplástico perfeito do compósito C1-60.

Todos os fatores PCS_{150} exibiram íntima aproximação com a resistência equivalente ($f_{ct, eq}$) determinada pela norma JSCE - SF 4.

Como se pode ver nas fig. 5.12 a 5.15, os vários fatores PCS mostraram ser bons indicadores da tenacidade dos compósitos.

5.5 CONCLUSÕES PARCIAIS

➤ a trabalhabilidade de compósitos com fibras de aço longas como a utilizada pode ser obtida com a aplicação de aditivos superplastificantes. Com 1,5 % de superplastificante todos os compósitos estudados apresentaram boas características visuais e de trabalhabilidade. Os compósitos com britas 1 e 2 mostraram maior abatimento e maior mobilidade no ensaio do tronco de cone invertido. Não houve qualquer dificuldade na preparação dos corpos-de-prova com todos os compósitos;

➤ comparados com os concretos de controle, os compósitos com fibras de aço têm maior resistência à primeira fissura, maior módulo de ruptura e significativo ganho de tenacidade. Quanto maior o conteúdo de fibras, melhores foram os resultados;

⇒ os compósitos com britas 1 e 2 tiveram desempenho, no que se refere às resistências e à tenacidade, inferior aos compósitos com brita 1, sem brita 2. O compósito com brita 1 e fibra de aço no teor de 60 kg/m^3 apresentou excelentes ganhos de tenacidade e resistência, com fator R_{e3} de 104 % e aumento de 30 % no módulo de ruptura em relação ao módulo do concreto de controle;

⇒ devido aos problemas de instabilidade pós-pico, para melhor caracterizar a tenacidade dos compósitos, principalmente aqueles com matrizes de média e alta resistência, é necessário determinar também os índices I_{30} e I_{60} . Os fatores R_{e3} , I_{30} , I_{60} , $R_{20,30}$ e $R_{30,60}$ mostraram-se bons indicadores da tenacidade e do comportamento plástico dos compósitos. Por serem pouco influenciados pela energia pré primeira fissura, os fatores PCS indicam a tenacidade dos compósitos com maior exatidão do que os índices de tenacidade da ASTM C 1018.

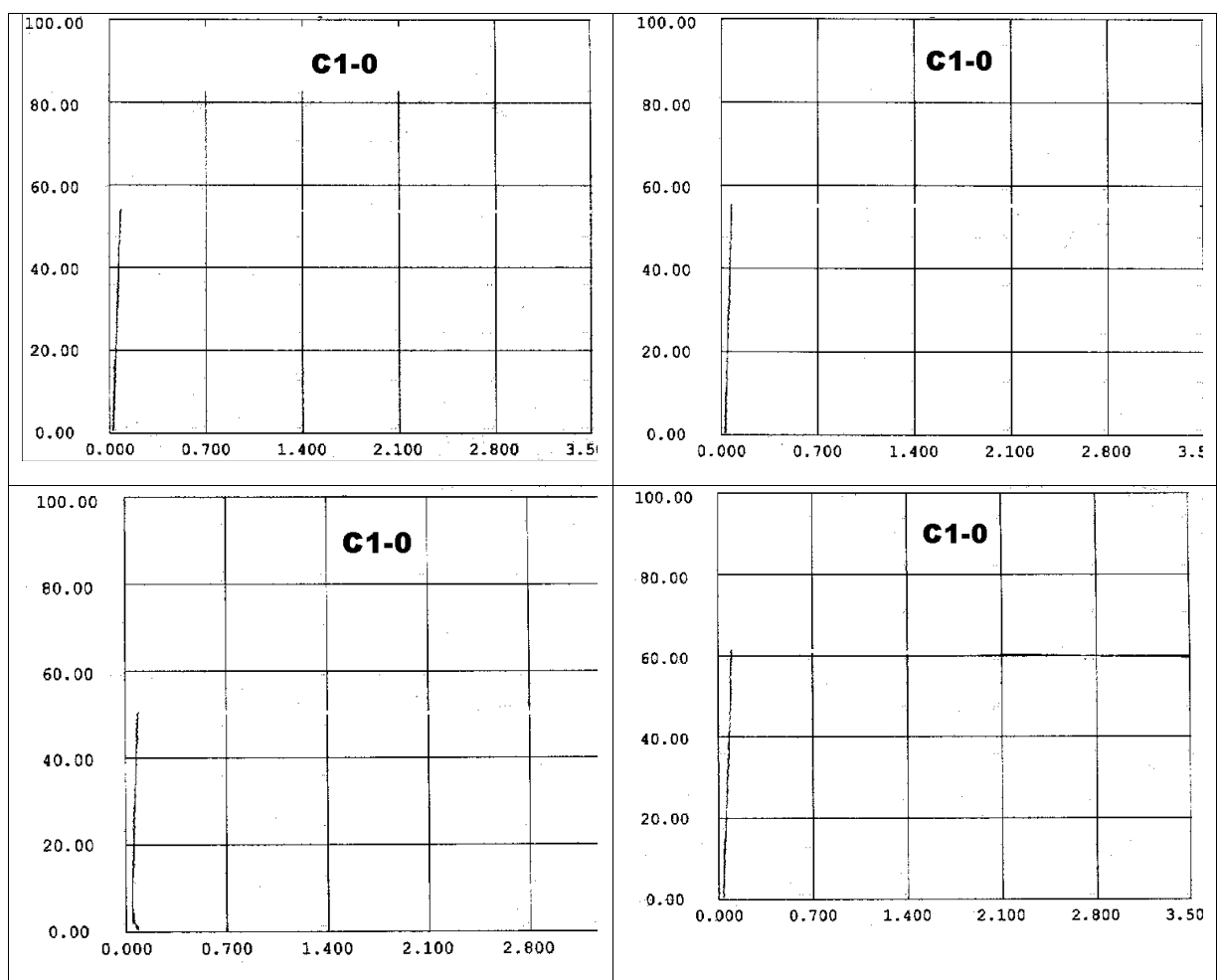


Fig. 5.10 - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do concreto de controle C1-0.

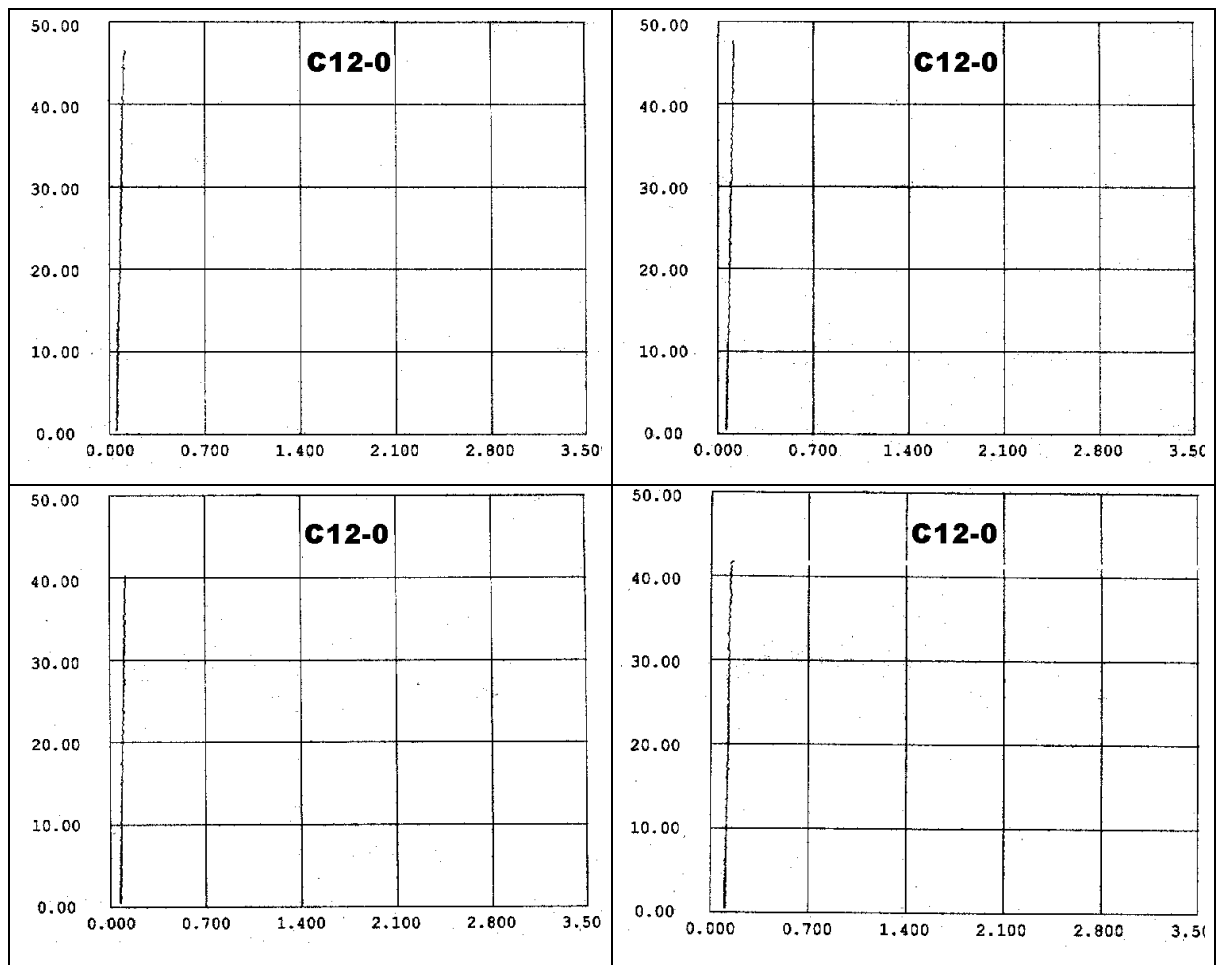


Fig. 5.11 - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm)
do concreto de controle C12-0.

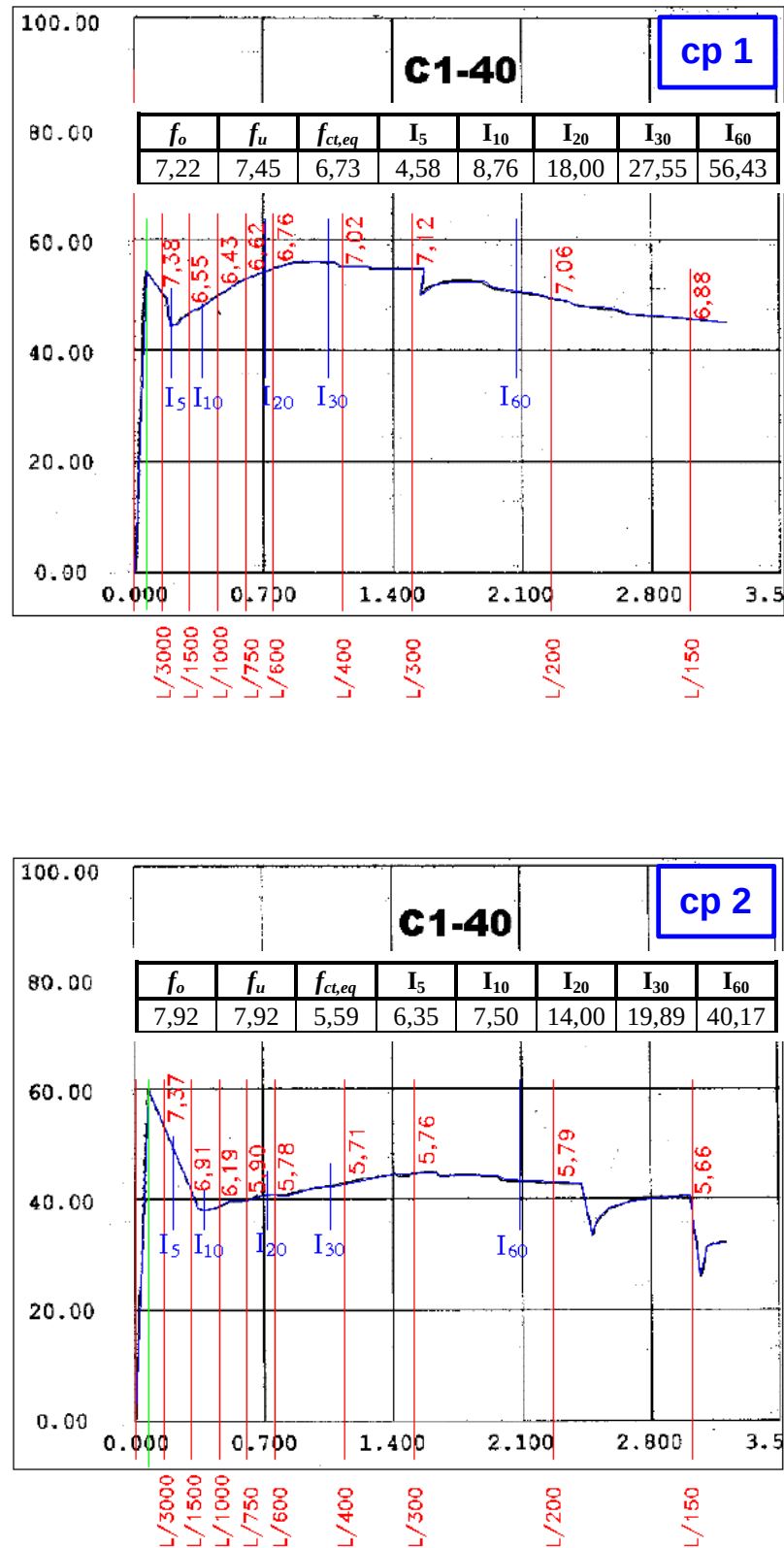


Fig. 5.12a - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C1-40, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

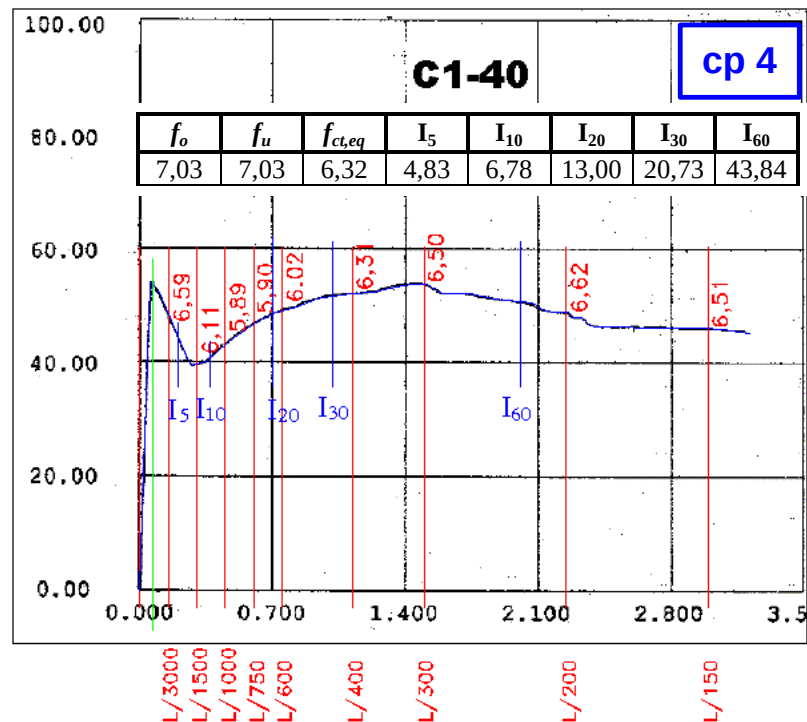
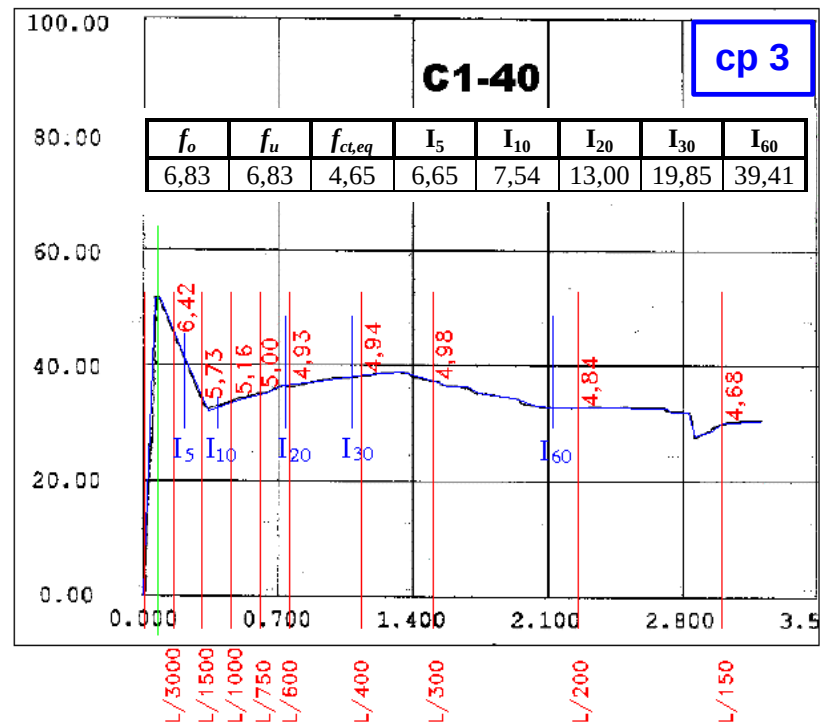


Fig. 5.12b - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C1-40, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

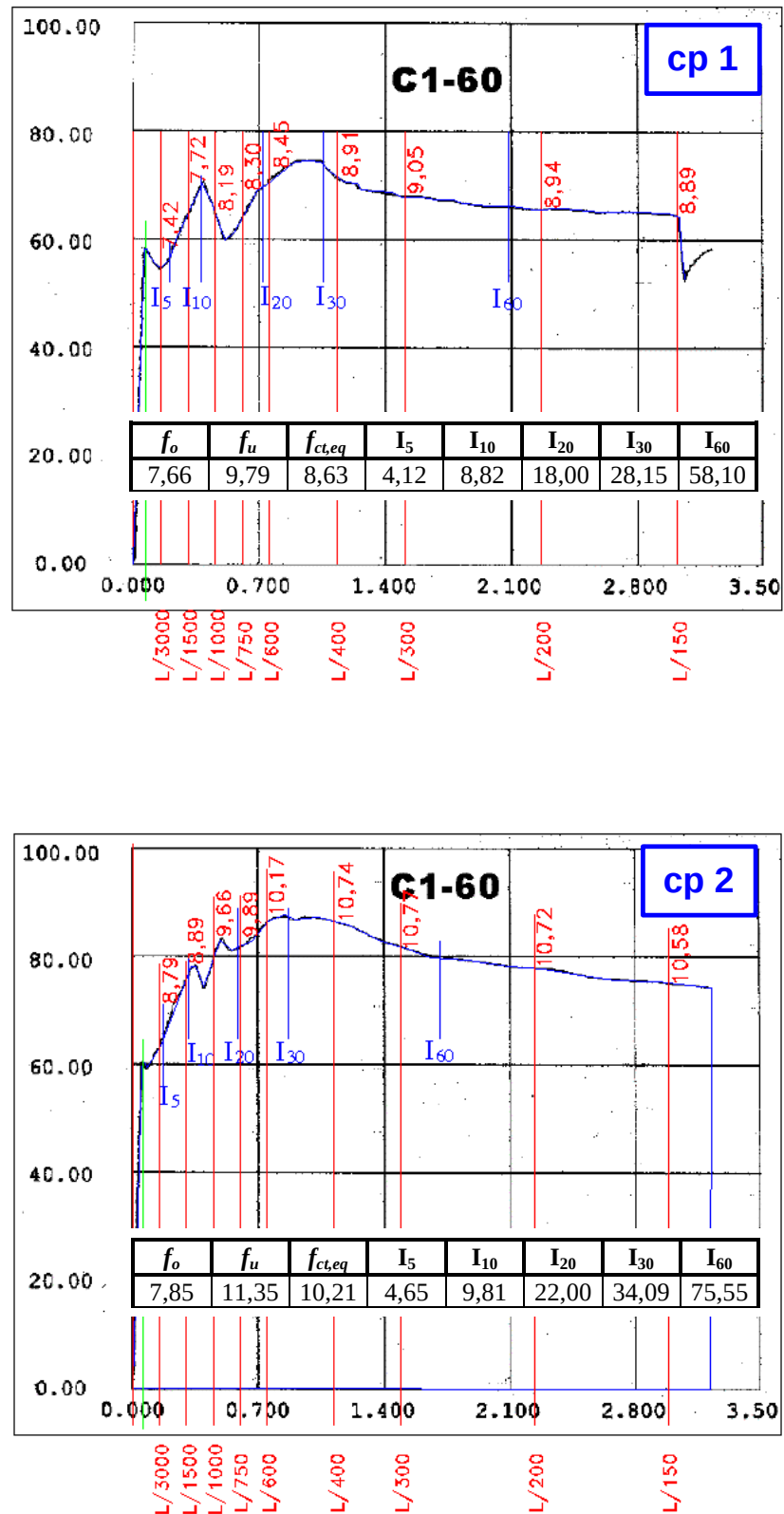


Fig. 5.13a - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C1-60, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

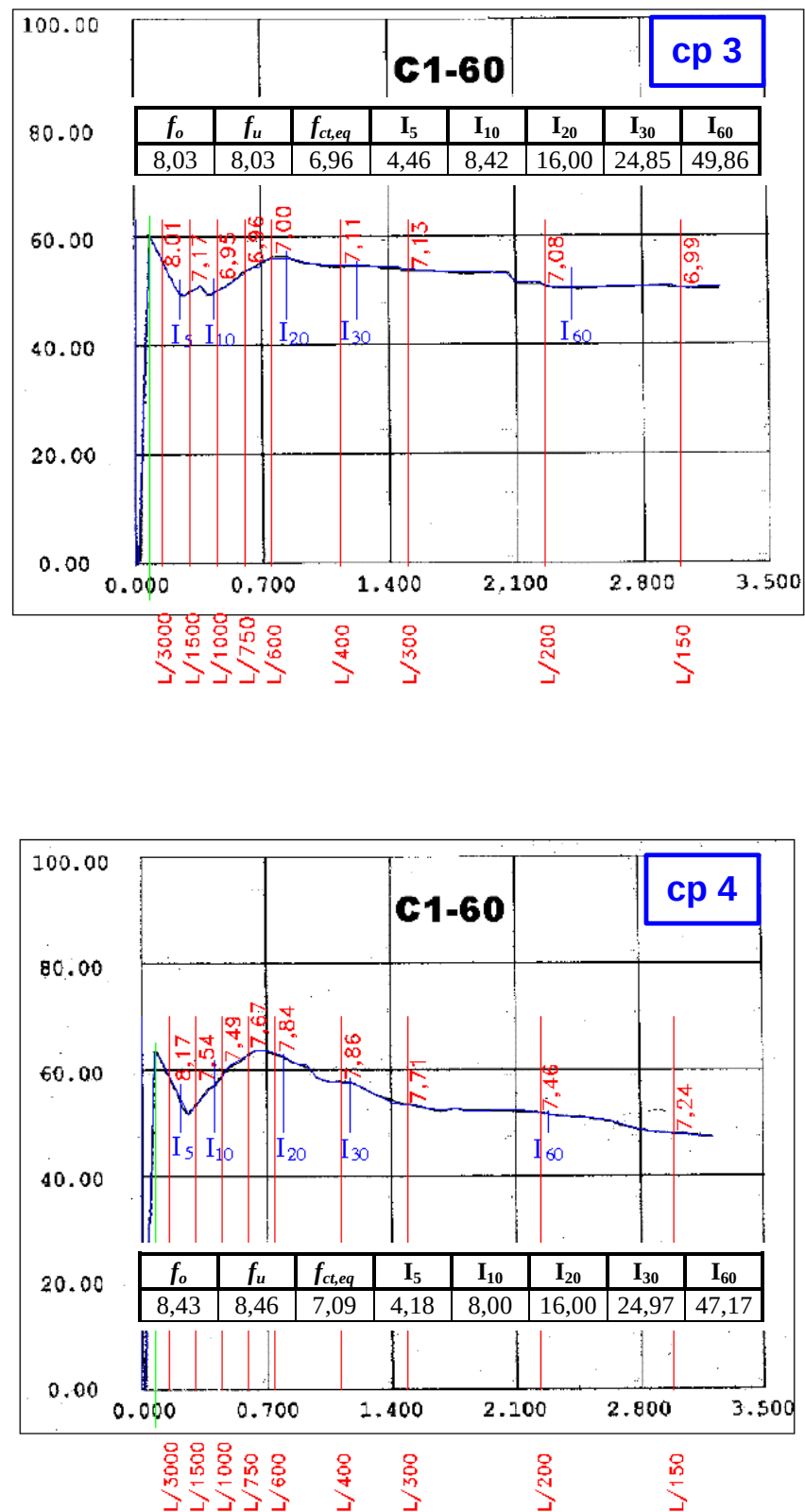


Fig. 5.13b - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C1-60, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

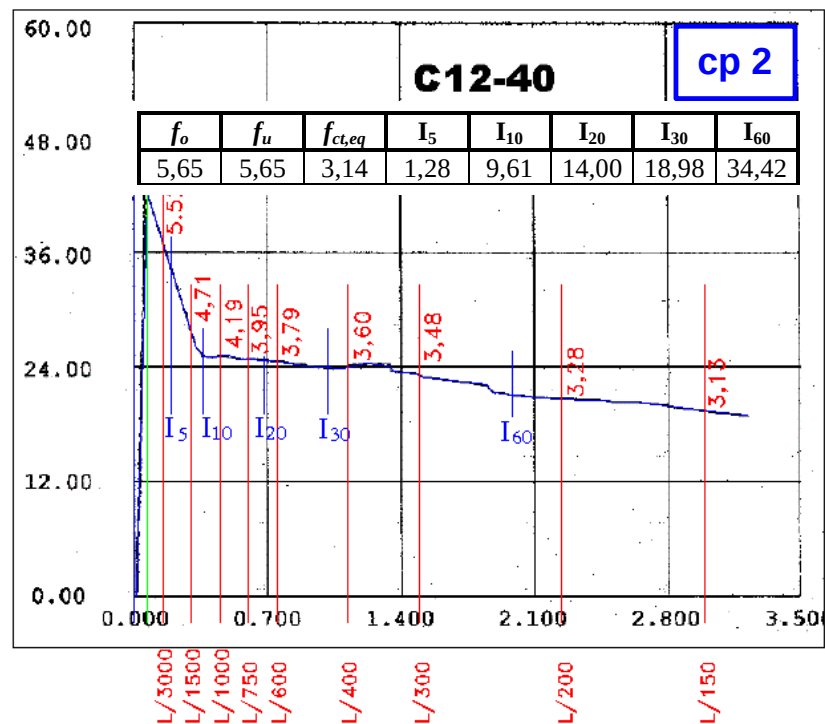
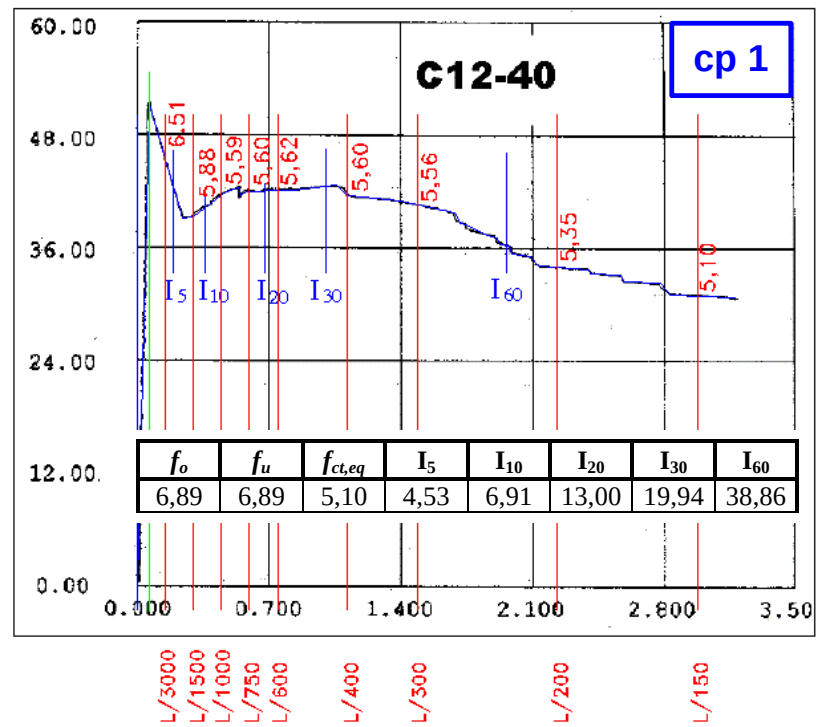


Fig. 5.14a - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C12-40, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

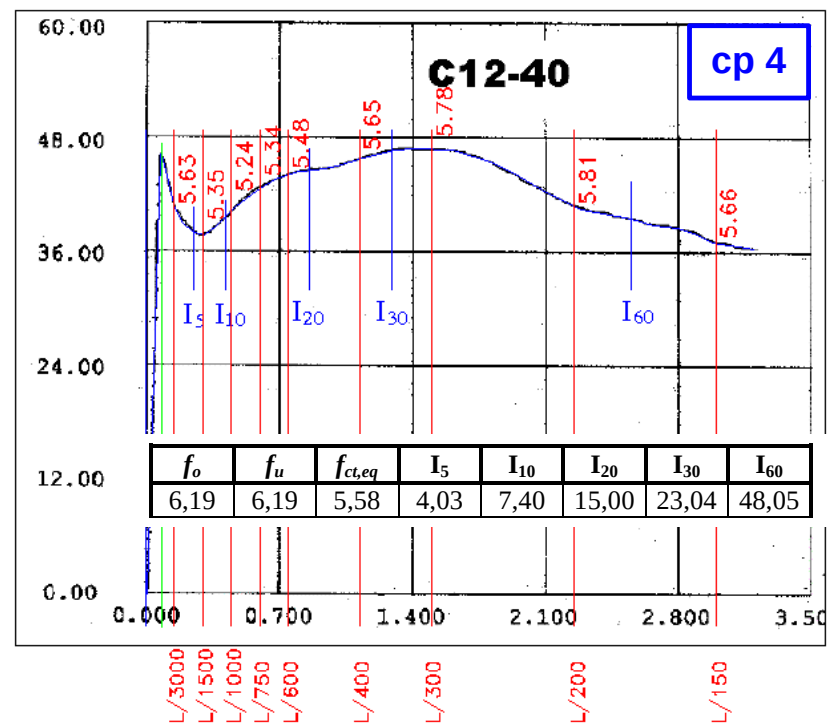
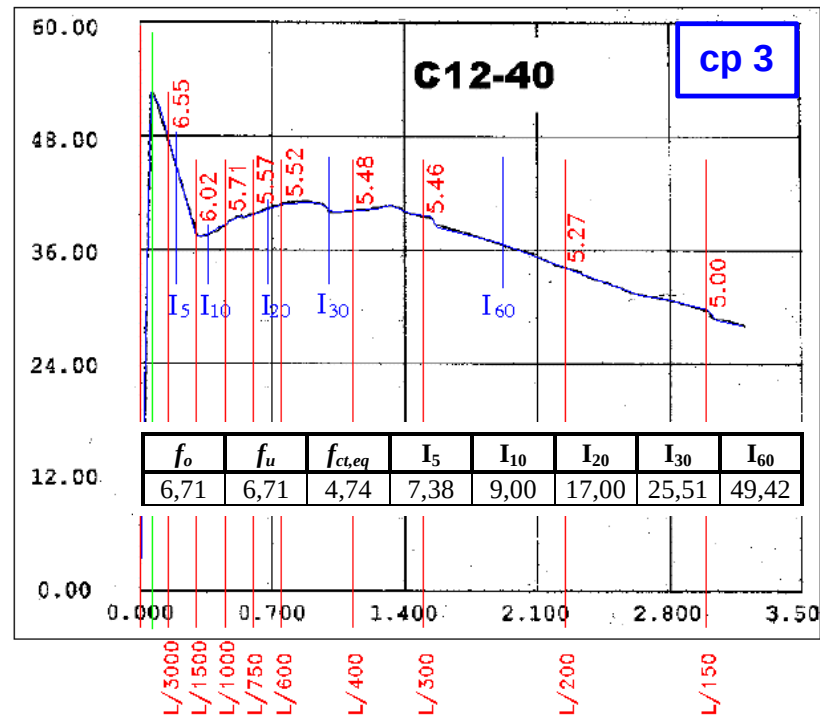


Fig. 5.14b - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C12-40, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

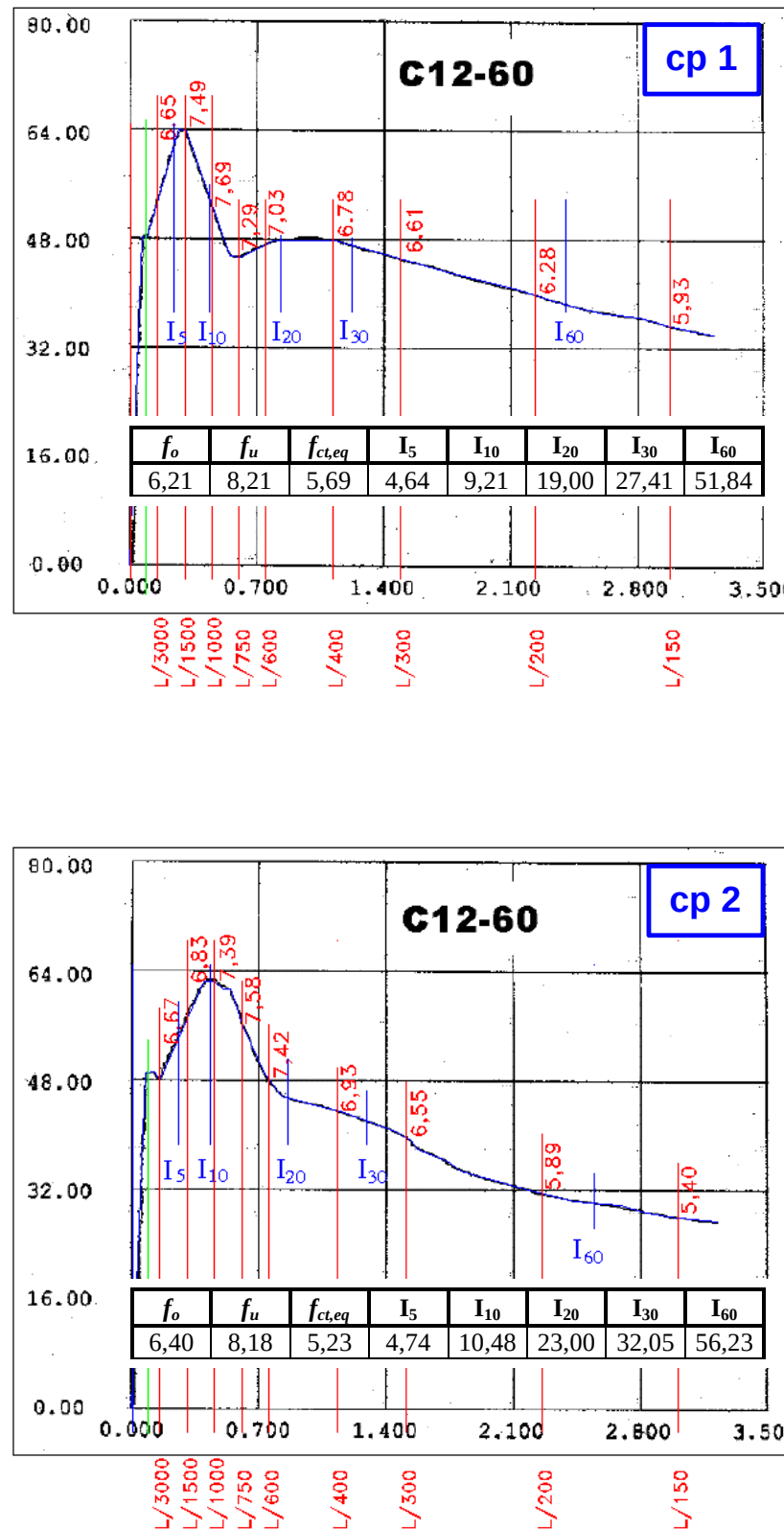


Fig. 5.15a - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C12-60, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

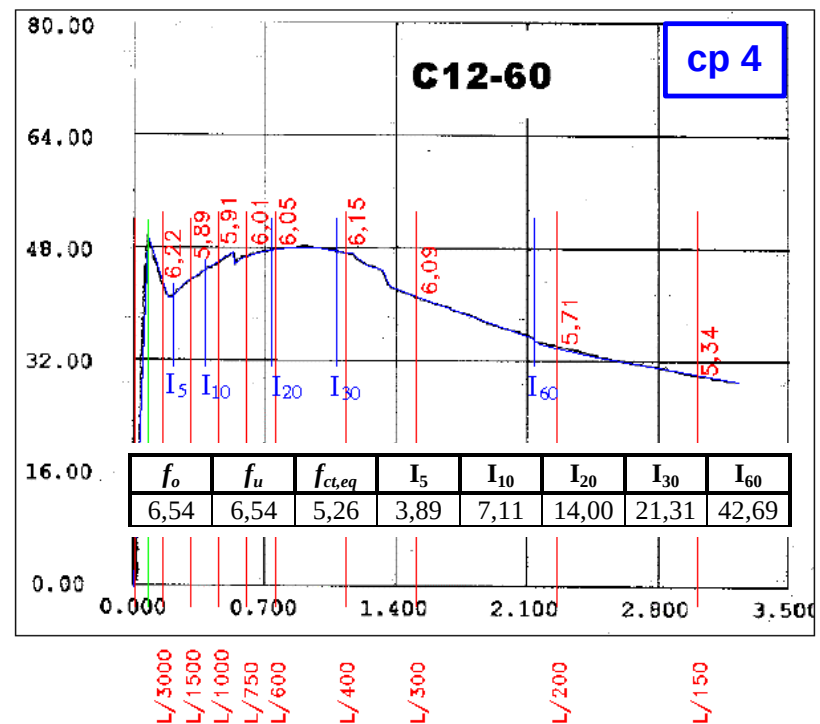
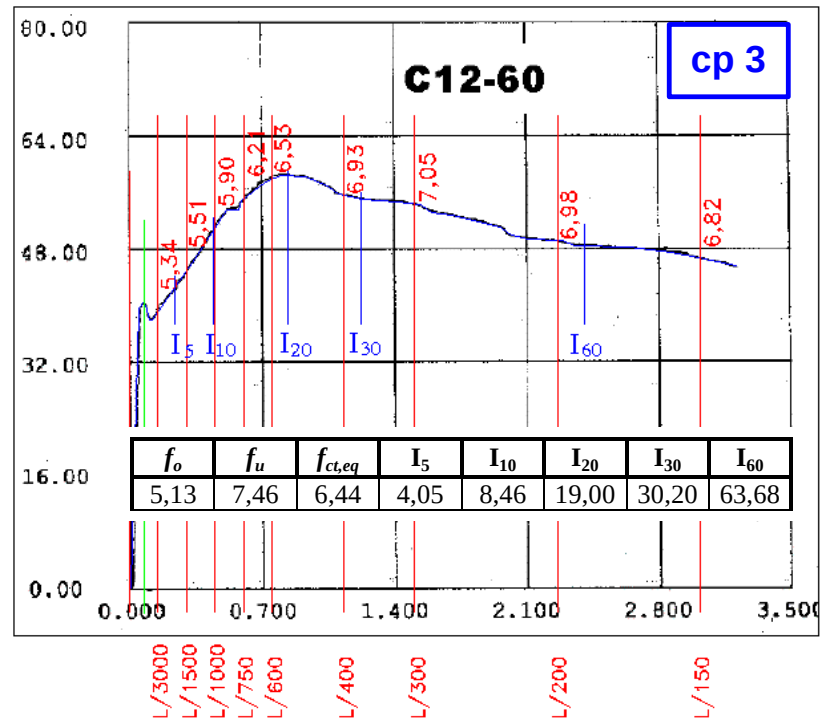


Fig. 5.15b - Diagrama **Força** (eixo y - kN) x **Deslocamento** (eixo x - mm) do compósito C12-60, com os fatores PCS_m e os índices de tenacidade I .

CAPÍTULO 6

PROJETO DO DORMENTE

O objetivo deste capítulo é apresentar o projeto de um modelo de dormente, adequado às condições de uma via ferroviária brasileira, para posteriormente, por meio de ensaios experimentais, verificar e quantificar o benefício das fibras de aço ao dormente. O capítulo apresenta: as principais especificações para o projeto de dormentes monoblocos de concreto protendido segundo as normas AREMA (1997) e CEN (1996), um estudo dos momentos fletores solicitantes em função da geometria e do comprimento de dois diferentes modelos de dormente, o projeto do novo dormente e as modificações feitas neste projeto de modo a melhor aproveitar o benefício das fibras de aço.

Segundo a FIP (1987) e TAYLOR (1996), “é surpreendente que milhões de dormentes de concreto estejam em uso com sucesso nas vias e que não exista um método racional de projeto correntemente aceito. A razão para isto é de fato devido à complexidade do projeto do dormente. Em face disso, no projeto da via, a reação natural dos engenheiros é contar com a experiência e a evolução”.

Conforme BUEKETT (1989), na época que sofisticados modelos de via estão desenvolvidos, é uma surpresa que uma metodologia de cálculo mais teórica para o

projeto de dormentes não possa ser recomendada. A razão para a metodologia empírica ainda hoje em uso é devida ao carregamento dinâmico de alta frequência, difícil de medir na via. Tais medidas, quando feitas, podem ser invalidadas por mudanças nas condições de operação. A dificuldade para definir as ações de projeto é ilustrada pela existência de ao menos doze diferentes fórmulas.

Os vários e diferentes critérios adotados para a determinação dos momentos fletores solicitantes no dormente demonstram claramente as incertezas existentes, devidas à grande variabilidade dos parâmetros mais importantes no projeto dos dormentes, entre os quais pode-se citar: influência das curvas sobre a carga da roda no trilho, forças de impacto, condições de apoio do dormente no lastro e sua variação ao longo do tempo, rigidez do trilho, do dormente e do lastro e propriedades elásticas do sistema de fixação do trilho. De modo que, de país para país ou de empresa para empresa, a metodologia e os parâmetros adotados podem ser muito diferentes. Como consequência, e segundo vários autores, o projeto de um dormente de concreto resulta muito mais do conjunto de experiências das empresas ferroviárias e fabricantes, acumuladas principalmente durante as últimas cinco décadas, do que de estudos teóricos.

Há também a observar que por ser o dormente de concreto um produto comercial, a divulgação e o acesso às informações são muito restritos. Daí pode-se visualizar a grande dificuldade para se projetar um dormente de concreto adequado às condições das ferrovias brasileiras, pois as experiências, quando existem, são pouco divulgadas, além do fato que as condições das vias brasileiras são muito diferentes das vias de outros países, principalmente no que se refere à manutenção periódica da via e dos veículos.

Devido ao empirismo e à existência de diferentes metodologias e coeficientes para levar em conta o efeito dinâmico da carga dos trilhos sobre os dormentes e as condições de apoio do dormente no lastro, é possível escolher uma entre as várias metodologias existentes, tendo como meta a que melhor represente as condições da via onde o dormente será instalado.

Entre outras, as duas mais importantes instituições que estudam e normalizam o projeto dos dormentes de concreto são: a *American Railway Engineering and Maintenance Association* (AREMA) e o *European Rail Research Institute* (ERRI), antigo ORE, pertencente à *International Union of Railways* (UIC). As duas normas mais conhecidas são a da AREMA (1997) nos Estados Unidos e a do *Comité Européen de Normalisation* - CEN (1996) - na Europa. Há também diversas outras especificações pertencentes às próprias empresas ferroviárias de todo o mundo.

A metodologia de projeto da ERRI, descrita na norma CEN, conduz a dormentes mais leves e menos resistentes que os dormentes projetados segundo a AREMA. É adequada às características das vias européias, onde a carga por eixo é menor e o tráfego de veículos de passageiros, em alta velocidade, impõem à via perfeitas condições,

a fim de garantir conforto e segurança. Nos Estados Unidos as vias são bem diferentes, com preponderância de veículos para transporte de carga pesada, menores velocidades e maiores cargas por eixo. Por isso as vias americanas não exigem o mesmo nível de manutenção das vias européias. Isso resulta que os dormentes da AREMA apresentam maiores momentos resistentes e maior massa que os europeus. Dormentes leves europeus não se mostraram adequados às condições das vias americanas (TAYLOR - 1996).

As características das vias brasileiras, no que se refere ao tipo de transporte efetuado e à qualidade ou frequência dos ciclos de manutenção da via, apresentam semelhança às características das vias americanas. Por este motivo, na maioria dos casos, as empresas ferroviárias exigem que os dormentes adquiridos atinjam as exigências das especificações da AREMA. Isso resulta que os dormentes brasileiros apresentam alto custo, pois atingem massa de até 400 kg para bitola de 1600 mm e carga por eixo de 320 kN.

6.1 PRINCIPAIS ESPECIFICAÇÕES DO MANUAL AREMA

O *Manual for Railway Engineering* é editado anualmente pela AREMA. Entre os vários capítulos do Manual, o dez traz as especificações para o projeto de dormentes biblocos e monoblocos de concreto. No Brasil, de modo geral, as empresas ferroviárias exigem que os testes de dormentes sejam feitos de acordo com as especificações deste Manual.

6.1.1 Distribuição da Carga Vertical aos Dormentes

A distribuição da carga aos dormentes depende do seu espaçamento e dos eixos dos veículos, da reação do lastro e do sublastro e da rigidez dos trilhos. A AREMA (1997) fornece um gráfico (fig. 6.1) onde o fator de distribuição de carga (FD) é definido em função do espaçamento entre os dormentes. Segundo afirma a própria AREMA, o gráfico é uma estimativa conservadora e a rigidez dos trilhos, embora influencie o fator de distribuição, tem um pequeno efeito quando comparada a outros fatores.

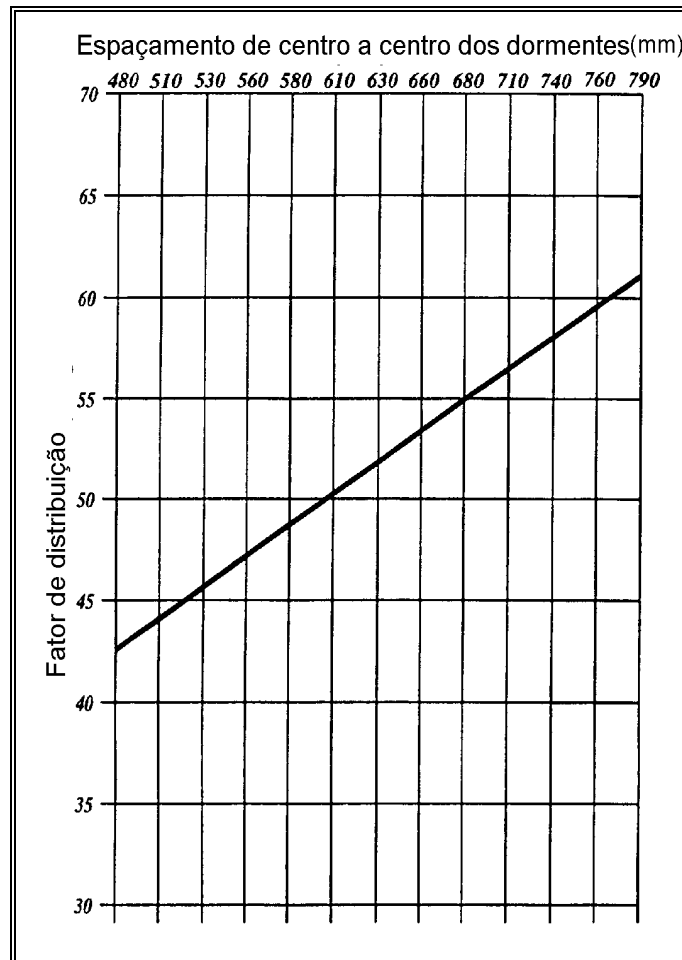


Fig. 6.1 - Fator de distribuição de carga (FONTE: AREMA - 1997).

6.1.2 Fator de Impacto

O fator de impacto (FI) é um aumento porcentual (200 %) sobre as ações verticais estáticas, o qual pretende estimar o efeito dinâmico de irregularidades nas rodas, trilhos, veículos e vias.

6.1.3 Pressão no Lastro

A pressão no lastro é determinada com o cálculo da pressão média na base do dormente; é igual à carga por eixo multiplicada pelos fatores de distribuição e de impacto e dividida pela área de contato do dormente com o lastro:

$$p_m = \frac{2Q \left[1 + \frac{FI}{100} \right] \left(\frac{FD}{100} \right)}{A} \quad (6.1)$$

onde:

p_m = pressão média no lastro;

Q = carga por roda;

FI = fator de impacto, %;

FD = fator de distribuição, %;

A = área de apoio do dormente, considerada ao longo do comprimento total do dormente, conforme mostrado na fig. 6.2.

A recomendação da AREMA é de que a pressão no lastro não exceda 0,586 MPa para lastro de alta qualidade e resistente à abrasão. Para lastro com qualidade inferior, a pressão deve ser diminuída de modo adequado.

A fim de constatar o valor da pressão no lastro aplicada por alguns modelos de dormentes, cujas características são apresentadas no relatório da FIP (1987), fez-se a Tabela 6.1. A pressão no lastro foi determinada segundo a distribuição de pressão uniforme ao longo do comprimento total do dormente (fig. 6.2), e com os fatores de impacto (200 %) e de distribuição especificados pela AREMA.

Tabela 6. 1 - Pressão no lastro para diferentes modelos comerciais.

País/ Dormente	Carga por eixo (kN)	Fator de Distribuição (FD)	Área de apoio (cm ²)	Pressão no lastro (MPa)
Austrália - SR A1	245	0,50	6250	0,588
Canadá - CN 60B	292	0,505	6711	0,659
Inglaterra - F27 BS	245	0,565	6640	0,625
EUA - Amtrak	321	0,505	7229	0,673
EUA - Dywidag	365	0,51	7283	0,767
Brasil - Dywidag	350	0,51	7348	0,729
Alemanha - B 70	250	0,51	6808	0,497

Os valores da pressão no lastro calculados segundo a AREMA mostram, com exceção do modelo alemão B 70, ser superiores ao limite máximo de 0,586 MPa. O fator de impacto de 200 %, pode ser adequado e necessário no dimensionamento do momento último do dormente, porém parece exagerado considerar que um fator de impacto de tal magnitude estará atuando ao longo de todas as seções da via. Embora somente um estudo minucioso da via possa indicar, poderia ser assumido um fator de impacto menor que 200 % no cálculo da pressão do dormente no lastro.

6.1.4 Concreto

A resistência mínima à compressão aos 28 dias deve ser de 48 MPa (ASTM C 39). O Manual recomenda que a máxima pré-compressão em qualquer seção transversal do dormente, após ocorridas todas as perdas, não exceda a 17,2 MPa. Ainda, deverá haver uma tensão mínima de pré-compressão em qualquer seção vertical do dormente na área de apoio do trilho de 3,5 MPa, após ocorridas todas as perdas e sem qualquer carga externa aplicada.

6.1.5 Momentos Fletores

O Manual fornece uma equação para cálculo do momento fletor positivo (M) na seção do dormente sob o eixo do trilho, que é a seguinte:

$$M = B \cdot V \cdot T \quad (6.2)$$

onde:

V = fator velocidade, fig. 6.3;

T = fator tonelagem, fig. 6.3;

B = momento fletor positivo, determinado na figura 1-3 do Manual, para valores particulares do comprimento e do espaçamento do dormente.

O gráfico da fig. 1-3 do Manual foi calculado para cargas por eixo de 365 kN, limitando assim a sua utilização a apenas essa carga por eixo. Para a confecção desse gráfico, o esquema estático adotado pela AREMA foi o de uma viga de largura constante com distribuição uniforme de pressão no lastro ao longo de todo o comprimento do dormente (fig. 6.2). De modo que, a determinação do momento fletor positivo para outros valores de carga é muito simples, pois basta considerar o mesmo esquema estático.

Para a determinação dos demais momentos atuantes no dormente, o Manual fornece a Tabela 1-1, aqui transcrita como Tabela 6.2, com coeficientes que multiplicam o momento M dado pela equação 6.2. Os coeficientes multiplicadores são empíricos e foram determinados por meio de inúmeras medições reais nas vias para dormentes de largura da base constante. Não são, portanto, adequados às condições das vias brasileiras, principalmente por causa da diferença de bitolas (1435 mm nos Estados Unidos e 1600 mm no Brasil). Para contornar tal problema, pode-se, do mesmo modo que o momento positivo na seção do dormente sob o trilho, determinar o momento negativo no centro do dormente segundo o mesmo esquema estático. Mas fica ainda a impossibilidade de cálculo do momento negativo na seção sob o trilho e do momento positivo no centro do dormente.

Conforme a AREMA, os dormentes de concreto devem ser capazes de resistir, sem fissurar, a todos os momentos fletores induzidos pelas cargas máximas das rodas.

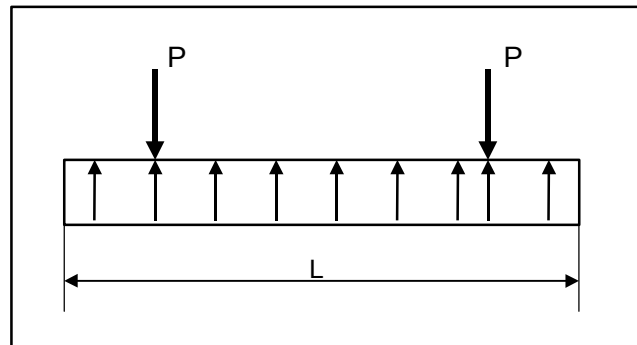


Fig. 6.2 - Esquema estático considerado pela AREMA (1997) para determinação dos momentos fletores solicitantes no dormente.

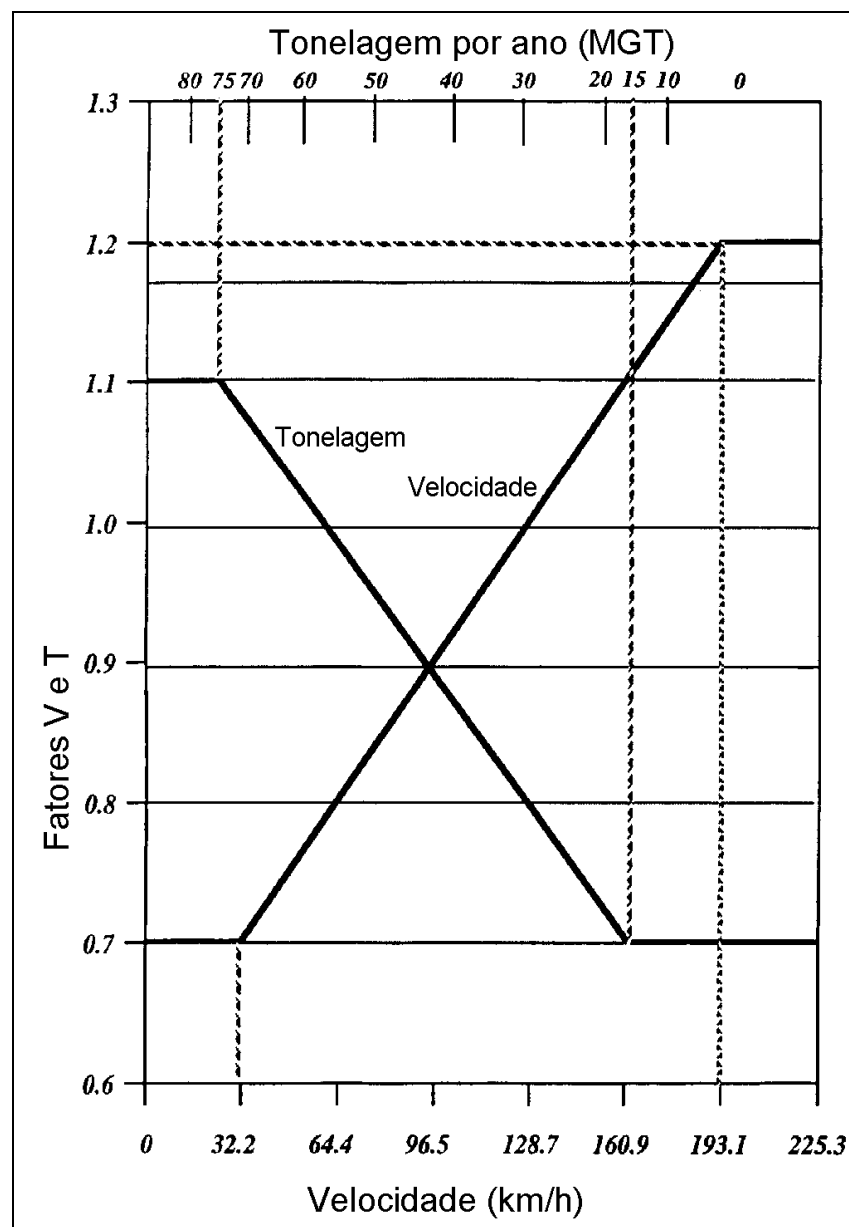


Fig. 6.3 - Fatores velocidade e tonelagem (FONTE: AREMA - 1997).

Tabela 6.2 - Coeficientes para determinação dos momentos fletores no dormente (FONTE: AREMA - 1997).

Comprimento do dormente (cm)	Momento negativo na seção do trilho	Momento negativo no centro	Momento positivo no centro
236	0,72 M	1,13 M	0,61 M
244	0,64 M	0,92 M	0,56 M
259	0,53 M	0,67 M	0,47 M
274	0,46 M	0,57 M	0,40 M

6.2 PRINCIPAIS ESPECIFICAÇÕES DA NORMA CEN

A norma editada pelo *COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION* (CEN - 1996) representa as especificações sobre dormentes de concreto em vários países da Europa. No caso dos dormentes monoblocos, são duas as normas: *Part 1 - Common requirements* e *Part 2.1 - Prestressed monoblock sleepers*.

6.2.1 Cargas

A via é submetida a cargas repetidas em três diferentes direções, geralmente aplicadas simultaneamente: cargas verticais, cargas laterais e cargas longitudinais.

A carga de projeto é calculada por aplicar um coeficiente dinâmico à carga estática da roda, o qual leva em conta os efeitos dinâmicos normais de irregularidades na roda e na via. Além disso, um coeficiente de impacto deve ser aplicado para considerar impactos excepcionais e acidentais, os quais podem resultar em supercarregamento.

A distribuição da carga aos dormentes deve ser avaliada conforme o método de Zimmermann (descrito no item 3.2.1 do Capítulo 3) ou outra fórmula apropriada.

6.2.2 Momento Positivo na Seção Sob o Trilho

A norma CEN (1996) considera três estágios de flexão. No primeiro, o momento fletor é devido à carga de projeto, o qual induz a resistência à flexão necessária à seção do dormente sob o trilho. Na sua avaliação deve-se levar em conta o apoio irregular do dormente no lastro e o coeficiente ou fator de distribuição (FD). O dormente não deve fissurar quando submetido ao momento fletor de projeto.

No Anexo E a norma fornece um modo de cálculo da carga de projeto da roda, conforme os relatórios ORE D71 RP9 (1969) e ORE D170 RP4 (1991). À carga nominal da roda (Q_N) é aplicado um coeficiente dinâmico, definindo a carga dinâmica da roda:

$$Q_{din} = \phi \cdot Q_N \quad (6.3)$$

O coeficiente dinâmico (ϕ) é devido a defeitos no perfil vertical da via e assume dois diferentes valores em função da velocidade:

1,50 para $V < 200$ km/h;

1,75 para $V = 200$ km/h.

A força dinâmica do trilho sobre o dormente é:

$$S_{din} = \phi \chi \bar{A} Q_N \quad (6.4)$$

onde:

$\bar{A}$ = coeficiente de distribuição da carga, tomado igual a 0,50;

$\chi = 1,35$, incremento dinâmico da reação do dormente no lastro devido às falhas de apoio.

Os momentos fletores de projeto, positivo na seção sob o trilho e negativo no centro do dormente, são:

$$M_{dr} = \psi_1 S_{din} \frac{\lambda}{2} = Q_N \phi \bar{A} \chi \psi_1 \frac{\lambda}{2} \quad (6.5)$$

$$M_{dc} = \psi_2 M_{dr} \frac{I_c}{I_r} \quad (6.6)$$

onde:

$\psi_1 = 1,6$; $\psi_2 = 1,2$, incrementos dinâmicos de momento fletor devido a irregularidades no apoio longitudinal do dormente;

λ = braço de alavanca, fig. 6.4;

I_c = momento de inércia da seção do centro do dormente;

I_r = momento de inércia da seção do dormente sob o trilho.

O braço de alavanca (λ) a ser levado em conta no cálculo do momento fletor de projeto é em relação à projeção do trilho no dormente (fig. 6.4). O esquema de distribuição da pressão do dormente ao lastro admitido para a equação está mostrado na fig. 6.5.

$$\lambda = \frac{d - e}{2} \quad (6.7)$$

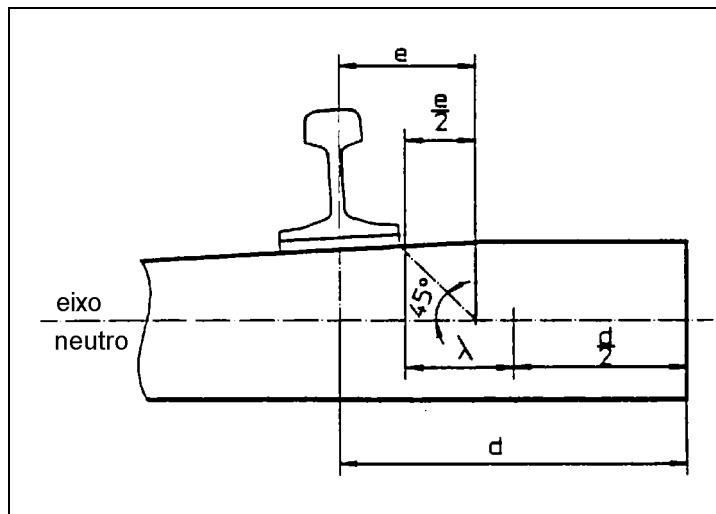


Fig. 6.4 - Braço de alavanca λ (FONTE: CEN - 1996).

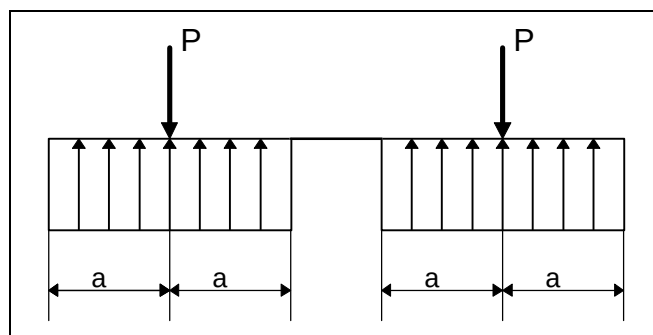


Fig. 6.5 - Forma do diagrama de distribuição de pressão no lastro admitido pela CEN para a determinação do momento de projeto M_{dr} .

No segundo estágio, a flexão é consequência da atuação de cargas de impacto randômicas e excepcionais. O valor do momento excepcional é o momento de projeto multiplicado por um fator de impacto: $M_{exc} = K_1 \cdot M_{dr}$

Qualquer fissura produzida pelo momento excepcional deve fechar após a sua remoção. A norma CEN informa que o fabricante deve avaliar o valor do coeficiente K_1 a ser adotado. Para os ensaios do dormente, a norma fornece como sugestão os seguintes valores: 1,8 para o ensaio estático e 1,5 para o ensaio dinâmico.

No terceiro estágio, a flexão é devida a cargas de impacto acidentais e define o momento fletor último. O dormente deve resistir ao momento fletor último, cujo valor é: $M_u = K_2 \cdot M_{dr}$

Do mesmo modo, a norma CEN diz que o fabricante deve adotar o valor do coeficiente K_2 . Para os ensaios a norma fornece como sugestão os seguintes valores: 2,5 para o ensaio estático e 2,2 para o ensaio dinâmico.

Quanto aos demais momentos fletores que atuam no dormente (positivo no centro e negativo na posição do trilho), a norma diz que o fabricante deve especificar os seus valores, não dando nenhuma diretriz para o seu cálculo.

6.2.3 Concreto

O concreto deve ser classe C45/55 (resistência característica 45 MPa quando medida em cilindros e 55 MPa quando medida em cubos) ou C50/60. A razão água/cimento deve ser menor que 0,45 e o mínimo consumo de cimento de 300 kg/m³.

6.3 RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE DO DORMENTE E O MOMENTO APLICADO

Os critérios e parâmetros adotados no projeto para a segurança dos dormentes de concreto em serviço na via, devido à grande variabilidade das condições na via, variam de país para país. Simplificadamente, os diferentes países consideram a segurança por meio de coeficientes dinâmicos ou fatores de impacto, os quais majoram as ações estáticas, além do valor adotado para a tensão de tração admissível do concreto.

O relatório da FIP (1987) sobre o estado-da-arte dos dormentes de concreto mostra um estudo comparativo da segurança da via adotada em alguns países. O estudo define um fator λ dado por:

$$I = \frac{M_{res,tr}}{M_{apl,tr}} \quad (6.8)$$

onde:

$M_{res,tr}$ = momento resistente do dormente, na seção sob o trilho e levando em conta a protensão e as tensões admissíveis do concreto;

$M_{apl,tr}$ = momento aplicado pela ação estática da roda.

O momento resistente deve obviamente ser maior que o momento aplicado pelas rodas. O momento resistente do dormente, em todas as suas seções transversais, pode ser determinado corretamente e sem dificuldades. No entanto, a determinação do momento real aplicado pelos veículos é extremamente difícil, pois há muitas variáveis

intervenientes no problema, além do fato de que elas se alteram com o tempo e a posição ou trecho da via. Por exemplo, a adoção de diferentes coeficientes dinâmicos ou de impacto, em conjunto com a metodologia utilizada para considerar a resposta elástica do sistema trilho-fixação-dormente-lastro-sublastro, pode levar a uma enorme variação do valor do momento fletor aplicado.

Para simplificar o problema, a FIP (1987) tomou o momento aplicado calculado por meio de um modelo estático muito simples, mostrado na fig. 6.5. O momento aplicado no dormente na seção sob o trilho toma o valor:

$$M_{apl,tr} = \frac{P a}{4} \quad (6.9)$$

com P sendo a ação estática vertical de uma roda e a sendo a distância do eixo do trilho à extremidade do dormente.

A Tabela 6.3 mostra o fator λ determinado em vias de diferentes países do mundo, onde $\bar{f}_{t,fl}$ representa a resistência admissível à tração na flexão adotada para o concreto do dormente. O valor médio de λ é 1,3, com variação entre 0,7 e 1,8; ele reflete as condições da via e dos veículos, juntamente com a filosofia de segurança adotada nos diferentes países.

Tabela 6.3 - Características das vias e fator λ em diferentes países (FONTE: FIP - 1987).

PAÍS	TIPO	$2 P$ (kN)	a (cm)	$M_{apl,tr}$ (kN.m)	$\bar{f}_{t,fl}$ (MPa)	$M_{res,tr}$ (kN.m)	λ
Austrália	SRA1	245	53	16,2	2,3	23,8	1,5
Canadá	CN60B	292	44	20,1	3,3	30,6	1,5
China	S-2	245	53	16,2	2,6	13,4	0,8
Alemanha	B 70	221	58	16,0	3,0	18,4	1,2
Inglaterra	F27 BS	245	54	16,5	4,5	25,0	1,5
Hungria	LM	202	49	12,4	4,3	15,5	1,3
Itália	FS V35	221	43	11,9	4,7	15,0	1,3
Japão	3H	164	48	9,8	0,0	17,3	1,8
Suécia	S3	222	53	14,7	3,0	15,0	1,0
Estados Unidos	Amtrak	321	58	23,3	5,0	42,4	1,8
África do Sul	P2/F4	221	50	13,8	2,8	11,2	0,8
Índia	BG	220	54	14,9	2,0	24,3	1,6
União Soviética	-	265	59	19,5	2,0	13,5	0,7

6.4 PROJETO DO DORMENTE

Neste item mostra-se o projeto de um novo dormente, chamado “dormente original”, e que será objeto dos ensaios estáticos e dinâmicos mostrados no Capítulo 8. Os dados adotados para o projeto do dormente referem-se a uma via da antiga Rede Ferroviária Federal S. A. (atual MRS) e são os seguintes:

- via de uso misto: veículos para transporte de passageiros e cargas;
- trilhos tipo TR 57 e TR 68;
- espaçamento de centro a centro dos dormentes = 62,5 cm (1.600 dormentes por quilômetro);
- carga por eixo:
 - locomotiva = 200 kN;
 - veículos de carga = 320 kN.
- distância entre eixos:
 - locomotiva = 1,77 m;
 - veículos de carga = 2,50 m.
- velocidade = 100 km/h;
- valor estimado da tonelagem bruta anual (MGT) = 57;
- raio de curva superior a 245 m;
- bitola de 1600 mm.

6.4.1 Força Vertical Dinâmica do Trilho no Dormente

Para cálculo da força ou carga vertical máxima sobre o dormente, é necessário uma análise para verificar se, em função da distância entre os eixos dos veículos e das locomotivas, um dormente sob um eixo recebe também parte da força de um outro eixo adjacente. Uma análise rápida dos dados apresentados permite observar que, embora um dormente diretamente sob o eixo da locomotiva (200 kN) receba uma parte da força do outro eixo mais próximo, a força total sobre o dormente resulta muito inferior à força proveniente de um eixo dos veículos de carga (320 kN por eixo). Ainda, como a distância entre os eixos dos veículos de carga é grande o suficiente para o dormente sob um eixo não ter influência de um outro eixo mais próximo, o dormente foi dimensionado considerando a força de apenas um eixo do veículo de carga, ou seja, 320 kN. Isso está de acordo com o texto da FIP (1987), segundo a qual, devido à distância entre os eixos dos veículos, normalmente o dormente pode ser dimensionado em função da carga de um eixo apenas.

Faz-se a seguir o cálculo da força vertical dinâmica atuante nos dormentes, segundo três diferentes processos: conforme o Manual AREMA (1997), conforme o fator de distribuição determinado pelo método de Zimmermann (descrito no item 3.2.1) e fatores de impacto, velocidade e tonelagem do Manual AREMA e, finalmente, segundo os coeficientes especificados pela norma CEN (1996).

6.4.1.1 Segundo a AREMA

Com o espaçamento entre os dormentes sendo 62,5 cm, na fig. 6.1 encontra-se o valor de 0,515 para o fator de distribuição (FD). Com a força da roda $Q = 160$ kN, a força estática em um dormente exatamente sob o eixo do veículo é:

$$P = Q \cdot FD = 160 \cdot 0,515 = 82,4 \text{ kN}$$

A força dinâmica vertical no dormente, considerando o fator de impacto (FI) de 200 % e os fatores velocidade e tonelagem (da fig. 6.3: $V = 0,92$ e $T = 1,0$) é:

$$S_{din} = Q \cdot FD (1 + FI) V \cdot T = 160 \cdot 0,515 (1 + 2) 0,92 \cdot 1,0 = 227,4 \text{ kN}$$

6.4.1.2 Segundo a AREMA e ZIMMERMANN

De acordo com o método de Zimmermann, a força ou carga estática atuante sobre o dormente, definida pela eq. 3.25, é:

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{b_d C}{4EI}} = \frac{Q \cdot 62,5}{2} \sqrt[4]{\frac{27 \cdot 0,213}{4 \cdot 21000 \cdot 2730}} \cong 0,40 Q = 0,40 \cdot 160 = 64 \text{ kN}$$

São considerados os seguintes valores:

Q = força ou carga da roda = 160 kN;

a = espaçamento dos dormentes = 62,5 cm;

b_d = largura média da base do dormente = 27 cm;

C = coeficiente de lastro, adotado igual a 0,213 kN/cm³, valor correspondente ao módulo de via igual a 5,76 kN/cm² (via boa, segundo ALIA - 1977);

I = momento de inércia do trilho, igual a 2730 cm⁴ para o trilho TR 57;

E = módulo de elasticidade do aço do trilho, tomado igual a 21.000 kN/cm².

Segundo a eq. 3.19 de Talbot, o valor calculado para P é idêntico, com a vantagem sobre a equação de Zimmermann de que não é preciso conhecer a largura da base do dormente.

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{U}{4EI}} = \frac{Q \cdot 62,5}{2} \sqrt[4]{\frac{5,76}{4 \cdot 21000 \cdot 2730}} \cong 0,40 Q = 0,40 \cdot 160 = 64 \text{ kN}$$

Observa-se que o valor de 64 kN é bem inferior ao preconizado pelo Manual AREMA (82,4 kN), pois o fator de distribuição passou de 0,515 para 0,40. Isso confirma a observação da AREMA de que o seu fator de distribuição é conservador. Com o fator de distribuição determinado conforme o método de Zimmermann (Talbot) e os fatores do Manual AREMA (item 6.4.1.1), a força vertical dinâmica sobre o dormente é:

$$S_{din} = Q \cdot FD (1 + FI) V \cdot T = 160 \cdot 0,40 (1 + 2) 0,92 \cdot 1,0 = 176,6 \text{ kN} \cong 177 \text{ kN}$$

6.4.1.3 Segundo a CEN

A força dinâmica do trilho no dormente é determinada pela eq. 6.4. Há uma certa inconsistência da norma CEN ao sugerir a utilização dessa equação, pois nela o fator de distribuição recomendado é $\bar{A} = 0,50$, quando no item 4.2.2 da norma a recomendação é para o cálculo do fator de distribuição de acordo com o método de Zimmermann. Diante desse conflito, se a escolha recair no fator $\bar{A} = 0,50$, a força estática no dormente será $0,50 Q = 80 \text{ kN}$, valor este 25 % superior ao calculado segundo o método de Zimmermann e Talbot. No entanto, a força vertical dinâmica no dormente determinada pela eq. 6.4, devido aos coeficientes dinâmicos serem menores que os da AREMA, resulta num valor menor que o calculado segundo a AREMA-ZIMMERMANN (177 kN). Com $\phi = 1,5$ para a velocidade de 100 km/h, resulta:

$$S_{din} = \phi \chi \bar{A} Q_N = 1,5 \cdot 1,35 \cdot 0,50 \cdot 160 = 162 \text{ kN}$$

6.4.2 Momentos Fletores Solicitantes

Dentre os três valores calculados da força vertical dinâmica, o projeto do dormente será feito com a força de 177 kN, que combina o método de Zimmermann com os coeficientes da AREMA. Os momentos fletores estão calculados segundo a força de

177 kN e, para comparação, também estão calculados com a força de 227,4 kN, determinada de acordo com a AREMA (1997).

A fim de poder melhor definir o comprimento e a forma geométrica do dormente que seja mais adequada para a bitola brasileira de 1600 mm, os momentos fletores solicitantes, positivo na seção sob o trilho e negativo no centro do dormente, estão calculados segundo: duas diferentes formas geométricas, três diferentes comprimentos e duas diferentes formas de distribuição de pressão do dormente no lastro.

a) Duas diferentes formas geométricas (fig. 6.9 e 6.10)

Os dormentes com a largura da base constante (fig. 6.9) têm sua origem na Inglaterra, e são comumente aplicados na Austrália, Estados Unidos, Canadá e África do Sul. Com a simplicidade de sua geometria, resultam fôrmas mais simples e de menor custo, o que é muito importante na fabricação, principalmente em pistas de protensão (*long line*), onde um grande número de fôrmas é utilizado simultaneamente. Já os dormentes com a largura da base variável (fig. 6.10), com estreitamento em direção ao centro, representam a maioria dos modelos de dormentes monoblocos no mundo. São interessantes por conduzirem a um menor consumo de concreto e conseqüentemente menor massa, e menores momentos fletores no centro do dormente, o que é muito interessante para as ferrovias de bitola larga como a brasileira.

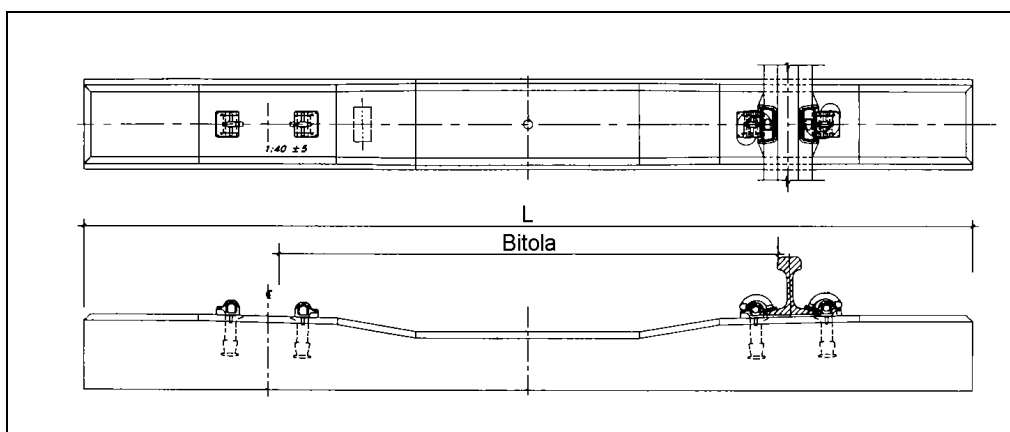


Fig. 6.9 - Modelo de dormente com a largura da base constante.

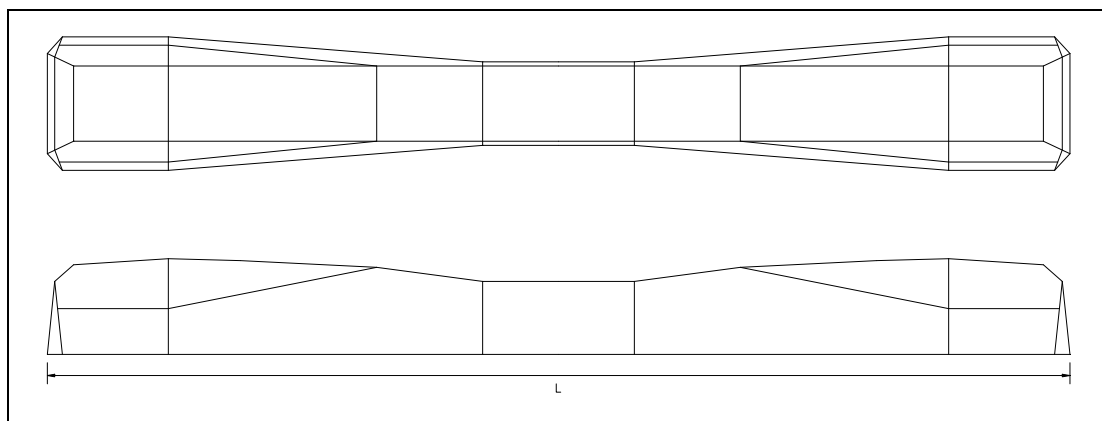


Fig. 6.10 - Modelo de dormente com a largura da base variável.

b) Três diferentes comprimentos: 270, 275 e 280 cm

A variação do comprimento do dormente tem como objetivo verificar a sua influência sobre os momentos fletores solicitantes. Como no Brasil, de modo geral, os dormentes monoblocos são fabricados com comprimento de 280 cm, o objetivo desta análise é o de verificar a viabilidade do projeto de um dormente com comprimentos menores, como 270 ou 275 cm.

c) Duas diferentes formas de distribuição de pressão do dormente no lastro (fig. 6.11 e 6.12)

Na instalação dos dormentes e também durante a manutenção da via, faz-se o socamento do lastro numa pequena faixa contínua e adjacente aos trilhos, evitando-se o apoio da região central do dormente no lastro. Ao longo do tempo, com a passagem dos veículos e a manutenção muito distanciada, há a tendência para a uniformização da pressão do dormente no lastro ao longo de todo o seu comprimento. Para levar este fato em consideração, duas diferentes formas de distribuição de pressão no lastro são consideradas no projeto, a fim de determinar os momentos fletores máximos atuantes no dormente para a força escolhida de 177 kN. A primeira objetiva representar a distribuição inicial de pressão (adotada pela CEN - fig. 6.11) e resultará no máximo momento positivo na seção sob o trilho. A segunda representa a distribuição que tende a ocorrer ao longo do tempo (fig. 6.12) e resultará no máximo momento negativo no centro do dormente. Como a AREMA adota este esquema para o cálculo dos momentos atuantes no dormente, a fim de comparação, os momentos fletores serão também calculados para a força de 227,4 kN.

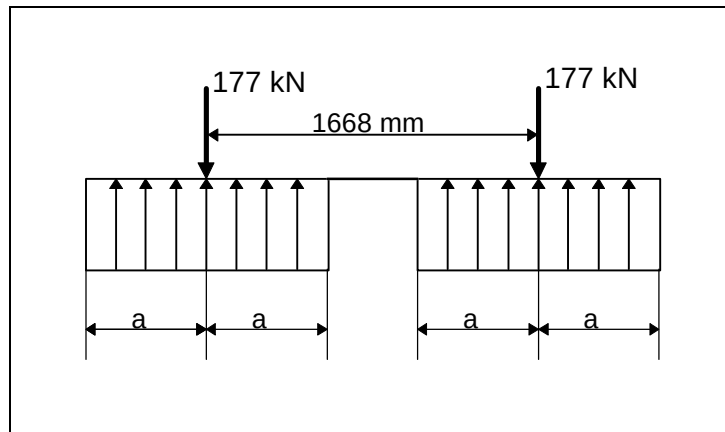


Fig. 6.11 - Esquema estático simplificado adotado para determinar o máximo momento positivo na seção sob o trilho.

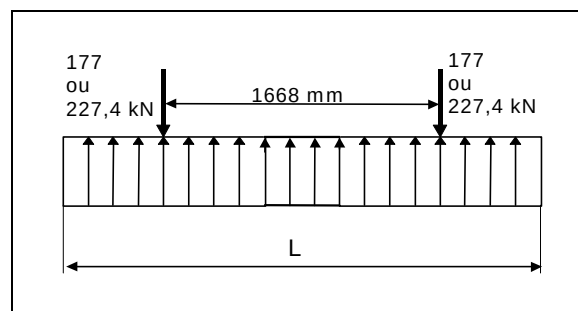


Fig. 6.12 - Esquema estático simplificado adotado para determinar o máximo momento negativo no centro do dormente (para a força de 177 kN) e os momentos fletores segundo a AREMA (para a força de 227,4 kN).

6.4.2.1 Dormente com Largura da Base Constante

Os momentos fletores solicitantes foram calculados com o auxílio da planilha Excel, para os dois diferentes esquemas estáticos simplificados mostrados nas fig. 6.11 e 6.12. Os valores dos momentos positivo na seção sob o trilho e negativo no centro do dormente, calculados em função dos esquemas estáticos e do comprimento do dormente, estão mostrados na Tabela 6.4, com destaque para os momentos máximos da força de 177 kN. Os diagramas dos momentos fletores em destaque estão mostrados nas fig. 6.13 e 6.14.

Tabela 6.4 - Momentos fletores máximos para o dormente com a largura da base constante.

L (cm)	Pressão uniforme em L $S_{din} = 177 \text{ kN}$		Sem pressão no centro $S_{din} = 177 \text{ kN}$		AREMA $S_{din} = 227,4 \text{ kN}$	
	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)
270	1705	2920	2257	0	2191	3752
275	1842	2699	2367	0	2367	3468
280	1982	2478	2478	0	2547	3184

Observando os momentos máximos em destaque na Tabela 6.4, pode-se notar que para os comprimentos de 270 e 275 cm, o momento negativo no centro condicionará as dimensões do dormente, pois ele é superior ao momento positivo na seção sob o trilho. Os valores indicam que o comprimento de 280 cm é o mais adequado por conduzir ao melhor equilíbrio e menor momento negativo.

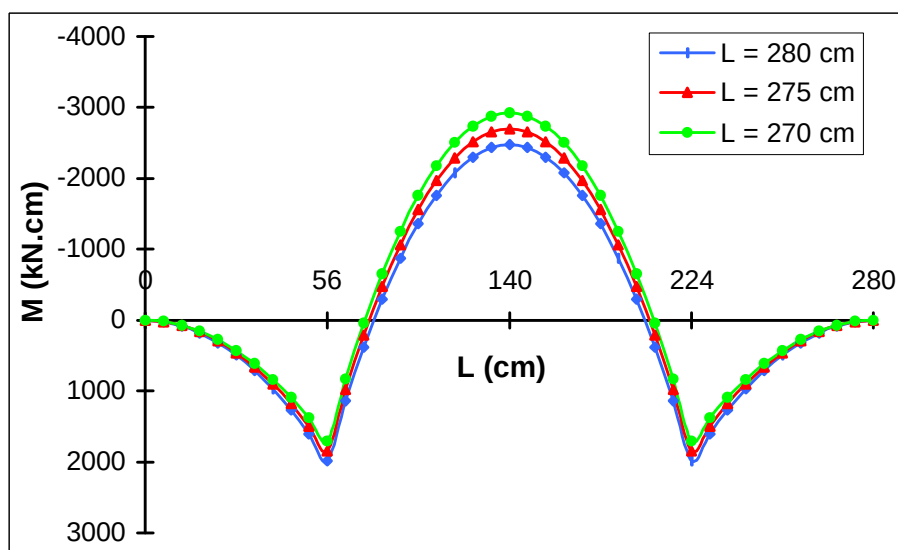


Fig. 6.13 - Momentos fletores segundo esquema com pressão uniforme ao longo de L.

Segundo o esquema e a força de 227,4 kN preconizada pela AREMA, este fato torna-se mais nítido, com a diferença entre os momentos sendo ainda maior, o que praticamente inviabiliza o projeto por exigir seções exageradas no centro. Se a escolha ainda for pelo dormente de largura constante, o comprimento de 280 cm é o mais indicado, ou seja, quanto maior o comprimento, menor o momento negativo no centro e melhor o equilíbrio entre os momentos.

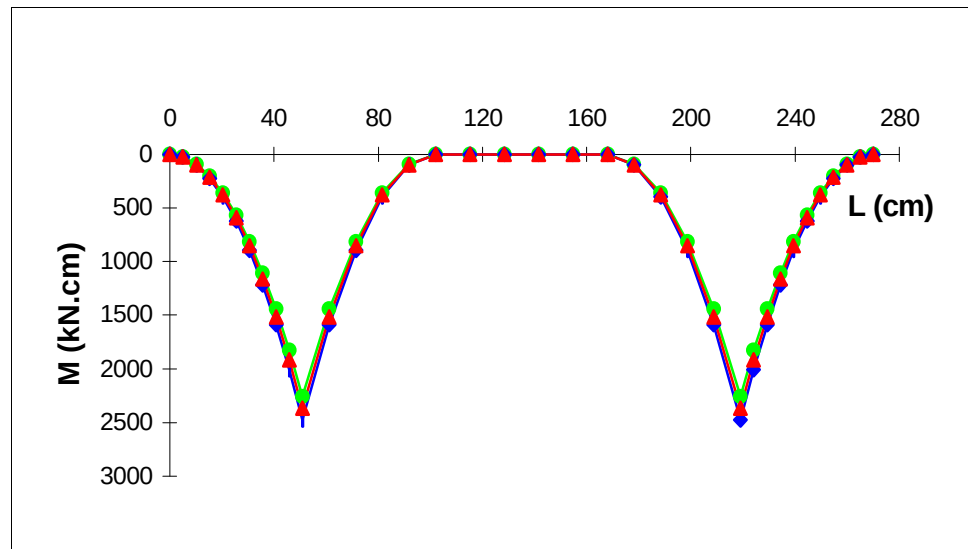


Fig. 6.14 - Momentos fletores segundo esquema sem pressão no centro.

O comprimento do dormente tem pequena influência sobre os momentos positivos, no entanto tem grande influência sobre o momento negativo no centro do dormente (fig. 6.15). A fig. 6.15 mostra também o grande acréscimo no valor do momento negativo no centro caso se considere a força dinâmica da AREMA.

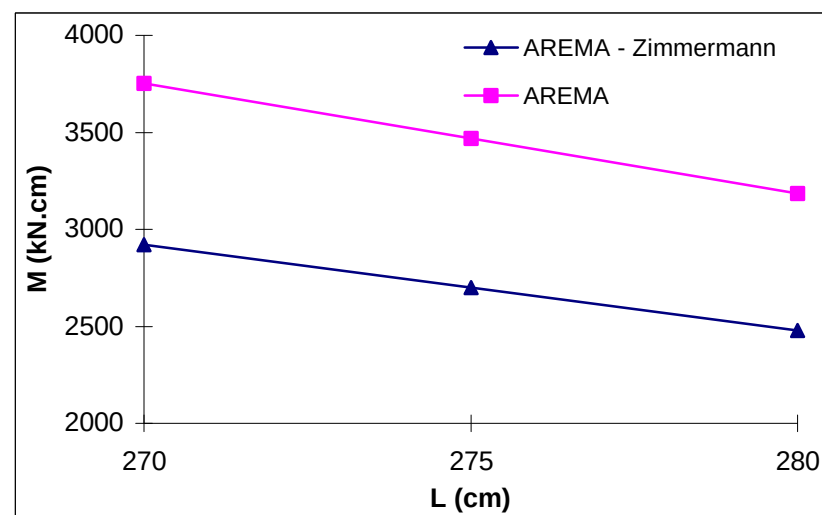


Fig. 6.15 - Influência do comprimento sobre os momentos fletores negativos no centro do dormente, para pressão uniforme em L .

6.4.2.2 Dormente com Largura da Base Variável

Os esquemas estáticos considerados para cálculo dos momentos fletores são os mesmos do dormente com largura da base constante, mostrados nas fig. 6.11 e 6.12. Do

mesmo modo, os momentos fletores foram calculados com o programa Excel e os valores estão mostrados na Tabela 6.5, com destaque para os momentos máximos da força de 177 kN. As dimensões da base do dormente, utilizadas no cálculo dos momentos fletores, encontram-se na fig. 6.20. Os diagramas dos momentos para a força de 177 kN, apenas para uma metade do comprimento do dormente, estão mostrados nas fig. 6.16 e 6.17.

Tabela 6.5 - Momentos fletores máximos para o dormente com a largura da base variável.

L (cm)	Pressão uniforme em L $S_{din} = 177 \text{ kN}$		Sem pressão no centro $S_{din} = 177 \text{ kN}$		AREMA $S_{din} = 227,4 \text{ kN}$	
	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)
270	2030	1786	2501	565	2608	2295
275	2192	1547	2641	626	2816	1987
280	2357	1307	2782	687	3028	1679

Agora, ao contrário do dormente com a largura da base constante, os momentos negativos no centro para pressão uniforme em L apresentam-se bem inferiores aos momentos positivos sob o trilho para o esquema sem pressão no centro, crescendo a diferença conforme aumenta o comprimento. Isso ocorre porque a pressão diminui no centro e aumenta na região próxima ao trilho. O mesmo acontece com os momentos calculados segundo a AREMA, onde o comprimento de 280 cm mostra-se melhor que o comprimento de 270 cm, pois neste caso o momento negativo no centro é muito alto.

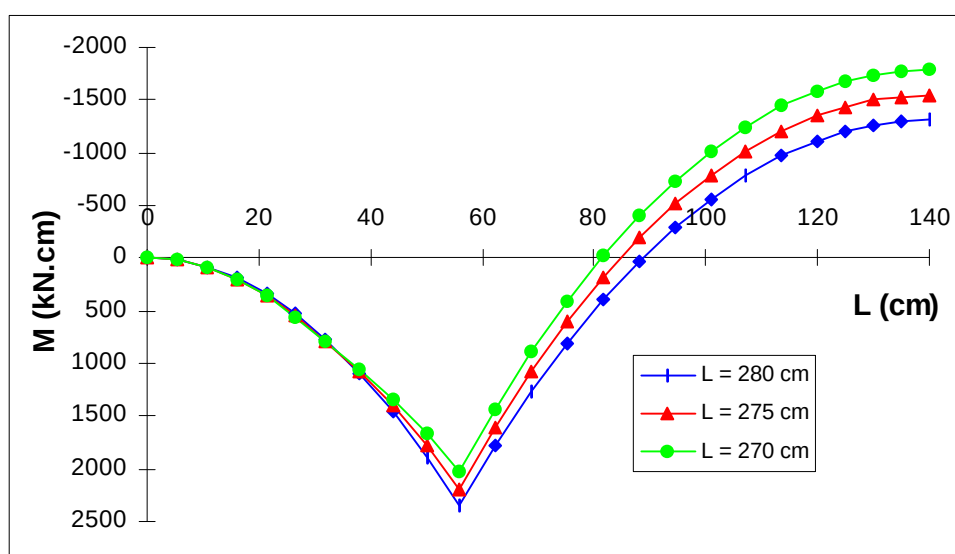


Fig. 6.16 - Momentos fletores segundo o esquema de pressão uniforme em L.

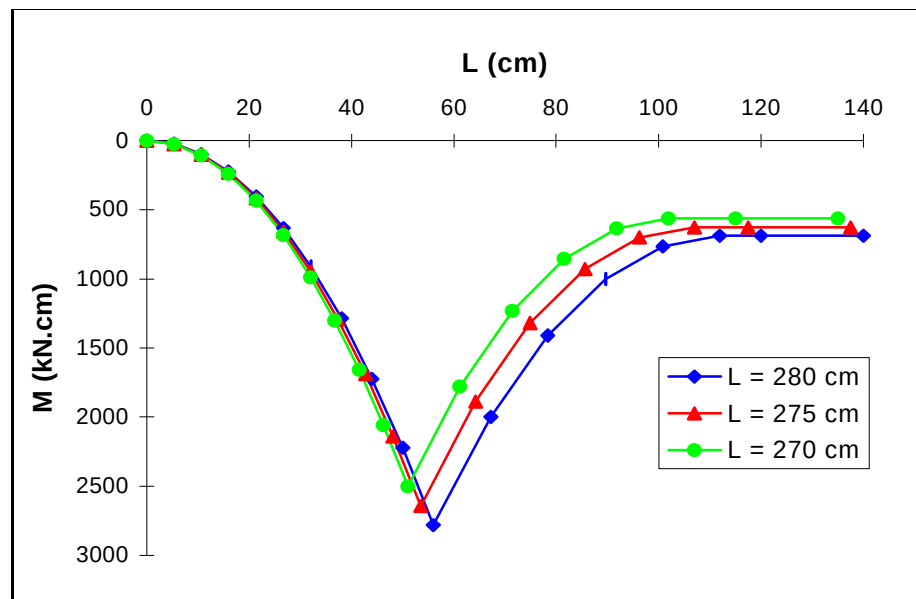


Fig. 6.17 - Momentos fletores segundo o esquema sem pressão no centro.

As fig. 6.18 e 6.19 mostram a influência do comprimento do dormente sobre os momentos fletores máximos e comparam os momentos resultantes segundo as metodologias AREMA-Zimmermann e AREMA. Observa-se que o comprimento influencia os momentos positivos e negativos de modo contrário, ou seja, o momento positivo cresce com o aumento do comprimento do dormente e o momento negativo decresce com o aumento do comprimento do dormente.

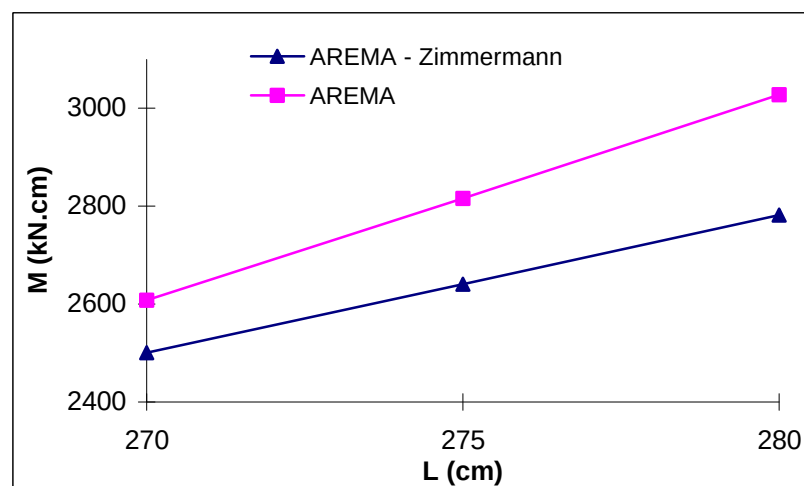


Fig. 6.18 - Influência do comprimento sobre os momentos positivos na seção do dormente sob o trilho.

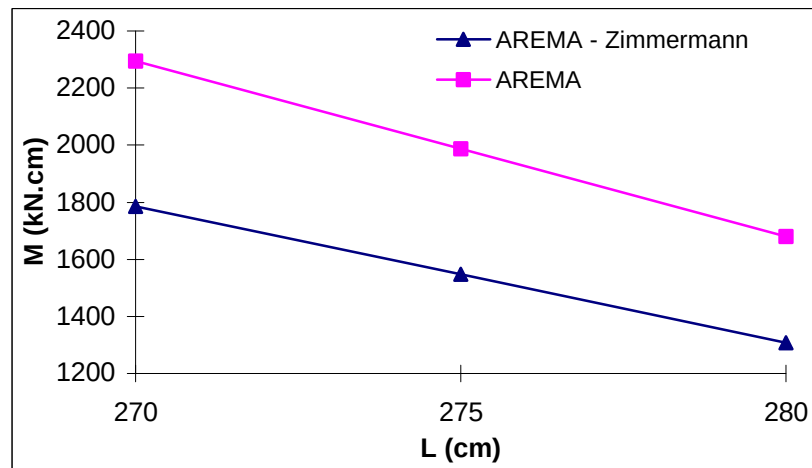


Fig. 6.19 - Influência do comprimento sobre os momentos negativos no centro.

6.4.2.3 Conforme a Equação Empírica da CEN

Neste item faz-se o cálculo apenas para o dormente com largura da base variável e com o comprimento de 270 cm, cujas dimensões adotadas estão indicadas na fig. 6.20. Conforme o item 6.2.2 mostrou, a CEN fornece uma equação empírica para o cálculo do momento positivo na seção sob o trilho. Considerando o trilho TR 68, o braço de alavanca λ mostrado na fig. 6.21 é:

$$l = \frac{d - e}{2} = \frac{51 - 19,6}{2} = 15,7 \text{ cm}$$

Os momentos positivo na seção sob o trilho (eq. 6.5) e negativo no centro (eq. 6.6), para o dormente com comprimento de 270 cm, são:

$$M_{dr} = Q_N f \bar{A}_c y_1 \frac{l}{2} = \frac{320}{2} 15 \cdot 0,50 \cdot 135 \cdot 16 \frac{15,7}{2} = 2035 \text{ kN.cm}$$

$$M_{dc} = -12 \cdot 2035 \frac{8478}{22809} = -908 \text{ kN.cm}$$

6.4.2.4 Comparação dos Momentos Fletores

A comparação que se faz a seguir é entre os dormentes com a largura da base constante e variável, em função do comprimento. São comparados os momentos fletores calculados segundo a AREMA para a força dinâmica de 227,4 kN, com os momentos mostrados com destaque nas Tabelas 6.4 e 6.5, determinados com o coeficiente de distribuição de Zimmermann e os coeficientes de velocidade, tonelagem e impacto da AREMA (força dinâmica de 177 kN).

a) Momentos Positivos

Os dormentes com a largura da base variável, ou seja, com decréscimo da largura em direção ao centro, apresentam momentos positivos na seção sob o trilho maiores que os dormentes com a largura constante (fig. 6.22). Isso se deve ao fato de que a menor área de contato do centro do dormente com o lastro resulta num maior valor da reação nas proximidades do trilho, conseqüentemente aumentando o momento positivo na seção sob o trilho e diminuindo o negativo no centro do dormente.

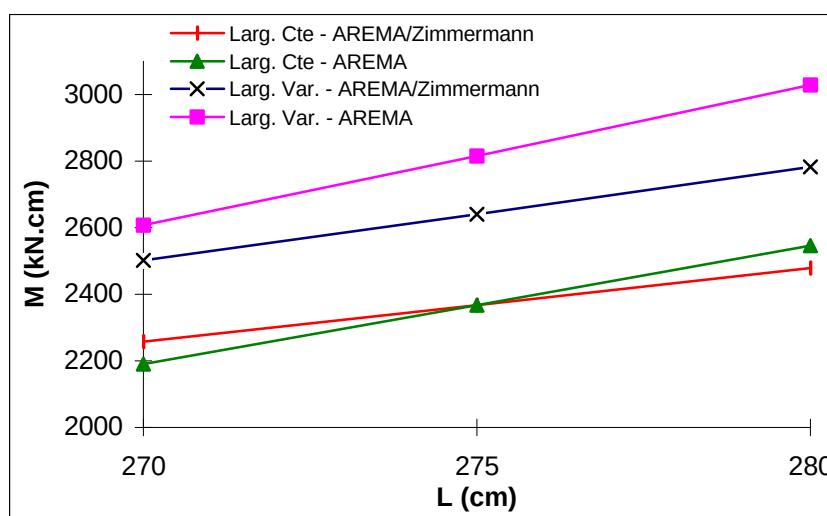


Fig. 6.22 - Momentos máximos positivos na seção do dormente sob o trilho.

O momento positivo (2035 kN.cm) calculado segundo a equação empírica da CEN aproxima-se apenas do momento para o dormente com comprimento de 270 cm e largura da base constante.

Para o dormente com largura constante os momentos segundo a força dinâmica de 227,4 kN (AREMA) são muito próximos dos momentos segundo a força de 177 kN (AREMA-Zimmermann). Isso se deve ao fato da AREMA considerar a distribuição uniforme de pressão no cálculo do momento positivo.

b) Momentos Negativos

Observa-se na fig. 6.23 que o dormente com largura da base variável, devido ao menor apoio do centro do dormente no lastro, apresenta momentos negativos significativamente inferiores ao dormente com largura constante. Para projeto, esse comportamento fortemente recomenda a largura da base variável, ou seja, menor apoio do dormente no lastro em sua área central.

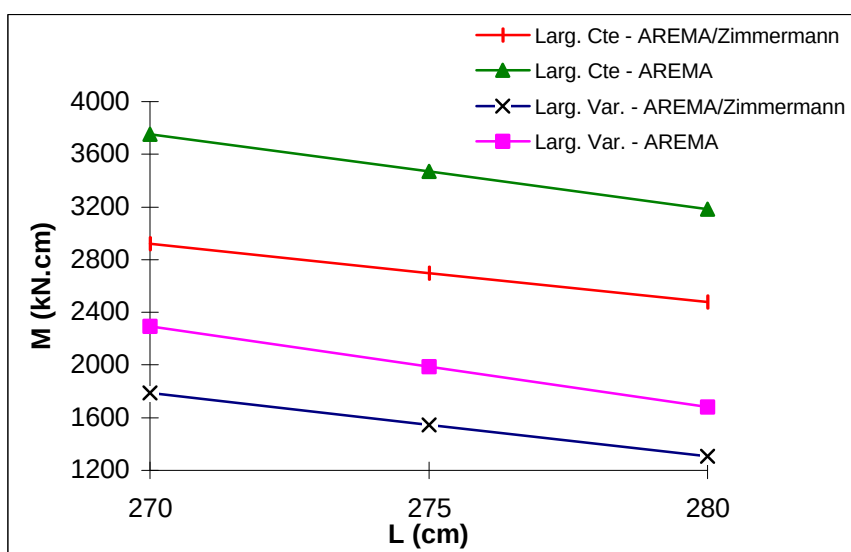


Fig. 6.23 - Momentos máximos negativos no centro do dormente.

Os momentos nas fig. 6.22 e 6.23, calculados segundo duas diferentes metodologias, conjuntamente com os momentos segundo a CEN, mostram a variabilidade dos resultados em função da metodologia utilizada. Diante deste problema, torna-se imprescindível verificar o comportamento de um novo dormente na situação real, ou seja, em serviço na via. Assim, pode-se checar a validade ou não da metodologia teórica adotada (juntamente com o fator de impacto) com os resultados reais em serviço.

Para os três comprimentos, o valor empírico da CEN (908 kN.cm) é bem menor que os demais momentos negativos. A metodologia da CEN, ao menos para o momento negativo no centro, mostra ser completamente inadequada à bitola brasileira de 1600 mm.

6.4.3 Dimensionamento do Dormente

Em função das comparações feitas entre os concretos e os compósitos com brita 1 e com britas 1 e 2, descritas no Capítulo 5, o dormente será dimensionado com as características do concreto de controle denominado C1-0 (com brita 1, sem brita 2). Tal

escolha se deve ao fato de que este concreto, bem como seus compósitos resultantes C1-40 e C1-60, foram os que apresentaram os melhores resultados no que se refere às resistências e à tenacidade.

Como a resistência de dosagem à compressão do concreto C1-0 resultou igual a 58,61 MPa aos 28 dias, a resistência característica à compressão (f_{ck} @ f'_c) será adotada igual a 50 MPa. Considerando que, no instante da transferência da protensão, o concreto terá alcançado uma resistência superior a 40 MPa (f'_{ci}), as tensões limites no concreto, de acordo com o ACI 318/83 são:

a) tensões limites após a transferência (antes das perdas devidas ao tempo)

$$\text{- na tração} \quad : f_{ti} = 0,25 \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 \sqrt{40} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\text{- na compressão: } f_{ci} = - 0,6 f'_{ci} = - 0,6 \cdot 40 = - 24 \text{ MPa}$$

b) sob todas as ações (após todas as perdas)

$$\text{- na tração} \quad : f_t = 0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{50} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\text{- na compressão: } f_c = - 0,45 f'_c = - 0,45 \cdot 50 = - 22,5 \text{ MPa}$$

Com o intuito de obter um dormente com menor seção transversal (mais leve), para a tensão admissível do concreto à compressão - F_c (após todas as perdas), adotou-se um valor superior ao preconizado pelo ACI 318 (1983), ou seja, $0,6 f'_c = 0,6 \cdot 50 = 30$ MPa ao invés de $0,45 f'_c$. A justificativa para tal alteração encontra-se no relatório da FIP (1987), segundo a qual, nos principais países, a tensão admissível está na faixa de 20 a 30 MPa e, como uma regra, este valor não é crítico para o dormente.

Com base na comparação dos momentos mostrados nas fig. 6.22 e 6.23, escolheu-se para projeto o dormente com a largura da base variável, pois o dormente com largura constante apresenta momentos negativos no centro muito altos, e até maiores que os momentos positivos na seção sob o trilho. Esse fato conduziria a um dormente extremamente “pesado”, ou antieconômico.

A metodologia escolhida é a de Zimmermann combinada com a AREMA (valores em destaque nas Tabelas 6.4 e 6.5). O método de Zimmermann é aceito mundialmente pelas autoridades ferroviárias, além de que o fator de distribuição preconizado pela AREMA é conservador e não leva em conta a rigidez dos trilhos. A fim de testar o desempenho de um comprimento que não é usual no Brasil, adotou-se para projeto o comprimento de 270 cm. Como pode ser visto na Tabela 6.5, esse comprimento leva a um melhor equilíbrio entre os dois momentos ($M_{tr} = 2501$ kN.cm e $M_c = 1786$ kN.cm), o que é

interessante no dimensionamento das seções transversais do dormente. Por outro lado, o menor comprimento também resulta em uma menor distância do eixo do trilho à extremidade do dormente, o que pode ser crítico, pois essa distância deve ser maior que o comprimento de ancoragem do fio de protensão.

É importante observar que o valor do momento positivo na seção do dormente sob o trilho seria significativamente diminuído caso se levasse em conta que a força aplicada pelo trilho não é pontual como indicada nas fig. 6.11 e 6.12. Na verdade, a força é aplicada pelo patim do trilho, distribuída na placa de apoio, o que reduz acentuadamente o valor do momento positivo. Esse fato não foi aqui considerado.

Tomando o fator λ como mostrado no item 6.3 (eq. 6.8), pode-se verificar que, para o momento de 2501 kN.cm, o valor de λ é:

$$l = \frac{M_{res,tr}}{M_{apli,tr}} = \frac{M_{res,tr}}{\frac{P a}{4}} = \frac{2501}{\frac{160 \cdot 51}{4}} = 1,23$$

com $P = 160$ kN (carga vertical estática da roda) e $a = 51$ cm (distância do eixo do trilho à extremidade do dormente - ver fig. 6.20).

Caso se considere um fator λ igual a 1,4, o momento de projeto ou resistente passa a ser:

$$M_{res,tr} = l \cdot M_{apli,tr} = 1,4 \frac{160 \cdot 51}{4} = 2856 \text{ kN.cm}$$

Após as considerações anteriores, para o projeto do dormente, adotou-se os seguintes valores para os momentos de projeto: 1786 kN.cm para o momento negativo no centro e 2856 kN.cm para o momento positivo na seção sob o trilho (coeficiente λ de 1,4).

6.4.3.1 Determinação das Tensões em Serviço

Calculada a força de protensão inicial (P_i) como 510 kN e as dimensões do dormente mostradas na fig. 6.20, as dimensões e a excentricidade do centro de protensão (CP) relativa ao centro de gravidade (CG) das seções transversais estão mostradas na fig. 6.24.

As fig. 6.25 e 6.26 mostram os diagramas de tensão obtidos para a seção sob o trilho e no centro, imediatamente após a transferência da protensão e sem o carregamento aplicado. Na seção correspondente ao trilho, observa-se que ocorrem apenas tensões de compressão, com o valor máximo (11,92 MPa) sendo bem menor que a tensão limite (24,0 MPa). Na seção do centro, verifica-se que também só ocorrem tensões de compressão, com o valor máximo (18,76 MPa) sendo também menor que a tensão limite.

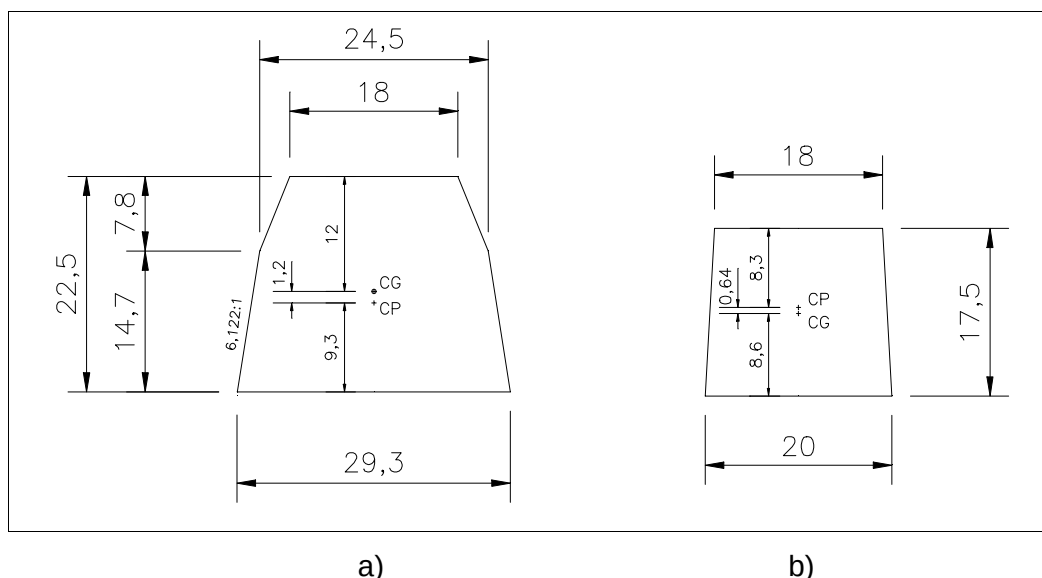


Fig. 6.24 - Dimensões (cm) das seções transversais e excentricidades:

a) seção sob o trilho; b) seção do centro.

As fig. 6.27 e 6.28 mostram os diagramas de tensão após ocorridas todas as perdas de protensão, com o carregamento aplicado. O total das perdas de protensão considerando um período de 50 anos foi calculado em 21,5 %. Desse total, 6,5 % foi estimado como perdas do instante do estiramento dos fios até o instante logo após a transferência da protensão, e inclui a relaxação da armadura e a deformação imediata do concreto. Na fabricação dos dormentes, descrita no Capítulo 7, devido ao fato dos fios de protensão terem ambas as extremidades previamente fixadas com cunha e porta-cunha, não ocorriam perdas de protensão por escorregamento na ancoragem.

Na seção do trilho (fig. 6.27) verifica-se que há grande folga em relação às tensões limites, de 20,02 para 30,0 MPa na face comprimida e de 3,02 para 3,5 MPa na face tracionada. Na seção do centro (fig. 6.28), verifica-se que as tensões no topo e na base estão muito próximas das tensões limites (2,8 para 3,5 MPa e 28,34 para 30,0 MPa).

No item 6.1.4 descreveu-se a recomendação da AREMA (1997) para que a máxima pré-compressão em qualquer seção transversal do dormente, após ocorridas todas as perdas, não exceda a 17,2 MPa. Observando as tensões resultantes após todas as perdas, nota-se que a máxima pré-compressão assume o valor de 15,95 MPa, correspondente à seção do centro do dormente (fig. 6.28). Outra recomendação é que deve haver uma tensão mínima de pré-compressão em qualquer seção vertical do dormente na área de apoio do trilho de 3,5 MPa, após ocorridas todas as perdas e sem qualquer carga externa aplicada. Verifica-se que a tensão mínima na região do trilho é de 5,0 MPa (fig. 6.27), o que portanto atende à recomendação.

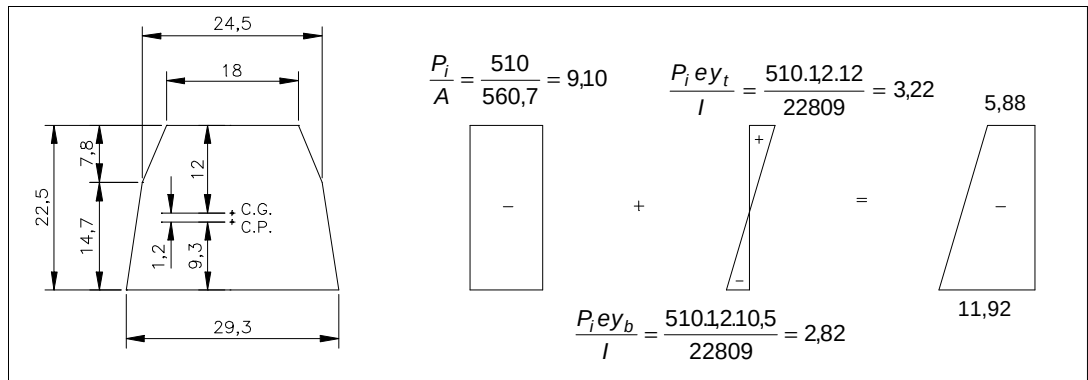


Fig. 6.25 - Tensões na seção sob o trilho, imediatamente após a transferência (MPa).

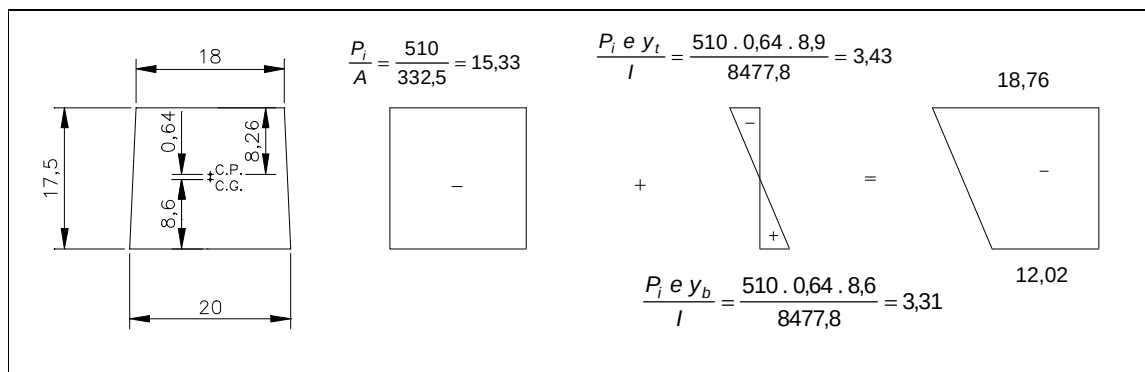


Fig. 6.26 - Tensões na seção do centro, imediatamente após a transferência (MPa).

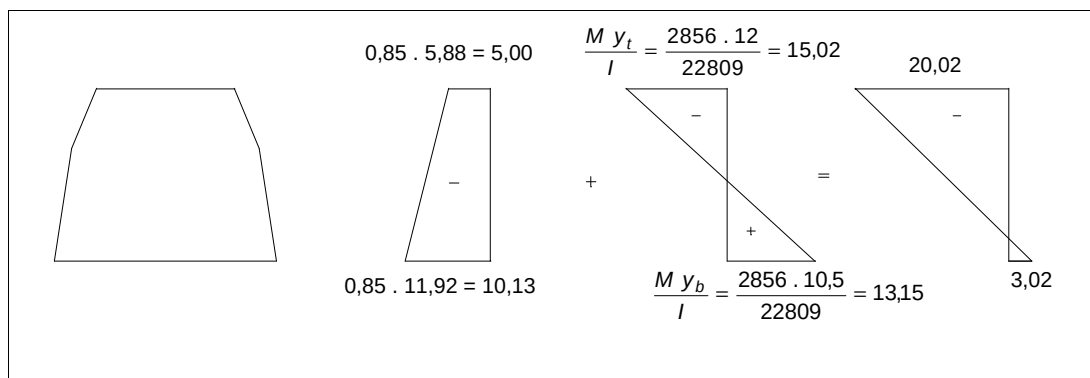


Fig. 6.27 - Tensões (MPa) na seção sob o trilho, após ocorridas todas as perdas e com o carregamento aplicado.

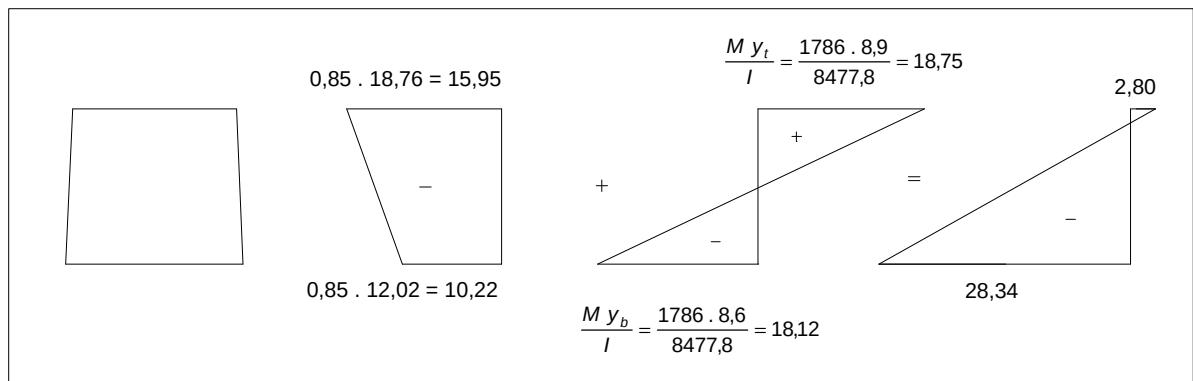


Fig. 6.28 - Tensões (MPa) na seção do centro, após ocorridas todas as perdas e com o carregamento aplicado.

6.4.3.2 Determinação da Armadura de Protensão

Considerando-se as perdas iniciais (por relaxação da armadura e por deformação imediata do dormente) de 6,5 %, a força a ser aplicada na operação de estiramento dos fios de protensão foi estimada em 540 kN ($1,065 \cdot 510$).

O fio de protensão escolhido tem f_{ptk} de 1750 MPa, f_{pyk} de 1580 MPa e E_p igual a 207.700 MPa; o diagrama **força x deformação** desse fio está mostrado na fig. 6. 29.

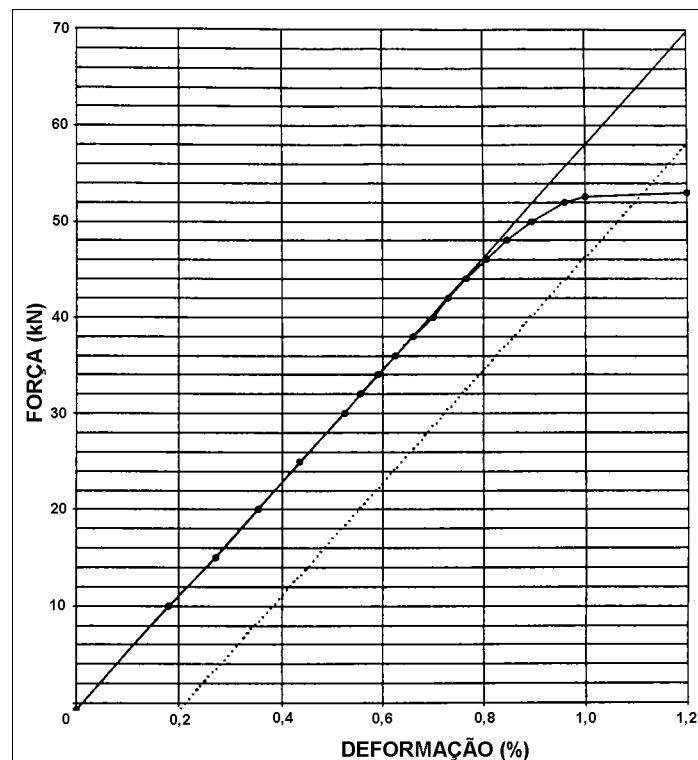


Fig. 6.29 - Diagrama força x deformação do fio de protensão.
(FONTE: Belgo Mineira Bekaert Arames S.A.).

Em função das tensões máximas permitidas pela NBR 7197 (1989), a área da armadura de protensão é:

a) No estiramento com $P_j = 540$ kN

$$s_{adm} \leq \begin{cases} 0,81 \cdot 1750 = 1417,5 \text{ MPa} \\ 0,9 \cdot 1580 = 1422,0 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p = \frac{540}{141,75} = 3,81 \text{ cm}^2$$

b) Na aplicação de $P_i = 510$ kN

$$s_{adm} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot 1750 = 1347,5 \text{ MPa} \\ 0,86 \cdot 1580 = 1358,8 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p = \frac{510}{134,75} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Para a área de $3,81 \text{ cm}^2$ escolheram-se 16 fios entalhados de 6 mm de diâmetro (CP 175 RB E 6,0, com a área de um fio sendo igual a $0,283 \text{ cm}^2$), resultando na área total de $4,53 \text{ cm}^2$. A fig. 6.30 mostra o detalhamento da armadura de protensão.

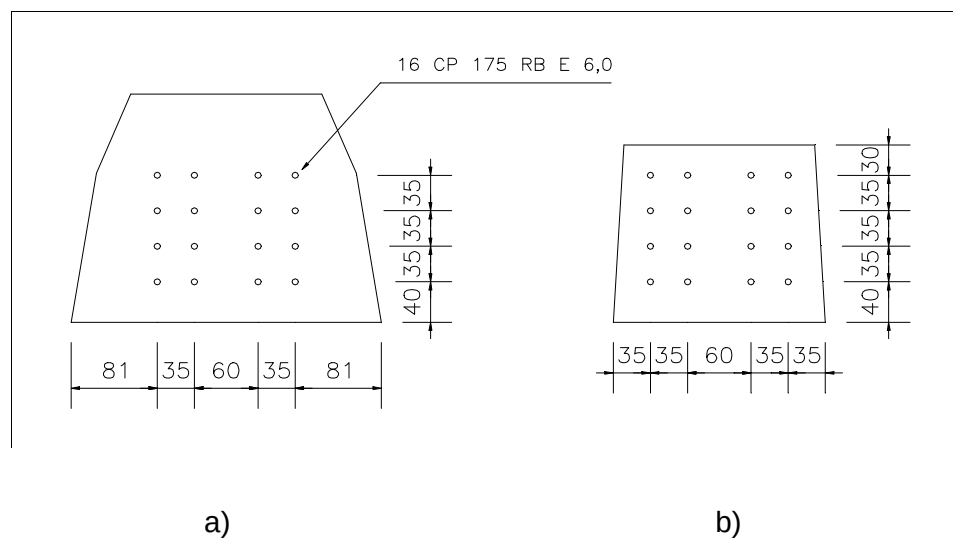


Fig. 6.30 - Armadura de protensão:

a) seção sob o trilho;

b) centro do dormente.

A tensão nos fios de protensão, para a força $P_i = 510$ kN e a área de $4,53 \text{ cm}^2$ resulta:

$$s_{fios} = \frac{510}{4,53} = 112,6 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de 1126 MPa nos fios representa uma tensão inicial de $0,64 f_{ptk}$, menor que o valor máximo permitido de $0,77 f_{ptk}$.

No caso de protensão limitada, como é o caso do dormente, para identificar se uma seção retangular é subarmada ou superarmada, o ACI 318 (1983) usa um parâmetro chamado taxa mecânica de armadura, definido como:

$$w_p = \frac{A_p f_p}{b d_p f'_c} = \rho_p \frac{f_p}{f'_c} \quad (6.10)$$

com:

A_p = área da armadura de protensão;

f_p = tensão na armadura de protensão na situação última;

b = largura da seção retangular;

d_p = altura da fibra mais comprimida ao centro de protensão;

f'_c = resistência do concreto à compressão aos 28 dias.

O ACI 318 fornece uma equação para a determinação da tensão f_p na situação última:

$$f_p = f_{pu} \left(1 - 0,5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad \text{com} \quad \rho_p = \frac{A_p}{b d_p} \quad \text{e} \quad f_{pu} = f_{ptk} \quad (6.11)$$

Assumindo a seção sob o trilho do dormente como retangular, com $b = 18$ cm, $d_p = 13,2$ cm e a resistência do concreto f'_c igual ao f_{ck} de 50 MPa, a tensão na armadura de protensão na situação última resulta:

$$f_p = 175 \left(1 - 0,5 \frac{4,53 \cdot 175}{18 \cdot 13,2 \cdot 50} \right) = 116,6 \text{ kN/cm}^2$$

O índice de reforço é:

$$w_p = \frac{4,53 \cdot 116,6}{18 \cdot 13,2 \cdot 50} = 0,44$$

Segundo o ACI 318, para a seção ser considerada subarmada, deve-se ter $w_p \leq 0,30$. Conclui-se portanto que a seção do dormente sob o trilho é superarmada.

Como neste caso tanto a seção sob o trilho como a seção do centro do dormente são com protensão limitada, uma análise à fadiga não é importante, pois a variação de tensão (*stress range*) nos fios de protensão e no concreto sob a aplicação de

carregamento cíclico geralmente não é crítica. Isso foi checado no ensaio de fadiga sobre o dormente, cujos resultados encontram-se descritos no Capítulo 8.

6.4.4 Pressão no Lastro

A pressão média no lastro, segundo a AREMA (1997), é determinada pela eq. 6.1 como mostrado no item 6.1.3. Considerando os valores adotados no projeto do dormente, ou seja, fator de distribuição (FD) de Zimmermann igual a 0,40 e fator de impacto (FI) da AREMA igual a 200 % e o dormente com comprimento de 270 cm, mostrado na fig. 6.20, a pressão média no lastro é:

$$p_m = \frac{2 Q \left(1 + \frac{FI}{100} \right) \left(\frac{FD}{100} \right)}{A} = \frac{320 (1 + 2) 0,40}{7132} = 0,0538 \text{ kN/cm}^2 = 0,538 \text{ MPa} < 0,586 \text{ MPa}$$

Caso se adotasse o fator de distribuição da AREMA ($FD = 0,515$) a pressão no lastro passaria para 0,693 MPa, valor compatível com os determinados na Tabela 6.1, porém maior que o valor limite de 0,586 MPa.

6.5 MODIFICAÇÕES NO PROJETO DO DORMENTE ORIGINAL

Com o objetivo de aproveitar o acréscimo de resistência à flexão e à fadiga proporcionado pelas fibras de aço, e de modo a obter um dormente mais próximo ao de madeira, ou seja, mais dúctil e flexível, serão feitas duas modificações no projeto do dormente original, descrito no item anterior. As modificações que serão feitas levarão em conta a resistência e a tenacidade do compósito C1-60, além das características do concreto de controle C1-0. Isso se deve ao fato de que os dormentes modificados (em número de quatro) serão também fabricados com o concreto C1-0 e com o compósito C1-60. O objetivo inicial da pesquisa era de estudar os dormentes com o compósito C1-40 também, no entanto, isto não foi possível.

Há evidência de que o módulo de via efetivo para vias com dormentes de madeira pode ser tão baixo quanto um sexto a um terço daquele de vias com dormentes de concreto. Esta é a razão porque dormentes de madeira não sofrem danos sob impacto, embora eles possuam uma resistência à flexão consideravelmente menor.

Segundo WANG (1996), análises teóricas e experimentais mostraram que o fator de impacto (FI) é proporcional à raiz quadrada da rigidez à flexão (EI), de modo que para

um dormente de concreto experimentar uma menor força de impacto, é necessário reduzir o que ele chama de “rigidez à flexão dinâmica” (*dynamic flexural stiffness*). Isso pode ser obtido reduzindo-se a resistência do concreto, o nível de protensão ou a altura do dormente.

Geralmente, os dormentes de concreto projetados apresentam uma capacidade resistente à flexão significativamente maior que a solicitação proporcionada pelo carregamento estático das rodas, de modo que a redução de um dos três fatores acima não influenciará a capacidade do dormente resistir ao carregamento estático, mas poderá reduzir significativamente a força de impacto aplicada.

Entre as três medidas possíveis de serem tomadas a fim de reduzir a rigidez do dormente, preferiu-se aqui escolher o nível de protensão, por ser muito simples a sua implementação na fabricação dos dormentes. Os dois próximos itens mostram as modificações que serão feitas no projeto do dormente original, onde a força de protensão inicial será significativamente diminuída na fabricação de quatro dormentes, os quais serão chamados "dormentes modificados".

Fixado o momento fletor de projeto do dormente, para projetar um dormente com menor força de protensão é necessário admitir uma maior tensão de tração no concreto. Essa possibilidade esbarra no problema da fadiga, pois se vierem a ocorrer fissuras no dormente em serviço, a fadiga nos fios de protensão pode ser crítica e causar ruptura, tanto que as autoridades ferroviárias são conservativas na escolha da tensão de tração máxima e algumas até excluem qualquer tensão de tração (FIP - 1987). No entanto, deve-se considerar que um dormente com fibras de aço terá a sua resistência à fadiga significativamente aumentada.

Sem o conhecimento prévio da resistência à fadiga na flexão dos compósitos estudados no Capítulo 5, é difícil definir a tensão de tração limite que pode ser considerada nas modificações do projeto do dormente original. No caso de pavimentos, alguns autores e a *Portland Cement Association* (PCA - 1991) sugerem o valor de dois terços do módulo de ruptura para a tensão de tração limite ou admissível.

6.5.1 Primeira Modificação

Com o intuito de verificar o comportamento estático e sob fadiga de um dormente com menor rigidez e com uma variação de tensão um pouco superior à variação de tensão limite indicada pelo ACI C.215 (1974), o projeto original será modificado, mantendo-se as mesmas excentricidades e dimensões do dormente original. Para atingir tal propósito, a força de protensão inicial será diminuída a um valor tal que o momento de primeira fissura do dormente (com o concreto de controle C1-0) seja levemente menor que o seu

momento de projeto. Assim, a força de protensão inicial (P_i) será diminuída de 510 kN no dormente original, para 250 kN no dormente modificado.

O ACI C.215 (1974) recomenda que no caso de fios, a variação de tensão não exceda o valor $0,12 f_{pu}$. Para o fio que está sendo utilizado, com $f_{pu} = f_{ptk} = 1750$ MPa, a variação de tensão máxima resulta em 210 MPa.

Tomando as perdas iniciais como 6 %, a força a ser aplicada no estiramento dos fios deve ser de 260 kN. Com o mesmo fio de protensão do dormente original a armadura necessária resulta:

a) No estiramento com $P_j = 260$ kN

$$A_p = \frac{260}{141,75} = 1,83 \text{ cm}^2$$

b) Na aplicação de $P_i = 250$ kN

$$A_p = \frac{250}{134,75} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Para a área de $1,86 \text{ cm}^2$ podem ser dispostos 8 fios CP 175 RB E 6,0, resultando na área total de $2,26 \text{ cm}^2$. A fig. 6.31 mostra o detalhamento da armadura de protensão.

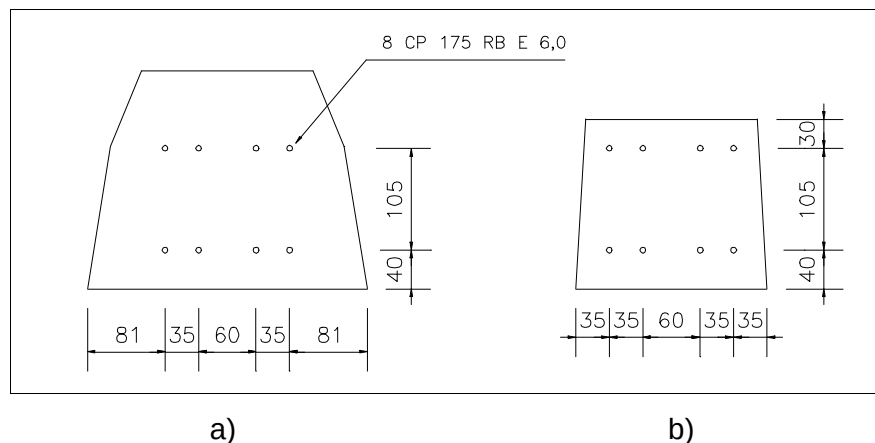


Fig. 6.31 - Armadura de protensão para a primeira modificação no dormente original:

a) seção sob o trilho;

b) centro do dormente.

A tensão nos fios de protensão para a força $P_i = 250$ kN e a área de $2,26$ cm² resulta:

$$\sigma_{fios} = \frac{250}{2,26} = 110,6 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de 1106 MPa nos fios representa uma tensão inicial de $0,63 f_{ptk}$, muito próxima à mesma tensão do dormente original ($0,64 f_{ptk}$) e bem menor que a tensão limite ($0,77 f_{ptk}$).

A tensão na armadura de protensão (eq. 6.11), na situação última, segundo o ACI 318 é:

$$f_p = 175 \left(1 - 0,5 \frac{2,26 \cdot 175}{18 \cdot 13,2 \cdot 5,0} \right) = 145,9 \text{ kN/cm}^2$$

O índice de reforço (eq. 6.10) para a seção sob o trilho resulta:

$$w_p = \frac{2,26 \cdot 145,9}{18 \cdot 13,2 \cdot 5,0} = 0,28$$

Por ser menor que 0,30, o valor 0,28 para w_p indica que a seção do dormente sob o trilho é subarmada ou normalmente armada, ao contrário da seção do dormente original que é superarmada.

Dois dormentes foram fabricados segundo as modificações descritas anteriormente, ou seja, força de protensão inicial de 250 kN e armadura de protensão com 8 fios. O primeiro, sem fibras (chamado D15 - SF), foi fabricado com o concreto de controle C1-0, e o segundo, com fibras (chamado D16 - CF), foi fabricado com o compósito C1-60.

Para a seção do dormente sob o trilho foi feita uma análise com base em equações desenvolvidas segundo o equilíbrio da seção assumida fissurada, com os oito fios de protensão distribuídos em duas camadas e a força de protensão inicial de 250 kN. Considerando a atuação de um carregamento cíclico variando conforme as especificações da AREMA (1997), ou seja, força mínima de 20 kN e força máxima de 222 kN, chegou-se a uma variação de tensão de 320 MPa nos fios mais tracionados do dormente modificado.

A variação de 320 kN é muito superior ao limite de 210 MPa, conforme preconizado pelo ACI C.215. Isto significa que no ensaio de fadiga, o dormente sem fibras não deverá resistir aos três milhões de ciclos preconizados no ensaio da AREMA. No entanto, espera-se que o dormente com as fibras de aço possa resistir ao total de ciclos, o

que além de tornar o dormente apto a ser aplicado na via, mostrará que as fibras de aço melhoram significativamente o comportamento de elementos protendidos à fadiga.

Numa das duas seções sob os trilhos os dois dormentes foram submetidos a ensaio estático para momento positivo. O ensaio foi feito de modo idêntico aos ensaios realizados no dormente original, e ambos os ensaios estão descritos no Capítulo 8.

Com o objetivo de verificar o comportamento à fadiga dos dormentes com e sem fibras, na outra seção sob o trilho foram feitos ensaios dinâmicos de fadiga segundo a AREMA (1997). Os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos sobre os dois dormentes encontram-se também descritos no Capítulo 8.

6.5.2 Segunda Modificação

A segunda modificação que será feita no projeto do dormente original terá como objetivo desenvolver um dormente (com o concreto de controle C1-0) com menor rigidez à flexão, e com variação de tensão nos fios de protensão igual ou próxima ao limite máximo recomendado pelo ACI C.215 (1974). Assim, será possível checar se o limite máximo indicado pode ser aplicado no projeto do dormente com um tipo de fio de protensão brasileiro. Ao mesmo tempo, num segundo dormente (fabricado com o compósito C1-60), será verificada a contribuição das fibras em elevar a resistência do dormente à fadiga. Após os três milhões de ciclos do ensaio, espera-se que este dormente apresente menor fissuração residual que o modelo com fibras da primeira modificação (D16).

Para atingir tal propósito, a força de protensão inicial de 510 kN do dormente original terá que ser diminuída a um valor conveniente, em função da tensão de tração máxima admitida no concreto do dormente. Tomando as mesmas excentricidades e dimensões do dormente original, mas alterando-se a tensão de tração admissível de 3,54 MPa para 7,24 MPa (módulo de ruptura do concreto de controle C1-60 - ver Tabela 5.12), a força de protensão inicial torna-se 300 kN.

Tomando as perdas iniciais como 6 %, a força a ser aplicada no estiramento dos fios deve ser de 320 kN. Com o mesmo fio de protensão do dormente original a armadura necessária resulta:

a) No estiramento com $P_j = 320$ kN

$$A_p = \frac{320}{141,75} = 2,26 \text{ cm}^2$$

b) Na aplicação de $P_i = 300$ kN

$$A_p = \frac{300}{134,75} = 2,23 \text{ cm}^2$$

Para a área de $2,26 \text{ cm}^2$ podem ser dispostos os mesmos 8 fios CP 175 RB E 6,0 da primeira modificação, resultando na área total de $2,26 \text{ cm}^2$, sendo o dormente também classificado como subarmado. O detalhamento, portanto, é idêntico ao mostrado na fig. 6.31.

A tensão nos fios de protensão para a força $P_i = 300$ kN e a área de $2,26 \text{ cm}^2$ resulta:

$$\sigma_{\text{fios}} = \frac{300}{2,26} = 132,7 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de 1327 MPa nos fios representa uma tensão inicial de $0,76 f_{ptk}$, muito próxima do limite máximo de $0,77 f_{ptk}$.

Do mesmo modo como feito e comentado na primeira modificação, para a força de protensão inicial de 300 kN e com o carregamento cíclico variando da força mínima de 20 kN para a máxima de 222 kN, a variação de tensão nos fios mais tracionados da seção do dormente sob o trilho resulta no valor de 193 MPa. Esse valor, embora inferior, é muito próximo ao limite indicado pelo ACI C.215, de 210 MPa.

Igualmente à primeira modificação, dois dormentes foram fabricados segundo as modificações descritas anteriormente, ou seja, força de protensão inicial de 300 kN e armadura de protensão com 8 fios. O primeiro, sem fibras (chamado D17 - SF), foi fabricado com o concreto de controle C1-0, e o segundo, com fibras (chamado D18 - CF), foi fabricado com o compósito C1-60.

Numa das duas seções sob os trilhos os dois dormentes foram submetidos a ensaio estático para momento positivo. O ensaio foi feito de modo idêntico aos ensaios realizados no dormente original, e ambos os ensaios estão descritos no Capítulo 8.

Com o objetivo de verificar o comportamento à fadiga dos dormentes com e sem fibras, na outra seção sob o trilho foram feitos ensaios dinâmicos de fadiga segundo a AREMA (1997). Os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos sobre os dois dormentes encontram-se também descritos no Capítulo 8.

6.6 CONCLUSÕES PARCIAIS

⇒ os vários tipos de problemas ocorridos nos dormentes instalados nas vias ferroviárias ao longo do seu desenvolvimento neste século, principalmente nos Estados Unidos, mostram que o projeto teórico de um dormente é complexo e, por isto, é feito muito com base na experiência prática adquirida, ou seja, o projeto é mais empírico do que teórico. A razão para isto é que, sendo a ação dinâmica e de alta frequência, é muito difícil medir um carregamento que seja representativo do que realmente ocorre na via, além do fato do carregamento e da via poderem variar com as condições de operação. Por esta razão, projetando o dormente como um elemento isolado da via, não se justificam refinamentos no seu projeto;

⇒ devido aos problemas enfrentados com os dormentes em serviço, pode-se afirmar que o fato de um dormente ser aprovado em ensaios estáticos e dinâmicos em laboratório são apenas indicativos de sua qualidade, e não garantem o seu sucesso na via ferroviária. É essencial então que todos os novos projetos, principalmente aqueles com modificações importantes no projeto corrente ou usual, tenham seu comportamento estrutural estudado na situação real da via ferroviária, antes da sua instalação definitiva;

⇒ as especificações da AREMA para o projeto de dormentes de concreto conduzem a dormentes muito resistentes, adequados às vias ferroviárias para transporte de cargas, onde os ciclos de manutenção são mais prolongados. Desse modo, outras especificações devem ser tomadas quando o projeto for para ferrovias de transporte de passageiros com manutenção mais cuidadosa. Neste caso, as especificações das normas CEN poderiam ser mais indicadas;

⇒ os métodos de ZIMMERMANN ou o de TALBOT são mundialmente consagrados e aceitos para a determinação do fator de distribuição de carga. Por outro lado, o fator de distribuição indicado pela AREMA, como ela própria afirma, é conservador, pois não leva em conta a rigidez dos trilhos e o coeficiente de lastro ou o módulo de via. Assim, por conduzir a um fator teoricamente consistente, recomenda-se a aplicação do método de ZIMMERMANN (ou o de TALBOT);

⇒ por ser o dormente de concreto um produto que normalmente envolve a produção de vários milhares de unidades e as cifras alcançam os milhões de dólares, há grande restrição à divulgação de informações relativas ao seu projeto, principalmente as experiências práticas adquiridas. No desenvolvimento desta pesquisa optou-se pelo projeto de um novo dormente, com o qual os ensaios foram realizados. Esta solução

mostrou-se correta, pois entre outros motivos, permitiu ao autor os conhecimentos básicos necessários ao projeto teórico e todas as informações técnicas do dormente, imprescindíveis na análise e na comparação com os resultados experimentais;

⇒ no caso do dormente em estudo nesta pesquisa, a metodologia da norma CEN para determinação dos momentos fletores de projeto do dormente conduziu a um momento positivo na seção sob o trilho menor que o preconizado pela AREMA, e bastante menor no caso do momento negativo no centro, o qual representou apenas 40 % do momento segundo a AREMA. Se para o momento positivo haveria a necessidade de pesquisas com o dormente em serviço, quanto ao momento negativo no centro a metodologia empírica da CEN é completamente inadequada à bitola brasileira de 1600 mm;

⇒ dormentes com estreitamento da largura da base em direção ao centro conduzem a maiores momentos positivos na seção sob o trilho, se comparados a dormentes com largura da base constante. Ocorre o contrário no caso do momento negativo no centro e, devido a este fato, o dormente com largura constante não é recomendado para a bitola de 1600 mm. Porém, se o dormente com largura constante for adotado, recomenda-se o comprimento de 280 cm;

⇒ no caso do dormente com estreitamento da largura da base em direção ao centro, o comprimento de 270 cm é o mais recomendado, pois há um melhor equilíbrio entre os momentos positivo na seção sob o trilho e negativo no centro. Comprimentos maiores resultam menores momentos negativos no centro, e dormentes assim dimensionados podem apresentar a seção do centro não suficientemente resistente;

⇒ para serem resistentes à fadiga, os dormentes projetados para atender as normas CEN e AREMA devem ter altas forças de protensão, o que resulta em seções superarmadas, muito rígidas e com ruptura frágil. Se utilizadas as fibras de aço, a força de protensão e a armadura podem ser diminuídas à metade das usuais, conduzindo a um dormente com menor rigidez, ruptura dúctil e adequada resistência à fadiga.

CAPÍTULO 7

FABRICAÇÃO DOS DORMENTES

Este capítulo mostra e descreve o molde metálico e a estrutura de protensão, utilizados para a fabricação dos protótipos do dormente. Também apresenta os procedimentos aplicados para o estiramento dos fios de protensão, os preparativos para a concretagem, o lançamento e o adensamento do concreto e a desmoldagem dos dormentes.

Os dormentes, num total de 18, foram fabricados no Laboratório do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC. Do total, dez foram fabricados com o concreto de controle (C1-0 - ver Tabelas 5.10 a 5.13), sem fibras, e oito foram fabricados com o concreto contendo fibras de aço (C1-60 - ver Tabelas 5.10 a 5.13), no teor de 60 kg/m^3 .

Os primeiros três dormentes fabricados com o concreto de controle destinaram-se a ensaios estruturais para verificação do projeto do dormente, executados no Centro de Tecnologia da UNICAMP. Os demais dormentes destinaram-se a ensaios estruturais estáticos e dinâmicos para verificação do benefício das fibras aos dormentes. Os resultados de todos os ensaios encontram-se descritos no Capítulo 8.

Todos os dormentes foram fabricados segundo o mesmo processo e os mesmos procedimentos. O sistema de protensão é por aderência inicial entre os fios de protensão e o concreto, sem a aplicação de quaisquer dispositivos de ancoragem.

7.1 MOLDE METÁLICO

Para a concretagem dos dormentes, foram fabricados dois moldes metálicos (fig. 7.1). A geometria e as dimensões do molde foram definidas de acordo com o projeto do dormente, descrito no Capítulo 6 - fig. 6. O molde consiste em várias chapas de aço com espessura de 3 mm, dobradas e soldadas. No lado interno das emendas das chapas foi passada massa plástica, para melhor acabamento do molde e das quinas dos dormentes. No lado superior do molde (base do dormente) e ao longo de seu perímetro, soldou-se uma chapa de 5 mm, de modo a enrijecer o molde, evitar a queda de concreto durante o preenchimento e facilitar o acabamento do concreto.

Os dois moldes apresentaram uma pequena e aparentemente desprezível diferença de medida das seções transversais, porém suficiente para os respectivos dormentes apresentarem uma diferença de massa de 4,5 kg, 331 kg de um contra 326,5 kg do outro. No entanto, a concretagem com moldes metálicos mostrou-se totalmente favorável e aconselhável para a fabricação de dormentes de concreto.



Fig. 7.1 - Moldes metálicos para a fabricação dos dormentes.

Para permitir a desmoldagem do dormente e a passagem dos fios de protensão, as chapas das extremidades do molde continham rasgos. No parte superior, uma chapa parafusada unia as chapas entre os rasgos (fig. 7.2).



Fig. 7.2 - Detalhe da chapa nas extremidades do molde.

No lado externo da extremidade do molde era fixada uma chapa de aço com furos para a passagem dos fios de protensão. Essa chapa tinha a finalidade de posicionar o molde em relação aos fios de protensão e também impedir a saída de nata do concreto pelos rasgos (fig. 7.3a e fig. 7.3b). Adicionalmente, para impedir a saída de nata pelos furos e preencher a cavidade dos rasgos, colocava-se uma massa de vedação entre os fios e as chapas (fig. 7.4).

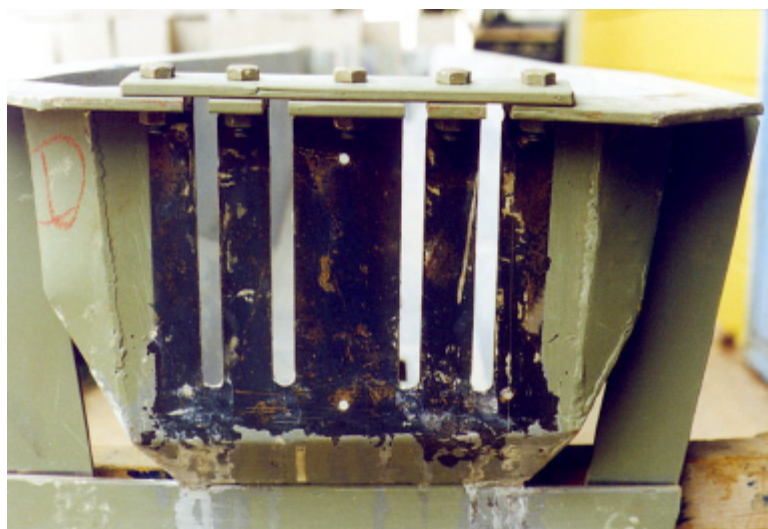


Fig. 7.3a - Chapas furadas nos lados externos das extremidades do molde.

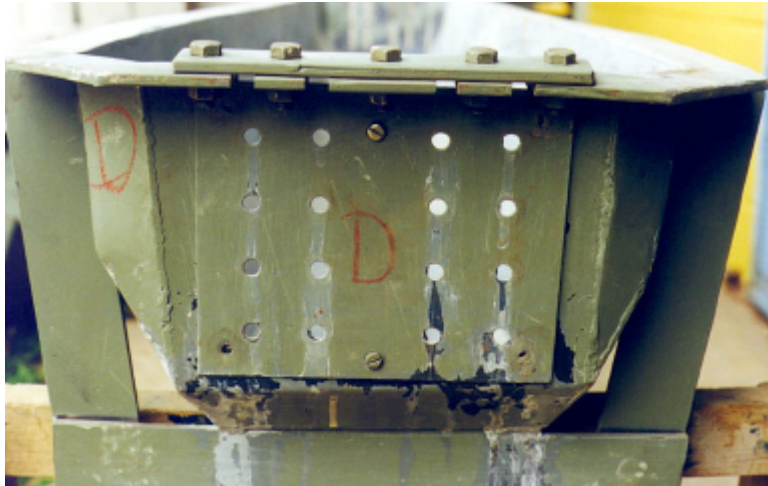


Fig. 7.3b - Chapas furadas nos lados externos das extremidades do molde.

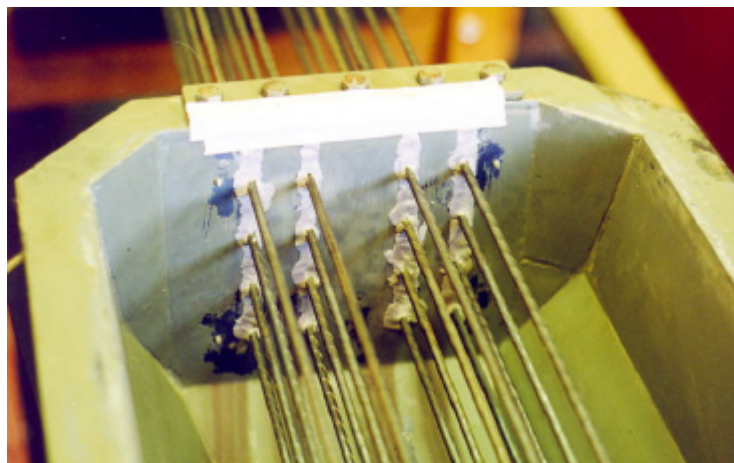


Fig. 7.4 - Massa de vedação nas extremidades do molde.

Para o correto posicionamento das ombreiras chumbadoras do sistema de fixação dos trilhos, foram feitos furos no molde, onde as ombreiras se apoiavam transpassando o molde (fig. 7.5).



Fig. 7.5 – Posicionamento das ombreiras no molde.

A solução e os procedimentos adotados com relação às extremidades do molde mostraram-se eficientes, porém trabalhosa e não recomendada para produção de dormentes em série. Outras soluções mais simples devem ser estudadas em pesquisas futuras.

7.2 ESTRUTURA DE PROTENSÃO

Para a operação de estiramento dos fios de protensão, foi projetada e fabricada uma estrutura metálica (fig. 7.6). A estrutura consiste basicamente em quatro perfis I: dois longitudinais e dois transversais (fig. 7.6 e 7.7). Os perfis longitudinais foram projetados com comprimento suficiente para a fabricação conjunta de dois dormentes em linha. A seção dos perfis longitudinais foi dimensionada para suportar uma força de compressão de até 300 kN, o que em conjunto com o segundo perfil longitudinal pode proporcionar uma força de protensão total de 600 kN.

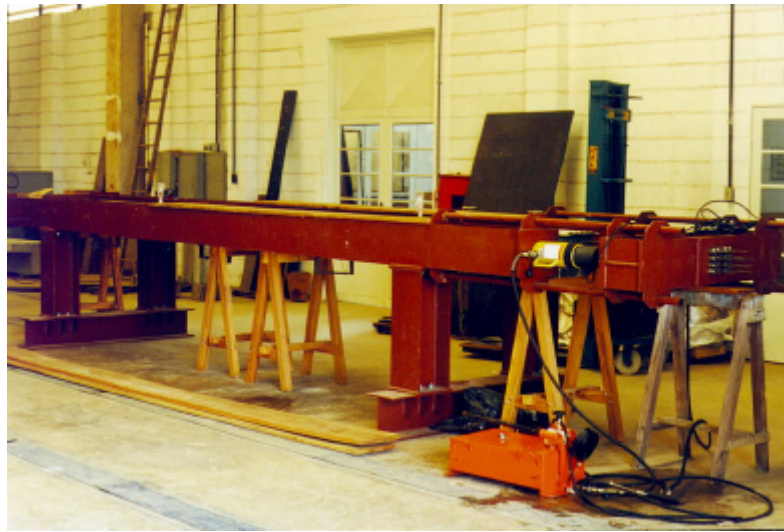


Fig. 7.6 - Estrutura metálica para estiramento dos fios de protensão.



Fig. 7.7 - Estrutura de protensão com dois dormentes concretados.

Os dois perfis I transversais trabalham como viga. Numa extremidade dos perfis longitudinais, o perfil transversal é fixado por parafusos e porcas (fig. 7.8). Na outra extremidade, o perfil transversal é móvel na direção dos perfis longitudinais (fig. 7.9), e apóia-se em quatro tubos e um cavalete.

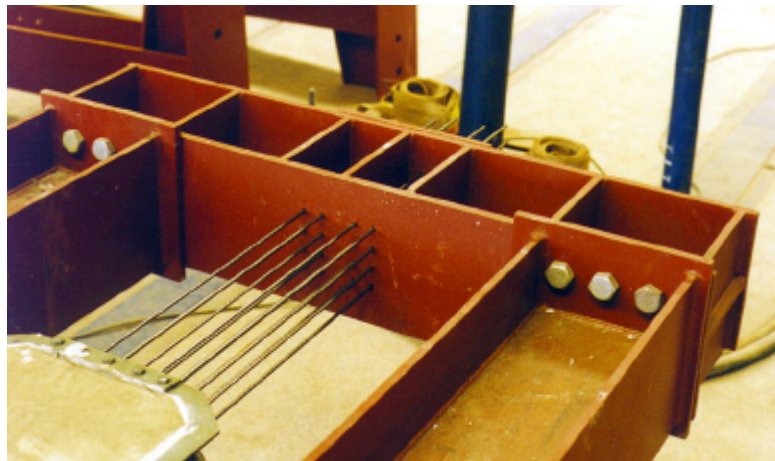


Fig. 7.8 – Perfil transversal fixo.

Entre os perfis longitudinais e o transversal móvel, nas extremidades de cada perfil longitudinal foram dispostos cilindros hidráulicos, acoplados a células de carga, ambos os cilindros e as células com capacidade nominal de 500 kN. Os cilindros ficavam fixos nos perfis longitudinais (fig. 7.9).

Os perfis transversais continham furos ($\phi = 8$ mm) para a passagem dos fios de protensão. A posição e o número de furos foram determinados de acordo com a armadura de protensão projetada para o dormente (ver item 6.4.3.2 - fig. 6.30).



Fig. 7.9 - Perfil transversal móvel.

7.3 ESTIRAMENTO DOS FIOS DE PROTENSÃO

Com os dois moldes metálicos apoiados em cavaletes e posicionados em linha entre os perfis longitudinais, os fios de protensão eram posicionados dentro dos moldes, passando pelos furos das extremidades dos moldes e dos perfis transversais. Nos perfis transversais, os fios permaneciam fixos por meio de cunhas e porta-cunhas (fig. 7.10).



Fig. 7.10 - Fixação dos fios de protensão com cunha e porta-cunha.

Após todos os 16 fios de protensão estarem corretamente posicionados e encunhados no perfil transversal fixo, eles eram então pré-esticados manualmente para serem encunhados também no perfil transversal móvel. Após isso, dava-se início ao estiramento conjunto dos fios. Essa operação era feita com o auxílio de uma bomba manual para o acionamento simultâneo dos dois cilindros hidráulicos, que deslocavam o perfil transversal móvel, esticando os fios (ver fig. 7.9 e 7.11). A força aplicada aos cilindros, no caso do dormente original, era de 270 kN, controlada por um medidor de deformação ligado às duas células de carga. A força de 540 kN (2 x 270 kN) aplicada nos 16 fios permanecia até o momento do relaxamento da protensão.

Julgou-se desnecessário controlar a força aplicada sobre cada um dos 16 fios individualmente, pois as células de carga garantiam com precisão a aplicação da força total nos fios. Em todas as ocasiões, o estiramento foi executado de modo rápido, fácil e seguro. Nenhum escorregamento dos fios ou qualquer outro problema foi constatado até a penúltima concretagem.

Na fabricação dos dois últimos dormentes programados (17º e 18º) ocorreu um problema. O estiramento dos fios foi feito de manhã e, à tarde, após a concretagem, percebeu-se um pequeno vazamento de óleo na ligação da mangueira com a bomba.

Completado o tempo mínimo de três dias para a aplicação da força de protensão aos dormentes, verificou-se que o vazamento havia aumentado bastante, resultando numa importante perda de protensão. Provavelmente, ocorreu também o escorregamento dos fios de protensão na massa de concreto ainda em processo de endurecimento. Posteriormente, após o ensaio estático feito nos dois dormentes, por meio dos resultados obtidos se constatou que o problema havia ficado limitado apenas ao dormente com fibras. Na fabricação, este dormente havia ficado posicionado mais próximo aos cilindros hidráulicos. O dormente sem fibras, por estar mais distante dos cilindros, apresentou bons resultados no ensaio estático. Provavelmente, o dormente com fibras diminuiu ou impediu os efeitos do problema sobre o dormente sem fibras. Conseqüentemente, a perda de protensão e o escorregamento dos fios de protensão, se existiram, foram menores. Diante dos problemas verificados, um novo dormente com fibras foi fabricado em substituição ao anterior, perfazendo assim um total de dezenove dormentes fabricados para a pesquisa.



Fig. 7.11 - Cilindros para estiramento dos fios de protensão.

7.4 PREPARATIVOS PARA A CONCRETAGEM

Após o estiramento dos fios, os dois moldes eram então corretamente posicionados em relação aos 16 fios de protensão, o que era feito com o auxílio de pequenas cunhas de madeira, colocadas entre os cavaletes e os moldes. Tal procedimento era extremamente importante para proporcionar as corretas excentricidades de projeto (1,2 cm na seção sob o trilho e 0,6 cm na seção do centro do dormente), pois pequenas variações resultariam em significativas alterações nos momentos resistentes do dormente, dada que a força de protensão no dormente original era

relativamente alta (540 kN). A fig. 7.12 mostra os fios de protensão já corretamente posicionados dentro dos moldes.

Além da massa de vedação colocada entre os fios e o molde, conforme mostrado na fig. 7.4, fazia-se também a vedação entre as ombreiras chumbadoras e o molde. As ombreiras eram fixadas firmemente ao molde por meio de arame recozido (fig. 7.13).

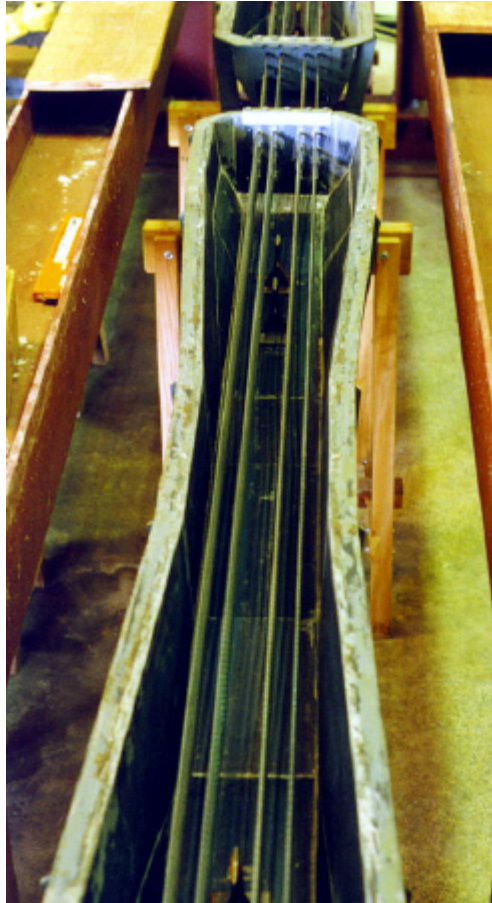


Fig. 7.12 - Fios de protensão posicionados nos moldes.

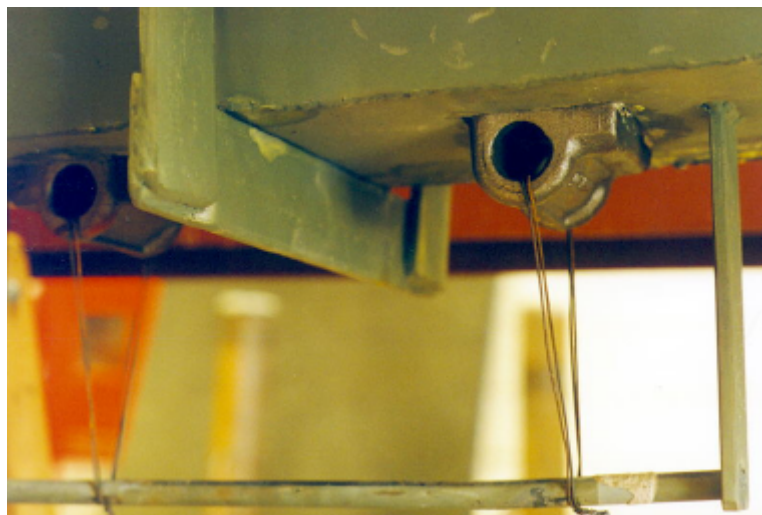


Fig. 7.13 - Fixação das ombreiras chumbadoras ao molde.

Após a desmoldagem dos dormentes, os moldes eram limpos com espátula e palha de aço. Uma nova aplicação de desmoldante era feita para a próxima concretagem.

Como a altura dos moldes ao piso mostrou-se excessiva, o lançamento do concreto ficou prejudicado. Para contornar essa dificuldade, um andaime de madeira era montado ao lado dos perfis longitudinais (fig. 7.14). Tal solução mostrou-se simples e eficiente, facilitando o lançamento do concreto.



Fig. 7.14 - Operações de lançamento e de adensamento do concreto.

7.5 CONCRETAGEM

O concreto era feito em duas diferentes misturas, em betoneira de eixo vertical (fig. 7.15). Cada mistura de 200 litros (100 kg de cimento) era suficiente para encher um dormente, quatro cilindros 15 x 30 cm e duas vigas 15 x 15 x 50 cm. As duas misturas proporcionavam então oito corpos-de-prova cilíndricos e quatro prismáticos, utilizados para controle de qualidade do concreto. Todos os materiais, previamente secos, eram colocados na betoneira e então misturados. A água era acrescentada em partes e com a betoneira funcionando, com o aditivo já misturado a uma parte da água. Após toda a água estar adicionada, misturava-se então por mais quatro minutos. Quando o concreto continha fibras, esta era adicionada logo após a água, sempre com a betoneira em funcionamento. Após os quatro minutos de mistura, as fibras encontravam-se distribuídas homogeneamente no concreto (fig. 7.16).



Fig. 7.15 - Betoneira utilizada na mistura.



Fig. 7.16 - Homogeneidade da distribuição das fibras de aço no concreto.

A qualidade de mistura proporcionada pela betoneira de eixo vertical mostrou-se muito boa, pois elevou a resistência à compressão do concreto de 57-58 MPa, obtida na betoneira de eixo inclinado, para 65-66 MPa.

O adensamento do concreto foi feito com vibrador de agulha (fig. 7.17). Atenção especial foi dada a essa operação, a fim de proporcionar ótimo acabamento das superfícies do dormente e menor porosidade.



Fig. 7.17 - Adensamento do concreto com vibrador de agulha

Após o preenchimento completo do molde, a superfície superior (base do dormente) era cuidadosamente aplainada e alisada (fig. 7.18).

A foto da fig. 7.19 mostra que, apesar dos cuidados tomados, ocorria vazamento de nata pelos furos das chapas nas extremidades dos moldes.

Nenhum problema foi constatado em todas as oito primeiras concretagens. Entretanto, na nona e última concretagem, constatou-se que a ação do aditivo superplastificante, idêntico aos anteriormente utilizados, embora de lote diferente, estava muito mais intensa. Como o consumo de aditivo no concreto com fibras era alto (1,5 %), seu efeito mais intenso fez o compósito ficar altamente fluído, com características físicas completamente diferentes dos compósitos anteriores. No ensaio dos corpos-de-prova à compressão, entretanto, a resistência alcançada mostrou-se normal e dentro do esperado.

Porém, o dormente fabricado com este compósito (18º) também teve o problema de vazamento de óleo, conforme já descrito anteriormente. Somados os dois problemas, o dormente apresentou resultados ruins no ensaio estático, o que justificou o seu descarte e substituição.



Fig. 7.18 – Acabamento da superfície do concreto.



Fig. 7.19 – Vazamento de nata nas extremidades do molde.

Algumas horas após o final da concretagem, a superfície superior do concreto era coberta com espuma encharcada de água, assim permanecendo pelos cinco dias seguintes até a desmoldagem.

7.6 DESMOLDAGEM

Antes da desmoldagem, fazia-se o relaxamento da protensão nos fios, liberando-se a pressão na bomba de acionamento dos cilindros hidráulicos, sempre feito lentamente, com a duração de cerca de três minutos. Visualmente não se percebia qualquer escorregamento dos fios de protensão.

As chapas fixadas nas extremidades dos moldes eram então retiradas, assim como os cavaletes de apoio dos moldes. Na sequência, os moldes eram forçados a descer, liberando o dormente, que ficava suspenso e preso pelos fios de protensão, ainda fixados nos perfis transversais. O mesmo procedimento aplicava-se ao segundo dormente.

Após a retirada dos moldes, os dormentes eram apoiados em cavaletes para o corte dos fios de protensão, feito com máquina manual de disco rotativo. Essa operação mostrou-se muito demorada e perigosa e não indicada para a produção de um número considerável de dormentes.

O desmolde dos quatro primeiros dormentes fabricados foi feito retirando-se o conjunto molde-dormente para fora da estrutura de protensão. Após girar o molde, a separação entre eles foi feita puxando-se o molde para cima. Esse procedimento mostrou-se inadequado, pois o molde não se deslocava com facilidade e as ombreiras chumbadoras danificavam o molde. Bom resultado foi obtido quando passou-se a forçar a movimentação do molde metálico para baixo, estando o conjunto molde-dormente ainda na estrutura de protensão.

As fig. 7.20a-b, 7.21 e 7.22 mostram o dormente fabricado e o detalhe da ombreira chumbadora do sistema de fixação do trilho.



Fig. 7.20a - Aspecto dos dormentes fabricados.



Fig. 7.20b - Aspecto dos dormentes fabricados.

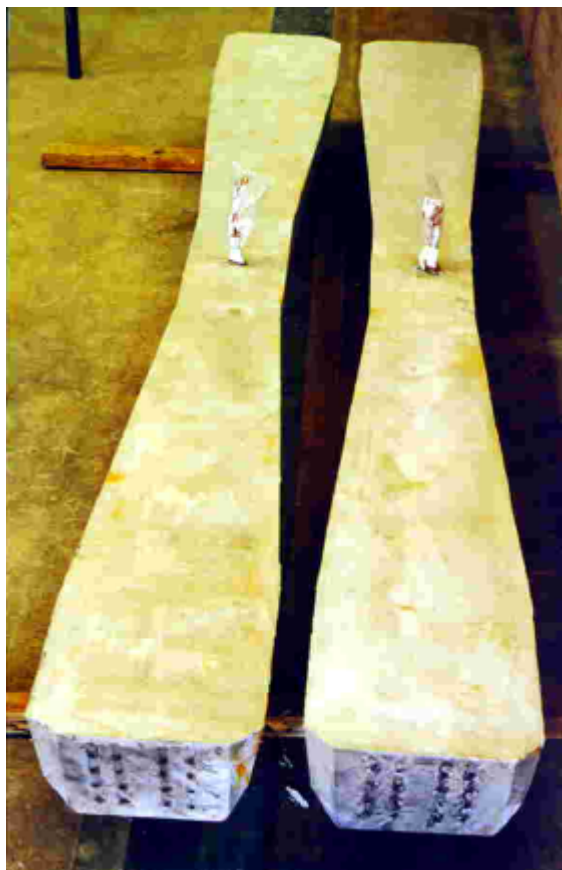


Fig. 7.21 - Aspecto da superfície inferior dos dormentes.

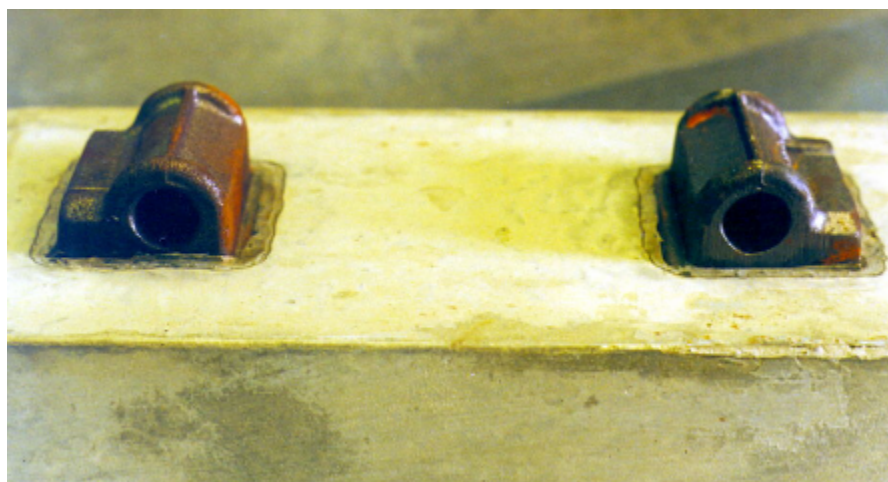


Fig. 7.22 - Detalhe da ombreira chumbadora do sistema de fixação dos trilhos.

CAPÍTULO 8

ENSAIOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS

Este capítulo descreve a metodologia e os procedimentos aplicados nos ensaios estáticos e dinâmicos realizados sobre os protótipos dos dormentes projetados, com e sem fibras de aço. Os resultados obtidos nos ensaios são apresentados e analisados.

Os ensaios estáticos e dinâmicos foram executados com o objetivo principal de verificar e quantificar o benefício de um tipo de fibra de aço ao comportamento estrutural dos dormentes monoblocos de concreto. A metodologia foi a de comparar os resultados obtidos nos ensaios dos dormentes sem fibras com os resultados dos ensaios em dormentes idênticos, mas com fibras de aço. Além disso, os resultados também foram comparados com valores teóricos. Nos dormentes sem fibras foi aplicado o concreto de controle denominado C1-0 (ver Capítulo 5), e nos dormentes com fibras foi aplicado o compósito C1-60 (concreto com brita 1 e volume de fibras de 60 kg/m^3). Como descrito no Capítulo 5, a fibra de aço utilizada foi a Dramix RC 80/60 BN.

Era parte do objetivo inicial desta pesquisa testar os dormentes também com o volume de fibras de 40 kg/m^3 . Entretanto, isto não foi possível devido ao grande número de ensaios, de forma que apenas o volume de 60 kg/m^3 pôde ser investigado.

Em função de suas finalidades, os ensaios experimentais realizados podem ser separados em três partes. A primeira parte consiste nos ensaios estáticos e de fadiga,

NOTAS:

- (1) Fibras de aço na taxa de 60 kg/m^3 de concreto (aproximadamente 0,75 % por volume);
- (2) força de protensão inicial (P_i);
- (3) verificação do projeto segundo as especificações da AREMA (1997);
- (4) os ensaios dinâmicos e de fadiga foram realizados apenas na seção do dormente sob o eixo do trilho;
- (5) $+M_{tr}$ indica ensaio para momento positivo na seção sob o trilho e $-M_c$ ensaio para momento negativo no centro do dormente;
- (6) resistência média à compressão na idade de 51 dias;
- (7) ensaio realizado numa das seções correspondentes ao eixo dos trilhos;
- (8) ensaio realizado na outra seção correspondente ao eixo dos trilhos;
- (9) o modelo D9 não foi utilizado na pesquisa;
- (10) o modelo D18 foi o 19º dormente fabricado e substituiu o 18º, o qual havia apresentado problema, conforme descrito no item 7.3.

8.1 ENSAIOS PARA VERIFICAÇÃO DO PROJETO DO DORMENTE ORIGINAL

Sempre que um novo dormente é projetado, alguns ensaios devem ser executados para que se possa avaliar se o novo projeto pode ser considerado aprovado, ou, caso contrário, reprovado. Neste item mostra-se os ensaios feitos sobre os dormentes originais.

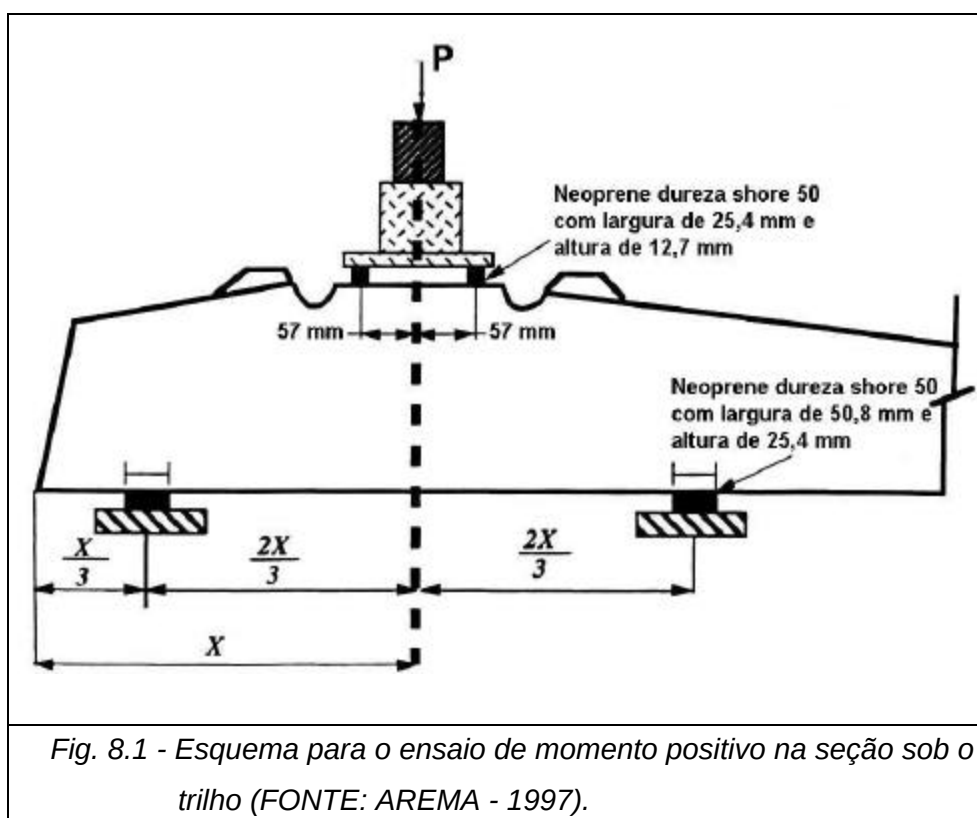
Os ensaios estruturais para verificação do projeto do dormente denominado original foram realizados segundo as especificações contidas no Capítulo 10 - *Concrete Ties* - do *Manual for Railway Engineering* da *American Railway Engineering and Maintenance Association* - AREMA (1997). Essa norma foi escolhida porque tem grande aplicação e preferência no Brasil, tanto das indústrias fabricantes quanto das empresas ferroviárias.

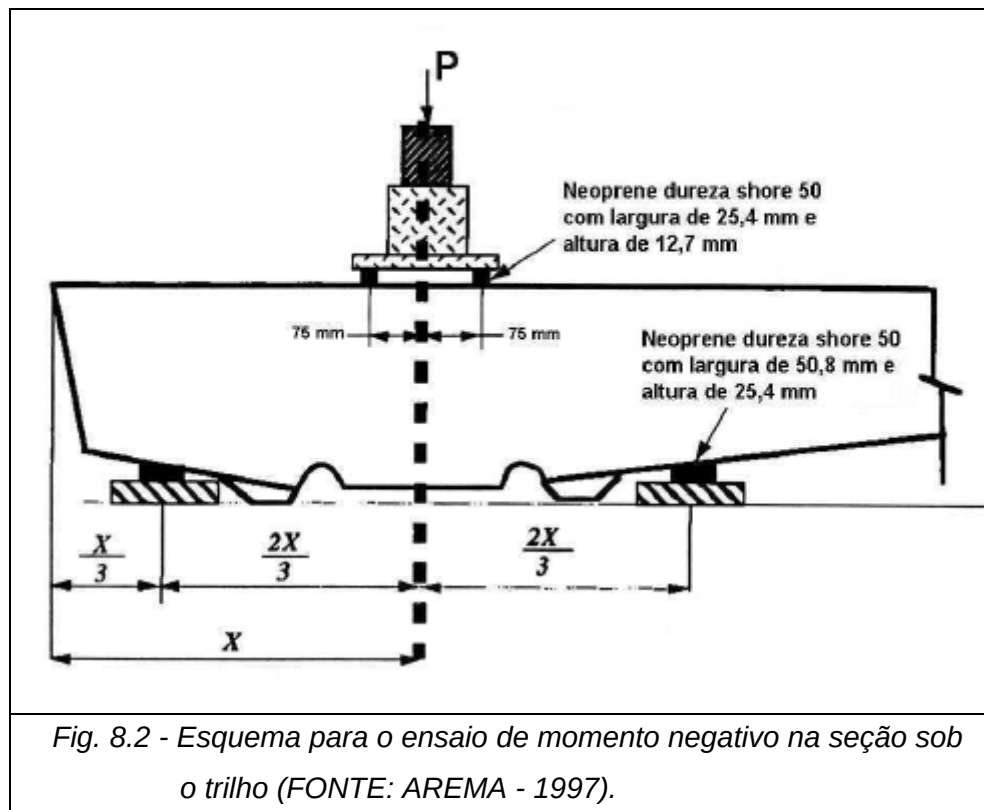
As seguintes verificações são necessárias, segundo a AREMA (1997):

- a) a capacidade do dormente resistir sem fissurar, sob carregamento estático, aos momentos de projeto positivo e negativo nas seções correspondentes ao eixo dos trilhos e centro do dormente;
- b) a capacidade do dormente resistir a um carregamento repetido do momento de projeto positivo na seção correspondente ao eixo do trilho;
- c) verificação da ancoragem da armadura de protensão.

8.1.1 Momentos Positivo e Negativo na Seção Sob o Trilho

A força de projeto P deve ser aplicada de forma a aumentar em uma velocidade menor do que 22 kN/min, até resultar no momento fletor de projeto positivo (fig. 8.1) ou negativo (fig. 8.2). Durante o período de aplicação da força P , por não menos do que 3 minutos, deve-se determinar se ocorreram **fissuras estruturais** (definidas como fissuras originárias na face tracionada do dormente, que se estendem até o nível mais externo da armadura ou dos fios de protensão, e que aumentam de comprimento sob a aplicação de acréscimos de força). Se não ocorrerem fissuras estruturais, as exigências terão sido alcançadas, isto é, a seção está aprovada.





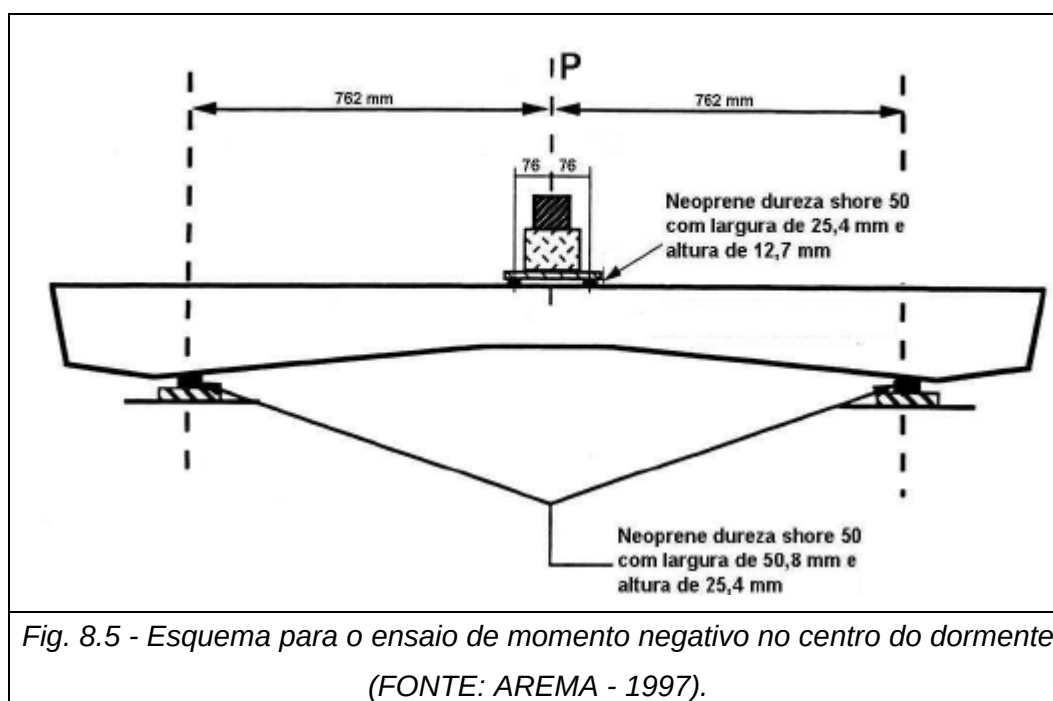
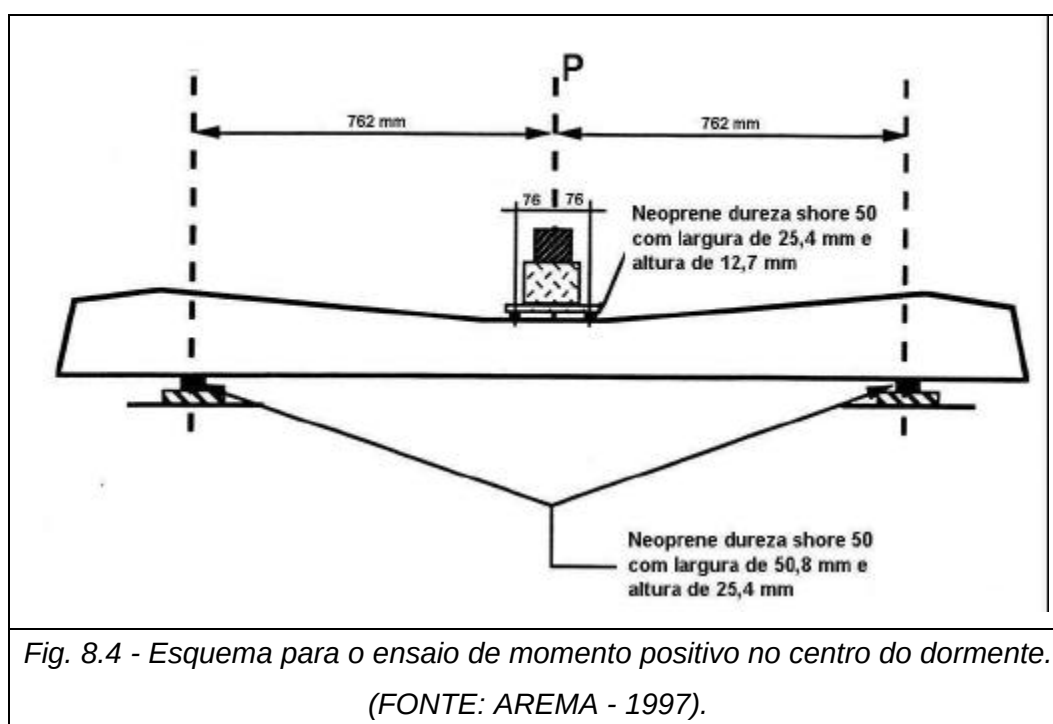
A fig. 8.3 mostra um instante do ensaio para verificação do momento positivo na seção sob o trilho. Neste caso, o momento de projeto considerado foi de 2856 kN.cm, o que resultou na força P de projeto igual a 202 kN. Para o momento negativo da mesma seção, o momento de projeto considerado foi de 1509 kN.cm e, conseqüentemente, a força P de projeto de 114 kN. Em ambos os ensaios o dormente não apresentou qualquer fissura, o que resultou na aprovação da seção sob o trilho.



Fig. 8.3 - Ensaio para verificação do dormente ao momento positivo na seção sob o trilho.

8.1.2 Momentos Positivo e Negativo no Centro do Dormente

Os ensaios para verificação dos momentos fletores de projeto positivo e negativo no centro do dormente são executados de modo semelhante aos ensaios da seção sob o trilho, descritos no item anterior. As fig. 8.4 e 8.5 ilustram os esquemas dos ensaios.



A fig. 8.6 mostra um instante do ensaio para verificação do momento negativo no centro do dormente. Neste caso, o momento de projeto considerado foi de 1786 kN.cm, o que resultou na força P de projeto igual a 46,7 kN. Para o momento positivo da mesma seção o momento de projeto considerado foi de 1304 kN.cm e, conseqüentemente, a força P de projeto de 34,1 kN. Em ambos os ensaios o dormente não apresentou qualquer fissura, o que resultou na aprovação da seção do centro.

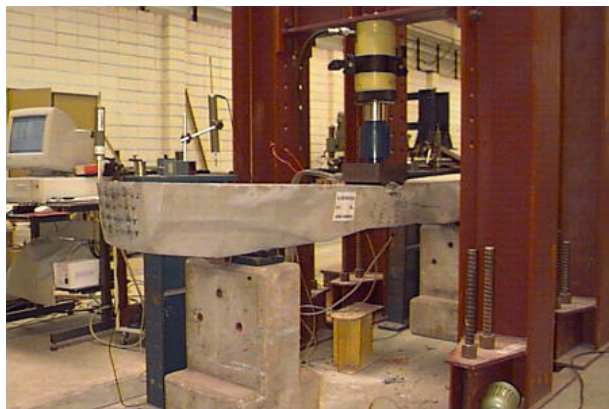


Fig. 8.6 - Ensaio para verificação do dormente ao momento negativo no centro.

8.1.3 Ancoragem da Armadura de Protensão e Momento Fletor Último

Os dormentes de concreto pré-tensionados devem ser ensaiados para verificar o comprimento de ancoragem e a resistência última. Com o dormente apoiado e carregado conforme o esquema mostrado na fig. 8.1, a força deve ser aumentada em uma velocidade menor que 22 kN/min. A força final aplicada terá o valor de $1,5 P$, onde P é a força que resulta no momento fletor de projeto positivo para a seção sob o trilho. Se o fio de protensão, escolhido na camada mais inferior, não escorregar mais do que 0,025 mm, o dormente terá sido aprovado neste ensaio. Em seguida, para obtenção da força máxima (ou momento fletor último), a força deve ser aplicada até a ocorrência da ruptura.

Considerando o momento de projeto positivo de 2856 kN.cm e a força P de projeto de 202 kN, com $1,5 P$ (303 kN) verifica-se na fig. 8.15 que o escorregamento resultante foi menor do que o máximo permitido de 0,025 mm. Neste caso, o dormente foi considerado aprovado. O momento ou a força última encontram-se descritos na Tabela 8.4 (ver dormente D4 - SF).

8.1.4 Carregamento Repetido - Fadiga

Neste ensaio o carregamento é repetido (ou cíclico) com amplitude constante e tem a finalidade de observar o comportamento do dormente sob fadiga. O ensaio é de momento positivo na seção sob o trilho, conforme o esquema mostrado na fig. 8.1.

A força P deve ser aumentada em uma taxa de pelo menos 22 kN/min até surgir, na base do dormente, uma fissura (chamada fissura estrutural) que se estenda da superfície inferior do dormente até o nível da camada mais inferior da armadura de protensão. Em seguida, devem-se aplicar três milhões de ciclos de carregamento repetido, com cada ciclo variando uniformemente de 17,8 kN ao valor de $1,1 P$. O carregamento repetido não deve exceder a 600 ciclos por minuto. Se, após a aplicação dos três milhões de ciclos, o dormente ainda for capaz de suportar a força de $1,1 P$, as exigências do ensaio terão sido alcançadas.

A fig. 8.7 mostra um instante do dormente sob o carregamento cíclico. Sendo o momento e a força de projeto iguais a 2856 kN.cm e 202 kN, respectivamente, a força máxima aplicada foi de 222 kN ($1,1 P$). Durante a aplicação do carregamento dinâmico, pôde-se verificar visualmente que a fissura estrutural previamente formada abria e fechava, conforme atuavam as forças máxima e mínima. Terminados os três milhões de ciclos, o dormente apresentou total capacidade de suportar a força $1,1 P$ (222 kN), sem mostrar qualquer deterioração ou aumento da abertura da fissura inicial. Sem carregamento a fissura fechou completamente pelo efeito da protensão, não se mostrando visível mesmo com o auxílio de uma lupa. Desse modo, o dormente foi considerado aprovado neste ensaio.

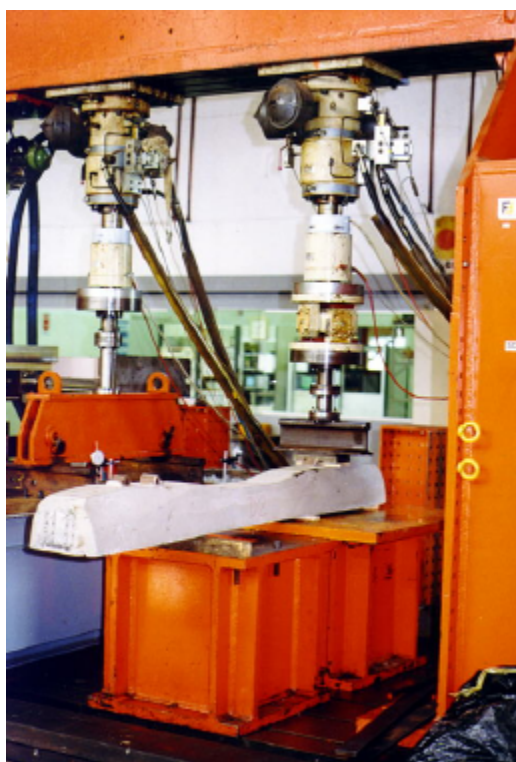


Fig. 8.7 - Dormente submetido a carregamento cíclico para verificação da resistência à fadiga.

8.2 ENSAIOS ESTÁTICOS

Este item descreve os ensaios estáticos, executados para momento positivo na seção sob o trilho e momento negativo no centro do dormente, realizados nos dormentes originais e nos dormentes modificados, com e sem fibras de aço. A finalidade dos ensaios foi quantificar o benefício de uma fibra de aço (no teor de 60 kg/m^3) à resistência estática dos dormentes.

No transcorrer dos ensaios foi aferida a curva **força x deslocamento** e a força (ou momento fletor) correspondente às seguintes situações:

- a) primeira fissura;
- b) abertura de fissura de 0,10 , 0,15 , 0,20 , 0,25 , 0,30 e 0,50 mm;
- c) no instante do escorregamento do fio de protensão da camada mais tracionada;
- d) ruptura.

A abertura das fissuras foi medida apenas nas duas faces laterais verticais dos dormentes, inclusive a da primeira fissura. Considerou-se como primeira fissura aquela com qualquer comprimento que se tornou visível com uma lupa. De modo geral as primeiras fissuras observadas tiveram a abertura de 0,05 mm. As fissuras da face horizontal inferior dos dormentes não foram medidas durante os ensaios.

8.2.1 Momento Positivo na Seção Sob o Trilho

Os ensaios estáticos de momento positivo na seção sob o trilho foram realizados nos modelos D4 e D10 do dormente chamado original e nos modelos D15, D16, D17 e D18 do dormente chamado modificado.

Quatro ensaios foram executados nos dormentes originais, sendo dois em um dormente sem fibras (D4 - SF) e dois em um outro dormente idêntico, mas com fibras de aço (D10 - CF). Cada um dos dois dormentes (D4 e D10) foi submetido a dois ensaios, individuais, executados sobre ambas as seções correspondentes ao eixo dos trilhos; no texto seguinte as duas seções sob os trilhos serão denominadas extremidades A e B.

Os dormentes modificados sem fibras (D15 e D17) e com fibras (D16 e D18) foram submetidos a ensaio estático em apenas uma das duas seções sob os trilhos. A outra seção idêntica de cada dormente foi submetida a ensaio de fadiga até três milhões de ciclos (os resultados encontram-se descritos no item 8.4). Na apresentação dos resultados que se seguem, o dormente D15 deve ser comparado ao D16 e o dormente D17 ao D18 (ver item 6.5).

Em todos os ensaios estáticos o carregamento foi aplicado por meio de um cilindro hidráulico, fixado à viga de um pórtico metálico ancorado na laje de reação. O cilindro continha uma célula de carga acoplada, tendo ambos os equipamentos capacidade de 1.000 kN (fig. 8.8).



Fig. 8.8 - Vista geral de um ensaio estático.

A forma de aplicação da força e a disposição dos apoios seguiram as especificações da AREMA (1997). A força era transmitida ao dormente através de uma placa metálica apoiada sobre duas pequenas tiras de neoprene. O dormente apoiava-se em tiras também de neoprene, assentadas sobre apoios de concreto (fig. 8.9).

A força aplicada era aumentada com velocidade em torno de 20 kN/min. Nos valores de força múltiplos de dez mantinha-se a força constante por cerca de três minutos, para verificação e medição das fissuras e registro dos deslocamentos e deformações.

Para medida dos deslocamentos verticais foram posicionados três transdutores de deslocamento (LVDT), sendo dois na linha de ação dos apoios e o terceiro sob o dormente, na linha de ação da força aplicada (fig. 8.9). Para verificar o instante do escorregamento dos fios de protensão, foram instalados dois relógios na extremidade do dormente, posicionados em dois dos quatro fios da camada mais inferior (fig. 8.10).

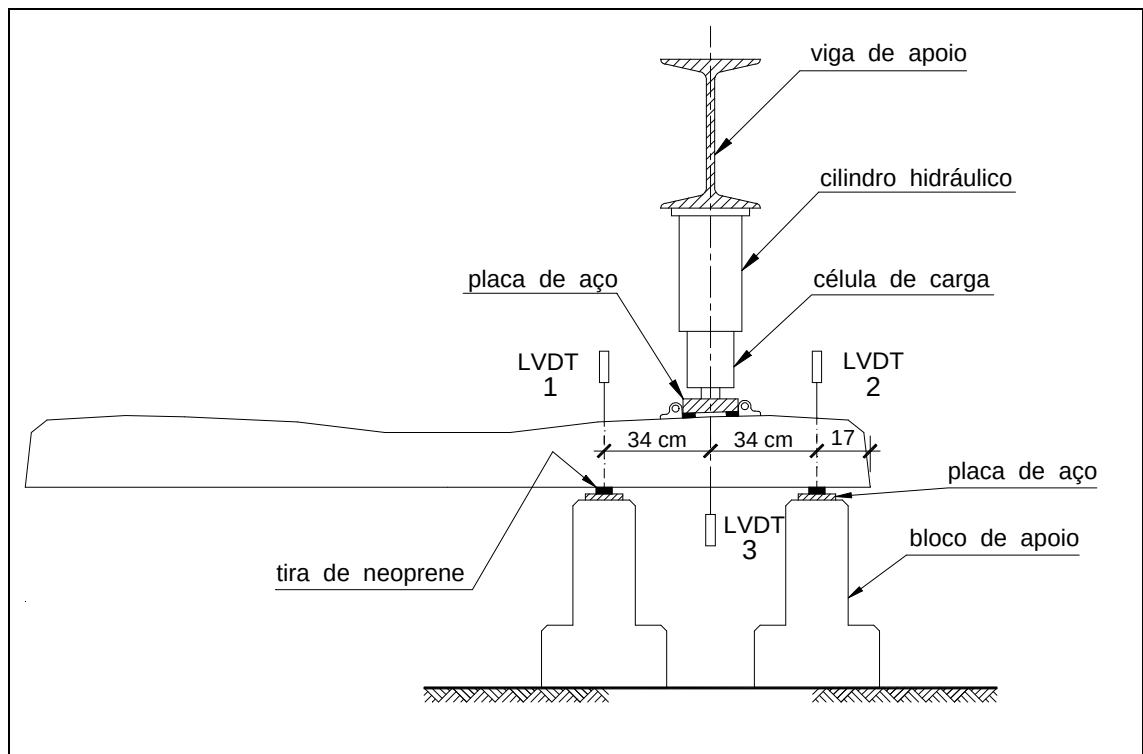


Fig. 8.9 - Esquema de apoios, carregamento e posição dos LVDT.

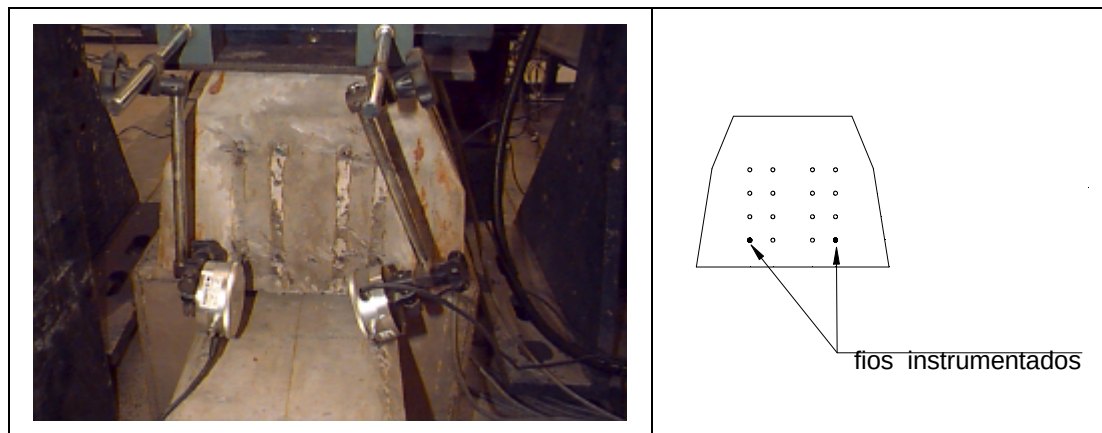


Fig. 8.10 - Detalhe dos relógios na extremidade dos fios de protensão

Para medida das deformações, a instrumentação consistiu em extensômetros colados em parte dos fios de protensão, sendo doze nos dormentes D4 e D10 (fig. 8.11) e quatro nos dormentes D15, D16, D17 e D18 (fig. 8.12). Em todos os dormentes foram colados dois extensômetros na face comprimida do concreto, posicionados na linha de ação da força do carregamento aplicado, como mostrado nas fig. 8.11 e 8.12.

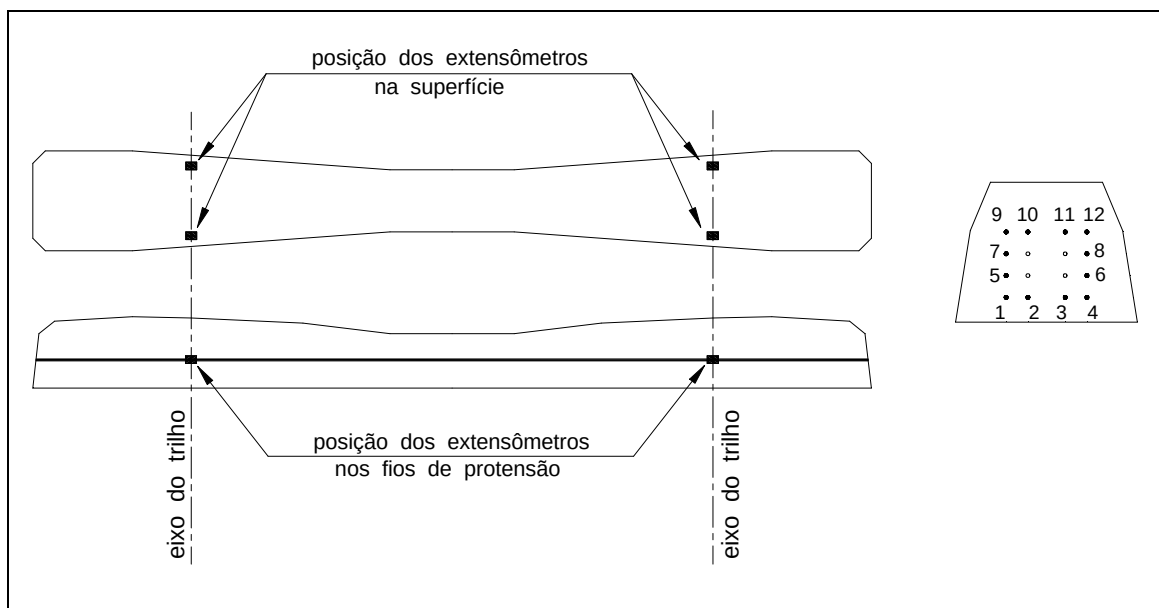


Fig. 8.11 - Posição dos extensômetros nos dormentes D4 e D10.

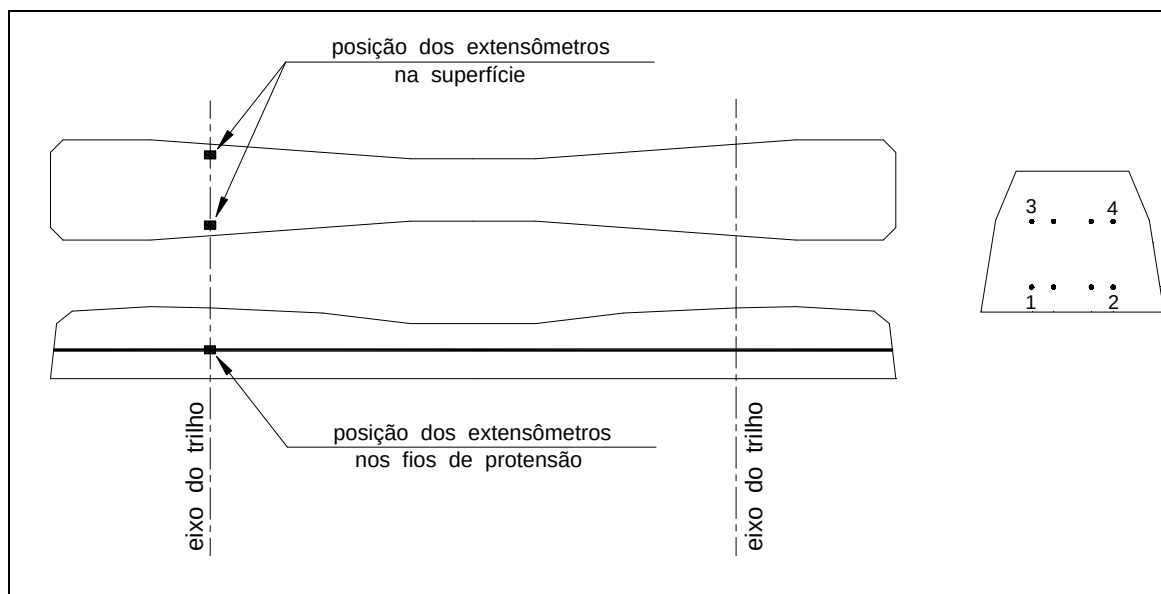


Fig. 8.12 - Posição dos extensômetros nos dormentes D15 a D18.

8.2.1.1 Comportamento na Ruptura

Após concluídos todos os ensaios estáticos, e como já observado e descrito por inúmeros pesquisadores, pode-se afirmar que nesta pesquisa as fibras de aço também modificaram o modo de ruptura dos dormentes, passando da ruptura brusca e por vezes explosiva para a ruptura lenta e gradual. A breve descrição a seguir sobre o comportamento dos dormentes até a ruptura mostra a atuação das fibras impedindo a ruptura frágil.

No ensaio da extremidade A do dormente original sem fibras D4, o esmagamento do concreto comprimido tornou-se visível com a força aplicada entre 470 e 480 kN. No

instante em que a força alcançou o valor máximo de 490 kN, ocorreu um grande estrondo, denotando o completo esmagamento do concreto comprimido. Após a força diminuir abruptamente, o deslocamento vertical aumentou enormemente; o dormente mostrou-se então totalmente rompido. No caso da extremidade B, até a ruptura não se percebeu qualquer esmagamento visível do concreto. Quando a força alcançou o valor de 530 kN, o dormente rompeu de forma explosiva, com forte estrondo devido ao esmagamento do concreto comprimido. Tanto na extremidade A quanto na B os fios de protensão não iniciaram o escoamento.

No ensaio da extremidade A do dormente original com fibras D10, quando a força era mantida em 480 kN, ouviu-se um pequeno estalo, o que no momento pareceu ser o início do escorregamento dos fios de protensão. Como o diagrama da fig. 8.16 mostra, essa suposição veio a se confirmar. Surgiu também nesse instante uma grande e importante fissura (ver fig. 8.19). Com a força em 580 kN o esmagamento do concreto tornou-se visível. Com 590 kN uma fissura de flexão combinada com cisalhamento abriu-se enormemente, sendo essa força a máxima alcançada. Na sequência o dormente ainda apresentava capacidade de suportar forças de menor valor, mas com o deslocamento vertical aumentando rapidamente. Pode-se dizer que a ruptura do dormente ocorreu de forma lenta e gradual, não ocorrendo explosão como no dormente similar sem fibras (D4).

No ensaio da extremidade B do mesmo dormente (D10), ocorreu um pequeno estalo quando a força estava em 540 kN. Com 560 kN o esmagamento do concreto tornou-se visível. Após a força máxima de 580 kN o dormente ainda apresentava capacidade de suportar forças de menor valor, no entanto, com crescimento rápido do deslocamento vertical. Podiam-se ouvir estalos fracos e contínuos, denotando o escorregamento das fibras de aço na matriz. Como ocorrido na extremidade A, a ruptura também não foi explosiva. Assim como no dormente sem fibras D4, os fios de protensão não iniciaram o escoamento em ambas as extremidades do dormente D10.

O comportamento do dormente modificado sem fibras D15 caracterizou-se pela existência de uma única fissura (ver fig. 8.21). Após a sua crescente elevação em consequência do aumento do carregamento, na força de 345 kN houve o início do esmagamento do concreto comprimido, que, ao contrário do dormente D4, ocorreu sem explosão. A partir desse instante o dormente não mais apresentou capacidade de suportar acréscimos na força.

O dormente modificado D16, semelhante ao D15, mas com fibras, apresentou um número maior de fissuras. Porém, a primeira fissura foi a mais importante, propagando-se mais rapidamente em direção à face comprimida. Ao alcançar a força de 410 kN houve o início do esmagamento do concreto comprimido. Ao se tentar elevar o carregamento, o dormente apresentou grande elevação do deslocamento vertical, mantendo no entanto a sua capacidade resistente última.

O dormente modificado sem fibras D17, ao alcançar a força de 360 kN, apresentou uma grande fissura inclinada (ver fig. 8.22a). Houve um grande estalo, o que no momento pareceu ser a ruptura de um fio de protensão; a força aplicada diminuiu rapidamente, estabilizando-se em 330 kN. Ao se tentar elevar a força, com 340 kN surgiu o esmagamento do concreto comprimido. Mantida essa força, o esmagamento evoluiu e a força diminuiu até 258 kN.

As modificações efetuadas nos dormentes D15 e D17 em relação ao dormente original D4 levaram a mudanças significativas na forma de ruptura desses dormentes. Se no dormente D4 a ruptura foi brusca e violenta, refletindo seu estado superarmado, nos dormentes D15 e D17 a ruptura ocorreu após o escoamento dos fios de protensão, refletindo também seus estados subarmados ou normalmente armados. O dormente D15, com tensão efetiva de $0,58 f_{pu}$ na armadura no instante do ensaio, proporcionou boa ductilidade durante o aumento da tensão e escoamento dos fios de protensão, não chegando a alcançar a ruptura dos fios. O dormente D17, porém, com maior tensão efetiva de $0,71 f_{pu}$, alcançou a ruptura dos fios de protensão e proporcionou também boa ductilidade ao dormente.

O dormente modificado D18, semelhante ao D17, mas com fibras, estranhamente e contrariando o comportamento dos outros dormentes com fibras descritos anteriormente, apresentou uma única fissura, do início ao fim do ensaio (ver fig. 8.22). Quando a força atingiu o valor de 390 kN ocorreu o estouro da mangueira de óleo, espalhando o líquido por uma grande área próxima ao ensaio. Substituída a mangueira, o ensaio foi reiniciado, tomando-se as medidas de 20 em 20 kN, para comparação com os resultados do primeiro carregamento. Quando a força alcançou o valor de 410 kN, ocorreu o início do esmagamento do concreto comprimido. Ao se tentar elevar a força, a bomba de acionamento do cilindro hidráulico alcançou seu limite máximo, não tornando possível a sua elevação. O ensaio foi então interrompido.

8.2.1.2 Deslocamento Vertical

A fig. 8.13 apresenta o diagrama **força x deslocamento** vertical resultante dos ensaios realizados nas extremidades A e B dos dormentes originais D4 e D10 e numa das extremidades dos dormentes modificados D15, D16, D17 e D18. Definiu-se como deslocamento a flecha máxima medida na posição do LVDT 3, relativa aos deslocamentos dos dois apoios (LVDT 1 e 2 - ver fig. 8.9).

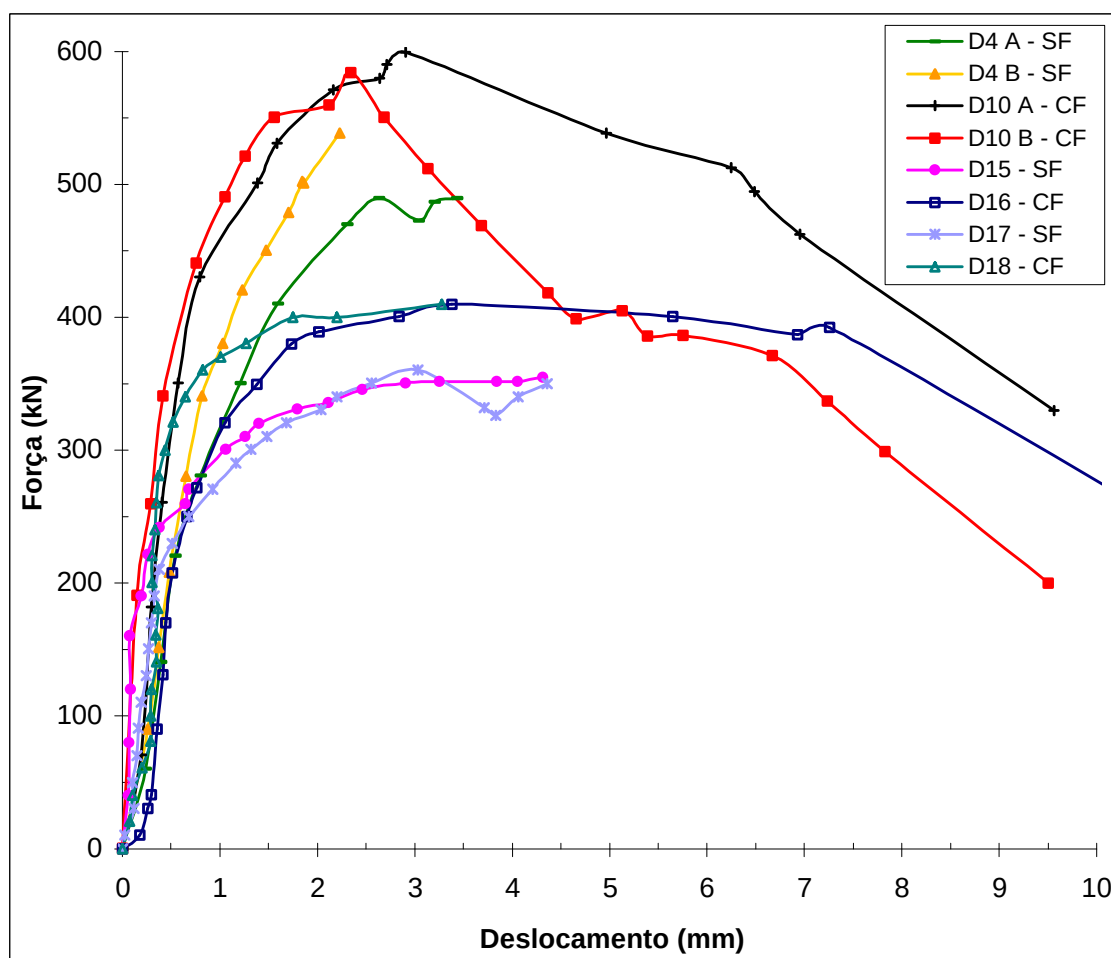


Fig. 8.13 - Diagrama força x deslocamento vertical dos ensaios estáticos dos dormentes com e sem fibras de aço.

O diagrama mostra que os resultados dos dois ensaios nas extremidades A e B apresentaram boa aproximação, principalmente o dormente com fibras D10, pois as curvas são bem próximas até a força máxima alcançada. A parte descendente das curvas, entretanto, apresentaram alguma diferença, muito comum nos ensaios de flexão de elementos com fibras. As curvas força x deslocamento dos ensaios de flexão dos compósitos mostradas nas fig. 5.12 a 5.15 do Capítulo 5, também apresentaram essa característica.

Comparando os dormentes originais D4 e D10 verifica-se que as fibras, além da maior capacidade de absorção de energia pós força última, aumentaram levemente a rigidez inicial e levaram o dormente D10 a uma maior força última.

Tomando a tenacidade como a área sob a curva força x deslocamento, como preconizado pelo ACI 544.1R (1986), observa-se na fig. 8.13 que o melhor resultado foi alcançado pelo dormente original com fibras (D10), onde principalmente a extremidade A alcançou grande tenacidade. O dormente original sem fibras (D4), por ser superarmado,

mostrou pequena tenacidade e ductilidade, pois tão logo alcançou a força última ocorreu a ruptura pelo esmagamento do concreto.

Entretanto, deve-se observar que, se nas vigas a ruptura dúctil é uma exigência, e as fibras neste caso podem desempenhar uma importante função, nos dormentes a ruptura dúctil não tem a mesma importância, nem é exigida. Como a maior ductilidade no dormente com fibras foi obtida após o esmagamento do concreto, isto é, após a sua inutilização, a maior importância dos ensaios estáticos está em verificar o controle das fibras sobre a fissuração e a diminuição do comprimento de ancoragem dos fios de protensão.

O dormente modificado sem fibras D15, embora tenha alcançado uma força última muito inferior ao dormente original sem fibras D4, mostrou muito bom comportamento plástico e ductilidade semelhante. Tal resultado refletiu a conclusão de NAAMAN et al. (1986) de que a ductilidade de elementos com protensão completa, parcial ou sem protensão diminui com o aumento do índice de reforço, isto é, da armadura. A ductilidade apresentada pelos dois dormentes está coerente com esta conclusão, dado que para os índices de reforço calculados no Capítulo 6 resultaram os valores 0,44 e 0,28, para os dormentes D4 e D15, respectivamente. Se a área sob a curva pode ser um indicativo da capacidade de uma viga resistir e absorver forças de impacto (LIN - 1981), o dormente D15 mostrou que, embora com a metade da armadura e com uma força de protensão inicial de apenas 49 % da força de protensão inicial do dormente D4, sua capacidade de absorver impactos manteve-se muito próxima da do dormente D4.

O dormente modificado com fibras D16 também mostrou ótimo comportamento plástico. Comparando o dormente D16 com o dormente D15 verifica-se a atuação das fibras aumentando a força última e mantendo-a também até o deslocamento vertical de 7,5 mm, o que lhe conferiu significativo ganho de ductilidade.

O dormente modificado sem fibras D17, com força de estiramento dos fios 60 kN, maior do que a mesma força dos dormentes D15 e D16, apresentou comportamento muito próximo ao do dormente D15. A maior força no estiramento alterou apenas a força última, aumentado-a em 20 kN sobre a do dormente D15.

As fibras também aumentaram a força última do dormente modificado com fibras D18, em relação ao sem fibras D17. Apesar do dormente D18 ter 60 kN a mais de força de estiramento que o D16, a força última do D18 não foi maior que a do dormente D16. Porém, se não tivesse ocorrido o problema com a bomba, provavelmente a força última do D18 seria de 20 a 30 kN maior. A maior força de protensão do dormente D18 resultou também na maior rigidez em relação ao D16, como se pode observar na fig. 8.13.

Os deslocamentos correspondentes às forças últimas ou máximas, apesar das fibras, pouco diferiram, como mostram os valores da Tabela 8.2. Comparando os dormentes originais D4 e D10 e os modificados D17 e D18 verifica-se que as fibras

levaram os dormentes a um menor deslocamento vertical, para a mesma força, em todas as situações. Essa característica das fibras diminuírem o deslocamento de elementos fletidos já foi comprovada em inúmeras pesquisas, como por exemplo em BALAGURU & EZELDIN (1987). O mesmo porém não foi observado com os dormentes modificados D15 e D16, onde o dormente com fibras apresentou maior deslocamento em todas as situações. O deslocamento último dos pares de dormentes foi muito variável, como pode ser visto na fig. 8.13.

Tabela 8.2 - Deslocamento dos dormentes na primeira fissura, no carregamento de serviço e na situação última.

SITUAÇÃO	D4 - SF		D10 - CF		D15 SF	D16 CF	D17 SF	D18 CF
	A	B	A	B				
Serviço	0,53	0,48	0,34	0,15	0,23	0,52	0,38	0,31
Primeira Fissura	0,83	0,72	0,63	0,53	0,20	0,56	0,57	0,34
Última	2,63	2,08	2,24	2,19	3,25	3,39	3,33	3,28

8.2.1.3 Escorregamento dos Fios de Protensão

A fig. 8.14 mostra a posição dos fios de protensão após o escorregamento final, observado no ensaio do dormente original sem fibras D4. Nos diagramas das fig. 8.15 a 8.18 pode-se visualizar o instante em que os dois fios instrumentados iniciaram o escorregamento. Em cada diagrama nota-se a concordância do instante de início de escorregamento dos dois fios instrumentados.



Fig. 8.14 - Escorregamento dos fios de protensão após a ruptura.

A Tabela 8.3 resume as forças medidas no início do escorregamento e também a força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm, valor este preconizado pela AREMA (1997) como o escorregamento máximo para a força de 1,5 P (303 kN - ver item 8.1.3).

Tabela 8.3 - Força (kN) de início de escorregamento dos fios de protensão e força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm.

Modelo	Extrem. de Ensaio	Início do Escorregamento		Escorregamento de 0,025		Média Fios 1 e 2	
		Fio 1	Fio 2	Fio 1	Fio 2	Início do Escorr.	Escorr. de 0,025
D4 - SF	A	310	290	350	310	300	330
	B	300	313	400	420	307	410
D10 - CF	A	501	480	510	480	491	495
	B	410	380	460	470	395	465
D15 - SF	-	270	270	270	270	270	270
D16 - CF	-	300	380	330	380	340	355
D17 - SF	-	240	230	280	240	235	260
D18 - CF	-	350	350	390	380	350	385

No caso do dormente original sem fibras D4 as forças de início de escorregamento para as extremidades A e B mostraram-se muito próximas. No entanto, o mesmo não ocorreu para as extremidades A e B do dormente correspondente com fibras (D10), onde as forças de escorregamento na extremidade A foram bem superiores às da extremidade B. Mas em ambas as extremidades desse dormente as forças de início de escorregamento e correspondente ao escorregamento de 0,025 mm foram bem superiores às do dormente sem fibras D4. Considerando-se os valores médios, a força de início de escorregamento do dormente com fibras D10 foi 46 % superior à do dormente sem fibras D4; já a força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm foi 30 % superior.

Do mesmo modo, os dormentes modificados com fibras D16 e D18 também apresentaram forças de início de escorregamento e do escorregamento de 0,025 mm superiores aos dormentes modificados sem fibras correspondentes D15 e D17, demonstrando novamente o benefício das fibras. Deve-se salientar que as medidas efetuadas no dormente D15 apresentaram algum problema, como se pode constatar na fig. 8.17. Relativamente ao dormente sem fibras D17, as fibras aumentaram a força de início de escorregamento e do escorregamento de 0,025 mm do dormente D18 em 48 %.

Todos os dormentes, com exceção dos dormentes modificados sem fibras D15 e D17, apresentaram a força do escorregamento de 0,025 mm superior à força mínima de 303 kN, para os dois fios instrumentados, como preconizado pela AREMA. Como já

comentado, os dormentes com fibras mostraram desempenho superior ao dos dormentes sem fibras.

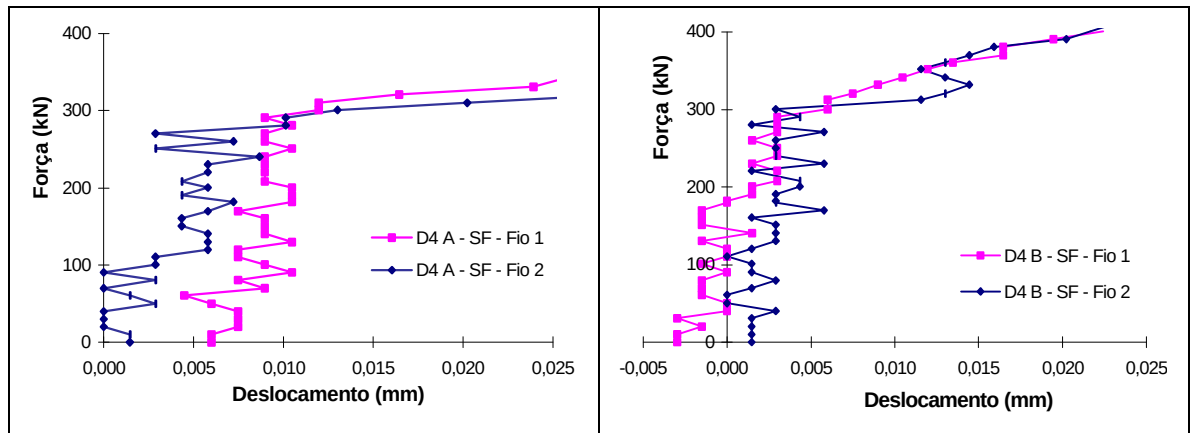


Fig. 8.15 - Força de escorregamento dos fios de protensão nas extremidades A e B do dormente D4.

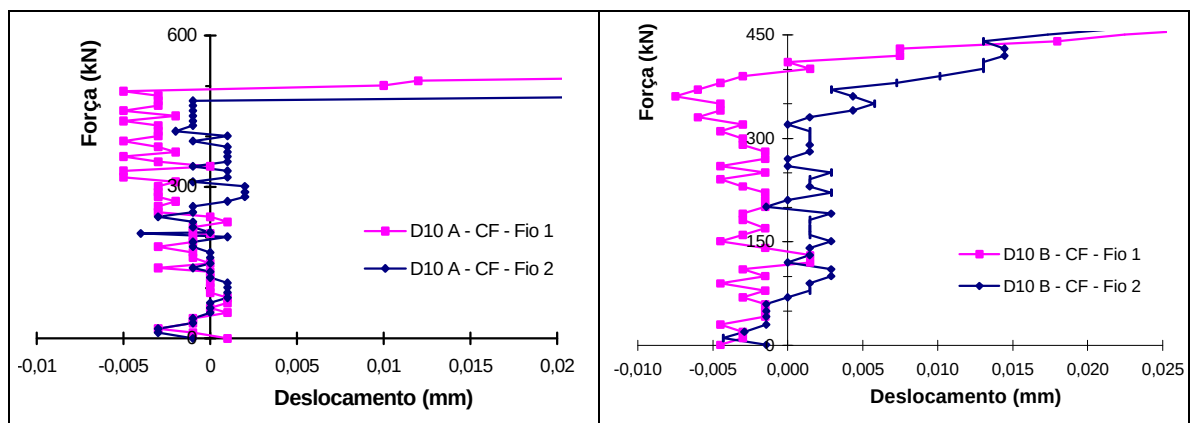


Fig. 8.16 - Força de escorregamento dos fios de protensão nas extremidades A e B do dormente D10.

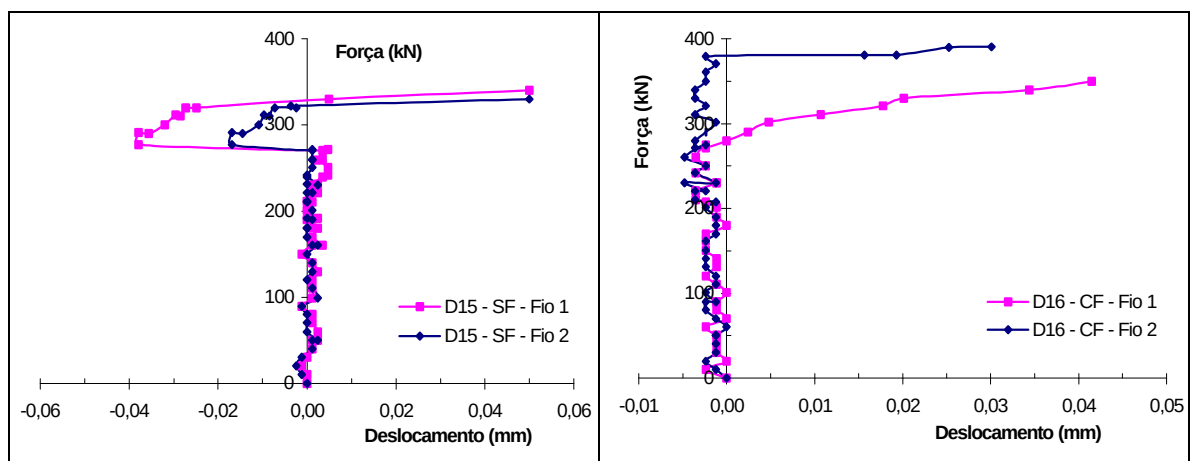


Fig. 8.17 - Força de escorregamento dos fios de protensão dos dormentes D15 e D16.

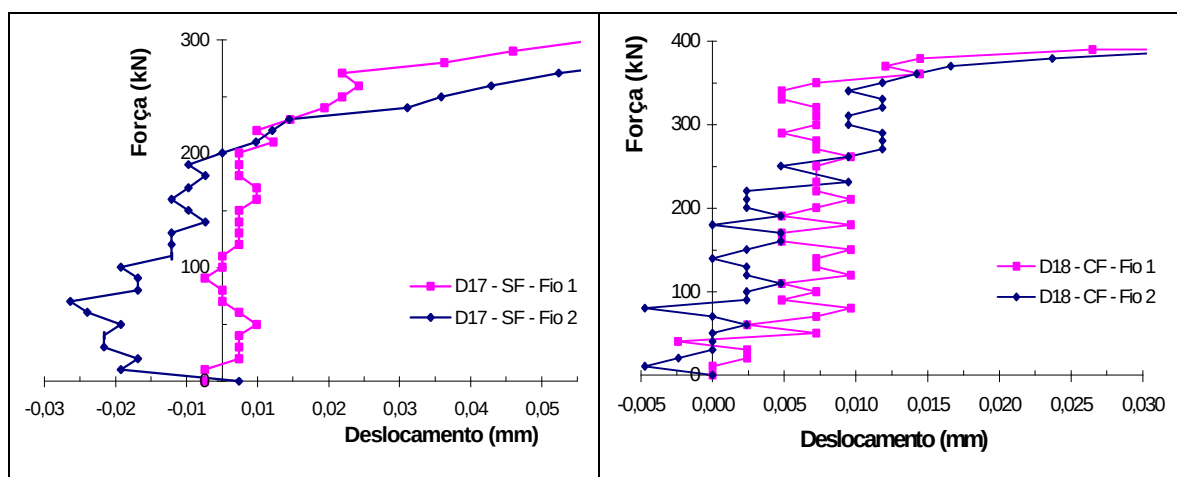


Fig. 8.18 - Força de escorregamento dos fios de protensão dos dormentes D17 e D18.

8.2.1.4 Fissuração

As fig. 8.19 a 8.22 mostram a configuração final das fissuras nas duas faces verticais dos dormentes originais D4 e D10 e modificados D15 a D18.

Nas fig. 8.19 e 8.20 observa-se que a fissura principal na ruptura dos dormentes originais sem fibras D4 e com fibras D10, tanto no ensaio da extremidade A quanto no ensaio da extremidade B, foram de flexo-cisalhamento, sempre na direção do apoio próximo ao extremo do dormente. O que talvez explique este comportamento é que durante o ensaio não foi utilizada uma placa para compensar a inclinação de 1:40 da face superior do dormente na região do assento do trilho (ver fig. 6.20), onde a força foi aplicada. Como a superfície da célula de carga, por onde ocorre a transmissão da força, era muito pequena e também porque a placa de aço que transmitia a força ao dormente tinha altíssima rigidez, acreditava-se que a força seria igualmente distribuída aos dois apoios. Isso pode não ter ocorrido.

Ao utilizar uma placa com uma pequena inclinação de 1:40, idêntica à inclinação do dormente, tal fato não mais ocorreu nos dormentes modificados D15, D16, D17 e D18, onde a fissura principal foi sempre de flexão e muito próxima à linha de ação da carga.

Como já comprovado por KORMELING et al. (1980), SWAMY & AL-TA'AN (1985), FURLAN (1995) e diversas outras pesquisas, as fibras normalmente originam um número maior de fissuras nos ensaios de flexão. Essa característica também se repetiu aqui nos dormentes protendidos, como pode ser verificado nas fig. 8.19 a 8.22. Os dormentes sem fibras alcançaram a ruptura com uma ou no máximo duas fissuras. Já os dormentes com fibras, com exceção do dormente modificado D18, apresentaram de modo geral quatro fissuras. O dormente D18 mostrou a presença de poucas fibras “costurando” a única fissura formada, o que justificou a ausência de outras fissuras.

Pelo fato da fibra de aço utilizada ser relativamente longa (60 mm), ter sua ancoragem melhorada com ganchos nas extremidades e também devido à alta resistência da matriz (65 MPa), poder-se-ia esperar o rompimento das fibras de aço. Em todos os dormentes ensaiados e rompidos fez-se uma análise das condições das fibras visíveis nas trincas ou grandes fissuras formadas. Não se notou a existência de qualquer fibra rompida nas trincas observadas.

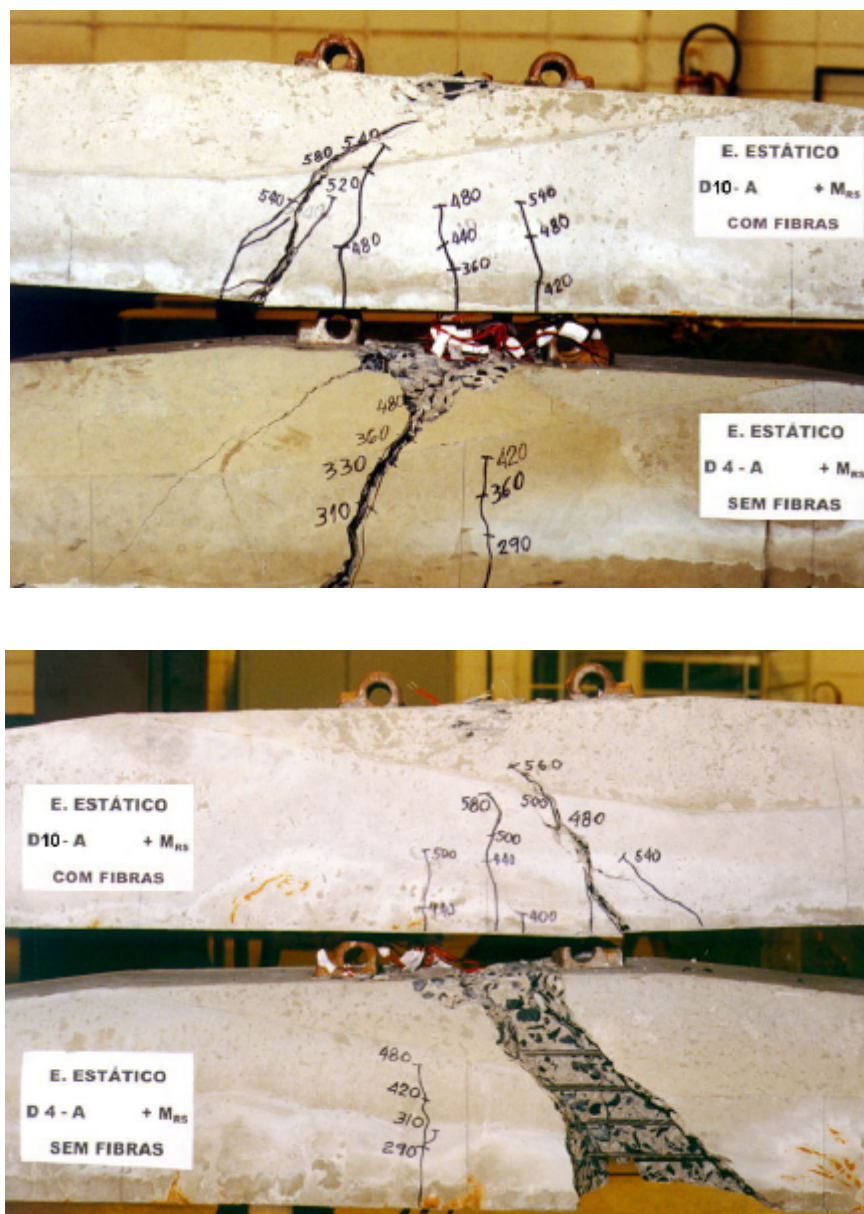


Fig. 8.19 - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes originais D4 e D10, extremidade A.

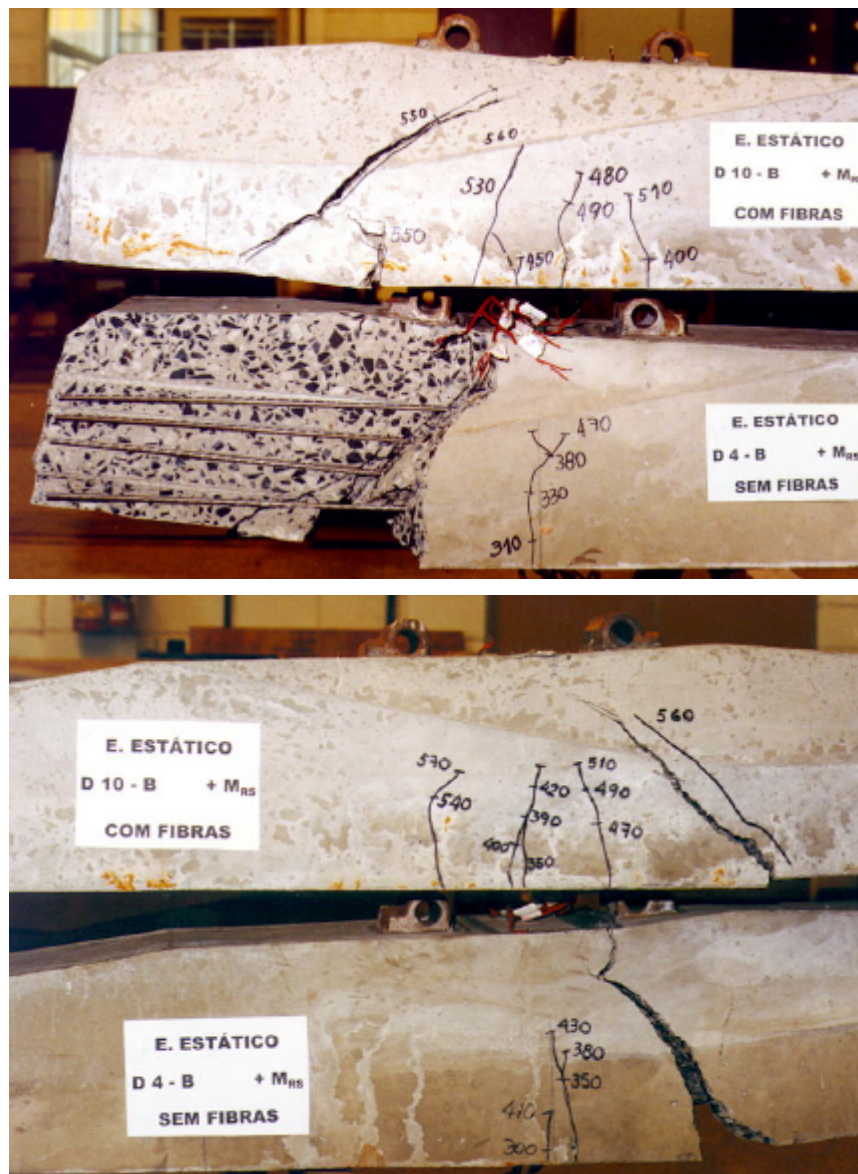


Fig. 8.20 - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes originais D4 e D10, extremidade B.

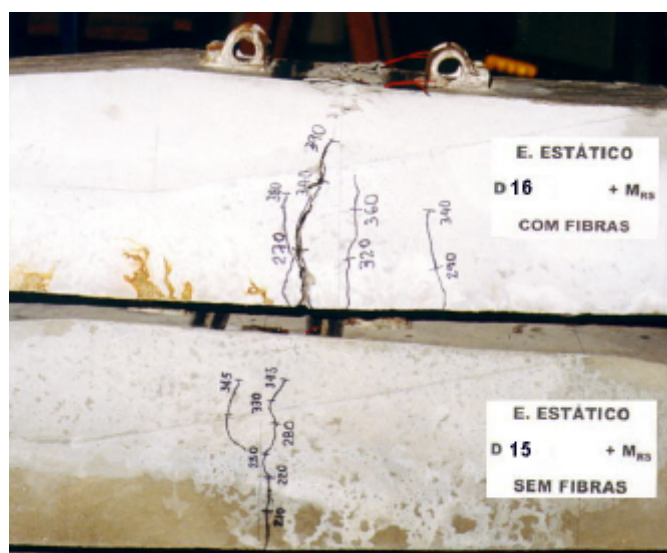


Fig. 8.21a - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes modificados D15 e D16.

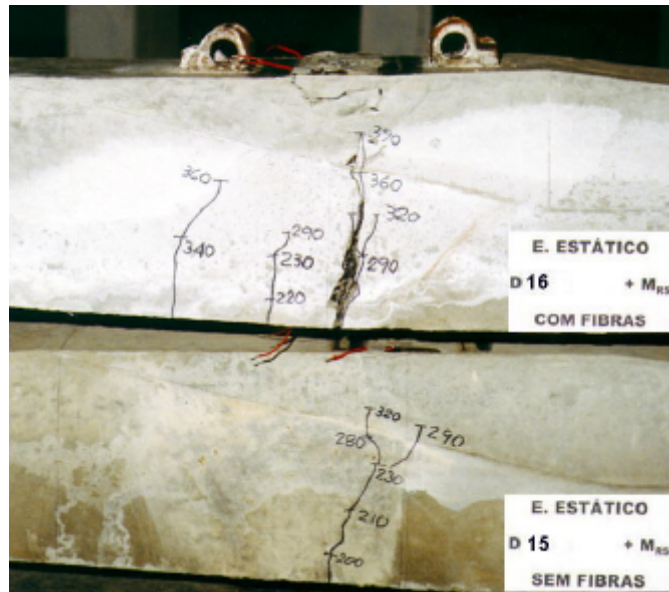


Fig. 8.21b - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes modificados D15 e D16.

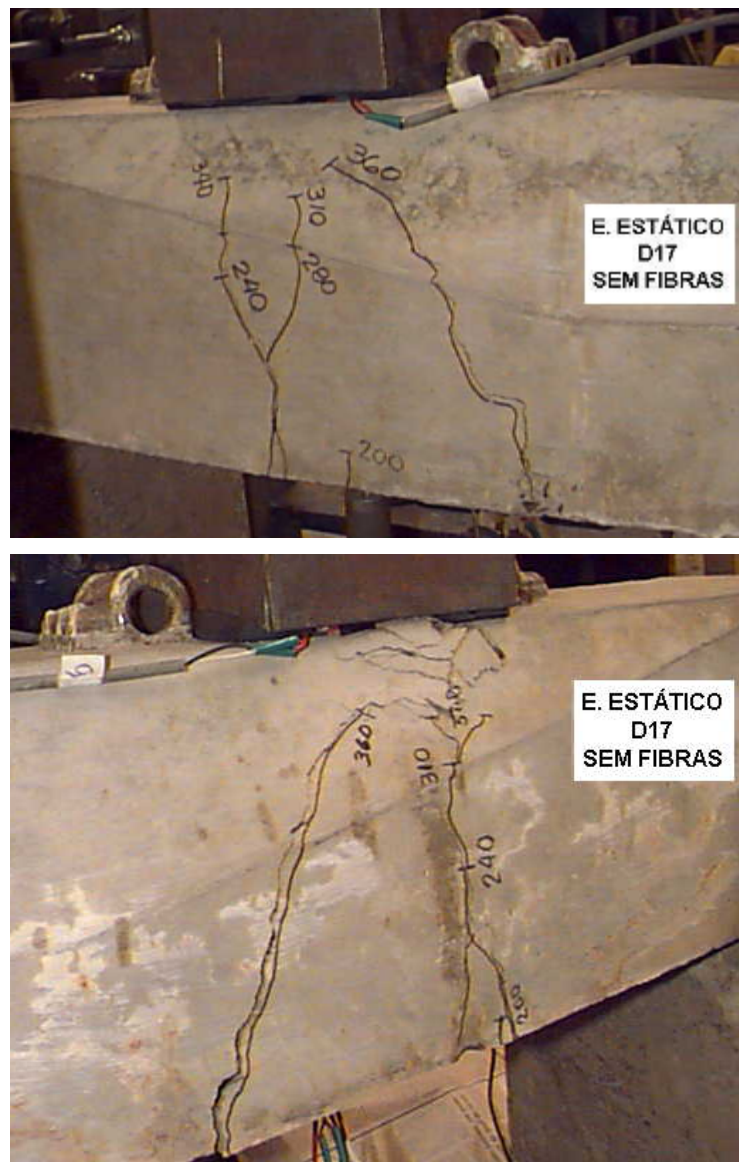


Fig. 8.22a - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes modificados D17 e D18.

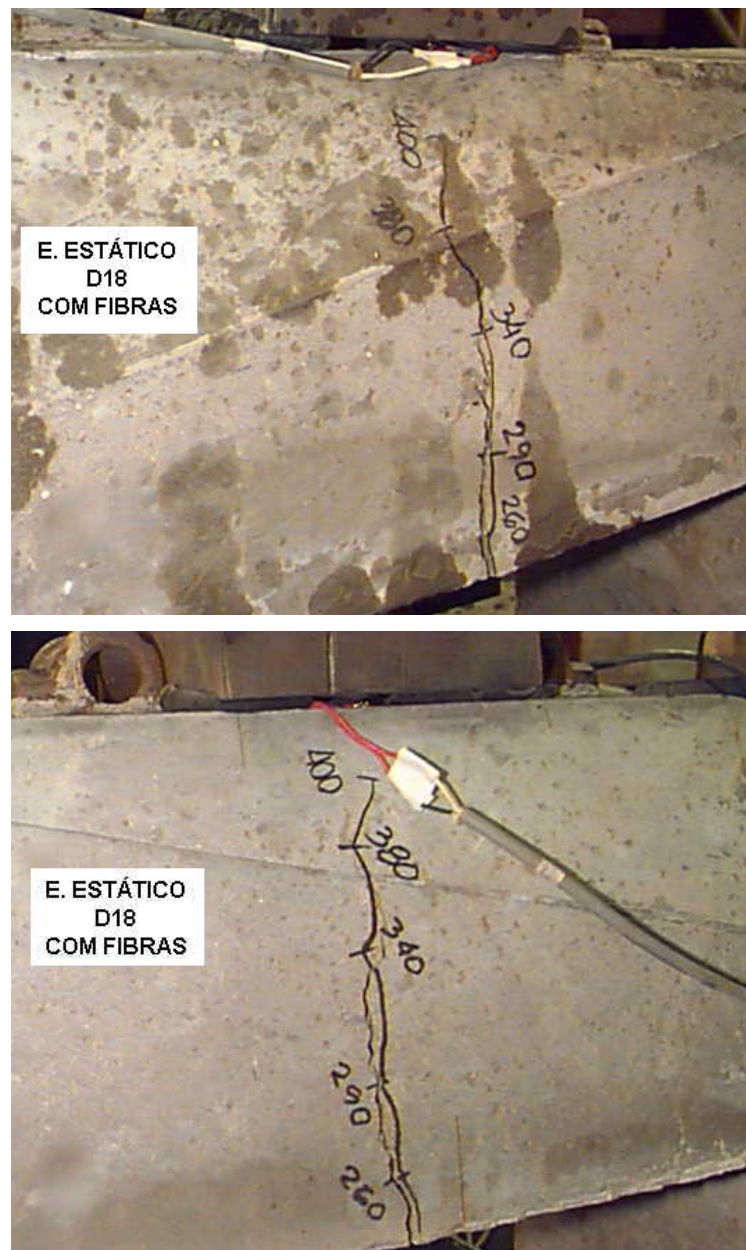


Fig. 8.22b - Configuração das fissuras na ruptura, dormentes modificados D17 e D18.

A Tabela 8.4 apresenta a força última (aqui definida como a força máxima que o dormente pôde suportar e manter) e as forças correspondentes à primeira fissura e às aberturas de 0,10 , 0,15 , 0,20 , 0,30 e 0,50 mm. Como primeira fissura definiu-se a primeira fissura com abertura de 0,05 mm que surgiu e tornou-se visível em uma das duas faces verticais da seção sob ensaio, pois para os dormentes fissuras não visíveis não são importantes (ver definição de fissura estrutural no item 8.1.1). As medidas foram tomadas nas fissuras de maior abertura, nas proximidades da face mais tracionada do dormente. As aberturas de 0,05, 0,10 e 0,15 mm foram medidas com instrumento ótico graduado, e as aberturas maiores foram medidas com régua graduada. As medidas feitas com a régua são um tanto quanto grosseiras, no entanto, procurou-se adotar sempre o mesmo critério nas medições, de modo a diminuir as diferenças. Na Tabela 8.4 os valores posicionados

abaixo dos valores das forças são os momentos fletores correspondentes, determinados pela fórmula $M = 13,75 F$.

Tabela 8.4 - Forças (kN) e momentos fletores (kN.cm) correspondentes às aberturas de fissuras.

Modelo	Extremidade	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,30}$	$F_{0,50}$	F_u
D4 - SF	A	290 3988	300 4125	310 4363	330 4538	350 4813	380 5225	490 6738
	B	300 4125	320 4400	350 4813	370 5088	390 5363	430 5913	520 7150
D10 - CF	A	360 4950	400 5500	420 5775	440 6050	460 6325	500 6875	580 7975
	B	350 4813	390 5363	400 5500	430 5913	470 6463	530 7388	570 7838
D15 - SF	-	190 2613	210 2888	220 3025	230 3163	250 3438	270 3713	340 4675
D16 - CF	-	220 3025	250 3438	270 3713	310 4263	340 4675	370 5088	400 5500
D17 - SF	-	200 2750	220 3025	240 3300	250 3438	270 3713	280 3850	360 4950
D18 - CF	-	260 3575	270 3713	290 3988	310 4363	330 4538	360 4950	410 5638

Os valores medidos nos ensaios das extremidades A e B do dormite original com fibras D10 apresentaram boa aproximação, como se observa pela proximidade das curvas correspondentes, mostradas na fig. 8.23. Porém, o mesmo fato não ocorreu no ensaio das extremidades A e B do dormite original sem fibras D4, onde somente as forças de primeira fissura e abertura de 0,10 mm apresentaram boa proximidade, embora a diferença das demais aberturas tenha sido em torno de apenas 10 %.

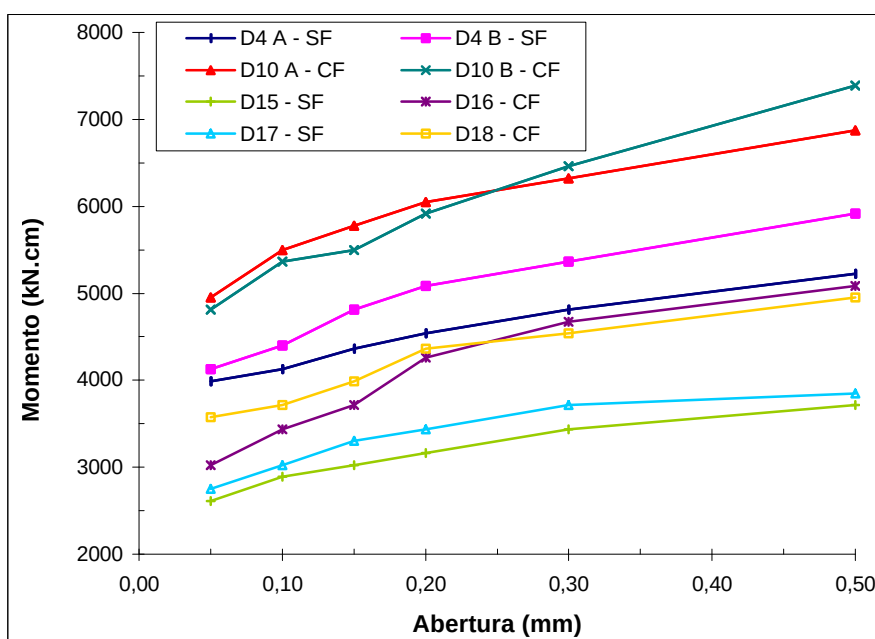


Fig. 8.23 - Momentos fletores correspondentes às aberturas de fissuras.

Como mostra a análise da Tabela 8.4 e da fig. 8.23, o dormente modificado sem fibras D15 foi o que apresentou os piores resultados, refletindo a grande influência da força de protensão sobre os momentos de primeira fissura e último e sobre o controle da fissuração. Por exemplo, o dormente original sem fibras D4, com força de protensão inicial de 510 kN, obteve um momento de primeira fissura 58 % superior ao mesmo momento do dormente D15, com força de protensão inicial de 250 kN. O momento último do dormente D4 foi 53 % superior ao momento do dormente D15.

Tomando os maiores valores dos resultados obtidos nos ensaios das extremidades A e B dos dormentes originais D4 - SF e D10 - CF, e comparando os dormentes D4 - SF com D10 - CF, os dormentes modificados D15 - SF com D16 - CF e D17 - SF com D18 - CF, apresenta-se na Tabela 8.5 o aumento porcentual dos resultados dos dormentes com fibras, relativo aos resultados dos dormentes sem fibras, nos vários estágios do carregamento.

Em todas as aberturas de fissura mostradas na Tabela 8.5, observa-se que as fibras foram efetivas em diminuir a fissuração, pois as forças nos dormentes com fibras foram sempre maiores em relação aos dormentes sem fibras. Como se pode notar na Tabela 8.4 e na fig. 8.23, os dormentes modificados com fibras D16 e D18 foram muito bem, pois embora com forças de protensão inicial de apenas 49 e 59 % das relativas ao dormente original sem fibras D4, a partir da abertura de fissura de 0,20 mm apresentaram resultados próximos aos do dormente D4.

Tabela 8.5 - Aumento porcentual dos momentos fletores dos dormentes com fibras relativo aos dormentes sem fibras.

Modelo	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,30}$	$F_{0,50}$	F_u
D4-D10	20	25	20	19	21	23	12
D15-D16	16	19	23	35	36	37	18
D17-D18	30	23	21	24	22	29	14

O aumento dos momentos fletores na primeira fissura de 20, 16 e 30 % para os dormentes originais D4-D10 e os dormentes modificados D15-D16 e D17-D18, respectivamente, representam um ganho muito importante proporcionado pelas fibras ao dormente, principalmente para evitar a ruptura por fadiga. Por uma questão de durabilidade, é regra em todos os países do mundo projetar o dormente de modo a ele não fissurar em serviço na via, sob a atuação dos momentos fletores de projeto. Assim, buscar ou conseguir meios para aumentar o momento de primeira fissura, sem no entanto

aumentar a rigidez à flexão do dormente, deve ser um dos objetivos das pesquisas com dormentes. O acréscimo de resistência à primeira fissura proporcionado pelas fibras pode ser utilizado para minimizar a altura da seção sob o trilho. Diminuir a altura do dormente é uma solução excelente para diminuir a intensidade das forças máximas de impacto no dormente, pois segundo WANG (1996), o fator de impacto é proporcional a $h^{1,5}$, isto é, a redução da altura h do dormente pode efetivamente reduzir o fator de impacto FI .

Quanto aos momentos últimos, as fibras proporcionaram um acréscimo de apenas 12 % no caso dos dormentes originais D4-D10 e 18 e 14 % nos dormentes modificados D15-D16 e D17-D18, respectivamente. Os resultados estão de acordo com a observação de SWAMY & AL-TA'AN (1981): desde que o incremento na resistência última é modesto, o uso de fibras pode não ser o meio mais econômico para obter altas resistências últimas em vigas convencionais de concreto.

Considerando que o momento e a força de projeto dos dormentes é 2856 kN.cm e 202 kN, respectivamente, de acordo com a AREMA (1997), o dormente não pode apresentar fissura estrutural sob a força de 202 kN. No caso particular dos dormentes deste trabalho e para ensaio de momento positivo na seção sob o trilho, uma fissura estrutural seria aquela com início na base do dormente e com altura de 40 mm (nível da camada de armadura mais inferior). Se a primeira fissura for tomada como uma fissura estrutural (o que não é verdadeiro), verifica-se na Tabela 8.4 que, com exceção dos dormentes modificados sem fibras D15 e D17, todos os demais dormentes apresentaram força de primeira fissura superior à força de projeto. Os dormentes originais D4-D10, aliás, apresentaram força de primeira fissura muito superior à força de projeto.

Com o momento de projeto (M_{proj}) igual a 2856 kN.cm e tomando os maiores momentos fletores obtidos nos ensaios das extremidades A e B dos dormentes originais D4 - SF e D10 - CF e os momentos correspondentes aos dormentes modificados D15, D16, D17 e D18, as seguintes relações mostradas na Tabela 8.6 podem ser calculadas.

Tabela 8.6 - Relações entre os momentos fletores experimentais e o momento de projeto do dormente.

Relação	MODELO					
	D4 - SF	D10 - CF	D15 - SF	D16 - CF	D17 - SF	D18 - CF
$\frac{M_{1^{a}fiss}}{M_{proj}}$	1,44	1,73	0,91	1,06	0,96	1,25
$\frac{M_u}{M_{proj}}$	2,50	2,79	1,64	1,93	1,73	1,93
$\frac{M_u}{M_{1^{a}fiss}}$	1,73	1,61	1,79	1,82	1,80	1,54

As relações resultantes para o dormente original sem fibras D4 permitem comentar que os valores são coerentes com aqueles normalmente encontrados em dormentes de outros países. Houve boa semelhança com os valores correspondentes de um dormente da empresa americana CXT, descrito em WANG (1996).

Os momentos de primeira fissura e último do dormente original sem fibras D4 mostraram folgas de 44 % e 150 % sobre o momento de projeto, respectivamente. Como descrito no item 6.2.2, a norma européia CEN (1996) sugere que o momento último seja 2,5 vezes superior ao momento de projeto definido segundo a sua própria metodologia, que no caso da seção sob o trilho do dormente em estudo seria de 2035 kN.cm (ver item 6.4.2.3). O momento último experimental é 2,5 vezes maior que o momento de projeto adotado neste estudo (2856 kN.cm), porém é 3,51 vezes (7150/2035) maior que o momento de projeto calculado segundo a CEN. A necessidade do momento de primeira fissura ser maior do que o momento de projeto ou de serviço, para conferir resistência à fadiga ao dormente, comprovou ser correta, pois como descrito no item 8.1.4, o dormente original sem fibras D4 suportou com sucesso o ensaio de fadiga da AREMA (1997).

Por outro lado, o dormente modificado sem fibras D15, semelhante ao dormente original D4, porém com apenas 49 % de sua força de protensão, apresentou momento de fissuração menor que o momento de projeto, e o momento último foi apenas 64 % superior ao momento de projeto. Como consequência de sua deficiente resistência estática, no ensaio de fadiga realizado segundo a AREMA, o dormente D15 resistiu a apenas 150.000 dos 3.000.000 de ciclos do ensaio. Este ensaio está apresentado no item 8.4.

O dormente modificado D16, semelhante ao D15, mas com fibras, atendeu aos requisitos das normas quanto à necessidade do momento de primeira fissura ser superior ao momento de projeto, embora em apenas 6 %. O momento último ultrapassou o momento de projeto em 93 %, o que, principalmente em função da contribuição das fibras de aço, garantiu a sobrevivência deste dormente aos 3.000.000 de ciclos do ensaio de fadiga da AREMA, conforme será descrito no item 8.4.

A Tabela 8.7 mostra os valores teóricos dos momentos fletores de primeira fissura e dos momentos fletores últimos, além dos maiores valores experimentais obtidos nos ensaios dos dormentes. Os valores dispostos na linha superior dos dormentes com fibras (D10, D16 e D18) foram calculados não considerando a contribuição das fibras de aço, e os valores da linha inferior, ao contrário, foram calculados considerando a contribuição das fibras no aumento da resistência à flexão.

Tabela 8.7 - Momentos (kN.cm) teóricos e experimentais correspondentes à primeira fissura e à situação última.

Modelo	Valores Teóricos		Valores Experimentais		$\frac{M_{1^a\text{ fiss, teor}}}{M_{1^a\text{ fiss, exp}}}$	$\frac{M_{u, teor}}{M_{u, exp}}$
	$M_{1^a\text{ fiss}}$	M_u	$M_{1^a\text{ fiss}}$	M_u		
D4 - SF	3983	7294	4125	7150	0,97	1,02
D10 - CF	4455	6943 8015	4950	7975	0,90	0,87 1,01
D15 - SF	2734	4283	2613	4675	1,05	0,92
D16 - CF	3205	4310 5221	3025	5500	1,06	0,78 0,95
D17 - SF	3002	4343	2750	4950	1,09	0,88
D18 - CF	3473	4343 5254	3575	5638	0,97	0,77 0,93

Os momentos teóricos foram calculados com base nos seguintes valores:

- força de protensão efetiva no dia do ensaio = $540 \cdot 0,88 = 475$ kN (perda de protensão de 12 % até a data do ensaio);
- excentricidade de 1,2 cm, conforme fig. 6.24;
- momento de inércia da seção, $I = 22809 \text{ cm}^4$, área da seção transversal $A_c = 560,7 \text{ cm}^2$, distância do CG à face mais tracionada $y_b = 10,5 \text{ cm}$;
- módulo de ruptura de 7,24 MPa para os dormentes sem fibras D4, D15 e D17 (concreto C1-0) e 9,41 MPa para os dormentes com fibras D10, D16 e D18 (compósito C1-60), ver Tabela 5.11;
- resistência do concreto à compressão na data do ensaio, conforme a Tabela 8.1;
- tensão na armadura de protensão na situação última igual a 1830 MPa, conforme indicação do fabricante para a tensão máxima.

No cálculo dos momentos teóricos dos dormentes sem fibras foi utilizado o processo simplificado do ACI 318, apresentado em NAAMAN (1982). Para o dormente original sem fibras (D4) os momentos teóricos são muito próximos dos momentos experimentais. O momento último teórico foi apenas 2 % superior ao melhor momento último experimental, obtido no ensaio da extremidade A. O momento teórico de primeira fissura também apresenta diferença de apenas 3 % em relação ao momento experimental. De modo geral, a metodologia apresenta, tanto para o momento de primeira fissura quanto para o momento último, bons resultados para os três dormentes sem fibras (D4, D15 e D17), com a maior diferença no momento último do D17.

A mesma metodologia, porém, não conduz a boa aproximação com os momentos experimentais dos dormentes com fibras, mesmo considerando o módulo de ruptura maior (9,41 MPa). Tal fato se deve à atuação das fibras aumentando a resistência do concreto à tração, o que contribuiu para aumentar a capacidade resistente do dormente ao esforço cortante e, conseqüentemente, o momento último. No caso do dormente original com fibras D10, se não se considerar a contribuição das fibras, a diferença entre os momentos últimos é de 13 %. Essa diferença cresce para os dormentes com menor força de protensão (D16 e D18).

CRAIG (1987) apresenta um método e também o de vários outros autores para a determinação do momento último de vigas reforçadas com fibras de aço. Ao tentar aplicar os diferentes métodos para calcular o momento último dos dormentes deste estudo, deparou-se sempre com a impossibilidade de cálculo devido ao desconhecimento de algum parâmetro necessário para a determinação da resistência última do compósito à tração. O método de CRAIG, por exemplo, necessita da força de arrancamento da fibra na matriz; o método de SWAMY & AL-TA'AN (1981) necessita, entre outros, da tensão de aderência entre a fibra e a matriz e do fator de correção do comprimento da fibra.

O único método que possibilitou o cálculo do momento último sem dificuldades foi o de JINDAL (1984). Neste método o bloco das tensões de tração do compósito é retangular (fig. 8.24), com altura g igual a $0,85 (h - x)$; a resistência última à tração é tomada como $0,85 \sigma_{ut}$, com:

$$\sigma_{ut} = 0,97 \sigma_m (1 - V_f) + 3,41 V_f (L/d) \quad (8.1)$$

onde:

σ_m = módulo de ruptura do concreto de controle ou sem fibras (MPa);

V_f = porcentagem do volume de fibras;

L = comprimento da fibra;

d = diâmetro da fibra.

Para melhorar os resultados do método de JINDAL aplicado aos dormentes, foi preciso proceder a duas alterações: para a altura do bloco das tensões de tração, ao invés de $0,85g$, foi tomada a altura de $0,7g$ e, para a resistência última à tração, foi tomado o valor do módulo de ruptura (9,41 MPa), ao invés de $0,85 \sigma_{ut}$. Neste estudo $0,85 \sigma_{ut}$ representaria o valor de 7,5 MPa. A contribuição das fibras ao momento último, assim determinado, foi somado ao momento calculado de acordo com o processo simplificado do ACI 318. A Tabela 8.7 mostra que este procedimento conduz a momentos últimos teóricos próximos dos momentos experimentais.

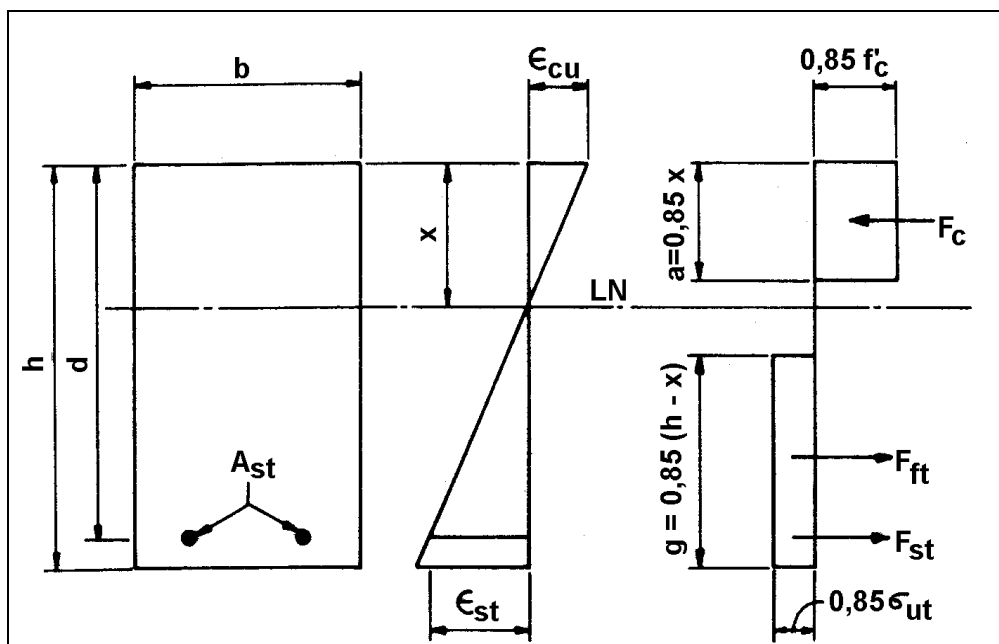


Fig. 8.24 - Método de JINDAL para cálculo do momento último de vigas com fibras de aço.

É importante observar que, ao se adotar o processo simplificado do ACI 318, faz-se uma simplificação muito grande. Ao considerar a resultante de tração da armadura de protensão aplicada no centro de protensão, assume-se que a tensão nos vários níveis da armadura é igual, o que não é verdade. Entretanto, entre outros métodos testados, o processo simplificado do ACI, combinado com o método de JINDAL com algumas modificações, foi o que apresentou a maior simplicidade e os melhores resultados.

8.2.1.5 Deformações

As fig. 8.25 a 8.31 apresentam os diagramas **força x deformação** nos fios de protensão e na superfície comprimida do concreto.

Os resultados dos ensaios das extremidades A e B do dormente original com fibras D10 apresentaram excelente proximidade, mas os resultados do dormente D4 apresentaram pequena diferença nas medidas dos extensômetros 9 a 12 e 13-14.

As deformações últimas nos fios mais tracionados foram respectivamente 2,8 e 3,5 mm/m, para as extremidades A e B do dormente original sem fibras D4 (fig. 8.25). Para o dormente original com fibras D10, as deformações últimas nas duas extremidades foram próximas entre si e em torno de 2,8 mm/m. Para ambos os dormentes, verifica-se que o trecho linear inicial termina com uma força um pouco inferior à força de primeira fissura, 250 kN para o dormente D4 e 290 kN para o dormente D10. A deformação correspondente ao final do trecho linear é igual para os dois dormentes, porque não tendo

ocorrida a fissuração inicial, as fibras ainda não estavam “trabalhando” com toda a sua efetividade. Após a fissuração inicial, as fibras passaram a suportar uma parcela das tensões de tração, o que refletiu em menores deformações nos fios de protensão do dormente com fibras D10 em relação ao dormente sem fibras D4.

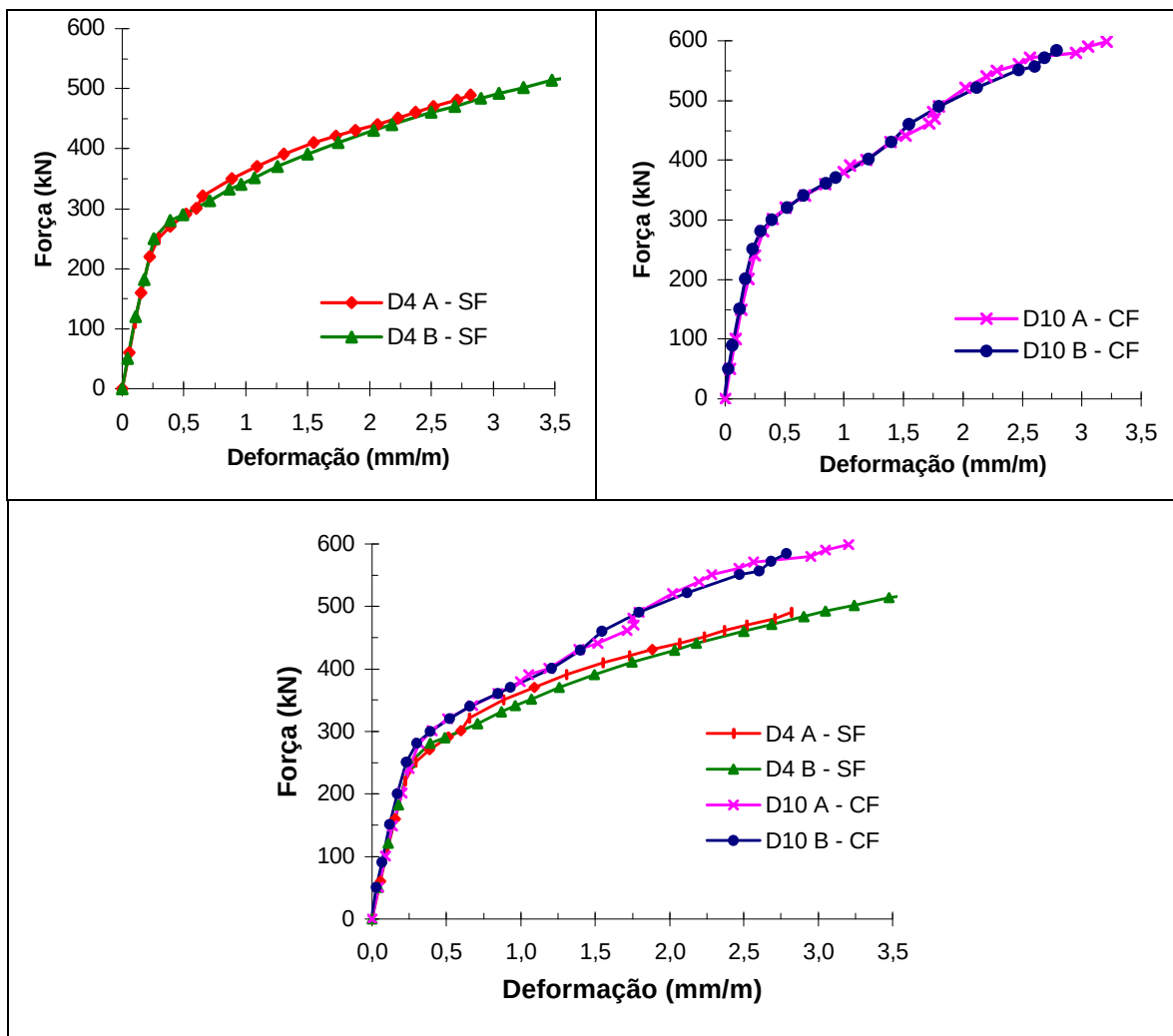


Fig. 8.25 - Deformação nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes D4 e D10 (média dos extensômetros 1 a 4).

Como a força de projeto dos dormentes (202 kN) encontra-se no trecho linear inicial e, sendo a deformação nos fios praticamente idêntica nos dormentes D4 e D10, isso implica que as fibras pouco contribuem na fase de serviço do dormente. Este fato poderia levar à observação de que as fibras seriam desnecessárias e até mesmo subutilizadas nos dormentes de concreto. Entretanto, é importante lembrar que as ações no dormente em serviço são dinâmicas e não estáticas. E é justamente sob ações dinâmicas que as fibras de aço são muito eficientes em melhorar a capacidade resistente dos concretos ou dos elementos estruturais. Esta característica será comprovada nos itens 8.3 e 8.4, que apresentam os resultados dos ensaios dinâmicos aplicados nos dormentes.

Considerando uma força de protensão efetiva de 475 kN na data do ensaio do dormiente original, a armadura de protensão de $4,53 \text{ cm}^2$ e o módulo de deformação longitudinal dos fios igual a 20.770 kN/cm^2 , a deformação efetiva nos fios de protensão resulta em 5,1 mm/m. Na fig. 8.25 verifica-se que as deformações últimas nos fios mais tracionados dos dormentes originais D4 e D10 foram um pouco inferior a 3,5 mm/m. Desprezando a pequena deformação na armadura de protensão devida ao encurtamento do concreto, conclui-se que a deformação total ($\cong 8,6 \text{ mm/m}$) alcançada por esses fios na situação última foi inferior à deformação de início de escoamento do aço (10 mm/m). Isto significa que não ocorreu escoamento da armadura de protensão, o que era aliás de se esperar, devido ao fato do dormiente original ter sido classificado como superarmado, conforme cálculo mostrado no item 6.4.3.2.

A fig. 8.26 mostra a deformação nos fios de protensão da camada mais próxima da face comprimida do dormiente. A deformação foi inicialmente de compressão e, nos estágios mais avançados do carregamento, passou a ser de tração.

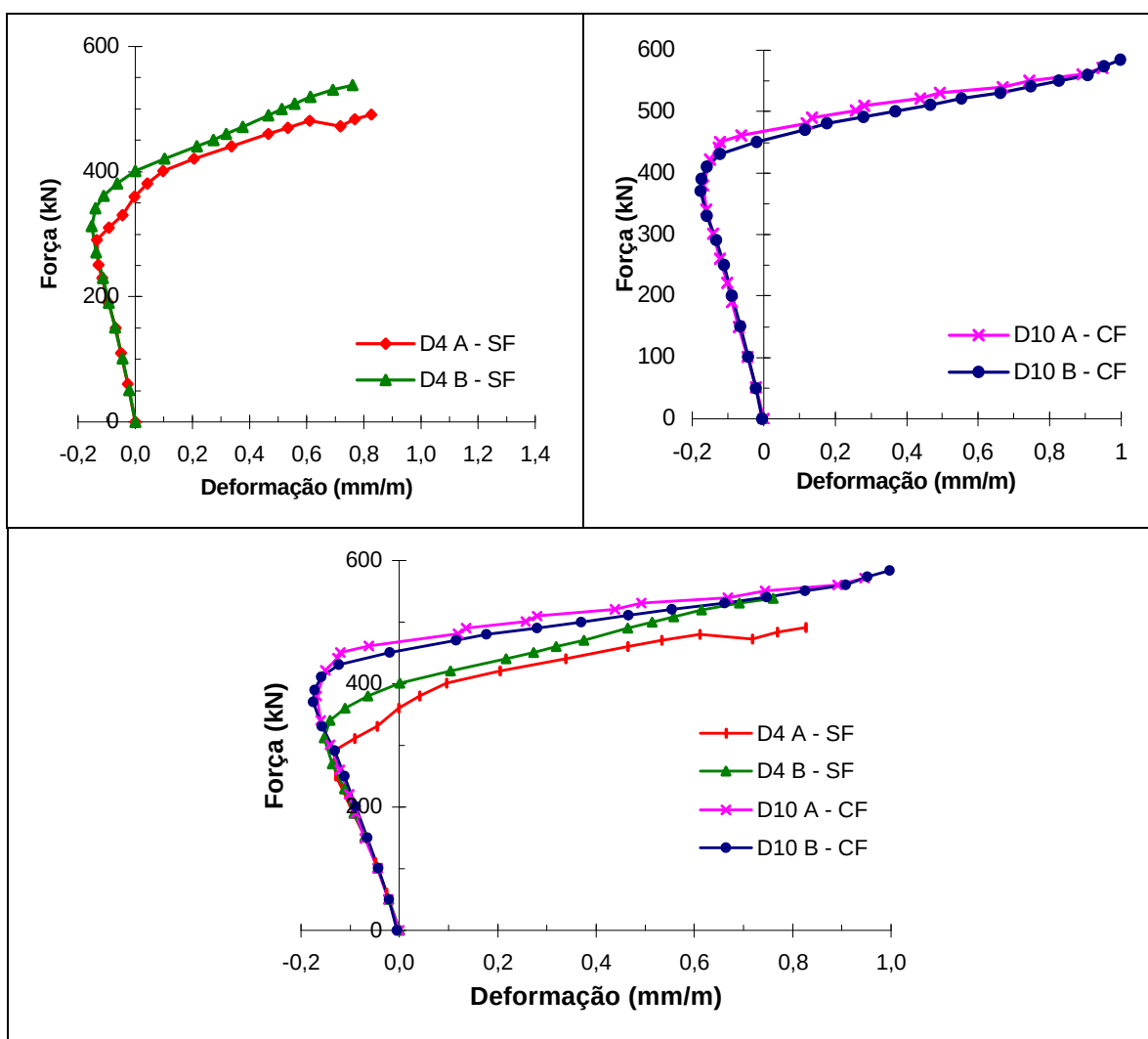


Fig. 8.26 - Deformação nos fios de protensão dos dormentes D4 e D10
(média dos extensômetros 9 a 12).

Até a força em torno de 300 kN, a deformação nos fios foi idêntica nos dormentes sem e com fibras, ou seja, antes da fissuração inicial, as fibras não influenciaram a deformação dos fios inicialmente comprimidos. Isto implica que, ao menos estaticamente, as fibras não influenciam o dormente em sua força de serviço (202 kN). A deformação zero nos fios dessa camada ocorreu para a força entre 350 e 400 kN no dormente sem fibras D4 e em torno de 460 kN para o dormente com fibras D10. Isso mostra que as fibras ocasionaram uma elevação mais lenta da linha neutra. A deformação última nos fios do dormente com fibras foi pouco superior à deformação dos fios do dormente sem fibras.

A fig. 8.27 mostra que as fibras praticamente não influenciaram o comportamento do concreto comprimido dos dormentes originais D4 e D10. Se comparadas as curvas do dormente com fibras com a curva da extremidade B do dormente sem fibras, verifica-se que as deformações medidas foram muito próximas. A deformação última alcançou o valor de 2,5 mm/m, em ambos os dormentes, comprovando o conhecimento já existente de que as fibras muito pouco influenciam o concreto sob compressão.

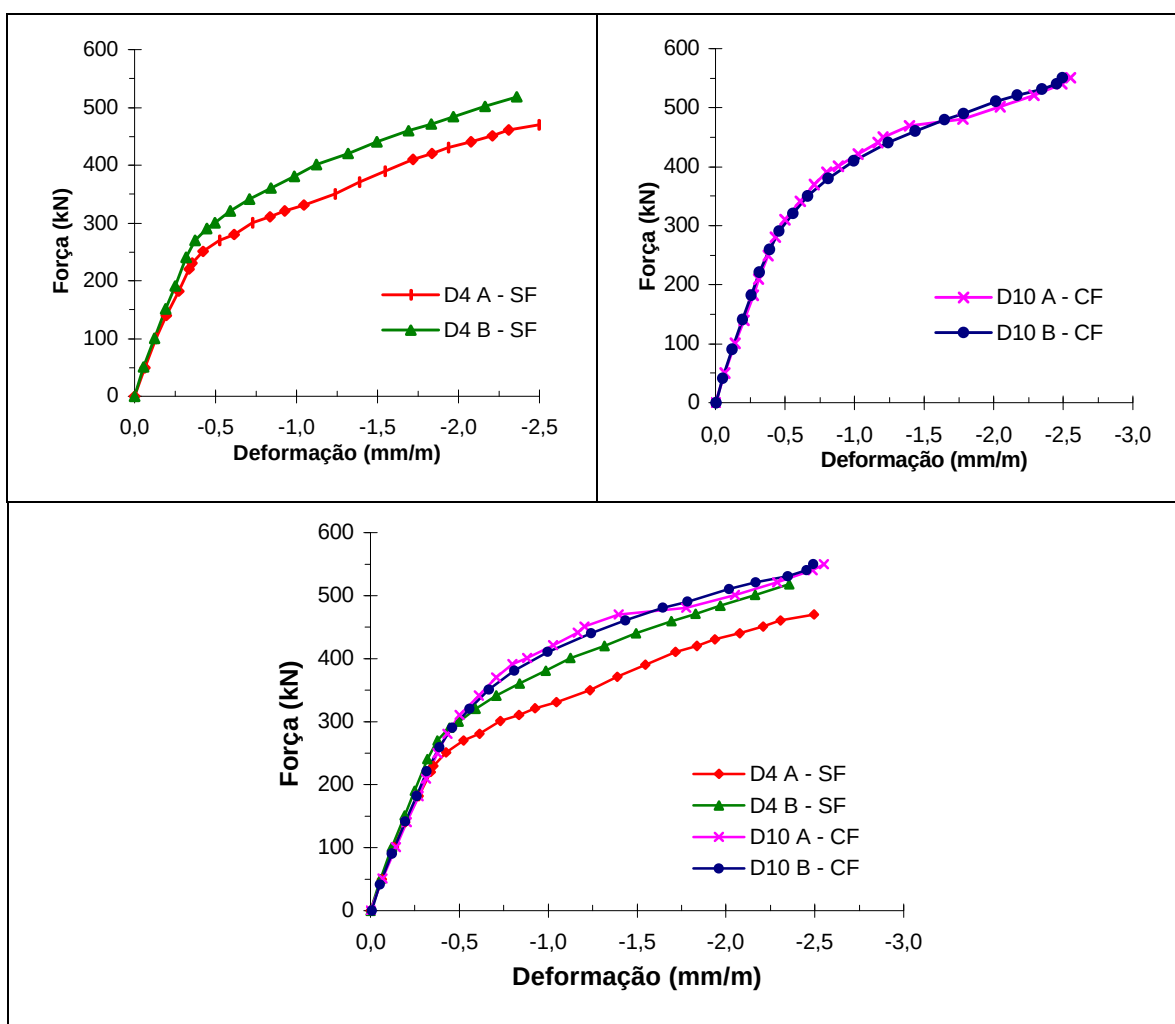


Fig. 8.27 - Deformação na superfície comprimida dos dormentes D4 e D10
(média dos extensômetros 13 e 14).

A fig. 8.28 apresenta as deformações medidas na superfície do concreto comprimido (média de dois extensômetros) e a fig. 8.29 apresenta as deformações (também média de dois extensômetros) em dois dos quatro fios mais tracionados dos dormentes modificados sem fibras D15 e com fibras D16.

Nos dormentes modificados D15 e D16, ao contrário do ocorrido nos dormentes originais D4 e D10, as fibras contribuíram diminuindo a deformação no concreto comprimido, principalmente nos estágios superiores à força de serviço do dormente (202 kN). Na força de serviço a deformação foi apenas um pouco inferior no dormente com fibras. A deformação última foi igual para ambos os dormentes, alcançando o valor de 3,0 mm/m.

A deformação nos fios mais tracionados apresentou comportamento idêntico até a força de serviço do dormente. A partir desse instante, com a fissuração tendo já iniciado nos dois dormentes, as fibras ao “costurar” as fissuras passaram a trabalhar mais eficientemente, suportando uma parcela das tensões de tração existentes. Conseqüentemente, aliviaram os fios de protensão, levando-os a conter menores tensões e deformações.

Uma eventual força de impacto de 300 kN, por exemplo, induziria a deformação de 3,0 mm/m nos fios do dormente sem fibras e de 1,0 mm/m nos fios do dormente com fibras. Essa redução é significativa e tem grandes reflexos sobre a resistência do dormente aos impactos e à fadiga, como será visto no item 8.4.

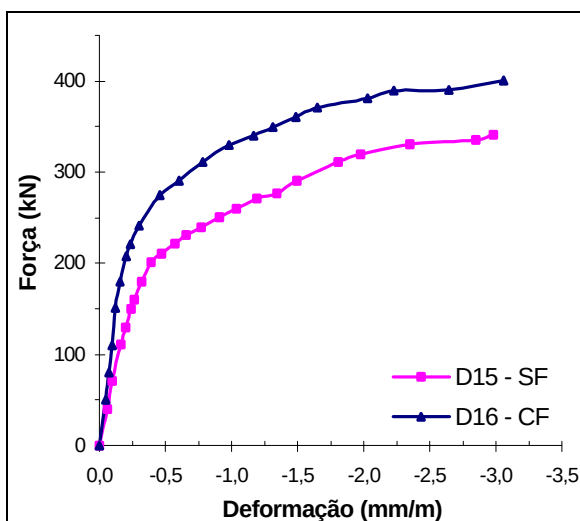


Fig. 8.28 - Deformação no concreto comprimido dos dormentes D15 e D16.

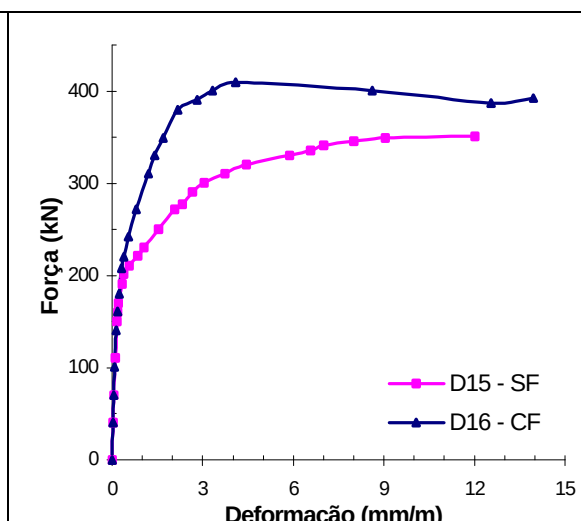


Fig. 8.29 - Deformação nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes D15 e D16.

Considerando uma força de protensão efetiva de 230 kN na data do ensaio, a armadura de protensão de $2,26 \text{ cm}^2$ e o módulo de deformação longitudinal dos fios igual a 20.770 kN/cm^2 , a deformação efetiva nos fios de protensão resulta em 4,9 mm/m. Conforme o diagrama da fig. 6.29 verifica-se que a deformação de início de escoamento do fio de protensão utilizado é igual a 10,0 mm/m. Assim, com o diagrama da fig. 8.29 conclui-se que a armadura escoou em ambos os dormentes. No dormente D15 o escoamento iniciou na força de 320 kN, pouco antes do esmagamento do concreto comprimido. No dormente D16 o escoamento iniciou na força de 400 kN, praticamente no mesmo instante do início do esmagamento. Desprezando a pequena deformação na armadura devida ao encurtamento do concreto e somando a deformação efetiva com a deformação última, a deformação total nos fios alcançou respectivamente 13 e 10 mm/m nos dormentes D15 e D16.

A fig. 8.30 apresenta as deformações medidas na superfície do concreto comprimido (média de dois extensômetros) e a fig. 8.31 apresenta as deformações (também média de dois extensômetros) em dois dos quatro fios mais tracionados dos dormentes modificados sem fibras D17 e com fibras D18.

De modo semelhante ao observado nos dormentes D15 e D16, as fibras diminuíram a deformação no concreto do dormente D18, mas somente após iniciada a fissuração do dormente sem fibras. Até a força de serviço (202 kN), a deformação foi praticamente a mesma nos dormentes D17 e D18.

Tanto nos dormentes D15 e D16, como também nos dormentes D17 e D18, o final do trecho linear das deformações nos fios mais tracionados coincidiu com o início da fissuração.

Sendo a deformação efetiva dos fios de protensão na data do ensaio dos dormentes D17 e D18 igual a 6,0 mm/m, verifica-se na fig. 8.31 que os fios escoaram nos dois dormentes. O início do escoamento dos fios ocorreu nas forças de 320 e 370 kN para os dormentes D17 (sem fibras) e D18 (com fibras), respectivamente. No dormente com fibras D18 a deformação nos fios correspondente à força última chegou ao valor de 15 mm/m, e o esmagamento do concreto só ocorreu após um grande escoamento dos fios. No dormente sem fibras D17, um fio rompeu com deformação de 15 mm/m sob a força de 360 kN, portanto, com deformação total em torno de 21 mm/m.

Comparando as deformações últimas nos fios dos quatro dormentes modificados (13 mm/m no D15, 10 mm/m no D16, 21 mm/m no D17 e 15 mm/m no D18), constata-se que as fibras diminuíram essas deformações. Verifica-se também que, como a tensão inicial nos fios dos dormentes D17 e D18 era maior que a mesma tensão nos dormentes D15 e D16, a deformação última nos fios dos dormentes D17 e D18 foi também maior. No dormente D17 a alta tensão inicial motivou a ruptura pelo rompimento dos fios de

protensão. No dormente com fibras D18, porém, a contribuição das fibras impediu o rompimento dos fios e a ruptura ocorreu pelo esmagamento do concreto.

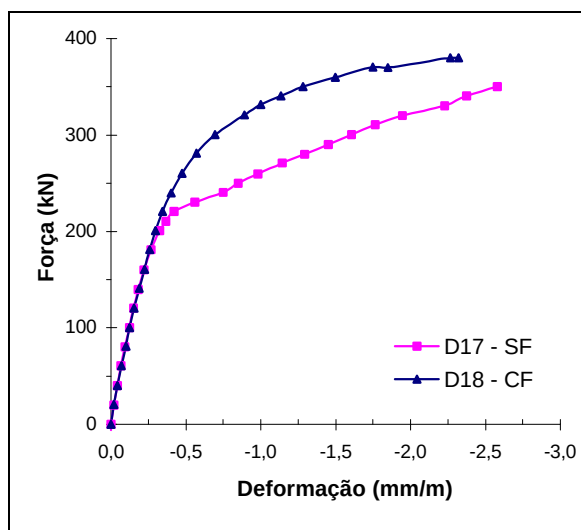


Fig. 8.30 - Deformação no concreto comprimido dos dormentes D17 e D18.

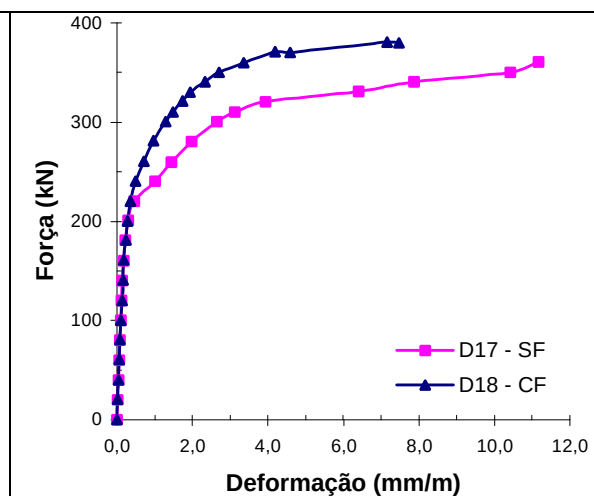


Fig. 8.31 - Deformação nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes D17 e D18.

8.2.2 Momento Negativo no Centro

O momento negativo no centro do dormente é tão importante quanto o momento positivo na seção sob o trilho, principalmente nas vias de bitola larga como a brasileira, de 1600 mm. Na bibliografia consultada encontram-se diversos relatos de fissuras iniciadas nessa região de dormentes atuando em serviço.

Para momento negativo no centro foram realizados quatro ensaios em quatro dormentes originais, sendo dois sem fibras (D5 e D6) e dois com fibras (D7 e D8). O esquema de apoio e modo de aplicação do carregamento seguiu as especificações da AREMA (1997), mostrado na fig. 8.32. A fig. 8.33 mostra a foto de um ensaio sendo executado. Três medidores de deslocamento (LVDT) foram posicionados, sendo um sobre cada apoio e um terceiro sob o dormente e na linha de ação da força aplicada.

A instrumentação consistiu em doze extensômetros colados em doze dos dezesseis fios de protensão, além de outros dois colados na superfície tracionada do concreto, todos posicionados na linha de ação da força aplicada (fig. 8.34). Cabe a observação de que os extensômetros na superfície do concreto deveriam estar colados na face comprimida, mas, por engano, foram colados na superfície tracionada.

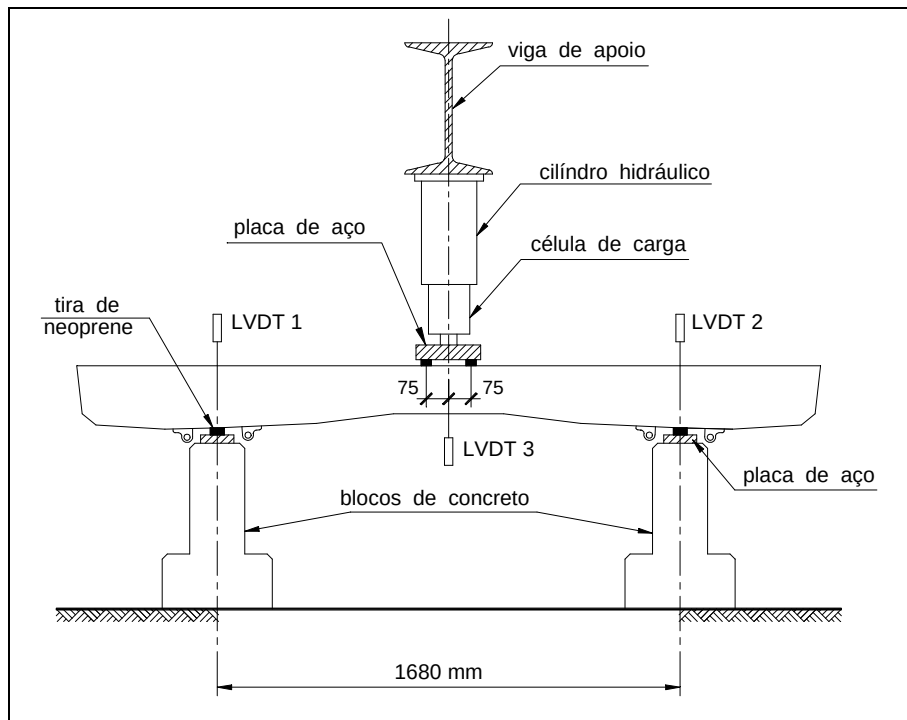


Fig. 8.32 - Esquema de apoios, carregamento e posição dos LVDT.



Fig. 8.33 - Execução de um ensaio na seção do centro para momento negativo.

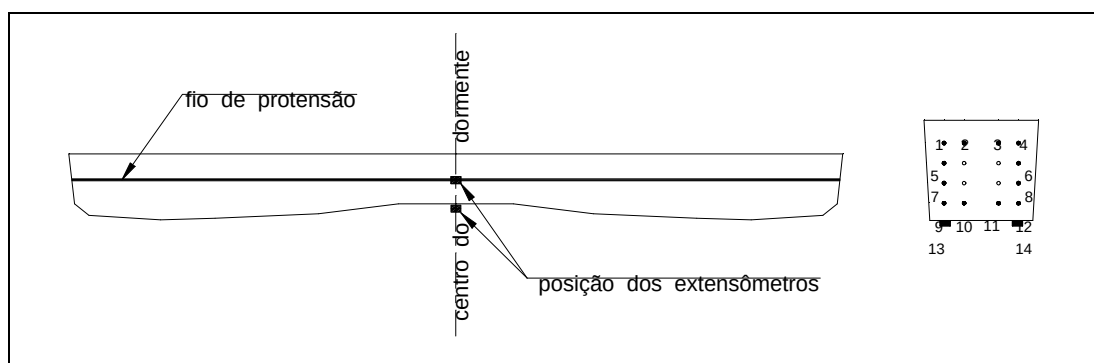


Fig. 8.34 - Posição dos extensômetros.

No ensaio dos dormentes sem fibras D5 e com fibras D8, a metodologia de ensaio ou o modo de aplicação do carregamento seguiu o recomendado pela ORE (1991), mostrado na fig. 8.35. O objetivo dessa metodologia de ensaio é medir, com o carregamento aplicado, a força correspondente à primeira fissura e à abertura de fissura de 0,10 mm e, sem o carregamento aplicado, às aberturas de 0,05 e 0,5 mm. Nos dois ensaios realizados segundo essa metodologia, não foi possível constatar as fissuras sem o carregamento aplicado, pois as fissuras já existentes fechavam completamente, tornando-se invisíveis mesmo com a lupa. Antes que qualquer abertura pudesse permanecer visível sem o carregamento, o dormente alcançava a sua força última e rompia. Diante deste comportamento, nos ensaios dos outros dois dormentes (D6 e D7), idênticos aos dormentes D5 e D8 respectivamente, optou-se por modificar a metodologia de ensaio. O carregamento passou a ser contínuo, com etapas ou interrupções de 5 em 5 kN até o valor último. Nas interrupções a força era mantida por cerca de três minutos para verificação e medição das fissuras.

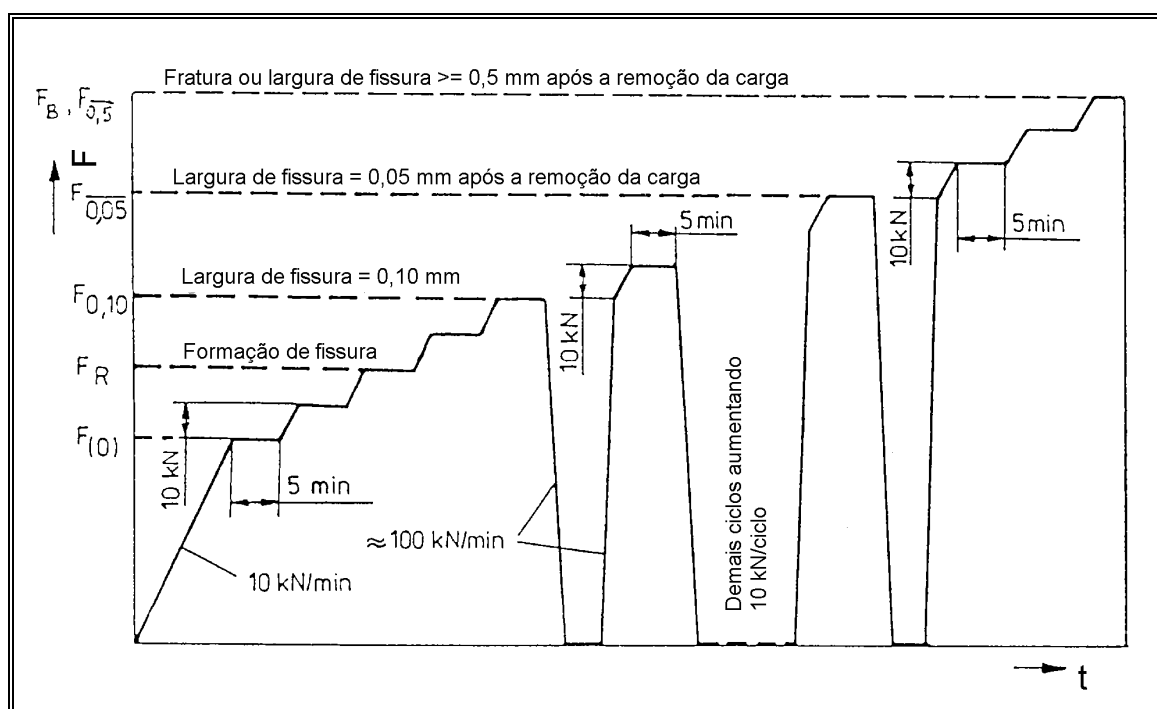


Fig. 8.35 - Esquema de carregamento aplicado nos ensaios dos dormentes originais D5 e D8 (FONTE: ORE - 1991).

8.2.2.1 Comportamento na Ruptura

O dormente sem fibras D5, ao atingir a força última de 120 kN, iniciou o esmagamento do concreto comprimido, não apresentando capacidade de suportar forças maiores a partir desse instante. Tentativas de aumento no carregamento levaram ao

rápido e completo esmagamento do concreto comprimido e também a ocorrência de duas grandes fissuras inclinadas, como pode ser visto na fig. 8.38.

O dormente com fibras D8 também alcançou o esmagamento do concreto com a força de 120 kN, no entanto, ainda manteve a capacidade de suportar forças um pouco superiores, embora com um significativo aumento do deslocamento. Na tentativa de aumentar o carregamento ocorreu a ruptura de alguns fios de protensão.

O dormente sem fibras D6 também iniciou o esmagamento do concreto com a força de 120 kN. Tentativas de elevar o carregamento levaram ao completo e rápido esmagamento do concreto comprimido e ao surgimento de fissuras inclinadas de grande abertura (ver fig. 8.38).

O dormente com fibras D7 iniciou o esmagamento com a força de 130 kN, porém ainda apresentou capacidade de suportar forças de menor valor, embora com aumento considerável do deslocamento.

8.2.2.2 Deslocamento Vertical

As fig. 8.36 e 8.37 apresentam os diagramas **força x deslocamento** dos dormentes D5-D8 e D6-D7, respectivamente. Os deslocamentos verticais mostrados nos diagramas foram aqueles medidos no centro do dormente, relativos aos deslocamentos dos apoios.

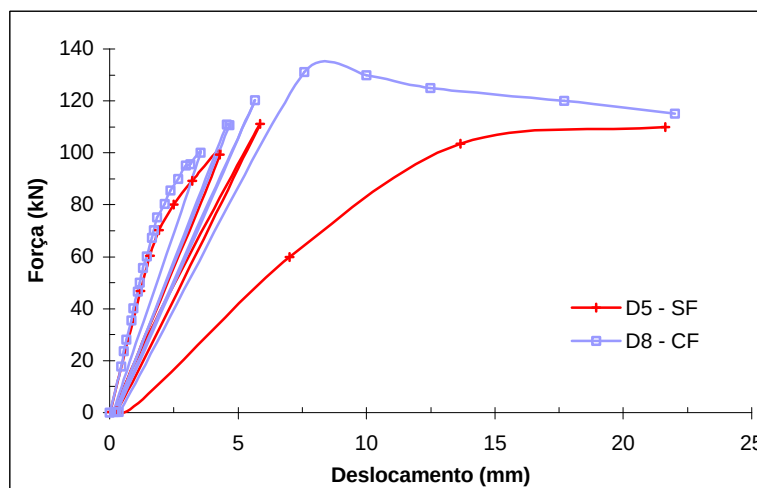


Fig. 8.36 - Deslocamentos verticais dos dormentes D5 e D8.

No diagrama da fig. 8.36 observa-se que, durante as primeiras fases do carregamento, os dois dormentes apresentaram comportamento bem similar. A diferença ficou no último estágio, aquele que levou os dormentes à ruína, onde de zero a cerca de 12 mm de deslocamento, o dormente com fibras D8 apresentou capacidade resistente

significativamente superior à do dormente sem fibras D5. Tal diferença se explica pelo fato do dormente D5 ter sofrido já algum dano na zona comprimida, durante a força máxima (110 kN) do estágio de carga anterior. A ductilidade e a rigidez pré-ruptura mostraram-se superiores no dormente com fibras, principalmente a rigidez, o que pode ser atribuído à eficiente atuação das fibras após a fissuração.

A fig. 8.37 permite notar que os dois dormentes (D6 e D7) apresentaram rigidez muito semelhante, no entanto, as fibras foram capazes de proporcionar um muito apreciável ganho de plasticidade e ductilidade ao dormente D7. É importante observar, porém, que o ganho de ductilidade ocorreu após o esmagamento do concreto comprimido, iniciado na força de 130 kN. Ao contrário do que normalmente ocorre nas vigas reforçadas com fibras, onde os deslocamentos nas vigas com fibras são menores, os deslocamentos correspondentes às forças últimas foram praticamente idênticos nos dois dormentes.

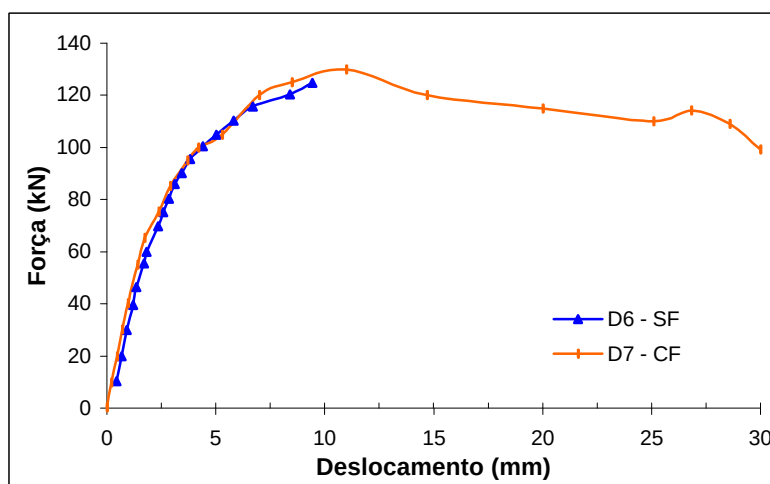


Fig. 8.37 - Deslocamentos verticais dos dormentes D6 e D7.

8.2.2.3 Fissuração

A fig. 8.38 mostra a configuração final das fissuras após a ruptura completa dos dormentes com fibras (D7 e D8) e sem fibras (D5 e D6). Em função das diferentes metodologias de ensaio utilizadas, como explicado no início do item 8.2.2, o dormente D5 deve ser comparado ao dormente D8 e o dormente D6 ao D7.

Os dormentes com fibras apresentaram um número total de fissuras (9-10) um pouco superior aos dormentes sem fibras (6-7), sendo o maior número delas fissuras de flexão. Por aumentar a resistência do concreto à tração, as fibras foram efetivas em aumentar a capacidade do dormente ao esforço cortante, como se pode observar na

fig. 8.38. Os dois dormentes com fibras (D7 e D8) não apresentaram qualquer fissura inclinada de cisalhamento, ao contrário dos dois dormentes sem fibras (D5 e D6).

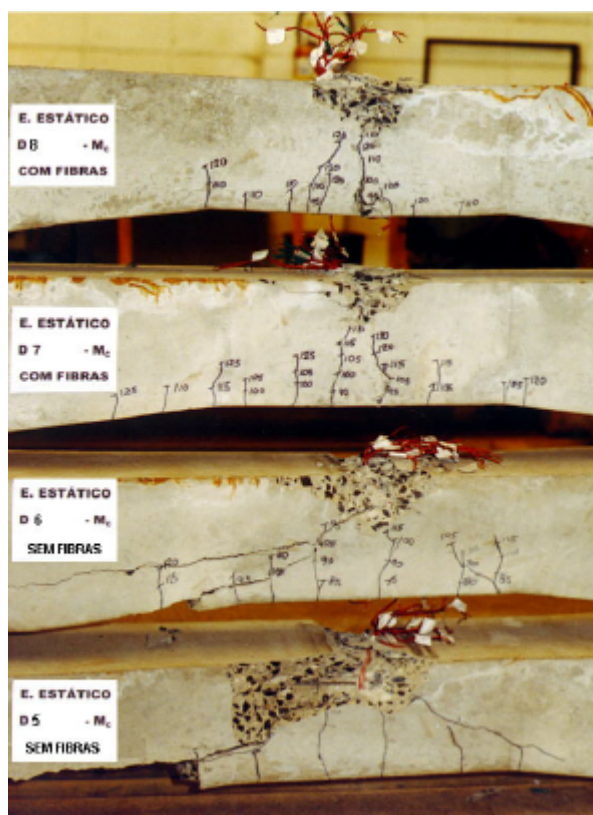


Fig. 8.38 - Configuração das fissuras após a ruína dos dormentes D5, D6, D7 e D8.

A Tabela 8.8 resume os resultados dos ensaios, mostrando a força de primeira fissura, a força última e as forças correspondentes às aberturas de fissura, bem como os momentos fletores correspondentes, dispostos abaixo dos valores das forças. Os momentos podem ser determinados pela fórmula $M = 38,25 F$. As medidas das aberturas das fissuras foram tomadas de modo idêntico ao adotado nos ensaios da seção sob o trilho, descrito no item 8.2.1.4.

Tabela 8.8 - Forças (kN) e momentos fletores (kN.cm) correspondentes às aberturas de fissuras.

Modelo	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,30}$	$F_{0,50}$	F_u
D5 - SF	75 2869	89 3404	-	-	-	-	120 4590
D8 - CF	95 3634	100 3825	-	-	-	-	128 4896
D6 - SF	75 2869	85 3251	90 3443	100 3825	110 4208	125 4781	120 4590
D7 - CF	85 3251	100 3825	105 4016	115 4399	125 4781	130 4973	130 4973

Comparando os dormentes D5 com D6 e D7 com D8, verifica-se que, apesar das metodologias diferentes de ensaio, os resultados apresentaram muito boa aproximação. Os dormentes D5 e D6 alcançaram a primeira fissura e a ruptura com a mesma força, 75 e 120 kN, respectivamente. Os dormentes D7 e D8 apresentaram uma diferença de apenas 10 kN na força de primeira fissura e praticamente a mesma força última. Isso demonstra que as diferentes metodologias utilizadas no ensaio dos dormentes não influenciaram os momentos de primeira fissura e último.

Tomando os maiores valores dos resultados obtidos nos ensaios dos dormentes com e sem fibras, apresenta-se na Tabela 8.9 o aumento percentual dos resultados dos dormentes com fibras relativo aos resultados dos dormentes sem fibras, nos vários estágios do carregamento.

Tabela 8.9 - Aumento percentual dos momentos fletores dos dormentes com fibras relativo aos dormentes sem fibras.

Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,30}$	$F_{0,50}$	F_u
27	12	17	15	14	4	8

A fig. 8.39 mostra a evolução das forças com a abertura das fissuras, para os quatro dormentes ensaiados. Comparando os resultados verifica-se que os dormentes com fibras apresentaram forças (ou momentos) sempre superiores aos correspondentes dormentes sem fibras.

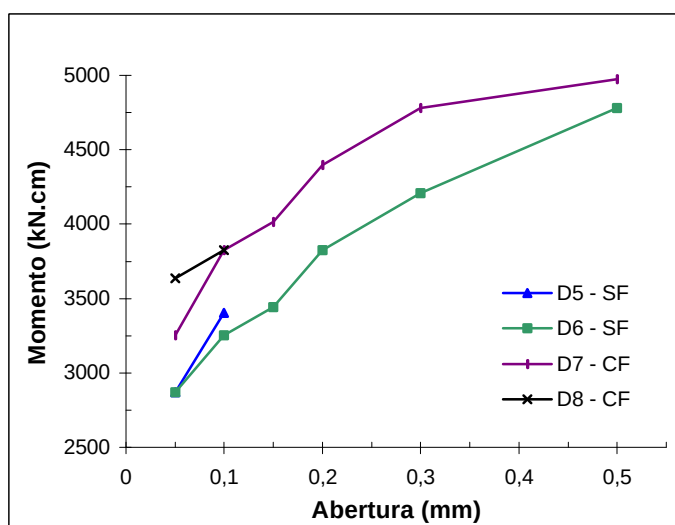


Fig. 8.39 - Momentos fletores correspondentes às aberturas de fissuras.

Do mesmo modo como para o momento positivo na seção do dormente sob o trilho, as normas AREMA (1997) e CEN (1996) preconizam que o dormente, para ser considerado apto a ser aplicado na via, não pode apresentar fissura estrutural sob a atuação do momento negativo de projeto no centro, aqui neste estudo igual a 1786 kN.cm ($F_{proj} = 46,7$ kN - ver item 6.4.3). Tomada a primeira fissura como uma fissura estrutural, o que não é verdade, como já explicado no item 8.2.1.4, verifica-se na Tabela 8.8 que todos os quatro dormentes apresentaram força (ou momento) de primeira fissura muito superior à força de projeto. Se considerados os maiores valores, as fibras originaram um acréscimo de 27 % na força de primeira fissura. Este acréscimo é muito próximo daquele obtido na seção sob o trilho, e é muito importante, pois pode ser aproveitado para minimizar as dimensões da seção do centro do dormente ou, se mantida a seção, aumentar a resistência à fadiga.

Em todas as demais fases da fissuração as fibras originaram um ganho sobre o dormente sem fibras. Entretanto, com relação ao momento último, o acréscimo de apenas 8 % proporcionado pelas fibras foi pequeno. Como já comentado no item 8.2.1.4, isso está de acordo com a observação de SWAMY & AL-TA'AN (1981), de que as fibras aumentam modestamente a resistência última à flexão.

Tomando os maiores valores da Tabela 8.8 e com o momento negativo de projeto para o centro do dormente igual a 1786 kN.cm, as seguintes relações mostradas na Tabela 8.10 podem ser calculadas.

Tabela 8.10 - Relações entre os momentos medidos e o momento de projeto do dormente.

Relação	Modelo	
	Sem Fibras	Com Fibras
	D5 - D6	D7 - D8
$\frac{M_{1^{a}fiss}}{M_{proj}}$	1,61	2,03
$\frac{M_u}{M_{proj}}$	2,57	2,78
$\frac{M_u}{M_{1^{a}fiss}}$	1,60	1,37

Os momentos de primeira fissura e último dos dormentes D5 e D6 mostraram folgas de 61 % e 157 % sobre o momento de projeto; os dormentes com fibras D7 e D8 apresentaram folgas de 103 % e 178 %. As folgas obtidas para o momento último estão

de acordo com a recomendação da norma CEN (1996) de que o momento último deve ser 2,5 vezes superior ao momento de projeto do dormente. Os índices de 2,57 para a seção do centro e 2,50 para a seção sob o trilho (ver Tabela 8.6) mostram o bom equilíbrio obtido no dimensionamento das duas seções.

A Tabela 8.11 mostra os valores teóricos dos momentos fletores de primeira fissura e dos momentos fletores últimos, além dos maiores valores experimentais obtidos no ensaio dos dormentes. Os valores dispostos na linha superior dos dormentes com fibras (D7 e D8) foram calculados não considerando a atuação das fibras de aço, e os valores da linha inferior foram calculados considerando a contribuição das fibras no aumento da resistência à flexão.

Tabela 8.11 - Momentos (kN.cm) teóricos e experimentais correspondentes à primeira fissura e à situação última.

Modelo	Valores Teóricos		Valores Experimentais		$\frac{M_{1^a\ fiss, teor}}{M_{1^a\ fiss, exp}}$	$\frac{M_{u, teor}}{M_{u, exp}}$
	$M_{1^a\ fiss}$	M_u	$M_{1^a\ fiss}$	M_u		
D5-SF e D6-SF	2426	3876	2869	4590	0,85	0,84
D7-CF e D8-CF	2426	3876	3634	4973	0,67	0,74
	2640	4500			0,73	0,90

Os momentos teóricos foram calculados com base nos seguintes valores:

- força de protensão efetiva no dia do ensaio = $540 \cdot 0,88 = 475$ kN (perda de protensão de 12 % até a data do ensaio);
- excentricidade de 0,64 cm, conforme fig. 6.24;
- momento de inércia da seção, $I = 8478$ cm⁴, área da seção transversal $A_c = 332,5$ cm², distância do CG à face mais tracionada $y_b = 8,6$ cm;
- módulo de ruptura de 7,24 MPa para os dormentes sem fibras D5 e D6 (concreto C1-0) e 9,41 MPa para os dormentes com fibras D7 e D8 (compósito C1-60), ver Tabela 5.11;
- resistência do concreto à compressão na data do ensaio, conforme a Tabela 8.1;
- tensão na armadura de protensão na situação última igual a 1830 MPa, conforme indicação do fabricante para a tensão máxima.

O cálculo dos momentos teóricos foi feito do mesmo modo como descrito para a seção sob o trilho. Para os dormentes sem fibras foi utilizado o processo simplificado do ACI 318, apresentado em NAAMAN (1982). O mesmo processo do ACI combinado com o

de JINDAL (1984) foi utilizado para levar em conta a contribuição das fibras nos dormentes D7 e D8.

Se na seção sob o trilho os momentos determinados teoricamente apresentaram boa concordância com os momentos experimentais, o mesmo não ocorreu na seção do centro para momento negativo. Os momentos teóricos de primeira fissura, especialmente, foram inferiores aos momentos experimentais. Quanto ao momento último dos dormentes com fibras, pode-se afirmar que o processo simplificado do ACI 318 combinado com o método de Jindal modificado previu o valor experimental com erro de 10 %. Um motivo para tal diferença é que, na seção do centro, como a armadura é distribuída ao longo de toda a altura da seção, o erro cometido ao se adotar uma altura útil única para a armadura é maior e mais grosseiro do que àquele da seção sob o trilho.

8.2.2.4 Deformações

As fig. 8.40 e 8.41 apresentam os diagramas **força x deformação** para os dormentes ensaiados D5-D8 e D6-D7. Conforme indicado na fig. 8.34 as deformações nos fios de protensão comprimidos foram medidas pelos extensômetros 1 a 4, e a deformação nos fios mais tracionados foram medidas pelos extensômetros 9 a 12.

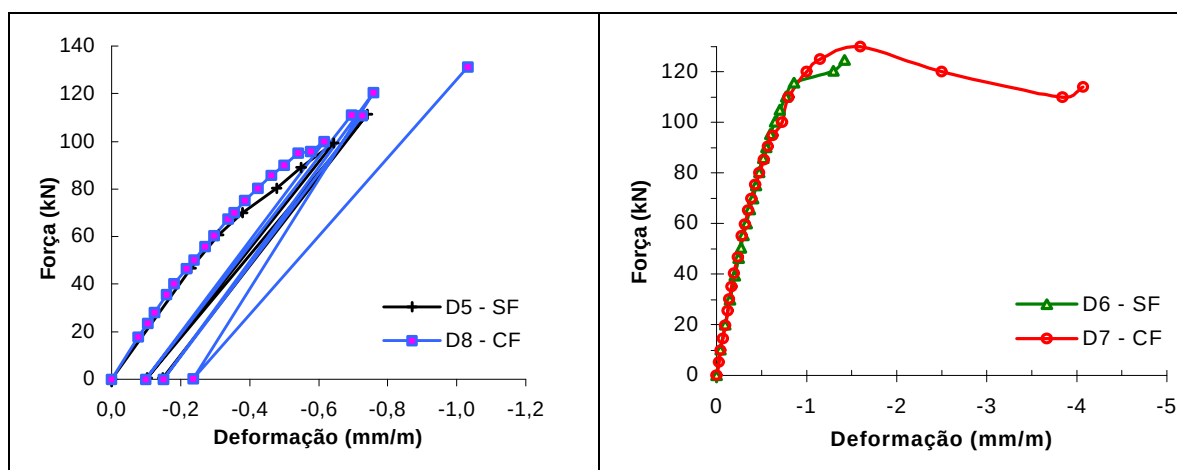


Fig. 8.40 - Deformação nos fios de protensão comprimidos dos dormentes D5-D8 e D6-D7 (média dos extensômetros 1 a 4).

A fig. 8.40 mostra que as deformações nos fios mais comprimidos foram muito próximas, isto é, as fibras pouco afetaram essas deformações, como aliás era de se esperar. Apesar das metodologias diferentes aplicadas nos ensaios, as deformações medidas nos dois ensaios foram próximas. Por exemplo, para uma força de 110 kN, a

deformação nos dormentes D5-D8 foi de 0,75 mm/m e de 0,85 mm/m nos dormentes D6-D7.

As deformações nos fios mais tracionados dos dormentes D6 e D7, apesar das fibras de aço, foram menores no dormente com fibras, mas bem próximas, assim como no dormente D8 em relação ao D5. Para a força de 110 kN por exemplo, a deformação alcançou 2,25 mm/m no dormente com fibras e 2,8 mm/m no dormente sem fibras. Na força de projeto (46,7 kN), a deformação nos fios dos dormentes com ou sem fibras foi praticamente a mesma.

Nos dormentes D6 e D7 a deformação última alcançou o valor de 5 mm/m e, sendo a deformação efetiva devido ao estiramento igual a 5,1 mm/m, conclui-se que os fios mais tracionados alcançaram a deformação de início de escoamento do aço (10 mm/m). Tal fato ficou evidenciado no diagrama da fig. 8.41, com a deformação nos fios chegando até o valor de 15 mm/m. Porém, é importante observar que o escoamento iniciou na força última, juntamente com o início do esmagamento do concreto. Os fios dos dormentes D5 e D8 também escoaram, embora isto não esteja mostrado no diagrama da fig. 8.41.

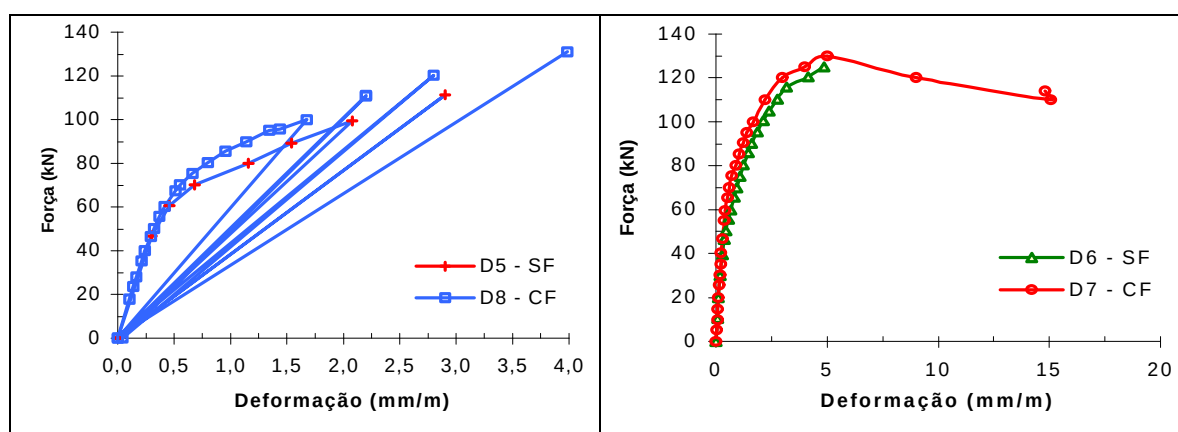


Fig. 8.41 - Deformação nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes D5 a D8 (média dos extensômetros 9 a 12).

8.3 ENSAIOS DINÂMICOS

Somente os dormentes chamados originais foram submetidos aos ensaios dinâmicos. Quatro dormentes, dois com fibras (D11 e D12) e dois sem fibras (D13 e D14), foram analisados.

Foram adotadas duas diferentes metodologias na aplicação do carregamento. A primeira metodologia, preconizada pela norma CEN - *Concrete sleepers and bearers - Part 2.1* (1996), foi utilizada no ensaio dos dormentes D12 e D13. O propósito desse

ensaio, segundo o relatório ORE D170/RP4 (1991), é simular a situação da via no caso de cargas de tráfego excepcionais (como impactos), as quais não ocorrem muitas vezes durante a vida do dormente em serviço.

O ensaio solicita o dormente ao momento positivo na seção sob o trilho. A distância entre os apoios e a placa de aço para transmissão da força ao dormente foram dispostos segundo o esquema de ensaio da AREMA (1997). Dois ensaios foram feitos, um no dormente com fibras D12 e outro no dormente sem fibras D13. Os dois ensaios transcorreram durante uma semana contínua de trabalho.

O modo de aplicação do carregamento é aquele que está mostrado na fig. 8.42; consiste na aplicação de forças mínimas e máximas em fases dinâmicas de 5.000 ciclos, com intervalos de até 5 minutos entre as fases para verificações e medições. Em cada nova fase há um acréscimo de 20 kN sobre a força máxima da fase anterior.

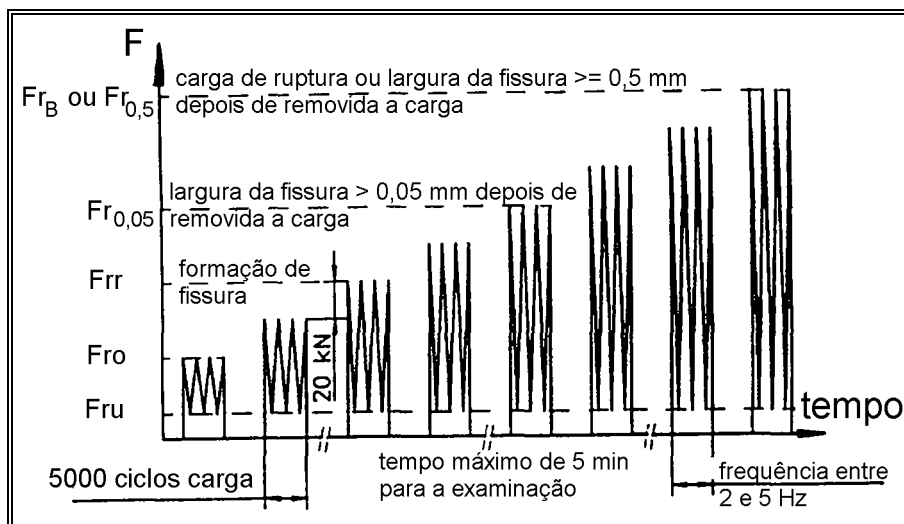


Fig. 8.42 - Esquema de aplicação do carregamento no ensaio dinâmico dos dormentes D12 e D13. (FONTE: CEN - 1996).

O valor da força mínima aplicada (F_{ru}), de acordo com a CEN (1996), deve ser de 50 kN. O valor da força máxima da primeira fase de ciclos dinâmicos (F_{ro}) deve corresponder à força de projeto do dormente: 202 kN para o dormente original. A força máxima foi sendo aumentada, de 20 em 20 kN, até se atingir a força de 380 kN, força esta um pouco inferior à máxima da máquina de ensaio utilizada. Após a última fase de ciclos dinâmicos, o total de ciclos alcançou o número de 50.000.

Após o término de cada fase de carregamento cíclico, aplicavam-se forças estáticas crescentes, nos valores (em kN) de 0, 50, 100, 150, 200, e nas intensidades da força máxima da fase dinâmica recém terminada e também da fase seguinte. Cada força

era mantida constante por um pequeno período de tempo, a fim de se verificar e medir as fissuras existentes, registrar as deformações nos fios de protensão e também o deslocamento vertical do dormente, na linha de ação da força aplicada.

A fig. 8.43 mostra um ensaio, realizado no Centro de Tecnologia da UNICAMP. A fig. 8.44 mostra a posição dos oito extensômetros nos fios de protensão. Os extensômetros foram colados nos fios com uma cola especial para solicitações dinâmicas; nenhum problema foi constatado nas medições dos extensômetros durante os ensaios.

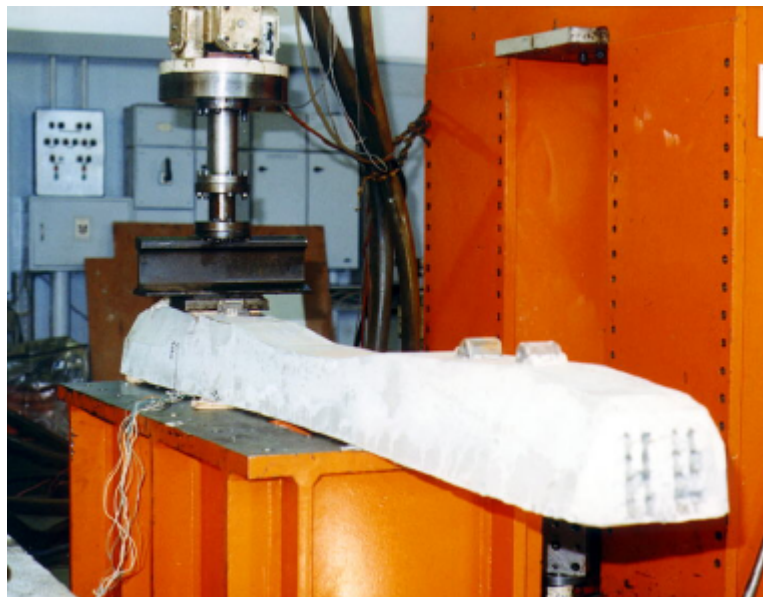


Fig. 8.43 - Execução de um ensaio dinâmico no Centro de Tecnologia da UNICAMP.

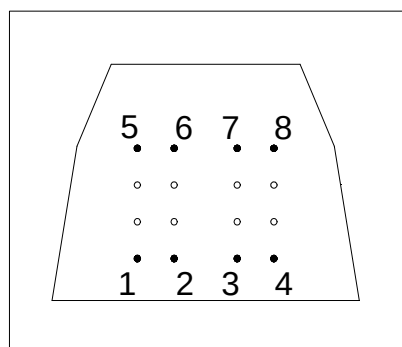


Fig. 8.44 - Posição dos extensômetros colados nos fios de protensão.

Quanto aos dormentes D11 (com fibras) e D14 (sem fibras), a intenção inicial era submetê-los a ensaios dinâmicos idênticos àqueles aplicados nos dormentes D12 e D13, como descrito anteriormente. Porém, com o objetivo de se tentar alcançar resultados mais expressivos do benefício das fibras ao dormente sob carregamento dinâmico, e também

para estudar o benefício das fibras ao dormente numa situação semelhante à que existiria após a ocorrência de uma altíssima força de impacto, decidiu-se por modificar a metodologia de ensaio.

A nova metodologia consistiu em aplicar inicialmente uma força estática de 380 kN, para representar a força de impacto no dormente, de modo a lhe causar algum dano inicial. Na seqüência foram aplicados ciclos dinâmicos com uma amplitude constante. A força mínima aplicada foi de 150 kN e a máxima de 380 kN, sendo que esta última foi adotada em função da capacidade máxima da máquina de ensaio. A força mínima foi escolhida de modo a possibilitar uma frequência não muito baixa, a qual resultou 7 Hz.

As medidas tomadas foram as aberturas das fissuras, as deformações nos extensômetros colados nos fios de protensão e o deslocamento vertical do dormente na linha de ação da força aplicada. As medidas foram feitas após um número específico de ciclos, quais sejam: zero, 5.000, 25.000, 50.000, 100.000, 150.000, 200.000, 250.000, 300.000 e 360.000, sob a aplicação de três valores de força estática: zero, na força mínima (150 kN) e na força máxima (380 kN). Cada ensaio transcorreu durante dois dias e meio de trabalho, o que limitou o número máximo de ciclos em 360.000.

Após o primeiro ensaio ter alcançado 150.000 ciclos, decidiu-se elevar a solicitação imposta ao dormente, de modo a acelerar os danos no dormente. Como a força máxima de 380 kN já estava no limite máximo da máquina de ensaio, restava apenas aumentar o vão entre os apoios em 5 cm (o máximo permitido pela mesa de apoio - ver fig. 8.43). Tal mudança aumentou o momento fletor solicitante a um valor igual àquele que se obteria caso a força máxima fosse aumentada para 425 kN.

Os dois itens seguintes apresentam a fissuração e as deformações medidas. Os deslocamentos verticais não serão apresentados porque não mostraram resultados muito consistentes.

8.3.1 Fissuração

Nos ensaios dos dormentes com fibras D12 e sem fibras D13, após o término de cada fase de 5.000 ciclos, efetuava-se a verificação e a medição da máxima abertura das fissuras existentes. As medidas eram tomadas com o dormente sob a atuação das diferentes forças estáticas, conforme já descrito anteriormente.

A Tabela 8.12 apresenta a evolução da fissuração nos dormentes D12 e D13 em função do número de ciclos; o valor superior é a força e o inferior é o número de ciclos transcorridos até o instante da medição.

Tabela 8.12 - Força (kN) e número de ciclos dinâmicos correspondentes às aberturas das fissuras

Modelo	Primeira Fissura	$F_{0,10}$	$F_{0,15}$	$F_{0,20}$	$F_{0,25}$	$F_{0,50}$
D13 - SF	260 15.000	270 20.000	280 25.000	320 30.000	320 35.000	380 50.000
D12 - CF	340 35.000	360 45.000	380 50.000	-	-	-

A análise dos valores contidos na Tabela 8.12 permite observar que as fibras de aço exerceram uma grande ou importante influência sobre as aberturas das fissuras. O dormente sem fibras D13 apresentou a primeira fissura após transcorridos 15.000 ciclos de carga, sob a força estática de 260 kN. Já no dormente com fibras D12 a primeira fissura surgiu somente após 35.000 ciclos, sob uma força consideravelmente maior, de 340 kN. Em relação ao dormente sem fibras, esses resultados expressam aumentos de 133 % sobre o número de ciclos e de 31 % sobre a força de primeira fissura.

É muito importante também observar que, após transcorrido o número total de ciclos aplicados (50.000), o dormente sem fibras D13 mostrou, sob a atuação da força de 380 kN, abertura máxima de fissura de 0,5 mm. O dormente com fibras D12, sob as mesmas condições, mostrou a abertura máxima de 0,15 mm. Este resultado é significativamente menor e muito expressivo do benefício das fibras à diminuição e ao controle da fissuração, principalmente quando o carregamento é dinâmico.

Se se compararem as forças de primeira fissura dos ensaios estáticos (Tabela 8.4) e dinâmicos (Tabela 8.12), nota-se que, em ambos os dormentes, o carregamento dinâmico originou menores forças de primeira fissura: 260 contra 300 kN nos dormentes sem fibras e 340 contra 360 kN nos dormentes com fibras. Porcentualmente esses valores representam 87 e 94 % respectivamente para os dormentes sem e com fibras. A diferença entre esses índices não é significativa, mas é mais um indicativo da atuação das fibras de aço melhorando a resistência dinâmica do dormente, embora apenas 50.000 ciclos não sejam representativos do dormente em serviço na via.

Como a metodologia de ensaio utilizada nos dormentes D11 e D14 foi diferente, a medição das fissuras também ocorreu de modo diferente. Em ambos os dormentes o início do ensaio transcorreu do seguinte modo: após o dormente estar corretamente posicionado, aplicou-se rapidamente a força mínima de 150 kN e, logo em seguida, a força foi rapidamente elevada para o valor máximo de 380 kN. Na força mínima nenhuma fissura foi constatada em ambos os dormentes. Na força máxima constatou-se a existência de uma única fissura no dormente sem fibras D14 e de duas fissuras no dormente com fibras D11. As aberturas das fissuras sob a força máxima de 380 kN,

medidas no início e após um certo número de ciclos dinâmicos, estão mostradas na Tabela 8.13.

Tabela 8.13 - Abertura das fissuras (mm) após os ciclos de carga.

Número de Ciclos	Abertura de Fissura	
	D14 - SF	D11 - CF
Zero	0,4	0,1
5.000	0,4	0,2
25.000	0,4	0,2
50.000	0,4	0,25
100.000	0,4	0,25
150.000	0,4	0,3
200.000	0,5	0,5
250.000	0,6	0,6
300.000	0,7	0,6
360.000	0,7	0,6

A fig. 8.45 mostra a evolução das fissuras nos dois dormentes, conforme os valores indicados na Tabela 8.13. A elevação da abertura das fissuras, ocorrida após 150.000 ciclos, deve-se à elevação do momento fletor solicitante ao se aumentar o vão em 5 cm, conforme descrito no item anterior. De modo que a análise das fissuras deve ser feita de zero a 150.000 ciclos e de 150.000 a 360.000 ciclos.

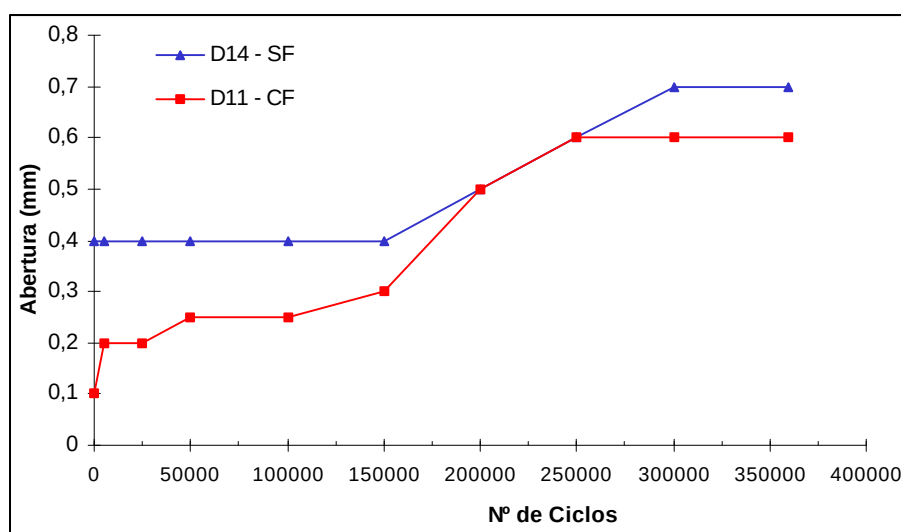


Fig. 8.45 - Evolução das fissuras nos dormentes D11 e D14 em função do número de ciclos.

A abertura das fissuras, ao se aplicar a força máxima de 380 kN pela primeira vez, antes do início dos ciclos dinâmicos, alcançou 0,4 mm no dormente sem fibras D14 e apenas 0,1 mm no dormente com fibras D11. Após transcorrido o número total de 360.000 ciclos, a abertura das fissuras no dormente com fibras (0,6 mm) foi apenas levemente inferior à abertura no dormente sem fibras (0,7 mm). Porém, excetuando as medidas efetuadas em 200.000 e 250.000 ciclos, em todas as demais a abertura das fissuras foi sempre inferior no dormente com fibras, como mostrado na fig. 8.45.

As fig. 8.46 e 8.47 mostram o estado fissurado dos dormentes D14 e D11, sob a atuação da força máxima de 380 kN, após transcorrido o número total de 360.000 ciclos. O número de fissuras do início até o término dos 360.000 ciclos se manteve, com uma fissura no dormente sem fibras e duas fissuras no dormente com fibras. Visualmente não se percebeu qualquer diferença nos danos causados aos dois dormentes. Após a retirada da força máxima aplicada, as fissuras existentes fechavam completamente nos dois dormentes, pela ação da força de protensão.



Fig. 8.46 - Configuração da fissuração nas duas faces verticais do dormente sem fibras D14, após 360.000 ciclos de carga e sob a atuação da força estática de 380 kN.

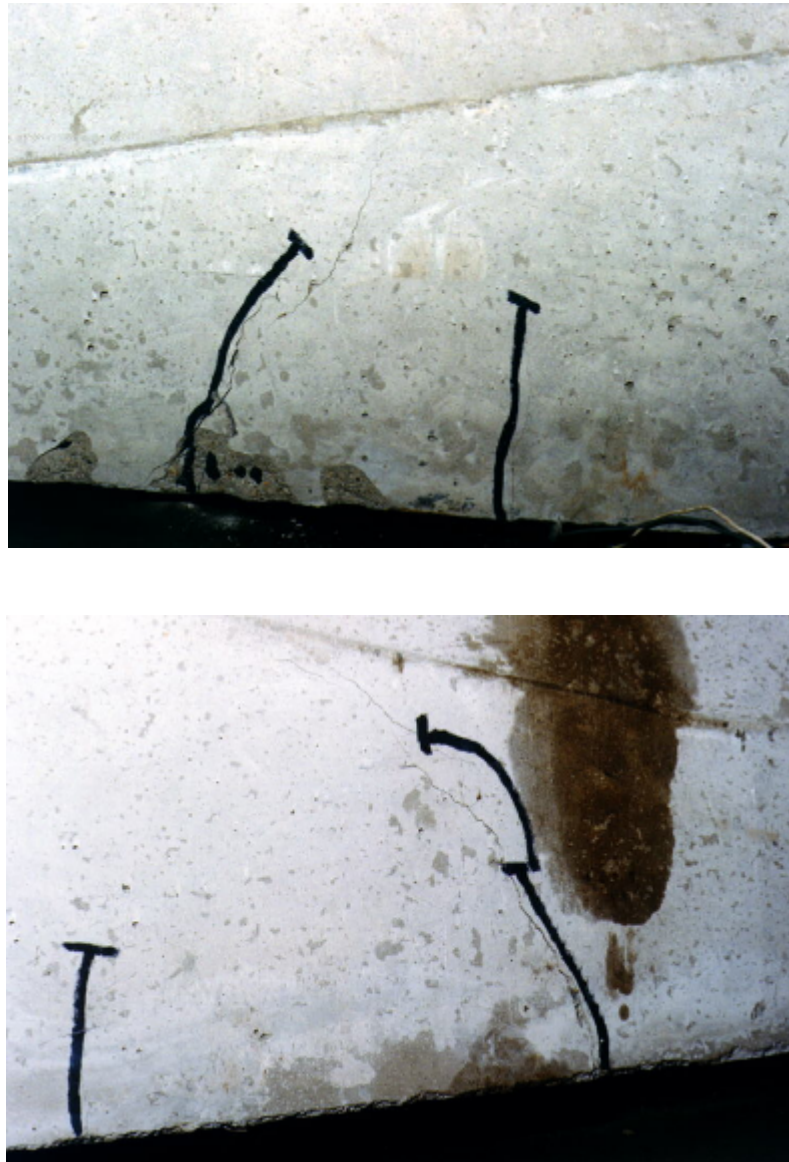


Fig. 8.47 - Configuração da fissuração nas duas faces verticais do dormente com fibras D11, após 360.000 ciclos de carga e sob a atuação da força estática de 380 kN.

8.3.2 Deformações

As fig. 8.48 e 8.49 apresentam a evolução da deformação nos fios de protensão tracionados dos dormentes D12 e D13, submetidos ao ensaio com carregamento dinâmico com força crescente.

A comparação das fig. 8.48 e 8.49 permite notar que as deformações nos fios de protensão tracionados dos dois dormentes, até o surgimento da primeira fissura no dormente sem fibras D13 (ocorrido com 260 kN após 15.000 ciclos), foram aproximadamente iguais, pois até este instante as fibras não estavam desempenhando sua função com toda a eficiência. Após a primeira fissura no dormente sem fibras, houve

um forte acréscimo nas deformações dos fios, como pode ser verificado entre os pontos de força 260 e 280 kN da curva correspondente a 15.000 ciclos na fig. 8.48.

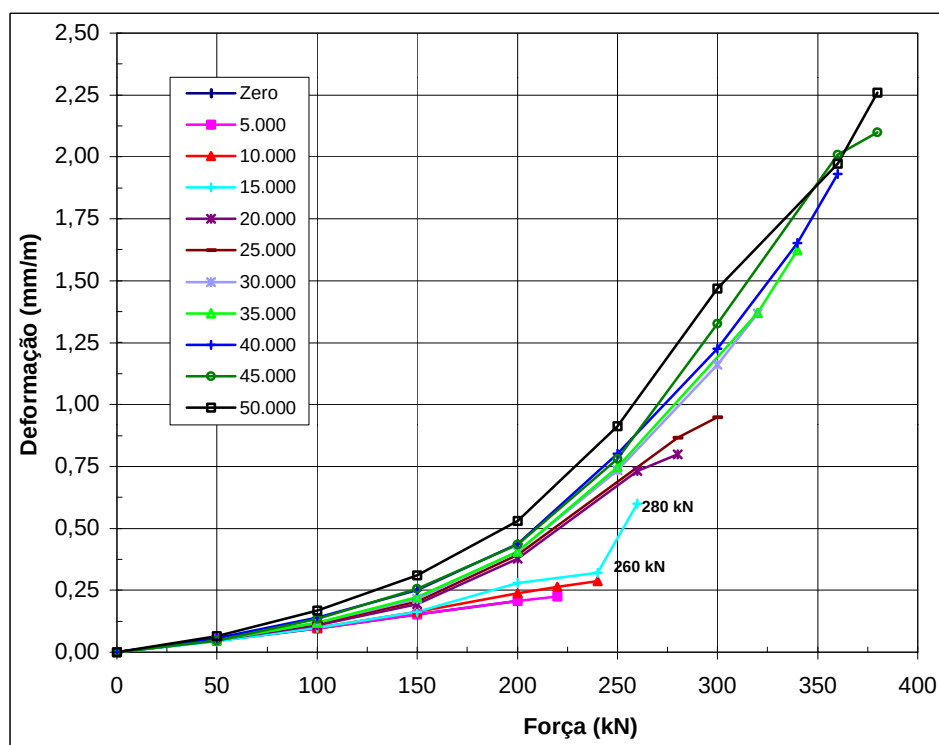


Fig. 8.48 - Deformação nos fios tracionados do dormente sem fibras D13 (média dos extensômetros 1 a 4).

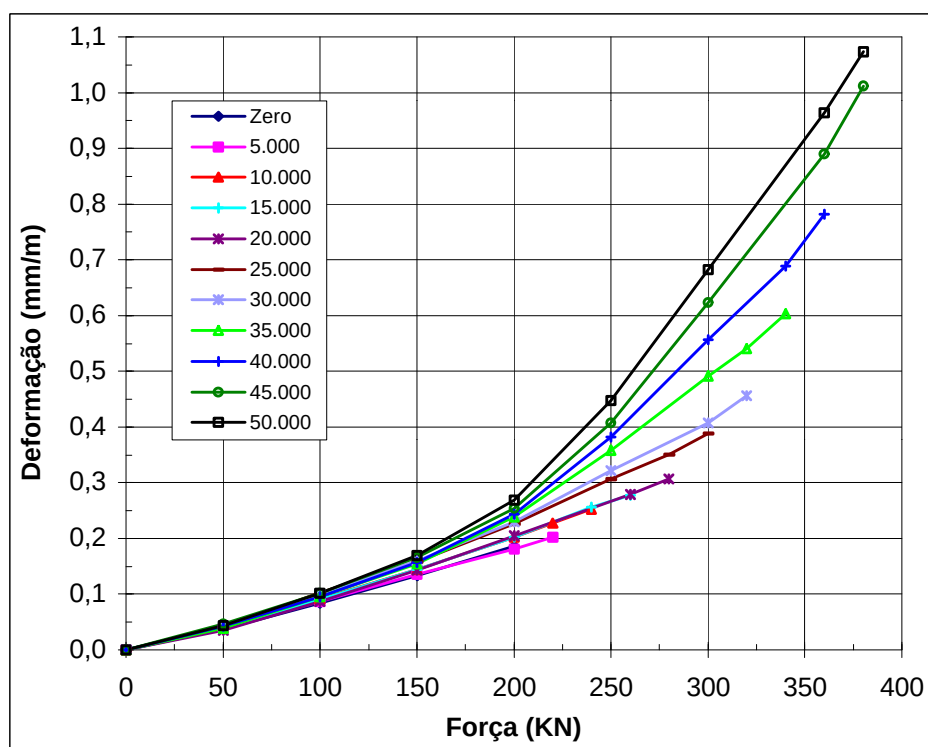


Fig. 8.49 - Deformação nos fios tracionados do dormente com fibras D12 (média dos extensômetros 1 a 4).

Com 20.000 ciclos por exemplo, a deformação nos fios do dormente sem fibras foi 0,8 mm/m e no dormente com fibras foi apenas 0,3 mm/m. Transcorridos 50.000 ciclos, a deformação nos fios do dormente sem fibras alcançou 2,25 mm/m, enquanto que no dormente com fibras a deformação foi apenas 1,08 mm/m. Após a fissuração inicial do dormente sem fibras, a variação percentual das deformações máximas no dormente com fibras, relativo às deformações máximas no dormente sem fibras, foi de 38 % (para 20.000 ciclos) a 48 % (para 50.000 ciclos). Com a evolução da fissuração e dos ciclos dinâmicos e conseqüentemente com a maior atuação das fibras de aço, esperava-se uma tendência contrária à observada. Isto é, quanto maior o número de ciclos aplicados, menores seriam as deformações no dormente com fibras, relativas ao dormente sem fibras.

As fig. 8.50 e 8.51 apresentam a evolução da deformação nos fios de protensão tracionados dos dormentes D14 e D11, submetidos ao ensaio com carregamento dinâmico de amplitude constante (150 - 380 kN). O acréscimo apreciável de deformação ocorrido após os 150.000 ciclos, melhor notado na fig. 8.51, foi devido ao aumento do vão em 5 cm, o que conseqüentemente aumentou o momento fletor solicitante.

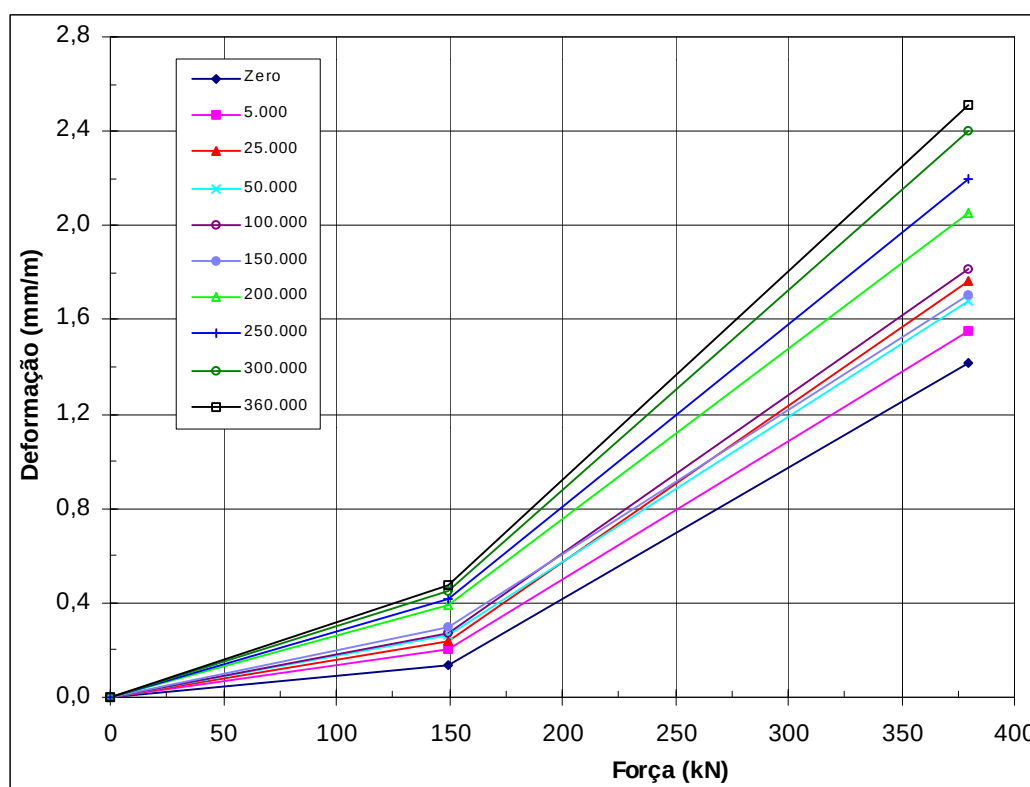


Fig. 8.50 - Deformação nos fios tracionados do dormente sem fibras D14
(média dos extensômetros 1 a 4).

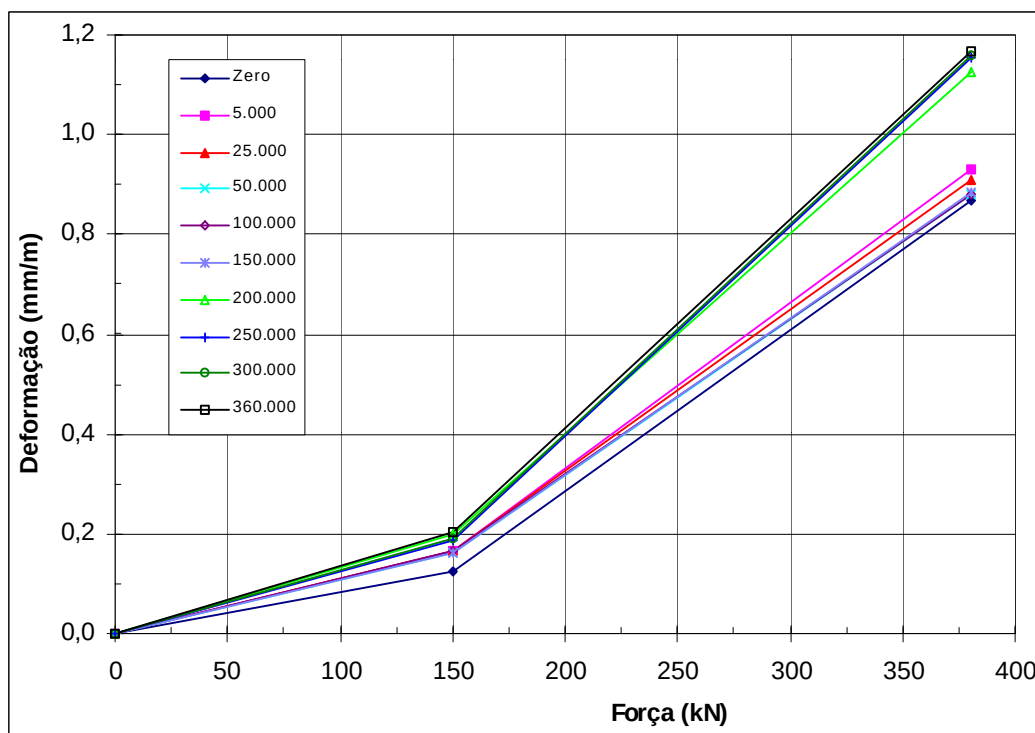


Fig. 8.51 - Deformação nos fios tracionados do dormente com fibras D11 (média dos extensômetros 1 a 4).

No dormente com fibras D11 as deformações nos fios de protensão variaram muito pouco com o número de ciclos, como ficou evidenciado na fig. 8.51. As retas correspondentes a 200, 250, 300 e 360 mil ciclos são muito próximas. Alguma diferença importante poderia ser obtida após dois ou três milhões de ciclos. Embora mais distantes no dormente com fibras D14, a diferença entre as deformações também são pequenas. Porém, mais importante é analisar o benefício das fibras de aço em diminuir a deformação ou a tensão nos fios de protensão.

Após 360.000 ciclos de carga, a deformação nos fios do dormente sem fibras alcançou 2,5 mm/m, enquanto que no dormente com fibras foi de apenas 1,18 mm/m, ou seja, 47 % da deformação de 2,5 mm/m. Esta diminuição de deformação ou de tensão traz um apreciável ganho de resistência à fadiga para o dormente.

A fig. 8.52 faz uma comparação entre as deformações nos fios tracionados, obtidas nos ensaios dinâmicos dos quatro dormentes. Os pontos plotados nos diagramas correspondem às deformações obtidas para as forças de 150 e 380 kN, após transcorridos 50.000 ciclos para os dormentes D12 e D13 e após transcorridos 360.000 ciclos no caso dos dormentes D11 e D14. A figura é útil para comparar as duas diferentes metodologias de ensaio utilizadas e também para constatar a diminuição de tensão nos fios de protensão, proporcionado pelas fibras de aço. As duas diferentes metodologias

proporcionaram resultados próximos, especialmente nos dormentes com fibras. As deformações sob as forças de 150 e 380 kN, no dormente sem fibras como também no com fibras, foram maiores com 360.000 ciclos do que com 50.000 ciclos. Esse resultado era esperado, dado que quanto maior o número de ciclos dinâmicos, maiores os danos provocados nos materiais ou no elemento.

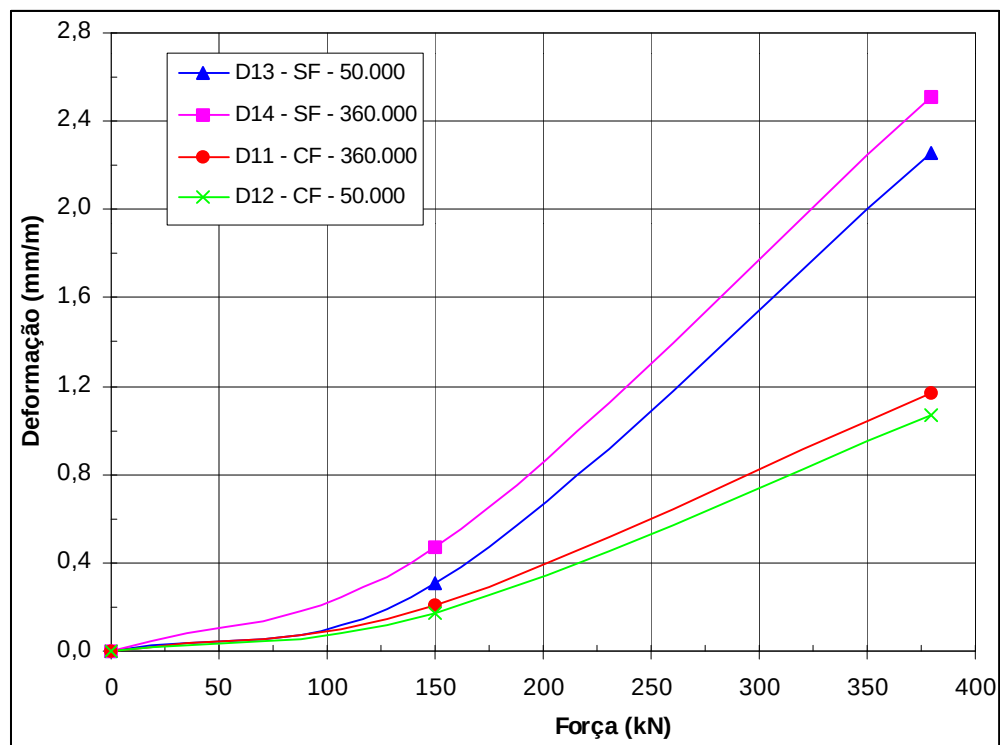


Fig. 8.52 - Deformação nos fios tracionados após o número total de ciclos segundo as duas metodologias de ensaio.

As fig. 8.53 e 8.54 apresentam a evolução da deformação nos fios de protensão comprimidos dos dormentes D12 e D13, submetidos ao ensaio com carregamento dinâmico com força máxima crescente. Após 50.000 ciclos dinâmicos os fios de protensão do dormente com fibras D12 permaneceram comprimidos, com pequena alteração na deformação. No dormente sem fibras a variação de deformação foi grande e, após 45.000 ciclos, os fios passaram a ser tracionados, indicando a elevação da linha neutra. Este fato não ocorreu no dormente com fibras.

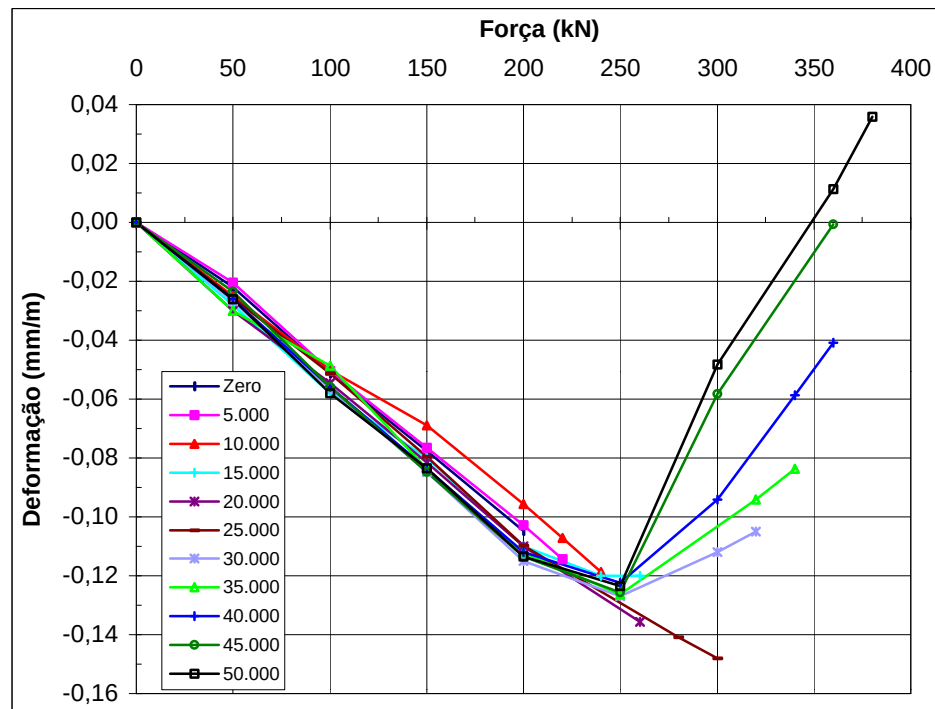


Fig. 8.53 - Deformação nos fios comprimidos do dormente sem fibras D13
(média dos extensômetros 5 a 8).

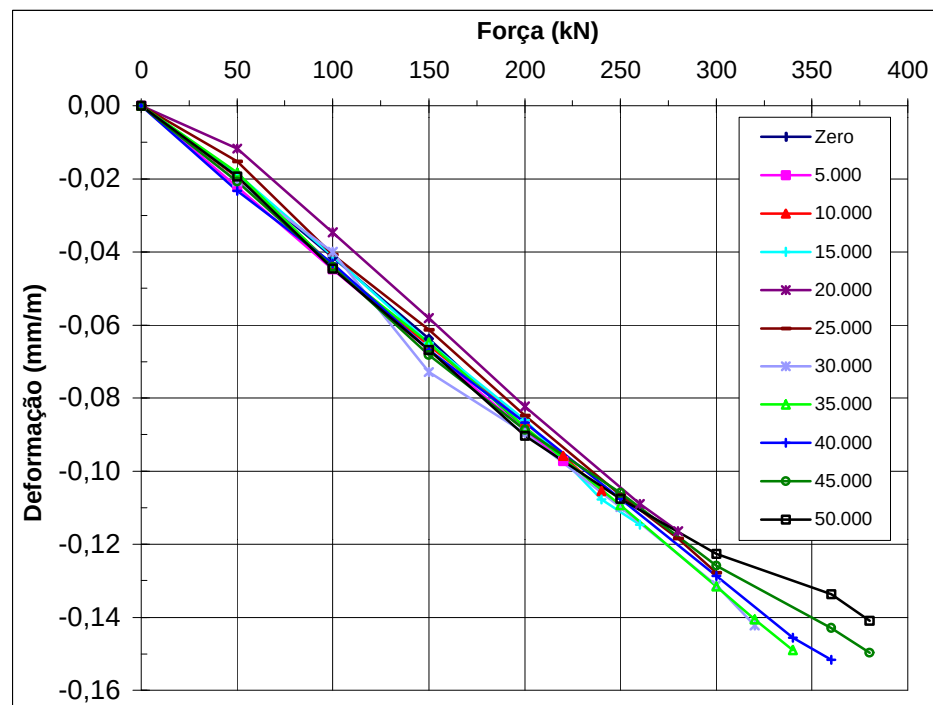


Fig. 8.54 - Deformação nos fios comprimidos do dormente com fibras D12
(média dos extensômetros 5 a 8).

8.4 ENSAIOS DE FADIGA

Os ensaios de fadiga foram realizados sobre os dormentes modificados D15, D16, D17 e D18, segundo a metodologia da AREMA (1997) e de modo idêntico ao ensaio do dormente original sem fibras D4, conforme descrito no item 8.1.4. As modificações efetuadas no dormente original, com as quais resultaram os dormentes D15 a D18, bem como os objetivos dos ensaios de fadiga, encontram-se descritos no item 6.5.

8.4.1 Cálculo da Variação de Tensão

A Tabela 8.14 apresenta os valores experimentais obtidos nos ensaios estáticos, nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes, necessários para o cálculo da variação de tensão (V.T.). No texto seguinte está descrito como os valores da Tabela 8.14 foram determinados.

Tabela 8.14 - Deformações e variação de tensão nos fios de protensão mais tracionados dos dormentes.

Modelo	$\epsilon_{p,20}$	$\epsilon_{p,222}$	P_e (kN)	A_p (cm ²)	ϵ_{pe} (mm/m)	ϵ_{ce} (mm/m)	σ_{min} (MPa)	$\epsilon_{p,total}$ (mm/m)	σ_{max} (MPa)	V.T. (MPa)	% de f_{pu}
D4-SF	0,018	0,23	475	4,53	5,1	0,50	1051	5,78	1201	150	8,5
D10-CF	0,013	0,20	475	4,53	5,1	0,50	1051	5,75	1194	143	8,1
D15-SF	0,017	1,05	230	2,26	4,9	0,24	1021	6,19	1286	265	15,1
D16-CF	0,011	0,43	230	2,26	4,9	0,24	1021	5,57	1157	137	7,8
D17-SF	0,012	0,74	282	2,26	6,0	0,29	1250	7,03	1460	210	12,0
D18-CF	0,015	0,35	282	2,26	6,0	0,29	1251	6,64	1379	128	7,3

Os valores $\epsilon_{p,20}$ e $\epsilon_{p,222}$ representam as deformações nos fios mais tracionados, correspondentes às forças estáticas de 20 kN e 222 kN. Podem ser obtidos nas fig. 8.25 (D4-D10), 8.29 (D15-D16) e 8.31 (D17-D18). O valor de 20 kN representa a força mínima aplicada no ensaio de fadiga e 222 kN representa a força máxima (ver item 8.1.4).

A força efetiva de protensão na data de ensaio (P_e) foi tomada como a força de protensão no estiramento dos fios (540 kN para os dormentes D4-D10, 260 kN para os dormentes D15-D16 e 320 kN para os dormentes D17-D18), diminuída por uma perda de protensão de 12 %. A área da armadura de protensão (A_p) foi calculada nos itens 6.4.3.2, 6.5.1 e 6.5.2.

A deformação efetiva nos fios de protensão foi calculada pela expressão:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{P_e}{E_p A_p} \quad (8.2)$$

com $E_p = 20.770 \text{ kN/cm}^2$.

A deformação efetiva no concreto devida à força de protensão, tomada ao nível da camada da armadura de protensão mais tracionada, de acordo com a Resistência dos Materiais e mostrada em GILBERT & MICKLEBOROUGH (1990), é dada por:

$$\varepsilon_{ce} = \frac{1}{E_c} \left(\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e e^2}{I} \right) \quad (8.3)$$

com:

E_c = módulo de deformação longitudinal do concreto, ver Tabela 5.11;

P_e = força de protensão efetiva na data do ensaio;

A_c = área da seção transversal do dormente na seção sob o trilho, igual a 561 cm^2 (ver fig. 6.24);

e = distância da camada da armadura de protensão mais tracionada ao centro de gravidade da seção transversal, tomada igual a 6,5 cm (ver fig. 6.24, 6.30 e 6.31);

I = momento de inércia da seção transversal, igual a 22.809 cm^4 .

A tensão mínima nos fios de protensão correspondente à força mínima de 20 kN é obtida através da expressão:

$$\sigma_{min} = \frac{P_e}{A_p} + \varepsilon_{p,20} \cdot E_p \quad (8.4)$$

A deformação $\varepsilon_{p,total}$ representa a deformação total nos fios de protensão, considerando a deformação $\varepsilon_{p,222}$ correspondente à força máxima de 222 kN. Ela é a soma da deformação efetiva (ε_{pe}), da deformação no concreto ao nível dos fios (ε_{ce}) e da deformação $\varepsilon_{p,222}$:

$$\varepsilon_{p,total} = \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{p,222} \quad (8.5)$$

Se a deformação total nos fios for menor que o limite de proporcionalidade (trecho elástico) do diagrama $\sigma_p \times \varepsilon_p$ do aço de protensão (ver fig. 6.29), a tensão máxima nos fios de protensão correspondente à força máxima de 222 kN pode ser determinada por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \epsilon_{p,total} \cdot E_p \quad (8.6)$$

A variação de tensão (V.T.) nos fios de protensão será a diferença entre as tensões máxima e mínima:

$$V.T. = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (8.7)$$

8.4.2 Resultados dos Ensaios

O dormente original sem fibras D4, como já descrito no item 8.1.4, foi submetido ao ensaio de fadiga até os três milhões de ciclos. Sua variação de tensão de 150 MPa ou 8,5 % de f_{pu} resultou abaixo da variação máxima de 0,12 f_{pu} recomendada pelo ACI C.215 (1974). Tais valores levaram o dormente a não apresentar qualquer problema no ensaio de fadiga, suportando muito bem o carregamento cíclico. Após terminado o ensaio, nenhuma fissura mostrou-se visível, o que significa que a fissura estrutural previamente provocada (conforme exigência da AREMA), fechou completamente pelo efeito da alta força de protensão inicial existente (510 kN).

O dormente original com fibras D10 não foi submetido ao ensaio de fadiga, pois com variação de tensão de 143 MPa e com o auxílio das fibras de aço, com certeza não apresentaria qualquer problema de fadiga nos materiais.

Submetido ao mesmo ensaio de fadiga, o dormente modificado sem fibras D15 suportou apenas 150.000 ciclos dinâmicos. Isto demonstrou que a variação de tensão de 265 MPa ou 15,1 % de f_{pu} foi excessiva, o que resultou na ruptura dos fios de protensão. Após a ruptura de alguns fios a linha neutra se elevou, diminuindo a altura da zona comprimida de concreto. Conseqüentemente, o dormente rompeu após o completo esmagamento do concreto comprimido. A fig. 8.55 mostra o estado final do dormente após a ruptura.

O dormente D16, semelhante ao D15, mas com fibras, por causa da ação das fibras de aço, apresentou variação de tensão de 137 MPa ou 7,8 % de f_{pu} . Tal valor é menor que o máximo recomendado pelo ACI C.215 (1974) e também muito inferior ao apresentado pelo dormente D15. Com esses valores a resistência à fadiga do dormente D16 resultou significativamente maior que a resistência do dormente D15. Assim, o dormente suportou com sucesso o ensaio, resistindo aos três milhões de ciclos. A fig. 8.55 mostra o estado do dormente D16 após os três milhões de ciclos; terminado o ensaio e sem carga, uma única fissura mostrou-se visível, com abertura de 0,16 mm.

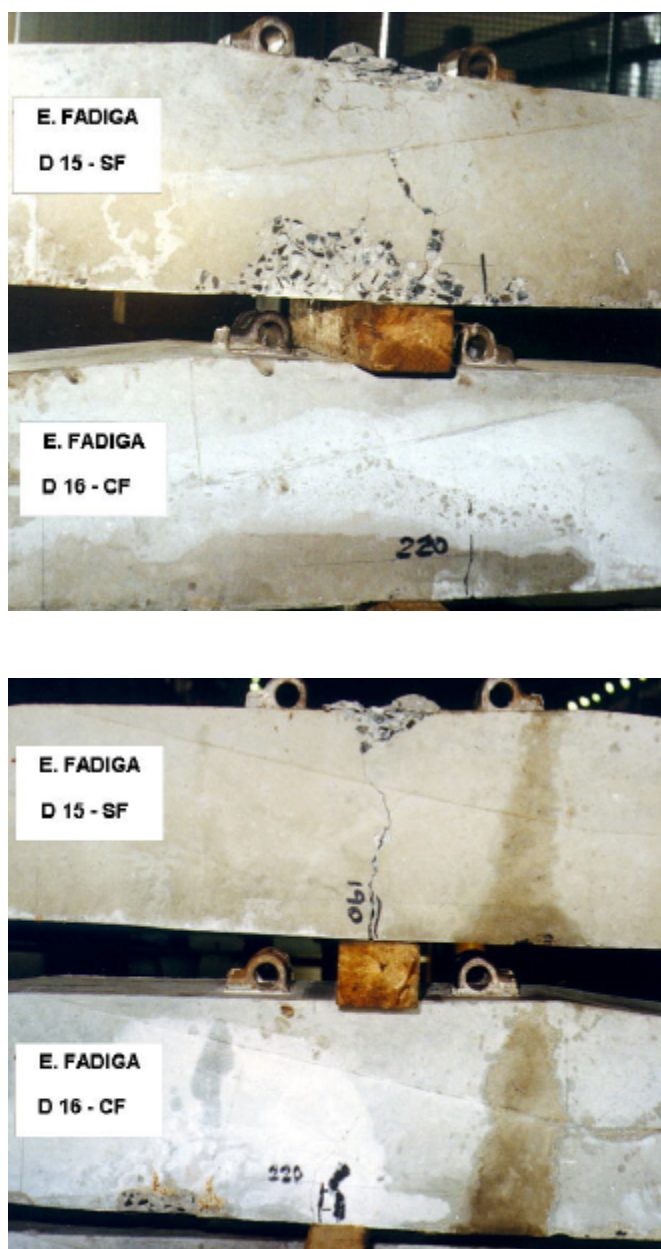


Fig. 8.55 - Configuração final das duas faces verticais dos dormentes D15 e D16 após o término do ensaio de fadiga.

O dormente modificado sem fibras D17, com força de protensão inicial 50 kN maior que a mesma força dos dormentes D15 e D16, apresentou variação de tensão nos fios igual a 210 MPa. É importante notar que esta variação é igual à máxima recomendada pelo ACI C.215 (1974), de $0,12 f_{pu}$. No ensaio à fadiga da AREMA este dormente suportou com sucesso os três milhões de ciclos dinâmicos. Tal resultado, embora único, é expressivo e demonstra que a variação de tensão limite indicada pelo ACI C.215 pode ser considerada adequada a dormentes com condições semelhantes. Após terminado o ensaio e sem carga, uma única fissura mostrou-se visível, com abertura de 0,10 mm (ver fig. 8.56).

O dormente modificado D18, semelhante ao D17, mas com fibras, com variação de tensão igual a 7,3 % de f_{pu} , levemente inferior à variação do dormente D16, também suportou com sucesso os três milhões de ciclos dinâmicos do ensaio. Tal resultado era, aliás, de se esperar, dada a contribuição das fibras ao aumentar a resistência deste dormente à fadiga. Terminado o ensaio e sem carga, a abertura da única fissura existente foi de 0,07 mm (ver fig. 8.56).

Em ensaio estático executado após o dormente D18 ter passado pelos três milhões de ciclos dinâmicos, a força de ruptura foi de 410 kN. É interessante observar que esta força foi idêntica à obtida no ensaio estático sem o dormente ter passado pelo ensaio de fadiga, conforme descrito no item 8.2.1.1.



Fig. 8.56 - Configuração final dos dormentes D17 e D18 após o término do ensaio de fadiga.

Se comparadas as aberturas das fissuras residuais existentes após os ensaios dos dormentes modificados, nota-se que o dormente com fibras D16 foi o que apresentou a maior abertura, e o dormente com fibras D18 foi o que obteve o melhor resultado. A menor abertura nos dormentes D17 e D18 se deve à maior força de protensão inicial, de 300 kN contra 250 kN no dormente D16. Mesmo com a contribuição das fibras de aço, o dormente D16 apresentou a fissura residual com abertura maior que a do dormente D17.

A AREMA (1997) não faz restrições quanto à existência de fissuras no dormente, após decorridos os três milhões de ciclos. Ela apenas impõe que, terminados os ciclos, o dormente tem que suportar uma força estática igual à força de projeto, acrescida em 10 % (1,1 P). Já a norma CEN (1996) faz restrições em relação às fissuras. Após decorridos dois milhões de ciclos, a abertura da fissura deve ser:

- menor ou igual a 0,10 mm, sob a força de projeto;
- menor ou igual a 0,05 mm, sem carregamento aplicado.

Se em relação à AREMA todos os dormentes modificados foram aprovados, o mesmo não se pode dizer em relação à norma CEN. Sem força aplicada, os três dormentes que passaram pelos três milhões de ciclos, apresentaram abertura de fissura superior ao limite de 0,05 mm, embora com pequena diferença no caso do dormente com fibras D18. Porém, é provável que aos dois milhões de ciclos, este dormente tenha atendido à norma CEN.

8.4.3 Valores Teóricos da Variação de Tensão

A Tabela 8.15 mostra, para os dormentes modificados sem fibras, as variações de tensão obtidas segundo os valores experimentais apresentados na Tabela 8.14 e também as variações de tensão (V.T.) teóricas, calculadas segundo duas diferentes metodologias.

Tabela 8.15 - Variações de tensão teóricas e experimentais dos dormentes modificados sem fibras.

Modelo	V. T. Teórica (MPa)		V. T. Experimental (MPa)	$\frac{A}{C}$	$\frac{B}{C}$
	A	B	C		
D15	348	320	265	1,31	1,21
D17	199	193	210	0,95	0,92

Os valores teóricos da coluna **A** foram calculados segundo um processo simplificado apresentado por MAST (1998), o qual consiste em analisar as tensões elásticas de uma seção fissurada homogeneizada. Os valores teóricos da coluna **B** foram calculados com equações desenvolvidas de modo semelhante à metodologia exposta em NAAMAN & SIRIAKSORN (1979) e INOMATA (1982). Neste método uma equação cúbica para a posição da linha neutra é desenvolvida com base no equilíbrio da seção considerada fissurada.

No caso dos dormentes modificados, a equação cúbica da linha neutra foi desenvolvida considerando a armadura de protensão distribuída em duas camadas distintas. A deformação da armadura devida à deformação do concreto ao nível de cada camada foi desprezada, isto é, não considerada no cálculo.

Ambos os processos teóricos apresentaram resultados ruins para o dormente D15. Para o dormente D17, ao contrário, os resultados foram bons, e as duas metodologias previram a variação de tensão nos fios com boa aproximação.

8.5 CONCLUSÕES PARCIAIS

- ✦ os deslocamentos verticais correspondentes às forças máximas alcançadas nos ensaios estáticos dos dormentes não diferem significativamente. De modo geral, os dormentes com fibras alcançaram um deslocamento um pouco inferior ao dos dormentes sem fibras. O mesmo porém não ocorreu com os dormentes modificados com força de protensão inicial de 250 kN (D15 e D16), onde o dormente com fibras alcançou deslocamento levemente superior ao do dormente sem fibras;
- ✦ os dormentes sem fibras alcançaram a ruptura com uma ou no máximo duas únicas fissuras. Já os dormentes com fibras, com exceção do dormente modificado D18, apresentaram quatro fissuras ou mais;
- ✦ as fibras aumentaram pouco o momento último, 12 % para a seção sob o trilho e 8 % para a seção do centro do dormente original. Os dormentes modificados com fibras e menor força de protensão inicial aumentaram o momento último em 18 % e 14 %;
- ✦ nos ensaios estáticos da seção sob o trilho, na força de serviço do dormente, a deformação nos fios de protensão mais tracionados é praticamente a mesma nos dormentes com e sem fibras. As fibras passaram a contribuir e diminuir a deformação nos fios somente após a fissuração inicial. Pode-se afirmar o mesmo quanto à deformação no concreto comprimido do dormente original. Somente para um dormente modificado com menor força de protensão a deformação no concreto foi menor desde o estágio inicial do carregamento. Após a força de serviço do dormente, a deformação no concreto e nos fios de protensão mais tracionados foi acentuadamente inferior nos dormentes com fibras;
- ✦ no ensaio estático da seção do centro verificou-se que, como a força de protensão causa o fechamento das fissuras já existentes, não é possível medir as aberturas de fissura de 0,05 e 0,50 mm sem o carregamento aplicado, conforme indica a metodologia de ensaio do ORE;
- ✦ a equação teórica para cálculo do momento de primeira fissura previu o momento experimental da seção sob o trilho com boa aproximação, mas não se pode afirmar o mesmo para a seção do centro do dormente, onde a diferença entre os momentos foi grande;

- ⇒ o processo simplificado do ACI 318 prevê, com boa aproximação, o momento último experimental, da seção sob o trilho dos dormentes sem fibras. A diferença, entretanto, é maior para os dormentes modificados com menor força de protensão inicial. Quanto à seção do centro o, processo simplificado não previu o momento último adequadamente;
- ⇒ o processo simplificado do ACI 318, combinado com o método de JINDAL com algumas modificações, previu com pequeno erro os momentos últimos experimentais dos dormentes com fibras. O melhor resultado foi obtido para a seção sob o trilho do dormente com maior força de protensão inicial, e o pior resultado foi obtido na seção do centro do mesmo dormente.

CAPÍTULO 9

CONCLUSÕES

9.1 RESULTADOS OBTIDOS

Apresentam-se a seguir apenas as conclusões mais importantes, e que não foram apresentadas nas conclusões parciais dos capítulos anteriores.

⇒ na seção sob o trilho do dormente original as fibras aumentaram o momento de primeira fissura em 20 % e, 16 % e 30 % no caso dos dormentes modificados. As fibras também aumentaram as forças de abertura das fissuras de 20 % a 37 %.

⇒ para a seção do centro o momento de primeira fissura foi 27 % maior no dormente com fibras. As fibras também aumentaram as forças correspondentes às aberturas das fissuras;

⇒ o dormente original, projetado de acordo com as especificações da AREMA, teve alta força de protensão e tensão inicial nos fios de $0,64 f_{ptk}$. Nos ensaios estáticos da seção sob o trilho desse dormente sem fibras, a ruptura refletiu seu estado superarmado, pois ocorreu com o esmagamento do concreto comprimido, de forma explosiva e violenta, sem o escoamento dos fios de protensão. Num dormente semelhante, mas com fibras, embora também superarmado, a ruptura foi lenta e gradual, não ocorrendo qualquer explosão;

- ✦ nos dormentes modificados sem e com fibras e com tensão inicial nos fios de $0,63 f_{ptk}$, a ruptura foi dúctil e devida ao esmagamento do concreto comprimido. No dormente sem fibras, o escoamento da armadura iniciou antes do esmagamento, mas, no com fibras, o escoamento e o esmagamento iniciaram praticamente no mesmo instante. Nos dormentes modificados com tensão inicial um pouco maior, de $0,76 f_{ptk}$, a ruptura do dormente sem fibras foi brusca e devida ao rompimento dos fios de protensão. Já num dormente semelhante, mas com fibras, as fibras foram capazes de alterar o modo de ruptura, impedindo o rompimento da armadura antes do esmagamento do concreto;
- ✦ o dormente original sem fibras superarmado não apresentou ductilidade, mas o mesmo dormente com fibras, ao contrário, apresentou grande ductilidade, porém, após o esmagamento do concreto comprimido. Os dormentes modificados sem fibras subarmados apresentaram muito bom comportamento plástico e ductilidade, com os dormentes com fibras alcançando ainda melhores resultados;
- ✦ considerando os valores médios, a força de início de escorregamento dos fios de protensão do dormente original com fibras foi 46 % superior à força do mesmo dormente sem fibras. Índice semelhante foi obtido nos dormentes modificados com fibras e com menor força de protensão relativo ao sem fibras. As fibras também aumentaram significativamente a força correspondente ao escorregamento de 0,025 mm dos fios de protensão mais tracionados;
- ✦ da mesma forma como ocorrido nos ensaios estáticos, nos ensaios dinâmicos as fibras também conduziram a fissuras com menor abertura. Tanto no dormente com fibras como no dormente sem fibras a abertura das fissuras cresceu com o aumento do número de ciclos dinâmicos;
- ✦ também nos ensaios dinâmicos, as fibras de aço diminuíram consideravelmente a deformação nos fios de protensão. No ensaio com a amplitude do carregamento constante, após 360.000 ciclos dinâmicos, a deformação nos fios de protensão mais tracionados do dormente com fibras foi de apenas 47 % da deformação nos fios do dormente sem fibras. As fibras também levaram a uma elevação mais lenta da posição da linha neutra;
- ✦ o dormente modificado sem fibras e com variação de tensão de 15,1 % de f_{pu} suportou apenas 150.000 ciclos dos três milhões de ciclos necessários. Outro dormente sem fibras e com variação de tensão de 12 % de f_{pu} resistiu aos três milhões de ciclos dinâmicos. Os

dormentes com fibras de aço e variação de tensão de 7,3 e 7,8 % de f_{pu} resistiram aos três milhões de ciclos;

➤ os ensaios estáticos feitos duplamente, isto é, dois ensaios idênticos, mostraram resultados muito próximos. Aliado a este fato e como a fabricação de um dormente é uma atividade muito laboriosa, nas próximas pesquisas recomenda-se que os ensaios estáticos de flexão não sejam feitos duplamente, isto é, que sejam feitos sobre apenas um modelo;

➤ outra observação importante refere-se aos estudos de fadiga. Para racionalizar o número de dormentes a serem fabricados e facilitar o manuseio, os dormentes podem ser cortados ao meio, de modo a separá-los em duas partes idênticas. Numa das duas seções sob os trilhos pode-se fazer o ensaio estático e, na outra seção, o ensaio dinâmico de fadiga;

➤ nas vias para transporte de carga com velocidade moderada, mesmo para a bitola de 1600 mm, o momento positivo na seção sob o trilho é bem mais importante que o momento negativo no centro do dormente. Tendo este fato em vista e sabendo que o benefício ou as características que as fibras incorporam às duas seções são semelhantes, nas próximas pesquisas recomenda-se que os ensaios se concentrem apenas no momento positivo da seção sob o trilho.

9.2 PESQUISAS FUTURAS

Como ficou demonstrado ao longo deste trabalho, para o desenvolvimento da pesquisa houve a necessidade do estudo dos três temas principais: dormente, concreto com fibras e fadiga. O conhecimento adquirido sobre os temas permite indicar, neste momento, algumas pesquisas que podem ser desenvolvidas.

9.2.1 Fadiga em Dormente com Fibras

Os resultados obtidos nos ensaios de fadiga dos dormentes modificados D15 e D16 mostraram que as fibras de aço aumentam significativamente a resistência dos dormentes à fadiga. E como os dormentes trabalham sob ações dinâmicas, sem dúvida esta pesquisa seria muito importante para o aperfeiçoamento dos dormentes de concreto.

NAAMAN & HAMMOUD (1998) indicaram que a influência da razão de aspecto sobre a resistência à fadiga não é tão importante quanto o volume de fibras. RAMAKRISHNAN et al. (1989) e WEI et al. (1996), entre outros, concluíram que a resistência à fadiga aumenta com o aumento do volume de fibras. WEI et al. (1996) afirmam que *“a capacidade de resistir à iniciação das fissuras, reduzindo o número e o tamanho das fontes de fissuras antes e no processo de fadiga, e a capacidade de resistir à propagação e à extensão das fissuras no processo de fadiga produzirão um profundo efeito sobre a resistência à fadiga.”*

WANG (1996) diz que *“fibras curtas têm um menor espaçamento efetivo no dormente e são, portanto, mais efetivas em resistir micro e finas fissuras; fibras longas concebivelmente transpõem fissuras mais largas e extensas, fornecendo resistência mais efetiva ao desenvolvimento dessas fissuras.”*

Seria interessante determinar a resistência à fadiga de vigas com tamanho reduzido e com grau de protensão semelhante ao dos dormentes. As vigas seriam de compósitos com dois ou três teores de duas diferentes fibras de aço, uma curta, com comprimento de 30 mm, e outra longa, com comprimento de 60 mm. Em função das conclusões de WEI e WANG descritas acima, acredita-se que as fibras curtas serão mais efetivas à fadiga que as fibras longas. Entretanto, devido aos poucos resultados experimentais relatados, esta questão necessita ser investigada.

Com o propósito de determinar o compósito com os melhores resultados em termos de custo e de resistência, ensaios estáticos e de fadiga seriam executados sobre as vigas. O estudo prosseguiria com ensaios estáticos e de fadiga sobre dormentes, fabricados com o melhor compósito e armadura de protensão composta por fios ou cordoalhas.

A finalidade dos ensaios de fadiga nos dormentes seria determinar a curva resistência à fadiga x número de ciclos e, conseqüentemente, a variação de tensão admissível ou máxima (*stress range*) na armadura, que é o parâmetro mais importante no projeto de elementos fletidos submetidos à fadiga. Para completar, a tensão e a variação de tensão na armadura e no concreto seriam determinadas por meio de modelo teórico, desenvolvido sobre as equações de equilíbrio da seção fissurada sob carregamento de serviço, de modo a prever e checar os resultados experimentais.

Outra finalidade do estudo poderia ser correlacionar a resistência à fadiga na flexão de pequenas vigas prismáticas com a resistência do dormente à fadiga. Tal estudo seria muito útil na fase de projeto de um novo dormente com fibras e poderia poupar ensaios de fadiga no dormente.

O estudo poderia ser feito com a armadura de protensão ora consistindo de fios, ora consistindo de cordoalhas, a fim de determinar a solução técnica e econômica mais indicada.

Como essa pesquisa é muito extensa e os ensaios de fadiga são demorados, pois no caso dos dormentes a frequência não deve ser maior do que 10 Hz, haveria a necessidade de divisão dos objetivos entre trabalhos subseqüentes.

9.2.2 Análise de Dormente Bibloco com Fibras

Um estudo que pode ser muito promissor é verificar o benefício das fibras de aço ao comportamento estrutural dos dormentes biblocos. Assim como os dormentes monoblocos protendidos, os dormentes biblocos também são submetidos à fadiga e a altíssimas forças de impacto. A grande diferença é que, normalmente, os biblocos não são protendidos. Isso significa que o dormente bibloco trabalha fissurado em serviço e, conseqüentemente, as fibras podem exercer suas funções de maneira mais efetiva, com claros benefícios ao dormente.

A aplicação das fibras poderá resultar na diminuição da armadura de flexão ou, o que é mais importante, eliminação da armadura helicoidal usualmente utilizada. A eliminação desta armadura traria considerável simplificação ao processo produtivo. Além disso, seriam melhoradas várias outras características importantes ao dormente, como mostradas nas conclusões sobre os resultados obtidos neste trabalho. O estudo poderia ser separado em duas pesquisas, uma com o dormente sob ação estática e a outra sob ação dinâmica (fadiga).

Nos ensaios estáticos, que são mais simples e rápidos de executar, os dormentes poderiam ser investigados com tipos e teores diferentes de fibras. Quanto aos ensaios dinâmicos, talvez seja necessário simplificar o estudo, porque esses ensaios são muito demorados.

9.2.3 Análise Dinâmica do Sistema Ombreira / Dormente com Fibras

Como os trilhos suportam ações dinâmicas, parte dessas ações chegam pelo grampo à ombreira chumbadora do sistema de fixação dos trilhos. A ombreira, por sua vez, por meio da sua geometria e da aderência com o concreto, transfere as ações para o interior do dormente. Como os principais benefícios que as fibras proporcionam aos elementos estruturais são o ganho de ductilidade e a maior absorção de energia, o que significa melhor comportamento frente aos efeitos das ações dinâmicas (impacto, fadiga, etc.), as fibras certamente contribuirão para melhorar a atuação do sistema ombreira / dormente.

Existe um ensaio estático normalizado para medir a força de arrancamento da ombreira, porém, haveria a necessidade de se desenvolver um ensaio dinâmico com a finalidade de avaliar o ganho ou o benefício proporcionado pelas fibras ao comportamento do sistema ombreira / dormente. Para os resultados conferirem maior confiabilidade, o esquema do ensaio dinâmico teria que eliminar a interferência dos demais dispositivos existentes no sistema de fixação.

Dormentes com diferentes tipos e teores de fibras poderiam ser avaliados, mas acredita-se que as fibras curtas proporcionarão melhores resultados que as fibras longas. Com o auxílio de uma importante empresa fabricante de sistemas de fixação, poderia-se tentar desenvolver o ensaio dinâmico e, também, criar uma modelagem com elementos finitos, de modo a prever ou checar os resultados experimentais.

9.2.4 Comprimento de Ancoragem de Fios e Cordoalhas em Concreto com Fibras

Os resultados obtidos neste trabalho mostraram que as fibras levam a um aumento significativo da força de escorregamento dos fios de protensão. Como as ações atuantes nos dormentes são aplicadas pelos trilhos, isto é, muito próximas às extremidades dos fios de protensão e do dormente, a necessidade de uma ancoragem eficiente da armadura é imprescindível, pois é ela que vai garantir a totalidade da força de protensão nas seções sob os trilhos. Embora a ancoragem por meio de dispositivos, tais como placas de aço, possa ser mais segura e eficiente, a ancoragem por simples aderência é largamente utilizada na produção dos dormentes, pois apresenta menor custo e permite a fabricação em pista de protensão.

Não só para os dormentes como também para outros elementos, como as vigas, seria muito útil um estudo experimental para determinar equações teóricas para prever o comprimento de ancoragem de armaduras de protensão inseridas em concretos com fibras. Fios e cordoalhas brasileiras poderiam ser avaliadas em concretos com diferentes tipos e teores de fibras. Porém, espera-se que compósitos com fibras curtas apresentem melhores resultados do que compósitos com fibras longas.

A pesquisa pode ser dividida em duas, segundo a ação ser estática ou dinâmica. No entanto, no caso particular dos dormentes o estudo sob ação dinâmica é extremamente necessário.

Numa fase posterior, a ancoragem por aderência no concreto com fibras poderia ser comparada à ancoragem com dispositivos, tais como placas, que, embora eficientes, apresentam alto custo.

9.2.5 Formulação Teórica para Viga Protendida com Armadura Distribuída em Toda a Altura

De modo geral, a formulação teórica existente para flexão de vigas protendidas foi desenvolvida com a totalidade da armadura de protensão localizada nas proximidades da fibra mais tracionada. No caso das vigas com protensão parcial com armadura passiva, isso também acontece, o que significa que uma altura útil para cada armadura ou conjunto de armaduras pode ser adotada. O erro introduzido é pequeno e a tensão entre as camadas dos fios ou cordoalhas não varia significativamente.

Nos dormentes isso já não ocorre, pois como a altura é pequena e existem momentos positivos e negativos importantes que precisam ser combatidos, a armadura de protensão, retilínea, distribui-se ao longo de toda a altura do dormente, principalmente na seção do centro, como pode ser observado na fig. 6.30. Por isso, a adoção de uma altura útil para a armadura de protensão conduz a erro grosseiro, pois em função da intensidade do momento fletor considerado, enquanto uma parte da armadura está tracionada, a outra pode estar ainda comprimida.

Para o correto dimensionamento do dormente é necessário determinar o momento de primeira fissura, o momento último e a tensão e variação de tensão no concreto e na armadura sob o carregamento de serviço, particularmente importante na verificação do dormente à fadiga. E se adotada a formulação de flexão já existente e amplamente divulgada, o erro cometido, dado o problema descrito anteriormente, é considerável. Tal fato ficou demonstrado nos valores da Tabela 8.11 para o momento negativo no centro. Portanto, o desenvolvimento de uma formulação teórica específica para o caso da armadura de protensão distribuída ao longo de toda a altura da seção, combinada ou não com armadura passiva, seria muito útil no projeto dos dormentes.

9.2.6 Avaliação Experimental de Viga Protendida

Seria interessante, senão necessário, combinar a pesquisa teórica descrita no item anterior, com os resultados de um trabalho experimental. A finalidade principal dessa pesquisa seria verificar a validade das equações teóricas formuladas. Vigas com protensão completa e com protensão parcial poderiam ser investigadas e comparadas, com o objetivo de alcançar uma viga mais dúctil (com A'_s por exemplo) e menor custo.

Vigas de tamanho reduzido seriam ensaiadas estaticamente, variando-se o grau de protensão e a aplicação ou não de armadura passiva. Posteriormente, as mesmas vigas poderiam ser estudadas com o acréscimo das fibras de aço e também sob carregamento dinâmico (fadiga).

9.2.7 Alinhamento de Fibras

Como já comentado, embora as fibras de aço melhorem significativamente algumas características importantes para os dormentes de concreto, persiste um sério problema que é o aumento no custo. Isso obriga a necessidade de se tentar aumentar a eficiência da atuação das fibras no dormente. Se as fibras ficarem alinhadas na direção das tensões de tração da flexão, acredita-se que haverá um considerável ganho na eficiência das fibras, tanto na resistência estática quanto na resistência dinâmica.

Poderia ser desenvolvida uma pesquisa experimental em parceria com uma empresa fabricante de dormente, com o propósito de tentar alinhar as fibras paralelamente ao comprimento do dormente, em função do equipamento de adensamento utilizado.

9.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao final da pesquisa espera-se que os ensaios experimentais realizados tenham comprovado a viabilidade da aplicação das fibras de aço nos dormentes monoblocos protendidos de concreto. Os dormentes modificados com fibras (D16 e D18) e com força de protensão significativamente menor que a do dormente padrão, mostraram ser uma alternativa muito boa, pois, além de possuírem a necessária resistência à fadiga, apresentaram comportamento plástico e muito boa ductilidade. Com base nos resultados obtidos por WANG (1996), descritos no item 4.10.6, acredita-se que esses dormentes, por apresentarem melhor resistência às ações de impacto, podem representar um melhoramento à atuação dos dormentes de concreto em serviço.

Como as fibras diminuem a tensão nos fios de protensão, o que foi constatado nos ensaios estáticos e dinâmicos desta pesquisa, para maior economia na quantidade da armadura de protensão dos dormentes com fibras, recomenda-se que a tensão inicial nos fios fique próxima à máxima indicada pela norma NBR 7197 (1989).

No trabalho várias vezes se comentou que, em serviço na via, os dormentes são submetidos a altíssimas forças de impacto, tanto que a AREMA (1997) multiplica por três a ação estática das rodas. E como também descrito no texto, WANG (1996) concluiu em sua pesquisa que as fibras melhoraram enormemente a resistência dos dormentes à ação de impacto. Diante disso, após o término da pesquisa, chega-se à conclusão de que as características mais importantes que os dormentes devem apresentar são a resistência à fadiga e a resistência aos impactos. É preciso, portanto, que as pesquisas realizadas com os carregamentos estáticos e dinâmicos (fadiga) sejam complementadas por pesquisas

onde a ação é de impacto. Isso significa que as pesquisas devem ser planejadas para, em conjunto, modificar e aperfeiçoar o projeto corrente dos dormentes de concreto, de modo a aproveitar com a máxima eficiência possível todos os benefícios que as fibras de aço proporcionam à resistência à fadiga e ao impacto. E, para completar, com o menor aumento de custo possível.

Todas as pesquisas teriam também como objetivo modificar o dormente atual, tornando-o mais próximo ao dormente de madeira, que apresenta menor rigidez à flexão dinâmica. Dormentes com fibras, com menor altura e com concretos de menores f_{ck} , poderiam ser estudados em ensaios estáticos e de impacto, com o objetivo de se alcançar um dormente mais flexível. Um dormente menos rígido em serviço na via receberia uma menor força de impacto e, como consequência, o fator de impacto tomado como 200 % pela AREMA poderia ser diminuído. Tal fato reduziria o custo do dormente, compensando o acréscimo de custo advindo do uso de fibras, mantendo no entanto as suas vantagens.

Cabe ressaltar a necessidade de, numa fase posterior, realizar estudos para verificar o comportamento estrutural do dormente com fibras numa superfície de apoio que represente a situação real do dormente na via. Do mesmo modo, também, é extremamente importante avaliar o novo dormente desenvolvido sob as condições reais, em serviço na via ferroviária. Desta forma, poderiam se obtidas correlações entre os resultados de laboratório e aqueles verificados em situação real na via.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALIAS, J. (1977). *La voie ferrée: techniques de construction et d'entretien*. Paris. Édition Eyrolles.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1983). Committee 318. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318.83). Detroit.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1986). Committee 544. *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete* (ACI 544.1R-82). Detroit. 22p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). Committee 544. *Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete* (ACI 544.2R-89). Detroit. 11p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1993). Committee 544. *Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete* (ACI 544.3R-93). Detroit. 10p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1988). Committee 544. *Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete* (ACI 544.4R-88). Detroit. 18p.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1974). Committee 215. Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading. (ACI C.215). *ACI Journal*, March. p.97-121.
- AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MANUTENANCE ASSOCIATION (1997). *Manual for Railway Engineering - Concrete Ties*. AREMA, v.2, cap.10, 54p.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS ; AMERICAN RAILWAY ENGINEERING ASSOCIATION (1918). Special Committee on Stresses in Railroad Track. First Progress Report in Transport. ASCE. v.82.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). *Standard test method for flexural toughness and first crack strength of fiber reinforced concrete*. ASTM C 1018. Book of ASTM Standards, Part 04.02. Philadelphia. 8p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1994). *Standard test method for flexural strength of concrete*. ASTM C 78. Book of ASTM Standards, Part 04.02. Philadelphia.
- ARRUDA FILHO, A. ; AVENA, J. J. (1988). *Dormentes de concreto: experiências da STU-RJ*. 21ª RT do SCB 6:02, ABNT, julho. 29p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *Projeto de estruturas de concreto protendido*. Rio de Janeiro. NBR 7197, nov. 71p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO POTLAND (1960). *Dormentes de Concreto*. São Paulo. 28p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR 5739 - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). NBR 7211 - Agregado para concreto. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 7217 - Agregados - determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR 7222 - Argamassas de concretos - determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). NBR 7223 - Concreto - determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 7251 - Agregados em estado solto - determinação da massa unitária. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). NBR 7810 - Agradado em estado compactado seco - determinação da massa unitária. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). NBR 9776 - Agregados - determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro.
- BACCIN, A.G.C. (1998). *Fundamentos do concreto de alto desempenho e sua aplicação no projeto de pilares*. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BALAGURU, P.N. ; EZELDIN, A. (1987). Behavior of partially prestressed beams made with high strength fiber reinforced concrete. *Fiber reinforced concrete properties and applications*, SP - 105, American Concrete Institute. p.419-436.
- BALAGURU, P.N. ; SHAH, S.P. (1992). *Fiber reinforced cement composites*. New York, McGraw-Hill.
- BALL, C. G. ; HANSON, N. W. ; WEBER, J. W. (1979). *The Kansas Test Track - Part II - Appendices*. Report nº FRA/ORD-79/22 II, U. S. Department of Transportation, Nov.
- BANTHIA, N. ; TROTTIER, J.F. (1995). Test methodes for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: some concerns and a proposition. *ACI Materials Journal*, v.92, n.1, Jan/Feb. p.48-57.
- BATSON, G. ; BALL, C. ; BAILEY, L. ; LANDERS, E. ; HOOKS, J. (1972). Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI Journal*, Nov. p.673-677.
- BELGO MINEIRA BEKAERT TREFILARIAS S.A. (1997). *Fios e cordoalhas para concreto protendido*. São Paulo. Catálogo. 11p.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. London, Elsevier Applied Science. 449p.
- BETONWERK RETHWISCH GmbH (1996). *Catálogos*.
- BRINA, H. L. (1979). *Estradas de Ferro - 1 - Via Permanente*. São Paulo, Livros Técnicos e Científicos Editora. 258p.

- BUEKETT, J. (1989). Quality Assurance is Key to Concrete-Tie Performance. *Railway Track and Structures*, v.85, n.11, Nov. p.21-22.
- CLARKE, C. W. (1957). Track Loading Fundamentals - *Part 1 a 7*. *The Railway Gazette*, Jan.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (1996). Railway Applications - Track - Concrete Sleepers and Bearers. CEN, Part 1 - *Common requeriments*. Brussels. 34p.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (1996). Railway Applications - Track - Concrete Sleepers and Bearers. CEN, Part 2.1 - *Prestressed Monoblock Sleepers*. Brussels. 20p.
- CRAIG, R. (1987). Flexural behavior and design of reinforced fiber concrete members. ACI - 105 - 28, p.517-563.
- CXT CONCRETE RAILROAD TIES (1996). *Catálogos*.
- DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL GmbH (1996). *Catálogos*.
- EUROPEAN RAIL RESEARCH INSTITUTE (1988). *Sollicitations et méthodes d'essais actuelles pour les systèmes des fixation et les traverses en béton*. Question D 170, Rapport n.1. Uthecht. 29p.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE (1987). *Concrete Railway Sleepers - State of Art Report*. FIP. London. Thomas Telford Ltd. 22p.
- FIGUEIREDO, A.D. (1997). *Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço*. São Paulo. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 342p.
- FURLAN, S. Jr. (1995). *Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão*. Tese (Doutorado). São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- GILBERT, R.I. ; MICKLEBOROUGH, N.C. (1990). *Design of prestressed concrete*. London. Unwin Hyman. 504p.
- GUITART, F. V. (s/d). Traviesas de Hormigón. Asociacion Tecnica de Derivados del Cemento Artigo. *Cemento-Hormigon*, n.334/335. 29p.
- HANNANT, D.J. (1978). *Fibre cements and fibre concretes*. Chichester. John Wiley & Sons. 219p.
- HANNA, A. N. (1986). Concrete Ties for U.S. Railroads - An Update. ACI SP-93 - *Concrete in Transportation*. p.267-286.
- HANNA, A. N. (1986). Concrete Ties for Transit Track - An Update. ACI SP-93 - *Concrete in Transportation*. p.343-360.
- HELENE, P. ; TERZIAN, P. (1993). *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo. Ed. Pini. 349p.

- INOMATA, S. (1982). A design procedure for partially prestressed concrete beams based on strength and serviceability. *PCI Journal*, v.27, n.5, Sept/Oct, p.100-116.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1993). *Determinação do módulo de via na Estrada de Ferro Carajás*. São Paulo. Relatório IPT n.31.220. 53p.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1985). *Ensaio dinâmico e determinação do módulo de via na Estrada de Ferro Carajás*. São Paulo. Relatório IPT n.21.723. 43p.
- INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO (1954). *El Duminio Ferroviario de Hormigón*. Buenos Aires. Centre D'Information de L'Industrie Cimentiere Belge. n.38, série G, n.1. 44p.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1984). *Method of making specimens for strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete*. JSCE - SF 2. Concrete Library of JSCE, Part III-2 - Method of tests for steel fiber reinforced concrete, n.3, June. p.49-55.
- JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1984). *Method of tests for flexural toughness of steel fiber reinforced concrete*. JSCE - SF 4. Concrete Library of JSCE, Part III-2 - Method of tests for steel fiber reinforced concrete, n.3, June. p.58-61.
- JINDAL, R. L. (1984). Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI SP-81*, Fiber reinforced concrete - International Symposium, p.1-16.
- KERR, A. D. (1993). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association - AREA*, Bulletin 659. p.19-43.
- KORMELING, H. A. ; REINHARDT, H. W. ; SHAH, S. P. (1980). Static and fatigue properties of concrete beams reinforced with continuous bars and with fibers. *ACI Journal*, v.77, n.1, Jan/Feb, p.36-43.
- LIN, T.Y. ; BURNS, N.H. (1981). *Design of prestressed concrete structures*. New York. John Wiley & Sons. Third Ed. 646p.
- MANGAT, P. S. ; MOLLOY, B. T. ; GURUSAMY, K. (1989). Marine Durability of Steel Fibre Reinforced Concrete of High Water/Cement Ratio. In: *Fibre Reinforced Cements and Concretes - Recent Developments*. Elsevier Applied Science. p.553-562.
- MAST, R. F. (1998). Analysis of cracked prestressed concrete sections: a practical approach. *PCI Journal*, v.43, n.4, July/Aug, p.80-91.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994). *Concreto - Estrutura, Propriedades e Materiais*. São Paulo. Ed. Pini. 573p.
- MINDESS, S. ; YAN, C. ; VENUTI, W.J. (1991). Impact resistance of prestressed concrete railroad sleepers. IN: *Proceedings of International Symposium on Precast Concrete Railway Sleepers*. Madrid. p.487-504.
- NAAMAN, A.E. (1982). *Prestressed analysis and design - Fundamentals*. New York. McGraw-Hill. 607p.

- NAAMAN, A. E. ; ALKHAIRI, F. M. ; HAMMOUD, H. (1993). High early strength fiber reinforced concrete - Mechanical behavior of high performance concretes. *Strategic Highway Research Program - National Research Council*. Washington. v.6. 297p.
- NAAMAN, A.E. ; HAMMOUD, H. (1998). Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, v.20, n.5, p.353-363.
- NAAMAN, A. E. ; SIRIAKSORN, A. (1979). Serviceability based design of partially prestressed beams. *PCI Journal*, v.24, n.2, March/April, p.64-89.
- NAAMAN, A. E. ; HARAJLI, M. H. ; WIGHT, J. K. (1986). Analysis of ductility in partially prestressed concrete flexural members. *PCI Journal*, v.31, n.3, May/June. p.64-87.
- NEUMANN, B. (1963). *Concrete Railway Sleepers*. Malmö, Cembureau Papers. 79p.
- OFFICE FOR RESEARCH AND EXPERIMENTS (1969). Stresses in concrete sleepers. ORE, Question D 71. *Stress in the rails, the ballast and in the formation resulting from traffic loads*. RP 9. Utrecht. Oct. 186p.
- OFFICE FOR RESEARCH AND EXPERIMENTS (1991). Studies of different values which need to be taken into account with respect to the definition of the properties of concrete sleepers, and comparison of current testing methods. Determination of a unified test method and formulation of recommendations. ORE, Question D 170. *Track component dimensions. Standardisation of characteristics and acceptance tests*. RP 4. Utrecht. April. 86p.
- PANDROL INTERNATIONAL (1996). *Track Report*.
- PINTO JR., N.O. (1997). *Tenacidade e resistência equivalente à tração na flexão dos concretos reforçados com fibras de aço*. 39ª REIBRAC, Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. São Paulo. p.2247-2256.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (s/d). *Concrete Supported Railway Track*. Chicago.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1958). *Progress in Prestressed Concrete Railroad Ties*. PCA. Chicago. 22p.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1991). *Fiber reinforced concrete*. PCA. Chicago. 40p.
- QUEIROZ, R. C. (1990). *Estudo Experimental de Tensões e Deformações em Camadas da Infra-Estrutura e Superestrutura Ferroviária*. São Carlos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 223p.
- RAMAKRISHNAN, V. ; OBERLING, G. ; TATNALL, P. (1987). Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete. *Fiber reinforced concrete properties and applications*, SP - 105, American Concrete Institute, p.225-245.
- RAMAKRISHNAN, V.; LOKVIK, B. J. (1992). Flexural Fatigue Strength of Fiber Reinforced Concretes. In: *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Proceedings of the International RILEM/ACI Workshop. E&FN Spon. London. p.271-287.

- RAMKRISHNAN, V. ; WU, G.Y. ; HOSALLI, G. (1989). Flexural fatigue strength, endurance limit, and impact strength of fiber reinforced concretes. *Transportation Research Record*, n.1226, p.17-24.
- READ, D.M. (1991). *Fast/Hal concrete tie and fastener experiment*. Association of American Railroads - AAR. Pueblo, Transportation Test Center. 10p.
- RIVES, F. O. ; PITA, A. L. & PUENTE, M. J. M. (1977). *Tratado de Ferrocarriles I - Via*. Madri. Ed. Rueda. 690p.
- ROCLA CONCRETE TIE (1996). *Catálogos*.
- SCHRAMM, G. (1977). *Técnica e economia na via permanente*. Tradução Rede Ferroviária Federal S.A. Rio de Janeiro. 297p.
- STOPATTO, S. (1987). *Via Permanente Ferroviária - Conceitos e Aplicações*. São Paulo. T.A. Queiroz Editor, Editora da Universidade de São Paulo. CBTU. 251p.
- SWAMY, R.N. ; AL-TA'AN, S.A. (1981). Deformation and ultimate strength in flexure of reinforced concrete beams made with steel fiber concrete. *ACI Journal*, Sept/Oct. p.395-405.
- TARMAC PRECAST CONCRETE LIMITED (1996). *Catálogos*.
- TAYLOR, H.P.J. (1996). *Concrete sleepers*. Tarmac Precast Concrete Limited.
- VENUTI, W. J. (1980). The Status of Concrete Railroad Ties in North America - 1980. IN: *Proceedings American Railway Engineering Association* , v.82, Nov/Dec. p.131-149.
- VENUTI, W.J. (1990). *Report on static properties of prestressed concrete ties with fibres*. Association of American Railroads Research and Test Department.
- WANG, N. (1996). *Resistance of concrete railroad ties to impact loading*. Vancouver. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, The University of British Columbia - UBC. 248p.
- WEBER, J. W. (1975). Development of the Prestressed Concrete Tie in the USA. IN: *Proceedings of a Symposium Railroad Track Mechanics and Technology*. Pergamon Press, Princeton. April. p.265-281.
- WEBER, J. W. (1978). Service tests of the "new" concrete ties. *Railway Track & Structures*, v.74, n.8. August. p.20-22.
- WEI, S. ; JIANMING, G. ; YUN, Y. (1996). Study of the fatigue performance and damage mechanism of steel fiber reinforced concrete. *ACI Mater.Journal*, May/June. p.206-211.
- ZHAN, Z. F.; FOURE, B.; TRINH, J. L. (1992). Characterizing Tests in Tension for Fibre Reinforced Concrete. In: *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*. Proceedings of the International RILEM/ACI Workshop. E&FN Spon. London.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- ABBOTT, R. A. (1989). Concrete ties vr. wood ties: the debate continues. *Railway Track and Structures*, v. 85, n.3, March. p.35-36.
- ARRUDA FILHO, A. ; AVENA, J. J. (1988). *Dormentes de concreto: experiências da STU-RJ*. 21ª RT, SCB 6:02. ABNT. Julho. 29p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO POTLAND (1960). *Dormentes de concreto*. São Paulo. 28p.
- BALAGURU, P.N. (1981). Analysis of prestressed concrete beams for fatigue loading. *PCI Journal*, v.26, n.3, May/June. p.70-94.
- BALL, C. G. ; HANSON, N. W. ; WEBER, J. W. (1979). *The kansas test track - Part II - Appendices*. Report nº FRA/ORD-79/22 II, U. S. Department of Transportation, Nov.
- BIER, G. (1991). New concrete sleeper for Netherlands Railways (NS). In: *Symposium Internacional de Traviesas Ferroviarias Prefabricadas de Hormigon*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, April. p.129-139.
- BOSSERMAN, B. (1981). *Tie/ballast interaction*. Proceedings Engineering Conference, Report nº FRA/TTC-82/01. Denver. U.S. Department Transportation, Nov. p.91-95.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION (1945). *Concrete railway sleepers - BS 986*. 21p.
- BUEKETT, J. ; FIRTH, D. ; SURTEES, J. R. (s/d). Track components for 125 ton cars. *Transportation Research Record* 1131. p.74-80.
- BRUKNER, W. (1972). *Construcción, metodos de preparación y uso de las traviesas de hormigón armado pretensado Thosti-BBRV*. Madras. Simposio Internacional. 20p.
- CAMPBELL, T. I. ; MIRZA, M. S. (1986). *Development of a precast prestressed concrete railway bridge tie*. ACI SP-93 - *Concrete in Transportation*. p.313-328.
- CARMO, A. (1982). *Implantação de dormentes de concreto monobloco com via em tráfego*. São Paulo. FEPASA. ABNT, 3ª RT SCB 6:02, set. 11p.
- CARRARO, U. A. (1984). *A infra-estrutura ferroviária - sua concepção e dimensionamento*. São Paulo. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- CASTOLDI, J. C. (1985). *Dormente: madeira ou concreto?* Bauru. FEPASA. 13ª RT do SCB 6:02 da ABNT. 11p.
- CERVI, G. (1991). Standardization of characteristics and acceptance tests for fastening systems and concrete sleepers. IN: *Symposium Internacional de Traviesas Ferroviarias Prefabricadas de Hormigon*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, April. p.157-192.
- COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (1990). *Relatório de visita técnica na Alemanha e Itália*. V. 2, Dormente de Concreto para AMV's.

- DUBA, J. A. (1983). *Utilização do dormente de concreto na CES-RJ*. Rede Ferroviária Federal, 8ª RT do SCB 6:02. Vitória. nov. 36p.
- EMPRESA DE ENGENHARIA FERROVIÁRIA (1981). *Especificações técnicas para fornecimento de dormentes monobloco de concreto protendido com fixações de trilhos para a ferrovia do aço*. Rio de Janeiro. Engefer. nov. 47p.
- FERREIRA, R. D. ; OLIVEIRA, E. J. ; NISHIGAKI, G. K. (1988). Medições do lastro do Metrô - SP. IN: *VII Seminário do Projeto "Desenvolvimento de componentes e sistemas de veículos ferroviários e vias permanentes"*, set. 33p.
- FOGARASI, G. J.; NIJHAWAN, J. G.; TADROS, M.K. (1991). World overview of flow line pretensioning method. *PCI Journal - Precast/Prestressed Concrete Institute*, v. 36, n.2, March/April. p.38-54.
- GILBERT, R.I. ; MICKLEBOROUGH, N.C. (1990). *Design of prestressed concrete*. London. Unwin Hyman. 504p.
- GYLLTOFT, K. (1978). *Fatigue tests of concrete sleepers*. Research Report. Tulea. University of Lulea, 26p.
- HANNA, A. N. (1979). Prestressed concrete ties for North American Railroads. *PCI Journal - Precast/Prestressed Concrete Institute*, Sept/Oct. p.33-61.
- HANNA, A. N. (1975). *Elaboração de especificações padrões para dormentes de concreto para uso em metrô: fase I - Tarefas 1 a 5*. São Paulo. Banco de Traduções da Companhia do Metropolitano de São Paulo - Metrô. 72p.
- HANNA, A. N. (1981). *Estágio do desenvolvimento atual em dormentes de concreto protendido nas estradas de ferro americanas*. 1ª RT SCB 6:02 UNICAMP. Campinas. set. 38p.
- HANNANT, D.J. (s/d). *Fibre cements and fibre concretes*. New York, John Wiley & Sons, 218p.
- HANSON, N. W. ; HSU, T. T. C. (1968). An investigation of rail-to-concrete fasteners. Skokie, *PCA - Portland Cement Association*. p.14-35.
- HARRISON, H. D. ; AHLBECK, D. R. (s/d). Railroad track structure performance under wheel impact loading. *Transportation Research Record* 1131. p.81-88.
- HAY, W. W. (1982). *Railroad engineering*. New York. John Wiley and Sons. 758p.
- HEISS, J. E. (1981). *Concrete tie track systems: engineering considerations*. Proceedings Engineering Conference, Report nº FRA/TTC-82/01. Denver. Department Transportation, Nov. p.83-89.
- IGWEMEZIE, J. O. ; MIRZA, M. S. (1989). Impact load distribution in oncrete bridge ties. *Journal of Structural Engineering*, v.115, n.3, Mar. p.526-542.
- INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (s/d). *Determinação experimental do módulo de via*. São Paulo. 13ª RT SCB 6:02. ABNT. 15p.

- JIMENEZ, J. P. G. (1991). Traviesa monobloque polivalente: bases de cálculos, determinacion de esfuerzos y dimensionamiento. IN: *Symposium Internacional de Traviesas Ferroviarias Prefabricadas de Hormigon*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, abril. p.101-112.
- KAAR, P. H. ; HANSON, N. W. (1975). Bond fatigue tests of beams simulating pretensioned concrete crossties. *PCI Journal Prestressed Concrete Institute*, v. 20, n.5, Sept/Oct. p.65-80.
- KELLER, A. M. ; MENEZES, A. O. ; CASTRO, C. M. L. (1990). *Análise técnico x econômica da situação da aplicação de dormentes na RFFSA: dormente de madeira x concreto*. Rede Ferroviária Federal, fev. 20p.
- LAMBERT, N. (1987). *O dormente bi-bloco: razões de sua concepção*. Companhia Brasileira de Dormentes - Dorbrás. ABNT. 19ª RT SCB 6:02, agosto. 14p.
- LEÃO, P. A. C. (s/d). Dormentes em concreto protendido da obra metrô do Recife. Recife, IN: *II Seminário Nordeste sobre Tecnologia do Concreto*. 43p.
- MACEDO, C. ; COSTA, I. J. (1981). *Utilização de fixação elástica de trilho no metrô de São Paulo*. São Paulo, Companhia do Metropolitano de São Paulo - Metrô. 45p.
- MACEDO, C. ; COSTA, I. J. (1981). *Considerações sobre dormente monobloco de concreto protendido em uso na C.M.S.P.* São Paulo, Companhia do Metropolitano de São Paulo - Metrô. 46p.
- MAGEE, G. M. (1978). *Prestressed concrete tie: the U.S. story from the beginning*. *Railway Track & Structures*, v.74, n.8, August. p.16-19.
- MCQUEEN, P.J. (1984). Bond and fatigue considerations in the design of pretensioned concrete railroad ties. IN: *Proceedings of the FIP/CPCI Symposia*. Calgary. August. p.190-198.
- MOODY, H. G. (1981). *Some aspects of concrete tie performance in fast and in revenue service*. *Proceedings Engineering Conference*, Report nº FRA/TTC-82/01, Denver. Department Transportation, Nov. p.97-102.
- PORTO, T. G. (1984). *A infra-estrutura da via férrea*. São Paulo. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- PRAUSE, R. H. ; KENNEDY, J. C. (1977). *Parametric study of track response*. Report nº FRA/ORD-77/75, U.S. Department of Transportation, Dec. 107p.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (1992). *PCI design handbook - Precast and Prestressed concrete*. Chicago. PCI, Fourth Ed.
- PRUD'HOMME, A. (1977). French concrete sleeper design Development. *Railway Engineer*, v. 2, n.4, July-August. p.21-24.
- PRUD'HOMME, A. ; ÉRIEAU, J. (1976). *Les nouvelles traverses en béton de la S.N.C.F.* *Revue Générale des Chemins de Fer*, février. p.102-115.

- QUEIROZ, R. C. (1994). Stresses and strains in ballast an experimental approach. IN: *Proceedings do XIX Congresso Panamericano de Ferrocarriles*, Isla de Margarita, Venezuela. 13p.
- QUINTANA, R. H. H. ; LAVINA, J. G. (1992). *Las traviesas de hormigón para el ferrocarril*. Cemento-Hormigón, n.709, agosto. p.1095-1117.
- RAO, A. G. M. ; PARAMESWARAN, V. S. ; MURTHY, D. S. R. (1984). Track modernization in India - Prestressed concrete railroad ties. *Concrete International*, Sept. p.42-49.
- RAYMOND, G. P. (1978). Soil-structural interaction and concrete tie design. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 104, n.GT 2, feb. p.249-265.
- REBOUÇAS, L. R. T. P. (1981). *Ensaio dinâmicos de dormentes de concreto*. Campinas, Universidade Estadual de Campinas - Centro de Tecnologia. Seminário sobre Vias Permanentes. 17p.
- SANTOS, A. F. ; BERGAMASCHI, O. Jr. (1983). *Controle de qualidade no recebimento de dormentes de concreto monobloco*. São Paulo. FEPASA. 25p.
- SCOTT, D.B. (1979). Concrete support for railway track: sleepers. *Proceedings Institute Civil Engineers*, Part 1, n.66, Nov. p.635-648.
- SHAYAN, A. ; QUICK, G. W. (1992). Microscopic features of cracked and uncracked concrete railway sleepers. *ACI Materials Journal*, v. 89, n.4, July/August. p.348-361.
- SHELDON, E. B. (1986). *Concrete use in railroad right-of-way*. ACI SP-93 - Concrete in Transportation. p.330-342.
- SHRINIVASAN, B. E. M. (1968). Development of the concrete sleeper. *The Railway Gazette*, Jan. p.25-28.
- TARRAN, F. C. (s/d). *Medidas das forças verticais nos dormentes*. São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo - IPT. ABNT. SCB 6:16. 6p.
- TAYLOR, H. P. J. (1993). The railway sleeper: 50 years of pretensioned, prestressed concrete. *The Structural Engineer*, v. 1, n.16, Aug. p.281-288.
- THOMAS, F. G. (1944). Experiments on concrete sleepers. London. *The Institution of Civil Engineers - Railway Engineering Division*. p.21-41.
- VARGAS, A. P. (1988). Otimização da dormitação de AMV's para linhas em pátios. IN: *ENTRI - Encontro Nacional de Trilho, Fixação e Acessórios*. Juiz de Fora. Rede Ferroviária Federal S.A., out. 17p.
- VENUTI, W. J. (1989). Concrete: material of choice at N de M. *railway track and structures*, v.85, n.11, Nov. p.23-24.
- WANG, N. ; MINDESS, S. ; VENUTI, W.J. (1995). Resistance of concrete railroad ties to impact loading. *American Railway Engineering Association (AREA)*, Bulletin 753, v.96, Dec. p.456-469.

- WAY, G. H. Jr. (1973). *Developmental tests of concrete tie and tie fastening systems*. Report nº FRA-OR&D-76-13, U.S. Department of Transportation, May. 141p.
- WEBER, J. W. (1981). *Concrete tie and fastener performance*. Proceedings Engineering Conference, Report nº FRA/TTC-82/01, Denver, U.S. Department Transportation, Nov. p.75-82.
- WHITE, J. G. (1984). Concrete tie track system. *Transportation Research Record* 953 - Rail Papers. p.5-11.
- WHITE, J. G. (1986). Concrete railroad tie development in Canada. ACI SP-93 - *Concrete in Transportation*. p.287-312.
- ZICHA, J. H. (1989). High-speed rail track design. *Journal of Transportation Engineering*, v. 115, n.1, Jan. p.68-83.
- ZOTTMANN, W. (1981). *Aplicação dos dormentes de concreto na ferrovia federal da Alemanha (Deutsche Bundesbahn)*. Campinas. Unicamp - Centro de Tecnologia. 13p.
- YE, X. ; WANG, N. (1994). Effect loading rate and support conditions on the mode of failure of prestressed concrete railroad ties subjected to impact loading. *Cement and Concrete Research*, v.24, n.7. p.1286-1298.