



Paula Ferreira Lépure

**ARMADURA LONGITUDINAL EM ALMAS DE VIGAS
ALTAS**

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Luiz Roberto Sobreira de Agostini".

PROF. DR. LUÍZ ROBERTO SOBREIRA DE AGOSTINI
(Presidente-Orientador)

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Libânio Miranda Pinheiro".

PROF. DR. LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Gilson Battiston Fernandes".

PROF. DR. GILSON BATTISTON FERNANDES

Paula Ferreira Lépure

**ARMADURA LONGITUDINAL EM ALMAS DE VIGAS
ALTAS**

Dissertação apresentada à
Faculdade de Engenharia
Civil da Universidade
Estadual de Campinas, para
a obtenção do título de
mestre em Engenharia Civil
- Área de Concentração:
Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira Agostini

Campinas, dezembro de 1998

Atesto que esta é a versão definitiva
da dissertação/tese. 02/02/99
Prof. Dr. *Luiz Roberto Sobreira Agostini*
Matrícula: 04256-1

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

9914884

IDADE	70
CHAMADA:	
	38205
	228/99
	D <input checked="" type="checkbox"/>
	R\$ 11,00
	07/08/99
CPS	

CM-00125562-0

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

L558a Lépre, Paula Ferreira
Armadura longitudinal em almas de vigas altas. /
Paula Ferreira Lépre.--Campinas, SP: [s.n.], 1998.

Orientador: Luiz Roberto Sobreira Agostini
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Vigas. 2. Concreto de alta resistência. I. Agostini,
Luiz Roberto Sobreira. II. Universidade Estadual de
Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

Em memória
de Eduardo
Ferreira
Lépore, irmão
e amigo.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira Agostini, pela paciência, amizade e eficiente orientação durante a realização deste trabalho.

A todos os professores da pós-graduação do Departamento de Estruturas FEC, especialmente o Prof. Dr. Newton Oliveira Pinto Jr. e o Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes, pelo exemplo e interesse.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil (LEMC), pelo apoio e cooperação na realização dos ensaios.

Aos amigos que conquistei no decorrer do trabalho.

Especialmente aos meus pais e avós, pela amizade, carinho e presença sempre constante.

À FAPESP, pelo apoio financeiro que possibilitou a realização desta pesquisa.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1-1: Componentes do Concreto de Alta Resistência	18
FIGURA 1-2: Curvas Tensão x Deformação para o CRU e o CAR	22
FIGURA 1-3: Ensaio de Compressão Diametral	24
FIGURA 2-1: Arborização das fissuras em almas de vigas altas	32
FIGURA 2-2: Armadura de pele	33
FIGURA 2-3: Efeito da microfissuração	35
FIGURA 2-4: Camada periférica de concreto h_r	36
FIGURA 2-5: Detalhamento da armadura de pele segundo o CEB-90	40
FIGURA 2-6: Detalhamento da armadura de pele segundo o EUROCODE	41
FIGURA 3-1: Equilíbrio de forças na seção	45
FIGURA 3-2: Posicionamento da Linha Neutra (Concreto Usual)	47
FIGURA 3-3: Posicionamento da Linha Neutra (Concreto de Alta Resistência)	48
FIGURA 3-4: Armadura de Pele determinada de acordo com a NBR-6118	49
FIGURA 3-5: Armadura de Pele determinada de acordo com a NBR-7187	50
FIGURA 3-6: Área Externa de concreto tracionado	51
FIGURA 3-7: Armadura de Pele determinada de acordo com o CEB-90	53
FIGURA 3-8 : Armadura de Pele determinada de acordo com o EUROCODE	55
FIGURA 3-9: Detalhe da armadura de uma das vigas	56
FIGURA 4-1: Detalhes das vigas e esquema de carregamento	59
FIGURA 4-2: Geometria e detalhes de armação das vigas V1-A e V1-B	61
FIGURA 4-3: Geometria e detalhes de armação das vigas V2-A e V2-B	62
FIGURA 4-4: Geometria e detalhes de armação das vigas V3-A e V3-B	63
FIGURA 4-5: Geometria e detalhes de armação da viga V4-A	64
FIGURA 4-6: Geometria e detalhes de armação da viga V4-B	65
FIGURA 4-7: Detalhe das Formas usadas para a concretagem das vigas	71
FIGURA 4-8: Posicionamento dos Extensômetros das Vigas V1-A e V1-B	72
FIGURA 4-9: Posicionamento dos Extensômetros das Vigas V2-A e V2-B	73
FIGURA 4-10: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V3-A ^(*)	73
FIGURA 4-11: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V3-B ^(*)	73
FIGURA 4-12: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V4-A ^(*)	74
FIGURA 4-13: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V4-B ^(*)	74
FIGURA 4-14: Pórtico de aço com capacidade de 60 tf	76

FIGURA 4-15: Detalhe do pórtico usado no ensaio dos modelos	76
FIGURA 4-16: Sistema de Aquisição de Dados	77
FIGURA 5-1: Panorama de Fissuração da viga V1-A	84
FIGURA 5-2: Panorama de Fissuração da viga V2-A	84
FIGURA 5-3: Panorama de Fissuração da viga V3-A	84
FIGURA 5-4: Panorama de Fissuração da viga V4-A	84
FIGURA 5-5: Panorama de Fissuração da viga V1-B	85
FIGURA 5-6: Panorama de Fissuração da viga V2-B	85
FIGURA 5-7: Panorama de Fissuração da viga V3-B	85
FIGURA 5-8: Panorama de Fissuração da viga V4-B	85
FIGURA 5-9: Modo de Ruptura da viga V1-A	86
FIGURA 5-10: Modo de Ruptura da viga V1-B	87
FIGURA 5-11: Modo de Ruptura da viga V2-A	88
FIGURA 5-12: Modo de Ruptura da viga V2-B	89
FIGURA 5-13: Modo de Ruptura da viga V3-B	90
FIGURA 5-14: Modo de Ruptura da viga V3-A	91
FIGURA 5-15: Modo de Ruptura da viga V4-A	92
FIGURA 5-16: Modo de Ruptura da viga V4-B	93
FIGURA 5-17: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A	94
FIGURA 5-18: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A	95
FIGURA 5-19: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A	96
FIGURA 5-20: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A	97
FIGURA 5-21: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B	98
FIGURA 5-22: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B	99
FIGURA 5-23: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B	100
FIGURA 5-24: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B	101
FIGURA 5-25: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A	102
FIGURA 5-26: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A	103
FIGURA 5-27: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A	104
FIGURA 5-28: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A	105
FIGURA 5-29: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B	106
FIGURA 5-30: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B	107
FIGURA 5-31: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B	108
FIGURA 5-32: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B	109
FIGURA 5-33: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A	110

FIGURA 5-34: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A	111
FIGURA 5-35: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A	112
FIGURA 5-36: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A	113
FIGURA 5-37: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A	114
FIGURA 5-38: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A	115
FIGURA 5-39: Gráfico Carga x Deformação do extensômetro, estribo U da V3-A	116
FIGURA 5-40: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B	117
FIGURA 5-41: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B	118
FIGURA 5-42: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B	119
FIGURA 5-43: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B	120
FIGURA 5-44: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B	121
FIGURA 5-45: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros, estribos U da V3-A	122
FIGURA 5-46: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-A	123
FIGURA 5-47: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-A	124
FIGURA 5-48: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-A	125
FIGURA 5-49: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros, estribos U da V4-A	126
FIGURA 5-50: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B	127
FIGURA 5-51: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B	128
FIGURA 5-52: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B	129
FIGURA 5-53: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B	130
FIGURA 5-54: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros, estribos U da V4-B	131

LISTA DE TABELAS

TABELA 1-1: Classificação quanto à classe de resistências	6
TABELA 1-2: Classificação quanto ao comportamento na flexão	7
TABELA 1-3: Edifícios executados com concreto de alta resistência	9
TABELA 2-1: Resumo das propostas das normas	45
TABELA 3-1: Resumo das Armaduras das Vigas	60
TABELA 4-1: Composição da mistura para concreto de resistência usual	62
TABELA 4- 2: Composição da mistura para concreto de alta resistência	63
TABELA 4-3: Análise Granulométrica do Agregado Miúdo: Areia	72
TABELA 4- 4: Análise Granulométrica do Agregado Graúdo: Brita 1	73
TABELA 4-5: Características mecânicas dos aços de bitolas 5 mm e 16 mm	74
TABELA 5-1: Comparação entre P_{teor} e P_{exp}	83
TABELA 5- 2: Resumo das cargas de ruptura das vigas	84
TABELA 5-3: Modo de ruptura das vigas ensaiadas	88

LISTA DE SÍMBOLOS

- f_{ctk} - resistência característica do concreto à tração
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão
- f_{cj} - resistência média do concreto à compressão com j dias de idade
- f_{ctm} - resistência média do concreto à tração axial
- f_{cm} - resistência média do concreto à compressão
- f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão
- f_y - resistência de escoamento do aço à tração
- ε_y - valor do alongamento de escoamento da armadura tracionada
- γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto
- σ_{cd} - tensão normal de compressão de cálculo no concreto
- E - módulo de deformação longitudinal do material
- E_{cs} - módulo de deformação secante
- E_c - módulo de deformação tangente
- h_r - espessura da camada periférica de concreto que lhe é adjacente
- ϕ - diâmetro da seção transversal da barra de aço
- A_{SR} - área total da seção de armadura de pele existente na área A_{CR}
- A_{CR} - área de concreto da seção
- A_s - área de armadura principal de flexão
- A_{sw} - área de armadura principal de cisalhamento
- A_l - área armadura de pele na direção longitudinal da peça
- A_{st} - área de armadura de pele na direção transversal da peça
- $A_{s,surf}$ - área de armadura adicional que deve ser adotada na direção paralela à armadura de tração da peça
- $A_{ct,ext}$ - área externa de concreto tracionado
- s_t - espaçamento entre as armaduras de pele na direção longitudinal
- s_l - espaçamento entre as armaduras de pele na direção transversal
- c - cobrimento da armadura
- b_w - espessura da peça
- h - altura da peça

d - altura útil da peça

x - distância da linha neutra até a borda comprimida

x_y - valor de **x** para quando $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,35\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_y$

ε_{cu} - valor do encurtamento de ruptura do concreto na borda comprimida

ε_s - valor do alongamento da armadura tracionada

β_x - relação entre **x** e **d**

β_{xy} é o valor de β_x para quando $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,35\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_y$

R_c - resultante de compressão no concreto

R_s - resultante de tração no aço

z_c - distância do ponto de aplicação de **R_c** ao CG da armadura tracionada

M_u - momento último

M - momento fletor solicitante em serviço

Investigações experimentais relativas ao comportamento das armaduras longitudinais em vigas de concreto de almas relativamente altas são escassas e apresentam diferentes pontos de vista sobre alguns aspectos.

O programa experimental que aqui se descreveu, teve seu início baseado na necessidade de mais informações sobre o comportamento desta armadura auxiliar. As diversas divergências em termos de definição e arranjo da armadura de pele, além da possibilidade atual do uso de concretos de alta resistência, para os quais os resultados de ensaios já mostraram a necessidade e a eficiência da armadura longitudinal disposta nas faces da viga, motivaram uma investigação mais cuidadosa.

As atividades de pesquisa foram dirigidas para o estudo dessas armaduras, através de ensaios de vigas de concreto armado com diferentes resistências à compressão, objetivando a análise da eficiência destas, sua configuração, além da observação do estado de aberturas das fissuras nos estados de utilização e de ruína das vigas, tomando-se por base as diferentes propostas da NBR-6118^[2], da NBR-7187^[3], do CEB/90^[4] e do EUROCODE-2/92^[6].

Da análise feita entre as vigas ensaiadas, dentro do possível e dos resultados obtidos, pretendeu-se fazer uma análise comparativa entre as diferentes normas e apresentar uma proposta de definição do detalhamento e do arranjo da armadura de pele.

Experimental studies about the behavior of web reinforcement in deep beams are rare and present different points of view in some aspects.

This work based itself in the fact that the differences in terms of definition, and arrangement of this kind of reinforcement could develop into some comparative conclusions about the different proposals, signed by NBR-6118^[2], NBR-7187^[3], CEB/90^[4] and EUROCODE-2/92^[6].

Eight beams were modeled, using high strength and usual strength concrete, by each one of the codes above, and subsequently, tested experimentally. During the experimental analysis, were observed the cracking process, and its development, also the predominant mode of failure of the beams.

This work presents a comparative study of this models, with different web reinforcements, and analyses their efficiency and behavior.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE SÍMBOLOS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
INTRODUÇÃO	1
CÁPITULO 1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	4
1.1INTRODUÇÃO	4
1.2 CLASSIFICAÇÕES	5
1.3 HISTÓRICO	8
1.4 APLICAÇÕES	8
1.5 MATERIAIS	10
1.5.1 CIMENTO	10
1.5.2 ADIÇÕES MINERAIS	10
1.5.2.1 Sílica Ativa	11
1.5.2.2 Escória de Alto Forno	11

1.5.2.3 Cinzas Volantes	12
1.5.3 ADITIVOS QUÍMICOS	12
1.5.3.1 Redutores de água (Superplastificantes)	12
1.5.3.2 Incorporadores de ar	13
1.5.3.3 Retardadores de pega	14
1.5.3.4 Aceleradores de pega	14
1.5.4 AGREGADOS	14
1.5.4.1 Agregado miúdo	15
1.5.4.2 Agregado graúdo:	15
1.5.5 ÁGUA	17
1.6 DOSAGEM	17
1.7 CURA	19
1.8 PROPRIEDADES	19
1.8.1 COMPACIDADE	19
1.8.2 IMPERMEABILIDADE	20
1.8.3 DURABILIDADE	20
1.8.4 TRABALHABILIDADE	20
1.8.5 RESISTÊNCIA	21
1.8.6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	21
1.8.7 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	23
1.8.8 RESISTÊNCIA SOB CARGA DE LONGA DURAÇÃO	26
1.8.9 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL	29
1.8.10 COEFICIENTE DE POISSON	31
<u>CAPÍTULO 2 – ARMADURA LONGITUDINAL EM ALMAS DE VIGAS ALTAS</u>	<u>32</u>
2.1 INTRODUÇÃO	32
2.2 ARMADURAS LONGITUDINAIS EM ALMAS DE VIGAS ALTAS	33
2.2.1 AS ARMADURAS DE PELE	34
2.2.2 ESTADOS DE COAÇÃO DEVIDO A CAUSAS EXTERNAS	35
2.2.3 ESTADOS DE COAÇÃO DEVIDOS A CAUSAS INTERNAS	37
2.3 NBR-6118 - PROJETO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO ARMADO	38

2.4 NBR-7187 - PROJETO DE EXECUÇÃO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO	38
2.5 CEB-FIP/90	39
2.6 EUROCODE-2/92	40
<u>CAPÍTULO 3 – PROPOSTA DOS ENSAIOS</u>	<u>43</u>
3.1 CÁLCULOS PRELIMINARES	43
3.1.1 CÁLCULO DAS ARMADURAS PRINCIPAIS	44
3.1.1.1 Concreto de resistência usual	44
3.1.1.2 Concreto de Alta Resistência	47
3.1.2 CÁLCULO DA ARMADURA DE PELE	49
3.1.2.1 Segundo a NBR – 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado	49
3.1.2.2 Segundo a NBR – 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido	50
3.1.2.3 Segundo o CEB-90	51
3.1.2.4 Segundo o EUROCODE-2/92	54
3.2 RESUMO	55
<u>CAPÍTULO 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL</u>	<u>57</u>
4.1 DOSAGEM	57
4.2 DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMA DE CARREGAMENTO	58
4.3 MATERIAIS	66
4.4 EXECUÇÃO DAS VIGAS:	69
4.5 INSTRUMENTAÇÃO	72
4.6 CARREGAMENTO	75
<u>CAPÍTULO 5 – RESULTADOS DOS ENSAIOS</u>	<u>78</u>
<u>CAPÍTULO 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS</u>	<u>132</u>

6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS	132
6.2 CONCLUSÕES	134
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	<u>136</u>

1.1 INTRODUÇÃO

O processo de desenvolvimento da tecnologia do concreto tem se caracterizado por fases mais ou menos definidas, nas quais alguma característica chave do material é otimizada. Primeiramente, procurou-se a obtenção de concretos com constituintes proporcionados de forma a diminuir os custos finais do concreto, mantendo condições de utilização compatíveis com o canteiro de obras. Era uma fase na qual os métodos de definição dos traços eram prioritários, sendo os únicos instrumentos possíveis ao tecnologista para compatibilizar custos com desempenho do material.

Num segundo estágio, não só o proporcionamento, mas as próprias características dos materiais até então utilizados começaram a variar, podendo conferir ao produto final características distintas dos produtos tradicionais. É o caso, por exemplo, dos vários tipos de cimentos, obtidos tanto por métodos de fabricação diferentes do usual como pela adição de determinados resíduos industriais ao produto tradicional, os quais podiam ser responsáveis por sensíveis mudanças nas propriedades do produto final obtido.

Atualmente, a tecnologia do concreto passa por uma fase de desenvolvimento na qual não só o proporcionamento dos materiais e suas propriedades são estudados, mas onde a própria utilização de materiais até então não presentes nas fases constituintes de concretos tradicionais está sendo analisada. Esta é a fase do aparecimento de aditivos responsáveis pela melhoria de alguma propriedade do concreto, de novos materiais que substituem alguma fase tradicional, ou de adições pozolânicas fortes que, ao reagirem com o hidróxido de cálcio produzido nas reações de hidratação do cimento e atuarem como microfiller, material inerte muito fino, aumentam consideravelmente a resistência do concreto.

1.2 CLASSIFICAÇÕES

Não há uma concordância entre os especialistas na adoção de um valor que represente o limite de resistência entre o concreto de resistência usual e o de alta resistência. O posicionamento da maioria é o de considerar aquele com resistência à compressão superior a 40 MPa como de alta resistência. No entanto, podemos encontrar limites admitidos por algumas normas de até 80 MPa (TAB. 1-1 e TAB. 1-2).

Na verdade já foram alcançadas resistências muito mais elevadas. Em laboratórios foram produzidos concretos de até 280 MPa. É claro que isto foi feito em condições totalmente artificiais, ou seja, que ainda não podem ser reproduzidas em canteiros de obra. Esses concretos exigem agregados artificiais e técnicas especiais de fabricação e, por isso, sua utilização seria restrita somente a indústrias de pré-moldados, onde essas condições podem ser mais facilmente controladas.

Além de possuir uma alta resistência à compressão, o concreto de alta resistência tem outras características que justificam este crescente interesse. Pode-se citar o seu desempenho favorável em vários outros aspectos como sua baixa permeabilidade, pouca segregação, sua alta resistência a abrasão, ótima aderência concreto-aço, sua pequena exsudação, sua capacidade de desenvolver altas resistências mecânicas com pouca idade e boa resistência ao ataque de cloretos e sulfatos, além de apresentar menor fluência que os concretos normais.

TABELA 1-1: Classificação quanto à classe de resistências

Classe	Equipamentos de Produção	Materiais
Baixa (< 25 MPa)	Canteiro Comum	- Cimento Portland; - Areia; - Agregado comum.
Média (25-50MPa)	Centrais com um bom controle tecnológico	- Cimento Portland; - Areia; - Agregado comum; - Superplastificante.
Alta (50-90 MPa)	Centrais com um rigoroso controle tecnológico	- Cimento Portland; - Areia; - Agregado selecionado; - Superplastificante; - Sílica Ativa.
Ultra-Alta (>90MPa)	Fábricas de pré-fabricados e instalações especiais	- Cimento Portland ou alumínio; - Areia de bauxita calcinada ou de ferro; - Agregado de bauxita calcinada; - Superplastificante; - Sílica Ativa.

TABELA 1-2: Classificação quanto ao comportamento na flexão

Classe	Diagrama Tensão Deformação	Diagramas de Tensões de Compressão na Flexão Simples	Tipo de Ruptura à Compressão
Baixa (> 25 MPa)	Parabólico com nítido patamar longo da plastificação	Retangular (Estádio III)	Fratura áspera com agregados intactos
Média (25-50 MPa)	Parabólico com patamar menor	Retangular (Estádio III)	Fratura áspera com parte dos agregados rompidos
Alta (50-90 MPa)	Triangular com pequeno patamar	Triangular ou trapezoidal	Fratura lisa com agregados cisalhados (ruptura frágil)
Ultra-Alta (> 90 MPa)	Diagrama a determinar em cada caso	Diagrama a determinar	Diferente em cada caso (ruptura frágil)

1.3 HISTÓRICO

O concreto permaneceu por mais de um século como uma mistura de cimento + areia + pedra + água. Contudo, nas últimas décadas, a pesquisa tem produzido avanços extraordinários no desenvolvimento de aditivos e adições que aumentam a resistência e a compacidade do concreto endurecido, além de melhorarem a trabalhabilidade do concreto fresco. Os concretos assim produzidos foram inicialmente chamados de concretos de alta resistência, uma vez que esta foi a primeira característica a apresentar progressos impressionantes.

Atualmente aplica-se o conceito ampliado de **Concreto de Alto Desempenho**, que além do aumento da resistência mecânica, apresenta outras características importantes: maior durabilidade e resistência a agentes agressivos, tendo em vista a diminuição da porosidade proporcionada pelas adições de superplastificantes.

1.4 APLICAÇÕES

Uma das principais aplicações do concreto de alta resistência na construção civil tem sido em edifícios altos. Seu uso viabiliza pilares de menores dimensões, aumentando assim o espaço útil dos diversos pavimentos, principalmente nos andares mais baixos. Além disso, permite aumentar a velocidade de execução, reduzir a carga permanente da estrutura e nas fundações e aumentar a durabilidade do concreto. Existem exemplos de estruturas realizadas com concreto de resistência superior a 50 MPa há mais de 30 anos, e hoje tem-se registros de concretos lançados em obra com resistência acima de 115 MPa. A TAB.1-3 apresenta as características de alguns edifícios executados com o concreto de alta resistência.

TABELA 1-3: Edifícios executados com concreto de alta resistência

Local	Ano	Número de Pavimentos	fck (MPa)	Relação água/cimento
Chicago	1965	70	52	0,30
Chicago	1975	79	62	0,35
Chicago	1976	56	62	0,35
Seattle	1983	76	66	0,25
Dallas	1983	72	69	0,30
Chicago	1989	79	83	0,25
Paris	1988	70	65	0,40
Seattle	1989	58	115	0,20
Seattle	1989	54	115	0,20
Toronto	1988	56	70	0,30

Pode-se destacar, além das estruturas usuais de edifícios, o emprego do concreto de alta resistência, associado ou não à protensão, em vários outros elementos estruturais. O concreto de alta resistência atinge níveis elevados de resistência com pouca idade, qualificando-o plenamente para o emprego em pré-moldados e pré-fabricados.

Não há limites práticos para as aplicações do concreto de alta resistência, mas onde mais se tem evidência do emprego desse material é na construção de edifícios altos, com o objetivo da diminuição da seção transversal dos elementos estruturais.

1.5 MATERIAIS

O concreto de alta resistência é produzido com os mesmos materiais que o concreto usual, aos quais se adiciona o superplastificante, e eventualmente sílica ativa. No entanto, para se obter um concreto cujo principal atributo é a alta resistência à compressão, deve-se fazer uma cuidadosa seleção de seus materiais constituintes.

1.5.1 Cimento

A resistência à compressão e a trabalhabilidade do concreto dependem das características e do teor de cimento. Devido às variações na composição e finura de um dado tipo de cimento para diferentes marcas, há variações no desempenho quanto à obtenção da resistência.

Quanto ao tipo de cimento a ser empregado, é sempre possível utilizar o cimento Portland comum. No caso de se desejar uma resistência inicial mais alta, pode-se usar o cimento de alta resistência inicial.

1.5.2 Adições minerais

As adições consistem em materiais formados por partículas muito finas e com propriedades cimentícias ou pozolânicas e que quando incorporados ao concreto, influem em propriedades tais como: relação água/cimento, trabalhabilidade, segregação, exsudação e calor de hidratação do cimento. Influem, também, nas propriedades do concreto endurecido, produzindo aumento da sua resistência, diminuição da porosidade, controle das reações álcali-agregados e aumento da durabilidade, via redução da permeabilidade. Os materiais pozolânicos podem ser de origem natural ou artificial, contendo sílica que, em partículas muito finas e em presença de umidade, reagem com o hidróxido de cálcio

para formar produtos cimentantes. Atualmente, a pozolana mais usada é a **sílica ativa**, mas existem concretos com adição de outras pozolanas que também garantem ao concreto de alta resistência uma boa qualidade.

1.5.2.1 Sílica Ativa

É um material composto por partículas muito finas captadas por filtros dos gases de exaustão resultantes da redução de quartzo por carvão em fornos elétricos na produção de silício metálico e ligas de ferro-silício, antes que esses gases sejam lançados na atmosfera. Sua atividade pozolânica é muito vigorosa e tem se mostrado muito mais forte que a cinza volante e a escória de alto forno granulada, quando aplicada na produção de concretos de alta resistência.

A maioria das partículas da microssílica é menor que um micrão, com diâmetro médio de $0,1 \mu\text{m}$, que é aproximadamente 100 vezes menor que uma partícula média de cimento. Apresenta um efeito micro-filler, a nível físico, preenchendo vazios entre os grãos do cimento e melhorando a estrutura granulométrica.

Um concreto com microssílica requer muito mais água que os comuns; como isso não pode acontecer, usa-se então o superfluidificante. A coesão do concreto fresco fica muito maior e o calor de hidratação e a permeabilidade diminuem.

1.5.2.2 Escória de Alto Forno

É um mineral artificial, um sub-produto da produção do ferro gusa nos altos fornos, composto basicamente de sílica, alumina e cal. Na presença de água e à temperatura ambiente ela sofre hidratação e endurece, funcionando como um produto cimentante.

1.5.2.3 Cinzas Volantes

É um material pozolânico, resíduo da combustão de carvão pulverizado em centrais termoelétricas, empregado como adição ou substituição parcial da massa de cimento em torno de 8% a 10%. A cinza volante para concreto de alta resistência possui duas classes:

- A cinza volante classe **F**, que é normalmente obtida da combustão de antracito ou carvão betuminoso e possui baixo teor de cálcio e tem propriedades pozolânicas, com pequena ou nenhuma propriedade cimentante;
- A cinza volante classe **C**, que é obtida da combustão de lignita e possui alto teor de cálcio.

1.5.3 Aditivos Químicos

Os aditivos químicos são substâncias que, adicionadas em pequenas quantidades, têm a finalidade de melhorar algumas propriedades do concreto fresco ou endurecido.

1.5.3.1 Redutores de água (Superplastificantes)

Para obter concretos de resistências mais elevadas, a relação água/cimento deve ser reduzida a valores entre 0,2 a 0,4. Em decorrência de uma relação tão reduzida surgem problemas de trabalhabilidade, pois na ausência de outros recursos, a consistência medida pelo abatimento do tronco de cone (Slump-Test) aproxima-se muito de zero.

O aparecimento de aditivos redutores de água de alta eficiência veio permitir a produção prática do concreto de alta resistência. Esses aditivos são agentes dispersantes ou plastificantes, e podem ser classificados de acordo com sua principal composição e propriedades. Apresentam-se na

forma de pó ou em solução aquosa e quimicamente constituem-se de condensados sulfonados de formaldeído de melamina, ou condensados sulfonados de formaldeído de naftaleno, ou lignosulfonatos modificados, ou ainda de ésteres de ácido sulfúrico ou de carboidratos. Os lignosulfonatos tem um efeito retardador no conjunto a nível de hidratação do cimento, especialmente em dosagens altas. Os condensados sulfonados de melamina-formaldeído e os de naftaleno-formaldeído são freqüentemente chamados **superplastificantes** ou **redutores de água com um alto poder de redução** devido ao seu baixo efeito retardante no conjunto, que permite um aumento na dosagem. O comportamento dos superfluidificantes é bastante afetado pela temperatura no instante da mistura. Uma significativa perda de abatimento do concreto é provocada pelo aumento de temperatura.

Portanto, os superfluidificantes são empregados com o objetivo de produzir concretos com relações água/cimento mais baixas. Para obter concretos de alta resistência, conserva-se a quantidade de cimento, reduzindo-se a de água e incorporando-se o superfluidificante para compensar a redução da trabalhabilidade.

1.5.3.2 Incorporadores de ar

São recomendados para aumentar a durabilidade do concreto, pois esse aditivo é capaz de desenvolver um sistema de vazios com ar, que conferem ao concreto durabilidade e resistência às intempéries. Outra vantagem que pode-se observar é a melhor trabalhabilidade da mistura, como a do concreto de alta resistência que possui um baixo fator água/cimento. A segregação e a exsudação são reduzidas devido à presença das minúsculas bolhas de ar dispersas na pasta de cimento, conferindo lubrificação e coesão à mistura. Além disso, também se observa uma redução na resistência do concreto, particularmente nas misturas de alta resistência. Por isso, o uso deste aditivo é recomendado exclusivamente

em casos em que o principal interesse seja melhor durabilidade e resistência às intempéries, mesmo provocando queda de resistência mecânica.

1.5.3.3 Retardadores de pega

Os aditivos redutores de pega são utilizados para controle do início da hidratação do cimento e tornam-se úteis para concretagem em tempo quente, quando a pega é acelerada pela influência de temperaturas altas. São importantes em estruturas grandes, para eliminar juntas frias e descontinuidades. No entanto o seu uso indiscriminado e em quantidades indevidas inibe completamente a pega e o endurecimento do concreto.

1.5.3.4 Aceleradores de pega

O uso deste aditivo acelera a reação de hidratação do cimento. Esse tipo de material misturado ao superfluidificante em dosagens adequadas, de modo a garantir a resistência final do concreto, constitui numa solução para o efeito retardador do endurecimento gerado pela presença do redutor de água. Em estruturas de concreto de alta resistência, são empregados em casos em que é necessária a remoção prematura das fôrmas.

1.5.4 Agregados

Os agregados passam a exercer um papel cada vez mais importante no comportamento do concreto à medida que a resistência à compressão se eleva. No concreto de alta resistência utiliza-se tanto agregados graúdos quanto agregados miúdos e para sua efetiva escolha deve-se considerar alguns aspectos.

1.5.4.1 Agregado miúdo

É considerado agregado miúdo, o agregado cujo diâmetro máximo não ultrapassa 4,8 mm: as areias naturais ou artificiais. Os agregados miúdos, com partículas de forma arredondada e textura lisa, exigem menos água de amassamento e por esta razão são preferíveis em concreto de alta resistência.

1.5.4.2 Agregado graúdo

Os agregados graúdos participam ativamente das propriedades mecânicas e as características dos agregados que mais influenciam a resistência dos concretos à compressão são:

- Resistência à compressão ou ao esmagamento

Os agregados empregados para produção do concreto de alta resistência devem ter tensão de ruptura variando entre 150 e 200 MPa, pois sabemos que a tensão real nos pontos de contato das partículas individuais dos agregados na massa do concreto excede a tensão nominal de compressão aplicada no concreto. Nestes concretos a zona de transição é geralmente uma região forte e a ruptura se dá no agregado.

- Módulo de deformação

Deve ser semelhante ao da pasta ou argamassa do concreto. Há opiniões conflitantes a esse respeito: alguns autores dizem que os agregados devem ter módulo de elasticidade alto, e outros que a concentração de tensões que existem em torno dos agregados é provocada pela diferença de módulo de elasticidade entre pasta-agregado.

- **Absorção**

Os poros existentes na superfície dos agregados afetam a aderência agregado-pasta, na medida que há a interpenetração das duas fases. Estes poros também funcionam como pequenos reservatórios que fornecem água adicional de hidratação benéfica aos concretos com relação água/cimento baixa.

- **Granulometria**

Para se obter resistência à compressão ótima, com alto teor de cimento e baixo fator água/cimento, a máxima dimensão do agregado graúdo deveria se manter entre 9,5 mm e 12,5 mm. O tamanho dos agregados influencia na relação água/cimento, na compactidade e na distribuição de tensões no concreto. Quando têm-se agregados graúdos de diâmetros maiores num concreto, há uma menor área específica comparando com a área específica total que haveria se estes fossem de menor diâmetro. Desse modo é necessária uma menor quantidade de água de amassamento, ou seja, uma relação água/cimento menor, resultando em uma maior resistência provocada pela menor porosidade no concreto.

Por outro lado, quanto maior o agregado graúdo, maior é a espessura da zona de transição, diminuindo a resistência do concreto por causa do aumento da microfissuração e porosidade da zona de transição.

- **Forma**

Segundo o ACI 363^[1], o agregado ideal deve ser limpo, cúbico, anguloso, 100% de agregado britado, com um mínimo de partículas lamelares e alongadas. Essa forma e textura resultam em maior aderência do que a obtida em superfícies lisas e arredondadas como os seixos rolados.

A angulosidade acentuada, entretanto, deve ser evitada, pois provoca a elevação da quantidade de água necessária à obtenção de uma dada trabalhabilidade. A influência da forma e da textura superficial dos agregados na resistência à compressão dos concretos diminui com a elevação da relação água/cimento, provavelmente por conta do enfraquecimento da pasta. Com a relação água/cimento alta os componentes mais fracos no concreto são a pasta de cimento endurecido e a zona de transição. Já em concretos com relação água/cimento baixa, o agregado graúdo é o limitante da resistência.

- **Natureza mineralógica**

Esta característica deve promover uma boa aderência entre pasta e os agregados. Na fabricação de concreto de alta resistência usam-se rochas britadas como o calcário, granito, basalto, diabásio e seixos rolados.

A substituição da fração mais fina (<0,4mm) da areia natural por materiais calcários moídos ocasiona uma elevação de 40% de resistência à compressão e de 15% de resistência à flexão dos concretos usuais.

1.5.5 Água

A qualidade da água utilizada no concreto de alta resistência não difere daquela usada para o concreto de resistência usual. Normalmente, especifica-se que a água a ser empregada no concreto deve ter a qualidade de água potável.

1.6 DOSAGEM

A dosagem para concreto de alta resistência varia muito, dependendo de muitos fatores: a resistência à compressão que se quer atingir, a 'idade'

do ensaio, as características dos materiais utilizados, o tipo de aplicação, a economia, as especificações estruturais, a fabricação de um modo prático, o ambiente de cura e também a época do ano. É considerada fundamental uma seleção criteriosa dos aditivos, pois mudanças nas quantidades e combinações desses afetam as propriedades plásticas e de endurecimento do concreto de alta resistência. A sílica ativa é essencial acima dos 55 MPa e muito conveniente abaixo desse valor. A adição faz-se numa proporção usualmente em torno de 8%, podendo chegar a 15%.

Segundo pesquisas recentes, a dosagem dos diversos materiais para produzir 1m^3 de concreto de alta resistência está, em média, dentro dos limites (FIG. 1-1):

- **CIMENTO:** 450 - 600 kg
- **AGREGADO MIÚDO:** 500 - 600 kg
- **AGREGADO GRAÚDO:** 1000 - 1100 kg
- **RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO:** 0,2 - 0,4
- **SUPERFLUIDIFICANTE:** 0,2 - 0,3% (-)
- **SÍLICA ATIVA:** 7 - 15% (-)
- **ADITIVOS (plastificantes, retardadores, etc.):** 0 - 0,5% (-)

(-) porcentagem da massa de cimento

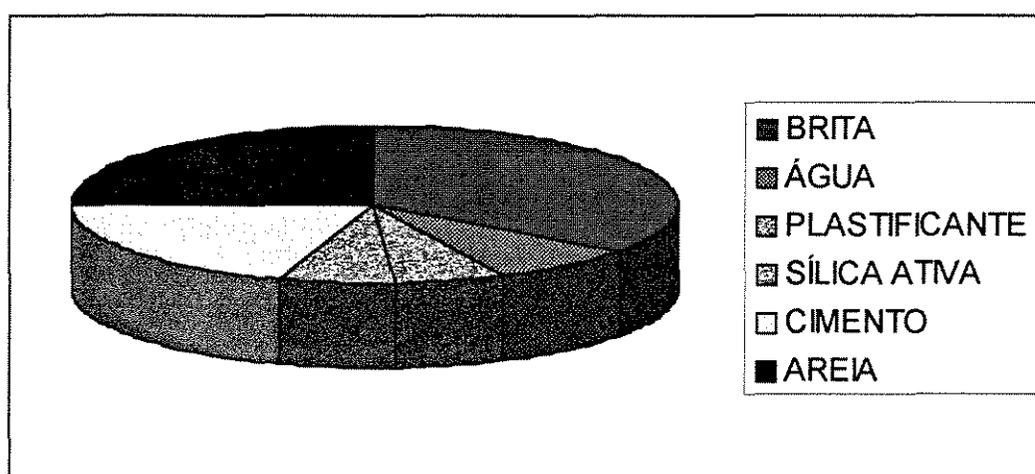


FIGURA 1-1: Componentes do Concreto de Alta Resistência

Segundo o ACI Committee 363^[1], as adições minerais são usadas para suplementar o cimento Portland de 10% a 40% por peso do conteúdo do cimento. O uso de cinza volante tem freqüentemente causado uma pequena redução na demanda de água da mistura e esta redução no volume de água tem sido compensada por uma adição de areia. Devido à quantidade relativamente grande de líquido que é adicionado à mistura na forma de aditivo superplastificante, o peso desses aditivos tem sido, algumas vezes, incluído no cálculo do fator água/material cimentante.

1.7 CURA

A cura do concreto de alta resistência deve ser iniciada imediatamente após a concretagem pois, uma hidratação parcial pode tornar os capilares descontínuos, pois em idades posteriores, a água não seria capaz de percorrer o interior do concreto e esta hidratação adicional seria interrompida.

1.8 PROPRIEDADES

1.8.1 Compacidade

O concreto de alta resistência tem uma boa compacidade pois sua estrutura granulométrica é bem distribuída. Comparando a sua microestrutura com a do concreto usual, observamos que a interface entre a matriz e o agregado é mais compacta e mais resistente.

Os concretos de alta resistência apresentam uma porosidade muito reduzida. Para tanto, são necessárias duas condições:

- uma relação água/cimento baixa: superfluidificantes;

- uma granulometria que inclua grãos muito finos para preencher os vazios entre os grãos maiores: sílica ativa.

1.8.2 Impermeabilidade

O concreto de alta resistência é muito mais impermeável que o concreto usual em consequência de sua maior compactidade. Enquanto a porosidade de um concreto comum está em torno de 25% a 30% de seu volume, em um concreto de alta resistência esta é cerca de 5%. Este fator depende diretamente de boas condições de cura, uma vez que sua relação água/cimento é mais baixa.

1.8.3 Durabilidade

Esta propriedade é uma consequência da redução da água não empregada na hidratação do cimento e da existência de menos fissuras, já que sua estrutura é mais compacta, menos porosa e mais resistente.

A manutenção desses concretos é portanto facilitada, o que recomenda o concreto de alta resistência para obras de concreto aparente, principalmente aquelas em que o meio seja agressivo.

1.8.4 Trabalhabilidade

Com a adição dos superfluidificantes, o concreto de alta resistência torna-se muito mais trabalhável, apesar de relações água/cimento freqüentemente inferiores à 0,3. Além do superfluidificante, usa-se com freqüência um plastificante.

1.8.5 Resistência

O aumento da resistência deste tipo de concreto está diretamente ligado a fatores como o maior consumo de cimento, a baixa relação água/cimento, o controle rigoroso dos materiais, a incorporação de aditivos como microssílica ou pozolana e de superplastificantes.

Através de adição de pó de sílica e superplastificantes aos materiais constituintes do concreto, níveis altos de resistência à compressão podem ser atingidos pelo material, pois esses novos componentes fazem com que a pasta de cimento não seja mais o fator limitante da resistência, mas sim as propriedades dos agregados.

Atualmente as pesquisas na área de tecnologia do concreto têm sido dirigidas para a porosidade da pasta e interface pasta-agregado, tendo sido estudada a adição de finos que, em substituição à parte do cimento, preencham os vazios, e de forma reativa ou não, modifiquem de maneira positiva as propriedades do concreto. Os estudos têm sido efetuados no sentido de obtenção da percentagem ideal destas adições, levando em conta a otimização das seguintes propriedades: maior durabilidade, fissuração mínima, resistência química, impermeabilidade e resistência a tensões elevadas.

1.8.6 Resistência à Compressão

Geralmente, a porosidade da pasta e da zona de transição entre a pasta e os agregados é que irá determinar a resistência do concreto. Portanto, com o objetivo de se obter uma resistência à compressão elevada, num material multifásico como o concreto, deve-se reduzir a porosidade dos componentes de sua estrutura.

A resistência à compressão uniaxial é o parâmetro mais comum, usado para caracterizar qualquer concreto. Por várias razões, tais como compactação e cura, a resistência característica *in situ* pode ser menor que

a correspondente resistência do ensaio de laboratório. Admite-se um fator no intervalo entre 0,75 e 0,90.

Os concretos de alta resistência submetidos à compressão axial apresentam algumas diferenças de comportamento em relação aos concretos de resistência usual submetidos às mesmas condições de carregamento. A superfície de fratura do concreto de alta resistência é lisa e corta as partículas de agregados, em vez de contorná-las, como ocorre com o concreto usual.

Em carregamentos de curta duração, os diagramas tensão-deformação dos concretos de alta resistência são mais lineares e as deformações são ligeiramente mais elevadas, para uma alta porcentagem da tensão máxima. Além disso, a parte descendente do diagrama é mais íngreme. Estas mudanças na resposta ao carregamento são consequência da melhoria da aderência entre os agregados e a pasta nesses concretos.

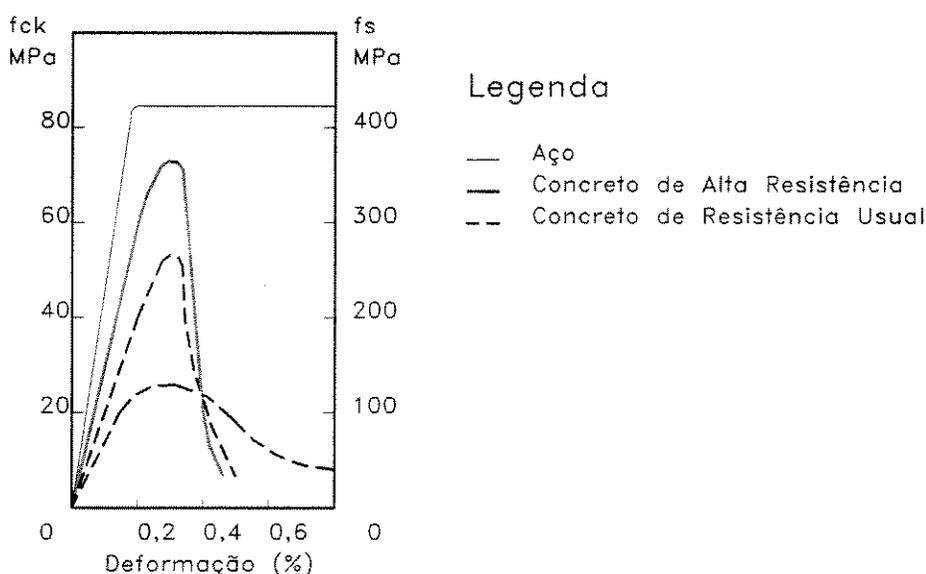


FIGURA 1-2: Curvas Tensão x Deformação para o CRU e o CAR

A forma dos diagramas tensão-deformação dos concretos submetidos a compressão axial está intimamente relacionada com a natureza dos materiais que os compõem. Tanto a pasta de cimento quanto os agregados

de rochas naturais são materiais frágeis. Os concretos de resistência usual, compostos por esses materiais, têm um comportamento dúctil.

Essa propriedade pode ser explicada pela diferença de rigidez entre a pasta e os agregados, a qual provoca concentração de tensões nas zonas de contato. A maior linearidade do diagrama tensão-deformação reflete uma microfissuração reduzida com carregamentos relativamente baixos. Para um certo nível de tensões começa a se formar uma configuração distribuída de microfissuras e à medida que as tensões aumentam, uma parte da energia aplicada é consumida no desenvolvimento das microfissuras, fazendo com que o diagrama tensão-deformação se desvie do seu curso linear-elástico. Depois que o nível de tensão última é atingido, o panorama de fissuração proporciona uma eficiente redistribuição das tensões internas e conseqüentemente uma ruína dúctil.

Nos concretos de alta resistência a diferença de rigidez entre a pasta e os agregados é muito mais reduzida. Em conseqüência desse fato, a distribuição de tensões internas é mais homogênea e, sendo a tendência de microfissuração prematura mais reduzida, a curva tensão-deformação é mais linear.

A menor formação de microfissuras resulta também em uma ruína mais repentina porque diminui a capacidade de redistribuição de tensões. Portanto, a pequena diferença de rigidez entre pasta e agregados resulta em um material com menor ductilidade.

1.8.7 Resistência à tração

Esta propriedade tende a aumentar de forma não proporcional, com o aumento da resistência à compressão. A relação entre essas resistências apresenta grande variação, sendo influenciada entre outros fatores, pelo método através do qual a resistência à tração é obtida (ensaios de tração axial, de compressão diametral ou de tração na flexão).

Para níveis de tensão abaixo de 60% da resistência à tração axial, o surgimento de novas microfissuras é desprezível. Acima, existe uma propagação das microfissuras por aderência. Assim, esse nível de tensões corresponderá a um limite de elasticidade. No estado de tração axial, o intervalo de propagação estável de fissuras é curto, por causa da tendência das fissuras serem menos freqüentes que na compressão. A cerca de 75% da resistência à tração axial inicia-se a propagação instável de fissuras.

O ensaio de **tração axial** utilizado para determinar a resistência à tração dos concretos é empregado raramente, uma vez que os dispositivos que fixam o corpo-de-prova introduzem tensões secundárias consideráveis.

O ensaio mais comumente utilizado para quantificar a resistência à tração é o **ensaio de tração na flexão**. Mas geralmente, utiliza-se também o ensaio de **compressão diametral**, desenvolvido por Lobo Carneiro^[14]. 1-3).

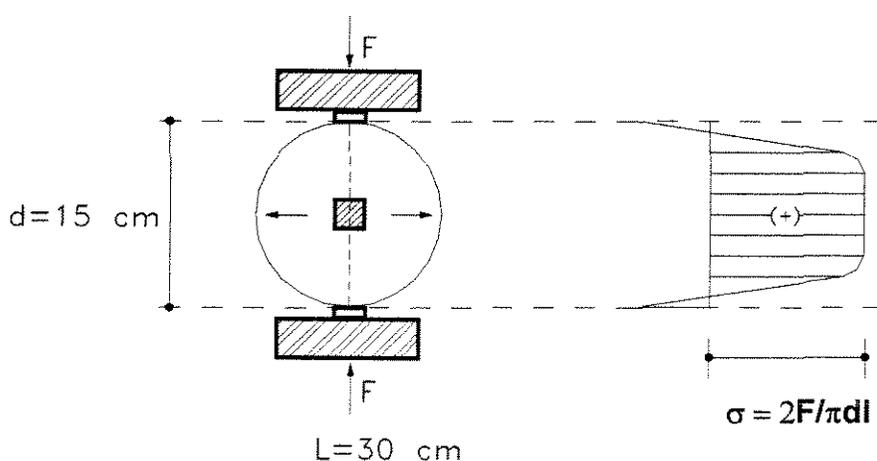


FIGURA 1-3: Ensaio de Compressão Diametral

A resistência à tração do concreto é calculada da seguinte forma:

$$f_t = \frac{2P}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (\text{MPa})$$

onde **P** é a carga de ruptura;

l é o comprimento do cilindro;

d o seu diâmetro.

Estudos apresentados pelo ACI 363^[1] concluíram que, para os concretos de baixa resistência, a relação entre as resistências à tração na compressão diametral e à compressão pode ser tão alta quanto 10%, reduzindo-se para 5% nos concretos de alta resistência.

A NBR 6118^[2] adota para determinação da resistência à tração axial obtida em corpos-de-prova cilíndricos de 150x300mm, a expressão:

$$f_{ctk} = 0,06 f_{ck} + 0,7 \quad (\text{MPa})$$

onde f_{ctk} é a resistência característica do concreto à tração;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, e com valor maior do que 18 MPa.

O CEB-90^[4], adota para a resistência média à tração axial em corpos-de-prova cilíndricos de 100x200mm a equação:

$$f_{ctm} = 0,27 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{MPa})$$

onde f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração axial;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, para valores menores ou iguais a 80 MPa.

PINTO JR.^[12] realizou ensaios de compressão diametral com corpos-de-prova cilíndricos de 100x200mm e ensaios de tração na flexão com corpos-de-prova prismáticos de 100x100x400mm. Foi observado que, em média, as relações entre as resistências à tração e as resistências à compressão se situam ao redor de 6% na compressão diametral e em 10% na tração na flexão.

Portanto, para os concretos ensaiados, a resistência a tração pode ser estimada como sendo:

$f_c / 16$ na compressão diametral;
 $f_c / 10$ na flexão.

Observou-se que os resultados do ensaio de flexão superestimam a resistência à tração em 50 a 100%, comparando com a resistência obtida em ensaios de tração axial. O motivo disso é que a hipótese assumida de distribuição linear de tensões ao longo da seção transversal pode não ser verdadeira no instante da ruptura.

1.8.8 Resistência sob carga de longa duração

A resistência à compressão dos concretos submetidos a cargas de longa duração é menor do que a obtida em ensaios de curta duração. Os ensaios realizados na década de 60 mostraram que, nos concretos de resistência usual, a resistência a longo prazo é 25% inferior da obtida em ensaios de curta duração, fato que acarreta redução do fator de segurança com relação à resistência em projeto de estruturas de concreto.

No caso específico do concreto de alto desempenho, esta queda de resistência também existe, porém com intensidade ligeiramente reduzida, de 15% a 20% da resistência última.

De modo tradicional, a resistência à compressão do concreto é determinada por meio de ensaios padronizados de corpos-de-prova cilíndricos, com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. No caso de concretos de alta resistência, a limitação imposta pela capacidade das prensas de ensaio, tem levado, à adoção de corpos-de-prova com dimensões mais reduzidas, de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

De acordo com as normas brasileiras, a resistência do concreto estrutural é especificada pelo valor de sua resistência característica f_{ck} aos 28 dias de idade. Para a verificação da segurança em relação a estados limites últimos, considera-se a resistência de cálculo f_{cd} obtida por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

onde γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto, tomado usualmente com o valor de $\gamma_c = 1,4$. Este coeficiente considera vários fatores, como a real variabilidade da resistência intrínseca do concreto, o fato de que o processo de produção do concreto da estrutura ser significativamente diferente do processo de fabricação dos corpos-de-prova e, também, os eventuais defeitos localizados.

A resistência medida por meio dos corpos-de-prova de controle não representa diretamente a resistência do concreto da estrutura, particularmente porque as condições de concretagem e de cura são distintas para os dois casos.

O que os corpos-de-prova de controle medem é a potencial resistência da mistura empregada, ou seja, o máximo valor que poderia ser alcançado se o concreto fosse manipulado e curado em condições padronizadas e ótimas.

Para a avaliação da segurança das estruturas, especialmente nos problemas de flexão, simples ou composta, no estado limite último de ruptura do concreto comprimido, admite-se que no plano da seção transversal possa atuar uma tensão de compressão com valor máximo igual a:

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$$

onde σ_{cd} é a tensão normal de compressão de cálculo no concreto;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão.

O coeficiente **0,85** corresponde ao chamado efeito Rüschi^[13] e é resultante do produto de três fatores $0,85 = 0,75 \times 0,95 \times 1,2$. O coeficiente 0,75 considera o efeito deletério da ação de cargas de longa duração, ou seja, a perda da resistência pela ação de cargas que permaneçam atuando

por períodos que superem algumas semanas. O segundo (0,95), considera que a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 15x30 centímetros é super estimada, pois se sabe que a resistência medida em corpos-de-prova maiores seria menor, por haver menos influência do atrito do corpo-de-prova com os pratos da prensa. E finalmente, o terceiro (1,2), considera o aumento da resistência do concreto após a idade de 28 dias.

No caso específico de concretos de alta resistência, sob a ação de cargas de longa duração, o valor da tensão de cálculo, σ_{cd} , é afetado diretamente pela menor queda de resistência. Estudos realizados por PINTO JR^[12] chegaram a um coeficiente de **0,70** [$0,80 \times (0,9 \times 0,95) \times 1,0$], admitindo para um concreto de alta resistência outros fatores que correspondem aos anteriormente descritos. As justificativas que ele encontra para o coeficiente adotado são:

- O coeficiente 0,75, assumindo uma redução de 20%, será alterado para 0,80;
- Nos concretos de alta resistência, devido à adoção do corpo-de-prova cilíndrico de 10x20 cm em lugar do cilindro padrão (15x30cm), para medida da resistência, temos uma relação entre a resistência do corpo-de-prova adotado e o padrão de 0,90, portanto o coeficiente de 0,95 que leva em consideração o erro sistemático cometido com o emprego do corpo-de-prova padrão, deve ser afetado por esse fator, passando a ser expresso pelo produto $0,90 \times 0,95$;
- O crescimento da resistência após os 28 dias de idade não é significativo para o concreto de alta resistência, devido à falta de água livre que permitiria o prosseguimento da hidratação, combinada com a possível limitação da capacidade dos agregados, podendo alterar o fator 1,2 para 1,0.

1.8.9 Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal do concreto de alta resistência é maior devido ao aumento da resistência, da rigidez da pasta e da interface pasta-agregado e, ainda, do retardamento do processo de microfissuração interna.

Para a mesma trabalhabilidade e para a mesma relação água/cimento, quanto maior a dimensão das partículas e a proporção de agregado graúdo no concreto, maior se torna o seu módulo de deformação.

As recomendações de normas, em sua maioria, abrangem apenas o intervalo de resistências entre 20 MPa e 40 MPa. Para o uso efetivo dessas expressões em concretos de resistências maiores, devem ser feitos alguns ajustes.

De acordo com a NBR-6118^[2], o módulo de deformação longitudinal é obtido através do diagrama tensão-deformação do concreto sujeito à compressão axial onde o **módulo de deformação tangente** é o coeficiente angular da reta tangente específica em um ponto genérico do diagrama tensão-deformação.

O módulo de deformação tangente na origem é expresso por:

$$E_c = 6600 (f_{cj})^{1/2} \text{ (MPa)}$$

$$f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ (MPa)}$$

onde E_c é o módulo de deformação tangente;

f_{cj} é a resistência média à compressão do concreto com j dias de idade.

O **módulo de deformação secante** é o coeficiente angular da reta secante do diagrama tensão-deformação do concreto, passando pelos pontos correspondentes à tensão de 0,5 MPa e a 40% da tensão última.

O módulo secante é determinado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = 0,9 E_c \text{ (MPa)}$$

onde E_{cs} é o módulo de deformação secante .

Já o CEB-90^[4] define os valores do módulos de deformação tangente da seguinte forma:

$$E_c = 10^4 (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$$E_c = 10^4 (f_{cm})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

onde E_c é o módulo de deformação na origem;

f_{cj} é a resistência característica à compressão do concreto;

f_{cm} é a resistência média aos 28 dias.

O módulo de deformação secante para análise elástica é dado por:

$$E_{cs} = 0,85 E_c = 8500 (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ (MPa)}$$

onde E_{cs} é o módulo de deformação secante.

O FIP/CEB-197^[5], adota para a determinação do módulo tangente na origem, a expressão:

$$E_c = 9500 (f_{ck})^{0,3}$$

onde f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão.

Levando em conta o fator de redução de 0,9 entre as resistências obtidas em cilindros de 100x200mm e as encontradas em cilindros padrão, podemos escrever:

$$E_c = 6260 (f_{cj})^{0,5} \quad \text{[NBR-6118]}$$

$$E_c = 9600 (f_{cm})^{1/3} \quad [\text{CEB-90}]$$

$$E_c = 9200 (f_{ck})^{0,3} \quad [\text{FIP/CEB197}]$$

No Brasil, apesar do pequeno número de dados experimentais, estudos obtiveram pela NBR 6118^[2] valores maiores que os encontrados experimentalmente utilizando o concreto de alta resistência. Há também uma concordância geral de que a estimativa que melhor se aproxima dos resultados ensaiados foi obtida conforme o CEB-90^[4].

1.8.10 Coeficiente de Poisson

É definido, para um material submetido à compressão axial, pela relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal, dentro do regime elástico. Observamos uma divergência entre os pesquisadores sobre a relação entre as características do concreto e o **Coeficiente de Poisson**.

Dependendo do nível de tensão analisada, no regime elástico, podemos enquadrar o coeficiente de Poisson do concreto de alta resistência no intervalo esperado para concreto de resistência usual, ou seja, entre 0,18 e 0,24. Já no regime inelástico, o aumento relativo nas deformações laterais é menor para concreto de alta resistência devido a menor microfissuração.

2.1 INTRODUÇÃO

As peças de concreto estrutural submetidas a ações de intensidade crescente, quando são superados determinados níveis de solicitação, sofrem um processo denominado fissuração. Enquanto as solicitações não ultrapassam estes limites de fissuração, o concreto mantém a sua integridade, permanecendo no Estádio I. Quando se dá o início da fissuração, a estrutura passa para o Estádio II e a sua integridade requer a presença de armaduras capazes de controlar esse fenômeno.

Nas vigas altas, em que a maioria da armadura se concentra na face inferior do banzo tracionado, há a tendência à arborização dessas fissuras, o que pode provocar maiores aberturas superficiais ao longo da altura da alma da viga. Para evitar isso, é necessário dispor ao longo da alma uma armadura longitudinal auxiliar denominada **Armadura de Pele**.

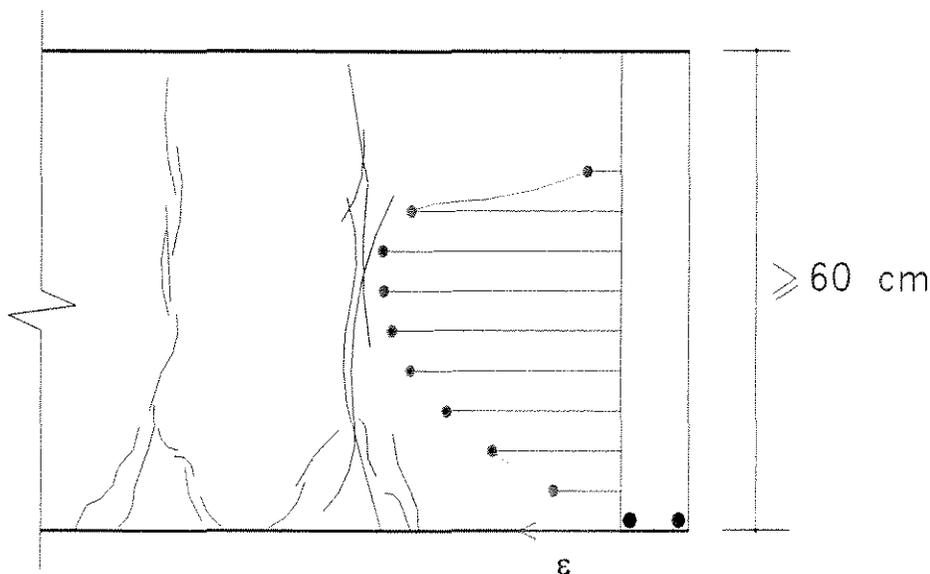


FIGURA 2-1: Arborização das fissuras em almas de vigas altas

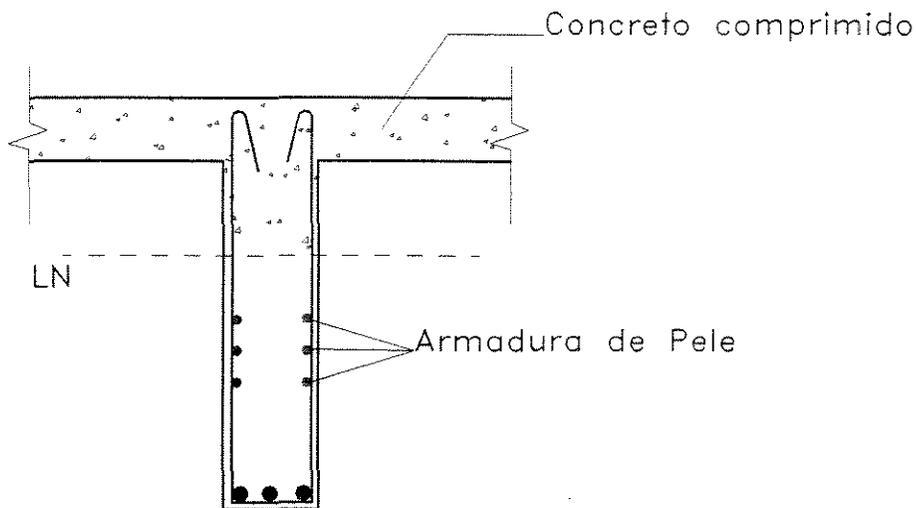


FIGURA 2-2: Armadura de pele

2.2 ARMADURAS LONGITUDINAIS EM ALMAS DE VIGAS ALTAS

O arranjo das armaduras das peças de concreto armado têm sua padronização decorrente da experiência construtiva acumulada ao longo do tempo e refletem o grau de conhecimento existente sobre o funcionamento interno das peças estruturais.

A segurança da estrutura irá depender de modo fundamental do modo como for concebido este arranjo. Não basta que na armadura seja empregada uma quantidade suficiente de aço, é indispensável que o aço empregado absorva efetivamente todos os esforços de tração que possam comprometer a segurança da peça. Para isso, o arranjo deve ser adequado ao tipo de peça em questão.

De modo geral, as funções exercidas pelas diferentes armaduras podem ser classificadas da seguinte forma:

1. **Funções de equilíbrio geral:** são as funções de resistência exercidas pelas armaduras que participam dos esquemas resistentes gerais admitidos no funcionamento global da estrutura.

2. **Funções de equilíbrio local:** são aquelas que tem por finalidade solidarizar partes distintas das estruturas, de tal modo que elas possam funcionar como um todo.
3. **Funções auxiliares:** por não terem uma específica função de equilíbrio, são determinadas por regras construtivas de ordem prática. As armaduras auxiliares não participam dos esquemas gerais resistentes explicitamente admitidos no cálculo das peças estruturais. Elas não são calculadas a partir de teorias específicas, mas são determinadas por regras empíricas.

2.2.1 As Armaduras de Pele

Na presença de tensões normais de tração, o concreto tende a fissurar, sendo necessária a existência de uma armadura que possa controlar essa fissuração. Esta **armadura auxiliar**, comumente chamada de Armadura de Pele, terá, portanto, a função de impedir uma fissuração superficial exagerada na peça, nas condições de utilização normal. A falta dessa armadura pode ter graves conseqüências para a durabilidade da estrutura, mas a sua presença jamais impedirá a fissuração. O que ela pode fazer, efetivamente, é distribuir a fissuração, impedindo que se formem apenas umas poucas fissuras, muito espaçadas, mas de grande abertura superficial, evitando assim o aparecimento de falsos sinais de alarme.

As armaduras de pele não têm a mesma função das armaduras de resistência geral, não estando, portanto, subordinadas às mesmas exigências de valores mínimos que aquelas armaduras. Elas não vão absorver os esforços de tração liberados pelo concreto na região onde elas se situam. Esse papel cabe às armaduras principais. As armaduras de pele vão ter apenas uma função local de distribuição das fissuras e, portanto, sua especificação não se faz apenas por sua quantidade, mas também pelo espaçamento de suas barras.

Esse controle da fissuração visível é exercido até uma certa distância da barra de aço, cuja presença provoca a microfissuração do concreto a sua volta. Mesmo quando aparecem fissuras perceptíveis, a microfissuração interna impede que a abertura das fissuras junto à armadura aumente exageradamente (FIG.2-3).

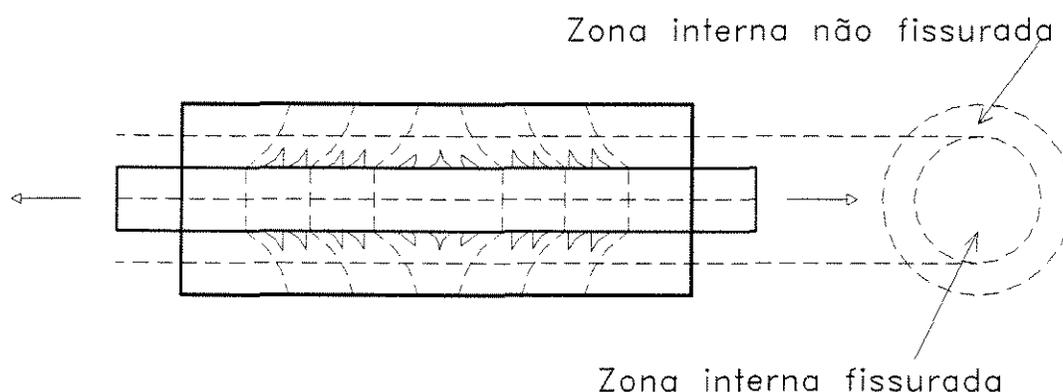


FIGURA 2-3: Efeito da microfissuração

As armaduras de pele podem ser necessárias diante de estados de coação de duas categorias distintas: os decorrentes de causas externas e os devidos a causas internas ao trecho da estrutura onde se coloca a própria armadura de pele.

2.2.2 Estados de coação devido a causas externas

Esta categoria inclui os estados de coação decorrentes de causas que não residem na própria região onde se coloca a armadura de pele: recalques de apoio e aqueles decorrentes da inibição parcial ou total das deformações devidas à retração do concreto e a variações de temperatura; a presença de apoios externos da estrutura ou de outros elementos estruturais adjacentes e solidários à própria peça; alongamentos de armaduras de tração concentradas em regiões discretas da estrutura, como no caso da alma de

vigas altas, das abas tracionadas das vigas de seção duplo T, das vigas paredes e das regiões junto aos tirantes de bordas das cascas cilíndricas.

Para um controle adequado da fissuração, a armadura de pele deve ser colocada junto a cada face da peça a ser protegida, devendo resistir aos esforços de tração liberados pela ruptura da camada periférica de concreto que lhe é adjacente (FIG.2-4), de espessura h_r definida por

$$h_r = 2,5c + \phi$$

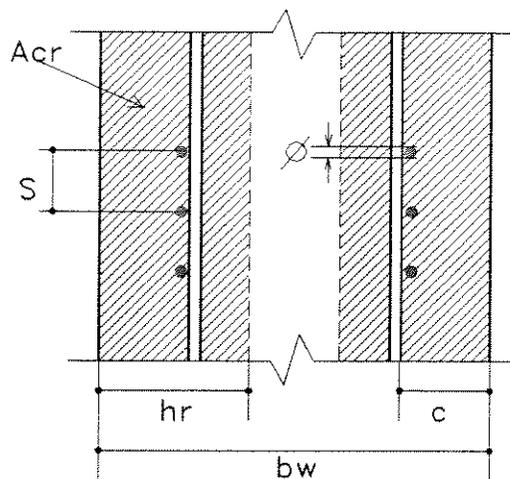


FIGURA 2-4: Camada periférica de concreto h_r

Para o cálculo da armadura de pele admite-se que a fissuração do concreto provoque nela a tensão $\sigma_s = f_{yk}$ e que suas barras tenham espaçamentos máximos de:

$$s \leq \begin{cases} 2b_w \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Como nesta categoria a fissuração devida ao estado de coação ocorre simultaneamente em toda a espessura h_r , quando se atinge a resistência à

tração do concreto, a taxa geométrica ρ_r da armadura de pele é dada por (FUSCO^[9]):

$$\rho_r = \frac{A_{SR}}{A_{CR}} = \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$$

onde A_{SR} é a área total da seção de armadura de pele existente na área A_{CR} de concreto, tomando-se para f_{ctk} valores como os previstos pela NBR-6118^[2], que correspondem aos valores médios previstos pelo CEB-90. Tendo em vista o coeficiente adotado de 0,85 teremos que:

$$f_{ctk} = \sigma_{ctd} = 0,85f_{ctk,sup}$$

2.2.3 Estados de coação devidos a causas internas

Incluem-se nessa categoria os estados de coação originados na própria região onde se encontram as armaduras de pele e devidos a gradientes térmicos e à retração diferencial ao longo da espessura da peça.

Nesses casos, ocorre uma fissuração progressiva a partir da periferia da peça. Portanto, admite-se que a taxa geométrica da armadura de pele é determinada conforme (FUSCO^[9]):

$$\rho_r = 0,5 \frac{f_{ctk}}{f_{yk}}$$

Analisando comparativamente vários regulamentos, pode-se notar que existem especificações diferentes quanto ao cálculo, detalhamento e arranjo da armadura de pele. À seguir será feita uma análise comparativa entre as propostas feitas pelas Normas Brasileiras NBR-6118^[2] e NBR-7187^[3], e pelo CEB-FIP/90^[4] e o EUROCODE-2/92^[6].

2.3 NBR-6118 - PROJETO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO ARMADO

No seu item 6.3.1.2, a NBR-6118 define o seguinte:

Quando a altura útil da viga for maior que 60,0 cm e o aço de tração for CA-40, 50, ou 60, deve-se dispor longitudinalmente e próxima a cada face lateral da viga, na zona tracionada, uma armadura de pele. Essa armadura de aço com resistência igual ou superior à do aço de tração deve ter em cada face, seção transversal mínima de

$$A_{Pele} = 0,05\%b_w h$$

onde b_w é a largura da alma e h é a altura da viga.

O espaçamento entre as barras não deve ultrapassar $d/3$ e 30,0 cm e a barra mais próxima da armadura de tração deve distar mais de 6,0 cm e menos de 20,0 cm.

2.4 NBR-7187 - PROJETO DE EXECUÇÃO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

No seu item 12.5.4, a NBR-7187 especifica:

Nas almas das vigas deve ser disposta, ao longo da sua altura e junto às suas faces, uma armadura longitudinal de distribuição com área não inferior a:

$$A_{Pele} = 0,10\%b_w h$$

em cada face e com espaçamento não superior a 20 cm.

Observa-se, portanto, que a NBR-7187^[3] prescreve exatamente o dobro do exigido pela NBR-6118^[2].

2.5 - CEB-FIP/90

No item 9.1.4, o CEB-FIP/90^[4] prescreve que, para manter as fissuras da alma em limites aceitáveis, quando a armadura de flexão tiver diâmetro superior a 32,0 mm, devem ser dispostas duas armaduras auxiliares, referentes à área $A_{ct,ext}$ (FIG. 2-5) e com valores mínimos de:

$$A_{st} = 0,01.A_{ct,ext} - \text{armadura transversal mínima}$$

$$A_l = 0,02.A_{ct,ext} - \text{armadura longitudinal mínima}$$

onde $A_{ct,ext}$ é a área externa de concreto tracionado (FIG. 2-5).

No entanto, no detalhamento deste item (figura 9.1.9, p.9-17), o CEB define a armadura de pele da seguinte forma:

$$A_{st} = 0,01.s_t.c - \text{armadura transversal para uma barra}$$

$$A_l = 0,02.s_l.c - \text{armadura longitudinal para uma barra}$$

onde s_l e s_t são respectivamente o espaçamento entre as armaduras longitudinais e transversais e c o cobrimento.

Os espaçamentos máximos permitidos são:

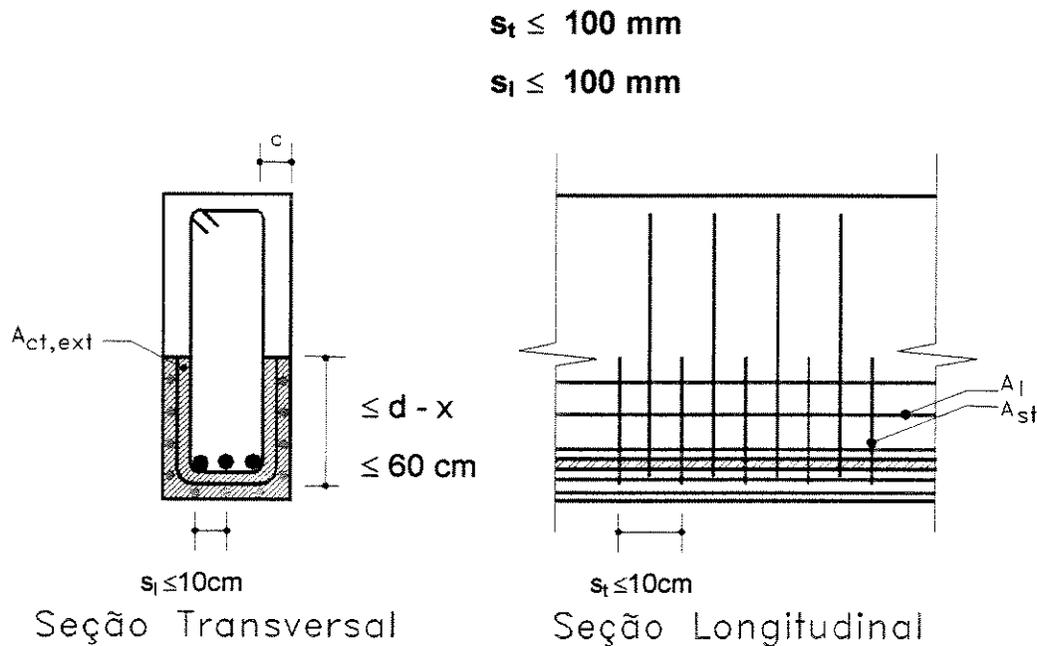


FIGURA 2-5: Detalhamento da armadura de pele segundo o CEB-90

2.6 EUROCODE-2/92

No seu item 5.4.2.4, o EUROCODE^[6] define o seguinte:

1. Em certos casos, pode ser necessária a colocação de uma armadura de face para o controle da fissuração e para garantir uma resistência adequada à camada de cobrimento;
2. Esta armadura deve ser usada, normalmente, em vigas com altura superior a 1,0 m;
3. A armadura de pele também deve ser usada em casos em que a armadura de flexão tenha um diâmetro igual ou superior a 32,0 mm, e consiste em uma malha ou barras de pequeno diâmetro, dispostas de acordo com o detalhamento feito na FIG.2-6;

4. Essa armadura adicional deve ter um cobrimento adequado;
5. A área de armadura de pele $A_{s,surf}$ (malha) deve ser no mínimo igual a:

$$A_{s,surf} \geq 0,01 A_{ct,ext}$$

onde $A_{ct,ext}$ é a área externa de concreto tracionado e $A_{s,surf}$ representa a área de armadura adicional que deve ser adotada na direção paralela à armadura de tração da peça.

Embora na figura 5.15, do item 5.4.2.4 $A_{s,surf}$ seja definida como uma malha de armadura transversal e longitudinal, observa-se que no texto deste item está definida apenas a porcentagem da armadura longitudinal, em relação a uma área de concreto $A_{ct,ext}$ perpendicular à direção das barras longitudinais, calculada de forma semelhante pelo CEB-90^[4], e com valor igual a metade da proposta deste.

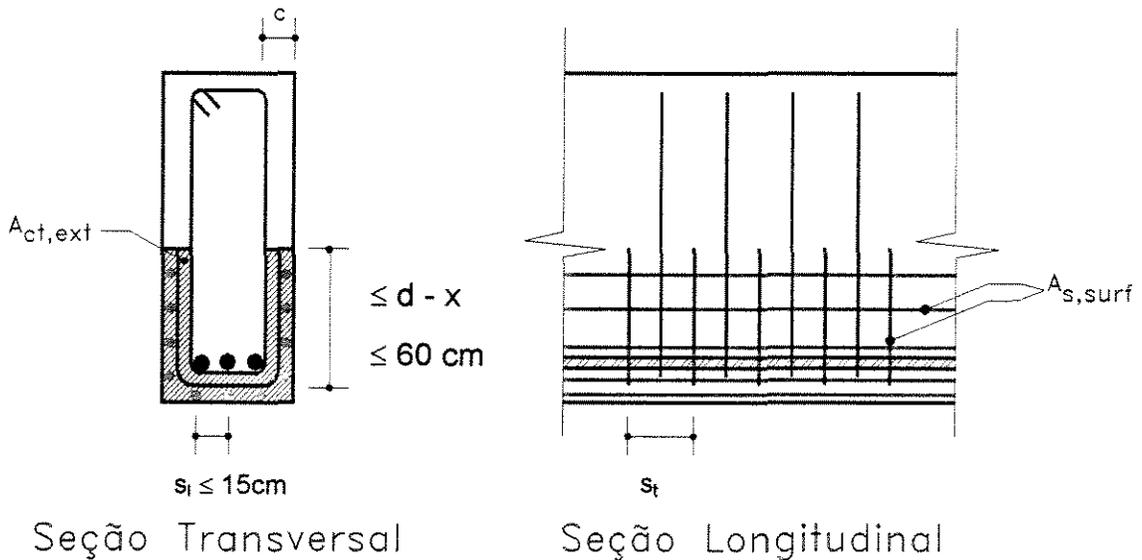


FIGURA 2-6: Detalhamento da armadura de pele segundo o EUROCODE

A tabela a seguir apresenta um resumo do proposto pelas diferentes normas a respeito do cálculo e arranjo da armadura de pele:

TABELA 2-1: Resumo das propostas das normas

	NBR- 6118	NBR-7187	CEB-90	EUROCODE-92
A_{sl}	0,0005.b _w .h ^(*)	0,001.b _w .h ^(*)	0,02.s _l .c ^(**)	≥0,01A _{ct,ext} ^(***)
A_{st}	-	-	0,01.s _t .c ^(**)	≥0,01A _{ct,ext} ^(***)
s_l	≤ d/3 e 30 cm	≤ 20 cm	≤ 10 cm	≤ 15 cm
s_t	-	-	≤ 10 cm	≤ 10 cm

(*) armadura de pele para uma face da viga;

(**) armadura de pele para uma barra;

(***) armadura de pele em malha.

onde **A_{sl}** é a armadura de pele na direção longitudinal da peça;

A_{st} é a armadura de pele na direção transversal da peça;

s_l é o máximo espaçamento entre as armaduras de pele longitudinais;

s_t é o máximo espaçamento entre as armaduras de pele transversais;

b_w é a espessura da peça;

h é a altura da peça;

d é a altura útil da peça;

c é o cobrimento;

A_{ct,ext} é a área externa de concreto tracionado.

3.1 CÁLCULOS PRELIMINARES

Primeiramente foi feita uma previsão analítica da carga que, na flexão, produziria o escoamento da armadura longitudinal das vigas propostas, sem atingir a carga máxima prevista para os equipamentos a serem utilizados. Para tanto foi admitido como hipótese de cálculo para o concreto usual, o Domínio 3, ou seja peças subarmadas. As vantagens dessa situação são:

- Ruptura com aviso: devido ao escoamento do aço e ao aparecimento de inúmeras fissuras no concreto;
- Maior economia: por aproveitar toda a capacidade resistente do aço;

Para as vigas a serem moldadas com o concreto de alta resistência, o mesmo critério não pôde ser adotado, pois isso resultaria em uma situação em que a carga real de ensaio, para ter o escoamento da armadura principal, seria em torno de 20% maior do que a capacidade do equipamento disponível. Por isso, foi adotado o Domínio 2 para o cálculo do dimensionamento das armaduras.

3.1.1 Cálculo das Armaduras Principais

3.1.1.1 Concreto de resistência usual

No Domínio 3 temos:

$$0,259d \leq x \leq x_y \Rightarrow 0,259 \leq \beta_x \leq \beta_{xy}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq 1\%$$

onde d é a altura útil da viga;

x é a distância da linha neutra até a borda comprimida;

x_y é o valor de x para quando $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,35\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_y$;

$$\beta_x = x/d;$$

β_{xy} é o valor de β_x para quando $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,35\%$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_y$;

ε_{cu} é o valor do encurtamento de ruptura do concreto na borda comprimida;

ε_s é o valor do alongamento da armadura tracionada.

Portanto:

$$x_y = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d \Rightarrow \beta_{xy} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_y}$$

Para que $\sigma_s = f_y$ então $\beta_x \leq \beta_{xy}$, onde σ_s é a tensão na armadura tracionada. Para o aço CA50-A, $\varepsilon_y = 0,00238$, portanto $\beta_x = 0,595$.

Portanto:

$$0,259 \leq \beta_x \leq 0,595$$

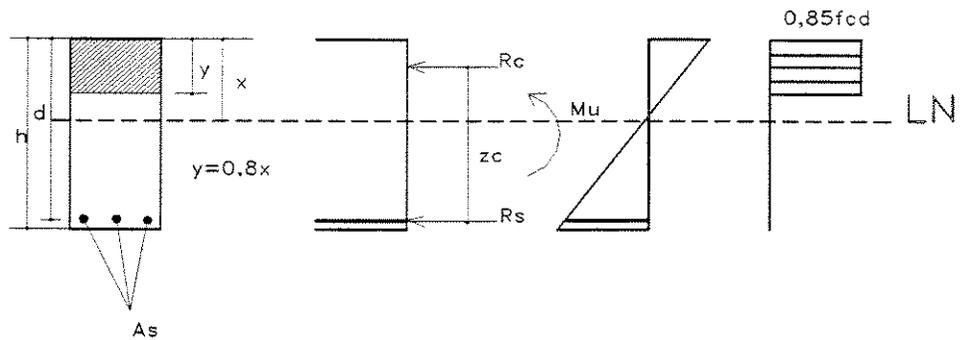


FIGURA 3-1: Equilíbrio de forças na seção

Através das equações de equilíbrio, temos que:

$$R_c - R_s = 0$$

$$M_u = R_c z_c = R_s z_c$$

onde $R_c = b_w y f_{ck}$ = resultante de compressão no concreto;

$R_s = A_s \sigma_s$ = resultante de tração no aço;

$z_c = d - y/2$ = distância do ponto de aplicação de R_c ao CG da armadura tracionada;

M_u = momento último;

d = distância do CG da armadura tracionada até a borda comprimida da seção;

b_w = largura da seção;

Portanto:

$$0 = b_w y f_c - A_s \sigma_s$$

$$M_u = b_w y f_c (d - y/2) = A_s \sigma_s (d - y/2)$$

onde $y = 0,8x$;

$\beta_x = x/d$.

Então:

$$0 = b_w d 0,8 \beta_x f_c - A_s \sigma_s$$

$$M_u = b_w d^2 0,8 \beta_x f_c (1 - 0,40\beta_x) = A_s \sigma_s (1 - 0,40\beta_x)$$

onde M_u = momento fletor último;

f_c = resistência do concreto à compressão;

Concluindo os cálculos, teremos:

$$M_u = b_w d^2 0,8 \beta_x f_c (1 - 0,4\beta_x) \quad [1]$$

A área da seção de armadura tracionada é dada por:

$$A_s = \left[\frac{M_u}{\sigma_s \cdot d (1 - 0,4\beta_x)} \right] \quad [2]$$

Adotando um valor de $\beta_x=0,35$ e como $\beta_x=x/d$, então $x=0,35 \cdot 57=19,95\text{cm}$ (LN=19,95 cm). Para a seção adotada, teremos:

- $f_c = 20 \text{ MPa} = 0,2 \text{ tf/cm}^2$
- aço CA50-A
- $b_w = 12 \text{ cm}$
- $d = 57 \text{ cm}$
- $\sigma_s = f_y = 5 \text{ tf/cm}^2$

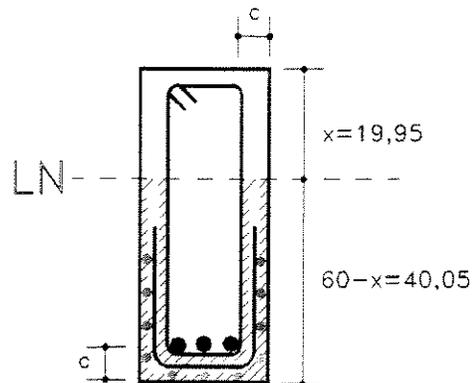


FIGURA 3-2: Posicionamento da Linha Neutra (Concreto Usual)

Substituindo nas equações [1] e [2], respectivamente, resulta:

$$M_u = 1878 \text{ tf.cm} \Rightarrow M_u = P_u l / 4 \quad (l = 300,0 \text{ cm}) \Rightarrow P_u \cong 25 \text{ tf}$$

$$A_s = 7,66 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 16,0 \text{ mm} - 8 \text{ cm}^2)$$

3.1.1.2 Concreto de Alta Resistência

O cálculo foi feito no Domínio 2, onde $0 \leq \beta_x \leq 0,259$. Adotando um valor de $\beta_x = 0,10$ e como $\beta_x = x/d$, então $x = 0,10 \cdot 57 = 5,7 \text{ cm}$. Para a seção adotada, teremos:

- $f_c = 70 \text{ MPa} = 0,7 \text{ tf/cm}^2$
- aço CA50-A
- $b_w = 12 \text{ cm}$
- $d = 57 \text{ cm}$
- $\sigma_s = f_y = 5 \text{ tf/cm}^2$

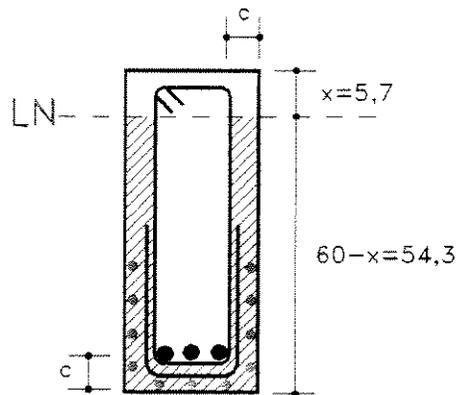


FIGURA 3-3: Posicionamento da Linha Neutra (Concreto de Alta Resistência)

Substituindo nas equações [1] e [2], respectivamente, teremos:

$$M_u = 2095 \text{ tf.cm} \Rightarrow M_u = P_u l / 4 \quad (l = 300,0 \text{ cm}) \Rightarrow P_u \cong 28 \text{ tf}$$

$$A_s = 7,66 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 16,0 \text{ mm} - 8 \text{ cm}^2)$$

Foi adotada, portanto, uma armadura de flexão igual para o concreto de resistência usual e para o concreto de alta resistência. A armadura de cisalhamento, calculada segundo a norma NBR-6118^[2], resultou em 13 estribos de 5 mm espaçados de 25 cm:

$$\left[\frac{A_s}{s} \right] = 0,25\% b_w s$$

$$s \leq \begin{cases} 0,5d = 0,5 \cdot 57 = 28,5 \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow s_{\text{adot}} = 25 \text{ cm} \Rightarrow 13 \phi 5 \text{ mm c. } 25 \text{ cm}$$

3.1.2 Cálculo da Armadura de Pele

3.1.2.1 Segundo a NBR – 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado

$$A_{pele} = \frac{0,05}{100} b_w h = 0,0005 \cdot 12 \cdot 60 = 0,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2\phi 5 \text{ mm } (0,4 \text{ cm}^2) \text{ por face}$$

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 30\text{cm} \end{cases} \Rightarrow s_{adot} = 15 \text{ cm}$$

V1-A e V1-B

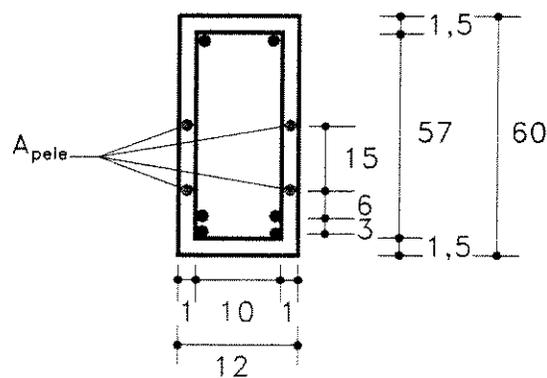


FIGURA 3-4: Armadura de Pele determinada de acordo com a NBR-6118

3.1.2.2 Segundo a NBR – 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido

$$A_{pele} = \frac{0,10}{100} b_w h = 0,10\% \cdot 12 \cdot 60 = 0,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 5 \text{ mm (0,8 cm}^2\text{) por face}$$

$$s \leq \begin{cases} d/3 \\ 30\text{cm} \end{cases} \Rightarrow s_{adot} = 10 \text{ cm}$$

V2-A e V2-B

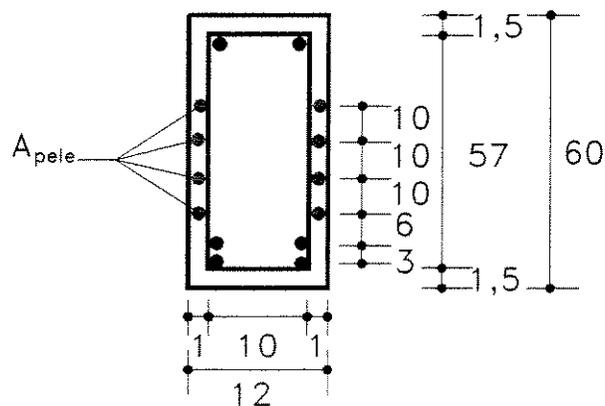


FIGURA 3-5: Armadura de Pele determinada de acordo com a NBR-7187

3.1.2.3 Segundo o CEB-90

$$A_{st} = 0,01 A_{ct,ext} - \text{Armadura transversal mínima}$$

$$A_l = 0,02 A_{ct,ext} - \text{Armadura longitudinal mínima}$$

onde $A_{ct,ext}$ é a área externa de concreto tracionado.

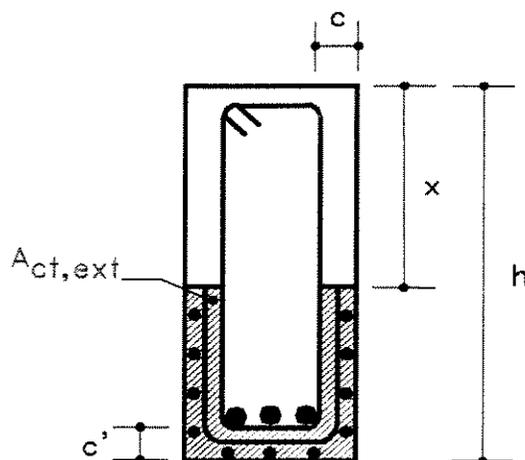


FIGURA 3-6: Área Externa de concreto tracionado

Como $\beta_x \text{ adotA} = 0,35$ (concreto usual) e $\beta_x \text{ adotB} = 0,10$ (concreto de alta resistência), podemos calcular $A_{ct,ext}$. Para o primeiro caso, o posicionamento da linha neutra é $x = 20,00$ cm, e para o segundo $x = 5,7$ cm. Adotando um cobrimento de $c = 1,0$ cm e $c' = 1,5$ cm, teremos:

$$A_{ct,ext A} = 2c(h - x) + c'(b_w - 2c) = 2.1(60 - 19,95) + 1,5(12 - 2.1) = 95,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{ct,ext B} = 2c(h - x) + c'(b_w - 2c) = 2.1(60 - 5,7) + 1,5(12 - 2.1) = 123,60 \text{ cm}^2$$

Portanto, as armaduras mínimas serão:

$$A_{st} = 0,01 A_{ct,ext} = 0,01.95,1 = 0,95 \text{ cm}^2 - \text{Concreto usual}$$

$$A_l = 0,02 A_{ct,ext} = 0,02.95,1 = 1,90 \text{ cm}^2 - \text{Concreto usual}$$

$$A_{st} = 0,01 A_{ct,ext} = 0,01.123,6 = 1,24 \text{ cm}^2 - \text{Concreto de alta resistência}$$

$$A_l = 0,02 A_{ct,ext} = 0,02.123,6 = 2,47 \text{ cm}^2 - \text{Concreto de alta resistência}$$

No detalhamento (FIG.3-8), o CEB define a armadura de pele da seguinte forma:

$$A_{st} = 0,01s_t c - \text{Armadura de Pele Transversal}$$

$$A_l = 0,02s_l c - \text{Armadura de Pele Longitudinal}$$

onde s_l e s_t são respectivamente o espaçamento entre as armaduras longitudinais e transversais e c o cobrimento.

Os espaçamentos máximos permitidos são:

$$s_t \leq 10,0 \text{ cm}$$

$$s_l \leq 10,0 \text{ cm}$$

Adotando cobrimento de $c = 1,0$ cm e espaçamentos máximos $s_t = s_l = 10,0$ cm, então teremos:

$$A_{st} = 0,01 \cdot s_t \cdot c = 0,01 \cdot 10 \cdot 1 = 0,1 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0,02 \cdot s_l \cdot c = 0,02 \cdot 10 \cdot 1 = 0,2 \text{ cm}^2$$

onde A_{st} e A_l são as áreas de **uma barra** de armadura de pele nas direções transversal e longitudinal, respectivamente.

Com essas considerações e obedecendo o espaçamento adotado, a armadura de pele total será:

$$A_{st \text{ TOTAL}} = 32 \phi 5 \text{ mm c. } 10 \text{ cm}$$

$$A_{l \text{ TOTAL}} = 10 \phi 5 \text{ mm c. } 10 \text{ cm}$$

V3-A e V3-B

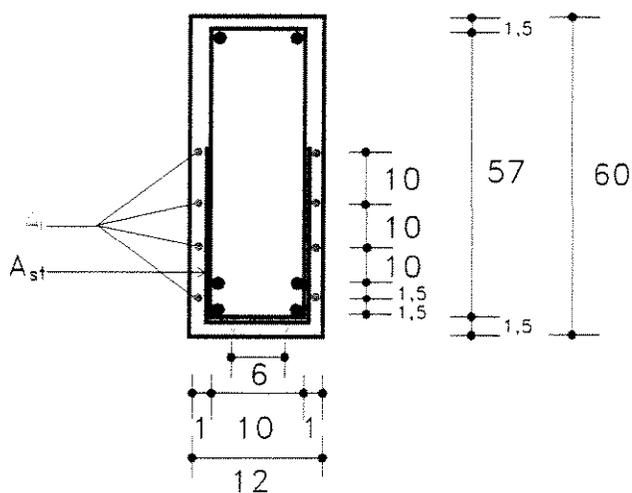


FIGURA 3-7: Armadura de Pele determinada de acordo com o CEB-90

3.1.2.4 Segundo o EUROCODE-2/92

A área de armadura de pele $A_{s,surf}$ deve ser:

$$A_{s,surf} \geq 0,01 A_{ct,ext}$$

$$A_{s,surf} \geq 0,01.95,1 = 0,95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\phi 5\text{mm} (1,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s,surf} \geq 0,01.123,6 = 1,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7\phi 5\text{mm} (1,40 \text{ cm}^2)$$

onde $A_{ct,ext}$ é a área externa de concreto tracionado (calculada no item anterior, tanto para o concreto usual quanto para o concreto de alta resistência).

$A_{s,surf}$ representa a área de armadura adicional na direção longitudinal da peça.

Embora na figura 5.15, do item 5.4.2.4 $A_{s,surf}$ seja definida como uma malha de armadura transversal e longitudinal, observa-se que no texto deste item está definida apenas a porcentagem da armadura longitudinal, em relação a uma área de concreto $A_{ct,ext}$ perpendicular à direção das barras longitudinais, calculada de forma semelhante pelo CEB-90^[4], e com valor igual a metade da proposta deste.

A armadura de pele na direção transversal da peça foi adotada como sendo igual à calculada pelo CEB-90:

$$A_{st} = 32\phi 5 \text{ mm c. } 10 \text{ cm}$$

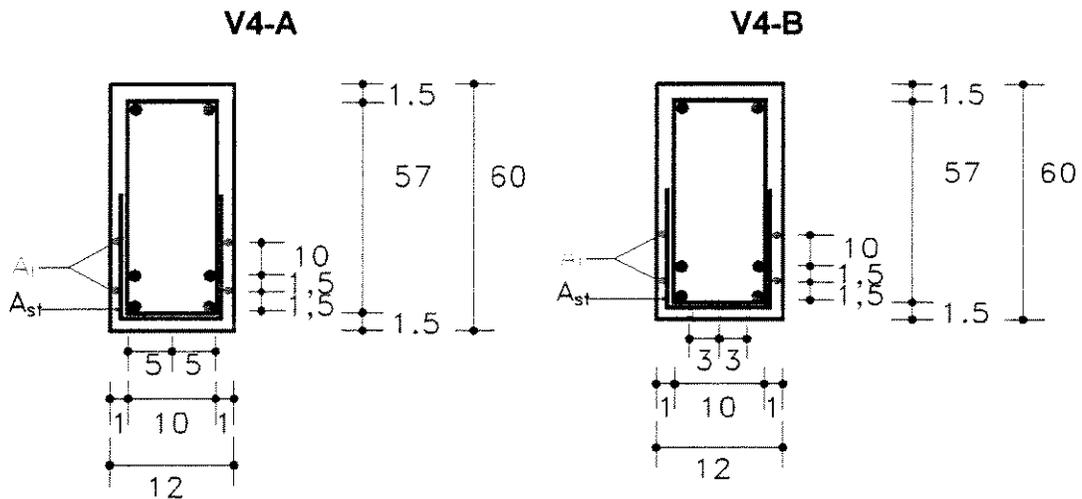


FIGURA 3-8 : Armadura de Pele determinada de acordo com o EUROCODE

3.2 RESUMO

TABELA 3-1: Resumo das Armaduras das Vigas

		ARMADURA PRINCIPAL				
A_s		4 # 16mm				
A_{sw}		13 # 5mm				
		ARMADURA DE PELE				
		EUROCODE-92				
		NBR- 6118	NBR-7187	CEB-90	Concreto Usual	Concreto de Alta Resistência
A_l		4 # 5mm	8 # 5mm	10 # 5mm	5 # 5mm	7 # 5 mm
A_{st}		-	-	32 # 5mm	32 # 5mm	32 # 5mm

onde A_l é a armadura de pele na direção longitudinal da peça;

A_{st} é a armadura de pele na direção transversal da peça;

A_s é a armadura principal de flexão;

A_{sw} é a armadura principal de cisalhamento.

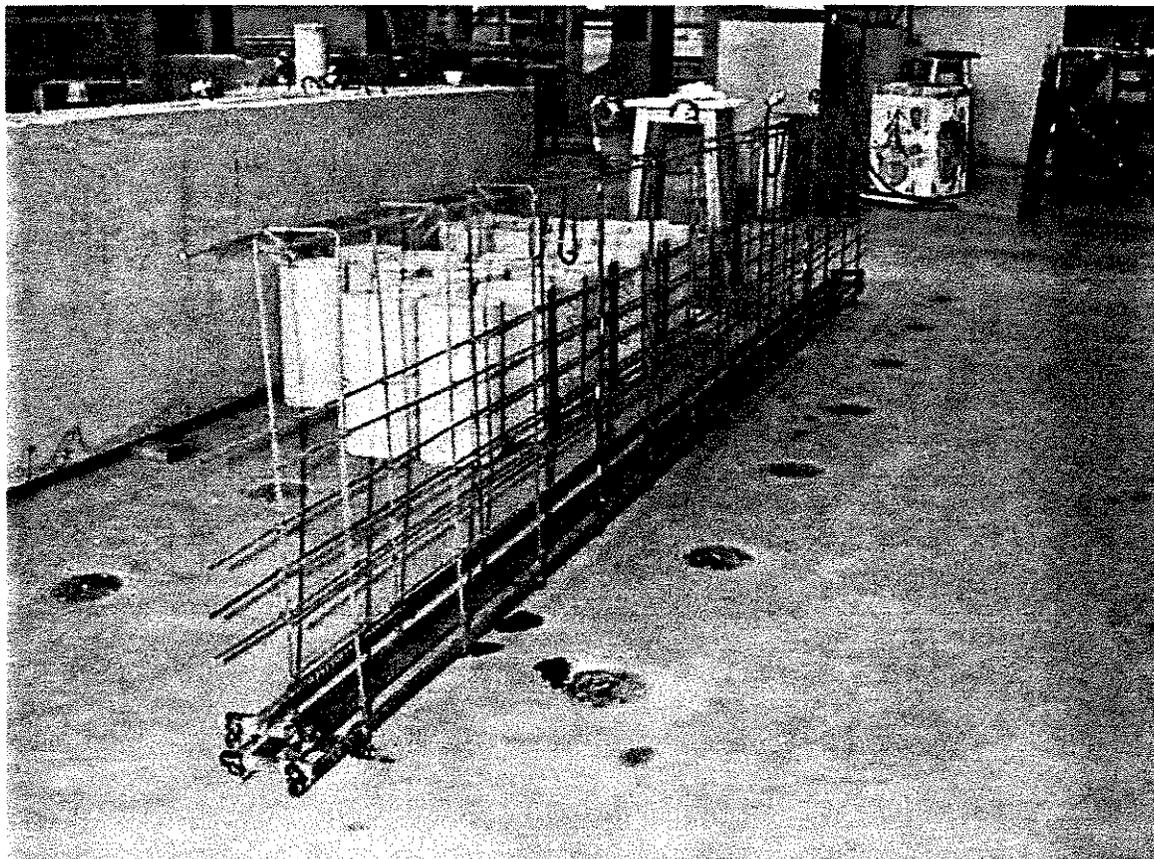


FIGURA 3-9: Detalhe da armadura de uma das vigas

CAPÍTULO 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 DOSAGEM

Primeiramente foi definido o traço de concreto a ser usado na execução das vigas. As composições e as propriedades desses concretos, assim como os resultados da resistência à compressão, tomados como a média de dois corpos-de-prova ensaiados para cada mistura, são dadas nas tabelas abaixo (TAB. 4-1 e TAB 4-2):

TABELA 4-1: Composição da mistura para concreto de resistência usual

Cimento (kg/m ³)	Agregado Miúdo (kg/m ³)	Agregado Graúdo (kg/m ³)	Relação Água/cimento	Resistência Média à Compressão (MPa)	
				7 dias	28 dias
357,0	750,0	1035,0	0,60	12,5	22,4

TABELA 4- 2: Composição da mistura para concreto de alta resistência

Cimento (kg/m³)	Agregado Miúdo (kg/m³)	Agregado Graúdo (kg/m³)	Água (l/m³)	Microsilica (kg/m³) (*)
580,0	630,0	970,0	165,3	87,0
Superplastificante (l/m³) (**)	Relação Água/Material Cimentante	Resistência Média à Compressão (MPa)		
		7 dias	28 dias	
38,8	0,30	59,0	78,3	

(*) 15% da quantidade de cimento

(**) 1,5% da quantidade de cimento

4.2 DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMA DE CARREGAMENTO

Foram executadas oito vigas de concreto com seção retangular, cujas dimensões e esquema de carregamento são apresentados na figura FIG.4-1. O comprimento total dessas vigas foi fixado em 330,0 cm, e seu vão entre apoios em 300,0cm. As vigas foram carregadas com uma força concentrada no meio do vão. Os detalhes das armaduras estão indicados nas figuras FIG. 4-2 a FIG. 4-6.

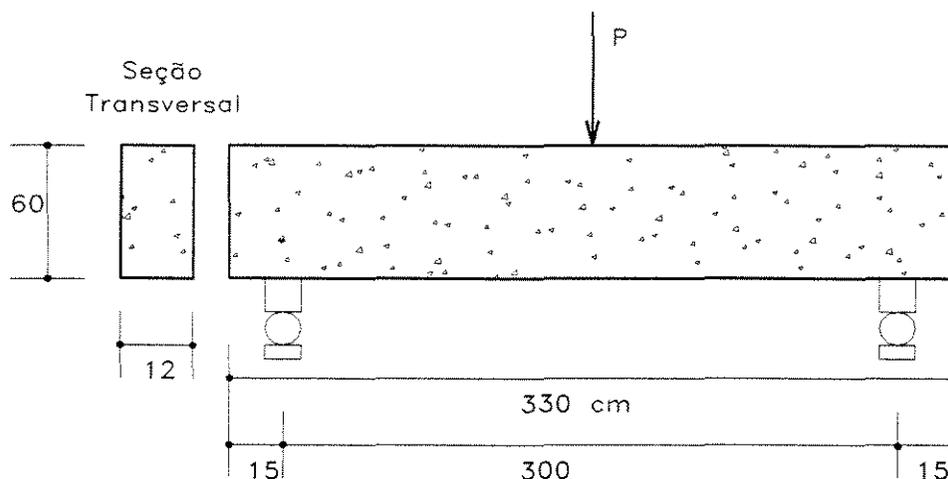


FIGURA 4-1: Detalhes das vigas e esquema de carregamento

A armadura longitudinal principal das vigas foi constante para todos os modelos e composta por quatro barras de aço CA-50A, com 16,0 mm de diâmetro, dispostas em duas camadas. A armadura transversal, por sua vez, constou de 13 estribos de diâmetro 5mm de aço CA-60B, com formato retangular com ganchos a 90° , com espaçamento de 25,0 cm entre eles. Duas barras com 5,0 mm de diâmetro, justapostas, foram utilizadas como porta-estribos. O cobrimento da armadura referente à armadura transversal de estribos, para todas as vigas, foi de 1,5 cm na direção da altura da peça e de 1cm na direção da espessura.

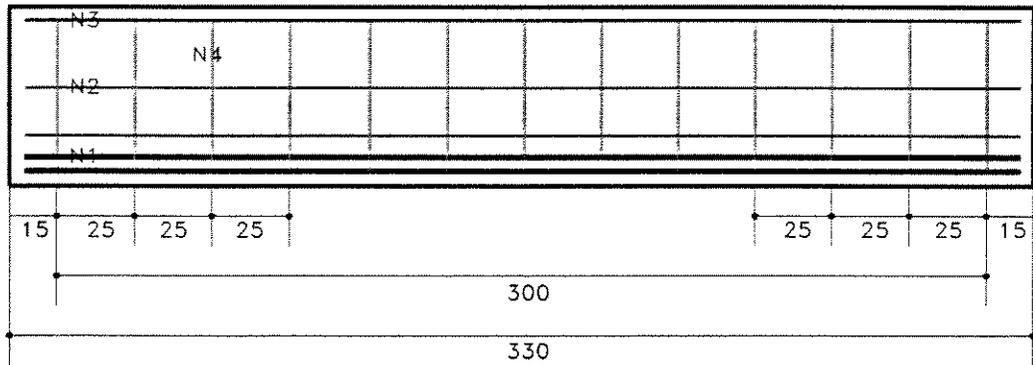
O diferencial de cada uma das vigas foi a armadura de pele, calculada no capítulo anterior. A nomenclatura adotada para os modelos foi a seguinte:

- Concreto Usual	A
- Concreto de Alta Resistência	B
- NBR-6118	1
- NBR-7187	2
- CEB-90	3
- EUROCODE	4

Seguindo a legenda apresentada anteriormente, teremos:

- Viga **V1-A**: armadura de pele dimensionada segundo a NBR-6118 e concreto usual;
- Viga **V1-B**: armadura de pele dimensionada segundo a NBR-6118 e concreto de alta resistência;
- Viga **V2-A**: armadura de pele dimensionada segundo a NBR-7187 e concreto usual;
- Viga **V2-B**: armadura de pele dimensionada segundo a NBR-7187 e concreto de alta resistência;
- Viga **V3-A**: armadura de pele dimensionada segundo o CEB-90 e concreto usual;
- Viga **V3-B**: armadura de pele dimensionada segundo a CEB-90 e concreto de alta resistência;
- Viga **V4-A**: armadura de pele dimensionada segundo o EUROCODE e concreto usual;
- Viga **V4-B**: armadura de pele dimensionada segundo o EUROCODE e concreto de alta resistência.

VIGAS V1-A E V1-B
(medidas em cm)



N1 - 4 # 16 mm

328

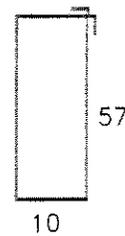
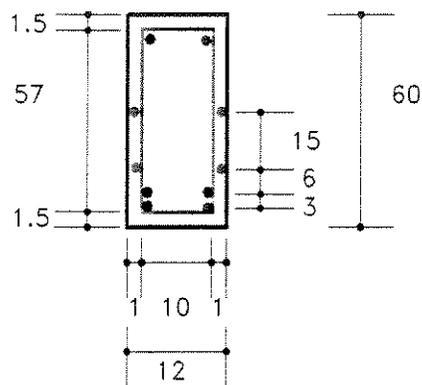
N2 - 4 # 5 mm

328

N3 - 2 # 5 mm

328

Seção Transversal

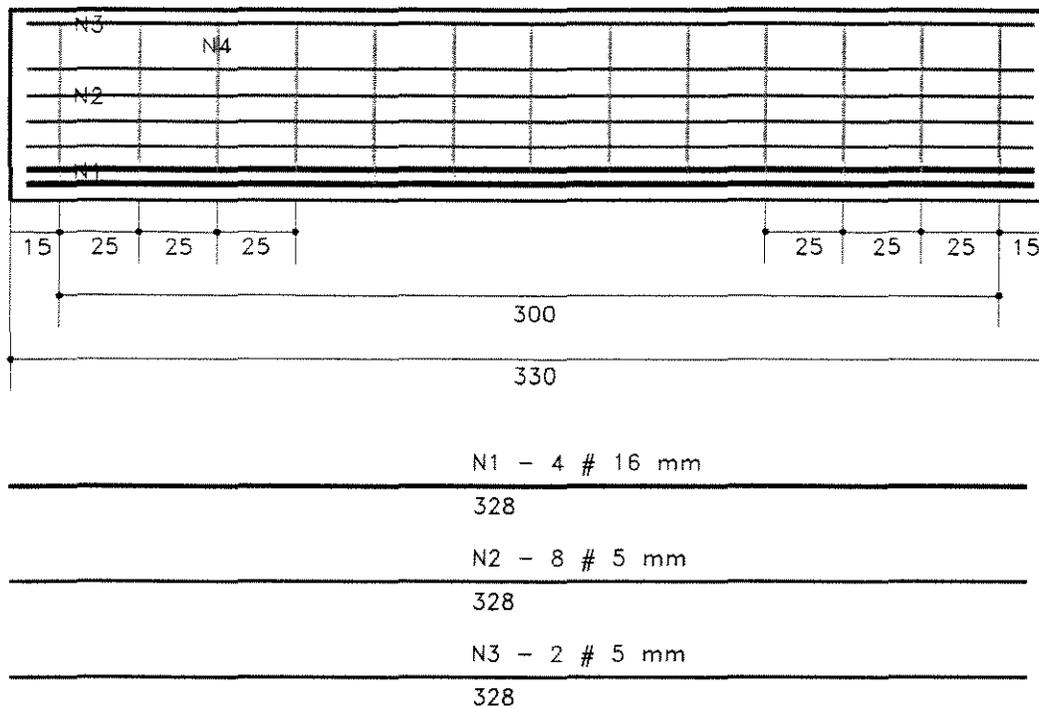


N4 - 13 # 5 mm cd. 25

FIGURA 4-2: Geometria e detalhes de armação das vigas V1-A e V1-B

VIGAS V2-A E V2-B

(medidas em cm)



Seção Transversal

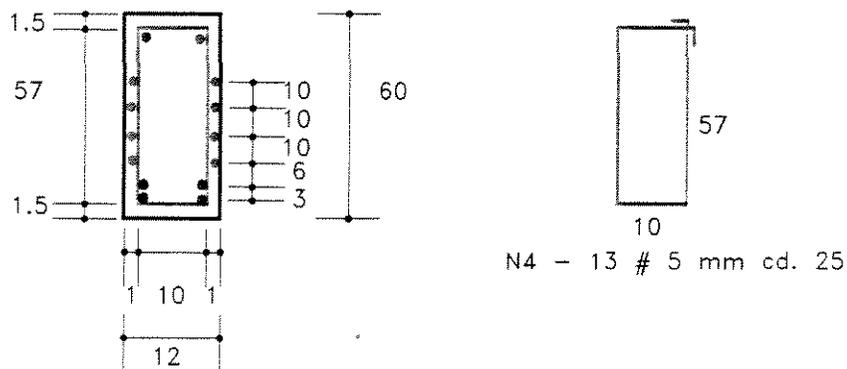
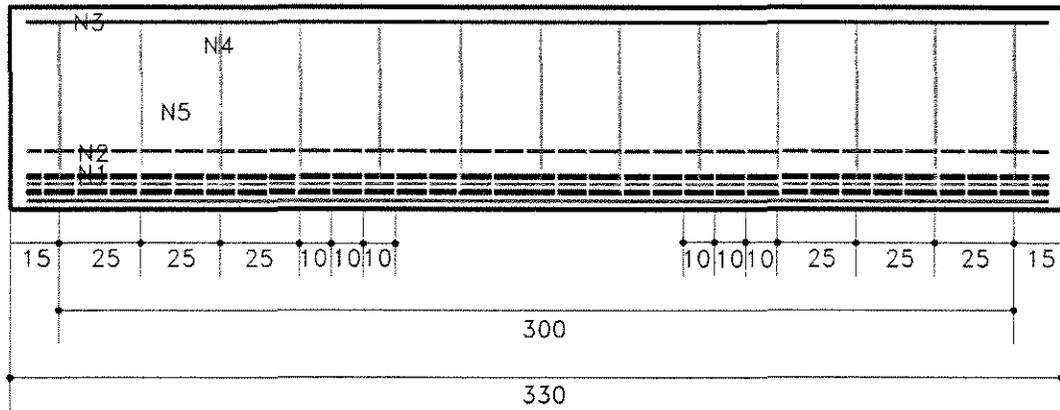


FIGURA 4-3: Geometria e detalhes de armação das vigas V2-A e V2-B

VIGA V4-A

(medidas em cm)



N1 - 4 # 16 mm

328

N2 - 5 # 5 mm

328

N3 - 2 # 5 mm

328

Seção Transversal

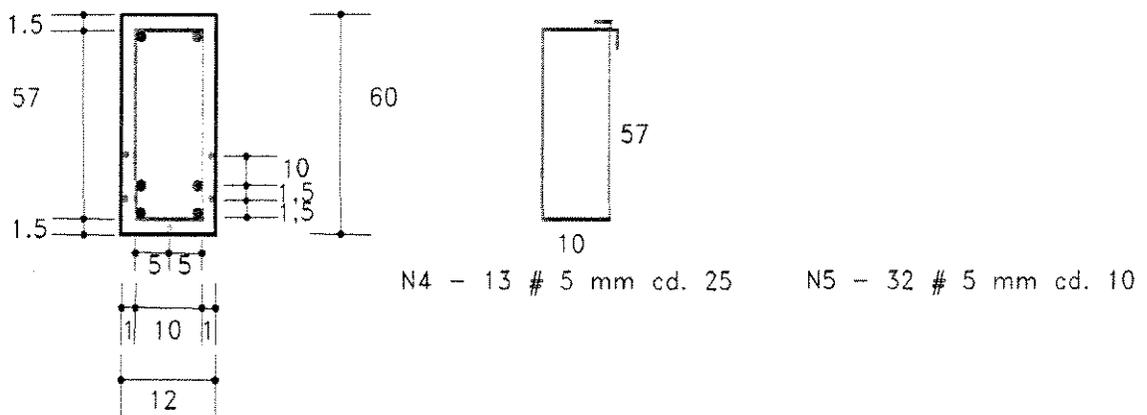
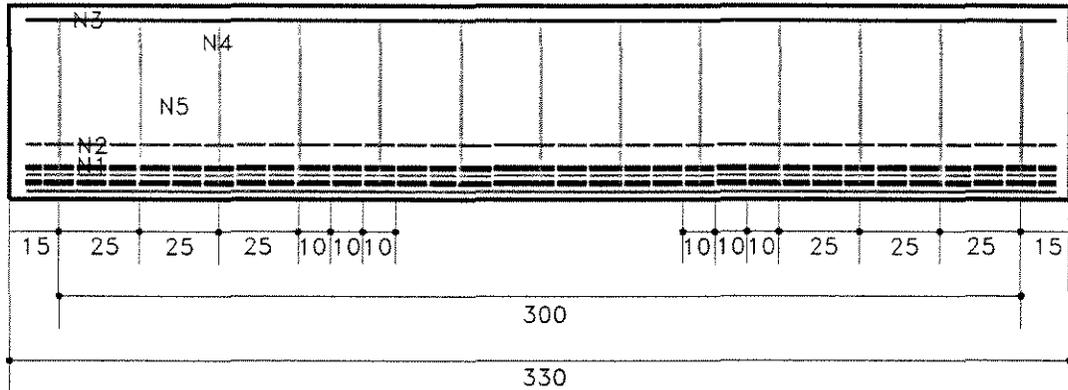


FIGURA 4-5: Geometria e detalhes de armação da viga V4-A

VIGA V4-B (medidas em cm)



	N1 - 4 # 16 mm
	328
	N2 - 7 # 5 mm
	328
	N3 - 2 # 5 mm
	328

Seção Transversal

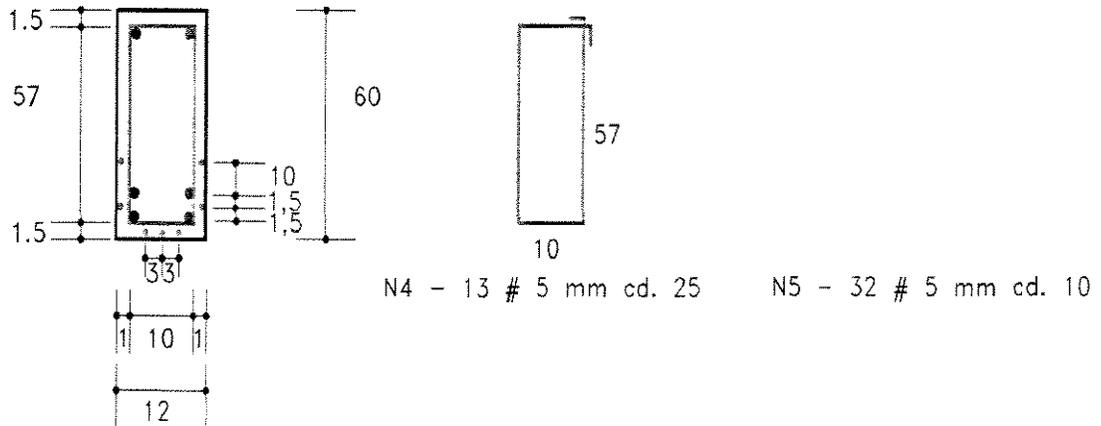


FIGURA 4-6: Geometria e detalhes de armação da viga V4-B

4.3 MATERIAIS

Com base nos resultados dos ensaios dos concretos feitos anteriormente em corpos-de-prova, foram adotados os traços já apresentados. Nestas misturas os componentes empregados na obtenção dos concretos de resistência usual e de alta resistência foram:

1. Concreto de resistência usual:

- cimento CII-F-32;
- agregado miúdo: areia característica da região, com dimensão máxima igual a 4,8mm e com módulo de finura igual a 2,55;
- agregado graúdo: brita 1 com dimensão máxima igual a 19,0 mm e módulo de finura igual a 6,46.

2. Concreto de Alta Resistência:

- cimento: CPV-ARI-PLUS, da marca Eldorado;
- agregado miúdo: areia característica da região, com dimensão máxima igual a 4,8mm e com módulo de finura igual a 2,55;
- agregado graúdo: brita 1 com dimensão máxima igual a 19,0 mm e módulo de finura igual a 6,46.
- microssilica: SILMIX, tipo ND da CCM;
- superplastificante: REAX-3000.

As composições granulométricas dos agregados, que já eram disponíveis por terem sido feitas para estudos anteriores, são apresentadas nas tabelas TAB. 4-3 e TAB. 4-4.

TABELA 4-3: Análise Granulométrica do Agregado Miúdo: Areia

Peneira (mm)	Material Retido (g)	Individuais (%)	Retido Acumulado (%)
6,3	12,6	1	1
4,8	8,6	1	2
2,4	60,5	6	8
1,2	145,0	13	21
0,6	274,7	25	46
0,3	367,6	34	80
0,15	187,1	17	97
Fundo	38,8	3	100
TOTAIS	1094	100	255

TABELA 4- 4: Análise Granulométrica do Agregado Graúdo: Brita 1

Peneira (mm)	Material Retido (g)	Individuais (%)	Retido Acumulado (%)
25	0	0	0
19	0	0	0
12,5	2883,6	38	38
9,5	1503,7	20	58
6,3	2114,9	28	86
4,8	625,2	8	94
2,4	315,1	4	98
1,2	68,7	1	99
0,6	23,3	0	99
0,3	23,2	0	99
0,15	23,6	0	99
Fundo	79,8	1	100
TOTAIS	7661,1	100	646

Foram retiradas amostras de cada barra de aço utilizada na armadura, para serem ensaiadas à tração. As deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos. As características mecânicas dos aços utilizados na confecção dos oito modelos são apresentadas na tabela à seguir (TAB. 4-5).

TABELA 4-5: Características mecânicas dos aços de bitolas 5 mm e 16 mm

Bitola (mm)	Comprimento das Barras (m)	Fabricante	Tipo do Aço	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	S_0 (mm ²)
5	12	-	CA-60B	774,3	5,78	19,54
16	12	ITS-50	CA50-A	563,8	2,54	199,84

4.4 EXECUÇÃO DAS VIGAS

Os agregados utilizados nos ensaios permaneciam estendidos no piso do laboratório, para secagem, durante alguns dias. A brita também recebia o mesmo tratamento, quando necessário.

O cimento e a microssílica, em estado seco, eram previamente homogeneizados em betoneira com eixo inclinado.

A água utilizada era dividida em três partes. A primeira parte era conservada em estado natural enquanto as outras duas eram misturadas, cada uma, com metade da quantidade do superplastificante previsto na mistura.

Os materiais eram misturados em betoneira com eixo inclinado e com capacidade para produzir 150 litros de concreto. A concretagem de cada viga era feita em duas etapas, já que o volume de concreto da viga era maior do que a capacidade da betoneira. Para cada uma das betonadas eram moldados três corpos-de-prova. A colocação dos materiais era feita na seguinte ordem:

- Concreto de alta resistência:

Primeiramente era colocado o agregado graúdo, a seguir 1/3 da água no estado natural, metade da mistura de cimento com microssílica, 1/3 de água com metade do superplastificante, o restante da mistura de cimento com microssílica, a areia e o 1/3 restante da água com a outra metade do superplastificante.

- Concreto de resistência usual:

Agregado graúdo, 1/3 da água, o cimento, 1/3 da água, areia e o 1/3 restante da água.

Era necessário um tempo de 10 a 15 minutos de mistura, para atingir a trabalhabilidade desejada.

As vigas foram moldadas em fôrma de madeira, que recebiam previamente uma demão de óleo nas suas superfícies internas, com o propósito de diminuir a sua aderência com o concreto e facilitar o processo de desmoldagem. A fôrma tinha seção retangular com 12 cm de largura e 50 cm de altura com 330 cm de comprimento e foi construída de forma a propiciar sua reutilização na concretagem das demais peças.

No adensamento do concreto foi utilizado um vibrador de imersão dotado de agulha com 25 mm de diâmetro. Após cada concretagem, as vigas e os corpos-de-prova permaneciam cobertos com lona de plástico. Eram desmoldados após 5 dias, aproximadamente, e cobertos com a lona, até a data do ensaio.

Durante a fase de concretagem, foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos de concreto de concreto usual de dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, por viga, que foram devidamente conservados sob uma lona plástica e ensaiados juntamente com as vigas a eles correspondentes. Os corpos-de-prova foram moldados com as vigas para

controle da resistência e determinação do diagrama tensão-deformação do concreto.

Com o objetivo de destacar a fissuração, antes de serem ensaiadas, as vigas recebiam uma pintura de látex branco, e a armadura de cada viga era desenhada a lápis na superfície das mesmas.

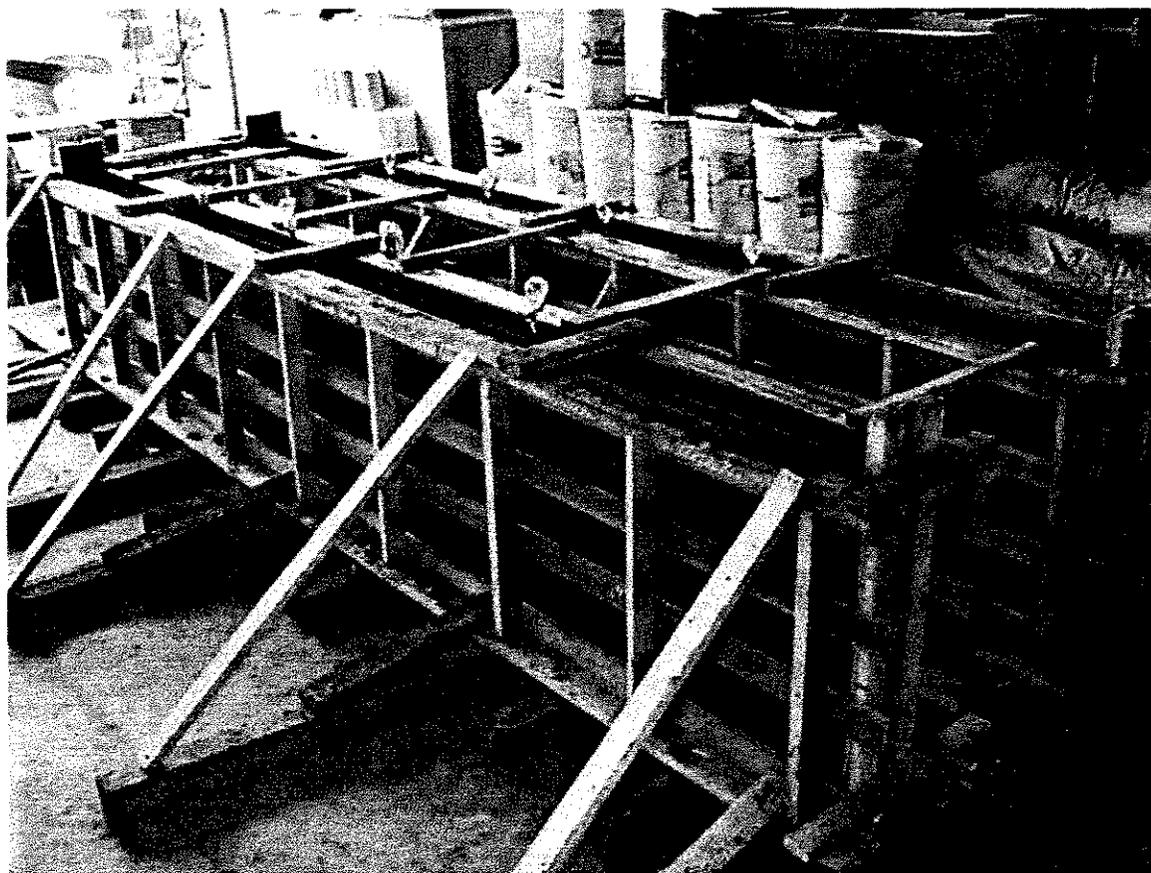


FIGURA 4-7: Detalhe das Formas usadas para a concretagem das vigas

4.5 INSTRUMENTAÇÃO

Para as medidas de deformações nas armaduras, foram usados extensômetros elétricos. Na fixação destes, foi usado adesivo à base de cianocrilato e, para sua proteção, foram isolados e impermeabilizados com fita plástica isolante.

Nas oito vigas ensaiadas, as armaduras foram instrumentadas em três posições principais, em apenas uma de suas faces: no meio do vão, no quarto central da viga à direita e no quarto central à esquerda. Na identificação dos pontos instrumentados com o uso dos extensômetros elétricos, adotou-se a seguinte legenda:

- L: extensômetro na armadura longitudinal (armadura principal ou de pele);
- T: extensômetro na armadura transversal;
- M : extensômetro no meio do vão;
- D: extensômetro $\frac{1}{4}$ à direita do meio do vão;
- E: extensômetro $\frac{1}{4}$ à esquerda do meio do vão.

Essa codificação era seguida de um número que identificava a posição dos extensômetros conforme definido nas figuras FIG. 4-10 a 4-14.

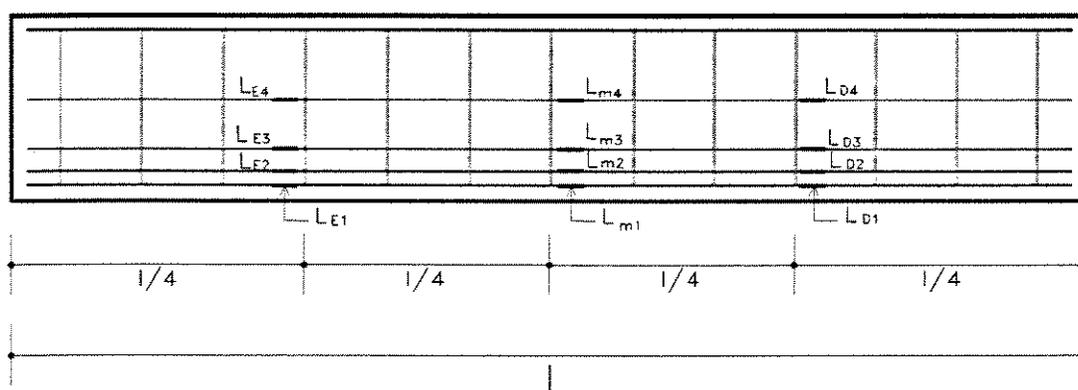


FIGURA 4-8: Posicionamento dos Extensômetros das Vigas V1-A e V1-B

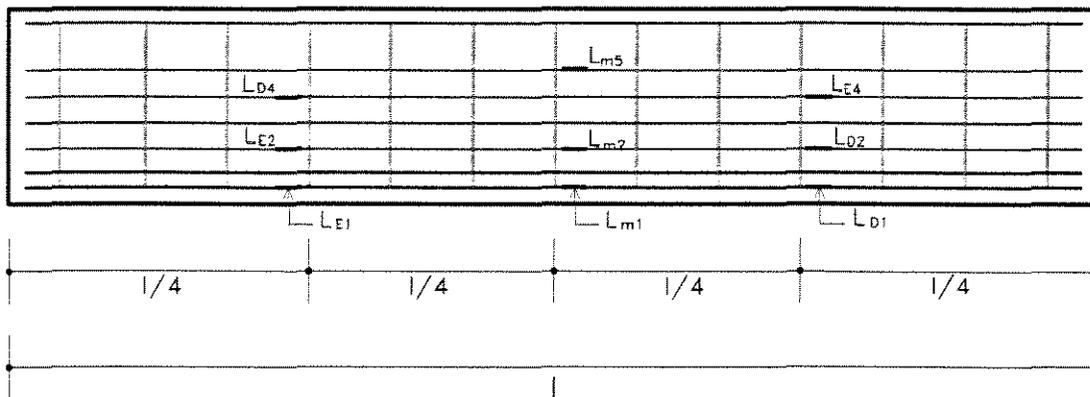


FIGURA 4-9: Posicionamento dos Extensômetros das Vigas V2-A e V2-B

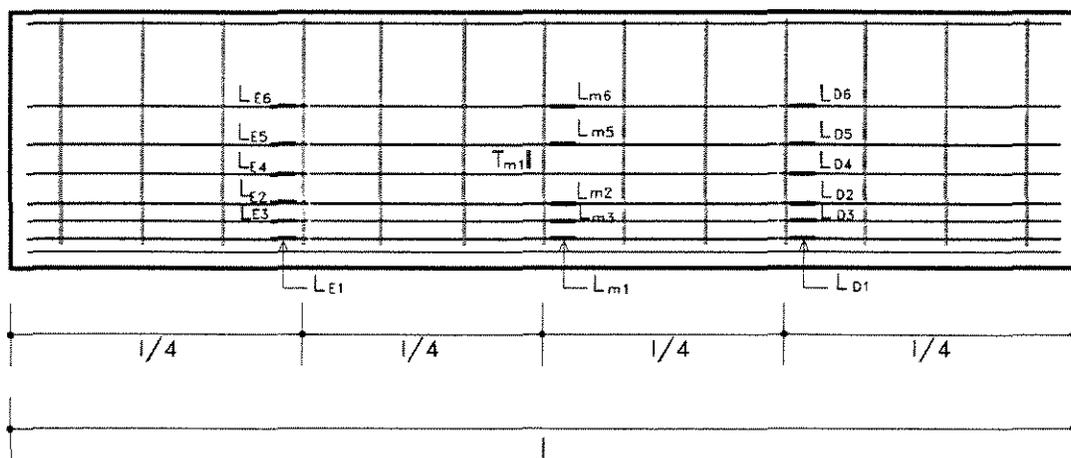


FIGURA 4-10: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V3-A(*)

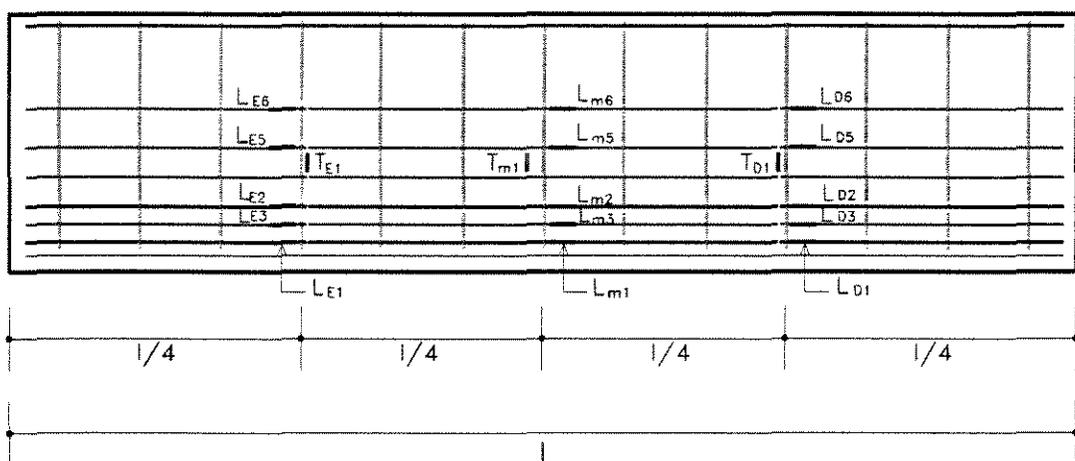


FIGURA 4-11: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V3-B(*)

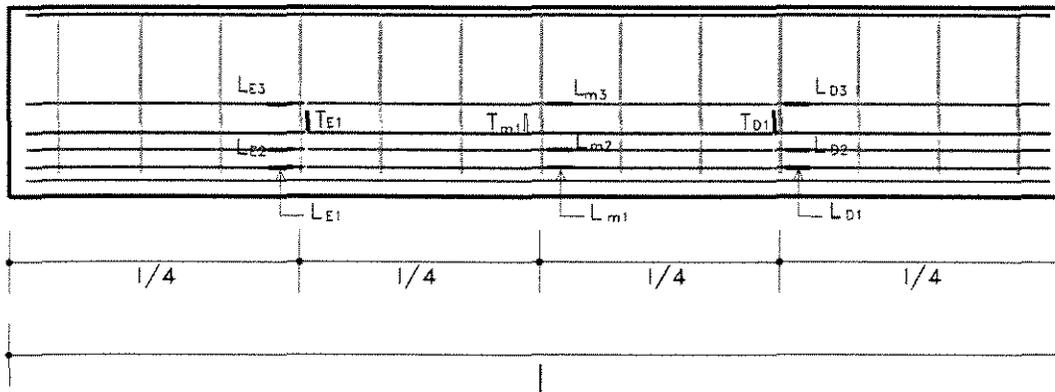


FIGURA 4-12: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V4-A^(*)

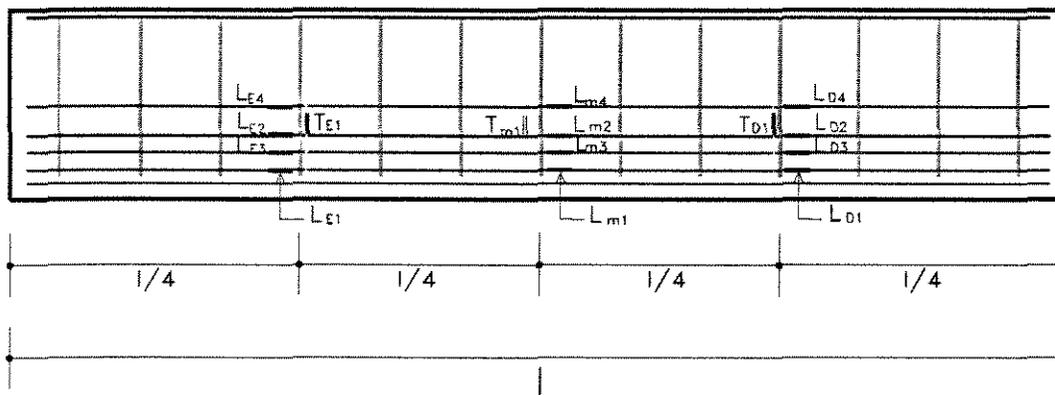


FIGURA 4-13: Posicionamento dos Extensômetros da Viga V4-B^(*)

^(*)O restante da armadura de pele composto de estribos em "U" não foi mostrado nas figuras FIG. 4-10 a FIG. 4-13 para possibilitar uma melhor visualização do posicionamento dos extensômetros.

4.6 CARREGAMENTO

Para o monitoramento da carga aplicada durante os ensaios, foi empregada uma célula de carga instrumentada com extensômetros elétricos, calibrada para uma carga máxima de 60 tf.

O controle das cargas aplicadas durante os ensaios era efetuado pela monitorização dos sinais da célula de carga ligada a um indicador Tepic Huggenberger, de registro manual, pelo qual era controlada a operação de bombeamento de óleo no cilindro hidráulico.

Foram usados extensômetros elétricos KYOWA, com base de medida de 5 mm para aferição das deformações nas armaduras. Estes eram ligados ao sistema de aquisição de dados SG-5000 através de fiações soldadas aos seus terminais. Para a medida das flechas no meio do vão das vigas, foi utilizado um defletômetro mecânico Messner, com sensibilidade 0,01 mm e curso de 50 mm.

Para efetuar o carregamento das vigas, utilizou-se um pórtico de aço, de capacidade de até 60 tf, fixado à laje de reação do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção – LEMC, da UNICAMP (FIG. 4-14 e FIG. 4-15).

Para apoio das vigas, foram usados dois blocos de concreto armado, com 60 cm de altura, fixados à laje de reação através de parafusos e porcas. Sobre cada um desses blocos, foi colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço, que compunham um apoio fixo em um extremo e um móvel no outro.

As vigas foram carregadas com uma carga concentrada no meio do vão, a 150 cm dos apoios ou 165 cm das extremidades das vigas. Esta carga foi aplicada através da célula de carga e desta à viga de concreto, transferindo a carga do macaco hidráulico para uma placa de aço com 10 cm de largura que, naquela posição, se apoiava sobre a viga de concreto em toda a sua largura.

A carga era aplicada monotonicamente por um macaco hidráulico, com incrementos que variaram de 1tf a 2tf, até a ruptura da peça. Para cada estágio de carregamento, eram feitas leituras da flecha. Uma observação do panorama de fissuração era efetuada após as leituras, sendo a sua evolução marcada com tinta preta na superfície de concreto.

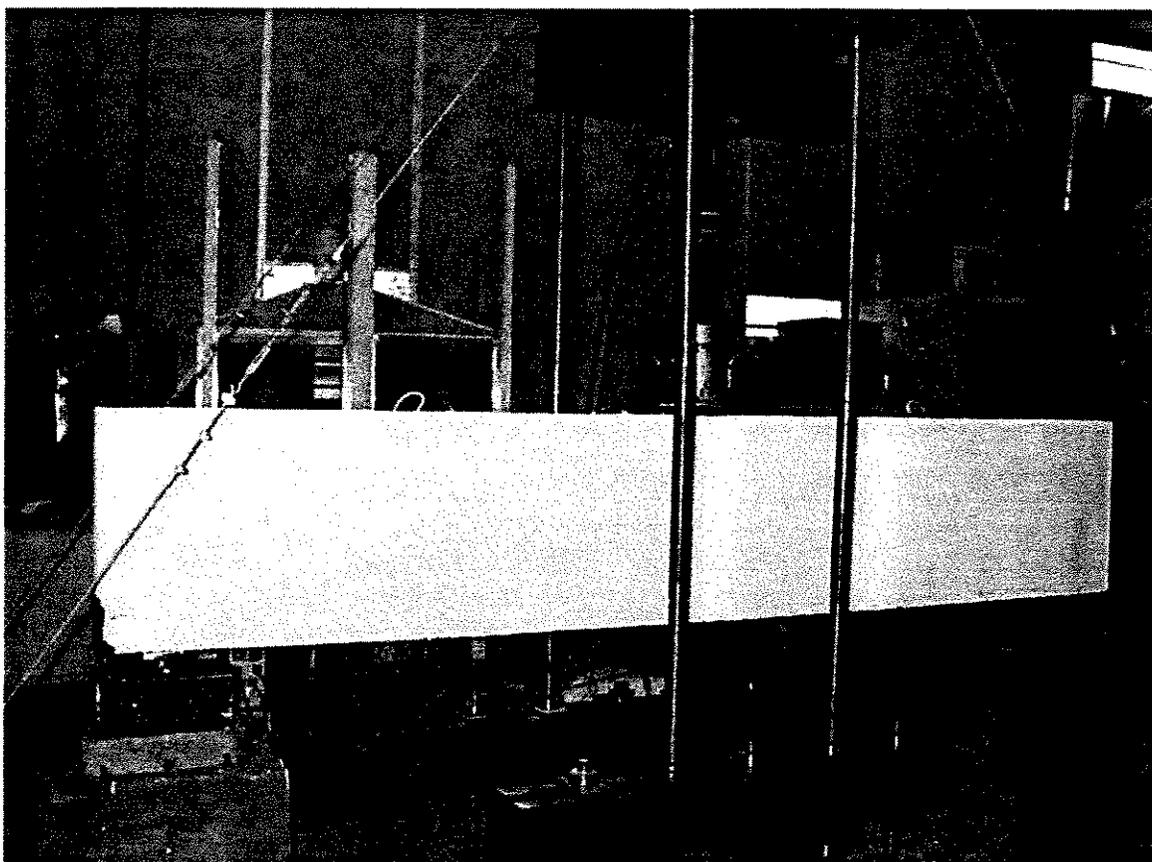


FIGURA 4-14: Pórtico de aço com capacidade de 60 tf

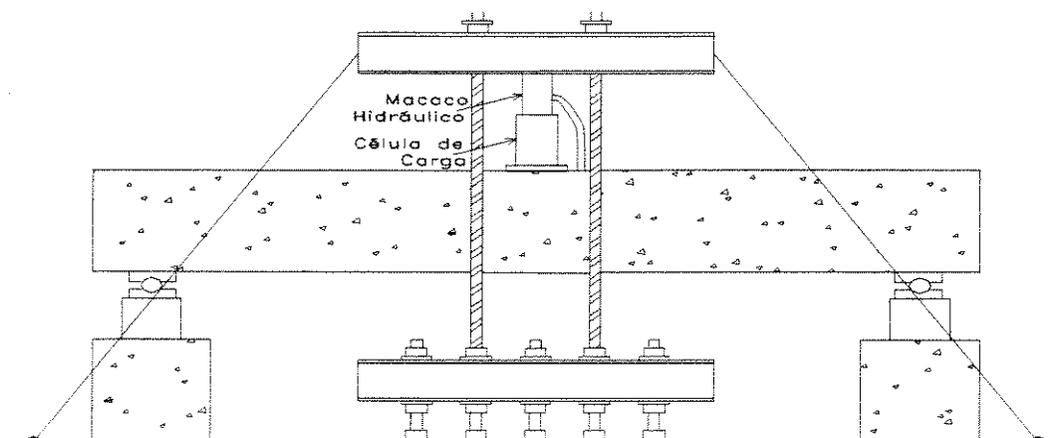


FIGURA 4-15: Detalhe do pórtico usado no ensaio dos modelos



FIGURA 4-16: Sistema de Aquisição de Dados

CAPÍTULO 5 – RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo o objetivo principal é descrever os detalhes referentes a cada viga ensaiada, assim como apresentar os resultados que foram obtidos através dos ensaios efetuados. Na tabela TAB. 5-1 é feita uma estimativa das cargas de ruptura para os modelos ensaiados e uma comparação entre os valores teóricos e os experimentais.

TABELA 5-1: Comparação entre P_{teor} e P_{exp}

VIGAS	f_{c28} (MPa)	A_s (cm ²)	ϵ_y (‰)	f_y (MPa)	P_{teor} (tf)	P_{exp} (tf)	P_{exp}/P_{teor}
V1-A	21,5	8	2,54	563,8	25	17	0,68
V2-A	22,0	8	2,54	563,8	25	24	0,96
V3-A	20,9	8	2,54	563,8	25	26	1,04
V4-A	22,9	8	2,54	563,8	25	30	1,2
V1-B	71,8	8	2,54	563,8	28	27	0,96
V2-B	72,5	8	2,54	563,8	28	31	1,11
V3-B	69,3	8	2,54	563,8	28	34	1,21
V4-B	69,0	8	2,54	563,8	28	38	1,36

As cargas iniciais do processo de fissuração, de ruptura e de escoamento, bem como as resistências à compressão do concreto, se encontram na tabela TAB. 5-2.

TABELA 5- 2: Resumo das cargas de ruptura das vigas

VIGAS	\square_y (‰)			CARGAS (tf)				
	A _s	A _l	A _{st}	Ruptura	Início do Escoamento			Primeiras Fissuras
					A _s	A _l	A _{st}	
V1-A	2,54	5,78	5,78	17	(*)	(*)	(**)	4
V2-A	2,54	5,78	5,78	24	(*)	(*)	(**)	6
V3-A	2,54	5,78	5,78	26	22	(*)	(*)	7
V4-A	2,54	5,78	5,78	30	19	(*)	(*)	6
V1-B	2,54	5,78	5,78	27	20	(*)	(**)	6
V2-B	2,54	5,78	5,78	31	31	30	(**)	6
V3-B	2,54	5,78	5,78	34	20	27	(*)	8
V4-B	2,54	5,78	5,78	38	37	(*)	(*)	8

(*) Armadura não entrou em escoamento;

(**) Não existe esse tipo de armadura nesta viga.

A primeira viga a ser ensaiada foi a V1-A, carregada com incrementos de carga de 1tf, até atingir o valor da sua carga de ruptura. As demais vigas de concreto usual também seguiram esse mesmo roteiro de carregamento. As primeiras fissuras apareceram com 4 tf. Pode-se observar através do panorama de fissuração desta viga, que a ruptura, com uma carga de aproximadamente 17 tf, deu-se por cisalhamento e esmagamento do

concreto (FIG. 5-1). Tanto a armadura de pele quanto a armadura longitudinal de flexão não chegaram a atingir nem mesmo 30% do valor de ϵ_y , correspondente ao valor de f_y , ou seja, da tensão de escoamento dessas armaduras. A fissuração não foi intensa, principalmente porque a carga de ruptura foi relativamente baixa, não chegando a atingir nem mesmo o valor esperado, de 25 tf. O espaçamento médio entre as fissuras, medido em sua face inferior foi em torno de 5,5 cm (FIG.5-1).

O mesmo foi feito com a segunda viga, a V1-B, adotando-se inicialmente um incremento de 2 tf até o aparecimento das primeiras fissuras inclinadas, mudando-se em seguida para 1 tf. Adotou-se um procedimento semelhante para todas as outras vigas moldadas com concreto de alta resistência. Com uma carga de aproximadamente 20 tf, a armadura principal entrou em escoamento, sendo que as armaduras de pele chegaram a um valor próximo a 93% do carregamento que produziria seu escoamento. A ruptura desta viga também se deu por cisalhamento (FIG. 5-5) com uma carga de 27 tf. O processo de fissuração foi bem mais intenso e do que na viga V1-A e as fissuras que se formaram estavam espaçadas entre 3 a 3,5 cm, em média.

No caso da viga V2-A, observou-se que tanto a armadura principal quanto a armadura de pele tiveram um melhor desempenho do que na V-1A, sendo que chegaram a atingir respectivamente, 67% e 38% do valor de ϵ_y . A ruptura ocorreu com um carregamento estimado em 24 tf, e o modo de ruptura predominante também foi o cisalhamento. A panorama de fissuração foi semelhante ao da viga V1-A, com poucas fissuras bem distribuídas. O espaçamento entre elas também foi similar, variando entre 4 e 5 cm (FIG. 5.2).

A viga V2-B apresentou um comportamento semelhante a V1-B, sendo que, na ruptura, ambas as armaduras de pele e principal entraram em escoamento. Foi uma ruptura mais frágil e explosiva do que dúctil e ocorreu a um nível de carregamento em torno de 31 tf, por tração diagonal e escoamento da armadura principal. O panorama de fissuração se mostrou

um pouco menos inclinado do que os das demais vigas já ensaiadas, com uma boa distribuição, e espaçamentos médios de 5,5 cm (FIG. 5-6).

A viga V3-A, que tinha como diferencial os estribos em "U" prescritos para compor a armadura de pele, apresentou um panorama de fissuração interessante, em que a inclinação das fissuras era mais vertical do que as observadas nas vigas anteriores. No entanto, o modo de ruptura predominante observado também foi o do cisalhamento, com uma carga de 26 tf. As fissuras mais inclinadas apareceram à níveis de carga de 60% da carga de ruptura, se desenvolvendo rapidamente e configurando o modo de ruptura da viga. O processo de fissuração se mostrou mais intenso do que os das outras vigas ensaiadas de concreto usual (V1-A e V2-A), com espaçamento entre fissuras em torno de 4 cm (FIG. 5-3).

A viga V3-B apresentou um desempenho ainda melhor, sendo que o escoamento das armaduras teve início bem antes da ruptura da peça, que ocorreu com 34 tf. A ruptura também foi frágil e repentina, característica do modo de ruptura do cisalhamento e do uso do concreto de alta resistência. O panorama de fissuração desta viga foi mais intenso do que as ensaiadas anteriormente, com concreto de alta resistência. Mesmo assim, o espaçamento médio entre as fissuras não foi menor que 3,5 cm (FIG. 5-7).

O ensaio da viga V4-A apresentou resultados similares ao da viga V3-A, com um aumento de aproximadamente 13% da carga última. O início da fissuração foi observado a partir de 6 tf, com modo de ruptura predominante de cisalhamento e escoamento da armadura principal. O espaçamento entre fissuras, medido na face inferior da viga, foi em média igual a 5 cm. Mesmo tendo chegado a uma carga de ruptura maior do que a da viga V3-A, a fissuração que se observou nesta viga durante o ensaio, foi menos intensa e bem mais distribuída (FIG. 5-4).

A viga V4-B, ao ser preparada para ser colocada no pórtico, sofreu uma queda acidental, acarretada pelo rompimento de um dos cabos do guindaste. No entanto, observou-se que a queda não havia causado danos maiores à estrutura, a não ser algumas fissuras superficiais. Foi portanto, realizado o ensaio e ao seu final ficou constatado que não seria preciso

repeti-lo, devido a boa resposta da viga ao experimento. Esta viga chegou a uma carga de ruptura próxima a 38 tf, com um panorama de fissuração muito bom, se comparado com os apresentados pelas vigas anteriores. O espaçamento entre fissuras foi de, aproximadamente, 5 cm (FIG. 5-8).

As vigas V4-A e V4-B apresentaram comportamento semelhante às vigas V3-A e V3-B, respectivamente. Foi observado um aumento da resistência geral da peça devido à concentração da armadura de pele próxima à armadura de flexão, já que tanto o CEB quanto o EUROCODE não prescrevem uma distância mínima entre a armadura principal de flexão e a armadura de pele, como fazem as normas brasileiras, NBR-6118 e NBR-7187, em que a barra mais próxima da armadura de tração deve distar mais de 6,0 cm e menos de 20,0 cm.

Em todas as vigas, pequenas fissuras de flexão se formavam primeiro, geralmente próximo ao meio do vão. Com o aumento do carregamento, estas se estabilizavam e surgiam as primeiras fissuras diagonais, ligando o ponto de aplicação da carga aos apoios. Estas fissuras inclinadas se iniciavam em torno da posição média da altura da viga, só então se propagando para cima e para baixo. Do contrário do que ocorria com as fissuras de flexão, que se formavam gradualmente, as fissuras diagonais apareciam repentinamente, abrangendo uma grande parte da altura da viga.

A maioria dessas fissuras inclinadas apresentaram aberturas consideráveis, medidas após os ensaios com o auxílio de um paquímetro. As vigas que apresentaram uma maior abertura de fissuras diagonais nas seções de ruptura, foram a V3-A e a V3-B, geralmente entre 1 e 3 mm. As fissuras de flexão formadas nos estágios iniciais de carregamento paravam de se propagar e estabilizavam, atingindo cerca de 60 a 70% da altura da peça, a não ser por algumas fissuras localizadas próximas ao meio do vão que, em todas as vigas, chegavam a atingir sua altura total. O modo predominante de ruptura observado em todas as vigas ensaiadas foi o de cisalhamento, em que as fissuras diagonais apresentavam aberturas

consideráveis e havia um esmagamento do concreto entre as fissuras diagonais adjacentes.

A zona de compressão próxima ao ponto de aplicação do carregamento, para a maioria dos modelos ensaiados, apresentou um esmagamento do concreto desta região, denominada coluna de carregamento.

TABELA 5-3: Modo de ruptura das vigas ensaiadas

VIGAS	CARGA DE RUPTURA (tf)	MODO DE RUPTURA
V1-A	17	cisalhamento (tração diagonal)
V2-A	24	cisalhamento (tração diagonal)
V3-A	26	cisalhamento (tração diagonal com escoamento da armadura principal)
V4-A	30	cisalhamento (tração diagonal com escoamento da armadura principal)
V1-B	27	cisalhamento (tração diagonal com escoamento da armadura principal)
V2-B	31	cisalhamento (tração diagonal com escoamento da armadura principal)
V3-B	34	cisalhamento (tração diagonal com escoamento da armadura principal)
V4-B	38	cisalhamento (tração diagonal com escoamento da armadura principal)

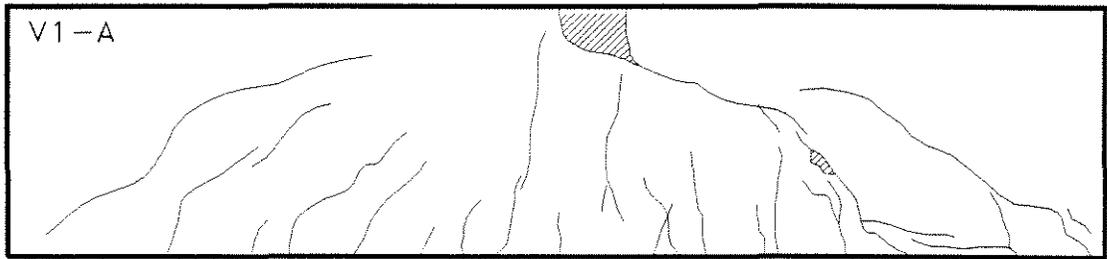


FIGURA 5-1: Panorama de Fissuração da viga V1-A

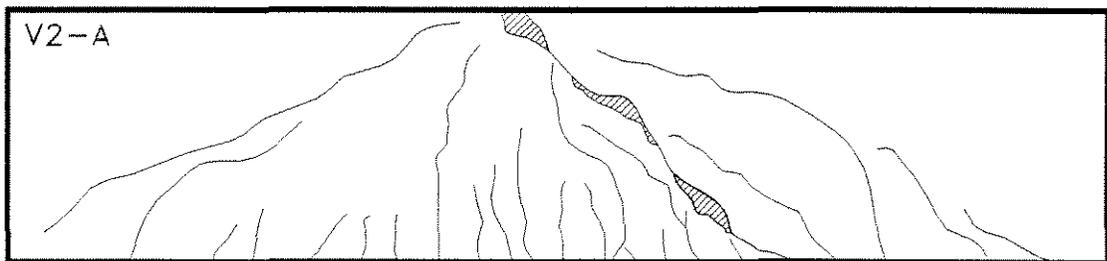


FIGURA 5-2: Panorama de Fissuração da viga V2-A

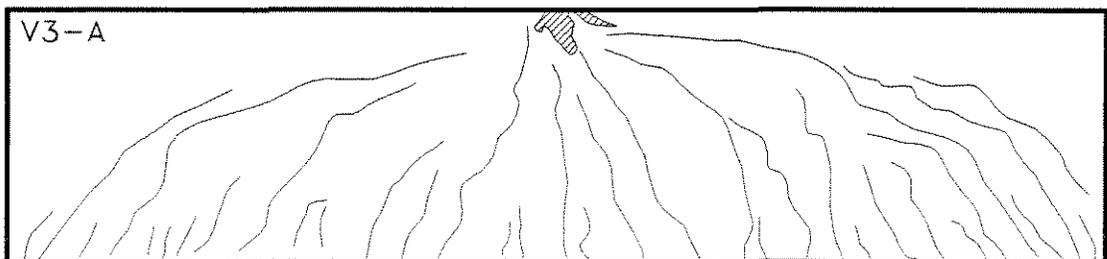


FIGURA 5-3: Panorama de Fissuração da viga V3-A

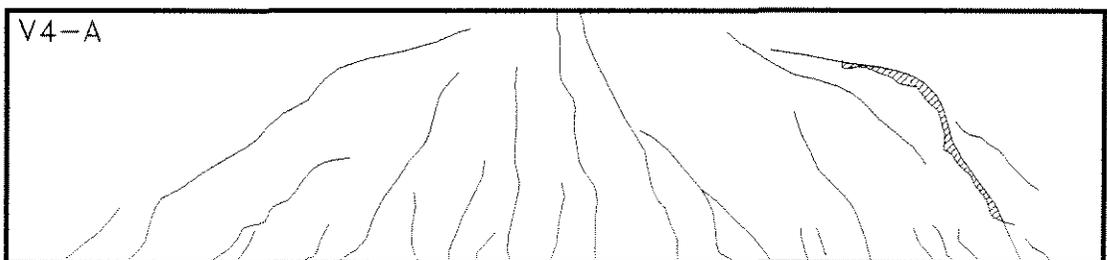


FIGURA 5-4: Panorama de Fissuração da viga V4-A

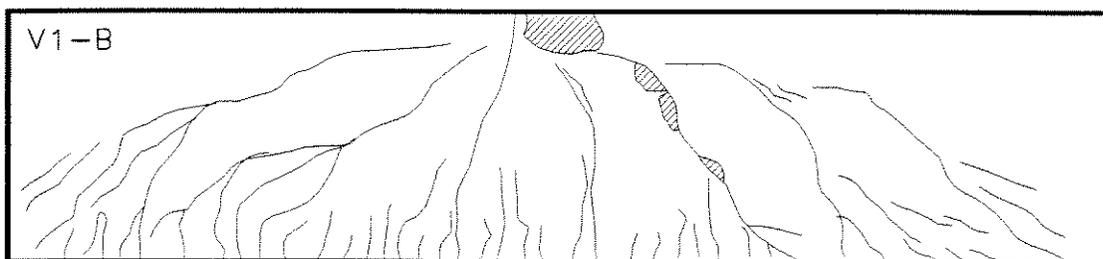


FIGURA 5-5: Panorama de Fissuração da viga V1-B

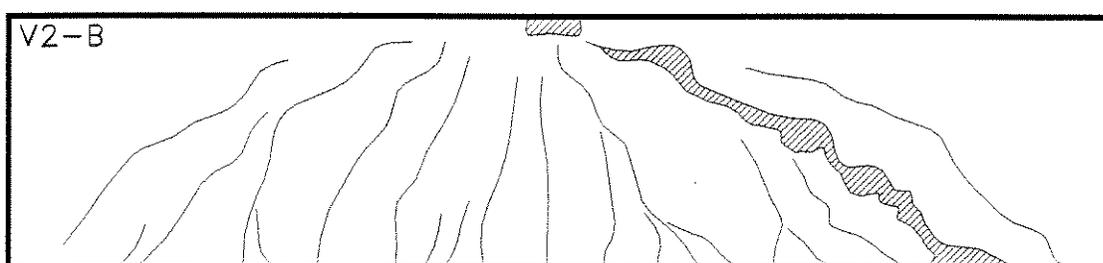


FIGURA 5-6: Panorama de Fissuração da viga V2-B

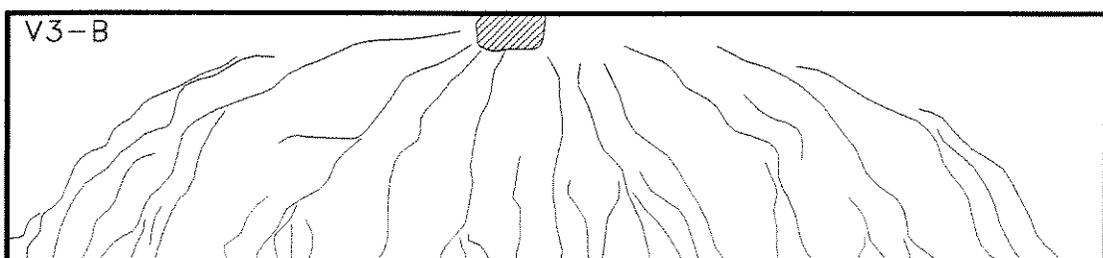


FIGURA 5-7: Panorama de Fissuração da viga V3-B

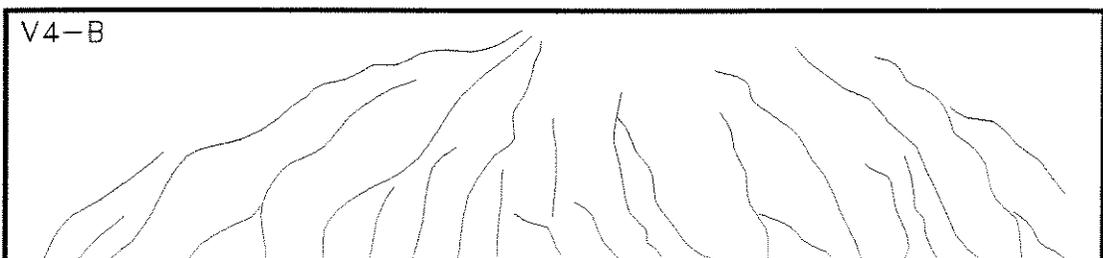


FIGURA 5-8: Panorama de Fissuração da viga V4-B

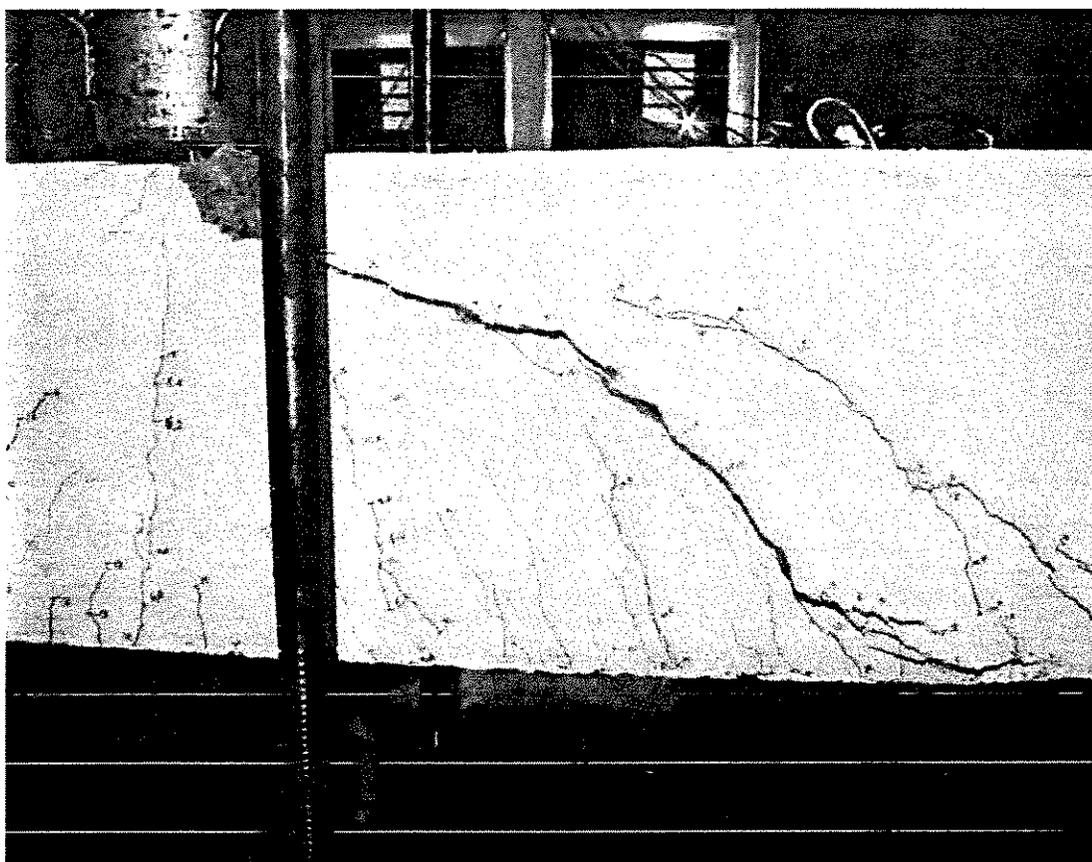


FIGURA 5-9: Modo de Ruptura da viga V1-A

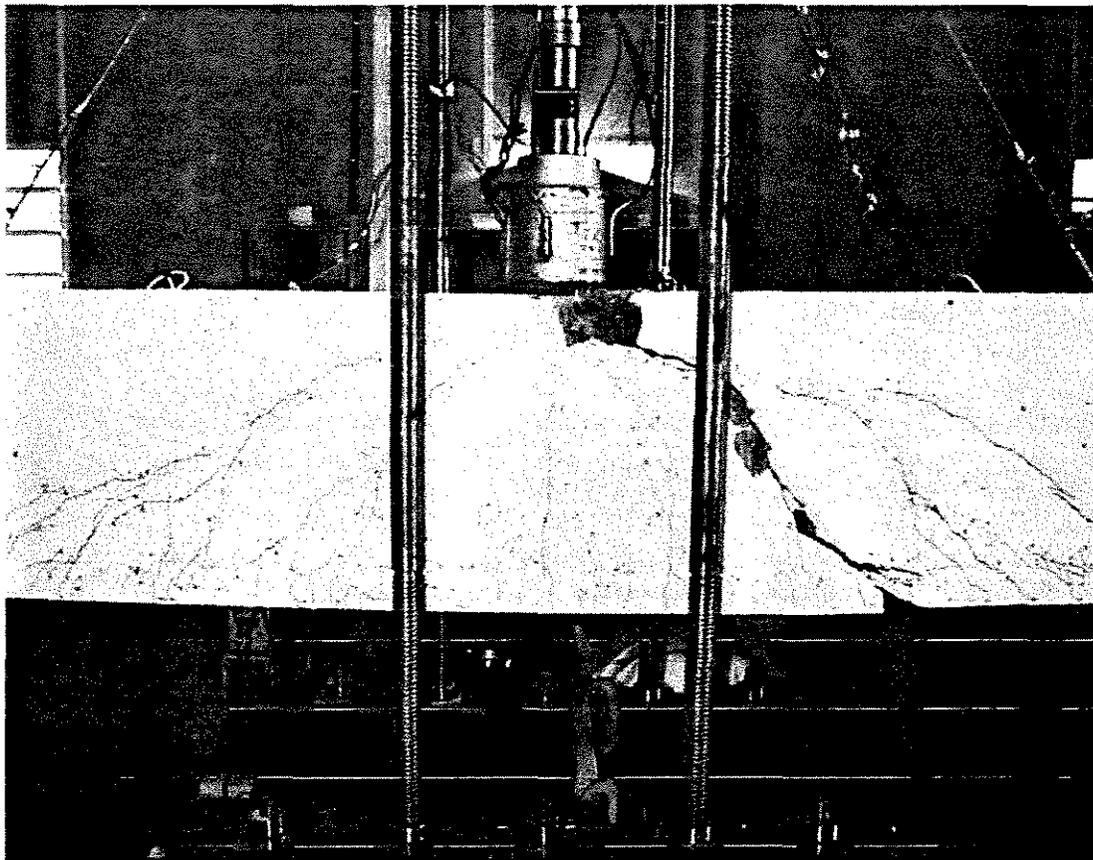


FIGURA 5-10: Modo de Ruptura da viga V1-B

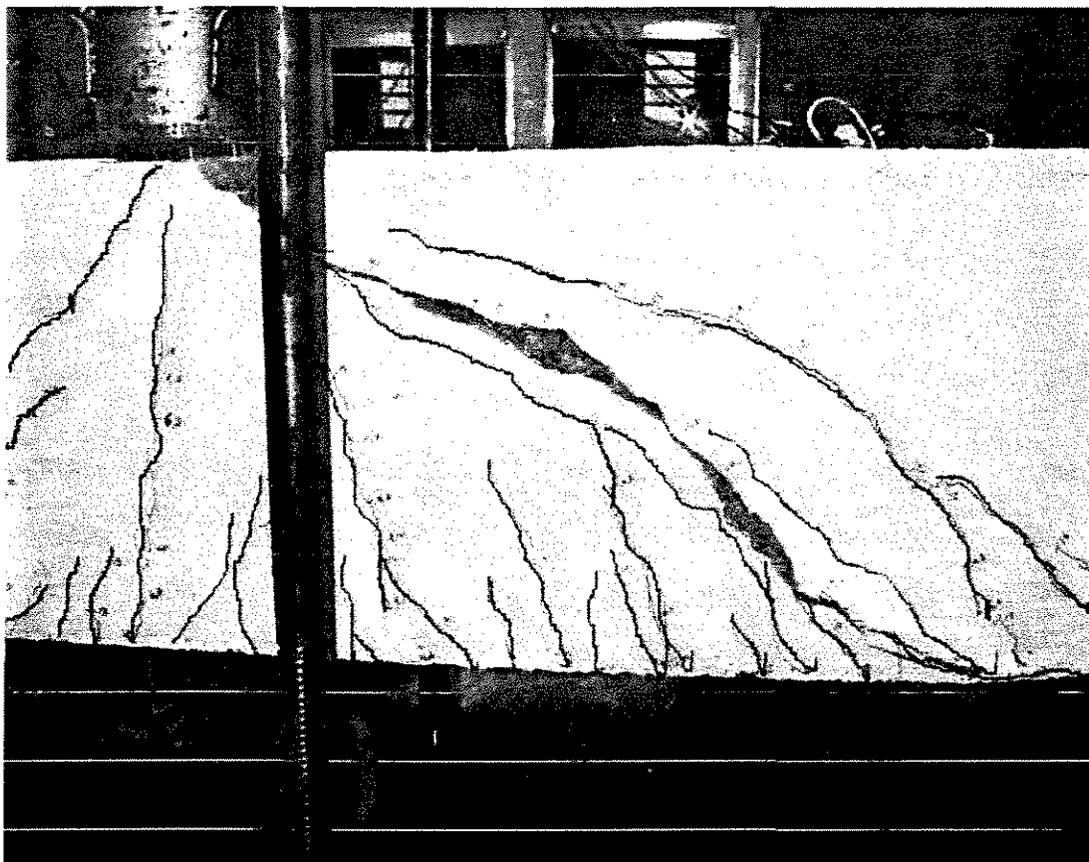


FIGURA 5-11: Modo de Ruptura da viga V2-A

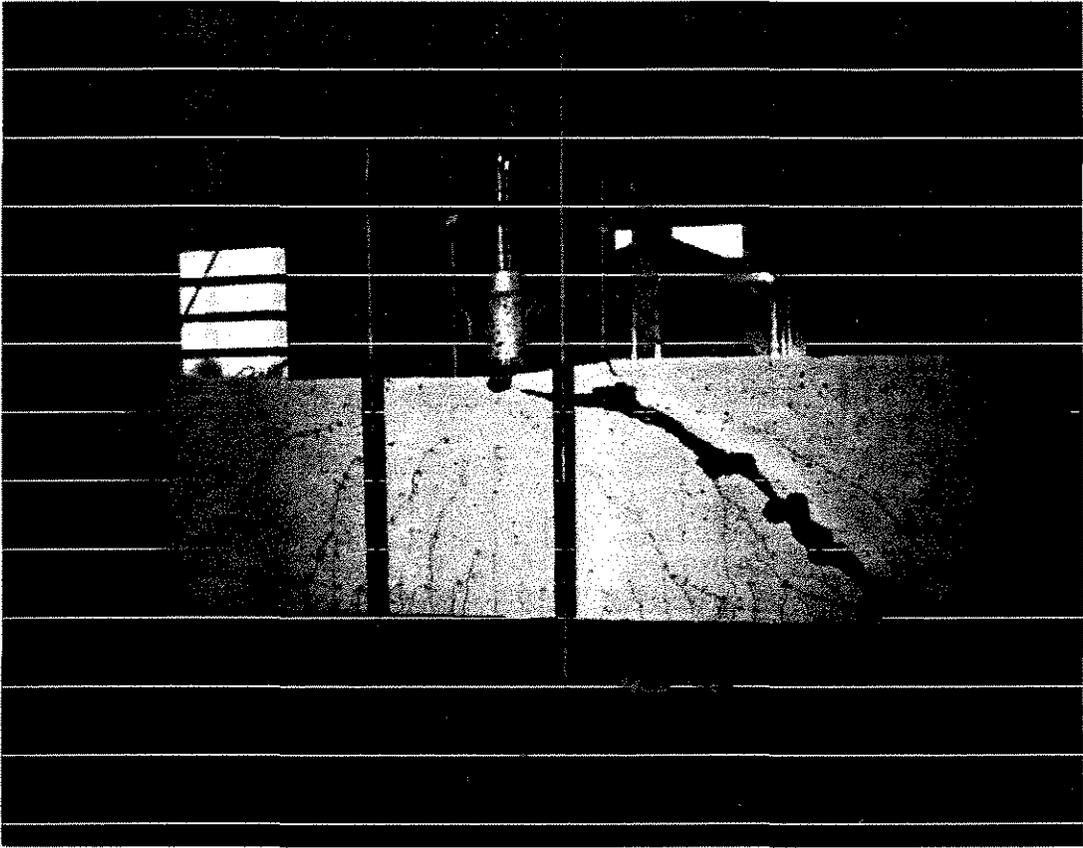


FIGURA 5-12: Modo de Ruptura da viga V2-B

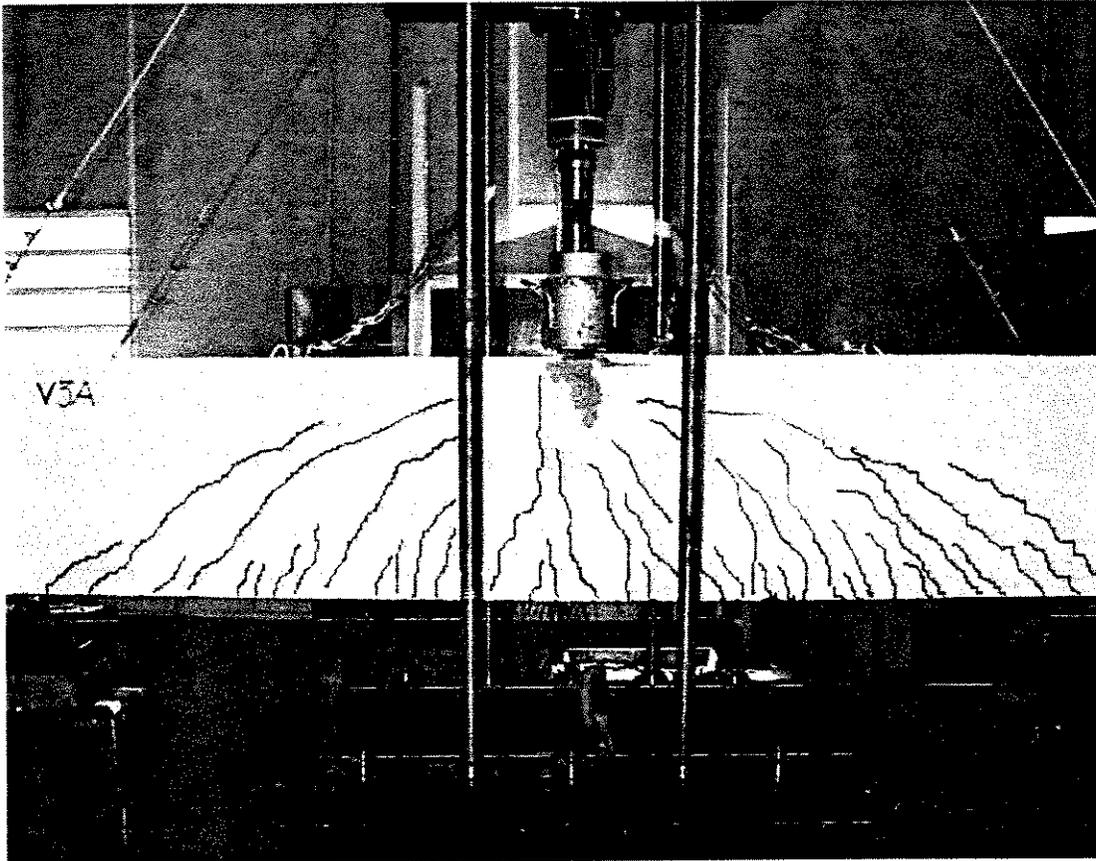


FIGURA 5-13: Modo de Ruptura da viga V3-A

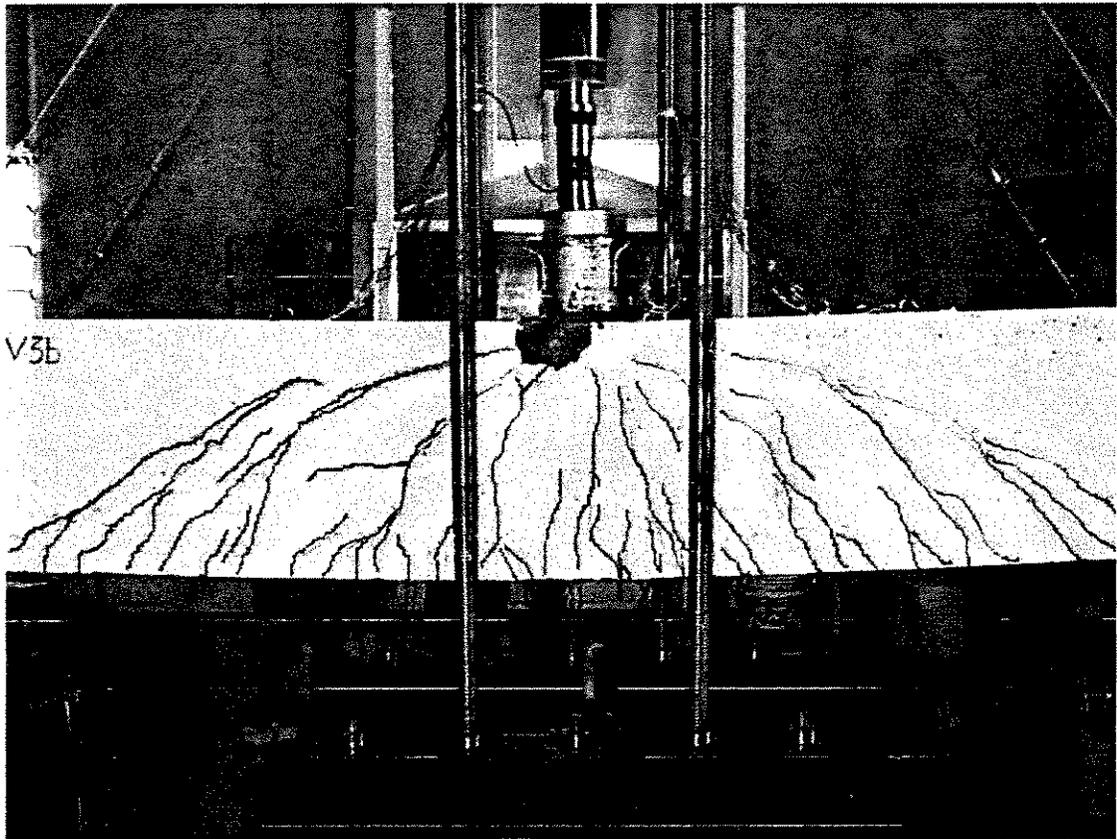


FIGURA 5-14: Modo de Ruptura da viga V3-B

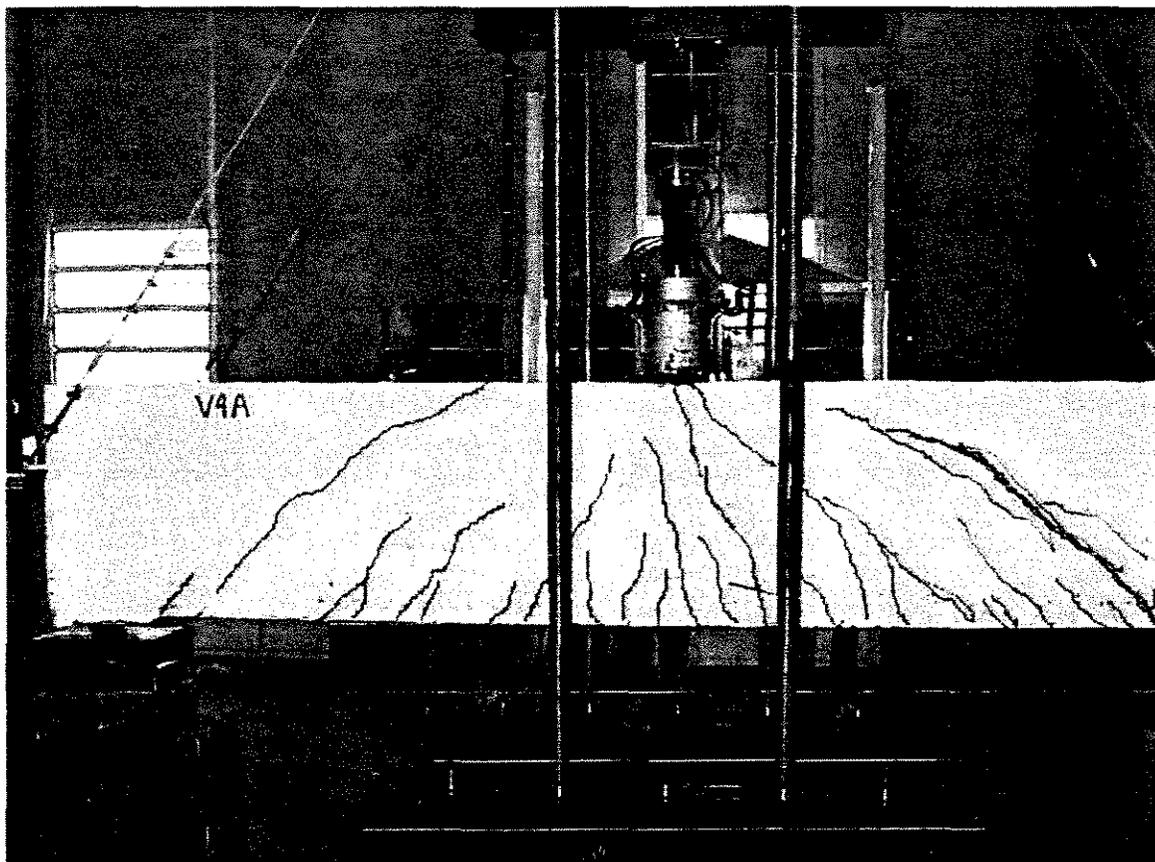


FIGURA 5-15: Modo de Ruptura da viga V4-A

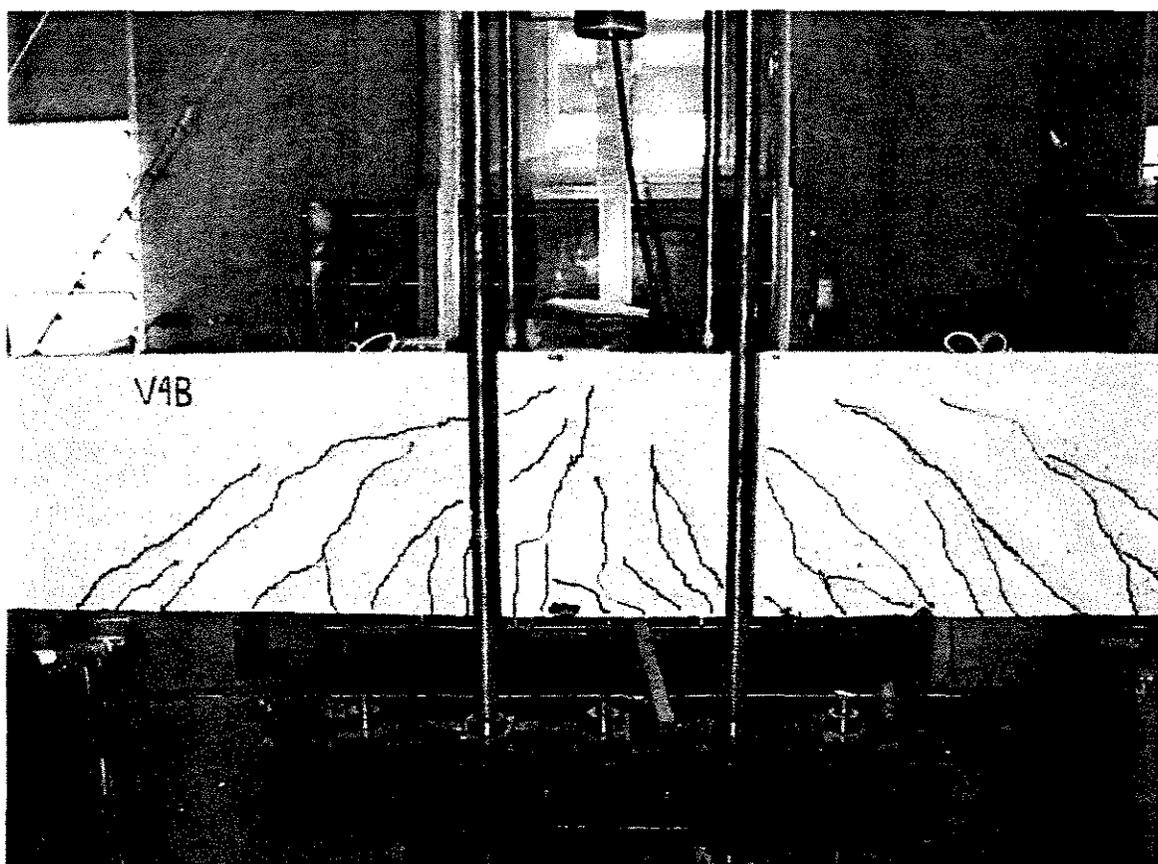


FIGURA 5-16: Modo de Ruptura da viga V4-B

Camada 1 (16mm)

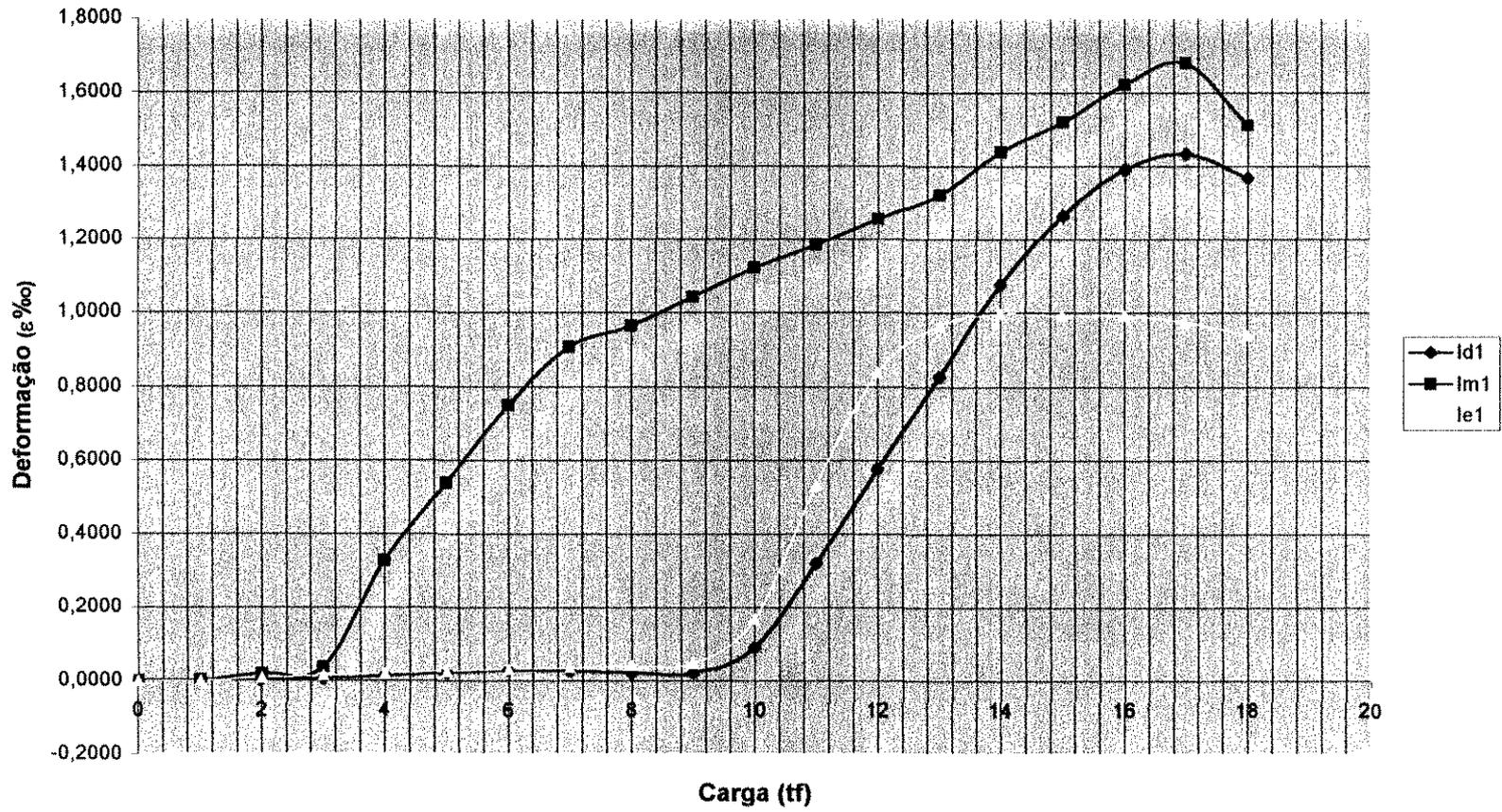


FIGURA 5-17: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A

Camada 2 (16mm)

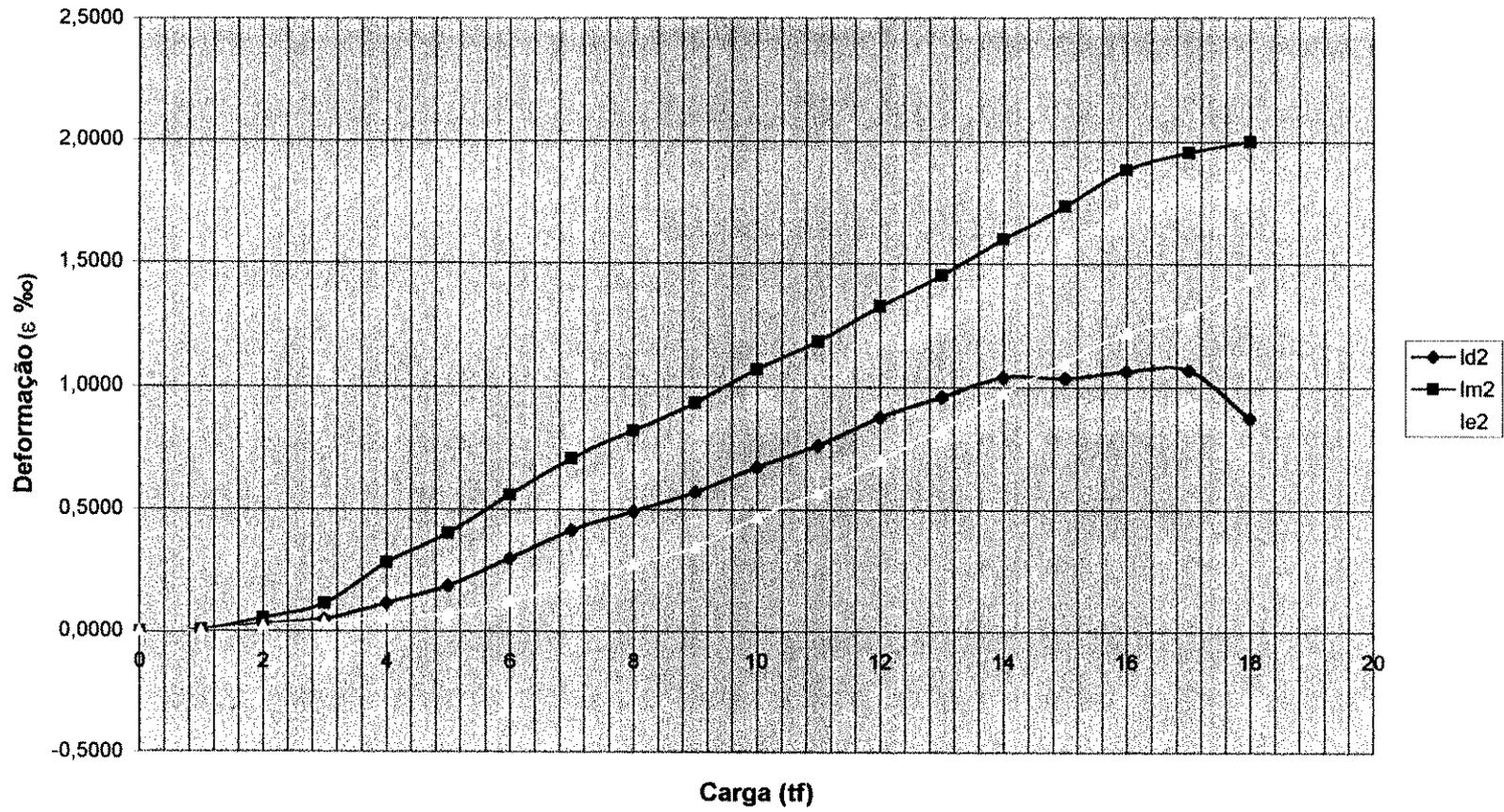


FIGURA 5-18: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A

Camada 3 (5mm)

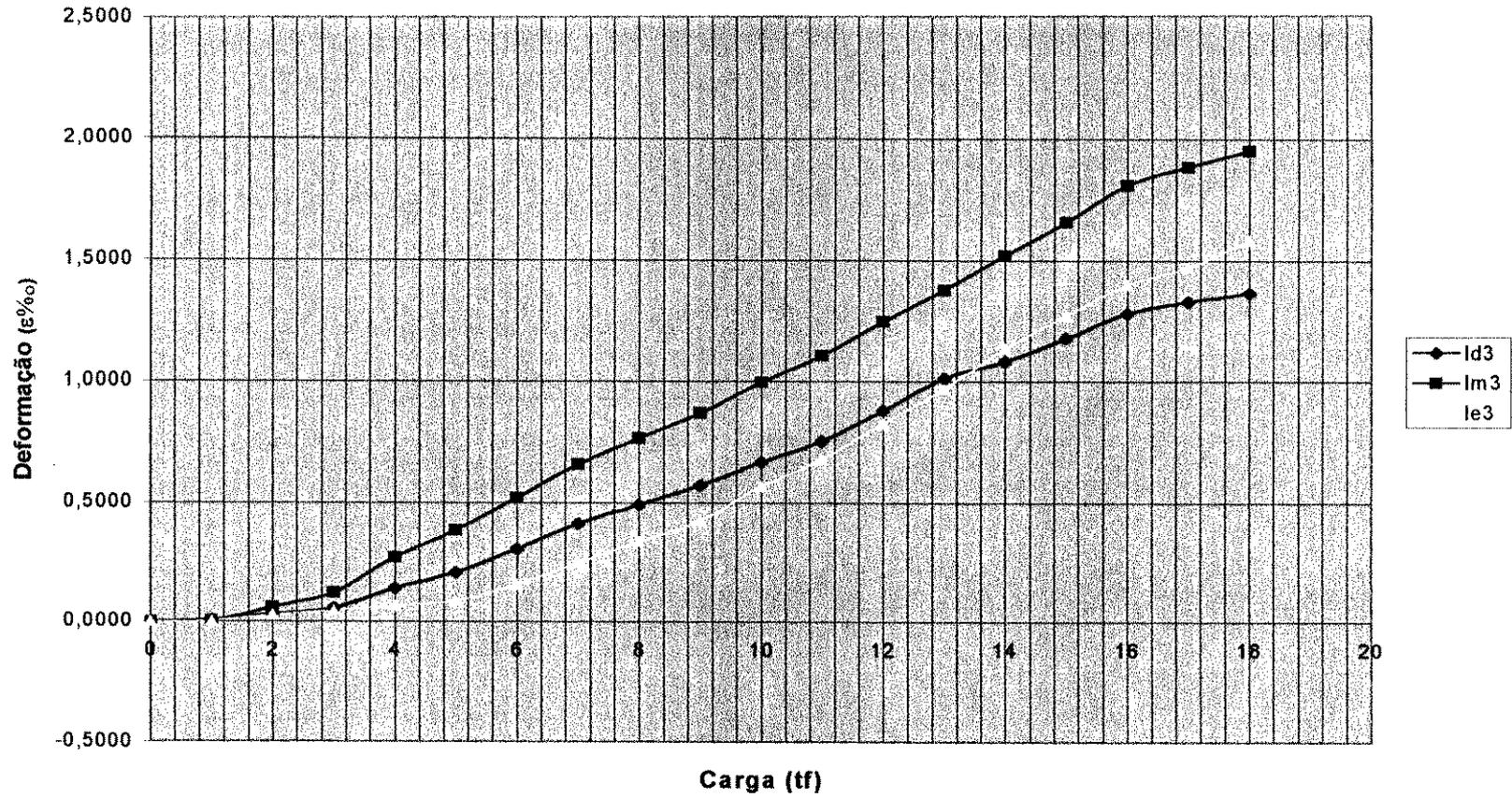


FIGURA 5-19: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A

Camada 4 (5mm)

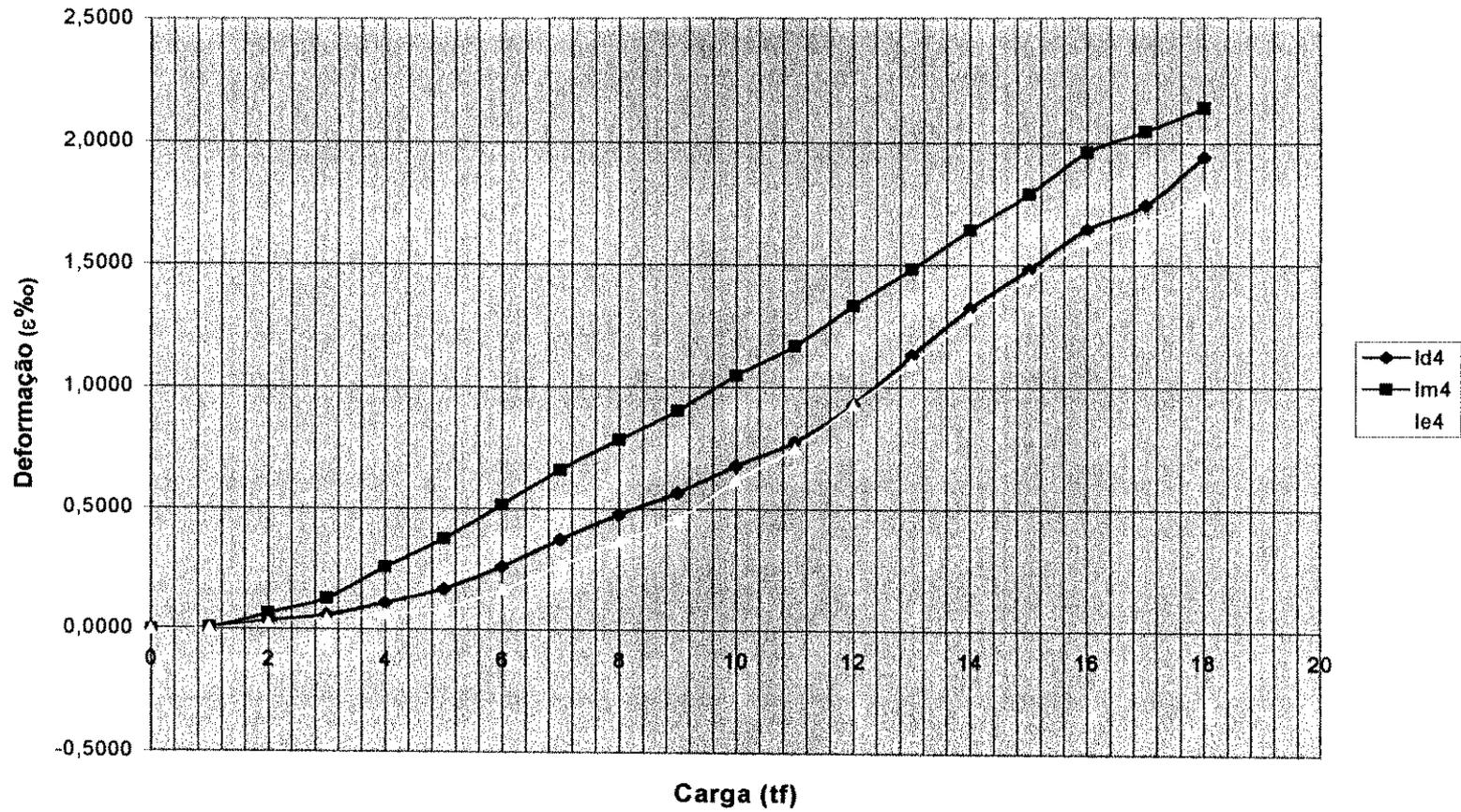


FIGURA 5-20: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-A

Camada 1 (16mm)

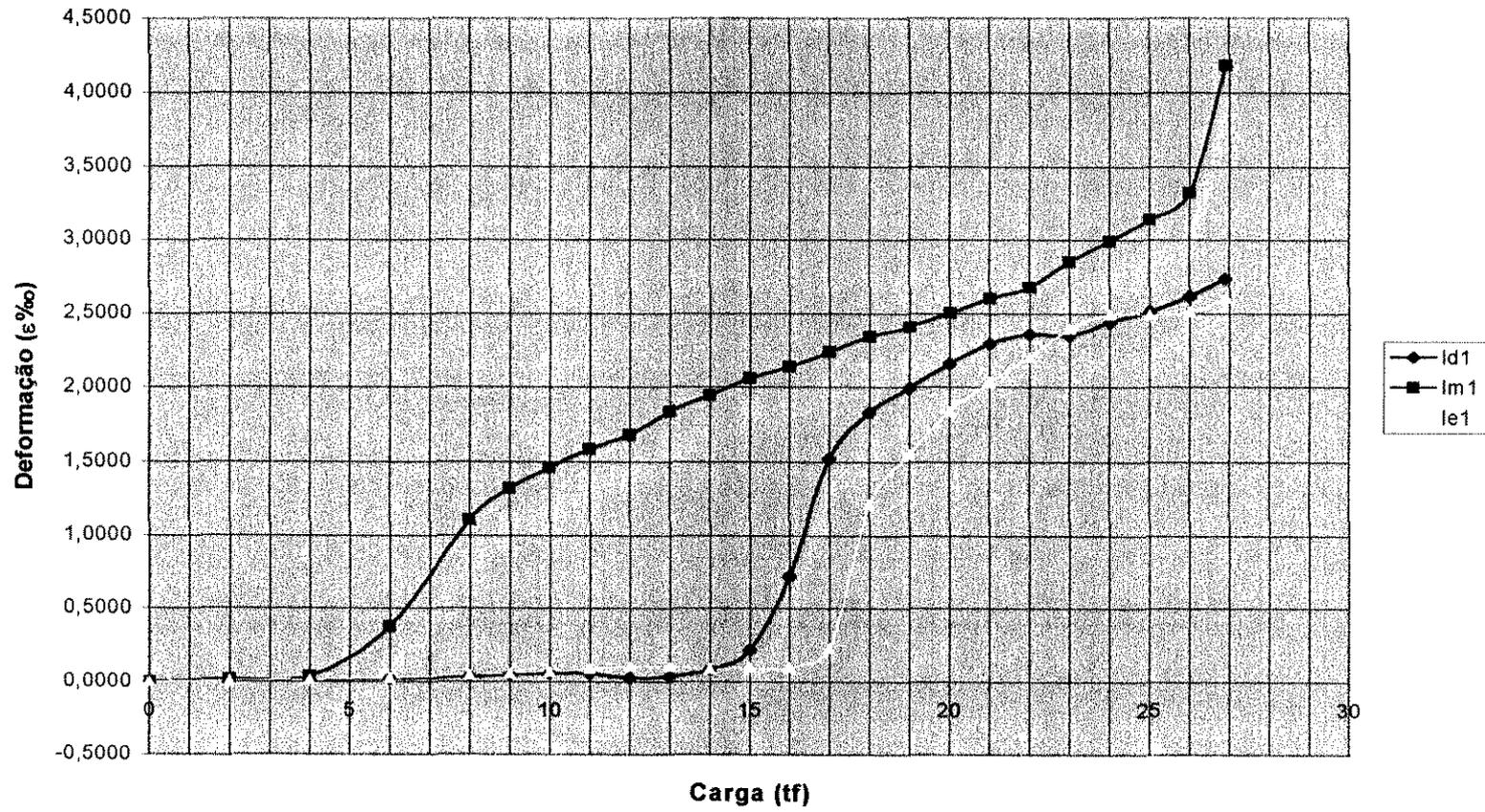


FIGURA 5-21: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B

Camada 2 (16mm)

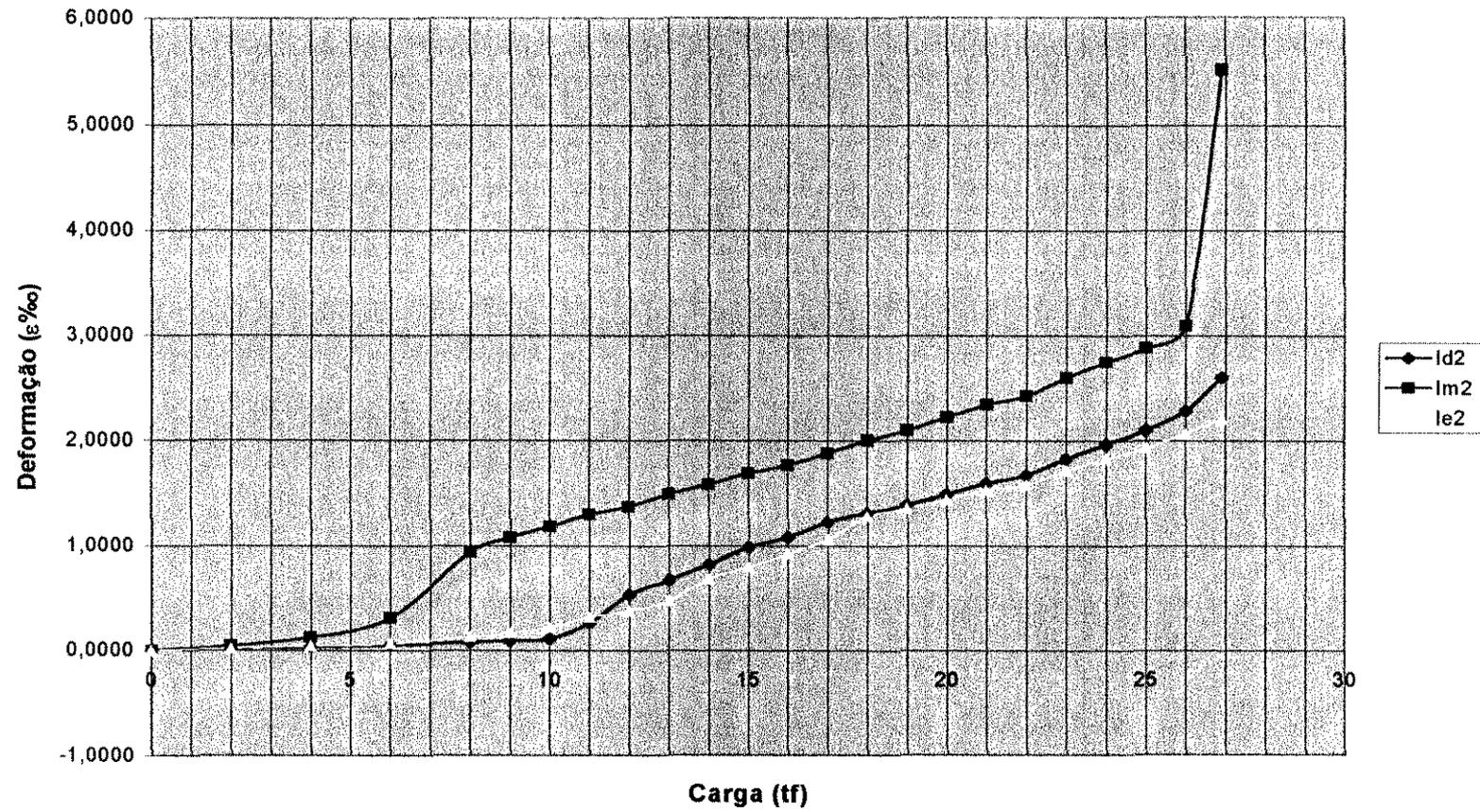


FIGURA 5-22: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B

Camada 3 (5mm)

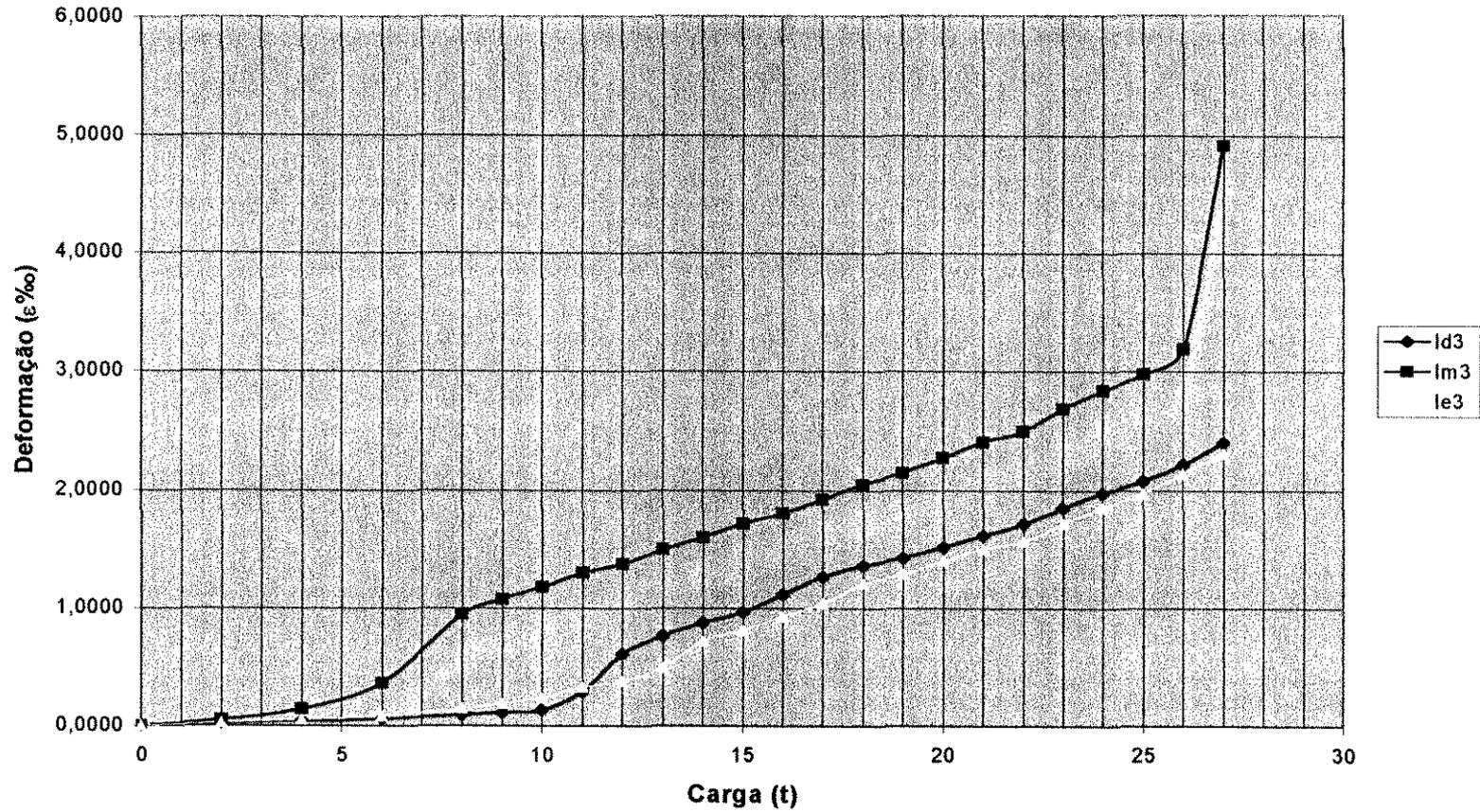


FIGURA 5-23: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B

Camada 4 (5mm)

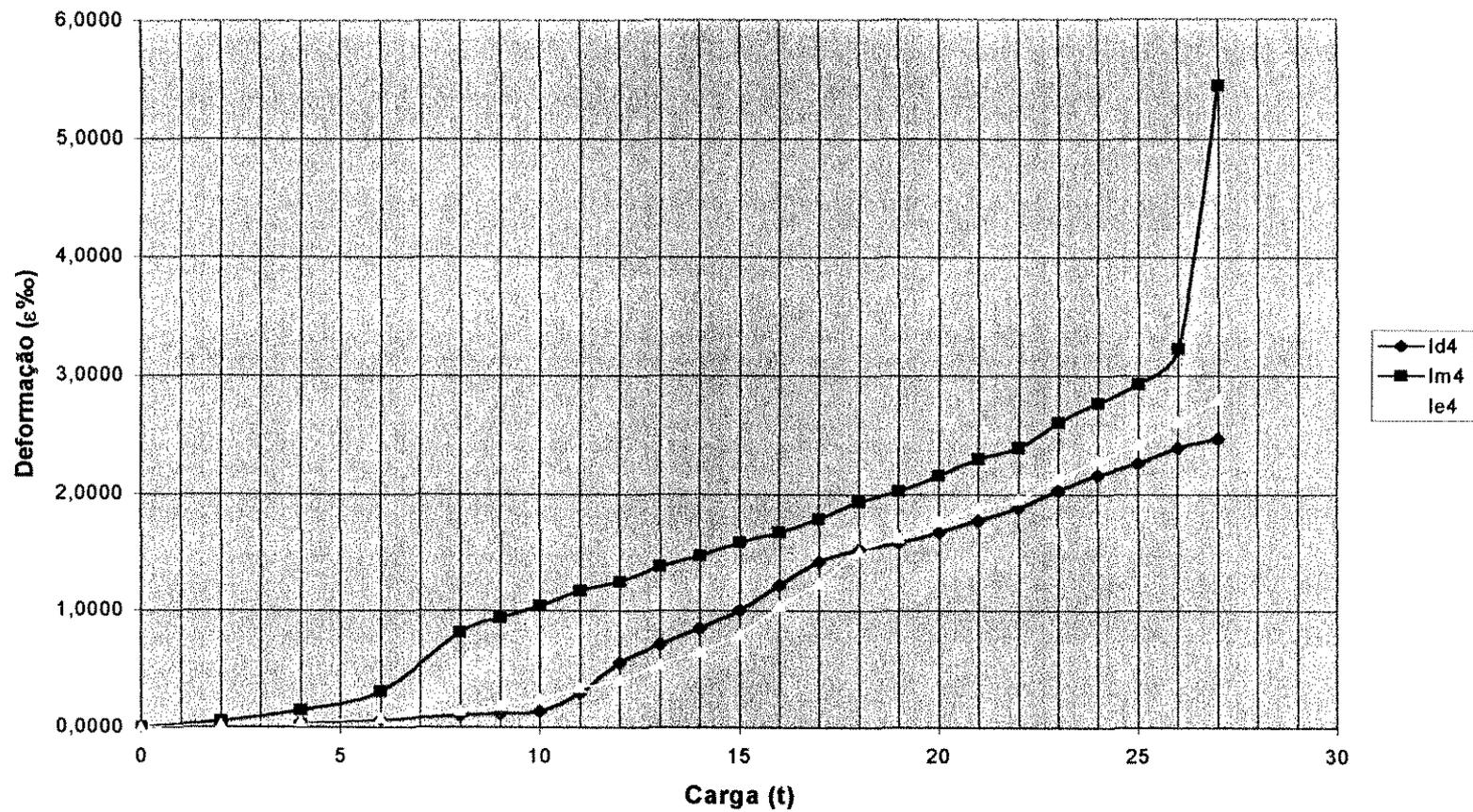


FIGURA 5-24: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V1-B

Camada 1 (16mm)

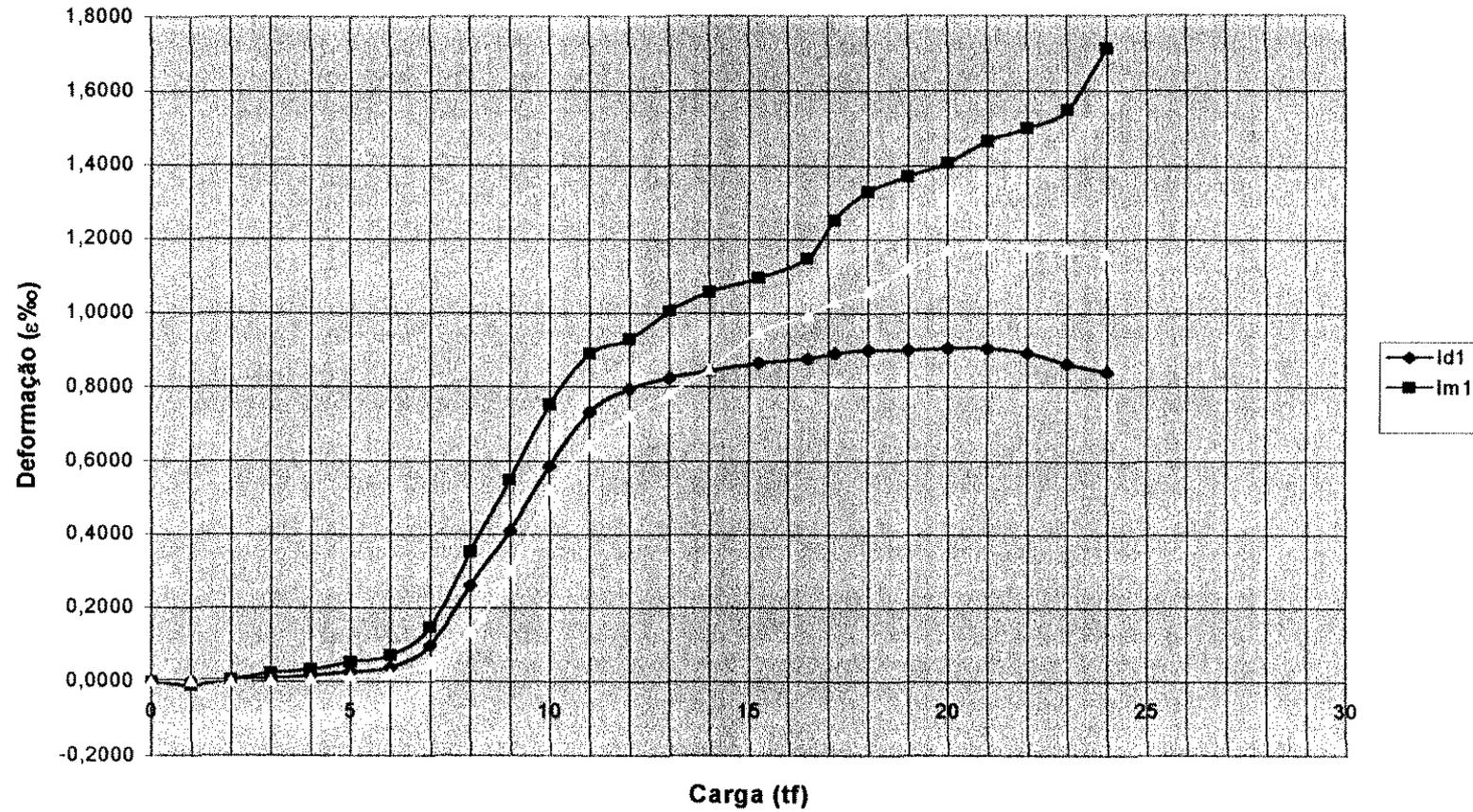


FIGURA 5-25: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A

Camada 2 (5 mm)

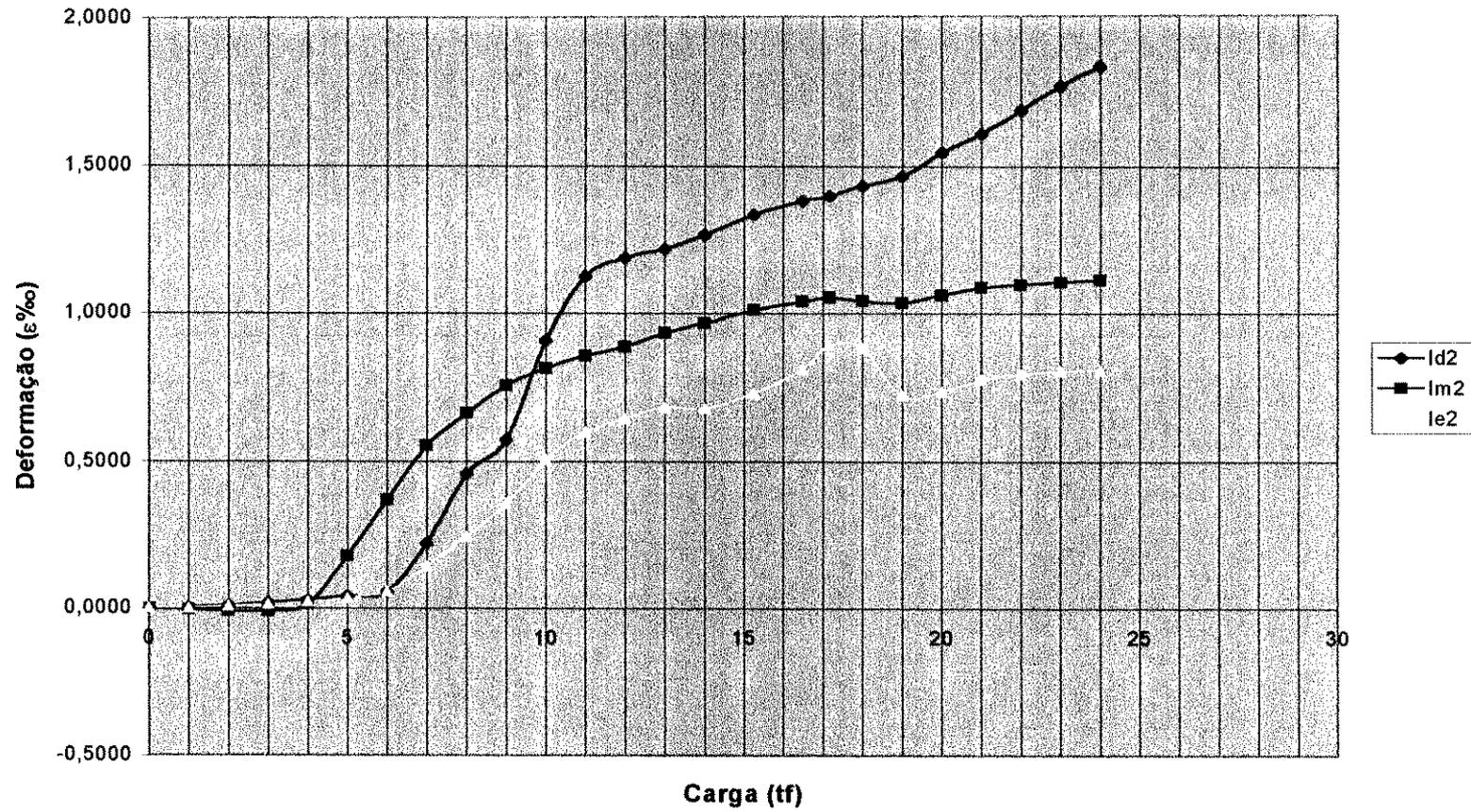


FIGURA 5-26: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A

Camada 4 (5mm)

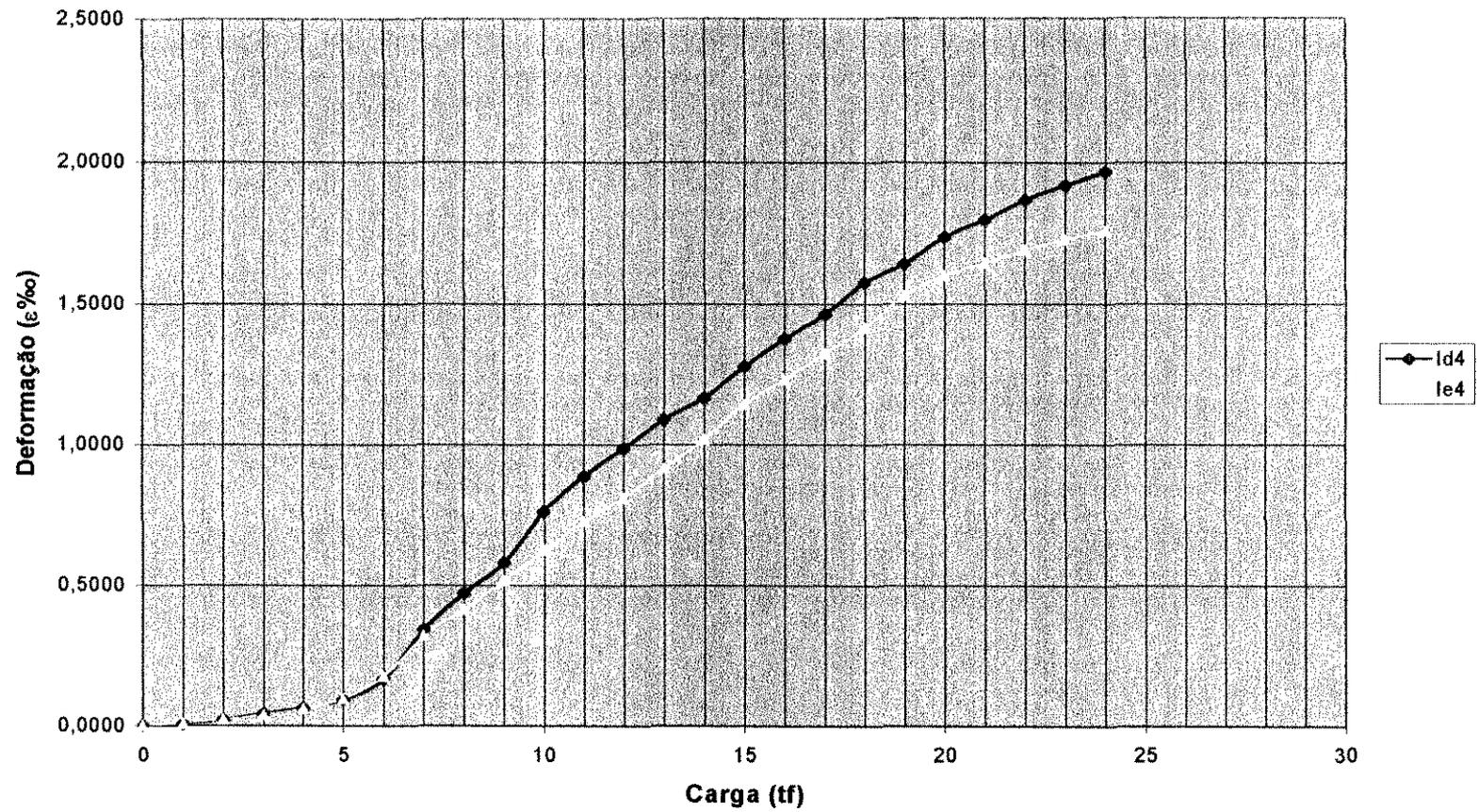


FIGURA 5-27: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A

Camada 5 (5mm)

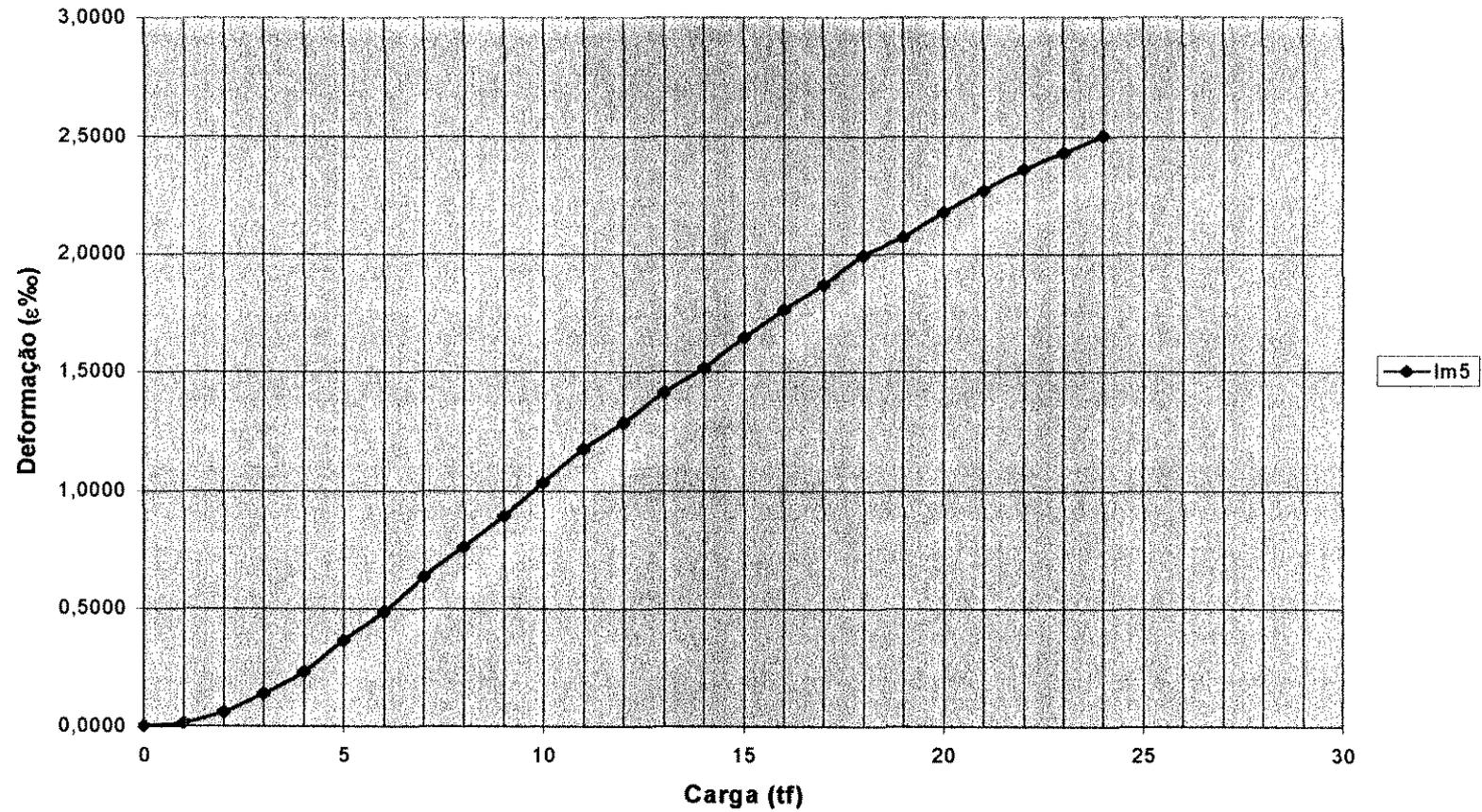


FIGURA 5-28: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-A

Camada 1 (16mm)

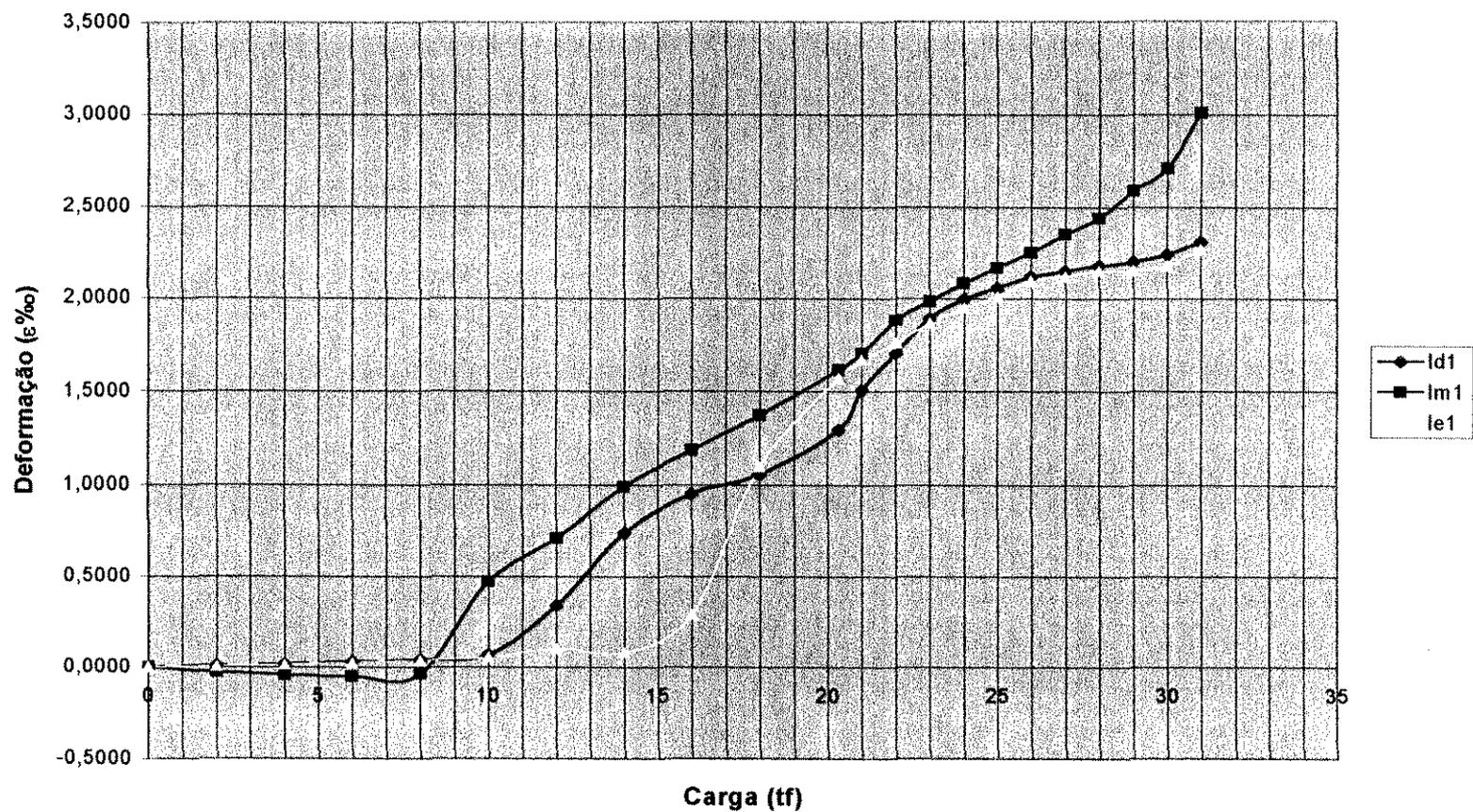


FIGURA 5-29: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B

Camada 2 (5mm)

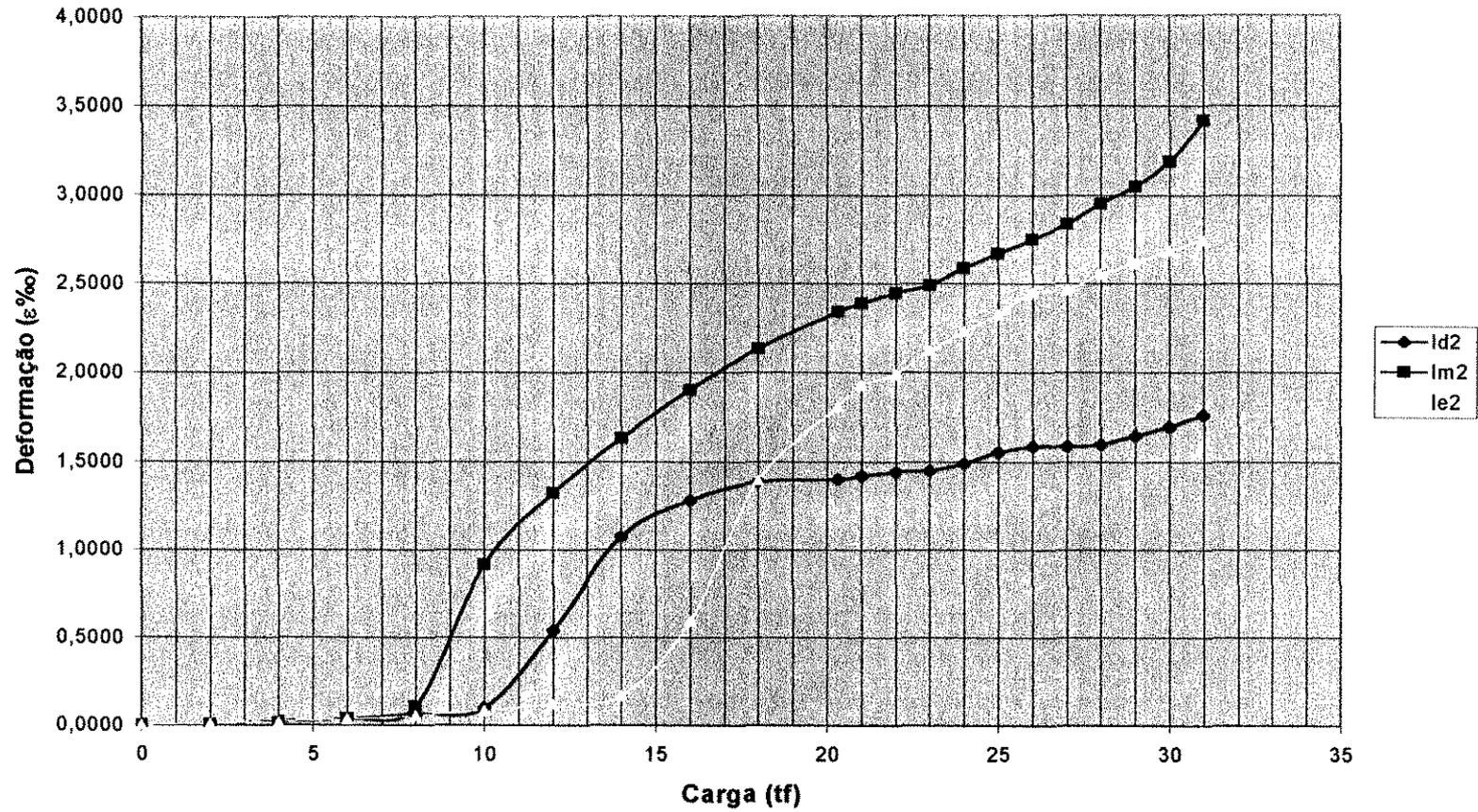


FIGURA 5-30: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B

Camada 4 (5mm)

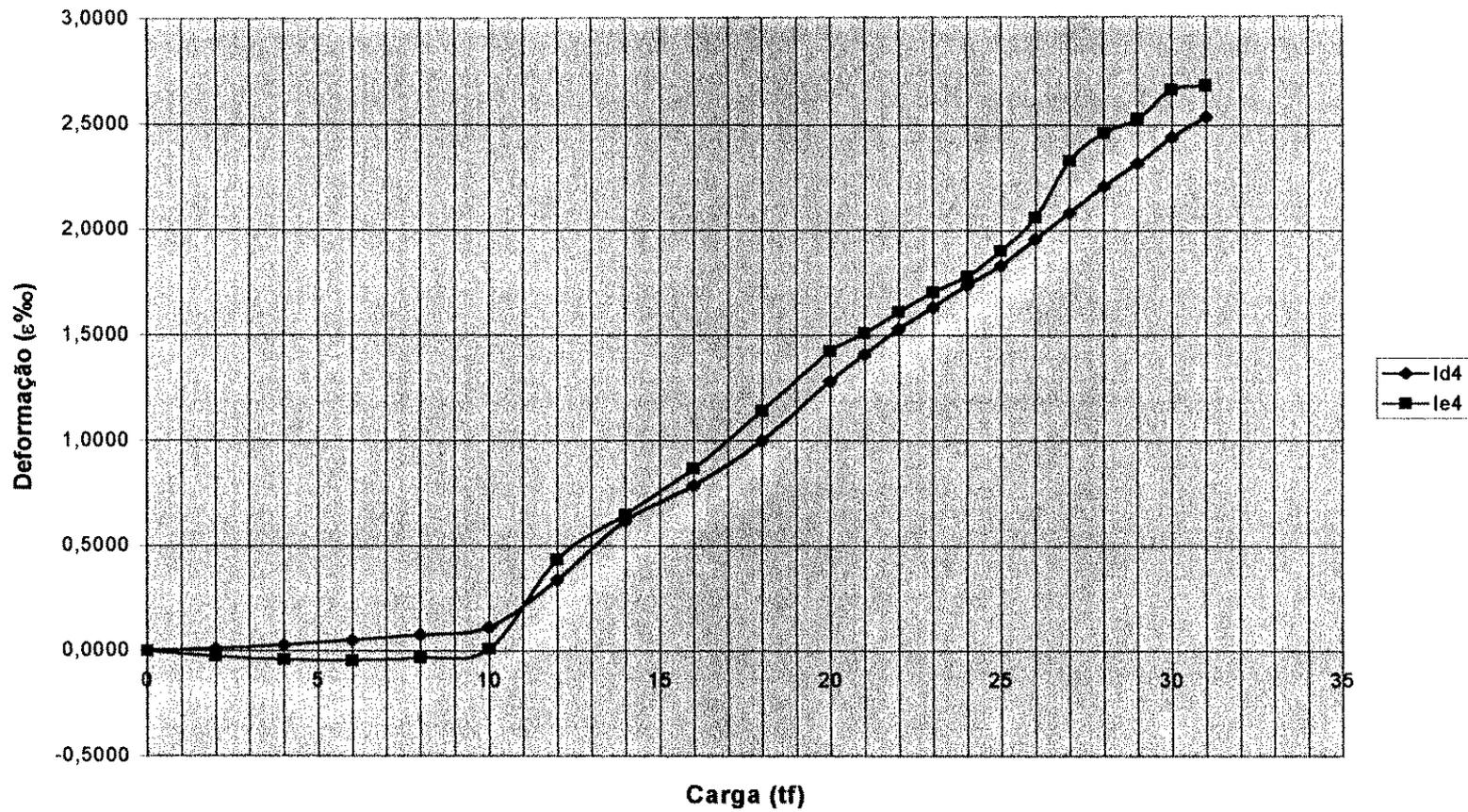


FIGURA 5-31: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B

Camada 5 (5mm)

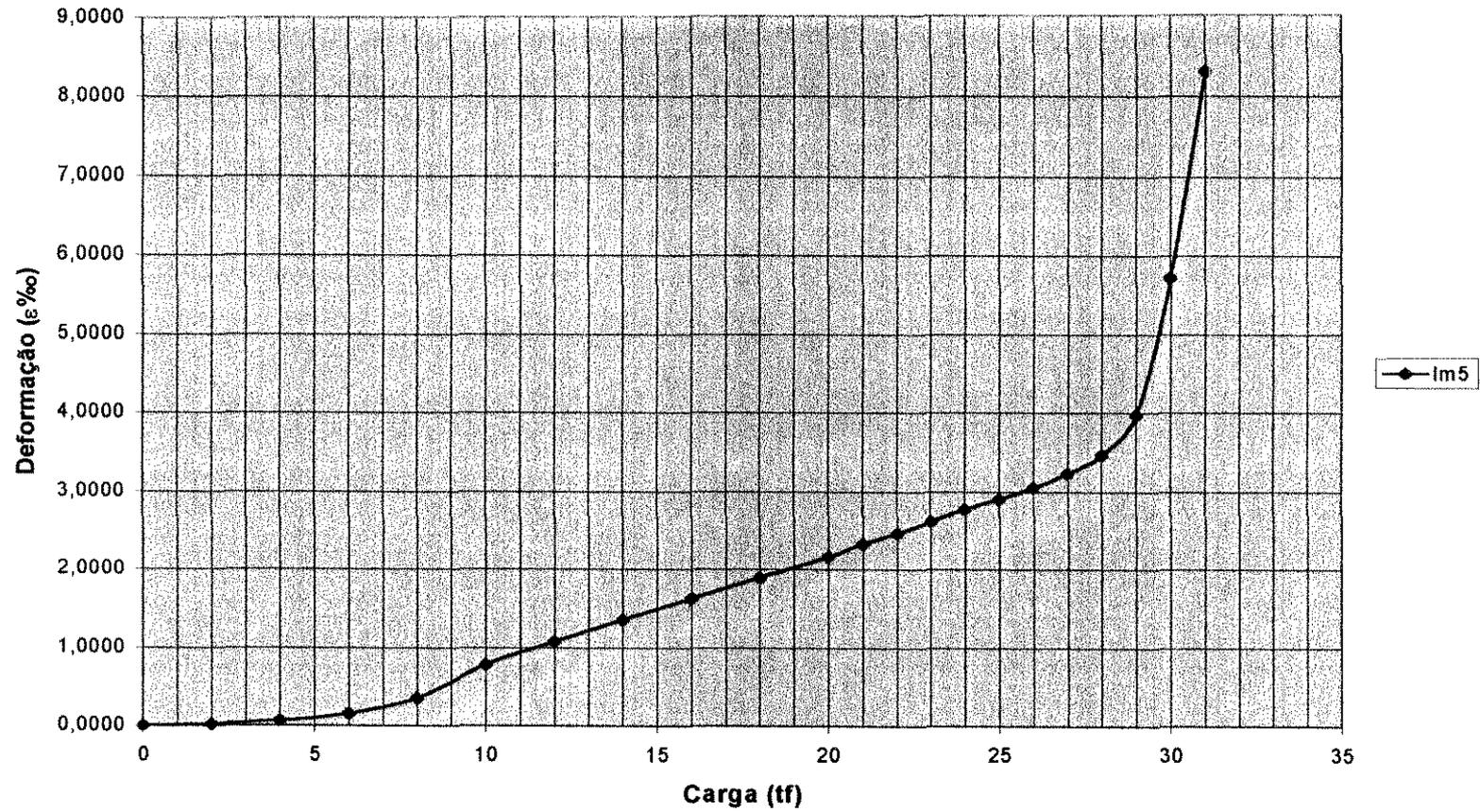


FIGURA 5-32: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V2-B

Camada 1 (16mm)

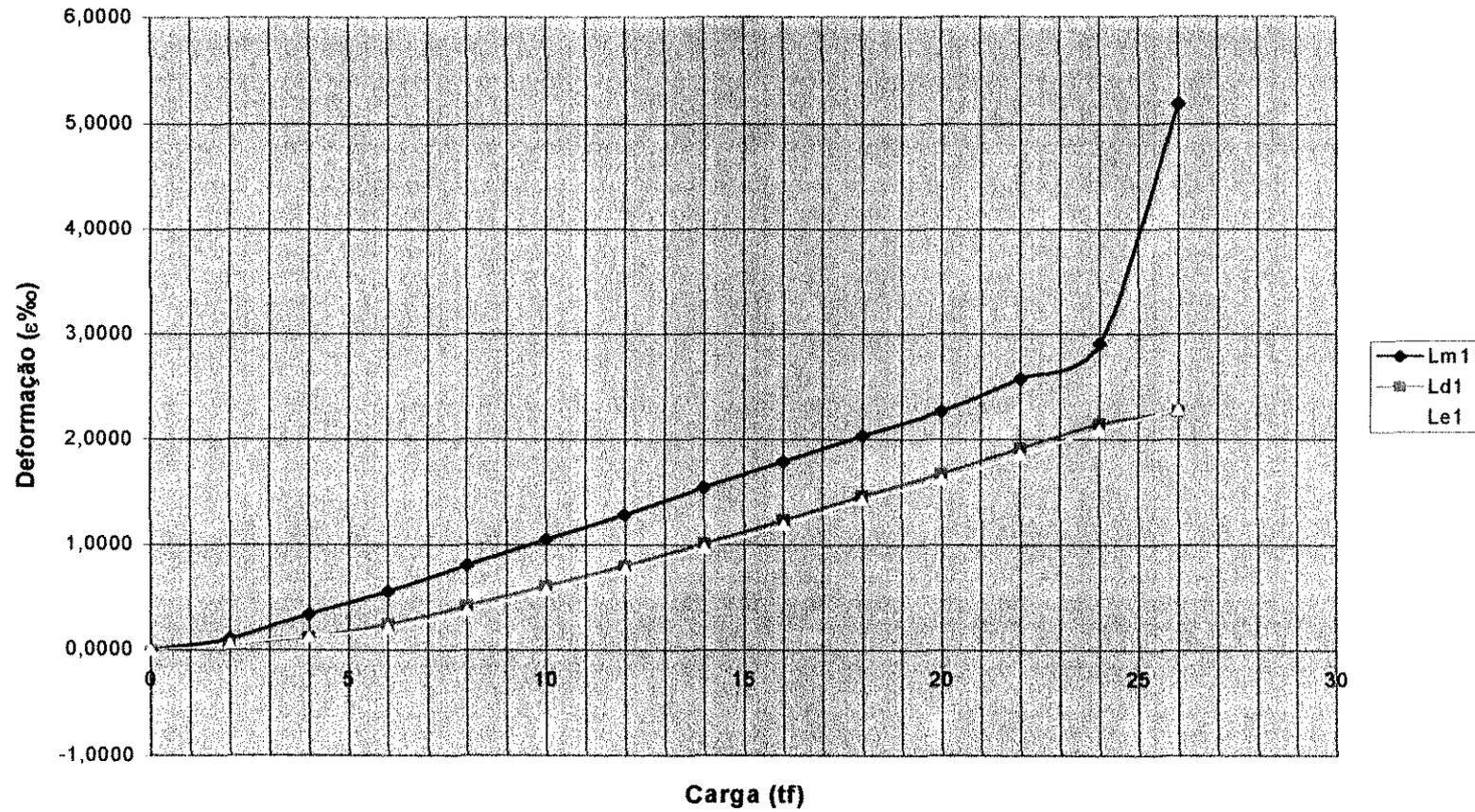


FIGURA 5-33: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A

Camada 2 (16 mm)

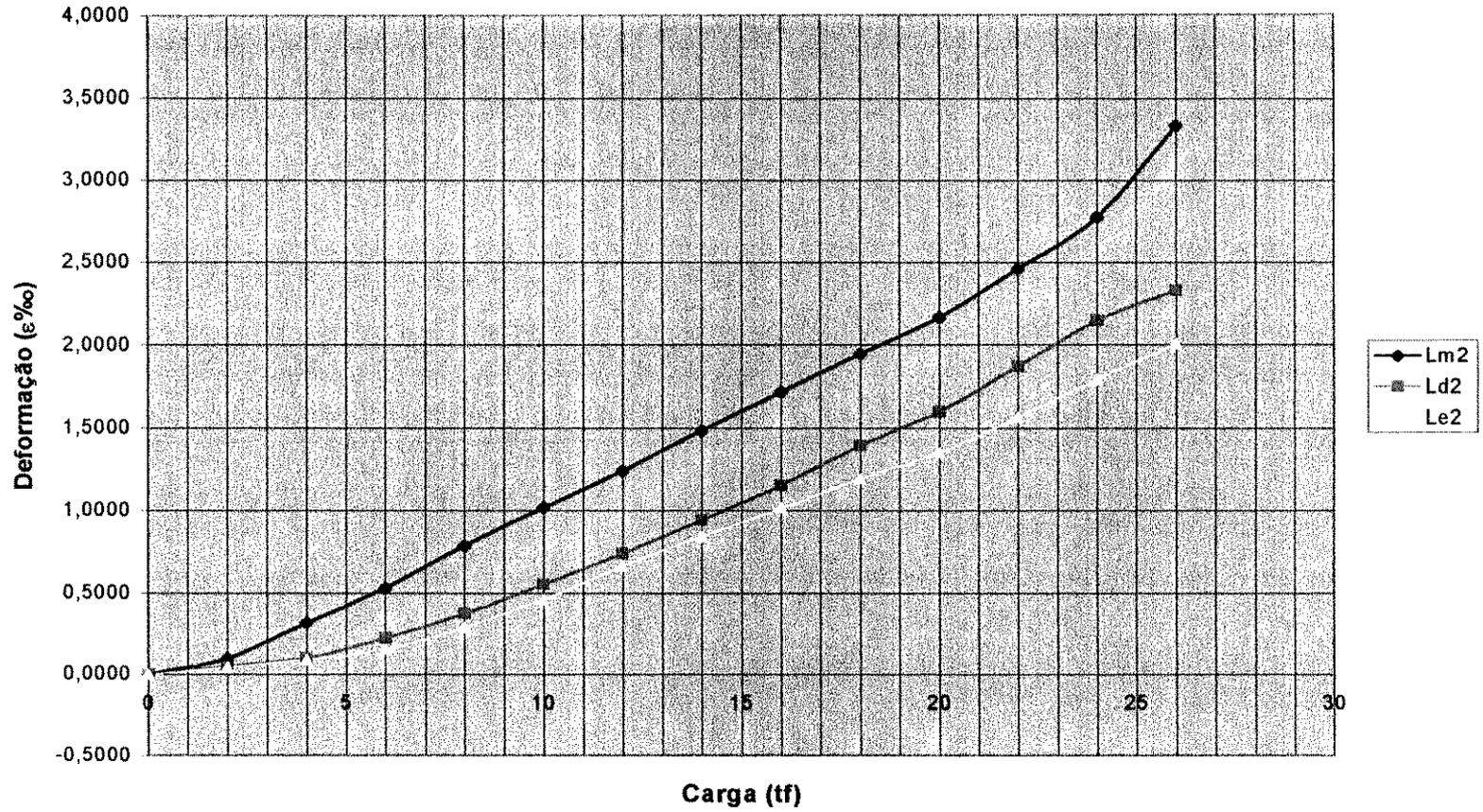


FIGURA 5-34: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A

Camada 3 (5 mm)

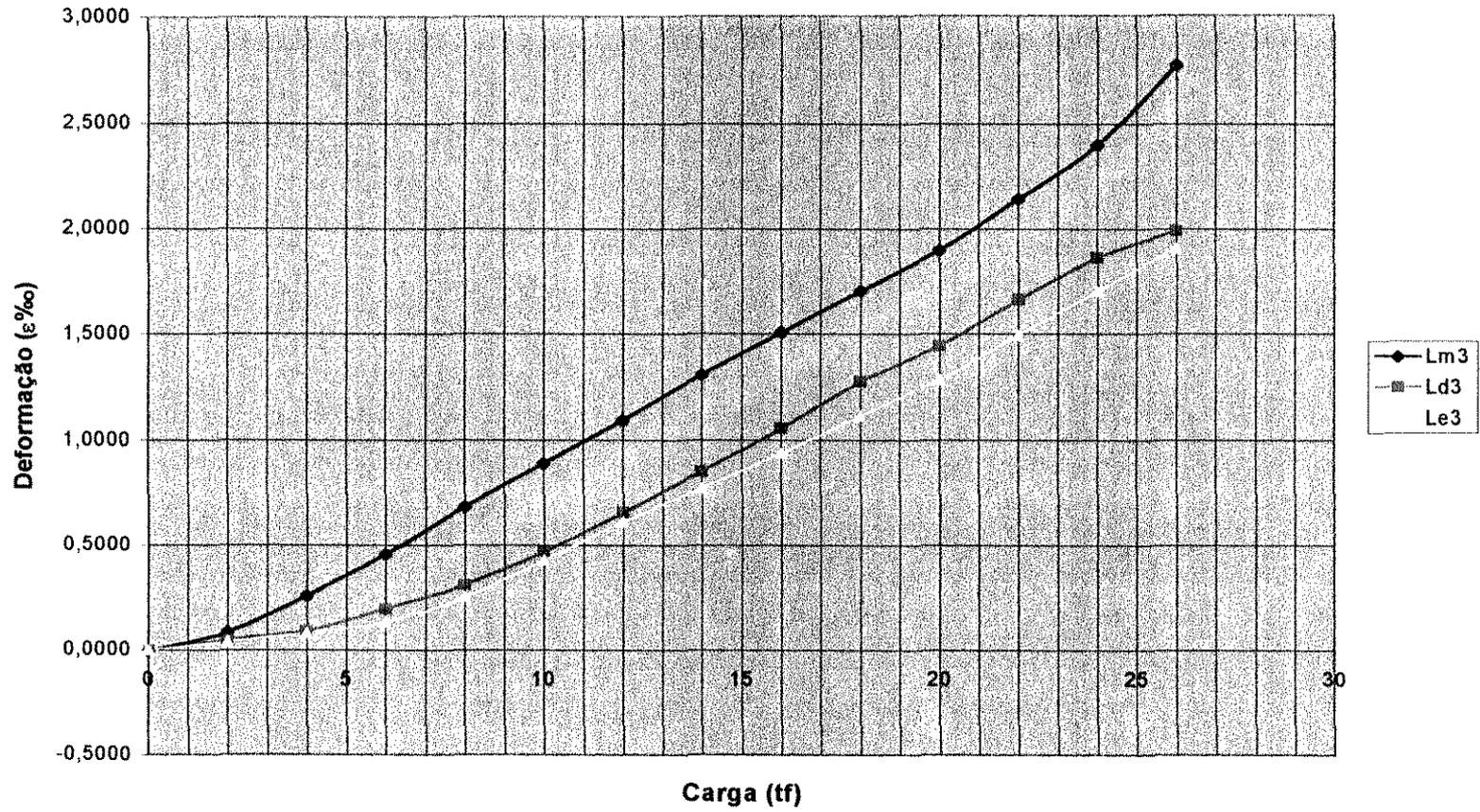


FIGURA 5-35: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A

Camada 4 (5mm)

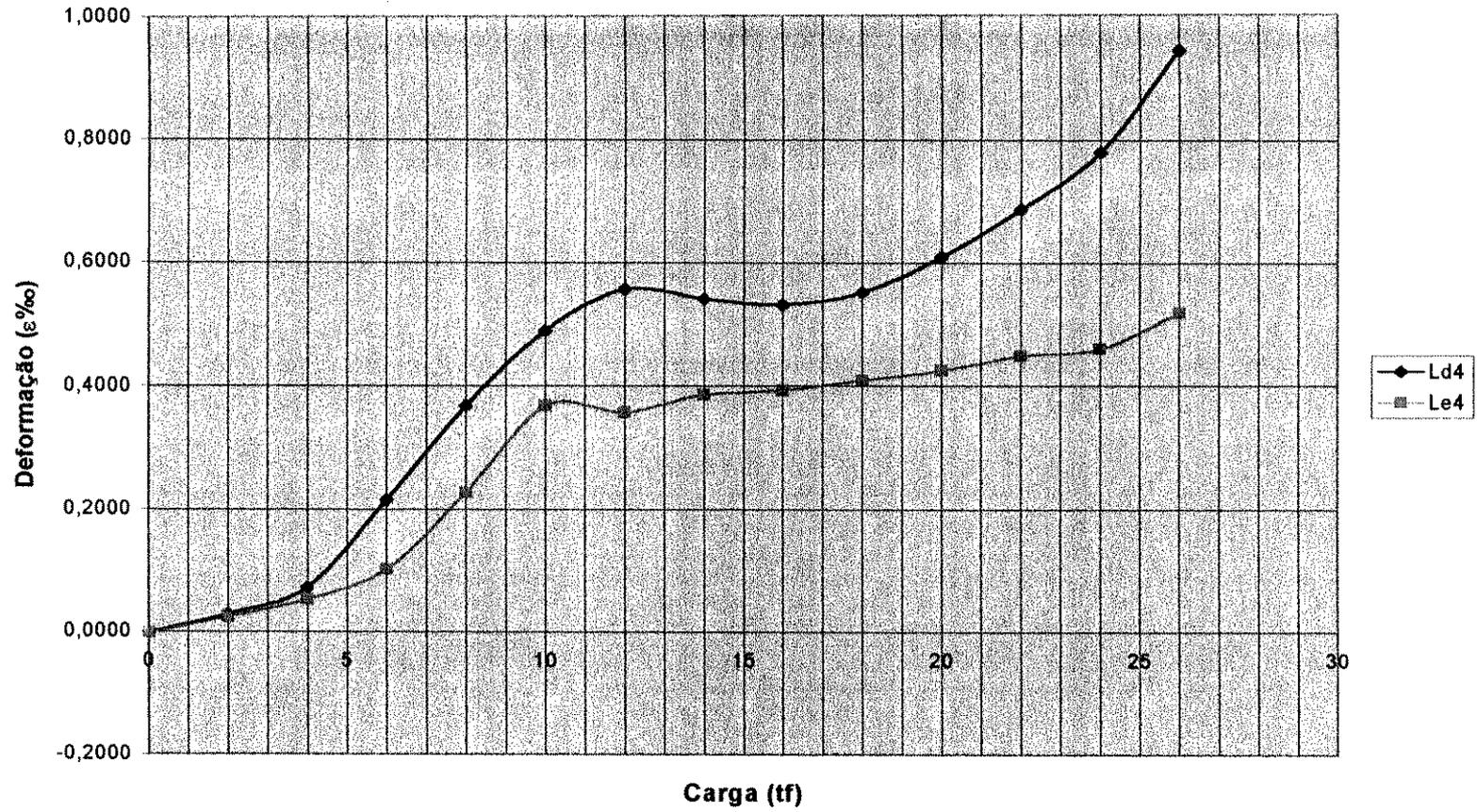


FIGURA 5-36: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A

Camada 5 (5mm)

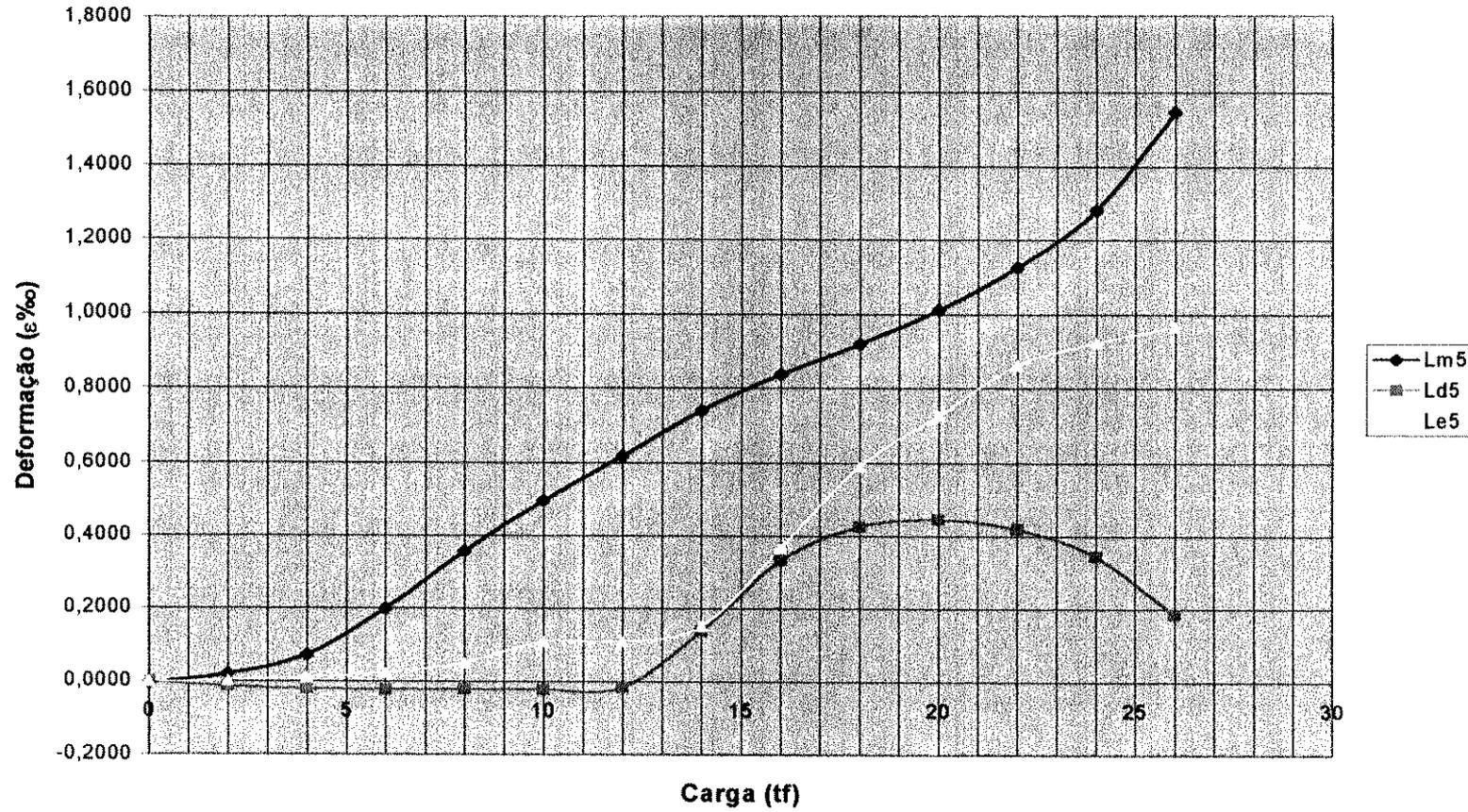


FIGURA 5-37: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A

Camada 6 (5mm)

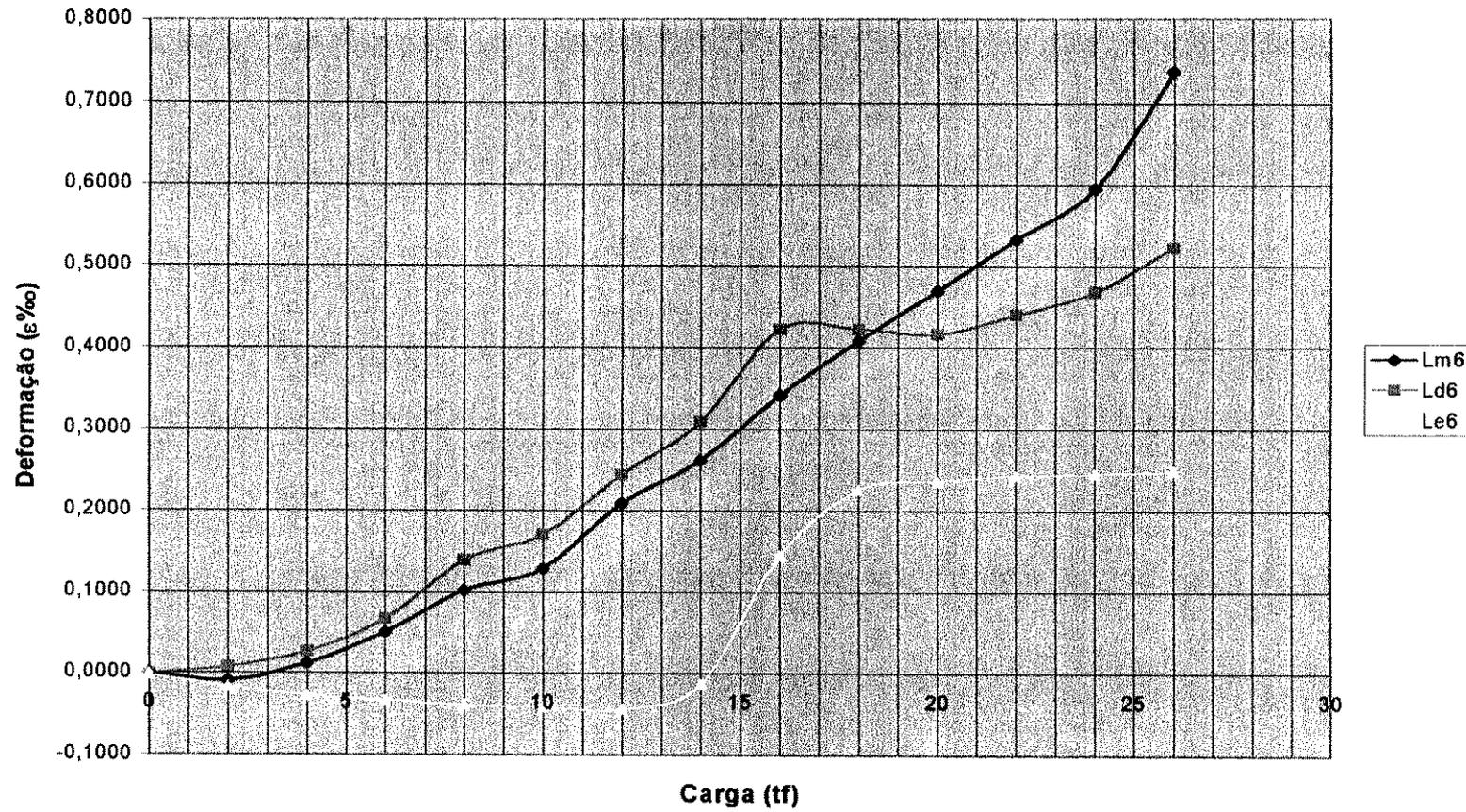


FIGURA 5-38: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-A

Estribo em "U"

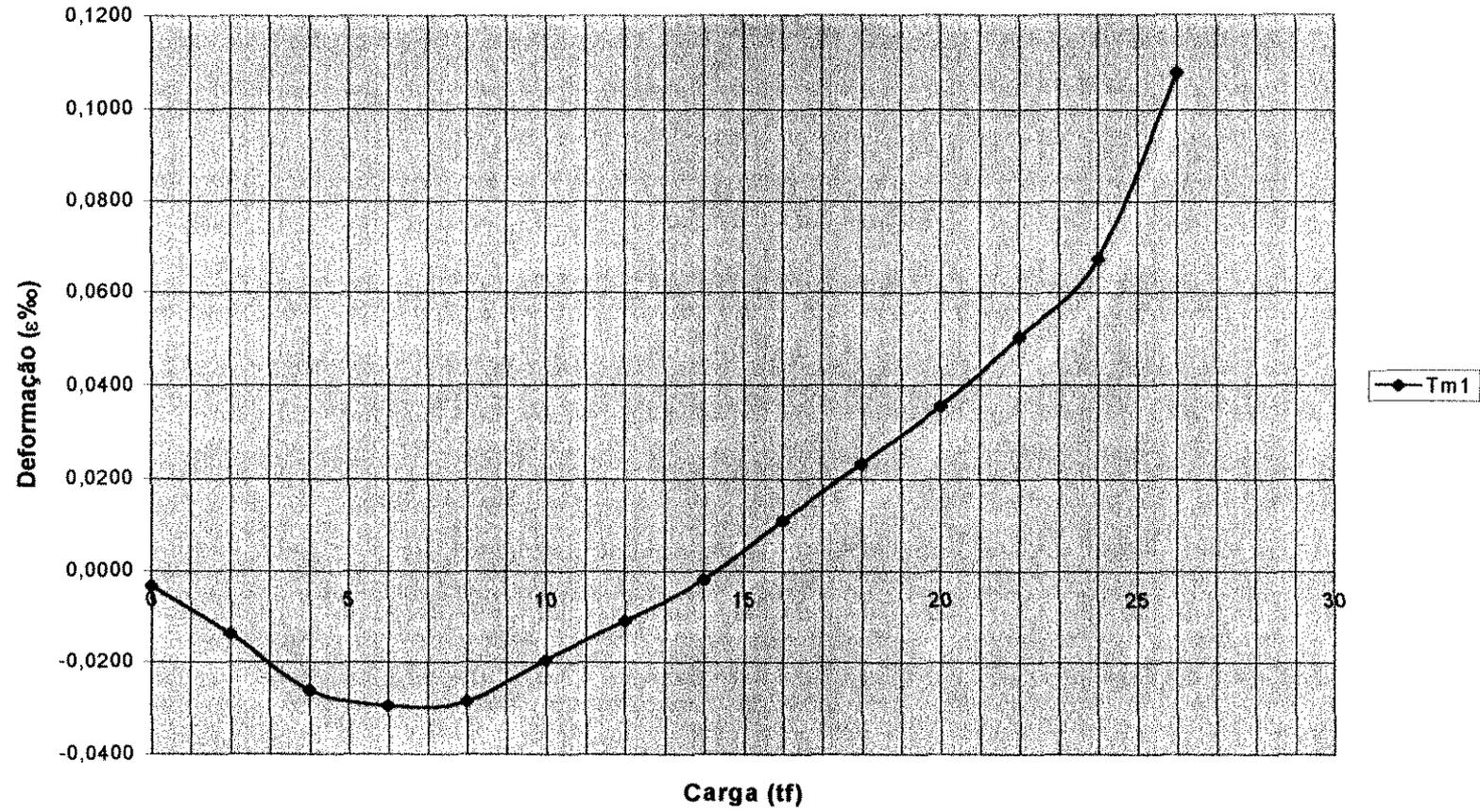


FIGURA 5-39: Gráfico Carga x Deformação do extensômetro colocado no estribo "U" da V3-A

Camada 1 (16 mm)

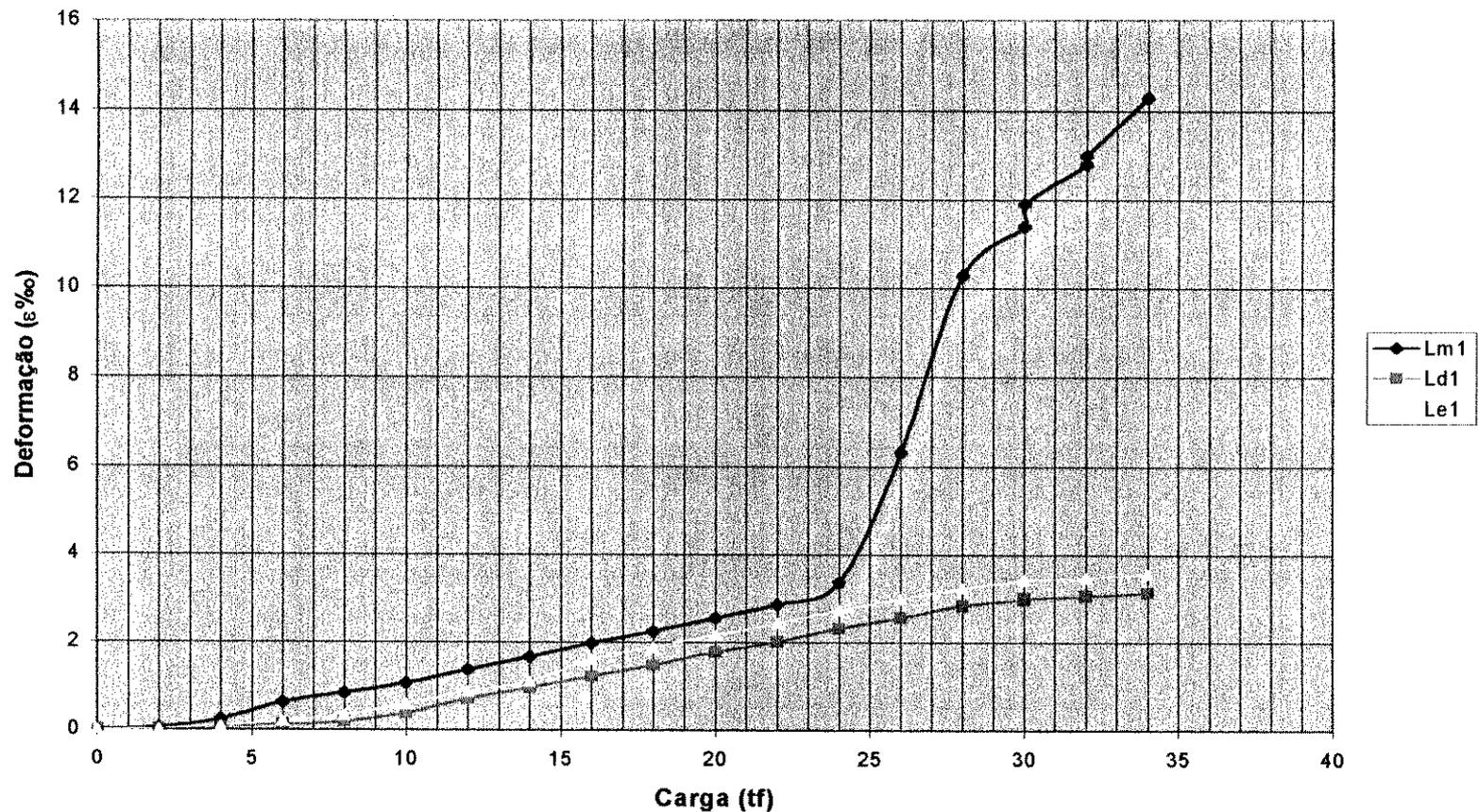


FIGURA 5-40: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B

Camada 2 (16mm)

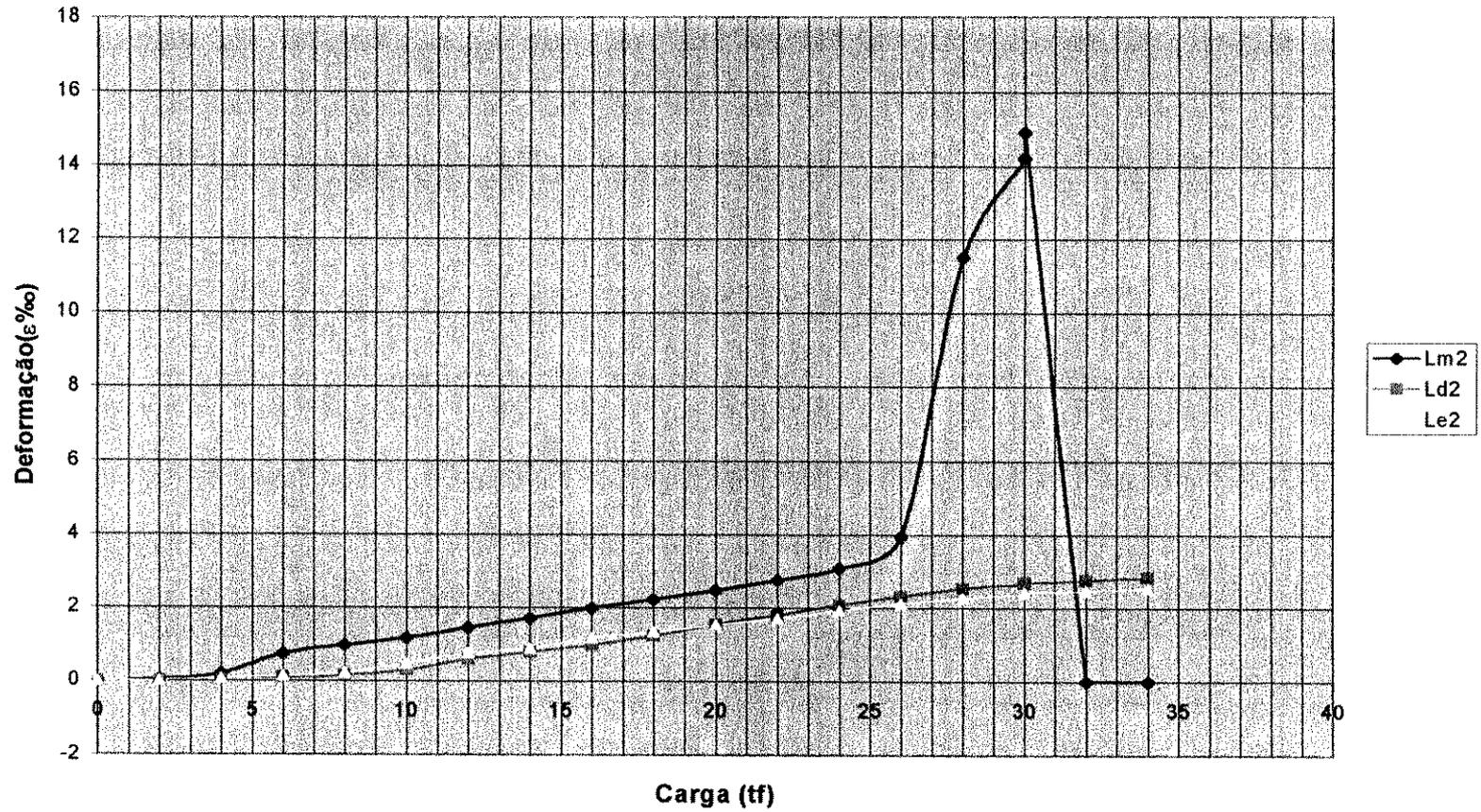


FIGURA 5-41: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B

Camada 3 (5 mm)

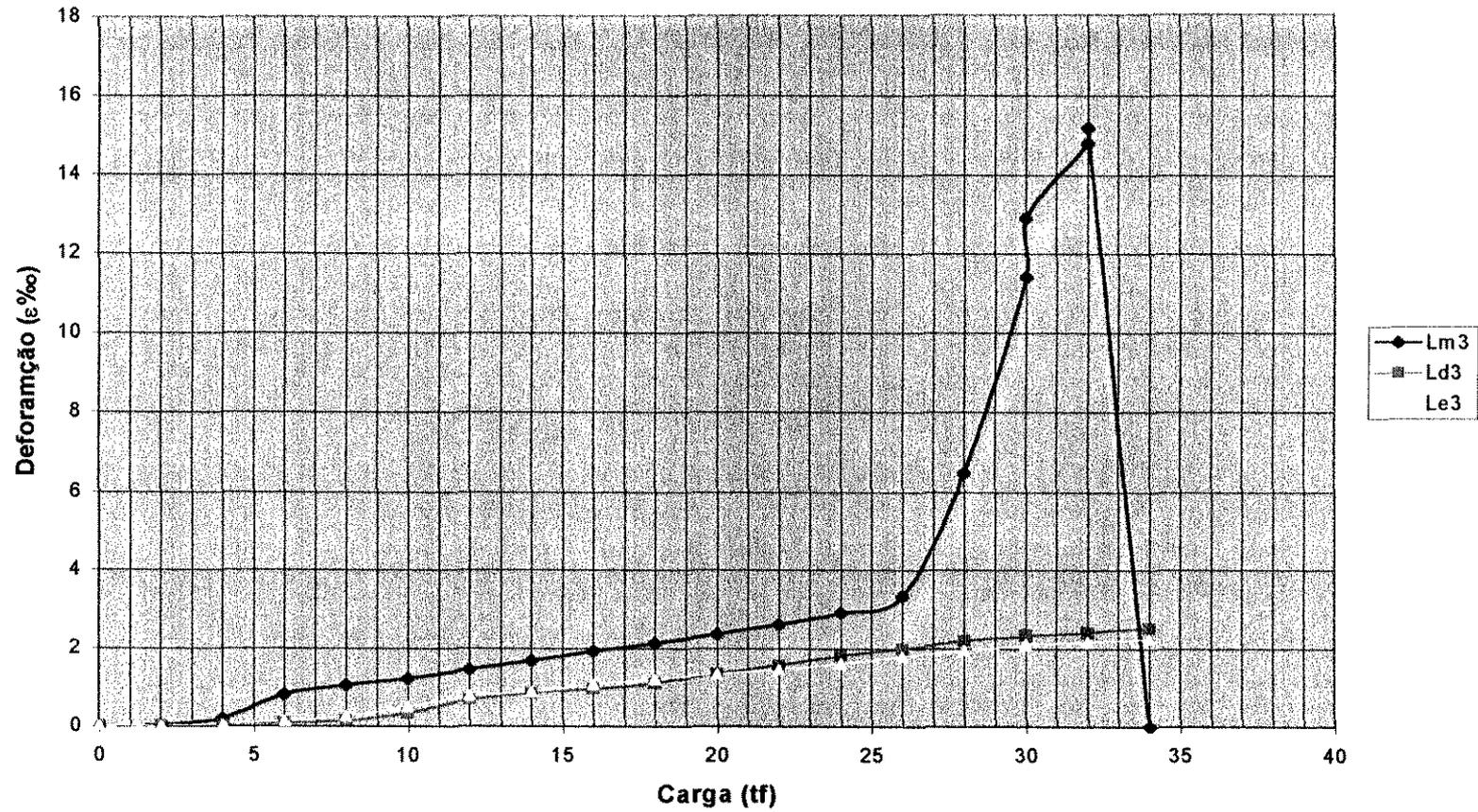


FIGURA 5-42: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B

Camada 5 (5mm)

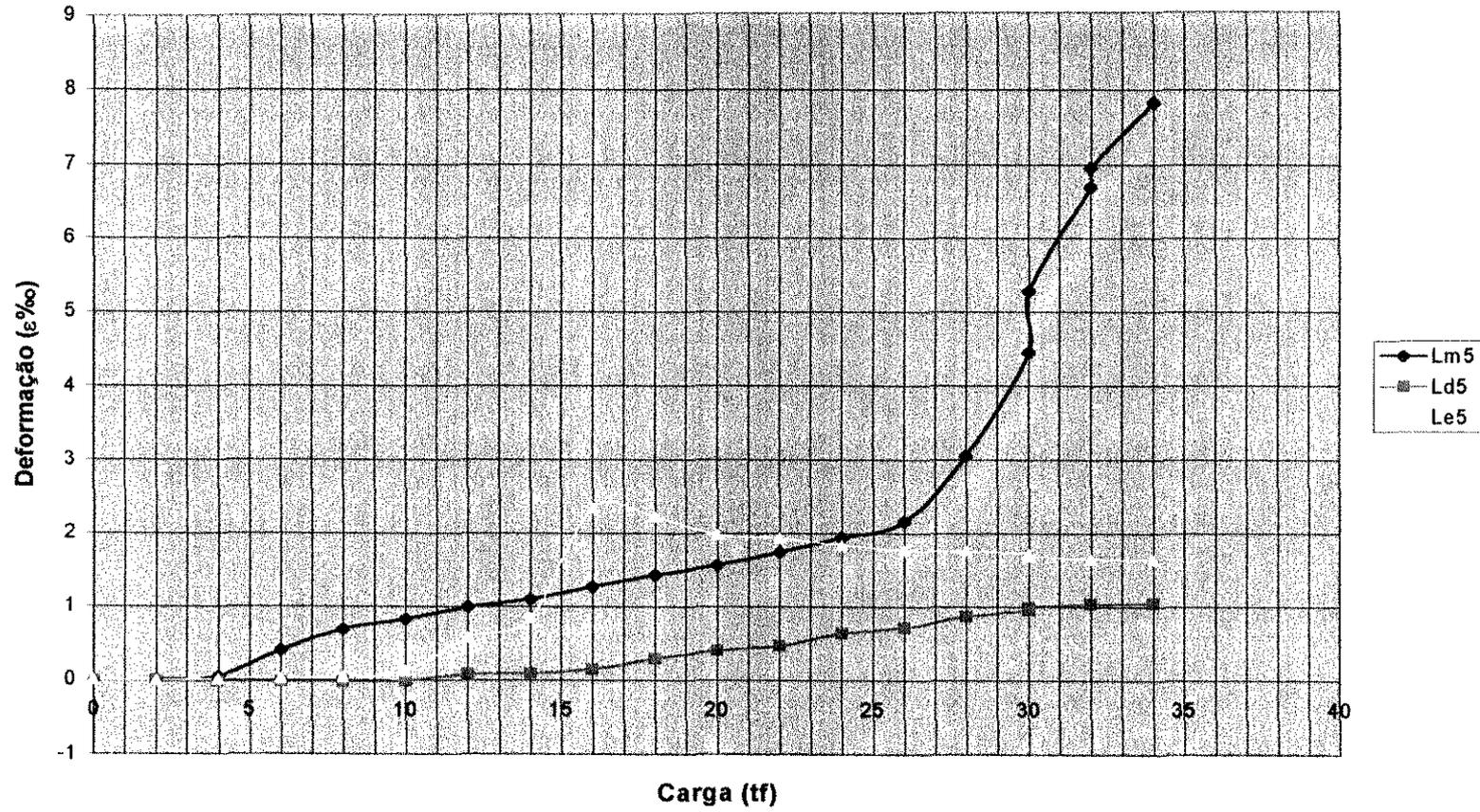


FIGURA 5-43: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B

Camada 6 (5mm)

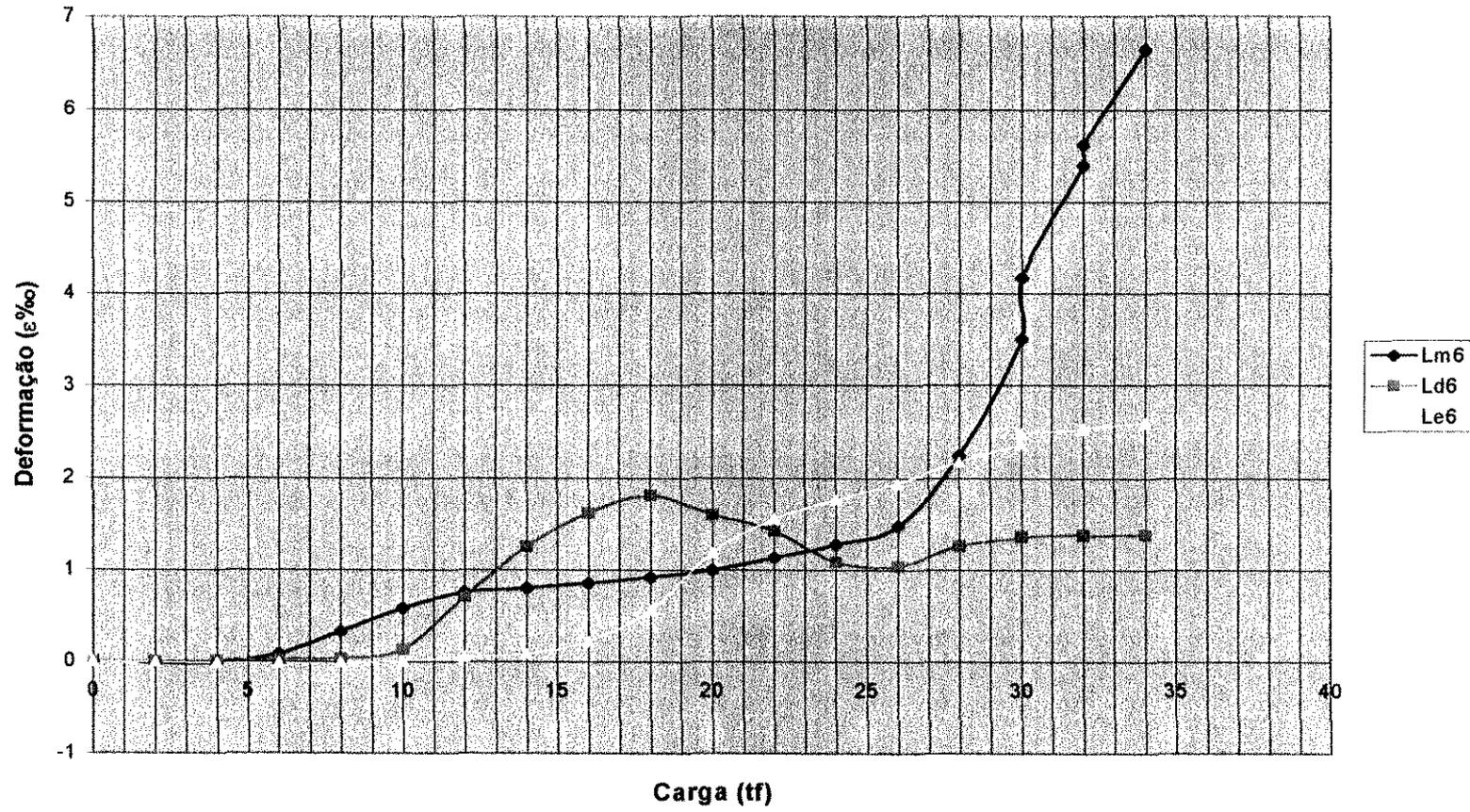


FIGURA 5-44: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V3-B

Estribos em "U"

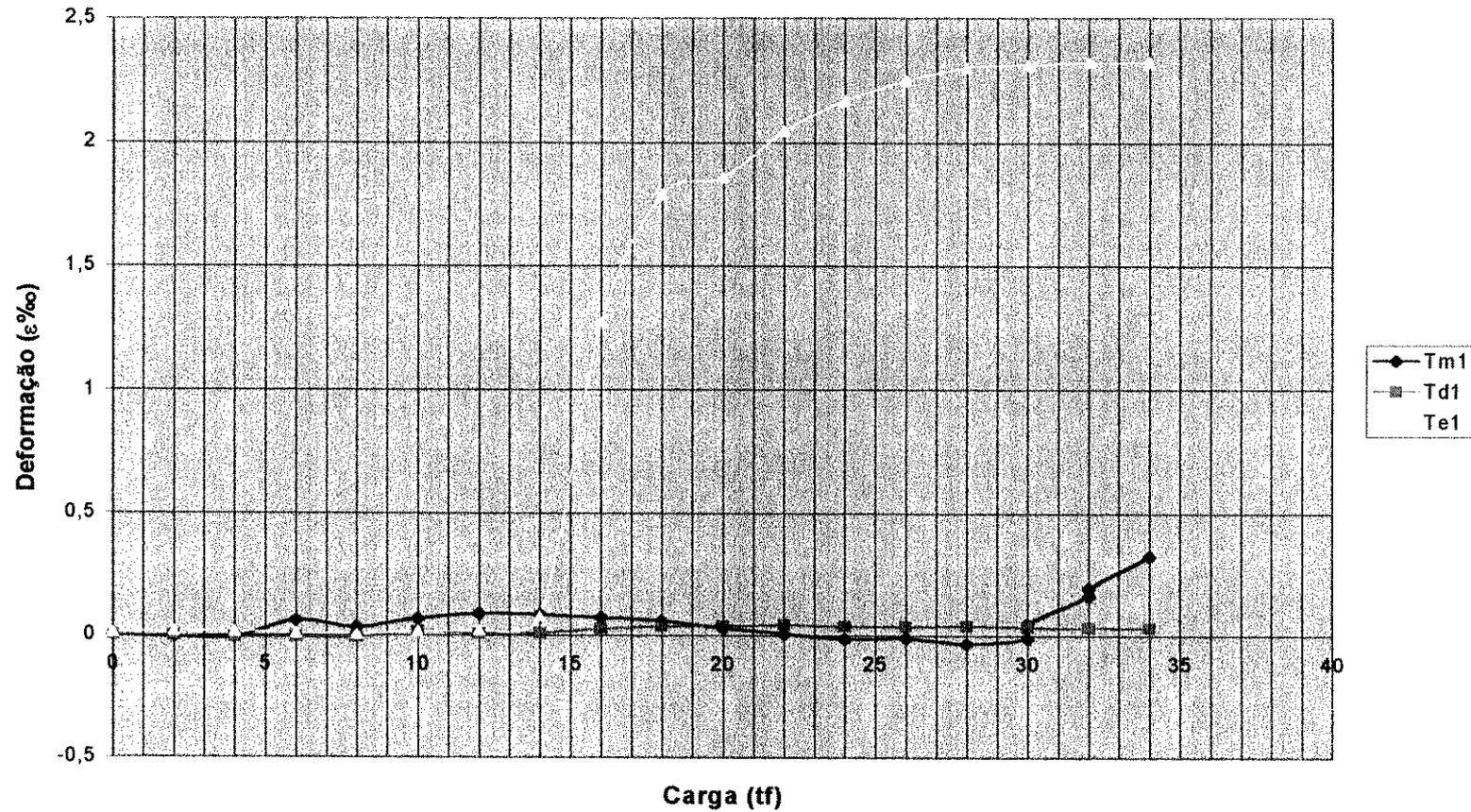


FIGURA 5-45: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros colocados nos estribos "U" da V3-B

Camada 1 (16 mm)

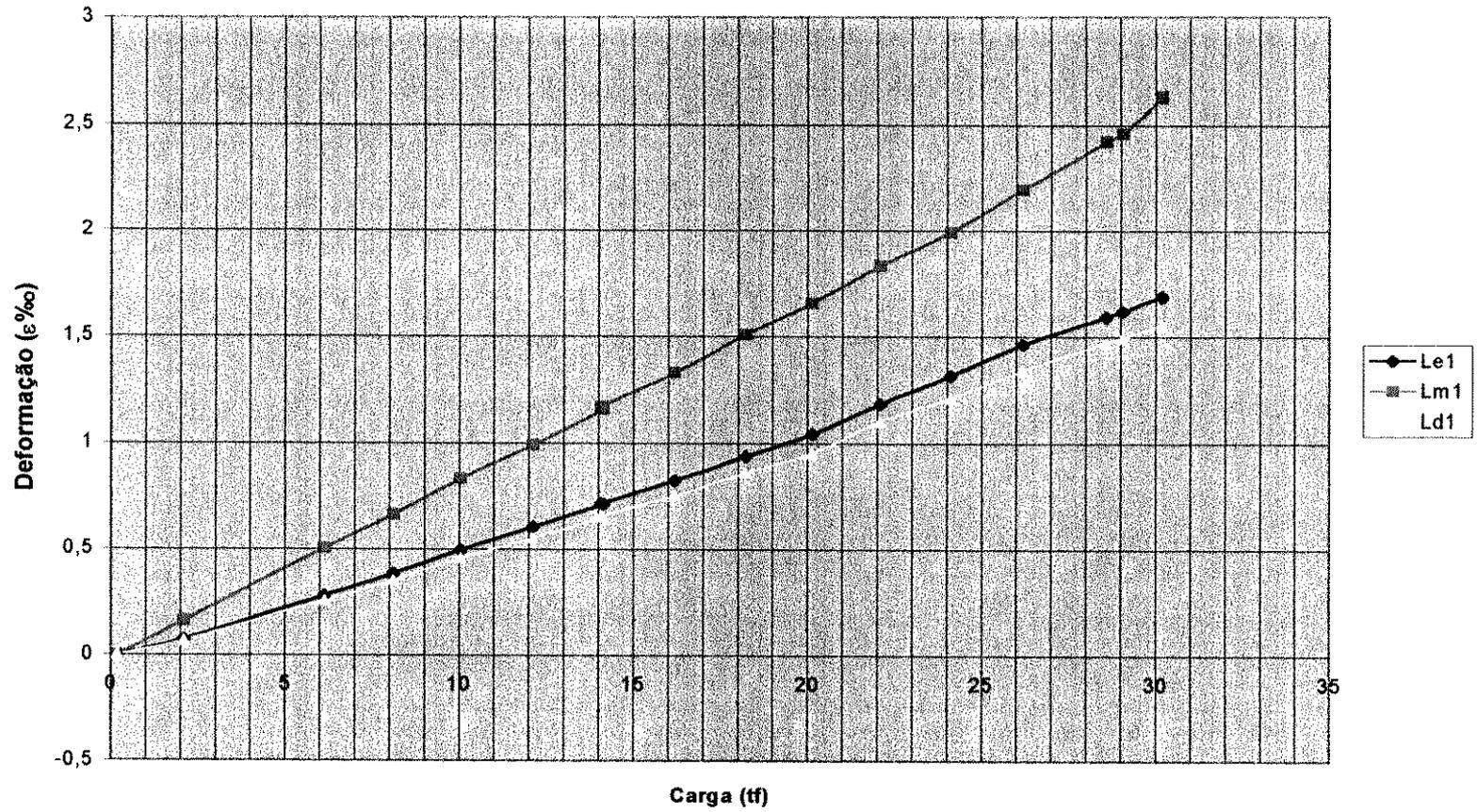


FIGURA 5-46: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-A

Camada 2 (5 mm)

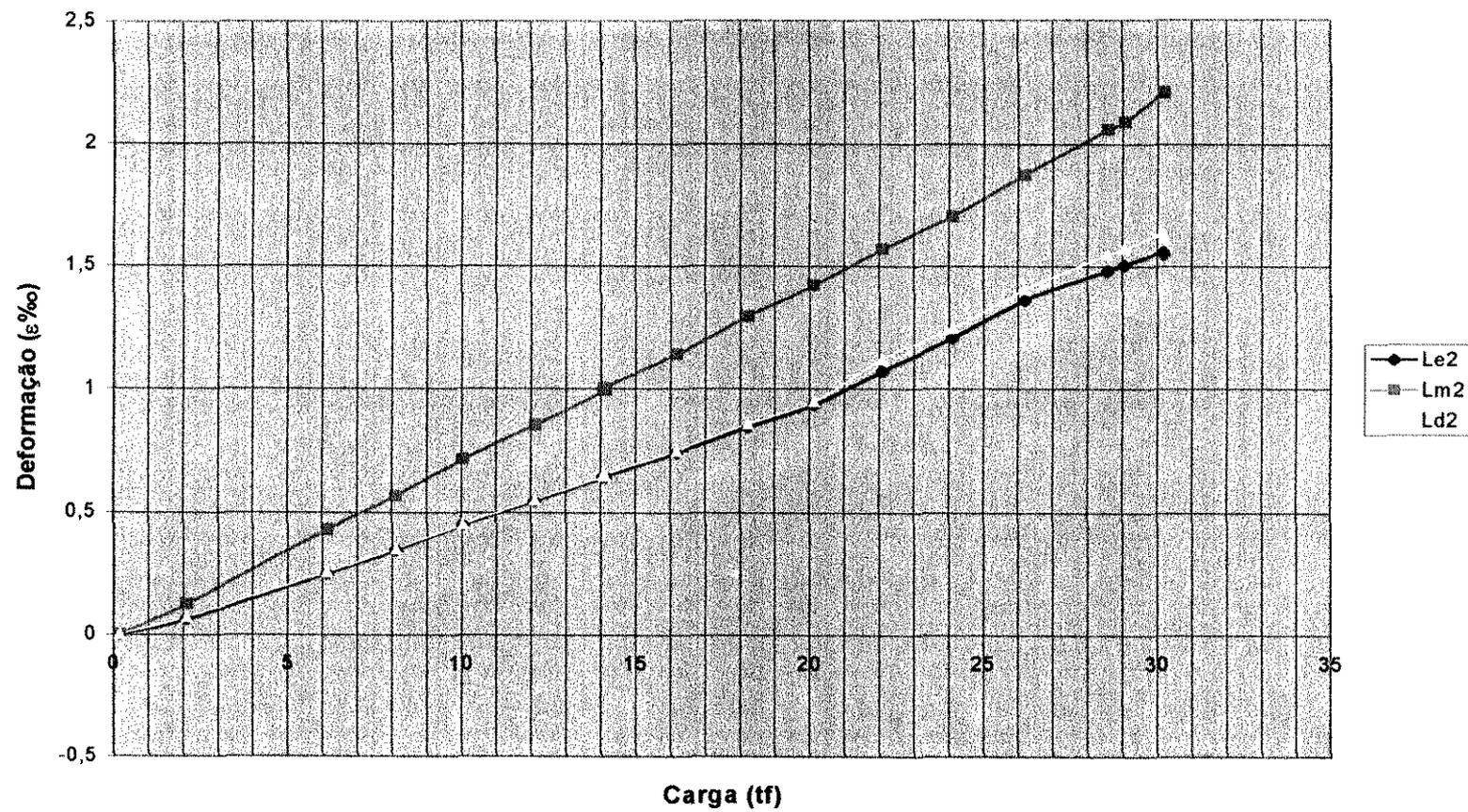


FIGURA 5-47: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-A

Camada 3 (5 mm)

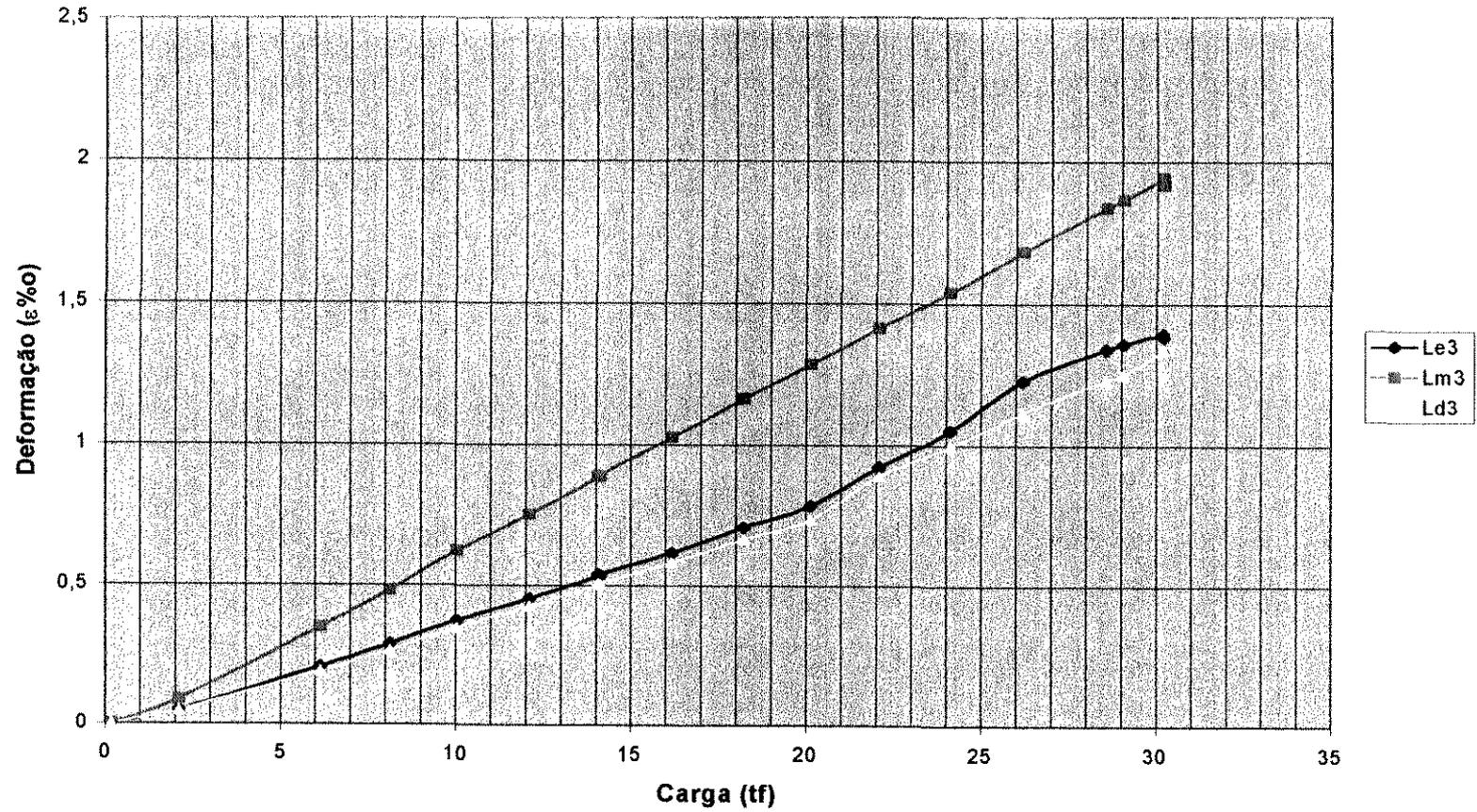


FIGURA 5-48: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-A

Estribos em "U"

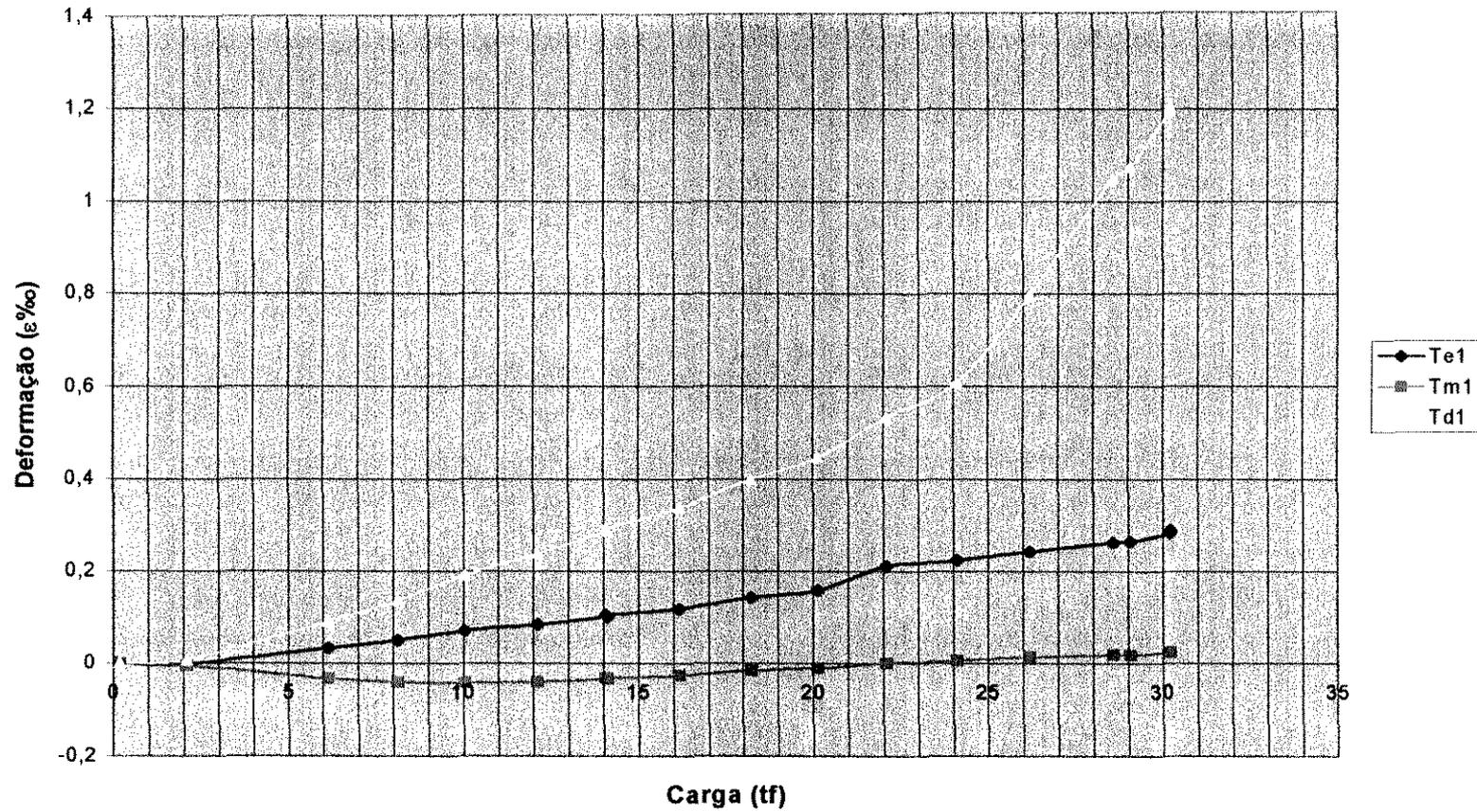


FIGURA 5-49: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros colocados nos estribos "U" da V4-A

Camada 1 (16mm)

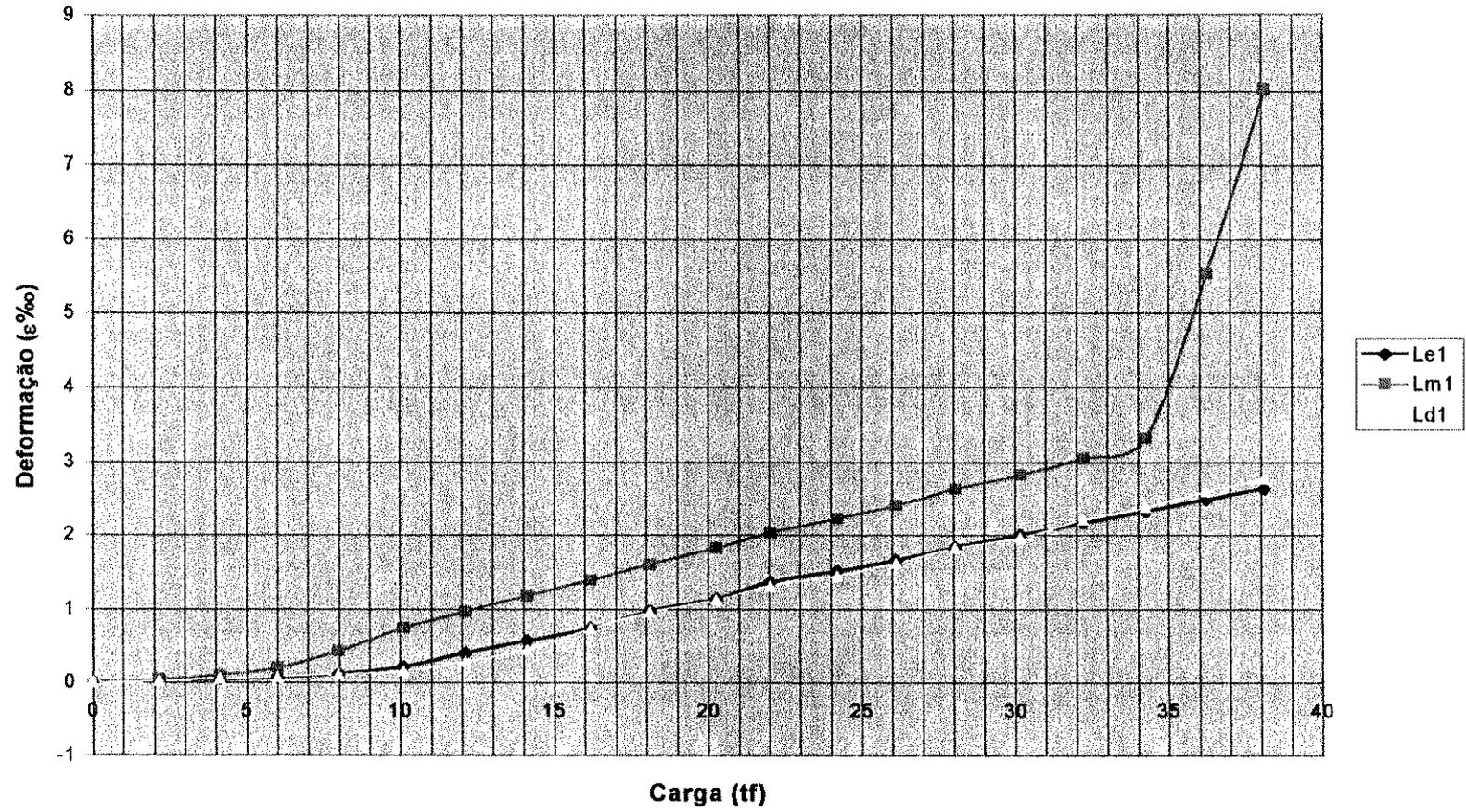


FIGURA 5-50: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B

Camada 2 (16 mm)

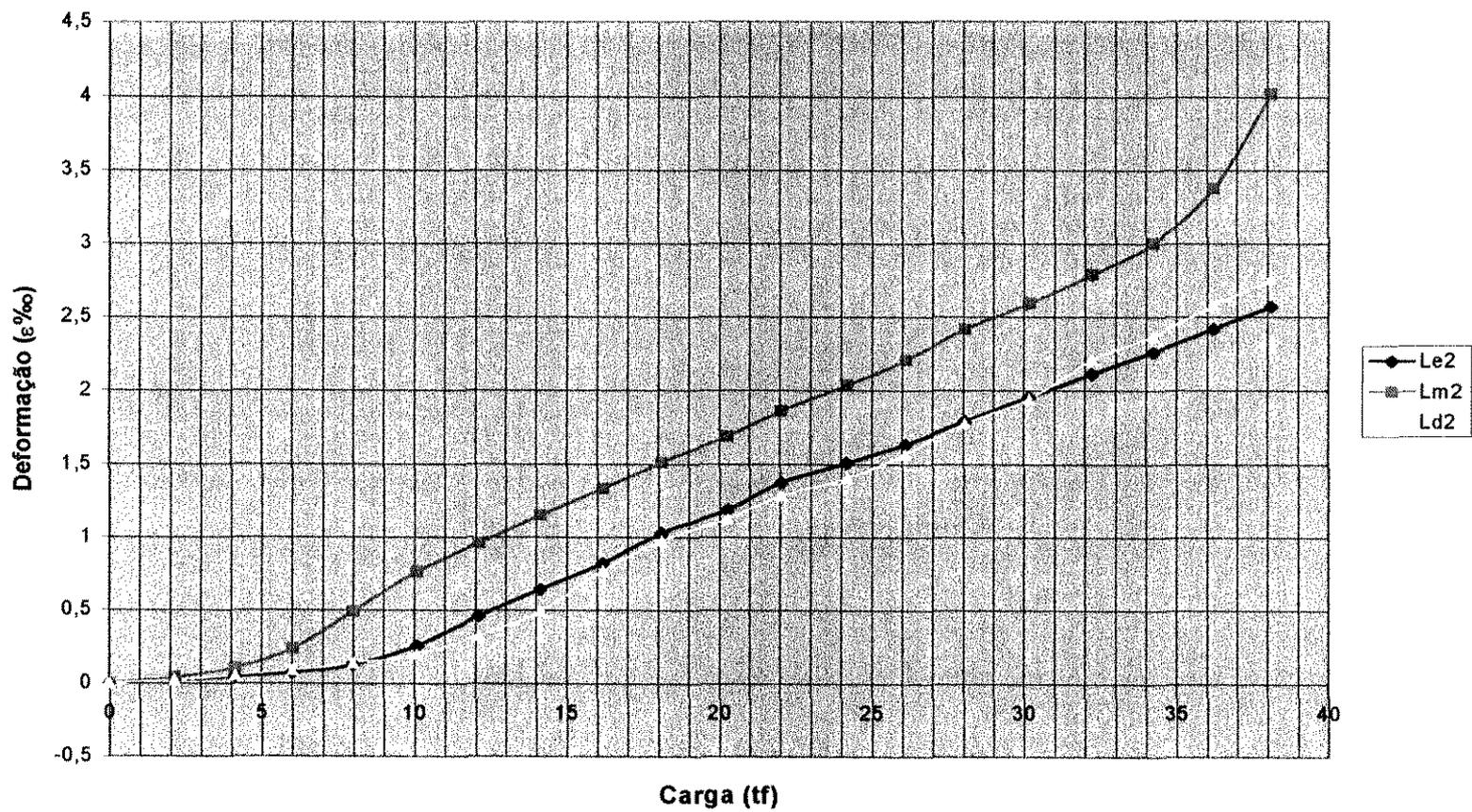


FIGURA 5-51: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B

Camada 3 (5mm)

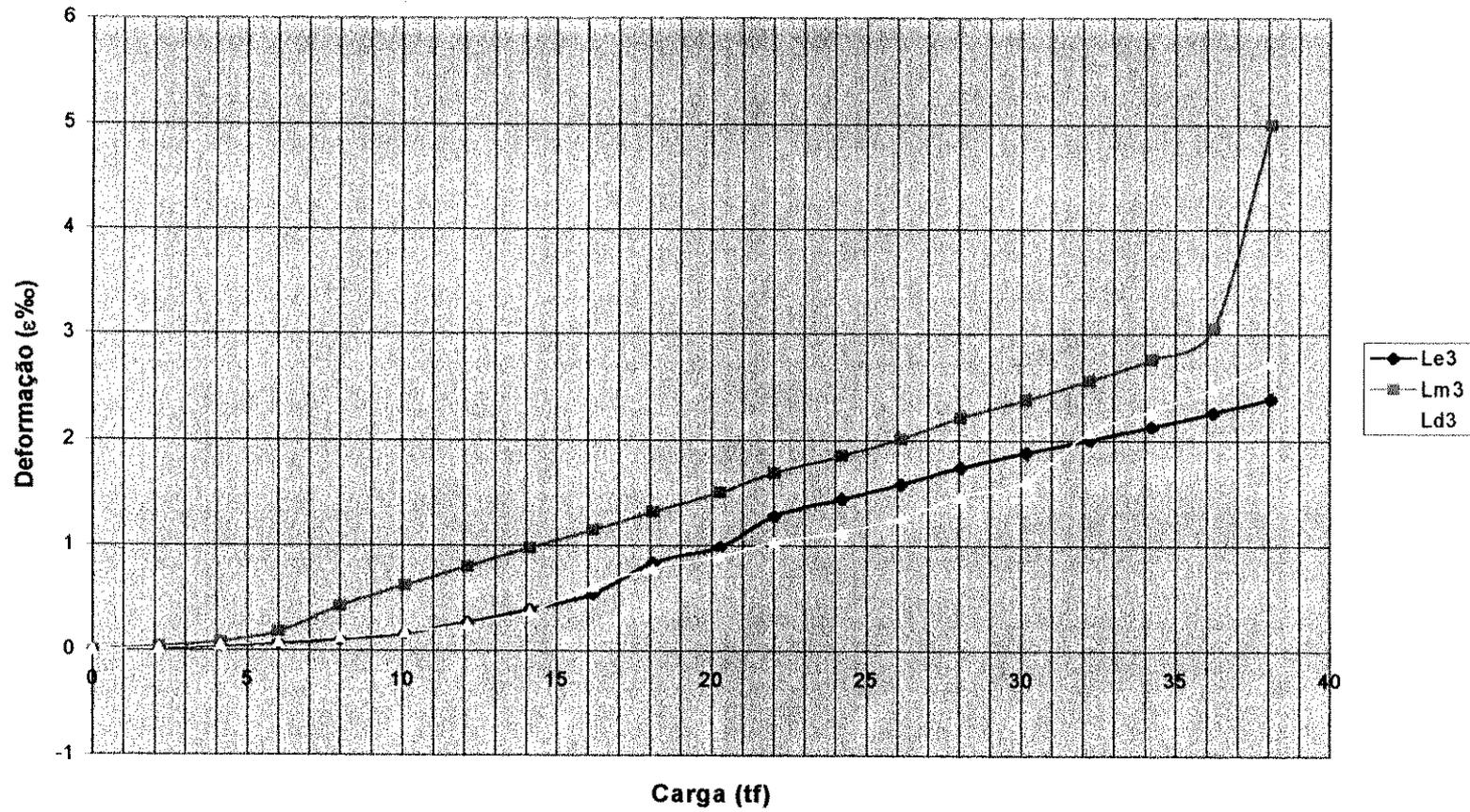


FIGURA 5-52: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B

Camada 4 (5 mm)

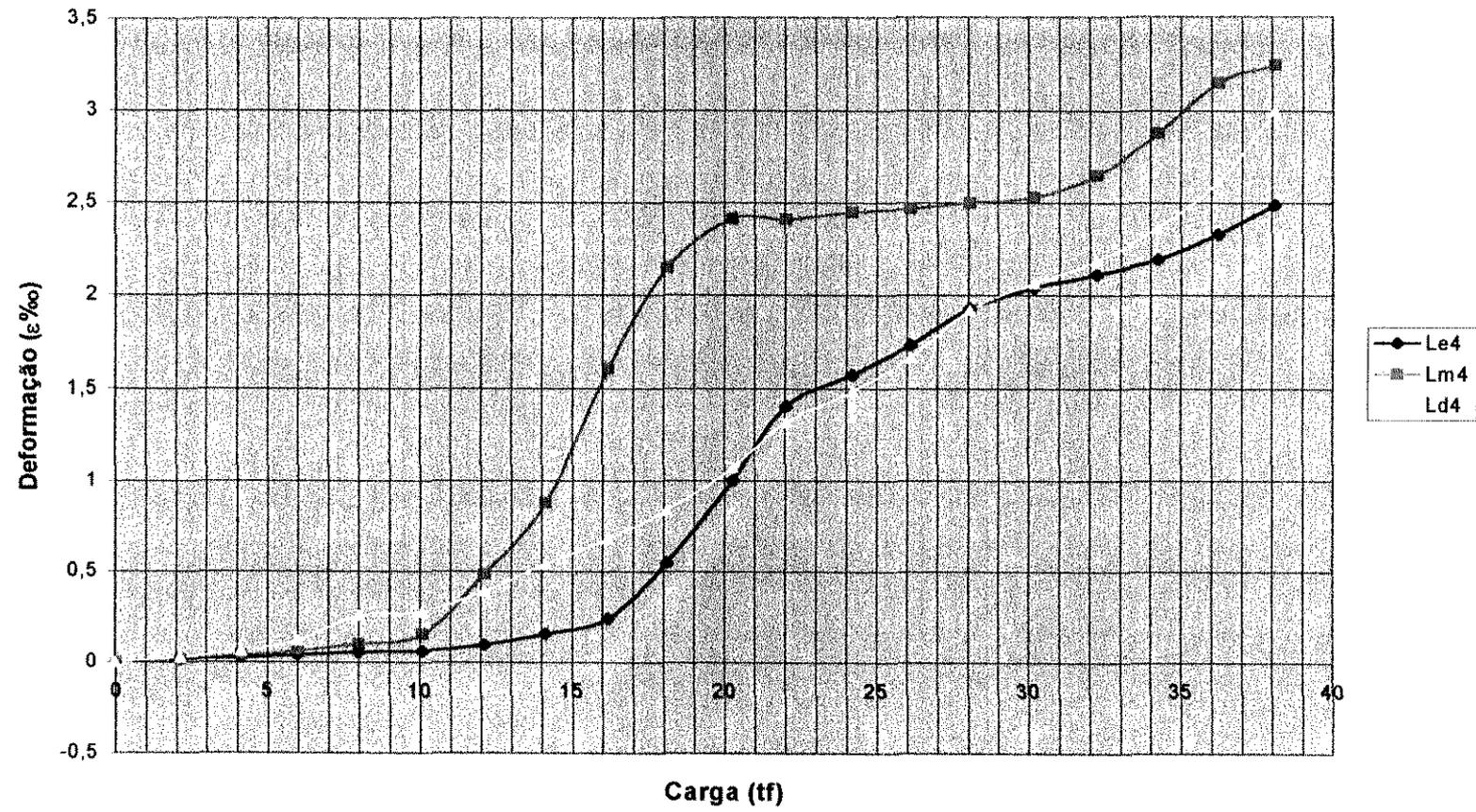


FIGURA 5-53: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros da V4-B

Estribos em "U"

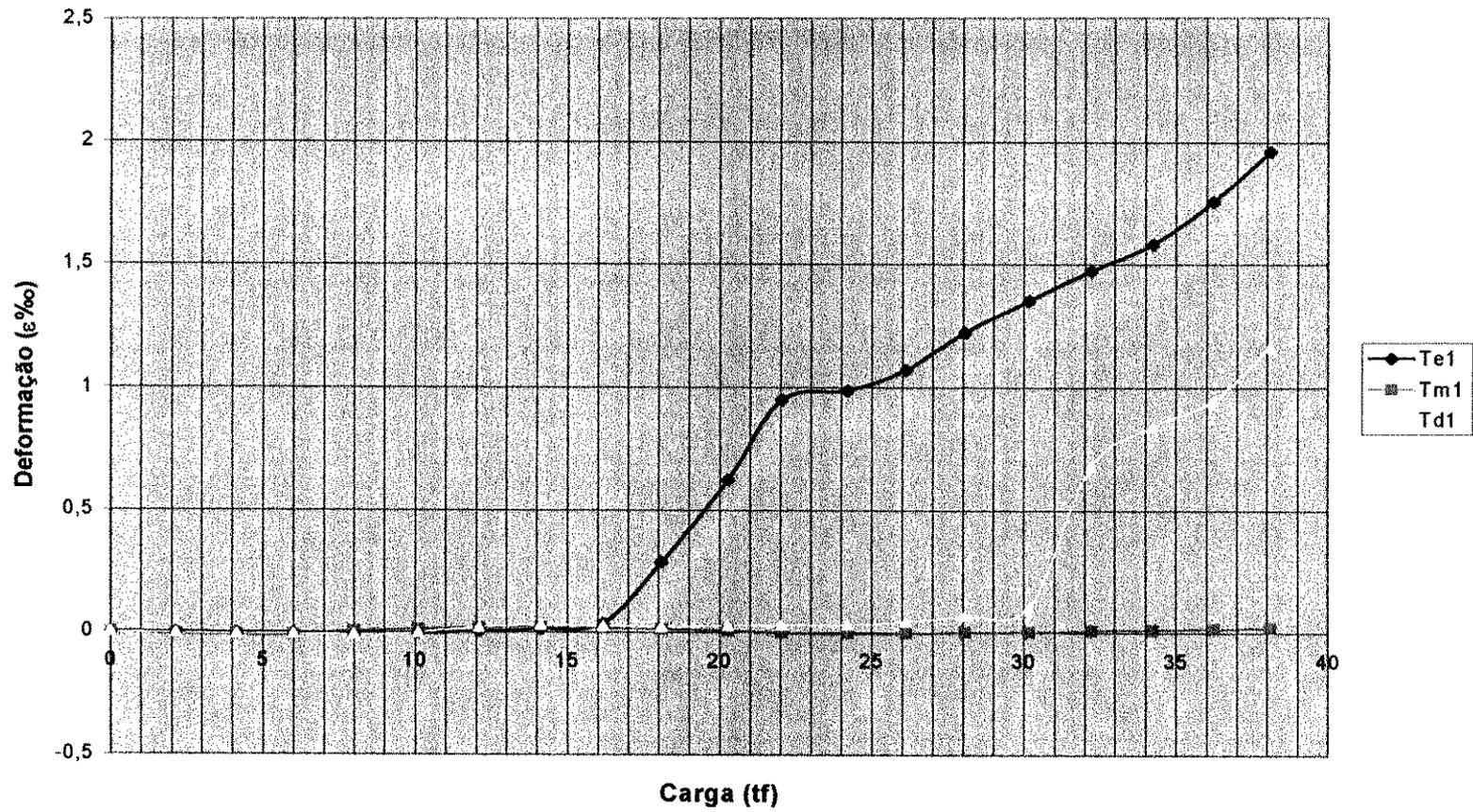


FIGURA 5-54: Gráfico Carga x Deformação dos extensômetros colocados nos estribos "U" da V4-B

6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os ensaios das vigas de concreto armado com diferentes resistências à compressão, tomando-se por base as diferentes propostas da NBR-6118^[2], da NBR-7187^[3], do CEB/90^[4] e do EUROCODE-2/92^[6] tinham como objetivo maior a análise da eficiência destas, sua configuração, além da observação do estado de aberturas das fissuras nos estados de utilização e de ruína das vigas.

Através da análise comparativa das vigas ensaiadas dentro do possível e dos resultados obtidos, pretendeu-se apresentar uma proposta de definição do detalhamento e do arranjo da armadura de pele.

Os resultados obtidos nos ensaios podem ser analisados da seguinte forma:

- As vigas V1-A e V1-B apresentaram uma relação P_{teor}/P_{exp} relativamente baixa além de um panorama de fissuração pouco distribuído. Isto reforça o fato de que a proposta de cálculo de armadura de pele da NBR-6118 não é a ideal, e sim insuficiente para o fim a qual foi destinada, ou seja, combater de forma eficiente o processo de fissuração nas almas das vigas.
- No caso das vigas V2-A e V2-B, há uma melhora significativa, tanto no panorama apresentado pelas fissuras, quanto na relação entre a carga teórica e a obtida experimentalmente. Pode-se dizer, portanto, que a proposta da NBR-7187 é mais coerente, além de apresentar um aspecto importante que é o da facilidade construtiva, já que a armadura de pele prescrita é composta apenas de barras longitudinais dispostas ao longo da alma da viga.

- A proposta do CEB-90 foi a que apresentou o melhor panorama de fissuração. A relação entre P_{teor}/P_{exp} das vigas V3-A e V3-B também foi muito boa, ainda melhor do que a apresentada pelas vigas V2-A e V2-B, o que torna esta proposta altamente recomendada não só para casos em que a armadura principal de flexão tem diâmetro superior a 32 mm. Pode-se dizer isto pois já foi comprovado que o uso da armadura de pele em estruturas convencionais pode aumentar significativamente a durabilidade da estrutura. A armadura de pele, neste caso, é composta por uma “malha” que combate com mais eficiência a abertura de fissuras e as distribui de uma forma mais homogênea, além de aumentar a resistência da peça ao cisalhamento, já que é composta por armadura longitudinal e transversal.
- O EUROCODE-2 apresentou resultados bem semelhantes aos do CEB-90, com um ótimo panorama de fissuração e uma ainda melhor relação P_{teor}/P_{exp} . A vantagem apresentada pelo EUROCODE-2 é a economia, já que prevê uma taxa de armadura de pele longitudinal igual à metade da proposta pelo CEB-90. A taxa de armadura transversal é idêntica. Em ambos os casos, observou-se um aumento significativo da resistência da peça ao modo de ruptura de cisalhamento, comprovando mais uma vez que este arranjo é eficiente e deve ser usado em estruturas nas quais se queira controlar o processo de abertura de fissuras e conseqüentemente, aumentar a vida útil da estrutura.

6.2 CONCLUSÕES

Os ensaios realizados nos permitiram observar para todos os modelos um modo de ruptura predominante devido ao cisalhamento, ou seja, fissuras diagonais cortando a alma da viga, que aparecem subitamente e chegam a atingir quase toda a altura da viga. Estudos anteriores mostram que vigas altas têm um comportamento elástico-linear antes da fissuração excessiva. A partir daí, e com o aumento do carregamento, as bielas de compressão tornam-se mais largas, com uma tendência de se abrirem ainda mais na direção perpendicular à fissura.

A distribuição não uniforme de tensões, com o concreto já fissurado no estágio II, pode levar a este tipo de ruptura diagonal. As armaduras de pele empregadas tinham como objetivo controlar esse padrão de fissuração, o que de certa forma aumentou a capacidade das vigas de resistir a este modo de ruptura. Em todos os modelos analisados neste estudo, observou-se que a armadura de pele só começa a trabalhar efetivamente quando as fissuras diagonais começam a aparecer, distribuindo-as de uma forma mais uniforme.

Além disso, o emprego da armadura de pele reduz os esforços transversais, aumentando a eficiência do funcionamento das bielas de compressão. Para uma eficiência ótima, a armadura de pele teria que ser colocada a 90° da direção da fissura. Alternativamente, pode-se utilizar uma malha de armaduras longitudinais e transversais, como o prescrito pelo CEB-90 e o EUROCODE, de forma que as forças nestas direções resultem numa componente capaz de resistir aos esforços na direção perpendicular à fissura, para que não ocorra uma ruptura repentina.

No caso da utilização da armadura em apenas uma direção (NBR-6118 e NBR-7187), temos um melhor funcionamento deste modelo quando a componente paralela à fissura pode ser resistida também pelo concreto. Portanto, o emprego da armadura de pele prescrita pela NBR-7187 tem mais

sentido para concretos com resistências maiores do que as usuais. Já a proposta da NBR-6118 é insuficiente.

Fazendo uma análise comparativa dos ensaios realizados, pode-se dizer que o modelo proposto pela NBR-7187 apresentou uma ótima configuração de fissuração, com um espaçamentos entre fissuras bem distribuídos. A outra vantagem dessa proposta é sem dúvida, a sua facilidade construtiva. O CEB e o EUROCODE apresentaram resultados similares entre si, com panoramas de fissuração parecidos e igualmente bem distribuídos. A vantagem do EUROCODE é a economia, já que ele prevê uma taxa de armadura de pele longitudinal igual a metade da proposta pelo CEB.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE-363, State of the art report on high strength concrete: Report ACI 363-84. **Journal of the ACI**, Proceedings. v. 81. July-August 1984.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-6118- Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado- Procedimento, ABNT, Rio de Janeiro, 1978.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR-7187- Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado- Procedimento, ABNT, Rio de Janeiro, 1988.
4. CEB-FIP Model Code 1990 , First Draft , **CEB Bulletin d'Information**, nºs 195/196, Mars, 1990.
5. FIP-CEB Working group on high-strength concrete , **High Strength concrete-state of the art report** .FIP-CEB Bulletin d'Information nº 197, Out 1990.
6. EUROCODE-2, **Design of concrete structures, European Committee for Standardization**, 1992.
7. FERNANDES, G.B. **Métodos de Cálculo e Segurança das Estruturas**. Campinas. Notas de aula IC 602. Estruturas de Concreto I. UNICAMP. FEC.
8. FUSCO, P.B., **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**, Editora Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1981.

9. FUSCO, P.B., **Técnicas de Armar Estruturas de Concreto**, Editora Pini Ltda, São Paulo, 1996.
10. FUSCO, P.B., **Resistência do Concreto Comprimido, 35ª Reunião do Instituto Brasileiro do Concreto**, Brasília, 1993.
11. LEONHARDT, F. & MÖNNING, E., **Construções de Concreto: Princípios Básicos sobre Armação de Estruturas de Concreto Armado**, v. 3, Editora Interciência, Rio de Janeiro, 1978.
12. PINTO JR, N.O. **Flexão em Vigas de Concreto de Alta Resistência**. Tese apresentada à Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1993.
13. RÜSCH, H., **Researches toward a general flexural theory for structural concrete**, Journal of the American Concrete Institute, Julho 1960.
14. LOBO CARNEIRO, F. L., **Résistance à la traction des bétons**. Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, 1949.