

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
CURSO DE POS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Análise Teórica e Experimental do
Comportamento do Concreto de Alta
Resistência Aplicado a Peças Fletidas de
Concreto Armado.

AUTOR: CLAUDIO ALBERTO RIGO DA SILVA

ORIENTADOR: JOSÉ CELSO DA CUNHA

Maio/1992

des meus pais,

Nadia e Wilson.

AGRADECIMENTOS

Depois de mais de dois anos de prolongado trabalho, brota espontâneo o sentimento de gratidão para com aqueles que mais diretamente colaboraram na sua realização. Embora seja difícil exprimir com palavras esse sentimento, gostaria de deixar registrado o meu agradecimento:

Ao Prof. José Celso da Cunha, pela sugestão do trabalho, pela orientação constante e esclarecedora e pela oportunidade de uma convivência gratificante.

Ao Joel Eduardo Jr., pela dedicação generosa de tempo, muitas vezes roubado aos estudos, ao longo da realização dos ensaios e pelo incentivo sempre cheio de bom humor diante das dificuldades.

À PBECON, particularmente ao Dr. Milton Vianna Dias, ao Eng. Renato C. de Andrade e ao Técnico Sílvio Xavier Santos, que possibilitaram a realização da parte experimental em tudo referente a tecnologia de concreto e pelas amizades estabelecidas.

Ao Sr. José Athaydes de Medeiros, pela disponibilidade total em ajudar sempre que foi preciso.

Ao Amilton E. Cota, pelo inestimável auxílio no manuseio dos equipamentos e dos corpos de prova e na realização dos experimentos.

Ao Analista de Sistemas Paulo Akaki, pela gentil ajuda em algumas dúvidas computacionais.

Ao Alexandre Martins, pela dedicação na preparação das figuras apresentadas no trabalho.

À FAPEMIG, sem a qual não teria sido possível a aquisição dos equipamentos necessários para a parte experimental do trabalho.

Ao Eng. Flávio Antonio dos Santos, pelo valioso auxílio na revisão final do texto.

SUMÁRIO

Lista de figuras	5
Lista de tabelas	10
Resumo	12
1 INTRODUÇÃO	14
2 SELEÇÃO DE MATERIAIS	17
2.1 Características dos cimentos	17
2.2 Agregados	22
2.2.1 Agregado fino	22
2.2.2 Agregado graúdo	24
2.2.3 Aditivos minerais ultra-finos	29
2.2.3.1 A microssilica	29
2.2.3.2 As cinzas volantes	36
2.2.3.3 Escória de alto forno	39
2.3 Aditivos químicos redutores de água	42
2.4 Água	47
3 PROPRIEDADES MECÂNICAS E REOLÓGICAS DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	48
3.1 Curva tensão-deformação na compressão uniaxial	48
3.2 Módulo de elasticidade	66
3.3 Coeficiente de Poisson	70
3.4 Resistência à tração	71
3.5 Resistência à fadiga	75
3.6 Densidade	77
3.7 Propriedades térmicas	78
3.8 Calor gerado na hidratação do cimento	79
3.9 Ganho de resistência com a idade	85
3.10 Retração	87

3.11	Deformação lenta	89
3.12	A microestrutura nos concretos de alta resistência .	96
4	MISTURA, DOSAGEM, TRANSPORTE, LANÇAMENTO, CURA E CONTROLE DE QUALIDADE	102
4.1	Mistura	102
4.2	Dosagem	104
4.3	Transporte e lançamento	115
4.4	Cura	116
4.5	Controle de qualidade	117
5	DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	119
5.1	Nomenclatura utilizada	120
5.2	Descrição dos corpos de prova	121
5.3	Equipamentos e histórico dos carregamentos	124
5.4	Controle tecnológico do concreto	126
5.5	Análise teórica	131
5.5.1	Cálculo da carga de ruptura	132
5.5.2	Cálculo das cargas de fissuração e do espaçamento de fissuras	133
5.5.3	Ductilidade	134
5.5.4	Diagrama momento-curvatura	135
6	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	137
7	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	172
7.1	Diagramas força-deformação	172
7.2	Diagramas força-deslocamento	189
7.3	Cargas teóricas e cargas obtidas nos ensaios	191
7.4	Fator de ductilidade	207
7.5	Diagramas momento-curvatura	211
7.6	Diagrama de deslocamentos	213
8	CONCLUSÃO	218
	ANEXO	220
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA	286

LISTA DE FIGURAS

	pg.
1 - Influência de varios tipos e marcas de cimento sobre a resistência à compressão do concreto	19
2 - Resistência do concreto com cimento LAFARGE	21
3 - Influência do agregado fino sobre a trabalhabilidade e a resistência à compressão do concreto	23
4 - Curvas de Abrams (TVA)	27
5 - Influência do tipo de formação da rocha sobre a resistência à compressão do concreto	28
6 - Desenho esquemático: microsilica e cimento	31
7 - Variação da resistência à compressão	34
8 - Partículas de cimento em pasta comum, superplastificadora e DSP	35
9 - Resistência do concreto com substituição parcial do cimento por minerais finos	38
10 - Resistência do concreto com substituição parcial do cimento por escória de alto forno	41
11 - Moléculas de fluidificantes	43
12 - Floculação dos grãos de cimento em água	44
13 - Ação de uma molécula de fluidificante	45
14 - Curvas tensão-deformação comparativas	49
15 - Curvas tensão-deformação - AMARAL FILHO	50
16 - Curvas tensão-deformação: comportamento após tensão máxima	52
17 - Curvas tensão-deformação - SHAH et al.	55
18 - Curva analítica tensão-deformação	57
19 - Aplicação da Eq. 1	59

20 - Mapas de fissuração	62
21 - Deformação axial e lateral	64
22 - Fissuras combinadas	65
23 - Modulo de elasticidade	70
24 - Resistência à tração: modulo de ruptura	72
25 - Resistência a tração: ensaio brasileiro	74
26 - Resistência no ensaio de fadiga	77
27 - Calor de hidratação	80
28 - Temperaturas no concreto: "Water Tower Place"	81
29 - Temperaturas no concreto	82
30 - Calor de hidratação com a idade	84
31 - Ganho e resistencia com a idade	86
32 - Retração nos concretos	89
33 - Deformação lenta	92
34 - Relação tensão-deformação lenta	93
35 - Fluência	94
36 - Microestrutura	98
37 - Estrutura da ligação agregado-pasta de cimento	101
38 - "Número de Referência" - cascalho irregular e cimento Portland comum	107
39 - "Número de Referência" - granito britado e cimento Portland comum	108
40 - "Número de Referência" - cascalho irregular e cimento ARI	109
41 - "Número de Referência" - granito britado e cimento ARI	110
42 - Fator a/c - agregado de $\phi_{max} = 19.05$ mm	111
43 - Fator a/c - agregado de $\phi_{max} = 9.52$ mm	111

44 - Geometria das peças ensaiadas e locação do carregamento	122
45 - Dispositivo de ensaio	125
46 - Diagramas de tensões no concreto	132
47 - Fator de ductilidade	135
48 - Ext. A (aço): AISB1	145
49 - Ext. C e E (concreto): AISB1	146
50 - Ext. D (concreto): AISB1	147
51 - Ext. C e E (concreto): BISP3	148
52 - Ext. B (aço): DI2	149
53 - Ext. D e E (concreto): DI2	150
54 - Ext. A (aço): BIISP2	151
55 - Ext. C e D (concreto): BIISP2	152
56 - Ext. A (aço): DII2	153
57 - Ext. B e D (concreto): DII2	154
58 - Ext. A (aço): DIII1	155
59 - Ext. B e C (concreto): DIII2	156
60 - Força e deslocamento: AISB2	157
61 - Força e deslocamento: AISP1	158
62 - Força e deslocamento: CI1	159
63 - Força e deslocamento: DI2	160
64 - Força e deslocamento: BIISP2	161
65 - Força e deslocamento: DII2	162
66 - Força e deslocamento: BIII2	163
67 - Força e deslocamento: DIII1	164
68 - Fissuras: AISB1	168
69 - Fissuras: DI1	169
70 - Fissuras: BIISP1	170
71 - Fissuras: DIII2	171

72 - Força e deformação: aço, seção 16x32 cm	174
73 - Força e deformação: concreto, seção 16x32 cm	175
74 - Força e deformação: aço, seção 8x40 cm	176
75 - Força e deformação: concreto, seção 8x40 cm	177
76 - Força e deformação: aço, seção 60x12 cm	178
77 - Força e deformação: concreto, seção 60x12 cm	179
78 - Força e deformação: aço, f_c esp. 35 MPa	180
79 - Força e deformação: concreto, f_c esp. 35 MPa	181
80 - Força e deformação: aço, f_c esp. 45 MPa	182
81 - Força e deformação: concreto, f_c esp. 45 MPa	183
82 - Força e deformação: concreto, f_c esp. 50 MPa	184
83 - Força e deformação: aço, f_c esp. 60 MPa	185
84 - Força e deformação: concreto, f_c esp. 60 MPa	186
85 - Força e deformação: aço, domínio 4 (NBR 6118)	187
86 - Força e deformação: concreto, domínio 4 (NBR 6118)	188
87 - Cargas de ruptura pelo diagrama parábola-retângulo	192
88 - Cargas de ruptura pelo diagrama de Desayi-Krishnan	193
89 - Cargas de ruptura pelo diagrama triangular	194
90 - Cargas de ruptura para seção 16 x 32 cm	195
91 - Cargas de ruptura para seção 8 x 40 cm	196
92 - Cargas de ruptura para seção 60 x 12 cm	197
93 - Cargas de fissuração teórica e experimental	200
94 - Cargas de fissuração e taxa de armação: s. 16x32cm	201
95 - Cargas de fissuração e taxa de armação: s. 8x40cm	202
96 - Cargas de fissuração e taxa de armação: s. 60x12cm	203
97 - C. de ruptura x c. de fissuração. As entre 4 e 5%	204
98 - C. de ruptura x c. de fissuração. As entre 0 e 4%	205
99 - C. de ruptura x c. de fissuração. As entre 5 e 6%	206
100 - Fator de ductilidade x taxa de armação	208

101 - Fator de ductilidade x resistencia do concreto . . .	209
102 - Diagrama momento - curvatura	212
103 - Diagrama de deslocamentos: cp DI1	214
104 - Diagrama de deslocamentos: cp DII2	215
105 - Diagrama de deslocamentos: cp DIII1	216
106 - Diagrama de deslocamentos para todas as vigas . . .	217

LISTA DE TABELAS

	pg.
1 - Variação da resistência à compressão do concreto com o tipo de agregado	25
2 - Características físicas da microsilica e da pozoiana	30
3 - Dosagem de concreto com fator a/c = 0,34 e slump.cte	33
4 - Peso específico, finura e composição química do cimento e minerais finos	40
5 - Comparação entre módulos de elasticidade	69
6 - Valores de densidade nos concretos de alta resistência	78
7 - Dosagens e resistências dos concretos A e C	97
8 - Fator agregado/cimento - cimento Portland comum	112
9 - Fator agregado/cimento - cimento ARI	113
10 - Relação de armacões	123
11 - Análise de Agregado	127
12 - Traços de concreto	128
13 - Resistências obtidas com traços III e IV	129
14 - Controle de resistência do concreto	130
15 - Posição dos extensômetros	138
16 - Leituras: AISB1	139
17 - Leituras: AISB2	anexo
18 - Leituras: AISP1	anexo
19 - Leituras: BISP3	140
20 - Leituras: BISP4	anexo
21 - Leituras: CI1	anexo
22 - Leituras: DI1	anexo

23 - Leituras: DI2	141
24 - Leituras: BIIN1	anexo
25 - Leituras: BIIN2	anexo
26 - Leituras: BIISP1	anexo
27 - Leituras: BIISP2	142
28 - Leituras: CIII1	anexo
29 - Leituras: DIII1	anexo
30 - Leituras: DIII2	143
31 - Leituras: BIIII1	anexo
32 - Leituras: BIII2	anexo
33 - Leituras: DIIII1	anexo
34 - Leituras: DIIII2	144
35 - Resultados experimentais	165
36 - Resultados teóricos	166
37 - Espacamento teórico e experimental entre fissuras	167
38 - Comparação experimental e teórica (diagrama Parabola-Retângulo) das cargas de ruptura	199

RESUMO

O presente trabalho é composto de duas seções. Na primeira uma revisão bibliográfica é apresentada, descrevendo os principais aspectos relativos ao concreto de alta resistência. Espera-se que o material apresentado seja útil em posteriores pesquisas.

A seção seguinte descreve o trabalho experimental, que envolve a análise de vigas de concreto armado. Foi empregado concreto de alta resistência (até 53 MPa) e as vigas foram submetidas a flexão simples. O concreto usado não teve adição de microssilica ou aditivos químicos.

Foram analisadas as variações no comportamento mecânico como função das dimensões da seção transversal, resistência do concreto e da taxa de armadura.

Os resultados sugerem a validade dos procedimentos de cálculo descritos pela NBR 6118 para flexão simples, na faixa de resistência mencionada acima. Os valores do fator de ductilidade coincidem com os dados obtidos da literatura.

ABSTRACT

The present work has two sections. In the first one a review is presented, describing the most important features regarding high strength concrete. One hopes that the material will be useful in future researches.

The other section describes the experimental work, which involves the analysis of the mechanical behaviour of reinforced concrete beams. It was used high strength concrete (up to 53 MPa) and the beams were loaded in simple bending. The concrete used had no addition of silica fume or any other chemical additives.

The changes in mechanical behaviour as a function of cross section dimensions, concrete strength and reinforcement rate were analysed.

The results point out the validity of the procedures included in the NBR 6118 for simple bending, for the strength range above mentioned. The values of the ductility factor are in agreement with those obtained from literature.

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

A construção civil, nos últimos anos, vem exigindo um aprimoramento da qualidade dos materiais utilizados, visando a novas aplicações ou buscando melhorar as condições técnicas e econômicas. Entre estes materiais está o concreto de alta resistência.

Os concretos de alta resistência vêm sendo muito aplicados nos países mais desenvolvidos, apesar do seu estudo sistemático ter se inovado há menos de 30 anos. Assim, o seu estudo no Brasil torna-se importante porque para com que a construção nacional acompanhe uma tendência que, hoje, é mundial.

O estudo das propriedades físicas e mecânicas dos concretos de alta resistência tem sua origem na década de 30 [107], e tem se estendido por diversos centros de pesquisa em todo o mundo. A Universidade de Cornell, Ithaca, N.Y., iniciou um programa de pesquisa básica em 1976 [20][21] com o objetivo de verificar tais propriedades e o quanto elas se diferenciam das propriedades dos concretos de resistência normal, inclusive no que se refere a microfissuração interna em diferentes estágios de carregamento.

Outros centros importantes de pesquisa nesta área podem ser citados: a Universidade de Sherbrooke, Quebec, Canadá, na pessoa do Prof. P.-C. Aitcin [4 a 7]; ou o "Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics", Paris, na pessoa do Prof. Bernard Fouré [38 a 49].

O embasamento experimental alcançado nos países norte-americanos e europeus atinge volume e qualidade consideráveis, a ponto de forçar a modificação de normas e códigos que regem o cálculo e a construção civil em concreto armado. É o caso, por exemplo do Código Modelo CEB-FIP 1990 [24].

Atualmente, uma definição comumente aceita da alta resistência nos concretos é aquela recolhida pelo ACI Comitê 363 [2, p. 365]:

"considera-se como concreto de alta resistência aquele que tem especificada uma resistência à compressão para projeto de 41 MPa ou mais, excluindo os concretos feitos com técnicas ou materiais exóticos."

O termo exótico refere-se aos concretos que utilizam polímeros, epóxi, ou concretos com agregados artificiais pesados ou de peso normal.

Este trabalho tem dois objetivos básicos: apresentar uma revisão bibliográfica mais ampla e detalhada do que aquela que seria suficiente para o estudo experimental que foi realizado; e analisar, por meio de ensaios em laboratório, o comportamento estrutural de vigas bi-apoiadas feitas com concreto de fc esperado entre 35 e 60 MPa.

A revisão bibliográfica teve como ponto de apoio o documento n^o ACI 363R-84 do ACI Comitê 363 [2]. Muitas referências bibliográficas daquele documento foram consultadas e somadas a outros trabalhos, incluindo alguns nacionais, compondo-se

assim a revisão de literatura aqui apresentada. Ela está dividida nas seguintes partes:

- . Capítulo 2 - refere-se à seleção e ao tratamento dos materiais.
- . Capítulo 3 - refere-se às propriedades mecânicas e reológicas do concreto de alta resistência.
- . Capítulo 4 - comenta alguns itens relativos a aplicação do material: mistura, dosagem, transporte, lançamento, cura e controle de qualidade.

Outros assuntos não desenvolvidos especificamente, como o desempenho estrutural do concreto de alta resistência e suas aplicações, estão amplamente documentados nas referências bibliográficas citadas.

A dissertação se completa com o estudo experimental de vigas de concreto armado, de seção retangular e solicitadas à flexão simples, onde se procurou variar as dimensões da seção transversal, a resistência à compressão do concreto e a taxa de armadura. Nos capítulos 5 a 8 são apresentadas tais informações da seguinte maneira:

- . Capítulo 5 - descrição do procedimento experimental.
- . Capítulo 6 - apresentação dos resultados.
- . Capítulo 7 - discussão dos resultados.
- . Capítulo 8 - conclusões.

Espera-se com este trabalho contribuir de alguma maneira para o desenvolvimento tecnológico nacional na área de concreto armado, e fornecer algum subsídio para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2 - SELEÇÃO DE MATERIAIS

Quando se considera a possibilidade real de utilizar o concreto de alta resistência como material de construção para uma determinada aplicação, esbarra-se inevitavelmente em problemas tecnológicos: como fazer?; que características devem ter os materiais?; qual o traço a ser utilizado?; qual o nível de controle tecnológico a ser aplicado?

Este capítulo tem o objetivo de considerar sucintamente o problema da seleção dos materiais que comporão o traço de um concreto com alta resistência. As outras questões pertinentes a tecnologia dos concretos de alta resistência serão abordadas nos capítulos 3 e 4.

2.1 - Características dos cimentos

A seleção do tipo de cimento que deve ser utilizado é de grande importância, sendo função da resistência característica que se deseja alcançar. AITCIN [5] indica que, para concretos com resistência em torno de 75 MPa, não é necessária a escolha de um cimento especial, podendo-se utilizar os cimentos Portland comuns. Para resistências superiores a 85 MPa é conveniente que a escolha seja entre cimento Portland comum, ou cimento de moderado calor de hidratação ou de alta resistência inicial.

A FIG.1 indica que tanto a marca quanto o tipo do cimento

influi na resistência final do concreto, devido à variação da composição química e da finura.

HESTER¹, citado pelo documento do ACI COMMITTEE 363 [2], dá alguns parâmetros para que um cimento tenha a uniformidade conveniente: o conteúdo de silicatos tricálcicos não deve variar mais que 4%, a perda ao fogo mais que 0,5%, a finura Blaine mais que 375 cm²/g, e o nível dos sulfatos deve se manter dentro do recomendado com um limite de variação de mais ou menos 0,20%.

Uma menção especial deve ser feita aos cimentos aluminosos por darem ao concreto um comportamento totalmente à parte, no tocante à resistência. Este tipo de cimento tem como constituintes principais o Al_2O_3 (37 a 41%) e o CaO (36 a 40%), que produzem o aluminato monocálcico de rápida hidratação e principal responsável pela resistência. Uma empresa francesa que fabrica este tipo de cimento, indica que os concretos feitos com o seu produto podem atingir resistências de 35 a 45 MPa em 6 h, e 60 a 70 MPa em 24h utilizando agregados comuns [63]. NEVILLE [76, p.90] fez um concreto com cimento aluminoso cujos agregados foram o próprio clínquer deste cimento, com fator a/c de 0,5, e conseguiu resistências de 100 MPa em 24h e 120 MPa em 28 dias para temperaturas mais frias. Os tempos de início e fim de pega são também bastante curtos: entre 2h10min e 2h30min para início de pega, e entre 2h30min e 3h10min para fim de pega [63].

¹ HESTER, W. High strength air-entrained concrete. CONCRETE CONSTRUCTION, (s. l.), V. 22, n. 2, p. 77-82, fev. 1977.

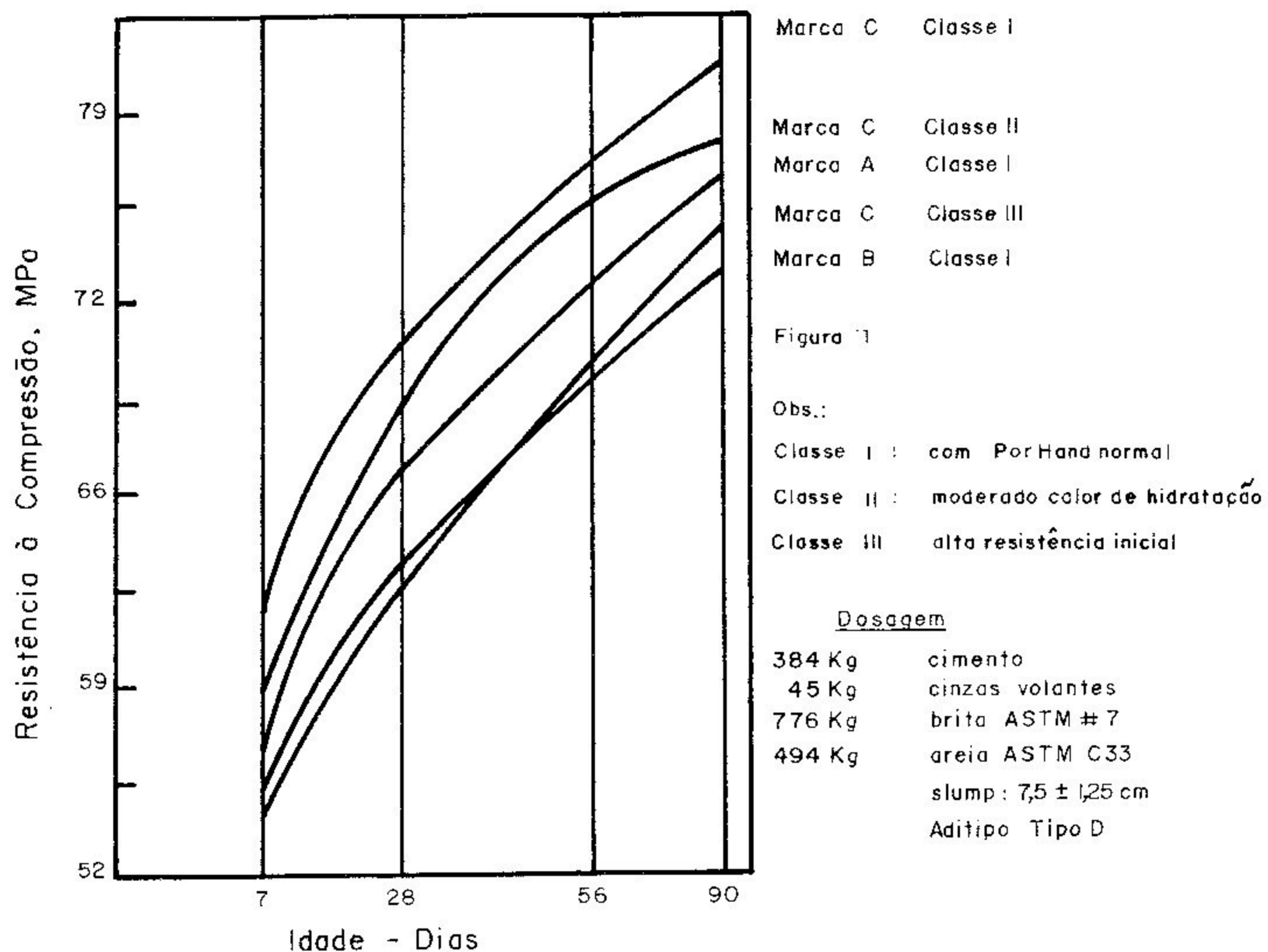


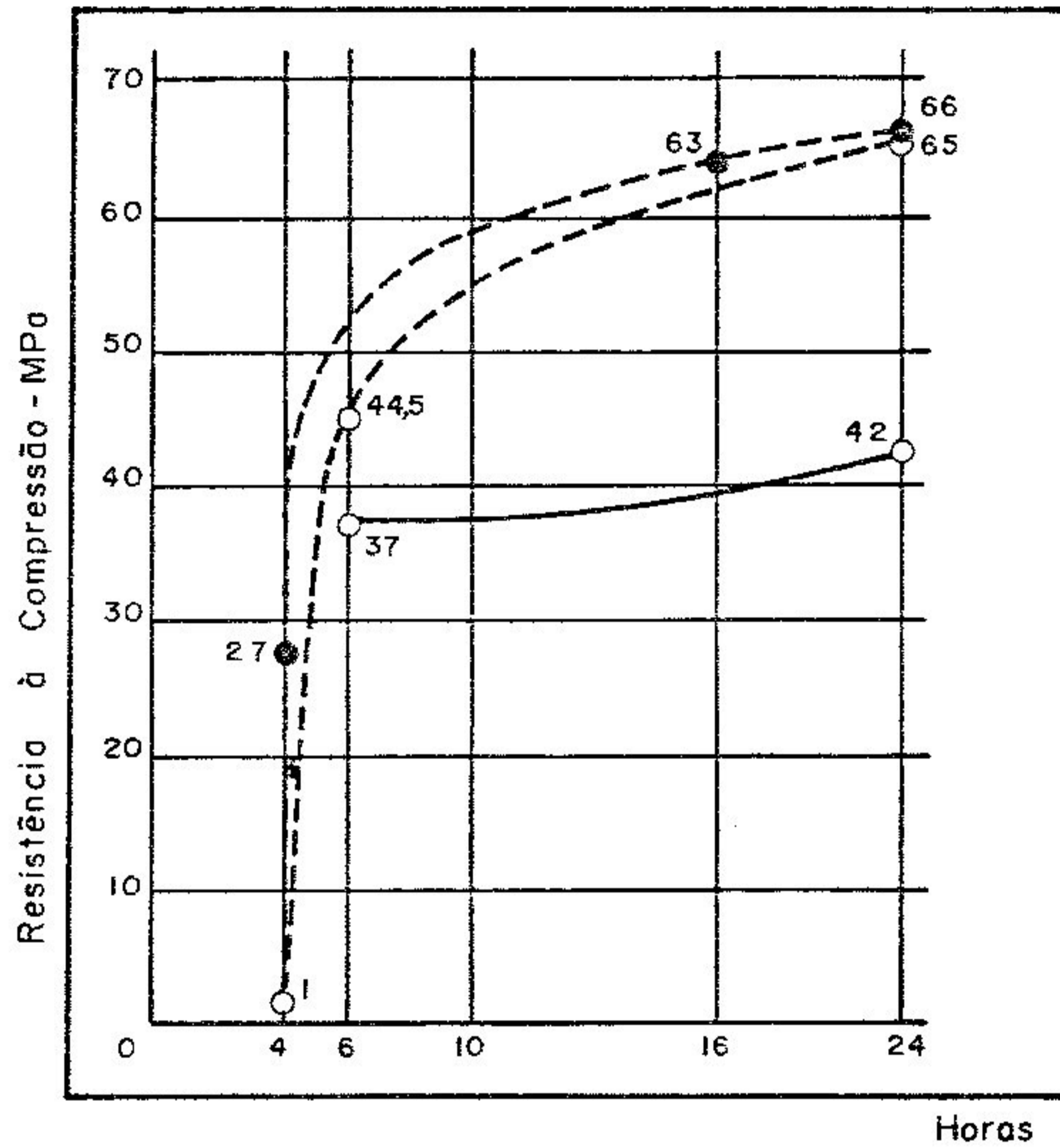
FIGURA 1 - Efeito de varios cimentos sobre a resistência a compressão do concreto.

FONTE - BLICK, 1973, p. 38

Mas, por outro lado, há sérios inconvenientes na utilização do cimento aluminoso: o fenômeno chamado "conversão" e a corrosão por álcalis. Como explica o Prof. NEVILLE [76, p.92], a conversão é a transição de um cálcio-aluminato hidratado (CAH_{10} na forma cristalina pseudo-hexagonal) para outro (C_3AH_6 na forma cristalina cúbica). Isto ocorre porque o hidrato

CAH_{10} é quimicamente instável tanto em altas temperaturas, onde não pode existir, como em temperaturas ambientes em climas temperados, onde exponetaneamente converte-se em C_3AH_6 . A conversão introduz porosidade na pasta de cimento, e isto provoca a queda de resistência do concreto em até 50%. A FIG.2 mostra a variação da resistência com o tipo de adensamento, num período de 24h, para concretos com cimento LAFARGE. O fenómeno da conversão fica eliminado com a adição de microssilica [12]. A possibilidade do ataque de alcalis também é uma preocupação que se deve ter na utilização do cimento aluminoso pois tal ataque dissolve consideravelmente o gel de alumina.

Quando se usa microssilica, os cimentos Portland comuns são bastante indicados. HELLAND [53], no entanto, diz que o cimento Portland resistente ao sulfato também dá muito bons resultados quando combinado com microssilica. A experiência brasileira com concretos de alta resistência já mostrou que os cimentos controlados pela ABCP (detentores da Marca de Conformidade da ABNT) atingem, com adições de microssilica, os mesmos valores de resistência encontrados na literatura internacional. AMARAL FILHO [12], recolhendo alguns dados da prática, diz que com o CP-32 brasileiro já se conseguiu 55 MPa aos 7 dias e 78 MPa aos 28 dias.



- adensamento mecânico, sem aditivo
- adensamento manual, sem aditivo
- _____ adensamento mecânico, com aditivo provocando a "conversão"

FIGURA 2 - Evolução do endurecimento de um concreto com Cimento Aluminoso (consumo médio 465kg/m^3 , fator $a/c = 0,4$). Cp prismático $40 \times 40 \times 160\text{mm}$.

FONTE - LAFARGE FONDU INTERNATIONAL, (s.d.), p. 6.

2.2 - Agregados

2.2.1 - Agregado fino

O concreto de alta resistência possui uma quantidade grande de finos e, por isso, convém tomar alguns cuidados na dosagem do agregado fino. Deve-se usar, conforme AITCIN [4], uma areia que seja um pouco mais grossa, com módulo de finura próximo de 3 por exemplo, com a proporção no traço mais baixa possível, evitando contudo chegar a um concreto muito áspero. PARROTT [84] confirma o fato de que a redução na quantidade de agregado fino aumenta a resistência mas, em contrapartida, diminui a trabalhabilidade (na FIG.3 pode-se constatar isto pelo aumento de tempo no ensaio Vebe).

Quanto ao tipo de areia a se utilizar AMARAL FILHO [12] diz que para resistências até 170 MPa basta a areia quartzosa normal, dentro das especificações. Para resistências acima deste valor é necessário aplicar areia artificial de bauxita calcinada.

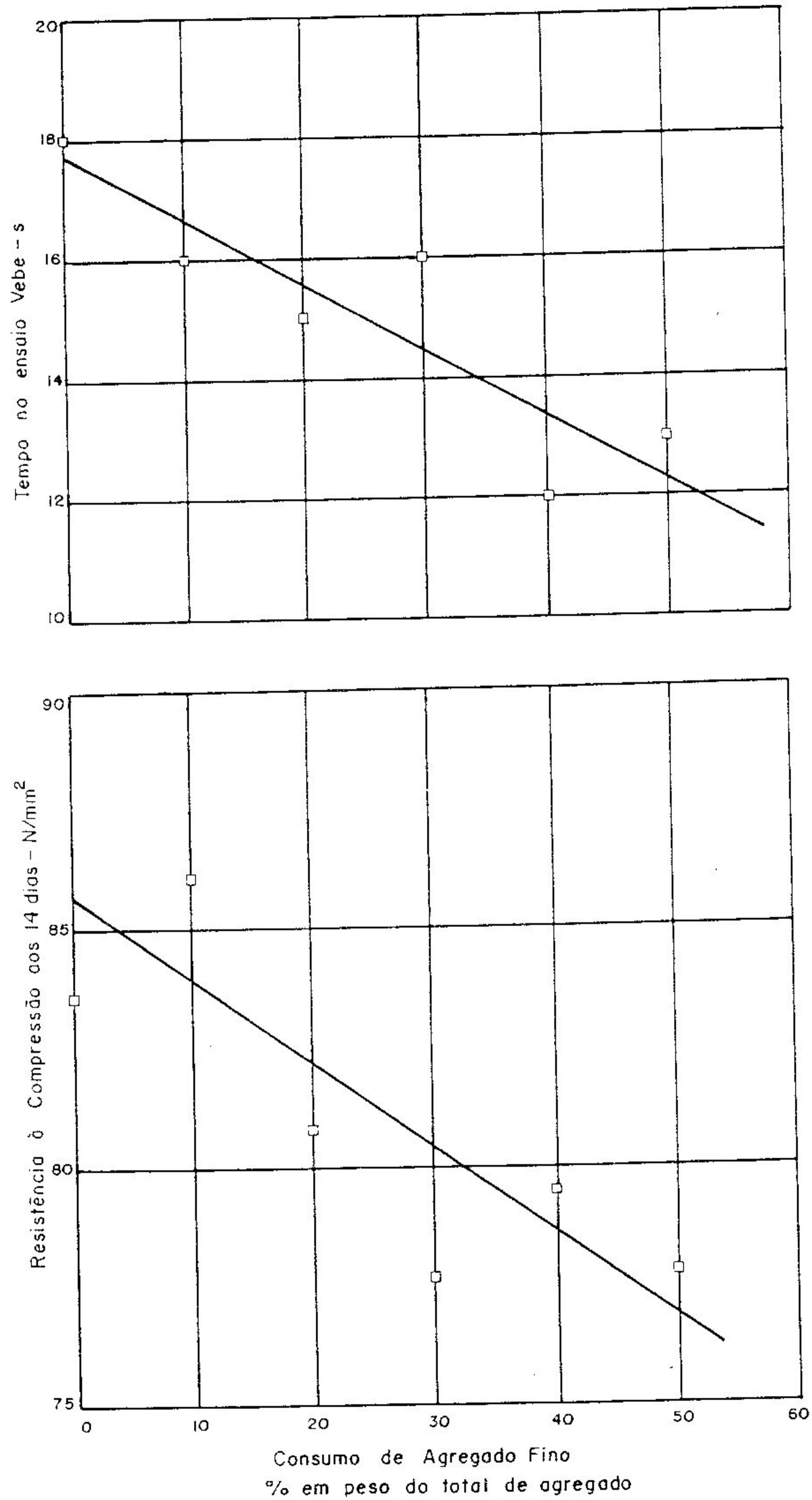


FIGURA 3 - Efeito do agregado fino sobre a trabalhabilidade e a resistência à compressão do concreto aos 14 dias, com cimento Portland comum.

FONTE - PARROTT, 1969, p. 11.

2.2.2 - Agregado graúdo

O concreto de alta resistência exige um agregado graúdo de boa qualidade e com alta resistência à compressão, já que a ruptura típica se dá por cisalhamento do mesmo [2, p. 368][4]. AITCIN [4] relaciona algumas características a serem buscadas na seleção dos agregados:

- a) usar rochas com resistência a compressão acima de 100 MPa;
- b) evitar o uso de cascalho natural ou britado, seixos rolados ou outras formações naturais; as pedras britadas com forma cúbicas são as mais indicadas, e convém que tenham as superfícies limpas para facilitar a ligação mecânica com a argamassa; evitar as partículas chatas e alongadas;
- c) o diâmetro máximo do agregado deve estar dentro do intervalo de 5 a 14 mm.

A resistência da ligação entre o agregado e a argamassa tem duas componentes: uma mecânica, que é a principal, e outra química. Portanto, a escolha de um agregado de formação natural não é conveniente pela debilidade da união mecânica resultante. Por outro lado, a aderência agregado-argamassa pode ser do tipo química (isto é, mineralógica), e alguns tipos de minerais como a mica e o quartzo dificultam a aderência do cimento hidratado. É desaconselhável o uso do granito como agregado pelo fato de conter muitos grãos destes minerais na sua superfície. Isto quer dizer que, tendo-se a possibilidade de escolher, é preferível abdicar de um agregado constituído de granito e utilizar outro tipo de pedra, mas este não é um critério absoluto já que a ligação química entre

cimento e agregado é secundária. Uma boa escolha recairia sobre as pedras calcáreas [4, p. 225).

BACHE², conforme AMARAL [10], variou a capacidade resistiva de concretos de alta resistência até que o ponto fraco fosse o agregado, e alguns resultados são mostrados na TAB.1, onde se vê o aumento da resistência do concreto com a melhoria das características do agregado.

TABELA 1

Resistência à compressão do concreto variando com o tipo de agregado.

Tipo Agregado	Densidade	f_c (MPa) cilindros ^{2B} 100x200mm	E_c GPa
16mm Granito	2500	124,6	68
16mm Diabásio	2666	168,1	65
10mm Bauxita Calcinada	2878	217,5	109
4mm Bauxita Calcinada	2857	268,3	108

FONTE - AMARAL, 1988, p. 8.

A FIG.4 mostra graficamente a lei de Abrams levando em consideração alguns tipos diferentes de agregados, e ajuda a ilustrar o que já foi dito anteriormente. Esses dados são de um documento da TVA³, recolhidos por MATHER [70], sobre

² BACHE, H. H. Densified cement/ultrafine particle based materials. In: CONFER. ON SUPERPLASTICIZERS IN CONCRETE, 2, 1981, Otava. [s.n.t.l.]

³ TENNESSEE VALLEY AUTHORITY. Concrete production and control. Washington D. C.: TECHNICAL REPORT, n. 21, 1947.

concretos de algumas barragens norte-americanas. A idade desses concretos foi de 1 ano.

O tipo de formação da rocha também influencia o comportamento do concreto. A FIG.5, retirada de um trabalho de PARROTT [84], indica que os concretos feitos com rochas extrusivas adquirem maior resistência do que aqueles feitos com rochas intrusivas. Isto se dá devido ao fato de que aquelas possuem menor tamanho de grão e maior resistência. Esta influência não é sentida nas baixas idades.

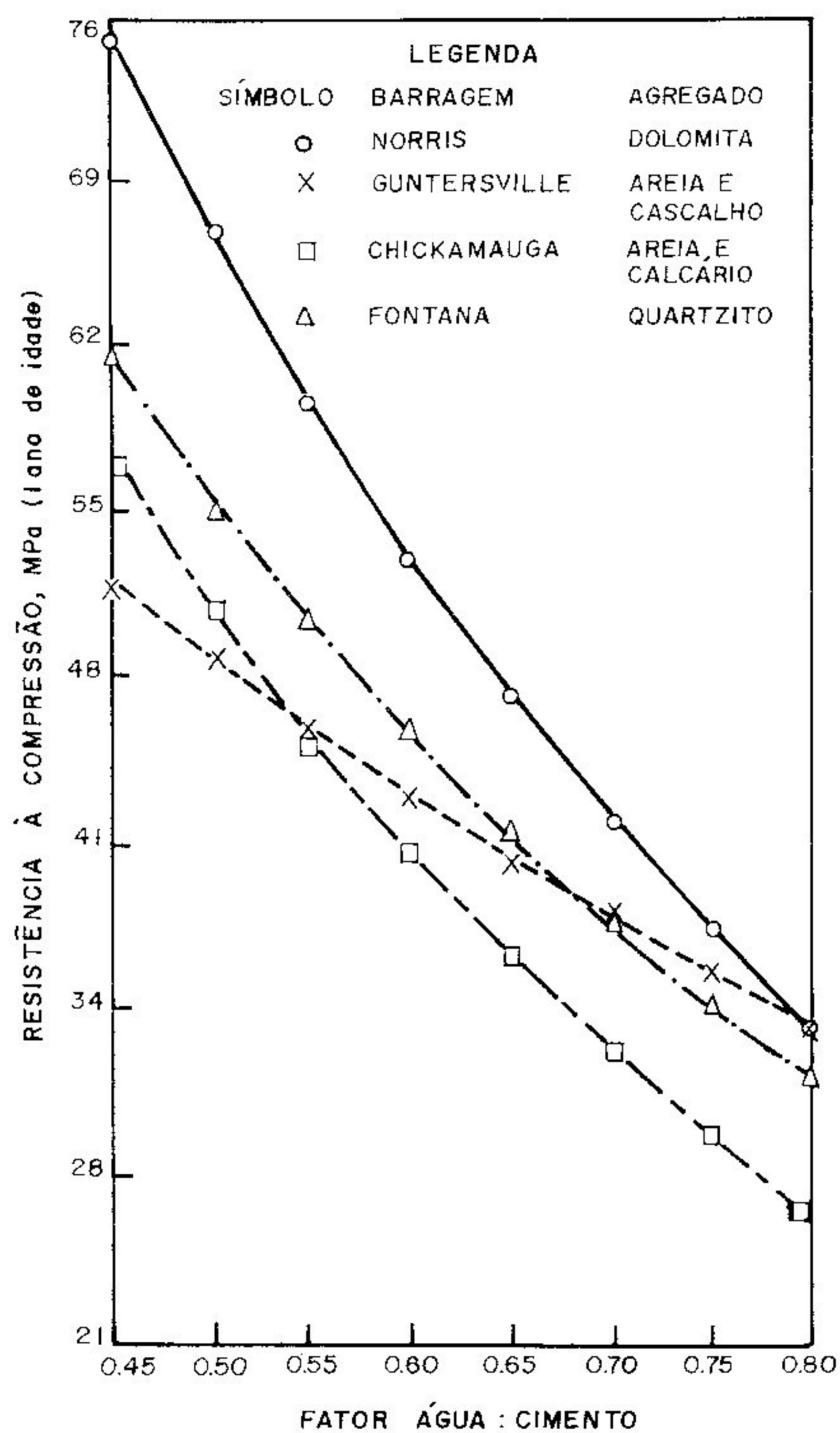


FIGURA 4 - Relação do fator a/c com a resistência à compressão a 1 ano para vários agregados graúdos utilizados pela T.V.A.

FONTE - MATHER, 1967, p. 7.

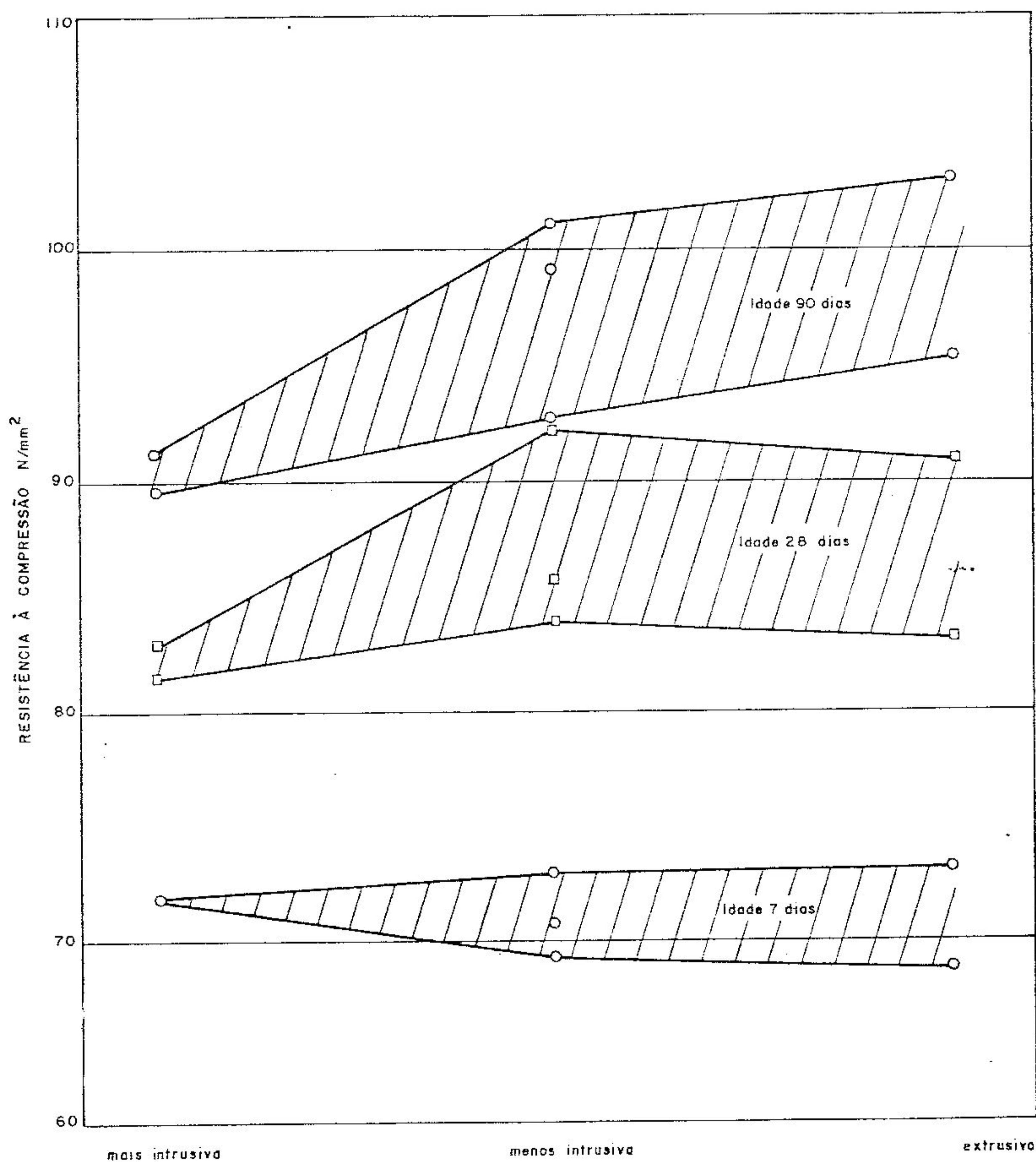


FIGURA 5 - Influência do tipo de formação da rocha sobre a resistência à compressão do concreto feito com cimento Portland comum. Fator agregado/cimento = 2; fator a/c = 0.28.

FONTE - PARROTT, 1969, p. 10.

2.2.3 - Aditivos minerais ultra-finos

O uso de aditivos minerais ultra-finos na dosagem de concreto não é uma condição "sine qua non" para se conseguir a alta resistência. No entanto, quando eles são incluídos facilitam este objetivo por algumas propriedades que se comentam a seguir.

Dentre os diversos aditivos minerais existentes serão abordados os mais comumente usados: microssilica, cinzas volantes e escória de alto-forno. Esses materiais são utilizados tanto por motivos técnicos como econômicos, e é importante verificar que limites devem ser colocados para um e outro.

2.2.3.1 - A microssilica

As características físicas da microssilica, indicadas na TAB.2 em comparação com a pozolana natural, fazem com que seja um material extremamente reativo.

Como explica AMARAL [10], há duas maneiras de ação da microssilica no concreto:

a) Efeito pozolânico: decorrente da combinação química com o cimento portland.

A hidratação do cimento portland produz Ca(OH)_2 , que reage com a microssilica formando um gel resistente de silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Esta reação é muito rápida devido à grande superfície específica da microssilica. Os cristais (C-S-H) formados subdividem os poros capilares em

TABELA 2

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MICROSSILICA E DA POZOLANA

	MICROSSILICA	POZOLANA NATURAL
Diametro medio (μm)	0,15	10 a 15
Superf. especific. (m^2/g)	20	0,2 a 0,5
Teor de silicio (%)	85 a 95	proximo a 50

FONTE: AMARAL, 1986, p. 16

poros-gel, como mostra a FIG.6. O efeito pozolânico da adição de microsilica ao concreto faz com que a sua estrutura fique mais densa e, portanto, este concreto será mais impermeável e resistente aos ataques químicos;

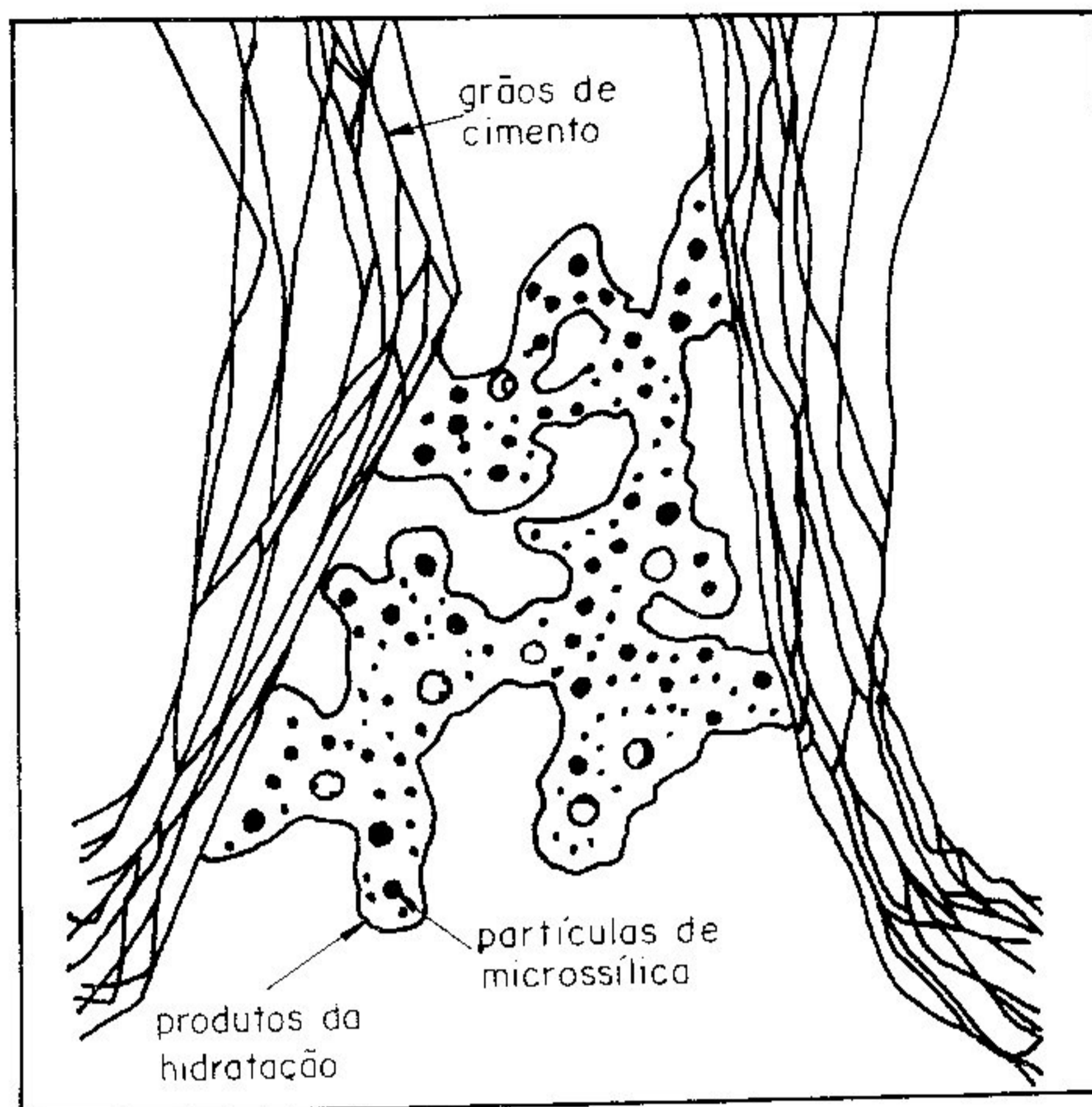


FIGURA 6 - Desenho esquemático: as partículas de microsilica subdividem o espaço entre partículas de cimento.

FONTE - AMARAL, 1986, p. 16.

b) Efeito de micro "filler": decorrente das características físicas da microsilica.

O grão de microsilica é esférico e mais de cem vezes menor do que um grão de cimento. Este grau de finura faz

com que a proporção de partículas de cimento para a microsilica seja da ordem de 1:50.000, para uma adição de microsilica de 10% da massa de cimento. As pequenas esferas de microsilica se alojam nos interstícios da pasta, produzindo um efeito de micro "filler" que, no entanto não é inerte e constituem pontos de nucleação, como foi visto no item anterior.

O uso da microssilica nos concretos de alta resistência está em andamento crescente, principalmente na Noruega, maior produtor mundial deste aditivo mineral. HELLAND [53], norueguês, na Reunião Anual do IBRACON de 1988, afirmou que mais de 25% do concreto produzido no seu país possuía 5% em média de microssilica incorporada.

Mas, apesar do uso crescente, há poucos estudos científicos sobre o comportamento do concreto de alta resistência com adições de microssilica. A análise experimental de YOGENDRAN et al. [114] teve como variáveis a proporção de sílica incorporada (0 a 30% em peso de cimento), fatores $a/(c+ms)$ iguais a 0,34 e 0,28, a presença ou não de superplastificantes, e o valor do "slump". Dentre os vários resultados encontrados os mais importantes estão relacionados a seguir:

- a) A percentagem ótima de substituição de cimento por microssilica é de 15%, para concretos com resistência à compressão entre 50 e 70 MPa aos 28 dias e fator $a/(c+ms)$ igual a 0,34. Este resultado foi obtido com um "slump" constante de 50 mm e usando-se superplastificantes. A TAB.3 dá as proporções de dosagem, e a FIG.7 mostra os efeitos da microssilica na resistência à compressão em várias idades.

TABELA 3

Dosagens de concreto com fator $a/c = 0,34$ e "slump" constante

% de cimento substituído por sílica	PROPORÇÕES DA DOSAGEM (kg/m ³)				SUPERPLASTIFICANTE	"SLUMP" (cm)	AR INCORPORADO %	DENSIDADE (kg/m ³)
	AGREGADO GRAUO	AGREGADO FINO	AGUA	CIMENTO				
0	1335	450	170	500	---	50	1,3	2455
5	1325	448	171	478	25	55	1,3	2447
10	1321	443	165	454	50	50	1,5	2438
15	1317	440	168	420	75	50	1,5	2426
20	1307	438	165	400	100	50	1,3	2417
25	1286	431	170	375	125	50	1,2	2396

FONTE: YUGENIRAN et al., 1987, p. 127.

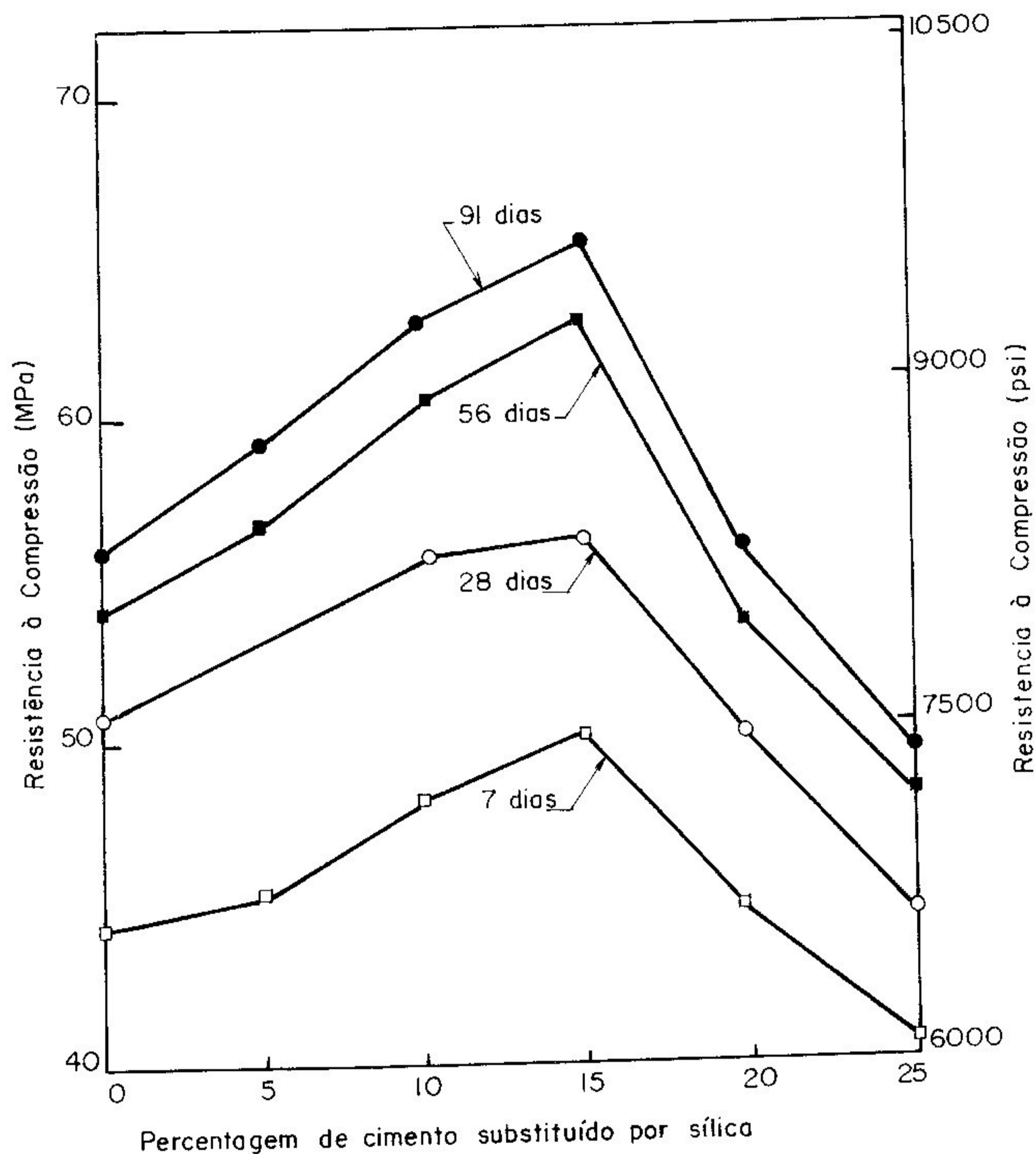


FIGURA 7 - Variação da resistência à compressão para fator $a/(c+ms) = 0,34$ e slump constante.

b) Quando não se utiliza superplastificantes, não haverá nenhum cuidado especial a se observar na substituição de até 5% da massa de cimento por microssilica, já que o "slump" não é afetado e uma demanda maior de água não é exigida. As maiores resistências à compressão aos 7 e 28 dias foram medidas, também, para esta taxa de substituição.

c) Quando o consumo de cimento atinge 500 kg/m^3 e o fator $a/(c+ms)$ o valor de 0,28, então já não será possível conseguir um aumento na resistência através do aumento da quantidade de microssilica.

Finalizando esses comentários sobre a microssilica nos concretos de alta resistência, pode-se dizer que o que se procura é a diminuição das falhas estruturais, constituindo-se um material densificado e compacto. Isto se consegue com a redução da porosidade a patamares mínimos, o que leva ao aumento da resistência de acordo com a teoria de Griffith.

AMARAL [10] explica que o primeiro passo para diminuir a porosidade é o uso de superplastificantes, e "a segunda etapa é fazer uma granulometria tal que os vazios fiquem preenchidos com partículas menores", como mostra a FIG.8.

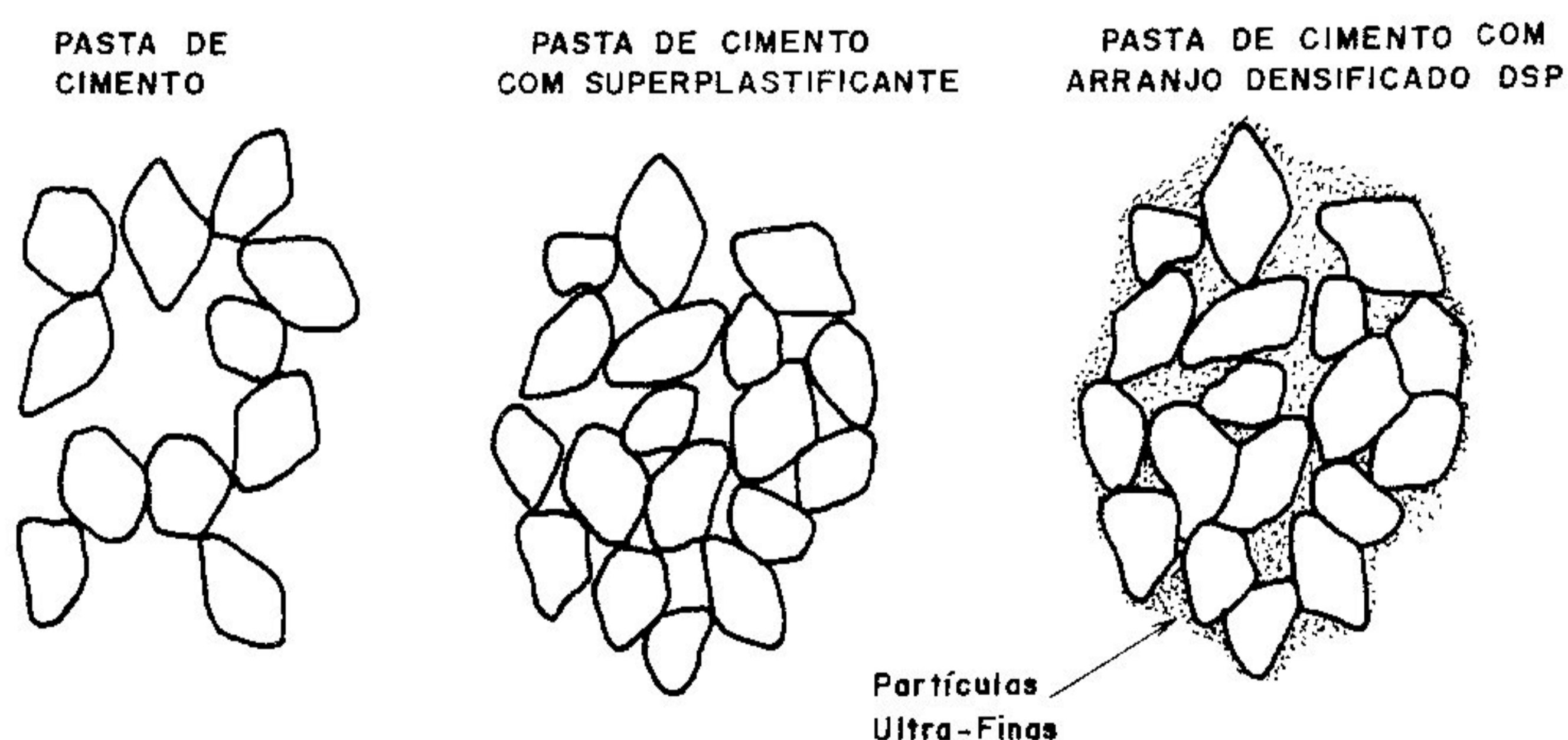


FIGURA 8 - Desenho esquemático: partículas de cimento em uma pasta comum, com superplastificante, e densificada (DSP).

2.2.3.2 - As cinzas volantes

As cinzas volantes aplicadas em concretos de alta resistência são de dois tipos [2, p.367]:

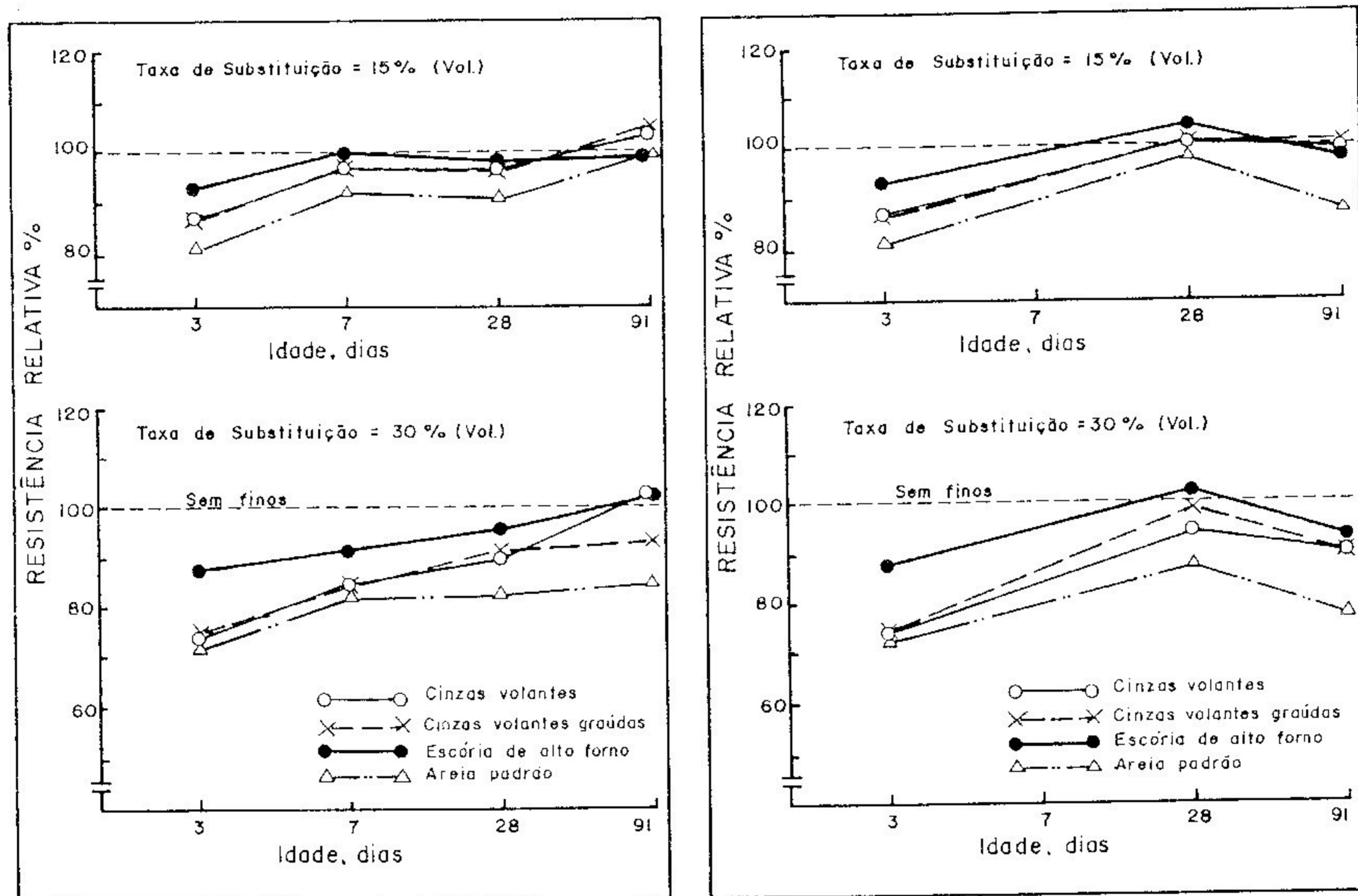
- . Classe F: procedente da queima de antracito ou carvão betuminoso, com pequena ou quase nenhuma propriedade aglomerante;
- . Classe C: produzida pela combustão de lignito ou carvão sub-betuminoso, com propriedades aglomerantes.

Com teor de sílicio em torno dos 50% e dimensão dos grãos da mesma ordem dos grãos de cimento, as cinzas volantes não afetam substancialmente a resistência à compressão do concreto como ocorre com a microssilica, por ser menos reativa do que esta. A sua principal contribuição é limitar o calor de hidratação gerado.

YAMAMOTO E KOBAYASHI [113], utilizando vários tipos de aditivos minerais, entre eles dois tipos diferentes de cinzas volantes, pesquisaram a influência da substituição de parte do cimento por estes materiais sobre a resistência concreto. Isso é possível devido ao fato de que 20 a 30% do cimento permanece não hidratado. Os dois pesquisadores conseguiram uma maior redução da demanda de água nos concretos de alta resistência. Além disso, constatou-se que é possível atingir altas resistências com consumo normal de cimento (300 a 350 kg/m³), mas substituindo-se parte do agregado fino (15 a 20% em volume) por aditivos minerais como as cinzas volantes, e

utilizando-se superplastificantes. Em comparação com os concretos normais chegou-se até a dobrar a resistência à compressão.

Especificamente falando dos concretos de alta resistência, YAMAMOTO E KOBAYASHI [113] observam que se pode substituir até 30% do cimento (em peso ou em volume) por aditivos minerais sem grandes variações na resistência final (ganhos ou perdas em torno de 10%), e que quedas significativas de resistência se dão para os minerais de baixa atividade aglomerante, como mostra a FIG.9. Estes resultados foram confirmados por COOK [27] nos estudos feitos para a construção do "Texas Commerce Tower". Foram executados concretos com resistências de até 62 MPa, e dosagens de cinzas volantes Classe C entre 20 e 30% em peso.



(a)

(b)

FIGURA 9 - Resistência à compressão do concreto afetada pela substituição parcial do cimento por minerais finos.

(a) cura sob água; (b) cura ao ar livre.

FONTE - YAMAMOTO e KOBAYASHI, 1982, p. 36.

2.2.3.3 - Escória de alto forno

A composição química da escória de alto forno é muito parecida com a do cimento Portland, possuindo os mesmos óxidos em proporções um pouco diferentes. A TAB.4 traz a composição química dos materiais usados por YAMAMOTO E KOBAYASHI [113].

Os comentários do item anterior aplicam-se também as escórias de alto forno. Elas têm grande capacidade de atividade aglomerante, e não alteram a resistência do concreto até uma substituição de 30% do cimento, como mostram as FIG.9 e 10.

TABELA 4

Peso específico, finura, e composição química de cimento e minerais finos

ITENS	CIMENTO (ASTM Tipo I)		CINZAS VOLANTES	MINERAIS FINOS DE GRAOS MAIORES		
	A	B		CINZAS VOL. GRAUDAS	ESCORIA DE ALTO FORNO	AREIA NORMAL "TOYOURA"
Peso Específico	3,17	3,17	2,21	2,36	2,92	2,64
Superfície Específica (cm ² /g)	3290	3150	3520	3470	3640	3510
CaO	65,0	65,0	4,4	6,5	40,2	0,5
SiO ₂	22,2	22,3	56,0	54,6	33,4	92,6
Al ₂ O ₃	5,2	5,3	28,5	25,3	18,6	3,7
Fe ₂ O ₃	3,2	3,2	4,2	7,3	0,7	0,7
SO ₃	1,7	1,7	0,7	1,1	0,8	---
MgO	1,3	1,3	2,0	3,6	4,9	0,2
MnO	---	---	---	---	0,6	---
Perda ao fogo, %	0,7	0,7	2,5	1,1	1,0	0,5

FONTE - YAMAMOTO e KOBAYASHI, 1982, p. 34.

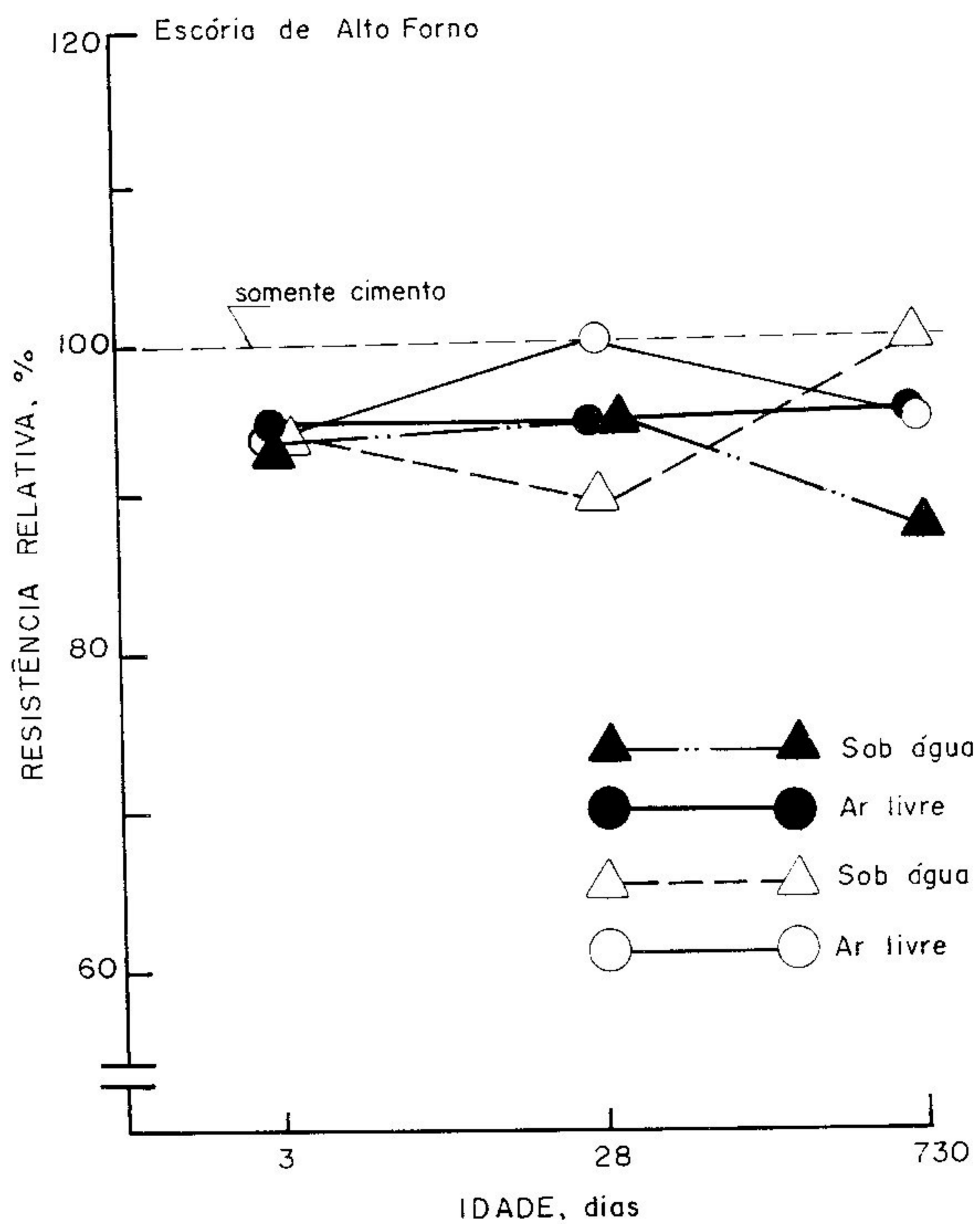


FIGURA 10 - Resistência à compressão do concreto com substituição parcial do cimento por escória de alto forno.

FONTE - YAMAMOTO e KOBAYASHI, 1982, p. 37.

2.3 - Aditivos químicos redutores de água

Há vários tipos de aditivos químicos que podem ser adicionados ao concreto, dependendo do efeito que se busca: redução da água de amassamento, retardar ou acelerar a pega, acelerar o endurecimento, incorporar ar à massa, ou efeitos combinados. Na tecnologia dos concretos de alta resistência faz-se necessário baixo fator a/c e trabalhabilidade adequada e, nestas circunstâncias, os aditivos químicos redutores de água são peças fundamentais.

A bibliografia utilizada neste trabalho, muitas vezes, refere-se aos redutores de água seguindo a classificação da norma ASTM C494-79, que chama de Tipo A os redutores simples, e de Tipo D aqueles que estão associados com efeitos retardadores de pega [76, p.108]. Dentre esses, o mais usado é o Tipo D, que pode ser dividido em dois grupos principais:

- . ácidos lignosulfonatos e seus sais;
- . ácidos carboxílicos e seus sais.

Os primeiros constituem os redutores chamados lignosulfonatos, mais fáceis de se obter quimicamente, mas com a desvantagem de apresentarem impurezas que podem ocasionar efeitos colaterais como o retardamento da pega ou a incorporação de ar excessivos. Os segundos são os chamados fluidificantes e se apresentam como compostos policondensados de formaldeído à base de melamina ou naftaleno, e suas estruturas são esquematizadas na FIG.11.

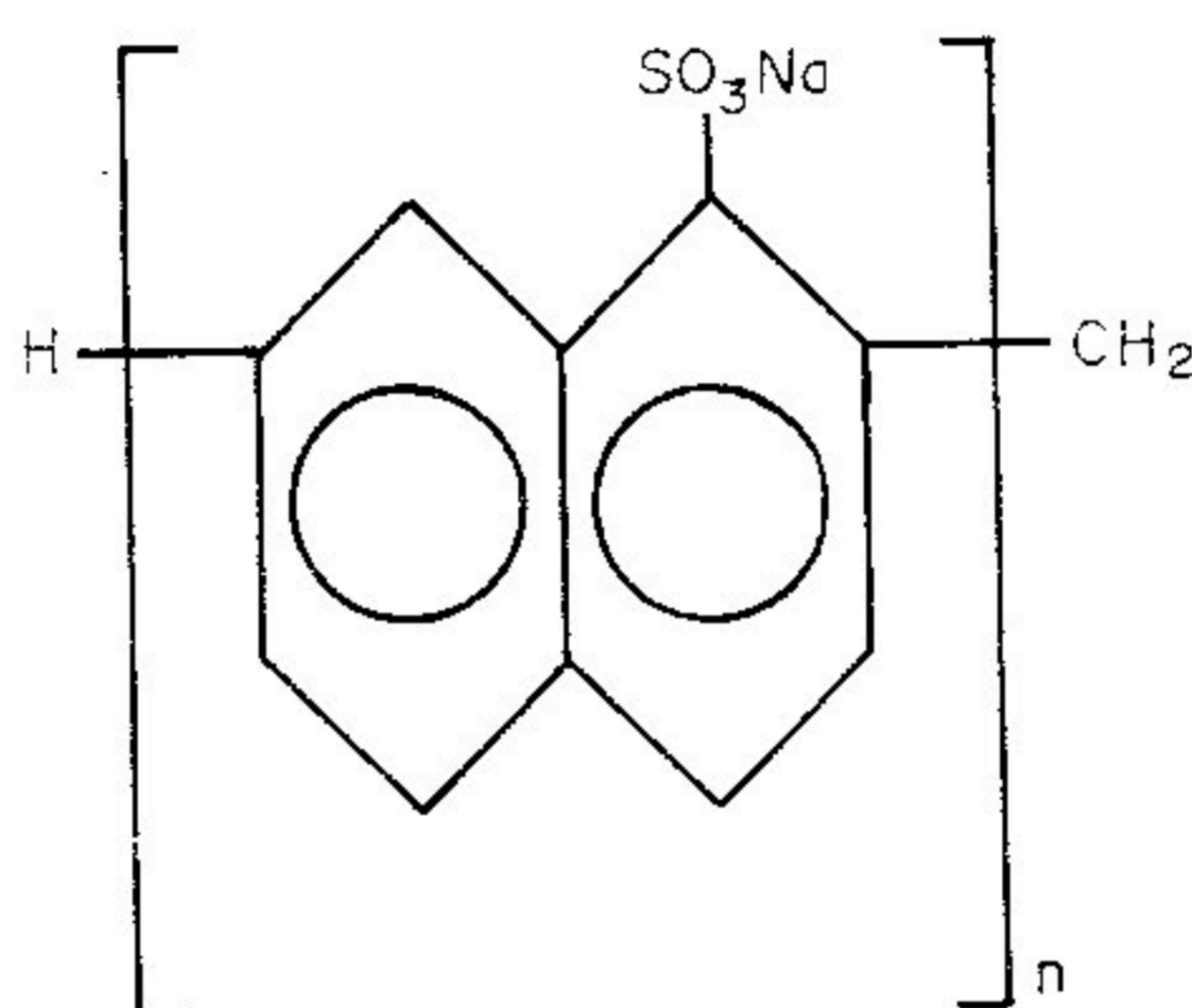
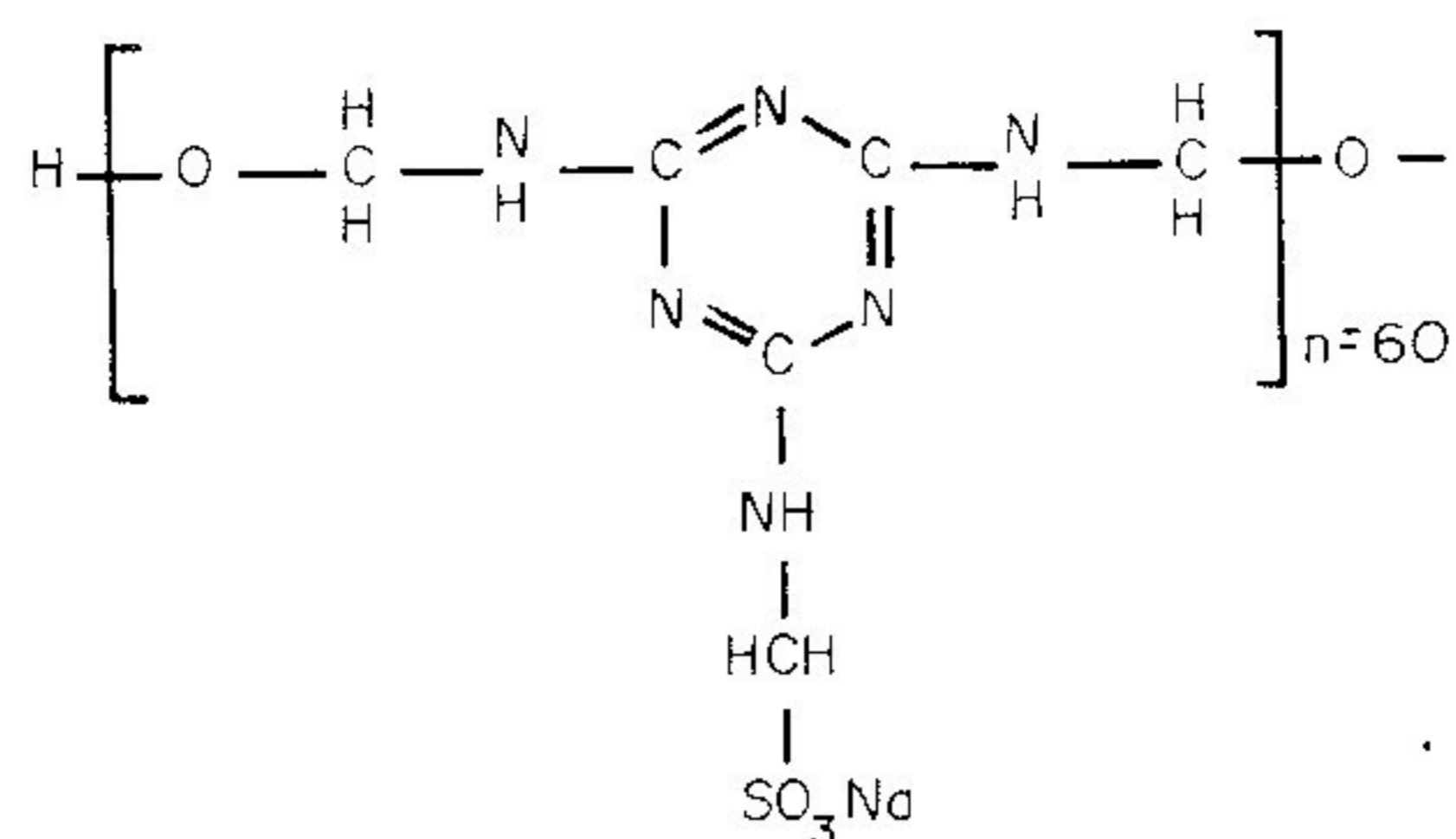


FIGURA 11 - Desenho esquemático das duas principais moléculas de fluidificantes comercializados.

- a) policondensados de formaldeído e de melamina sulfonatos.
- b) policondensados de formaldeído e de naftaleno sulfonatos.

FONTE - AITCIN, 1989, p. 153.

Os fluidificantes são também classificados na bibliografia como redutores de água de ação normal (plastificantes), ou de ação potenciada (superplastificantes). O nível de redução do teor de água varia entre 5 e 15% para os plastificantes, e de 25 a 35% para os superplastificantes. A dosagem dos fluidificantes nos concretos de alta resistência varia muito

com as condições da aplicação do concreto e com o valor de resistência que se quer atingir mas, se for preciso fixar um valor, pode-se dizer que na maioria dos casos esta próximo de 1% do peso do cimento [76, p. 109-111].

Devido à sua composição físico-química, as partículas de cimento apresentam grande número de cargas positivas e negativas em sua superfície. Com isso, o cimento apresenta uma tendência a floculação, que já aparece na moagem do clínquer, e é potenciada quando colocado em um meio polarizado como a água [6, p.151]. A FIG.12 esquematiza a formação desses flocos que, entretanto, seguram no seu interior parte da água de amassamento impedindo-a de ser utilizada para lubrificar a mistura. Desta forma, é necessário adicionar uma quantidade maior de água, resultando em uma pasta de cimento porosa, o que leva ao aumento da permeabilidade e à queda da resistência.

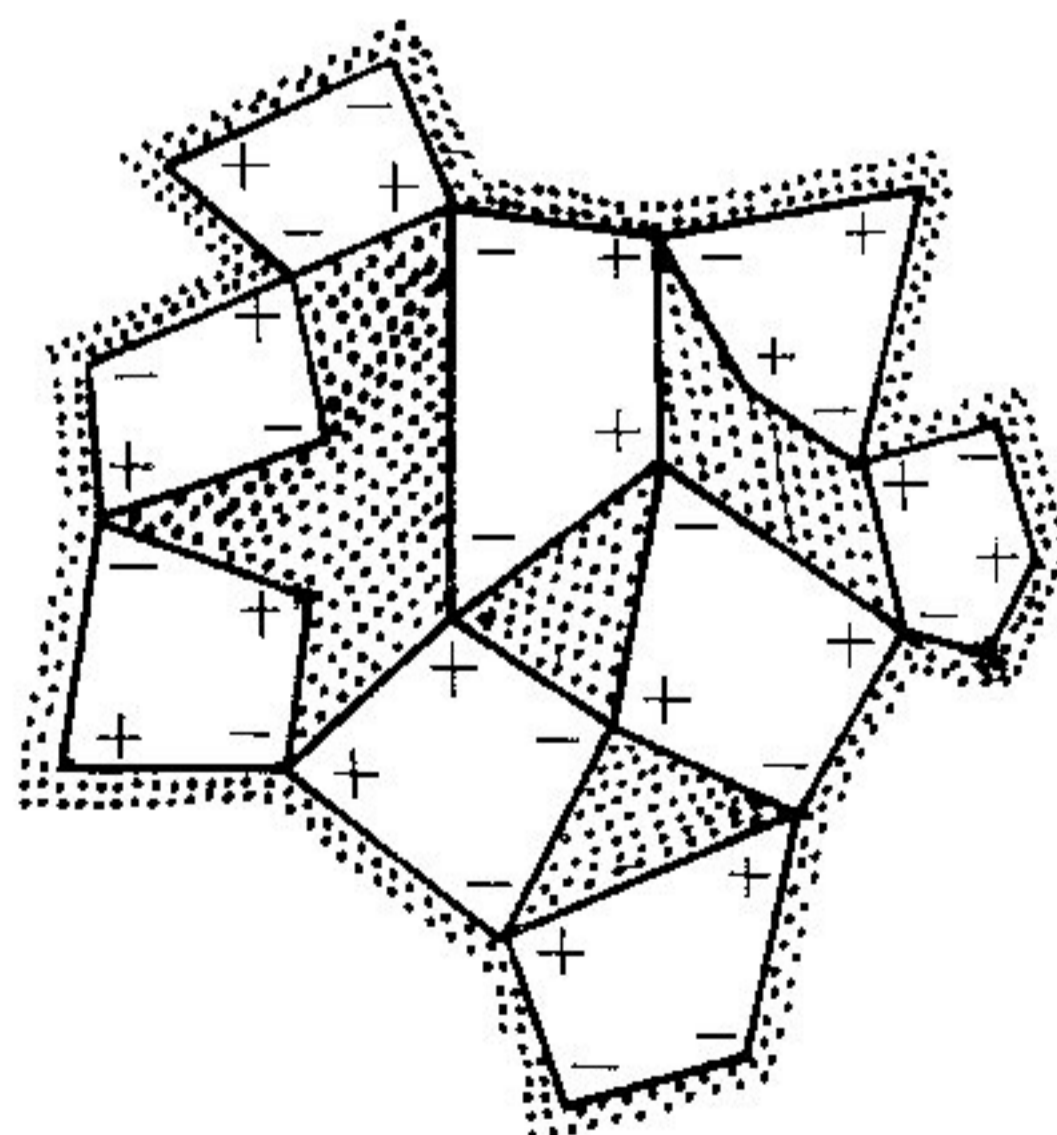


FIGURA 12 - Floculação dos grãos de cimento em água.

FONTE - AITCIN, 1989, p. 151.

Seguindo a exposição do Prof. NEVILLE [76, p.108], a ação dos aditivos redutores de água na massa de concreto é como segue: as substâncias componentes do aditivo são adsorvidas nas partículas de cimento, carregando-as negativamente, o que leva a repulsão entre elas — efeito de dispersão; as bolhas de ar contidas na pasta também são repelidas e não podem se unir aos grãos de cimento; no entanto, a presença das cargas acaba formando ao redor de cada grão um revestimento de moléculas orientadas de água, que evita a aproximação entre as partículas e funciona como um lubrificante dando mobilidade às partes (FIG.13). Assim, a trabalhabilidade aumenta bastante, e pode-se chegar a resultados que combinam um fator a/c de 0,28 e um "slump" de 200 mm [4].

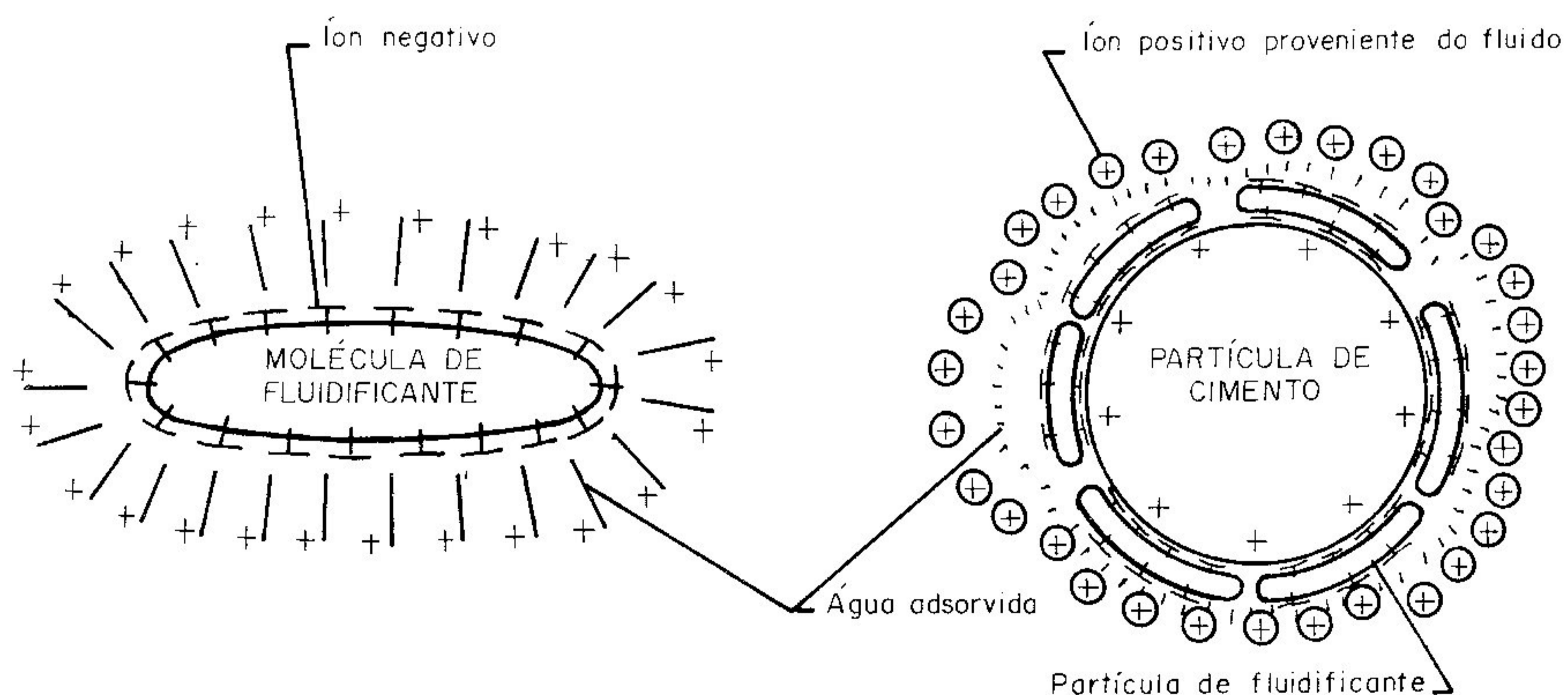


FIGURA 13 - Ação de uma molécula de fluidificante.

FONTE - AITCIN, 1989, p. 153.

A dispersão provocada pelos redutores de água acaba por expor grande área superficial do cimento à hidratação, que se desenvolve em velocidade maior nas baixas idades. Por esse motivo, nota-se que, mantendo-se o mesmo fator a/c, há um aumento de resistência na mistura que possui o aditivo comparada com outra que não o contém.

Esses aditivos combinam-se muito bem com as adições minerais ultra-finas, e contribuem melhor para a resistência à compressão do concreto se usados com cimentos de baixo teor de alcalis e aluminato tri-cálcico (C₃A). Isto quer dizer que podem ser aplicados todos os tipos de cimento Portland, e também o cimento aluminoso [76, p.109].

Para os fluidificantes não há limite na dosagem, mas é preciso ressaltar que em dosagens muito altas (p. ex., 1,6% da massa de cimento) ocorre um retardamento da hidratação dos grãos de cimento. Quanto maior a dosagem de fluidificante, maior será este período de "dormência". Após o período de "dormência" o cimento retoma a sua atividade normal, mas a uma velocidade maior da que teria se não tivesse a adição de fluidificante. O efeito final em termos de calor de hidratação é o mesmo [5, p.153].

O papel dos outros tipos de aditivos químicos na tecnologia dos concretos de alta resistências é secundário. O ACI Committee 363 [2] tece alguns comentários sobre cada um deles:

- . Incorporadores de ar: têm o efeito de aumentar a durabilidade do concreto quando submetido ao congelamento enquanto úmido. Como diminui a resistência, é usado só

quando a durabilidade é realmente importante;

- . Retardadores: controlam o início da hidratação, produzindo o efeito da queda da resistência induzida pela temperatura;
- . Aceleradores de pega: prejudicam a resistência final e, normalmente, não são usados em concretos de alta resistência.

2.4 - Água

Não há nenhuma indicação especial com relação a água empregada em concretos de alta resistência. Podem ser aplicados os mesmos requisitos exigidos por norma para os concretos normais, ou seja: água potável e sem impurezas orgânicas. De qualquer forma, seria conveniente verificar a qualidade da água antes de se utilizá-la.

AITCIN [4] faz apenas uma ressalva, a título de sugestão: seria desejável que a água fosse a mais gelada possível, para limitar a temperatura do concreto durante o endurecimento.

CAPÍTULO 3 - PROPRIEDADES MECÂNICAS E REOLÓGICAS DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.

O concreto de alta resistência apresenta diferenças substanciais de comportamento mecânico se comparado com concretos de resistência média ou baixa. Essas diferenças são diretamente decorrentes das propriedades físicas do material (estrutura densa, baixa quantidade de água, efeito da dimensão do agregado, etc.).

O estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência tornou-se premente para o entendimento do seu comportamento, já que não vale a extrapolação, para esses concretos, das características mecânicas já estudadas nos concretos de resistência até 34 MPa [20].

As informações mais importantes sobre cada uma das características mecânicas serão comentadas a seguir.

3.1 - Curva tensão-deformação na compressão uniaxial.

Os concretos de alta resistência apresentam um comportamento mais frágil, e isto aparece refletido na maneira como deformam. As curvas tensão-deformação destes concretos apresentam uma porção ascendente mais linear e de inclinação maior, comparando com as curvas para resistências menores (como ilustra a FIG. 14).

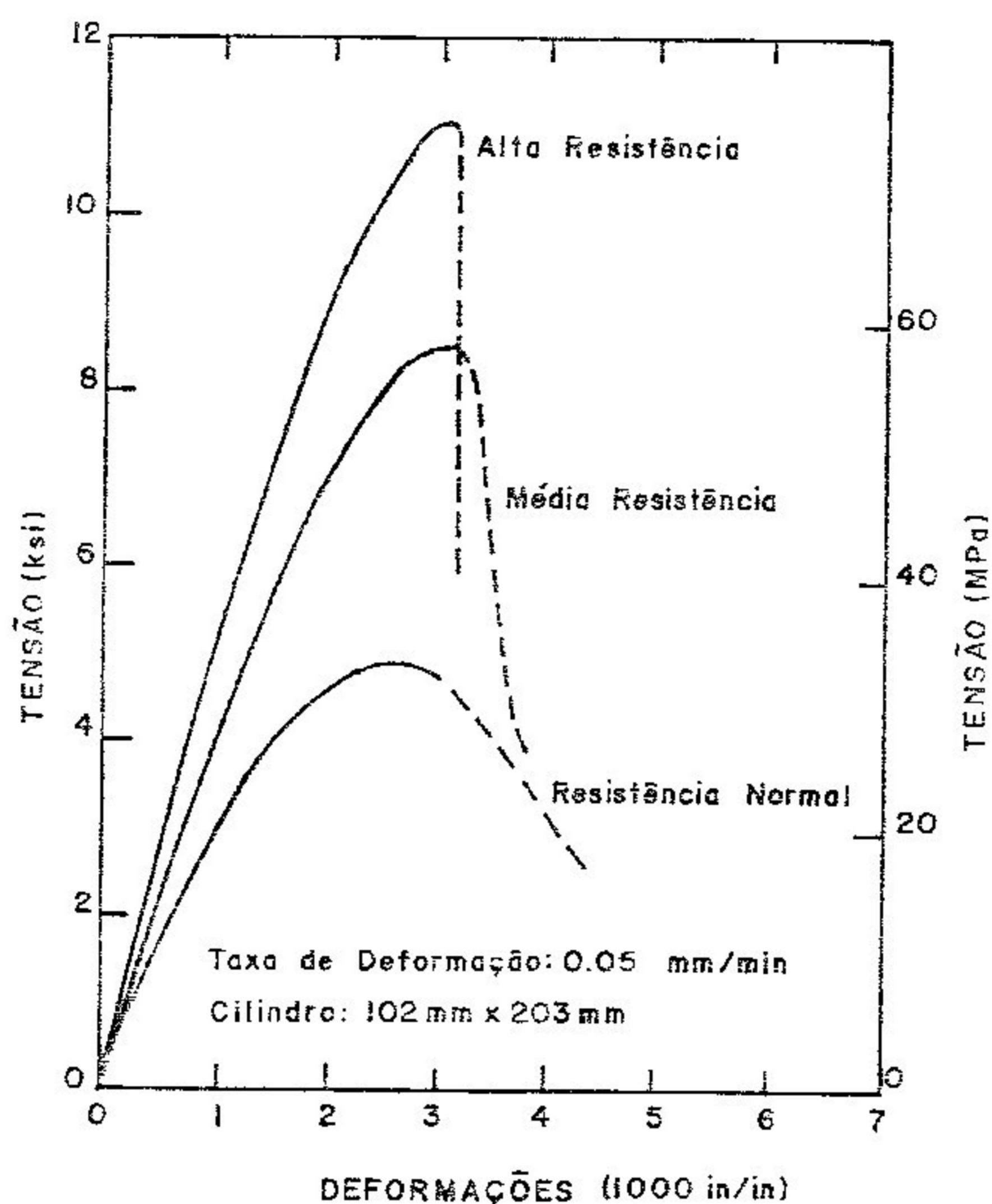


FIGURA 14 - Curvas tensão-deformação típicas para concretos de resistências normal, média e alta.

FONTE - CARRASQUILLO et al., 1981, p. 174.

Outra característica básica é o aumento da deformação correspondente ao ponto de máxima tensão. É medida que se incrementa a resistência, como mostra a FIG. 15. Vários pesquisadores obtiveram este resultado ao ensaiarem corpos de prova cilíndricos a compressão [20][111], ou mesmo corpos de

prova prismáticos à flexão [60]. Esta diferença é sempre pequena e, para uma mesma resistência, a deformação correspondente à tensão máxima $\bar{\epsilon}$, na média, maior para concretos com cascalho do que para concretos com calcário britado [20].

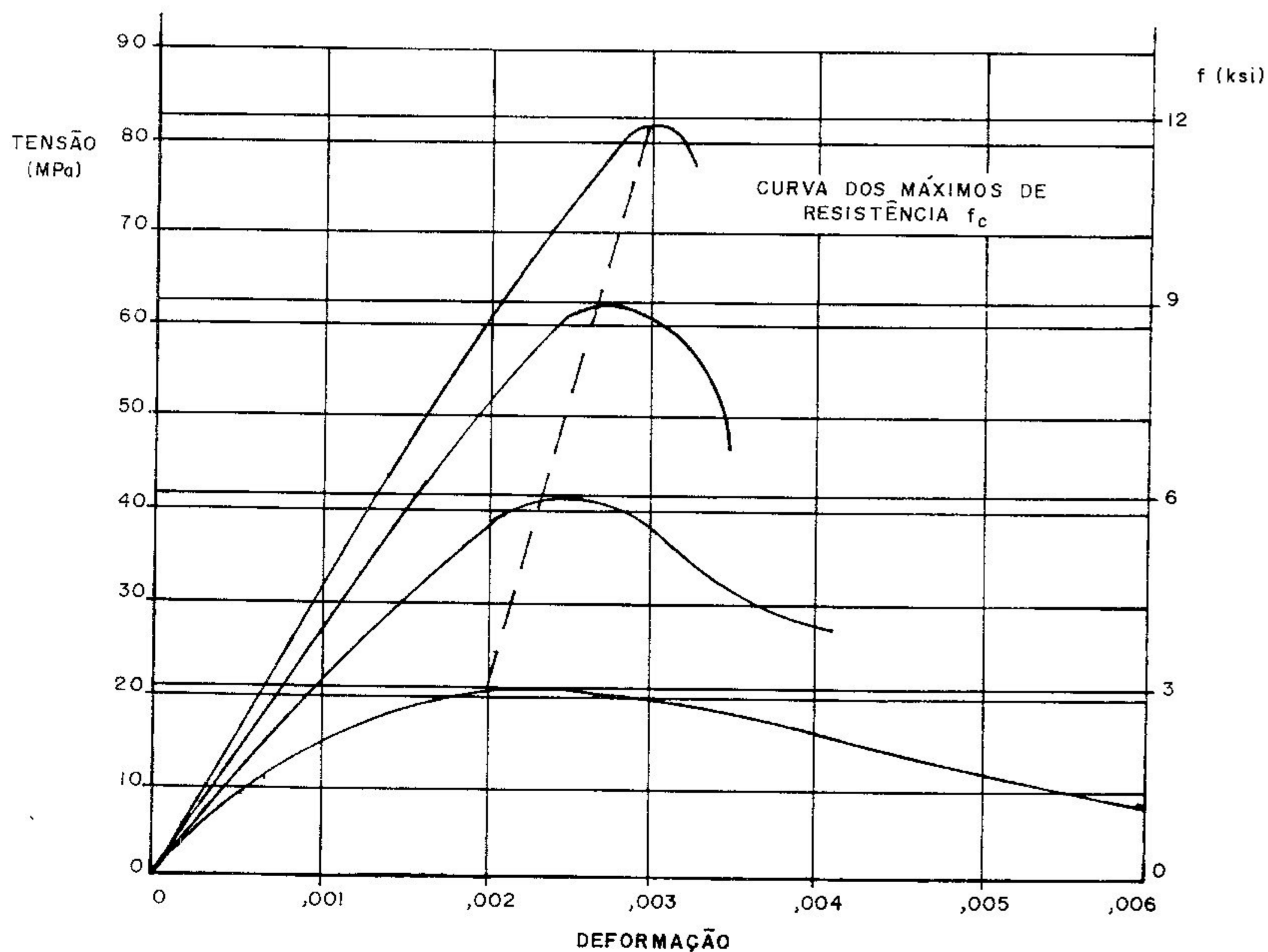


FIGURA 15 - Curvas tensão-deformação.

FONTE - AMARAL FILHO, 1988, p. 43.

Um problema que se apresenta nos concretos de alta resistência, e que não existe nos concretos de resistência baixa, é a obtenção da porção descendente do diagrama tensão-deformação (σ - ϵ). CARRASQUILLO et al. [20] comentam que o comportamento do concreto após a tensão máxima varia com muitos fatores, inclusive para um mesmo corpo de prova:

- . taxa de carregamento;
- . forma de medir a deformação (extensômetros elétricos, compressômetros, ou medidores acoplados na máquina de ensaio);
- . local onde se mede a deformação;
- . local e tipo de ruptura.

Eles agrupam essa variação de comportamento em três modos típicos, como mostra a FIG. 16. As curvas (a), (b) e (c) refletem o seguinte:

- (a) indica as medidas tiradas dos extensômetros colocados nas porções do cilindro de concreto que estão resistindo ativamente ao carregamento após a tensão máxima;
- (b) similar à anterior, refletindo uma redução súbita e fragil na capacidade de suportar carga, devido a uma ruptura (rachadura) interna;
- (c) obtida por extensômetros colocados em partes do cilindro que permanecem aproximadamente intactos, pois se desprenderam parcialmente do corpo de prova depois da tensão máxima ter sido atingida, ocorrendo um descarregamento elástico.

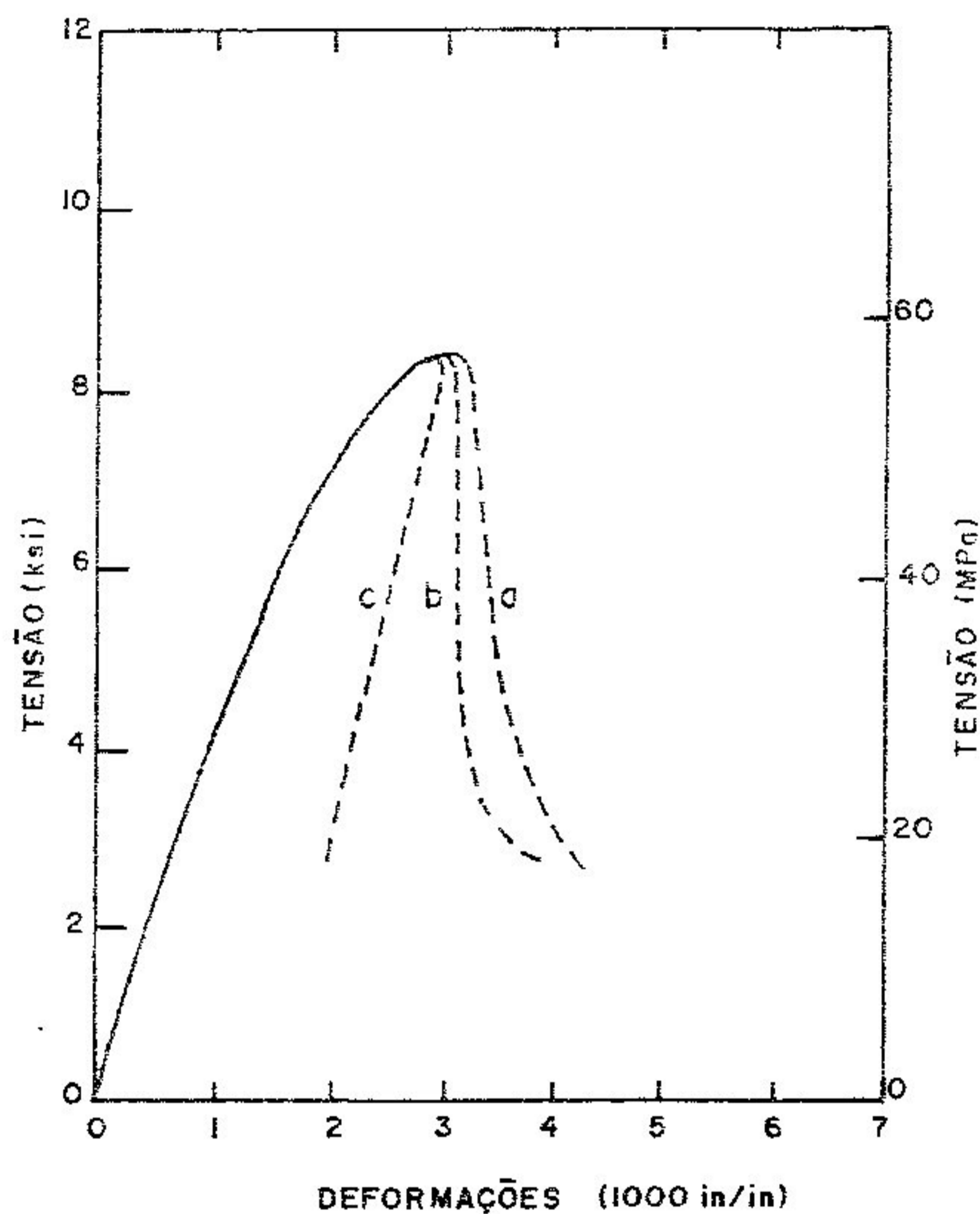


FIGURA 16 - Curvas tensão-deformação: comportamentos observados após a tensão máxima.

FONTE - CARRASQUILLO et al., 1981, p. 174.

Nos concretos de resistência baixa observa-se o comportamento do tipo (a), devido ao modo de formação das fissuras que levarão a superfície de ruptura: o material se comporta como uma estrutura altamente redundante, onde a ruptura vai se

desenhando gradualmente pela formação de numerosas superfícies alternativas anteriores à superfície de colapso final. Em poucas palavras, pode-se dizer que é um material que tem boa ductilidade.

Para os concretos de alta resistência o típico é encontrar os comportamentos dos tipos (b) e (c), onde ocorre ruptura bastante frágil e rápido decréscimo de carga.

Na prática, são necessários alguns artifícios e cuidados especiais para se conseguir a parte descendente do diagrama tensão-deformação nos concretos de alta resistência, por este possuir uma ruptura frágil. SHAH et al. [101] explicam que, quando se realiza um ensaio, tanto o corpo de prova como a máquina de ensaio se deformam. Assim, a máquina de ensaio irá armazenando energia de deformação, que será tanto maior quanto mais resistente for o concreto. Quando a tensão no corpo de prova atingir o seu pico, este requererá uma redução na carga, o que provocará a liberação de energia de deformação armazenada também pela deformação da máquina. Esta liberação poderá causar a ruptura súbita e não controlada do corpo de prova. Os cuidados especiais estão dirigidos a conseguir que a rigidez da máquina de ensaio seja maior que o valor absoluto de rigidez do corpo de prova após o pico de tensão (que pode ser definido como a inclinação média da parte descendente da curva carga-deslocamento). A rigidez do corpo de prova pode ser diminuída por dois caminhos: utilização de peças com diâmetros menores, ou corpos de prova com baixa inclinação da porção descendente do gráfico (menor resistência, menor taxa de deformação, ou pequena razão comprimento/diâmetro).

WANG et al. [111], utilizando corpos de prova de 75x150 mm, desenvolveram uma técnica simples de ensaio que elimina o problema de liberação da energia de deformação pela máquina de testes. O corpo de prova é ensaiado paralelamente com um tubo de aço de diâmetro maior, projetado de tal forma que a carga total aplicada pela máquina é mantida sempre crescente, mesmo quando o corpo de prova está sendo descarregado. O método foi usado em concretos com resistências de 21 a 77 MPa.

SHAH et al. [101], ensaiando concretos de 70 a 90 MPa, utilizaram um sistema *closed-loop* onde se controla a deformação circunferencial, o que permite avaliar melhor a proximidade da ruptura instável. Os ensaios foram feitos de forma a manter a deformação circunferencial constante, e a FIG. 17 ilustra as curvas obtidas. O artigo mostra, também, a variação dos resultados com as dimensões do corpo de prova e com a velocidade de carregamento.

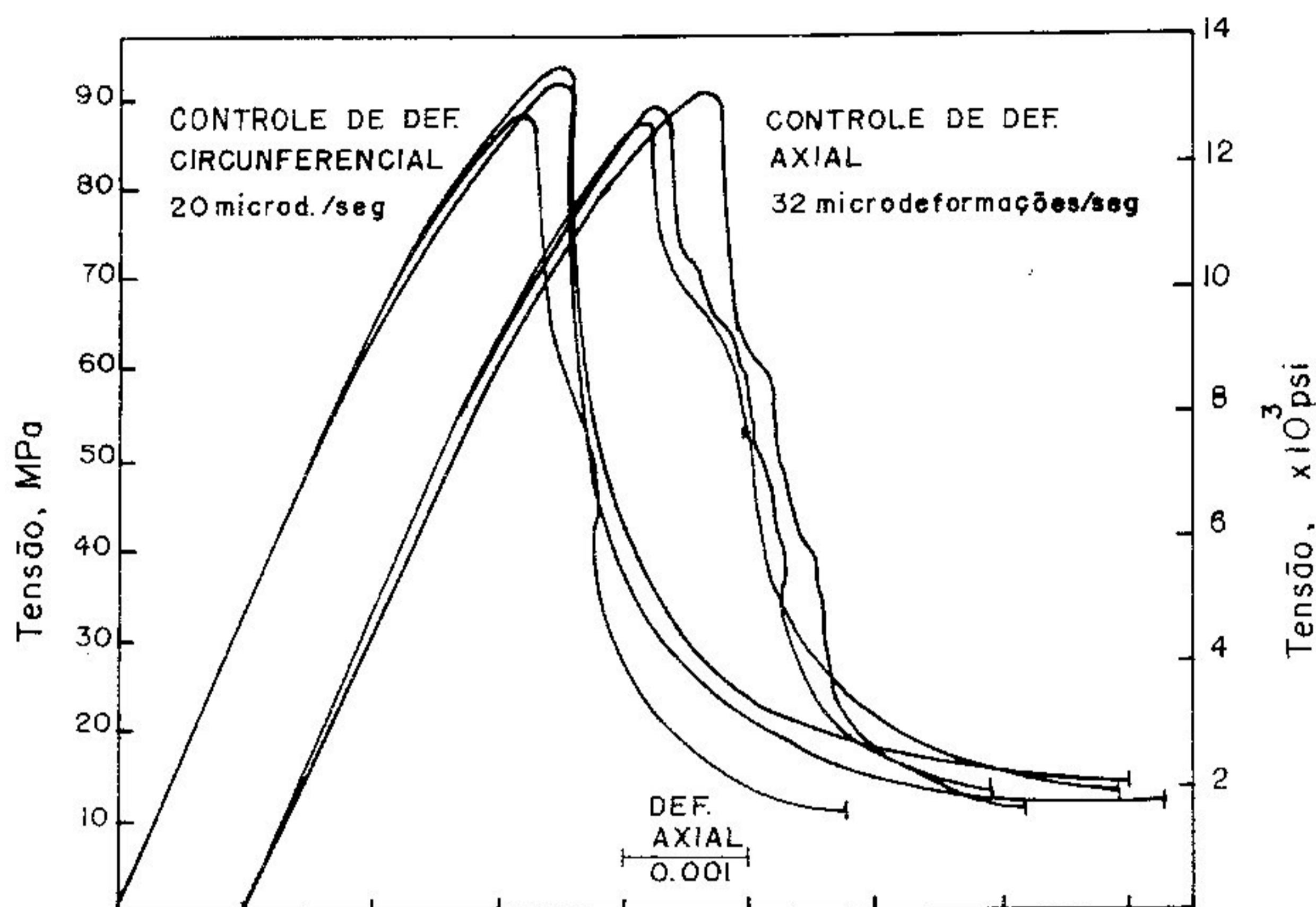


FIGURA 17 - Comparação entre curvas tensão-deformação axial para cp. cilindricos de 75 x 150mm.

FONTE - SHAH et al., 1981, p. 25.

Uma vez superado o problema da obtenção da curva tensão-deformação completa, a atitude natural seria buscar uma expressão analítica que descrevesse bem esta curva. Isto é o que fazem WANG et al. [111] ao proporem a seguinte expressão para as curvas σ - ϵ (lembrando que ensaiaram concretos de resistências entre 21 e 77 MPa):

$$y = \frac{A.x + B.x^2}{1 + C.x + D.x^2} \quad (1)$$

onde: $y = \frac{f}{f_0}$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$$

f e ε : tensão e deformação genéricas;

f_0 e ε_0 : tensão máxima e correspondente deformação;

A,B,C,D: constantes;

$E_0 = \frac{f_0}{\varepsilon_0}$: módulo secante de elasticidade para a tensão máxima;

E_c : módulo secante de elasticidade para a tensão de $0.45.f_0$.

Todos esses valores estão indicados na FIG. 18. As constantes A,B,C e D são determinadas para cada uma das partes (ascendente e descendente) do gráfico, mediante as seguintes condições de contorno:

a) Parte ascendente:

a.1) $\frac{dy}{dx} = \frac{E_c}{E_0}$ na origem ($y = 0$; $x = 0$)

a.2) $y = 0,45$ para $x = \frac{0,45.E_0}{E_c}$

a.3) $y = 1$ para $x = 1$

a.4) $\frac{dy}{dx} = 0$ para o ponto de pico ($y = 1$; $x = 1$)

b) Parte descendente:

b.1) $y = 1$ para $x = 1$

b.2) $\frac{dy}{dx} = 0$ para o ponto de pico ($y = 1$; $x = 1$)

b.3) $y = \frac{f_i}{f_0}$ para $x = \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_0}$

b.4) $y = \frac{f_{2i}}{f_0}$ para $x = \frac{\varepsilon_{2i}}{\varepsilon_0}$

onde (f_i, ε_i) definem o ponto de inflexão, e $(f_{2i}, \varepsilon_{2i})$ um ponto escolhido de tal maneira que: $\varepsilon_{2i} - \varepsilon_i = \varepsilon_i - \varepsilon_0$.

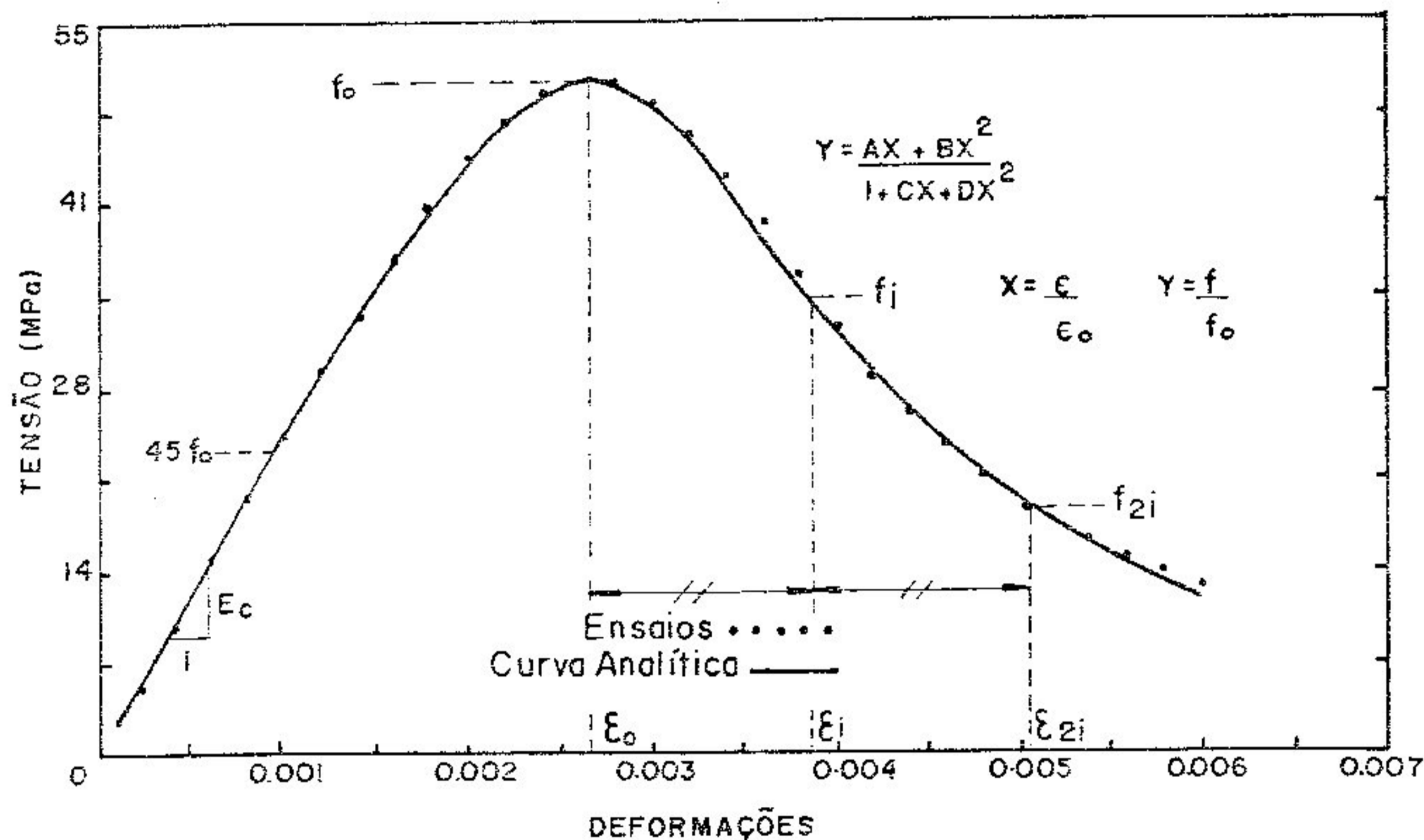


FIGURA 18 - Curva analítica tensão-deformação proposta.
 FONTE - WANG, et al., 1978, p. 607.

Um exemplo prático da aplicação da Eq.1 foi montado utilizando-se uma curva σ - ε real, retirada do trabalho de B.FOURÉ [39] e reproduzida na FIG. 19. Portanto, da própria curva experimental pode-se obter os seguintes valores:

- . $f_0 = 80.752 \text{ MPa} ; \varepsilon_0 = 2027,18 \cdot 10^{-6}$
- . $0,45 \cdot f_0 = 36.34 \text{ MPa} ; \varepsilon_{0,45 \cdot f_0} = 642,72 \cdot 10^{-6}$
- . $f_i = 64.21 \text{ MPa} ; \varepsilon_i = 2466,02 \cdot 10^{-6}$
- . $f_{2i} = 52.49 \text{ MPa} ; \varepsilon_{2i} = 2902,91 \cdot 10^{-6}$
- . $E_0 = 39.835 \text{ GPa}$
- . $E_c = 50.541 \text{ GPa}$

As equações representativas das partes do diagrama estão indicadas abaixo, e seus valores são plotados na FIG. 19:

. para a parte ascendente:

$$A = 1.259562159$$

$$B = -0,87750452$$

$$C = -0,74043784$$

$$D = 0,122495481$$

$$\hat{f} = \frac{50.174.21416.\varepsilon - 17.243.206,28.\varepsilon^2}{1 - 365.2551037.\varepsilon + 29.808.17861.\varepsilon^2} \quad (2)$$

. para a parte descendente:

$$A = -0,37263241$$

$$B = 0,429237419$$

$$C = -2,37262302$$

$$D = 1.429228030$$

$$\hat{f} = \frac{-14.843,68057.\varepsilon + 8.434.633,887.\varepsilon^2}{1 - 1.170,405695.\varepsilon + 347.789,8469.\varepsilon^2} \quad (3)$$

Existem outras equações analíticas que descrevem a curva tensão-deformação do concreto como, por exemplo, as expressões apresentadas por SAENZ [61] ou por DESAYI e KRISHNAN [33].

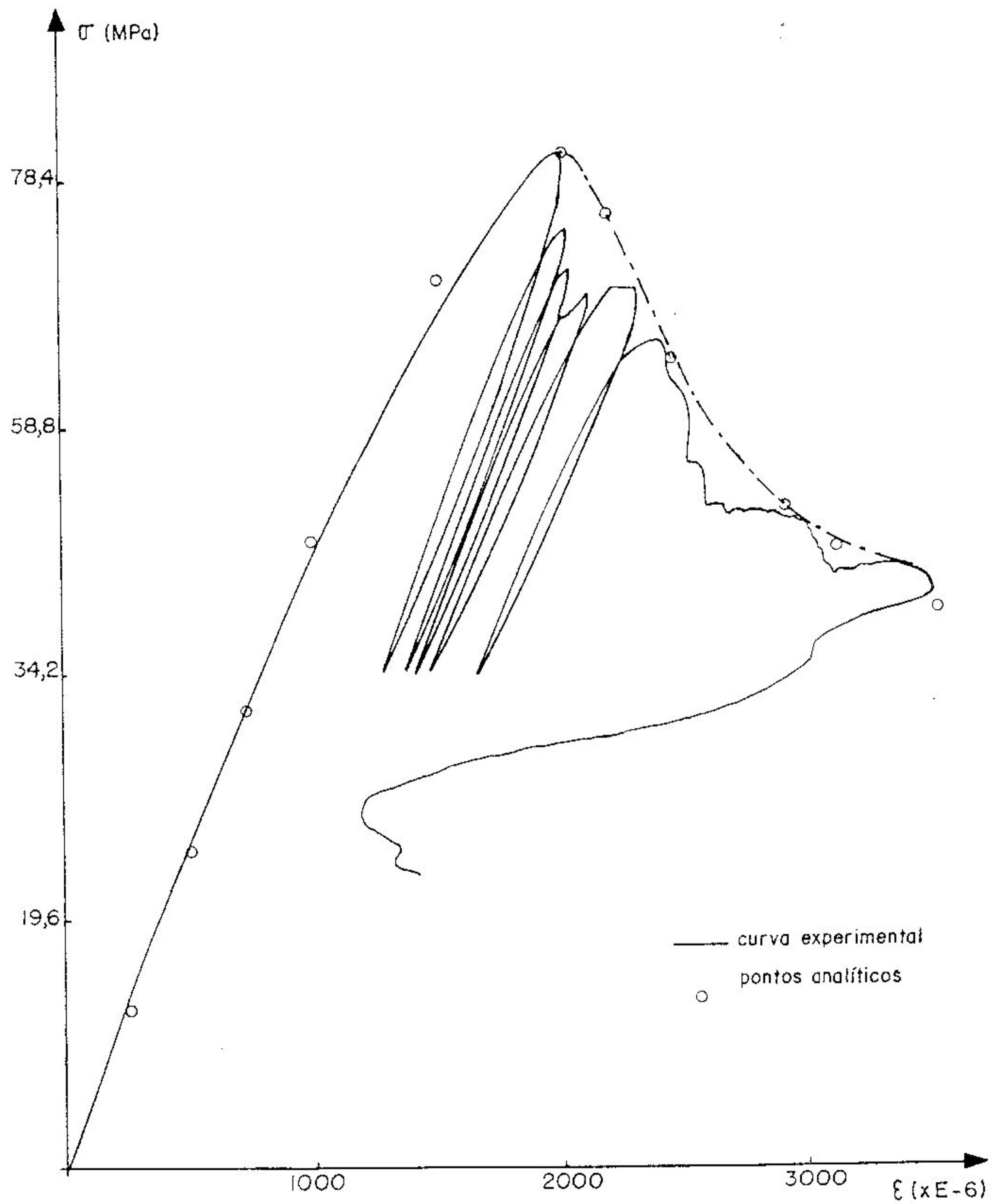


FIGURA 19 - Exemplo de aplicação da Eq. 1 sobre uma curva σ - ϵ real de B. FOURÉ [39].

A forma da curva tensão-deformação está diretamente ligada às características internas do material, como explicam CARRASQUILLO et al. [21]:

"Como o concreto é um material heterogêneo, seu comportamento sob carga pode ser explicado somente pela interação entre seus diferentes componentes. Estas interações são largamente governadas pelo desenvolvimento de microfissuras internas."

Portanto, algumas considerações sobre a microfissuração interna dos concretos de alta resistência se fazem necessárias e oportunas.

O comportamento dos concretos de alta resistência se aproxima mais de um material homogêneo, em comparação com os concretos de resistência baixa. Desta forma, o número total e o comprimento das microfissuras serão menores para os concretos de alta resistência. Seguindo a exposição de CARRASQUILLO et al. [21], pode-se separar as várias fissuras em três tipos básicos:

- . fissuras de ligação: ocorrem na interface argamassa - agregado;
- . fissuras na argamassa;
- . fissuras através do agregado.

E considerando o agrupamento desses tipos:

a) Fissura simples: fissura singular de qualquer tipo, que não está conectada com outra(s);

b) Fissura combinada: duas ou mais fissuras conectadas

entre si (por exemplo, fissuras de ligação com fissuras na argamassa). Dividem-se em:

b.1) Tipo I - consiste na combinação de uma fissura de ligação e uma fissura na argamassa (não usual), ou duas fissuras de ligação conectadas por uma fissura na argamassa (mais comum):

b.2) Tipo II - combinação de ao menos duas fissuras de ligação e duas fissuras na argamassa, com as primeiras conectadas por ao menos uma fissura na argamassa.

Esta divisão é interessante pois, para se entender o mecanismo de ruptura, deve-se estudar as fissuras combinadas. As fissuras combinadas do Tipo I são mais estáveis do que as do Tipo II. Para os concretos de alta resistência observa-se um mecanismo de crescimento de fissuras mais estável, inclusive para altas deformações. Já nos concretos de resistências normal e baixa, no entanto, as fissuras combinadas do Tipo II aumentam em número e comprimento na faixa de deformações de 70 a 90% da deformação correspondente a tensão máxima. Isto não ocorre nos concretos de alta resistência, onde o conjunto de fissuras do Tipo II, formado até 90% da deformação correspondente a tensão máxima é insignificante [21]. A FIG. 20 ilustra este fato.

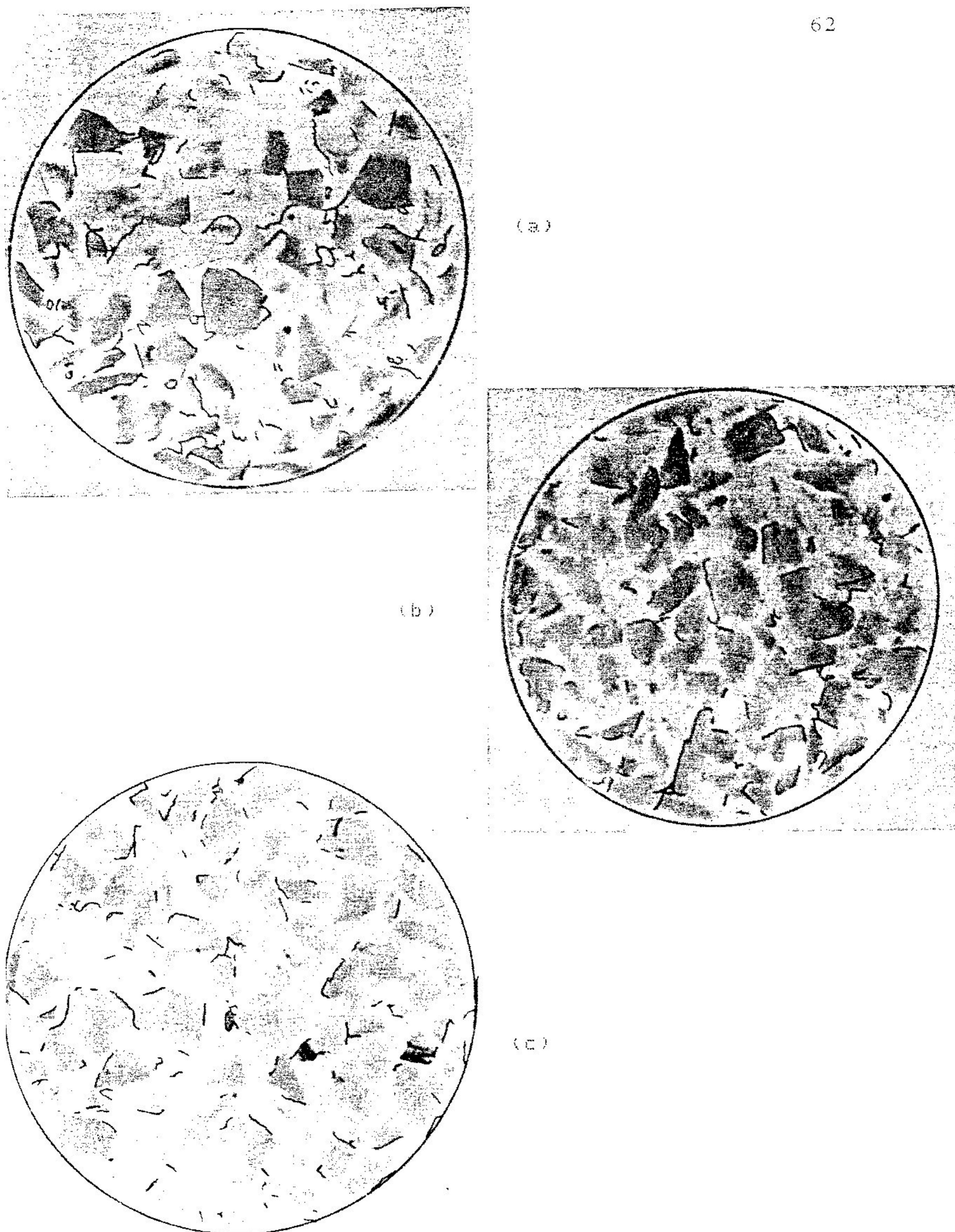


FIGURA 20 - Mapas de fissuração para concretos de resistências: (a) baixa: (b) média: (c) alta. Agregado graúdo: calcário.

FONTE - CARRASQUILLO et al., 1981, p. 181.

Anotadas essas diferenças, pode-se considerar então a variação da forma do diagrama σ - ϵ para os concretos de baixa e alta resistência mostrados na FIG. 14, ainda de acordo com as pesquisas de CARRASQUILLO et al. [21]:

. como os concretos de alta resistência apresentam um decréscimo, em número e extensão, das fissuras de ligação até altas taxas tensão-deformação, então a sua curva σ - ϵ aparece mais linear e inclinada:

. a taxa tensão-deformação para a qual as microfissuras começam a se associar formando fissuras contínuas, é maior para resistências maiores de concreto. Daí, a razão tensão-deformação para a qual curva σ - ϵ começa a inclinar-se subitamente para a horizontal, cresce com a resistência do concreto:

. como o conjunto de fissuras contínuas é menor para resistências maiores de concreto, a taxa de variação da curvatura da curva σ - ϵ até a tensão máxima diminui;

. o pequeno número de fissuras contínuas (trajetórias possíveis de carga) diminui as possibilidades de planos de ruptura nos concretos de alta resistência, resultando em uma estável porção descendente da curva σ - ϵ ;

. a FIG. 21 mostra que nos concretos de alta resistência, também devido à baixa fissuração interna, a deformação lateral apresenta-se menor [2, p.384].

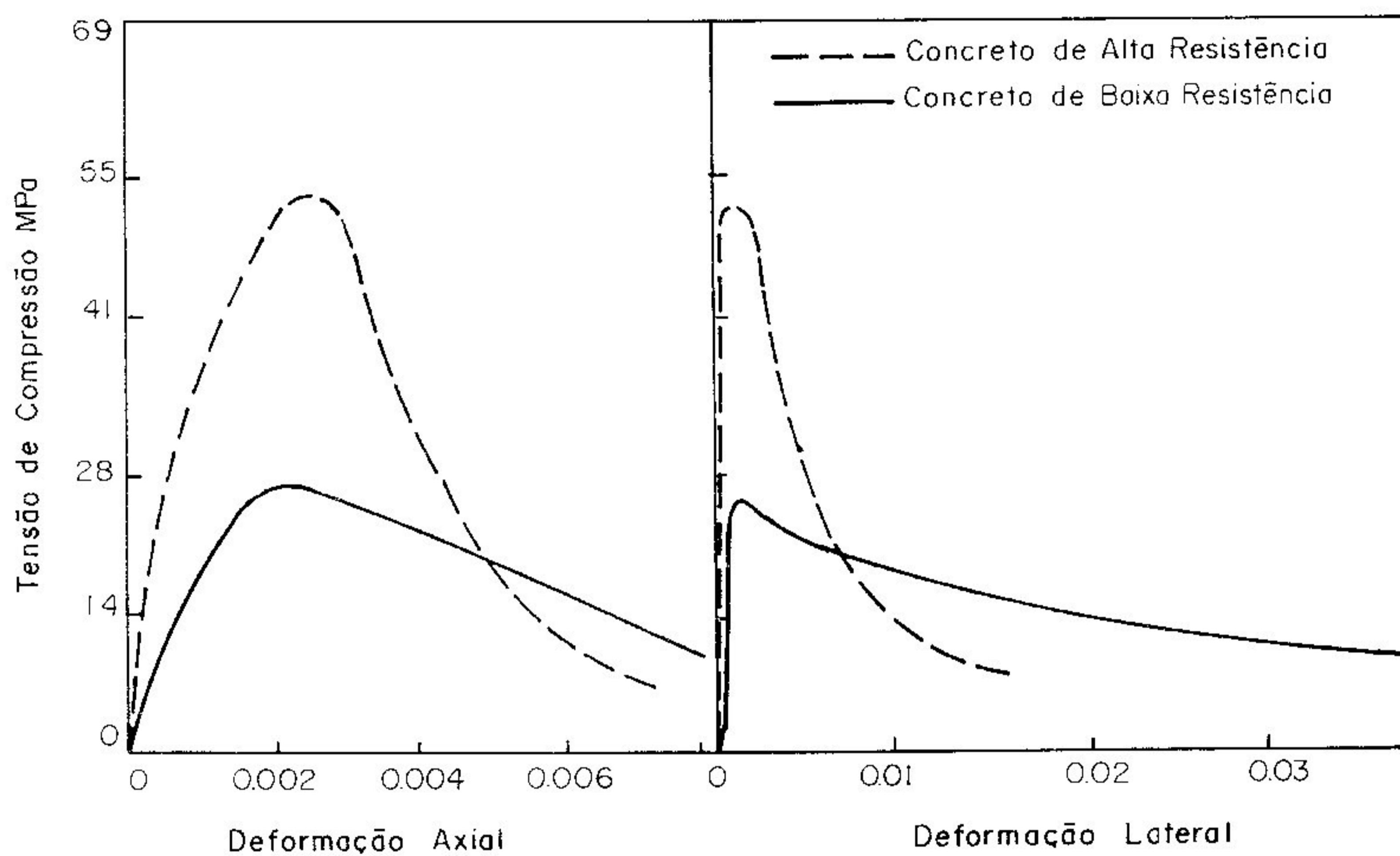


FIGURA 21 - Tensão axial por deformações axial e lateral no concreto.

FONTE - ACI Committee 363, 1984, p. 384.

A FIG. 22 ilustra o decréscimo do número e comprimento totais de fissuras combinadas com o aumento da resistência o concreto, considerando dois tipos de agregado.

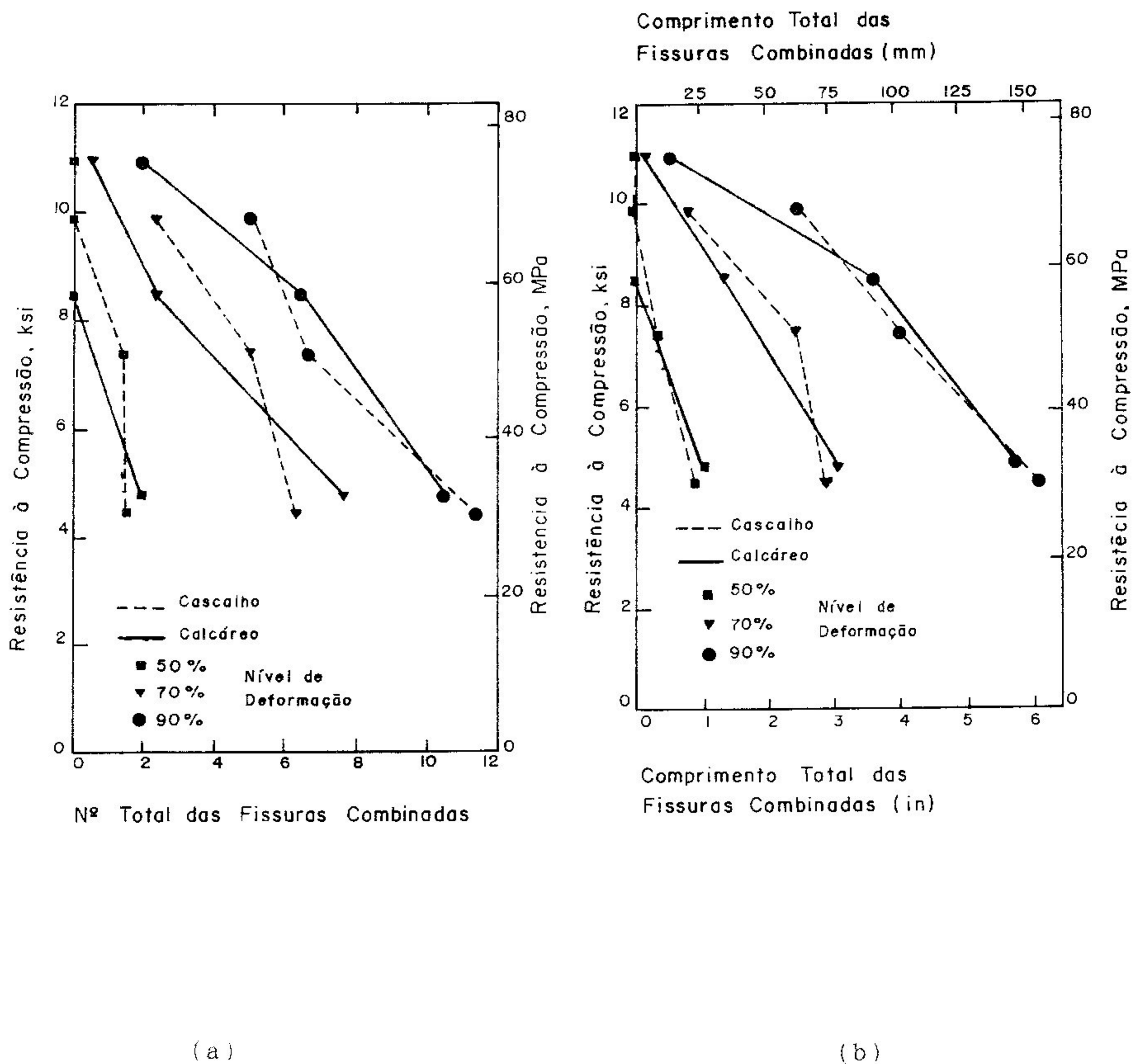


FIGURA 22 - Fissuras combinadas pela resistência a compressão:
 (a) N° total; (b) comprimento total.

FONTE - CARRASQUILLO et al, 1981, p. 184.

5.2 - Módulo de elasticidade

Os concretos de alta resistência, por apresentarem alta rigidez na sua argamassa e alta resistência na ligação argamassa - agregado, conseqüentemente terão valores de módulo de elasticidade maiores do que os concretos de resistência baixa ou normal [20, p. 175].

THOMAN e RAEDER [107] ensaiaram corpos de prova cilíndricos (150x300 mm) de concreto com resistências entre 69 e 76 MPa. e mediram o módulo de elasticidade como a inclinação da reta tangente a curva σ - ϵ a 25% da tensão máxima. Os valores variaram entre 29 e 36 GPa. e é significativo o fato de que esses resultados foram publicados em 1934.

O módulo de elasticidade dos concretos varia com a dosagem e o tipo de agregado graúdo, com a densidade e a resistência do concreto, com o tipo de cura utilizada, entre outros fatores. PAUW [85] escreveu um trabalho mostrando como o módulo de elasticidade varia com a densidade do concreto, e propôs uma expressão empírica que descrevesse esta variação para concretos leves e normais, expressão essa que foi adotada pelo Código ACI 318-77. PAUW considerou concretos com resistência até 45 MPa. resultados experimentais de diversos pesquisadores, com vários tipos de agregados. Dessa forma:

$$E_c = 4730 \cdot \left(\frac{W_c}{2320} \right)^{3/2} \cdot \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

Desenvolvendo programa experimental na Universidade de Cornell (EUA), CARRASQUILLO et al. [20] mostram que a expressão acima superestima o módulo de elasticidade para resistências superiores a 41 MPa. Utilizam corpos de prova de 102x203 mm e o módulo de elasticidade é medido a 40% da carga de ruptura. Assim, indicam a seguinte equação para melhor correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, considerando resistências à compressão axial entre 21 e 83 MPa:

$$E_c = \left[3320 \cdot \sqrt{f_c} + 6900 \right] \cdot \left(\frac{W_c}{2320} \right)^{3/2} \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

sendo W_c o peso unitário do concreto, em Kg/m^3 .

Ainda de acordo com os esclarecimentos dados por CARRASQUILLO et al. [20]:

"A resistência do concreto é controlada principalmente pela resistência da argamassa. A rigidez do concreto é influenciada tanto pela argamassa como pelo agregado. No entanto, um aumento na qualidade (resistência e rigidez) da argamassa significará um incremento da resistência do concreto, sem um incremento diretamente proporcional da rigidez, já que a argamassa é o componente mais fraco."

Dessa forma explica-se melhor por que a Eq.4 deixa de ser conservativa para resistências acima de 41 MPa.

A norma brasileira para cálculo em concreto armado, NBR 6118, [13] no seu item 8.2.5 adota a seguinte equação para a previsão do módulo de elasticidade na origem (já com fator de

correção para densidades diferentes de 2320 Kg/m^3):

$$E_o = 21000 \cdot \left(\frac{W_c}{2320} \right)^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-1} \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

sendo: $f_{ck} = f_{ck} + 35 \quad (\text{Kg/cm}^2)$

e W_c em Kg/m^3

Quando as ações consideradas forem de curta duração (deformação lenta nula ou desprezível), a NBR 6118 manda adotar o módulo secante igual a 90% de E_o , no estado de deformação excessiva. Para efeito de comparação com as equações 4 e 5, considera-se o módulo de elasticidade secante:

$$E_c = 0.9 \cdot E_o \quad (7)$$

TABELA 5

Comparação entre módulos de elasticidade.

f_c (MPa)	ACI Eq.4 (MPa)	CARRASQUILLO et al Eq.5 (MPa)	NBR 6118 Eq.7 (MPa)	CEB 90 Eq.8 (MPa)
15	18.319,2	19.758,3	23.147,7	24.611,4
20	21.153,2	21.747,5	26.728,6	27.088,3
30	25.907,3	25.084,4	32.735,8	31.008,4
40	29.915,1	27.897,5	37.800,0	34.129,1
50	33.446,2	30.375,9	42.261,7	36.764,5
60	36.638,4	32.616,6	46.295,4	39.068,1
70	39.574,0	34.677,1	50.004,7	41.128,0
80	42.306,4	36.595,0	53.457,3	43.000,0
90	44.872,7	38.396,3	56.700,0	44.721,8
100	47.300,0	40.100,0	59.767,0	46.320,3

$$\text{CEB/90: } E_c = 0E [f_{cm}/f_{cm0}]^{1/3} \quad (8)$$

$$0E = 2,15 \times 10^4 \text{ MPa}$$

f_{cm} = resist. à compressão aos 28 dias

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

A Eq. 7, adotada pela NBR 6118, é a menos conservativa na previsão do módulo de elasticidade para concretos com resistência acima de 30 MPa. A FIG. 23 mostra a comparação entre as equações 4, 5, 7 e 8.

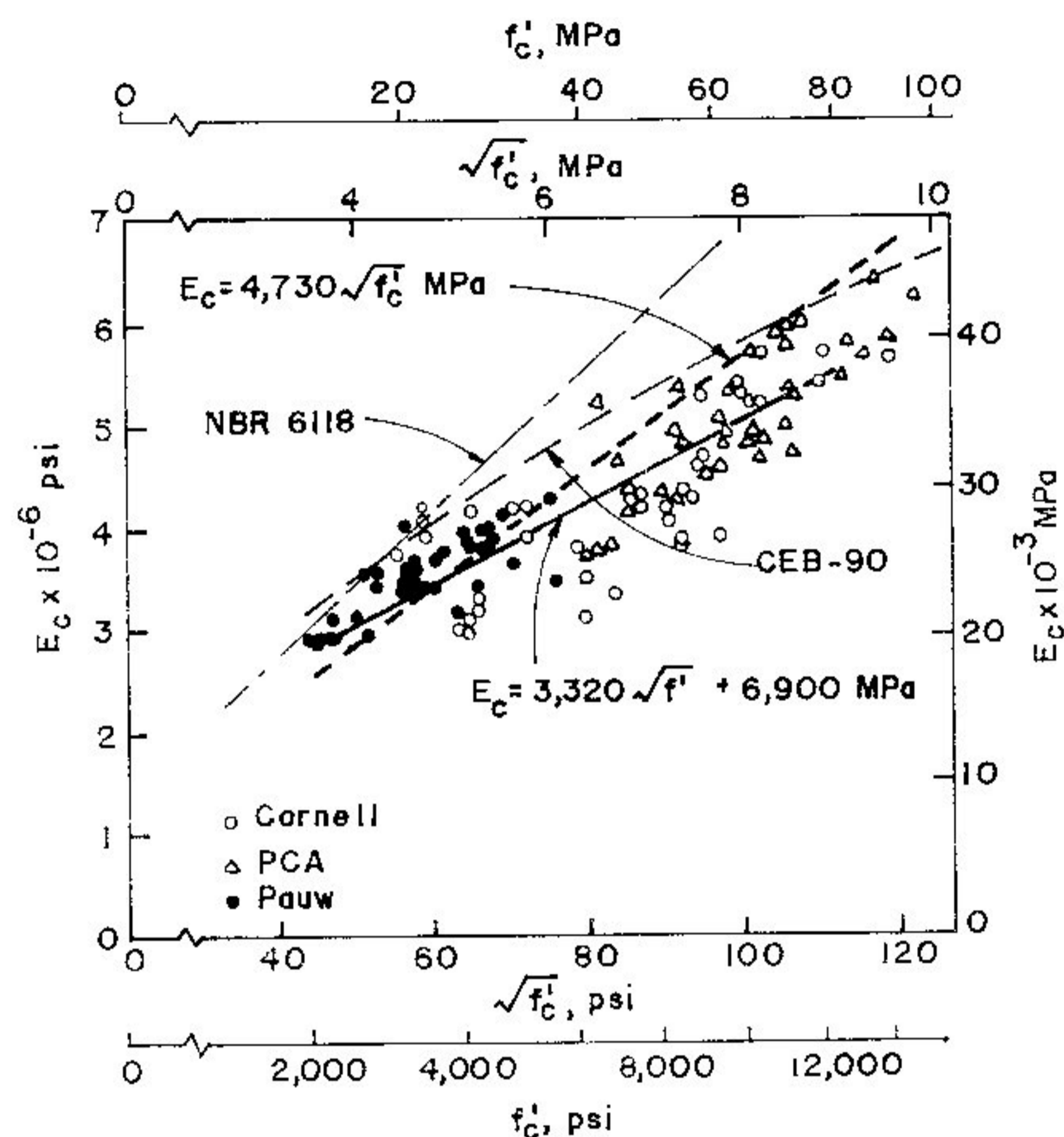


FIGURA 23 - Módulo de elasticidade estático pela resistência à compressão axial.

FONTE - CARRASQUILLO et al., 1981, p. 175.

Por fim, alguns comentários sobre o módulo de elasticidade dinâmico e sua variação com a resistência à compressão do concreto podem ser encontrados no trabalho de PARROT [83].

3.3 - Coeficiente de Poisson

Existem poucas informações a respeito do coeficiente de Poisson nos concretos de alta resistência. Com base nos valores encontrados em algumas pesquisas, pode-se dizer que o seu valor para os concretos de alta resistência na região

elástica, e comparável àquele esperado para os concretos e resistência normal e baixa.

CARRASQUILLO et al. [20] encontraram valores entre 0,19 e 0,25, para concretos com resistência entre 31 e 77 MPa. Eles situam o valor de ν em 0,20, independentemente da resistência à compressão e da idade do concreto.

Por outro lado, PERENCHIO e KLIEGER [86] registram valores entre 0,20 e 0,28 para o coeficiente de Poisson, observados em concretos com resistência à compressão entre 50 e 80 MPa e utilizando diferentes agregados miúdos e graudos. Também chamam a atenção, não de forma conclusiva, para a tendência do valor do coeficiente de Poisson cair com o aumento do fator a/c.

3.4 - Resistência à tração

Há dois métodos mais usados para se medir a resistência à tração em concreto: através da resistência à flexão (módulo de ruptura), e pelo ensaio brasileiro idealizado pelo prof. Fernando Lobo Carneiro (método indireto). Os dois processos não são equivalentes e apresentam resultados significativamente diferentes e, portanto, serão tratados separadamente.

Considerando a resistência à flexão, ou módulo de ruptura, a variação nas dimensões dos corpos de prova utilizados não afeta muito os resultados finais, como indicam os trabalhos de PARROT [82], que usa vigas de 100x100x500 mm, enquanto

CARRASQUILLO et al. [20] usam vigas de 102x102x356 mm, carregadas nos terços de vão. A FIG. 24 mostra os resultados obtidos por CARRASQUILLO et al. [20].

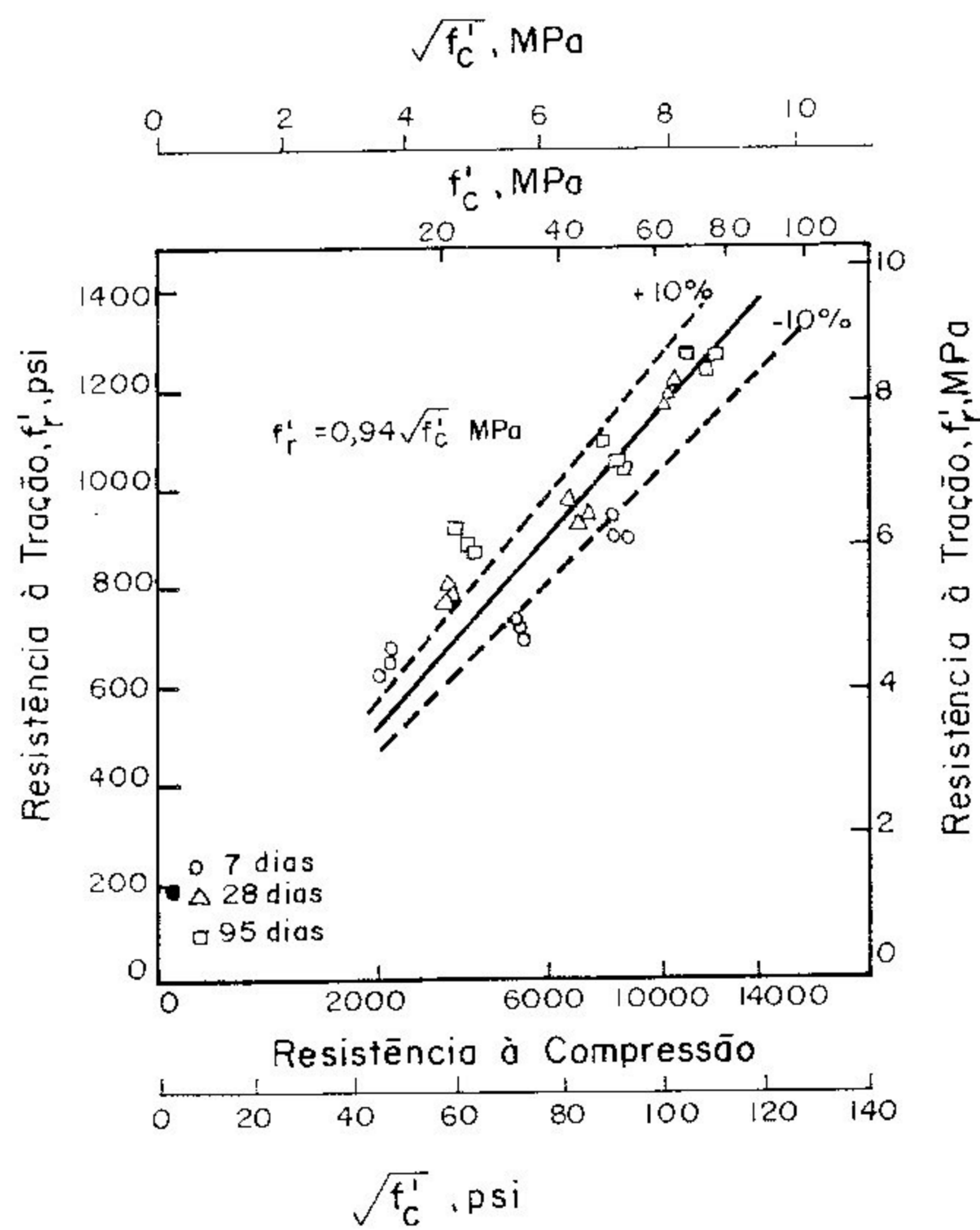


FIGURA 24 - Resistência à tração: módulo de ruptura.

FONTE - CARRASQUILLO et. al., 1981, p. 176.

O ACI Comitê 363 [2] sugere a seguinte relação entre a resistência à compressão do concreto e o módulo de ruptura, adotando a expressão de CARRASQUILLO et al. [20]:

$$f_r = 0.94 \cdot \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

onde: $21 < f_c < 83$ MPa.

A resistência à tração obtida através do método indireto é menor do que aquela que provem do módulo de ruptura. Empregando este método, PARROT [82] utiliza cilindros de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, enquanto que CARRASQUILLO, NILSON e SLATE [20] fazem uso de cilindros de 102x203 mm (ver FIG. 25). Apesar dessa diferença, os resultados são muito parecidos.

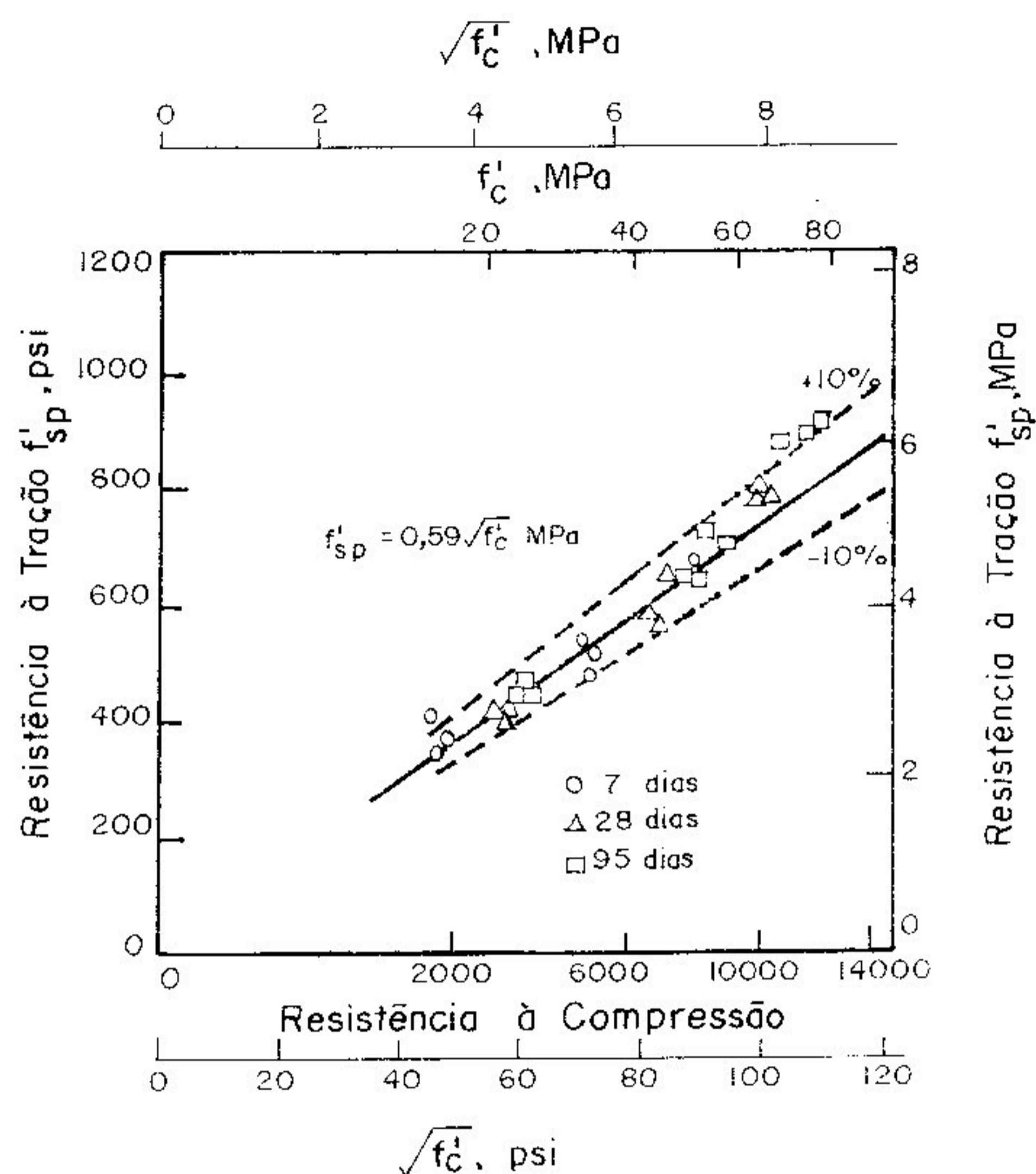


FIGURA 25 - Resistência à tração: ensaio brasileiro
 FONTE - CARRASQUILLO et. al, 1981, p. 176.

O documento do ACI Comitê 363 acrescenta [2, p.386]:

a) para os concretos de resistência baixa, a resistência à tração por fendilhamento pode ser avaliada em torno de 10% da resistência à compressão. Nos concretos de alta resistência este valor cai para 5%;

b) para os concretos de alta resistência, a resistência à tração por fendilhamento é, aproximadamente, 8% maior nos concretos feitos com pedra britada, comparando com os concretos que usam cascalho;

c) aos 28 dias, a tensão de tração medida indiretamente é por volta de 70% daquela encontrada nos ensaios de flexão.

O mesmo documento do ACI Comitê 363 sugere a seguinte equação para o cálculo da resistência à tração pelo ensaio brasileiro [2, p.386].

$$f_{sp} = 0,59 \cdot \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (10)$$

onde: $21 < f_c < 83$ MPa.

A resistência à tração do concreto aumenta com a sua resistência à compressão, pois a ligação entre a argamassa e o agregado vai tornando-se melhor. É importante notar que um grupo considerável de pedras sofrem fratura nos ensaios de fendilhamento com concretos de alta resistência, ao contrário, portanto, dos concretos de baixa resistência onde a ruptura se dá pela ligação agregado-argamassa [82].

3.5 - Resistência à fadiga

Os estudos relativos a fadiga em compressão dos concretos de alta resistência são muito escassos. BENNETT e MUIR [14], da Universidade de Leeds, Inglaterra, realizaram pesquisas nesta área, estudando a influência da resistência estática e das dimensões do agregado graúdo sobre a resistência à fadiga do concreto no limite de 1 milhão de ciclos. As resistências estáticas estudadas foram, em média, 42 e 60 MPa, e os agregados tiveram ϕ_{max} de 10 e 19 mm.

A resistência à fadiga em compressão após 1 milhão de ciclos variou entre 66 e 71% da resistência à compressão estática, com as menores percentagens para os concretos mais resistentes e feitos com os menores diâmetros de agregado. Não há indicação de um limite de fadiga, ao menos até 10 milhões de ciclos.

A deformação elástica não é sensivelmente afetada pela resistência à compressão do concreto ou o ϕ_{max} do agregado, mas a deformação residual, em um dado nível de tensão flutuante, é maior nos concretos de menor resistência.

A FIG. 26 ilustra o comportamento da resistência do concreto com o crescimento do número de ciclos.

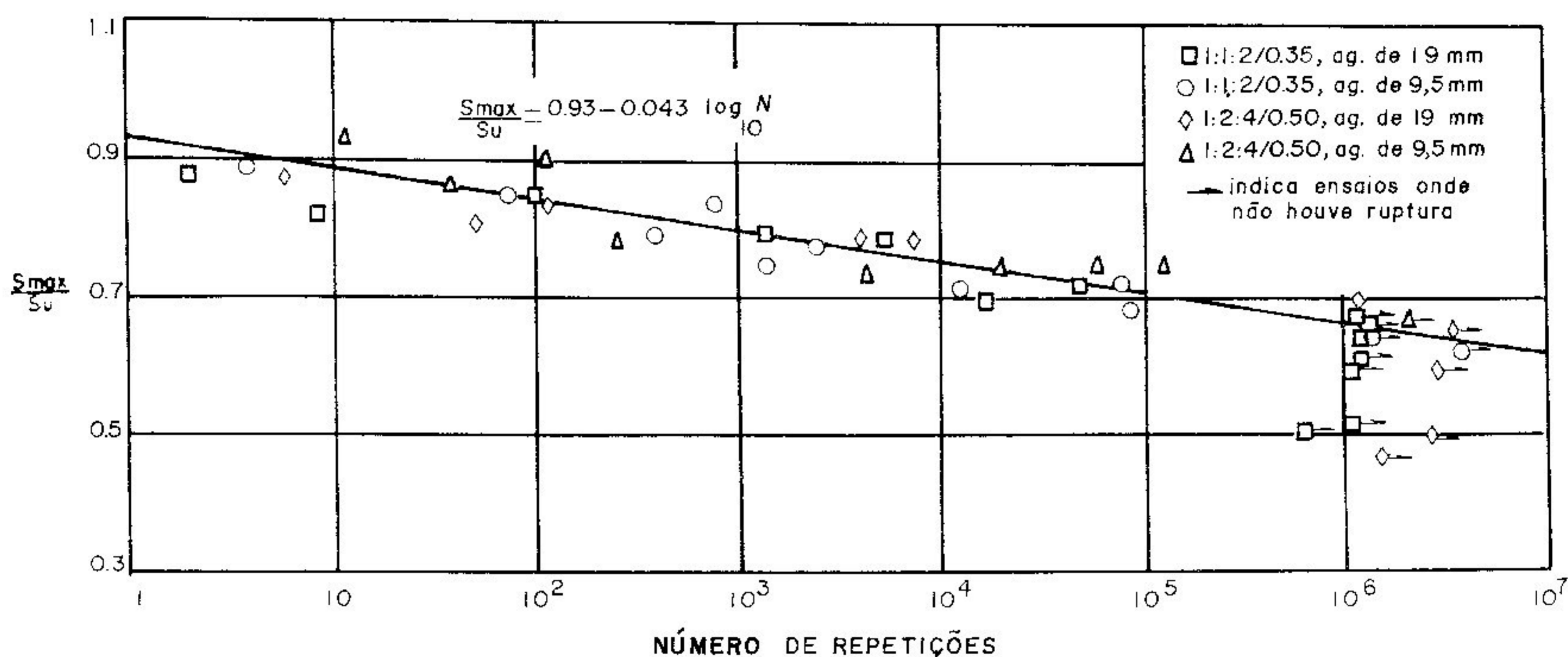


FIGURA 26 - Relação entre a resistência e o número de repetições.

S_u = resistência estática

S_{max} = limite superior da tensão flutuante (limite inferior = 3.6 MPa)

FONTE - BENNETT e MUIR, 1967, p. 115

3.6 - Densidade

A densidade dos concretos de alta resistência é levemente superior a encontrada nos concretos de resistência média ou baixa, feitos com os mesmos materiais. A Tabela 6 reúne os valores de densidade encontrados em várias pesquisas, para os concretos normais.

TABELA 6

Densidades dos concretos de alta resistencia

Pesquisadores	f_c (MPa) Aos 28 dias	Densidades (kg/m ³)
Carrasquillo et al. [20]	21 a 76	2300 a 2430
Parrot [83]	70 a 100	2430 a 2540
Yogendran et al. [114]	50 a 70	2275 a 2450

3.7 - Propriedades térmicas

De acordo com o ACI Comitê 363, as propriedades térmicas dos concretos de alta resistência são aproximadamente da mesma ordem que as dos concretos normais [2, p.386].

Precisando um pouco mais, PARROT [83] diz que a expansão térmica linear dos concretos de alta resistência utilizados em suas pesquisas foi de $9,3 \cdot 10^{-6}$ /°C, para um intervalo de temperatura de 10 a 40 °C. Este valor é, aproximadamente, 12% maior em comparação com os concretos normais.

3.8 - Calor gerado na hidratação do cimento

A elevação da temperatura no interior do concreto durante a hidratação depende de [2, p. 386]:

- . consumo de cimento;
- . fator a/c;
- . dimensões da peça;
- . temperatura ambiente;
- . condições de contorno, etc.

Como nos concretos de alta resistência há um alto consumo de cimento, seria de se esperar que o calor de hidratação fosse muito maior do que nos concretos normais. Mas, contrariando esta expectativa, nota-se que o calor gerado não está em correspondência com o consumo de cimento, pois quando o fator a/c cai, o total de calor gerado por quilograma de cimento também diminui, nas idades superiores a 7 dias [53].

A FIG. 27, obtida por HELLAND [53], mostra esta não-linearidade entre o consumo de cimento e o calor gerado, incluindo também concretos com adição de microssilica. HELLAND comenta que, para os concretos normais, a geração de calor é governada pela quantidade de cimento na mistura; já para os concretos de alta resistência, por possuírem um baixo fator a/c, a própria quantidade de água constituirá um limite para a liberação de calor. Assim, a evolução do calor nos concretos de alta resistência não é tão problemática quanto se temia.

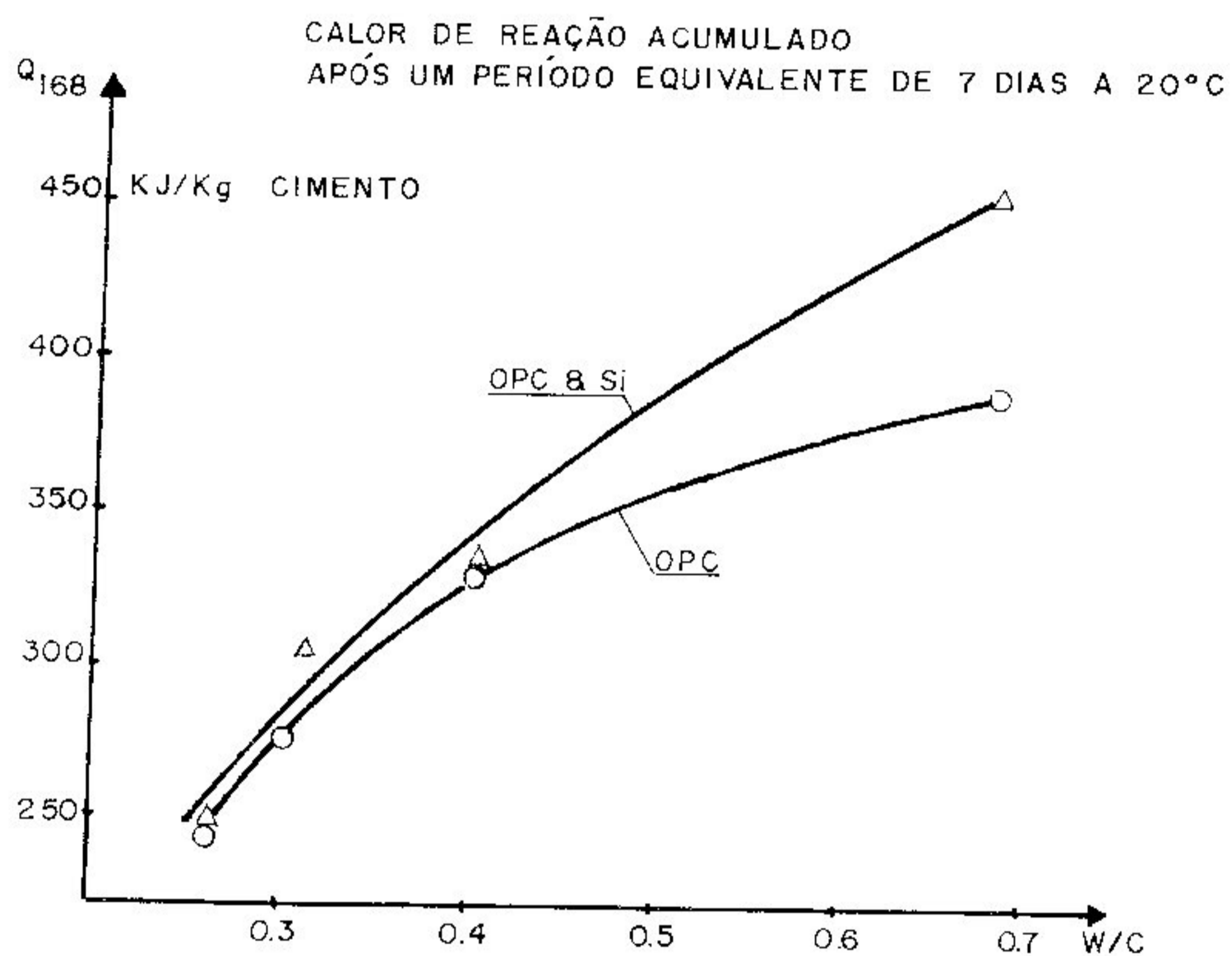


FIGURA 27 - Variação do calor de hidratação com a dosagem e com o tempo.

FONTE - HELLAND, 1988, p. 15.

A contribuição da microssilica para o calor gerado, segundo HELLAND [53], torna-se praticamente nula quando o fator a/c é menor que 0,40. Desta forma, a adição de microssilica é um meio de se aumentar a resistência do concreto sem incrementar a liberação de calor.

Alguns resultados práticos podem ser citados a título de exemplo:

a) colunas com concreto de resistência de 62 MPa registraram variação de temperatura da ordem de 38 °C, como mostra a FIG. 28, com consumo de cimento de 502 Kg/m³ [2. p.386-387];

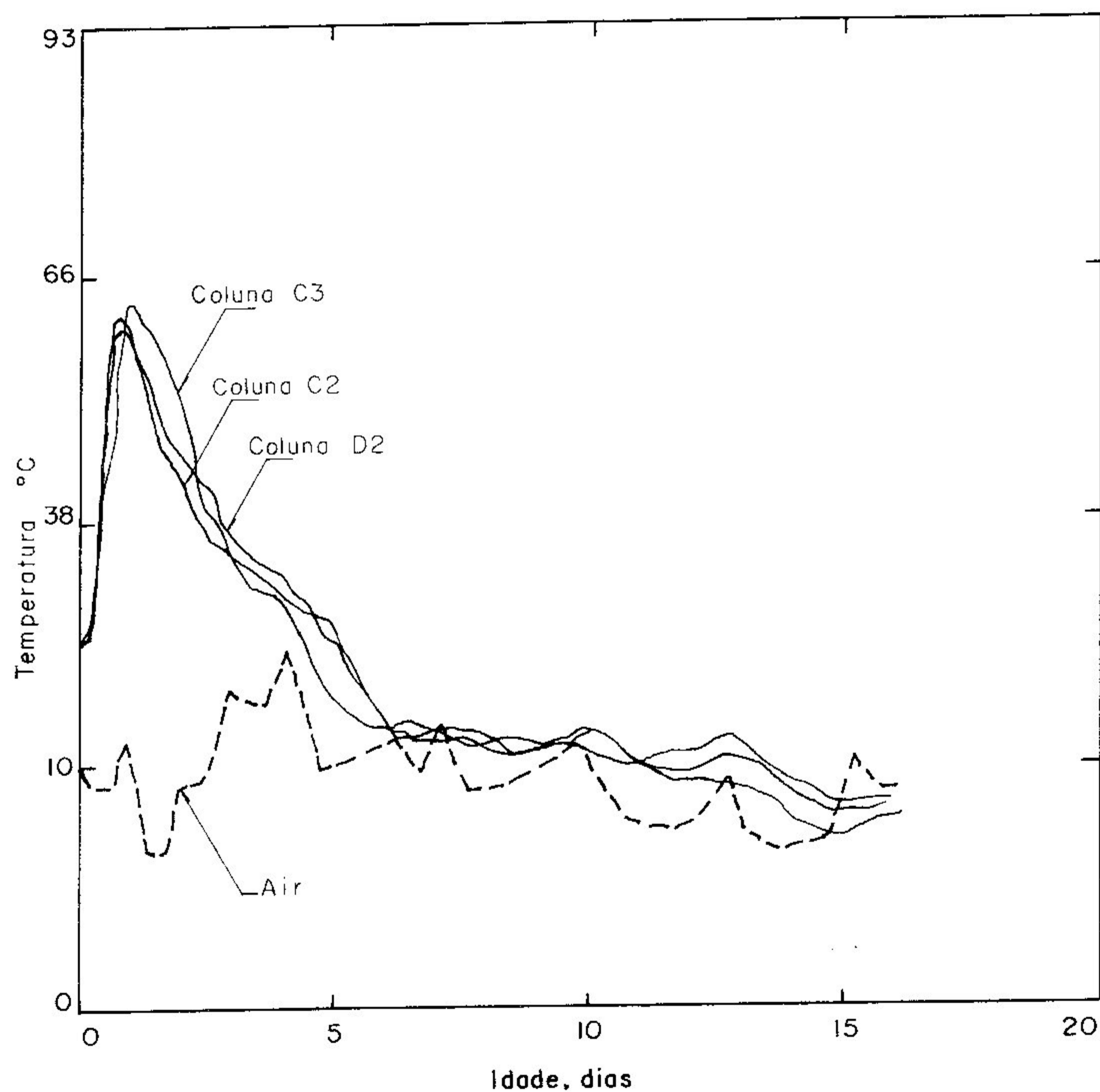


FIGURA 28 - Temperaturas no concreto no edifício "Water Tower Place".

FONTE - ACI Committee 363, 1984, p. 387.

b) no edifício Chicago Mercantile Exchange a temperatura no concreto atingiu mais de 66 °C, para resistência de 62 MPa [73];

c) em um teste feito no edifício 225 W. Wacker Drive, em 1989 na cidade de Chicago, para se usar um concreto com resistência de 117 MPa, conseguiu-se a temperatura máxima de 38 °C, com o uso de aditivos retardadores. A FIG. 29 [73] mostra este resultado, comparando-o com o do item anterior.

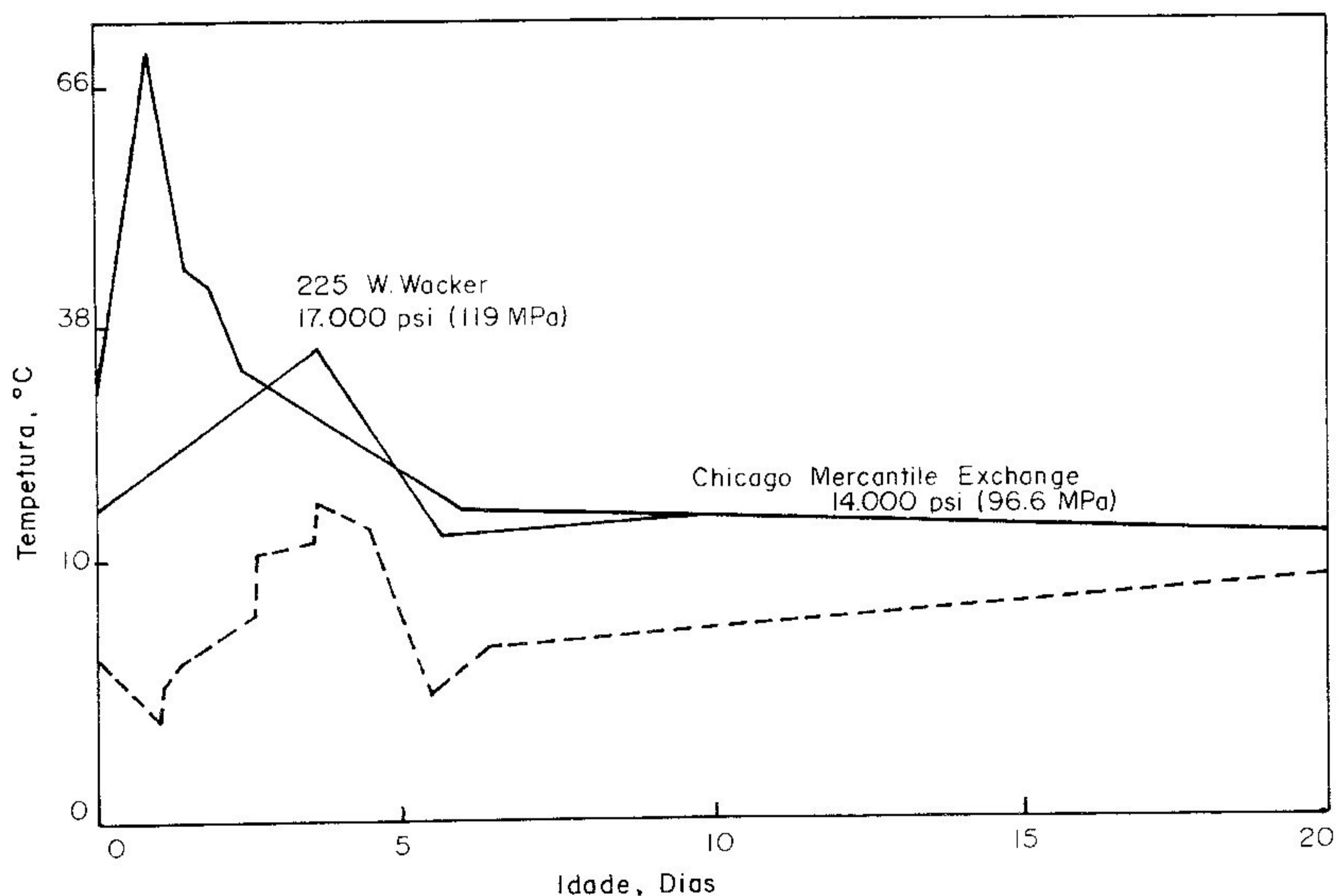


FIGURA 29 - Temperatura no concreto.

FONTE - MORENO, 1990, p. 37.

Quando se considera um período de hidratação inferior a 7 dias, então todo esse comportamento é diferente. Nas primeiras 15 horas após o início de pega, os concretos de alta resistência desenvolvem uma quantidade de calor claramente superior aos concretos normais, como se pode ver na FIG. 30 [53].

As altas temperaturas iniciais, conforme as considerações de PARROT [83], podem causar sérios problemas nas estruturas devido ao movimento potencial das peças estruturais e das restrições que controlam este movimento. O grau dessas restrições é que determinará as tensões internas que aparecerão e, conseqüentemente, as fissuras. Se houver risco de fissuração quando se usar concretos de alta resistência, deverão ser tomadas algumas precauções:

a) reduzir o grau de restrições;

b) reduzir a temperatura gerada pelo uso de cimento de baixo calor de hidratação, fôrmas com baixas propriedades isolantes de temperatura, ou uso de técnicas construtivas específicas de concreto-massa;

c) providenciar juntas construtivas adequadas.

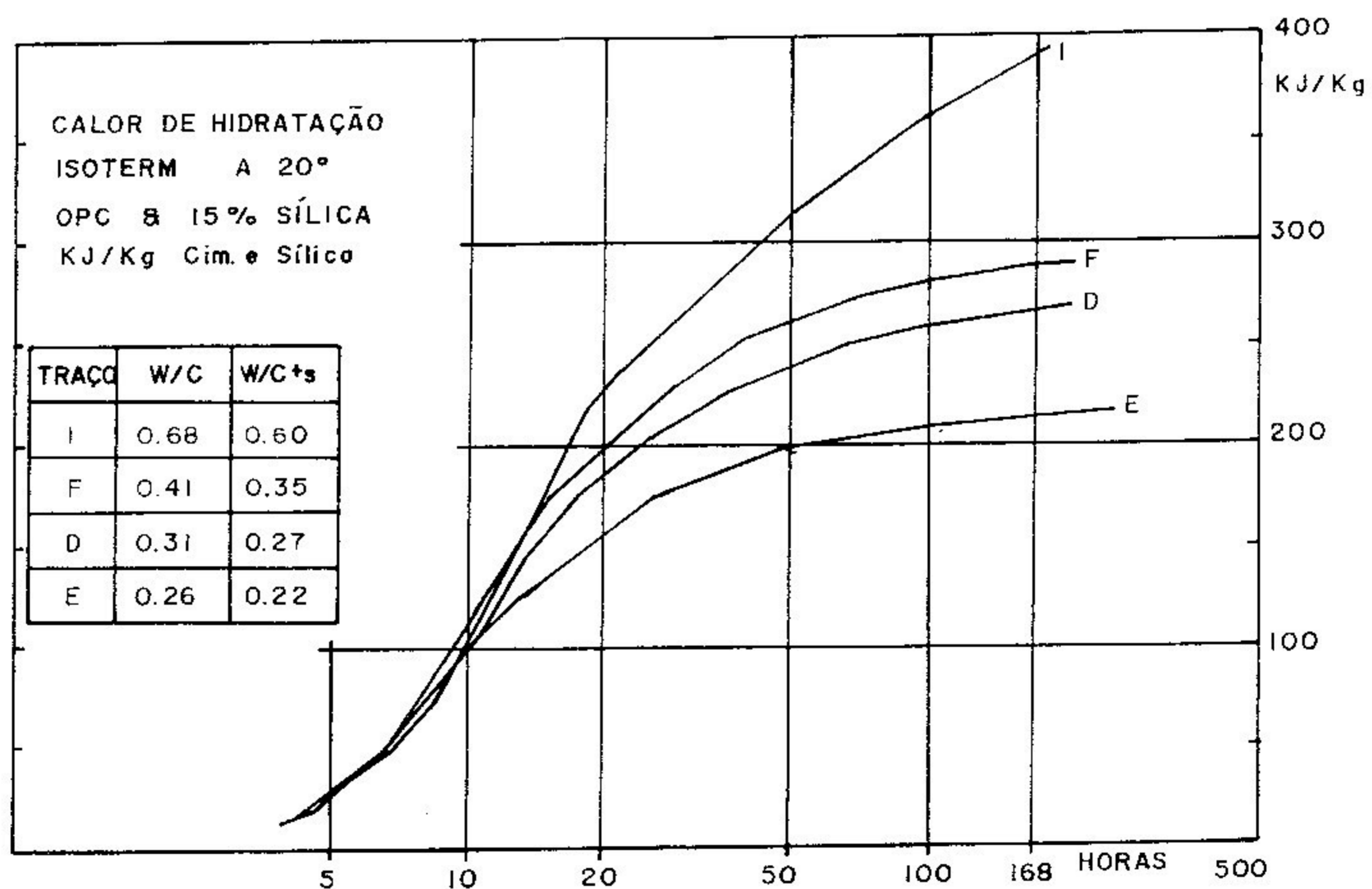
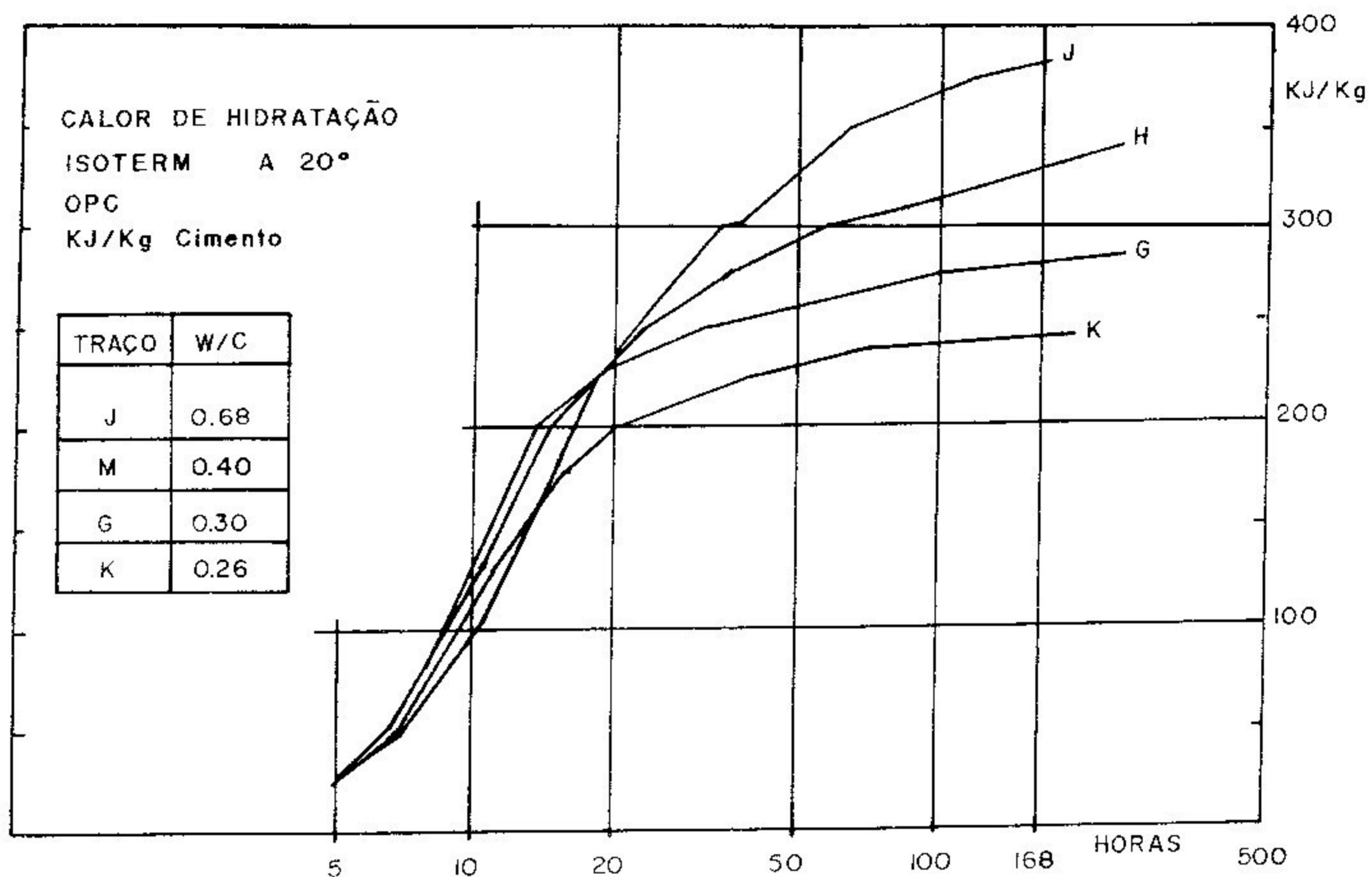


FIGURA 30 - Variação do calor de hidratação com a idade.

FONTE - HELLAND, 1988, p. 14.

3.9 - Ganho de resistência com a idade

O desenvolvimento de resistência a baixas idades com maior rapidez é outra característica dos concretos de alta resistência. Alguns pesquisadores publicaram valores comparativos significativos:

. PARROT [83] chega a taxas de $f_{c_7} / f_{c_{28}}$ de 0,8 a 0,9 em concretos de alta resistência, e 0,7 a 0,75 em concretos normais:

. CARRASQUILLO et al. [20] se utilizam de outra relação ($f_{c_7} / f_{c_{95}}$) que resulta em 0,73 para os concretos de alta resistência, 0,65 para os concretos de resistência média, e 0,60 para os concretos de resistência baixa (ver FIG. 31).

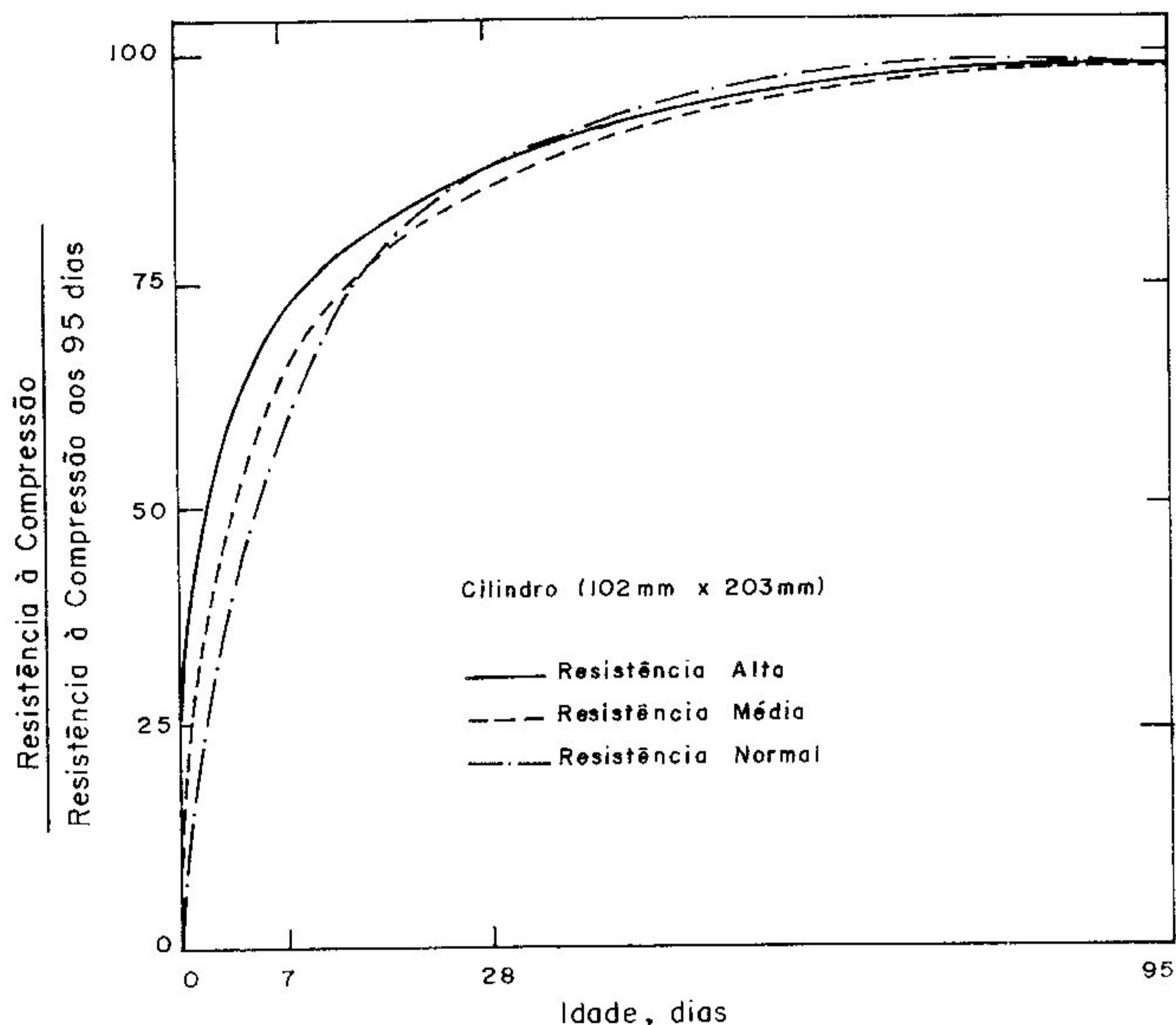


FIGURA 31 - Desenvolvimento da resistência com a idade para concretos sob cura úmida.

Agregados graudos: calcário.

FONTE - CARRASQUILLO et al., 1981, p. 173.

Algumas causas desse comportamento podem ser o aumento da temperatura interna de cura nos cilindros de concreto devido ao alto calor de hidratação em baixas idades, e também a pequena distância entre partículas hidratadas nos concretos de alta resistência devida ao baixo fator a/c [2, p.387].

HELLAND [53] aponta ainda para a alteração da relação entre a água disponível e a área superficial do cimento, elevando a

velocidade de reação. O concreto de alta resistência une ainda as melhores condições para o desenvolvimento da resistência mecânica pela pouca quantidade de água, e pela seleção cuidadosa dos materiais componentes, principalmente o agregado graúdo (procura-se que tenha alta resistência e boas condições de aderência). Desta forma, a taxa relativa de desenvolvimento da resistência deve crescer.

Em contrapartida, os trabalhos de FOURÉ [45] mostram que os concretos de altíssima resistência (ele ensaiou corpos de prova de concreto com $f_c > 80$ MPa) apresentam uma perda de resistência instantânea para idades superiores a 3 ou 4 meses. Essa queda de resistência é frequentemente verificada em concretos conservados em atmosfera seca.

3.10 - Retração

Concretos com diferentes resistências e dosagens possuem diferentes propriedades na retração. O mecanismo básico da retração na pasta de cimento está diretamente relacionado à difusão de capilares e da água adsorvida no conjunto. Este processo de difusão, no entanto, é influenciado pela composição e densidade da pasta de cimento. Sabe-se que quanto menor o fator a/c inicial, menor será a proporção de poros capilares presentes no cimento endurecido [104].

O aumento do fator a/c intensifica a retração na pasta de cimento e acelera o processo de contração volumétrica, que abre espaço para a difusão da água em excesso. No concreto, entretanto, quanto maior o número de capilares e outros

vazios, mais fraca será a matriz e sua capacidade de resistir à deformação. A retração na pasta de cimento será maior ou menor conforme a taxa a/c aumente ou diminua [104].

A dosagem do agregado graúdo atua no sentido de restringir a retração da pasta de cimento, mas o fator influente principal é sempre a taxa a/c [104].

Porém, uma coisa curiosa se verifica: este comportamento bastante lógico só se dá parcialmente nos concretos. SMADI et al. [104] ensaiaram concretos de resistências baixa (21 a 24 MPa), média (35 a 41 MPa) e alta (59 a 69 MPa), e concluem que realmente os concretos de baixa resistência apresentam os maiores valores de retração, como se esperava, mas os concretos de alta resistência têm retração maior do que os concretos de resistência média. Os valores médios de retração para os concretos de resistências baixa, média e alta foram, respectivamente, 365, 200 e 266 $\mu\text{mm/mm}$.

Outros trabalhos, como o de PARROT [82] e o de NGAB et al. [78], confirmam esses resultados, apesar de trabalharem somente com resistências média e alta.

Pode-se dizer que a retração no concreto cai com a diminuição do fator a/c, mas somente até um certo valor deste, abaixo do qual volta a crescer um pouco. Este "pouco" depende do período de drenagem do corpo de prova. O fator a/c limite parece estar entre 0,65 e 0,32 [104]. A FIG. 32 [78] mostra um típico desenvolvimento da retração com o tempo nos concretos de alta resistência.

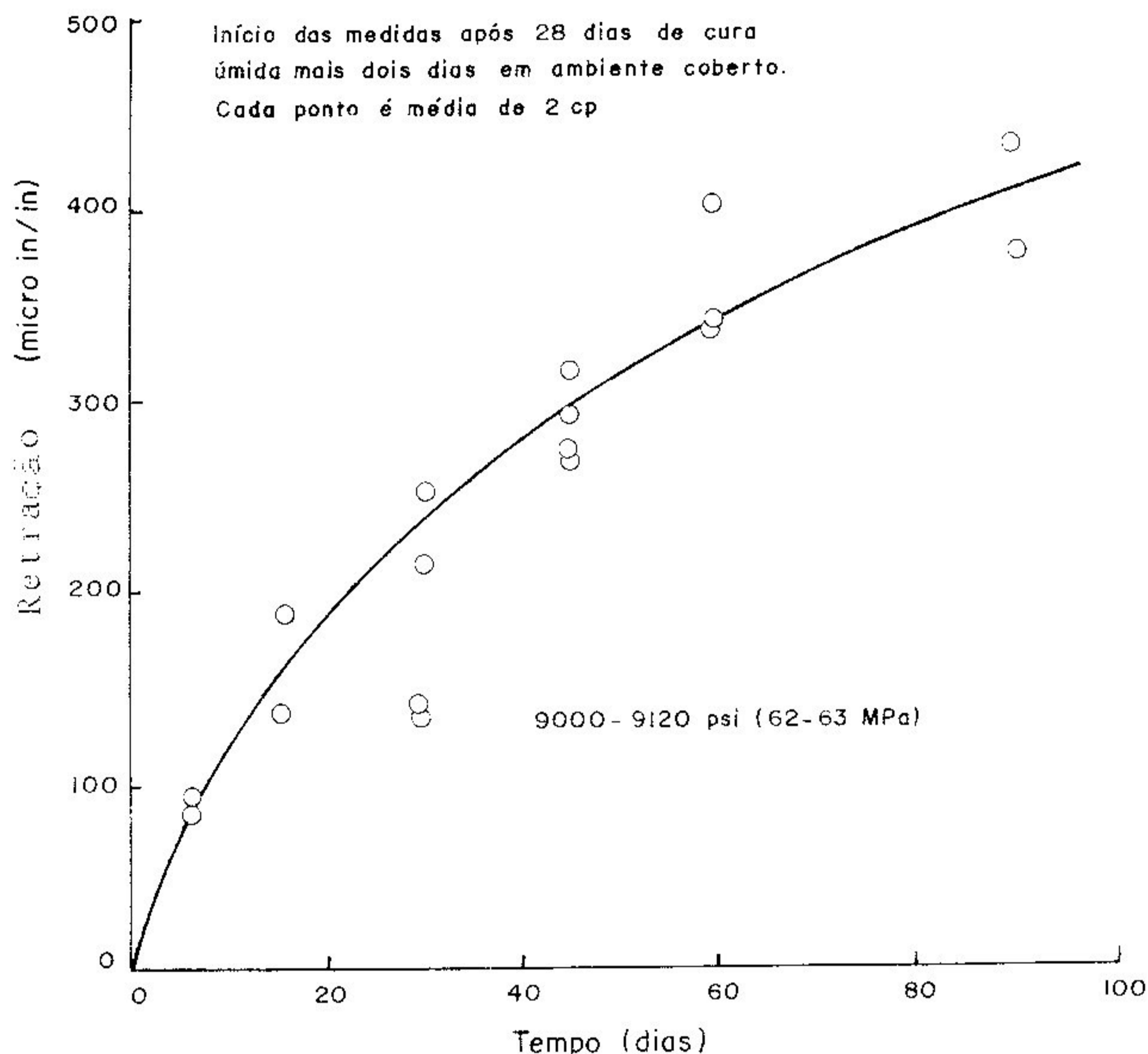


FIGURA 32 - Relação entre a retração e o tempo, para concretos de alta resistência.

FONTE - NGAB et al., 1981, p. 258.

O cálculo da deformação de retração pode ser feito pelo Código Modelo CEB-90 [24], no seu item 2.1.6.4.4., onde também apresentam-se alguns valores de retração para concretos com resistência característica entre 20 e 50 MPa.

3.11 - Deformação lenta (ou fluência)

A deformação lenta nos concretos de alta resistência apresenta-se significativamente menor, e as causas deste

comportamento são muito variadas, o que torna difícil explicá-lo, podendo-se citar algumas [12]:

- . melhor qualidade da argamassa nos concretos de alta resistência:

- . agregado mais selecionado;

- . reduzida ou quase nula microfissuração;

- . influência dos aditivos;

- . baixo fator a/c e, portanto, menor quantidade de água intersticial;

- . estrutura mais densa, com menos poros capilares e vazios.

Descreve-se abaixo alguns parâmetros que aparecem na literatura:

a) Deformação Lenta Básica (*Basic Creep*): deformação que é causada pela tensão de longa duração, mas sem troca de água com o ambiente:

b) Deformação Lenta com Drenagem (*Drying Creep*): deformação adicional causada pela tensão de longa duração, com drenagem da peça (isto é, permite-se que o corpo de prova troque água com o ambiente).

c) Coeficiente de Deformação Lenta (*Creep Coefficient*): deformação devida à deformação lenta dividida pela deformação inicial elástica (C_c);

d) Deformação Lenta Específica (*Specific Creep*): deformação lenta por tensão unitária (d_c).

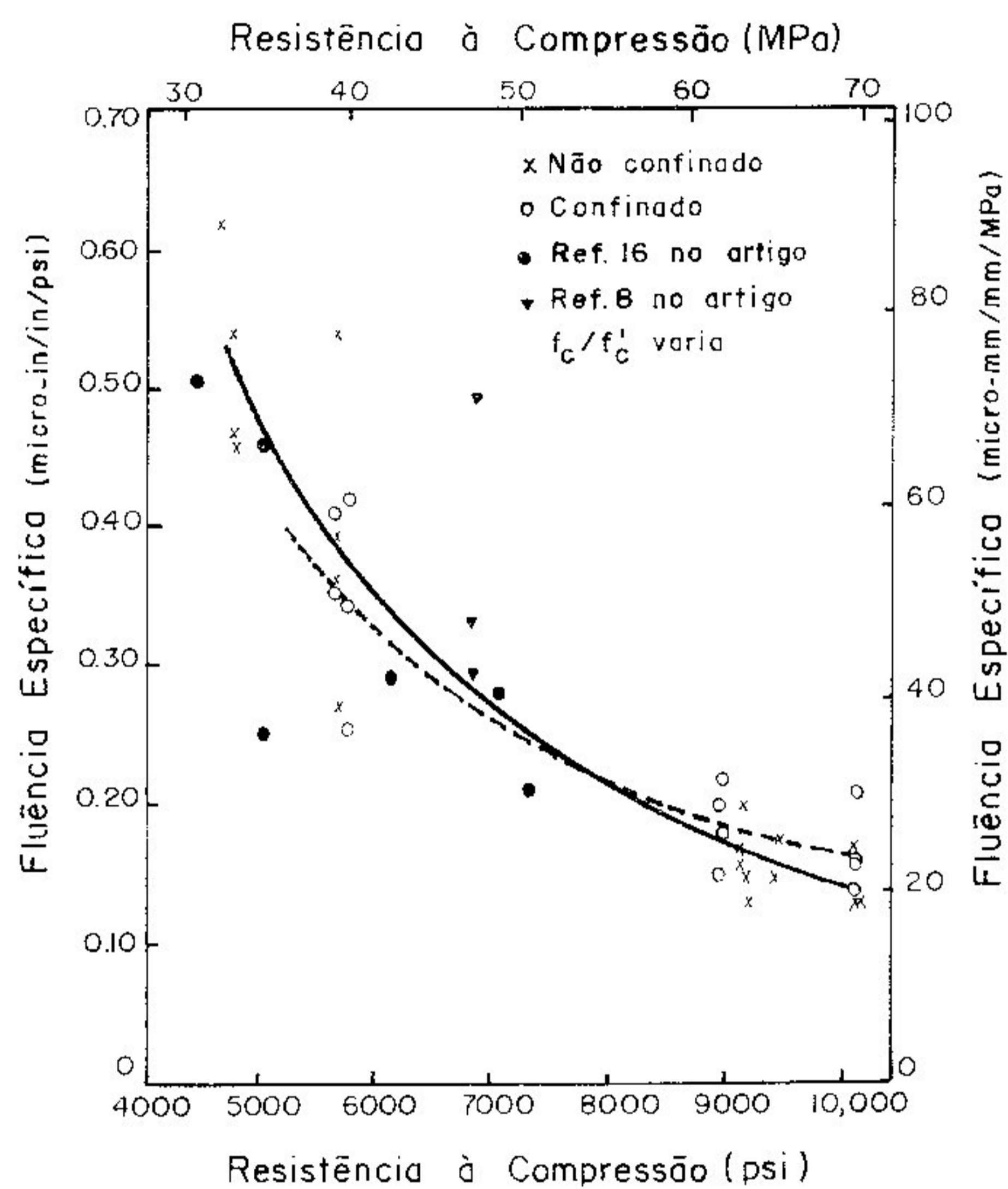
Essas duas variáveis relacionam-se através do módulo de elasticidade:

$$C_c = E_c \cdot d_c \quad (11)$$

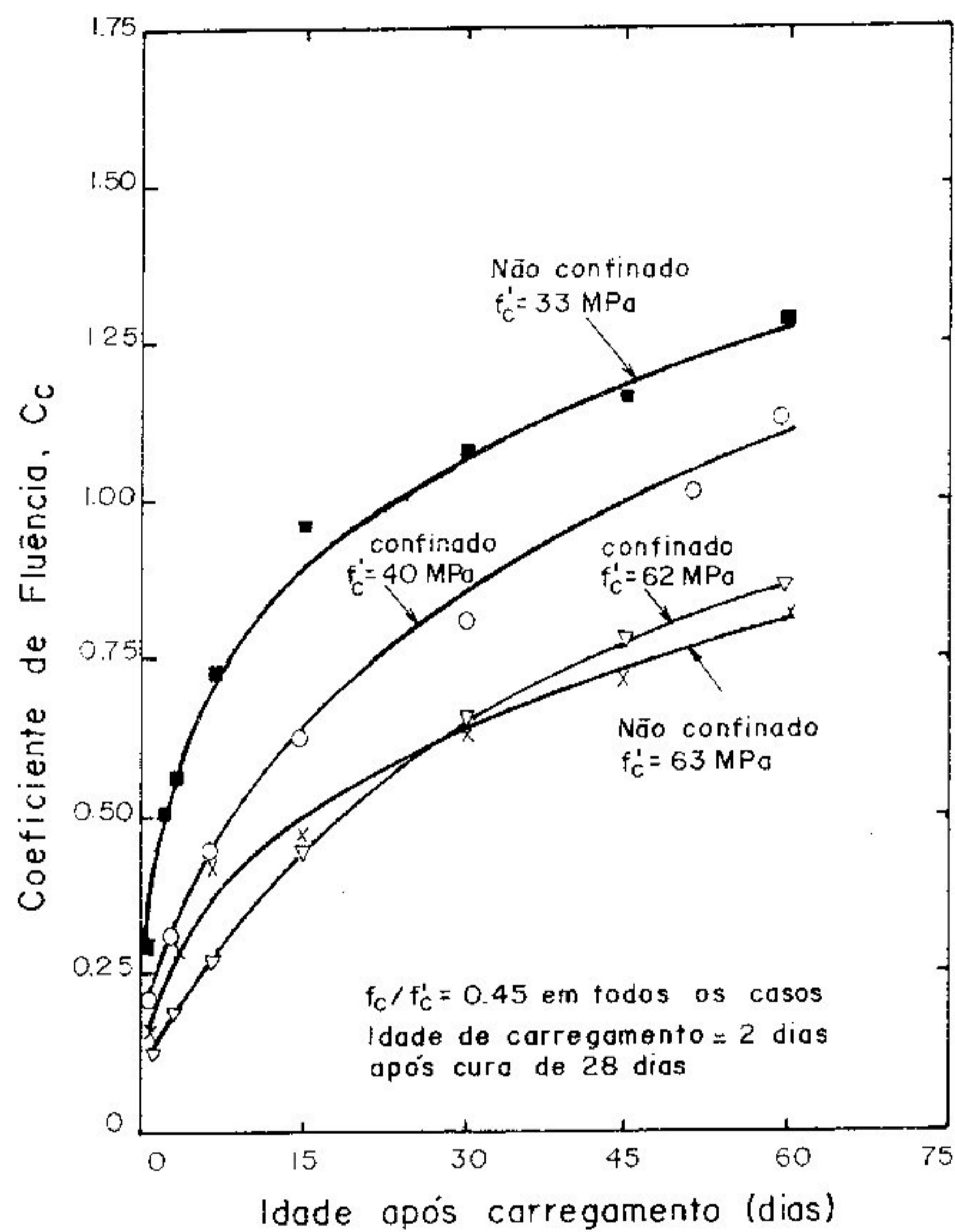
Alguns resultados interessantes foram conseguidos por NGAB et al. [78]:

a) o coeficiente de deformação lenta e a deformação lenta específica são menores nos concretos com maior resistência à compressão, e este comportamento se acentua nos ensaios com corpos de prova não selados (onde permite-se a drenagem). Como mostra a FIG. 33a, os concretos de alta resistência possuem deformação lenta específica de 20 a 25% do valor da mesma para os concretos de resistência baixa, sob condições de drenagem. Nos corpos de prova onde não permite-se a drenagem, esta percentagem é de 30 a 35%. Já pela FIG. 33b o coeficiente de deformação lenta é por volta de 25 a 50% baixa, sob condições de drenagem; quando não se permite a drenagem esta percentagem fica entre 10 e 25% :

b) a relação tensão-deformação lenta (FIG. 34) para os concretos de alta resistência é linear até aproximadamente $0.70 \cdot f_c$, valor significativamente maior do que nos concretos normais, onde esta linearidade é observada até $0.45 \cdot f_c$;



(a)



(b)

FIGURA 33 - Deformação lentas nos concretos de resistencias media e alta. (a) Deformação lenta especifica: (b) coeficiente de deformação lenta.

FONTE - NGAB et al., 1981, p. 257.

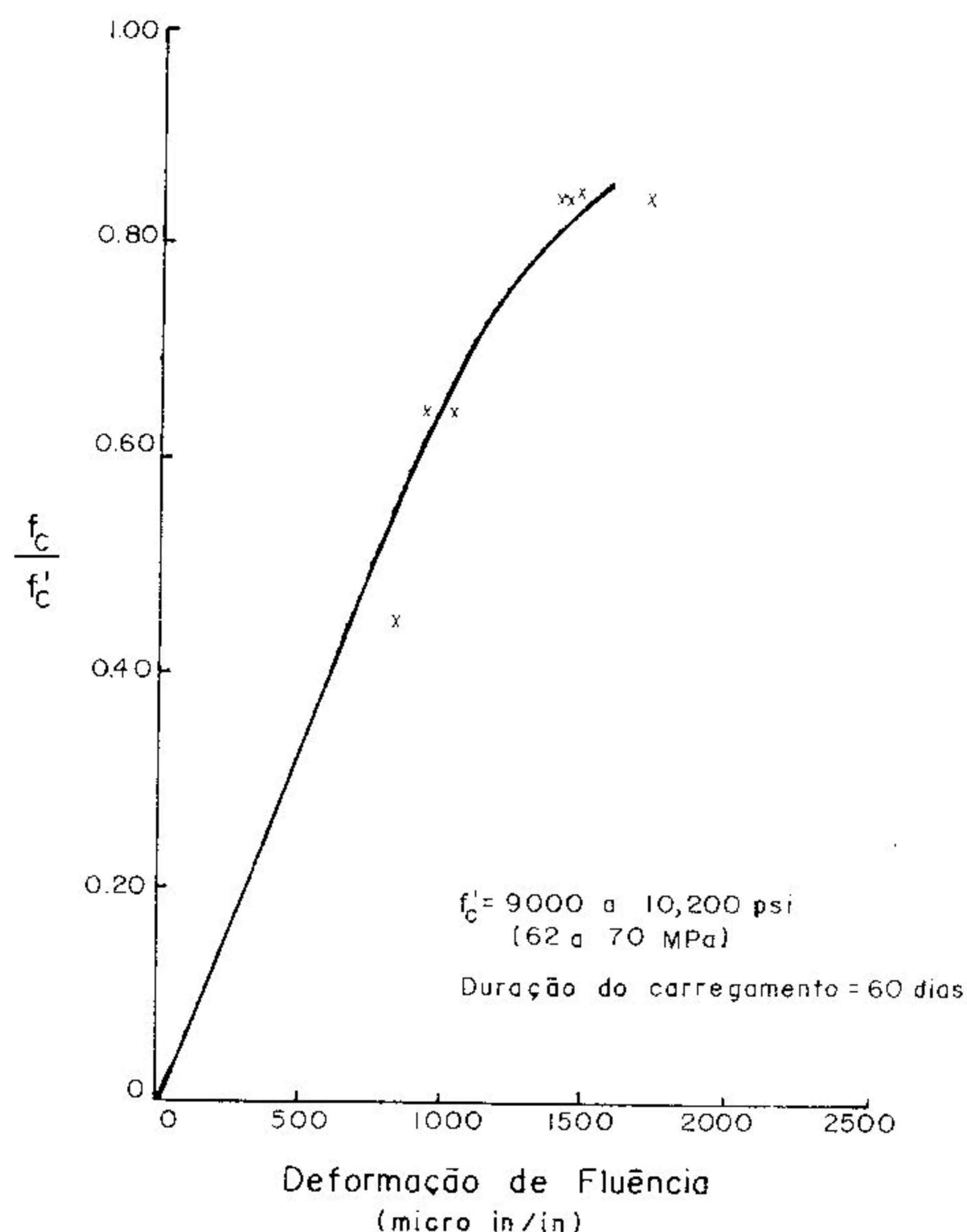


FIGURA 34 - Relação tensão-deformação lenta para os concretos de alta resistência.

FONTE - NGAB et al., 1981, p. 257.

c) considerando somente a parte da deformação lenta dissociada da microfissuração, os parâmetros mais importantes que a afetam são a resistência à compressão e o volume de água no sistema, antes e enquanto a peça está sob carga.

A deformação lenta associada ao movimento umido (movimento da água adsorvida e nos capilares, e evaporação da água para o meio externo) na massa de concreto dependerá do volume relativo de poros e vazios no gel de cimento, e da quantidade de água ocupando estes poros na época do carregamento [104]. Portanto, quanto maior o fator a/c, maior será a porosidade capilar na pasta de cimento e a água contida nestes poros,

resultando em uma maior deformação lenta final. Mas, algo diferente ocorre nas baixas idades. No processo de movimentação úmida a água nos poros capilares move-se primeiro, e então é seguida pela água adsorvida. Para os concretos com baixo fator a/c, portanto, a movimentação úmida ocasiona a formação de microfissuras relativamente cedo que, por sua vez, induzem a uma alta deformação lenta nas primeiras idades. Os concretos de alta resistência devem apresentar deformação lenta maior a baixa idade, e deformação lenta final menor, conforme a FIG. 35.

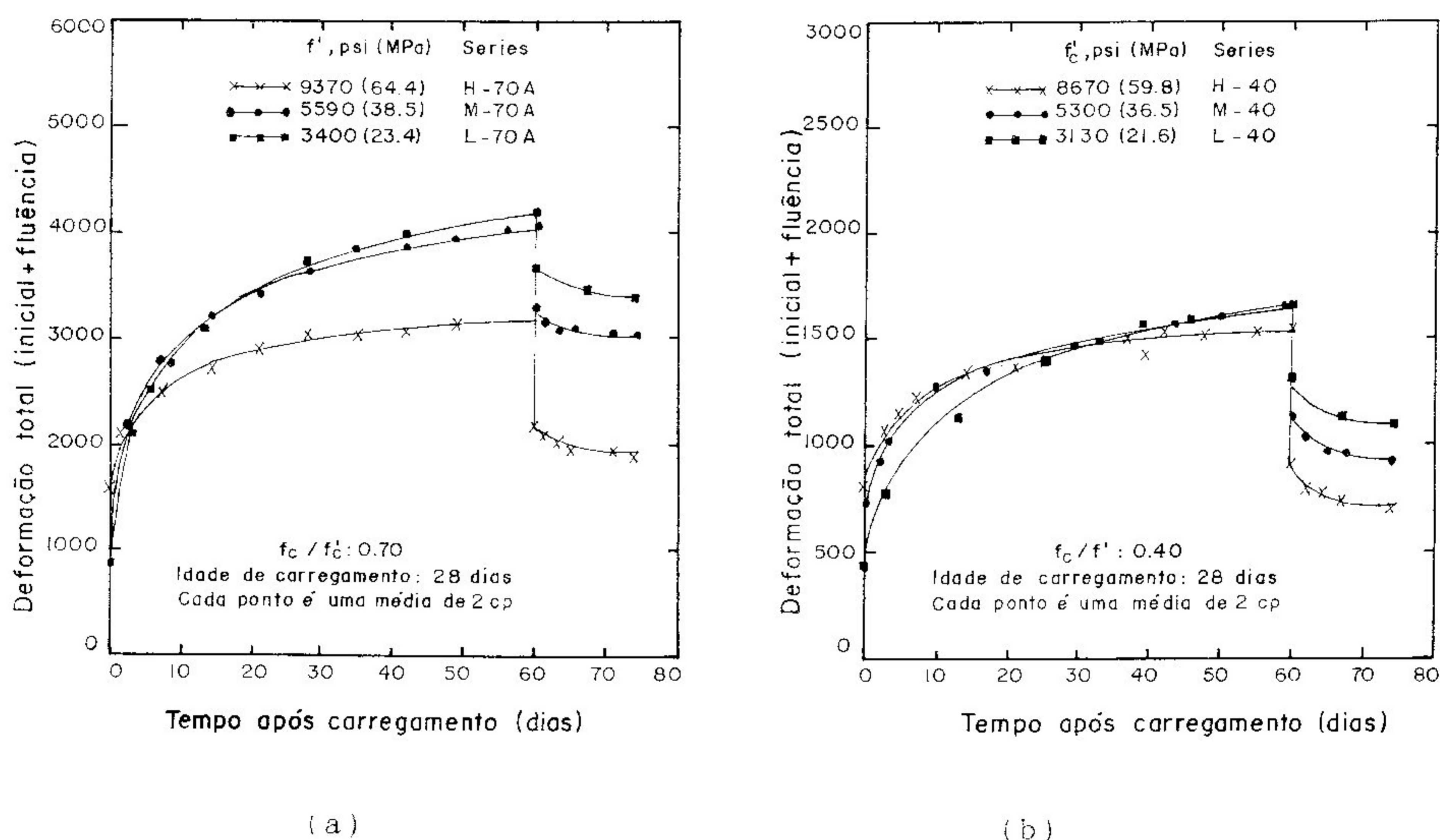


FIGURA 35 - Fluência nos concretos de resistências baixa, média e alta. (a) carga permanente a 70% da carga de ruptura; (b) carga permanente a 40% da carga de ruptura.

Alem do fator a/c, outras variaveis contribuem para a deformação lenta do concreto. Ainda seguindo a linha do trabalho de SMADI, et al. [104, p.232], para tensões acima das tensões normais de trabalho⁴ as microfissuras passam a dar grande contribuição para a deformação lenta, ja que facilitam a movimentação da água. Este efeito é menor nos concretos de alta resistencia. O agregado graúdo participa ativamente de todo este processo: a presença dele proporciona um impedimento ao desenvolvimento da deformação lenta — e os concretos de alta resistência possuem menor quantidade de agregado graúdo no traço do que os concretos normais —, mas, por outro lado, criam pontos passíveis de microfissuração. O somatório de todos esses efeitos resulta em uma baixa deformação lenta para os concretos de alta resistência. Falta ressaltar que essas razões não valem para níveis de tensão abaixo das tensões de trabalho, onde a microfissuração deixa de ser importante para a fluência.

Os aditivos também influem no desenvolvimento da deformação lenta. ALEXANDER et al. [8], utilizando superplastificante e fator a/c de 0,30, registraram um aumento de 10% na deformação lenta desde o primeiro dia ao vigésimo mês da aplicação da carga.

Finalmente, o concreto de alta resistência quando carregado apresenta maior deformação inicial e, também, maior poder de recuperação desta deformação, justamente devido a baixa microfissuração. A fluência reversível não é tanto afetada

⁴ As tensões de trabalho nos concretos normais estão por volta de 0,40.f_c, e em torno de 0,65.f_c para as altas resistências.

pela resistência do concreto quanto pelo nível de tensão aplicada: será levemente maior para os níveis de tensão mais altos [103].

O item 2.1.6.4.3. do Código Modelo CEB-90 [24] indica uma maneira de se fazer o cálculo da deformação lenta que também pode ser aplicada aos concretos de alta resistência. O próprio Código Modelo mostra alguns valores de deformação lenta para concretos com resistência característica entre 20 e 50 MPa.

3.12 - A microestrutura nos concretos de alta resistência

Como já foi dito anteriormente, a resistência do concreto sofre a influência de três fatores básicos, que são:

- a) a resistência mecânica dos componentes individuais (pasta e agregados);
- b) a resistência da aderência entre os componentes;
- c) a descontinuidade do concreto.

A microestrutura reflete a influência de cada um desses fatores, e explica alguns cuidados que devem ser tomados para se melhorar o comportamento mecânico do concreto.

Abordando o tema de forma resumida pode-se dizer, repetindo idéias anteriores, que a resistência à compressão de um concreto está mais diretamente relacionada à quantidade de água e às características do agregado graúdo (natureza petrográfica, dimensão máxima e preparação para o uso).

AITCIN [6] realizou ensaios enfocando especificamente a influência destes componentes sobre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto, e pode-se resumir as suas conclusões nas seguintes proposições:

a) quando se reduz drasticamente a quantidade de água de amassamento (fator a/c = 0,22) cria-se uma matriz de silicatos hidratados muito densa, com a ligação pasta e agregado muito íntima. A FIG. 36 a comparação entre a micro-estrutura de dois concretos que foram feitos com praticamente a mesma dosagem, variando apenas o fator a/c, como indicado na Tab. 7:

TABELA 7

Dosagens e resistências dos concretos A e C [6]

		A	C
kg/m ³	CIMENTO TIPO I/II ASTM	513	520
	MICROSSILICA	43	38
	AGREGADO GRAUDO	1080	1120
	AGREGADO FINO M. f. = 3,3	685	250
l/m ³	AGUA	120	252
	FLUIDIFICANTE	16	---
	FATOR a/c	0,22	0,45
mm	SLUMP	200	200
MPa 100x200mm	f _c (28 dias)	119,4	41,6
GPa 150x300mm	E _c (28 dias)	53,1	26,7

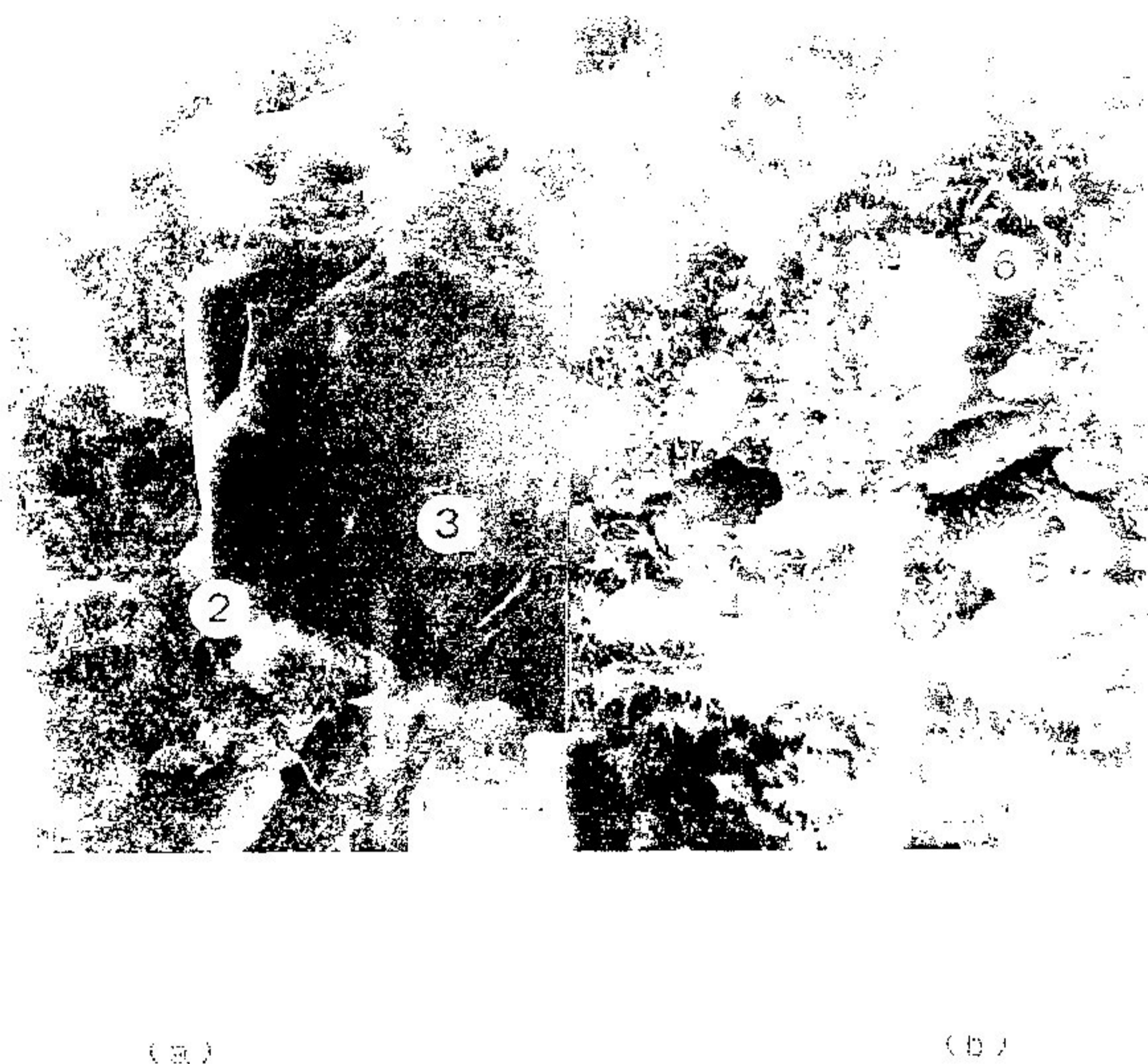


FIGURA 36 - Diferenças nas microestruturas dos concretos A e C.

(a) Concreto de alta resistencia

1 - cristais CSH de aspecto denso

2 e 3 - ligação pasta-agregado mais íntima

(b) Concreto comum

4 - cristais CSH fibrosos

5 - grossos cristais de portlandita

6 - vazios

FONTE - AÏTCIN, 1989, p. 158.

b) Este aumento de densidade da pasta de cimento hidratado e a sua íntima ligação com o agregado, fazem com que exista uma transferência de carga na interface, numa grande interação cimento/agregado. Na realidade, o concreto de alta resistência se comporta como material composto, onde os agregados participam ativamente das suas propriedades mecânicas.

c) A mineralogia do agregado graúdo influencia o comportamento mecânico do concreto na medida em que dificulta a ligação com a argamassa. Duas dosagens idênticas, variando-se apenas o tipo de agregado (diabase ou granito alterado), resultaram em uma perda de resistência da ordem de 15% quando se utilizou o granito alterado [6, p. 161].

d) Outro fator importante é a dimensão máxima do agregado. Os concretos com agregados de ϕ_{max} igual a 10mm apresentaram ruptura com fratura dos grãos, enquanto que nos concretos com agregados de ϕ_{max} de 20mm a ruptura se deu com descolamento dos grãos da pasta de cimento. Os agregados de tamanho menor apresentam melhores propriedades físicas (menor possibilidade de fissuração interna, p. ex.) e aumentam a resistência ao cisalhamento na interface com a pasta de cimento.

e) O tipo de preparação do agregado tem também a sua influência sobre a resistência. Quanto mais "manuseado" mecanicamente for o agregado (britagem, dinamitagem, etc...), menor a resistência final do concreto em que ele for empregado.

Há algumas considerações interessantes com relação a estrutura da pasta de cimento nas imediações da interface pasta/agregado, feitas por BUCHER⁵ e recolhidas no trabalho de RODRIGUES FILHO e SANTOS [94]:

- . "diretamente em contato com a rocha há uma camada com espessura de 2 a 3 microns, bastante compacta e composta essencialmente de hidróxido de cálcio. Esta camada já está completamente fechada na idade de aproximadamente 12 horas;
- . imediatamente depois da camada de contato existe uma zona, com espessura variável entre 5 e 15 microns; esta camada possui uma estrutura fina, preponderantemente filigranosa, constituída por fibras de silicato de cálcio hidratado (fase CSH) e placas hexagonais de hidróxido de cálcio. Existem poucas ligações entre estes cristais de CSH e a camada de contato: e.
- . a partir da metade da camada intermediária a estrutura começa a mudar gradativamente até apresentar a mesma estrutura grossa do resto da massa da pasta. De maneira esparsa existem cristais de hidróxido de cálcio em forma de cristais hexagonais que atravessam desde a massa interna até a superfície do agregado."

⁵ BUCHER, H. R. E., Concretos de alta resistência. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Reunião técnica do SOB 602, 1; Dormentes de concreto. Campinas, 1981.

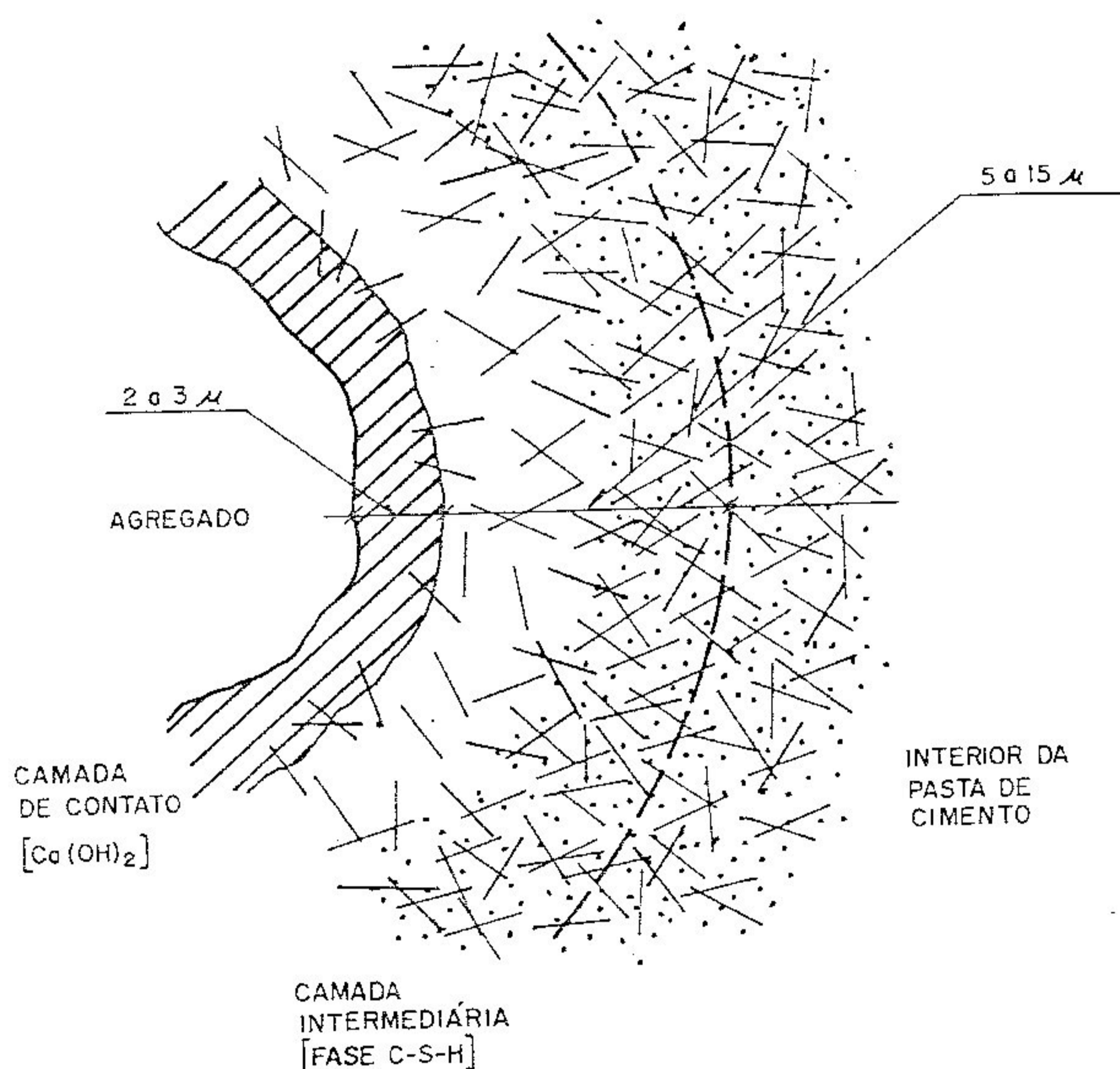


FIGURA 37 - Estrutura da interface pasta-agregado.

Quando se abaixa o fator água/cimento se diminui em parte a espessura da camada de contato. Esta camada de hidróxido de cálcio forma-se pela existência de uma película de água entre os grãos de cimento e a superfície do agregado, quando o concreto está no estado plástico. Neste caso, portanto, obre-se um espaço para se desenvolver desimpedidamente os pequeníssimos cristais de Ca(OH)_2 de baixa resistência mecânica e que separam a rocha dos grãos de cimento.

CAPÍTULO 4 - MISTURA, DOSAGEM, TRANSPORTE, LANÇAMENTO, CURA E CONTROLE DE QUALIDADE

As propriedades mecânicas e reológicas que se deseja obter de um dado concreto não dependem somente das características individuais dos materiais que o compõem. O tratamento dos materiais componentes do traço e o manuseio do concreto fresco também são muito importantes, como se descreve abaixo.

Este capítulo está dividido em itens que procuram respeitar uma sequência prática: mistura, dosagem, transporte, lançamento, cura e controle de qualidade.

4.1 - Mistura

Os procedimentos anteriores à mistura (controle dos materiais, manuseio e estocagem dos mesmos), não diferem nos concretos de alta resistência com relação aos concretos de baixa resistência. É necessário conhecer bem os materiais que serão utilizados, através de amostragens bem feitas de cada um deles. Deve-se tomar cuidado com a estocagem dos agregados, de forma que seja a apropriada, controlando a uniformidade da umidade incorporada. Os critérios gerais da norma brasileira NBR - 6118, no seu item 3.1, garantem os requisitos mínimos para aprovação dos materiais para a aplicação [13].

Com relação a pesagem dos materiais, o ACI Comitê 363 [2] diz que pode ser feita de maneira manual, semi-automática ou automática, desde que se garanta a precisão das medidas.

Excessões são feitas aos cimentos, às pozolanas e a água, que devem ser sempre pesados com equipamento automático. Recomenda-se também a cuidadosa determinação da umidade incorporada aos agregados finos, para que se obtenha o fator a/c adequado. Em climas quentes o ACI Comitê indica o resfriamento da água (se possível em gelo), devido ao alto consumo de cimento.

A mistura deve ser feita de maneira que seja garantida a uniformidade da mesma. As centrais de dosagem conseguem esta uniformidade através do carregamento simultâneo dos agregados, do cimento e da água. Quando a mistura é feita em caminhões-betoneira alguns itens merecem especial cuidado, como diz o ACI Comitê 363 [2, p. 377]:

- . fazer a dosagem por partes, atrasando a hidratação do cimento, quando são feitas viagens longas;
- . pode-se parar o processo de mistura, antes da adição do cimento, carregando o caminhão-betoneira apenas com o agregado e 3/4 da água, e completando a mistura só quando se chega ao local da obra.

BLOEM⁶, citado por MATHER [70], estudou os efeitos da forma de mistura sobre a resistência dos concretos. Ele chama a atenção para a mistura em separado dos componentes ("Slurry mixing"): prévia preparação da mistura cimento e água, e posterior

⁶BLOEM, D. L., High-Energy Mixing, TECHNICAL INFORMATION LETTER
 N^o 169, National Ready Mixed Concrete Association, pp. 3-8,
 Aug. 17, 1961.

adição dos agregados. Este procedimento traz alguns benefícios decorrentes, em princípio, da melhor hidratação do cimento: pequeno aumento na fluidez, redução no nível de ar incorporado ($\pm 0.5\%$), e um aumento de 13% na resistência à compressão.

Os aditivos redutores de água são mais eficazes quando introduzidos no final do ciclo de mistura, quando todos os outros componentes já foram dosados.

4.2 - Dosagem

A dosagem dos concretos de alta resistência segue os critérios gerais descritos no Cap. 2, para cada um dos componentes. Esta dosagem pode ser feita com eficácia por qualquer processo comum de mistura: betoneiras de eixo horizontal ou vertical e mistura em espiral [2].

Pelas suas próprias características, as misturas para os concretos de alta resistência tendem a ser mais secas, grossas, menos trabalháveis e menos plásticas que aquelas para os concretos de baixa resistência (usuais). Conseqüentemente, a dosagem, o lançamento e o adensamento devem ser modificados para esses tipos de concreto.

NEVILLE [76]. recolhendo os resultados dos trabalhos de ERNTROY e SHACKLOCK⁷, apresenta um método de determinação das quantidades dos componentes para os concretos de alta resistência baseado em abacos e tabelas empíricas. Este método será descrito aqui em maior detalhe pois será utilizado posteriormente na parte experimental deste trabalho.

Os abacos estão divididos por tipo de agregado graúdo (granito britado ou cascalho) e por tipo de cimento (Portland comum ou ARI), e relacionam a resistência à compressão com um arbitrário "Número de Referência". Estão reproduzidas nas Fig. 38 a 41. Através das Figuras 42 e 43 obtêm-se o fator a/c relacionado com o "Número de Referência", para o grau de trabalhabilidade que se deseja, variando com o ϕ_{max} do agregado.

Finalmente, com o fator água/cimento, o tipo e o tamanho do agregado, e o nível de trabalhabilidade desejado, utilizando-se as Tab. 8 e 9 obtêm-se o fator agregado/cimento em peso.

⁷ ERNTROY, H. C.; e SHACKLOCK, B. W., Design of High-strength concrete mixes, PROC. OF A SYMPOSIUM ON MIX DESIGN AND QUALITY CONTROL OF CONCRETE, pp. 55-65 (London, Cement and Concrete Assoc., May 1954).

Com todos os fatores determinados, a Eq. [12] relaciona os componentes de forma a se obter 1m^3 de concreto:

$$\frac{W}{100} + \frac{C}{1000\rho_c} + \frac{A_1}{1000\rho_1} + \frac{A_2}{1000\rho_2} = 1 \quad (12)$$

onde: W = água

C = cimento

A₁ = agregado fino

A₂ = agregado graúdo

ρ_c, ρ_1, ρ_2 = peso específico do cimento e dos agregados, respectivamente

A proporção entre os agregados fino e graúdo pode ser obtida, logicamente, de acordo com a granulometria que se deseja dar à composição entre eles.

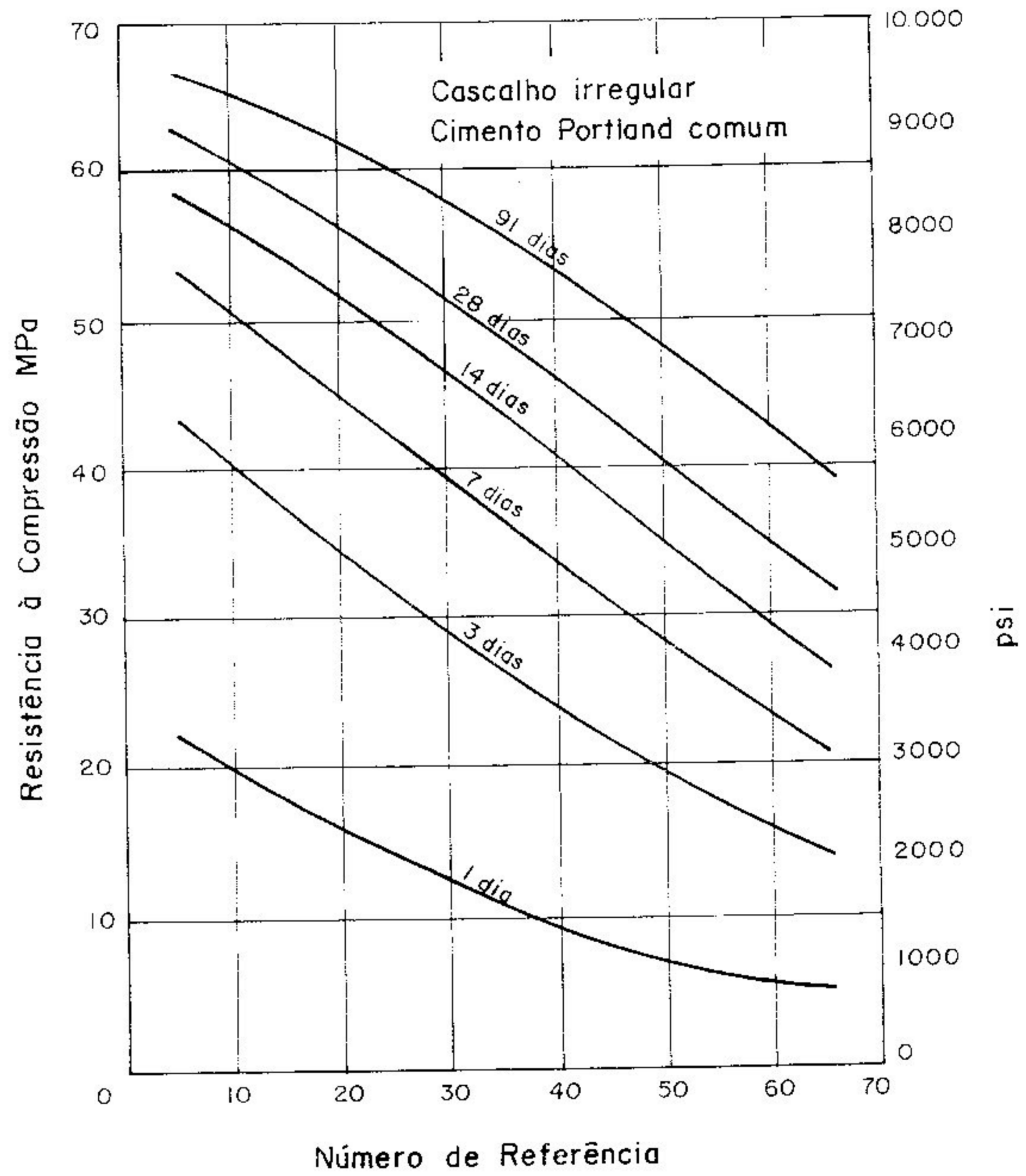


FIGURA 38 - Relação entre resistência a compressão (cp. cúbicos de 102mm) e "número de referencia" para dosagens contendo cascalho irregular, areia natural e cimento Portland comum.

FONTE - NEVILLE, 1981, p. 686.

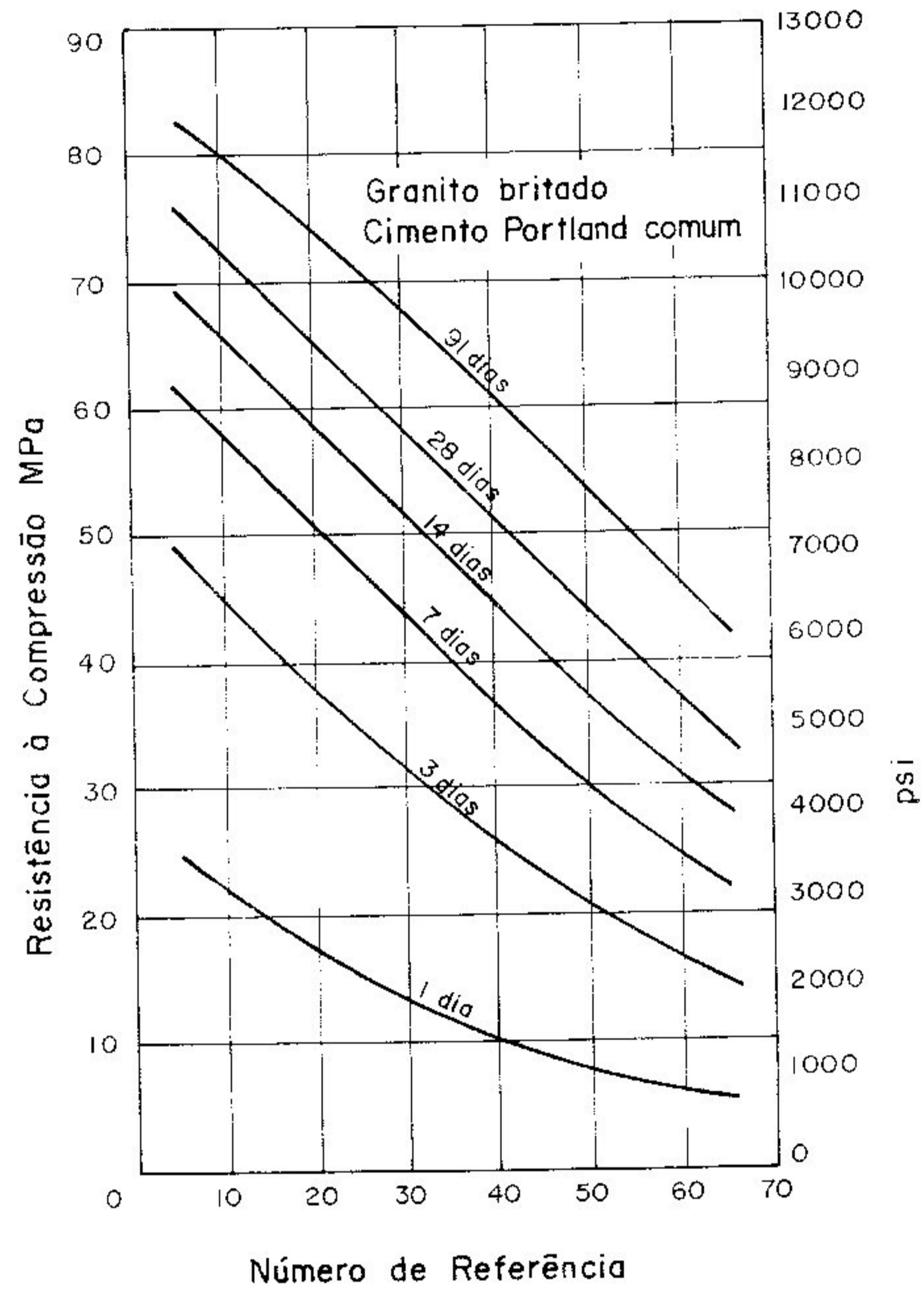


FIGURA 39 - Relação entre resistência à compressão e "número de referência" para dosagens contendo granito britado, areia natural e cimento Portland comum.

FONTE - NEVILLE, 1981, p. 687.

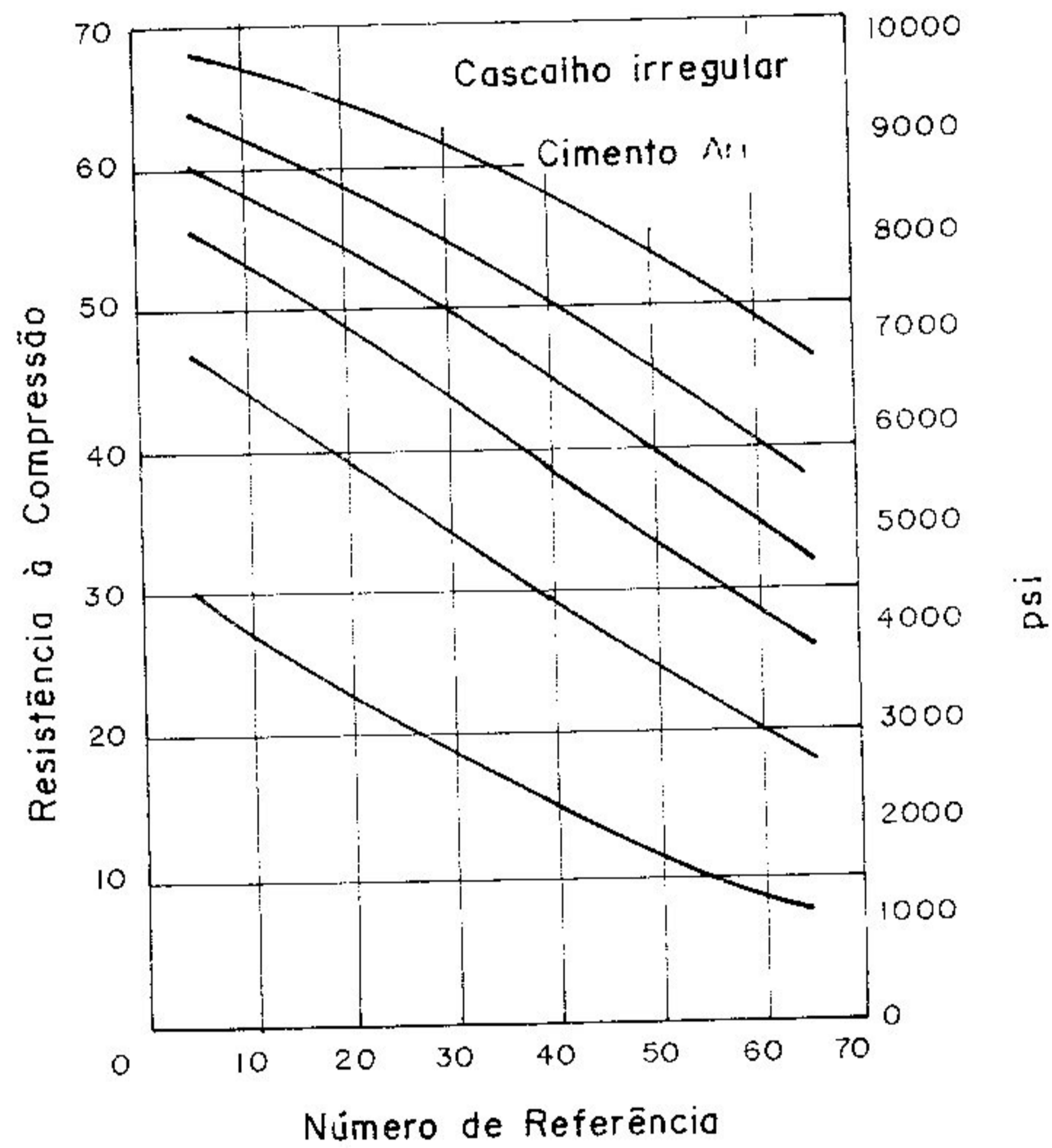


FIGURA 40 - Relação entre resistência à compressão e "número de referencia" para dosagens contendo cascalho irregular, areia natural e cimento ARI.

FONTE - NEVILLE, 1981, 690.

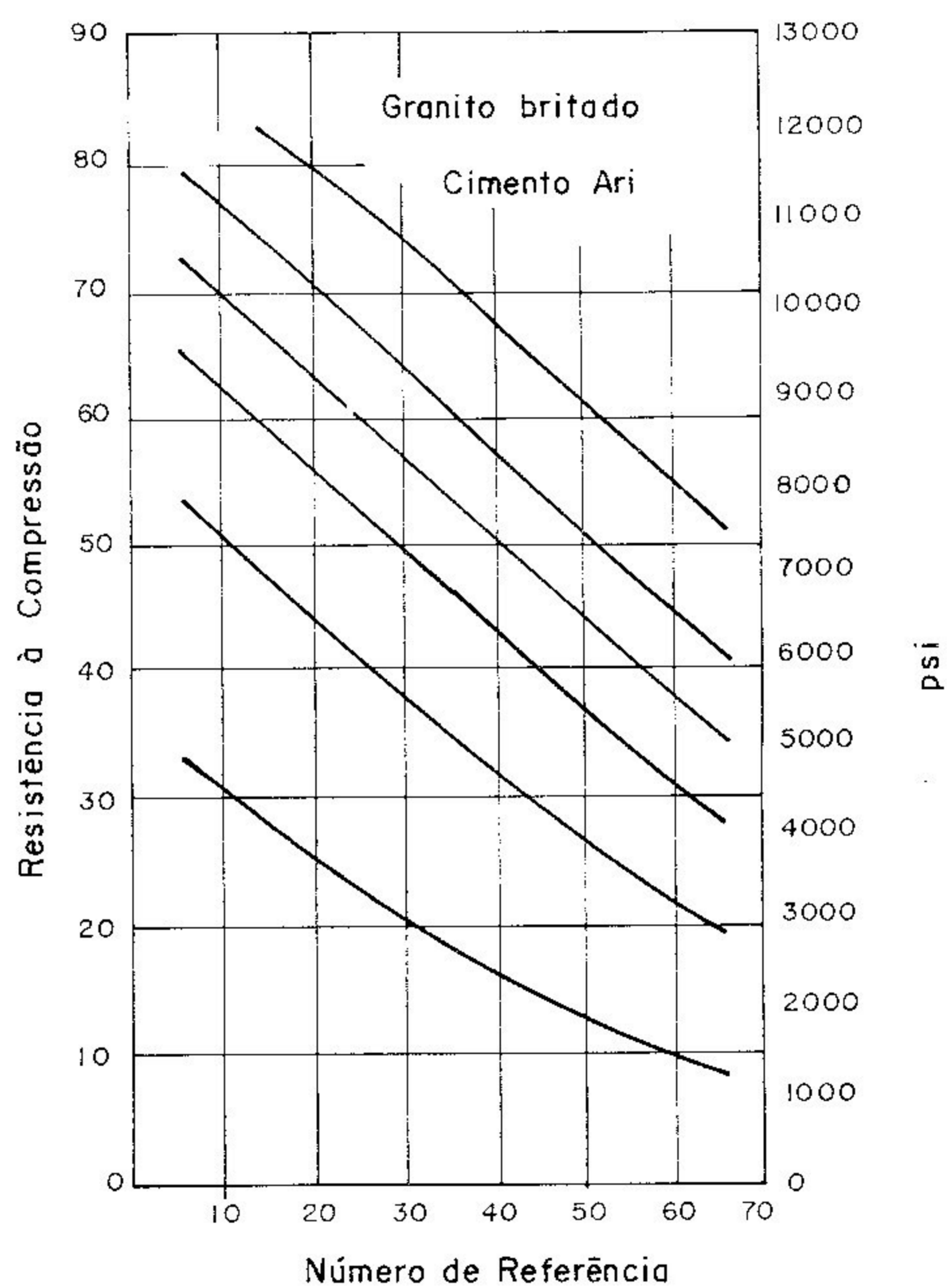


FIGURA 41 - Relação entre resistência à compressão e "numero de referência" para dosagens contendo granito britado, areia natural e cimento ARI.

FONTE - NEVILLE, 1981. 691.

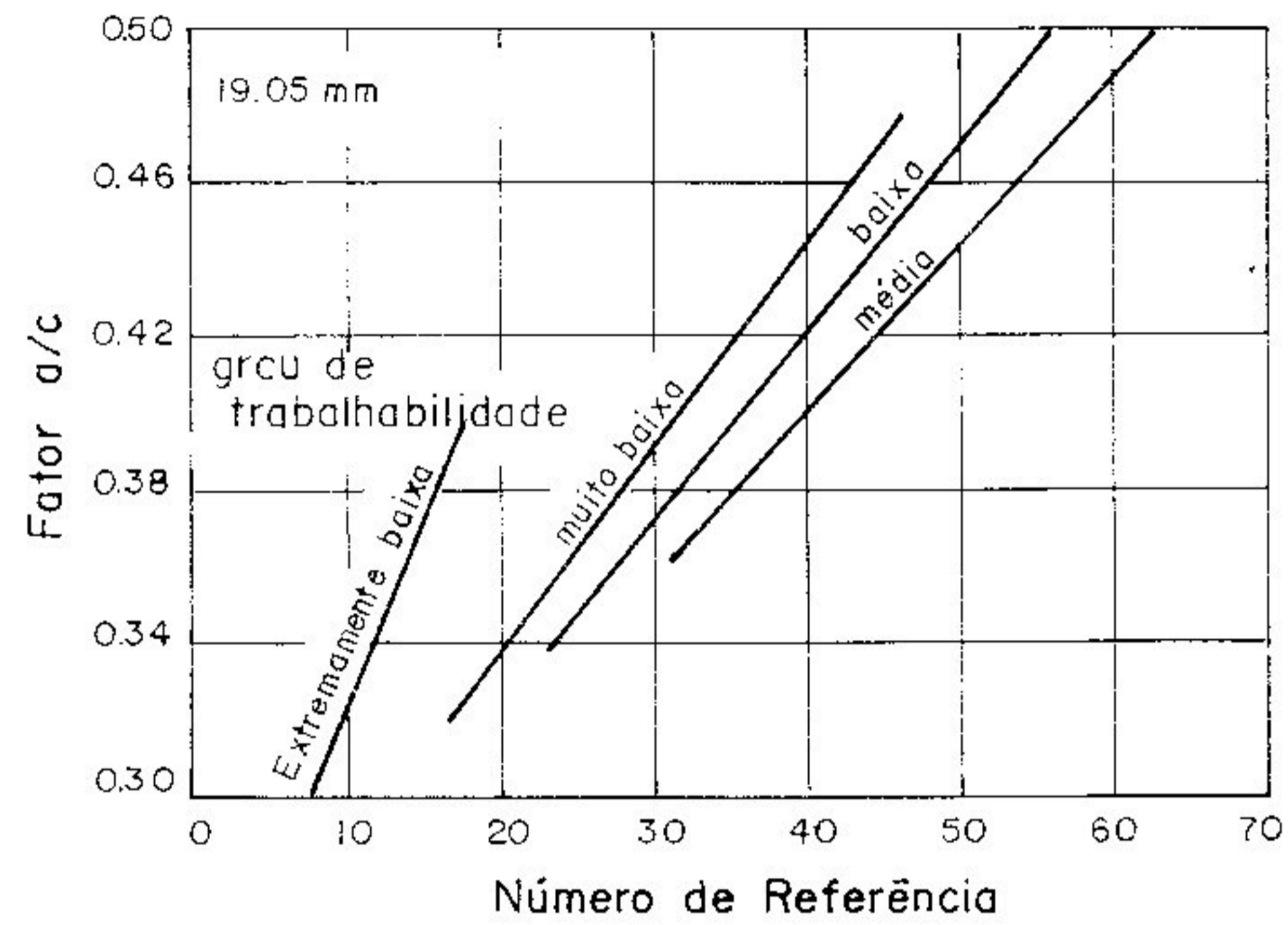


FIGURA 42 - Relação entre fator a/c e "numero de referência" para agregados de $\phi_{max} = 19,05\text{mm}$.

FONTE - NEVILLE, 1981, p. 692.

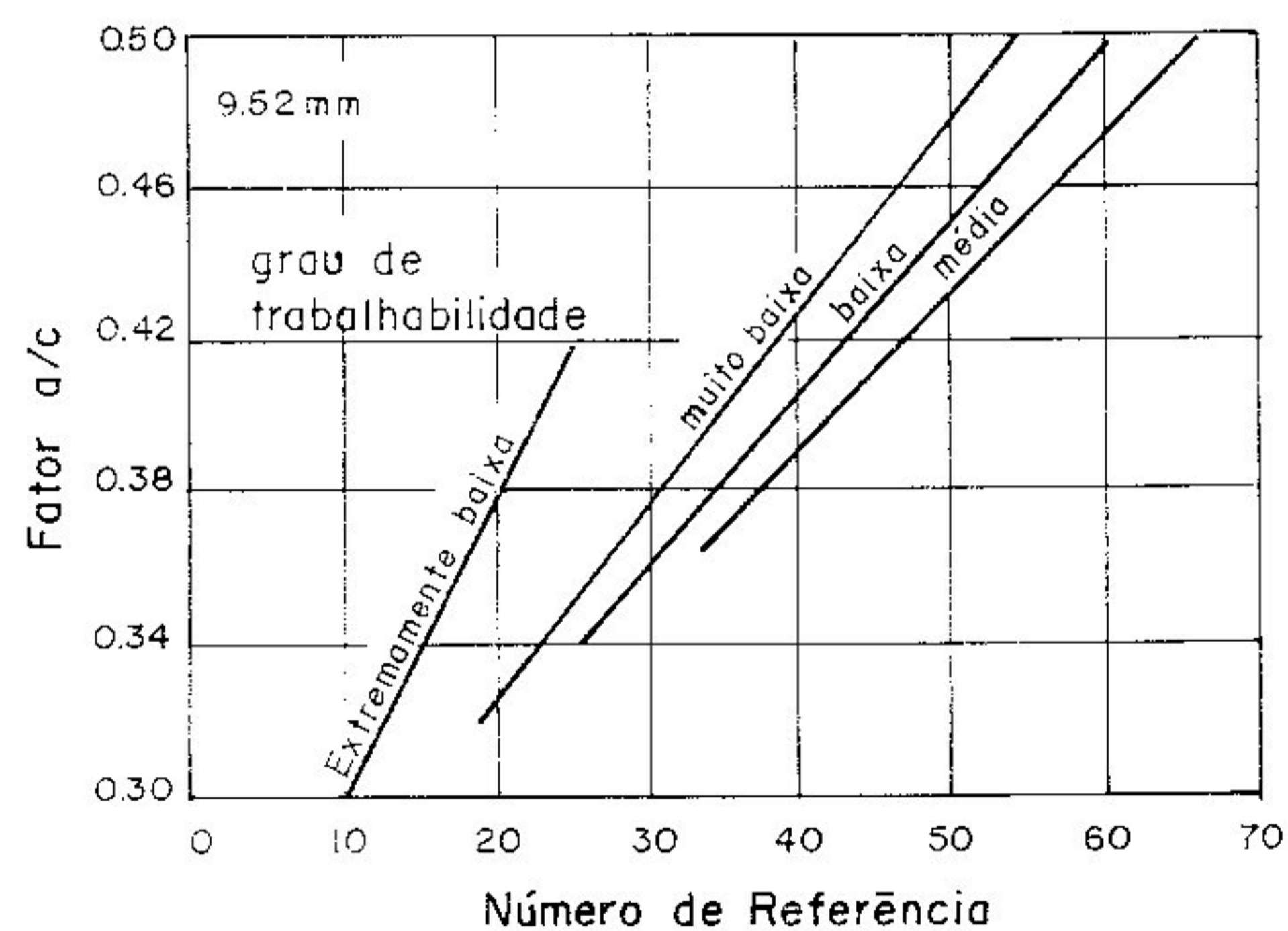


FIGURA 43 - Relação entre fator a/c e "numero de referência" para agregados de $\phi_{max} = 9,52\text{mm}$.

FONTE - NEVILLE, 1981, p. 692.

TABELA B

Fator Agregado/Cimento para quatro graus de trabalhabilidade, diversos valores do fator a/c e Cimento Portland Comum

Tipo de agregado graúdo	Cascalho irregular					Granito britado						
	EB	MB	B	M		EB	MB	B	M			
Ø Máximo do agregado	19.05mm	9.52mm	9.52mm	19.05mm	9.52mm	19.05mm	9.52mm	9.52mm	19.05mm	9.52mm		
Grau de trabalhabilidade	EB	MB	B	M	EB	MB	B	M	EB	MB	B	M
Fator a/c em massa	0.30	3.0	—	—	—	2.4	—	—	—	3.3	—	—
	0.32	3.8	2.5	—	—	3.2	—	—	—	4.0	2.6	—
	0.34	4.5	3.0	2.5	—	3.9	2.6	—	—	4.6	3.2	2.6
	0.36	5.2	3.5	3.0	2.5	4.6	3.1	2.6	—	5.2	3.6	3.1
	0.38	—	4.0	3.4	2.9	5.2	3.5	3.0	2.5	—	4.1	3.5
	0.40	—	4.4	3.8	3.2	—	3.9	3.3	2.7	—	4.5	3.8
	0.42	—	4.9	4.1	3.5	—	4.3	3.6	3.0	—	4.9	4.2
	0.44	—	5.3	4.5	3.8	—	4.7	3.9	3.3	—	5.3	4.5
	0.46	—	—	4.8	4.1	—	5.1	4.2	3.6	—	—	4.8
	0.48	—	—	5.2	4.4	—	5.4	4.5	3.8	—	—	5.1
	0.50	—	—	5.5	4.7	—	—	4.8	4.1	—	—	5.4

*Areia natural usada em combinação com os dois tipos de agregado

EB= Extremamente Baixa (0mm)

MB= Muito Baixa (0-25mm)

B= Baixa (25-50mm)

M= Média (50-100mm)

TABELA 9

Fator Agregado/Cimento para quatro graus de trabalhabilidade, diversos valores do fator a/c e Cimento ARI

Tipo de agregado graúdo	Granito britado															
	Cascalho irregular				9.52 mm				19.05 mm				9.52 mm			
Grão de trabalhabilidade	EB	MB	B	M	EB	MB	B	M	EB	MB	B	M	EB	MB	B	M
Fator a/c em massa	0.32	2.6	—	—	—	—	—	—	2.9	—	—	—	2.5	—	—	—
	0.34	3.4	2.2	—	—	—	—	—	3.6	2.4	—	—	3.2	—	—	—
	0.36	4.1	2.7	2.3	—	—	—	—	4.3	2.9	2.4	—	3.9	2.5	—	—
	0.38	4.8	3.2	2.8	2.3	2.9	2.4	—	4.9	3.4	2.9	2.4	4.5	3.0	2.5	—
	0.40	5.5	3.7	3.2	2.7	3.3	2.8	2.3	5.5	3.9	3.3	2.7	5.0	3.4	2.9	2.4
	0.42	—	4.2	3.6	3.0	—	3.1	2.6	—	4.2	3.6	3.0	5.5	3.8	3.2	2.7
	0.44	—	4.6	4.0	3.4	—	3.5	2.9	—	4.7	4.0	3.3	—	4.2	3.5	3.0
	0.46	—	5.0	4.3	3.7	—	3.8	3.2	—	5.1	4.3	3.6	—	4.6	3.8	3.2
	0.48	—	5.5	4.7	4.0	—	4.9	4.1	3.5	—	5.5	4.6	3.9	—	5.0	4.1
	0.50	—	—	5.0	4.3	—	5.2	4.4	3.7	—	—	4.9	4.1	—	5.3	4.4

*Areia natural usada em combinação com os dois tipos de agregado

- EB= Extremamente Baixa (0 mm)
- MB= Muito Baixa (0-25 mm)
- B= Baixa (25-50 mm)
- M= Média (50-100 mm)

A determinação da dosagem de um concreto de alta resistência, da maneira como fica descrita aqui, pressupõe um conhecimento das propriedades dos materiais com os quais se está trabalhando. Esse conhecimento é dado pela aplicação desses materiais nas obras comuns de engenharia civil, unida aos estudos básicos em laboratório que ajustam a eficiência da dosagem às características físicas e mecânicas dos componentes do traço.

Uma vez determinadas as quantidades, a confecção e o rompimento de corpos de prova deve confirmar a resistência esperada.

A título de ilustração de uma obra nacional realizada com concreto de alta resistência, pode-se citar o Edifício Trianon (MASP) [87]. O projeto estabelecia um f_{ck} de 45 MPa, e o traço foi determinado empiricamente, por tentativa e erro. Das dosagens experimentais resultou o traço:

1 : 0.66 : 2.34

Com as seguintes características

Modulo do agregado	5.37
Traço em peso cimento:agregado	1:3,00
Cimento	1.00
Areia	0.66
Brita 1	2.34
Aditivo	0,0025
fator a/c	0.321
Consumo de cimento:	565 kg/m ³

As resistências obtidas nos ensaios variaram entre 48.4 e 57.3 MPa.

4.3 - Transporte e Lançamento

O transporte dos concretos de alta resistência pode ser feito por todos os métodos usuais, conforme descrição do ACI Comitê 363 [2, p. 378]. Os concretos de alta resistência favorecem, também, o bombeamento pelo seu alto consumo de cimento e menor dimensão do agregado graúdo. No entanto, para a operação de bombeamento, é necessário tomar algumas precauções que permitam um processo contínuo e o menor trajeto possível até o local de aplicação [2, p. 378].

Como o concreto de alta resistência apresenta uma perda na trabalhabilidade muito mais rápida em comparação com os concretos convencionais, as operações de transporte, lançamento e adensamento devem estar muito bem sincronizadas a fim de se evitar prejuízos que podem chegar a ser graves. O ACI Comitê 363 [2, p. 379] recomenda que os equipamentos a serem utilizados nessas operações estejam rigorosamente dentro das especificações técnicas. Os equipamentos para vibração devem permitir o adensamento do concreto em pontos de difícil acesso: os vibradores devem ser adequados e colocados em obra um bom número de unidades de reserva (um para cada três em operação parece ser um bom número); e as unidades de transporte do concreto dentro da obra devem estar bem dimensionadas, para que não se atrase o lançamento nos pontos mais distantes.

A vibração por imersão parece ser o método mais efetivo de adensamento do concreto de alta resistência [2, p. 379].

4.4 - Cura

Sendo a cura imprescindível para a produção de um concreto de qualidade, ela passa a ser crítica na produção dos concretos de alta resistência. Estes, pelo fato de apresentarem um baixo fator a/c, exigem uma cura bastante controlada e cuidadosa nas baixas idades até que a hidratação parcial torne os capilares descontínuos [2, p. 379]. Recomenda-se vivamente que a cura seja feita com água [2, p. 379].

KLIEGER⁸, conforme o ACI Comitê 363 [2], anota que "para os concretos com fator a/c em torno de 0.29, as resistências dos corpos de prova feitos com agregados saturados e curados com uma lâmina d'água no seu topo apresentam um aumento de 5.9 a 6.9 MPa aos 28 dias se comparados com os corpos de prova feitos com agregados secos e curados sob estopa úmida". Ele também faz notar que quando se eleva a temperatura de mistura e de cura as resistências aumentam nas baixas idades, mas caem nas idades mais avançadas. PRICE [91], no entanto, mostra que a cura úmida por 28 dias, após os quais o corpo de prova é mantido ao ar livre, é suficiente para assegurar as altas resistências aos 90 dias. A cura úmida descontínua não é

⁸ KLIEGER, P. . "Early High Strength Concrete for Prestressing", PROCEEDINGS, WORLD CONFERENCE ON PRESTRESSED CONCRETE, San Francisco, 1957, pp. A5-1-A5-14.

aceitável se permitir a secagem da superfície do concreto [2, p. 380].

4.5 - Controle de Qualidade

O controle de qualidade dos concretos de alta resistência segue, em linhas gerais, o mesmo método empregado para os concretos de baixa resistência, com algumas modificações pequenas, como indica o ACI Comitê 363 [2, p. 381]:

a) Os concretos com resistências compreendidas entre 41 e 69 MPa apresentam distribuição normal de resistência nos ensaios. Já os concretos de altíssima resistência (>100 MPa), apresentam uma distribuição bastante fechada e inclinada.

b) O concreto de alta resistência ganha uma parcela considerável de sua resistência após os 28 dias. Alguns pesquisadores [16][28] sugerem, pensando em tirar vantagem deste fato, portanto, que as especificações para a resistência à compressão baseadas nos resultados típicos de 28 dias sejam modificadas para 56 ou 90 dias. Dessa forma, para uma mesma dosagem estabelecida, o projetista pode utilizar uma resistência de cálculo (f_{ck}) com um valor maior. É preciso levar em consideração também, que o concreto de alta resistência é geralmente utilizado para estruturas de grande altura e que, nestes casos, as partes mais carregadas destas estruturas não atingem o seu carregamento permanente máximo em períodos inferiores a um ano ou mais, tornando ainda mais razoável a consideração da resistência do concreto em idades superiores aos 28 dias [2, p. 381].

c) A variação dos valores de resistência em torno a uma média diminui com o aumento da resistência do concreto, e algumas informações indicam que o desvio padrão para os concretos de alta resistência costuma ficar no intervalo de 3,5 a 4,8 MPa [76][30][28].

CAPÍTULO 5 - DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O presente capítulo dá início à segunda parte deste trabalho, referente ao estudo experimental do comportamento mecânico de vigas de concreto armado de seção retangular. As peças ensaiadas apresentaram variações na geometria, taxa de armadura e resistência à compressão do concreto compreendida em 35 e 55 MPa.

A pesquisa aqui apresentada procurou verificar se as hipóteses de cálculo preconizadas pela NBR 6118 [13] também são válidas para esta faixa de resistência.

Este capítulo trata da descrição de todo o procedimento experimental e fixa os critérios adotados para a análise teórica que foi feita para a comparação com os resultados dos ensaios.

O capítulo 6 faz a apresentação dos resultados experimentais, que são discutidos no capítulo 7.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da EE.UFMG. O trabalho contou em parte com financiamento da FAPEMIG, tendo tido uma contribuição importante da PRECON INDUSTRIAL S/A que forneceu todo o material e controle necessários para a execução dos corpos de prova, dentro do que havia sido especificado.

5.1 - Nomenclatura utilizada

As vigas ensaiadas apresentam variações de seção transversal, armadura e resistência do concreto. A nomenclatura utilizada na nomeação das peças foi pensada no sentido de facilitar a identificação destas características. Abaixo foi especificado o significado de cada campo:

X Y W Z

X = especifica a resistência esperada para o concreto:

A - 35 MPa

B - 45 MPa

C - 50 MPa

D - 60 MPa

y = especifica as dimensões da seção transversal da viga (b x h):

I - 16 x 32 cm

II - 8 x 40 cm

III - 60 x 12 cm

w = especifica o nível de armadura:

SB - seções dimensionadas no domínio 2 da NBR 6118

N - idem, para o limite entre os domínios 3 e 4

SP - idem, para o domínio 4 da NBR 6118

Obs.: as vigas do tipo C e D não possuem este campo, pois

todas estão trabalhando no domínio 4 da NBR 6118.

z = indica a numeração da viga, para separar aquelas com características idênticas.

Assim, BIIISP3 significa uma viga com f_c esperado de 45MPa, seção 8 x 40cm, superarmada e de n^o 3.

5.2 - Descrição dos corpos de prova

A FIG. 44 ilustra as dimensões das vigas, das seções transversais e o posicionamento do carregamento. O alargamento das extremidades foi executado somente para as seções I e II, procurando dar uma maior estabilidade aos apoios. Todas as peças possuem um trecho central (entre as cargas) sem armadura transversal, para que os efeitos do carregamento incidam somente sobre o concreto.

A TAB. 10 indica a armadura utilizada em cada uma das peças. O detalhamento desta armadura foi feito seguindo as prescrições da norma brasileira NBR-6118. O cálculo e o detalhamento da armadura de cisalhamento também seguiram a norma brasileira.

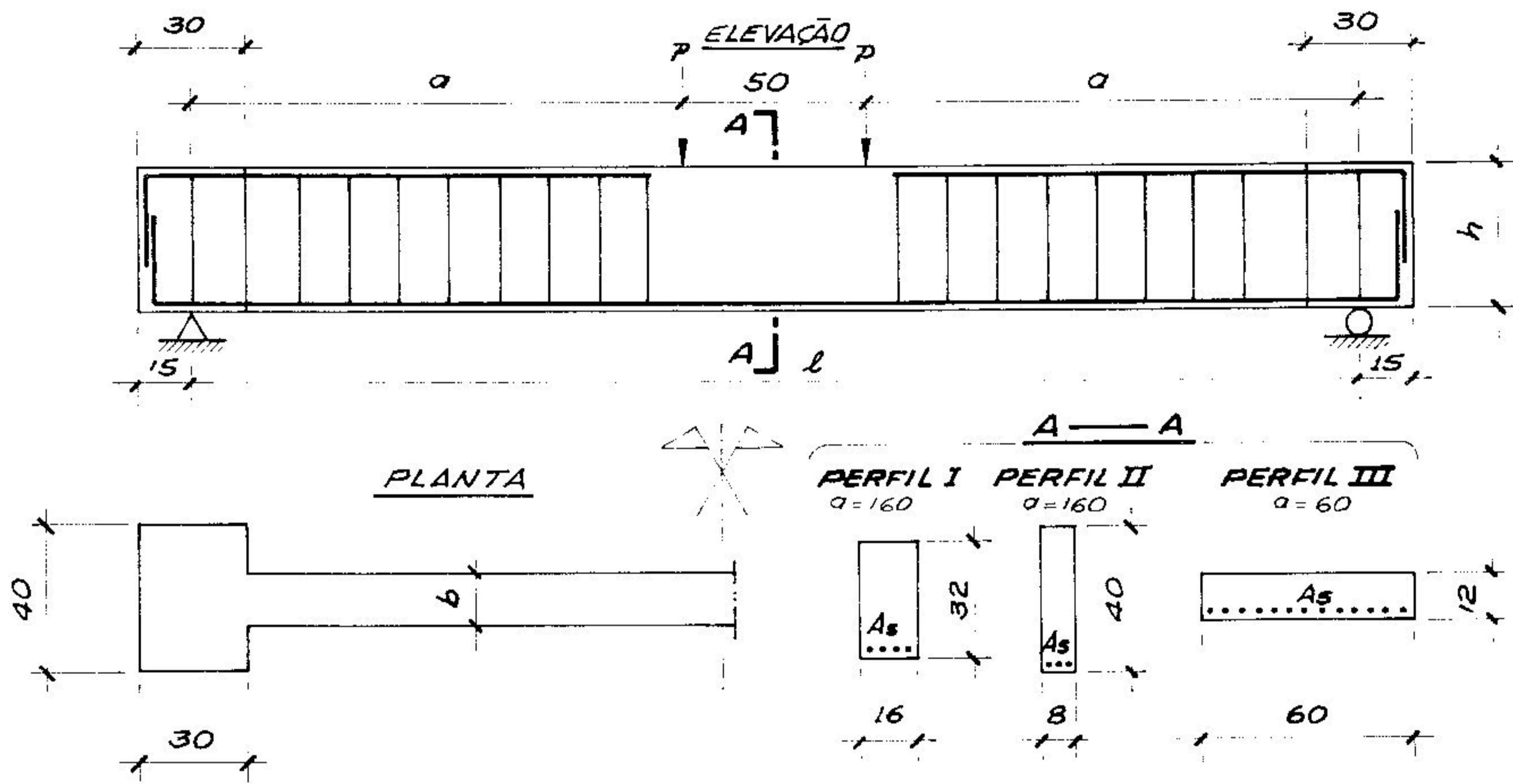


FIGURA 44 - Geometria das peças ensaiadas e localização do carregamento.

Perfis I e II: $l = 370\text{cm}$

Perfil III : $l = 170\text{cm}$

TABELA 10

Relação de armações

N ^o	Nome	Armação longitudinal	%AS	Número Camadas	Armação Transversal
1	AISB1	2012,5	0,48	1	Ø6.3 c/ 12.5cm
2	AISB2	2012,5	0,48	1	Ø6.3 c/ 12.5
3	AISP1	6020	3,68	2	Ø6.3 c/ 10
4	BISP3	7020	4,29	3	Ø8.0 c/ 12.5
5	BISP4	7020	4,29	3	Ø8.0 c/ 12,5
6	CI1	7020	4,29	3	Ø8.0 c/ 10
7	DI1	9020	5,52	3	Ø10.0 c/ 12,5
8	DI2	9020	5,52	3	Ø10.0 c/ 12,5
9	BIIN1	10012,5	3,83	5	Ø6.3 c/ 12,5
10	BIIN2	10012,5	3,83	5	Ø6.3 c/ 12,5
11	BIISP1	5020	4,91	5	Ø6.3 c/ 10
12	BIISP2	5020	4,91	5	Ø6.3 c/ 10
13	CI11	5020	4,91	5	Ø6.3 c/ 10
14	DII1	6020	5,89	6	Ø6.3 c/ 10
15	DII2	6020	5,89	6	Ø6.3 c/ 10
16	BIII1	20012,5	3,42	1	Ø6.3 c/ 10
17	BIII2	20012,5	3,42	1	Ø6.3 c/ 10
18	DIII1	29012,5	4,95	2	Ø6.3 c/ 10
19	DIII2	29012,5	4,95	2	Ø6.3 c/ 10

5.3 - Equipamentos e histórico dos carregamentos

Os equipamentos e materiais que foram utilizados em todos os trabalhos são descritos a seguir:

- a) pórtico de aço modulado com a laje de reação do laboratório, com capacidade de carga de até 50 ton;
- b) cilindro hidráulico DIFASA, dupla ação, com capacidade de até 60 ton. Acionamento por bomba manual. Anel dinamométrico CONTENCO de 50 ton;
- c) Ponte de extensometria SODMEX M.D.C. - 10 (10 canais);
- d) relógios comparadores MITUTOYO de 50 mm, com precisão de 0.01 mm;
- e) extensômetros eletrônicos KYOWA modelos:
 - KC-70-A1-11 para o concreto
 - KFC-5-C1-11 para o aço

A FIG. 45 mostra um corpo de prova pronto para o ensaio, com todos os equipamentos acoplados. A carga aplicada pelo cilindro é dividida em duas partes por meio de um trecho de viga I suficientemente rígido.

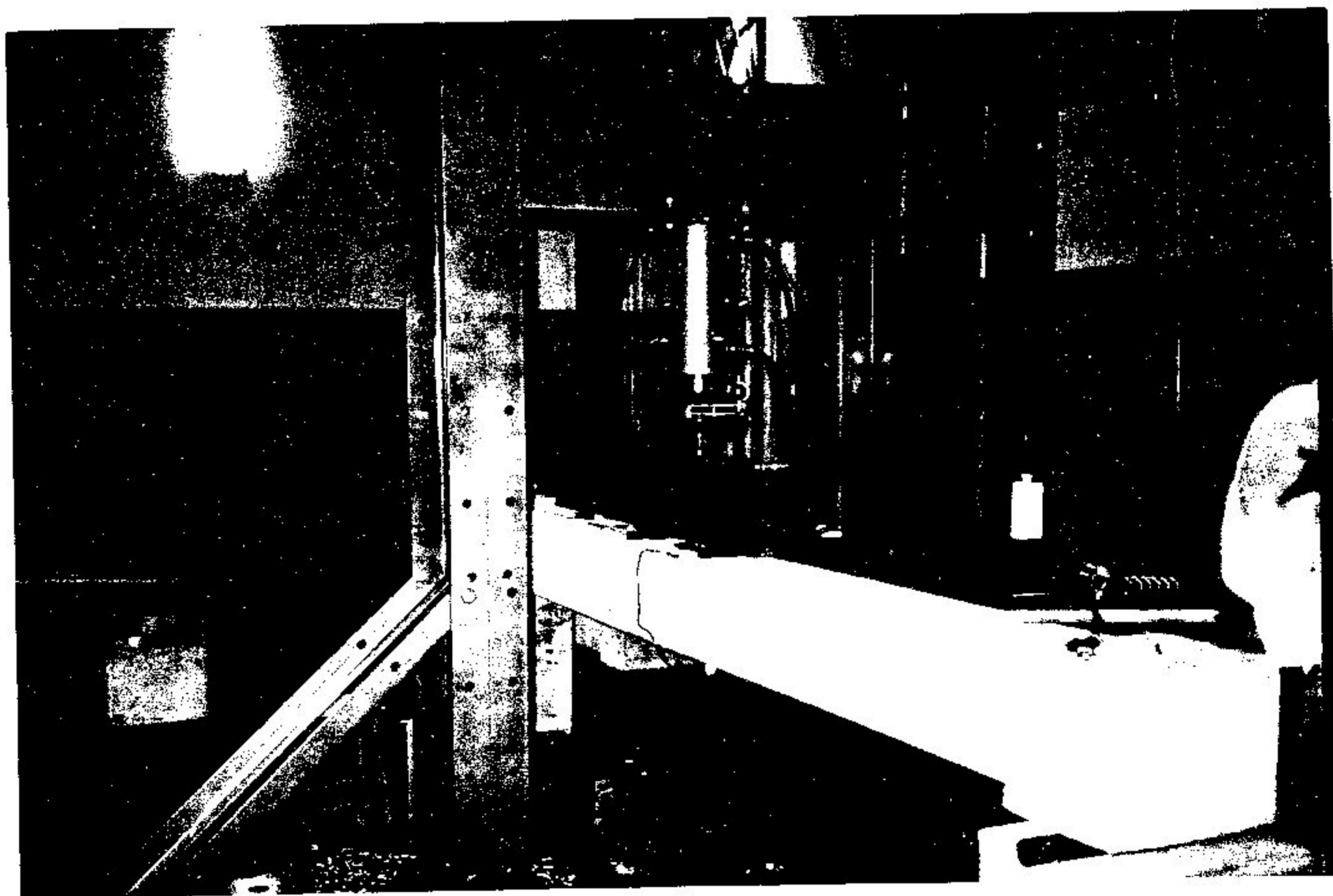


FIGURA 45 - Dispositivo de ensaio do LAEES da EE.UFMG, utilizado para o estudo de vigas em concreto de alta resistência.

O carregamento foi feito por etapas de aproximadamente 10 KN, com etapas iniciais (até os primeiros 10 KN) de acomodação. Após cada incremento de carga volta-se a zero. Esse procedimento permitiu um bom acompanhamento do comportamento da peça e um maior controle do ponto de ruptura. As tabelas de resultados mostram todos os passos de carregamento.

Na iminência da ruptura, quando os extensômetros já perderam as suas leituras, o carregamento foi controlado pelo deslocamento central medido pelo relógio comparador.

5.4 - Controle tecnológico do concreto

O controle tecnológico foi todo realizado com nosso acompanhamento na PRECON INDUSTRIAL S/A. empresa de pré-moldados que fez a doação de todas as peças ensaiadas. Utilizou-se um controle rigoroso, com 8 corpos de prova por viga, rompidos dois a dois nas idades de 1, 3, 7 e 28 dias. Algumas vigas tiveram ainda controle de resistência aos 56 dias.

Como não foi possível ensaiar as peças aos 28 dias, a resistência no dia do ensaio foi obtida por extrapolação dos resultados anteriores, projetando-se a tendência de resistência.

As dosagens foram determinadas com os próprios materiais utilizados pela PRECON. Os dados característicos da areia e dos agregados graúdos são indicados na TAB. 11.

TABELA 11

Análise de Agregado (ensaios normais da ABNT) Junho/1991.
 Procedência da amostra: Areal Diniz (ERV); Min. Lapa Vermelha
 Data de coleta: 17/06/91 Data do ensaio: 17 e 20/06/91

Peneiras mm	% Acumulada		
	Areia	Brita N ^o 0	Brita N ^o 1
32			
25			
19			4,96
12,5			45,68
9,5		1,66	83,76
6,3	0,9		
4,8	1,7	79,56	99,44
2,4	3,3	99,20	99,48
1,2	8,0	99,60	99,50
0,6	40,5	99,64	99,50
0,3	83,3	99,64	99,50
0,15	98,3	99,64	99,50
FUNDO	100,0	100,00	100,00
Modulo finura	2,35	5,79	6,86
Ø maximo	2,4mm	9,5mm	19,0mm

AGREGADO	PESO ESPEC. REAL	PESO UNIT. SECO	PESO UNIT. UMIDO: h = 4 %
	kg/dm ³	kg/dm ³	kg/dm ³
AREIA	2,64	1,38	1,26
BRITA n. 0	2,70	1,48	----
BRITA n. 1	2,69	1,46	----
NORMAS DA A.B.N.T.	MB-29	PMB-214	PMB-214

AGREGADO	TORROES DE ARGILA	MATERIAL PULVERULENTO	MATERIA ORGANICA
	%	%	P.P.M.
AREIA	0,63	2,0	-300
BRITA n. 0	----	0,26	----
BRITA n. 1	----	0,48	----
NORMAS DA A.B.N.T.	MB-8	MB-9	MB-10

O cimento foi o CP-ARI (Alta Resistência Inicial) da CIMINAS, e teve as suas propriedades controladas quinzenalmente.

As dosagens de f_c esperado de 35 e 45 MPa foram fornecidas pela própria PRECON, pois são de utilização comum nas empresas de pré-moldado. Para f_c esperado de 50 e 60 MPa, no entanto, foram desenvolvidas dosagens pelo método descrito no CAP. 4. item 4.2 adotando-se a composição de agregado de areia e brita n^o 0 com 45% da mistura passando pela peneira 4,8 mm (fator areia : brita n^o 0 de 1:2.17 em peso). A TAB. 12 fornece o detalhamento de cada um desses traços.

TABELA 12

Especificação dos traços (em peso)

N ^o	f_c (MPa) esperado	Traco	Cimento	Areia	Brita n ^o 0	Brita n ^o 1	fator a/c
I	35	1:3,0	1	1,0	1,0	1,0	0,41
II	45	1:2,5	1	0,6	0,9	1,0	0,41
III	50	1:2,8	1	0,88	1,92	—	0,38
IV	60	1:2,4	1	0,76	1,64	—	0,36

Os traços III e IV foram executados em laboratório e chegaram a resistências bastante superiores àquelas esperadas, como mostra a TAB. 13. Esses mesmos traços, quando aplicados às vigas correspondentes, não apresentaram o mesmo desempenho

devido a erros na dosagem dos componentes, principalmente na quantidade de água, como se pode verificar na TAB. 14 por alguns valores altos de "slump".

TABELA 13

Resistências obtidas com os traços III e IV

N ^o	f _c (MPa) esperado	Traço	Resistências (MPa)			
			1	3	7	28
III	50	1:2,8	25	46,5	55,8	63,3
IV	60	1:2,4	25,9	49,8	57,3	67,3

Obs.: média de dois valores.

Na TAB. 14 mostra-se o controle de resistência para cada uma das vigas ensaiadas. As peças BIIN1, BIIN2, BIISP1 e BIISP2 não tiveram controle de resistência e, portanto, utilizaram-se os resultados do controle estatístico de qualidade de concreto da PRECON para o ano de 1991.

TABELA 14

Controle de resistencia do concreto

NUM.	NOME	f _c (MPa) esperado	RESISTENCIAS (MPa)										f _c (MPa) projetado	Idade (dias)	slump (mm)	fator a/c				
			1 dia	3	7	28	35	56	56	56	56	56								
1	AISE1	35	16,6	39,2	43,5	48,5	48,5											30	0,41	
2	AISB2	35	16,6	35,4	38,8	45,3	45,3												50	0,41
3	AISP1	35	9,1	25,6	31,0	36,4	36,4												35	0,41
4	BISP3	45	25,2	34,9	41,9	45,8	45,8												100	0,36
5	BISP4	45	22,2	33,4	37,4	42,7	42,7												120	0,36
6	CI1	50	30,9	34,0	41,2	45,0	45,0					50,5 ²							80	0,30
7	DI1	60		33,5	41,6	49,3	49,3					51,6 ³							80	0,34
8	DI2	60	33,0	38,5	42,2	49,8	49,8					50,4							90	0,34
9	BIIN1	45			43,1*	49,8*	49,8*												46	0,36
10	BIIN2	45			43,1*	49,8*	49,8*												46	0,36
11	BIISP1	45			43,1*	49,8*	49,8*												46	0,36
12	BIISP2	45			43,1*	49,8*	49,8*												46	0,36
13	CI11	50		34,5	39,7	46,3	46,3					46,3							60	0,41
14	DI11	60	33,1	42,1	48,0	52,4	52,4					50,1							55	0,34
15	DI12	60	32,4	40,3	45,4	52,5	52,5					53,4							50	0,34
16	BI111	45	17,4	32,3	41,8	46,5	46,5												110	0,41
17	BI112	45	21,5	34,2	41,5	47,1	47,1					49,4 ¹							80	0,41
18	DI111	60	33,1	42,1	48,0	52,4	52,4					53,1							55	0,34
19	DI112	60	32,4	40,3	45,4	52,5	52,5					53,4							50	0,34

(1) Resistencia aos 30 dias

(2) Resistencia aos 71 dias

(3) Resistencia aos 68 dias

* Controle estatístico da PRECON (1991).

Numero de amostras: 18. Desvio padrao (MPa): 7 dias = 1,73

28 dias = 0,44

Obs: todos os resultados sao media de dois valores.

5.5 - Análise teórica

Nesse item descreve-se, em linhas gerais, o tratamento analítico dado às várias fases do projeto experimental. Comenta-se sobre o dimensionamento das vigas, o cálculo da carga de ruptura, de fissuração e do espaçamento entre as fissuras, a definição de ductilidade e o cálculo da relação momento-curvatura.

Todas as vigas foram dimensionadas pela norma brasileira NBR 6118 [13], utilizando-se o diagrama parábola-retângulo de distribuição de tensões no concreto comprimido. Foram retirados todos os coeficientes: de minoração dos materiais, de majoração da carga, bem como o fator 0.85 relativo ao efeito Rüsçh.

Foi realizado um estudo prévio ao dimensionamento das peças, comparando-se os resultados obtidos com o emprego de três diferentes diagramas de distribuição de tensões para o concreto: retangular, conforme a norma brasileira; parábola-retângulo; e o diagrama proposto por DESAYI e KRISHNAN [33]. Verificou-se que os resultados entre esses três diagramas são bastante próximos, e optou-se pela utilização do diagrama parábola-retângulo.

Como já foi comentado anteriormente, as vigas foram dimensionadas para o cisalhamento conforme as prescrições da norma brasileira NBR 6118 [13].

5.5.1 - Cálculo da carga de ruptura

A carga de ruptura teórica foi calculada com o emprego de três diagramas diferentes de distribuição de tensões no concreto comprimido, conforme a FIG. 46.

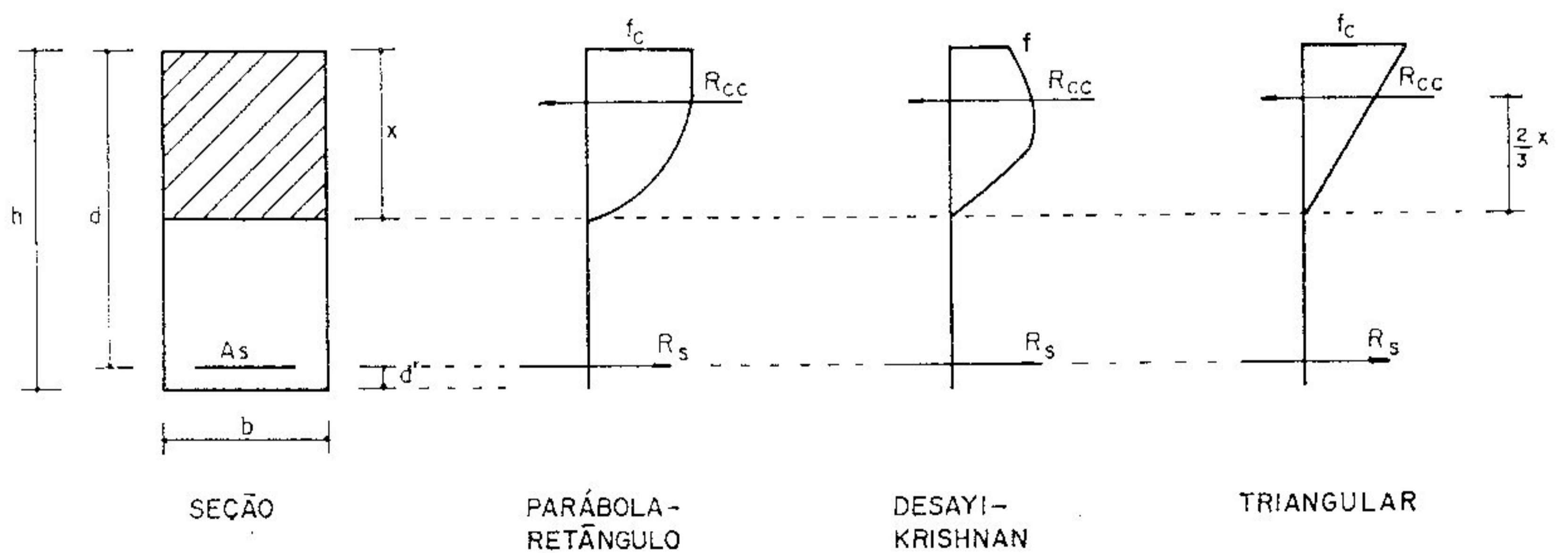


FIGURA 46 - Diagramas de distribuição de tensões no concreto.

A equação da distribuição de DESAYI E KRISHNAN esta mostrada a seguir [33, p. 345]:

$$f = \frac{E \cdot \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2} \quad (13)$$

5.5.2 - Cálculo das cargas de fissuração e do espaçamento de fissuras

O momento de fissuração foi calculado pelo CEB [25, p. 3.6], conforme indicado a seguir:

$$M_r = W_i \cdot f_{ct} \cong W_c \cdot f_{ct} \quad (14)$$

onde f_{ct} : resistência do concreto à tração

W_i : módulo de resistência da seção no Estádio I (incluindo a armadura)

W_c : módulo de resistência da seção considerando só o

$$\text{concreto} = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$f_{ct} = 0,30 \cdot f_c^{2/3} \quad (\text{CEB-FIP/90})$$

O cálculo do espaçamento médio entre fissuras foi retirado do Código Modelo CEB-FIP/78:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{S}{10} \right) + K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_r} \quad (15)$$

onde: C : cobrimento = 1,5 cm
 S : espaçamento entre as barras longitudinais
 $K_1 = 0,4$ (barras de alta aderência)
 $K_2 = 0,125$ (flexão)
 \emptyset : diâmetro das barras
 $\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}}$

Substituindo-se os valores acima:

$$s_{rm} = 2 \left[1,5 + \frac{S}{10} \right] + 0,05 \frac{\emptyset}{\rho_r} \quad (16)$$

5.5.3 - Ductilidade

Um material dúctil é aquele que tem a propriedade de suportar grandes deformações sem se partir. No caso de elementos de concreto armado, essa propriedade é medida por um coeficiente conhecido como fator de ductilidade μ [29]:

$$\mu = \frac{d_u}{d_e} \quad (17)$$

d_u = deslocamento máximo na ruptura

d_e = deslocamento elástico para a força de ruptura

A FIG. 47 ilustra esses valores.

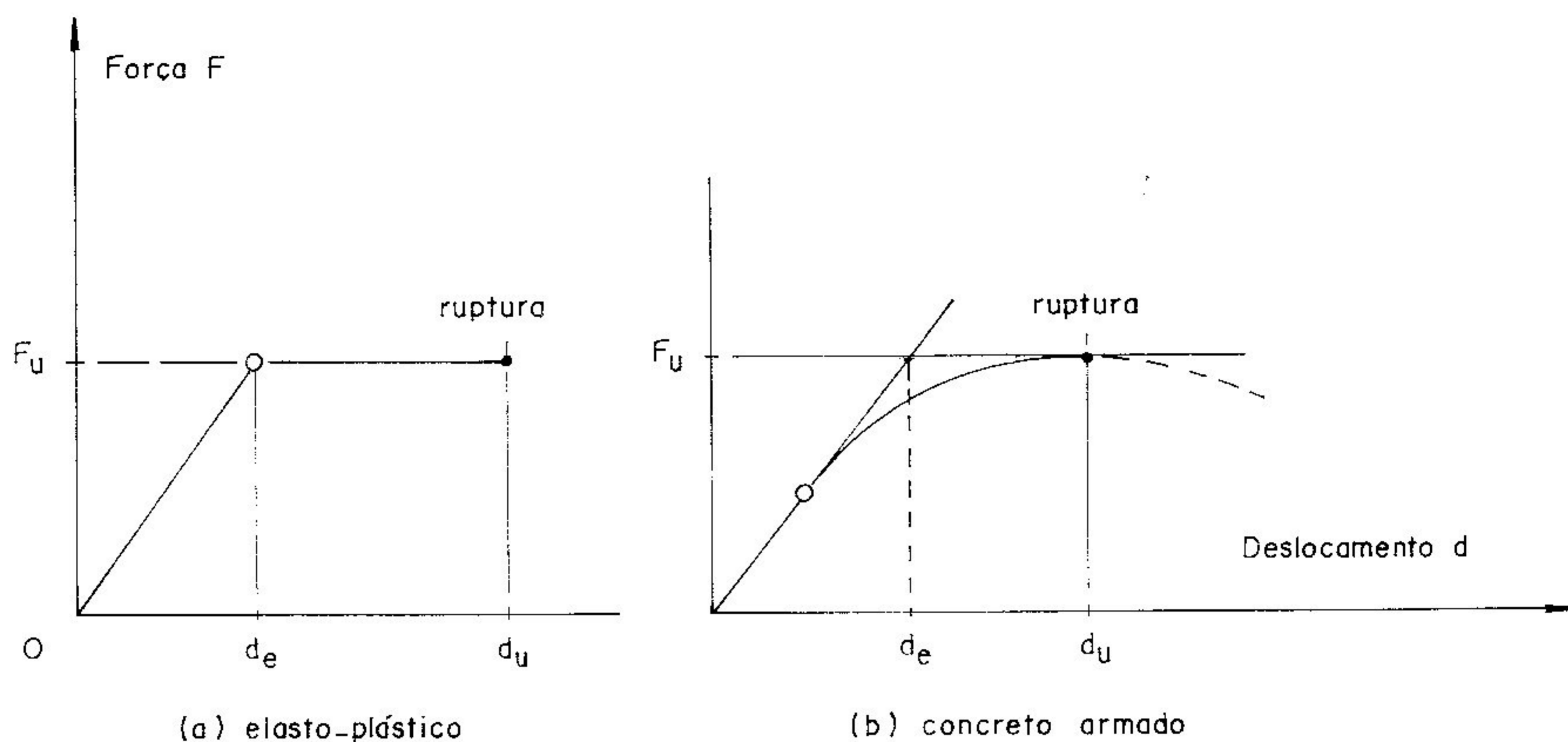


FIGURA 47 - Definição do fator de ductilidade

FONTE - DA CUNHA, 1985.

5.5.4 - Diagrama momento-curvatura

Nos ensaios efetuados foram medidas as deformações de compressão do concreto na parte superior da viga e as deformações de tração na armadura positiva, para cada fase de aplicação de cargas. A deformação no aço foi sempre medida no ponto mais inferior na armadura positiva (barras mais próximas ao fundo da viga), e a TAB. 15 (cap. 6) fornece as posições dos extensômetros para cada viga.

A relação entre a soma das deformações do aço (ϵ_a) e do concreto (ϵ_c), para um dado momento fletor, pela distância d entre os pontos em que foram medidas estas deformações, é

chamada de curvatura do elemento estrutural que sofreu essas deformações [25, p. 3.1].

$$\frac{l}{r} = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_c}{d} \quad (18)$$

CAPÍTULO 6 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

As tabelas e figuras deste capítulo mostram alguns resultados obtidos nos ensaios. No ANEXO encontram-se todos os resultados extraídos do trabalho e não apresentados aqui.

A TAB. 15 indica o posicionamento dos extensômetros para cada viga. As Tabelas 16 a 34 trazem as leituras desses extensômetros e dos deslocamentos na seção central. Todas as leituras foram feitas na seção central das peças. As FIG. 48 a 67 mostram alguns diagramas obtidos diretamente das leituras dos extensômetros.

As tabelas 35 e 36 contêm os principais resultados dos cálculos e dos ensaios.

Na TAB. 37 compara-se os espaçamentos teórico e experimental das fissuras, e as FIG. 68 a 71 mostram o estado das peças no momento da ruptura.

TABELA 15

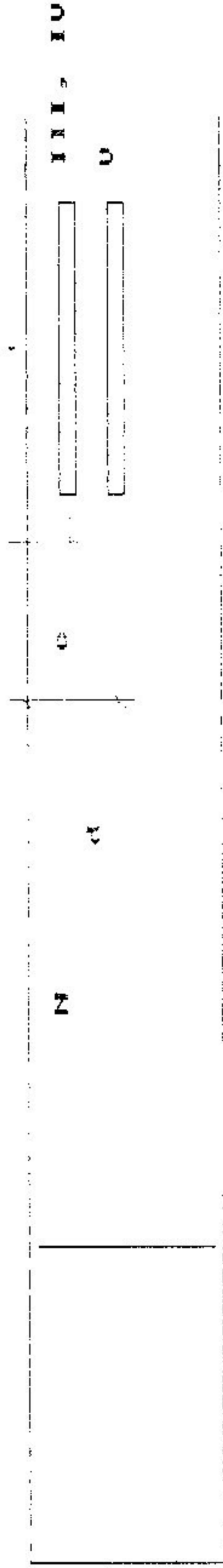
Posicionamento dos extensômetros (medidas em cm)

NUM.	NOME	I		II		III		IV		V	
		EXT.	a	EXT.	b	EXT.	c	EXT.	d	EXT.	e
1	A1SB1					2,2		2,2			
2	A1SB2					2,2		2,2			
3	A1SP1					2,2		2,2			
4	B1SP3	E	4	C	4	5		5			
5	B1SP4	D	4	F	4	5		5			
6	C11	E	4	D	4	5,4		5,4			
7	D11	D	4	E	4	5		5			
8	D12	E	4	D	4	5		5			
9	B1J11	D	1,5	H	1,5	3,5		4			
10	B1J12	D	2	B	2	3		3			
11	B11SP1	D	1,5	C	1,5	3		3			
12	B11SP2	D	1,5	C	1,5	3		3			
13	C111	D	1,5	B	1,5	3,75		3,75			
14	D111	D	1,5	B	1,5	3		3			
15	D112	D	1,5	B	3	3		3			
16	B1111					2,4		2,4			
17	B1112					2,5		2,5			
18	D1111	B	15	C	15						
19	D1112	C	15	B	15						

Planta



Visão Lateral



Obs: Ext. I II esta na face N
 Ext. III esta na face S
 Ext. U esta na face R

TABELA 16

LEITURAS: CP AISRI

CARGA (IN)	ACC A e B		EXTENSOMETROS (XE-S)												FLECHA (x E-3 mm)		
	media	n	C				F				D				TOPO	L	R
			L	R	L	R	L	R	L	R							
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,94	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	
1,89	2	-1	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	10	
4,22	4	-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3	34,5	34,5	0,5
0	55	-15	-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-10,5	101	101	
9,44	0	-22	-16	-4	-3	-3	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-19	278	278	28
14,16	92	-26	-22	-5	-3	-3	-3	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-24	507	507	105
18,88	128	-31	-20	-4	-4	-4	-4	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-30	741	741	202
20,60	164	-36	-20	-5	-4	-4	-4	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-35	952	952	260
28,32	196	-43	-29	-6	-6	-6	-6	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-41	1152,5	1152,5	304
30,04	232	-52	-46	-7	-7	-7	-7	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-49			
37,75	290	-60	-52	-9	-9	-9	-9	-11	-11	-11	-11	-11	-11	-56			
42,47	365	-70	-61	-10	-10	-10	-10	-12	-12	-12	-12	-12	-12	-66			
47,19	547	-74	-67	-11	-11	-11	-11	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-71			
49,08	---	-82	-77	-12	-12	-12	-12	-14	-14	-14	-14	-14	-14	-80			
51,91	855	-88	-84	-13	-13	-13	-13	-15	-15	-15	-15	-15	-15	-86			
53,80	1100	-98	-95	-14	-14	-14	-14	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-97			
56,63	---	-98	-95	-14	-14	-14	-14	-16	-16	-16	-16	-16	-16	-97			

L = leitura.
R = residual

TABELA 19

LEITURAS: CP BISP3

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times 10^{-5}$)				FLECHA ($\times 10^{-3}$ cm)	
	AÇO		CONCRETO		L	R
	A		C e E	D e F		
	L	F	media	media		
0	0		0	0	0	
0,94	0		-1,5	-1	10	
1,89	0		-2	-2	16	
4,72	10		-4	-3	35	
0		0				2
9,44	10		-6	-6	71	
0		0				5
18,88	0		-15	-11	138	
0		0				10
28,32	11		-24	-17	217	
0		0				19
37,75	11		-33	-23	310	
0		0				30
47,19	20		-43	-29	410	
0		0				48
56,63	29		-51	-35	512	
0		0				51
66,07	28		-60	-41	614	
0		0				55
75,51	39		-69	-46	724	
0		0				61
84,95	40		-78	-52	833	
0		10				91
94,38	32		-88	-55	948	
0		0				103
103,82	53		-97	-65	1059	
0		0				119
113,26	60		-107	-71	1170	
0		6				126
122,7	82		-120	-81	1292	
0		44				142
132,14	100		-128	-86	1389	
0		65				162
141,58	119		-139	-93	1512	
0		100				185
151,02	125		-150	-100	1649	
0		105				205
160,46	150		-162	-109	1788	
0		118				232
169,89	178		-177	-120	1942	
0		143				260
179,33	196		-186	-126	2047	
0		170				272
188,77	223		-199	-136	2181	
198,21	247		-215	-147	2325	
207,65	274		-225	-158	2465	
217,09	301		-239	-169	2610	
226,53	340		-260	-185	2789	
235,97	348		-275	-196	2920	
245,40	350		-294	-209	3075	
254,84			-344	-237	3311	
0						512
263,27					3222	

TABELA 23

LEITURAS: CP D12

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times 10^{-5}$)					FLECHA ($\times 10^{-3}$ cm)	
	ACD			CONCRETO		L	R
	B			C e F	D e E		
	L	I	F	Media	Media		
0	0			0	0	0	
0,94	0			-1	-1	0	
1,89	0			-1	-2	17	
4,72	10			-3	-4	35	
0			0				2
9,44	4			-7	-9	72	
0			0				5
18,88	15			-12	-16	151	
0			0				15
28,32	34			-19	-29	241	
0			29				27
37,75	54			-27	-40	336	
0			28				39
47,19	58			-34	-50	434	
0			32				49
56,63	65			-41	-61	536	
0			29				61
66,07	70			-49	-73	637	
0			35				69
75,51	75			-57	-84	742	
0			32				83
84,95	82			-64	-95	836	
0			33				92
94,38	88			-73	-107	942	
0			30				103
103,82	92			-81	-120	1057	
0			33				115
113,26	97			-89	-130	1155	
0			35				125
122,7	100			-97	-142	1258	
0			34				125
132,14	108			-106	-155	1375	
0			31				150
141,58	115			-116	-169	1505	
0			33				175
151,02	120			-126	-183	1627	
0			37				186
160,46	124			-137	-197	1760	
0			37				203
169,89	125			-150	-215	1925	
0			31				250
179,33	127			-163	-232	2059	
0			37				256
188,77	135			-172	-245	2182	
198,21	141			-184	-266	2332	
207,65	142			-197	-278	2594	
217,09	148			-213	-298	2665	
226,53	154			-224	-312	2792	
235,96				-239	-309	2941	
245,40				-261	-330	3155	
250,12					-338	3392	
0			40				493
218,98						3312	

TABELA 27

LEITURAS: cp BIISP2

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)				FLECHA $\times E-3$ cm)	
	ACQ		CONCRETO		L	R
	A		C e D	B e E		
	L	F	media	media		
0	0		0	0	0	
0,94	0		-0,5	-0,5	5	
1,89	1		-1,5	-2,5	10	
4,72	2		-5,5	-5,5	34	
9,44	4		-12	-11	84	
0		0				10
10,88	6		-25	-22	186	
0		1				27
20,32	12		-40	-34	297	
0		1				52
37,75	16		-55	-46	410	
0		1				66
47,19	21		-69	-59	519	
0		2				87
56,63	25		-84	-71	627	
0		2				98
66,07	29		-100	-85	744	
0		2				123
75,51	33		-119	-100	867	
0		2				123
84,95	38		-135	-113	971	
0		2				145
94,39	43		-156	-131	1103	
0		3				150
103,82	47		-174	-145	1223	
0		3				178
113,26	50		-199	-165	1364	
0		3				182
122,7	56		-218	-179	1467	
0		4				218
132,14	63		-243	-196	1670	
0		3				227
134,03					1860	
124,59					2040	

L = leitura
R = residual

TABELA 38

LEITURAS: ex DII2

CARGA KN	EXTENSOMETROS (x E-5)				FLECHA (x E-3 cm)	
	ACC		CONCRETO		L	R
	A		E e D media	C e E media		
	L	R				
0	0		0	0	0	
0,94	1		-1,5	-1	9	
1,89	2		-3	-2,5	19	
4,72	3		-6	-5	44	
9,44	7		-12	-10	92	
0		2				19
18,88	14		-25	-21	203	
0		4				45
28,32	22		-37	-32	322	
0		7				78
37,75	31		-51	-43	444	
0		8				97
47,19	36		-64	-55	558	
0		9				125
56,63	45		-79	-67	669	
0		9				133
66,07	51		-93	-79	775	
0		10				158
75,51	57		-108	-91	879	
0		11				164
84,95	63		-120	-104	990	
0		12				190
94,38	70		-141	-119	1107	
0		13				200
103,82	76		-157	-133	1232	
0		14				231
113,26	83		-182	-150	1357	
0		15				243
122,70	89		-196	-167	1489	
0		16				261
132,14	94		-218	-185	1622	
0		15				294
141,58	100		-240	-205	1767	
0		16				333
151,02	107		-269	-233	1913	
0		17				356
160,46	125		-276	-277	2083	
169,90					2240	
0						450
179,34					2400	

L = leitura.
R = residual

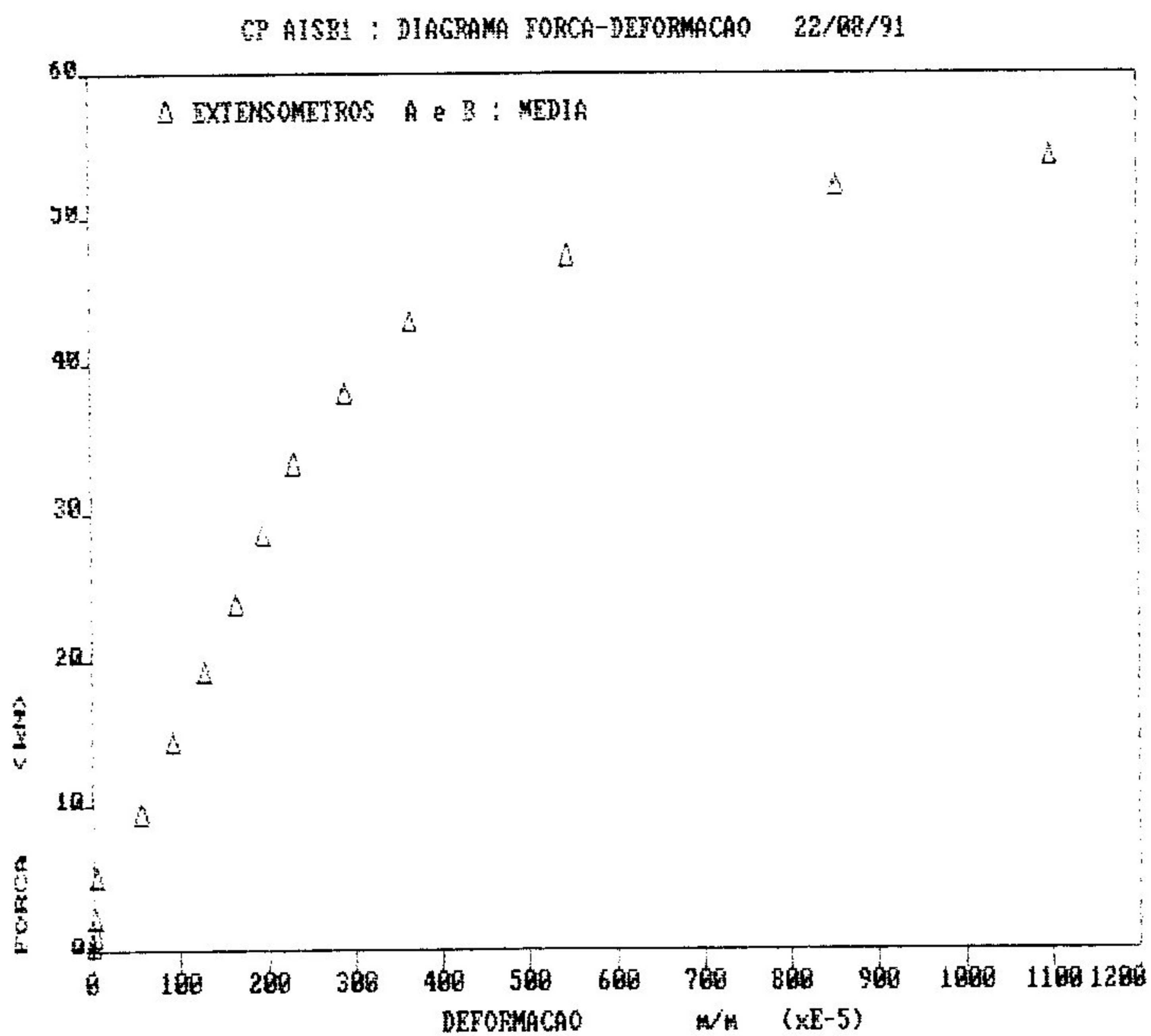


FIGURA 48 - Diagrama F x d para o aço: cp AISB1.

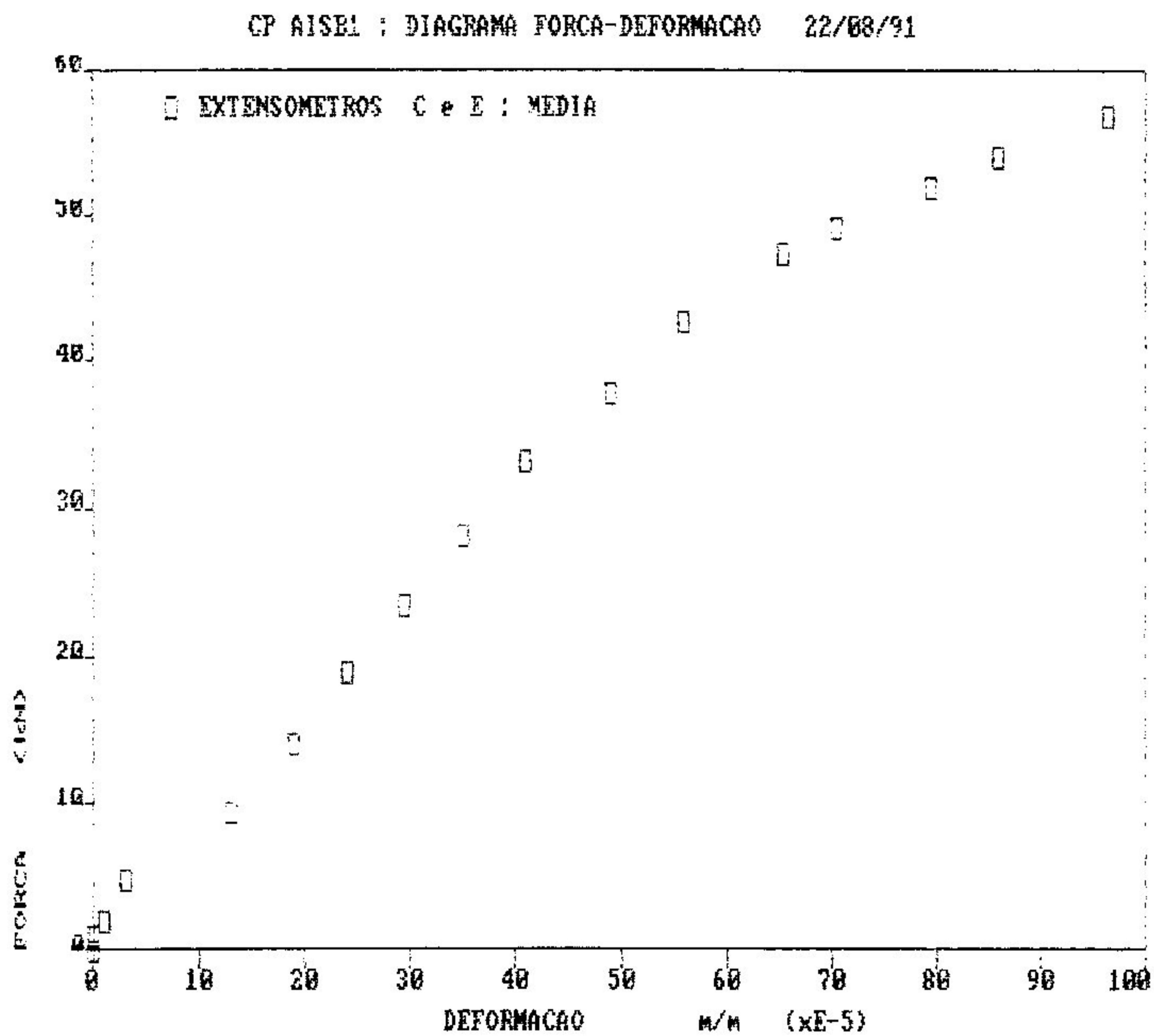


FIGURA 49 - Diagrama F x d para o concreto: cp AISB1.

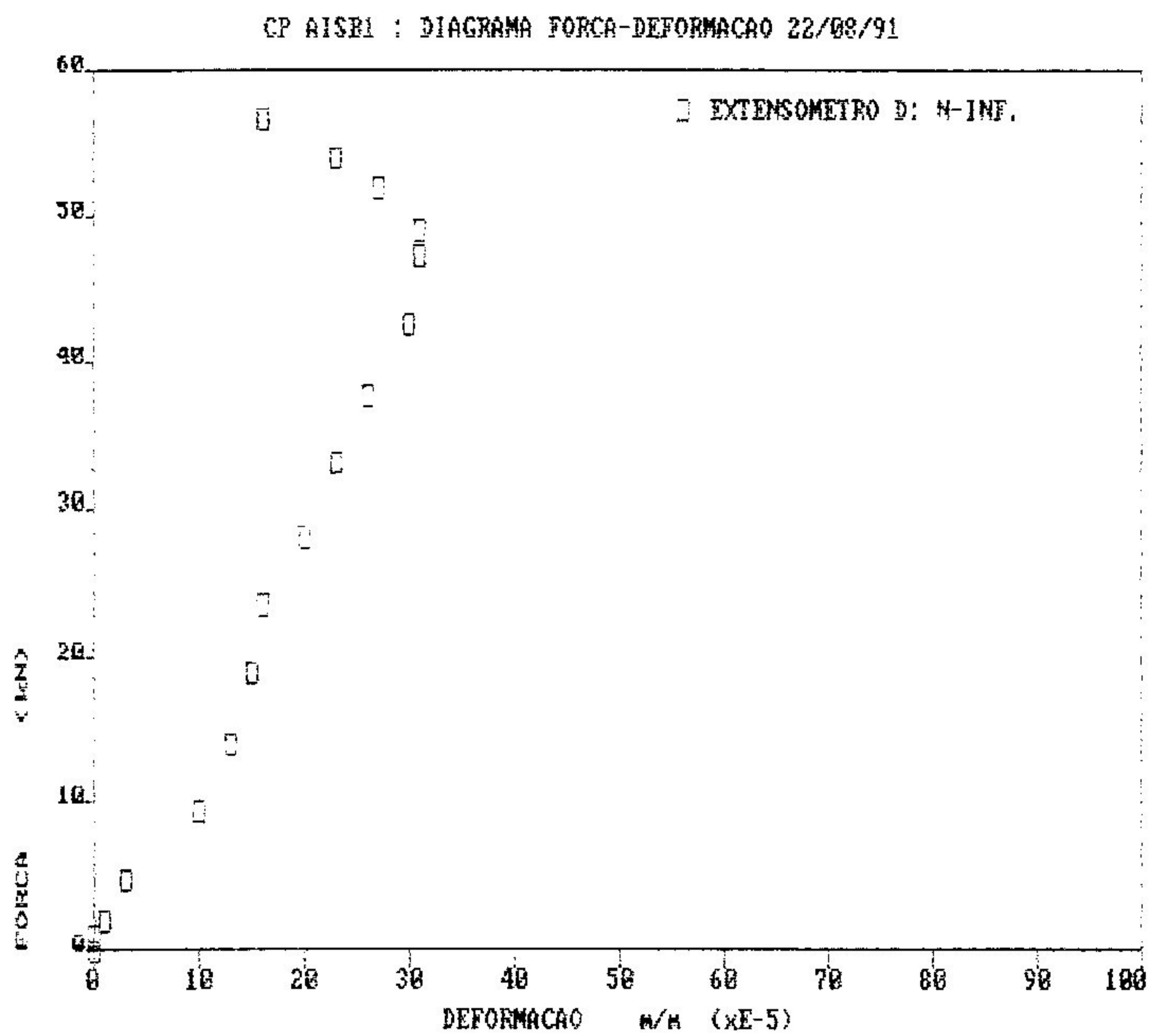


FIGURA 50 - Diagrama F x d para o concreto: cp AISB1.

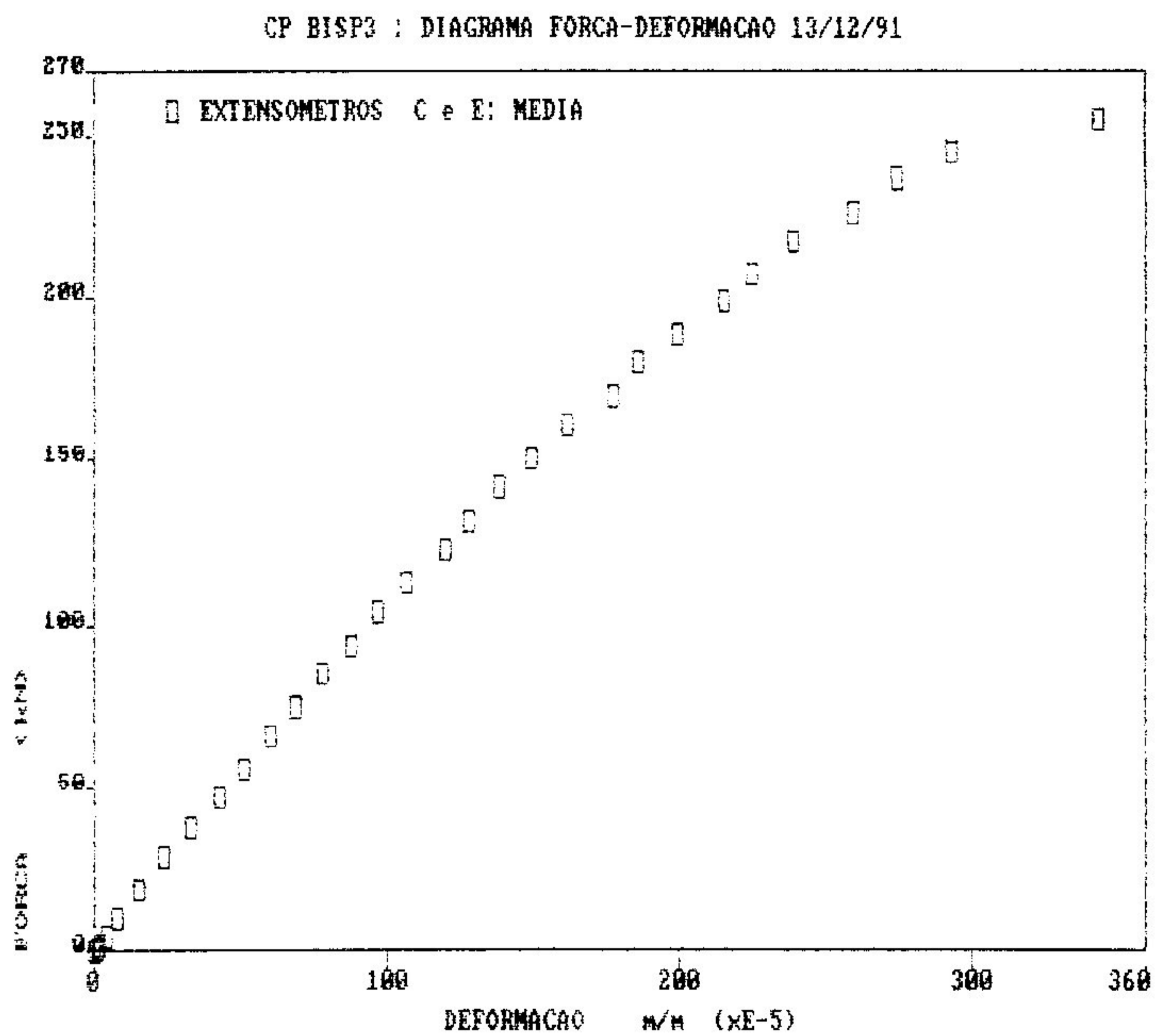


FIGURA 51 - Diagrama F x d para o concreto: cp BISP3.

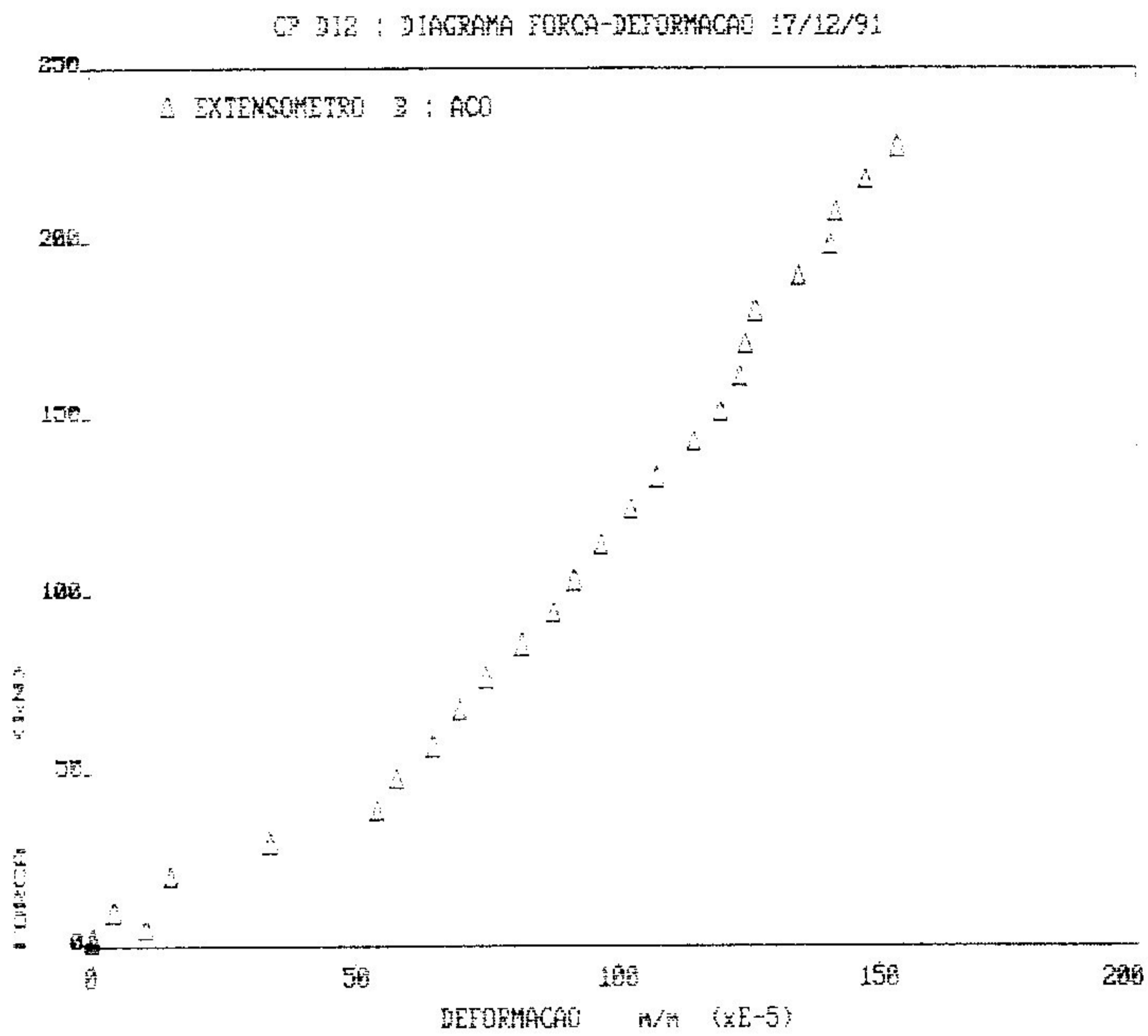


FIGURA 52 - Diagrama F x d para o aço: cp D12.

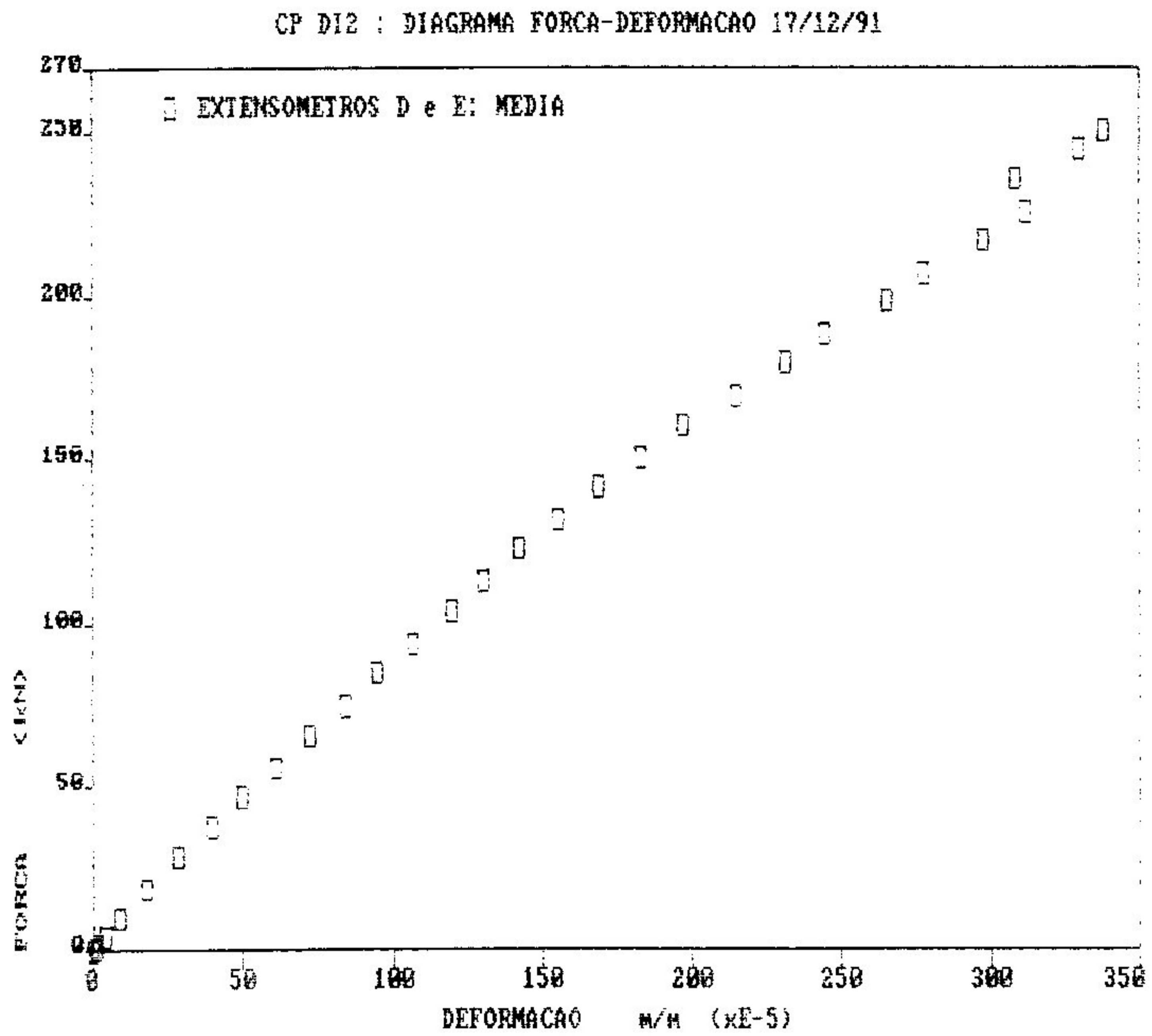


FIGURA 53 - Diagrama F x d para o concreto: cp D12.

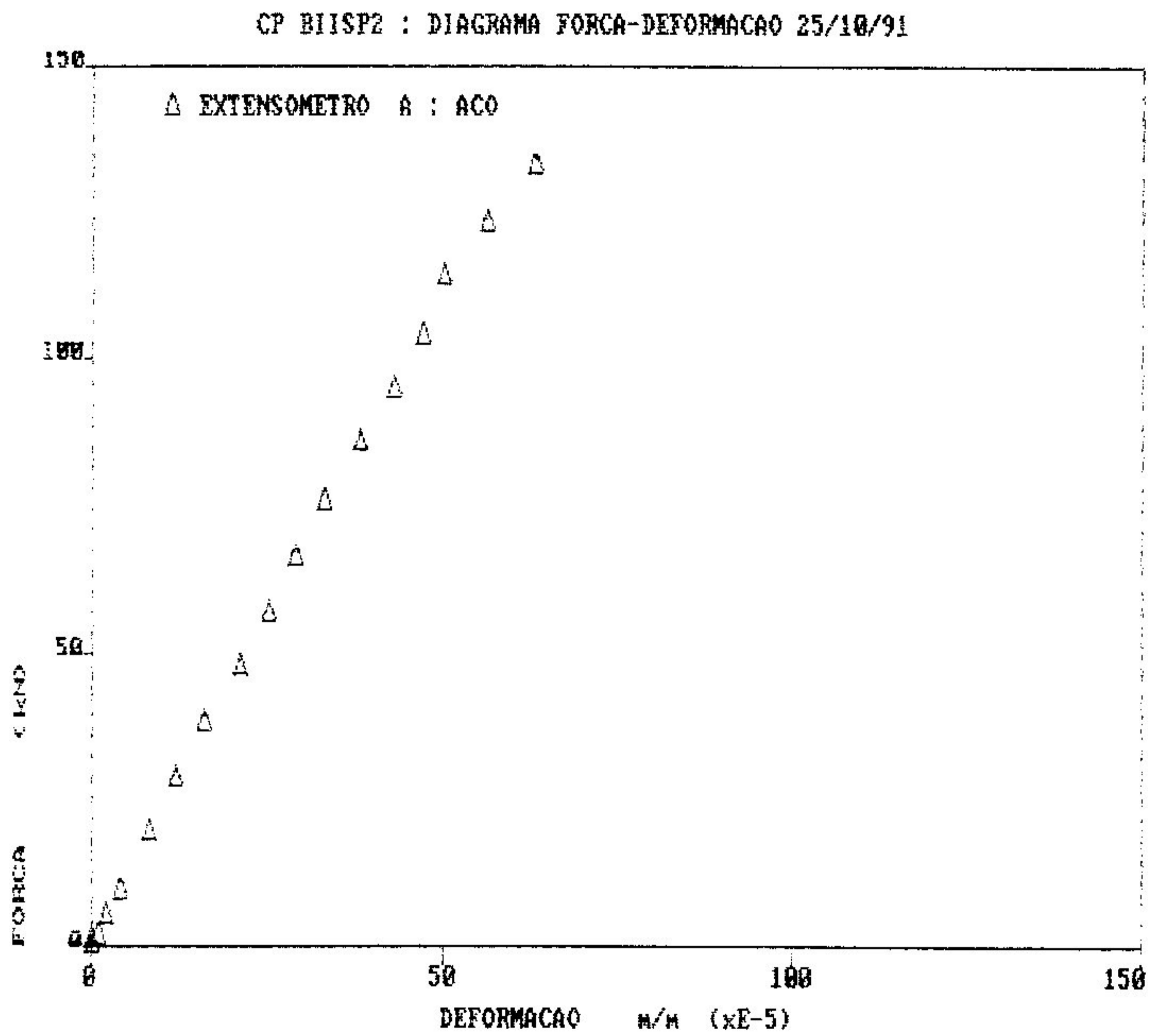


FIGURA 54 - Diagrama F x d para o aço: cp BIISP2.

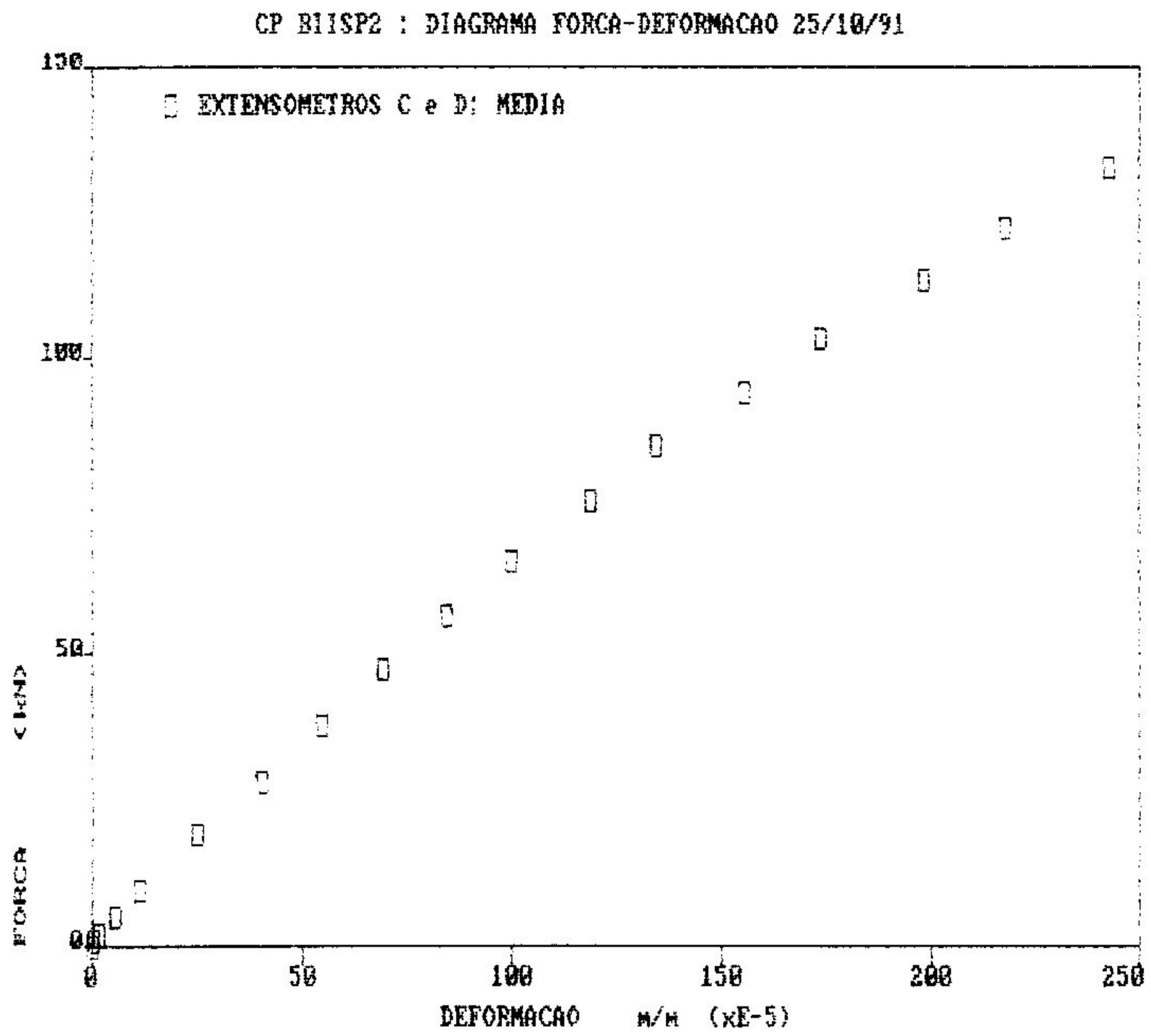


FIGURA 55 - Diagrama F x d para o concreto: cp B11SP2.

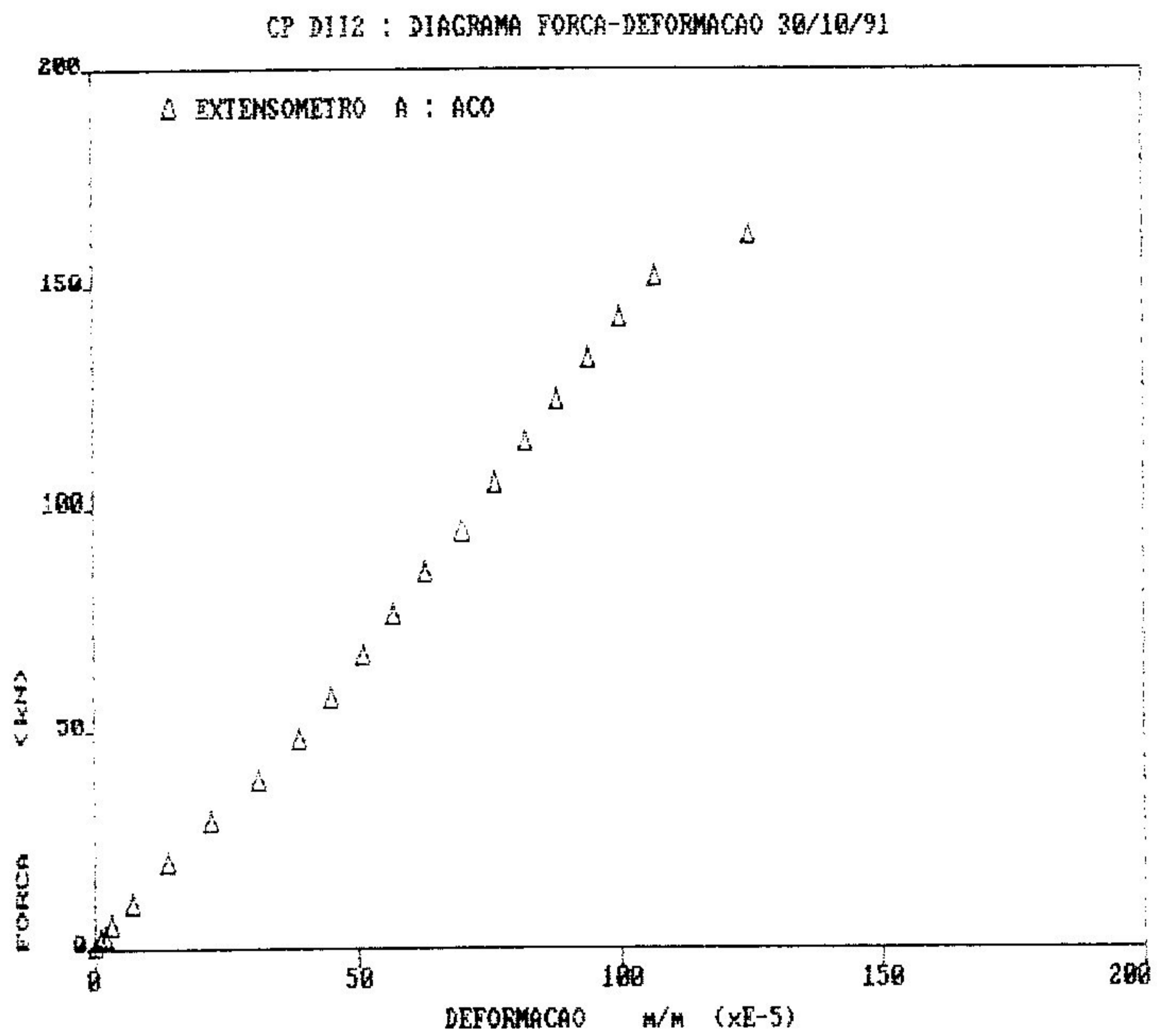


FIGURA 56 - Diagrama F x d para o aço: cp D112.

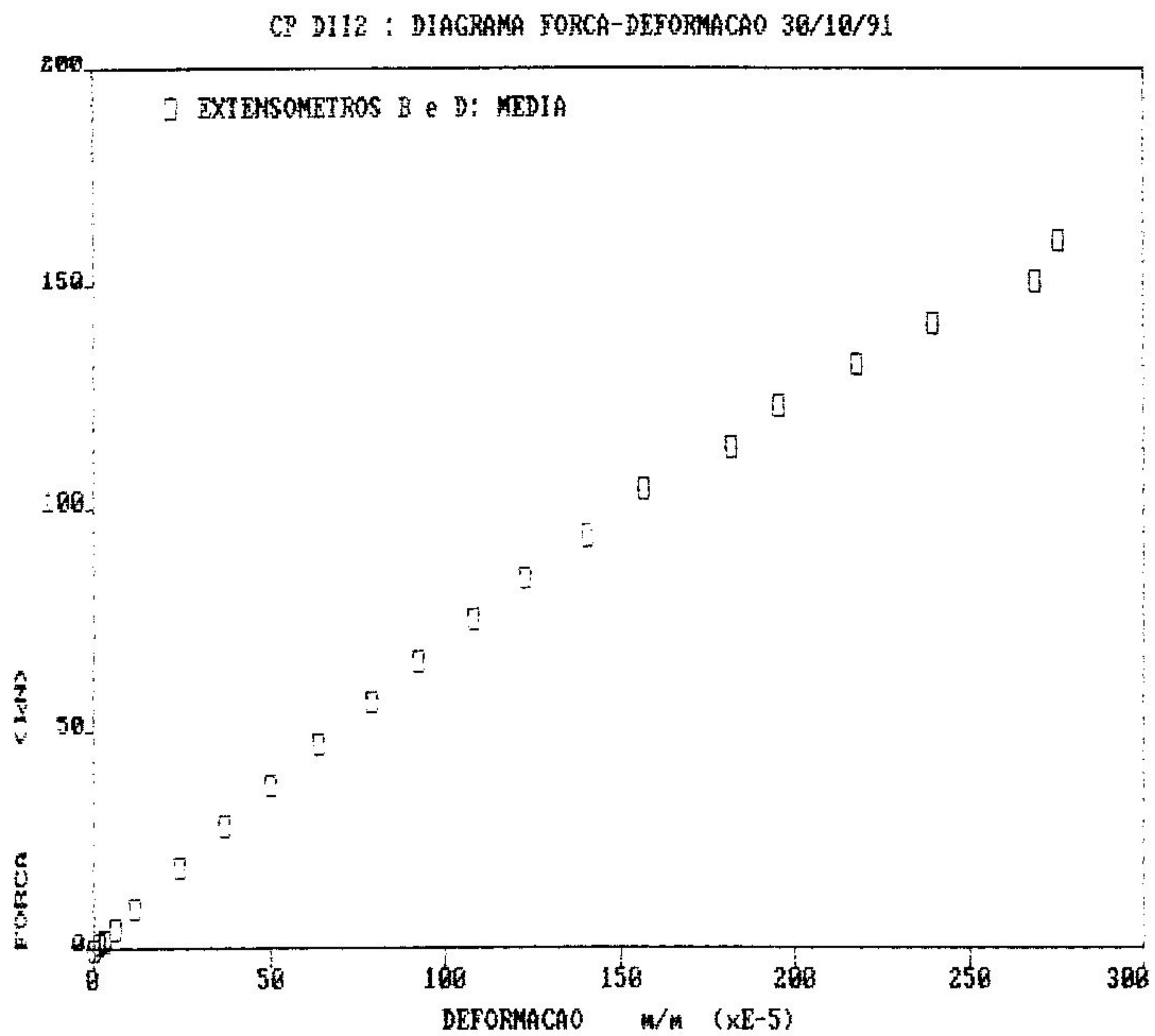


FIGURA 57 - Diagrama F x d para o concreto: cp D112.

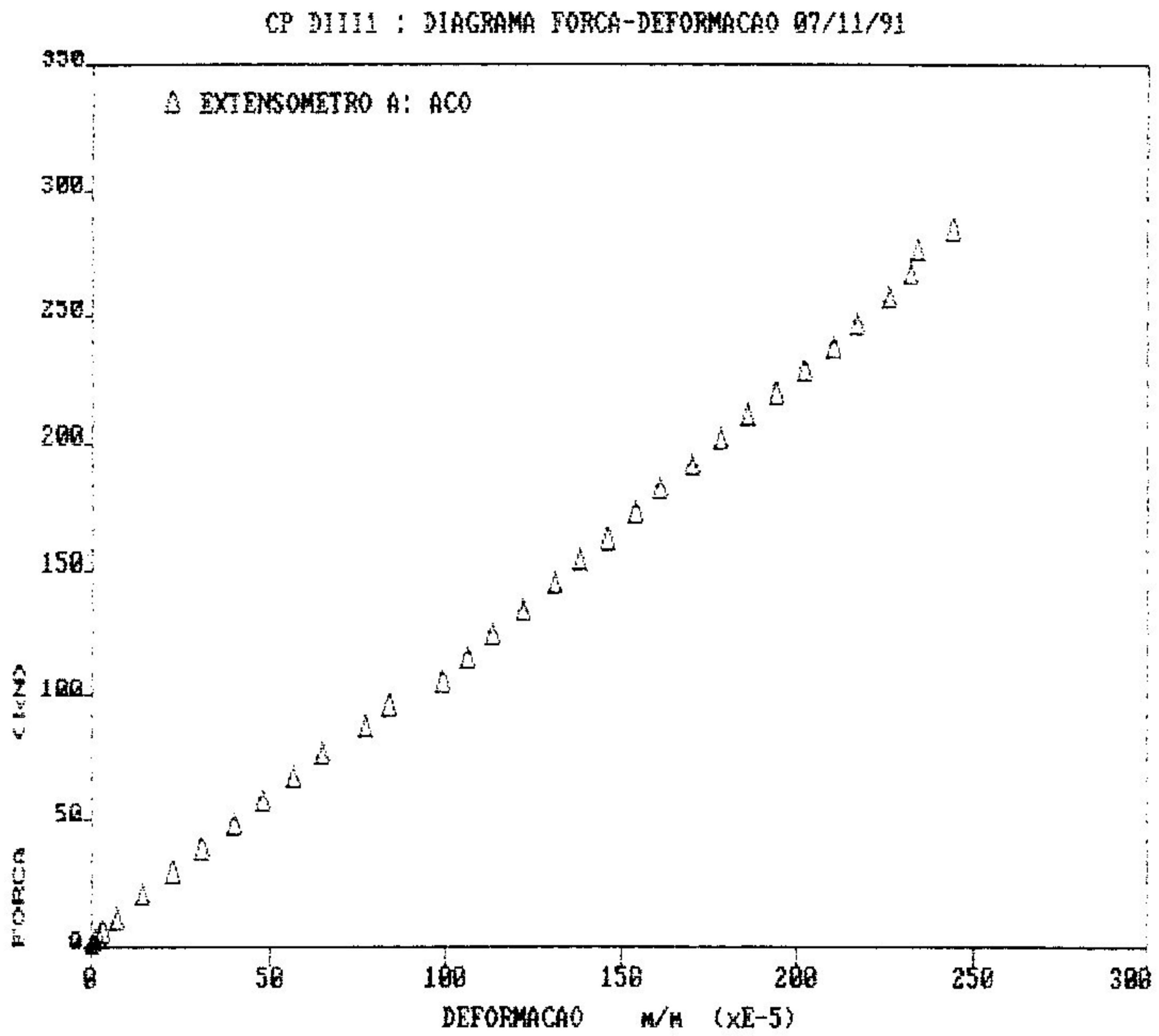


FIGURA 58 - Diagrama F x d para o aço: cp DIIII.

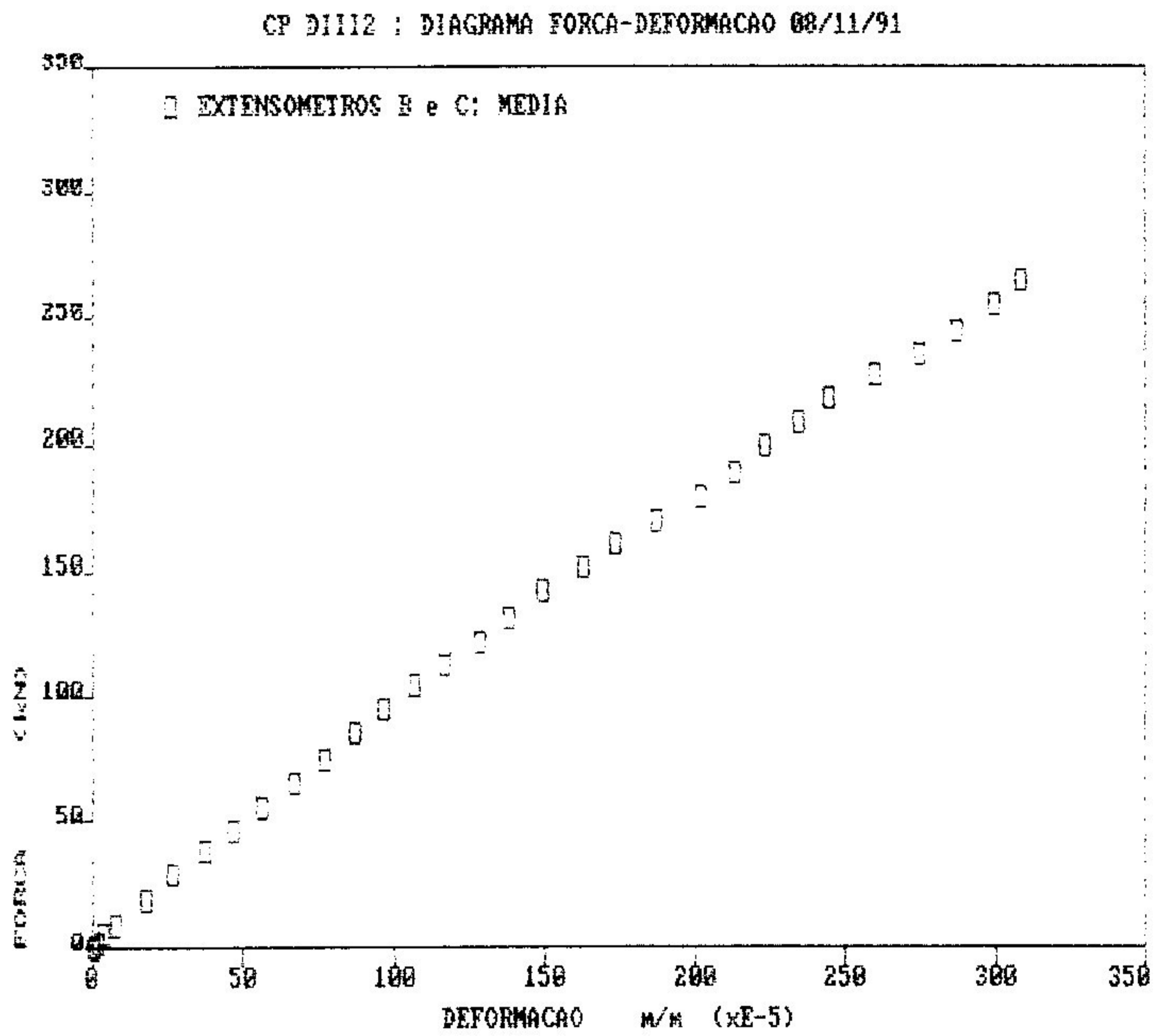


FIGURA 59 - Diagrama F x d para o concreto: cp D1112.

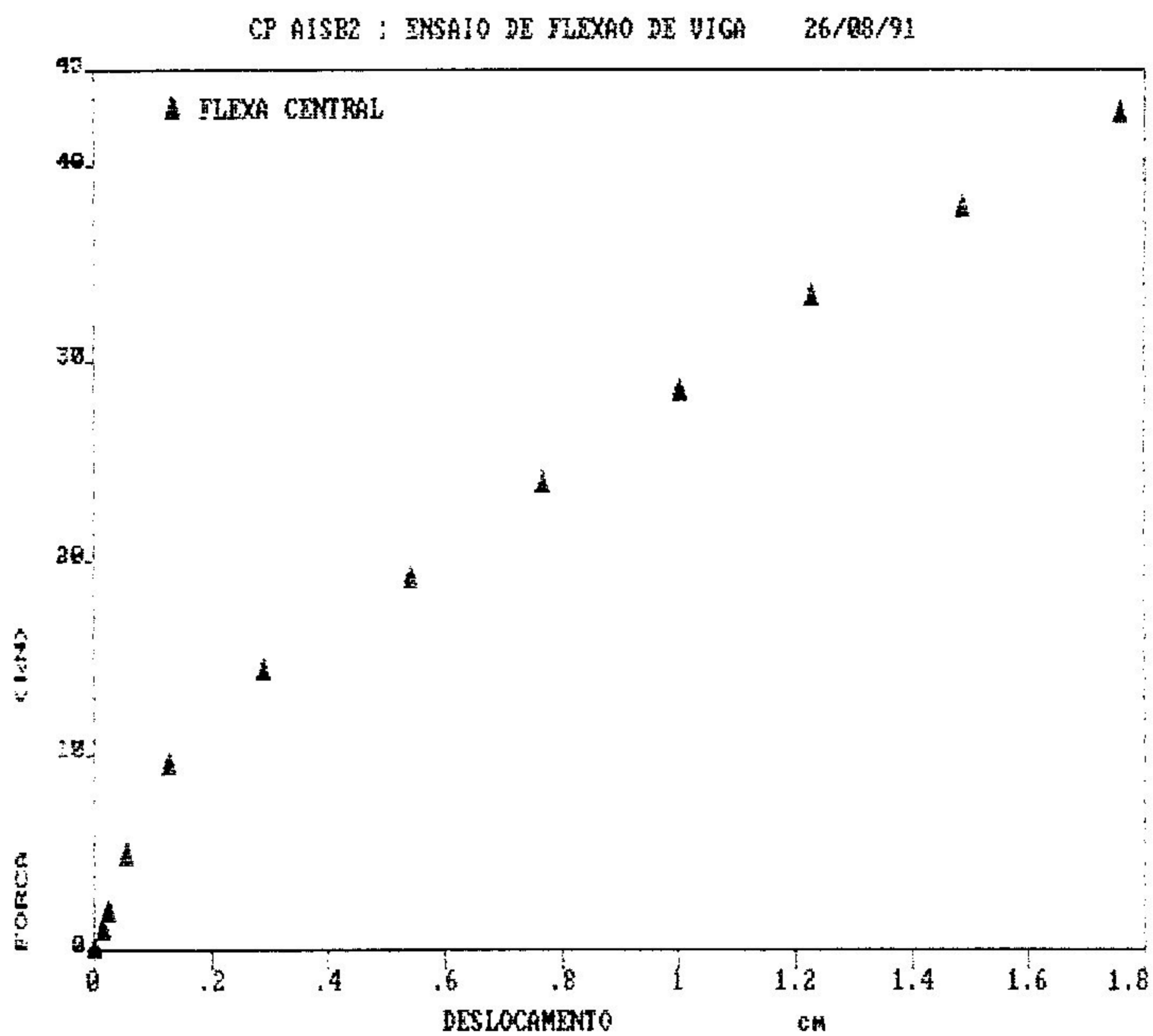


FIGURA 60 - Diagrama força - deslocamento: cp AISB2.

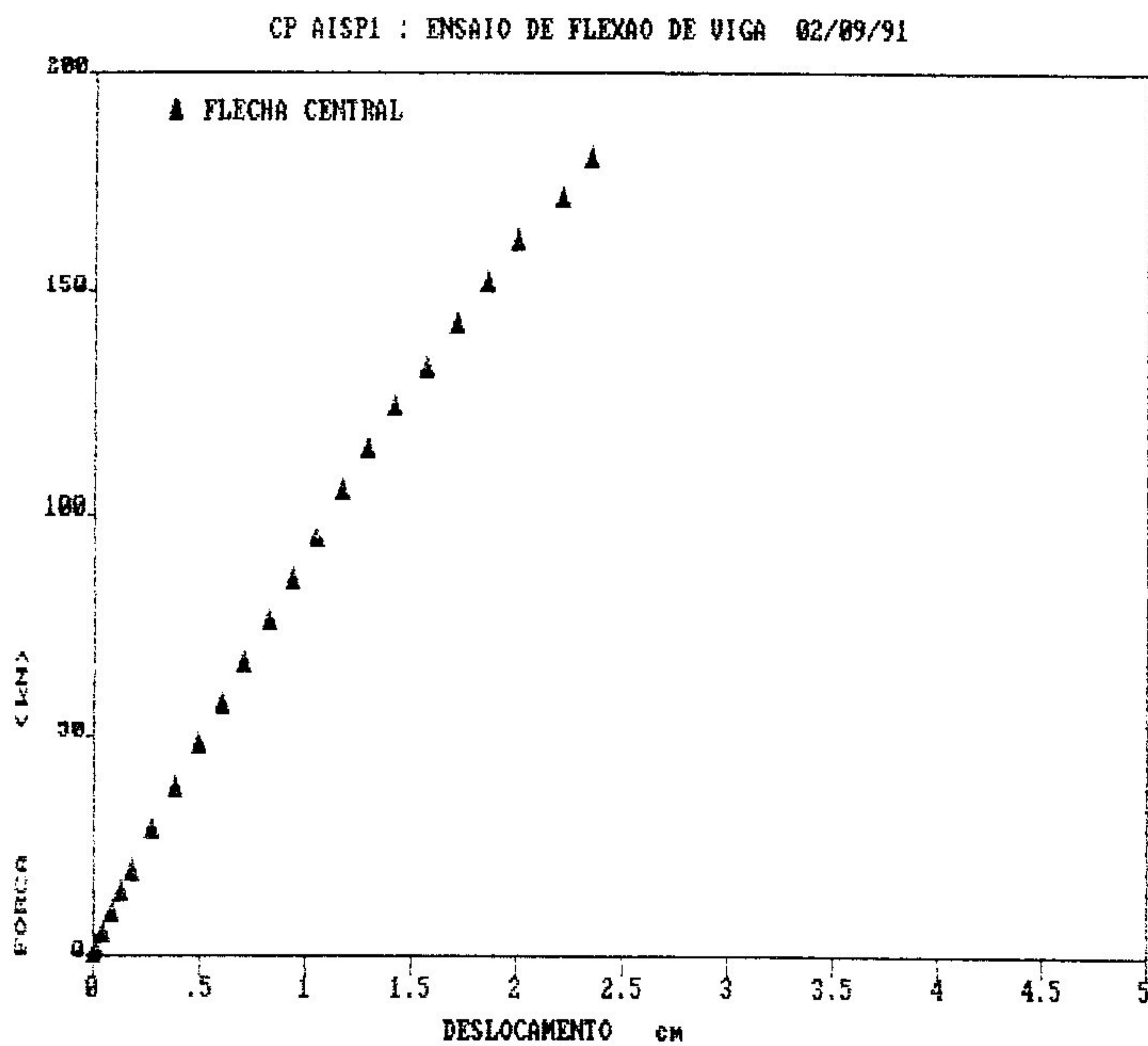


FIGURA 61 - Diagrama força - deslocamento: cp AISPI.

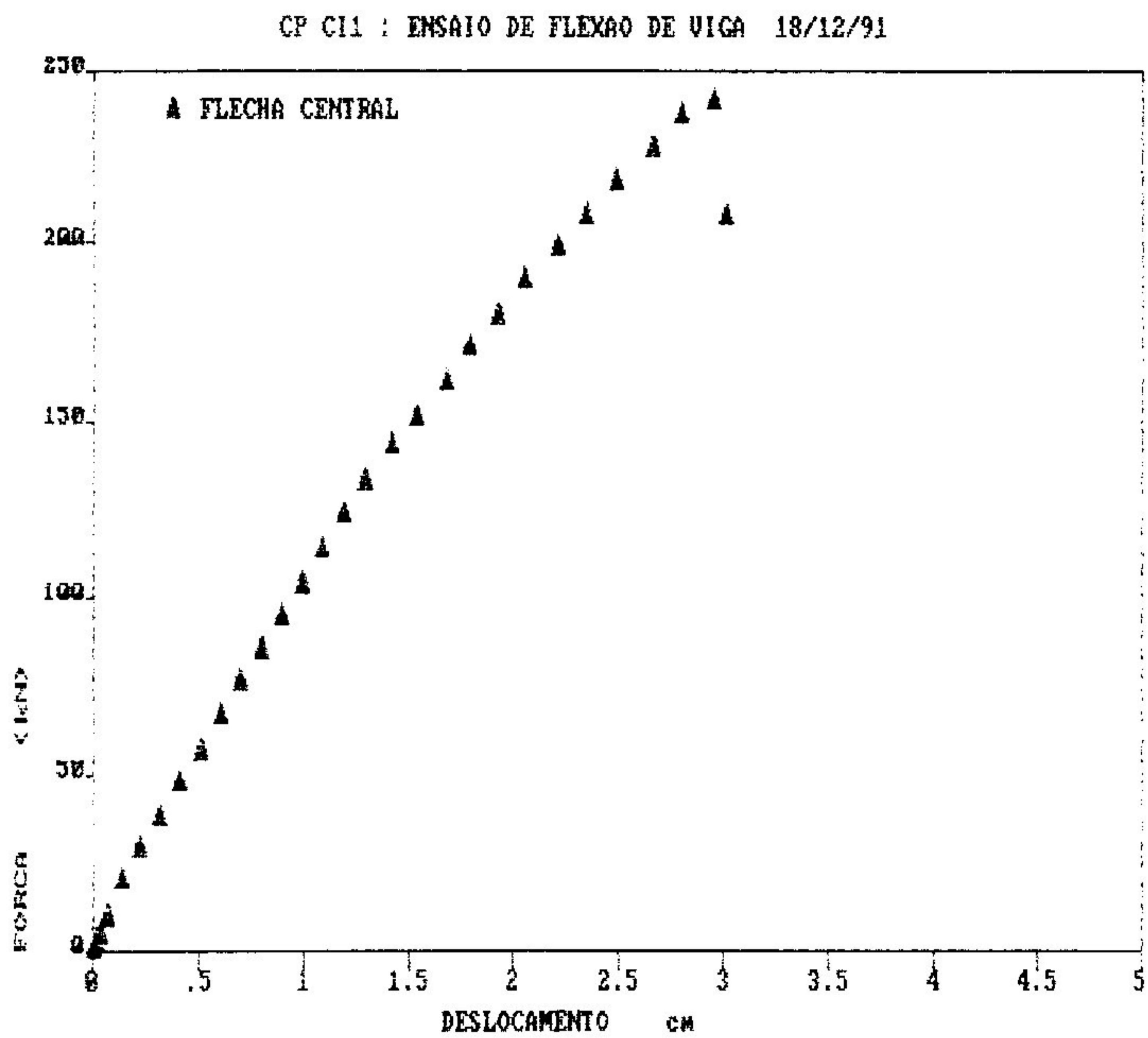


FIGURA 62 - Diagrama força - deslocamento: cp C11.

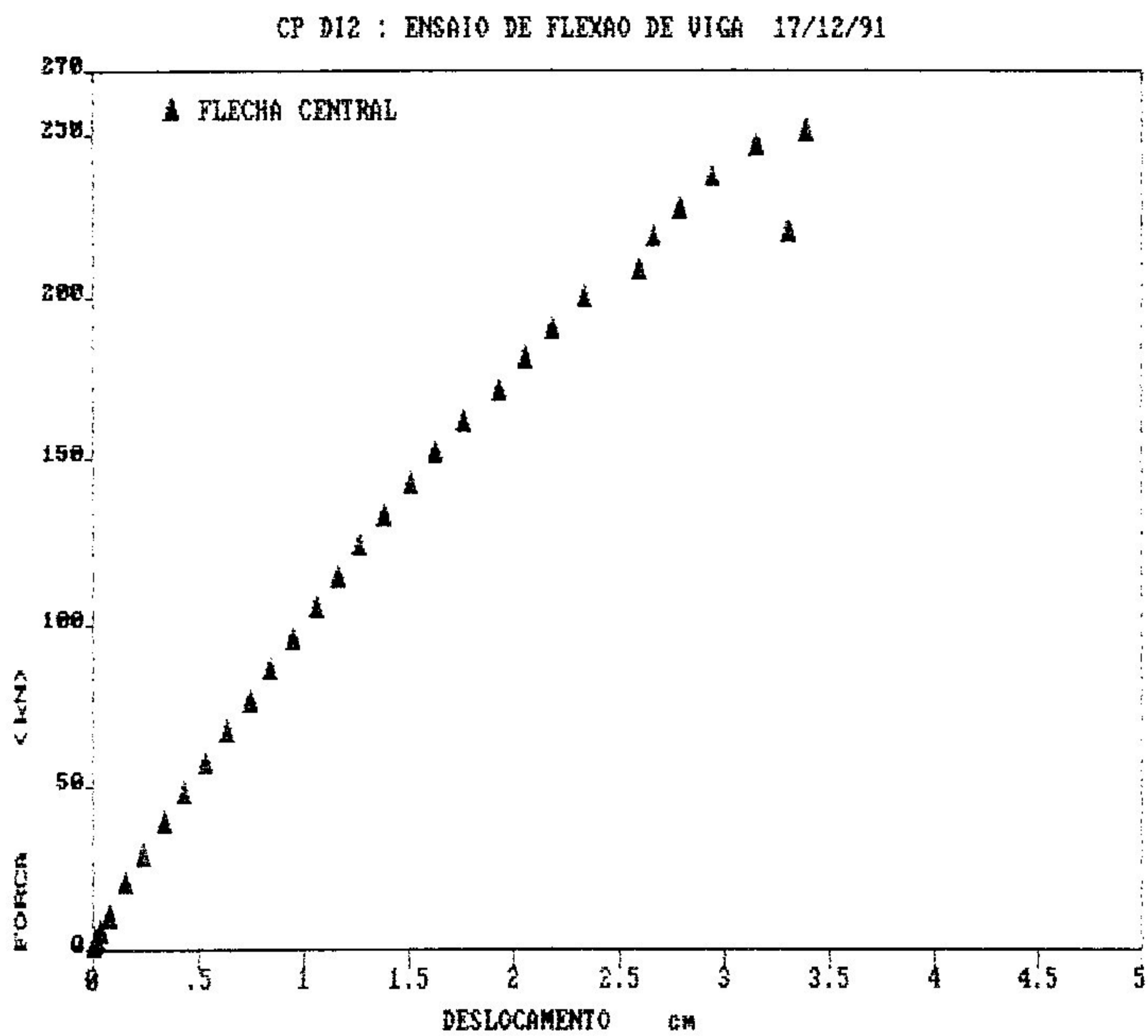


FIGURA 63 - Diagrama força - deslocamento: cp D12.

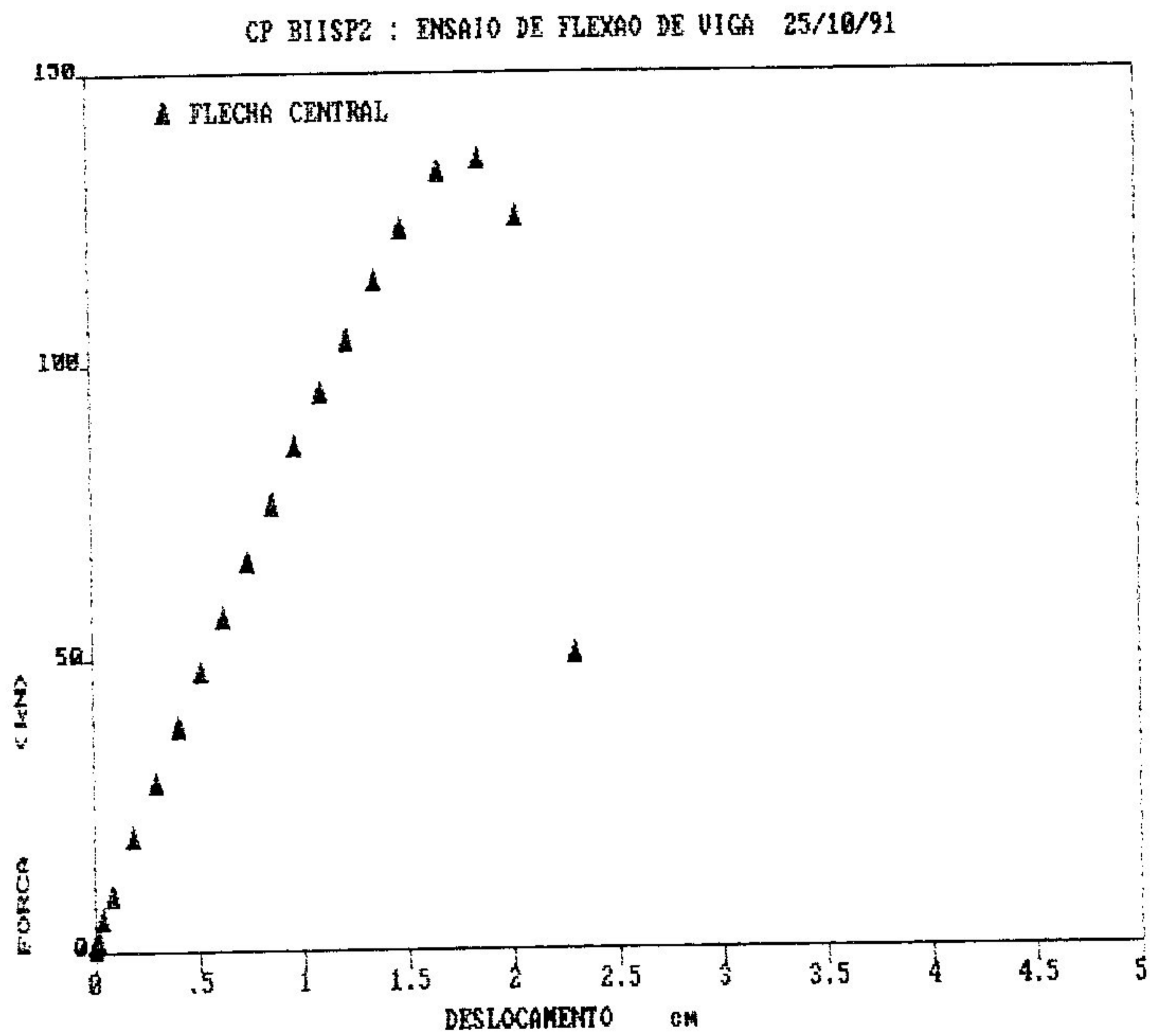


FIGURA 64 - Diagrama força - deslocamento: cp BIISP2.

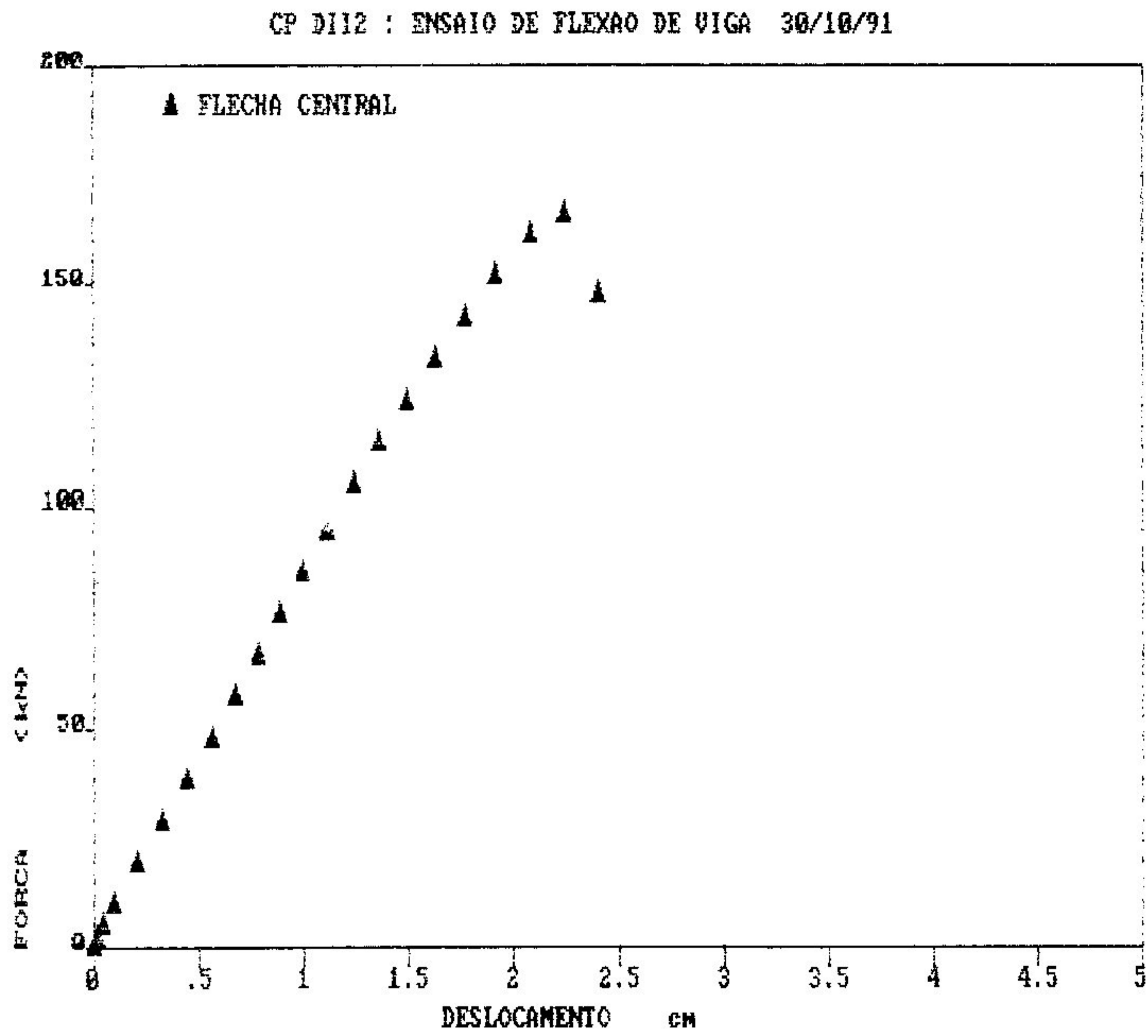


FIGURA 65 - Diagrama força - deslocamento: cp D112.

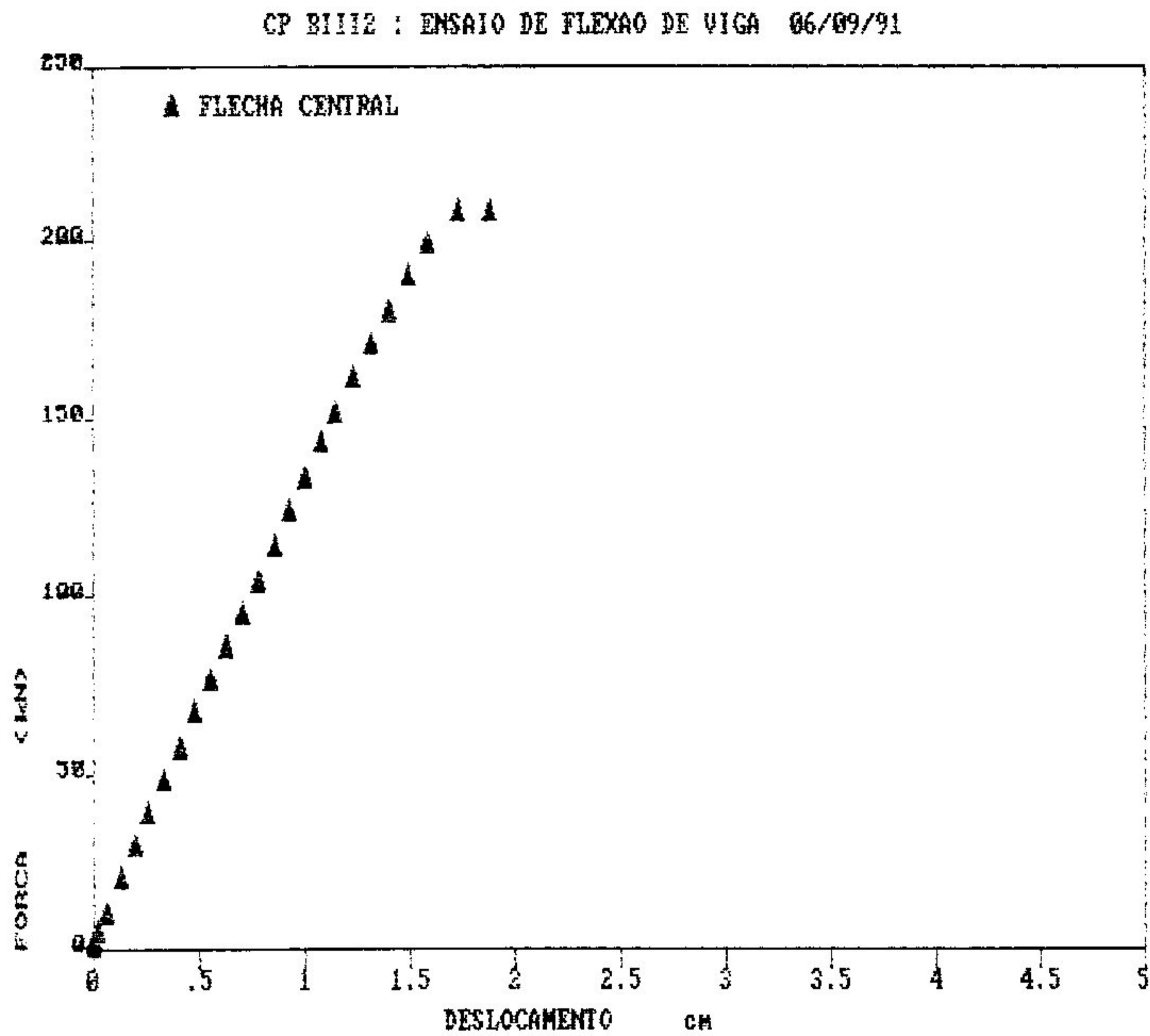


FIGURA 66 - Diagrama força - deslocamento: cp BIII2.

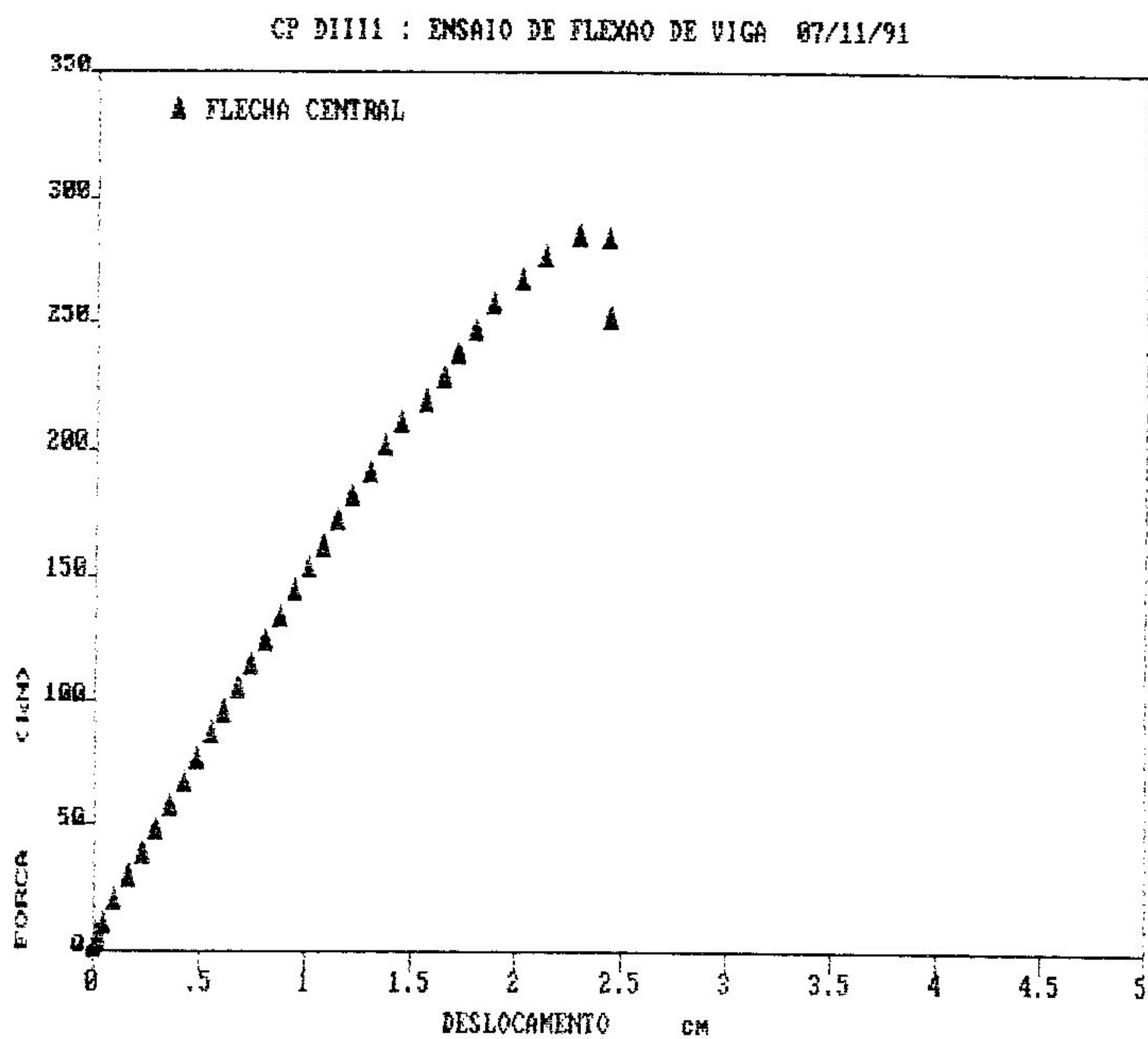


FIGURA 67 - Diagrama força - deslocamento: cp DIIII.

TABELA 35

Resultados experimentais

NUM.	NOME	SECAO (CM)	% AS	F. RUP. (KN)	δ RUP. (CM)	F. FISS. (KN)	δ FISS. (CM)	RIGIDEZ (KN/CM)
1	AISB1	16x32	0,48	56,63	2,24	9,50	0,13	14.693,9
2	AISB2	16x32	0,48	56,63	2,61	9,50	0,13	9.144,7
3	AISF1	16x32	3,68	138,21	2,768	94,40	1,05	10.822,5
4	BISF3	16x32	4,29	254,84	3,311	122,70	1,29	13.446,2
5	BISF4	16x32	4,29	238,00	3,735	103,80	1,14	12.886,6
6	CI1	16x32	4,29	240,68	2,952	141,60	1,41	14.269,4
7	D11	16x32	5,52	254,84	2,910	132,14	1,62	14.423,1
8	D12	16x32	5,52	250,12	3,392	141,60	1,51	12.400,0
9	BIIN1	8x40	3,83	160,46	2,262	103,80	1,25	12.156,9
10	BIIN2	8x40	3,83	151,02	2,203	94,40	1,17	12.246,9
11	BIISF1	8x40	4,91	160,46	2,232	103,80	1,25	10.060,9
12	BIISF2	7,5x40	4,91	134,03	1,860	113,25	1,36	10.689,7
13	CI11	8x40	4,91	167,06	2,45	103,80	1,25	10.782,6
14	D111	7,8x40	5,89	176,50	2,30	113,25	1,28	10.925,1
15	D112	7,6x40	5,89	165,18	2,24	103,80	1,23	9.429,7
16	BI111	60x12	3,42	198,21	1,795	160,45	1,31	13.227,5
17	BI112	60x12	3,42	207,65	1,878	160,45	1,20	14.657,2
18	D1111	60x12	4,95	283,16	2,285	188,80	1,29	19.161,2
19	D1112	60x12	4,95	264,29	2,142	169,90	1,14	18.547,0

Obs: A Rigidez é definida como a tangente na origem à curva força-deslocamento.

TABELA 36

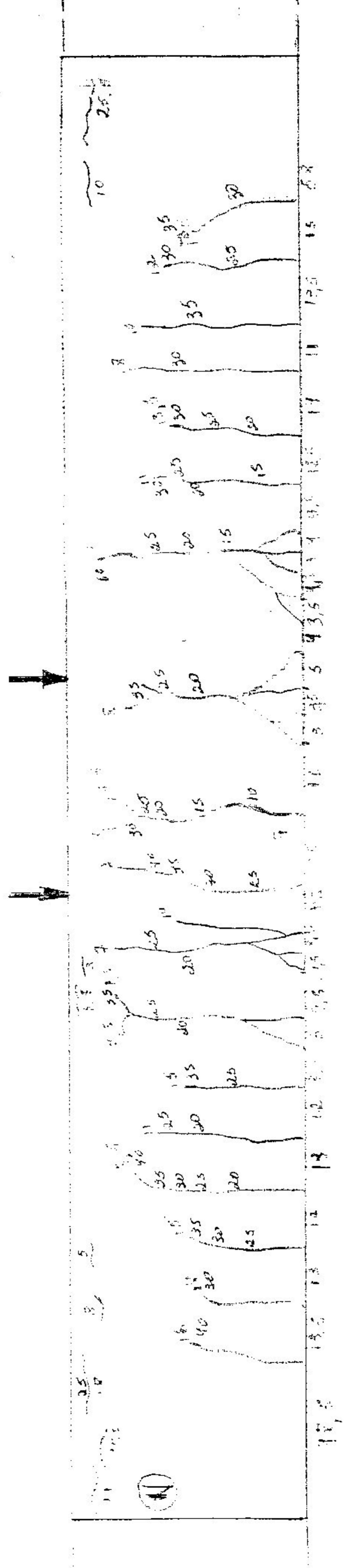
Resultados teóricos

NUM.	NOME	SECAO (CM)	% MS	F. RUP. t (KN)	F. RUP. t des-krjs (KN)	F. RUP. t Frang. (KN)	F. FISS. (KN)	DUCTILIDADE μ
1	AISB1	16x32	0,48	43,26	42,96	43,42	13,62	5,81
2	AISB2	16x32	0,48	43,26	42,96	43,33	13,52	4,01
3	AISP1	16x32	3,68	203,40	199,11	146,47	11,47	1,51
4	BISP3	16x32	4,29	236,04	231,11	170,11	13,41	1,75
5	BISP4	16x32	4,29	234,40	229,50	168,90	13,34	2,02
6	CI1	16x32	4,29	236,86	231,92	170,71	13,45	1,75
7	DI1	16x32	5,52	246,32	240,94	176,91	14,50	1,65
8	DI2	16x32	5,52	246,32	239,79	176,05	14,45	1,68
9	BIIN1	8x40	3,83	178,90	172,56	127,26	11,05	1,71
10	BIIN2	8x40	3,83	178,90	174,02	127,06	11,03	1,79
11	BIISP1	8x40	4,91	163,25	159,69	117,27	11,00	1,40
12	BIISP2	7,5x40	4,91	163,25	159,96	117,47	11,02	1,48
13	CI11	8x40	4,91	150,49	147,13	107,93	10,32	1,58
14	DI11	7,8x40	5,89	150,68	147,19	107,82	11,22	1,42
15	DI12	7,6x40	5,89	150,68	147,43	107,99	11,23	1,28
16	BI111	60x12	3,42	287,50	281,82	207,91	18,62	1,20
17	BI112	60x12	3,42	301,89	295,95	218,53	19,33	1,33
18	DI111	60x12	4,95	255,94	250,17	183,56	20,27	1,55
19	DI112	60x12	4,95	255,94	250,57	183,86	20,29	1,50

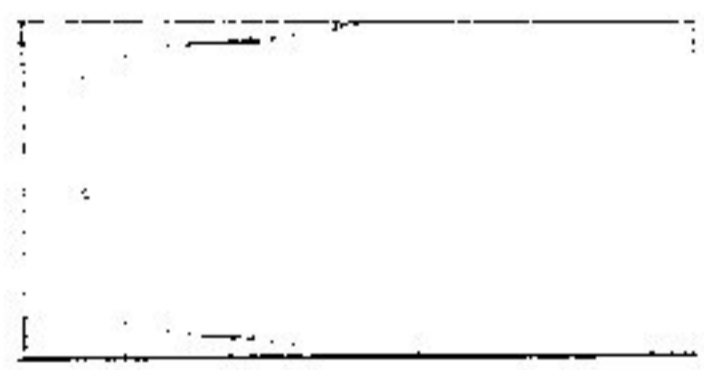
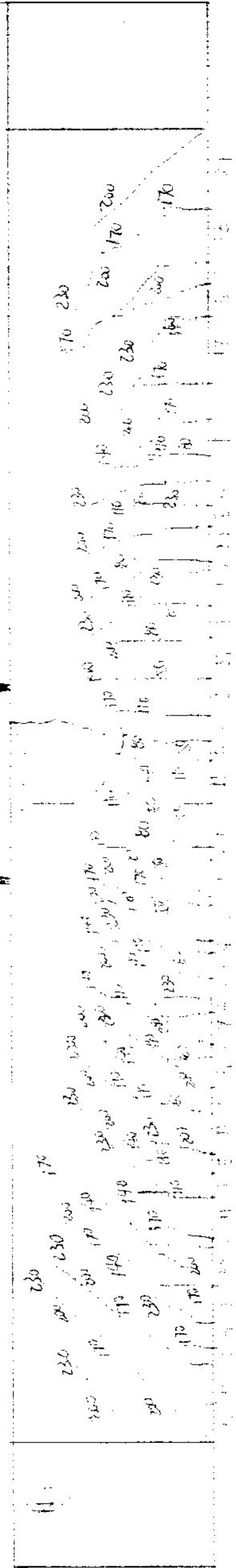
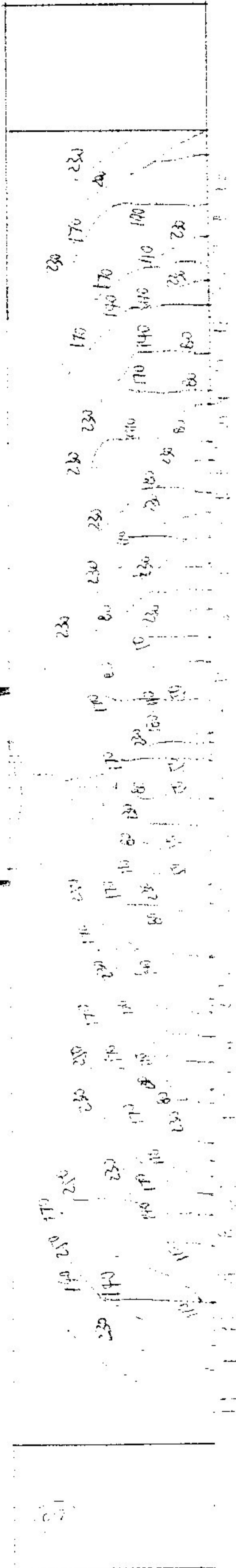
TABELA 37

NUM.	NOME	Espacamento Técnico (cm)		Espacamento nos ensaios (cm)	
		Teórico	Comb	Face N	Face S
1	BISB1	10,00		7,28	10,89
2	BISB2	10,00		7,20	6,60
3	BISF1	5,57		7,54	10,44
4	BISF3	5,30		6,31	6,17
5	BISF4	5,30		6,42	6,41
6	CI1	5,30		7,18	5,85
7	DI1	4,96		7,18	6,36
8	DI2	4,96		8,18	7,00
9	BIIN1	4,45		6,82	5,62
10	BIIN2	4,45		6,13	6,25
11	BISF1	4,19		8,70	7,00
12	BISF2	4,19		7,65	8,46
13	CI1	4,19		5,68	5,92
14	DI1	3,995		6,43	6,00
15	DIJ2	3,995		7,33	5,77
16	BIII1	4,05		7,86	6,33
17	BIII2	4,05		5,09	6,61
18	DIII1	4,42		3,97	4,79
19	DIII2	4,42		5,75	5,91

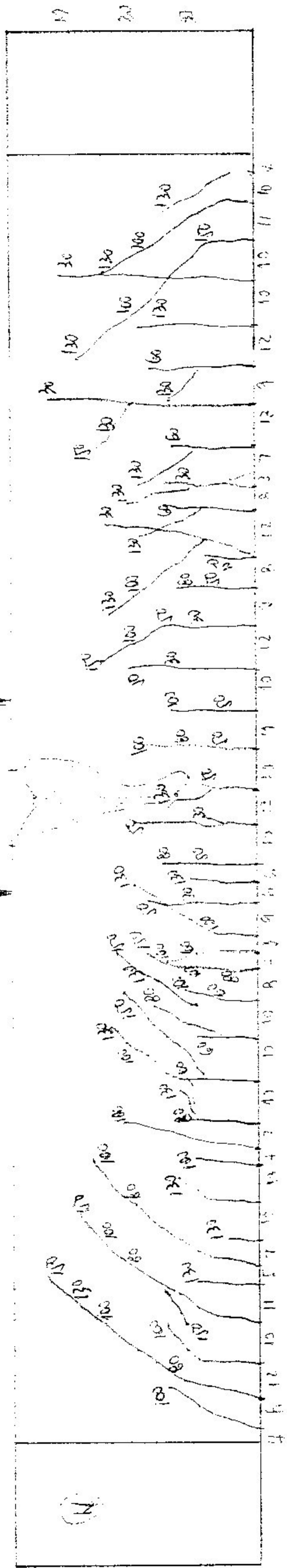
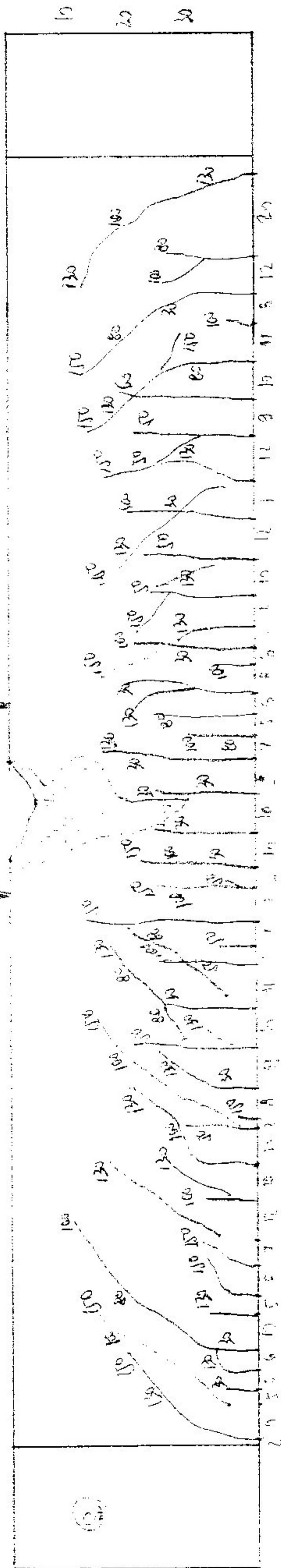
of AIRBI



CP DIA



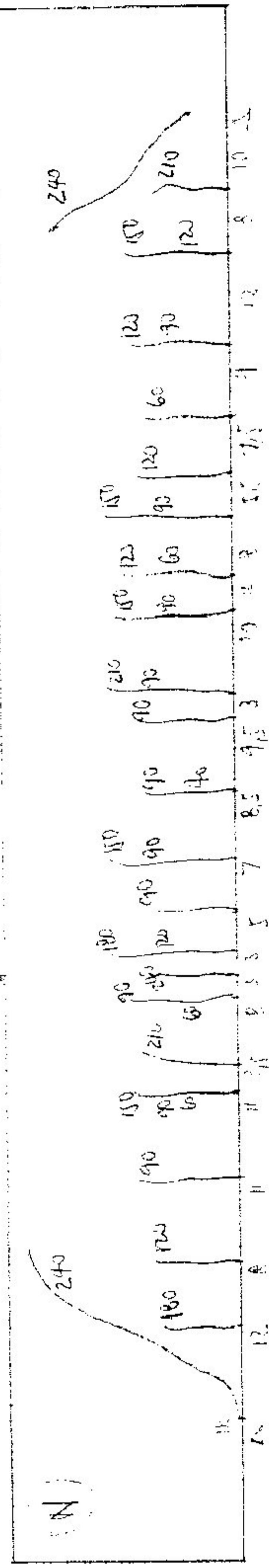
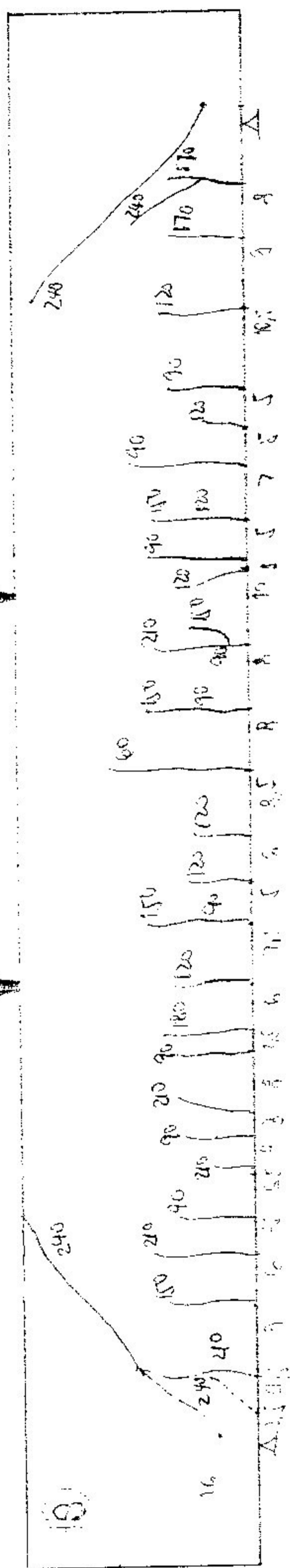
of BISCPI



(A)

(B)

Op. D III 2



CAPÍTULO 7 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos nos ensaios permitem alguns comentários importantes com base, nos diagramas apresentados neste capítulo.

O objetivo desta parte experimental é estudar o comportamento dos concretos de alta resistência na flexão simples e por este motivo não há armação na região de compressão, como já foi dito no cap. 5.

7.1 - Diagramas Força-Deformação

As Figuras 72, 73, 78 e 79 mostram as diferenças de comportamento entre as vigas com alta e com baixa taxas de armação. As deformações no aço e no concreto são mais plásticas nas peças AISB1 e AISB2. Esse comportamento dúctil contrasta com o comportamento mais frágil e linear apresentado pelas peças com alta taxa de armação. Isto se nota com maior clareza nas deformações medidas no concreto.

Da FIG. 86 vê-se que as peças mais esbeltas (perfil 8 x 40 cm) têm capacidade de carga menor, seguidas pelas peças de perfil 16 x 32 cm e as peças de perfil III (60 x 12 cm) foram as que suportaram maior nível de carga. A linearidade da curva força-deformação também é mais acentuada nas peças de perfil III.

Pelas figuras 73 e 75 pode-se verificar que, para o mesmo nível de armação (altas taxas de armação neste caso), o

aumento da resistência do concreto não afeta significativamente as curvas força-deformação.

As deformações medidas no concreto apresentaram valores compatíveis com os valores esperados para a ruptura (entre 0,003 e 0,0035), o mesmo ocorrendo para as deformações no aço (perto de 0,011 nas peças AISB1 e AISB2, onde a ruptura se dá pelo aço).

Nas peças onde não se esperaria uma ruptura pelo aço (peças com altas taxas de armação), as deformações medidas nas barras da armação realmente apresentaram valores baixos, em alguns casos próximos ao escoamento. Isto também se verificou para o concreto, nas peças AISB1 e AISB2 (baixas taxas de armação), onde as deformações ficaram em torno de 0,0018.

As deformações no aço (FIG. 85) apresentaram uma grande dispersão.

FIGURA 72 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORMAÇÕES NO AÇO - SEÇÃO 16x32 cm

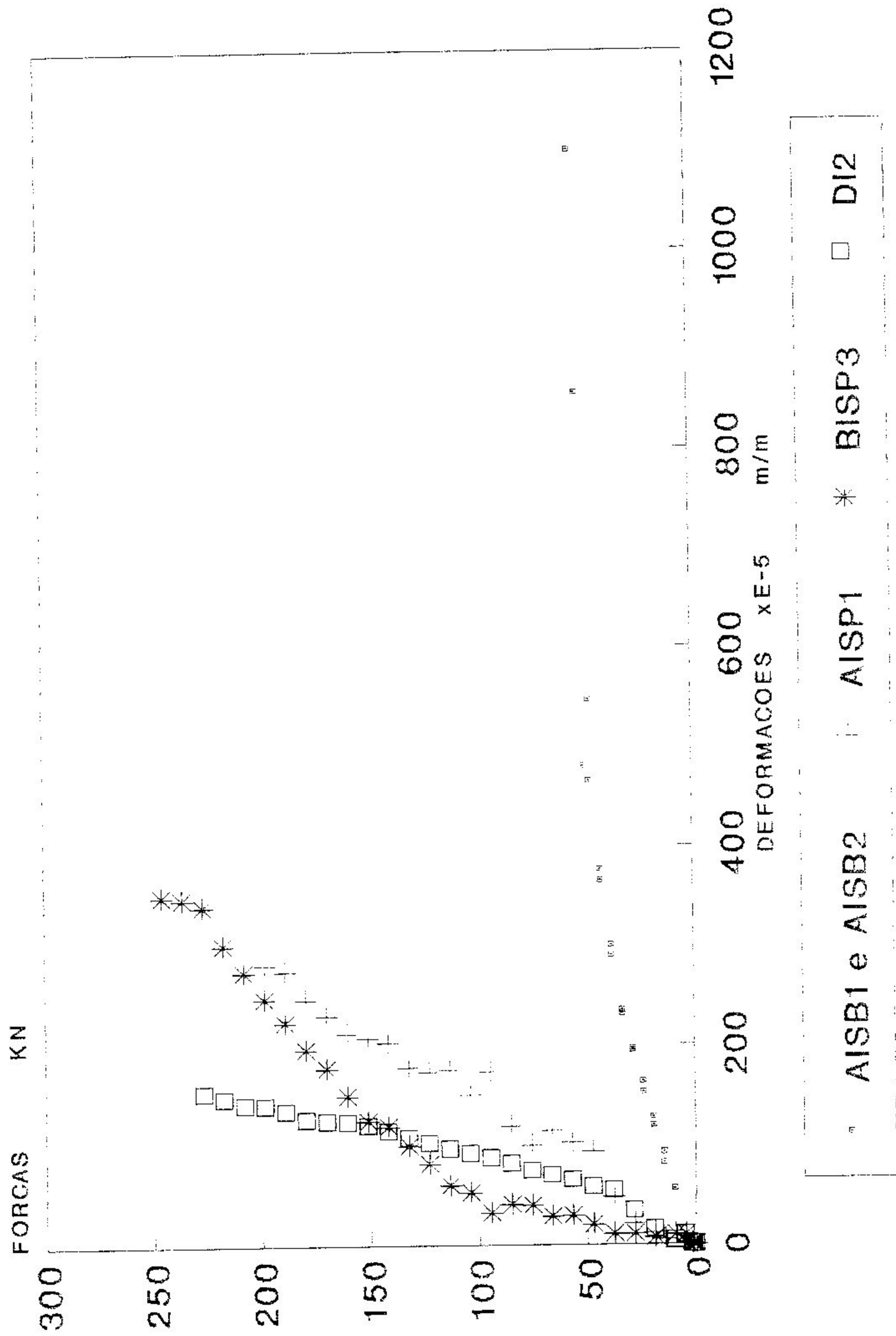


FIGURA 73 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO - SEÇÃO 16x32 cm

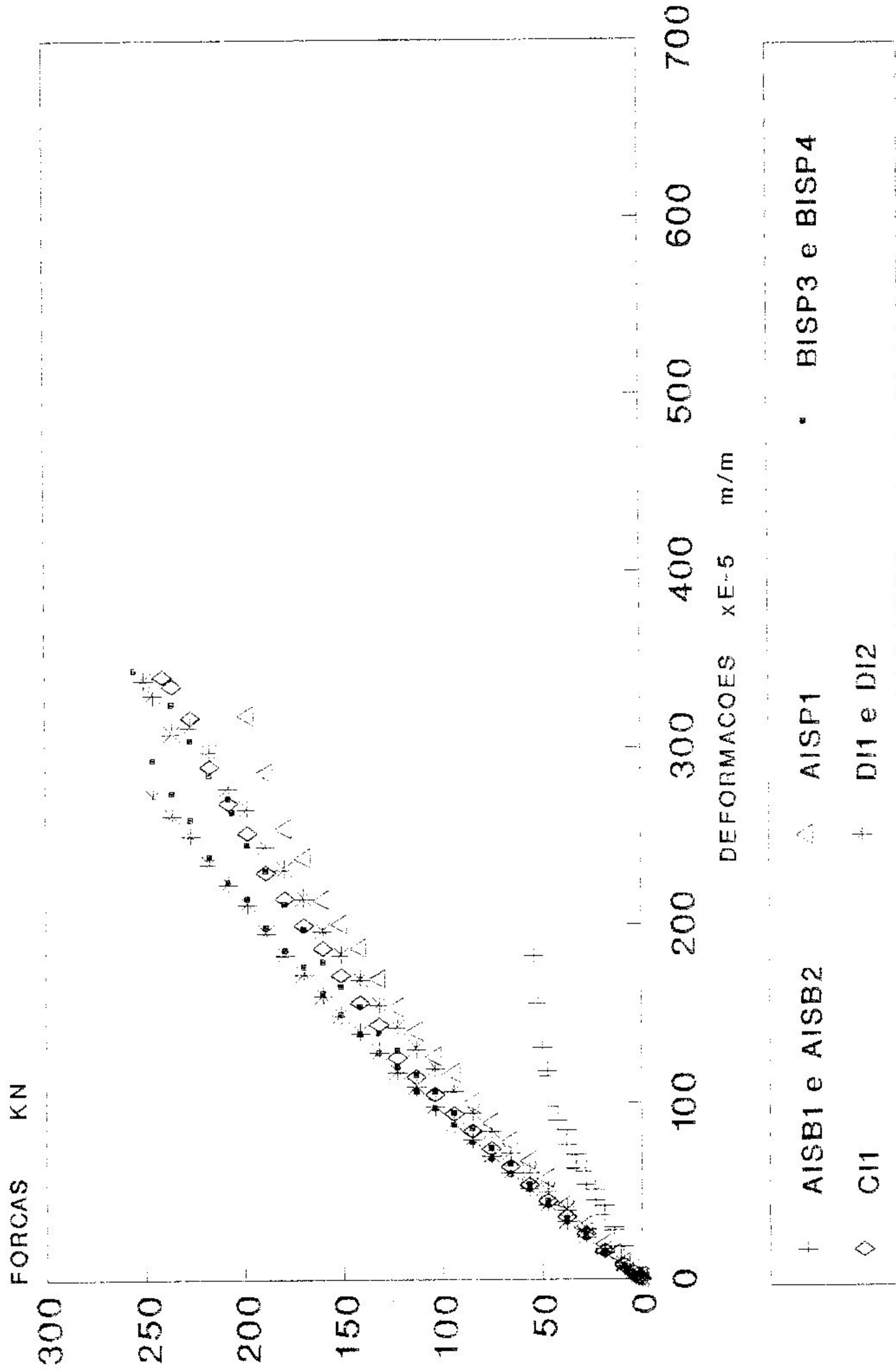


FIGURA 74 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMACAO
 DEFORMACOES NO ACO - SECAO 8x40 cm

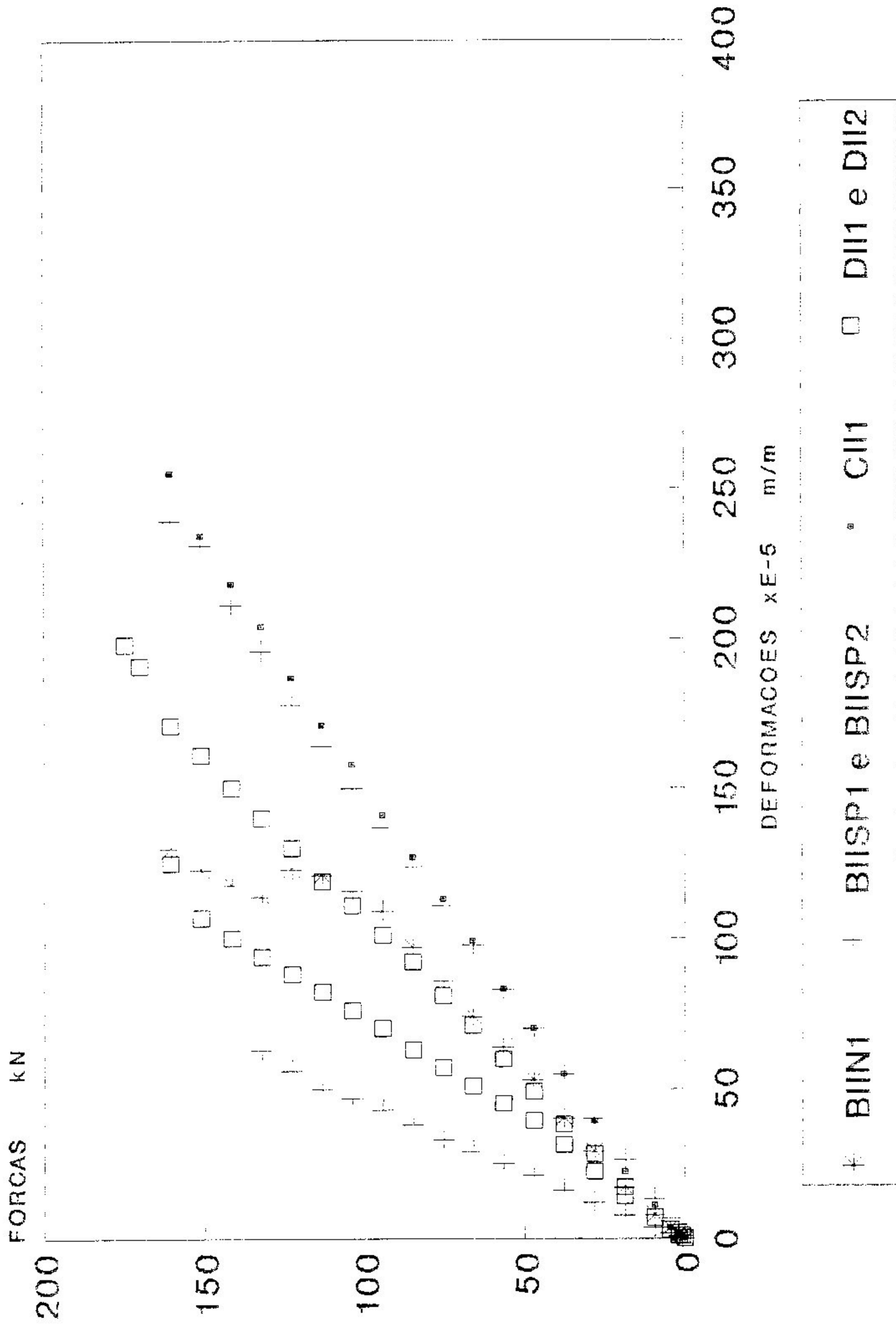


FIGURA 75 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO - SEÇÃO 8x40

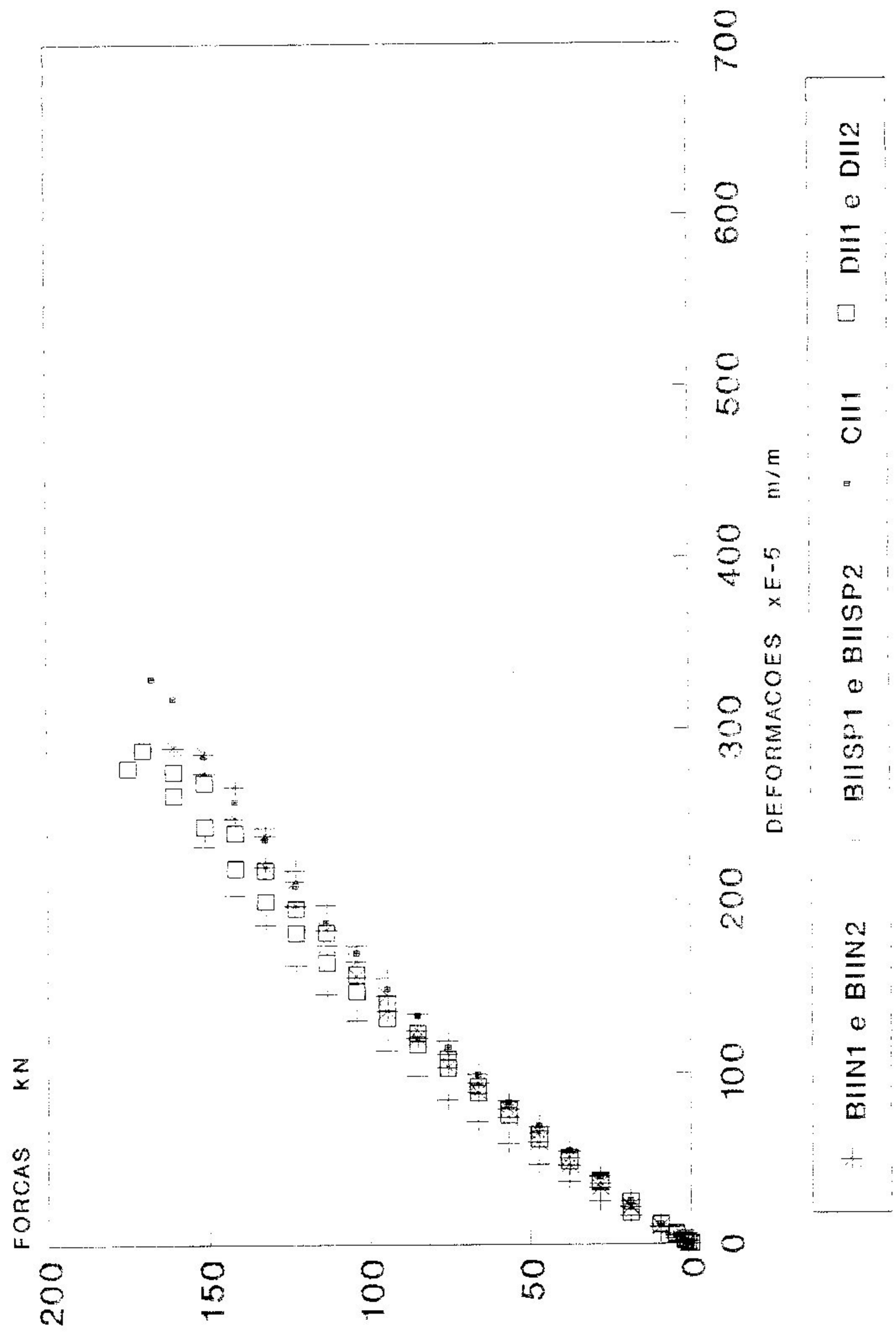


FIGURA 76 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORMAÇÕES NO AÇO - SEÇÃO 60x12 cm

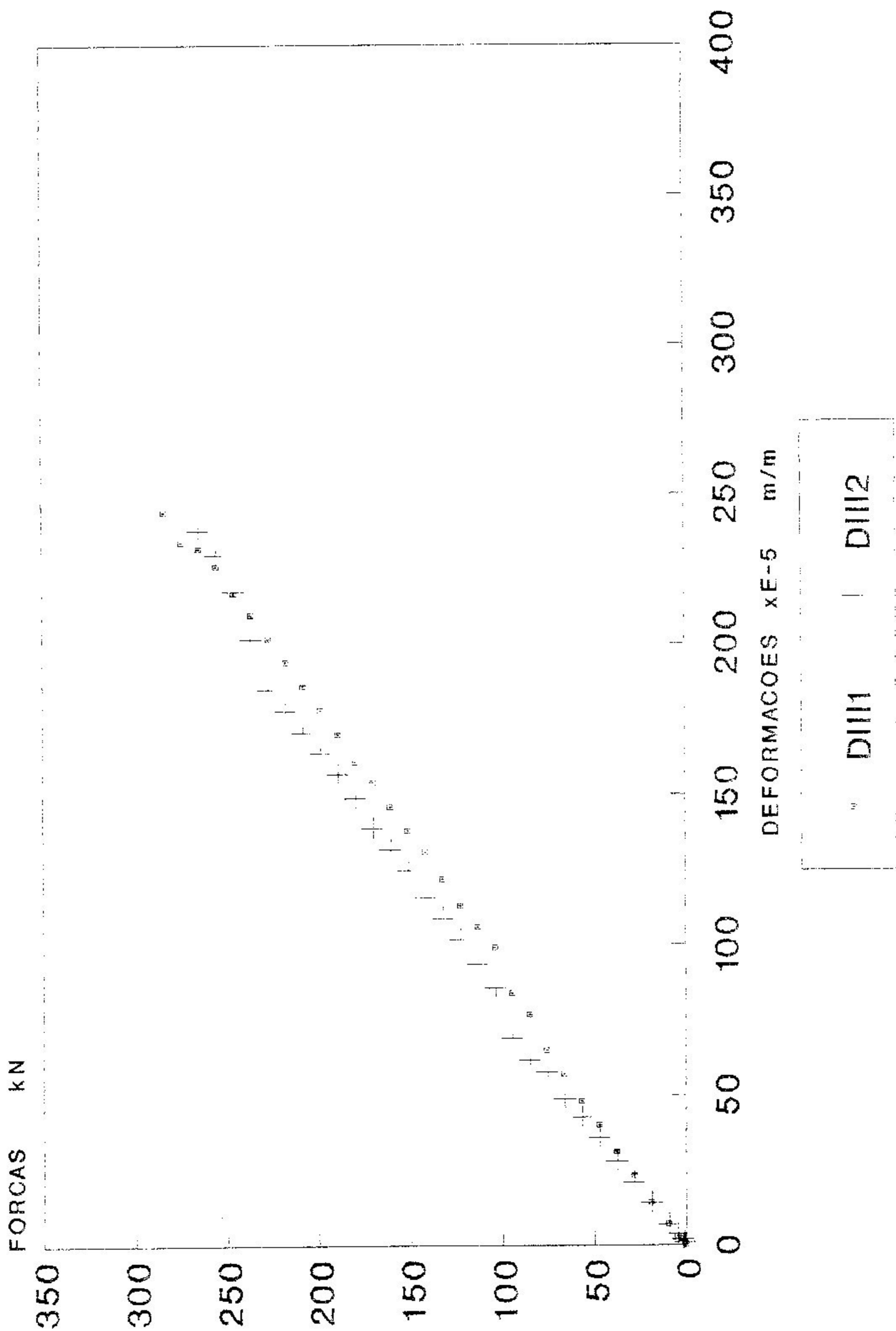


FIGURA 77 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO - SEÇÃO 60x12

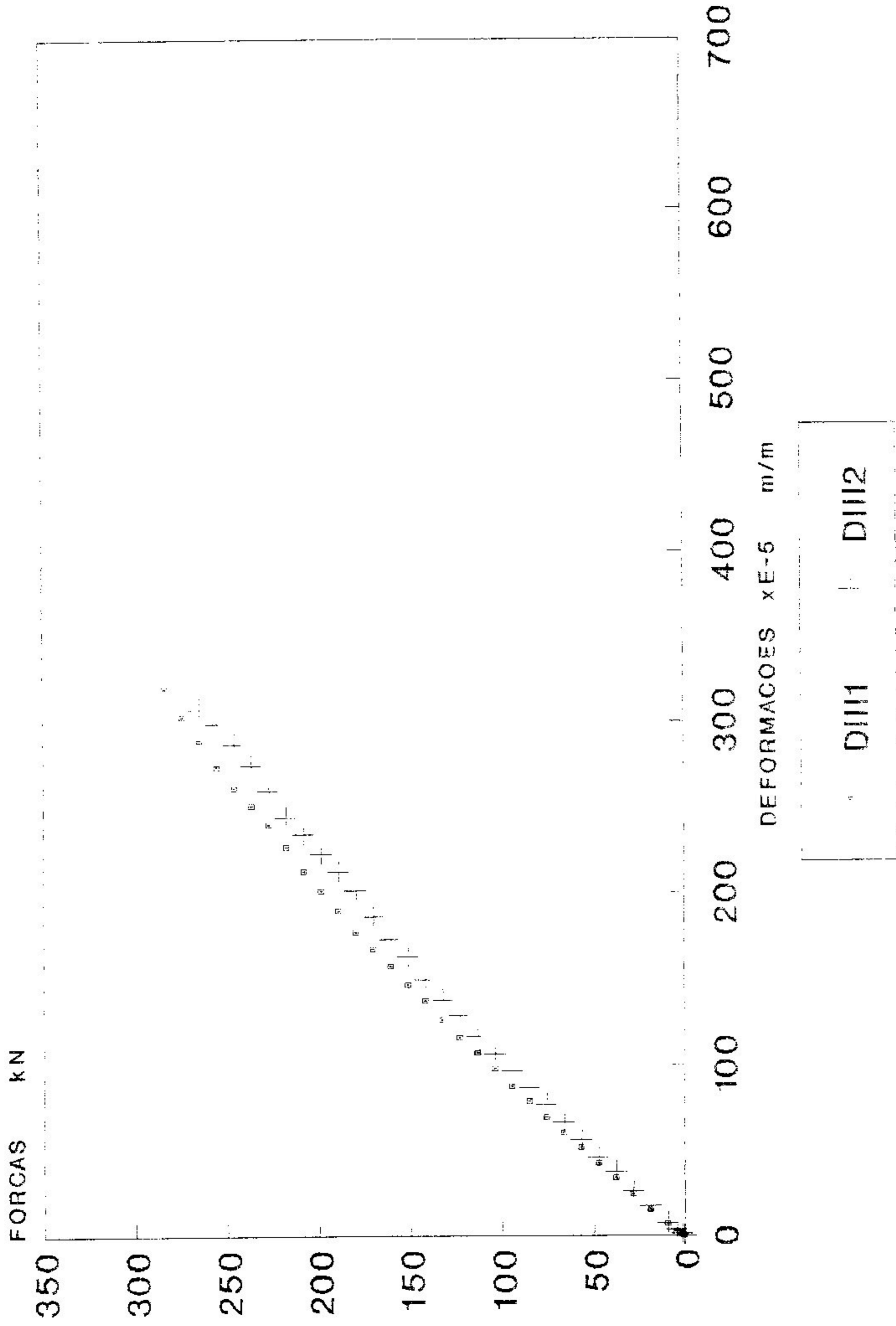
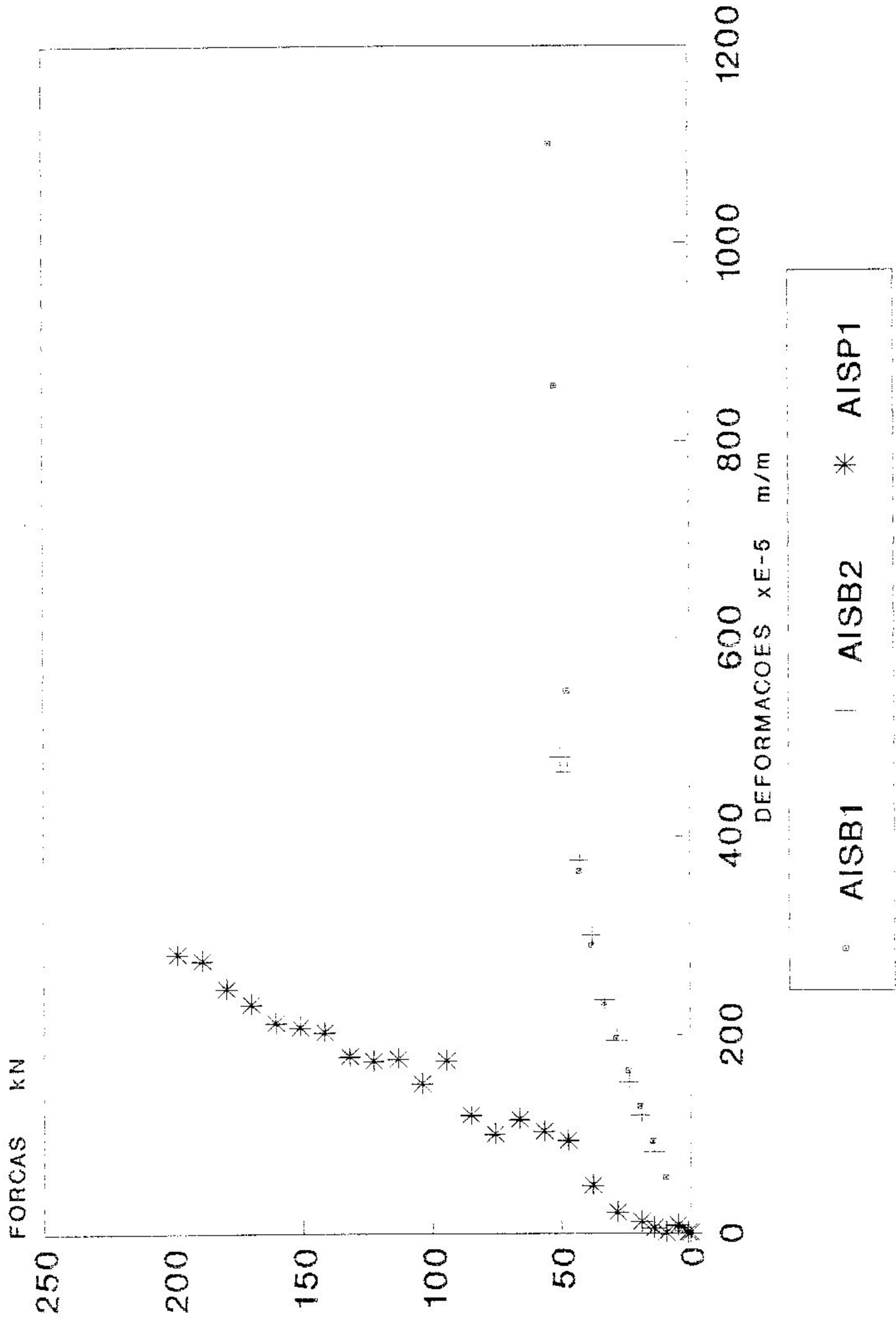
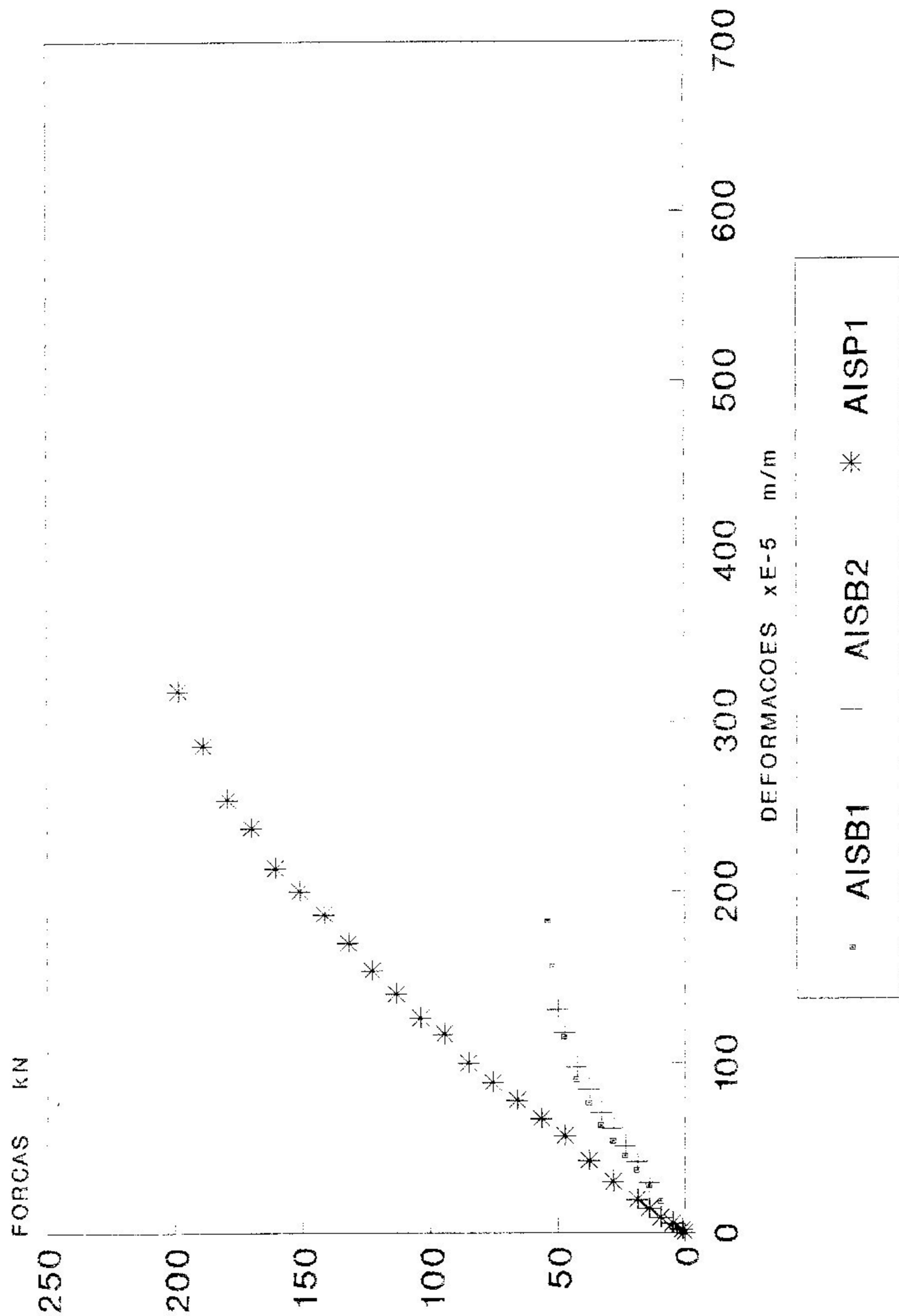


FIGURA 78 - DIAGRAMA FORÇA x DEFORMAÇÃO
DEFORMAÇÕES NO AÇO - $f_c=37.5$ a 50.8 MPa



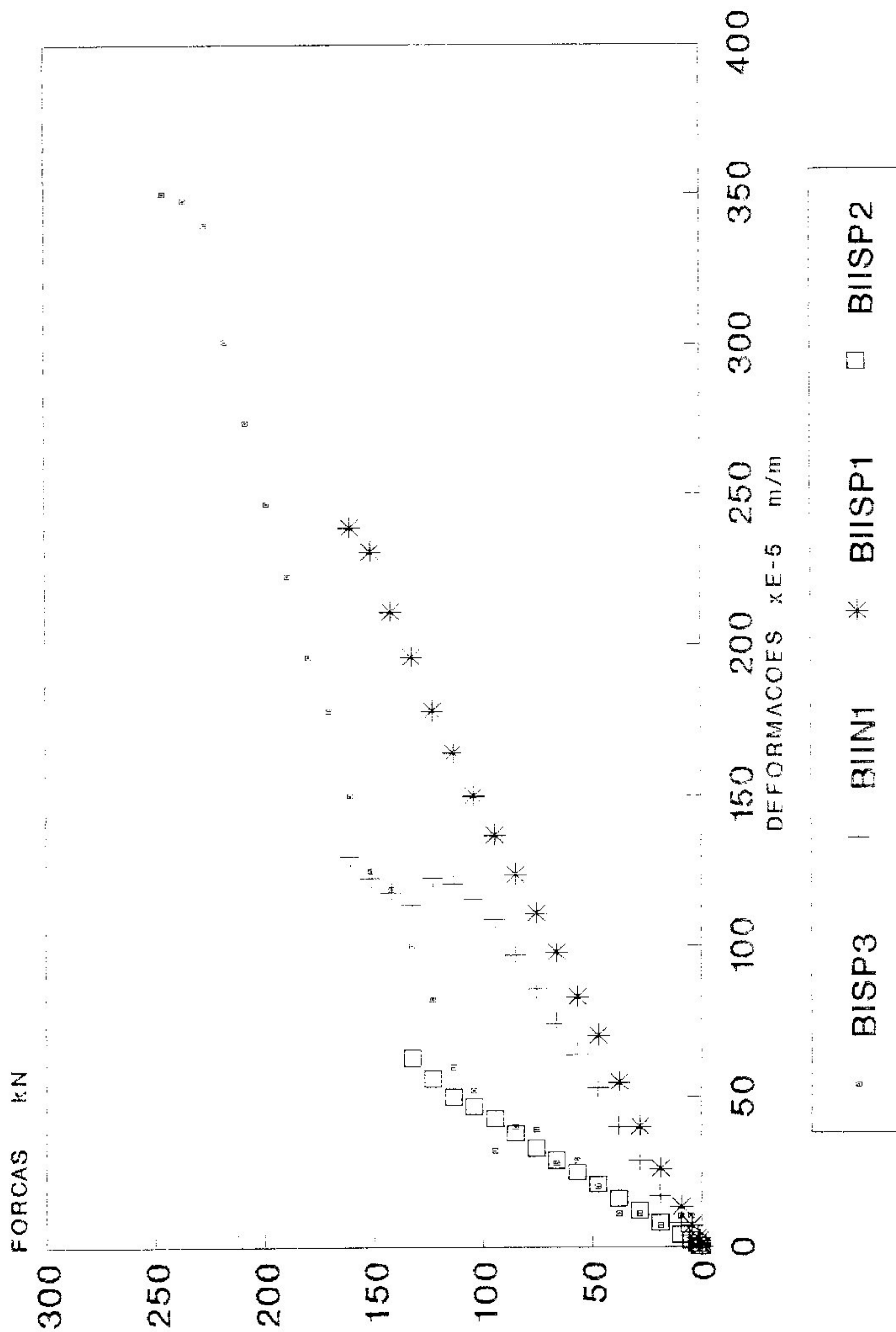
f_c esperado de 35 MPa

FIGURA 79 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORM. NO CONCRETO - $f_c=37.5$ a 50.8 MPa



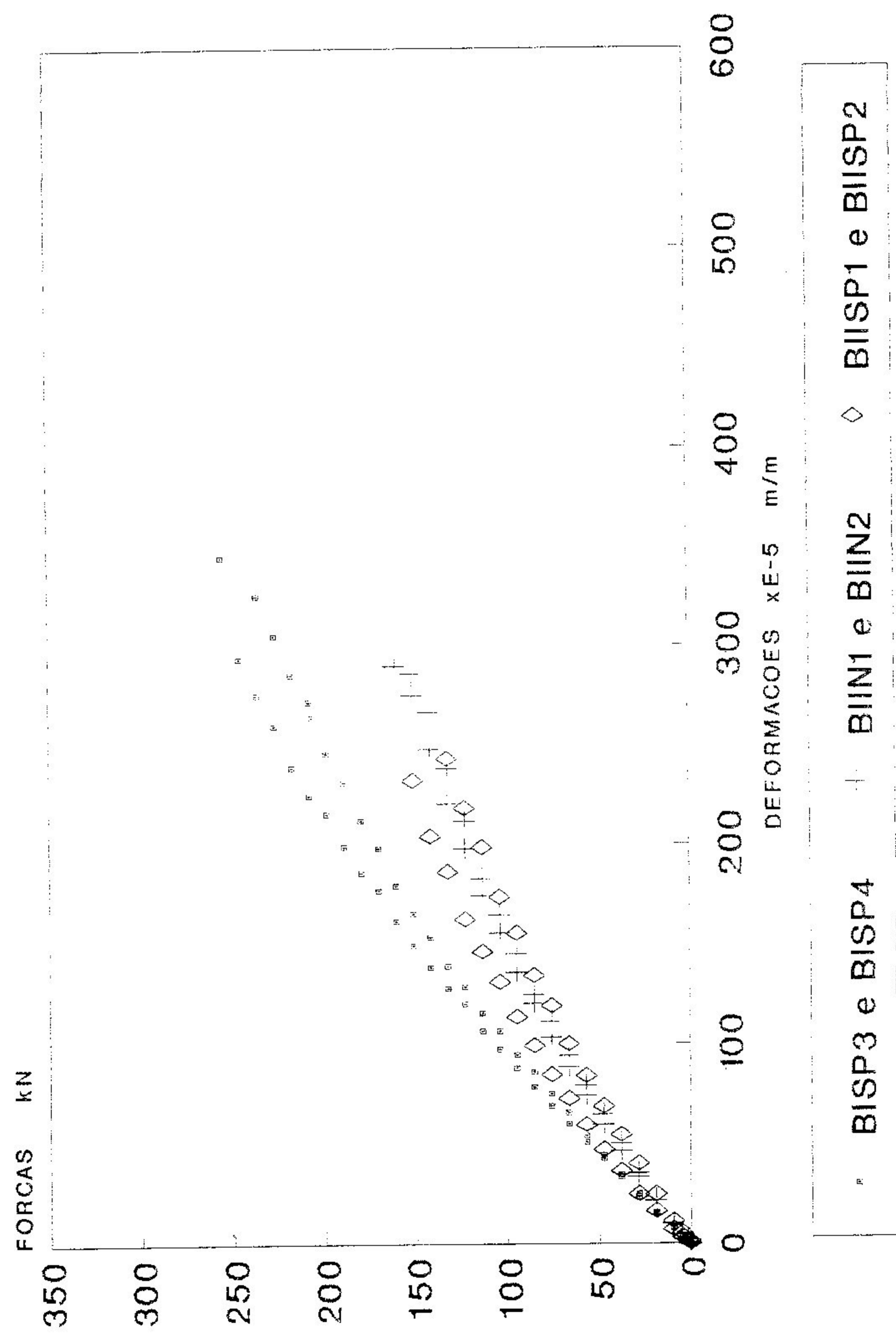
f_c esperado de 35 MPa

FIGURA 80 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORMAÇÕES NO AÇO - $f_c=46.5$ a 52.9 MPa



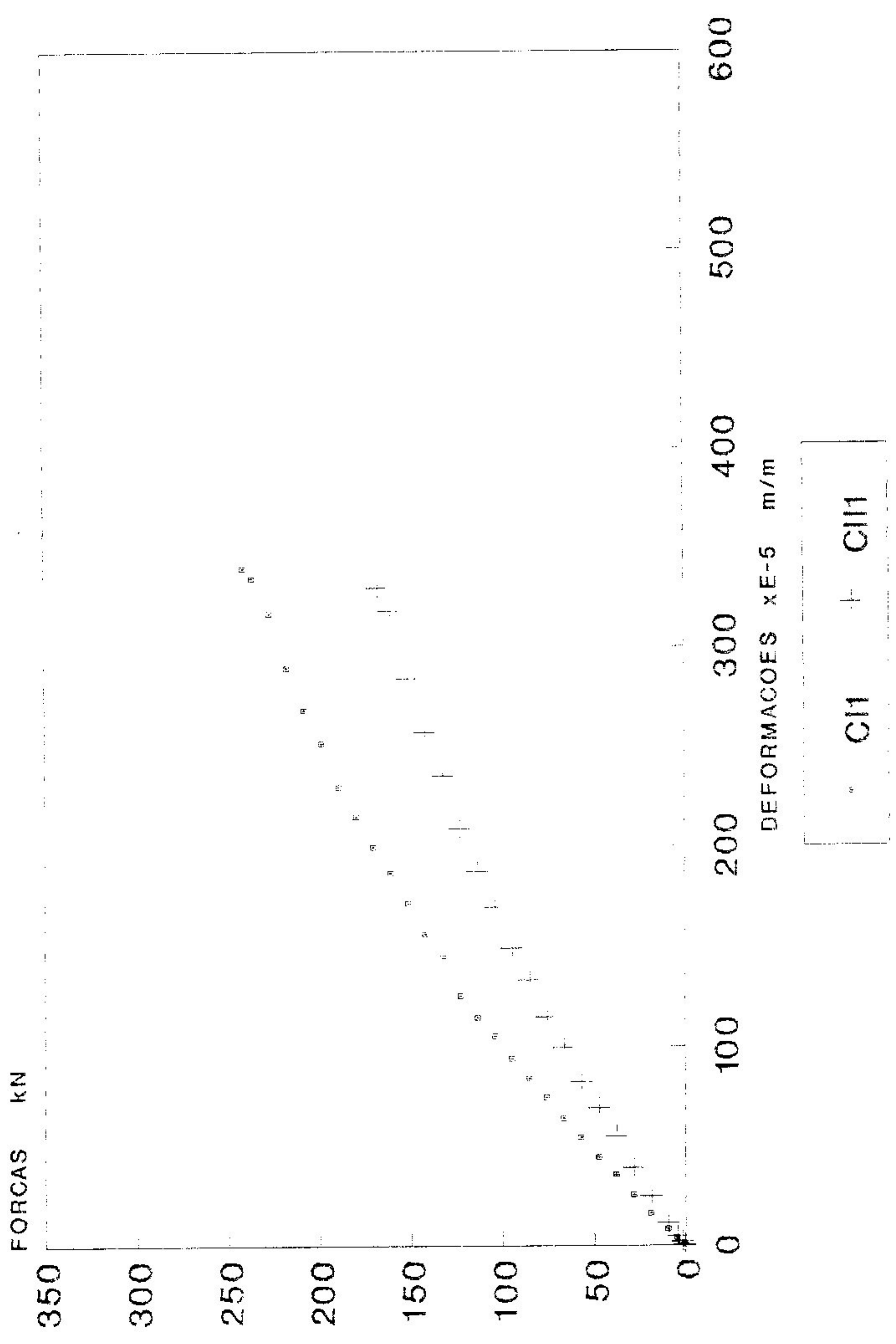
f_c esperado de 45 MPa

FIGURA 81 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
DEFORM. NO CONCRETO - $f_c=46.5$ a 52.9 MPa



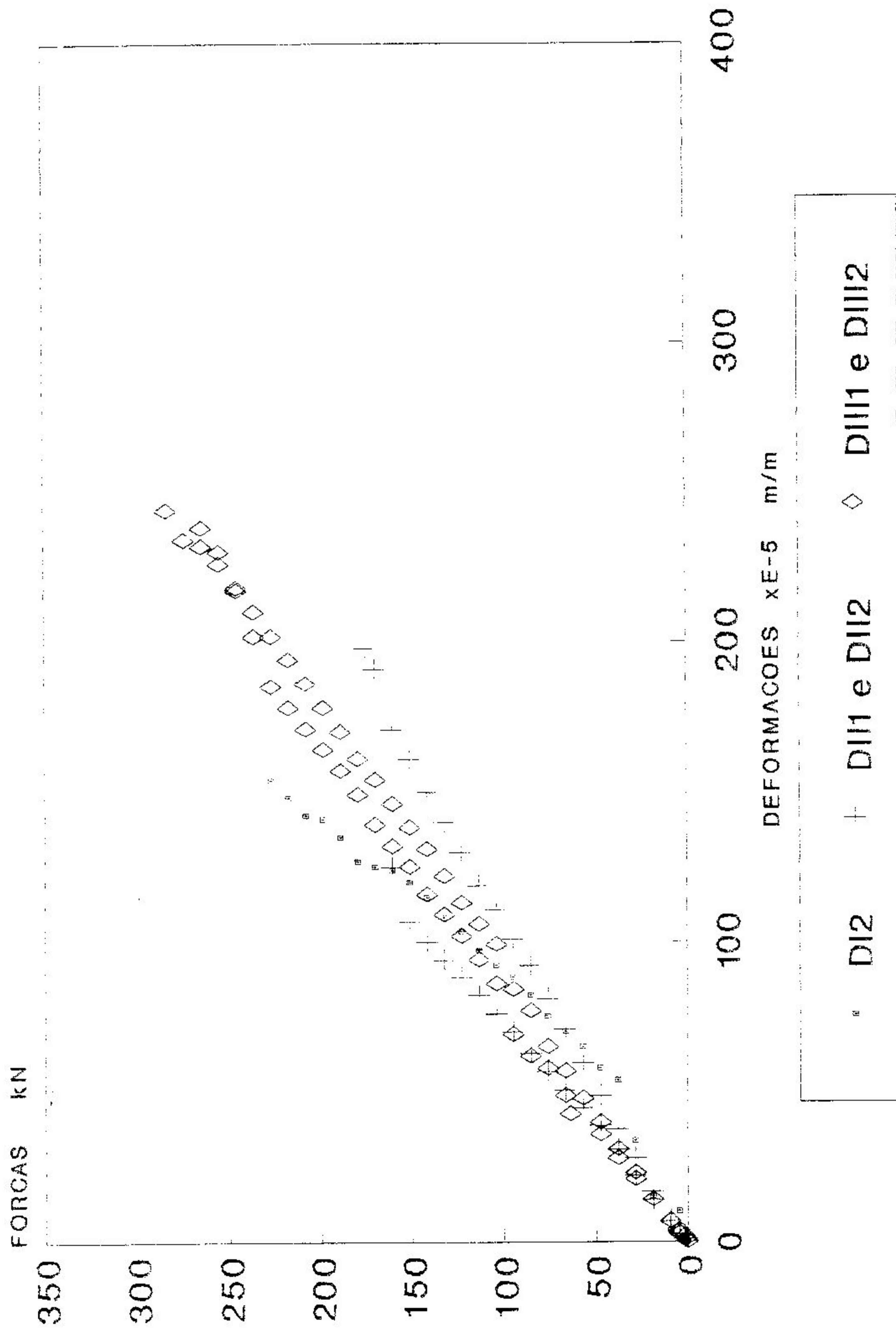
f_c esperado de 45 MPa

FIGURA 82 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO - $f_c=47$ MPa



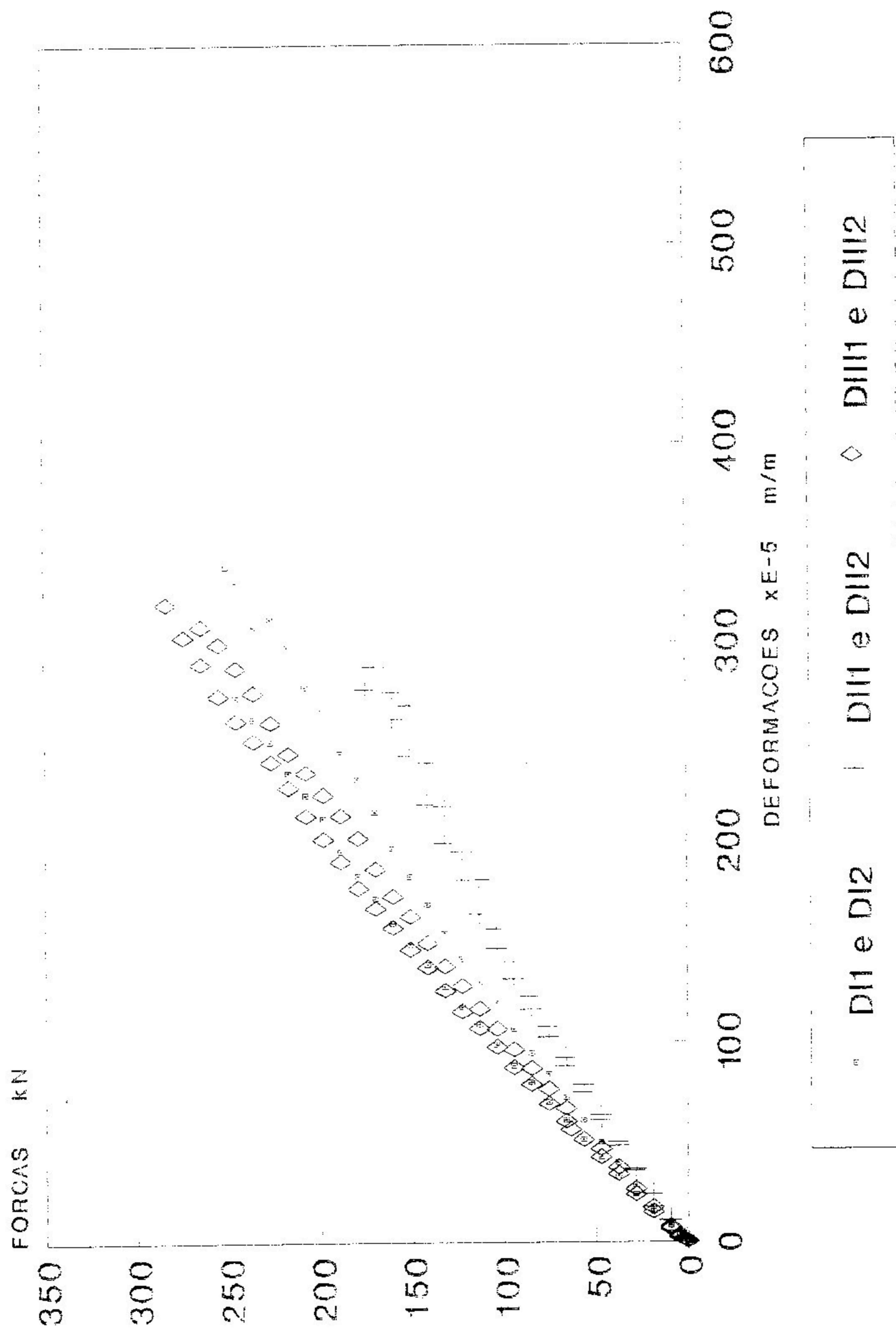
f_c esperado de 50 MPa

FIGURA 83 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORMAÇÕES NO AÇO - $f_c=53$ MPa



f_c esperado de 60 MPa

FIGURA 84 - DIAGRAMA FORÇA x DEFORMAÇÃO
 DEFORMAÇÕES NO CONCRETO - $f_c=53$ MPa



f_c esperado de 60 MPa

FIGURA 85 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
 DEFORM. NO AÇO - S. DOMÍNIO 4 (NBR 6118)

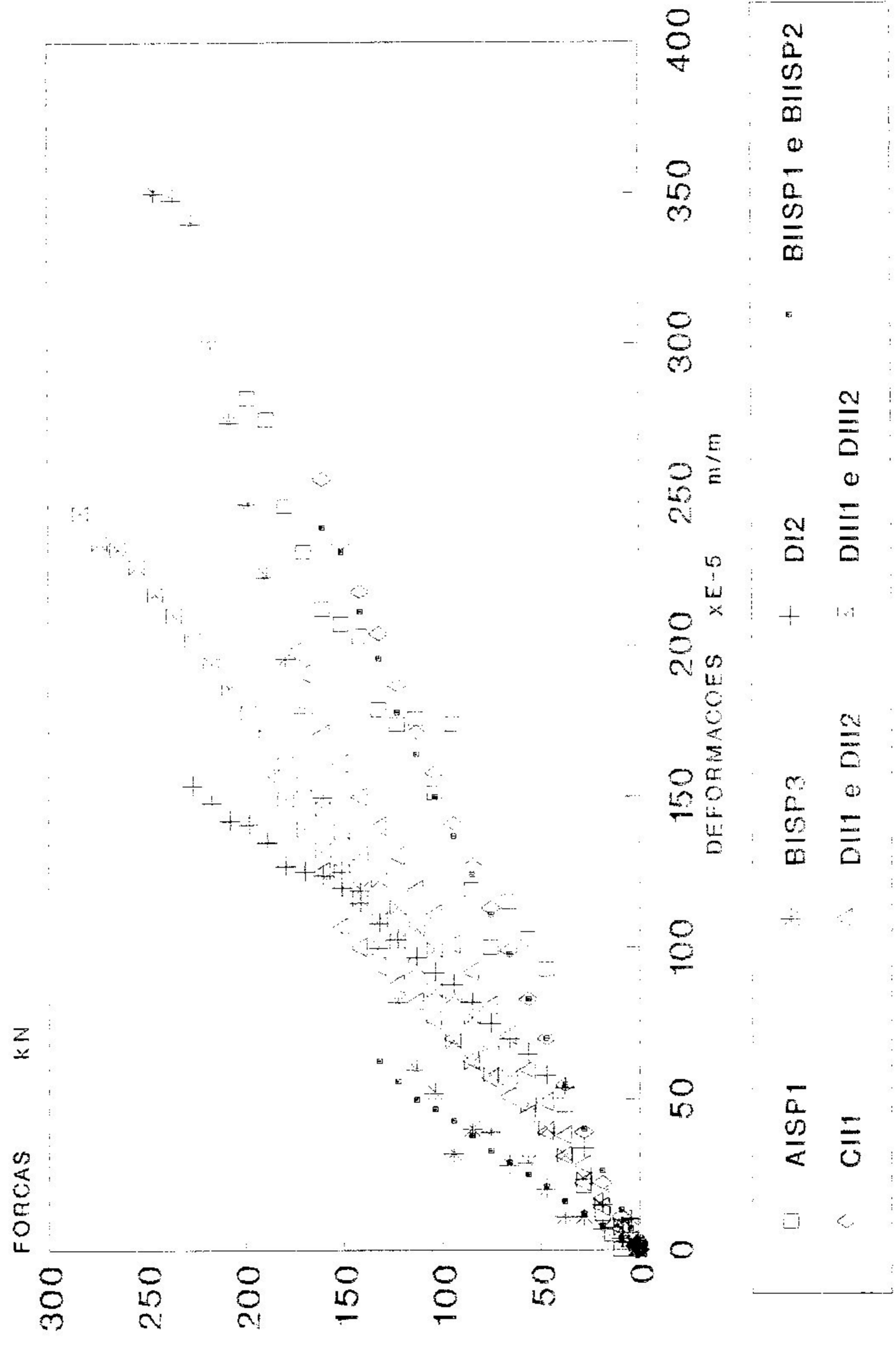
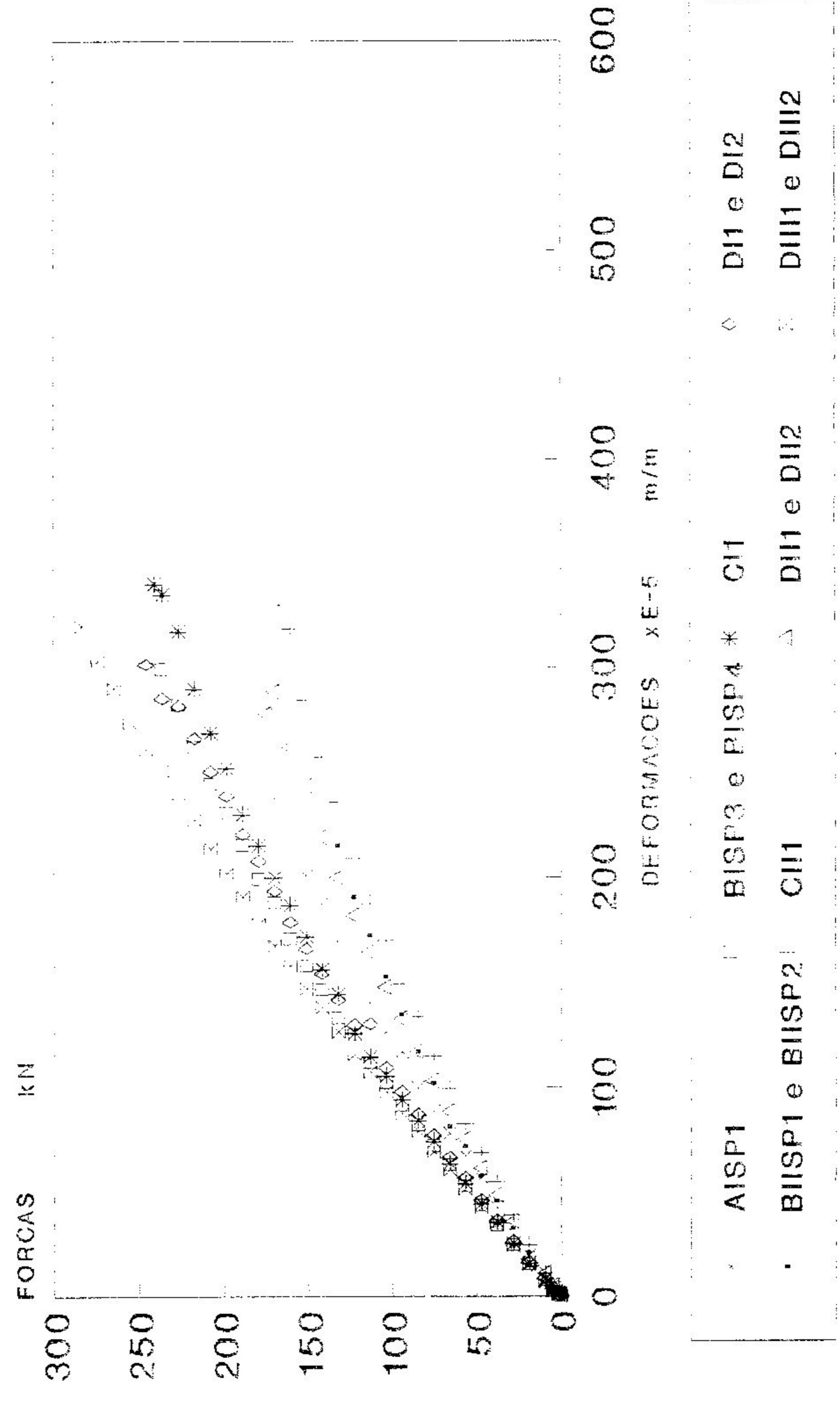


FIGURA 86 - DIAGRAMA FORÇA X DEFORMAÇÃO
DEFORMAÇÕES NO CONCRETO
S. DOMÍNIO 4 (NBR 6118)



BISP3 e BISP4 - média dos valores
 DI1 e DI2 - média dos valores
 BIISP1 e BIISP2 - média dos valores

7.2 - Diagramas Força-Deslocamento

Como foi mostrado no capítulo anterior, foram tracados varios graficos do tipo $F \times d$ (força x deslocamento) a partir dos resultados obtidos no ensaio de cada viga.

A FIG. 65, repetida aqui, representa um desses graficos para a viga DI12 de seção 8×40 cm, armada com uma percentagem 5.89% de sua seção transversal. A inclinação da curva ($F \times d$) mostrada na figura é quase linear ate para valores de carga bem proximos da carga de ruptura. O comportamento linear da curva para a viga dada pode ser considerado representativo de todas as demais cujo concreto se aproxime ou mesmo esteja no grupo considerado concreto de alta resistência.

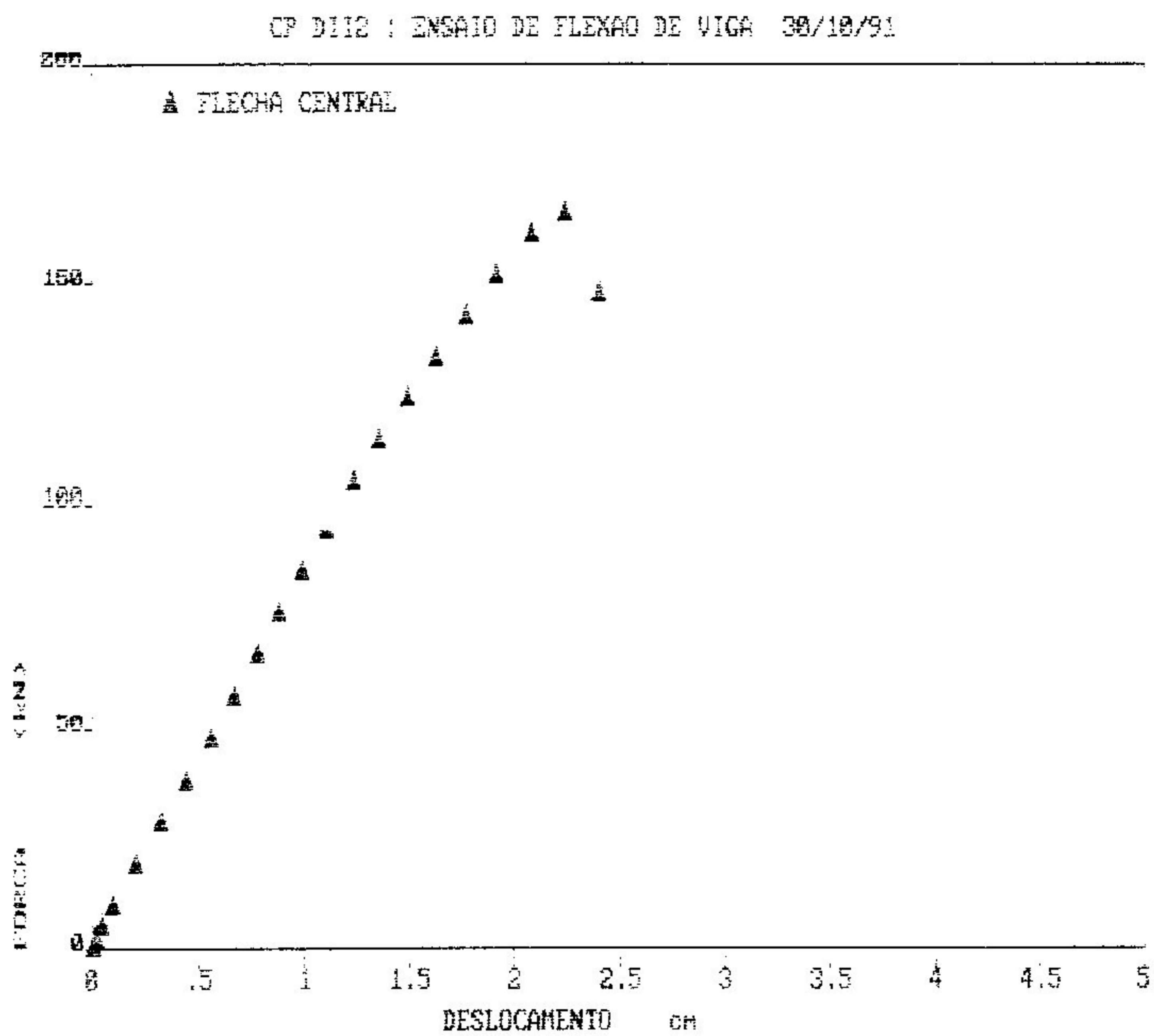


FIGURA 65 - Curva F x d. cp D112.

7.3 - Cargas teóricas e cargas obtidas nos ensaios

As FIG. 87 a 89 fazem uma comparação entre as cargas de ruptura nos ensaios e as cargas de ruptura teóricas para os três diagramas de tensão no concreto (ver FIG. 46).

O diagrama triangular é o que apresentou maior dispersão dos resultados, enquanto que o diagrama Parabola-Retângulo e a curva de DESAYI-KRISHNAN [33] dão valores bastante próximos, aproximando-se melhor da carga experimental.

As FIG. 90 a 92 comparam essas mesmas cargas de ruptura, dividindo-as por tipo de secção transversal. Os diagramas Parabola-Retângulo e DESAYI-KRISHNAN aproximam melhor os resultados para a secção 16 x 32 cm, enquanto que o diagrama triangular dá uma grande dispersão para todas as secções, sendo menor esta dispersão para a secção 8 x 40cm.

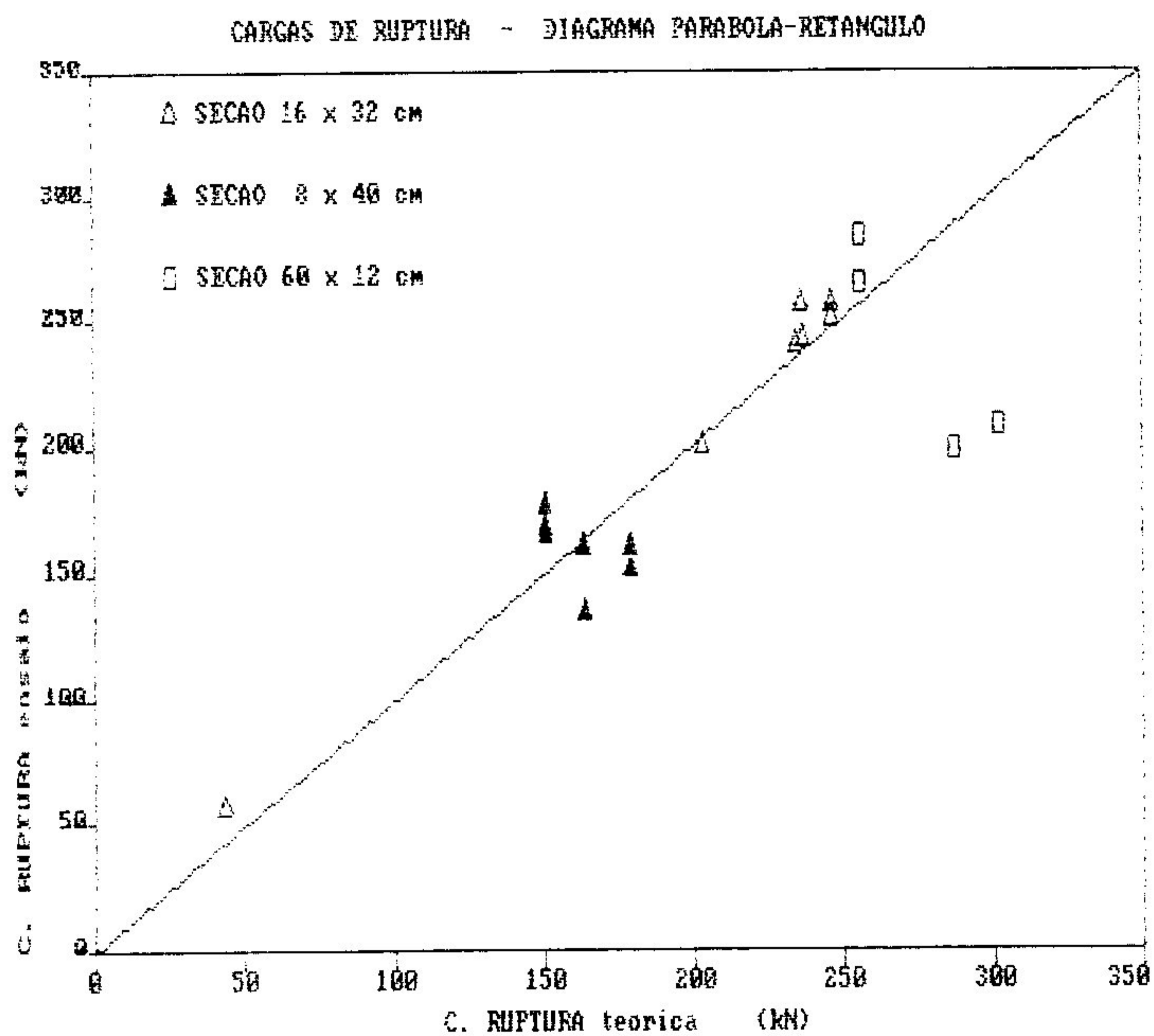


FIGURA 87 - Cargas de ruptura pelo diagrama parabola-retângulo.

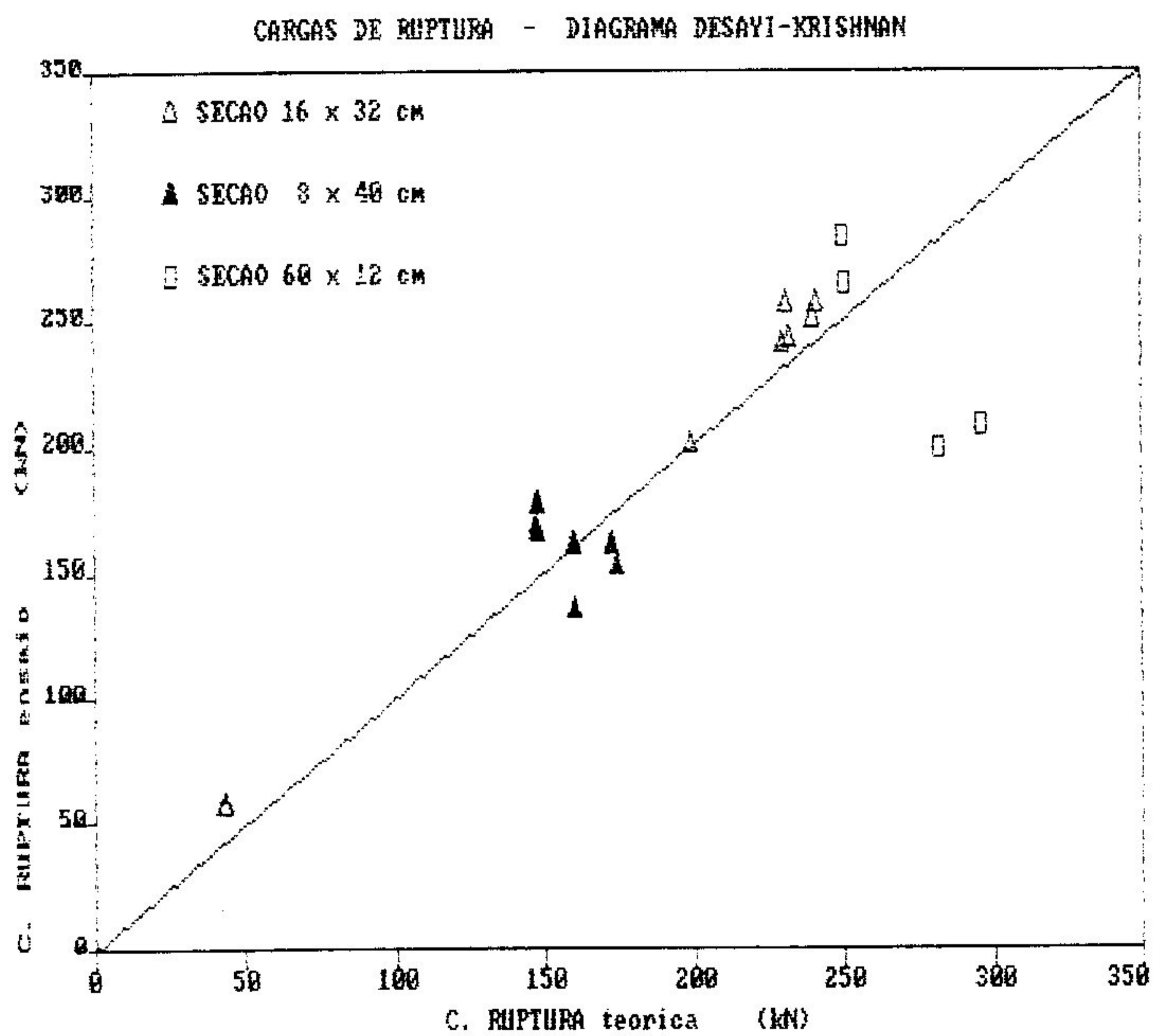


FIGURA 88 - Cargas de ruptura pelo diagrama de Desayi-Krishnan.

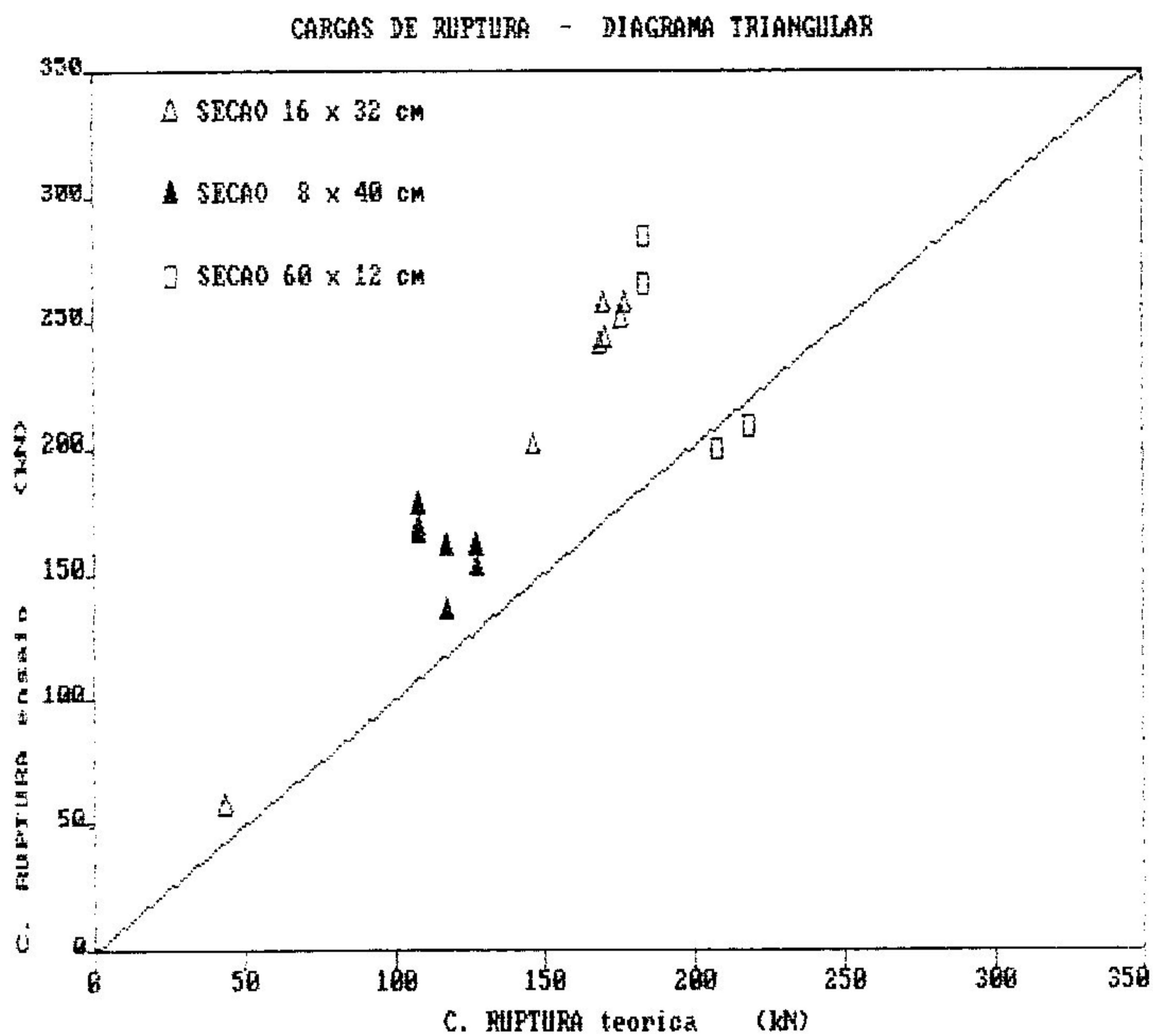


FIGURA 89 - Cargas de ruptura pelo diagrama triangular.

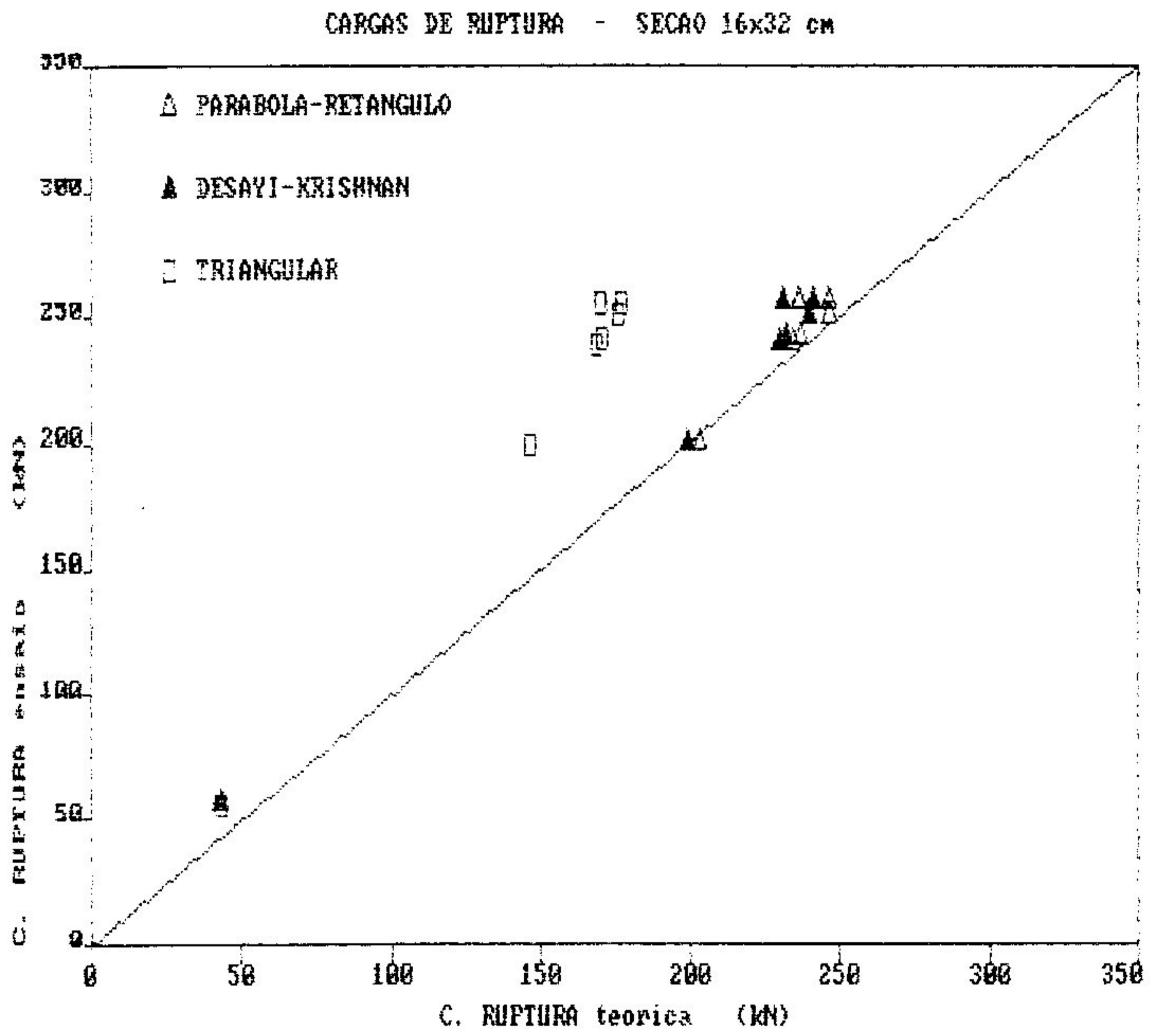


FIGURA 90 - Cargas de ruptura para seção 16 x 32 cm.

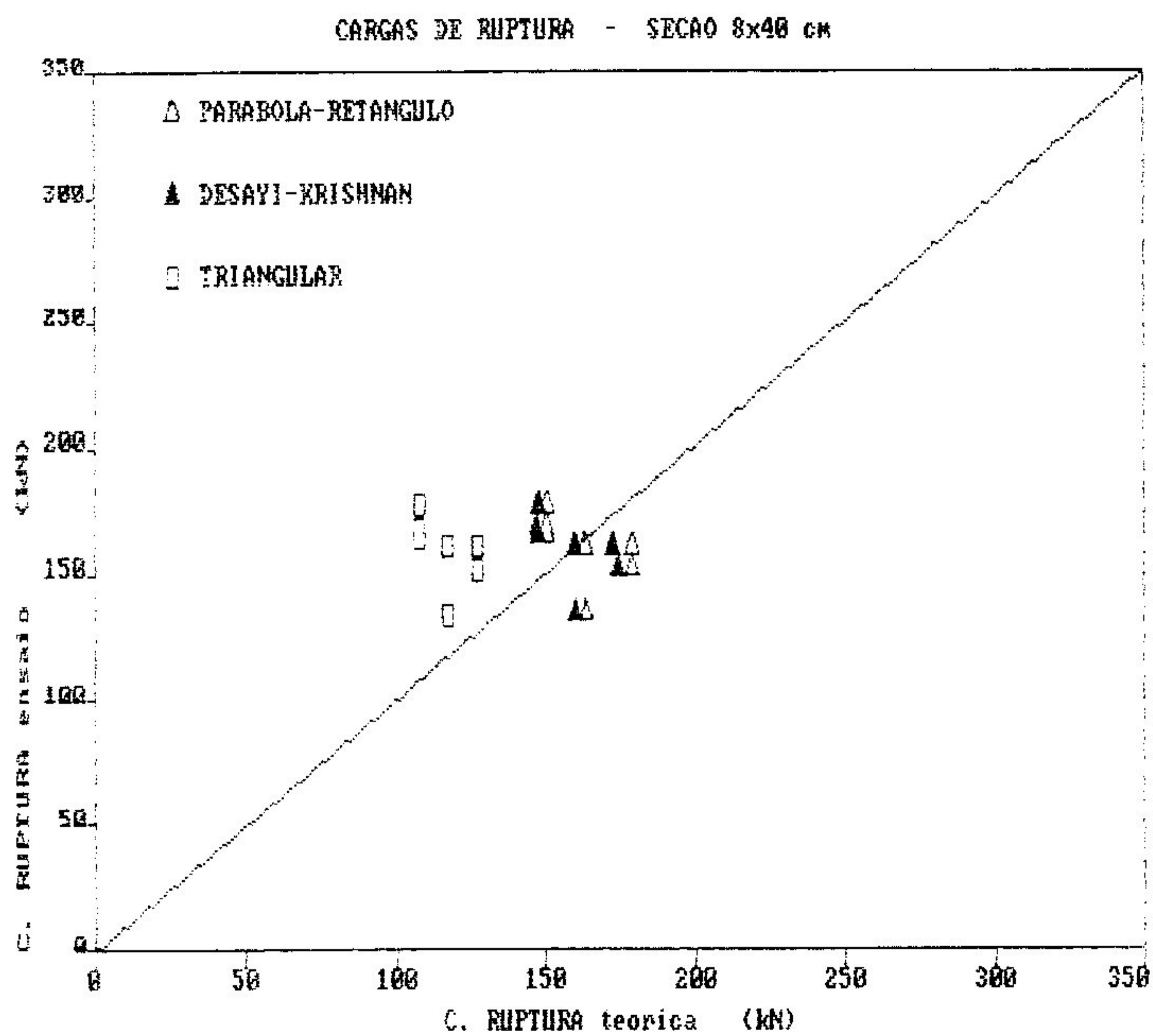


FIGURA 91 - Cargas de ruptura para seção 8 x 40 cm.

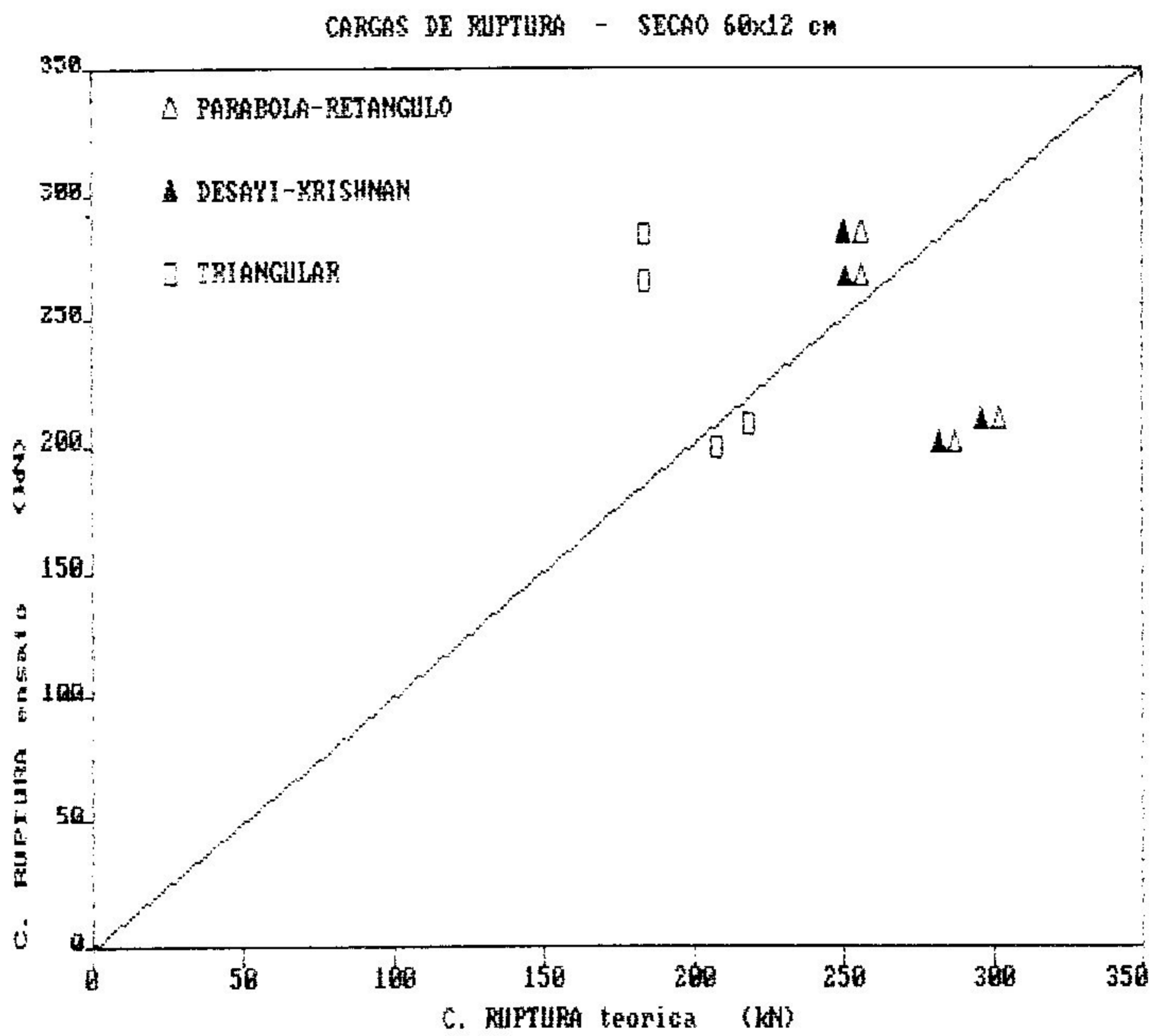


FIGURA 92 - Cargas de ruptura para seção 60 x 12 cm.

Na TAB. 38 apresenta-se as cargas de ruptura obtidas nos ensaios e aquelas previstas teoricamente (com base nas hipóteses preconizadas pela norma brasileira NBR 6118), quando se utiliza o diagrama parábola-retângulo do concreto sem os coeficientes de minoração da resistência dos materiais e sem considerar o fator da perda de resistência do concreto sob cargas permanentes (efeito RÜSCH), por se tratar de ensaios de curta duração.

É interessante observar (TAB. 38) que, no caso do cálculo das cargas de ruptura utilizando-se o procedimento da norma em comparação ao valor real obtido no ensaio das vigas, o erro cometido chega a ser da ordem de 30% para as vigas com menor percentagem de armadura ($A_s = 0,48\% A_c$).

Os valores teóricos se aproximam mais daqueles obtidos nos ensaios para maiores taxas de armadura nas vigas e cuja relação altura/largura seja igual a dois ($h/b = 2$).

No caso das vigas mais esbeltas ($h/b = 5$) o erro médio detectado em valor absoluto é da ordem de 15%, se não for considerada a viga BIISP1.

TABELA 38

Comparação entre os resultados teóricos e experimentais de cargas de ruptura. Diagrama Parabola-Retângulo (NBR-6118).

NUM.	NOME	SEÇÃO (CM)	% AS	F. RUF. (KN)	NBR-6118 (KN)	ERRO %
1	AISB1	16x32	0,48	56,63	43,26	29,45
2	AISB2	16x32	0,48	56,63	43,26	30,91
3	AISP1	16x32	3,68	198,21	203,40	-2,55
4	BISP3	16x32	4,29	254,84	236,04	7,97
5	BISP4	16x32	4,29	230,80	234,40	1,88
6	CI1	16x32	4,29	240,60	236,86	1,60
7	DI1	16x32	5,52	254,84	246,32	3,45
8	DI2	16x32	5,52	250,13	246,32	1,54
9	BIIN1	8x40	3,83	160,46	178,90	-10,29
10	BIIN2	8x40	3,83	151,02	178,90	-15,60
11	BIISP1	8x40	4,91	160,46	163,25	-1,71
12	BIISP2	7,5x40	4,91	134,03	163,25	-17,90
13	CII1	8x40	4,91	167,06	150,49	11,00
14	DII1	7,8x40	5,89	176,50	150,68	17,40
15	DII2	7,6x40	5,89	165,18	150,68	9,62
16	BIII1	60x12	3,42	198,21	287,50	-31,10*
17	BIII2	60x12	3,42	207,65	301,89	-31,20*
18	DIII1	60x12	4,95	283,16	255,94	10,60
19	DIII2	60x12	4,95	264,28	255,94	3,25

(*): Valores prejudicados em consequência do mau posicionamento das cargas aplicadas.

A carga de fissuração nos ensaios foi considerada como sendo a carga para a qual a estrutura começa a perder a linearidade da variação de deslocamentos (no caso, a flecha central). A fissuração nos ensaios, portanto, será muito diferente da fissuração teórica e esta diferença aparece na FIG. 93.

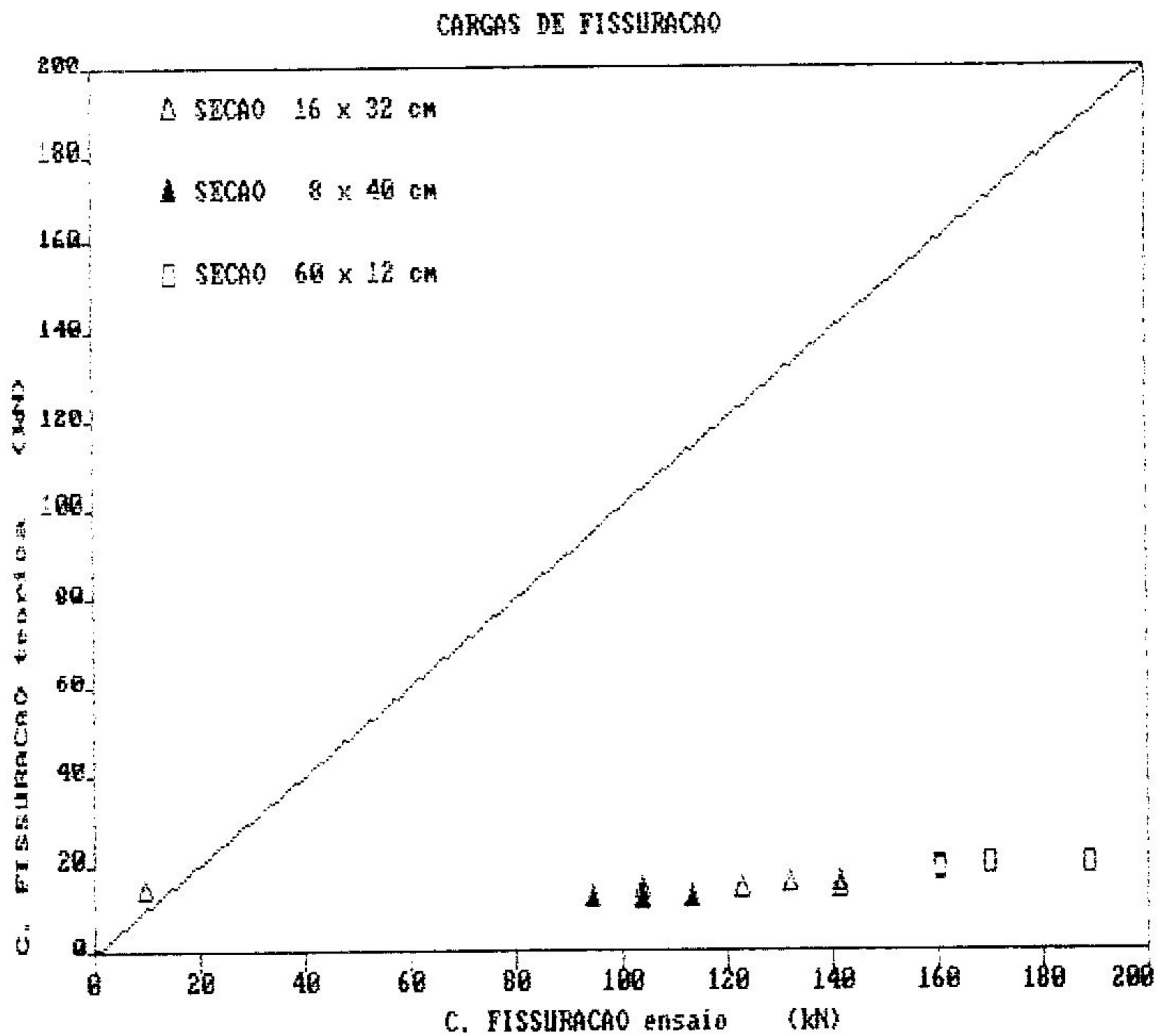


FIGURA 93 - Cargas de fissuração teórica e experimental.

As figuras 94 a 96 relacionam a carga de fissuração real com a taxa de armação, por tipo de seção.

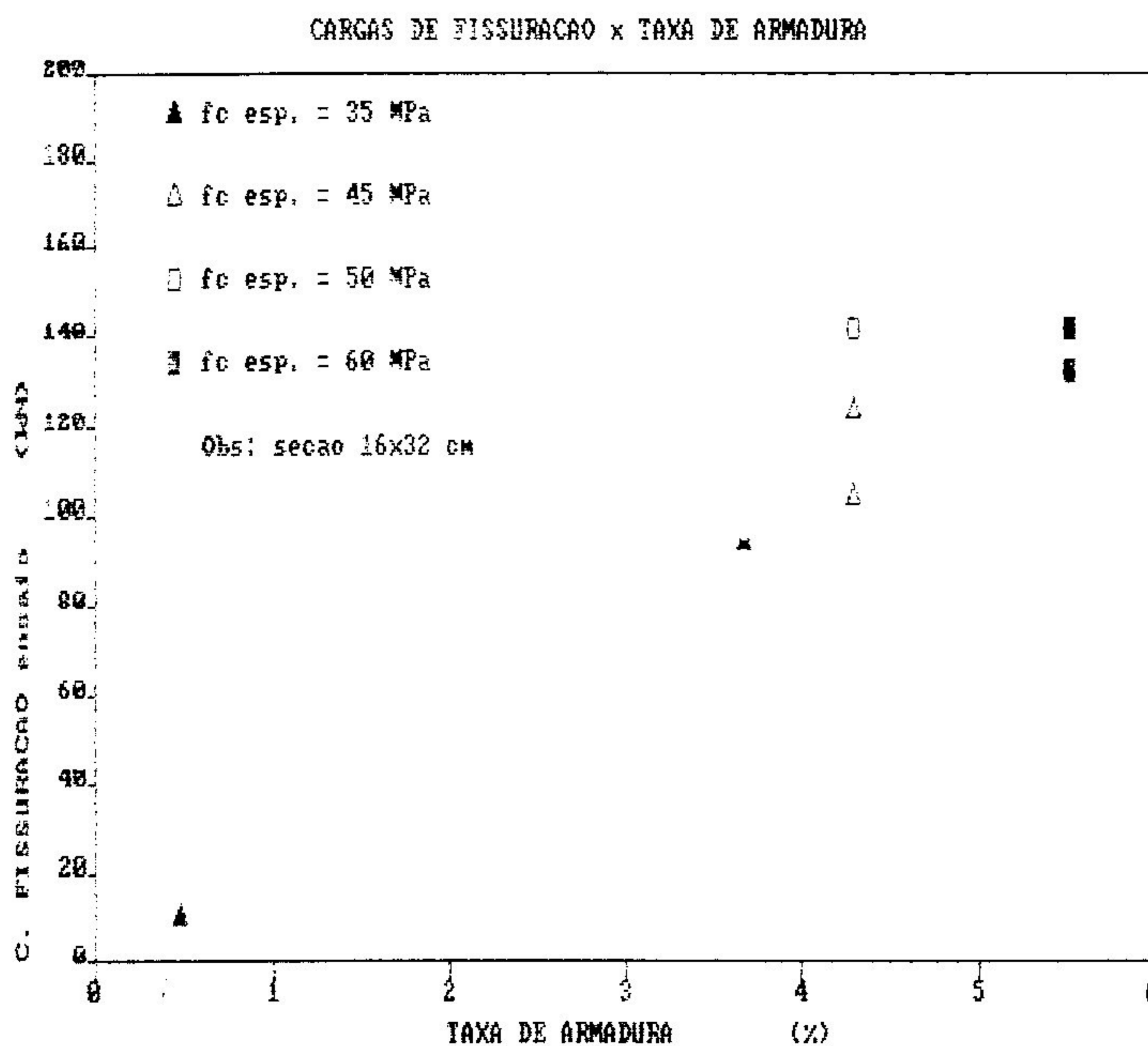


FIGURA 94 - Variação da carga de fissuração com a taxa de armação. Seção 16 x 32 cm.

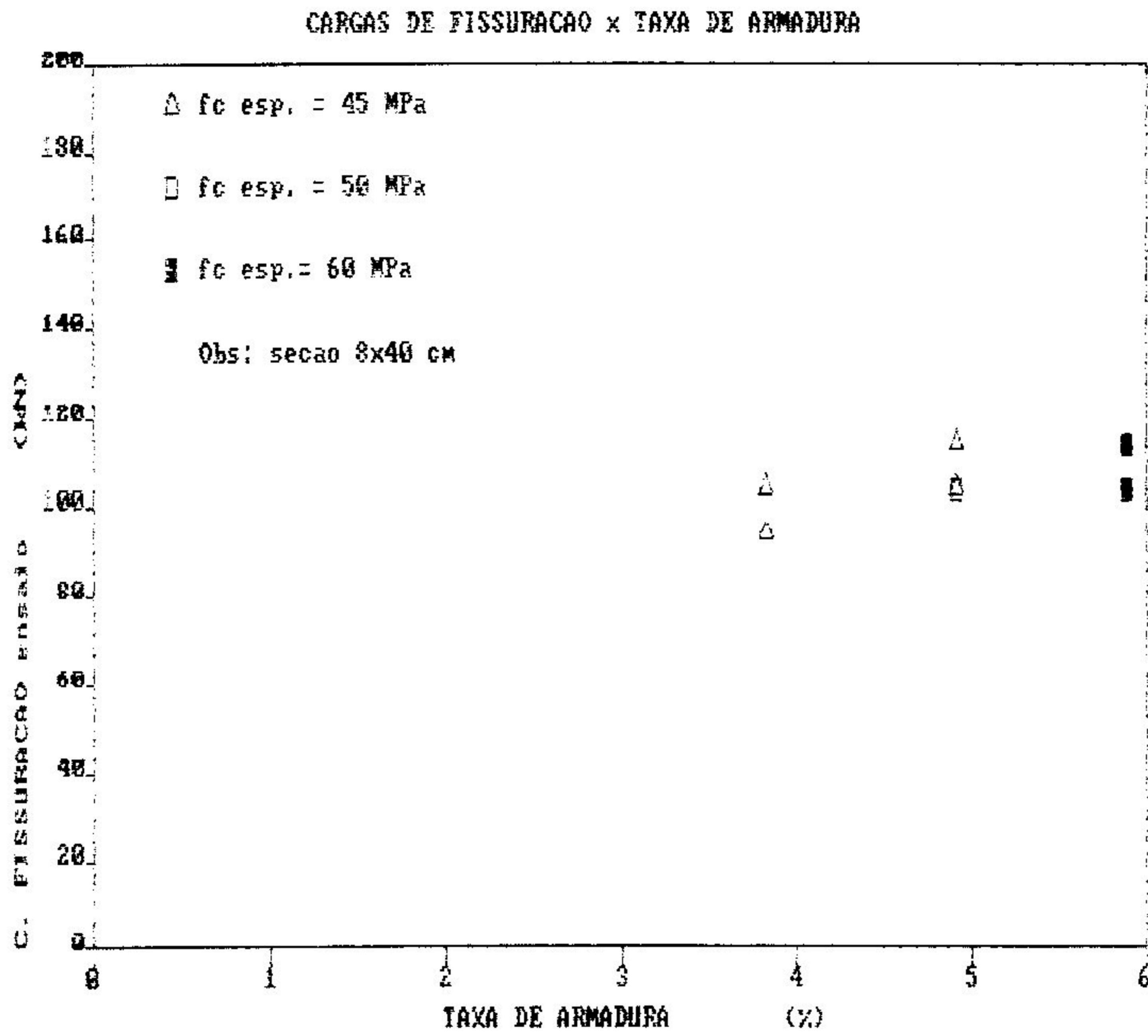


FIGURA 95 - Variação da carga de fissuração com a taxa de armação. Seção 8 x 40 cm.

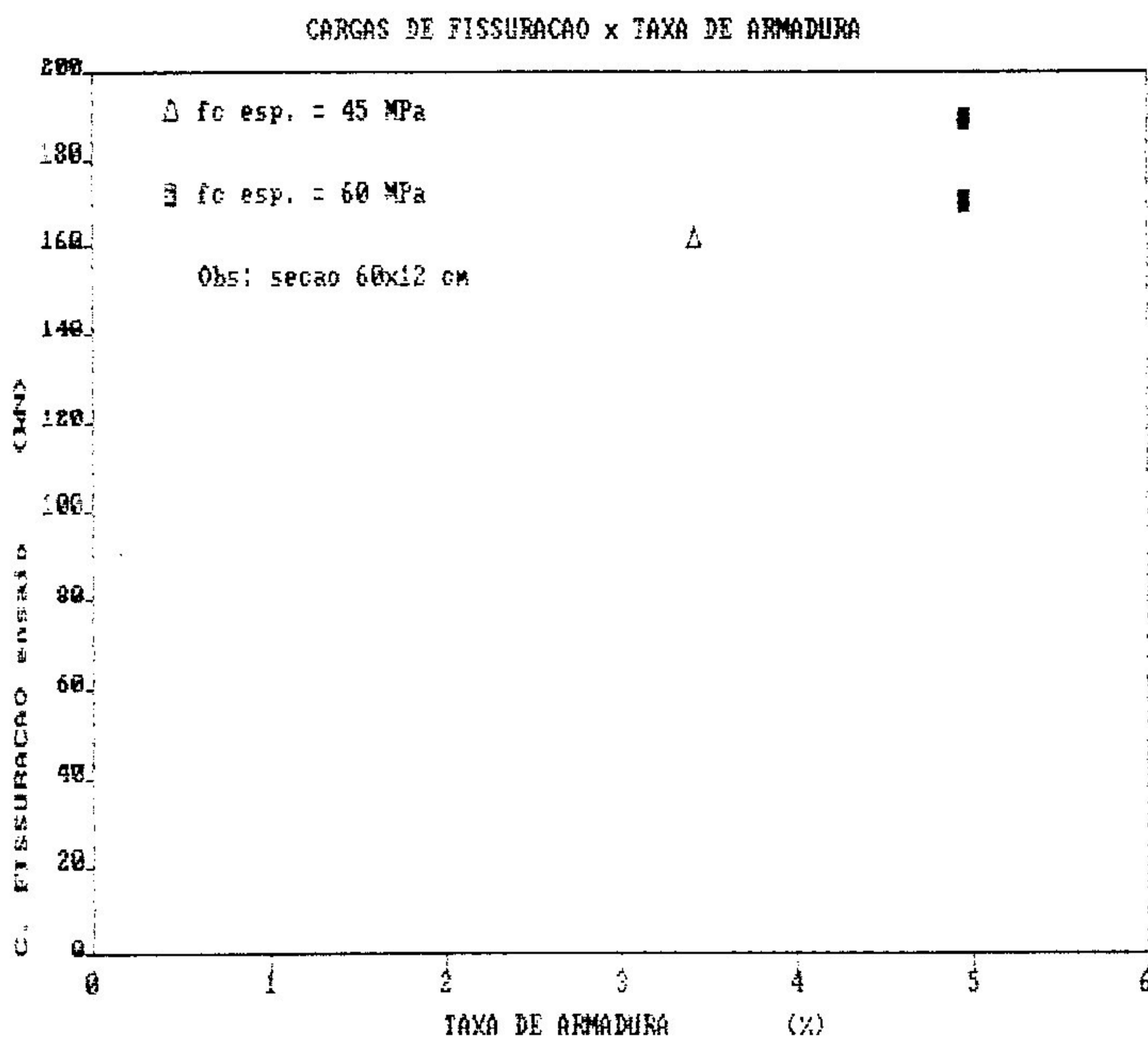


FIGURA 96 - Variação da carga de fissuração com a taxa de armação. Seção 60 x 12 cm.

A FIG. 97 mostra a relação entre as cargas de ruptura e as cargas de fissuração para taxa de armação entre 4 e 5%. Nota-se que as peças de seção 60 x 12 cm apresentam maior capacidade de carga e também maior valor da carga de fissuração. Para este nível de armação as vigas com seções diferentes de 60 x 12 cm têm cargas de fissuração em torno de 120 kN.

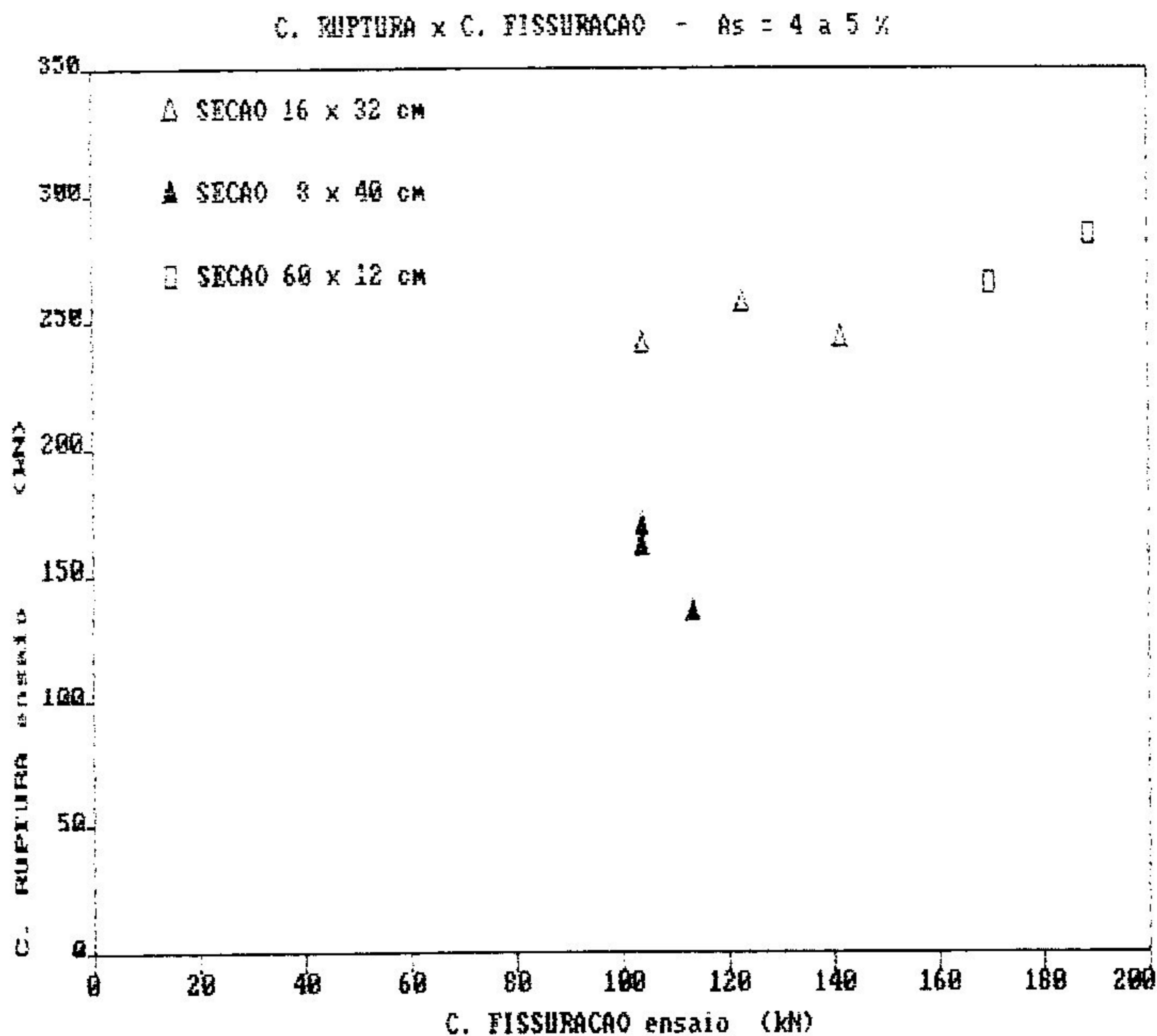


FIGURA 97 - Cargas de ruptura x cargas de fissuração.
Taxa de armação entre 4 e 5%.

Nas FIG. 98 e 99 relacionam-se as cargas de ruptura e fissuração dos ensaios para as outras taxas de armação (fora do intervalo entre 4 e 5%).

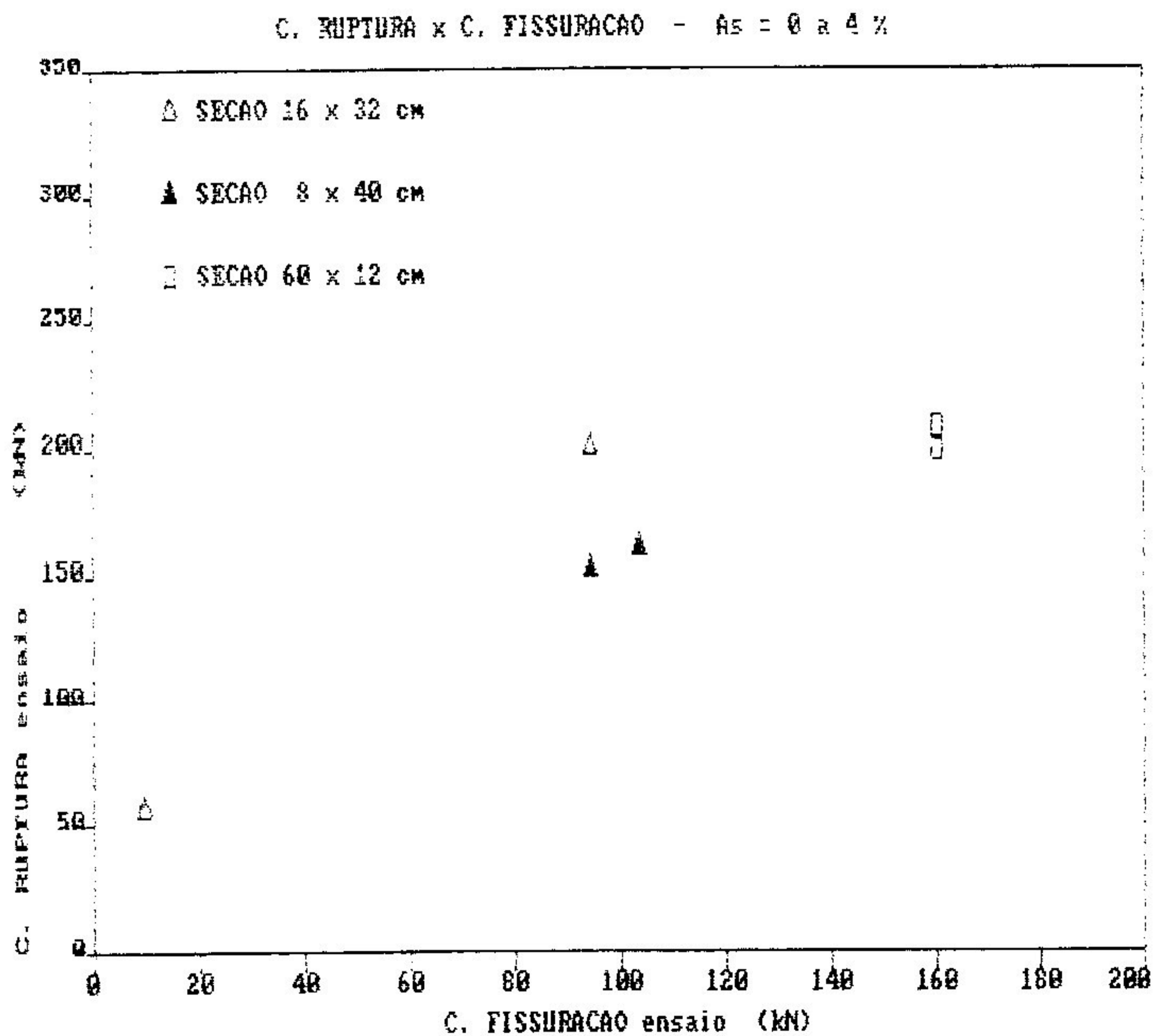


FIGURA 98 - Cargas de ruptura x cargas de fissuração.
Taxa de armação entre 0 e 4%.

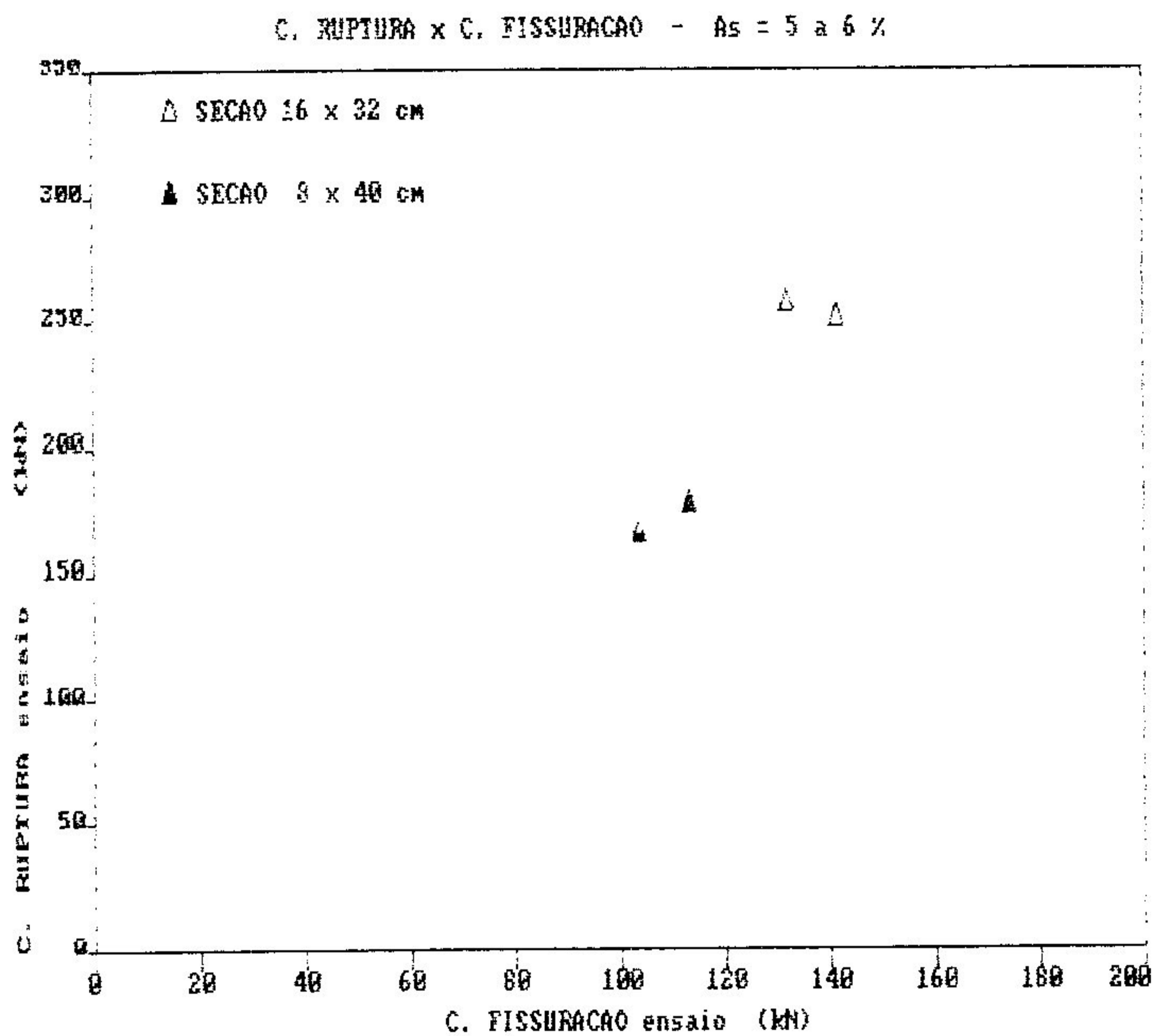


FIGURA 99 - Cargas de ruptura x cargas de fissuração.
Taxa de armação entre 5 e 6%.

7.4 - Fator de Ductilidade

Os fatores de ductilidade obtidos nos ensaios estão representados na FIG. 100. em função da taxa de armação utilizada. Pode-se observar que o fator de ductilidade médio para as vigas com maior percentagem de armação é da ordem de 1.5 com o máximo igual a 2 para as vigas com percentagem de armação próxima de 4%.

Os maiores valores obtidos (entre 4 e 6) foram para as vigas cuja percentagem de armadura era inferior a 0.5%

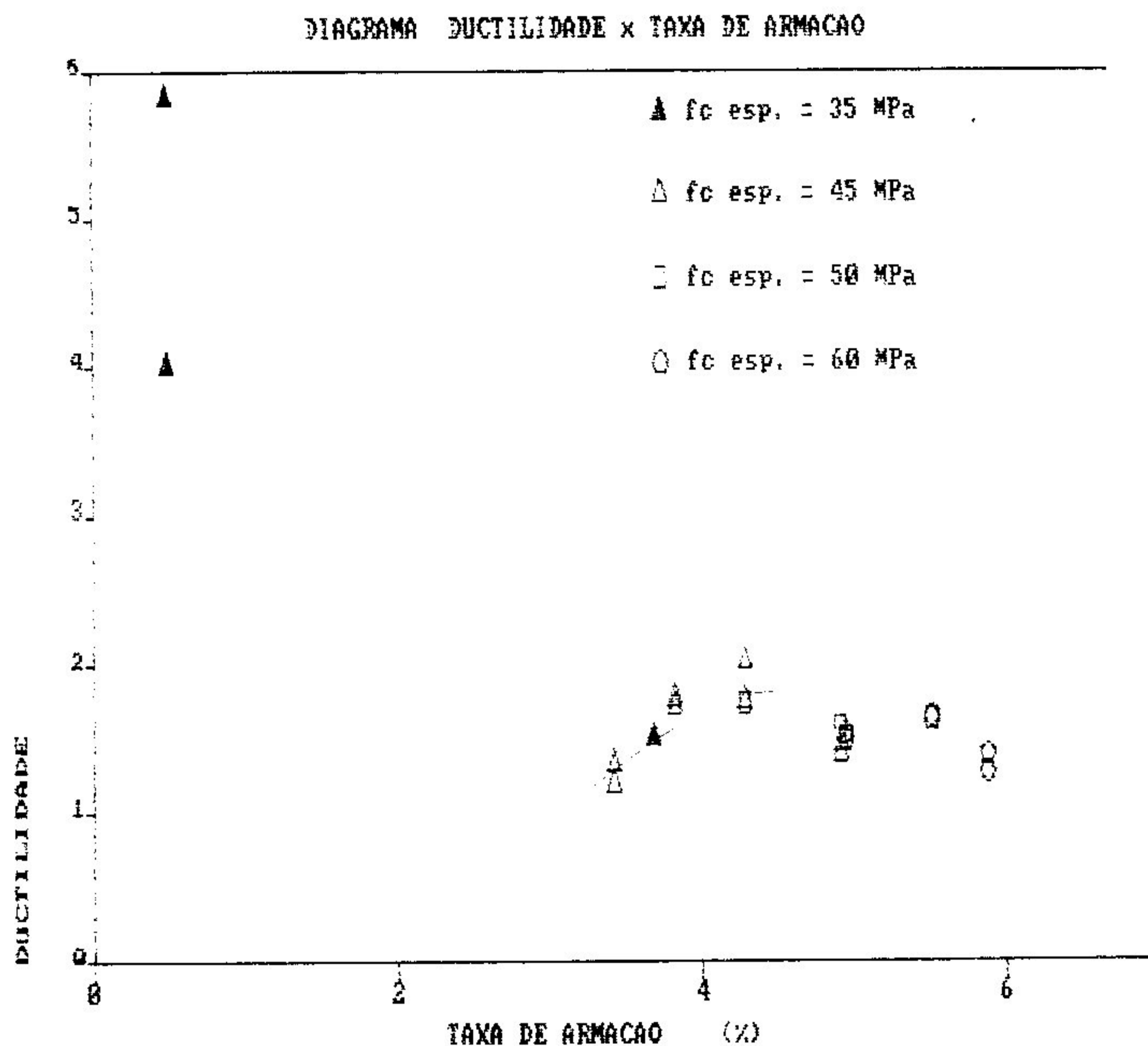


FIGURA 100 - Fator de ductilidade x taxa de armação.

Apresenta-se agora, na FIG. 101, a variação da ductilidade com o aumento da resistência à compressão do concreto.

Analizando-se apenas aquelas vigas cuja taxa de armação é alta constata-se que há uma queda da ductilidade quando cresce a resistência do concreto.

Desta forma, pode-se dizer que para as vigas de ação retangular ensaiadas em concretos de maior resistência à compressão, é maior a sua fragilidade na ruptura.

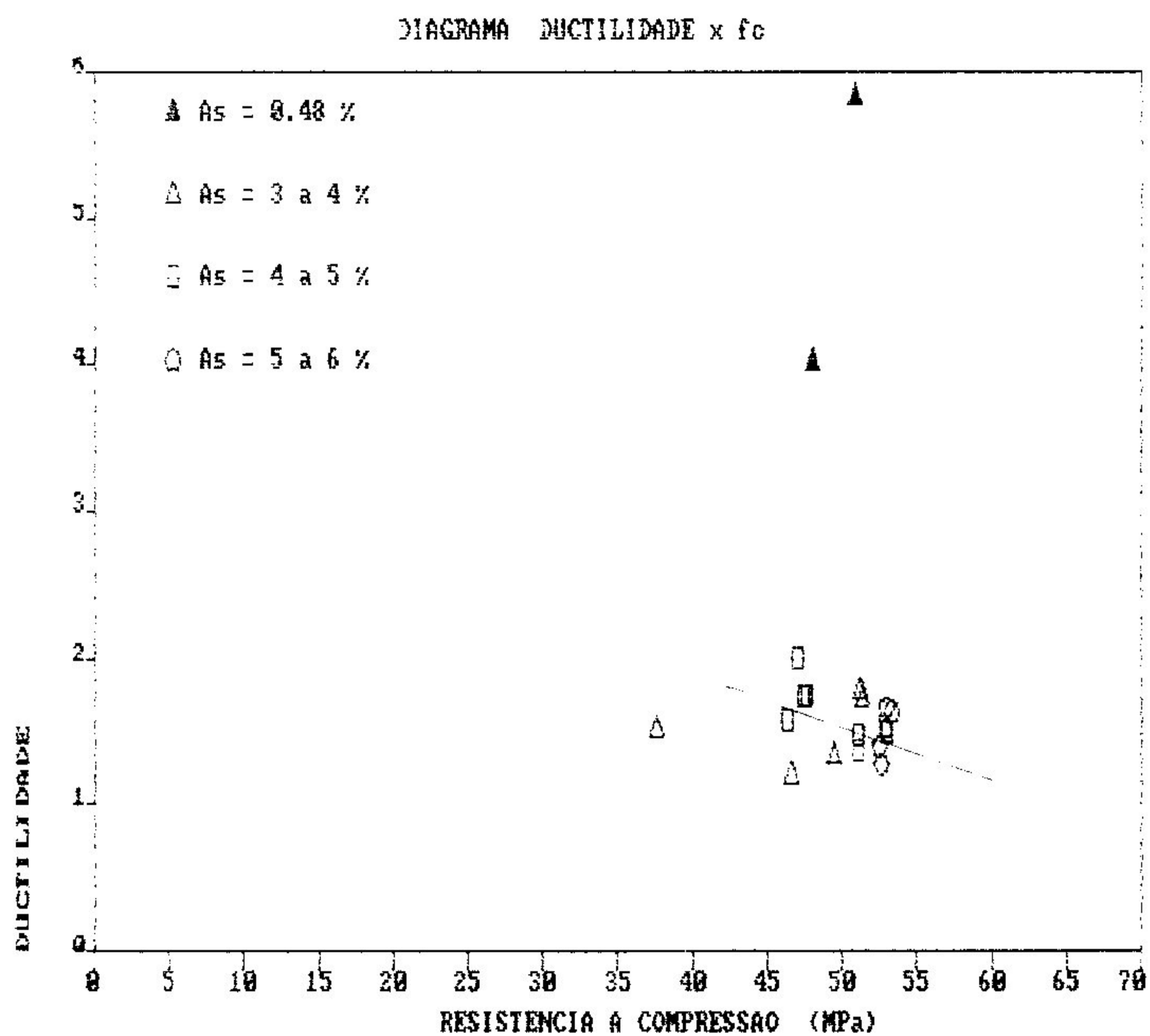


FIGURA 101 - Fator de ductilidade x resistência do concreto.

Alguns trabalhos da bibliografia comprovam esses resultados. LESLIE et al. [64] mostram a queda ductilidade com o aumento da taxa de armação, e os valores de fator de ductilidade encontrados por ele são compatíveis com os deste trabalho.

SHIN et al. [102] chegam ao mesmo resultado com vigas feitas com concretos de altíssima resistência (85 a 100 MPa). Neste caso a queda de ductilidade é ainda mais acentuada.

7.5 - Diagramas Momento-Curvatura

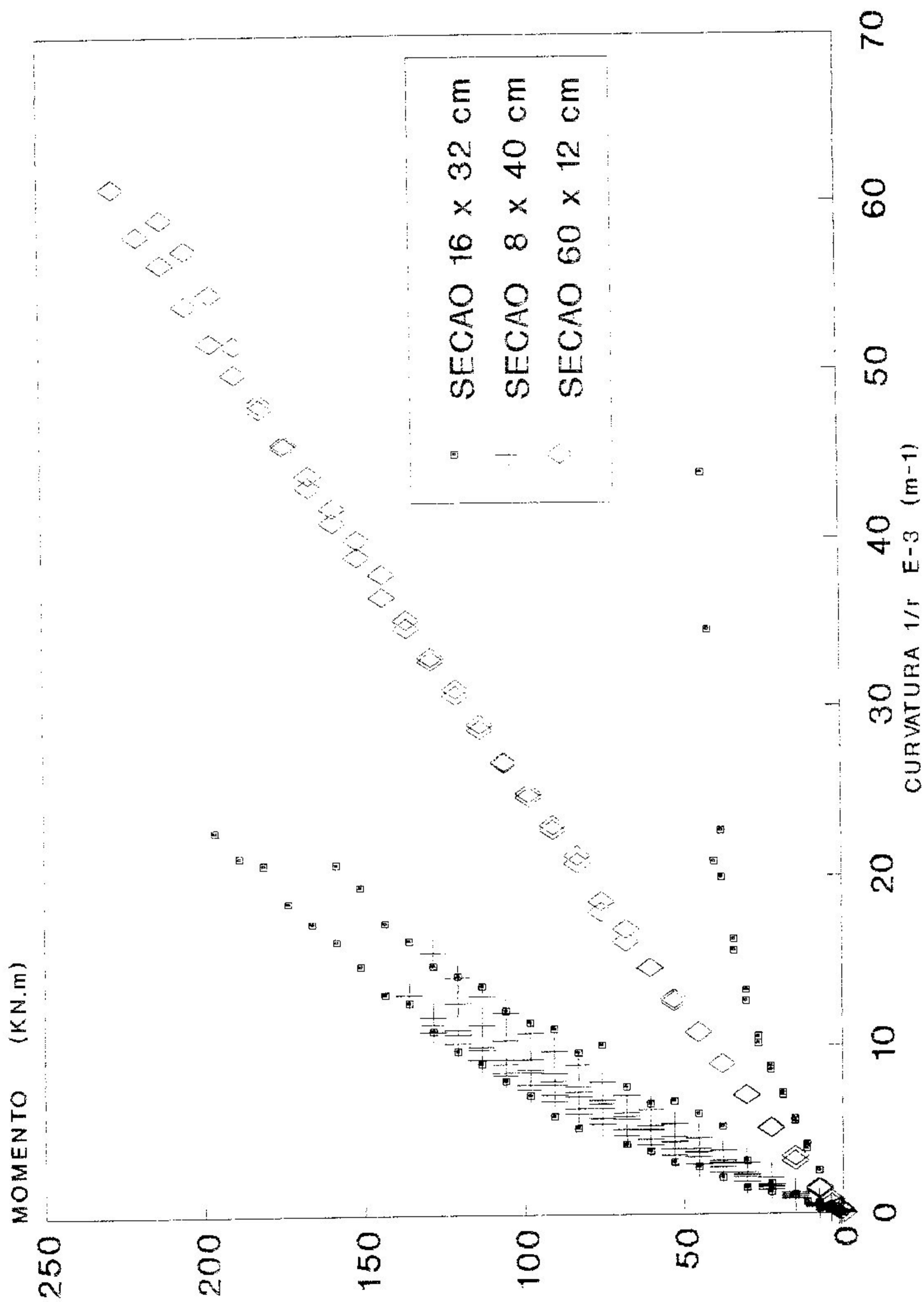
Os diagramas momento-curvatura de todas as vigas estão resumidos na FIG. 102. Nesta figura mostra-se a rápida plastificação das peças sub-armadas.

As vigas super-armadas de seções 8 x 40 e 16 x 32 cm têm um comportamento bastante próximo na maneira como se deformam.

Já as peças de seção 60 x 12 cm apresentam um diagrama momento x curvatura praticamente linear. Isto é devido tanto à geometria da seção como à resistência alta do concreto.

TOGNON et al. [108] mostra a linearização do diagrama momento x curvatura quando se aumenta a taxa de armadura e a resistência do concreto.

FIGURA 102 - DIAGR. MOMENTO - CURVATURA



7.6 - Diagrama de Deslocamentos

Foram feitos, também, alguns diagramas relacionando o deslocamento (flecha) central medido com o deslocamento residual para cada passo de carregamento. Essas curvas apresentam uma variação do tipo exponencial, como indicam as figuras 103 a 106.

Esse mesmo tipo de variação já foi encontrado para outros tipos de estruturas como, por exemplo, vigas-parede analisadas por DA CUNHA [29].

FIGURA 103 - DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS

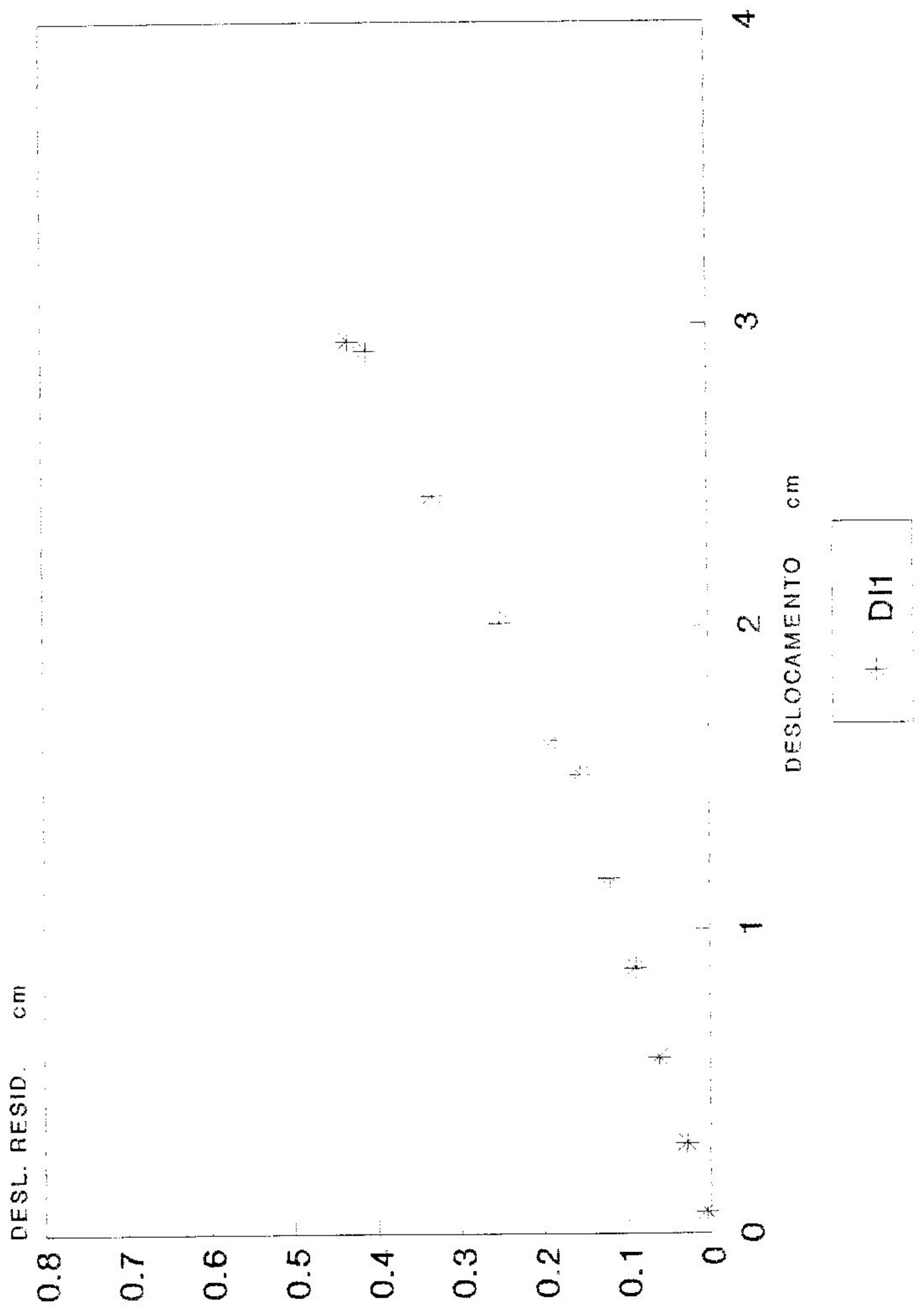


FIGURA 104 - DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS

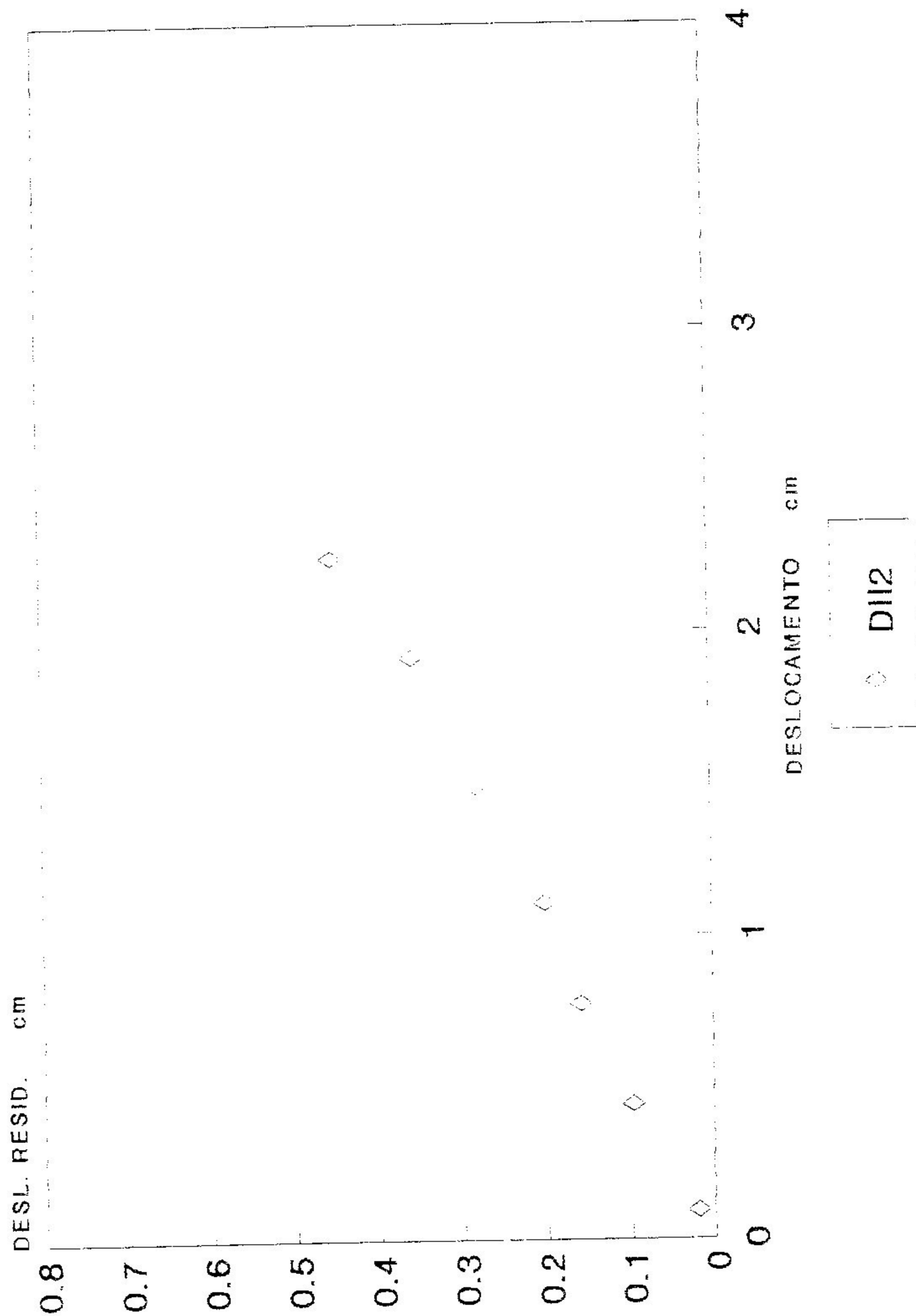


FIGURA 105 - DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS

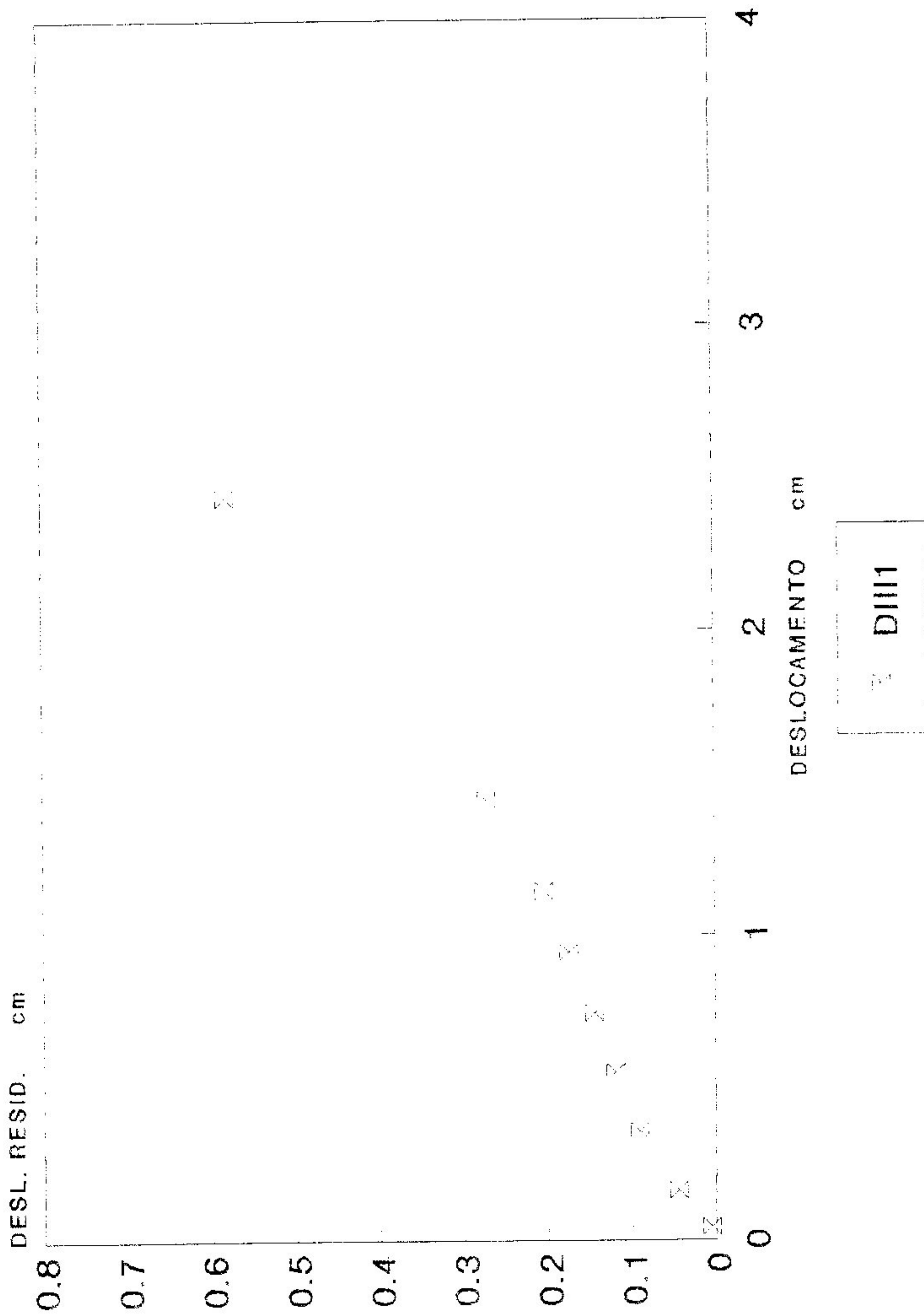
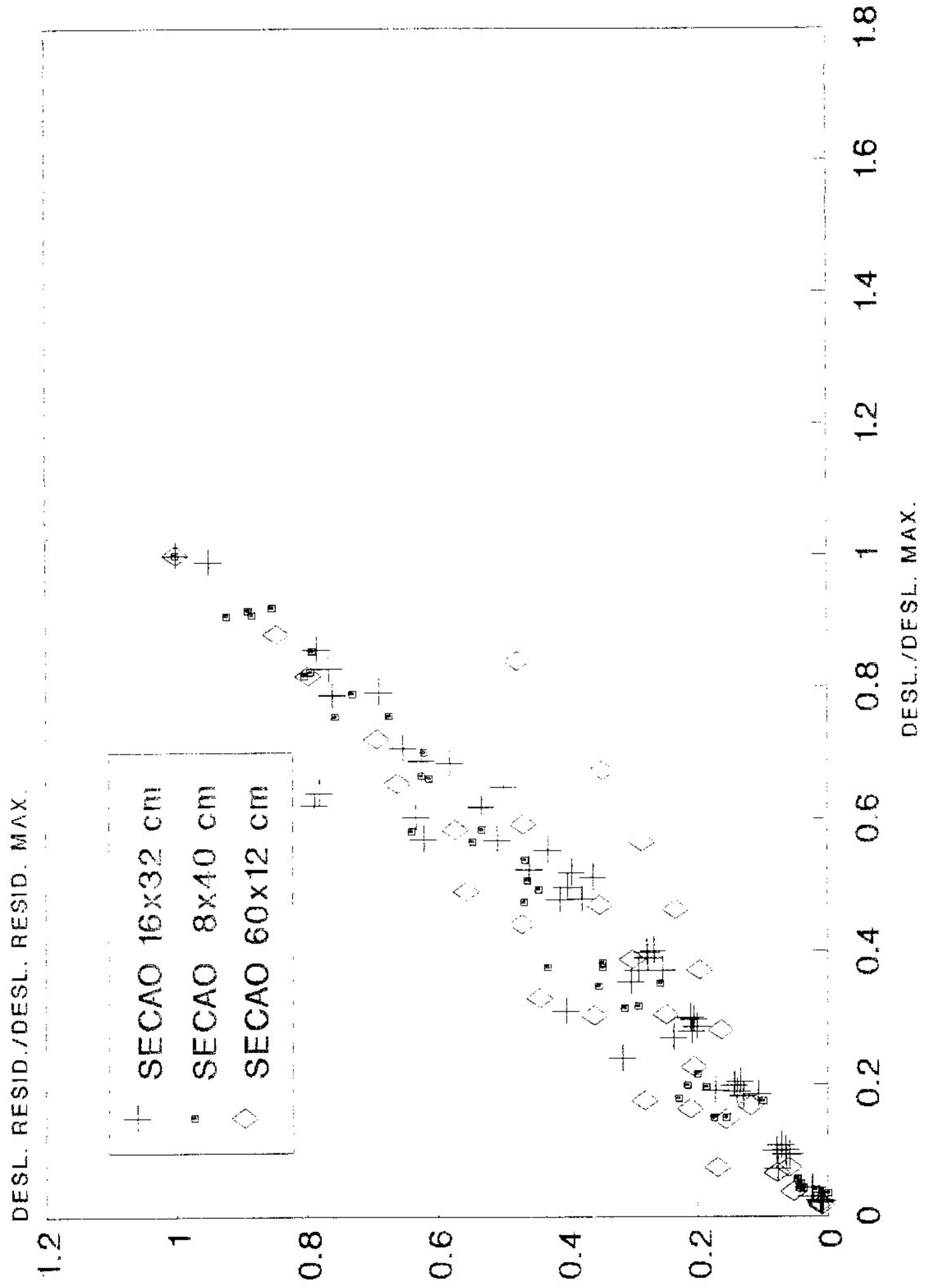


FIGURA 106 - DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS



CAPÍTULO 8 - CONCLUSÃO

A revisão bibliográfica desenvolvida neste trabalho chama a atenção para o papel primordial da pesquisa na geração de subsídios para a aplicação de novos materiais. No caso do concreto de alta resistência, o estudo experimental atinge praticamente todos os campos possíveis (materiais, estruturas, aplicações, etc.), e isto faz com que seja um material cada vez mais confiável para o uso prático.

O estudo experimental realizado mostra a validade dos métodos de cálculo preconizados pela norma brasileira NBR 6118 [13] para as vigas com alta taxa de armação com a ruptura dando-se pelo concreto e de relação altura/largura igual a dois ($h/b = 2$). Para as peças com baixa taxa de armação (ruptura pelo aço) e de mesma relação altura/largura, o erro encontrado na previsão da carga de ruptura chega até a 30% a favor da segurança. Esse valor parece ser excessivo.

Para as peças mais esbeltas ($h/b = 5$), o erro na previsão da carga de ruptura, em valor absoluto, esteve por volta de 15%.

Com o aumento da resistência do concreto a forma da curva força-deslocamento ($F \times d$) passa a ser quase linear, mostrando o comportamento frágil da estrutura. Este comportamento frágil pode ser também observado no diagrama momento-curvatura ($M \times 1/r$).

O fator de ductilidade, determinado para cada viga através do diagrama força-deslocamento, tende a diminuir com o aumento da resistência à compressão do concreto. Isto indica, também, que as peças feitas com concretos de maior resistência apresentam comportamento frágil. Dentre as vigas dimensionadas para

trabalharem no domínio 4 da NBR 6118 (alta taxa de armadura), as que apresentaram maiores valores do fator de ductilidade (em torno de 2) estavam armadas com taxas próximas de 4%.

O diagrama Parábola-Retângulo de distribuição de tensões no concreto comprimido, no caso estudado, pode ser aplicado para o cálculo das estruturas feitas com concretos de resistência até 53 MPa pelo menos. As melhores aproximações entre a teoria e a prática ocorreram nas seções de relação altura/largura igual a dois ($h/b = 2$).

A comparação dos resultados experimentais da carga de ruptura com aqueles obtidos teoricamente por meio do diagrama triangular de distribuição de tensões no concreto apresentou grande dispersão. Este fato sugere que este diagrama não se aplica para a faixa de resistência estudada.

ANEXO

Este ANEXO contém:

	pg.
Tabelas de resultados	221
Diagramas força-deformação e força-deslocamento para cada viga	234
Legenda:	
△ aço	
□ concreto	
▲ deslocamento na seção central	
Diagramas deslocamento-deslocamento residual	262
Mapas de fissuração	278

TABELA 17

CARGA KN	EXTENSOMETROS (XE-5)												FLECHA (XE-3 CM)		
	ACO						CONCRETO						L	R	
	L	I	R	L	I	R	L	I	R	L	I	R			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,94	---	---	---	-1	-4	-3	-1	-2	-4	-1	-3	-5	15,5	25	54,5
1,89	---	---	---	-2	-4	-3	-2	-4	-4	-2	-4	-5	25	54,5	8
4,72	---	---	---	-4	-3	0	-4	-3	0	-4	-3	0	128,5	38,5	---
0	---	---	---	-12	-20	0	-12	-20	0	-12	-20	0	289	109	---
9,44	---	---	---	-21	-57	-3	-21	-57	-9	-21	-57	-16	541,5	201	---
14,16	82	---	---	-21	-57	-6	-21	-57	-6	-21	-57	-16	769	264	---
18,88	119	21	---	-30	-64	-8	-30	-64	-8	-30	-64	-22	1001	310	---
0	---	---	---	-36	-61	-8	-36	-61	-8	-36	-61	-25	1226	350	---
23,60	153	23	---	-36	-61	-8	-36	-61	-8	-36	-61	-25	1485	406	---
0	---	---	---	-42	-48	-9	-42	-48	-9	-42	-48	-29	1756	500	---
28,32	194	27	---	-42	-48	-9	-42	-48	-9	-42	-48	-29	---	---	---
0	---	---	---	-48	-48	-9	-48	-48	-9	-48	-48	-33	---	---	---
33,04	235	38	---	-48	-48	-9	-48	-48	-9	-48	-48	-33	---	---	---
0	---	---	---	-56	-52	-9	-56	-52	-9	-56	-52	-37	---	---	---
37,75	300	54	---	-56	-52	-9	-56	-52	-9	-56	-52	-37	---	---	---
0	---	---	---	-62	-50	-9	-62	-50	-9	-62	-50	-39	---	---	---
42,47	376	91	---	-62	-50	-9	-62	-50	-9	-62	-50	-39	---	---	---
0	---	---	---	-62	-50	-11	-62	-50	-11	-62	-50	-39	---	---	---
47,19	465	130	---	-62	-50	-11	-62	-50	-11	-62	-50	-39	---	---	---
0	---	---	---	-74	-56	---	-74	-56	---	-74	-56	-42	---	---	---
47,19	465	---	---	-74	-56	---	-74	-56	---	-74	-56	-42	---	---	---
50,02	480	---	---	-85	-60	---	-85	-60	---	-85	-60	-44	---	---	---
0	---	---	---	-112	-62	---	-112	-62	---	-112	-62	-39	---	---	---
56,63	---	---	---	-112	-62	---	-112	-62	---	-112	-62	-39	---	---	---
0	---	---	---	-123	-66	---	-123	-66	---	-123	-66	-38	---	---	---
59,46	---	---	---	-123	-66	---	-123	-66	---	-123	-66	-38	---	---	---

Obs: abandonar o extensometro E.

L = leitura

R = residual

TABELA 18

CARGA kN	EXTENSOMETROS (XE-5)												FLECHA (XE-3 cm)	
	ACO						CONCRETO						L	R
	A		C		D		media		E		Tubo			
L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,94	0	0	0	-3	0	-2	0	-2	0	0	0	-1,62	8	1
4,72	0	-2	0	-7	0	-5	0	-4	0	0	0	5,5	45	9
0	0	-5	0	-11	0	-8	0	-8	0	0	0	-8,7	87	11
9,44	0	-8	0	-18	0	-10	0	-12	0	0	0	-14,5	131	24
14,16	0	-11	0	-24	0	-18	0	-16	0	0	0	-19,7	176	43
18,88	0	-18	0	-34	0	-26	0	-24	0	-1	0	-29,9	273	64
28,32	0	-26	0	-45	0	-36	0	-32	0	-2	0	-42,4	379,5	80
37,75	0	-35	0	-56	0	-46	0	-40	0	-2	0	-56,9	492	97
47,19	0	-43	0	-66	0	-55	0	-48	0	-4	0	-62,5	598	112
56,63	0	-51	0	-76	0	-64	0	-56	0	-4	0	-78,2	705	126
66,07	0	-61	0	-87	0	-74	0	-65	0	-5	0	-88,4	821	145
75,51	0	-70	0	-96	0	-80	0	-72	0	-6	0	-99,7	927	170
84,95	0	-80	0	-109	0	-95	0	-83	0	-8	0	-116,6	1046	186
94,38	0	-89	0	-121	0	-105	0	-93	0	-9	0	-126,1	1168	209
103,82	0	-99	0	-133	0	-116	0	-102	0	-10	0	-140,1	1285	242
113,26	0	-110	0	-147	0	-129	0	-113	0	-13	0	-153,5	1412	270
122,7	0	-124	0	-162	0	-143	0	-126	0	-16	0	-169,6	1562	291
132,14	0	-137	0	-178	0	-158	0	-139	0	-16	0	-187,2	1710	320
141,58	0	-148	0	-191	0	-170	0	-150	0	-18	0	-200,6	1854	371
151,02	0	-159	0	-204	0	-182	0	-161	0	-19	0	-214,0	1996	
160,46	0	-172	0	-227	0	-202	0	-177	0	-21	0	-237,7	2207	
169,89	0	-190	0	-242	0	-216	0	-189	0	-21	0	-254,1	2345	
179,33	0	-213	0	-274	0	-244	0	-204	0	-21	0	-286,3		
188,77	0	-209	0	-336	0	-273	0	-222	0	-21	0	-318,2		
198,21	0		0		0		0		0		0			

L = leitura
R = residual

TABELA 20

LEITURAS: CP BISP4

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times 10^{-5}$)					FLECHA ($\times 10^{-3}$ cm)	
	ACD			CONCRETO		L	R
	A			B e D media	C e E media		
L	I	R					
0	0			0	0	0	
0,94	1			-0,5	-1	17	
1,89	5			-1,5	-1,5	25	
4,72	7			-4	-3	53	
0		1					5
9,44	12			-8	-6	92	
0		6					8
18,88	15			-16	-12	164	
0		11					15
28,32	25			-25	-19	253	
0		15					22
37,75	36			-35	-25	352	
0		17					41
47,19	50			-45	-32	453	
0		23					53
56,63	61			-54	-39	562	
0		20					70
66,07	65			-66	-46	675	
0		21					82
75,51	73			-75	-53	781	
0		23					105
84,95	78			-86	-60	901	
0		25					115
94,38	81			-95	-66	1008	
0		25					150
103,82	77			-107	-75	1139	
0		25					150
113,26	58			-116	-82	1248	
0		32					170
122,7	43			-129	-91	1384	
0		37					184
132,14	41			-139	-98	1499	
0		38					211
141,58	44			-154	-109	1653	
0		40					239
151,02	46			-166	-117	1789	
0		44					260
160,46	38			-180	-126	1943	
0		44					320
169,89	50			-198	-135	2149	
0		49					353
179,33	50			-212	-148	2248	
0		49					400
188,77	47			-231	-162	2477	
0		48					426
198,21	58			-246	-174	2759	
207,65				-271	-194	2990	
217,09				-285	-205	3035	
226,53				-305	-220	3216	
235,96				-325	-250	3479	
238,80						3735	
0							633
217,09						3617	

TABELA 21

LEITURAS: cp CII

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)					FLECHA ($\times E-3$ cm)	
	ACD			CONCRETO		L	R
	B			C e F	D e E		
	L	I	R	media	media		
0	0			0	0	0	
0,94	0			-0,5	-1	8	
1,89	0			-1	-1	14	
4,72	0			-2,5	-4	34	
0			-2				1
9,44	-3			-5	-8	70	
0			-1				4
18,88	-5			-10	-16	139	
0			-7				10
28,32	0			-17	-26	222	
0			-5				22
37,75	-5			-22	-36	316	
0			-4				35
47,19	-6			-28	-45	410	
0			-10				51
56,63	-9			-34	-54	506	
0			-10				59
66,07	-10			-39	-64	599	
0			-10				65
75,51	-10			-45	-75	696	
0			-10				76
84,95	-10			-51	-84	797	
0			-7				85
94,38	-9			-57	-94	886	
0			-11				102
103,82	-13			-64	-105	989	
0			-12				109
113,26	-12			-70	-115	1081	
0			-12				119
122,7	-12			-78	-126	1186	
0			-13				129
132,14	-11			-84	-144	1289	
0			-10				142
141,58	-11			-92	-156	1412	
0			-15				175
151,02	---			-102	-172	1535	
0			-14				190
160,46	-15			-110	-187	1672	
0			-15				201
169,89	-14			-119	-200	1787	
0			-16				220
179,33	-17			-128	-215	1920	
0			-14				240
188,77	-18			-136	-230	2049	
0			-16				291
198,21	-18			-149	-252	2204	
207,65	-18			-159	-269	2342	
217,09	-19			-170	-290	2490	
226,53				-188	-317	2669	
235,96				-201	-335	2802	
240,68					-340	2952	
0							483
207,65						3012	

TABELA 22

LEITURAS: cp D11

CARGA KN	EXTENSOMETROS (x E-5)					FLECHA (x E-3 cm)	
	AÇO			CONCRETO		L	R
	E			C e F Media	D e E Media		
L	I	R					
0	0			0	0	0	
0,94	4			-1	-1	11	
1,89	5			-1	-2	15	
4,72	7			-3	-4	34	
0			1				2
9,44	0			-6	-8	71	
0			0				5
18,88	5			-11	-15	132	
0			1				10
28,32	8			-17	-24	210	
0			0				18
37,75	10			-24	-33	297	
0			0				28
47,19	6			-30	-43	390	
0			0				42
56,63	6			-37	-52	486	
0			0				50
66,07	7			-43	-61	581	
0			-1				62
75,51	0			-50	-71	680	
0			0				70
84,95	0			-57	-80	780	
0			0				82
94,38	10			-63	-89	872	
0			0				89
103,82	-1			-70	-98	975	
0			0				109
113,26	3			-77	-109	1082	
0			1				106
122,7	7			-83	-118	1172	
0			5				120
132,14	0			-91	-128	1292	
0			0				135
141,58	-2			-99	-139	1399	
0			2				142
151,02	1			-107	-149	1509	
0							155
160,46				-115	-160	1626	
0							185
169,89				-125	-173	1760	
0							198
179,33				-134	-184	1883	
0							215
188,77				-143	-196	2012	
198,21				-157	-212	2171	
207,65				-166	-224	2296	
217,09				-176	-235	2434	
226,53				-192	-251	2601	
235,96				-204	-262	2728	
245,40				-216	-273	2859	
254,84						2910	
0							409
240,68						2940	

TABELA 24

LEITURAS: CP BIINI

CARGA kN	EXTENSOMETROS ($\times 10^{-5}$)					FLECHA ($\times 10^{-3}$ cm)	
	ACO			CONCRETO		L	R
	A			B e D media	C e E media		
L	I	R					
0	0			0	0	0	
0,94	1			-0,5	-1	0	
1,89	2			-2,5	-2	1	
4,72	4			-5	-5	22	
9,44	8			-10	-10	69	
0		0					0
18,88	17			-22	-19	155	
0		2					0
28,32	29			-34	-29	248	
0		6					12
37,75	40			-47	-40	356	
0		4					34
47,19	53			-60	-52	475	
0		8					49
56,63	64			-75	-68	595	
0		7					75
66,07	74			-89	-75	718	
0		8					88
75,51	86			-104	-87	850	
0		8					118
84,95	97			-121	-100	982	
0		9					127
94,38	109			-136	-112	1101	
0		9					159
103,82	116			-156	-129	1251	
0		---					167
113,26	121			-175	-143	1388	
0		10					218
122,7	123			-198	-162	1546	
0		11					230
132,14	114			-220	-179	1700	
0		12					280
141,58	118			-248	-202	1874	
0		10					304
151,02	123			-275	-225	2045	
0		9					342
160,46	130			-290	-250	2262	
59,46	119			-65		2655	
0		18					950

L = leitura
R = residual

TABELA 25

LEITURAS: CP BIIN2

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)				FLECHA ($\times E-3$ cm)	
	ACO		CONCRETO		L	R
	L	R	B e D media	C e E media		
0			0	0	0	
0,94			-2	-1,5	11	
1,89			-2,5	-1,5	17	
4,72			-5	-5	39	
9,44			-11	-9	80	
0						7
18,88			-22	-19	169	
0						23
28,32			-36	-30	272	
0						41
37,75			-51	-41	389	
0						67
47,19			-65	-53	507	
0						86
56,63			-80	-65	629	
0						97
66,07			-95	-77	750	
0						124
75,51			-112	-91	891	
0						138
84,95			-125	-102	1009	
0						169
94,38			-146	-118	1167	
0						190
103,82			-165	-133	1309	
0						203
113,26			-183	-147	1457	
0						251
122,7			-212	-170	1643	
0						284
132,14			-239	-192	1826	
0						316
141,58			-267	-214	2000	
0						358
151,02			-286	-248	2203	
46,25					2615	

L = leitura
R = residual

TABELA 26

LEITURAS: CP BIISPI

CARGA kN	EXTENSOMETROS ($\times 10^{-5}$)					FLECHA ($\times 10^{-3}$ cm)	
	AÇO		CONCRETO			L	R
	L	R	C e D media	B e E media			
0	0		0	0	0		
0,94	2		-1,5	-1	16		
1,89	3		-1,5	-2	25		
4,72	7		-3,5	-3,5	58		
9,44	13		-7	-8	111		
0		1				14	
18,88	26		-17	-16	206		
0		2				25	
28,32	40		-25	-25	310		
0		3				44	
37,75	55		-37	-35	420		
0		4				59	
47,19	70		-47	-45	529		
0		5				78	
56,63	83		-60	-55	640		
0		5				92	
66,07	98		-73	-67	751		
0		6				102	
75,51	111		-85	-78	862		
0		6				123	
84,95	124		-99	-90	983		
0		7				131	
94,38	137		-114	-103	1109		
0		7				161	
103,82	150		-131	-119	1248		
0		8				172	
113,26	164		-147	-133	1353		
0		8				193	
122,7	178		-163	-149	1480		
0		10				223	
132,14	196		-187	-173	1645		
0		11				239	
141,58	211		-204	-193	1779		
0		13				272	
151,02	231		-232	-232	1959		
0		14				295	
160,46	239				2232		
51,91					2521		
0						660	

L = leitura
R = residual

TABELA 28

LEITURAS: CP CIII

CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)				FLECHA ($\times E-3$ cm)	
	AÇO		CONCRETO		L	R
	L	R	B e D media	C e E media		
0	0		0	0	0	
0,94	1		-0,5	-1	7	
1,89	2		-2	-2	16	
4,72	4		-5	-5	42	
9,44	11		-12	-10	85	
0		2				14
18,88	22		-25	-21	184	
0		4				34
28,32	39		-39	-32	294	
0		9				58
37,75	55		-55	-45	411	
0		10				78
47,19	70		-70	-57	521	
0		12				99
56,63	83		-83	-68	625	
0		14				108
66,07	99		-100	-80	748	
0		15				124
75,51	113		-115	-93	868	
0		17				159
84,95	127		-134	-108	1001	
0		17				171
94,38	141		-149	-120	1114	
0		18				197
103,82	158		-170	-137	1253	
113,26	171		-188	-151	1382	
0		20				230
122,7	187		-209	-168	1522	
0		22				277
132,14	204		-236	-190	1684	
0		23				296
141,58	218		-258	-207	1819	
0		25				316
151,02	234		-285	-230	1975	
0		29				371
160,46	255		-319	-262	2171	
167,06			-330		2450	
122,70					2300	

L = leitura
R = residual

TABELA 29

LEITURAS: CP DIII

CARGA kN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)				FLECHA ($\times E-3$ cm)	
	AÇO		CONCRETO		L	R
	L	R	B e D media	C e E media		
0	0		0	0	0	
0,94	1		-1	-1	9	
1,89	1		-2	-1,5	15	
4,72	3		-5	-4,5	39	
9,44	7		-11	-10	84	
0		1				15
18,88	17		-18	-19	184	
0		4				38
28,32	28		-36	-38	287	
0		6				60
37,75	38		-49	-40	392	
0		7				75
47,19	49		-62	-51	503	
0		8				98
56,63	60		-76	-62	606	
0		10				107
66,07	71		-89	-73	709	
0		10				131
75,51	81		-103	-85	816	
0		11				137
84,95	92		-117	-97	920	
0		11				160
94,38	101		-132	-110	1037	
0		12				180
103,82	111		-148	-122	1153	
0		11				---
113,26	119		-165	-137	1280	
0		12				210
122,7	130		-182	-151	1402	
0		13				240
132,14	140		-200	-168	1526	
0		13				250
141,58	150		-219	-184	1654	
0		14				283
151,02	161		-244	-205	1804	
0		15				297
160,46	171		-262	-222	1935	
0		18				343
169,89	192		-277	-268	2155	
174,61	198		-278	-285	2225	
176,50					2300	
184,97					2330	

L = leitura
R = residual

TABELA 31

LEITURAS: CP B1111

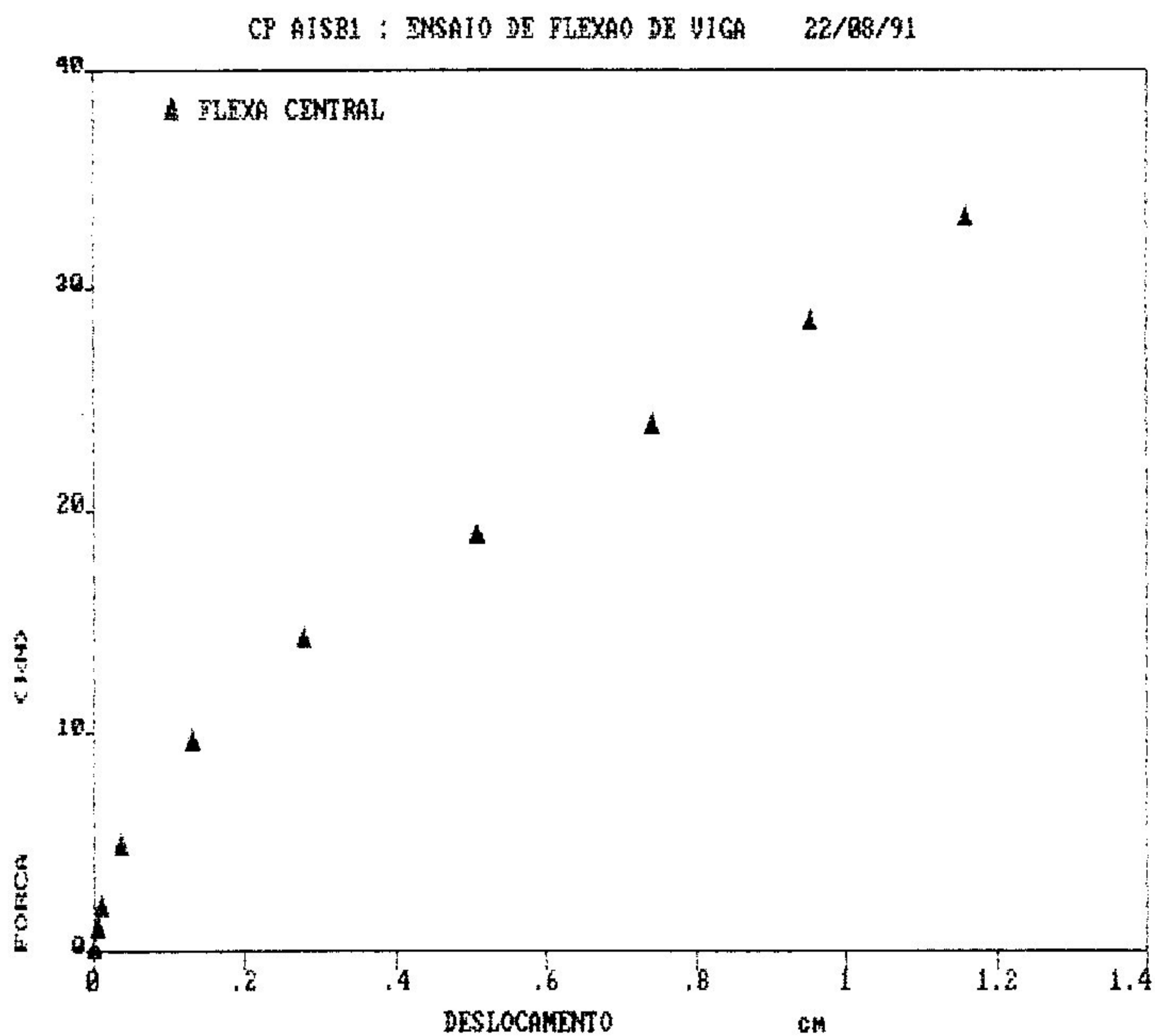
CARGA kN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)							FLECHA ($\times E-3$ cm)		
	ACQ		CONCRETO					media	L	R
	L	R	B		C					
			L	R	L	R				
0			0		0		0	0		
0,94			-1		-2		-1,5	35		
1,89			-2		-3		-2,5	40		
4,72			-3		-4		-3,5	65		
9,44			-6		-7		-8	106		
0				-1		-1			53	
18,88			-10		-12		-11	176		
0				-1		-2			70	
28,32			-14		-17		-16	246		
0				-2		-2			87	
37,75			-18		-22		-20	320		
0				-3		-3			102	
47,19			-23		-27		-25	388		
0				-4		-4			116	
56,63			-27		-32		-30	463		
0				-4		-4			137	
66,07			-30		-36		-34	540		
0				-4		-6			148	
75,51			-35		-43		-39	621		
0				-5		-7			162	
84,95			-39		-48		-44	691		
0				-5		-				
94,38			-43		-53		-48	779		
0				-8		-9			193	
103,82			-47		-57		-53	854		
0				-8		-10			205	
113,26			-52		-63		-58	920		
0				-8		-10			205	
122,7			-56		-68		-62	989		
0				-9		-11			221	
132,14			-62		-75		-69	1074		
0				-10		-12			234	
141,58			-67		-81		-74	1148		
0				-11		-13			247	
151,02			-72		-88		-80	1220		
0				-14		-16			270	
160,46			-79		-97		-88	1317		
0				-15		-18			292	
169,89			-83		-105		-94	1406		
0				-15		-20			310	
179,33			-87		-112		-100	1496		
198,21								1795		

L = leitura
R = residual

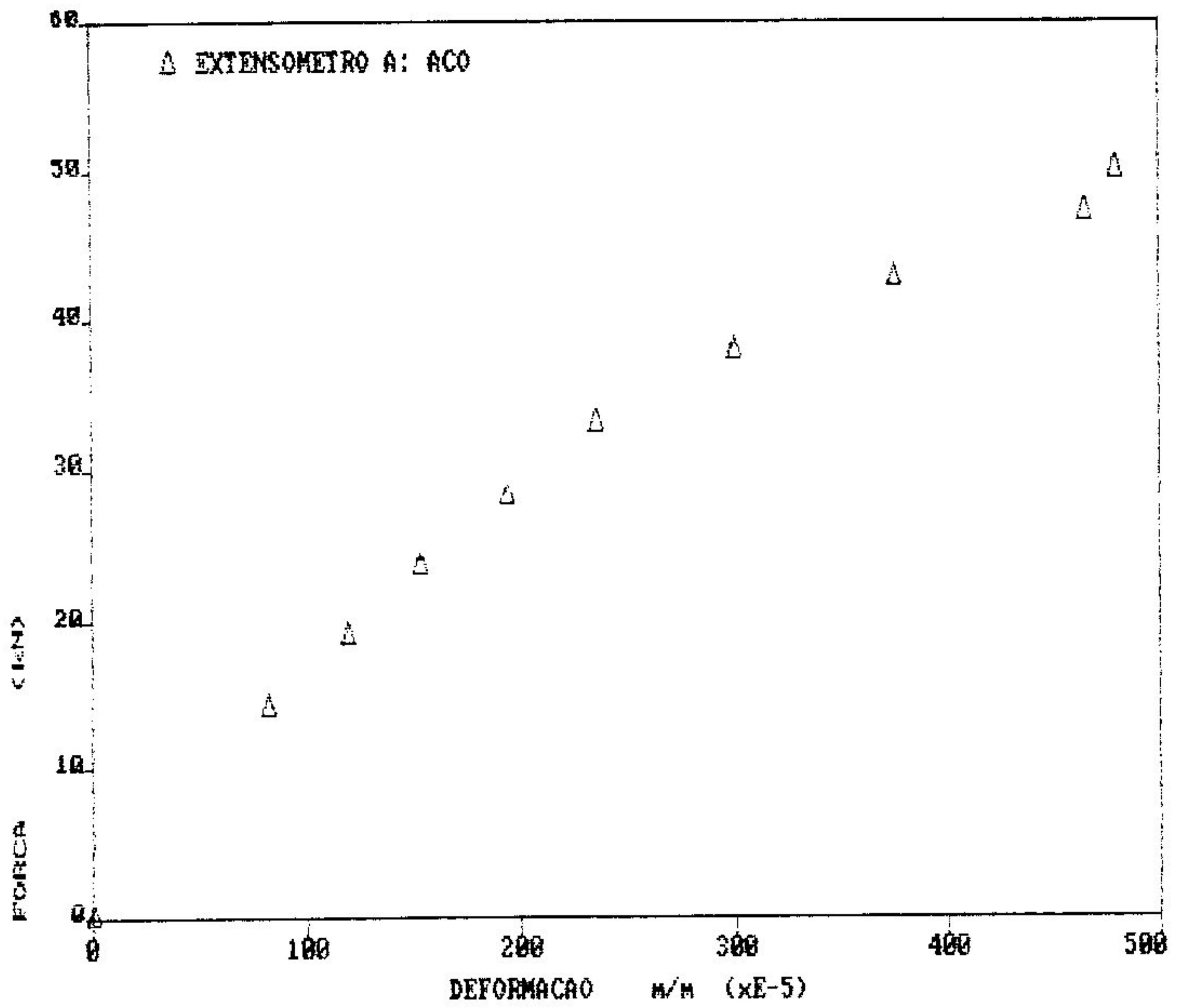
TABELA 32

LEITURAS: CP B1112

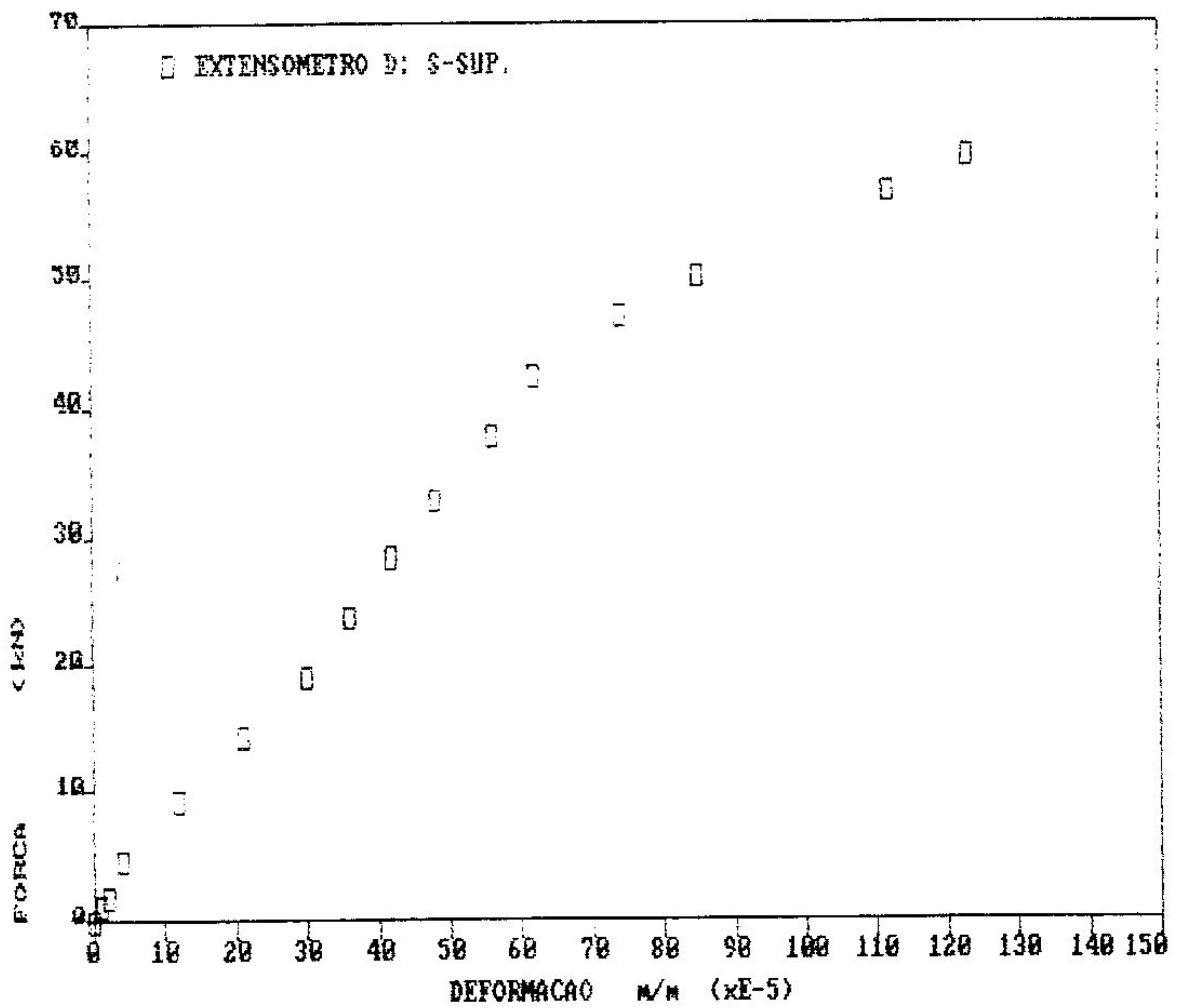
CARGA KN	EXTENSOMETROS ($\times E-5$)							FLECHA ($\times E-3$ cm)		
	ACD		CONCRETO					media	L	R
	L	R	B		C					
			L	R	L	R				
0			0		0		0	0		
0,94			0		0		0	0		
1,89			0		0		0	4		
4,72			-1		-1		-1	18		
9,44			-4		-4		-4	59		
0				0		0			17	
19,88			-9		-10		-10	123		
0				0		-1			37	
28,32			-14		-16		-15	191		
0				-1		-2			53	
37,75			-20		-21		-21	258		
0				-2		-2			67	
47,19			-25		-27		-26	329		
0				-2		-3			80	
56,63			-30		-31		-31	402		
0				-3		-4			101	
66,07			-36		-37		-37	478		
0				-4		-5			114	
75,51			-42		-42		-42	553		
0				-5		-5			124	
84,95			-47		-47		-47	624		
0				-6		-5			132	
94,38			-53		-53		-53	699		
0				-7		-6			149	
103,82			-59		-60		-60	776		
0				-7		-7			161	
113,26			-65		-65		-65	852		
0				-9		-8			170	
122,7			-71		-71		-71	925		
0				-10		-9			182	
132,14			-78		-77		-78	1000		
0				-11		-10			193	
141,58			-85		-83		-84	1078		
0				-12		-11			206	
151,02			-92		-90		-91	1143		
0				-14		-12			220	
160,46			-100		-97		-99	1228		
0				-18		-16			239	
169,89			-109		-105		-107	1315		
0				-19		-17			253	
179,33			-117		-117		-117	1396		
0				-20		-18			269	
188,77			-127		-122		-125	1488		
0				-24		-21			290	
198,21			-137		-133		-135	1585		
0				-26		-23			318	
207,65			-155		-144		-150	1730		
0				-37		-27			---	
207,65			-157		-152		-155	1878		



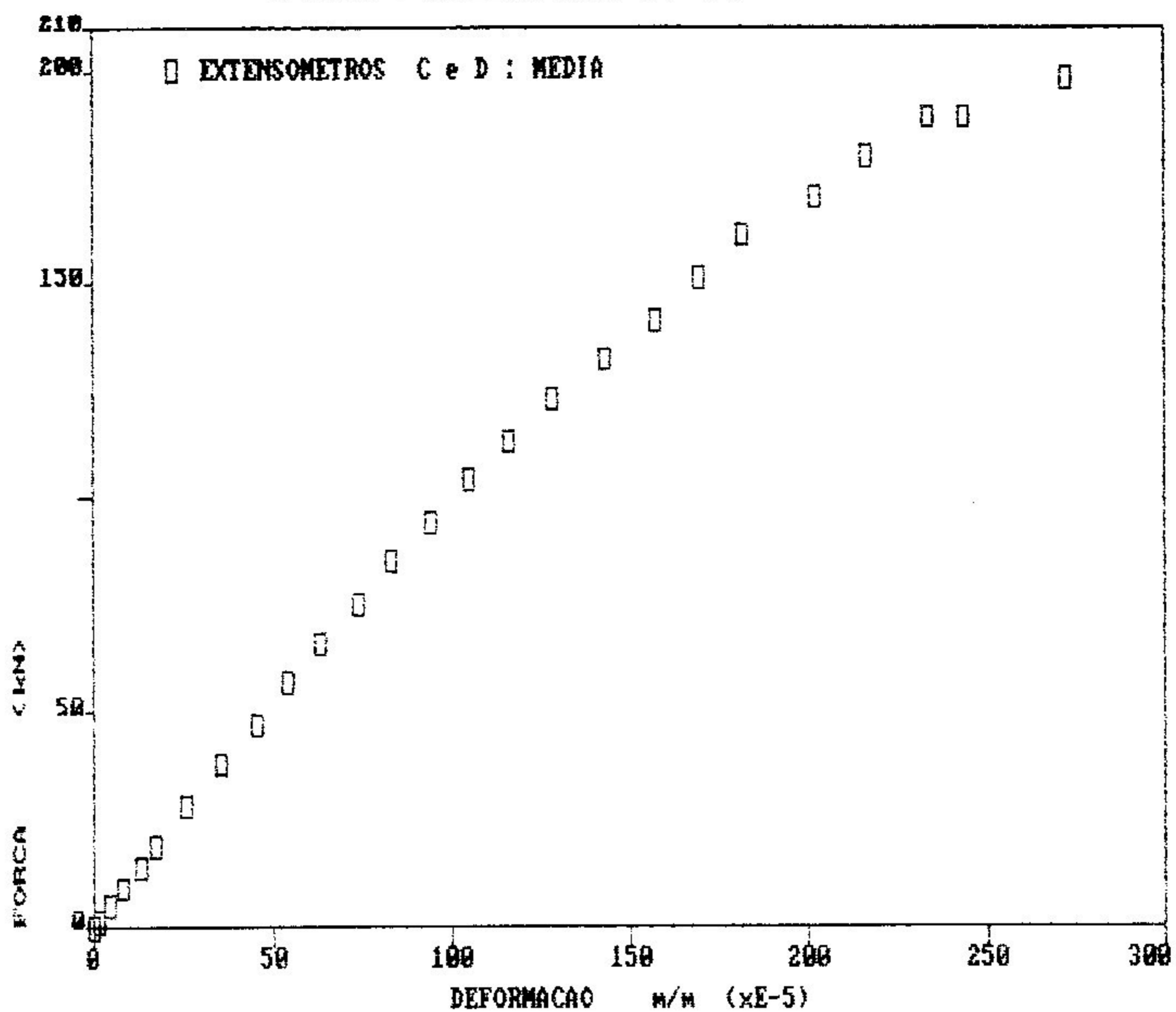
CP AISB2 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 26/08/91



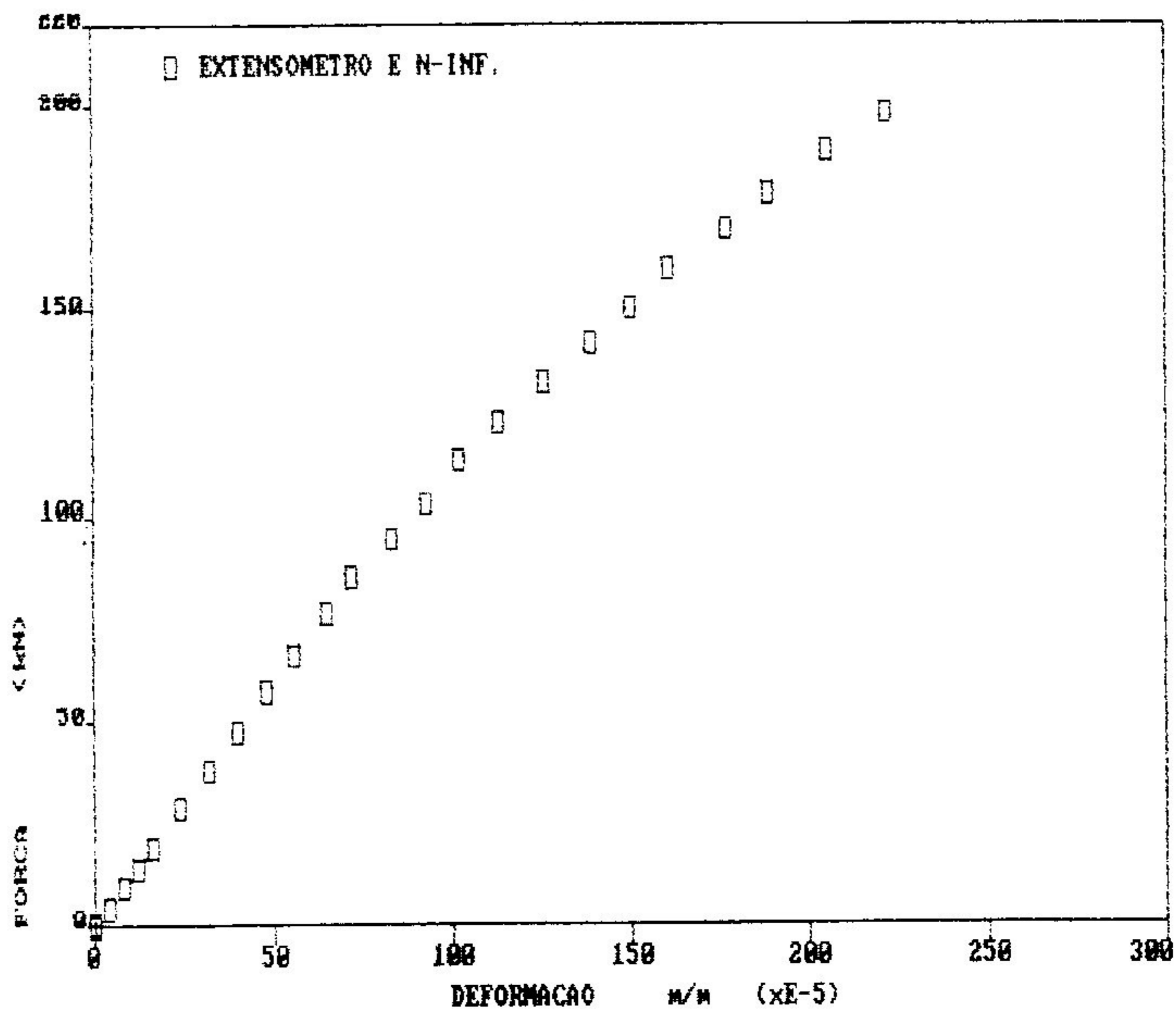
CP AISB2 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 26/08/91



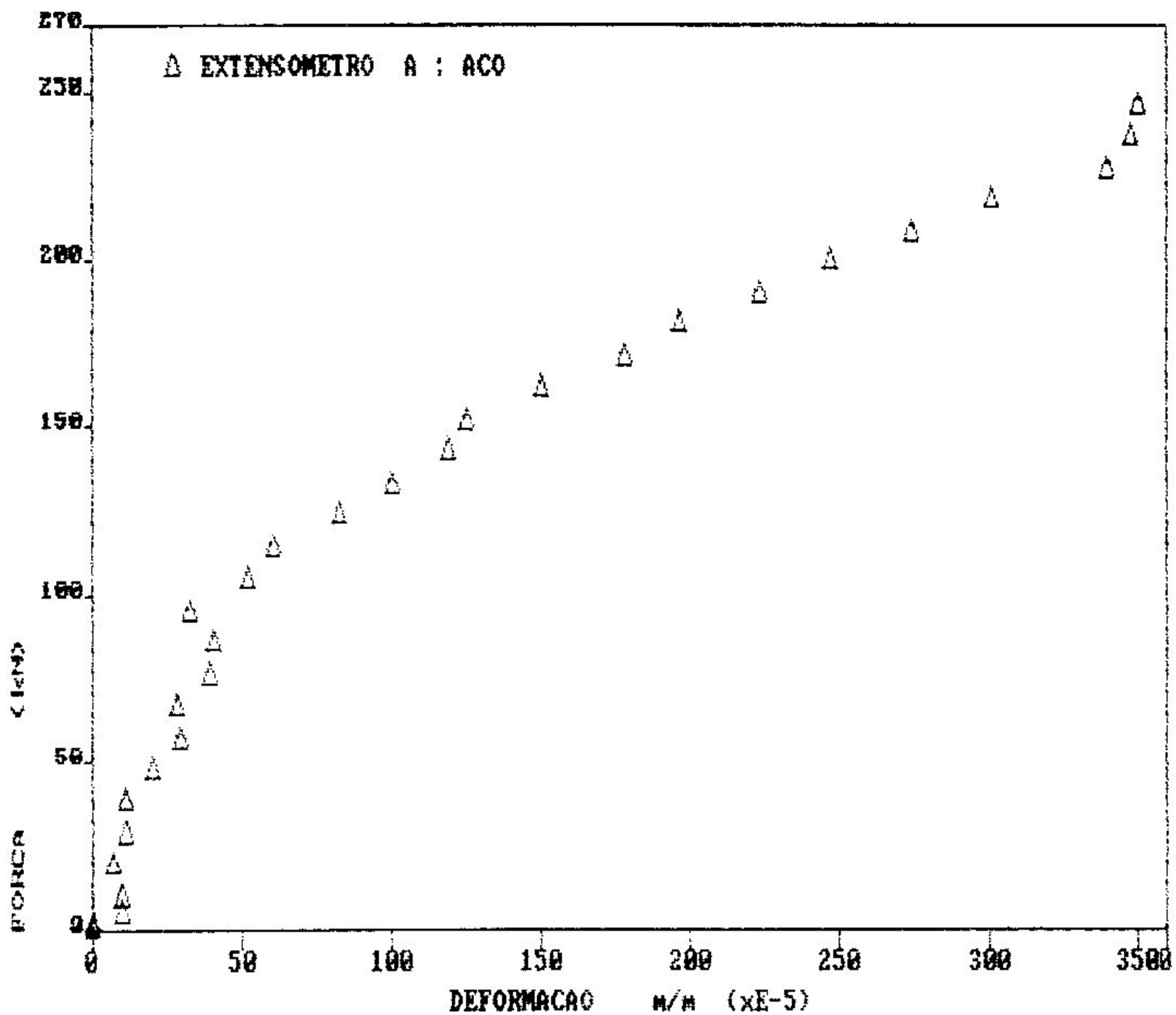
CP AISI1 ; DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 02/09/91



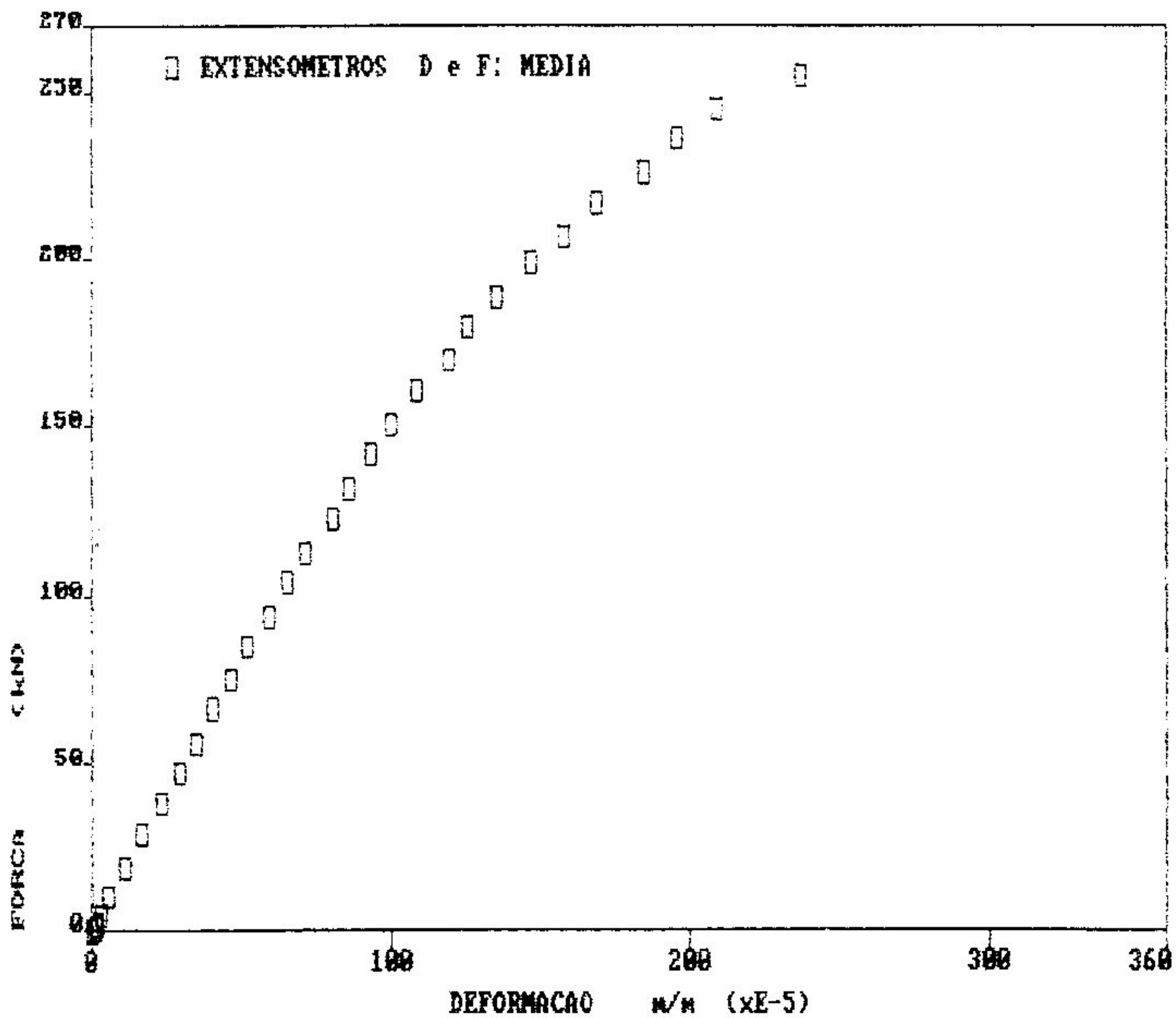
CP AISI1 ; DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 02/09/91



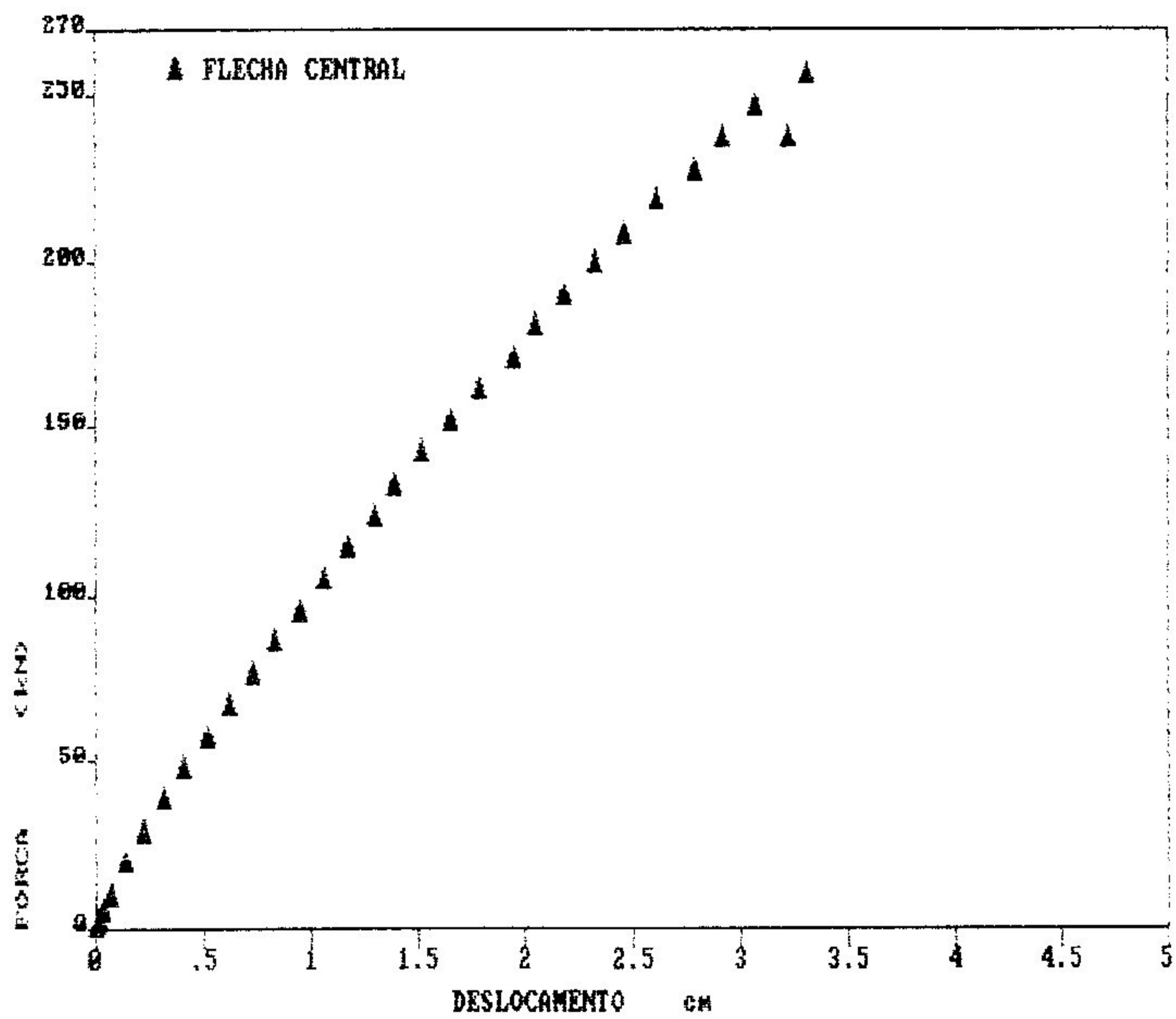
CP BISP3 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 13/12/91



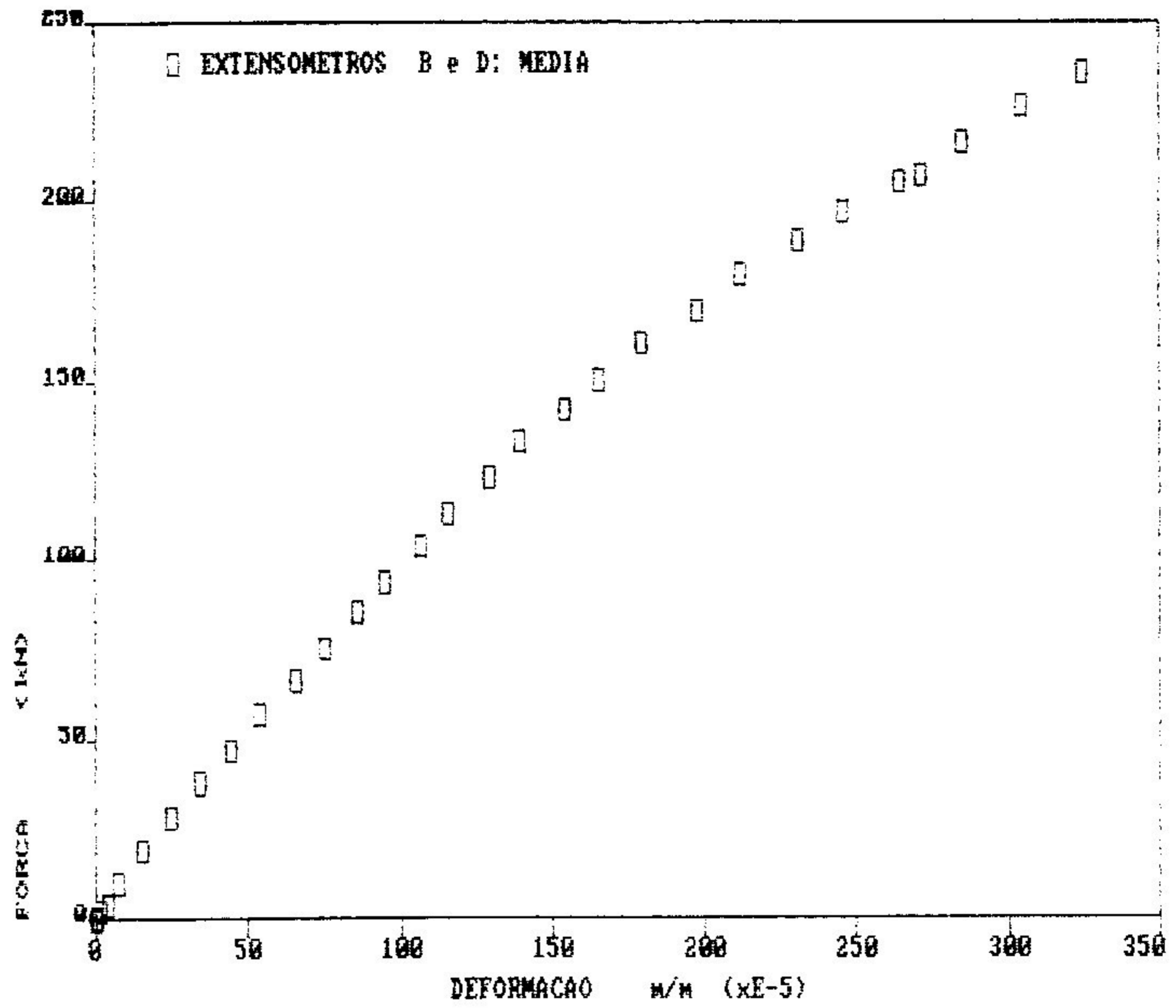
CP BISP3 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 13/12/91



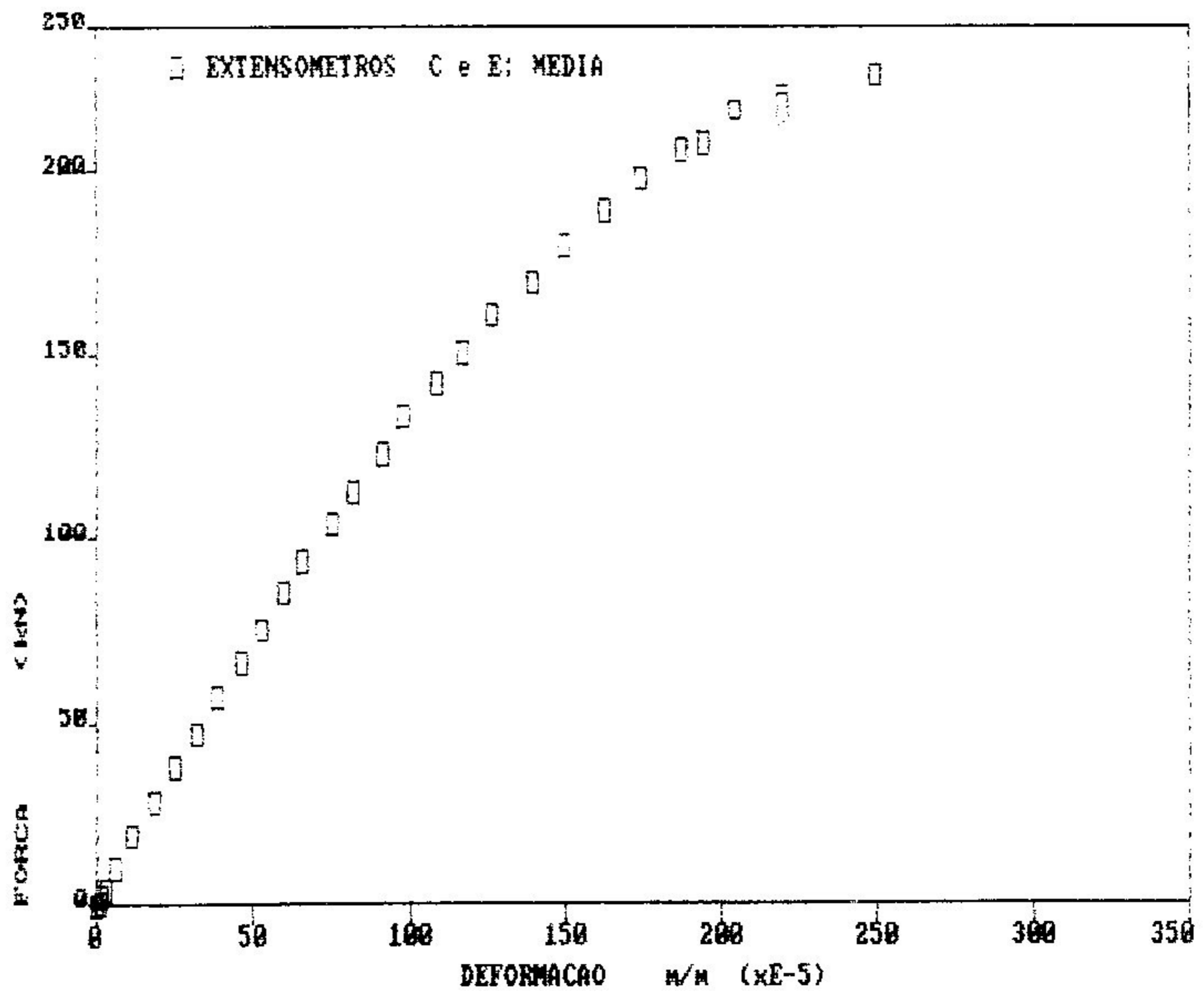
CP BISP3 : ENSAIO DE FLEXAO DE VIGA 13/12/91

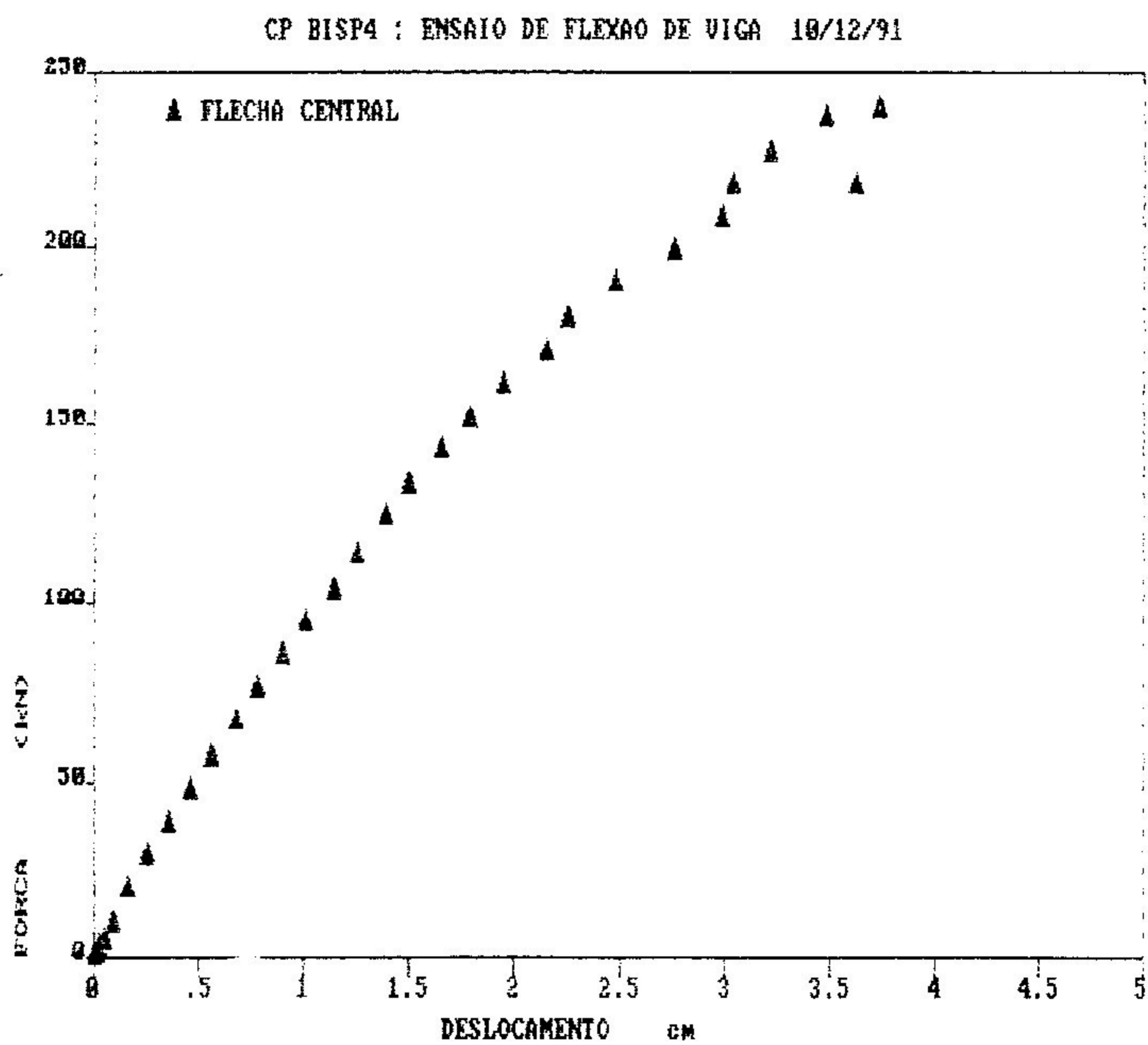


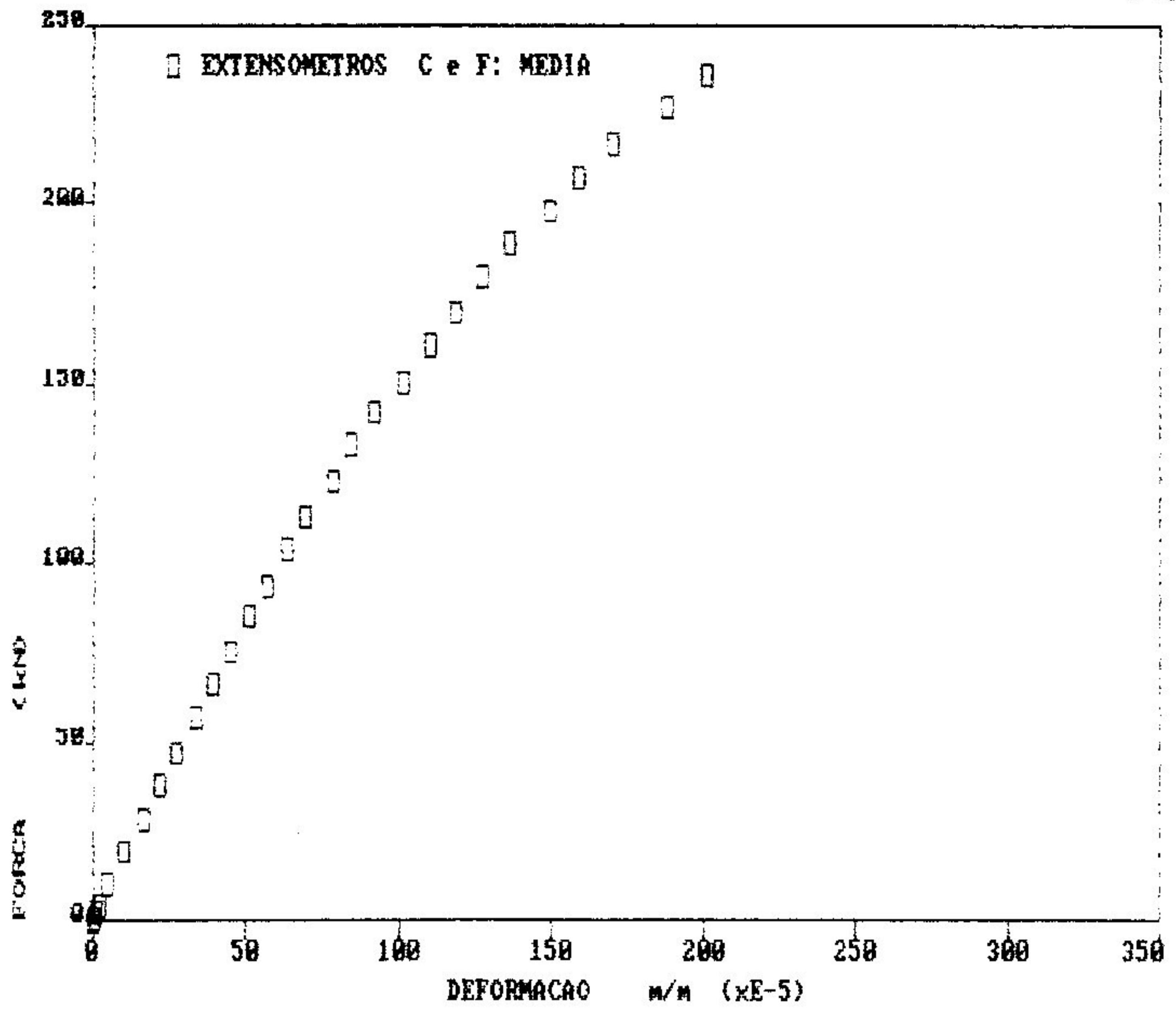
CP BISP4 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 10/12/91



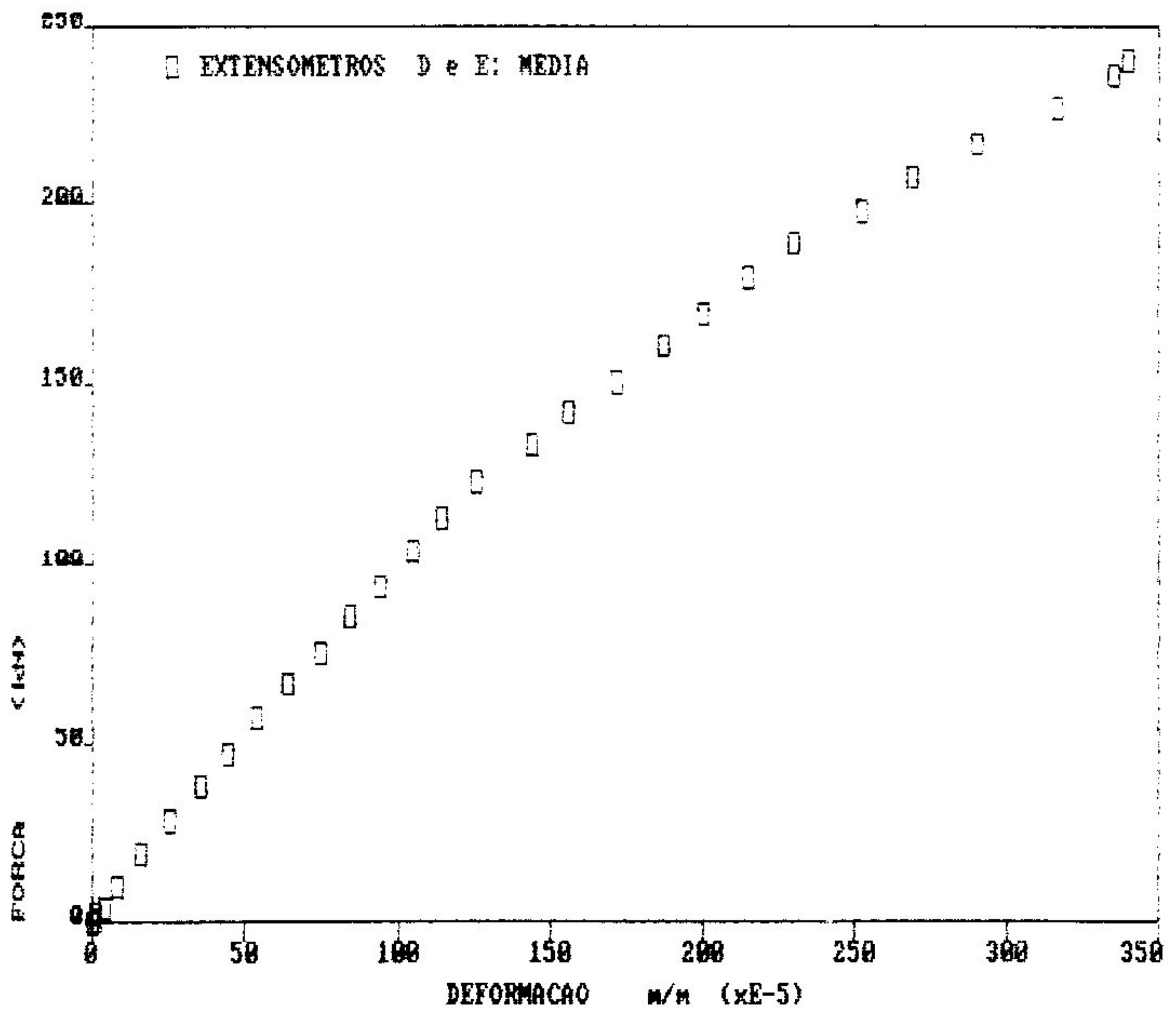
CP BISP4 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 10/12/91



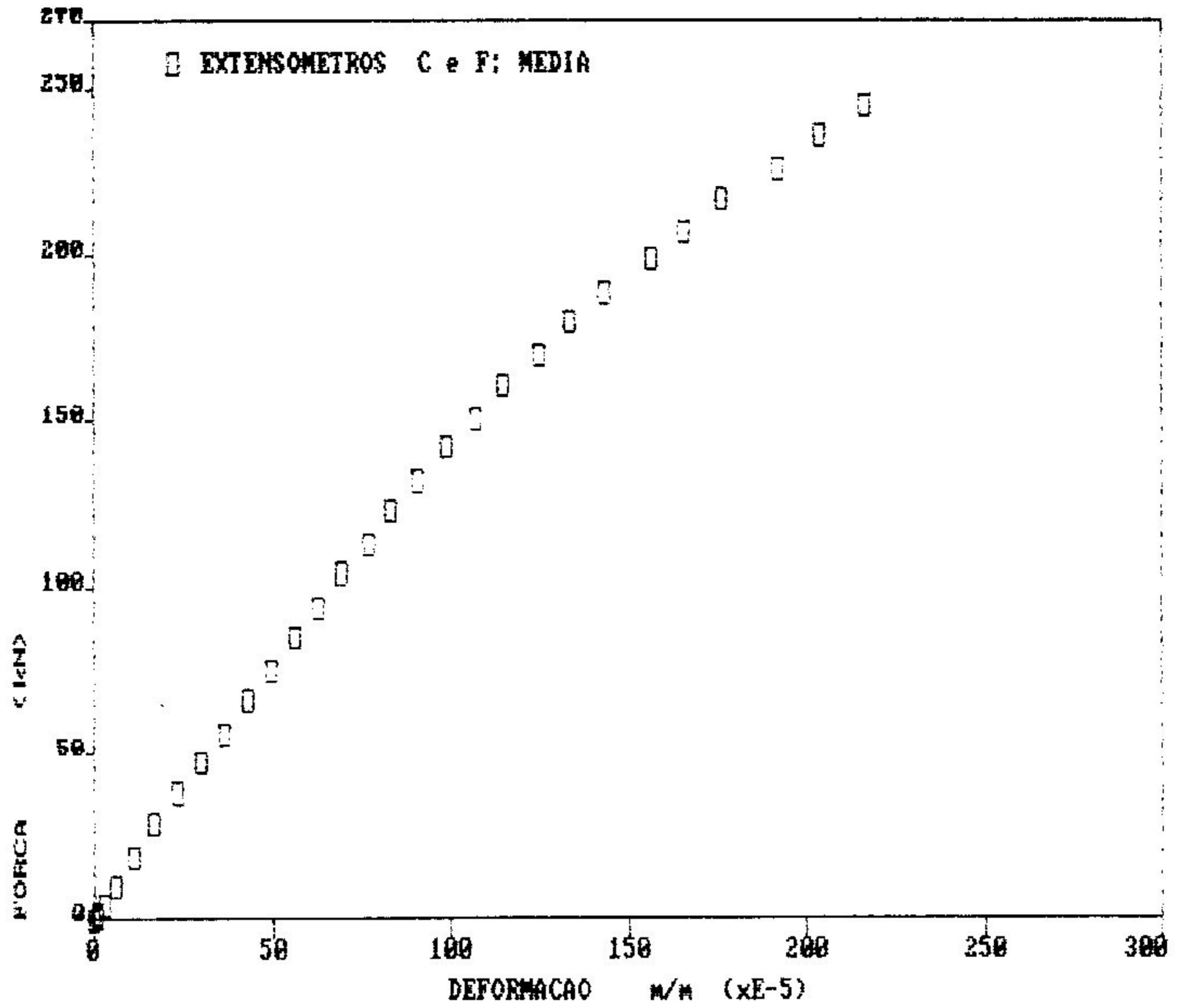




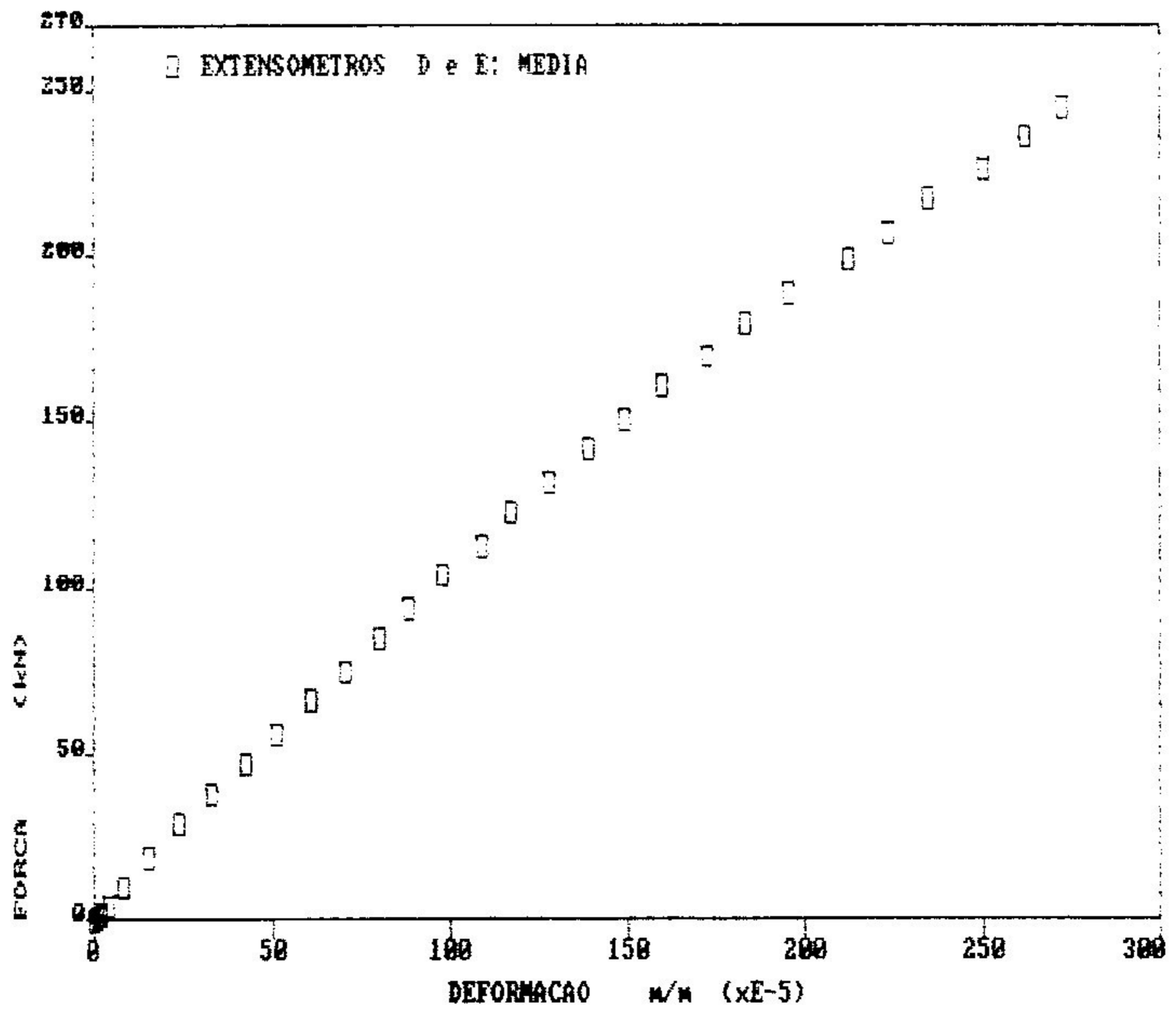
CP C11 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 18/12/91



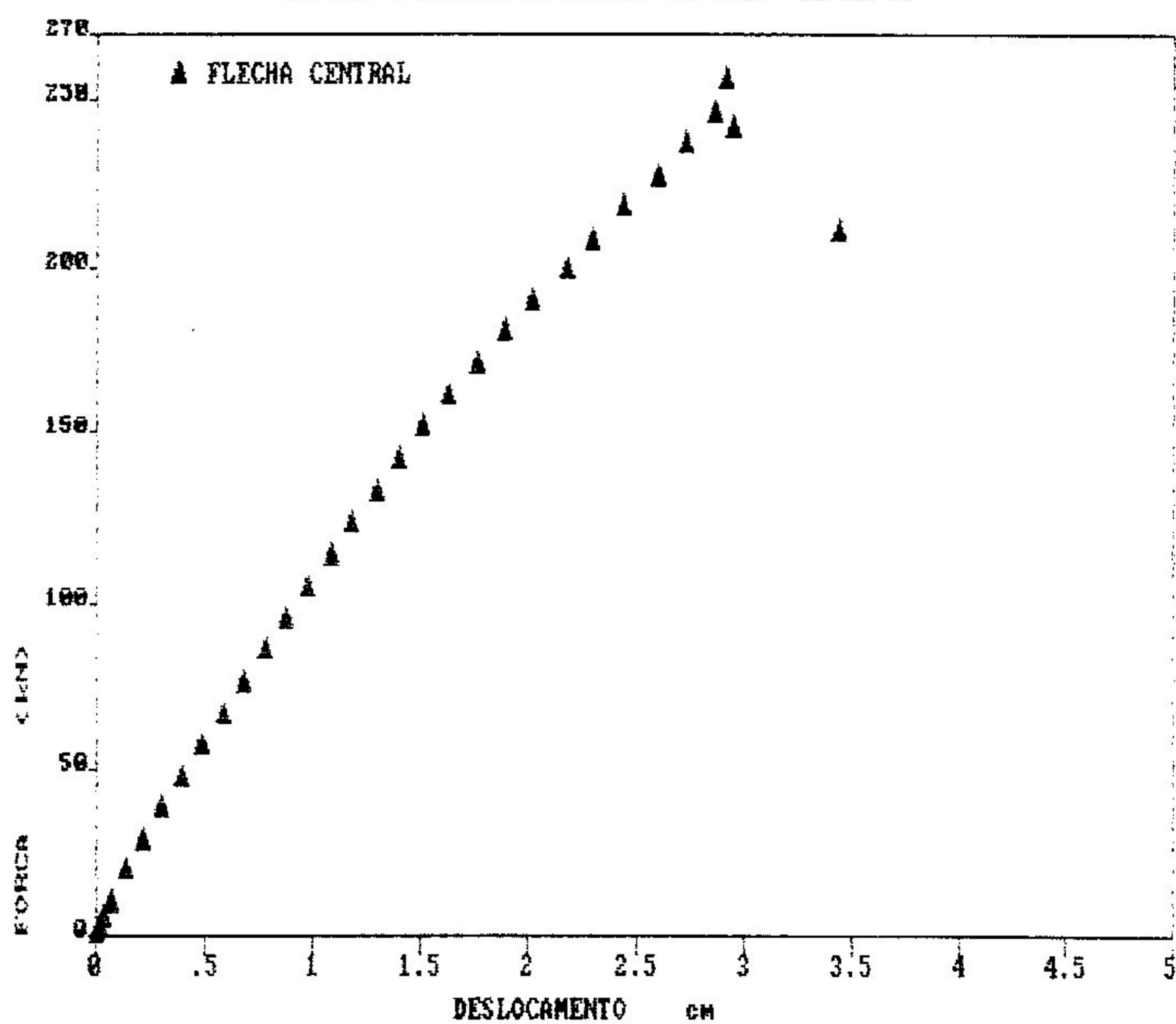
CP D11 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 11/12/91



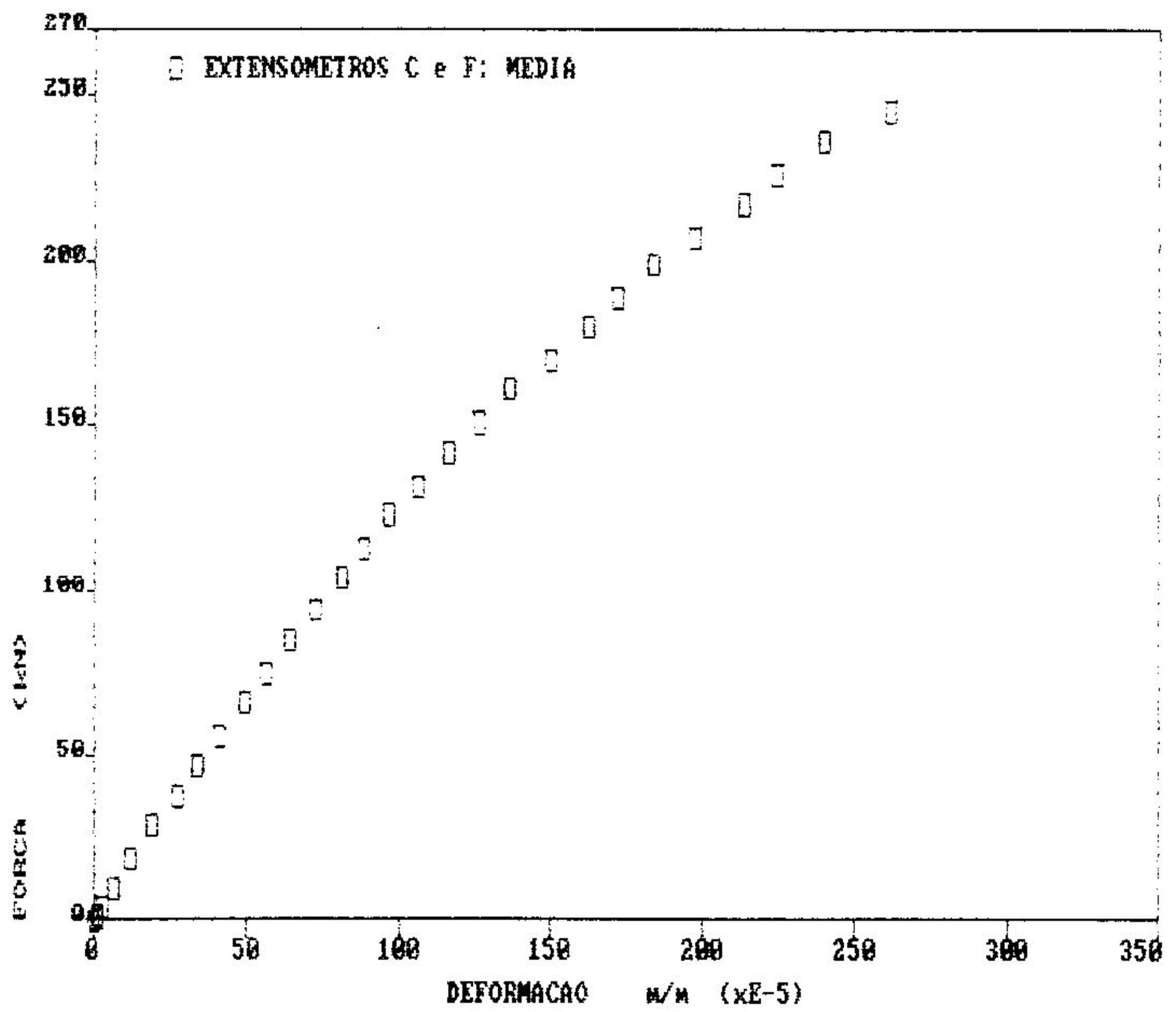
CP D11 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 11/12/91

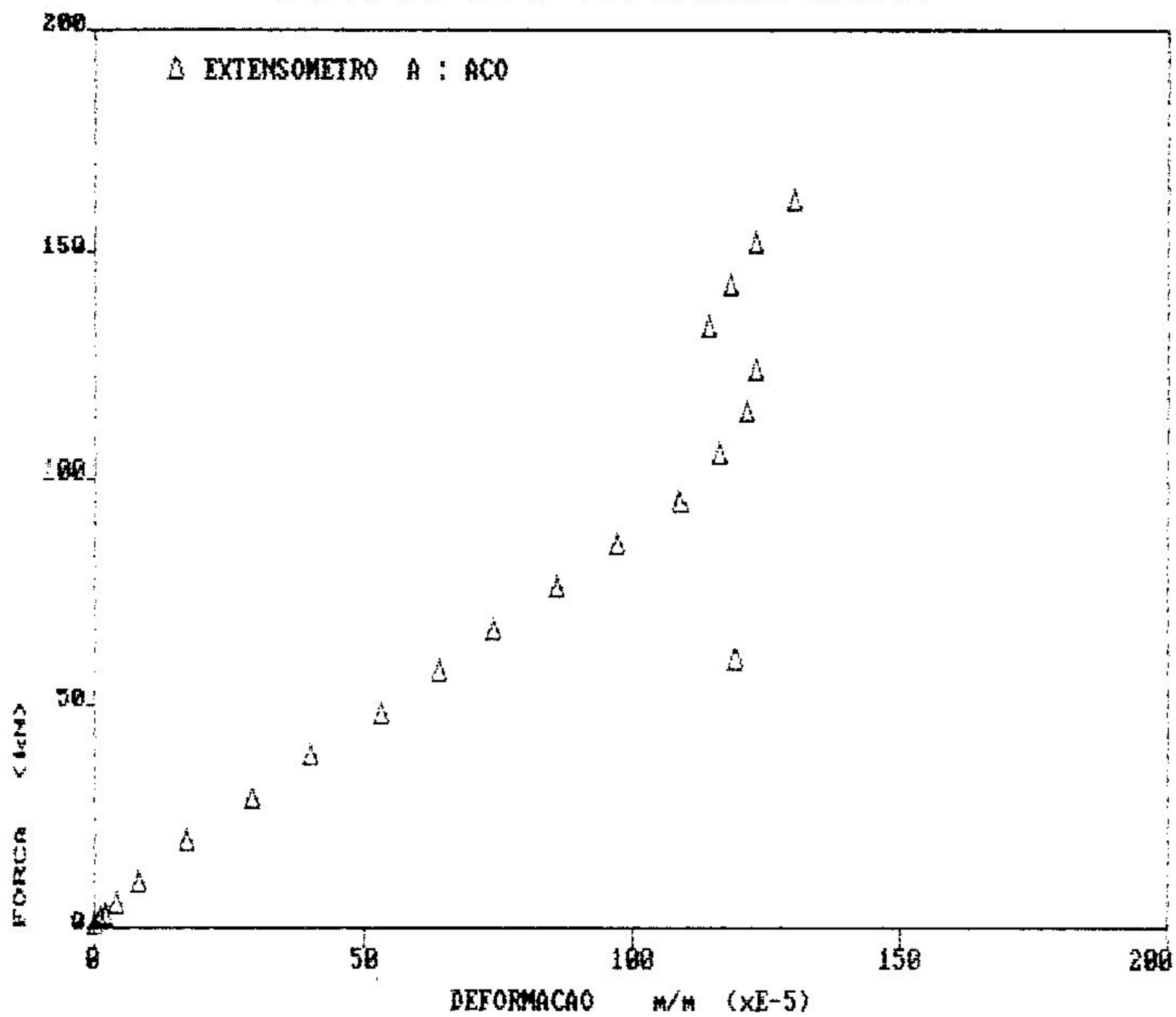


CP D11 : ENSAIO DE FLEXAO DE VIGA 11/12/91

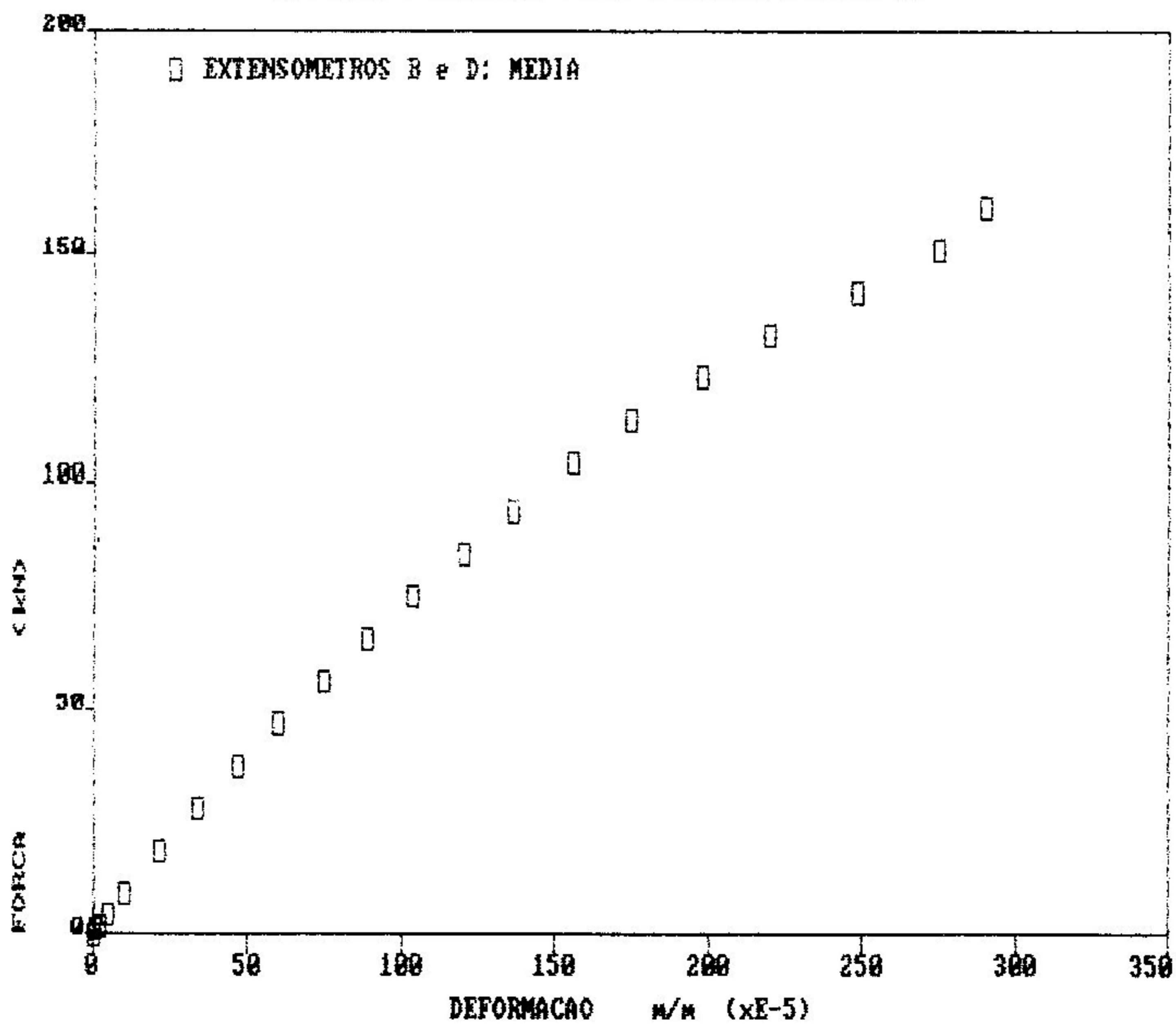


CP D12 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 17/12/91

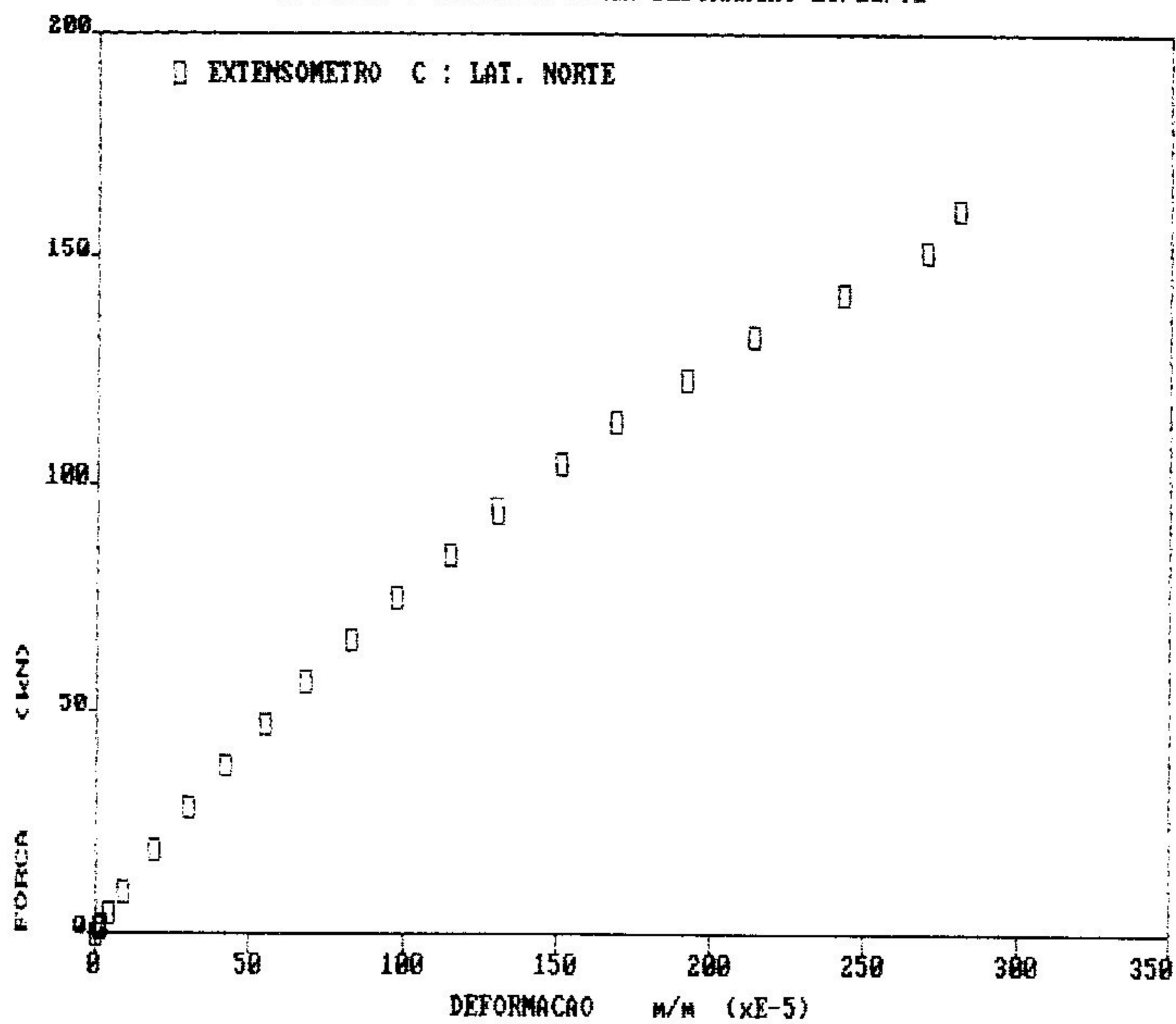




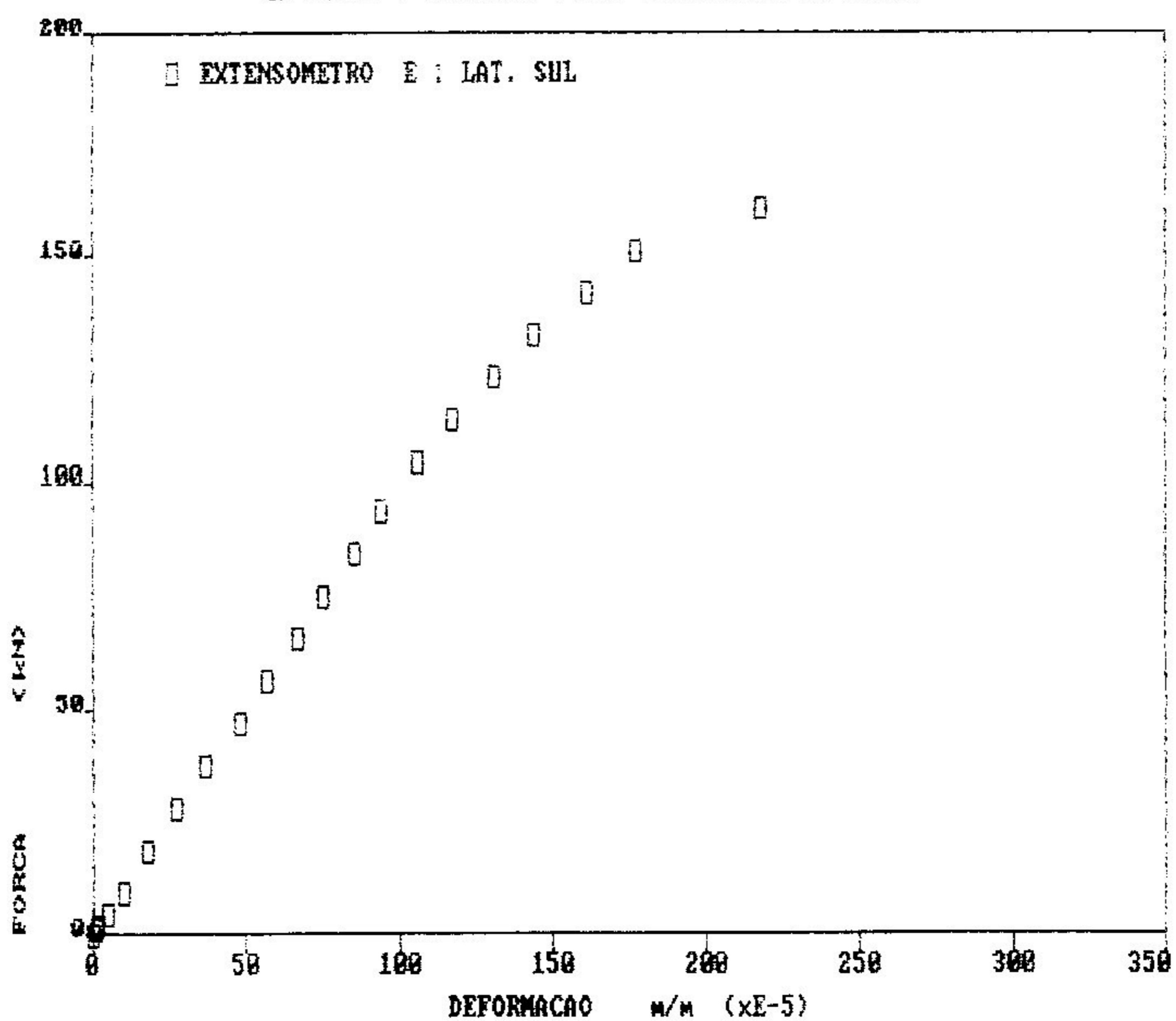
CP BIINI : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 16/10/91

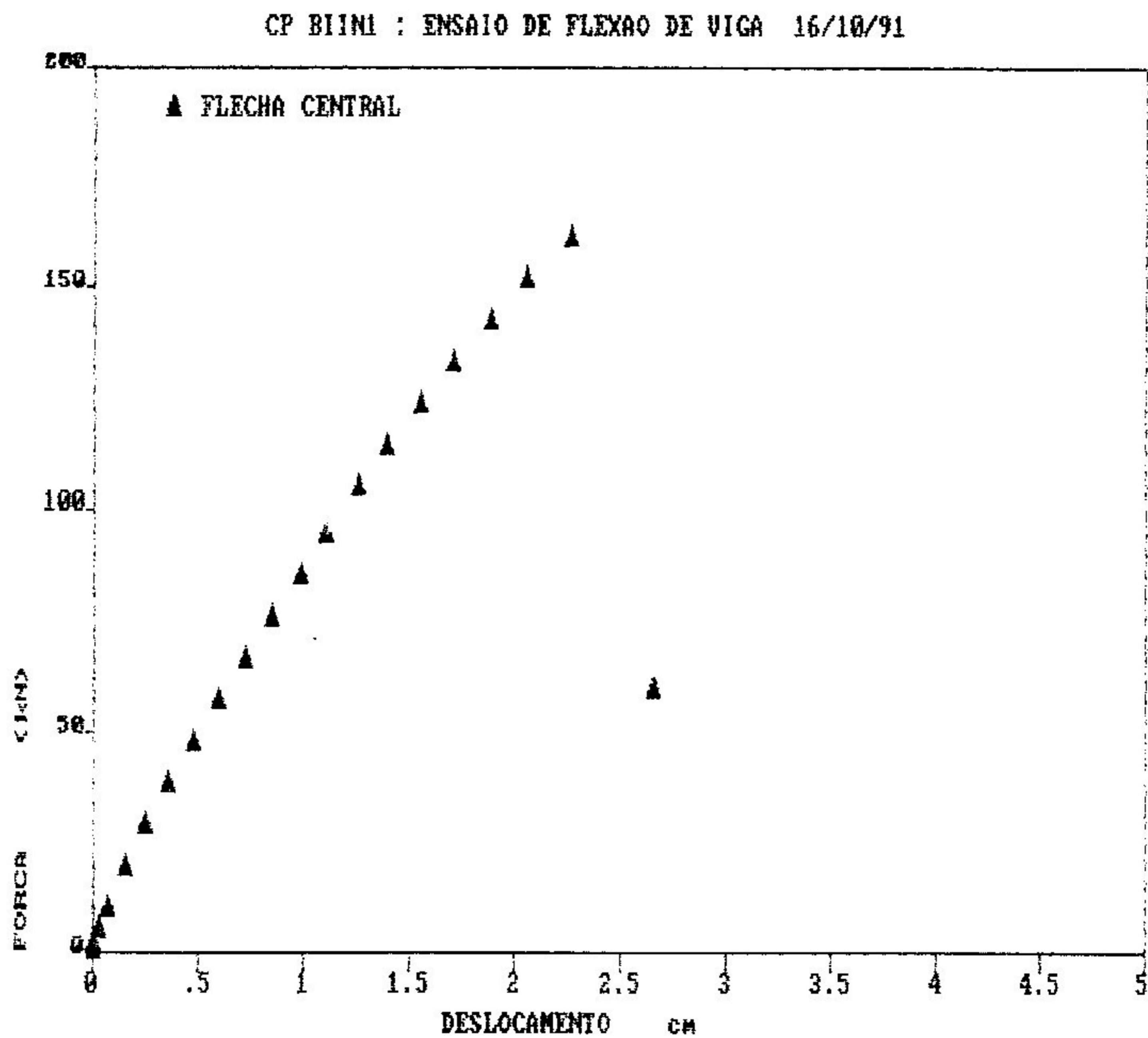


CP BIINI : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 16/10/91

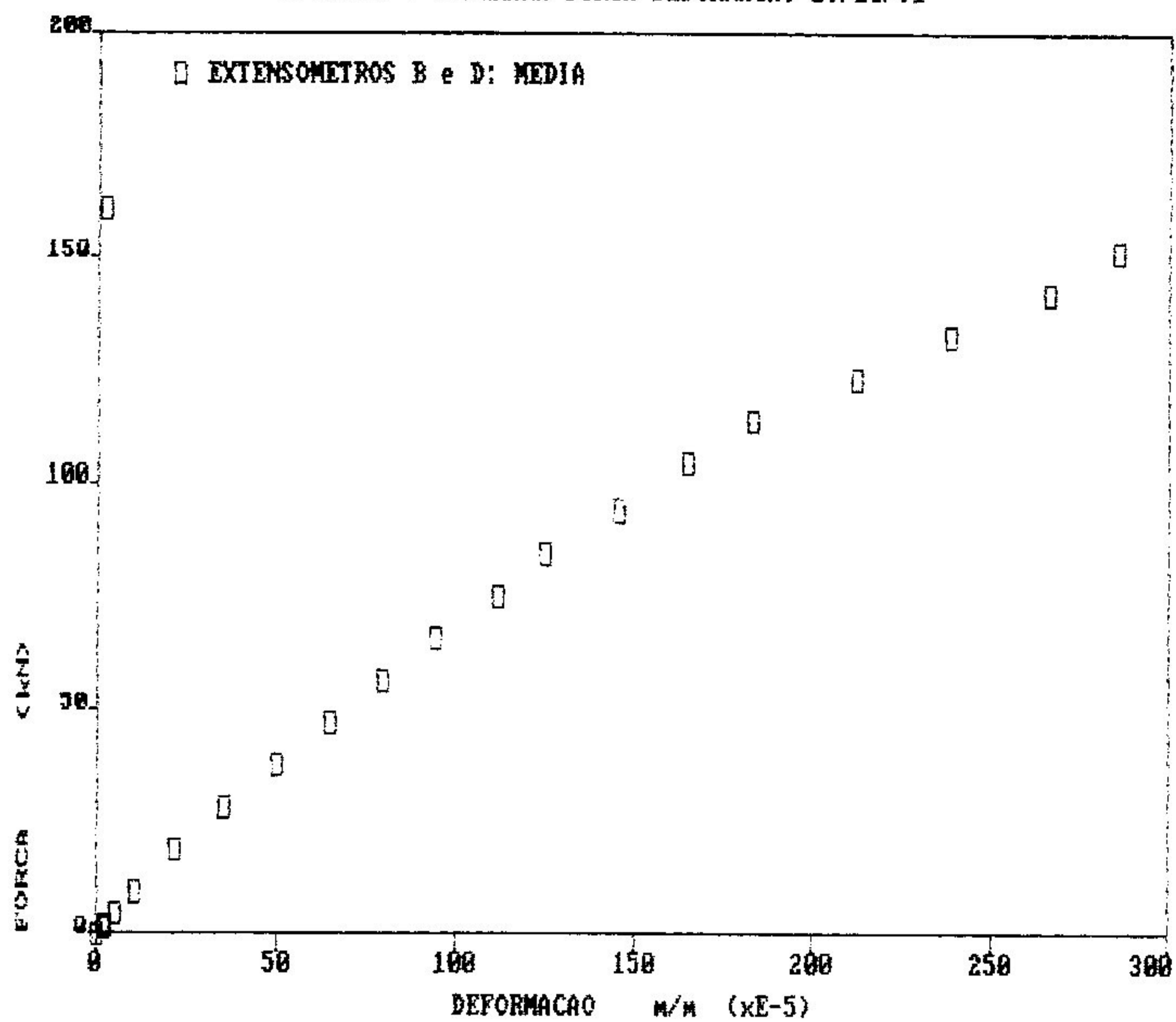


CP BIINI : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 16/10/91

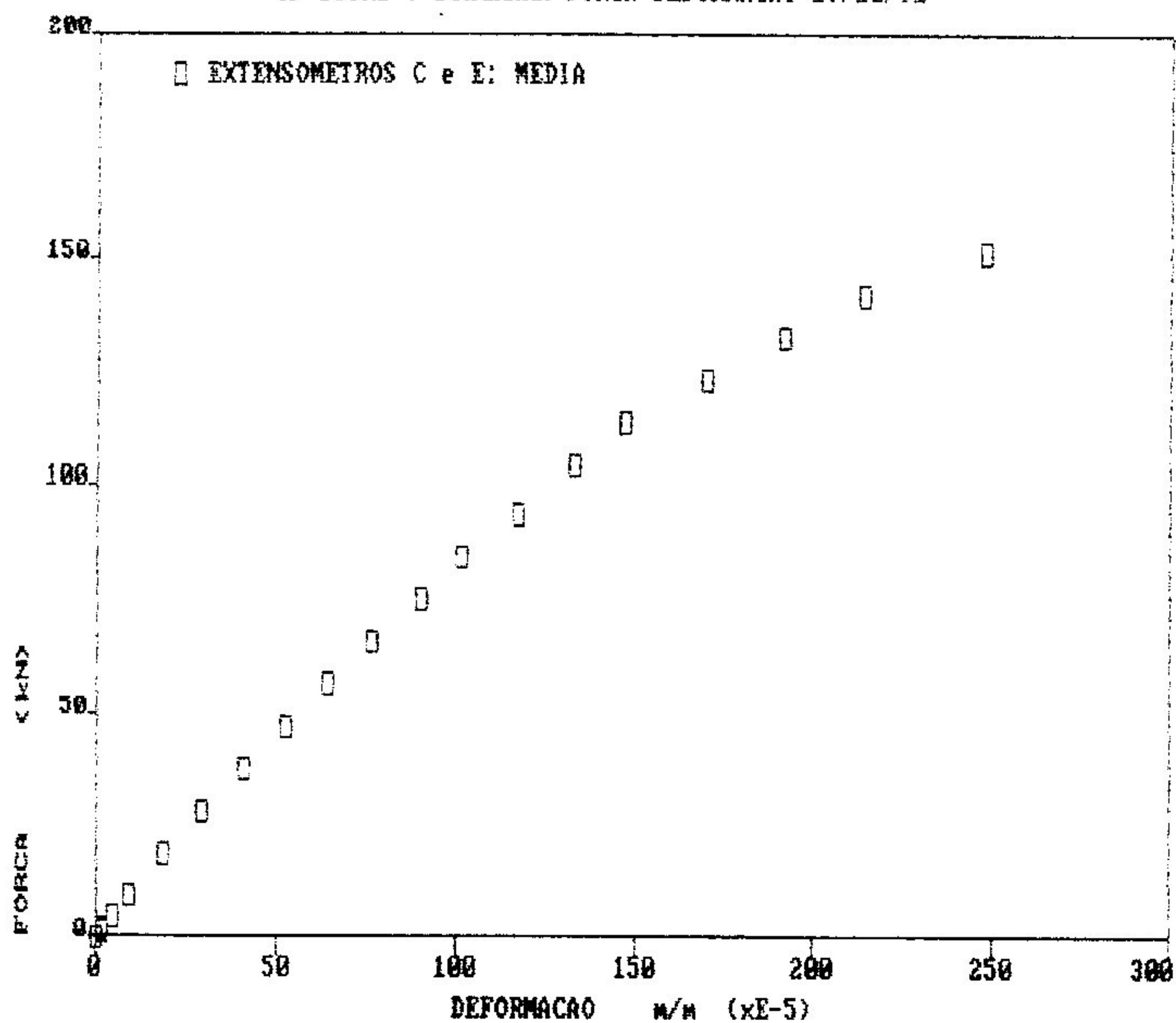


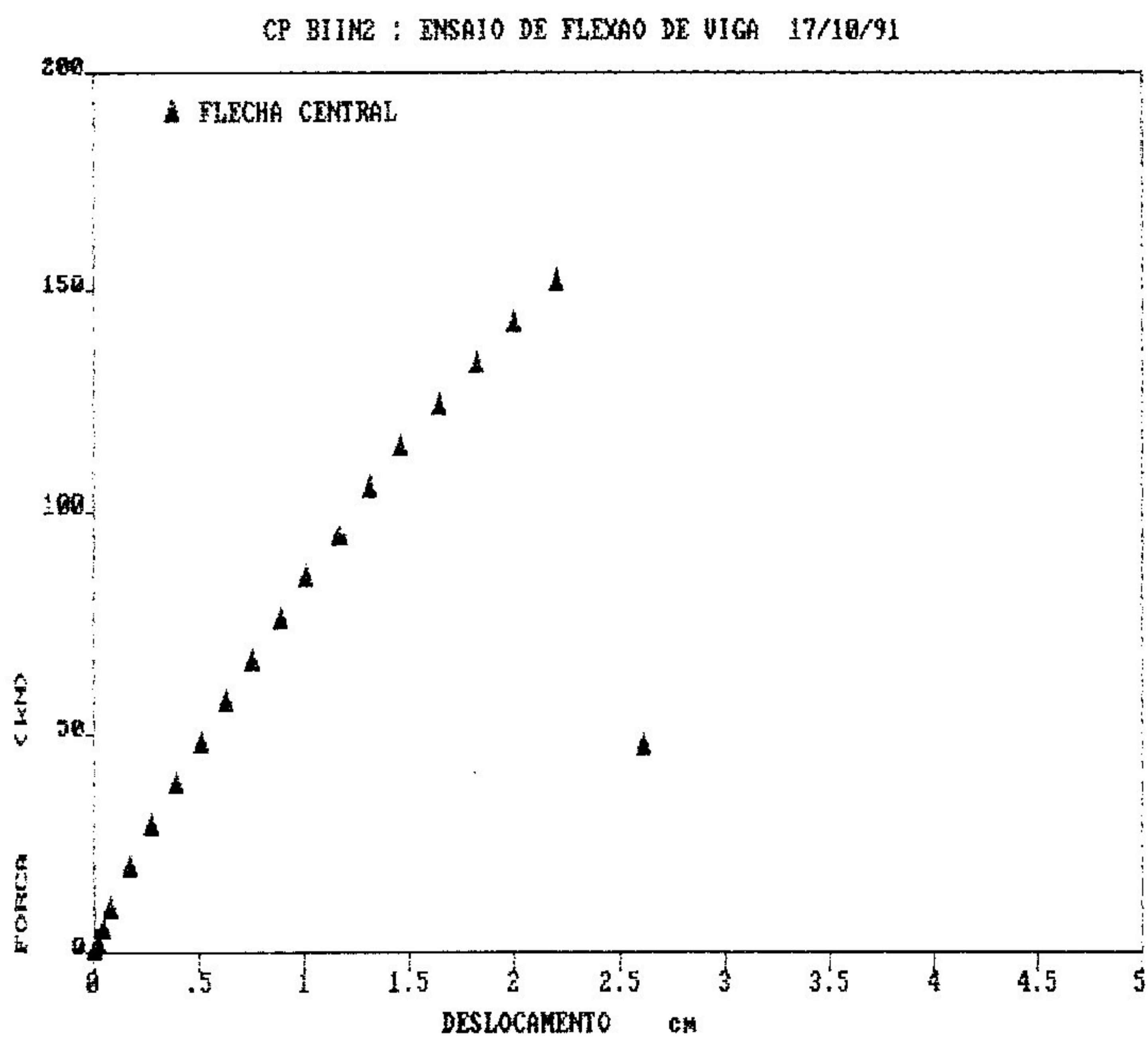


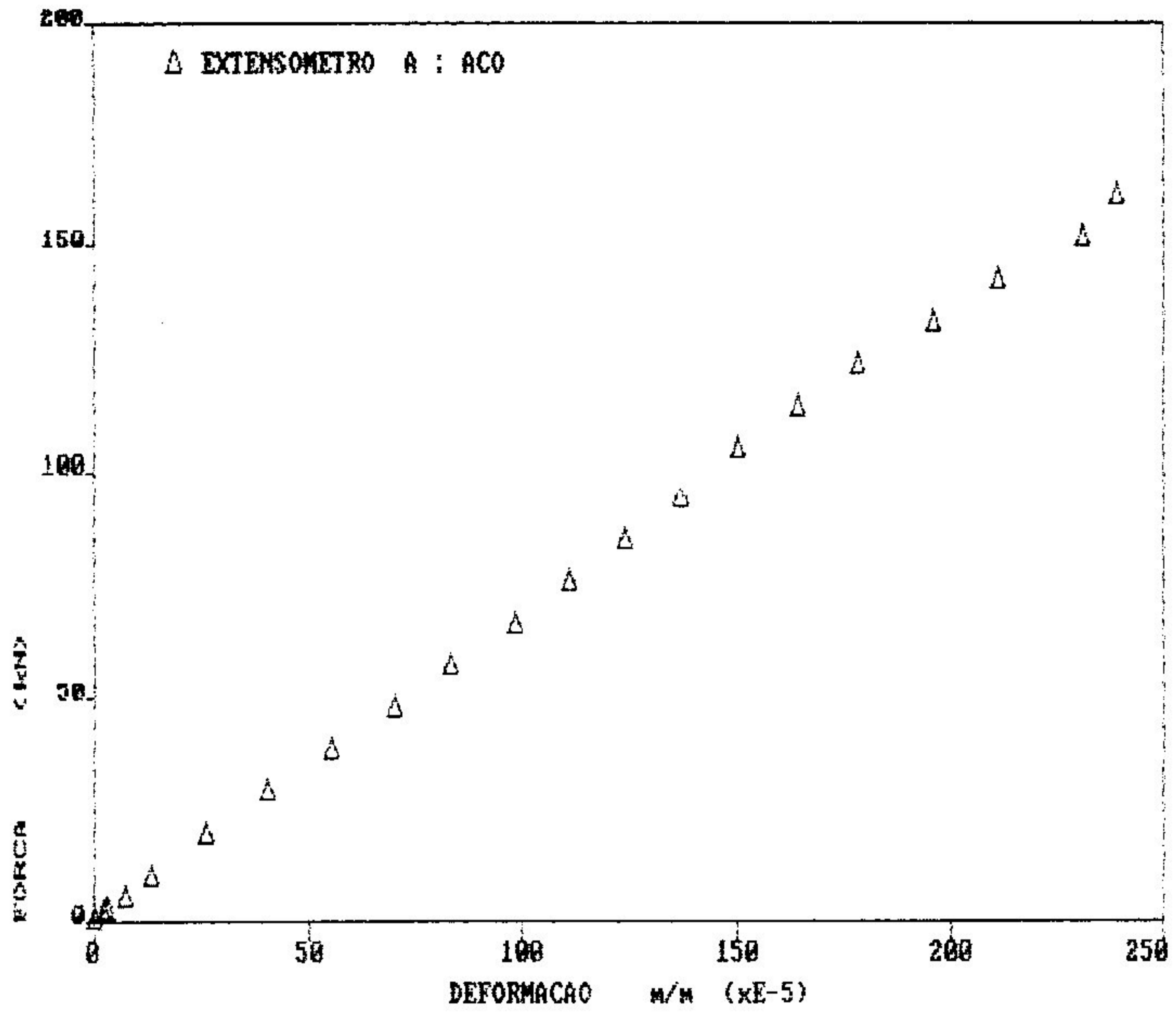
CP BIINZ : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 17/10/91



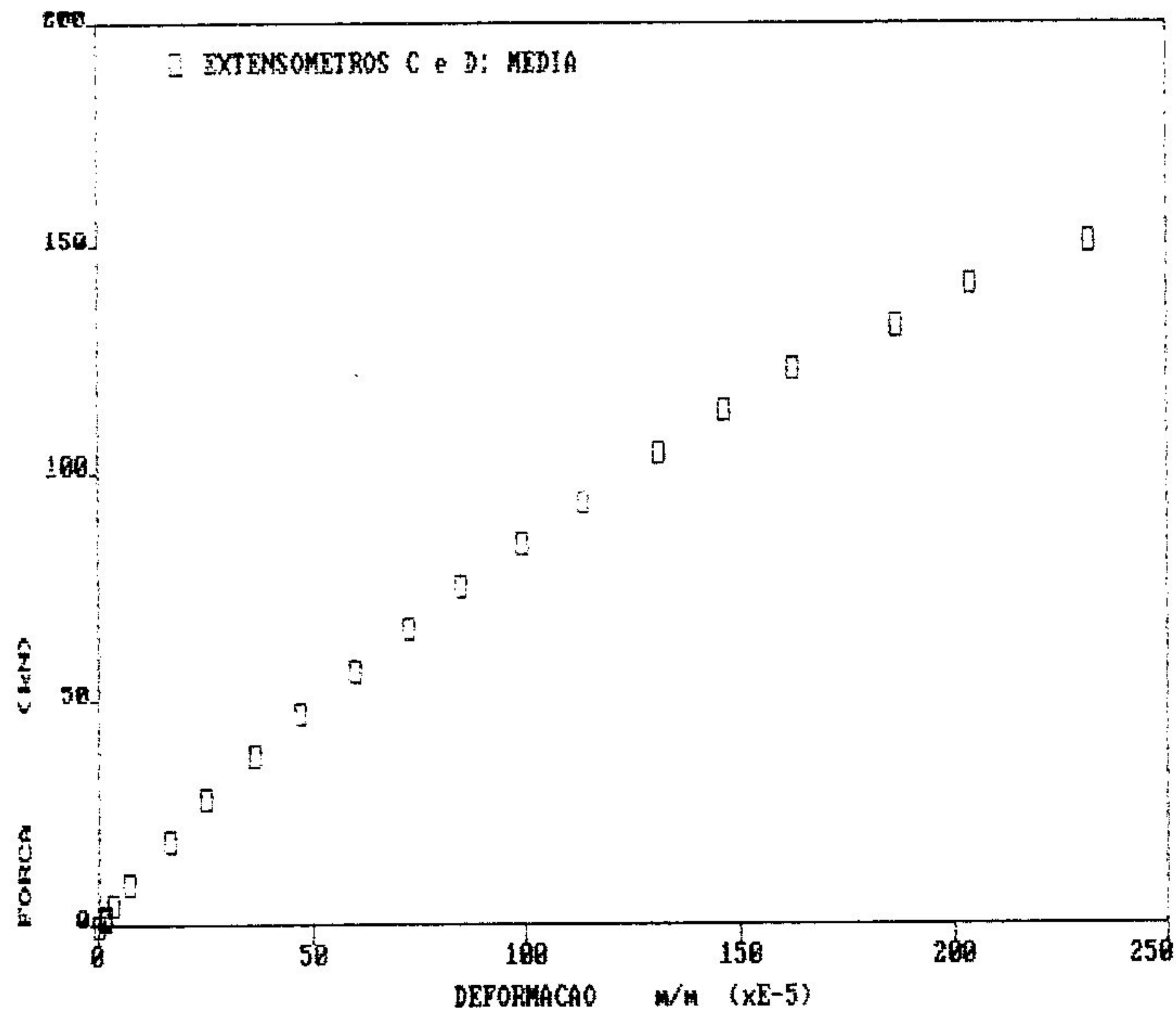
CP BIINZ : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 17/10/91



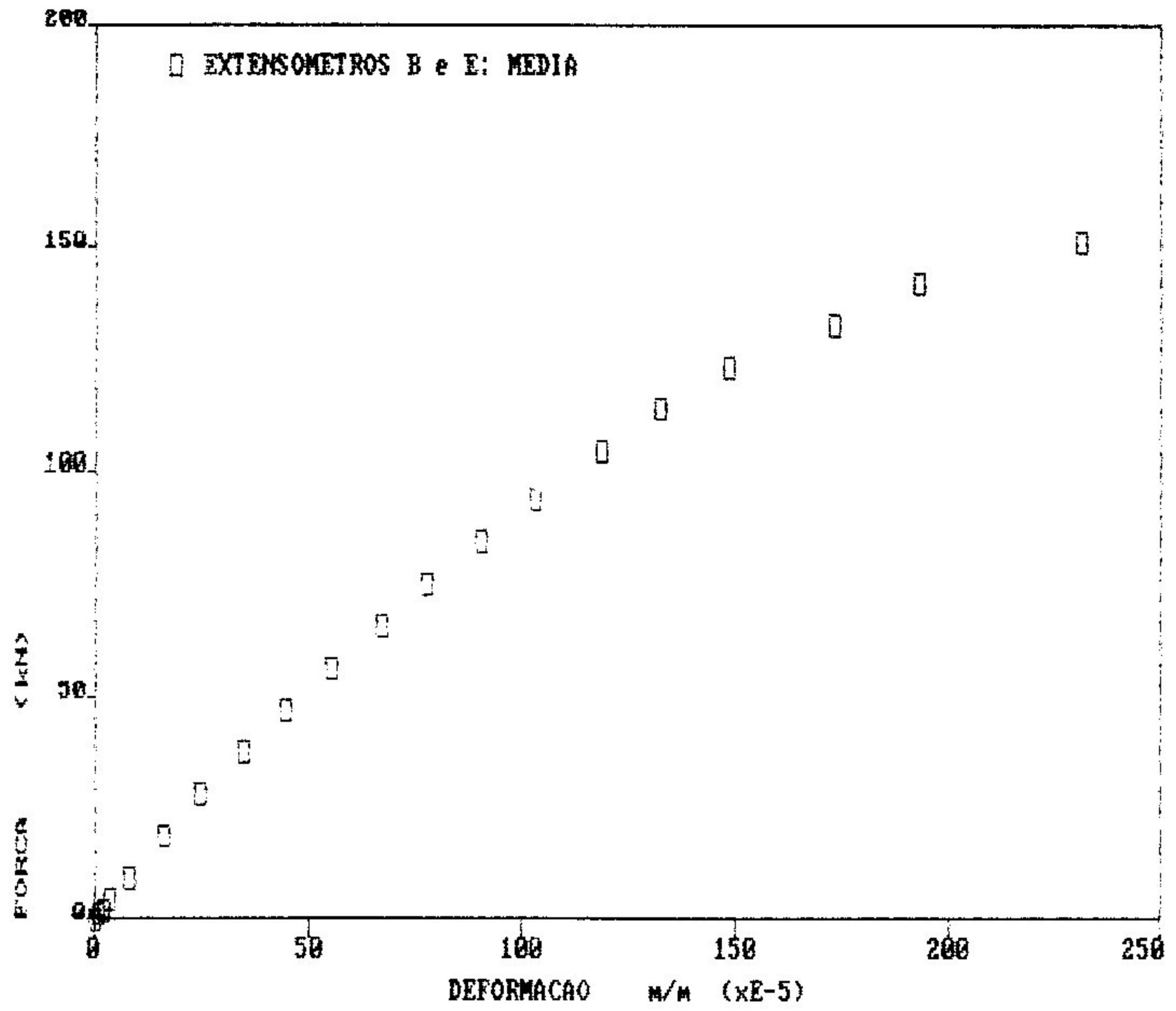




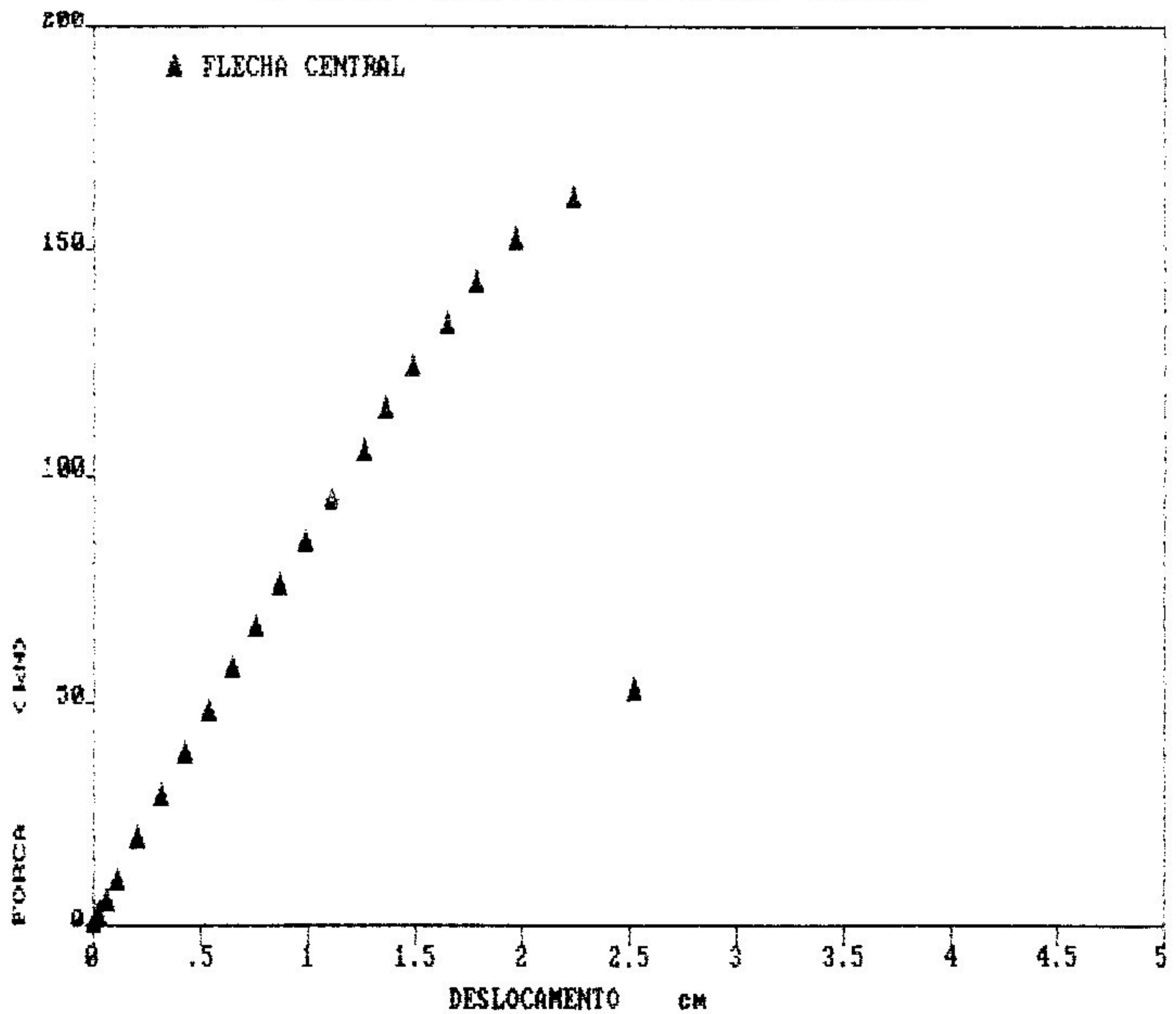
CP BIISPI : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 23/10/91

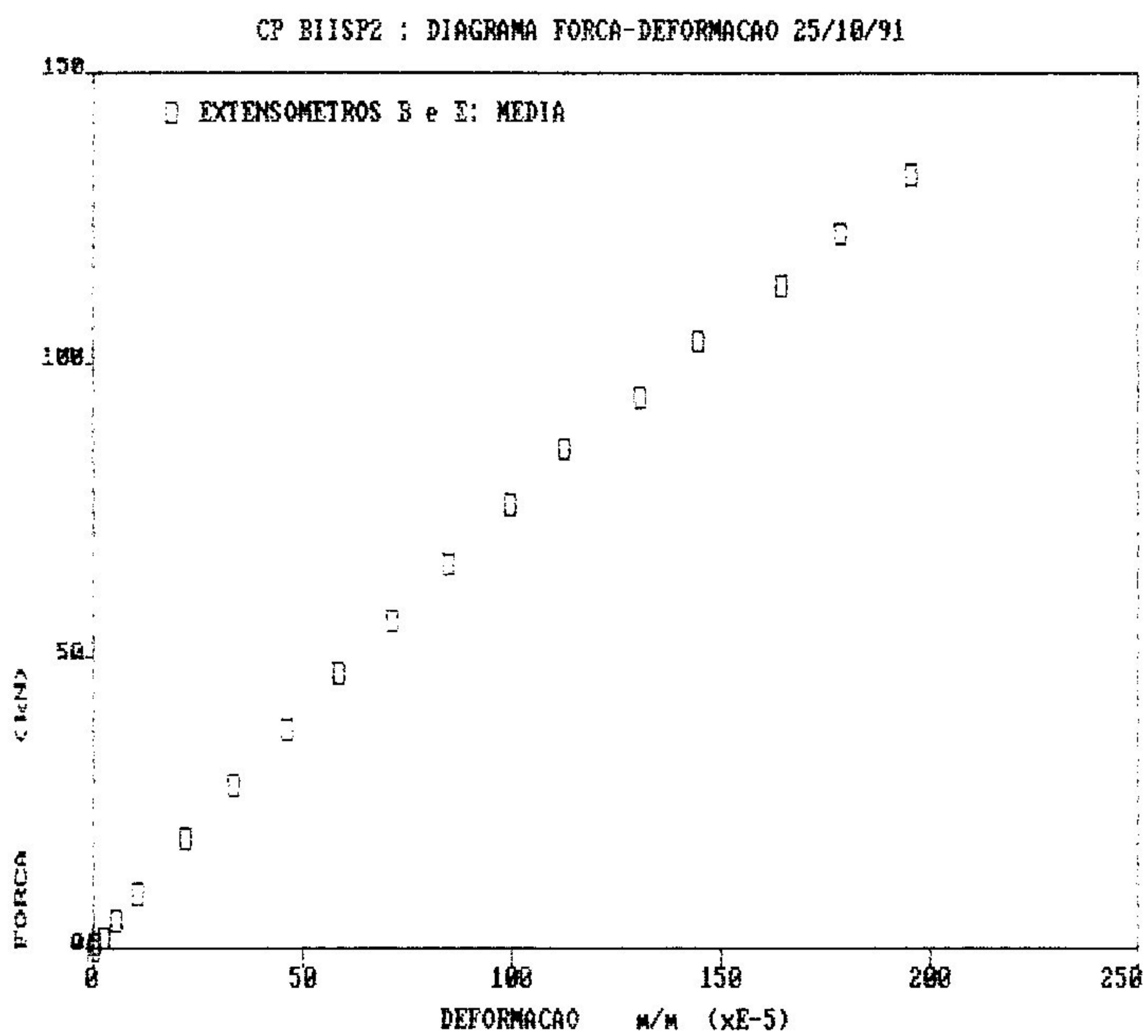


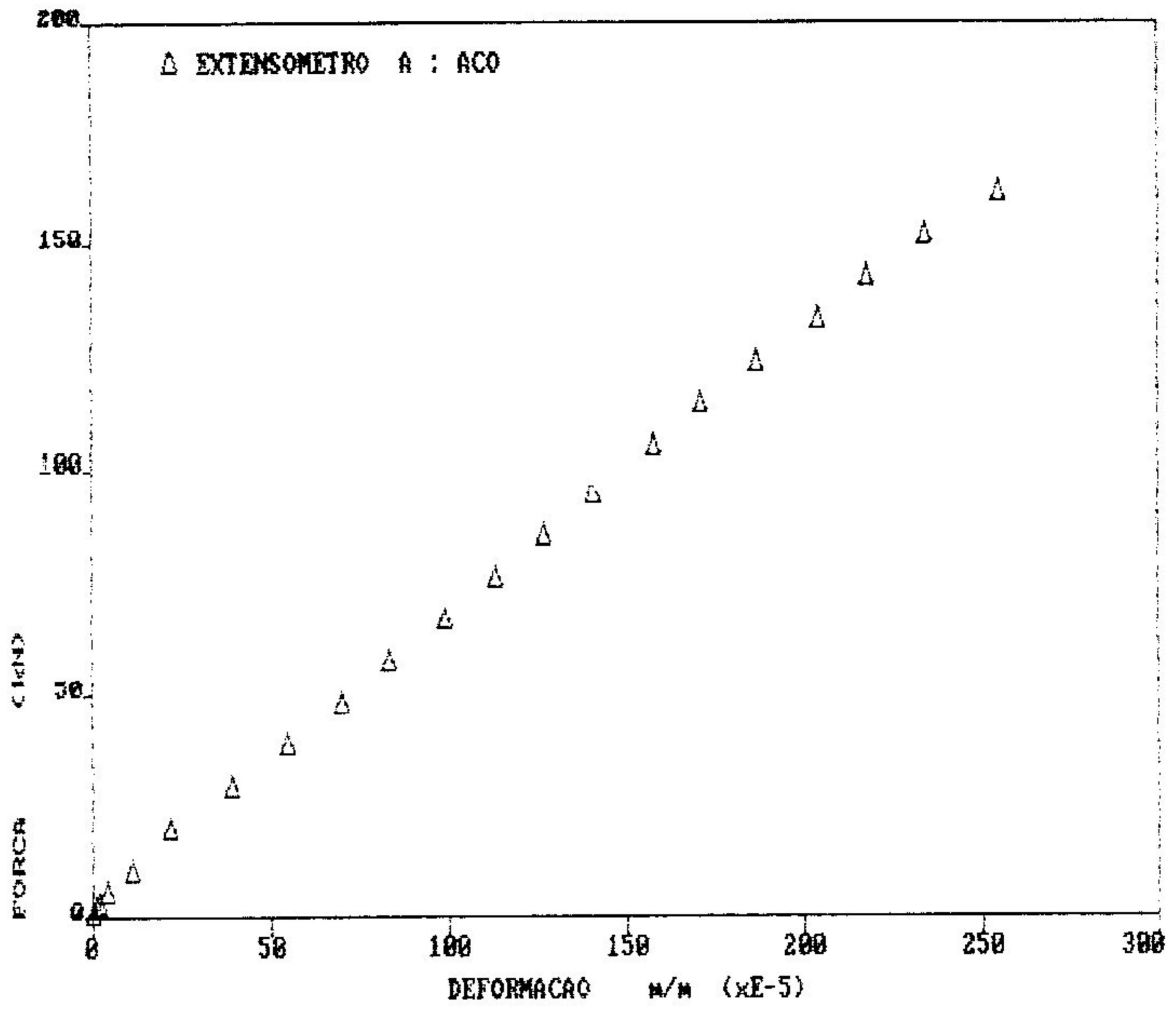
CP BIISPI : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 23/10/91



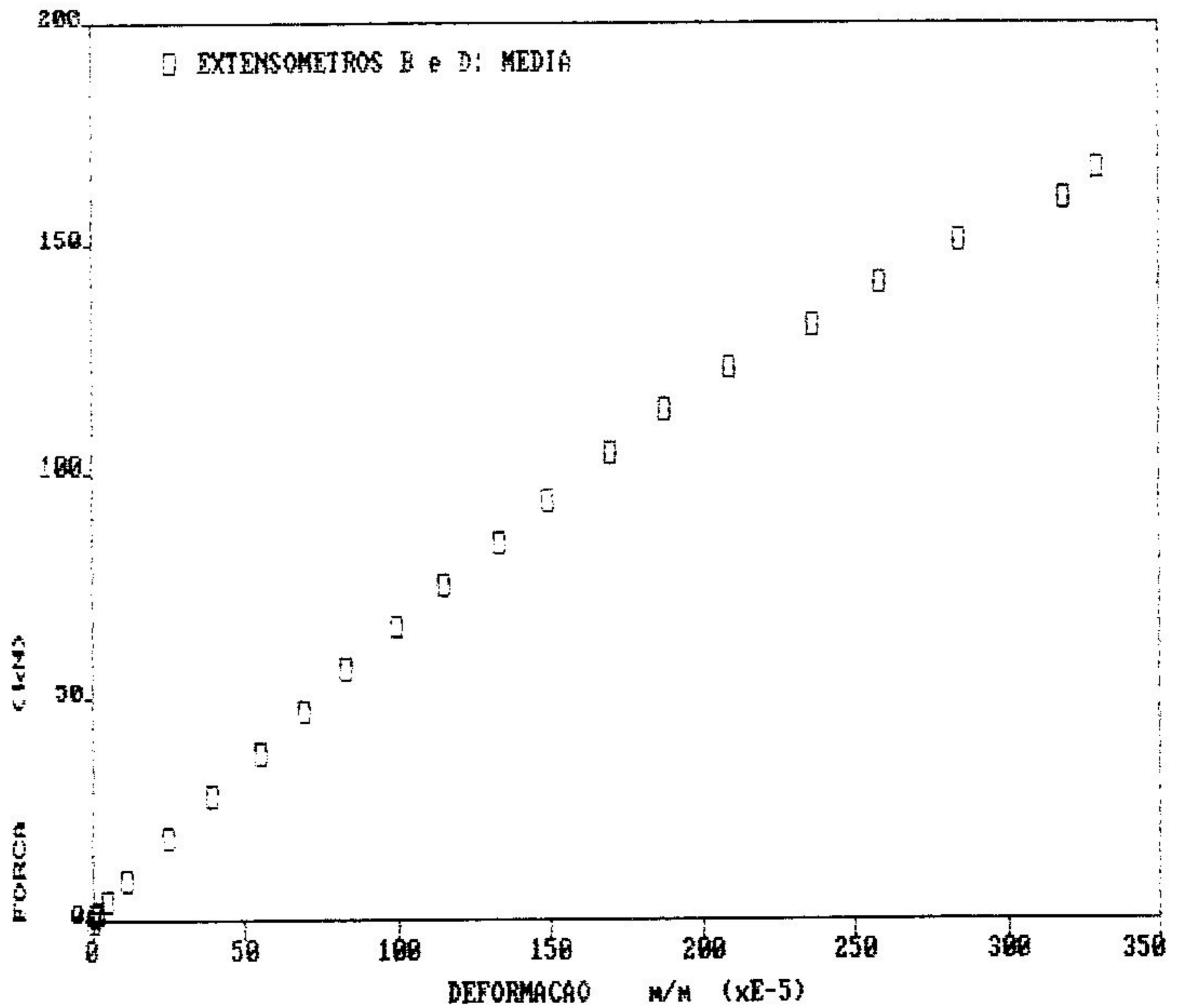
CP BIISPI : ENSAIO DE FLEXÃO DE VIGA 23/10/91

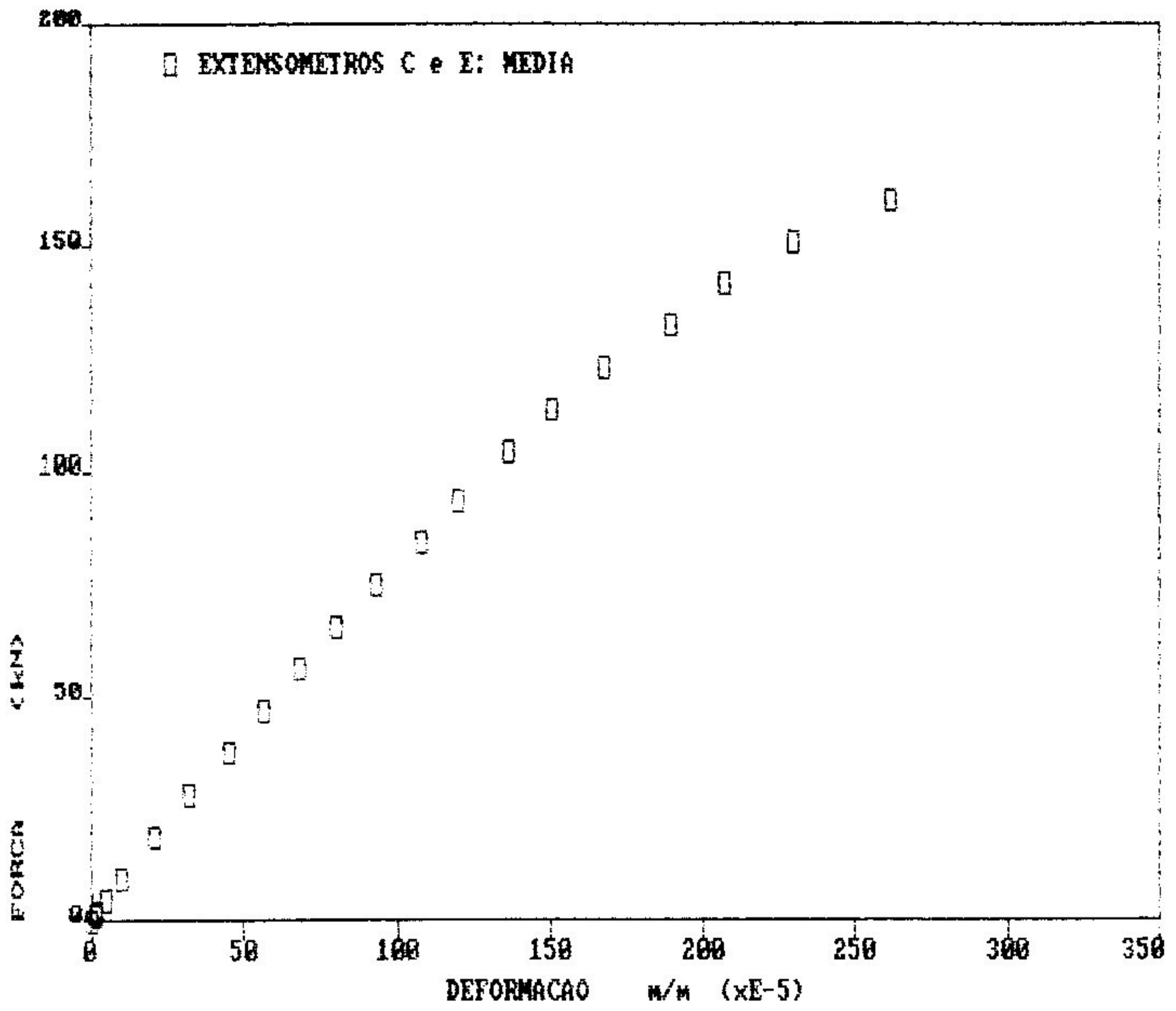




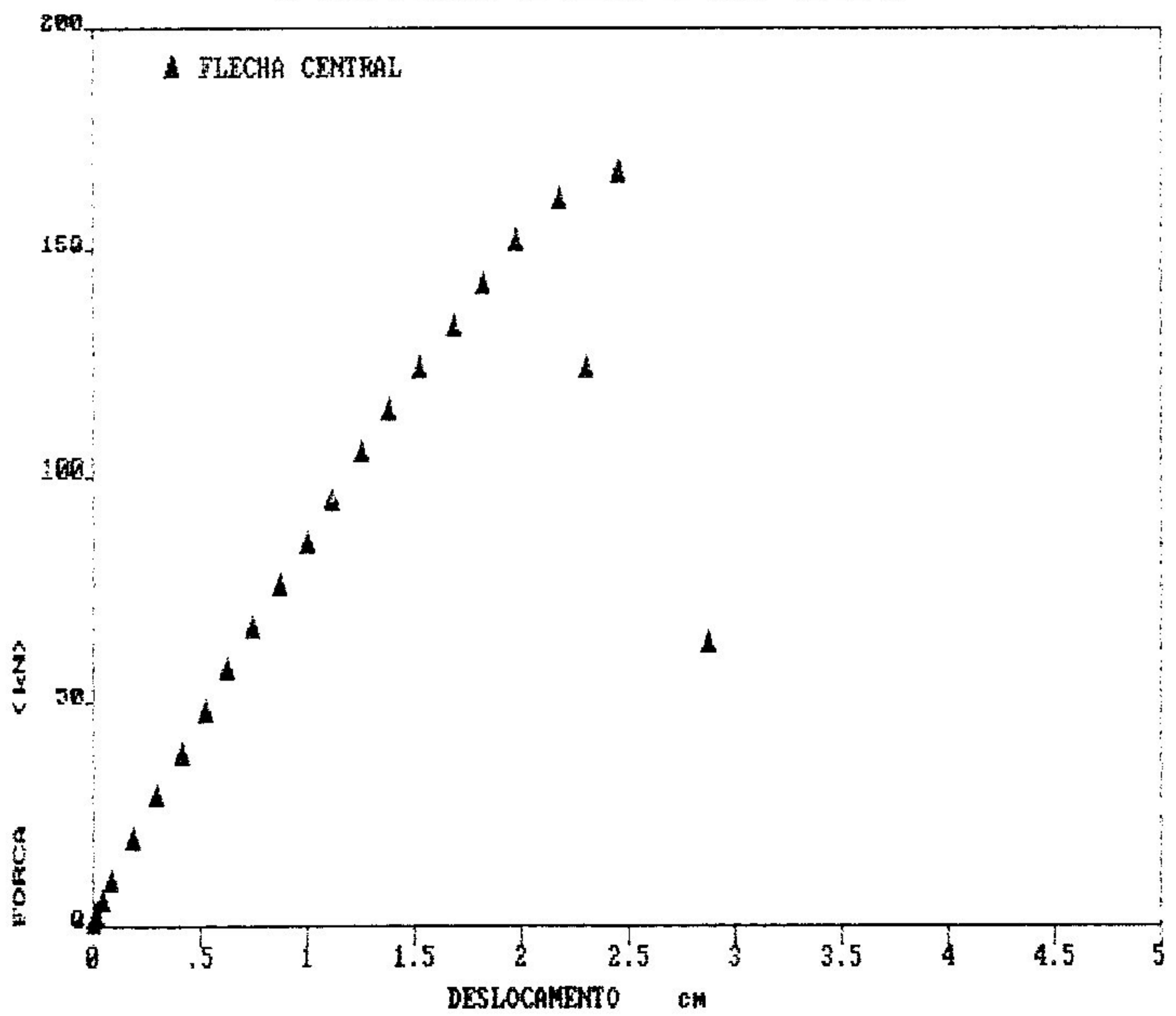


CP C111 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 01/11/91

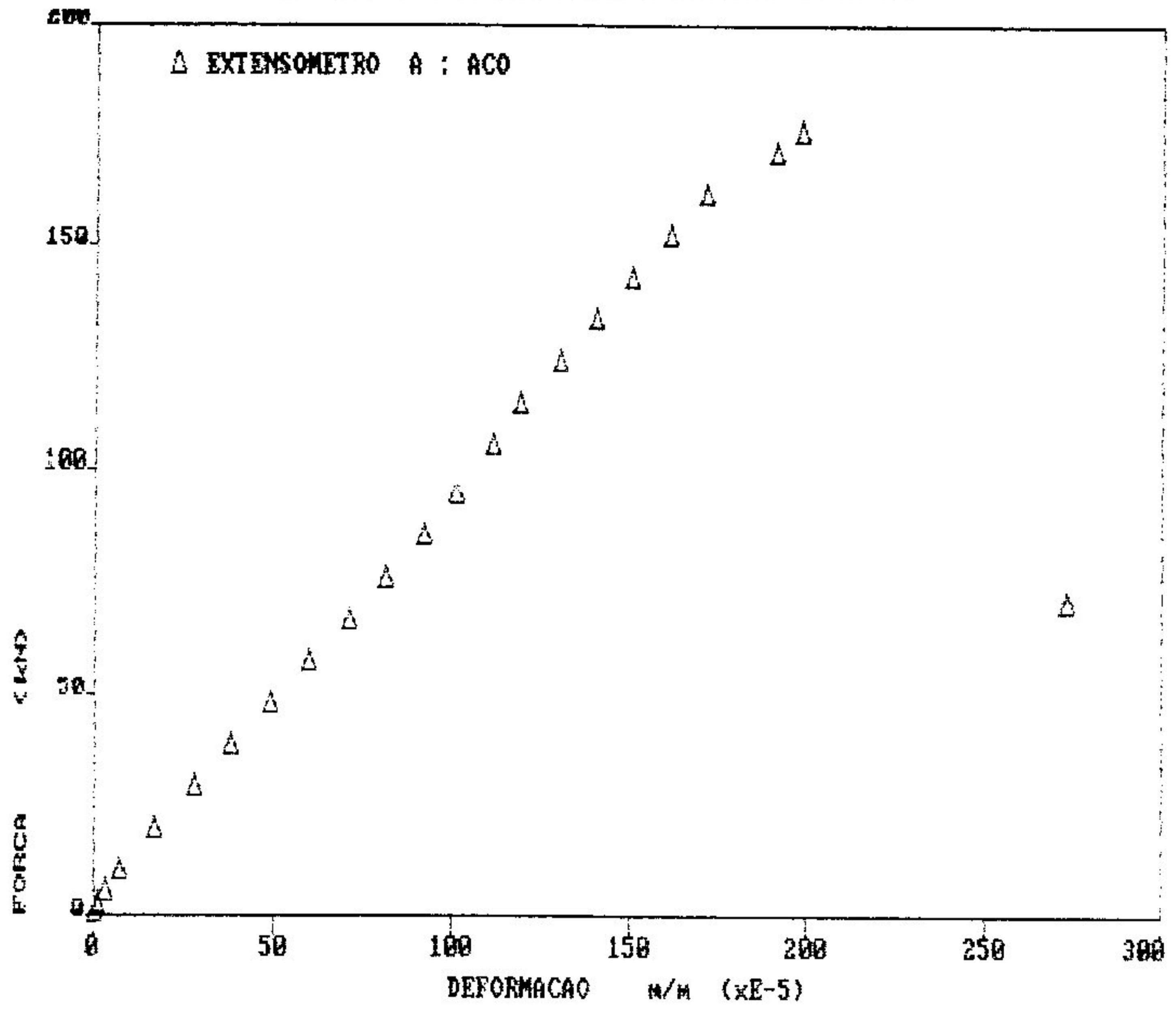




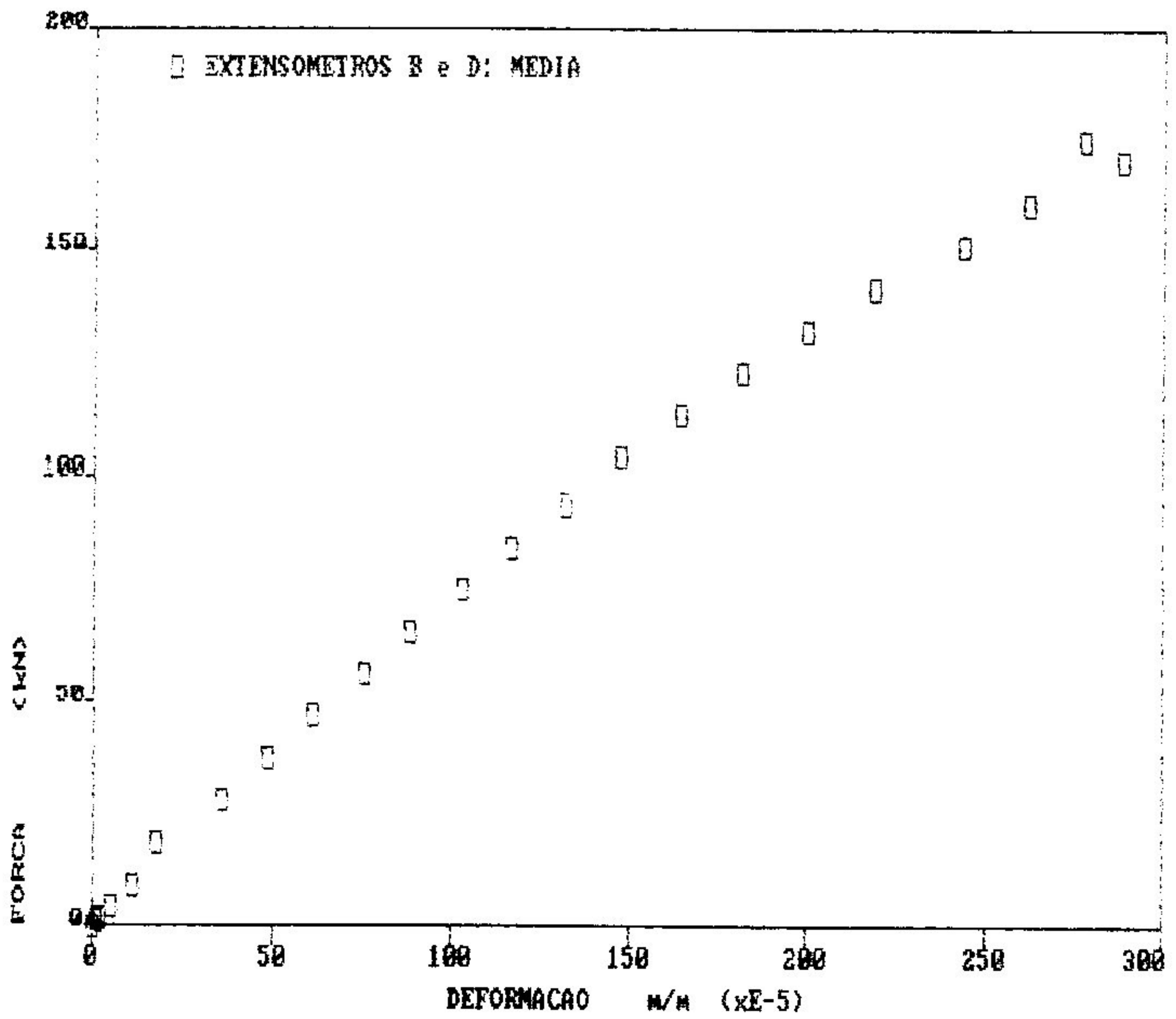
CP CIII : ENSAIO DE FLEXÃO DE VIGA 01/11/91

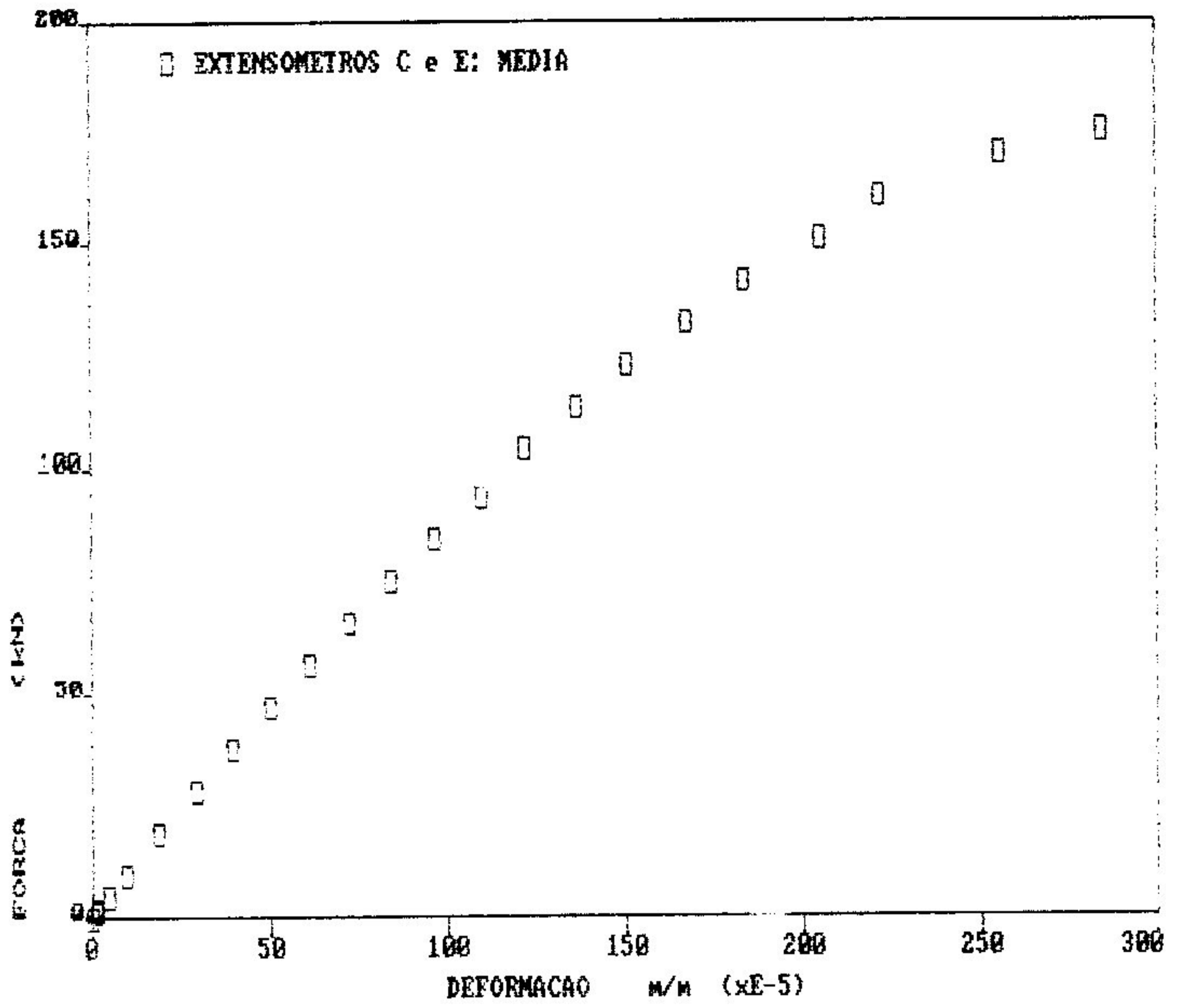


CP D111 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 29/10/91

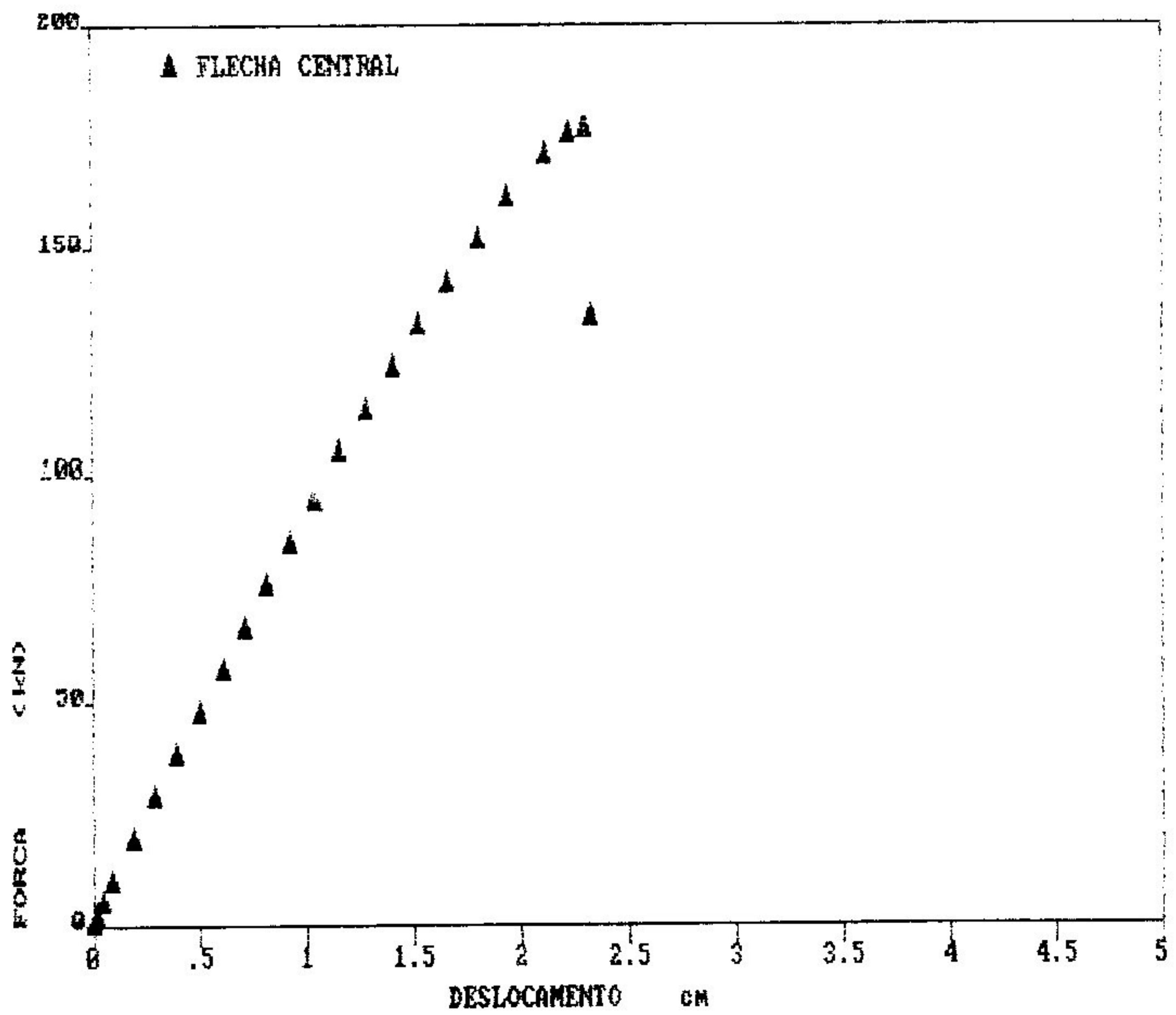


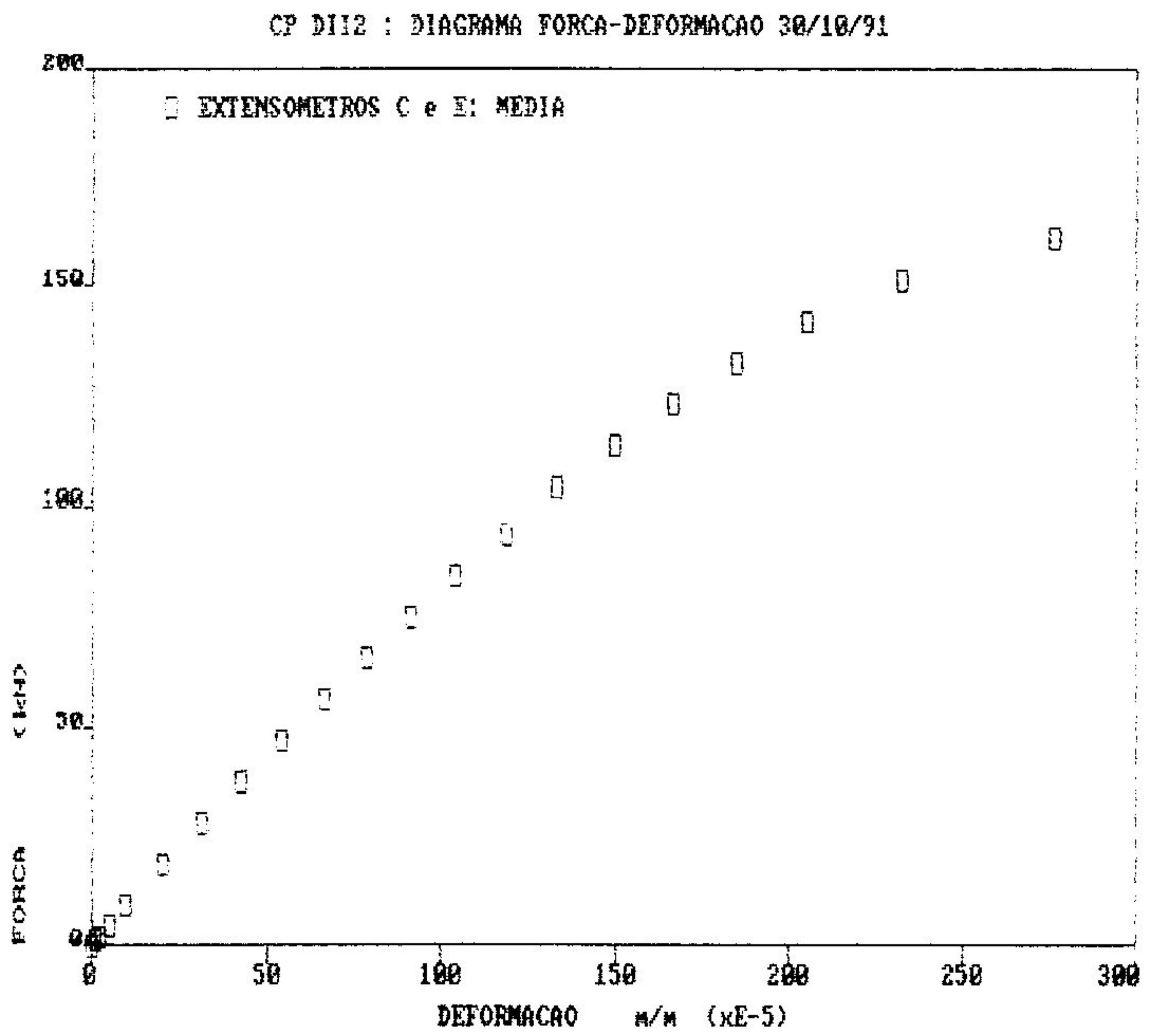
CP D111 : DIAGRAMA FORCA-DEFORMACAO 29/10/91

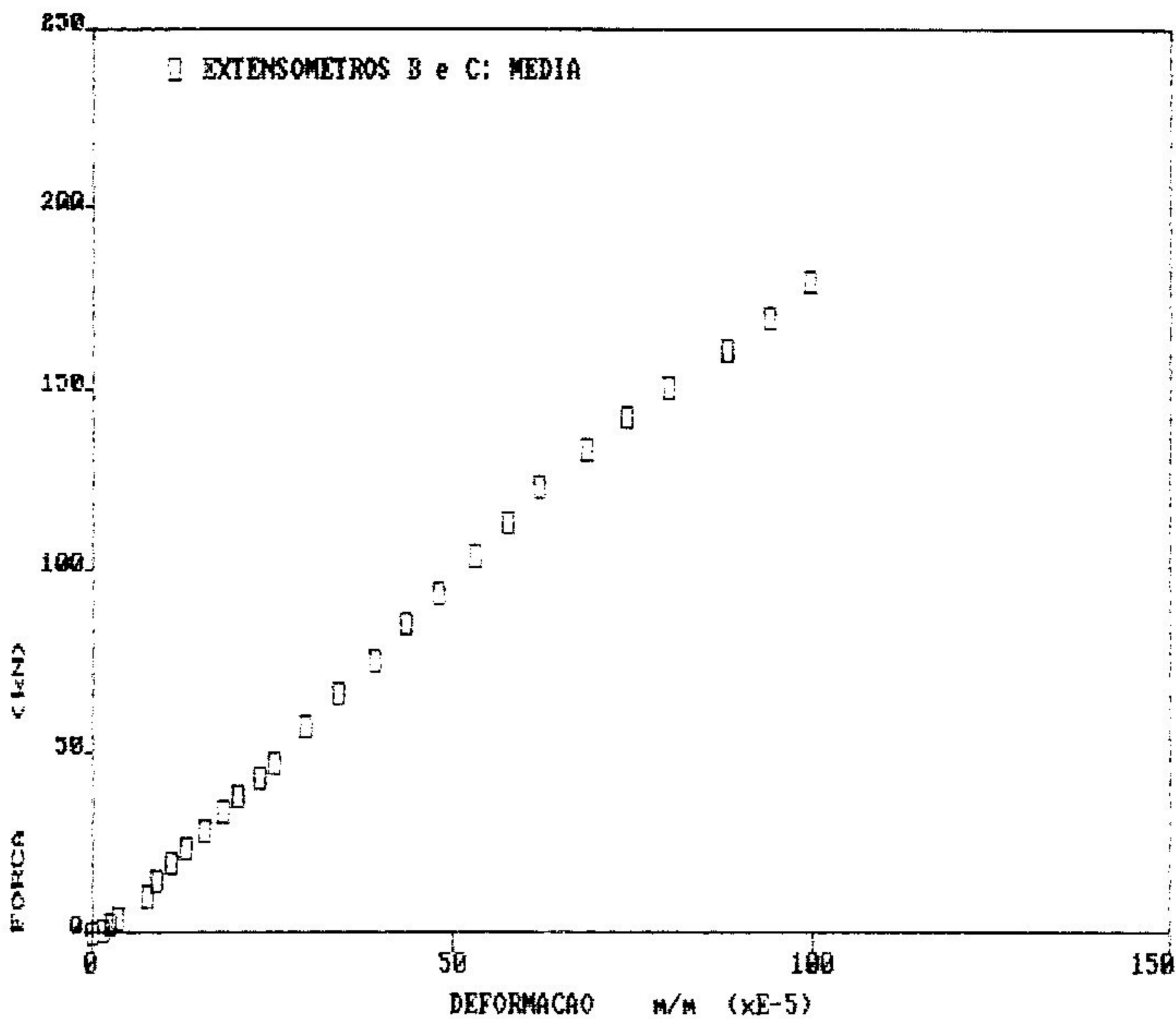




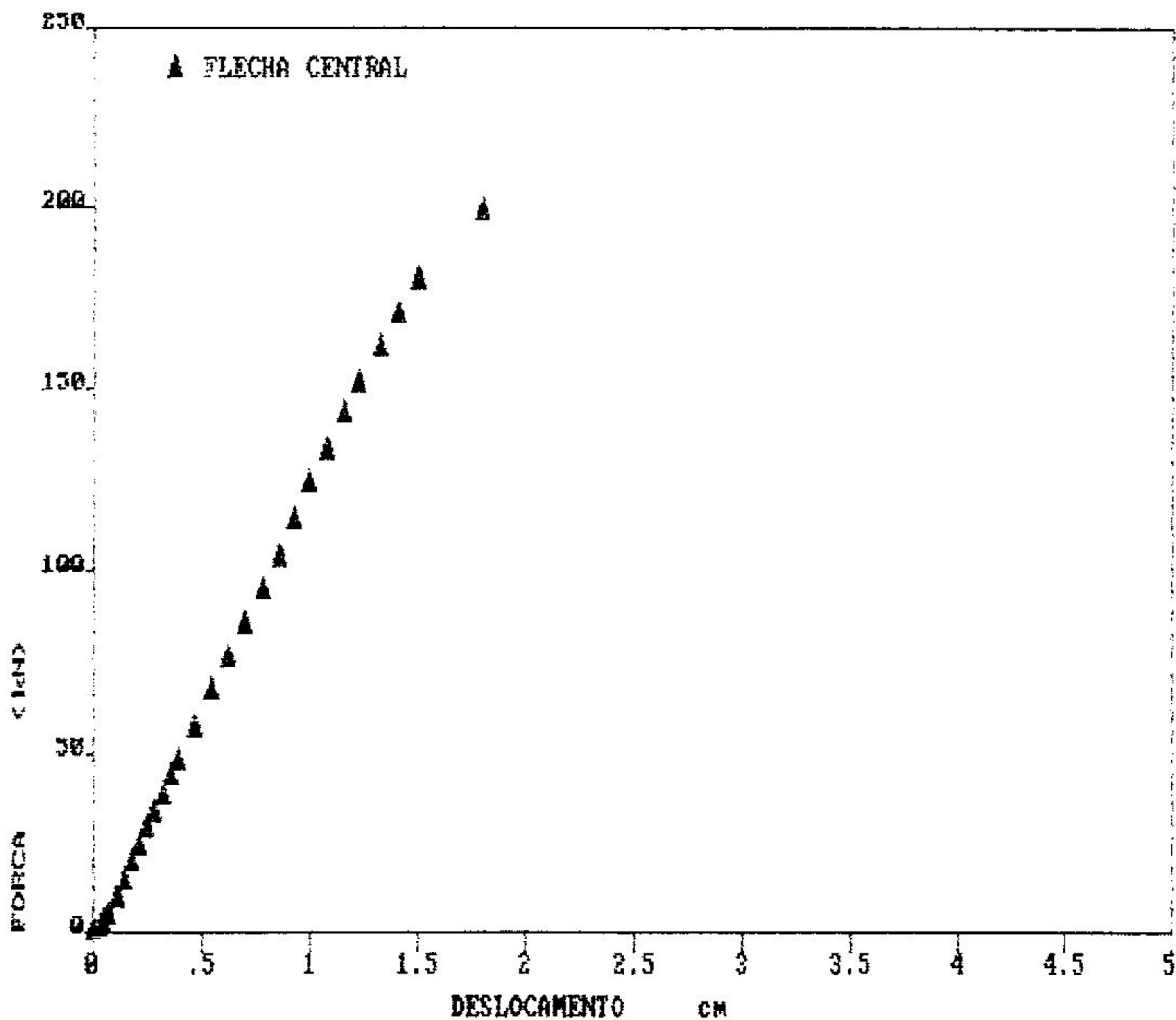
CP DIII : ENSAIO DE FLEXÃO DE VIGA 29/10/91



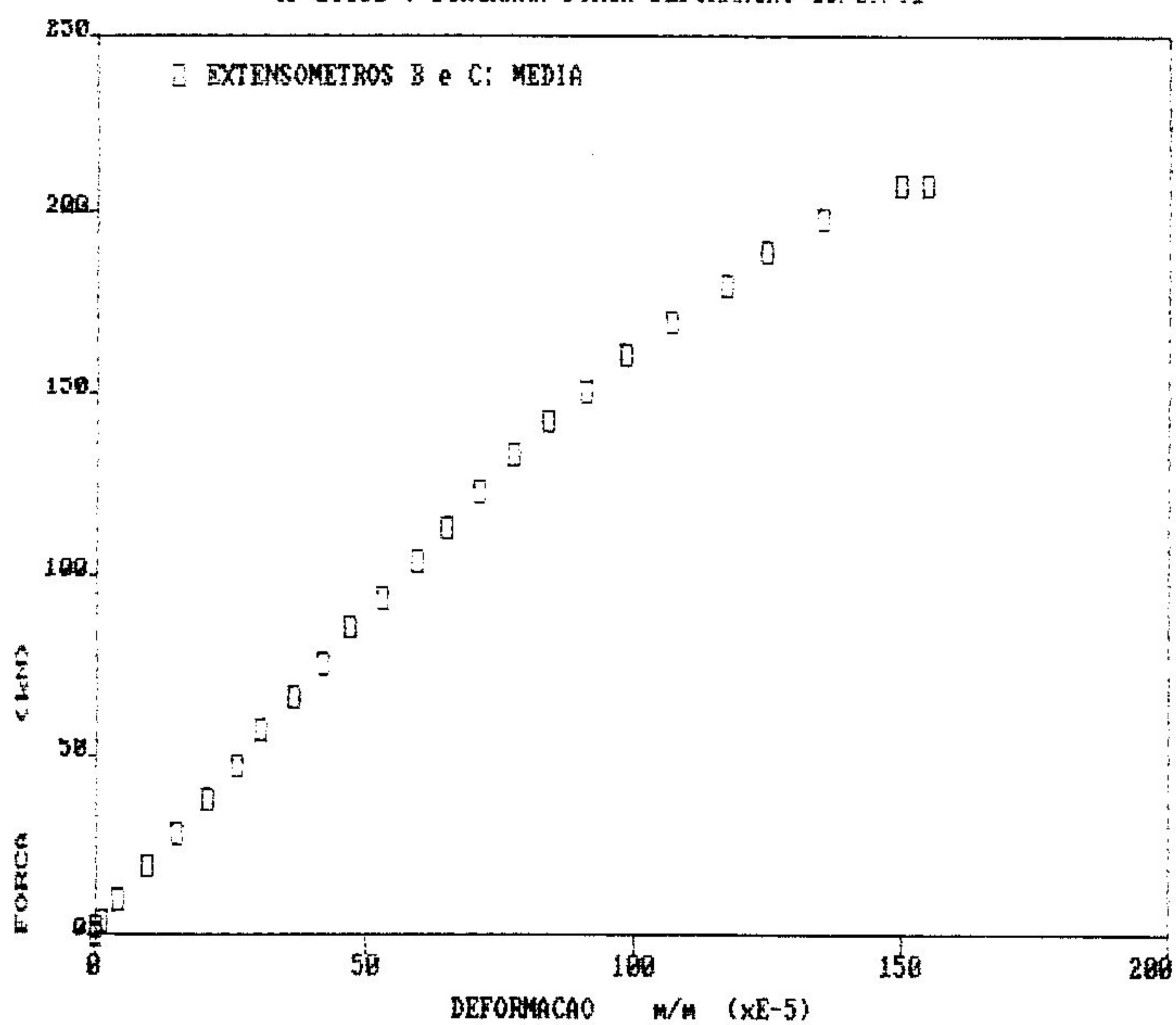




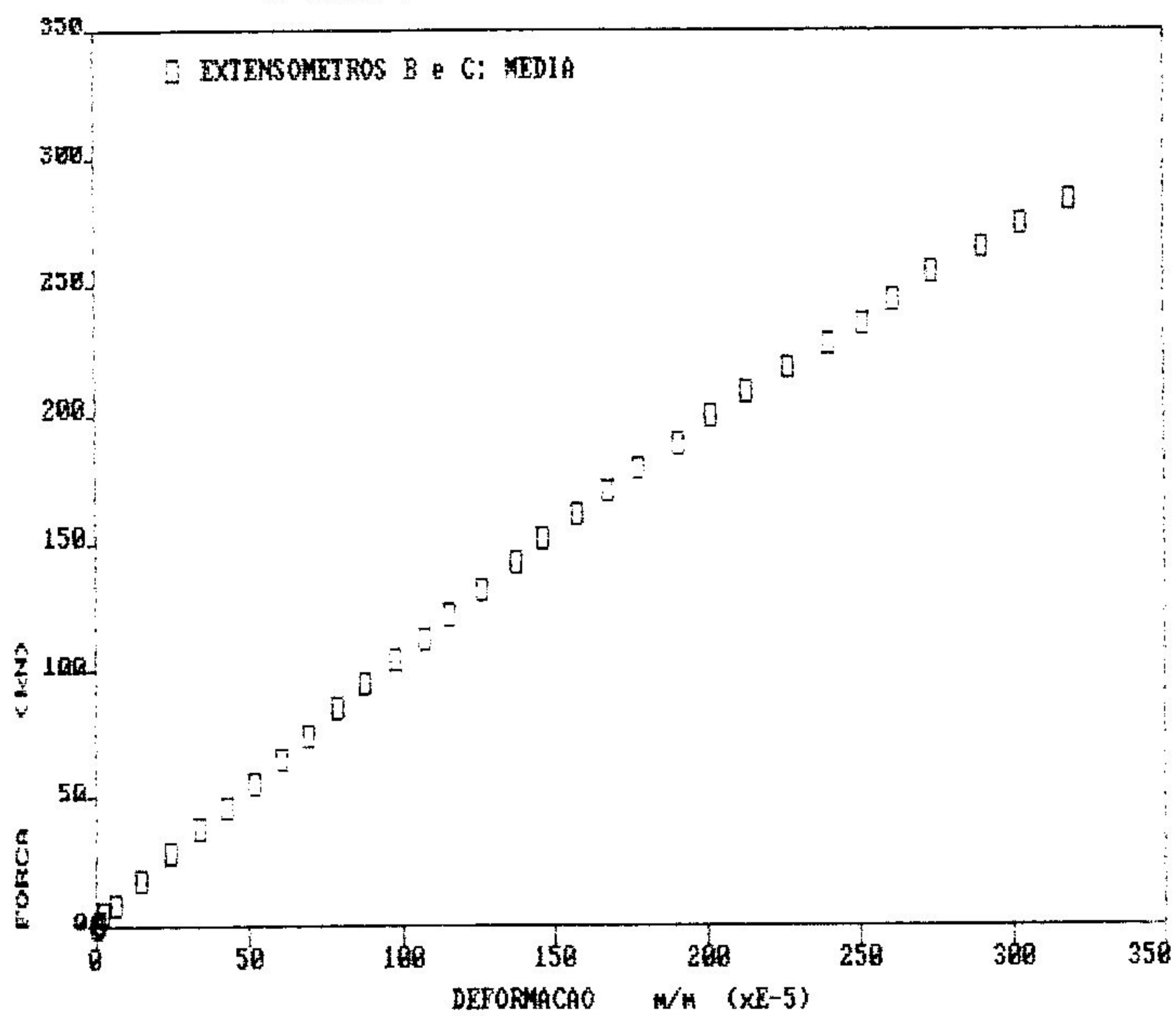
CP B1111 : ENSAIO DE FLEXAO DE VIGA 04/09/91



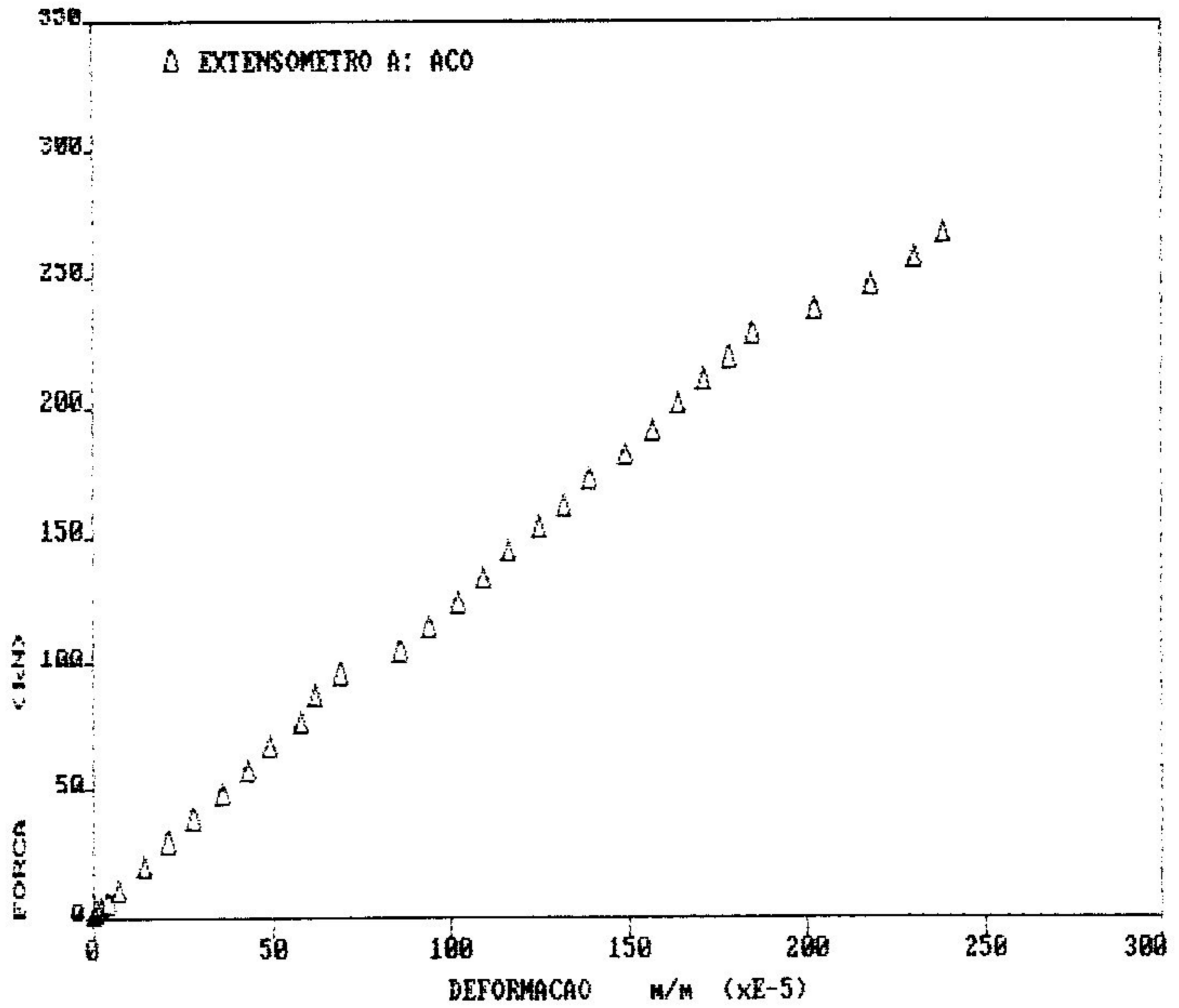
CP B1112 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 06/09/91



CP 31111 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 07/11/91



CP D1112 : DIAGRAMA FORÇA-DEFORMAÇÃO 08/11/91



CP D1112 : ENSAIO DE FLEXÃO DE VIGA 08/11/91

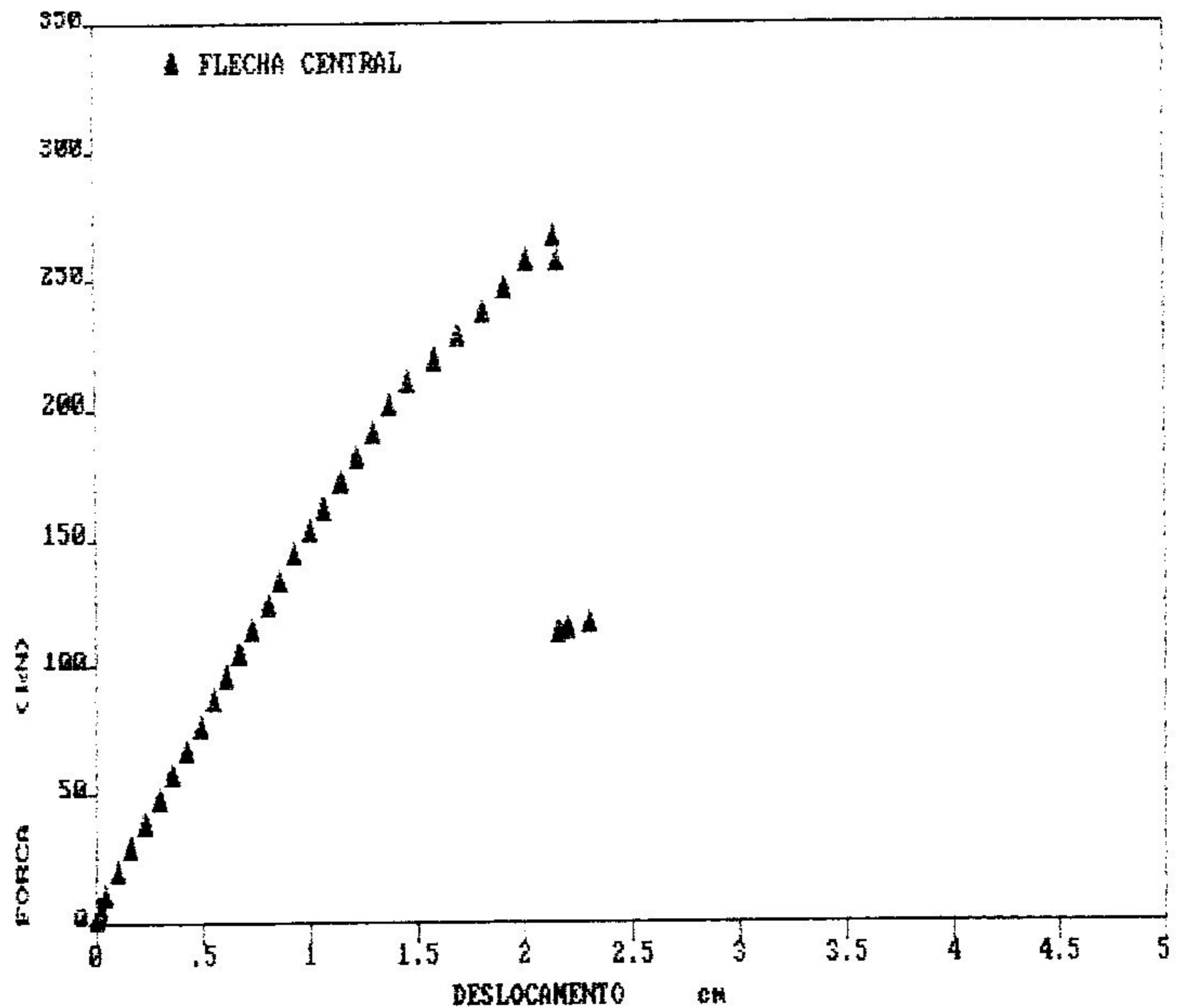


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS AISB1

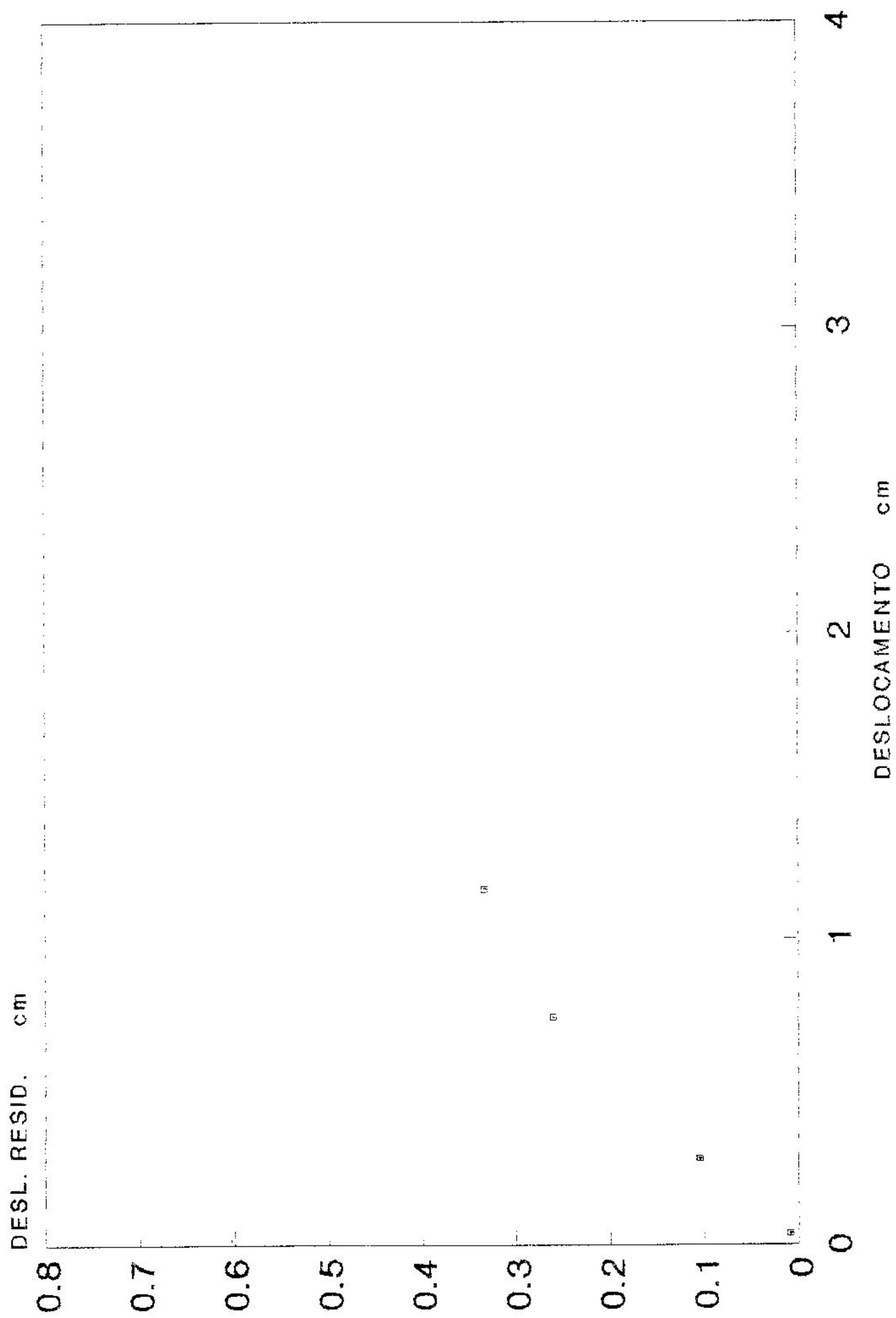


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS AISB2

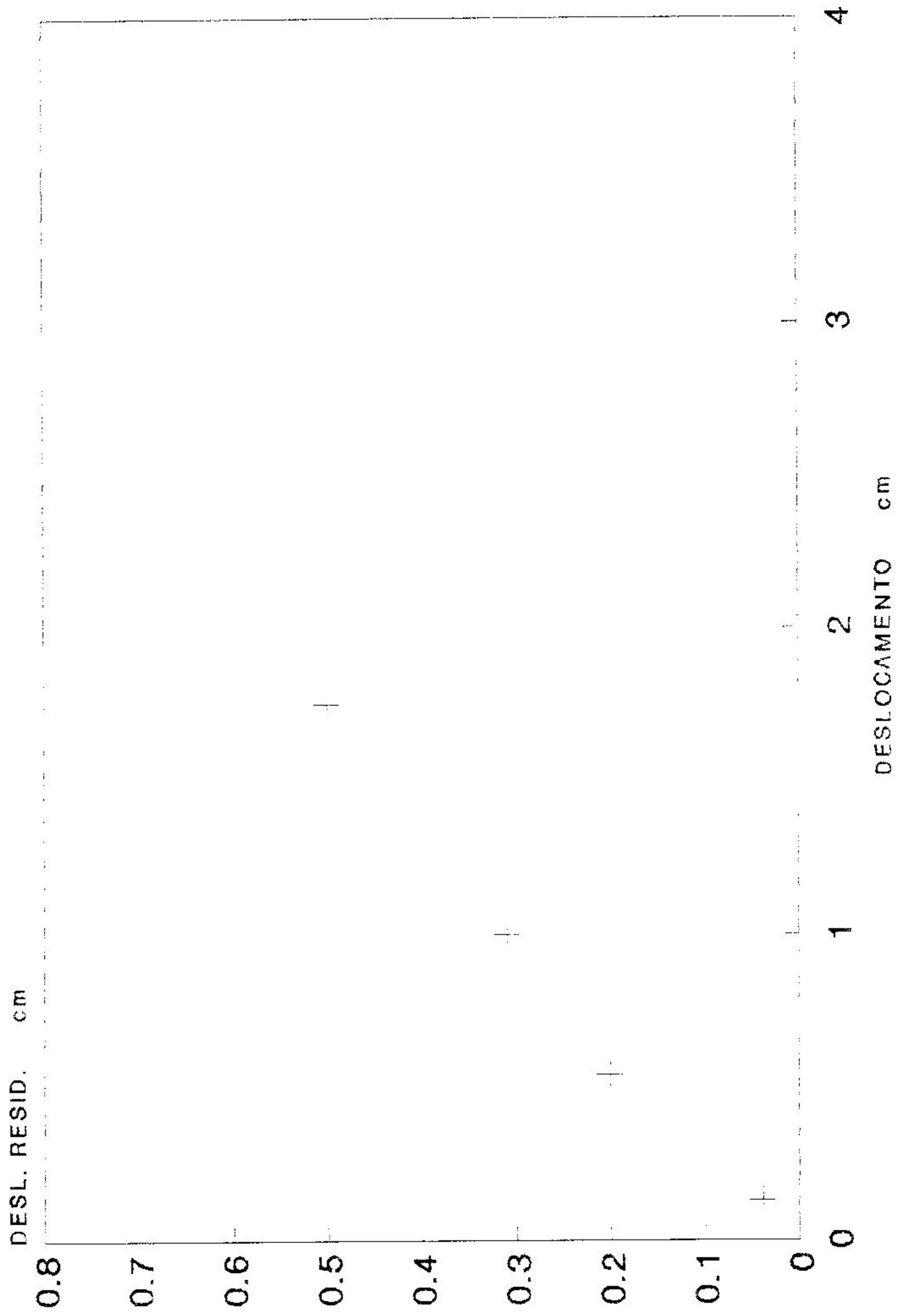


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS AISP1

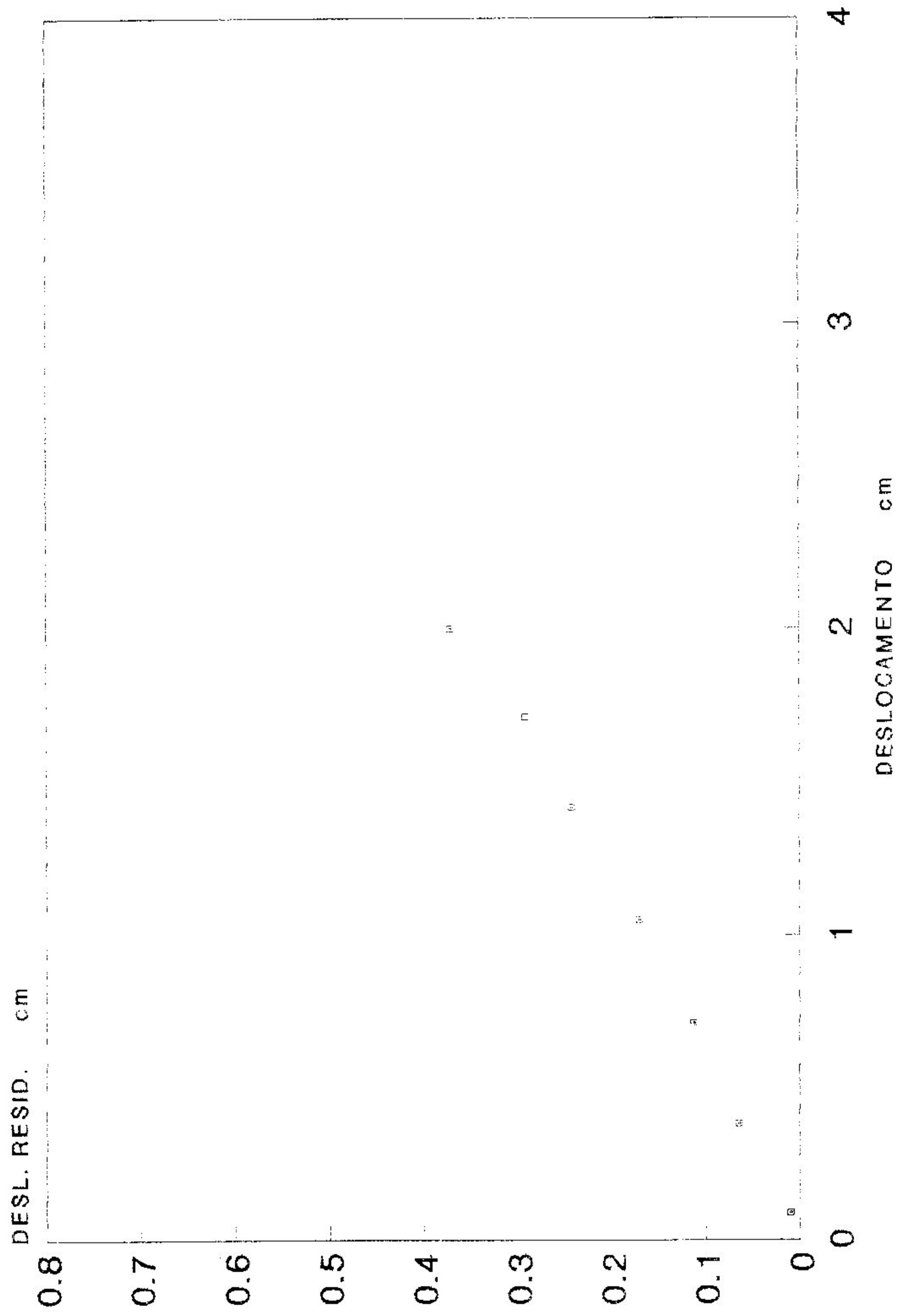


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS BISP3

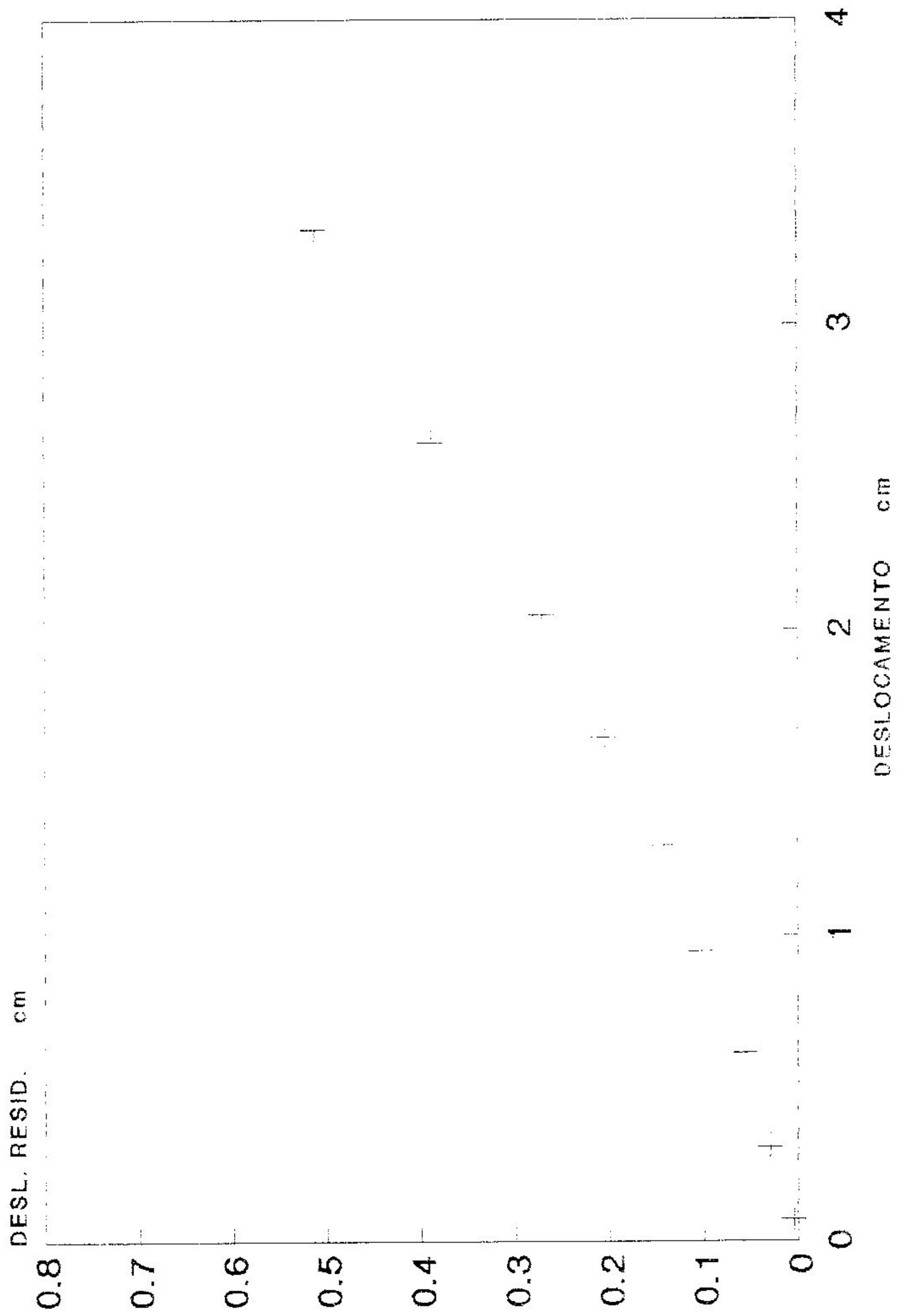


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS BISP4

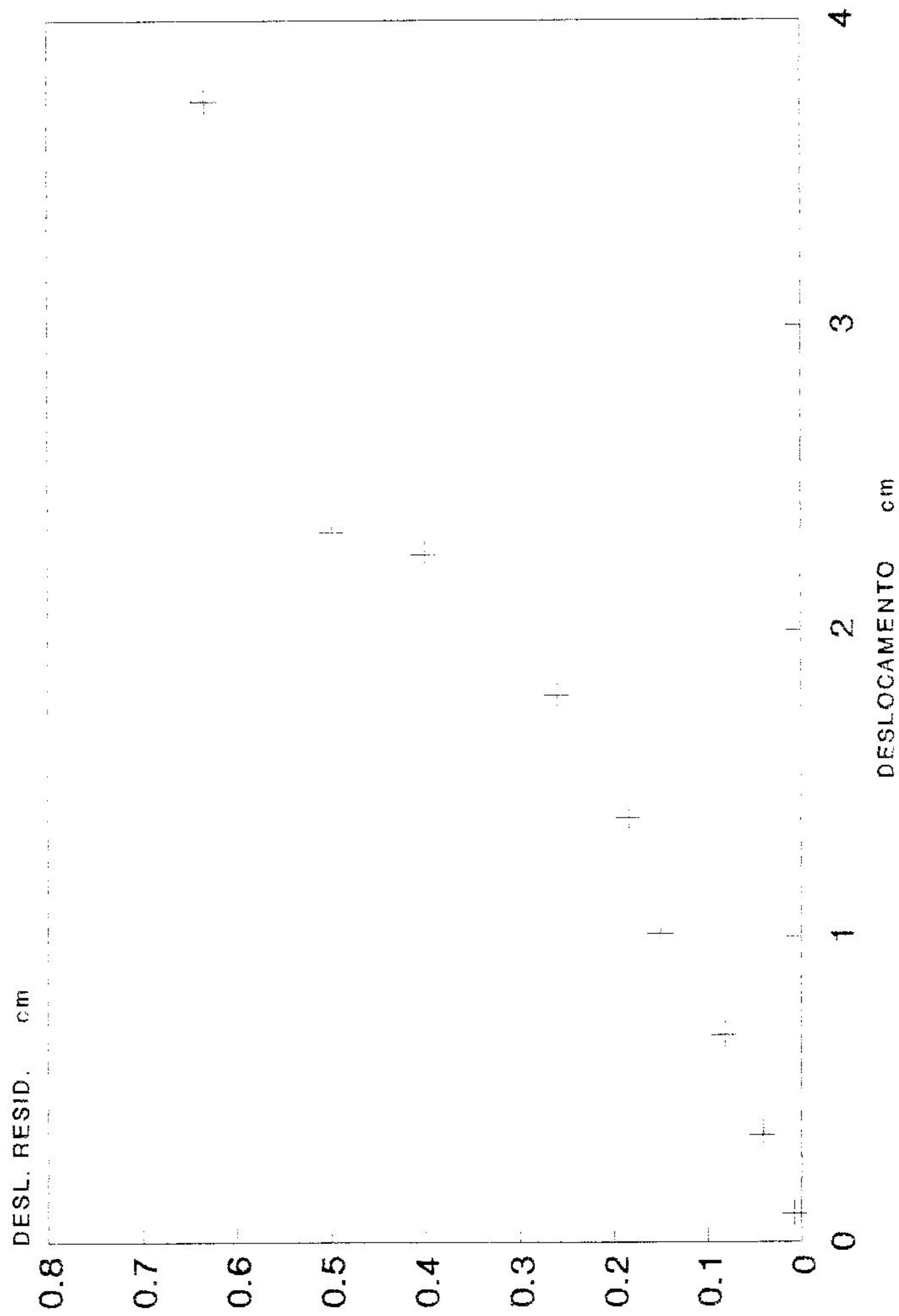


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS CI1

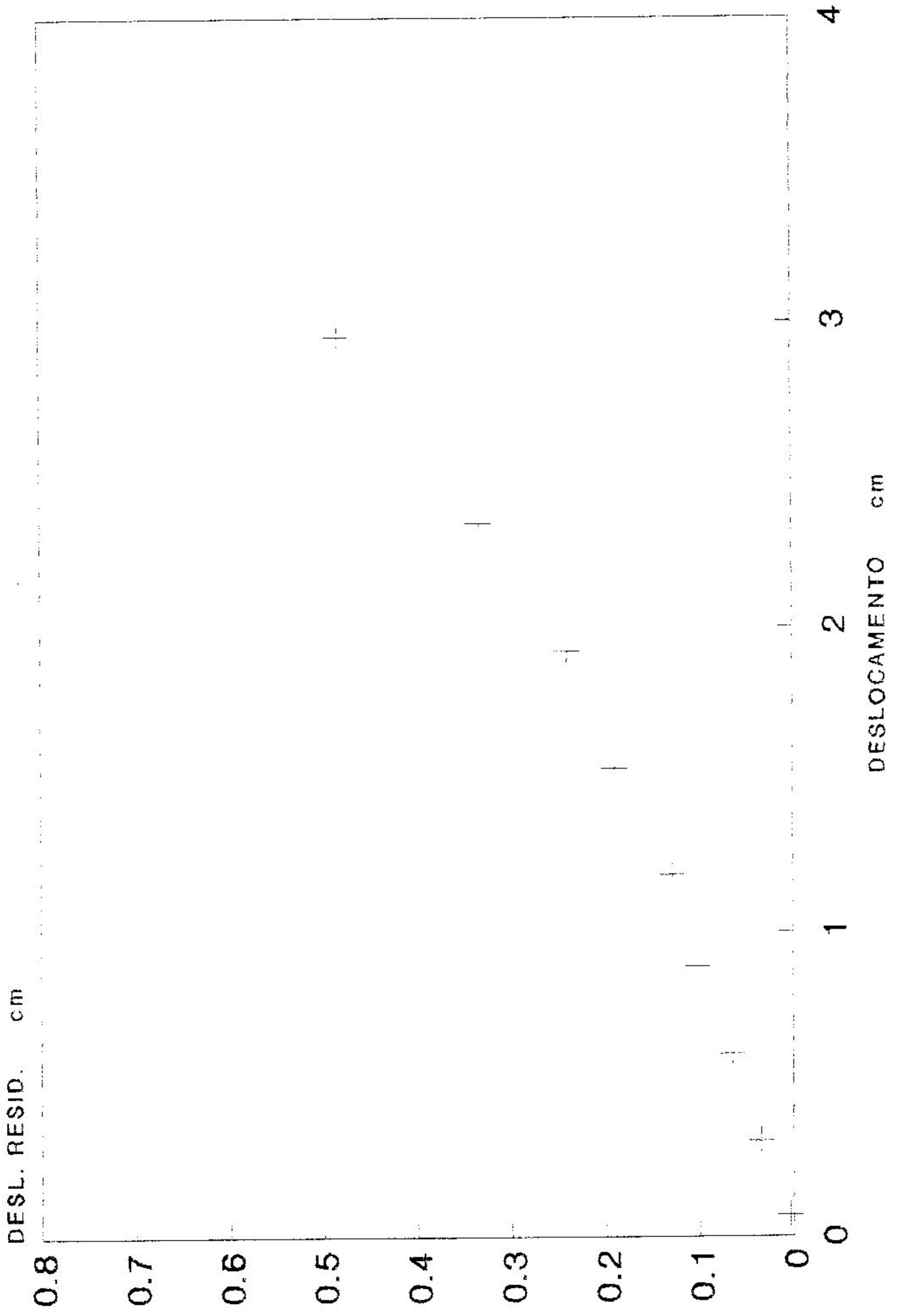


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS DI2

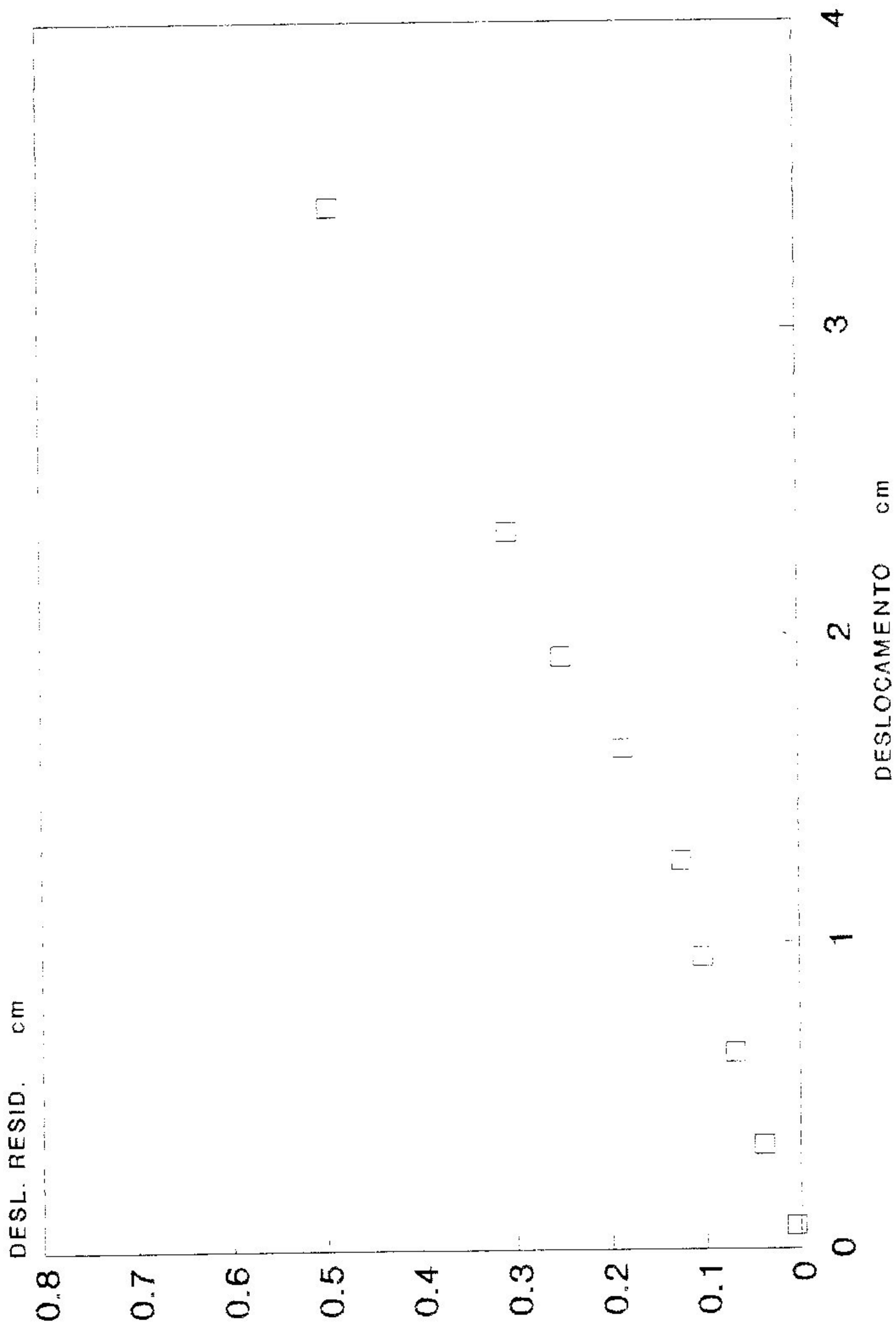


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS BIIN1

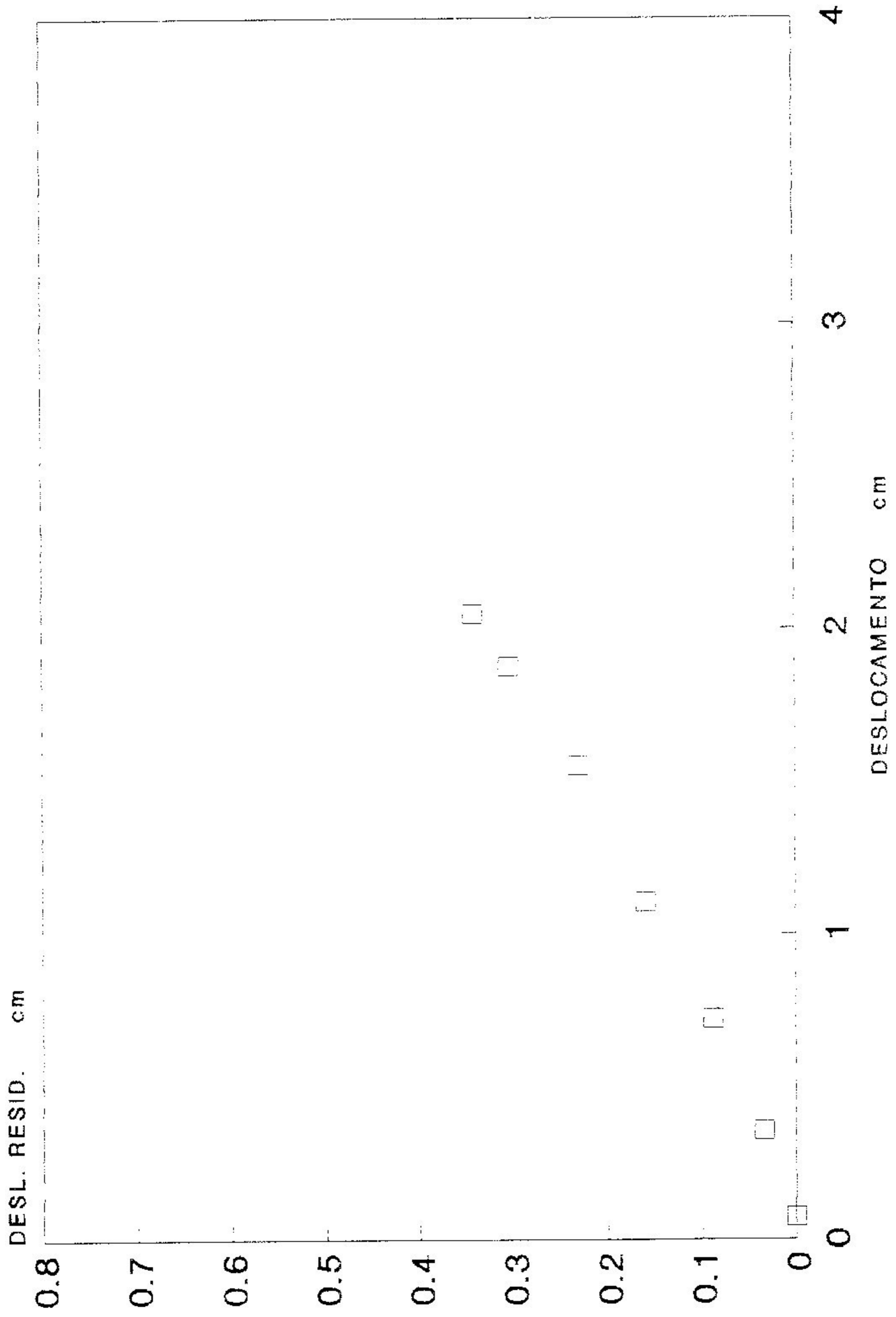


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS BIIN2

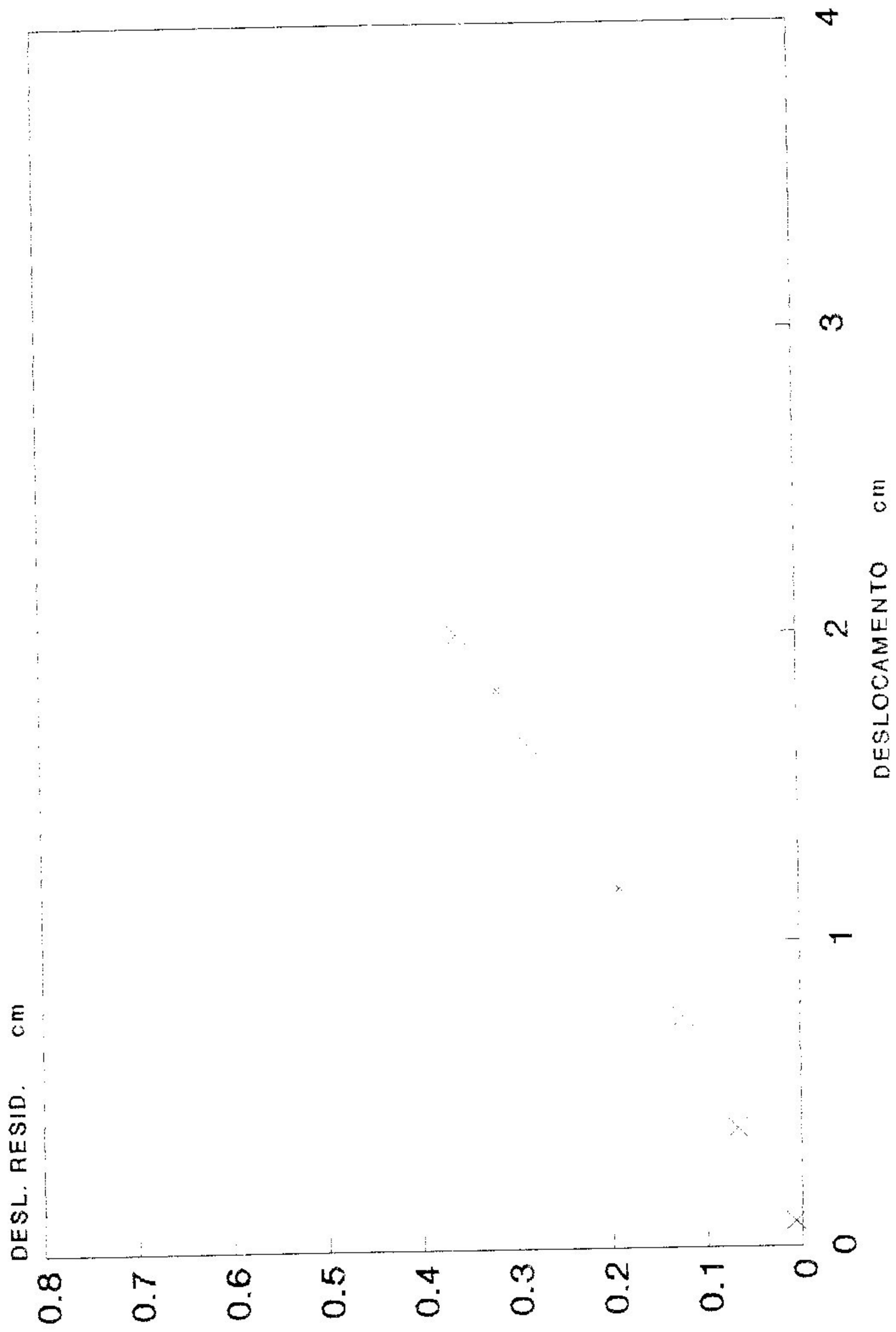


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS

BIISP1

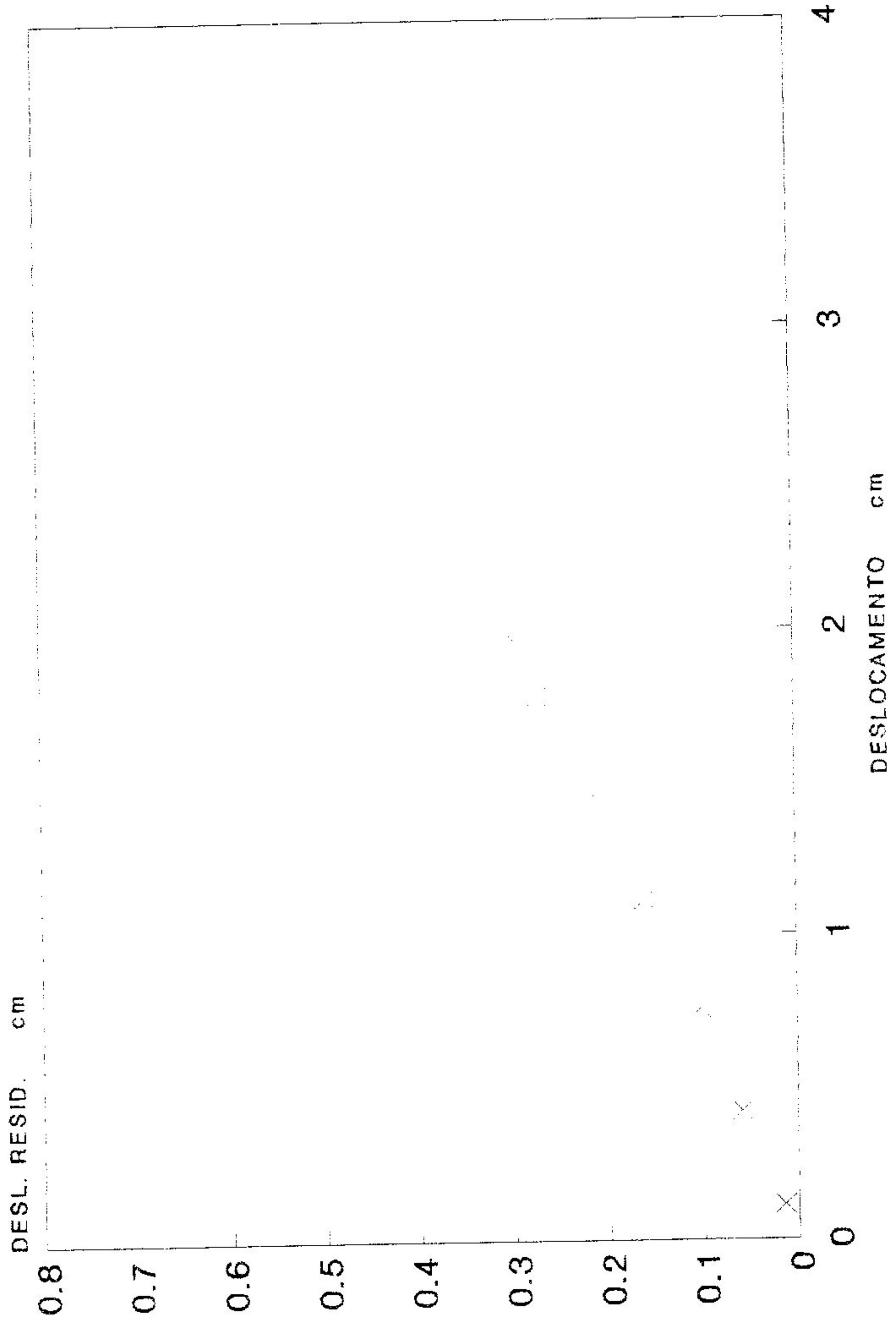


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS BIISP2

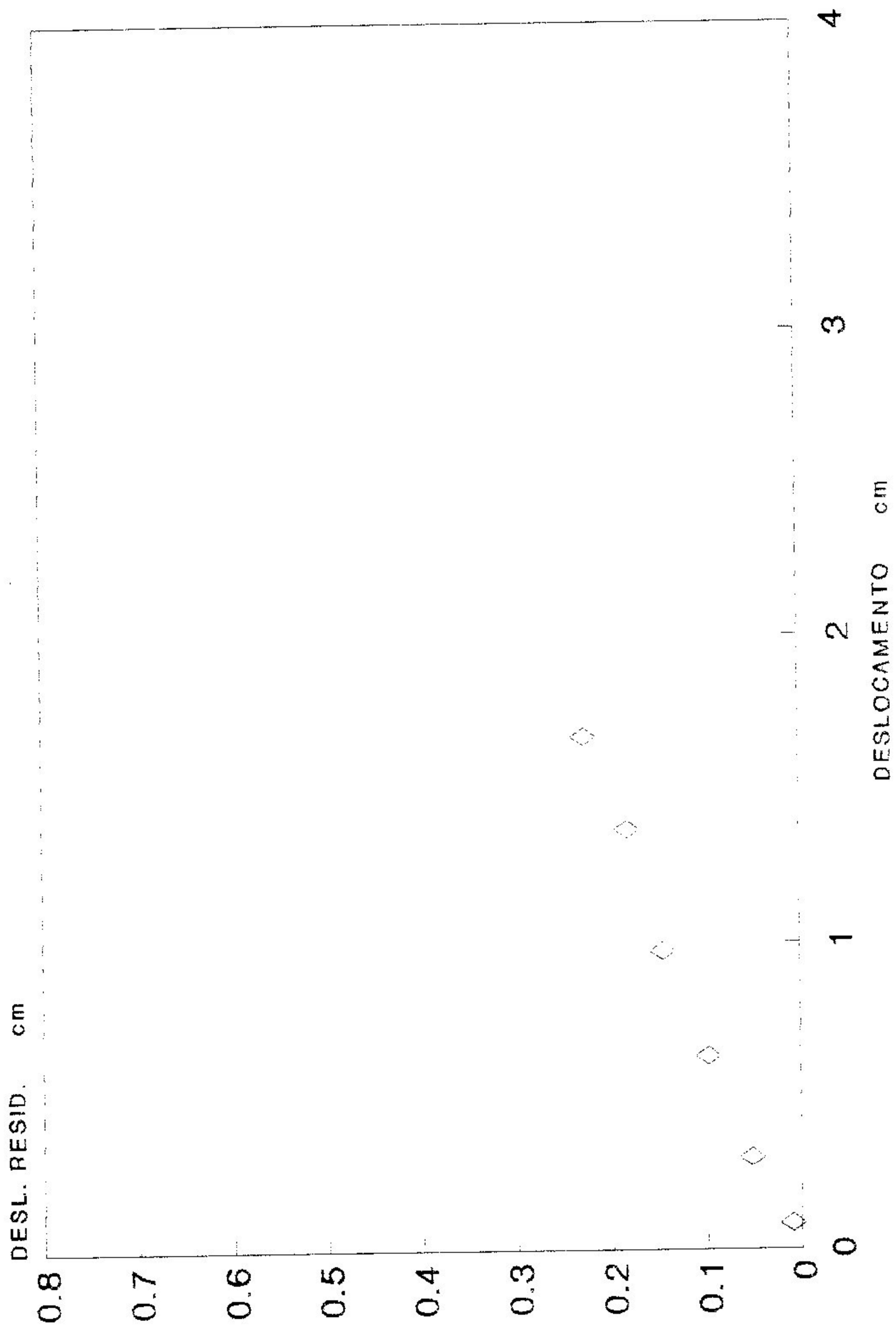


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS CIH1

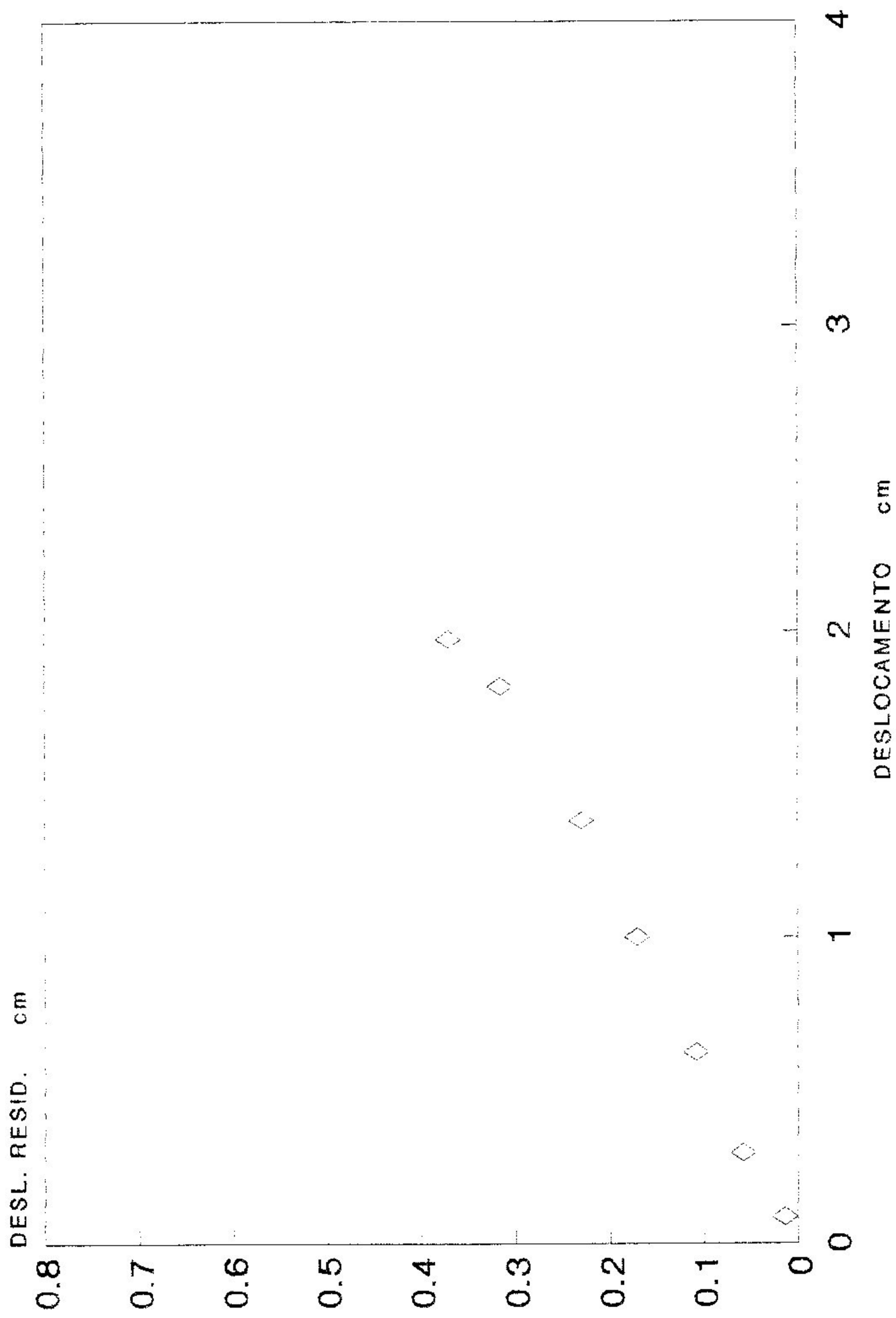


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS DIII

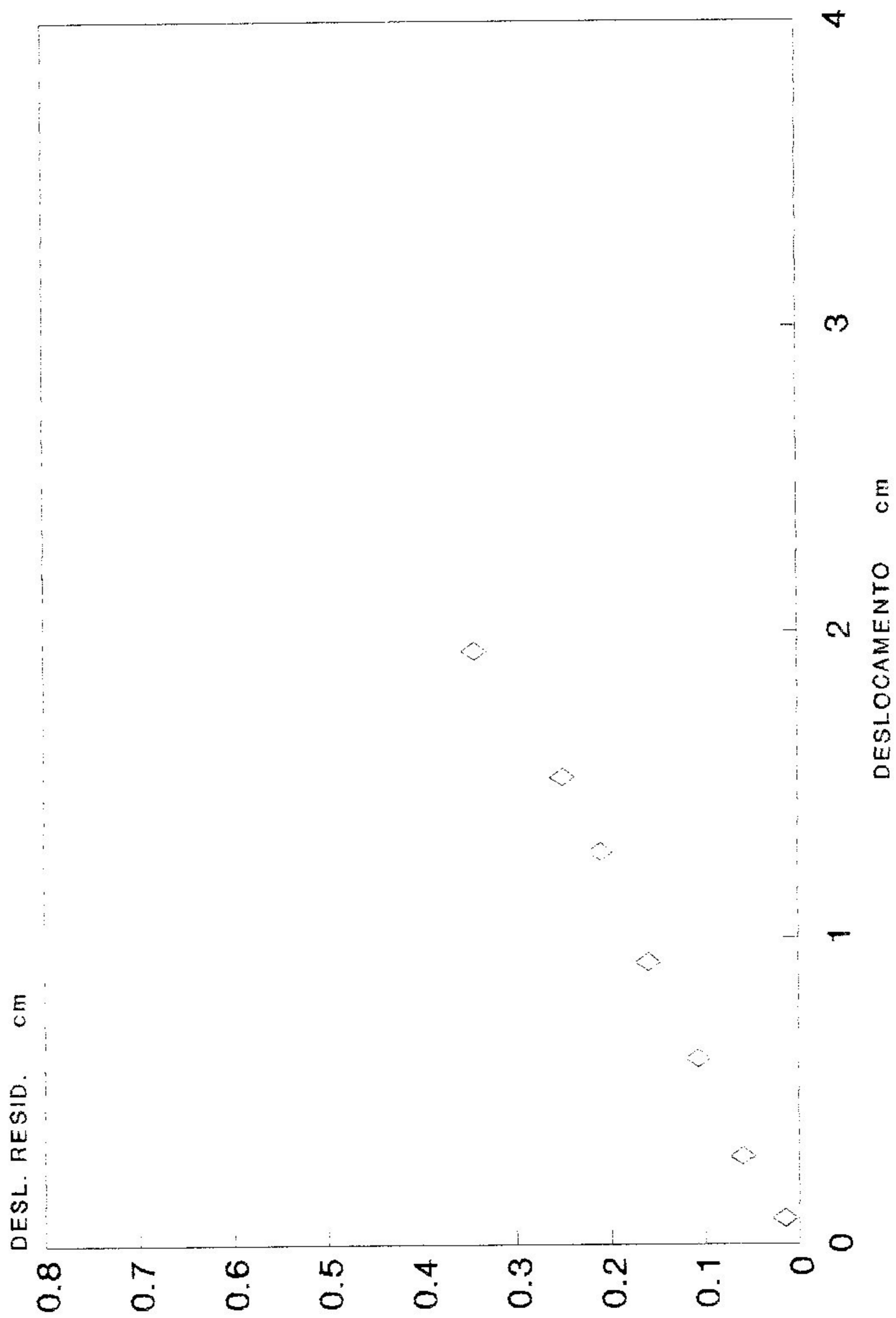


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS BIII1

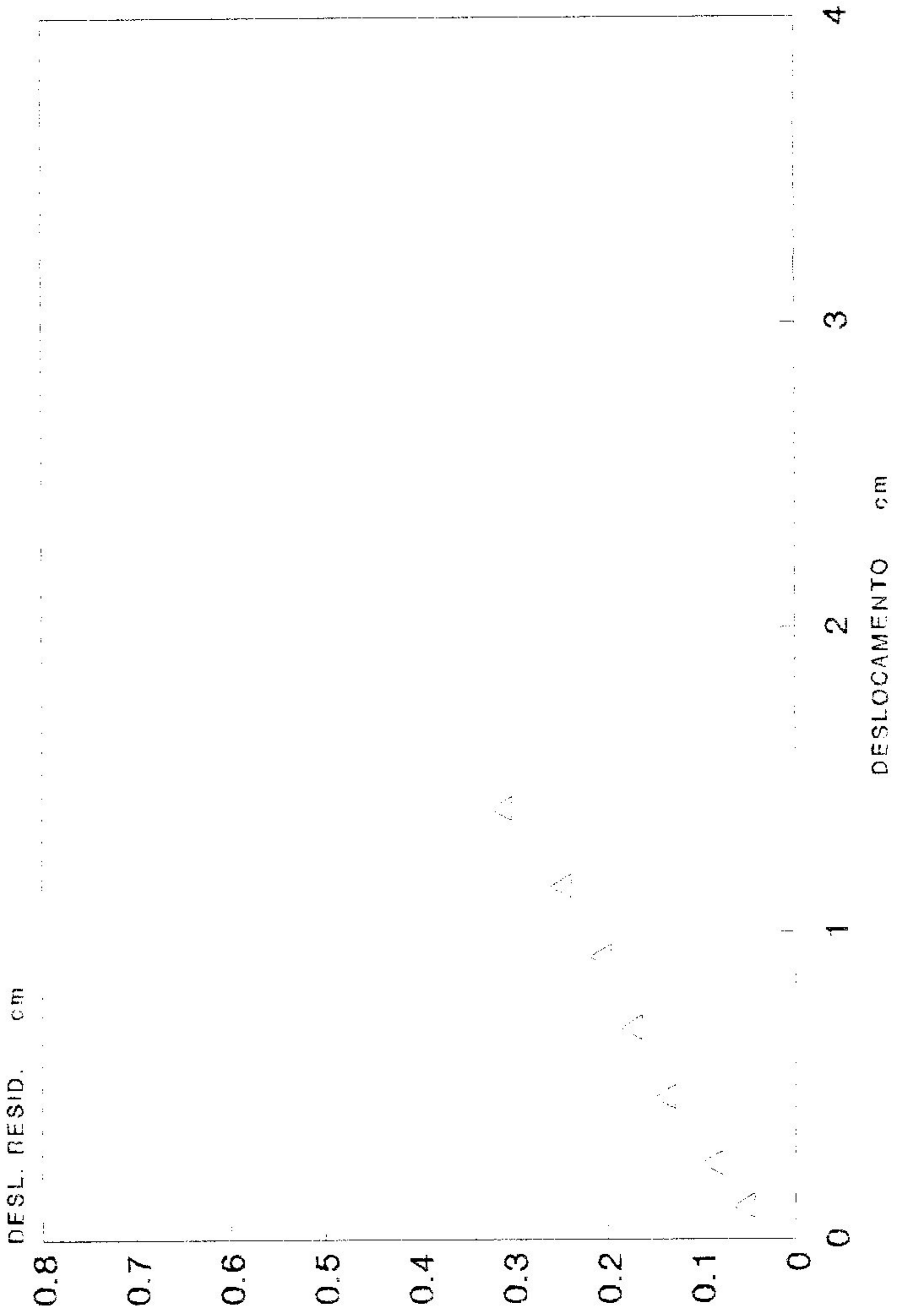


DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS

BIII2

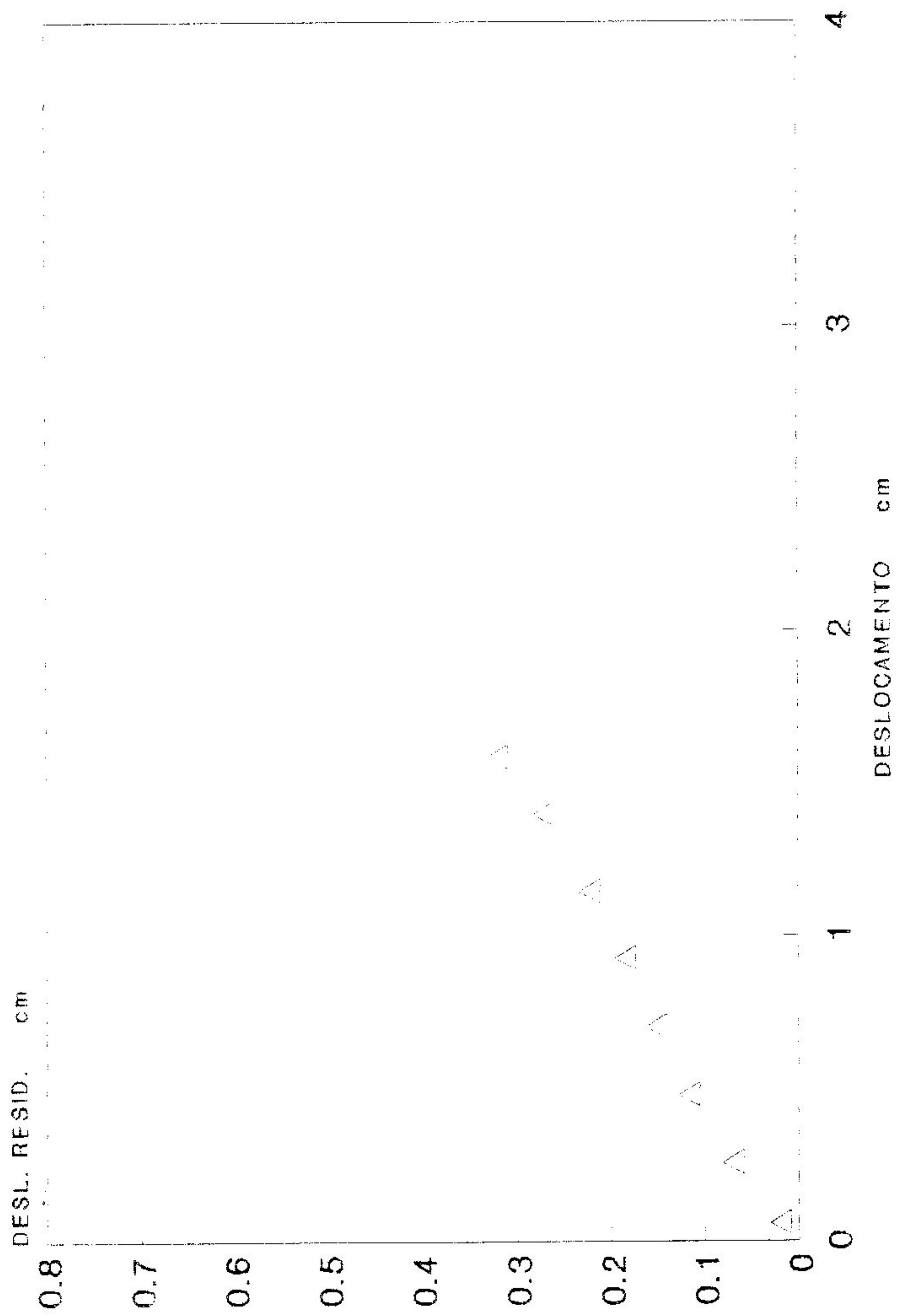
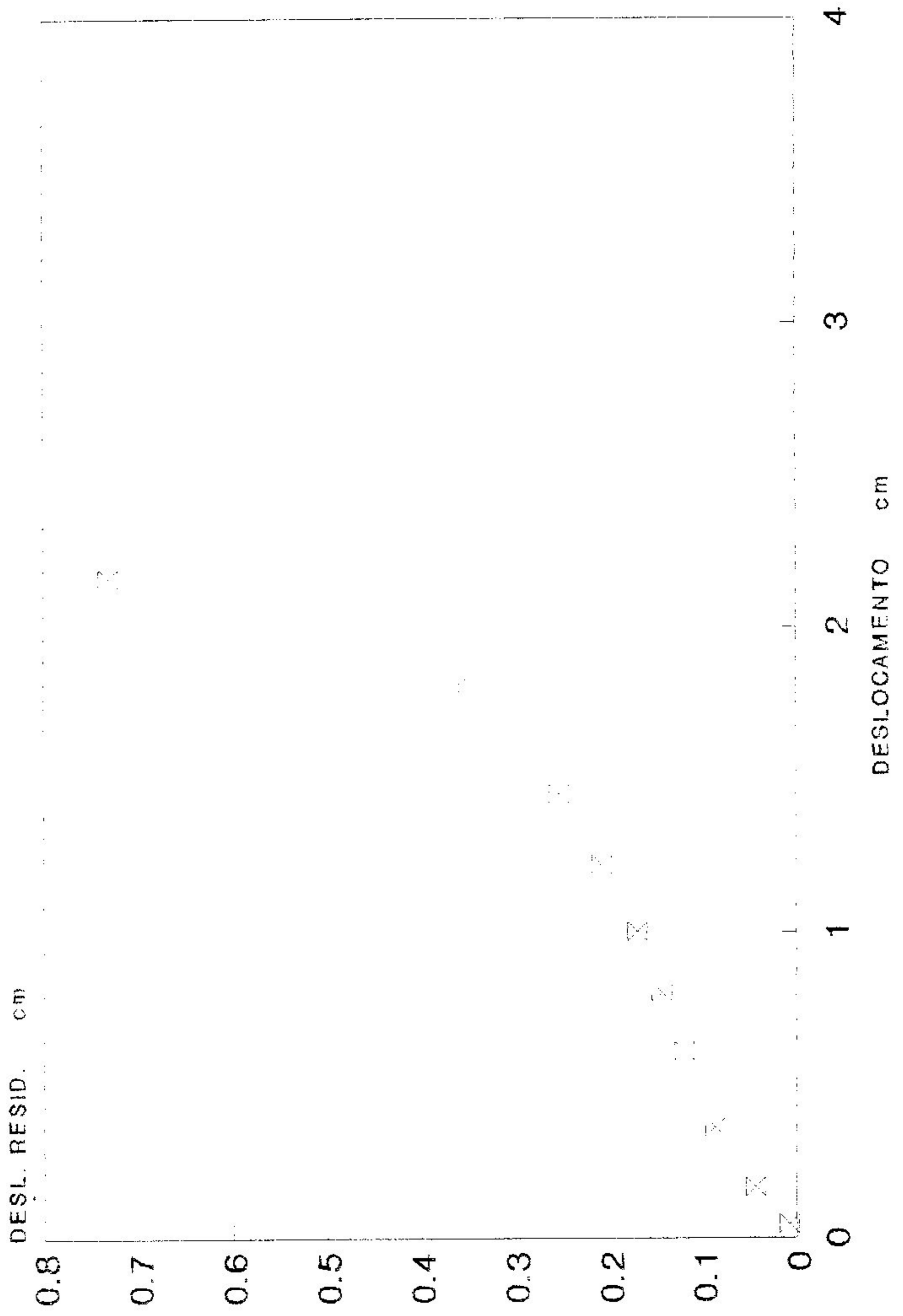
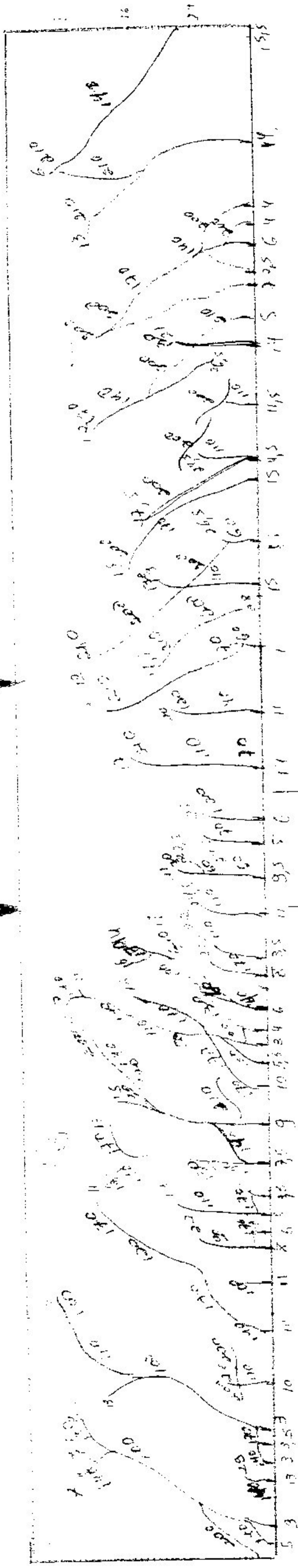
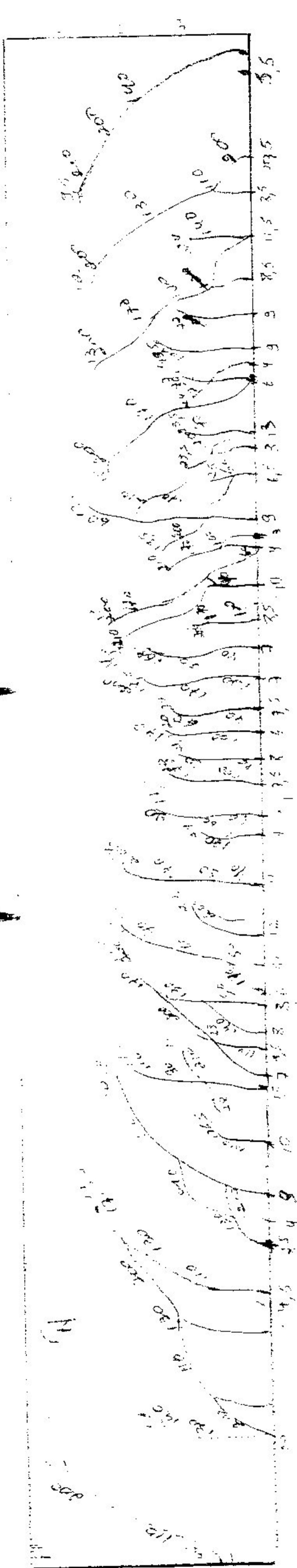


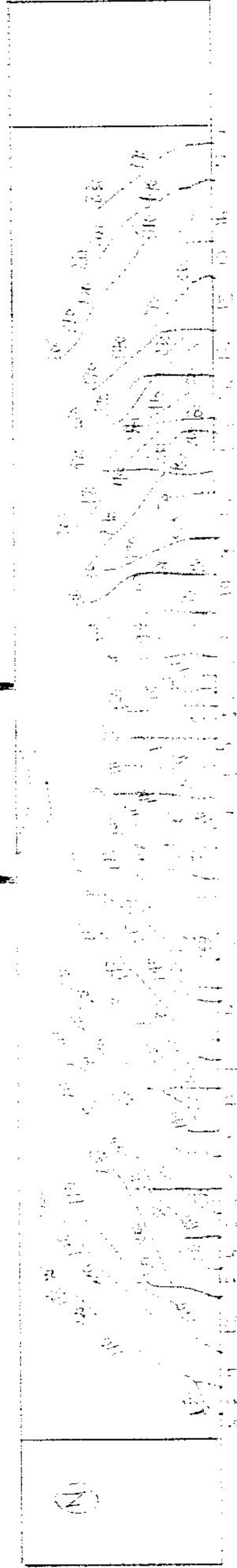
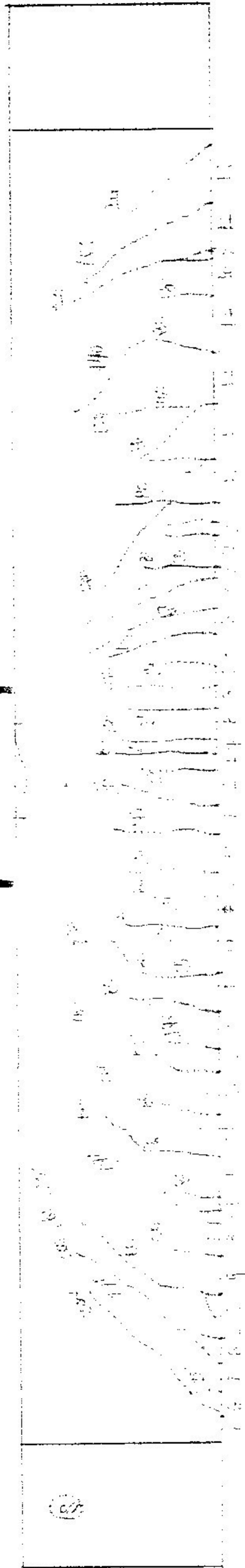
DIAGRAMA DE DESLOCAMENTOS DIII2



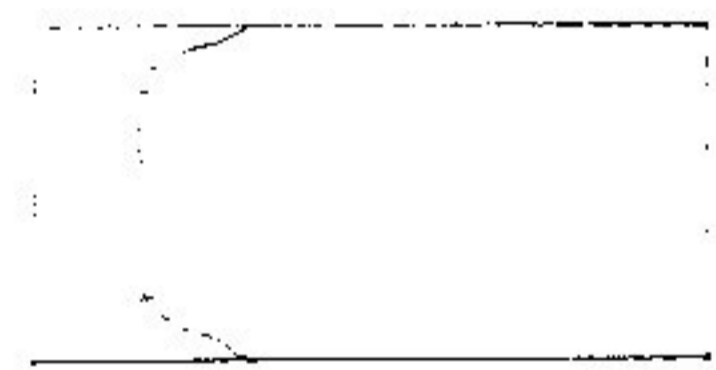
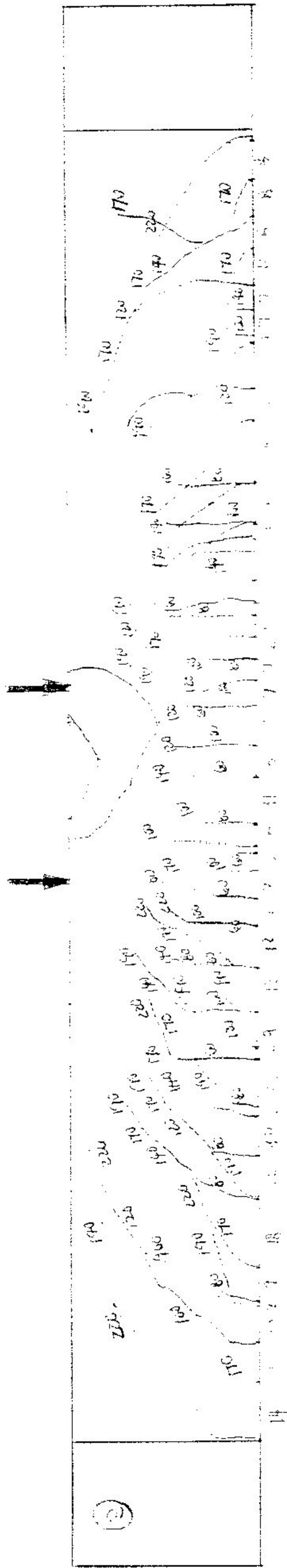
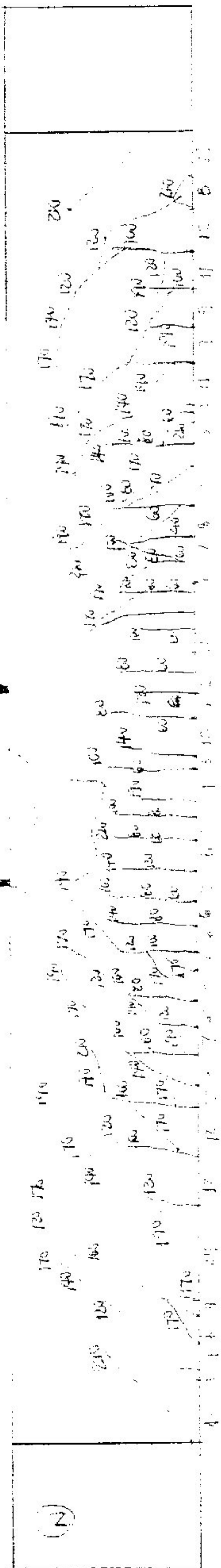
Op. A.I.P.I.



W. BISP3

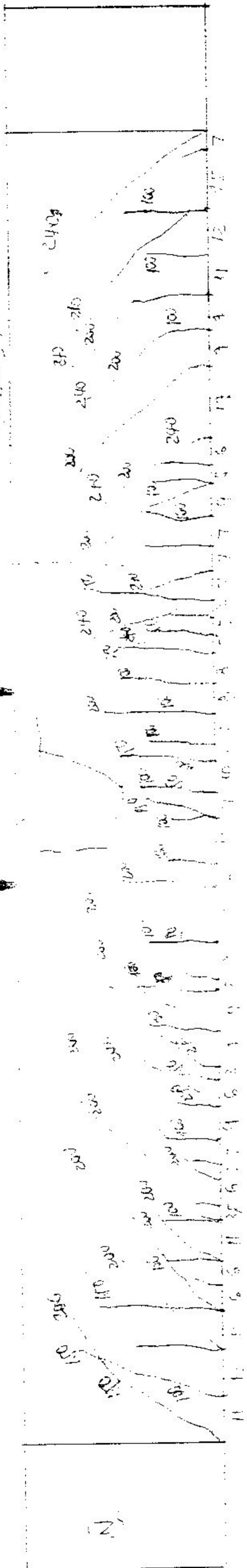


Op: B.I.S.P.4

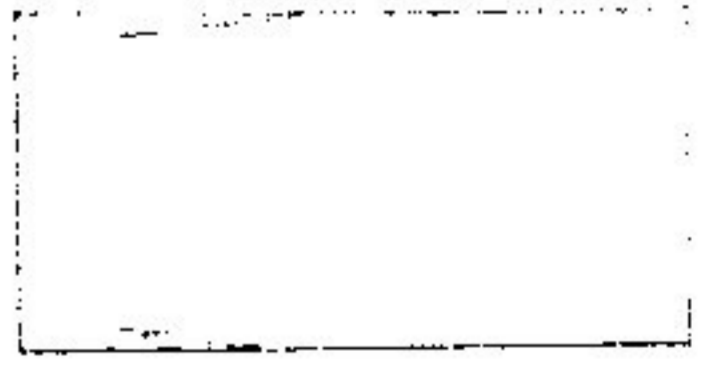
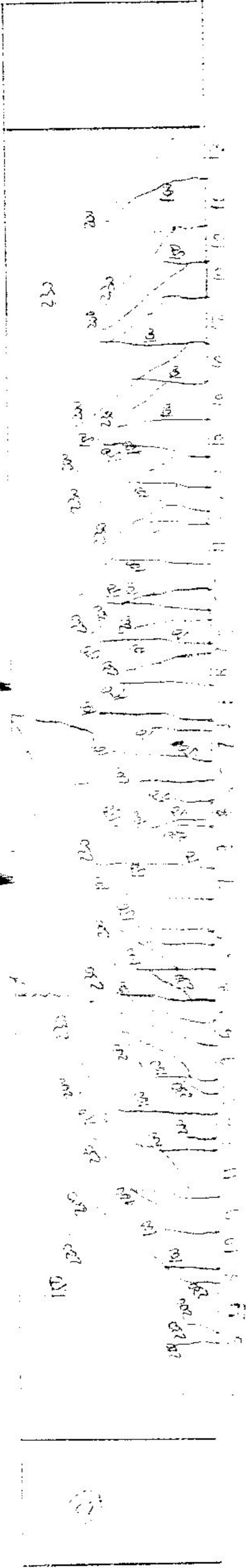


Op. 011

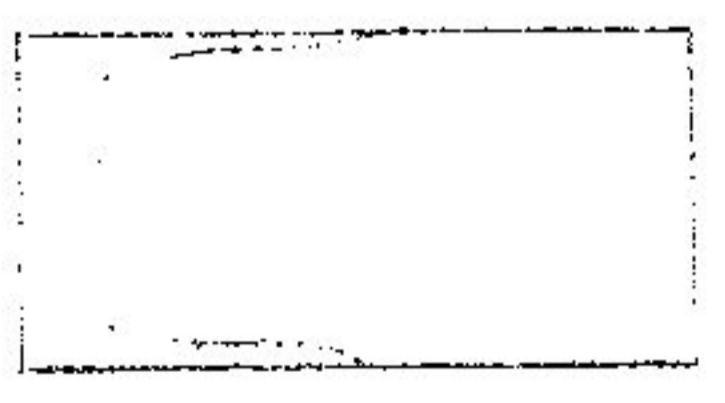
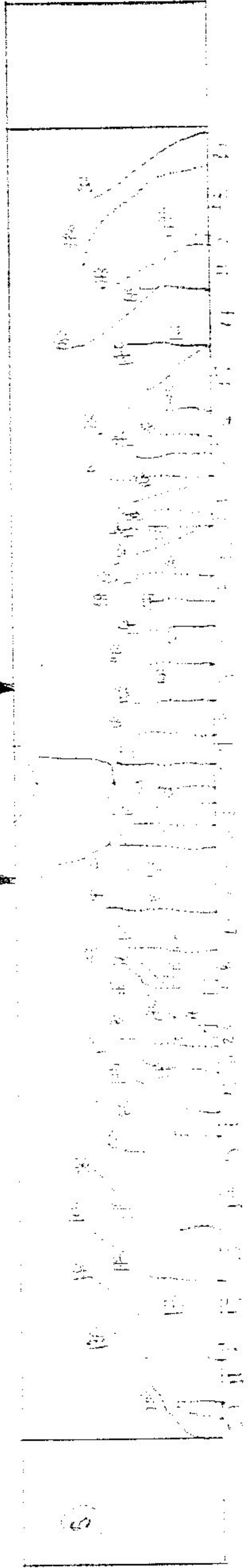
Handwritten notes and arrows at the top of the page.



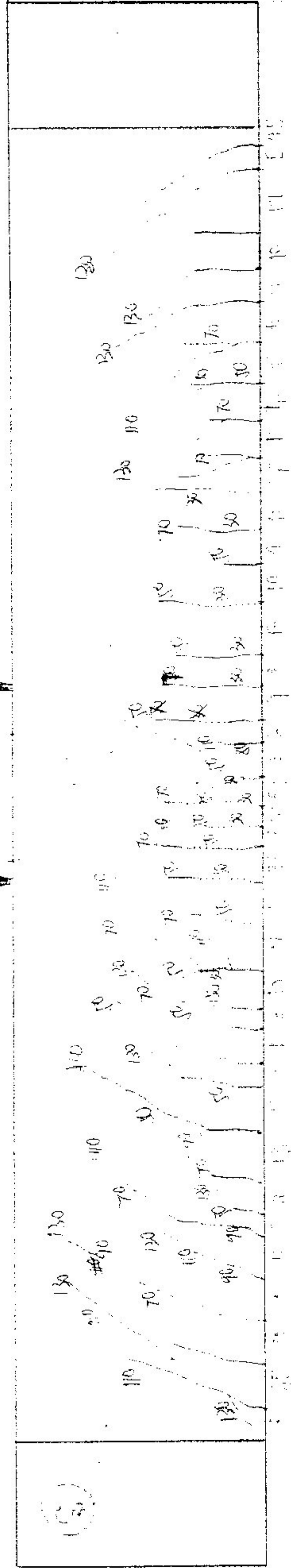
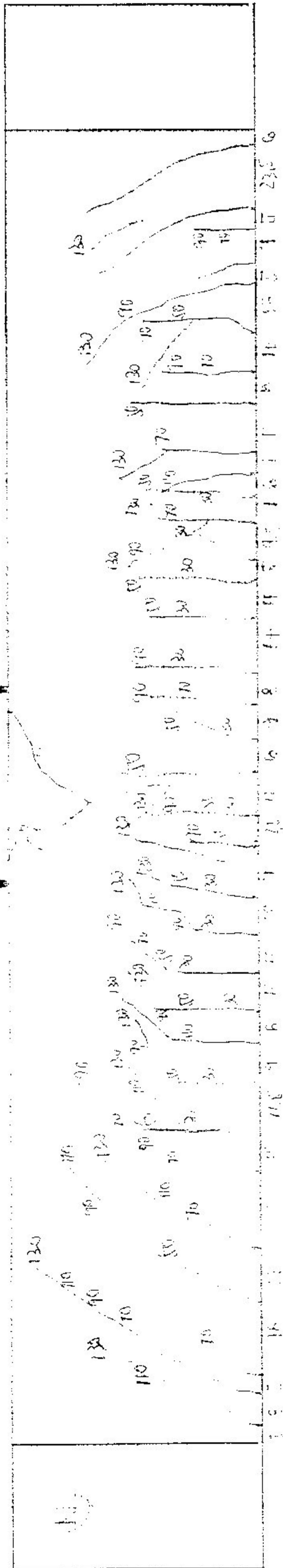
Handwritten notes and arrows at the top of the second map.



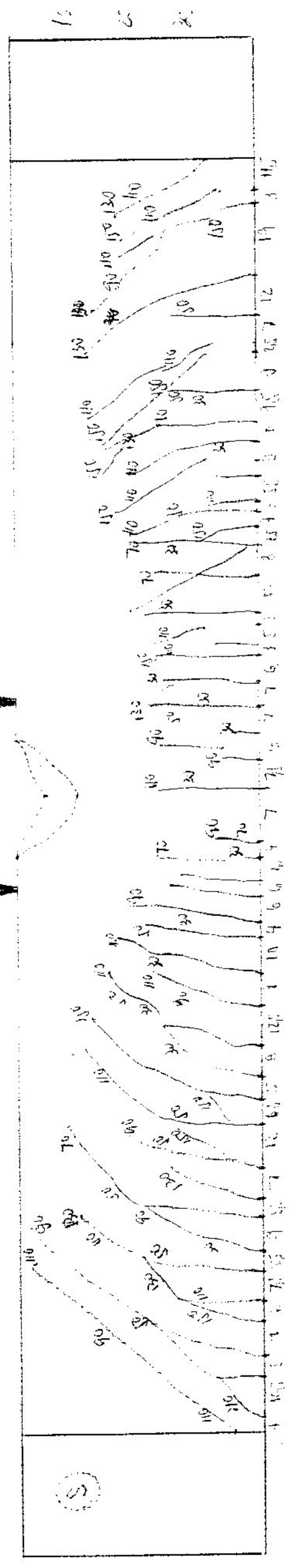
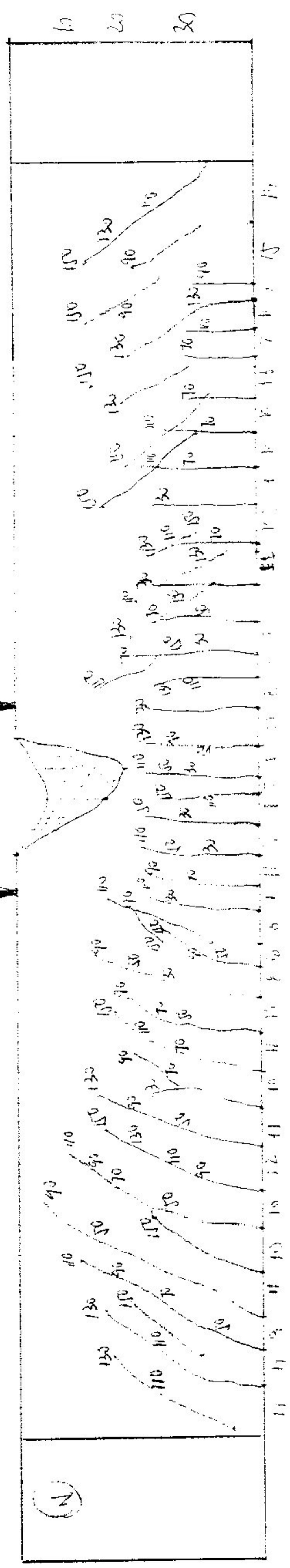
sp. DII 2



Map B-11-2

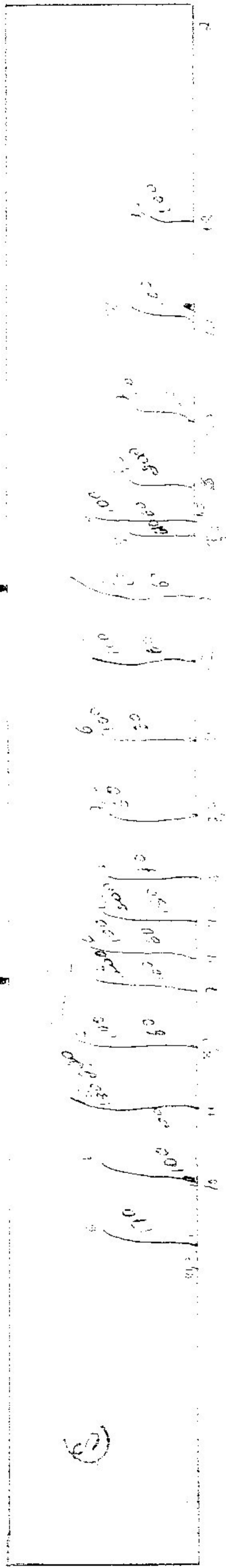
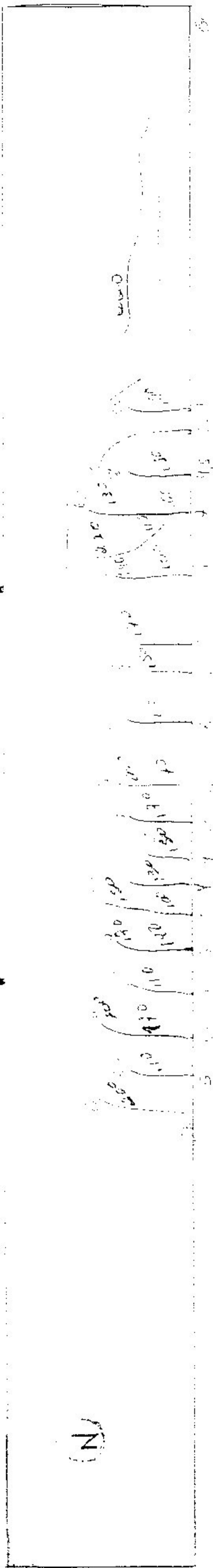


Op. U.II.2



Handwritten notes or signatures at the bottom of the page.

UP: VIII.2



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E BIBLIOGRAFIA

1. ACI Committee 363. "Research Needs For High-Strength Concrete". ACI Journal Materials, v. 84, n. 6. Detroit: nov-dez. 1987, pp. 559-561.
2. ACI Committee 363. "State-Of-The-Art-Report on High-Strength Concrete" (ACI 363R-84). ACI Journal, Proceedings v. 81, n. 4. Detroit: jul.-ago. 1984, pp. 364-411.
3. ADELMAN, D. e COUSINS, T.E.. "Evaluation of the Use of High Strength Concrete Bridge Girders in Louisiana". PCI Journal, v. 35, n. 5. (s.l.), set.-out. 1990, p. 70-78.
4. AITCIN, P.C.. "How to Produce High-Strength Concrete". Concrete Construction, v. 25, n. 3. (s.l.), mar. 1980, pp. 222-230.
5. AITCIN, P.C.. "Les Betons a Tres Haute Resistance". Bull. liaison labo. P. et Ch., 162. (s.l.), juil.-aout 1989. Ref. 3385, pp. 55-60.
6. AITCIN, P.C. e ALBINGER, J.M.. "Les Betons a Hautes Performances - Experiences Nord-Americaine et Francaise". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n. 473, Paris: mar-abr. 1989. Serie Beton 263, pp. 151-191.

7. AÏTCIN, P.C., SARKAR, S.L. e LAPLANTE, P., "Long-Term Characteristics of a Very High-Strength Concrete", *Concrete International: Design and Construction*, v. 12, n. 1, Detroit: jan. 1990, pp. 40-44.
8. ALEXANDER, K.M., BRUERE, G.M., e IVANUSEC, I., "The Creep and Related Properties of Very High-Strength Superplasticized Concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 10, n. 2, USA: mar. 1980, pp. 131-137.
9. AMARAL, C.K., "Microsilica: Aplicações no Brasil", in: IBRACON: Reunião anual, 1987, (s.l.), Anais ... São Paulo: IBRACON, 1987, 34 pp.
10. AMARAL, C.K., "Microsilica em Concretos e Argamassas de Alta Resistência", in: IBRACON: Reunião Anual, 1988, (s.l.), Anais ... São Paulo: IBRACON, 1988, 15 pp.
11. AMARAL, C.K., "Microsilica no Concreto de Cimento Portland", *Revista Engenharia Mackenzie*, São Paulo: ago-set, 1986, pp. 15-19.
12. AMARAL FILHO, E.M., "Concreto de Alta Resistência", Associação Brasileira de Cimento Portland, (s.l.), out. 1988, 76pp.
13. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6118, Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, 1978, ABNT, Rio de Janeiro, 1978, 76 p.

14. BENNETT, E.W., e MUIR, S.E., "Some Fatigue Tests of High-Strength Concrete in Axial Compression". *Magazine of Concrete Research*, v. 19, n. 59, London: june 1967, pp. 113-117.
15. BICKLEY, J.A., "Concrete Optimization". *Concrete International: Design and Construction*, v. 4, n. 6, Detroit: jun. 1982, pp. 38-41.
16. BLICK, R.L., "Some Factors Influencing High-Strength Concrete". *Modern Concrete*, v. 36, n. 12, (s.l.), Apr. 1973, pp. 38-41.
17. BOSCO, C., CARPINTER, A., e DEBERNARDI, P.G., "Minimum Reinforcement in High-Strength Concrete". *ASCE Journal of Structural Engineering*, vol. 116, n. 2, (s.l.), fev. 1990, pp. 427-437.
18. CARPENTER, J.E., "Applications of High-Strength Concrete for Highway Bridges". *Public Roads*, v. 44, n. 2, (s.l.), sept. 1980, pp. 76-83.
19. CARRASQUILLO, P.M. e CARRASQUILLO, R.L., "Evaluation of the Use of Current Concrete Practice in the Production of High-Strength Concrete", *ACI Materials Journal*, v. 85, n. 1, Detroit: jan-fev. 1988, pp. 49-54.
20. CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H.; e SLATE, F.O., "Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads", *ACI Journal, Proceedings* v. 78, n. 3, Detroit: may-june 1981, pp. 171-178.

21. CARRASQUILLO, R.L., SLATE, F.O. e NILSON, A.H., "Microcracking and Behavior of High-Strength Concrete Subject to Short-Term Loading". ACI Journal. Proceedings v. 78. n. 3. Detroit: may-june 1981. pp. 179-186.
22. COLACO, J.P., "High-Strength Concrete in High Rise Building Design". In: SESSION PLENIERE du C.E.B., 26. 1988. Dubrovnik. Bulletin d'Information, 193. Lausanne: CEB, 1989. p. 163.
23. COLLINS, M.P. e PORASZ, A., "Shear design for High Strength Concrete". In: SESSION PLENIERE du C.E.B., 26. 1988. Dubrovnik. Bulletin d'Information, 193. Lausanne: CEB, 1989. p. 163.
24. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, "CEB-FIP Model Code 1990 - Final Draft". In: SESSION PLENIERE du C.E.B., 28. set. 1991. Vienne. Bulletin d'Information, 203, 204 e 205. Lausanne: CEB, 1991. 581 p.
25. COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, "Manual on Cracking and Deformations". Bulletin d'Information n. 158-E, London: 1985. pp. 255.
26. "CONCRETO Quase tão Resistente Quanto o Aço". Dirigente Construtor. (s.l.). fev. 1990. pp. 23-.
27. COOK, J.E., "10.000 psi (69 MPa) Concrete". Concrete International: Design and Construction, v. 11, n. 10, Detroit: oct. 1989, pp. 67-75.

28. COOK, J.E.. "Research and Application of High-Strength Concrete Using Class C Fly-Ash". *Concrete International: Design and Construction*, v. 4, n. 7, Detroit: Jul. 1982, pp. 72-80.
29. DA CUNHA, J.C.. "Le Cisaillement de Voiles Plaus en Béton Armé". Paris: ECP/CEBTP, 1985. 355 p. Tese (Doutorado em Mecânica dos Solos/Estruturas) - Centre Experimental de Recherches et d'Etudes du Batiment et des Travaux Publics.
30. DAY, K.W.. "Quality Control of 55 MPa Concrete for Collins Placa Project. Melbourne, Australia". *Concrete International: Design and Construction*, v. 3, n. 3, Detroit: mar. 1981, pp. 17-24.
31. DE LARRARD, F., GORSE, J.-F. e PUCH, C.. "Efficacités comporees de diverses fumées de silice comme additif dans les bétons à hautes performances". *Bull. Haison Labo. P. et Ch.*, n. 168. (s.l.), jul.-ago. 1990. Ref. 3515. p. 97-105.
32. DE STEFANO, A. e SABIA, D.. "Tests up to Failure on HSC Elements Subjected to Bending and Axial Load". In: SESSION PLENIÈRE du C.E.B., 26. 1988, Dubrovnik. *Bulletin d'Information*, 193. Lausanne: CEB. 1989. p. 163.
33. DESAYI, P. e KRISHNAN, S., "Equation for the stress-strain curve of concrete", *ACI Journal*, Proceedings v. 61, n. 3. Detroit: mar. 1964, p. 345-350.

34. ELLEN, P.E.. "Design and Construction Criteria for High Strength Concrete". In: HOLLAND, Ivar. Utilization of High Strength Concrete, proceedings of the symposium in Stavanger. 15-18 june 1987. Trondheim, Tapin, 1987.
35. ELZANATY, A.H., NILSON, A.H. e SLATE, F.O.. "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete". ACI Journal, Proceedings v. 83, n. 2. Detroit: march-apr. 1986. pp. 290-296.
36. EZELDIN, A.S. e BALAGURU, P.N.. "Bond Behavior of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete". ACI Materials Journal. v. 86, n^o 5. Detroit: set.-out. 1989. pp. 515-524.
37. FERRAZ, J.C.F.. "O Concreto de Alta Resistencia e a Estrutura do Museu de Arte de São Paulo Assis Chateaubriand". In: IBRACON, Reunião anual. 1988. (s.l.). Anais... São Paulo: IBRACON. 1988. 8 pp.
38. FOURE, B. Béton a haute resistance - rapport sur les essais de poteaux et de poutre (OG). Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Etudes du Batiment et des Travaux Publics, nov. 1985. 56 p. (Relatório).
39. FOURE, B. Courbes contrainte-deformation resistance sous compression soutenue. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Etudes du Batiment et des Travaux Publics, jul. 1984. 28 p. (Relatório).

40. FOURE, B. Fragilite des elements comprimés en beton H.P. et pourcentages minimaux d'armatures - procès-verbal d'exécution et quelques résultats. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, mai, 1990. 11 p. (Relatório).
41. FOURÉ, B. "Resistance potentielle a long terme du beton soumis a une contrainte soutenue". Annales de l'ITBTP, n. 431. Paris: jan. 1985. Serie Beton 226, p.p. 45-64.
42. FOURE, B. Synthèse sur les propriétés mécaniques des bétons à haute résistance. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, jul. 1988. 40 p. (Relatório).
43. FOURE, B. Synthèse sur les propriétés mécaniques des bétons a hautes performances: compléments (II). Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, nov. 1989. 40 p. (relatório).
44. FOURÉ, B. e BAZELLE, R. Resistance a l'effort tranchant des poutres en beton a hautes performances: etude bibliographique. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, mar. 1991. 62 p. (Relatório).
45. FOURÉ, B. e BRONSART, O. Etude de la résistance du béton THP sous contrainte soutenue. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, mai. 1989. 19 p. (Relatório).

46. FOURE, B. e HOANG, L.H. Resistance a l'effort tranchant des poutres en beton H.P. - procès-verbal de fabrication et d'essai d'un corps d'épreuve. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics. abr. 1991. 11 p. (Relatório).
47. FOURE, B. e HOANG, L.H. Resistance a l'effort tranchant des poutres en beton H.P. - procès-verbal de réalisation de l'essai OHS. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics. jun. 1991. 8 p. (Relatório).
48. FOURE, B. e NORMAND, L. Fragilite des elements comprimés en beton H.P. et pourcentagens minimaux d'armatures. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du bâtiment et des Travaux Publics. fev. 1990. 34 p. (Relatório).
49. FOURE, B., SOUBRET, R. e BRONSART, O. Propriétés mécaniques des bétons à haute résistance. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics. out. 1987. 97 p. (Relatório).
50. GIAMUSSO, S.E.. "Os Aditivos na Tecnologia do Concreto", In: IBRACON, Reunião anual. 1988. (s.l.). Anais... São Paulo: IBRACON, 1988. 14 pp.
51. GJORV, O.E., BAERLAND, T. e RONNING, H.R.. "Abrasion Resistance of High-Strength Concrete Pavements", Concrete International: Design and Construction, v. 12, n. 1. Detroit: jan. 1990. 45-48.

52. GOLDMAN, A. e BENTUR, A., "Bond Effects in High-Strength Silica - Fume Concretes". *ACI Materials Journal*, v. 86, n^o 5. Detroit: set.-out. 1989, pp. 440-447.
53. HELLAND, S. "The Use of High Strength Concrete". In: IBRACON: Reunião anual, 1988. (s.i.). *Anais...* São Paulo: IBRACON, 1988. 23 pp.
54. HERRMANN, E. e CAMERATO, C.R.. "Estudos e Aplicação de Concreto de Alta Resistência com Microsilica no Brasil". In: IBRACON: Reunião Anual, 1988. (s.i.). *Anais...* São Paulo: IBRACON, 1988. 15 pp.
55. "HIGH-STRENGTH Concrete Allows Bigger Loads on Smaller Columns". *ARCHITECTURAL RECORD*, v. 159, n. 7, (s.i.), June 1976. pp. 133-135.
56. HOLLAND, I., "State of the Art of Design Aspects and Research Needs in the Future". In: SESSION PLÉNIÈRE du C.E.B., 26. 1988, Dubrovnik. *Bulletin d'Information*, 193. Lausanne: CEB. 1989. p. 163.
57. IYENGOR, K.T., DESAYI, P. e REDDY, K.M., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders". *Magazine of Concrete Research*, v. 22, n. 72, Londres: Sept. 1970. pp. 173-184.
58. JAKOBSEN, B. "High Strength Concrete in Offshore Concrete Structures". In: SESSION PLÉNIÈRE du C.E.B., 26, 1988, Dubrovnik. *Bulletin d'Information*, 193. Lausanne: CEB, 1989. p. 163.

59. JAMES, R.M., "High-Strength Concrete Does Have Its Problems". *ACI Journal*, Proceedings v. 75, n. 2. Detroit: feb. 1978. p. N8 e N9.
60. KAAR, P.H., HANSON, N.W. e CAPELL, H.T. "Stress-Strain Characteristics of High-Strength Concrete". PCA/RD 051.01D. In: American Concrete Institute. *High-Strength Concrete: Seminar course manual/SCM - 150870*. Detroit. 1987.
61. KABAILA, A., SAENZ, L.P., TULIN, L.G. e GERSTLE, K.H., "Discussion of the paper by DESAYI, P. e KRISHNAN, S. - Equation for the stress-strain curve of concrete". *ACI Journal*. Proceedings v. 61, n. 9. Detroit: set. 1964. p. 1227-1239.
62. KAUFMAN, M.K. e RAMIREZ, J.A., "Re-evaluation of the Ultimate Shear Behavior of High-Strength Concrete Prestressed I-Beams". *ACI Structural Journal*, v. 85, n.^o 3. Detroit: mai-jun. 1988. pp. 295-303.
63. LAFARGE FONDU INTERNATIONAL. *Sols et Revêtements Industriels*. Paris: Laforge Fondu International. (s.d.). 45 p. (Brochure technique).
64. LESLIE, K.E., RAJAGOPAHAM, K.S. e EVERARD, N.J., "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams". *ACI Journal*. Proceedings v. 73, n. 9. Detroit: sept. 1976. pp. 517-521.

65. LEVI, F. e MORRO, P., "Shear Tests up to Failure of Beams Made With Normal and High Strength Concrete". In: SESSION PLÉNIÈRE du C.E.B., 26. 1988. Dubrovnik. Bulletin d'Information, 1983. Lausanne: CEB. 1989. p. 163.
66. L'HERMITE, R., "Experiences et Theories sur la Technologie du Beton: Premiere Partie: Composition, Fabrication e Mise en Oeuvre du Beton", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n. 374. Paris: jul-ago. 1979. pp. 169-191.
67. LONGUET, P. e DELOYE, F.X., "Exploitation des Donnees Apportees par L'Analyse du Beton Durci", Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n. 417. Paris: sept. 1983. pp. 13-31.
68. MAKITRA, E., "Le Beton Paradoxal". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. n. 364. Paris: 1978. pp. 117-130.
69. MARTINEZ, S., NILSON, A.H., e SLATE, F.O., "Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns". ACI Journal, Proceedings v. 81, n. 5. Detroit: sept.-oct. 1984, pp. 431-442.
70. MATHER, B., "Stronger Concrete", Highway Research Record, n. 210. Highway Research Board. (s.l.), 1967, pp. 1-28.

71. MENEZES, N.C. e PASQUIGNON, M.. Betons a lautes performances: effet d'échelle sur le retrait et fluage des bétons HP. Paris: Centre Experimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics, nov. 1990. 18 p. (Relatório).
72. "METHODS of Achieving High-Strength Concrete". ACI Journal. Proceedings v. 64. n. 1. Detroit: jan. 1967. pp. 45-48.
73. MORENO, J.. "225 W. Wacker Drive - The State of the Art of High-Strength Concrete in Chicago". Concrete International: Design and Construction. v. 12. n. 1. Detroit: Jan. 1990. pp. 35-39.
74. MPHONDE, A.G. e FRANTZ, G.C.. "Shear Tests of High - and Low - Strength Concrete Beams Without Stirrups". ACI Journal, Proceedings v. 81. n. 4. Detroit: july-aug. 1984. pp. 350-357.
75. NELSON, E.L., CARRASQUILHO, R.L. e FAWLER, D.W., "Behavior and Failure of High-Strength Concrete Subjected to Biaxial - Cyclic Compression Loading". ACI Materials Journal. v. 85. n. 4. Detroit: jul.-ago 1988. pp. 248-253.
76. NEVILLE, A.M. Properties of Concrete. 3 ed. Londres: Pitman Publishing Limited. 1981. 779 p.

77. NGAB, A.S., SLATE, F.O. e NILSON, A.H., "Microcracking and Time-Dependent Strains in High-Strength Concrete", *ACI Journal, Proceedings* v. 78, n. 4, Detroit: july-aug. 1981, pp. 262-268.
78. NGAB, A.S., SLATE, F.O. e NILSON, A.H., "Shrinkage and Creep of High-Strength Concrete", *ACI Journal, Proceedings* v. 78, n. 4, Detroit: july-aug. 1981, pp. 255-261.
79. NILSON, A.H., "Concreto de Alta Resistência - Desempenho como material e comportamento estrutural". In: *IBRACON: Reunião Anual, 1988. (s.l.) Anais ... São Paulo: IBRACON, 1988. 30 pp.*
80. OKADA, K. e AZIMI, M.A., "Strength and Ductility of Reinforced High-Strength Concrete Beams". *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University*, v. 43, Part. 2, Kyoto: apr. 1981, pp. 304-316.
81. PAGE, K.M., "Pumping High-Strength Concrete on World's Tallest Concrete Building". *Concrete International: Design and Construction*, v. 12, n. 1, Detroit: jan. 1990, pp. 26-28.
82. PARROTT, L.J., "The Production and Properties of High-Strength Concrete". *Concrete*, v. 3, n. 11, Londres: nov. 1969, pp. 443-448.

83. PARROT, L.J., "The Properties of High-Strength Concrete". Cement and Concrete Association, Technical Report, TRA/417. Londres: mai, 1969, pp. 14.
84. PARROT, L.J., "The Selection of Constituents and Proportions for Producing Concrete With a Compressive Strength of 80 to 110 MPa". Cement and Concrete Association. Technical Report TRA-416. Londres: 1969. pp. 12.
85. PAUW, A., "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density", ACI Journal, Proceedings v. 57, n. 6. Detroit: dec. 1960, pp. 679-683.
86. PERENCHIO, W.F. e KLIEGER, P.; "Some Physical Properties of High-Strength Concrete"; PCA/RD 056.01T. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. High-strength concrete: seminar course manual/SCM-15 (87). Detroit: 1987.
87. PICKARD, S.S., "Ruptured Composite Tube Design For Houston's Texas Commerce Tower". Concrete International: Design and Construction, v. 3, n. 7, Detroit: july 1981, pp. 13-19.
88. PINTO, A.A. e ROCHLITZ, R.C., "O Concreto de Alta Resistência do Edifício Trianom - Masp". In: IBRACON. Reunião Anual, 1977. (s.l.). Anais... São Paulo: IBRACON, 1977. 16 pp.

89. POLLET, H.M.. "Réalisation de Bétons a Très Haute Résistance (Supérieure a 1000 kg/cm^2)", Annales Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n. 214, Paris: out 1965, pp. 1425-1426.
90. POWERS, T.C., "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste". J. Amer. Ceramic Soc., v. 41, (s.l.), jan. 1958, pp. 1-6.
91. PRICE, W.H., "Factors Influencing Concrete Strength". ACI Journal, Proceedings v. 47, n. 6, Detroit: fev. 1951, pp. 417-432.
92. RABBAT, B.G. e RUSSEL, H.G., "Optimized Sections for Precast, Prestressed Bridge Girders", Journal, Prestressed Concrete Institute, v. 27, n. 4, (s.l.), july-aug. 1982, pp. 88-104.
93. REINECK, K.H., "Theoretical Considerations and Experimental Evidence on Web Comporison Failure of High-Strength Concrete Beams". In: SESSION PLÉNIÈRE du C.E.B., 26. 1988. Dubrovnik. Bulletin d'Information, 193. Lausanne: CEB, 1989. p. 163.
94. RODRIGUES FILHO, H.C. e SANTOS, M.V., "Tecnologia do Concreto de Alta Resistência: Considerações Gerais e Sucintas". In: IBRACON, Reunião Anual, 1988. (s.l.). Anais... São Paulo: IBRACON, 1988.

95. RONNEBERG, H. e SANDVIK, M.. "High-Strength Concrete For North sea Platforms". *Concrete International: Design and Construction*, v. 12, n. 1, Detroit: jan. 1990, pp. 29-34.
96. ROY, D.M. e GOUDA, G.R.. "High-Strength Generation in Cement Pastes". *Cement and Concrete Research*, v. 3, n. 6, USA: nov.-dec. 1973, pp. 807-820.
97. ROY, D.M. e GOUDA, G.R.. "Porosity - Strength Relation in Cementitious Materials With Very High-Strengths". *J. Amer. Ceramic Soc.*, v. 56, n. 10, (s.l.), out 1973, pp. 549-550.
98. ROY, D.M., GOUDA, G.R. e BOBROWSKY, A.. "Very High Strength Cement Pastes Prepared By Hot Pressing and Other High Pressure Techniques". *Cement and Concrete Research*, v. 2, n. 3, USA: may-june 1972, pp. 349-366.
99. RUSSELL, H.G. e CORLEY, W.G.. "Time-Dependent Behavior of Columns in Water Tower Place"; PCA/RD 052.01B. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *High strength concrete: seminar course manual/SCM-15(87)*. Detroit: 1987
100. SHAH, S.P.. "Fracture Toughness for High-Strength Concrete", *ACI Materials Journal*, v. 87, n. 3, Detroit: mai-jun. 1990, pp. 260-265.

101. SHAH, S.P., GOKOZ, V. e ANSARI, F., "An Experimental Technique for Obtaining Complete Stress-Strain Curves for High-Strength Concrete", *Cement, Concrete and Aggregates*, v. 3. n. 1. (s.l.). Summer 1981. pp. 21-27.
102. SHIN, S.W., GHASH, S.K., e MORENO, J., "Flexural Ductility of Ultra-High-Strength Concrete Members". *ACI Structural Journal*, v. 86. n. 4. Detroit: july-aug. 1989. pp. 394-400.
103. SMADI, M.M., SLATE, F.O. e NILSON, A.H., "High-, Medium-, and Low-Strength Concretes Subject to Sustained Overloads - Strains, Strengths, and Failure Mechanisms". *ACI Journal, Proceedings*, v. 82. n. 5. Detroit: set-out. 1985. pp. 657-664.
104. SMADI, M.M., SLATE, F.O. e NILSON, A.H., "Shrinkage and Creep of High-, Medium-, and Low-Strength Concretes, including Overloads". *ACI Materials Journal*, v. 84. n. 3. Detroit: may-june 1987, pp. 224-234.
105. SWAMY, R.N. e ANAND, K.L., "Structural Behavior of High-Strength Concrete Beams", *Building Science*, v. 9, n. 2. Great Britoun: june 1974. pp. 131-141.
106. "THE World's Tallest Concrete Building - Today and Yesterday", *Concrete Construction*, v. 28. n. 2, (s.l.), feb. 1983, pp. 91-100.

107. THOMAN, W.H. e RAEDER, W., "Ultimate Strength and Modulus of Elasticity of High-Strength Portland Cement Concrete", *ACI Journal*, Proceedings v. 30, n. 3, Detroit: jan-fev. 1934. pp. 231-238.
108. TOGNON, G., URSELLA, P. e COPETTI, G., "Design and Properties of Concretes With Strength Over 1500 Kg/cm²", *ACI Journal*, Proceedings, v. 77, n. 3, Detroit: may-jun. 1980. pp. 171-178.
109. WALTHER, R., "Potentiality of Using High-Strength Concrete in Structures". In: SESSION PLÉNIÈRE du C.E.B., 26. 1988. Dubrovnik. *Bulletin d'Information*, 193, Lausanne: CEB. 1989. p. 163.
110. WANG, P.T., SHAH, S.P. e NAAMAN, A.E., "High Strength Concrete in Ultimate Strength Design", *ASCE Journal of the Structural*, v. 104, ST11, (s.l.), nov. 1978, pp. 1761-1773.
111. WANG, P.T., SHAH, S.P. e NAAMAN, A.E., "Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression", *ACI Journal*, Proceedings v. 75, n. 11, Detroit: nov. 1978, pp. 603-611.
112. WOOLGAR, G. e OATES, D.B., "Fly Ash and the Ready-Mixed Concrete Producer", *Concrete International: Design and Construction*, v. 11, n^o 11, Detroit: nov. 1979, pp. 34-40.

113. YAMANOTE, Y. e KOBAYASHI, M. "Use of Mineral Fines in High-Strength Concrete - Water Requirement and Strength". *Concrete International: Design and Construction*, v. 4. n. 7. Detroit: jul. 1982. pp. 33-40.
114. YOGENDRAN, V., LANGAN, B.W., HOQUE, M.N. e WARD, M.A.. "Silica Fume in High-Strength Concrete". *ACI Materials Journal*, v. 84. n. 2. Detroit: mar-apr. 1987. pp. 124-129.
115. YONG, Y.-K. e SETHI, M.. "Shear Strength of Plain High Strength Concrete Beams With Silica Fume Under Axial Compression". *ACI Materials Journal*, v. 85, n. 2. Detroit: march-apr. 1988, pp. 75-81.
116. ZIA, P., "Review of ACI Code for Design With High-Strength Concrete". *Concrete International: Design and Construction*, v. 5. n. 8. Detroit: ago. 1983. pp. 16-20.