D.A. 06.08.1987

LUIZ SÉRGIO FRANCO
Eng. Civil, Escola Politécnica da U.S.P., 1983

DESEMPENHO ESTRUTURAL DO ELEMENTO PAREDE DE ALVENARIA EMPREGADO NA ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA, QUANDO SUBMETIDO A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da U.S.P. para obtenção do Título de Mestre em Engenharia

Orientador: Prof. Dr. Vahan Agopyan
Professor do Departamento de Engenharia de Construção Civil da E.P.U.S.P.

- São Paulo, 1987 -

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos:

Ao Prof. Dr. Vahan Agopyan pela orientação e apoio durante o trabalho.

Ao Prof. Fernando Henrique Sabbatini pelo incentivo e pela ajuda constante.

Aos Profs. Dr. Francisco R. Landi e Dr. Péricles B. Fusco pelo apoio recebido para a realização da parte experimental deste trabalho.

Aos colegas da Pós-Graduação.

Aos técnicos do Laboratório de Construção Civil e Laboratório de Estruturas da Escola Politécnica da U.S.P. pela dedicação mostrada na realização do programa experimental.

À FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo que através da concessão de uma bolsa de estudos tornou possível a realização deste trabalho.

À Cerâmica Tebas Ltda. e a Prensil S.A. pela doação do material e mão-de-obra empregado na fabricação dos corpos de prova.

à Vera Lúcia, Juliana e aos meus pais Leonor e Alfredo

RESUMO

LUIZ SERGIO FRANCO
(FD 744)

A Alvenaria Estrutural Não Armada vem sendo empregada no Brasil a partir do início da década de 70. Um baixo custo, aliado a uma grande durabilidade e desempenho, fazem com que este método construtivo seja intensivamente utilizado nas construções habitacionais.

O uso deste sistema construtivo está, entretanto, restrito a prédios de baixa altura (até 5 pavimentos), devido à falta de pesquisas, até em aspectos básicos como o desempenho estrutural das paredes. Ao mesmo tempo, as normas estrangeiras sobre o assunto não são aplicáveis para os materiais e mão-de-obra empregados no Brasil.

Neste trabalho, é estudado o desempenho à compressão do elemento parede de alvenaria quando submetido à esforços verticais. Inicialmente, através de pesquisa bibliográfica na qual são apresentados os principais fatores intervenientes no desempenho da parede.

Complementarmente à pesquisa bibliográfica, é desenvolvido trabalho experimental, com corpos de prova de pequenas dimensões (prismas e paredinhas) e corpos de prova em escala natural (paredes), enfatizando-se tanto as propriedades de resistência da alvenaria como as propriedades de deformação. São mostrados resultados e análises, para elementos moldados com blocos cerâmicos, sílico-calcários e para os traços de argamassa mais empregados no Brasil.

ABSTRACT

Unreinforced Load-Bearing Masonry has been used in Brazil since early 70s. It is longely used in housing becouse of its good performance, durability and low cost.

However the use of this building system is still restricted to low-rise buildings (up to 5 floors) due to lack of research in the country even for basic topics such as structural performance of the walls. At the same time, foreign standards in this subject, not suitable for Brazilian materials and manpower are followed.

In this research, the mechanical performance of walls under compressive vertical loads are studied. Initially, in the bibliographical review the main factors which affect the performance of the walls are presented.

The experimental work is carried out with small specimens (prisms and wallets) and also with large ones (walls) emphazing not only the strength but also the deformation properties of the masonry. The results and analysis are done for walls built with Brazilian ceramic and silica-lime blocks and with the most usual mortars.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS ii

RESUMO iv

ABSTRACT v

ÍNDICE vi

NOTAÇÃO x

LISTA DE FIGURAS xii

LISTA DE TABELAS xvii

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 Evolução Histórica 4

2 RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA À COMPRESSÃO 7

2.1 Influência dos componentes constituintes da alvenaria 7

2.1.1 Blocos 7

2.1.1.1 Resistência mecânica 8
2.1.1.2 Perfurações 13
2.1.1.3 Outros fatores 16
2.1.2 Argamassas 18
2.1.2.1 Trabalhabilidade 20
2.1.2.2 Capacidade de retenção de água 21
2.1.2.3 Resistência à compressão 22
2.1.2.4 Resiliência 24

2.2 A interação entre os componentes bloco-argamassa 25
2.2.1 Mecanismo de ruptura 25
2.2.2 Influência das características geométricas dos componentes 32
2.2.3 Influência das características de deformação da alvenaria 34
2.2.4 Influência da aderência 41

2.3 Efeito da mão-de-obra 44

3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA 47

3.1 Redução da capacidade resistente da parede devido à esbeltez e à excentricidade de cargas 48

3.2 Determinação da capacidade de resistente das paredes de Alvenaria Estrutural. 56
3.2.1 Considerações sobre a segurança das paredes. 56
3.2.2 Resistência característica à compressão 59
3.2.2.1 A norma britânica BS 5628 60
3.2.2.2 O código americano "Uniform Building Code - UBC 1979" 61
3.2.2.3 A norma alemã DIN 1053 62
3.2.3 Avaliação da capacidade resistente das paredes 63
3.2.3.1 Altura efetiva e espessura efetiva 63

3.2.3.2 O efeito da esbeltez e excentricidade 65

A norma alemã DIN 1053

3.2.4 Normalização no Brasil 69

4 TRABALHO EXPERIMENTAL 71

4.1 Caracterização dos materiais empregados 72

4.2 Metodologia de ensaio 75

4.2.1 Corpos de prova 75

4.2.2 Máquinas de ensaio 78

4.2.3 Leituras 82

4.2.4 Ensaio 84

5 CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DAS PAREDES DE BLOCOS CERÂMICOS E SÍLICO-CALCÁRIOS ENSAIADAS 88

5.1 Resultados experimentais 89

5.1.1 Paredes cerâmicas e sílico-calcárias 89

5.1.2 Paredinhas Cerâmicas 91

5.2 Valores do módulo de deformação das alvenarias cerâmicas e sílico-calcárias para as argamassas estudadas 92

5.3 Módulo de deformacão das paredinhas de blocos cerâmicos 97

5.4 Comparação entre as características de deformação das paredes e dos materiais constituintes. 99

5.5 Comparação com os valores obtidos da bibliografia 104

5.6 Observação quanto à distribuição de deformações nas paredes 105

5.7 Deformação transversal 107

6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES DE BLOCOS CERÂMICOS E SÍLICO-CALCÁRIOS ENSAIADAS 109

6.1 Resultados experimentais 109
6.1.1 Paredes 109
6.1.2 Paredinhas 114
6.1.3 Prismas 115

6.2 Comparação com os valores obtidos dos modelos teóricos de ruptura 117

6.3 Modo de ruptura das paredes de alvenaria 120

7 COMENTÁRIOS FINAIS 125

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 128

ANEXO 1

ANEXO 2

ANEXO 3

ANEXO 4

NOTAÇÃO(*)

E_b - Módulo de deformação do bloco

E_m - Módulo de deformação da armamassa

ν_b - Coeficiente de Poisson do bloco

ν_m - Coeficiente de Poisson da argamassa

σ_y - Tensão de compressão da alvenaria

α - Relação entre a altura do bloco e a espessura da junta de argamassa

t_b , b , h ,h_b - Altura do bloco

t_m - Espessura da junta de argamassa

β - Relação entre o módulo de deformação do bloco e da argamassa

σ'_{ult}, f'_b , C_o , σ_b - Resistência à compressão dos blocos

σ'_t , f'_{bt}, t_o - Resistência à tração dos blocos

σ_{xb} - Tensão de tração lateral

σ_{ult} , σ_1, σ_{pa}, σ_{ym}- Resistência à compressão da alvenaria

ϕ - Relação entre a resistência à compressão e a tração dos blocos

U_u - Coeficiente de não-uniformidade

f'_j , σ_o- Resistência à compressão da argamassa (confinada)

f'_c - Resistência à compressão da argamassa (sem confinamento)

σ_2 - Tensão de confinamento da argamassa

E_{pa} , E - Módulo de deformação da alvenaria

E_{arg}, E_a - Módulo de deformação da argamassa

E_b - Módulo de deformação do bloco

e_p , e_x - Excentricidade do carregamento vertical

P_o , P - Carga resistente de uma parede

M_k - Momento máximo quando uma carga é aplicada no limite do terço médio da seção

C_σ - Coeficiente de variação da resistência dos materiais

γ - Coeficiente global de segurança

f'_m , β_r , σ_{ym}- Resistência básica à compressão da alvenaria

(*) Foi conservada a notação utilizada nos trabalhos originais

f_m - Resistência à compressão admissível da alvenaria

γ_w , γ_m, - Coeficiente de segurança dos materiais

e_a - Parcela da excentricidade adotada para considerar-se a esbeltez das paredes

e_t - Excentricidade total da parede

h_{ef} - Altura efetiva da parede

t_{ef} - Espessura efetiva da parede

f_k - Resistência à compressão característica da alvenaria

t - Espessura da parede

e_1 - Menor excentricidade no topo ou na base da parede

e_2 - Maior excentricidade no topo ou na base da parede

C_s - Coeficiente de redução da resistência devido à esbeltez

C_e - Coeficiente de redução da resistência devido à excentricidade

A_g - Área bruta da seção transversal

δ - Relação entre a altura do bloco e a altura do bloco mais a espessura da junta de argamassa

LISTA DE FIGURAS

FIG 1- Representação gráfica de fórmulas empíricas para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria (argamassa de resistência 3 N/mm²)(1). 9

FIG 2 - Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência dos tijolos e argamassas segundo THOMAS (13). 10

FIG 3 - Redução da resistência à compressão dos blocos que contém diferentes quantidades de perfurações (25). 15

FIG 4 - Efeito do conteúdo de umidade na fluência da argamassa. 21

FIG 5 - Efeito da diminuição da resistência à compressão da argamassa na resistência à compressão da alvenaria (42). 23

FIG 6 - Mecanismo simplificado de ruptura da alvenaria para cargas verticais. 26

FIG 7 - Tensões no bloco e na argamassa devido a um carregamento de compressão axial (46). 26

FIG 8 - Envoltória teórica de ruptura segundo o modelo de FRANCIS et alii (46). 28

FIG 9 - Teoria de ruptura de HILSDORF (47). 28

FIG 10 - Teoria de ruptura de KOO e HENDRY (10). 31

FIG 11 - Diminuição da resistência à compressão da alvenaria com o aumento da espessura da junta de argamassa para tijolos sólidos e perfurados (46). 33

FIG 12 - Alteração na resistência à compressão da alvenaria em função da relação entre a altura do bloco e a espessura da junta de argamassa (10). 34

FIG 13 - Módulo de deformação da alvenaria em função da resistência dos tijolos (A) e da alvenaria (B) (48). 36

FIG 14 - Valores de módulo de deformação da alvenaria segundo diversos autores (2, 10, 49, 50, 51) plotados em função da resistência dos blocos. 38

FIG 15 - Deformação dos corpos de prova de alvenaria em ensaios de longa duração para diferentes traços de argamassa e níveis de carregamento (50). 40

FIG 16 - Deformação lenta, já descontadas a deformação instantânea, retração e contração térmica (51). 41

FIG 17 - Efeito da altura na carga de ruptura das paredes (61). 49

FIG 18 - Efeito do coeficiente de esbeltez (h/t) na carga de ruptura das paredes (62). 49

FIG 19 - Redução da capacidade de carga das paredes de alvenaria devido à esbeltez (h/t) e a excentricidade de carregamento (e/t) (10). 50

FIG 20 - Pilar bi-articulado de material frágil carregado excentricamente (63). 51

FIG 21(A) - Curvas carga-deformação para colunas carregadas excentricamente (63). 52

FIG 21(B) - Efeito da excentricidade na carga de ruptura (63). 52

FIG 22 - Comparação entre os valores da curva teórica obtida por CHAPMAN e SLATFORD e os experimentais de DAVEY e THOMAS (64). 52

FIG 23 - Diagrama de interação de carga vertical e momento externo aplicado utilizado no "método do momento ampliado" (60, 61, 65, 66, 67). 53

FIG 24 - Ampliação do momento devido à um incremento na excentricidade. 54

FIG 25 - Curvas teóricas do método do momento ampliado e resultados experimentais do STRUCUTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE (68). 55

FIG 26 - Efeito do coeficiente de variação dos esforços resistentes no coeficiente global de segurança para uma mesma probabilidade de ruptura (10^{-6}) (70). 58

FIG 27 - Paredes com seções transversais de formatos especiais. 64

FIG 28 - (A) Excentricidade adotada (e_a); (B) Parcela de excentricidade adotada para considerar-se o efeito da esbeltez (e_a), segundo a norma britânica BS 5628 (11) 65

FIG 29 - Distribuição de tensões admitida pela norma britânica BS 5628 (16) para o cálculo da carga máxima admissível. 66

FIG 30 - Blocos utilizados na pesquisa experimental: (A) bloco cerâmico perfurado de formato 11,5 x 11,3 x 24,0 cm; (B) bloco sílico-calcário perfurado de formato 11,5 x 11,3 x 24,0 cm; (C) bloco sílico-

calcário maciço de formato 14,0 x 11,3 x 24,0 cm. 73

FIG 31 - Esquema do quadro rígido utilizado no ensaio das paredinhas. 78

FIG 32 - Esquema do pórtico utilizado no ensaio dos corpos de prova em escala real (paredes). 79

FIG 33 - Esquema do aparato de transporte dos corpos de prova parede. 81

FIG 34 - Corpos de prova paredinha (A) e parede (B) com o esquema dos pontos de leitura das deformações. 83

FIG 35 - Transporte de uma parede cerâmica. 86

FIG 36 - Posicionamento de uma parede cerâmica. 86

FIG 37 - Ensaio de uma parede cerâmica. 87

FIG 38 - Distribuição de deformações nas seções tranversais de paredes solicitadas por cargas centradas e excêntricas. 90

FIG 39 - (A) e (B) Módulo de deformação das paredes cerâmicas moldadas com quatro traços distintos de argamassa (em valor relativo e absoluto); (C) e (D) Módulo de deformação das paredes sílico-calcárias moldadas com dois traços distintos de argamassa (em valor relativo e absoluto). 95

FIG 40 - Comparação dos valores do módulo de deformação das paredes cerâmicas e sílico-calcárias - valores absolutos (A) e relativos (B). 96

FIG 41 - Valor médio do módulo de deformação das paredinhas cerâmicas em valores absolutos (A) e relativos (B). 98

FIG 42 - Comparação entre os valores do módulo de deformação obtido nos ensaios das paredinhas e das paredes cerâmicas. 99

FIG 43 - Resistência à compressão (valores médios) das paredes cerâmicas em valor absoluto (A) e valor relativo (B). 111

FIG 44 - Comparação entre a diminuição dos valores de resistência à compressão da argamassa e a dimimuição dos valores de resistência à compressão da alvenaria (valores relativos). 112

FIG 45 - Resistência à compressão (valores médios) das paredes sílico-calcárias em valor absoluto (A) e valor relativo (B). 113

FIG 46 - Resistência à compressão (valores médios) das paredinhas cerâmicas em valores absolutos (A) e valores relativos (B). 115

FIG 47 - Resistência à compressão (valores médios) dos prismas cerâmicos em valor absoluto (A) e valor relativo (B). 117

FIG 48 - Ensaio de parede cerâmica - Detalhe da fissuração observada antes da ruptura. 123

FIG 49 - Ensaio de parede cerâmica - Momento da ruptura. 123

FIG 50 - Ensaio de parede silico-calcária - Momento da Ruptura 124

FIG 51 - Ensaio de parede silico-calcária - Detalhe da fissuração observada após a ruptura. 124

LISTA DE TABELAS

TAB 1 - Resistência à compressão dos blocos sílico-calcários fabricados no Brasil (1). 11

TAB 2 - Classificação segundo a resistência mínima na área bruta (ABNT) 12

TAB 3 - Variações dimensionais devidas à variação de temperatura e do conteúdo de umidade dos tijolos e blocos. 17

TAB 4 - Módulo de deformação da alvenaria em função da resistência dos blocos e da alvenaria. 37

TAB 5 - Módulo de DEFORMAção da alvenaria sílico-calcária em função da resistência dos blocos (1). 38

TAB 6 - Resistência à compressão da alvenaria em função do tipo de bloco, suas dimensões e tipo de argamassa (16). 60

TAB 7 - Resistência à compressão básica para a alvenaria não armada de tijolos (71). 61

TAB 8 - Resistência à compressão admissível para carregamento axial (f_m) (71). 61

TAB 9 - Valores básicos de resistência permissível à compressão da alvenaria em (N/mm^2) (72). 62

TAB 10 - Valores teóricos de resistência à compressão da alvenaria (N/mm²) (72). 63

TAB 11 - Tensão máxima permissível da alvenaria em N/mm² 69

TAB 12 - Número de corpos de prova parede moldados para cada traço de argamassa e tipo de bloco 72

TAB 13 - Caracterização dos blocos empregados nos ensaios. 74

TAB 14 - Caracterização das argamassas. 75

TAB 15 - Módulo de deformação das paredes cerâmicas. 93

TAB 16 - Módulo de deformação das paredes sílico-calcárias. 94

TAB 17 - Módulo de deformação das paredinhas cerâmicas (blocos cerâmicos perfurados 11,5x11,3x24,0 cm) 97

TAB 18 - Módulo de deformação do bloco e do conjunto bloco + junta de argamassa obtidos nos ensaios de paredes ceramicas. 100

TAB 19 - Módulo de deformação do bloco e do conjunto bloco + junta de argamassa obtidos nos ensaios de paredes sílico-calcárias. 101

TAB 20 - Módulo de deformação da alvenaria obtido a partir de seus constituintes (bloco e junta de argamassa). 103

TAB 21 - Média do módulo de deformação para o terço superior, médio e inferior das paredes cerâmicas. 105

TAB 22 - Valores do Coeficiente de Poisson para as paredes de blocos cerâmicos e sílico-calcários ensaiadas. 107

TAB 23 - Resistência à compressão das paredes moldadas com blocos cerâmicos. 110

TAB 24 - Resistência à compressão das paredes moldadas com blocos sílico-calcários. 110

TAB 25 - Resistência à compressão das paredinhas (50x62,5x 11,5 cm) moldadas com blocos cerâmicos perfurados (11,5 x 11,3 x 24,0 cm). 114

TAB 26 - Resistência à compressão dos prismas (24,0 x 24,0 x 11,5 cm) moldados com blocos cerâmicos perfurados (11,5 x 11,3 x 24,0 cm). 116

TAB 27 - Valores obtidos do Coeficiente de Não Uniformidade (Uu), segundo o modelo de HILSDORF (47). 119

TAB 28 - Valores de resistência à compressão da alvenaria obtidos a partir do modelo teórico de HENDRY e KHOO (10). 120

TAB 29 - Valor relativo da resistência à compressão a partir da qual observou-se o surgimento de fissuras, e região da parede na qual iniciou-se a ruptura (terço inferior, médio ou superior da altura). 122

1 INTRODUÇÃO

As altas taxas de crescimento da população, ampliadas nas grandes cidades pelas correntes migratórias, resultaram nas últimas décadas em enorme carência no setor habitacional brasileiro. Em razão disso começaram a desenvolver-se programas habitacionais, com o objetivo de construir o maior número possível de unidades habitacionais a um baixo custo.

Tem-se, assim, no Conjunto Habitacional de Itaquera (S.P.) exemplo significativo das tentativas havidas na solução desses problemas. Neste conjunto, pela primeira vez, permitiu-se a utilização indiscriminada de processos inovadores na construção de edifícios habitacionais. Muitos dos processos construtivos aí empregados mostraram a inadequabilidade de seu uso, quer por motivos de ordem econômica, quer pelo baixo desempenho.

A partir daí, passou a existir um quase que absoluto predomínio dos processos construtivos que empregam a Alvenaria Estrutural para edifícios habitacionais de 4 a 5 pavimentos. A Alvenaria Estrutural Não Armada é possivelmente entre estes o que permite as construções de menores custos, e de desempenho satisfatório, sendo preponderantemente empregado em todo o mundo nas construções de edifícios de baixa altura, em países que como o Brasil possuem baixa probabilidade de abalos sísmicos ou furacões de grande intensidade (1).

Este método construtivo ajusta-se à realidade nacional, pois absorve uma grande quantidade de mão-de-obra não

qualificada e não exige uma grande imobilização de capital em equipamentos de alto custo.

Embora, através deste método construtivo, já tenham sido executadas mais de 25.000 unidades habitacionais em prédios de até 12 pavimentos, inexistem ainda estudos em quantidades suficientes que permitam o projeto dos edifícios baseados nas características dos materiais e das metodologias construtivas empregadas no país. Na maioria das vezes, tais projetos norteiam-se por normas estrangeiras, com a adoção, por parte dos calculistas de grandes coeficientes de segurança desconhecidos, e não se explora, desta forma, toda a potencialidade dos materiais, tornando os projetos menos racionais.

Dentro deste quadro, foi elaborado o presente trabalho, tendo por principais objetivos:

a) Adaptar e desenvolver os ensaios de compressão de alvenaria, principalmente o ensaio de corpo de prova em escala natural;

b) Avaliar as características de resistência à compressão axial dos componentes moldados com as unidades mais empregadas na Alvenaria Estrutural Não Armada no Brasil (blocos cerâmicos estruturais e blocos sílico-calcários) e para os traços de argamassa correntemente utilizados em nossas obras;

c) Avaliar as características de deformabilidade das alvenarias citadas acima, de modo a se obterem valores que possam orientar os projetos estruturais.

assim, dar um passo no sentido de reduzir a carência de resultados experimentais para aplicação em projetos e de abrir novos campos de pesquisa nesta área.

Nos capítulos 2 e 3 do presente trabalho, fez-se uma revisão da bibliografia disponível, com enfoque no capítulo 2 do material alvenaria, no que toca aos seus componentes (bloco e junta de argamassa), e procurou-se descrever e analizar os principais fatores intervenientes no desempenho das paredes, e, de forma especial, o desempenho desta, quando submetida à compressão.

No capítulo 3 procura-se analisar a Alvenaria do

ponto de vista do elemento parede, enfocando as principais características deste que influenciam o seu desempenho como estrutura. São objeto deste capítulo também, as formas de avaliação da capacidade resistente do elemento parede, com uma breve revisão das recomendações das principais normas de cálculo.

A partir do capítulo 4, apresenta-se o programa experimental desenvolvido no Laboratório de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, com a preocupação de descrever as metodologias experimentais utilizadas, porque a maioria dos procedimentos não é normalizado no Brasil e tiveram que ser adaptados de normas estrangeiras.

Os resultados ligados às propriedades de deformação das paredes são apresentados no capítulo 5, onde além de serem apontados os valores do módulo de deformação e do coeficiente de Poisson para as combinações de bloco e argamassa estudados, procurou-se correlacionar estas propriedades com as dos materiais constituintes: bloco e argamassa, e ainda comparar os resultados dos valores obtidos nos ensaios com corpos de prova de grandes e pequenas dimensões.

No capítulo 6, é feita a análise dos dados referentes à resistência à compressão da alvenaria, a partir dos resultados dos ensaios de parede (corpos de prova de grandes dimensões) e das paredinhas e prismas (corpos de prova de pequenas dimensões), em que se comparam valores obtidos para cada tipo de ensaio e para cada combinação bloco-argamassa estudada. Procurou-se mostrar ainda a influência de cada um dos elementos constituintes na resistência final da alvenaria e comparar os valores obtidos experimentalmente com os encontrados, através dos modelos teóricos de ruptura. São feitas também, neste capítulo, as observações quanto ao modo de ruptura das paredes.

Um resumo das principais observações feitas, tanto na revisão bibliográfica como no trabalho experimental, é mostrado no capítulo 7.

Com isso acredita-se que o presente trabalho possa propiciar ao meio técnico contribuição para a melhor compreensão e utilização deste método construtivo, já atualmente bastante difundido e empregado no Brasil.

1.1 Evolução Histórica

As construções em alvenaria têm acompanhado o homem ao longo de toda a sua história. Na antiguidade tem-se notícia da utilização de tijolos secados ao sol, nas construções persas e assírias, já a partir de 10.000 A.C., e de tijolos queimados em fornos a 3.000 A.C. (2).

São notáveis os exemplos de realizações em alvenaria da antiguidade, dentre os quais poderíamos citar a Muralha da China, construida entre 300 e 200 A.C. , o Coliseu em Roma cuja construção terminou em 82 D.C., o Panteão que data de 123 D.C. e ainda o Farol de Alexandria, construído em alvenaria de pedra a cerca de 2260 anos e destruído em um terremoto no século XIII. Esta construção apresentava uma altura total que foi estimada em 183 m (3).

Todas as estruturas executadas em alvenaria até o início do século foram, porem, dimensionadas empiricamente, com base nas experiências anteriores dos construtores. Esta prática levava a um superdimensionamento das peças estruturais, tornando-as custosas e com um baixo aproveitamento das potencialidades dos materiais. Um exemplo clássico disto é o edifício "Monadnock Building" construido em Chicago, entre 1889 e 1891 o qual possuía 16 andares. Nesse as paredes, na base do edifício, possuiam uma espessura de 1,8 m (1).

Com o surgimento do aço e do concreto armado em fins do século passado, o emprego da Alvenaria Estrutural foi sendo deixado de lado, e a maior parte dos estudos teóricos e experimentais realizados enfocavam estes novos materiais.

Em 1923 foi publicado pelo sub-secretário do governo da índia, A. Brebner, um trabalho sobre Alvenaria Estrutural com base em estudos teóricos e experimentais, considerado como marco inicial da Alvenaria Estrutural (4).

O ponto de partida da moderna Alvenaria Estrutural Não Armada é, no entanto, mais recente. Considera-se que este seja o dimensionamento em termos racionais e a construção de um edifício de 13 andares (41,4 m de altura) na Basiléia, em 1951, pelo engenheiro suiço Paul Haller, após inúmeras pesquisas

experimentais. Este edifício possuia paredes internas de 15 cm de espessura e externas de 37,5 cm (1).

Na Inglaterra, em 1948, foi elaborada a primeira norma consistente para o cálculo da alvenaria de tijolos (2).

Em 1966 foi publicado nos Estados Unidos o código "Recommended Building Code Requirements for Engineering Brick Masonry", editado pelo SCPI-Structural Clay Products Institute e, neste mesmo ano, foi construída a estrutura mais arrojada até então em Denver, Colorado, utilizando Alvenaria Estrutural Armada.

Atualmente a utilização da Alvenaria Estrutural, armada ou não armada, está amplamente difundida em muitos países como na Inglaterra, França, Alemanha, Bélgica, Holanda, Suiça, Estados Unidos, Canadá, Austrália e União Soviética.

No Brasil, a alvenaria de pedras foi utilizada nas cidades litorâneas em que este material existia em abundância, a partir da colonização do país. Em São Paulo onde não havia disponibilidade de pedras, a metodologia construtiva utilizada nesta época foi a taipa de pilão. E a utilização de tijolos só se tornou popular, a partir do ciclo econômico do café, começando por obras ligadas diretamente ao beneficiamento daquele produto agrícola.

Em 1867, instalou-se em Campinas a primeira olaria mecanizada e com grande produtivadade mensal (Indústria Firmat). A partir de 1886, Ramos de Azevedo construiu edifícios públicos em que o arquiteto se esmera por mostrar toda a potencionalidade da alvenaria. Este foi o método de construção dos palacetes da classe alta, a partir de 1890. Nos anos 30, iniciou-se a utilização intensiva do concreto armado mesmo nas construções de pequena altura, como as residências utilizadas pela classe média (5).

Em 1931, o Instituto de Engenharia de São Paulo designou uma comissão especial para elaborar uma tentativa de especificação dos tijolos de barro cozido, que resultou nas primeiras normas e métodos de ensaio sobre o assunto, publicados a partir da década de 40 (2).

Mais recentemente, iniciou-se a utilização da

Alvenaria Estrutural Armada em que o primeiro exemplo da utilização de tal método construtivo se deu em 1966 no Conjunto Habitacional "Central Parque da Lapa", em São Paulo, com edifícios de 4 pavimentos. Em 1972 construiu-se no mesmo conjunto 4 edifícios de 12 pavimentos.

A primeira construção que utilizou a Alvenaria Estrutural Não Armada, pressupondo a utilização de um cálculo racional, foi o edifício "Jardim Prudência", construído em 1977, em São Paulo, com 9 pavimentos e de paredes resistentes, de alvenaria de blocos sílico-calcários de 24 cm de espessura.

Atualmente é comum a construção de edifícios de até 13 pavimentos em Alvenaria Estrutural, em que, com o material produzido, se pode chegar até 20 pavimentos (1).

Embora amplamente empregada entre nós, não existem ainda no Brasil estudos em número suficiente que forneçam uma base consistente para a criação de uma normalização racional e coerente para o projeto e o emprego da Alvenaria Estrutural. Trata-se, portanto, de campo de pesquisa bastante amplo, cujos frutos podem ser imediatamente absorvidos pelo meio técnico.

2 RESISTÊNCIA DA ALVENARIA ESTRUTURAL NÃO ARMADA À COMPRESSÃO

2.1 Influência dos componentes constituintes da alvenaria

2.1.1 Blocos

Os blocos ou tijolos representam normalmente de 80% a 95% do volume total da alvenaria, sendo elemento determinante de grande parte das características desta, entre outras a resistência a esforços mecânicos, durabilidade, isolamento térmico, isolamento acústico etc.

Neste trabalho, enfocam-se os blocos sílico-calcários e blocos cerâmicos estruturais, pois estes são os dois tipos de blocos mais utilizados na Alvenaria Estrutural Não Armada no Brasil.

O bloco sílico-calcário é produzido com o emprego de areia quartzosa e cal, devidamente proporcionados e homogeneamente misturados, sendo moldado por prensagem e curado por vapor a alta pressão. A moldagem dos blocos cerâmicos pode ser realizada tanto por prensagem ou como por extrusão da massa argilosa, sendo o último método, o empregado no Brasil. A fabricação completa-se com a queima em fornos a temperaturas entre 800 °C a 1100°C durante o período necessário para que alcancem características desejadas. Os métodos de fabricação destes componentes da alvenaria não serão tratados neste estudo, mas são descritos em várias referências (6,7,8 e 9).

Os requisitos funcionais dos blocos ou tijolos que possibilitam construir uma parede eficiente foram listados por SABBATINI (1). São eles: Resistência a esforços mecânicos,

durabilidade frente a agentes agressivos, estabilidade dimensional, precisão dimensional. São relacionados também os que aumentam ao máximo a resistência de aderência, bem como os parâmetros físicos (densidade de massa, massa específica aparente, coeficiente de condutibilidade térmica, absorção total) os quais determinam características da parede como resistência ao fogo, resistência à penetração de chuva; isolamento térmico e isolamento acústico, além dos requisitos de ordem estética.

A seguir, procura-se parametrizar as características dos blocos cerâmicos e blocos sílico-calcários, observadas da literatura consultada, que influem nos requisitos relacionados com a resistência da alvenaria à compressão uniforme.

2.1.1.1 Resistência mecânica

a) Resistência à compressão

A Alvenaria Estrutural Não Armada está preponderantemente submetida a esforços de compressão. Este é o motivo de haver uma concentração de estudos em todo o mundo na resistência à compressão. Como ressalta HENDRY (10), numerosas investigações experimentais têm sido feitas para examinar as variáveis que afetam a resistência da alvenaria, entre as quais as principais são a resistência da argamassa e a dos blocos ou tijolos utilizados.

Conjuntamente aos primeiros trabalhos experimentais, um grande número de dados de resistência à compressão da alvenaria foram acumulados. Ocorreram inúmeras tentativas de correlacionamento destes parâmetros através de fórmulas matemáticas. Algumas destas fórmulas, cada uma diferente da outra, foram sumarizadas por SABBATINI (1) a partir de um estudo bibliográfico feito por SAHLIN (11) e pelo Conseil International du Bâtiment (12) cujas representações gráficas estão sintetizadas na fig. 1. Cada uma destas fórmulas foi obtida através de resultados experimentais particularizados para materiais específicos, características construtivas e geométricas

das paredes, métodos de ensaio, e por isso apresentam resultados imcompatíveis, porém podemos observar que a resistência dos tijolos ou blocos é a grande determinante da resistência da alvenaria.

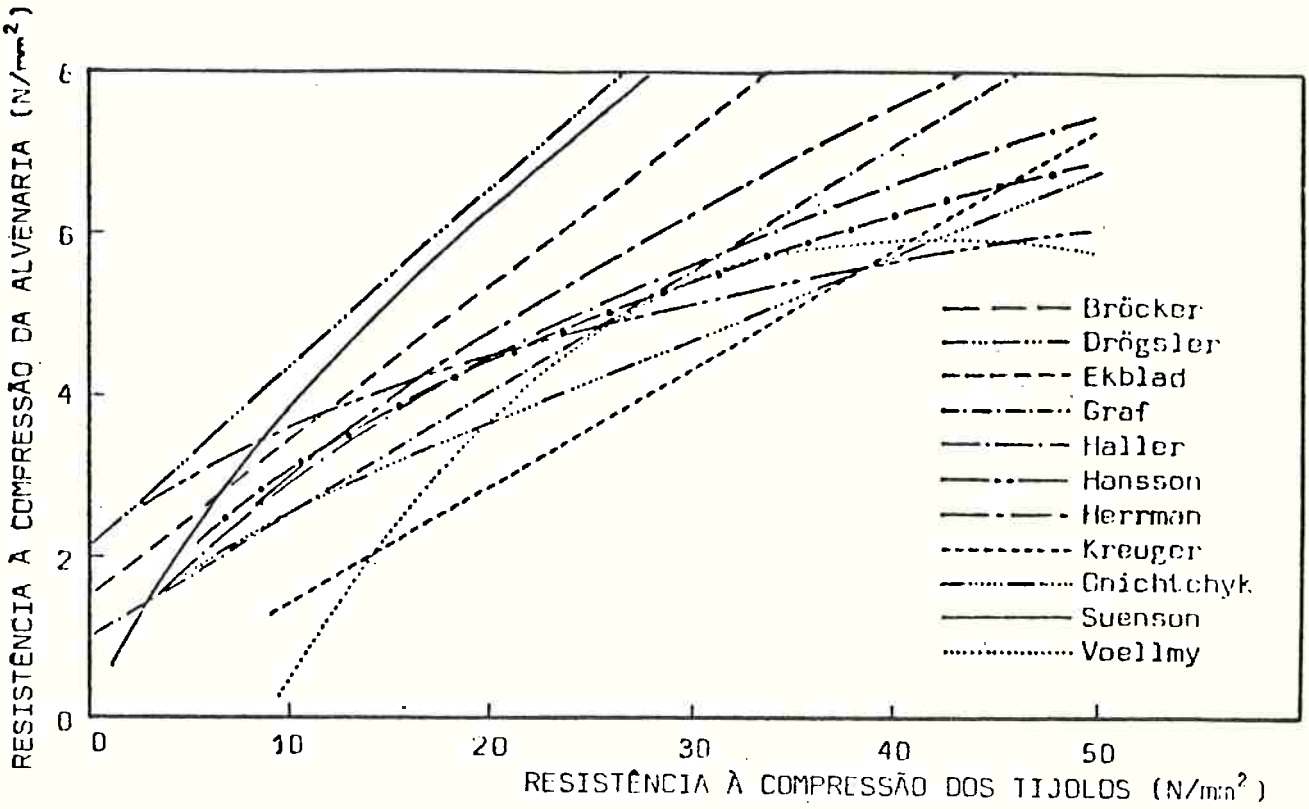


FIG 1- Representação gráfica de fórmulas empíricas para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria (argamassa de resistência 3 N/mm²)(1).

Esta influência é ratificada por uma série de pesquisadores. THOMAS (13) apresenta a curva dos ensaios de resistência à compressão da alvenaria (Fig. 2) para tijolos e argamassas de diferentes resistências, e observa que a resistência da alvenaria aumenta modestamente com o aumento da resistência da argamassa, mas cresce consideravelmente com a resistência dos tijolos.

HENDRY (10) afirma que a resistência da alvenaria aumenta com a resistência do tijolo, porém não linearmente. A resistência da alvenaria é proporcional à raiz quadrada da resistência dos tijolos, desta forma, quando a resistência do

tijolo é duplicada a resistência da alvenaria pode crescer em aproximadamente 40% .Esta conclusão é ratificada em outro estudo por BRADSHAW e HENDRY (14) em pesquisa experimental. DRYSDALE e HAMID (15) chegam a conclusões semelhantes utilizando blocos de concreto.

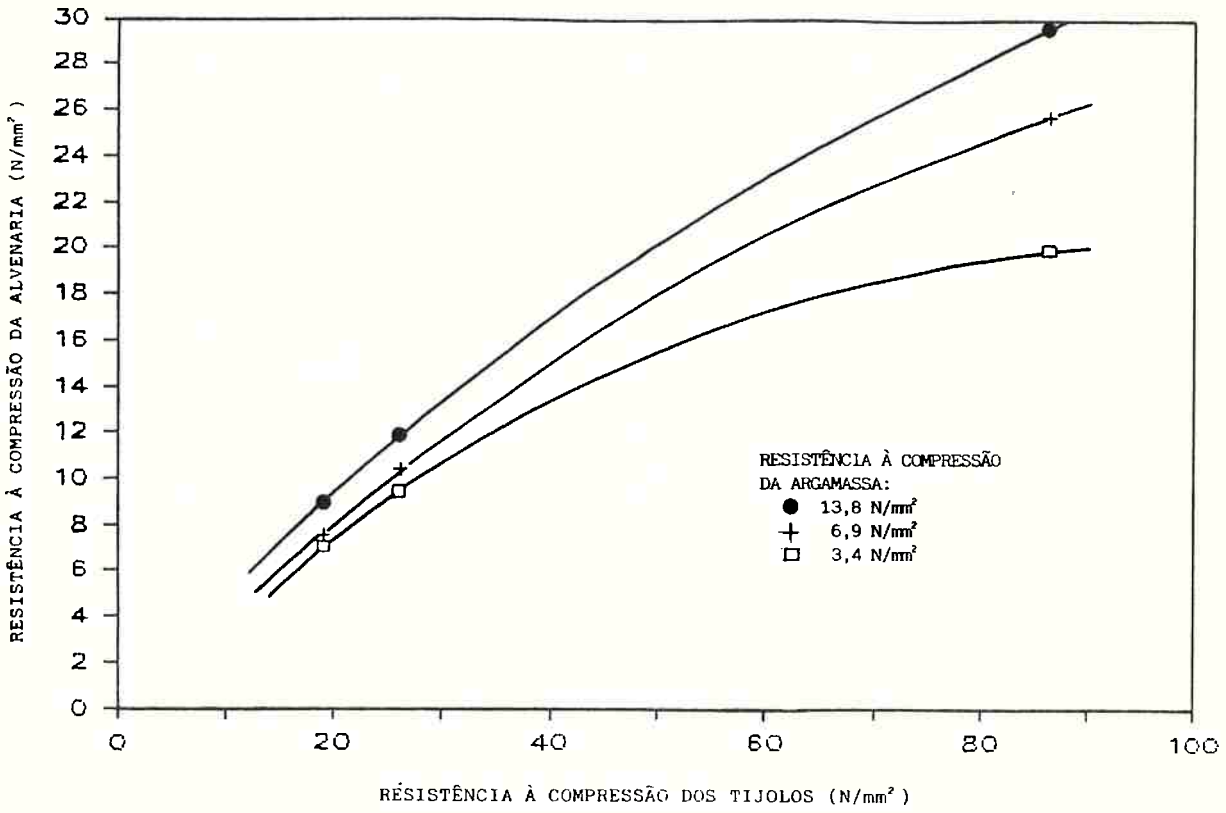


FIG 2 - Resistência à compressão da alvenaria em função da resistência dos tijolos e argamassas segundo THOMAS (13)

Cabe ressaltar que a resistência dos blocos e tijolos é obtida através de ensaios normalizados que todavia não reproduzem o estado de tensão a que fica submetida a alvenaria, mas serve como um índice para a obtenção da resistência de cálculo da alvenaria (10).

Em alguns dos códigos de cálculo da Alvenaria Estrutural, a resistência de cálculo pode ser obtida em função da resistência dos blocos e da argamassa, como no inglês BS 5628:1978 part 1 (16) no qual a resistência à compressão

característica da alvenaria pode ser obtida através da resistência à compressão dos blocos ou tijolos e do tipo de argamassa empregada. Deixaremos para tratar deste assunto em maior profundidade, no capítulo 3.

Os blocos sílico-calcários apresentam internacionalmente valores de resistência à compressão nos seguintes limites: na Inglaterra de 14,0 a 27,5 N/mm²; na Holanda, de 15,0 a 35,0 N/mm²; nos Estados Unidos, de 17,0 a 31,0 N/mm²; na Alemanha Ocidental, de 15,0 a 60,0 N/mm²; na Alemanha Oriental, de 15,0 a 25,0 N/mm² e na União Soviética, de 7,5 a 20,0 N/mm² (1).

No Brasil em 1983, o Prof. F. H. Sabattini realizou ensaios de resistência à compressão em blocos sílico-calcários produzidos pela Prensil, utilizando os métodos inglês BS 187:78 (17) e alemão DIN 106 (18), no Laboratório de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, e os resultados encontram-se sumarizados na Tab. 1 apresentada abaixo.

TAB 1 - Resistência à compressão dos blocos sílico-calcários fabricados no Brasil (1).

TIPO DE BLOCO	DIMENSÕES NOMINAIS (mm)	RESIST. À COMP. (BS 187.78) MÉDIA (N/mm²)	DESV. PADRÃO (N/mm²)	COEF. VAR. (%)	RESIST À COMP. (DIN 106) MÉDIA (N/mm²)	DESV. PADRÃO (N/mm²)	COEF. VAR. (%)
2 DF-80	240 x 115 x 113	8,73	0,95	10,82	11,91	0,95	7,96
2 DF-14	240 x 140 x 113	12,43	0,94	7,55	17,04	1,16	6,80
2 DF	240 x 115 x 113	10,65	1,09	10,30	14,82	1,27	8,93
3 DF	240 x 179 x 113	11,16	1,25	11,23	14,54	2,00	13,74
NF	240 x 115 x 71	18,26	1,35	7,42	17,09	1,51	8,84
NF-perf.	240 x 115 x 71	13,17	0,95	7,18	14,91	0,70	4,71

Outra característica dos blocos sílico-calcários ligada à resistência à compressão é o baixo valor do coeficiente de variação deste ensaio, no Brasil e em outros países, cujo coeficiente de variação é normalmente abaixo de 10%.

Os tijolos e blocos cerâmicos apresentam uma faixa mais ampla de resistência à compessão. SUTHERLAND (19) apresenta

uma faixa entre 21 e 85 N/mm² para a resistência à compressão dos blocos produzidos na Grã-Bretanha. Já a norma deste país classifica os tijolos em termos de resistência à compressão em faixas que variam de 7,0 a 103,5 N/mm².

No Brasil, a norma NBR 7171/85 (20) classifica os blocos, segundo a sua faixa de resistência e finalidade, em cinco classes. Tal classificação é apresentada na Tab. 2.

TAB 2 - Classificação segundo a resistência mínima na área bruta - ABNT

TIPO		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO NA ÁREA BRUTA (N/mm^2)
DE VEDAÇÃO	A	1,5
	B	2,5
PORTANTE	C	4,0
	D	7,0
	E	10,0

Em catálogo promocional, o Sindicato da Indústria Cerâmica para Construção do Estado de São Paulo apresenta valores de resistência à compressão entre 9,3 e 12,5 N/mm² para blocos cerâmicos denominados estruturais e de 9,8 a 20,2 N/mm² para blocos denominados autoportante

No Brasil, emprega-se o termo "portante", originário dos vocábulos franceses, "structure portante", "mur portante", "maçonerie portante", que significam estrutura, parede e alvenaria suporte (ou resistente). Desta forma o termo "portante" (suporte) em francês e portante (que carrega) em portugues possuem significação bem diversa (1). Pela imprecisão do uso dos termos "alvenaria portante" ou "auto-portante" com o sentido de "alvenaria suportante" evitaremos empregar esta nomenclatura neste trabalho, que deve ser abandonada.

Os valores de resistência à compressão dos blocos empregados neste trabalho estão descritos no ítem 4.1 .

b) Resistência à tração

Outro importante fator que influi na resistência à compressão da alvenaria é a resistência à tração dos blocos ou tijolos. Este fato é explicado pelo mecanismo de ruptura da alvenaria. Quando a alvenaria é submetida à compressão axial, a ruptura se dá por fissuração devido a esforços de tração nos blocos ou tijolos, transversais à compressão aplicada (ver ítem 2.2.1).

Alguns pesquisadores procuraram estudar este parâmetro, porém a maioria dos trabalhos tratam do assunto de maneira qualitativa, sendo difícil encontrar relações quantitativas confiáveis. SUTHERLAND (19) afirma que a capacidade de suporte da parede de alvenaria depende da resistência de tração horizontal das unidades (blocos ou tijolos) e da aderência. ANDERSON (21) reitera esta afirmação e acrescenta que é importante a inclusão das propriedades de resistência à tração na especificação dos tijolos.

Estudando alvenaria de blocos de concreto DRYSDALE e HAMID (15) concluem que "uma relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão dos blocos constitui um índice mais confiável da resistência à compressão da alvenaria do que a resistência à compressão dos blocos isoladamente".

Em trabalho experimental em que se utiliza de diversos métodos de avaliação da resistência à tração de tijolos, THOMAS e O'LEARY (22) chegam à conclusão de que "é possivel usar as medidas de resistência à tração indireta (utilizando compressão no sentido transversal) para se avaliar a resistência à compressão das paredes".

2.1.1.2 Perfurações

A inclusão de perfurações nos blocos ou tijolos traz vantagens de manufatura das unidades, especialmente quando o processo empregado na moldagem é a extrusão, e melhora algumas características tecnológicas do material. Entre as facilidades obtidas pelo processo de manufatura poderíamos destacar, além do

aumento de produtividade proporcionado pelo aumento da velocidade de secagem e queima, a ecomomia de energia, devido à menor massa a aquecer para um mesmo volume de blocos e à maior velocidade em que o calor pode se propagar devido à menor espessura das paredes dos blocos. Dentre as melhoras nas características tecnológicas, está a diminuição do peso, que facilita o manuseamento e o transporte, bem como a diminuição do coeficiente de condutividade térmica (23).

De forma geral, considera-se o bloco ou tijolo sólido se este apresentar menos que 25% de área de perfurações em relação à área total de sua seção transversal (Estados Unidos). Já, na Inglaterra, considera-se sólido o tijolo que possuir menos de 25% de volume de perfurações em relação ao volume total do tijolo. Se esta relação ultrapassar 40%, o elemento é então considerado como vazado (França). Na Inglaterra e nos Estados Unidos, tem-se que a área líquida dos blocos vazados (área bruta menos área das perfurações da seção transversal) deva ser maior que 25% da área bruta. No Brasil a norma NBR 8042/1983 (24) considera bloco todo elemento possuidor de perfurações; e tijolos, os elementos maciços, independentemente das suas dimensões e do volume total de perfurações, nomenclatura esta que é conflitante com a empregada pelo meio técnico.

A presença de perfurações nos blocos trouxe preocupações quanto ao comprometimento do desempenho estrutural das paredes. Realmente algumas pesquisas mostraram que em relação ao bloco sólido de mesmo corpo cerâmico, o bloco perfurado apresenta uma resistência à compressão bastante menor. WEISS et alii (25) demonstraram que para tijolos perfurados a diminuição da resistência à compressão está primariamente ligada à diminuição da área transversal efetiva e, secundariamente, ao aparecimento de pontos de concentração de tensões devido às perfurações (Fig. 3). O surgimento de tensões concentradas em blocos perfurados também foi comprovado por WEST et alii (26). É de se lembar que, quando as perfurações são no sentido horizontal, a diminuição da resistência é mais crítica, devido sobretudo à maior diminuição da área efetiva da seção transversal (27).

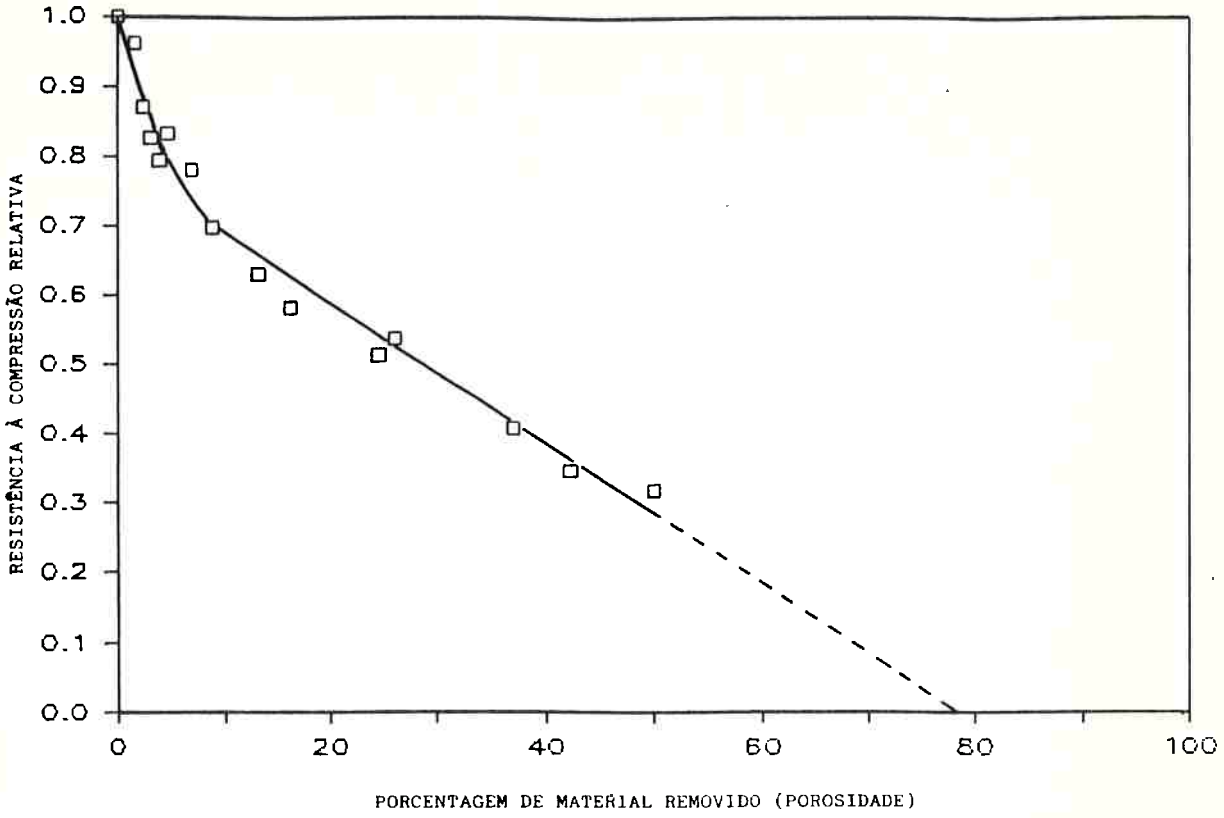


FIG 3 - Redução da resistência à compressão dos blocos que contém diferentes quantidades de perfurações (25).

No entanto em relação ao desempenho das paredes à compressão, a maioria dos autores afirmam que se se compararem blocos sólidos e perfurados de mesma resistência à compressão em relação a área bruta, os seus desempenhos são semelhantes, pois a diminuição de resistência do bloco perfurado já foi levado em conta no ensaio de resistência à compressão do material. Este comportamento é comprovado por WEST et alii (26) que em trabalho experimental, envolvendo ensaio à compressão de mais de 140 paredes, chegam à conclusão de que as relações entre a resistência dos tijolos e a resistência das paredes para tijolos sólidos e perfurados chegam às diferenças de 0% a 2,5% de significância. Desta forma se se utilizar a resistência bruta do bloco e o tipo de argamassa para se chegar a uma resistência de cálculo para alvenaria, não se deve fazer diferenciações, se os

blocos são sólidos ou perfurados.

Para blocos vazados, que possuem grandes volumes de perfurações, as espessuras das paredes das perfurações, bem como as paredes dos blocos tornam-se críticas. Internacionalmente existem normas que especificam as espessuras mínimas de tais dimensões dos blocos, como a norma americana ASTM C 32 "Structural Clay Load-bearing Wall Tile" (28). GOMES (2) observou que em ensaios de paredes e de blocos com grande volume de perfurações, a ruptura inicia-se pelas nervuras ou flanges (paredes internas dos blocos), em contacto com as faces externas dos blocos.

2.1.1.3 Outros fatores

Outros fatores como as dimensões dos blocos em relação à espessura da junta de argamassa, o potencial de aderência, a estabilidade dimensional (mudança de volume devido às alterações de temperatura e do conteúdo de umidade) e a precisão dimensional dos blocos podem influir no comportamento da parede, quando submetida à compressão. Os dois primeiros fatores citados acima serão tratados nos ítens 2.2.2 e 2.2.4 respectivamente.

a) Estabilidade dimensional

Os blocos cerâmicos e sílico-calcários como muitos outros materiais de construção são sujeitos a variações em suas dimensões com a variação da temperatura e do seu conteúdo de umidade. O coeficiente de expansão térmica e de retração na secagem reversível são mostrados por diversos autores (19,29,30) e estão sumarizados na tabela 3.

Em muitos casos estas variações dimensionais levam à perda de aderência e ao conseqüente aparecimento de fissuras na interface bloco-argamassa. Este é um dos mais sérios problemas patológicos das paredes de alvenaria, comprometendo seriamente o seu desempenho como vedação.

Quanto à resistência à compressão, esta parece não

TAB 3 - Variações dimensionais devidas à variação de temperatura e do conteúdo de umidade dos tijolos e blocos.

MATERIAL	COEFICIENTE DE EXPANSÃO TÉRMICA ($C^{-6}x10^{-1}$)	COEFICIENTE DE EXPANSÃO TÉRMICA DA ALVENARIA ($C^{-6}x10^{-1}$)	VARIAÇÃO NAS DIMENSÕES DEVIDAS A VARIAÇÃO DO CONTEUDO DE UMIDADE (%)	VARIAÇÃO NAS DIMENSÕES DEVIDAS A VARIAÇÃO DO CONTEUDO DE UMIDADE DA ALVENARIA (%)
TIJOLO E BLOCO CERAMICO	3 - 6	5 - 8	0,002 - 0,010	0,02 - 0,12
BLOCO SÍLICO CALCÁRIO	11 - 18	8 - 14	0,010 - 0,050	0,01 - 0,05
BLOCO DE CONCRETO	13	6 - 12	0,010 - 0,050	0,02 - 0,06

expansão devido à umidade
retração devido à secagem

ser afetada significativamente pela variação dimensional dos blocos quando se trata de compressão axial (1). No entanto, no caso de compressão excêntrica, a resistência das paredes deve ser afetada, embora os dados disponíveis a este respeito sejam escassos. WATSTEIN E ALLEN (31) realizaram ensaios em paredes, utilizando argamassas normais e argamassas com adição de polímero. As paredes feitas com esta última apresentavam maior resistência à compressão que as feitas com argamassa normal, acentuando-se a diferença, com o aumento da excentricidade. Este aumento na resistência à compressão foi interpretado pelos autores como sendo devido ao aumento da aderência bloco-argamassa. ROSELLO (32) cita em seu trabalho que a resistência das paredes frente às solicitações de cargas excêntricas depende da aderência.

Por não se tratar de característica somente dependente dos blocos, mas da interação dos blocos e da argamassa, a aderência será tratada separadamente no capítulo 2.2.4.

b) Precisão dimensional

Nos países em que os tijolos ou blocos estão normalizados existe uma preocupação quanto à precisão dimensional. Para os blocos cerâmicos a tolerância dimensional pela norma inglesa BS 3921:1974 (33) varia de ± 2,5 a 5,0 mm conforme a dimensão medida, enquanto que a norma americana ASTM C 34-75 (28) estipula uma precisão de ± 3% da dimensão medida para os blocos cerâmicos perfurados e de 1,6 a 4,8 mm para tijolos, conforme a dimensão medida e a classificação do produto. No Brasil, a norma NBR 7171/83 (20) especifica como tolerância de fabricação ± 3 mm para qualquer dimensão dos blocos cerâmicos. Para os blocos sílico-calcários a norma inglesa BS 187.78 (17) fixa ± 2,5 mm de precisão para o comprimento e ± 2 mm para a largura e a altura. E a norma americana ASTM C744-73 (34) especifica que a variação dimensional entre o maior e o menor bloco de cada lote não deve ser maior que ± 1,6 mm para cada dimensão. Já a norma alemã DIN 106 (18) especifica uma tolerância de ± 3 mm para valores isolados e ± 2 mm para valores médios.

A precisão dimensional está ligada à possibilidade de fabricação de uma alvenaria com juntas de dimensões uniformes, especialmente a espessura, e com um maior ou menor potencial de falha da mão-de-obra em relação às características geométricas da parede, além de prenunciar uma maior ou menor variabilidade das outras características dos tijolos ou blocos. A diminuição da resistência da alvenaria, devido à má formação das juntas e à imperfeição da mão-de-obra, será discutida mais detalhadamente no capítulo 2.3. Não são disponíveis trabalhos que relacionem a variabilidade dimensional dos blocos ou tijolos com a diminuição da resistência à compressão da alvenaria.

2.1.2 Argamassas

A argamassa é conceituada como sendo "material composto, plástico, constituído de agregado miúdo inerte e de uma pasta aglomerante. Tem a propriedade de aderir a materiais porosos e de endurecer após certo tempo", e junta de argamassa,

como "componente de formato laminar intercalado entre os tijolos ou blocos que fornece ao conjunto rigidez e coesão, constituindo-se de argamassa endurecida" (1).

A junta de argamassa tem como função unir os blocos ou tijolos da alvenaria de forma que o todo constitua um elemento monolítico, que seja estanque à penetração de água, que distribua por toda a área dos tijolos ou blocos as tensões atuantes na parede e que seja capaz de absorver deformações como as de origem térmica ou as de retração por secagem, distribuindo esta variação volumétrica num número grande de fissuras de modo a não comprometer o comportamento do elemento parede.

Há que se destacar que há uma tendência errônea de se tratar as argamassas para a alvenaria da mesma forma que a argamassa do concreto armado, isto é, otimizando as propriedades de resistência mecânica e esquecendo-se dos outros requisitos necessários à alvenaria.

Segundo DAVISON (35) "a argamassa para a alvenaria e o concreto contém os mesmos ingredientes básicos: aglomerantes, agregado e água. Como resultado, as pessoas tendem a pensar que a argamassa e o concreto desempenham funções similares. Este não é o caso. Na parede de alvenaria a argamassa age como elemento de união das unidades (tijolo, pedra, bloco, etc) que conferem resistência. Concreto, por outro lado, é um material estrutural por si só, ele sozinho confere resistência para satisfazer os requisitos estruturais".

No Brasil não existe normalização para argamassas empregadas na alvenaria estrutural, entretanto pode-se encontrar normas de origem inglesa CP 121 (36), alemã DIN 1053 (37) e americana ASTM C-270 (38), entre outras.

As principais propriedades das argamassas podem ser divididas em dois grupos: propriedades no estado plástico (trabalhabilidade e capacidade de retenção de água) e propriedades no estado endurecido (resistência à compressão, resistência de aderência, resiliência, retração na secagem e durabilidade). Em seguida, serão analisadas as princiais propriedades da argamassa com vista à resistência à compressão da alvenaria.

2.1.2.1 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade pode ser definida como a propriedade dependente conjuntamente da consistência, plasticidade e coesão da argamassa que é caracterizada pelo fácil manuseamento desta pela colher de pedreiro, permitindo uma distribuição fácil e uniforme durante o assentamento, penetrando em todas as reentrâncias da base e permitindo a continuidade destas propriedades até o posicionamento definitivo do bloco, isto é, não se tornando excessivamente rígida em contacto com uma base absorvente (32, 39).

De influência direta na qualidade da alvenaria produzida por influenciar o preenchimento das juntas horizontais e das juntas verticais, bem como a precisão das características geométricas da parede (nível, prumo, espessura das juntas), a trabalhabilidade é característica fundamental, que deve ser tratada com grande importância e cuidado para se evitarem as conseqüências patológicas decorrentes da má formação das juntas, tais como penetração da água de chuva e diminuição da resistência à compressão (ver 2.3).

A trabalhabilidade resulta da capacidade que as partículas da argamassa possuem de deslizarem e rolarem entre si, devido a lubrificação exercida pela pasta e pelo ar incorporado na argamassa. Desta forma os fatores que mais influenciam esta propriedade são:

a) Quantidade de água da argamassa: quanto maior a quantidade de água mais fluida será a argamassa.

b) Quantidade de aglomerantes em relação aos agregados: aumentando-se a quantidade de aglomerantes aumentaremos a trabalhabilidade.

c) Quantidade de cal e forma como é empregada: uma maior quantidade de cal favorece a plasticidade sendo que a cal em pasta (resultante da extinção da cal em água) é superior ao leite de cal (solução de cal hidratada em água) que por sua vez é superior à cal hidratada em pó.

d) Granulometria e forma dos grãos do agregado utilizado:

quanto menor o módulo de finura e mais contínua for a granulometria melhor é a trabalhabilidade, por outro lado quanto maior o teor de grãos angulosos pior é a trabalhabilidade.

2.1.2.2 Capacidade de retenção de água

A água na argamassa desenvolve duas fuções: é responsável pela hidratação do cimento que confere o endurecimento da argamassa e pela lubrificação entre os grãos que confere as características de trabalhabilidade. Quando a argamassa é colocada em contacto com materiais com elevado poder de sucção (blocos, tijolos), ocorre a perda de água pela argamassa para o tijolo, comprometendo por vezes as funções designadas acima. A capacidade da argamassa de não perder água quando em contacto com materiais de elevado poder de sucção é denominada de retenção de água.

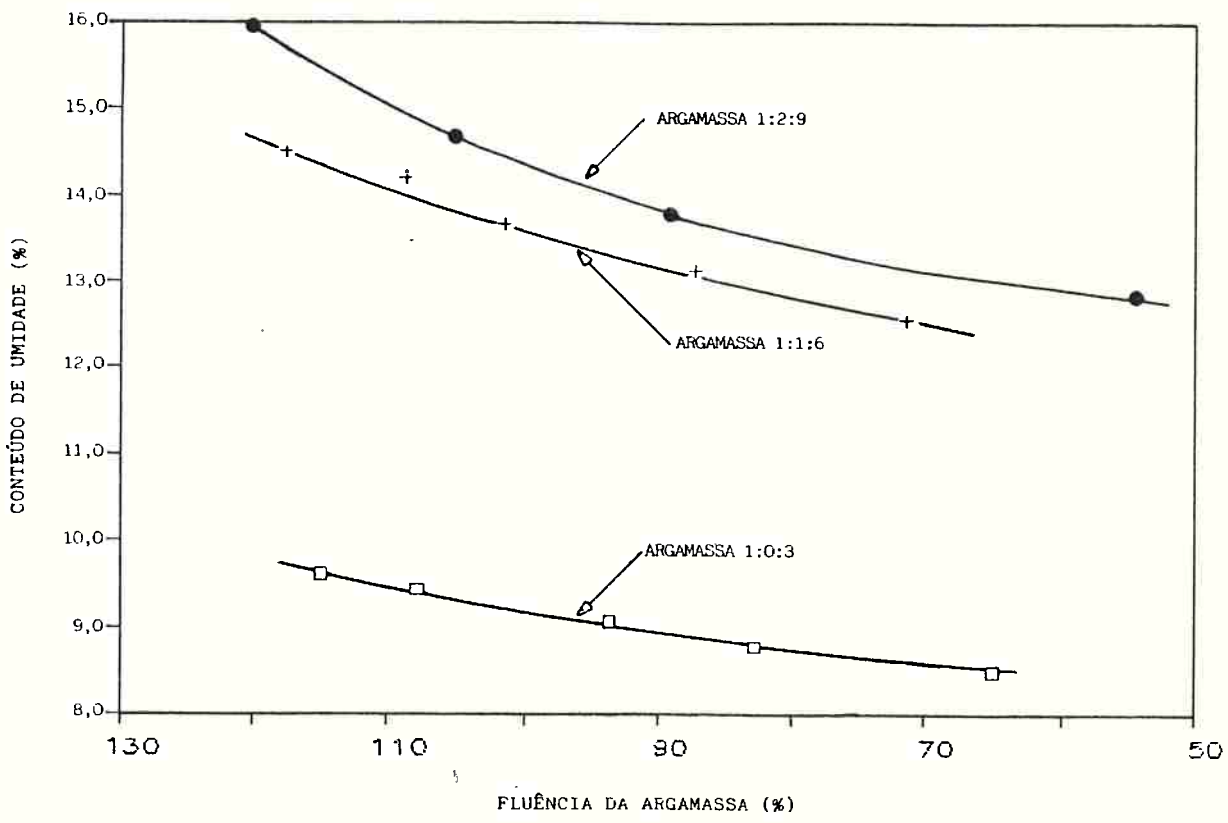


FIG 4 - Efeito do conteúdo de umidade na fluência da argamassas.

Existe uma forte convergência entre a retenção de água e a trabalhabilidade. DAVISON (40) mostra que a perda de relativamente pequenas quantidades de água, resulta numa significante queda no valor da fluência da argamassa e também da plasticidade uma vez que quanto menor é a fluência, menor é a plasticidade. Esta diminuição é mostrada na Fig. 4.

A capacidade de retenção de água de uma argamassa está intimamente ligada com a superfície específica dos componentes desta argamassa. Desta forma o método mais eficiente para se aumentar a retenção de água é aumentar a proporção de cal utilizada em relação ao cimento, uma vez que esta possui uma superfície específica muito maior que o cimento.

A perda de água da argamassa pode ser responsável pela perda de aderência ou pela diminuição da aderência na interface junta de argamassa-bloco, pois influencia negativamente diversos fatores intervenientes nesta: a perda de água prejudica a hidratação do cimento diminuindo a resistência e a aderência; torna a argamassa mais rígida quando endurecida, diminuindo a sua capacidade de absorver deformações; aumenta a umidade dos blocos aumentando o potencial de retração na secagem.

Os problemas causados por uma argamassa com deficiência na sua capacidade de retenção de água podem comprometer o desempenho da parede, em relação à penetração de água de chuva, em relação a diminuição da durabilidade, devido a perda da aderência; em relação à diminuição da resistência à compressão, devido à diminuição da durabilidade aliada a influência negativa exercida sobre as características ligadas à qualidade da mão-de-obra, e em relação à diminuição da resistência a esforços de tração e cisalhamento, devidos à diminuição da aderência.

2.1.2.3 Resistência à compressão

O elemento que é responsável pela maior parcela de resistência da argamassa é o cimento portland. Desta forma a resistência à compressão da argamassa está diretamente condicionada entre outros fatores, com a proporção de cimento

nela empregada.

A resistência à compressão da argamassa pouco influencia a resistência à compressão da alvenaria.

ANDREWS (41) cita que "mesmo quando se requer a maior resistência à compressão possível da alvenaria, não é necessário obter-se pelo uso de uma argamassa resistente". DAVISON (35) diz ainda que "Talvez por causa da confusão entre argamassa e concreto, a importância da resistência à compressão da argamassa é muito enfatizada. A resistência de aderência é mais importante, como é a boa trabalhabilidade e capacidade de retenção de água, as quais são requisitos para a máxima aderência".

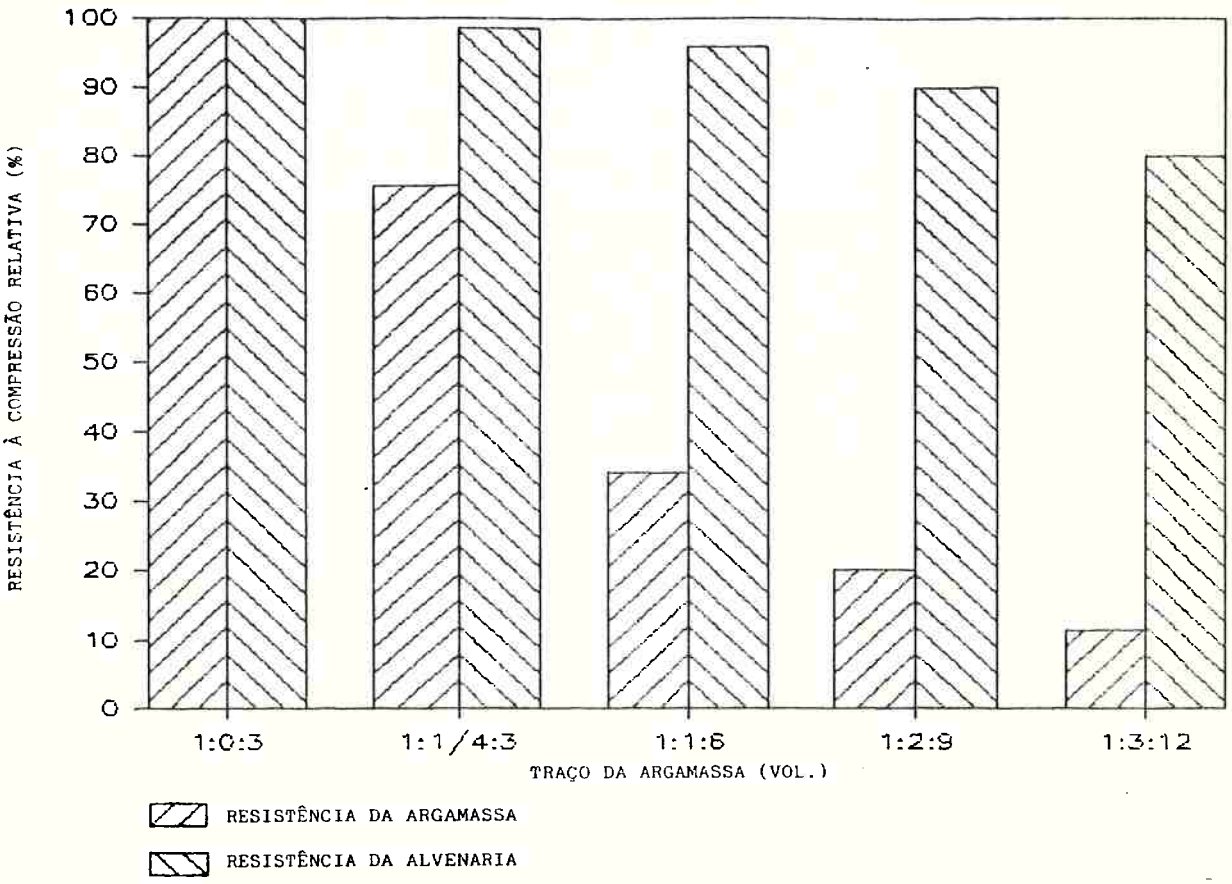


FIG 5 - Efeito da diminuição da resistência à compressão da argamassa na resistência à compressão da alvenaria (42).

A diminuição da resistência à compressão da alvenaria com a diminuição da resistência da argamassa foi mostrada pelo BRS (42) e é apresentada na Fig. 5, de onde

se pode observar que, com a gradual diminuição da quantidade de cimento na argamassa, ocorre uma drástica diminuição na resistência à compressão da argamassa, mas uma pequena influência na resistência da alvenaria. O próprio BRS (43) afirma que o princípio para a escolha de uma determinada argamassa é que esta não contenha mais cimento que o necessário para dar a resistência adequada à alvenaria.

A aparente pouca influência que a argamassa exerce na resistência à compressão da alvenaria explica-se pelo estado multi-axial de tensão ao qual a argamassa está submetida, causada pela retenção da deformação lateral da argamassa da junta pelos blocos (ver ítem 2.2.1).

O ensaio de resistência à compressão da argamassa continua sendo utilizado por ser simples e servir de controle de qualidade da argamassa produzida. Segundo DAVISON (35) "O ensaio é simples, os resultados reprodutíveis, e, através dos anos, os engenheiros tem aprendido a referir-se à resistência à compressão como uma qualidade desejável da argamassa".

2.1.2.4 Resiliência

SABBATINI (1) faz uma extensão do conceito clássico de resiliência ou "elasticidade" como sendo a capacidade que a argamassa possui de se acomodar às variações volumétricas e às deformações sem apresentar ruptura. A ruptura ocorre sob a forma de fissuras microscópicas ou capilares não prejudiciais.

De certa forma os fatores que influenciam a resiliência de uma argamassa são os mesmos que influenciam, de forma contrária, a sua resistência à compressão. Desta forma o fator preponderante da resiliência da argamassa é a quantidade de cimento portland que esta possui. A substituição do cimento portland pela cal leva as argamassas gradativamente menos rígidas e, portanto, capazes de absorverem melhor as deformações. Outros fatores como a granulometria da areia, a relação água-cimento e as condições de cura influenciam a resiliência de uma argamassa.

HEDSTRON (44) cita que as orientações provenientes dos trabalhos europeus indicam que é desejável uma argamassa

fraca, entendendo como argamassa fraca aquela que possui baixo módulo de deformação e permite a movimentação dos blocos sem fissuração. ANDREWS (41) afirma que o uso de argamassas pouco rígidas que permitam pequenos movimentos podem oferecer algumas vantagens em relação à resistência a penetração da chuva.

Esta tendência é também confirmada por trabalhos do Building Research Station (39, 43, 45) que afimam que "na prática a fissuração da alvenaria raramente é devida às cargas diretamente aplicadas. Usualmente ela é resultado de movimentos diferenciais entre as várias partes da estrutura, causados por recalque da fundação ou por movimentos térmicos e de retração. Uma argamassa desnecessariamente forte tende a concentrar os efeitos de qualquer deformação diferencial em um pequeno número de fissuras com grande abertura. Uma argamassa fraca acomoda-se a pequenos movimentos, e qualquer fissura tende a distribuir-se por fissuras capilares nas juntas, que são imperceptíveis".

O uso de argamassas muito rígidas, portanto, implica em maior possibilidade de fissuração não distribuída em micro-fissuras e no conseqüente comprometimento da parede de alvenaria com relação à estanqueidade, durabilidade e aos aspéctos psicológicos relativos à segurança estrutural.

Como a resiliência da argamassa e a resistência são parâmetros geralmente antagônicos, deve-se ter em mente sempre um compromisso destas propriedades, quando da utilização de uma argamassa.

2.2 A interação entre os componentes bloco-argamassa

2.2.1 Mecanismo de ruptura

O modo de ruptura da alvenaria, quando submetida à compressão uniforme axial, é universalmente conhecido. Caracteriza-se pelo desenvolvimento de fissuras de tração paralelas ao eixo do carregamento. A argamassa, por ser geralmente menos rígida que os tijolos (ou blocos), tende a deformar-se transversalmente, quando submetida à compressão (Fig.

6). O movimento da argamassa é restringido pelos tijolos (ou blocos) que ficam submetidos à tensão de tração lateral, levando-os inicialmente à fissuração e finalmente à ruptura (19).

Alguns modelos matemáticos foram desenvolvidos para explicar este mecanismo. Estes modelos foram descritos e sumarizados por alguns pesquisadores (1, 2, 10). A seguir, procurar-se-á destacar alguns aspectos interessantes destes modelos.

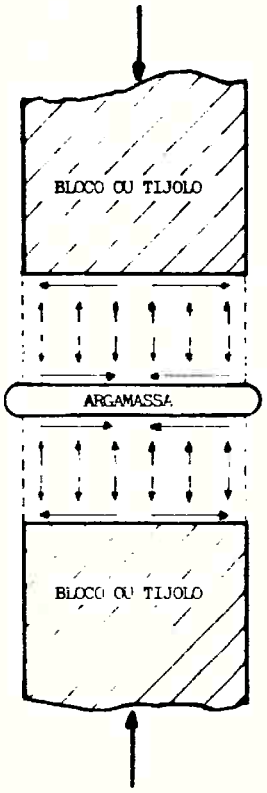


FIG 6 - Mecanismo simplificado de ruptura da alvenaria para cargas verticais.

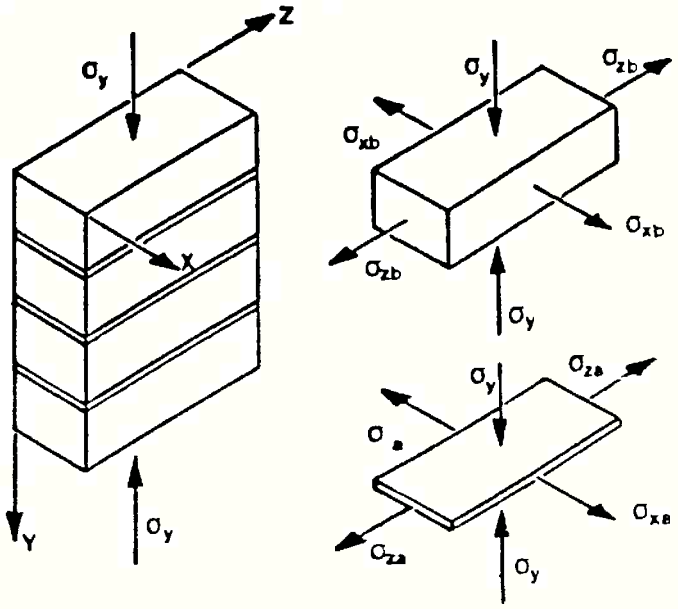


FIG 7 - Tensões no bloco e na argamassa devido a um carregamento de compressão axial (46).

FRANCIS, HORMAN E JERRENS (46) desenvolveram um modelo elástico para a ruptura de prismas de alvenaria que supõe tensões de tração lateral nos blocos e compressão na argamassa,

quando o conjunto está submetido à compressão axial (Fig. 7).

Utilizando parâmetros elásticos da argamassa e do bloco (E_b, ν_b, E_m, ν_m - módulo de deformação e coeficiente de Poisson do bloco e da argamassa respectivamente) e equações de equilíbrio chegam a seguinte relação para a tensão de tração lateral dos blocos (σ_{xb} e σ_{zb}).

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = \frac{\sigma_y(\beta\nu_m - \nu_b)}{1+\alpha\beta-\nu_b-\alpha\beta\nu_m}$$

onde: σ_y = tensão de compressão do conjunto

α = t_b/t_m - relação entre a espessura do bloco e a espessura da argamassa

β = E_b/E_m

A partir daí, propõe uma envoltória linear para a ruptura (Fig. 8), cujos dois extremos são a resistência à compressão axial dos blocos sem tensões laterais σ'_{ult} (ponto B), e a resistência à tração lateral dos blocos sem esforços de compressão σ'_t (ponto A). Para um dado valor de tração lateral, portanto, a resistência à compressão será σ_{ult} . Escrevendo-se matematicamente esta envoltória, chega-se à fórmula final:

$$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma'_{ult}} = \frac{1}{1 + \dfrac{\phi(\beta\nu_m-\nu_b)}{\alpha\beta(1-\nu_m)}} \qquad \phi = \frac{\sigma'_{ult}}{\sigma'_t}$$

No trabalho original (46) os resultados teóricos mostraram razoável aproximação com os resultados obtidos em seu programa experimental. HENDRY (10), entretanto, afirma que discrepâncias entre a teoria e a prática surgem na estimação dos parâmetros ϕ , dos coeficientes de Poisson e da suposição do comportamento elástico dos materiais perto da ruptura, por ser um critério desenvolvido para um prisma de alvenaria e não ser aplicável a uma alvenaria com amarração. A estes ainda poderíamos

acrescentar a crítica quanto à adoção de uma envoltória de ruptura linear.

Uma outra teoria para a resistência da alvenaria foi proposta por HILSDORF (47).

Esta teoria assume como hipótese a existência de uma relação linear entre a resistência à tração lateral dos blocos tensão de compressão, como sendo igual a resistência à compressão média da alvenaria multiplicado por um fator de não uniformidade (U_u).

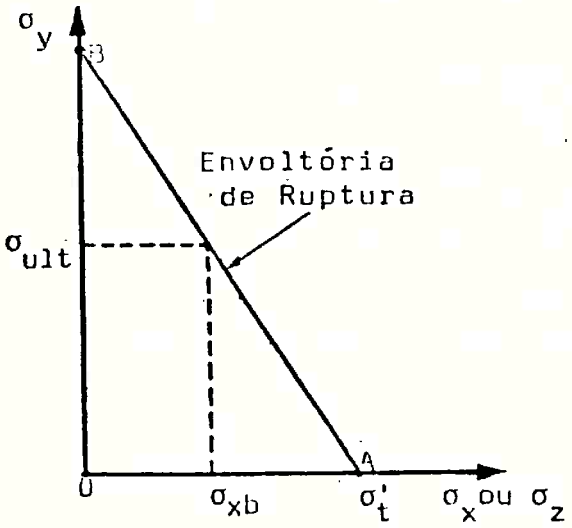


FIG 8 - Envoltória teórica de ruptura segundo o modelo de FRANCIS et alii (46).

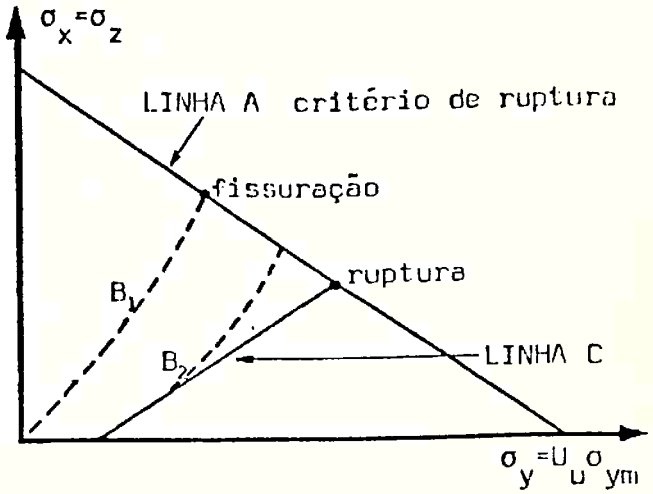


FIG 9 - Teoria de ruptura de HILSDORF (47).

Propõe uma envoltória linear (Fig. 9). Quando uma compressão externa é aplicada à alvenaria, desenvolve-se internamente um estado de tensão como o representado pela curva B1. Quando esta curva intercepta a envoltória (linha A), uma fissura local é formada. Com o aumento do carregamento mais fissuras locais irão aparecer; mas a ruptura geral não ocorrerá até que os tijolos não possam mais prover a restrição biaxial necessária para prevenir a ruptura da argamassa, ou o estado multiaxial de tensões desenvolvido no tijolo exceder sua resistência à ação combinada das tensões atuantes. Este estado irá ocorrer, quando a linha que define a resistência triaxial da

argamassa (linha C) interceptar a envoltória.

Utilizando uma correlação entre a resistência à compressão com e sem confinamento (f_j' e f_c' respectivamente) e a tensão de confinamento para a argamassa (σ_2), relação esta obtida originariamente para o concreto ($f_j' = f_c' + 4{,}1\sigma_2$), bem como equações de equilíbrio, chega à seguinte expressão para o ponto de ruptura.

$$\sigma_{ym} = \frac{f_b'}{U_u}\left(\frac{f_{bt}' + \alpha f_j}{f_{bt}' + \alpha f_b'}\right)$$

onde: f_b' e f_{bt}' são as resistências à compressão e à tração do bloco respectivamente

f_j é a resistência à compressão da argamassa

$\alpha = j/4{,}1b$

j - espessura da junta de argamassa

b - altura do bloco

U_u - coeficiente de não uniformidade

O coeficiente de não uniformidade é uma variável que depende de diversos parâmetros como a espessura da junta, tipo e resistência da argamassa, tipo e perfurações dos tijolos e tipo de amarração da alvenaria. HILSDORF (47) apontava uma margem de erro da ordem de 20% entre os valores experimentais e os teóricos.

KOO e HENDRY (10) desenvolveram uma teoria a partir da mesma hipótese de HILSDORF de que o bloco se encontra num estado biaxial de tração-compressão e a argamassa num estado triaxial de compressão, quando a alvenaria é carregada à compressão centrada uniforme. Estes pesquisadores, entretanto, estabeleceram experimentalmente a envoltória biaxial de compressão-tração para os tijolos, notando uma redução mais drástica na resistência à compressão dos tijolos pela presença de uma força transversal de tração do que a relação linear idealizada por HILSDORF. Determinaram experimentalmente também o efeito do confinamento lateral na resistência à compressão da

argamassa e obtiveram um aumento na resistência à compressão menor do que o do concreto, como assumia HILSDORF.

A partir destes dados experimentais, eles puderam plotar num mesmo gráfico a envoltória de resistência do bloco e a resistência à compressão na argamassa (Fig. 10). A ruptura se dá na intersecção entre a envoltória do bloco e a curva representativa da resistência da argamassa. Calculando-se analiticamente esta intersecção, obtem-se a seguinte relação:

$$(0,9968t_0+0,1620\alpha\sigma_0) - \left[2,064t_0\left(\frac{1}{C_0}\right)+0,1126\alpha\right]\sigma_1 +$$

$$+\left[1,2781t_0\left(\frac{1}{C_0}\right)^2-0,0529\alpha\left(\frac{1}{\sigma_0}\right)\right]\sigma_1^2 - \left[0,2487t_0\left(\frac{1}{C_0}\right)^3-0,0018\alpha\left(\frac{1}{\sigma_0}\right)^2\right]\sigma_1^3=0$$

onde: t_o - resistência à tração dos tijolos sem compressão
α - j/h - relação entre a espessura da junta j pela altura do bloco h.
σ_o - resistência à compressão uniaxial da argamassa
C_o - resistência à compressão uniaxial do bloco
σ_1 - resistência à compressão do prisma de alvenaria.

Segundo seus autores, os resultados calculados a partir desta teoria apresentam uma boa correlação com os resultados experimentais.

Os modelos matemáticos discutidos acima são de pouca aplicação prática, pois envolvem a obtenção de parâmetros que geralmente apresentam grande dispersão de resultados como é o caso da resistência à tração dos blocos, ou parâmetros de difícil obtenção experimental como o coeficiente de Poisson dos blocos e das argamassas, ou ainda parâmetros como o coeficiente de não uniformidade que depende de vários fatores como a espessura da junta de argamassa, tipo e resistências das argamassas e dos blocos, perfurações dos blocos e qualidade da mão de obra. Estas teorias são só válidas quando a deformação lateral das argamassas é maior que a dos blocos . Deve-se finalmente lembrar que tais

modelos foram desenvolvidos para a obtenção da resistência à compressão de um prisma de alvenaria, que se comporta diferentemente da parede de alvenaria.

Apesar de suas deficiências estes modelos são úteis para esclarecerem o mecanismo de ruptura e apontarem os principais fatores intervinientes na resistência à compressão da alvenaria.

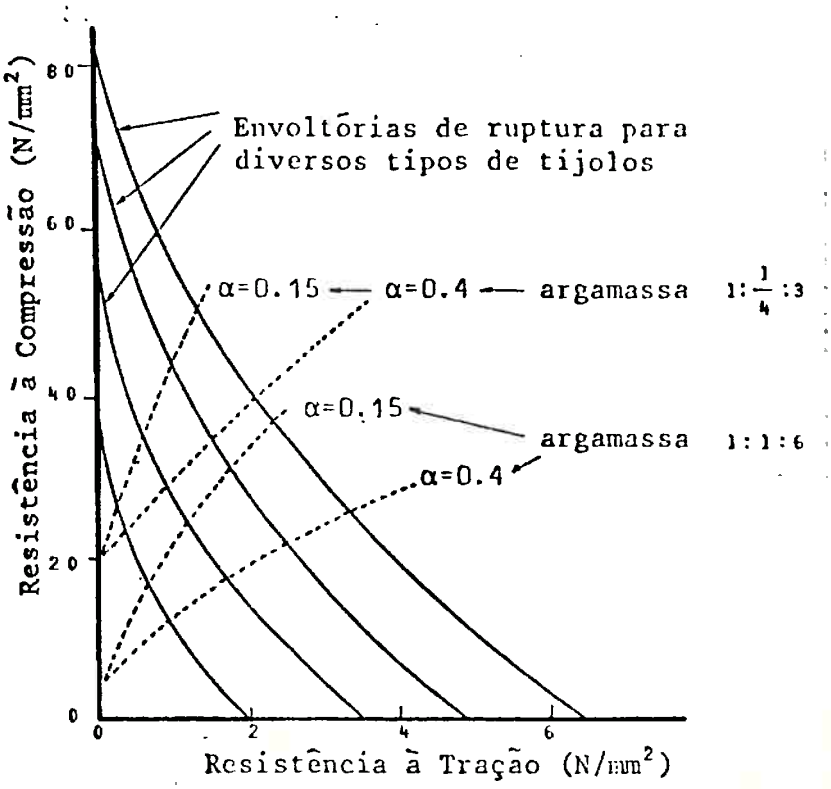


FIG 10 - Teoria de ruptura de KOO e HENDRY (10).

SABBATINI (1) aponta as seguintes conclusões, da observação de tais modelos:

i) O aumento da espessura da junta diminui a resistência da alvenaria. Com o aumento da espessura da junta aumenta a deformação da argamassa e, consequentemente, o diferencial de deformação em relação ao tijolo, o que ocasiona um aumento nas tensões neste, e portanto uma diminuição na resistência da alvenaria.

ii) Quanto maior a relação entre a altura do tijolo e a espessura da junta, maior a resistência da alvenaria. Explicação

semelhante à anterior.

iii) Quanto maior a resistência à tração dos tijolos maior a resistência à compressão da alvenaria.

iv) Para otimizar a resistência à compressão da alvenaria deve-se empregar tijolos com pouca variação dimensional (evita pontos de concentração de tensões e permite juntas mais constantes e mais finas), sem fissuras (implica em menor resistência à tração), e com perfurações de menor diâmetro possível (grandes furos aumentam o potencial de deformação da argamassa e do bloco), argamassa de pequena deformabilidade transversal que induzem menores tensões de tração nos blocos.

2.2.2 Influência das características geométricas dos componentes

Da observação dos modelos de ruptura da alvenaria (ver capítulo 2.2.1) podemos notar que as características geométricas dos componentes da alvenaria exercem grande influência na sua resistência à compressão, sobretudo a relação da altura dos blocos ou tijolos pela espessura da junta de argamassa.

Como foi visto no ítem anterior, o aumento da espessura da junta de argamassa e a diminuição da altura dos blocos diminuem a resistência da alvenaria.

A influência destas variáveis foi objeto da preocupação de diversos autores. SAHLIN (11) assume um decréscimo na resistência à compressão de 15% para cada 0,3 cm de aumento da espessura da junta.

SUTHERLAND (19) classifica o efeito da espessura da junta de argamassa como "razoavelmente crítico". Acrescenta ainda que com a utilização de tijolos e de uma junta de 17 mm no lugar de uma junta de 10 mm ocorre uma redução na resistência da alvenaria de 30% . Com tijolos com faces aplainadas, sem argamassa, a resistência da parede chega próxima à resistência do tijolo.

Os resultados experimentais de FRANCIS et alii (46) são apresentados na Fig. 11 e mostram claramente a diminuição da resistência da alvenaria com o aumento da espessura das juntas. Estes autores relembram ainda em seu trabalho o importante papel das juntas na distribuição das tensões por toda a área resistente dos blocos. Outro interessante aspecto mostrado é que a diminuição da resistência, quando se aumenta a junta, é mais sentida quando se utilizam blocos perfurados. Isto está ligado certamente à menor resistência à tração lateral destes blocos em relação aos maciços.

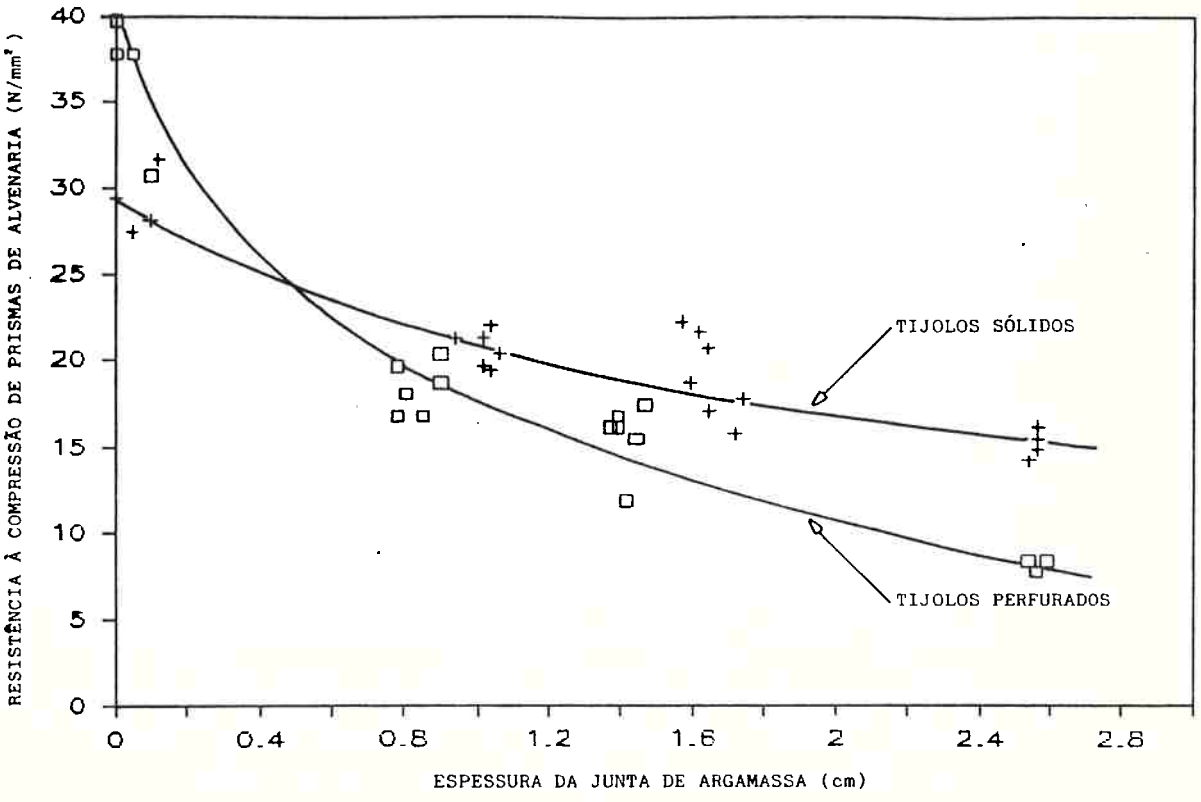


FIG 11 - Diminuição da resistência à compressão da alvenaria com o aumento da espessura da junta de argamassa para tijolos sólidos e perfurados (46).

O efeito da altura da junta é também mostrado na Fig. 12 (10). Quando por exemplo passamos de tijolos de 57 mm de altura e junta de espessura 9,5 mm para blocos de 100 mm mantendo constante a espessura da junta de argamassa, a resistência da

alvenaria cresce cerca de 25%.

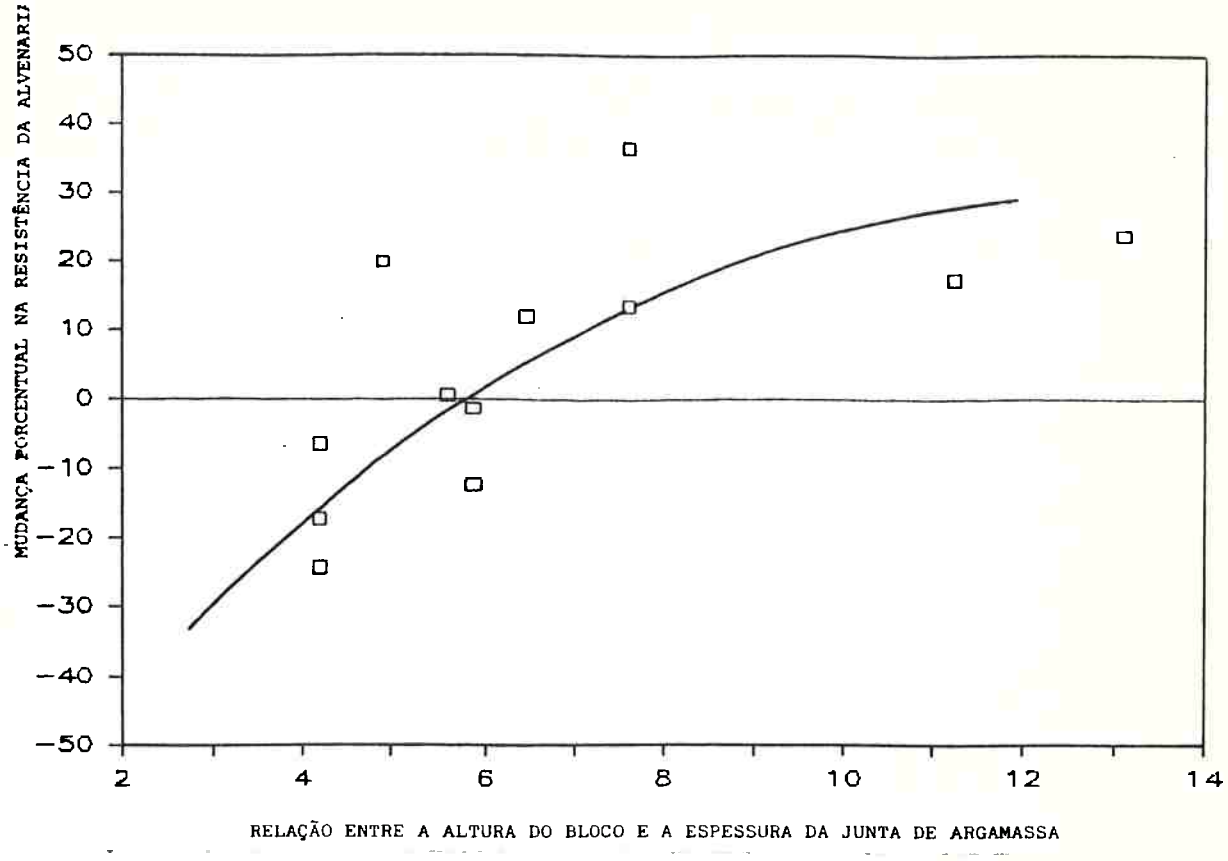


FIG 12 - Alteração na resistência à compressão da alvenaria em função da relação entre a altura do bloco e a espessura da junta de argamassa (10).

Estas características são levadas em conta na norma inglesa BS 5628 Part 1:1978 (16), na qual as tabelas de resistência básica da alvenaria são dadas em função da altura do bloco pela espessura da junta de argamassa.

2.2.3 Influência das características de deformação da alvenaria

O conhecimento das características de deformação da alvenaria sob cargas de trabalho, é de vital importância para o entendimento do comportamento do edifício como um todo. Embora a alvenaria seja um material visco-elástico, pode-se distinguir a

deformação instantânea da deformação lenta, definindo-se desta forma o módulo de deformação tangente e secante à curva tensão-deformação.

Uma correlação entre o módulo de deformação da alvenaria e o módulo de deformação dos materiais constituintes foi proposta por SAHLIN (11) que chega a seguinte fórmula:

$$E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}$$

onde: E_{pa} - módulo de deformação da alvenaria
E_a - módulo de deformacão da argamassa
E_b - módulo de deformacão dos tijolos
$\delta = h_b/(h_a+h_b)$
h_b - altura do bloco
h_a - espessura da junta de argamassa

Deve ser ressalvado, entretanto, que os valores do módulo de deformação dos componentes devem ser obtidos em condições de carregamento idênticas às quais estes materiais ficam submetidos quando fazem parte de uma parede sob carregamento uniforme. Isto é, a argamassa sob um estado triaxial de compressão e o bloco sob um estado biaxial de compressão-tração (ver 2.2.1). Uma vez que estes parâmetros são de difícil obtenção, tal fórmula é de pouca aplicação prática. Este modelo permite observar que com a utilização de blocos de altura média 113 mm e uma junta de 10 mm de espessura, tem-se δ=0,92 e 1- δ =0,08 o que à primeira vista dá uma idéia errônea de que a argamassa tem uma pequena influência no valor do módulo de deformação da parede, quando comparada com o bloco, o que não é verdade, pois geralmente o módulo de deformação da argamassa (E_a) é muito menor que o módulo de deformação dos blocos (E_b).

Uma correlação entre o módulo de deformação da alvenaria , a resistência dos blocos e a resistência da alvenaria

foi obtida por PLOWMAN (48) para blocos cerâmicos, baseado no trabalho experimental de diversos pesquisadores. Os dados por ele utilizados são apresentados graficamente nas figuras 13(A) e 13(B). A partir destes dados ele estabeleceu as seguintes relações:

$$E_{pa} = (\sigma_{pa} - 0,6894).100 \qquad (N/mm^2)$$

$$E_{pa} = (\sigma_{b} + 20,6841).200 \qquad (N/mm^2)$$

onde: E_{pa} é o módulo de deformação da alvenaria,
σ_{pa} é a resistência à compressão da alvenaria
σ_{b} é a resistência à compressão dos blocos.

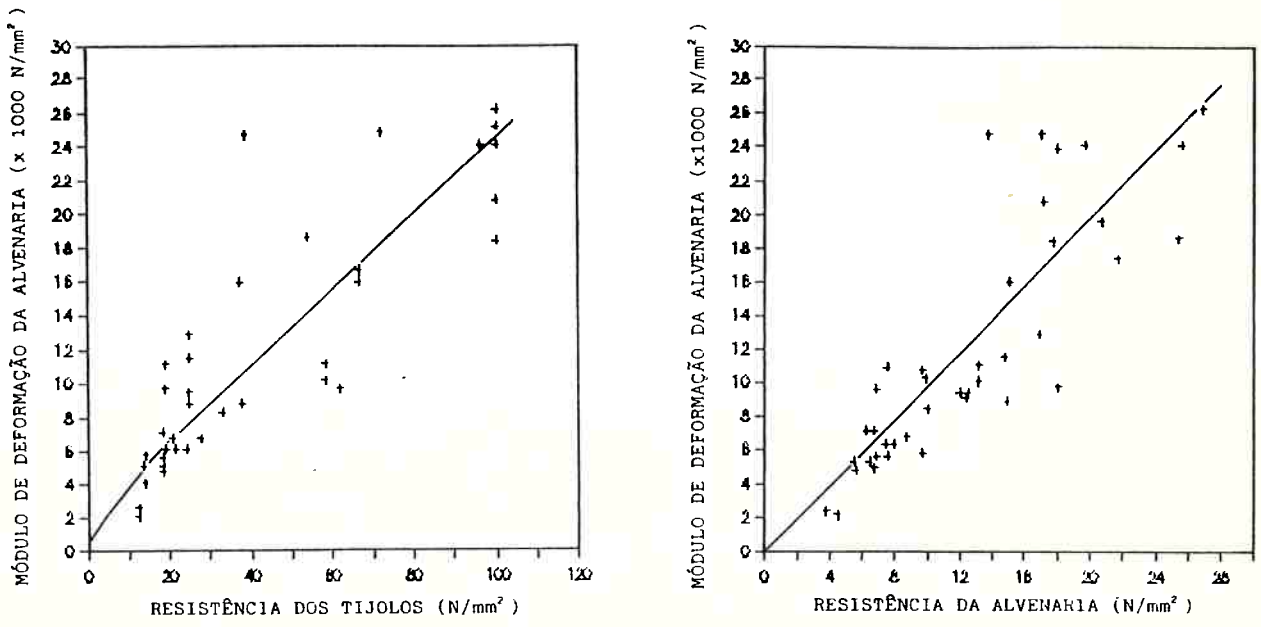


FIG 13 - Módulo de deformação da alvenaria em função da resistência dos tijolos (A) e da alvenaria (B) (48).

Na maioria dos trabalhos experimentais o módulo de deformação da alvenaria é apresentado em função da resistência dos blocos ou do módulo de deformação dos blocos. Na tabela 4 são mostrados os módulos de deformação da alvenaria, para blocos cerâmicos de distintas resistências, segundo diversos autores (2,

10, 49, 50, 51).

Os valores de módulo de deformação para blocos sílico-calcários, obtidos por diversos pesquisadores foram sumarizados por SABBATINI (1) e estão apresentados na tabela 5.

Estes valores para os blocos sílico-calcários encontram-se próximos aos valores dos blocos cerâmicos de mesma resistência. Os valores da Tab. 4 e Tab. 5 e a relação obtida por PLOWMAN foram plotados conjuntamente na Fig. 14. Da observação desta figura nota-se que é lícito dentro de certos limites procurarem-se correlações entre a resistência à compressão da alvenaria e seu módulo de deformação.

TAB 4 - Módulo de deformação da alvenaria em função da resistência dos blocos e da alvenaria.

FONTE	RESIST. À COMP. BLOCO (N/mm^2)	RESIST. À COMP. ALVENARIA (N/mm^2)	MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ALVENARIA (N/mm^2)
GOMES (2)	15,3	2,4	3.593
	9,6	3,1	2.757
	7,5	2,6	2.448
	7,5	2,9	3.692
HENDRY (10)	69,6	19,9	18.230 11.900(*)
	71,7	27,6	17.370 12.930(*)
	25,5	9,3	4.960 3.740(*)
	45,3	20,1	16.830 11.610(*)
SILVA (49)	3,2	2,2	2.112
LENCZNER (50)	98,9	-	25.460
PIEPER E HAGE (51)	24,5	-	6.717 a 7.698

(*) Módulo secante a 2/3 da carga de ruptura

TAB 5 - Módulo de deformação da alvenaria sílico-calcária em função da resistência dos blocos (1).

FONTE	RESIST. À COMP. BLOCO (N/mm²)	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DA ALVENARIA (N/mm²)
WEINHOLD e MEYER	26,4	10.000
KLEIN	27,1	7.520 a 8.360
PIEPER e HAGE	15,0	3.650 a 5.600

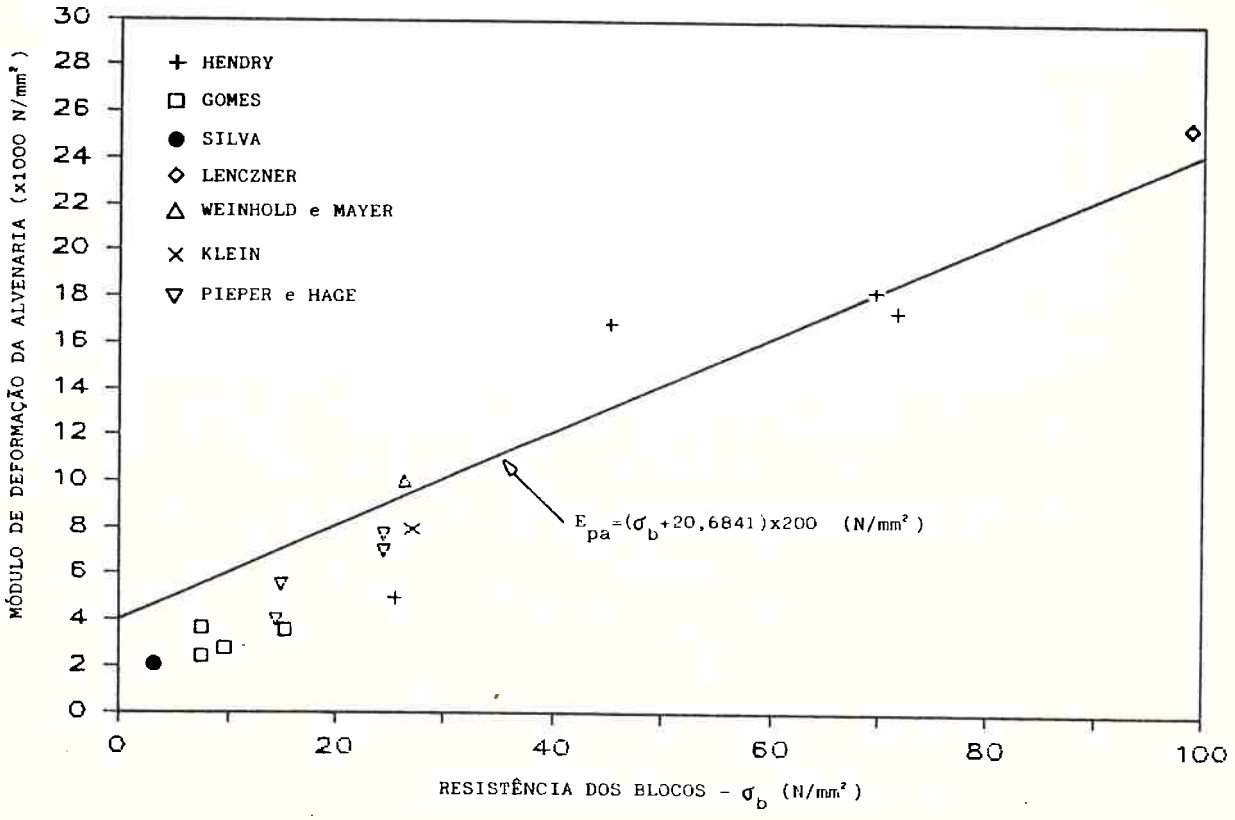


FIG 14 - Valores de módulo de deformação da alvenaria segundo diversos autores (2, 10, 49, 50, 51) plotados em função da resistência dos blocos.

Devemos lembrar que não existe um método universalmente empregado para a determinação do módulo de deformação. Desta forma, os valores são afetados por diversos fatores como as dimensões do corpo de prova, tipo de argamassa empregado, nível de carregamento atingido e velocidade de carregamento.

Outra importante característica de deformação da alvenaria é a deformação lenta.

A ocorrência da deformação lenta é caracterizada pelo aumento da deformaçao de uma parede com o tempo, sem o aumento do nível de tensão. O conhecimento deste parâmetro permite o cálculo da deformação das paredes sob a carga de serviço, que assume extrema importância na previsão de problemas patológicos quando se empregam paredes de materiais diferentes num mesmo edifício, prática construtiva pouco empregada no Brasil.

Segundo PLOWMAN (48), os fatores que influenciam a deformação lenta são:

i) Conteúdo de água na argamassa após a absorção sofrida pelo contato com os tijolos;

ii) Tipo de areia;

iii) Traço da argamassa utilizada;

iv) Nível de tensão;

v) Conteúdo de umidade do ar.

A estes fatores LENCZNER (50) acrescenta ainda condições de cura da argamassa e idade de carregamento.

Na Fig 15 é apresentado o resultado de ensaios em corpos de prova moldados com tijolos de 98,9 N/mm² de resistência à compressão e argamassa de traços 1:1/4:3 e 1:1:6 em volume de cimento:cal:areia.

Pela observação destes resultados, fica clara a influência do tipo de argamassa e do nível de tensão a que é submetido o corpo de prova, na deformação lenta do conjunto. LENCZNER ainda afirma que a deformação lenta na alvenaria cessa mais rapidamente que no concreto. Para a tensão de 1,7 N/mm² cessa após cinco semanas, para tensão de 2,8 N/mm² após quatro

semanas, para 4,3 N/mm² após doze semanas e para 6,0 N/mm² não havia cessado após dezoito semanas.

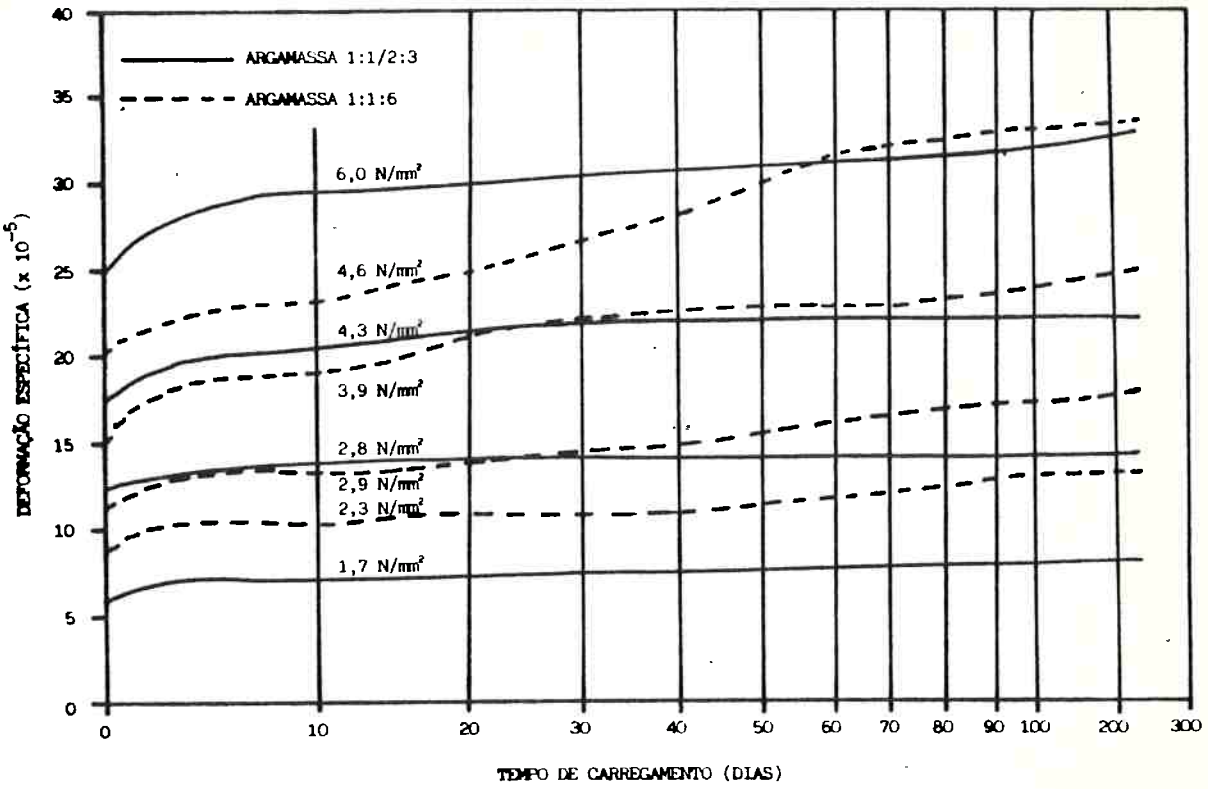


FIG 15 - Deformação dos corpos de prova de alvenaria em ensaios de longa duração para diferentes traços de argamassa e níveis de carregamento (50).

Na Fig. 16 são apresentados os valores encontrados por PIEPER e HAGE (51) da deformação lenta, já descontadas a deformação instantânea, a retração e a contração térmica, para blocos cerâmicos de resistência à compressão 24,5 N/mm² sólido e perfurado, blocos sílico-calcários de 14,7 N/mm² sólidos e perfurados.

Alguns autores relacionam o valor da deformação total pela deformação instantânea (coeficiente de fluência).

LENCZNER (50) encontrou valores de 1,20 a 1,29 para argamassa 1:1/4:3 e 1,4 a 1,8 para argamassas 1:1:6. O manual KALKSANDSTEINE TECHNISCHE INFORMATIONEM (52) especifica uma faixa de variação de 1,0 a 2,5 deste valor para alvenaria sílico-calcária.

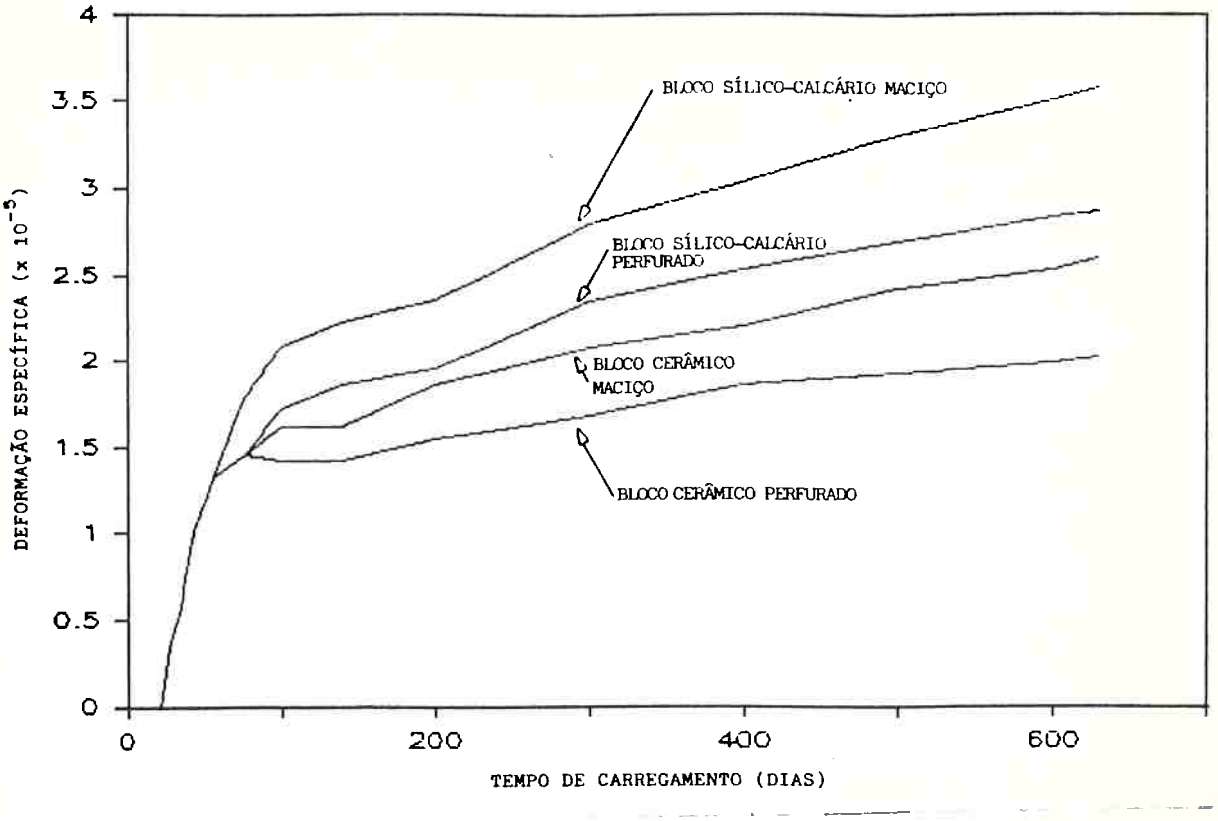


FIG 16 - Deformação lenta, já descontadas a deformação instantânea, retração e contração térmica (51).

No capítulo 5 são apresentados os módulos de deformação das paredes e paredinhas ensaiadas, cujos valores são analisados tendo-se em vista os módulos de deformação dos materiais constituintes.

2.2.4 Influência da aderência

A aderência pode ser conceituada como sendo a capacidade da junta de argamassa de resistir a esforços de tração perpendicularmente ao plano da junta e esforços de cisalhamento devido a forças tangenciais à junta. Além de ter suma importância no comportamento da parede em relação à flexão e ao cisalhamento (carga de vento), a aderência é também responsável por suportar acomodações internas de origem térmica.

O mecanismo da aderência na interface bloco-argamassa é de natureza exclusivamente mecânica, provocado pelo encunhamento da argamassa nos poros das faces dos blocos. A absorção da água de amassamento na qual estão diluidos os aglomerantes, faz com que estes penetrem nos poros da base absorvente e com o endurecimento exercem a ação do encunhamento. Desta forma a absorção de água deve ser contínua e em velocidade não exagerada de forma a ressecar a argamassa e interromper o fluxo (32).

Do mecanismo descrito acima fica evidente que a aderência é propriedade dependente tanto das características do bloco quanto da argamassa, e em especial a capacidade de retenção de água, a trabalhabilidade das argamassas e a sucção inicial dos blocos (53, 54, 55).

Para as argamassas mistas normalmente empregadas a aderência é otimizada para os blocos cujos valores de sucção inicial são os intermediários, ou seja, naqueles em que a retirada de água da argamassa para o bloco é feita em velocidade adequada (54). Outras características dos blocos tais como a rugosidade superficial e a presença de material pulvurulento também influenciam a aderência por alterarem a extensão da superfície em contacto entre a argamassa e os blocos.

Os valores de sucção inicial dos blocos sílico-calcários e blocos cerâmicos empregados neste estudo são apresentados no ítem 4.1.

São ainda fatores que influenciam a aderência: o conteúdo de ar da argamassa fresca, a qualidade da mão de obra (juntas horizontais e verticais totalmente preenchidas, demora para a colocação do bloco após o espalhamento da argamassa etc) e ainda condições de cura da argamassa.

Segundo SABBATINI (1), a avaliação da aderência possui características prioritárias em uma pesquisa relativa à alvenaria estrutural, e o controle de qualidade da alvenaria baseado na capacidade de aderência é uma solução imediata para se construir melhor, enquanto os processos construtivos evoluem.

DAVISON (35) cita que "As propriedades mecânicas da argamassa endurecida são importantes, porém a resistência de

aderência entre a argamassa e os blocos é entre todas a de maior importância".

A aderência influencia o desempenho da parede em diversos de seus requisitos. Assim a má aderência implica em má resistência à tração, flexão e cisalhamento, durabilidade e estanqueidade. LEE e PYLE (56) citam que "de fato a resistência ao cisalhamento das paredes, sua estabilidade, especialmente para altos valores de esbeltez e sua capacidade de resistir à cargas laterais tem pouca relação com a resistência à compressão da argamassa; porém, são afetados diretamente pela resistência de aderência entre a argamassa e o bloco empregado".

A resistência à compressão da alvenaria é também afetada pela aderência. FRANCIS et alii (46) diz que "é obvio que a resistência à compressão a cargas concêntricas pode ser melhorada se uma boa resistência de aderência é garantida, sendo de primeira importância quando cargas excêntricas ou flexão causam tensões de tração.

WATSTEIN e ALLEN (31) mostram que a relação entre a resistência à compressão das paredes feitas com argamassa de grande aderência (com adição de polímeros orgânicos) e argamassas comuns aumenta com o aumento da excentricidade. Em trabalho experimental estes autores encontraram valores de 1,09 , 1,25 , 1,33 para esta relação, para excentridades de 0, 1/6 e 1/3 da espessura da parede, respectivamente.

HOATH et alii (57) afirmam que uma argamassa com cal, comparada com uma argamassa de cimento de mesma resistência, produz paredes de maior resistência à compressão, e atribuem este fato ao maior potencial de aderência que a primeira possui. Esta afirmação é também ratificada por LEE e PYLE (56).

Por ser uma interação entre a junta e o bloco, não tem sentido falar-se da aderência de uma argamassa, sem a menção do substrato a que ela vai ligar-se. Assim a sistemática de avaliação da capacidade de aderência deve ser feita através do estudo em corpos de prova, empregando os blocos e as argamassas com que se quer fazer a avaliação.

2.3 Efeito da mão-de-obra

Como em outros métodos construtivos, também na Alvenaria Estrutural, a qualidade da mão-de-obra afeta a resistência final do material. Este efeito já havia sido citado por THOMAS (13) que, relatando ensaios do US Bureau of Standards, mostra que ocorreram variações de 30% a 60% na resistência das paredes quando o trabalho é executado por pedreiros com e sem supervisão. Acrescenta ainda que a má qualidade da mão de obra não apenas leva frequentemente à diminuição da resistência, como também pode afetar as relações entre a resistência e outros fatores como a esbeltez e a excentricidade de cargas.

Se se deixar de lado os erros grosseiros como a utilização de tijolos ou argamassas erradas ou ainda materiais defeituosos, os principais defeitos da mão de obra são: incorreto proporcionamento e mistura da argamassa, ajuste incorreto da sucção dos blocos, formação incorreta das juntas, movimentação dos blocos após a colocação, perda de alinhamento, prumo, nível e condições desfavoráveis de cura.

Como a resistência da argamassa não é o fator crítico na resistência da alvenaria, um mau proporcionamento na mistura da argamassa não levará a um decréscimo acentuado na resistência à compressão (ver 2.1.2). Assim, estes erros têm pequeno efeito na resistência à compressão da alvenaria, sobretudo quando os blocos ou tijolos utilizados são de baixa ou média resistência. No caso de blocos ou tijolos de alta resistência, a literatura indica que o efeito da variação da resistência pode ser significativo.

O ajuste da sucção dos blocos deve ser feito a fim de que seja controlada a excessiva remoção da água da argamassa. Algumas especificações recomendam uma limitação na sucção inicial, ou alternativamente a utilização de argamassas com alta capacidade de retenção de água. Embora a sucção de água pareça não afetar significativamente a resistência da alvenaria, HALLER (58) cita que, em circunstâncias críticas, a sucção exerce um considerável efeito na resistência da alvenaria.

A formação incorreta das juntas é um dos fatores

que mais claramente tem efeitos estruturais na alvenaria.

Embora não haja diferença significativa na resistência à compressão da alvenaria quando as juntas verticais estão corretamente preenchidas ou não, isto já significa a inabilidade da mão de obra em outros aspectos, e certamente reduzem o desempenho não estrutural da parede no que diz respeito à isolação termo-acústica e à penetração de água.

Do ponto de vista estrutural, um mau preenchimento da junta horizontal é muito mais sério. SUTHERLAND (19) aponta uma redução de 30% ou mais na resistência da alvenaria, neste caso. Estudos realizados no Structural Clay Products Institute e no Building Research Laboratories na Austrália, citados em (10), mostram uma redução da ordem de 35% na resistência da alvenaria, quando as juntas são mal preenchidas.

Outro erro na formação da junta é quanto à espessura desta.

Uma redução de 30% na resistência da alvenaria pode ser esperada se ao invés da junta normal de 10 mm de espessura, for utilizada uma junta de 16 a 19 mm (ver 2.2.2).

O erro no alinhamento, prumo e nível da alvenaria pode levar a uma excentricidade no carregamento, com a consequente diminuição da resistência à compressão da parede. BRADSHAW e HENDRY (14) realizaram trabalho experimental na Universidade de Edinburgo, utilizando carregamentos excêntricos de 19 mm e paredes 19 mm fora de prumo. Comparando a resistência das paredes fora de prumo e paredes com carregamento excêntrico, concluiram que suas resistências são similares, sendo entretanto 15% menores que a resistência de uma parede axialmente carregada.

A alvenaria é também adversamente afetada pela exposição a fatores climáticos desfavoráveis durante a cura. No trabalho experimental desenvolvido na Austrália, já citado acima, comparando-se paredes curadas ao sol entre 26°C e 38°C e parede curadas à sombra, cobertas com um lençol de polietileno, as primeiras mostraram uma redução da ordem de 10% na resistência à compressão, quando comparadas com as últimas.

Vários dos fatores descritos acima podem afetar uma mesma parede conjuntamente.

HENDRY dá o exemplo segundo o qual combinando o efeito da cura não protegida, com juntas mal preenchidas e com espessuras variáveis de 12 a 16 mm em uma mesma parede, esta apresenta uma redução na resistência à compressão de 21,4 N/mm² para 8,3 N/mm², isto é, 61% de redução, resultado este que é consistente com trabalhos realizados no US Bureau of Standards que chegou a reduções na resistência de paredes construídas sem supervisão da ordem de 55% a 62% .

3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

No capítulo anterior discutiu-se sobre o componente alvenaria do ponto de vista de seus constituintes bloco e junta de argamassa, enfocando principalmente a resistência à compressão, as características de deformação deste material e as variáveis que influenciam estas propriedades. Neste capítulo passa-se a discutir sobre a resistência à compressão do elemento parede de alvenaria, e as variáveis que influenciam a sua capacidade resistente.

Embora no trabalho experimental, mostrado conjuntamente com os resultados obtidos nos capítulos 4,5 e 6 subsequentes, tenha-se utilizado apenas de ensaios de parede sem excentricidade, e sem variar a altura dos corpos de prova, procurou-se neste capítulo tratar dos principais fatores que influenciam o desempenho à compressão do elemento parede quando, este faz parte de uma estrutura, tais como excentricidade e esbeltez.

Segundo CURTIN et alii (59), uma parede ou coluna de alvenaria que suporta uma carga de compressão comporta-se como qualquer outro material estrutural, e sua capacidade de suporte depende da resistência do material, da área da seção transversal e de propriedades geométricas, como as expressas pelo coeficiente de esbeltez ("slenderness ratio").

Nas palavras de YOKEL e DIKKERS (60) "a capacidade de carga da seção transversal de uma parede de alvenaria sujeita à uma carga vertical excêntrica pode ser determinada se são

conhecidas as resistências à tração e à compressão da alvenaria, bem como a distribuição de tensões na ruptura, sendo que esta última depende das propriedades de tensão-deformação da alvenaria".

Deve-se lembrar, entretanto, que a esbeltez e a excentricidade de cargas dependem de fatores como a geometria do edifício, da rigidez relativa das lajes e paredes, do tipo de união entre estes elementos e a distribuição de cargas sobre as paredes, e que as propriedades da seção transversal variam com a fissuração e com o nível de carregamento. Desta forma torna-se muito difícil a obtenção de uma teoria prática que englobe todos estes fatores. Assim a maioria dos códigos de cálculo são basedos em dados experimentais obtidos de ensaios de paredes e colunas com vários coeficientes de esbeltez, excentricidade e condições de engastamento.

Embora a quantidade de trabalhos estrangeiros que envolvem ensaios de parede seja relativamente grande, na sua maioria eles são voltados aos materiais e metodologia construtivas locais, tendo sido fundamentais para o desenvolvimento da Alvenaria Estrutural em seus países de origem. Desta forma os exemplos retirados da bibliografia internacional e apresentados neste capítulo não pretendem apresentar valores utilizáveis por nós, mas apenas exemplificar a influência dos parâmetros discutidos na resistência das paredes submetidas à compressão.

Procuraremos também fazer uma pequena revisão de algumas normas estrangeiras de cálculo da Alvenaria Estrutural Não Armada.

3.1 Redução da capacidade resistente da parede devido à esbeltez e a excentricidade de cargas

Diversos são os autores que desenvolveram trabalhos experimentais com paredes, investigando a redução da capacidade de carga devido à esbeltez e à excentricidade. YOKEL et alii (61) realizaram trabalho com paredes de blocos vazados de concreto, com alturas de 3,0 m, 4,8 m e 6,0 m e espessura de 20

cm. Os resultados do ensaio de 24 paredes são apresentados na Fig. 17. Nela é mostrada a redução da capacidade de carga com o aumento da esbeltez e da excentricidade para aquelas paredes.

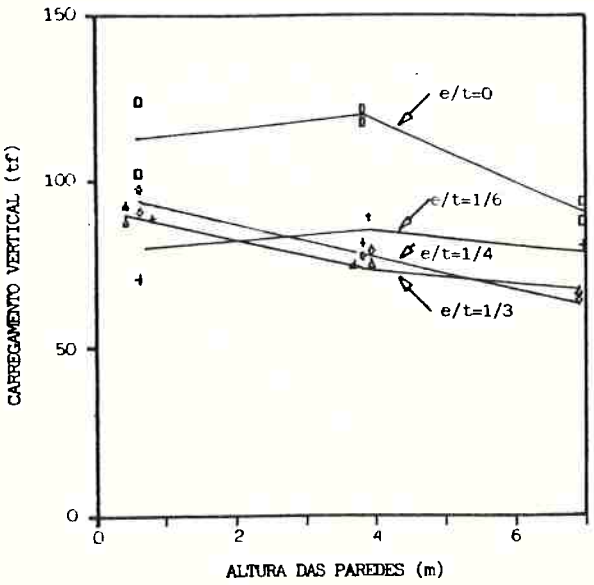


FIG 17 - Efeito da altura na carga de ruptura das paredes (61).

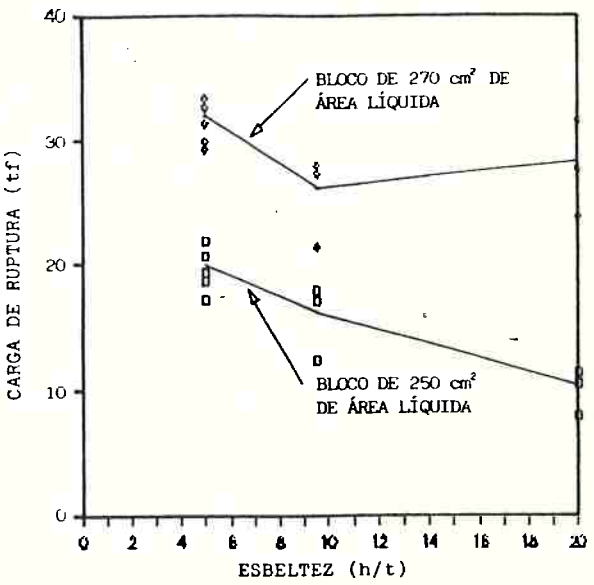


FIG 18 - Efeito do coeficiente de esbeltez (h/t) na carga de ruptura das paredes (62).

O efeito da esbeltez em pilares de blocos cerâmicos vazados foi investigada por JOHNSON et alii (62) cujos resultados estão apresentados na Fig. 18. HENDRY (10) resumiu o resultado do trabalho experimental de diversos autores para diversas excentricidades e coeficientes de esbetez (relacão entre a altura e a espessura das paredes) (Fig. 19). Os resultados são apresentados em forma de fatores de redução da resistência básica da alvenaria.

Como pode ser observado dos exemplos mencionados acima, tanto a excentricidade do carregamento, como a esbeltez trazem uma redução significativa na capacidade de suporte das paredes de alvenaria, sendo os fatores que mais influenciam esta capacidade e portanto de suma importância no projeto estrutural do elemento parede.

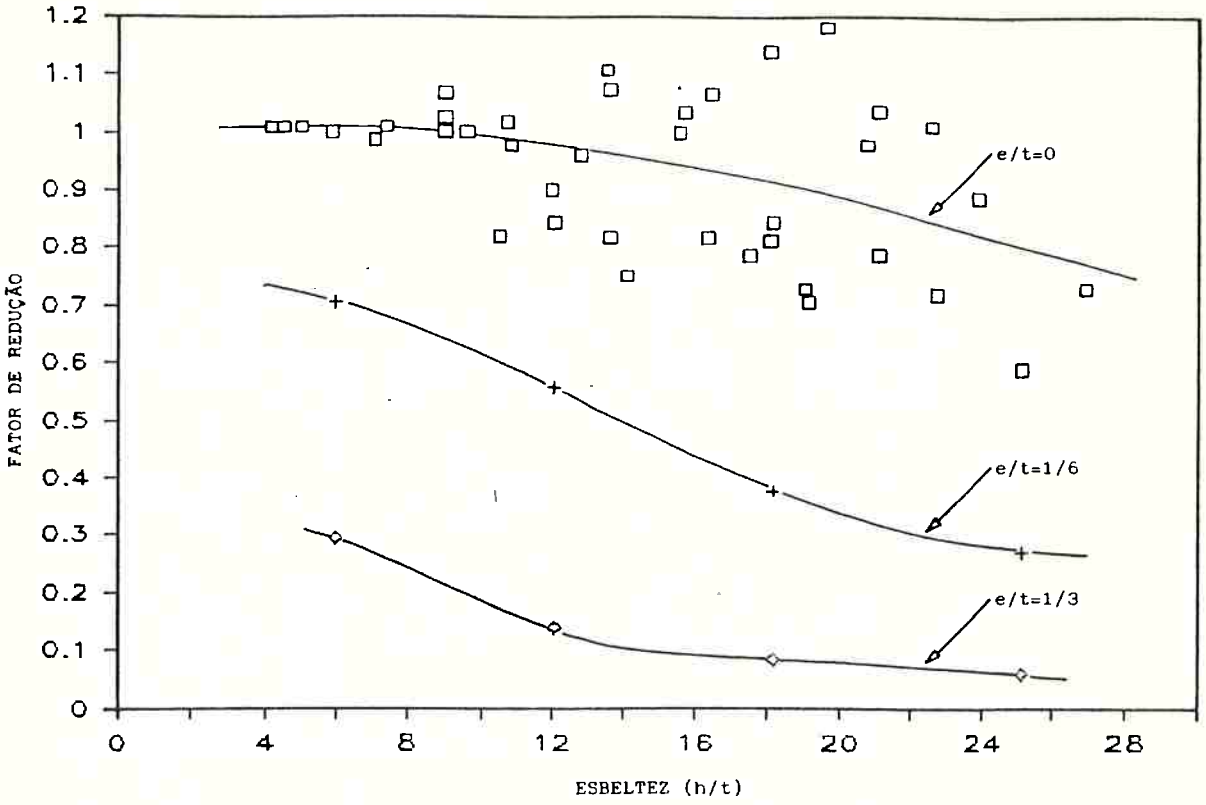


FIG 19 - Redução da capacidade de carga das paredes de alvenaria devido à esbeltez (h/t) e a excentricidade de carregamento (e/t) (10).

Embora os trabalhos experimentais tenham sido a base da maioria dos códigos de cálculo, torna-se desejável o desenvolvimento de teorias que expliquem o comportamento quanto a esbeltez e à excentricidade de cargas.

Uma teoria elástica para pilares de materiais frágeis foi proposta por CHAPMAN e SLATFORD (63). Nesta teoria despreza-se a resistência à tração do material. Considera-se uma coluna bi-articulada carregada com uma excentricidade e_p (Fig. 20). Quando a linha de ação da carga passa fora do terço central da secção transversal ocorrerão tensões de tração e aparecerá uma zona fissurada. Por este motivo, esta teoria usa equações diferenciais distintas para as porções da parede fissurada e não fissurada.

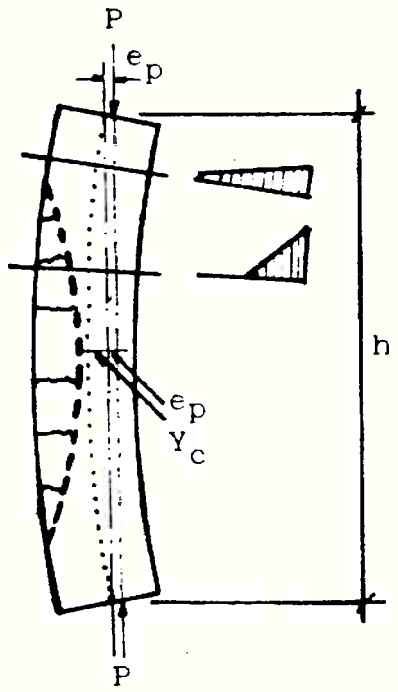


FIG 20 - Pilar bi-articulado de material frágil carregado excentricamente (63).

Com o resultado das equações diferenciais da porção íntegra e da porção fissurada chega-se aos diagramas da Fig. 21. Na Fig. 21(A) é dado o diagrama carga-deformação lateral (flecha) de forma adimensional, sendo a carga dada como fração da carga crítica de flambagem de Euler e a deformação em função da largura da coluna, e na Fig 21(B) a carga máxima atingida em função da excentricidade dada também de forma adimensional.

DAVEY e THOMAS (64) realizaram trabalho experimental em paredes com coeficiente de esbeltez até 30, moldadas com argamassa 1:1:6 e tijolos de resistência à compressão 24 N/mm² . Seus resultados estão apresentados na Fig. 22 plotados conjuntamente com a curva obtida da teoria obtida por CHAPMAN e SLATFORD. Neste estudo pode-se notar grande coerência entre os resultados experimentais e a curva teórica.

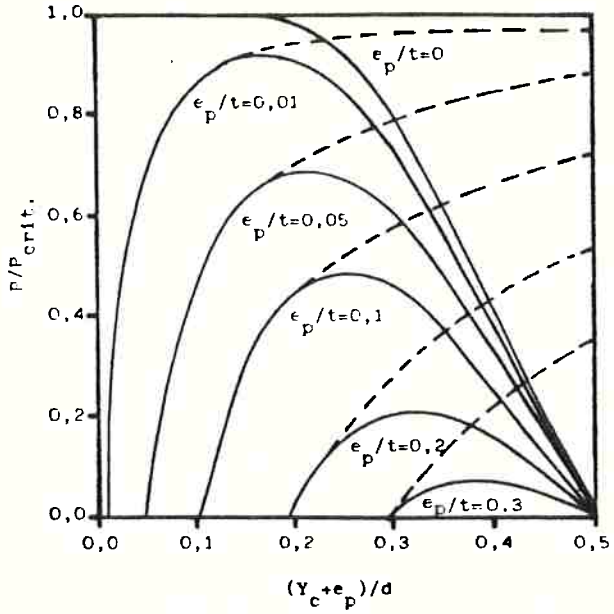


FIG 21(A) - Curvas carga-deformação para colunas carregadas excentricamente (63).

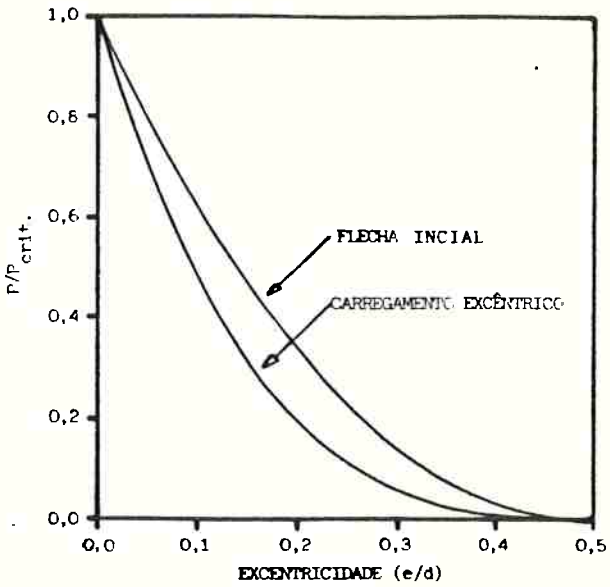


FIG 21(B) - Efeito da excentricidade na carga de ruptura (63).

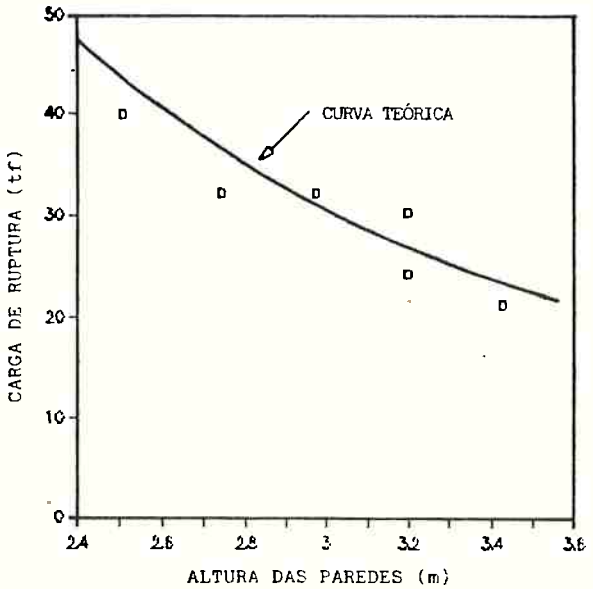


FIG 22 - Comparação entre os valores da curva teórica obtida por CHAPMAN e SLATFORD e os experimentais de DAVEY e THOMAS (64).

Outras teorias utilizando equações diferenciais e diagramas de distribuição de tensões não lineares de tratamento matemático mais complexo foram desenvolvidas por outros autores. Não serão tratadas por serem refinamentos da teoria apresentada, pois a teoria mostrada nos parágrafos anteriores já nos dá uma indicação do comportamento da parede em relação à esbeltez e excentricidade.

Um método alternativo, bastante utilizado pelos pesquisadores ligados ao National Bureau of Standards-NBS e ao Structural Clay Products Institute-SCPI (60, 61, 65, 66, 67) para o cálculo da capacidade resistente de uma parede, é o "método do momento ampliado" ("moment magnifier method"), que foi desenvolvido inicialmente para pilares de concreto armado e aço.

O método é baseado em diagramas de interação de carga vertical e momento externo aplicado, como mostrado na Fig. 23. O diagrama está em forma adimensional sendo P_o a carga centrada resistente máxima e M_k , o momento resistente máximo quando a carga é aplicada no limite do terço médio da secção.

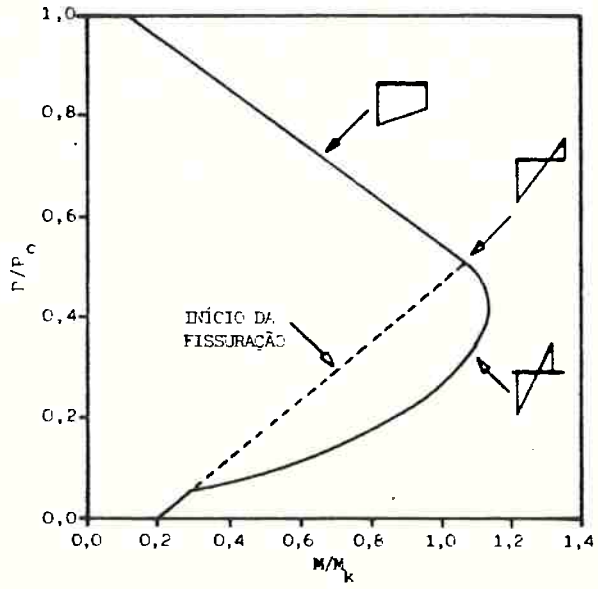


FIG 23 - Diagrama de interação de carga vertical e momento externo aplicado utilizado no "método do momento ampliado" (60, 61, 65, 66, 67).

A parte superior deste diagrama refere-se a

secções não fissuradas. A linha tracejada refere-se à combinação de esforços que faz com que a tração supere seu limite máximo em uma das faces e comece a fissuração. A curva cheia após a fissuração é associada à resistencia final da secção fissurada.

A esbeltez e a excentricidade são levadas em conta através da ampliação de momentos. Considerando-se uma coluna bi-articulada sujeita à uma carga excêntrica como o da Fig. 24, o momento à meia altura será $P(e+\Delta)$ desta forma o momento fica ampliado por $P\Delta$. Este momento ampliado pode ser calculado aproximadamente por:

$$P(e+\Delta) = P.e \frac{1}{1-\frac{P}{P_{cr}}}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{h^2}$$

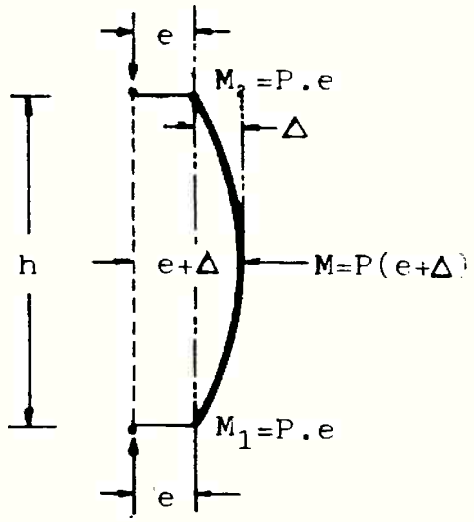


FIG 24 - Ampliação do momento devido à um incremento na excentricidade.

Em alguns trabalhos experimentais, procurou-se correlacionar os resultados dos ensaios com os diagramas obtidos por esta teoria. Em trabalho realizado no STRUCTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE (68) foram ensaiadas 36 paredes, cujos resultados são apresentados na Fig. 25. Nestes ensaios variaram-se a relação h/t (coeficiente de esbeltez) e a excentricidade.

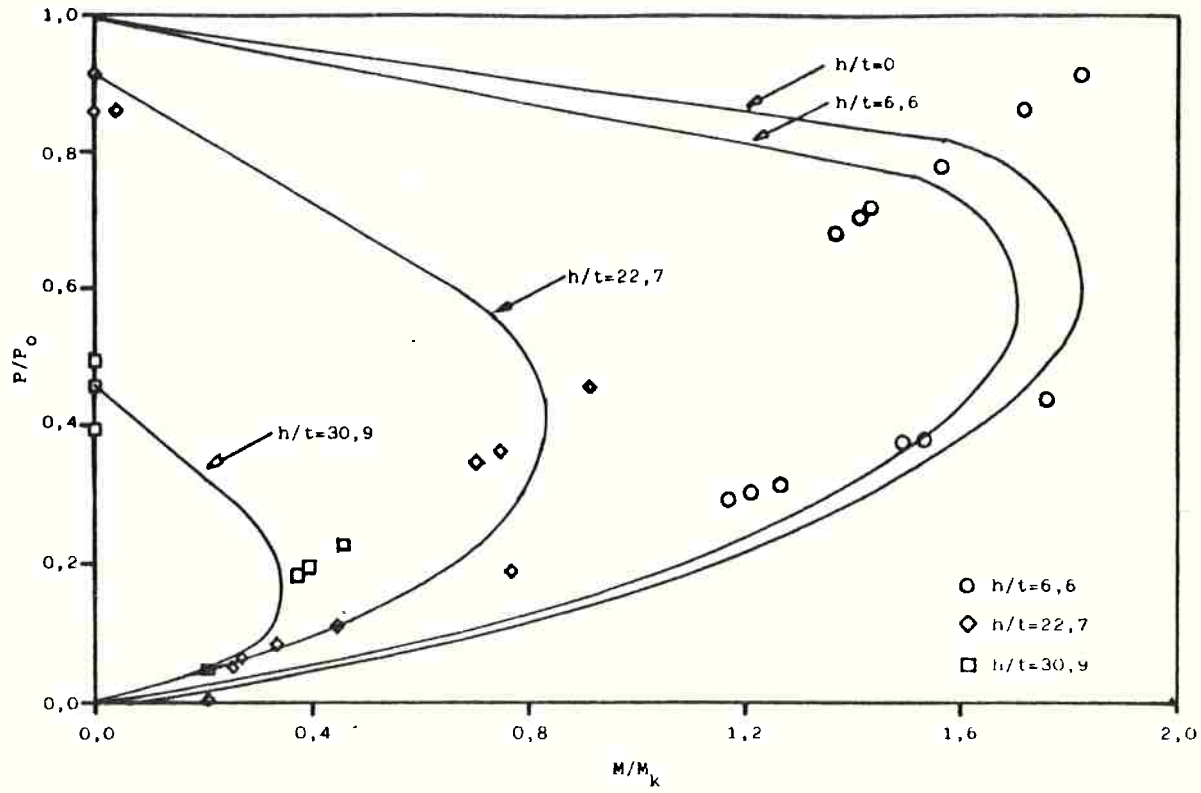


FIG 25 - Curvas teóricas do método do momento ampliado e resultados experimentais do STRUCUTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE (68).

Da figura pode-se observar a boa correlação entre os valores teóricos e experimentais.

Para a formulação de um cálculo racional da resistência das paredes de alvenaria, é necessário, como já havía sido mencionado, o conhecimento da excentricidade do carregamento aplicado e do coeficiente de esbeltez do painel parede, quando enrigecido por outras partes da estrutura. Para tanto, é necessário lançar-se mão de métodos de cálculo não elementares,

que considerem a estabilidade dos edifícios como um todo, não se restrigindo somente ao elemento estudado, e levando em consideração todas as cargas envolvidas nos edifícios.

Um caminho alternativo para o cálculo destes parâmetros é a utilização das recomendações das normas de cálculo que orientam quanto à avaliação e adoção de valores de excentricidade e coeficientes de esbeltez de projeto. No ítem seguinte procura-se fazer uma revisão das recomendações de algumas normas de cálculo para a Alvenaria Estrutural Não Armada.

3.2 Determinação da capacidade de resistente das paredes de Alvenaria Estrutural.

3.2.1 Considerações sobre a segurança das paredes.

A metodologia de determinação da capacidade resistente das paredes de Alvenaria Estrutural varia de país para país, sendo reflexo do desenvolvimento deste método construtivo em cada região e da filosofia de cálculo adotada por cada norma.

Conforme conceitua CAMACHO (3), "diz-se que uma estrutura oferece segurança, quando ela possui condições de suportar todas as ações, com intensidades e combinações de atuacão as mais desfavoráveis possíveis, ao longo da vida útil para a qual foi projetada, sem contudo atingir um estado limite imediato ou a longo prazo, e em condições precárias de funcionalidade".

Em geral, são fornecidos pelos códigos de cálculo as resistências básicas da alvenaria, cujo valor é ajustado em função da esbeltez do elemento e pela excentricidade do carregamento. São adotados, geralmente ainda, coeficientes de segurança que garantam o não aparecimento de fissuras nas cargas de serviço.

Na maioria dos códigos de cálculo para a Alvenaria Estrutural utiliza-se ainda do método das tensões admissíveis, que consiste em limitar as tensões de serviço à tensão admissível, que nada mais é que a resistência do material minorada por um coeficiente global de segurança.

Muitas críticas são feitas quanto à adoção deste método, pois ele não permite considerar as situações mais desfavoráveis de carregamento, bem como a aleatoriedade inerente aos materiais e às ações, que podem conduzir a uma falsa idéia de segurança, sendo um método superado e de aplicação só justificada em problemas em que se desconhece a situação de ruptura (69).

Mais recentemente, algumas normas de cálculo como a britânica BS 5628 (16), evoluiram para a adoção do método dos Estados Limites, cuja filosofia de aplicação foi internacionalmente difundida por entidades como a ISO e o CEB.

Neste método, preconiza-se que os esforços resistentes devam ser superiores aos solicitantes, definindo duas situações distintas de estado último: de ruptura (quando as esforços solicitantes superam os esforços resistentes) e de utilização (quando o sistema estrututral não apresenta desempenho estrutural compatível com sua utilização, como no caso de deformações excessivas ou de vibração excessiva). Os esforços solicitantes e resistentes são obtidos a partir de valores característicos e de coeficientes parciais de segurança.

A adoção de valores característicos (geralmente valores que apresentam probabilidade de 5% de serem superados, no caso de esforços solicitantes, e de serem superados 95% das vezes no caso de esforços resistentes) introduz a avaliação estatística da variabilidade dos materiais e das ações de carregamento.

A utilização de coeficientes parciais de segurança, composto de vários fatores, permite uma melhor avaliação, caso a caso, do emprego de tais coeficientes, tornando seu uso mais racional. Desta forma as ações de carregamento são majoradas por um coeficiente de segurança composto por uma parcela que leva em conta a probabilidade de ocorrência de um valor superior ao valor característico, uma segunda parcela que leva em consideração a probabilidade dos carregamentos agirem simultaneamente, e uma última parcela que corresponde a discrepâncias de projeto e execução (como diferenças nas dimensões das peças).

As ações de resistência são minoradas por sua vez,

por um coeficiente de segurança composto de parcelas que levam em consideração a probabilidade de redução na resistência dos materiais. Podem ainda ser adotados coeficientes de segurança especiais em estruturas ou partes desta, cuja ruptura leva ao colapso total da estrutura, ou em estruturas cujo colapso possa causar apreciáveis danos sociais ou econômicos.

Segundo HENDRY (10) "o método dos estados limites permite uma mais racional e flexível avaliação da segurança estrutural e de utilização. Todos os fatores relevantes deste método podem ser identificados e tratados em termos numéricos".

A variabilidade estatística das propriedades mecânicas dos materiais afeta em muito a segurança da estrutura. Utilizando-se de uma distribuição normal para os esforços solicitantes e resistentes, e considerando-se um coeficiente global de segurança (empregando os valores médios dos esforços solicitantes e resistentes), MACCHI (70) obteve curvas que correlacionam os coeficientes de variação da resistência dos materiais (C_σ) com o coeficiente global de segurança (γ), para uma probabilidade de ruptura de 10^{-6}, coeficientes de variação dos carregamentos de 0,15 e excentricidade de carregamento (e/t) de 0, 0,05, 0,10, 0,15.

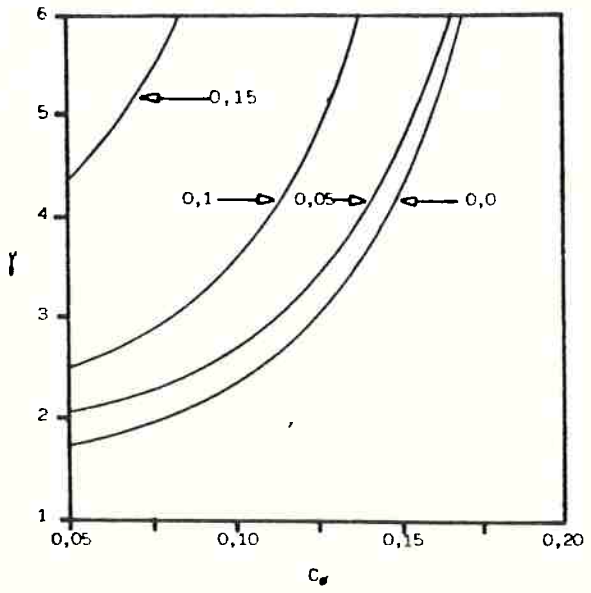


FIG 26 - Efeito do coeficiente de variação dos esforços resistentes no coeficiente global de segurança para uma mesma probabilidade de ruptura (10^{-6}) (70).

Pode-se observar que em todos os casos (FIG. 26) os coeficientes de segurança crescem sobremaneira, à medida que aumentam os coeficientes de variação dos materiais, para um mesmo nível de segurança, mostrando a grande atenção que deve ser dada no controle de qualidade dos materiais, a fim de se manterem estes coeficientes de variação dentro de níveis aceitavéis.

3.2.2 Resistência característica à compressão

Em geral os códigos de cálculo da Alvenaria Estrutural Não Armada apontam tres métodos distintos para a avaliação da resistência característica à compressão:

a) através da avaliação dos constituintes da alvenaria, bloco e argamassa, obtem-se a resistência característica da alvenaria. Este método só é possível, quando os materiais e métodos construtivos empregados estão rigorosamente normalizados e já exista uma grande quantidade de estudos experimentais que correlacionem as características dos materiais e métodos construtivos empregados com a resistência à compressão da alvenaria.

b) Através da avaliação em corpos de prova de alvenaria de dimensões reduzidas (prismas e paredinhas). Embora este método forneça uma avaliação melhor que o método mencionado acima, deve-se sempre ter em mente que o comportamento de um prisma ou paredinha, quando ensaiado à compressão é diverso do comportamento da parede integrante da estrutura. Desta forma a utilização deste método fica condicionada à existência de estudos que correlacionem a resistência destes corpos de prova de dimensões reduzidas com as paredes em tamanho real.

c) através do ensaio de corpos de prova que possuam dimensões compatíveis com as paredes empregadas na estrutura (altura igual à distância livre entre as lajes e comprimento geralmente maior que um terço da altura). Estes corpos de prova são os que indicam os resultados mais próximos do real comportamento da parede, embora sejam muito mais custosos e de difícil execução. Este é o caminho lógico, quando não se dispõe de normalização dos materiais e métodos construtivos, bem como estudos experimentais

em número suficiente para correlações entre a resistência das paredes e os materiais ou corpos de prova de pequenas dimensões.

3.2.2.1 A norma britânica BS 5628

Dentre as normas de projeto que abordam a Alvenaria Estrutural Não Armada a mais completa atualmente é o código britânico BS 5628 "Code of Practice for Structural Use of Masonry" (16). Esta norma fornece a resistência característica de

TAB 6 - Resistência à compressão da alvenaria em função do tipo de bloco, suas dimensões e tipo de argamassa (16).

TIPO DE ARG.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS UNIDADES (N/mm²)								
	5	10	15	20	27.5	35	50	70	100
(i)	2,5	4,4	6,0	7,4	9,2	11,4	15,0	19,2	24,0
(ii)	2,5	4,2	5,3	6,4	7,9	9,4	12,2	15,1	18,2
(iii)	2,5	4,1	5,0	5,8	7,1	8,5	10,6	13,1	15,5
(iv)	2,2	3,5	4,4	5,2	6,2	7,3	9,0	10,8	12,7

(a) Construções com tijolos de formato padronizado (Grã Bretanha)

TIPO DE ARG.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS UNIDADES (N/mm²)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	35 ou maior
(i)	1,4	1,7	2,5	3,4	4,4	6,0	7,4	11,4
(ii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,2	5,3	6,4	9,4
(iii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,1	5,0	5,8	8,5
(iv)	1,4	1,7	2,2	2,8	3,5	4,4	5,2	7,3

(b) Construções com blocos com relação entre a altura e a menor dimensão horizontal igual a 0,6.

TIPO DE ARG.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS UNIDADES (N/mm²)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	35 ou maior
(i)	2,8	3,5	5,0	5,7	3,1	6,8	7,5	11,4
(ii)	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	9,4
(iii)	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	8,5
(iv)	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	7,3

(c) Construções com blocos com relação entre a altura e a menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0.

TIPO DE ARG.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS UNIDADES (N/mm²)							
	2,8	3,5	5,0	7,0	10	15	20	35 ou maior
(i)	2,8	3,5	5,0	6,8	8,8	12,0	14.8	22,8
(ii)	2,8	3,5	5,0	6,4	8,4	10,6	12,8	18,8
(iii)	2,8	3,5	5,0	6,4	8,2	10,0	11,6	17,0
(iv)	2,8	3,5	4,4	5,6	7,0	8,8	10,4	14,6

(d) Construções com blocos sólidos de concreto com relação entre a altura e a menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0.

cálculo em função do tipo de elemento da alvenaria (blocos ou tijolos), das dimensões deste elemento, da sua resistência à compressão e do tipo de argamassa empregado (Tab. 6), isto quando se trata de materiais e métodos construtivos que sigam as prescrições das normas britânicas. Caso contrário, recomenda-se o ensaio em corpos de prova de dimensões 1,2 m a 1,8 m de comprimento e 2,4 m a 2,7 m de altura.

No trabalho experimental (capítulos 4, 5 e 6) realizado com corpos de prova em escala natural, procurou-se obedecer sempre que possível os preceitos desta norma, uma vez que à época de preparação dos ensaios não existia nenhuma norma brasileira sobre o assunto aprovada, e por ser atualmente a norma mais empregada para o cálculo da Alvenaria Estrutural Não Armada no Brasil.

3.2.2.2 O código americano "Uniform Building Code - UBC 1979"

O código "Uniform Building Code" (71) em seu capítulo 24 fornece as especificações para o cálculo da alvenaria estrutural dimensionada racionalmente ("engineered unreinforced brick masonry").

TAB 7 - Resistência à compressão básica para a alvenaria não armada de tijolos (71).

RESISTÊNCIA À COMP. DAS UNIDADES (N/mm²)	COM INSPEÇÃO		
	ARGAMASSA TIPO M	ARGAMASSA TIPO S	ARGAMASSA TIPO N
98,5 ou mais	22,50	27,43	32,35
84,4	19,69	23,91	28,13
70,3	16,88	20,40	23,91
56,3	14,07	16,88	19,69
42,2	11,25	13,36	15,47
28,1	8,44	9,85	11,25
14,1	5,63	6,33	7,03

TAB 8 - Resistência à compressão admissível para carregamento axial (f_m) (71).

TIPO DE PEÇA	RESIST. À COMP. ADMISSÍVEL	
	SEM INSPEÇÃO	COM INSPEÇÃO
PAREDE	$0,10.f'_m$	$0,20.f'_m$
COLUNA	$0,08.f'_m$	$0,16.f'_m$

Nele o valor da resistência básica à compressão (f'_m) pode ser obtido por dois meios: através do ensaio de prismas com relação altura/comprimento entre 2,0 e 5,0 ou através de valores tabelados . (Tab. 7), quando se trata de materiais e métodos construtivos que sigam as prescrições das normas do U.B.C. .

A resistência admissível à compressão (f_m) é obtida através do valor mencionado no parágrafo anterior, e em função do tipo de peça (parede ou pilar) e do tipo de controle de qualidade, conforme está indicado na tabela 8 acima .

3.2.2.3 A norma alemã DIN 1053

Neste código (72) a resistência básica da alvenaria é obtida em função da argamassa utilizada e da classe de resistência à qual pertence o bloco (esta norma só se aplica para blocos e tijolos normalizados) (Tab. 9).

TAB 9 - Valores básicos de resistência permissível à compressão da alvenaria em N/mm²

	CATEGORIA DE RESIST. À COMP. DO BLOCO (N/mm²)	GRUPO DA ARGAMASSA			
		I	II	IIa	III
1	2,5	0,3	0,5	0,6	0,6
2	5,0	0,4	0,7	0,8	1,0
3	7,5 e 10	0,6	0,9	1,0	1,2
4	15	0,8	1,2	1,4	1,6
5	25	1,0	1,6	1,9	2,2
6	35		2,2	2,5	3,0

Mais recentemente, com a publicação da segunda parte deste código (73) é permitido o cálculo das estruturas de alvenaria, com base em ensaios em prismas. Esta forma de cálculo só é permitida em situações determinadas e com maior rigor no controle de qualidade.

Inicialmente através do ensaio em prismas, das características dos blocos e argamassas empregadas, a alvenaria é classificada em categorias de resistência. Através de uma tabela, com a categoria a que pertence a alvenaria, obtem-se os valores de resistência básica de cálculo β_r (Tab. 10). Para o cálculo da carga máxima permissível adota-se um valor de coeficiente de segurança $\gamma_w = 2,0$.

TAB 10 - Valores teóricos de resistência à compressão da alvenaria (N/mm^2).

CATEGORIA DE RESIST. DA ALVEN.	1,5	2,5	3,5	5	6	7	9	11	13	16	20	25
VALOR TEÓRICO (N/mm^2)	1,3	2,1	3,0	4,3	5,1	6,0	7,7	9,0	10,5	12,5	15,0	17,5

Em adição a este valor de resistência à compressão da alvenaria são feitas verificações da deformação máxima no caso de carga excêntrica e da segurança contra a flambagem.

Ressalta-se ainda que a classificação por categorias de resistência é feito pelo fabricante, que mantém um controle periódico para possuir um certificado de classificação da alvenaria.

3.2.3 Avaliação da capacidade resistente das paredes

3.2.3.1 Altura efetiva e espessura efetiva

A altura efetiva e a espessura efetiva são dois parâmetros em função dos quais a maioria das normas fornece os coeficientes de redução para corrigir os efeitos devidos à esbeltez e à excentricidade.

Os ensaios de laboratório apresentam condições bem

definidas de engastamento nas extremidades das paredes. O mesmo não ocorre com uma parede dentro da estrutura de um edifício. Na maioria dos casos, as normas utilizam um coeficiente para a correção da altura das paredes, de forma a tornar compatíveis as paredes ensaiadas em laboratório com as integrantes de uma estrutura. Estes coeficientes de correção são fornecidos em função do grau de rotação e deslocamento permitidos na base e nos topos das paredes. Este é o caso da norma britânica BS 5628 (16) já mencionada.

Quando se cuida de paredes de formatos especiais (Fig. 27) também a espessura deve ser corrigida (aumentada), para se levar em conta a maior rigidez das paredes que possuam elementos de travamento. Novamente é utilizado um fator de correção para a espessura, fator este obtido geralmente em função do espaçamento dos elementos enrigecedores e das dimensões relativas destes elementos e das paredes. É o que acontece no código americano "Uniform Building Code" (71).

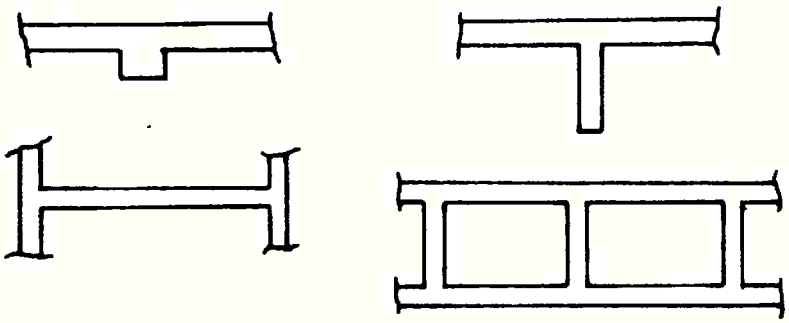


FIG 27 - Paredes com seções transversais de formatos especiais.

Os critérios para o cálculo da altura efetiva e da espessura efetiva variam de código para código, sendo função da experiência e do desenvolvimento da Alvenaria Estrutural Não Armada em cada país.

3.2.3.2 O efeito da esbeltez e excentricidade

A excentricidade do carregamento e a esbeltez das paredes estruturais são levados em conta na maioria dos códigos estruturais, na forma de coeficientes de redução da resistência básica da álvenaria. A seguir, faremos uma revisão de como o assunto é tratado pelas normas britânica, americana e alemã.

a) A norma britânica BS 5628 (16)

É recomendação desta norma que preferivelmente a excentricidade do carregamento (e_x) seja calculada, porém ela nos dá parâmetros para a adoção de uma excentricidade de cálculo, que é obtida com a hipótese de uma distribuição triangular de tensões no apoio da laje na parede (Fig. 28 (A)), a partir da face da parede. Admite também que esta excentricidade é máxima no topo da parede e varia linearmente até zero em sua base.

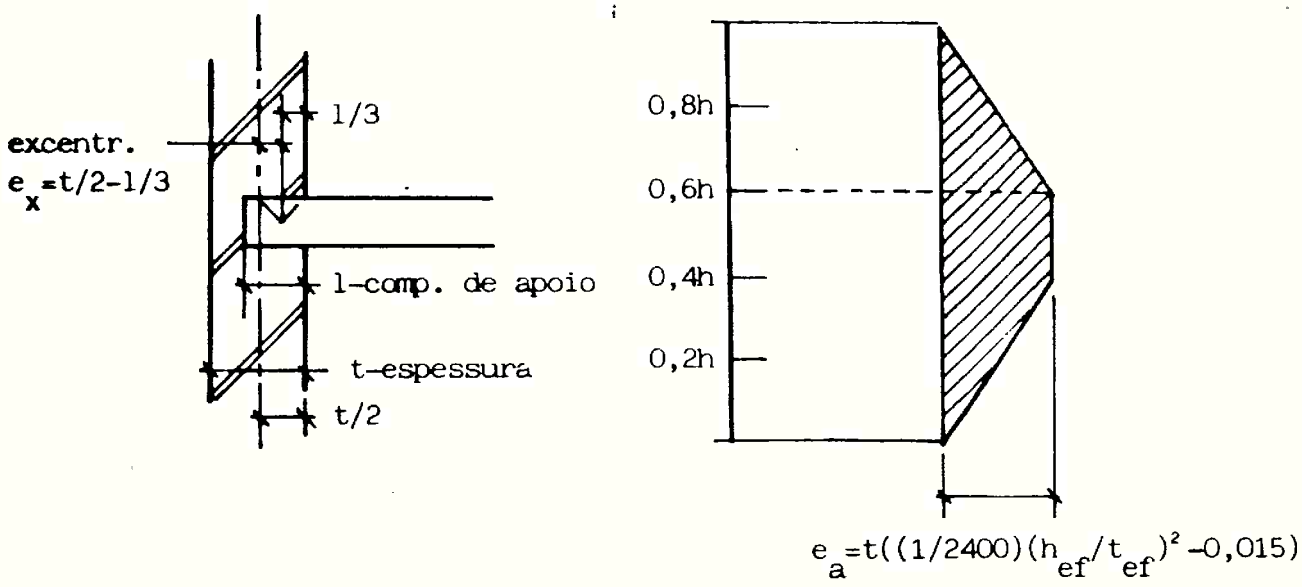


FIG 28 - (A) Excentricidade adotada (e_x); (B) Parcela de excentricidade adotada para considerar-se o efeito da esbeltez (e_a), segundo a norma britânica BS 5628 (11)

A esbeltez da parede é levada em conta, através do cálculo de uma nova parcela de excentricidade (e_a), cuja distribuição ao longo da parede é apresentada na Fig. 28 (B) e seu valor máximo calculado como sendo:

$$e_a = t\left(\frac{1}{2400}\left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 - 0{,}015\right)$$

onde: h_{ef} é a altura efetiva da parede e
t_{ef} é a espessura efetiva da parede.

Para o cálculo da carga máxima admissível é utilizado um diagrama de tensão uniforme (Fig. 29) cuja resultante está aplicada com uma excentricidade e_t (é o maior valor entre e_k e $0{,}6.e_k+e_a$ que é o maior valor de excentricidade a qual está submetida a parede) do eixo e cuja tensão máxima é dada por $1{,}1.f_k/\gamma_m$, onde f_k é a resistência à compressão característica, e γ_m é o coeficiente de segurança para os materiais.

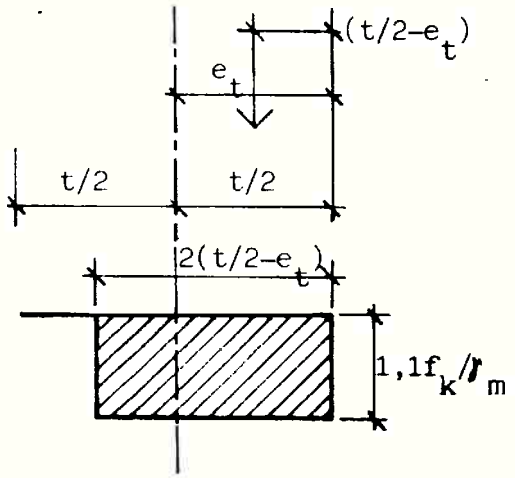


FIG 29 - Distribuição de tensões admitida pela norma britânica BS 5628 (16) para o cálculo da carga máxima admissível.

Desta forma, a carga resistente de projeto das paredes por unidade de comprimento é dada por:

$$\frac{P}{\ell} = \frac{\beta . t . f_k}{\gamma_m} \qquad \beta = 1,1.(1 - \frac{2.e_t}{t})$$

onde: t é a espessura da parede e
$\beta = 1,1.(1 - 2.e_t/t)$

O fator de redução, portanto, tem levado em conta a esbeltez e a excentricidade.

Finalmente a norma britânica define valores diferentes de coeficiente parcial de segurança para os materiais (γ_m) em função do tipo de controle de qualidade na fabricação dos blocos e do tipo de controle da construção, sendo o seu valor variável entre 2,5 e 3,5 .

b) O código norte-americano "Uniform Building Code - UBC 1979"

Com relação à esbeltez das paredes são feitas as seguintes recomendações para a Alvenaria Não Armada ("Engineering Brick Masonry"). O coeficiente de esbeltez (h/t) é limitado para paredes e colunas em função da máxima e mínima excentricidade atuante na parede, da seguinte forma:

$$\frac{h}{t} \leq 10(3-\frac{e_1}{e_2}) \qquad \text{para paredes}$$

$$\frac{h}{t} \leq 5(4-\frac{e_1}{e_2}) \qquad \text{para colunas}$$

onde: e_1 - menor excentricidade no topo ou na base da parede.
e_2 - maior excentricidade no topo ou na base da parede.

A redução da capacidade resistente da parede devido à esbeltez e à excentricidade é levado em conta, através de dois coeficientes de redução, C_s e C_e, respectivamente. Estes coeficientes são obtidos através das seguintes expressões:

$$C_s = 1,20 - \frac{h/t}{300}[5,7 + (1,5 + \frac{e_1}{e_2})^2] \leq 1,0 \quad \text{e}$$

$$C_e = 1 \quad \text{para e} \quad t/20$$

$$C_e = \frac{1,3}{1+\frac{6e}{t}} + \frac{1}{2}\left(\frac{e}{t} - \frac{1}{20}\right)\left(1 - \frac{e_1}{e_2}\right) \quad \text{para } t/20 < e \leq t/3$$

$$C_e = 1,95\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{e}{t} - \frac{1}{20}\right)\left(1 - \frac{e_1}{e_2}\right) \quad \text{para } t/6 < e \leq t/3$$

A excentricidade em uma parede de Alvenaria Estrutural Não Armada não pode passar de t/3, segundo os preceitos desta norma.

Desta forma, a carga máxima admissível para uma parede é dada por:

$$P = C_e . C_s . f_m . A_g$$

onde: A_g é a área bruta da secção transversal da parede.

c) A norma alemã DIN 1053

Esta norma, publicada em 1974 (72), é bastante restritiva quando trata da espessura mínima das paredes resistentes. Fixa a espessura mínima em 24 cm, sendo que para as paredes internas permite uma espessura mínima de 17,5 cm, e de 11,5 cm para edifícios de até quatro e dois pavimentos respectivamente, em condições especiais. Além disso, faz a ressalva de que a escolha da espessura das paredes deve levar em

conta a capacidade de isolamento térmico e acústico, a segurança contra o fogo e a estanqueidade.

Determinada a resistência básica da alvenaria o efeito da esbeltez é levado em conta na tabela 11 de onde se obtém a resistência do componente parede a partir da resistência básica da alvenaria obtida da tabela 9 e do coeficiente de esbeltez que é fixado em função da parede ser interna ou externa, da altura do pé direito e do número de pavimentos do edifício.

TAB 11 - Tensão máxima permissível da alvenaria em N/mm²

ESBELTEZ	VALORES BÁSICOS DE TENSÃO DE COMPRESSÃO PERMISSÍVEL (N/mm²)													
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,9	2,2	2,5	3,0
10	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,9	2,2	2,5	3,0
12			0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	1,0	1,1	1,3	1,5	1,7	2,0
14				0,3	0,3	0,4	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,4
16						0,3	0,3	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	1,0
18									0,3	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	0,7
20													0,3	0,3	0,5

3.2.4 Normalização no Brasil

No Brasil a normalização está restrita aos métodos de ensaio e especificações para poucos tipos de componentes (blocos e tijolos cerâmicos), não tendo sido elaboradas, na maioria das vezes, para abranger a Alvenaria Estrutural Não Armada.

O desenvolvimento deste método construtivo no país, entretanto, vem propiciando o desenvolvimento de algumas pesquisas, inclusive com o ensaio de paredes em escala natural, mas sendo ainda em número incipiente para a constituição da base

de uma normalização mais abrangente sobre o assunto.

Parte deste desenvolvimento resultou em projetos de norma, entre os quais poder-se-ía citar: "Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples" (74); "Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto - Procedimento" (75); "Projeto de obras de alvenaria estrutural de blocos de concreto - Procedimento" (76), todas da Associação Brasileira de Normas Técnicas, sendo voltadas para a Alvenaria Estrutural Armada.

É necessário ainda um esforço muito grande na obtenção de dados experimentais para que efetivamente se tenham parâmetros de projeto seguros e racionais para a Alvenaria Estrutural Não Armada no Brasil.

4 TRABALHO EXPERIMENTAL

Objetivando o melhor conhecimento dos materiais e do comportamento das paredes de Alvenaria Estrutural quando submetidas à compressão, foi efetuada uma série de ensaios no Laboratório de Construção Civil e Laboratório de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Estes ensaios abragem: a caracterização dos materiais utilizados, ensaios em corpos de prova de alvenaria de pequenas dimensões, prismas e "paredinhas", e ensaios em paredes de alturas compatíveis às alturas utilizadas na estrutura. Para tanto utilizaram-se blocos cerâmicos e sílico-calcários.

A principal meta dos ensaios foi a avaliação das principais características de resistência e deformação das alvenarias cerâmicas e sílico-calcárias, para os tipos de blocos e traços de argamassa empregados, e observação do comportamento estrutural dos corpos de prova em escala natural.

Foram moldadas e ensaiadas paredes com um tipo de bloco cerâmico estrutural e dois tipos de blocos sílico-calcários, com quatro traços distintos de argamassa, num total de 22 corpos de prova ensaiados. O número de paredes ensaiadas para cada tipo de bloco e traço de argamassa utilizada é apresentada na Tab. 12 abaixo. Para cada conjunto de duas paredes de blocos cerâmicos foram moldadas ainda tres paredinhas e quatro prismas com o mesmo bloco e argamassa. No ítem 4.1 é apresentada a caracterização dos materiais empregados na pesquisa.

TAB 12 - Número de corpos de prova parede moldados para cada traço de argamassa e tipo de bloco

TRAÇO DA ARGAMASSA (volume - cimento:cal:areia)	TIPO DE BLOCO		
	CERÂMICO (PERF.) 11,5 x 11,3 x 24,0 cm	SÍLICO-CALC. (PERF.) 11,5 x 11,3 x 24,0 cm	SÍLICO-CALC. (MACIÇO) 11,5 x 14,0 x 24,0 cm
1 : 0 : 3	2	-	-
1 : 1/2 : 4 1/2	2	-	-
1 : 1 : 6	4	5	2
1 : 2 : 9	2	5	-

Nos ítens subsequentes será pormenorizada a metodologia exprerimental utilizada.

4.1 Caracterização dos materiais empregados

Como mencionado anteriormente, foram usados neste trabalho um tipo de bloco cerâmico e dois tipos de blocos sílico-calcários, cujos formatos e dimensões nominais são apresentados na Fig. 30. O bloco cerâmico e um dos blocos sílico-calcários eram perfurados. Estes tinham dimensões nominais de 115 x 113 x 240 mm, seguindo a modulação de 12,5 cm (proveniente da normalização alemã). O outro bloco sílico-calcário era maciço e possuia 140 mm de espessura.

Na tabela 13 é apresentada uma caracterização dos blocos que inclui o valor de resistência à compressão, módulo de deformação, razão inicial de absorção (quantidade de água absorvida pelo bloco quando em contacto com uma lâmina de água de 1/8 pol. durante 1 minuto), absorção total e a avaliação da precisão dimensional (medidas feitas nos eixos das faces dos blocos).

Estes resultados foram obtidos com empredo da normalização americana da ASTM C-67 (77).

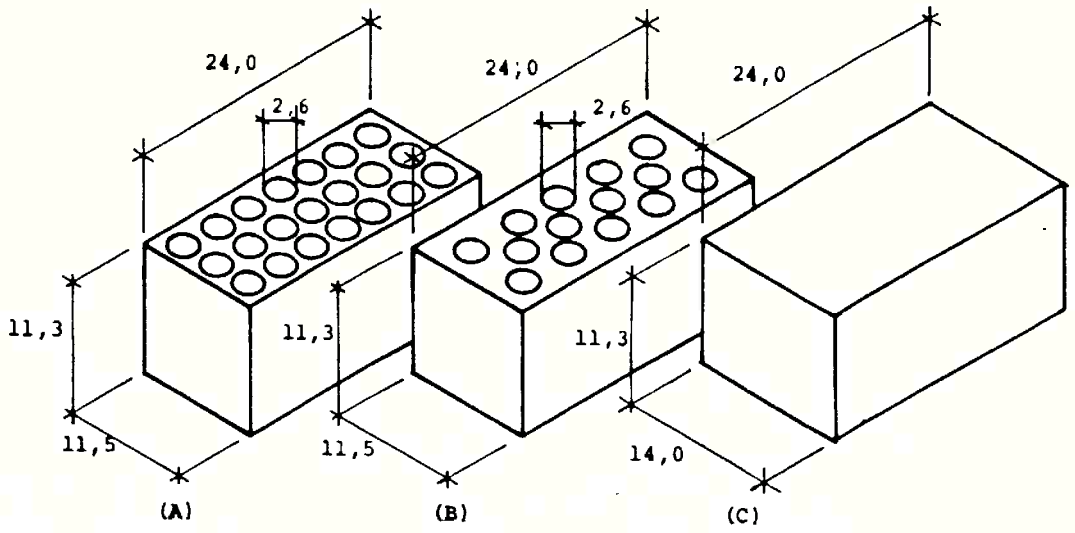


FIG 30 - Blocos utilizados na pesquisa experimental: (A) bloco cerâmico perfurado de formato 11,5 x 11,3 x 24,0 cm; (B) bloco sílico-calcário perfurado de formato 11,5 x 11,3 x 24,0 cm; (C) bloco sílico-calcário maciço de formato 14,0 x 11,3 x 24,0 cm.

Durante a construção dos corpos de prova de blocos cerâmicos foi feita a caracterização das argamassas empregadas nos ensaios da seguinte forma: Os traços em volume foram transformados em traços em massa, e a cada partida de argamassa produzida as massas de seus constituintes eram computados. A quantidade de água utilizada era determinada pelo pedreiro que adicionava água até que considerasse boa a trabalhabilidade da argamassa. Para cada parede, em dois instantes quaisquer da construção era retirada uma amostra de argamassa, determinava-se o seu teor de água e moldavam-se dois corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão, sendo estes últimos executados à mesma época dos ensaio das paredes. Na Tab. 14 são apresentados estes valores que caracterizam as argamassas empregadas.

A variação na dosagem em massa dos constituintes das argamassas foi em média de 4% . Os fatores a/c (água-cimento) e a/agl (água-aglomerante total) tiveram um coeficiente de variação em torno de 6% a 12%, valor não excessivamente elevado, uma vez que a quantidade de água era ajustada pelo pedreiro.

TAB 13 - Caracterização dos blocos empregados nos ensaios.

TIPO DE BLOCO		BLOCO CERAM. PEFURADO	BLOCO SÍLICO-CALC. PERF.	BLOCO SÍLICO-CALC. MACIÇO
RESIST. À COMP. (N/mm^2)	MÉDIA	10,6	11,4	21,1
	DES. PAD.	1,6	0,6	1,2
	COEF. VAR.	15,0 %	4,9 %	5,8 %
MÓDULO DE DEFORM. (N/mm^2)	MÉDIA	3493	5256	5570
	DES. PAD.	635	409	375
	COEF. VAR.	18,2 %	7,8 %	6,7 %
RAZXO INIC. DE ABSORÇXO (IRA) ($g/193cm^2$)	MÉDIA	21,0	118,2	19,2
	DES. PAD.	2,9	22,0	5,9
	COEF. VAR.	13,6 %	18,6 %	30,6 %
ABSORÇXO TOTAL (%)	MÉDIA	18,6	18,4	13,8
	DES. PAD.	0,8	0,7	0,4
	COEF. VAR.	4,0 %	3,8 %	2,9 %
PRECISXO DIMENS. -ALTURA (mm)	MÉDIA	114,0	114,1	112,5
	DES. PAD.	8,9	0,5	0,5
	COEF. VAR.	0,7 %	0,4 %	0,4 %
PRECISXO DIMENS. -ESPESSURA (mm)	MÉDIA	11,6	114,6	139,3
	DES. PAD.	0,8	0,6	0,5
	COEF. VAR.	0,6 %	0,5 %	0,4 %
PRECISXO DIMENS. -COMPRIM. (mm)	MÉDIA	24,3	240,0	240,0
	DES. PAD.	0,13	0,5	0,3
	COEF. VAR.	0,5 %	0,2 %	0,1 %

TAB 14 - Caracterização das argamassas.

TRAÇO EM VOLUME (nominal)	1:0:3	1:1/2:4 1/2	1:1:6	1:2:9
TRAÇO EM MASSA (médio)	1:0:3,25	1:0,22:4,15	1:0,50:4,15	1:0,95:9,2
FATOR AGUA/CIMENTO (em massa)	0,66	1,01	1,65	2,45
FATOR AGUA/AGLOM. (massa)	0,66	0,83	1,10	1,25
RESISTÊNCIA À COMPRES - SÃO (N/mm^2)	10,49	7,23	3,97	2,01

Os valores de resistência à compressão das argamassas tiveram um coeficiente de variação no intervalo de 20% a 25% valor que é relativamente alto, mas deve refletir a realidade de variação deste parâmetro nas construções em que se permite o reamassamento da argamassa pelo pedreiro.

Os materiais utilizados para a confecção das argamassas foram: areia silicosa natural "lavada", de granulometria média (módulo de finura de 2,72); cimento portland CP 32 e cal cálcica hidratada (proveniente de São Paulo). Era feita uma argamassa de areia e cal com antecedência de no mínimo 24 h, sendo adicionado o cimento e o resto da água para propiciar uma boa trabalhabilidade na hora da utilização.

4.2 Metodologia de ensaio

4.2.1 Corpos de prova

Os corpos de prova de alvenaria utilizados neste trabalho foram de tres tipos: prismas, paredinhas e paredes. Os prismas eram moldados assentando-se um bloco inteiro sobre o

outro, com uma junta de um centímetro de espessura, resultando num corpo de prova de dimensões nominais de 24 x 24 x 11,5 cm. As paredinhas foram moldadas, assentando-se cinco fiadas de blocos, com comprimento de dois blocos cada fiada, e juntas de um centímetro de espessura, com as juntas verticais coincidindo com o centro do bloco da fiada inferior, de forma a se ter a "amarração" dos blocos geralmente utilizado nas obras, sendo portanto necessária a utilização dos meio-blocos nas 2ª- e 4ª- fiadas. As dimensões nominais finais destas paredinhas foram de 49,0 x 61,5 x 11,5 cm de comprimento, altura e espessura respectivamente.

As paredes foram moldadas com 21 fiadas de 5 blocos de comprimento, assentadas com juntas de 1 cm de espessura, com amarração que se utilizou dos meio-blocos, sendo as suas dimensões nominais 124,0 x 261,5 x 11,5 cm de comprimento, altura e espessura respectivamente.

Na moldagem dos corpos de prova, o controle das características geométricas era feito com os instrumentos normalmente utilizados pelo pedreiro, isto é, empregava-se o nível de bolha para a ajustagem do nível dos blocos, uma linha para a verificação do alinhamento das fiadas e o prumo de pedreiro para o controle da verticalidade da parede. A espessura da junta de argamassa era controlada, medindo-se a altura total da parede a cada quatro ou cinco fiadas assentadas.

Para a identificação dos corpos de prova foi adotada a seguinte numeração:

a) Para as paredes uma ou duas letras e dois números separados por um traço (por ex. C 1-1). As letras indicam a natureza do bloco utilizado na moldagem do corpo de prova, C-cerâmico e SC-sílico-calcário. O primeiro número indica o formato do bloco e a argamassa, sendo que para as paredes cerâmicas, em que todos os blocos possuem formato nominal de 11,5 x 11,3 x 24,0 cm, os números correspondem aos seguintes traços em volume (cimento:cal:areia), 1)- 1:0:3 , 2)- 1:1/2:4 1/2 , 3)- 1:1:6 e 4)- 1:2:9. Para os blocos sílico-calcários os números 1 e 2 indicam o bloco perfurado de formato nominal 11,5 x 11,3 x 24,0 cm e argamassas de traços 1:1:6 e 1:2:9 respectivamente, e o

número 3 representa blocos maciços de formato 14,0 x 11,3 x 24,0 cm e argamassa traço 1:1:6. O último número da identificação representa o número de ordem do exemplar moldado com aquele determinado tipo de bloco e argamassa.

b) As paredinhas possuíam identificação semelhante à das paredes, diferenciando-se apenas por mais um numeral colocado ao final da identificação separado por um ponto (por ex. C 1-1.1). As duas primeiras letras e os dois primeiros números identificam a parede que possui os mesmos materiais e que foi moldada na mesma data da paredinha, sendo o último algarismo o número de ordem do exemplar moldado para aquela parede.

c) Os prismas foram ientificados de forma semelhante às paredinhas.

Os corpos de prova prisma e paredinha foram moldados sobre uma superfície horizontal, colocando-se os blocos da primeira fiada sobre um filme plástico. Devido ao seu pequeno tamanho e peso, estes foram transportados em carrinhos manuais até o local onde completavam o tempo de cura, e deste até a máquina de ensaio. Para o transporte inicial do corpo de prova era respeitado o limite mínimo de 48 h após a moldagem.

Para que fosse possível ensaiar o maior número de paredes no menor espaço de tempo possível, estas foram moldadas fora da máquina de ensaio, sobre vigas de concreto armado, que permitiam, através de dispositivo apropriado, o transporte destas ao local de cura e ensaio. O mesmo limite de tempo mínimo de 48 h após a moldagem da parede foi respeitado para o transporte inicial desta.

Desta forma, foi moldada uma parede por dia, com a suas respectivas paredinhas e prismas.

A cura foi feita no recinto do Laboratório, não ficando, portanto, nenhum dos corpos de prova submetido à ação direta do sol ou vento, por isso, nenhuma providência em especial foi tomada em relação à cura dos corpos de prova.

Os corpos de prova parede foram ensaiados 60 dias após a moldagem, bem como os prismas e as paredinhas correspondentes à cada corpo de prova parede. Devido a dificuldades de mão de obra do Laboratório, alguns corpos de

prova foram ensaiados com tres dias de atraso, isto é, 63 dias, e a maioria deles com dois dias de atraso, isto é, 62 dias. Estas pequenas variações nas datas dos ensaios em face ao período de cura não devem ter provocado alterações significativas nos resultados.

4.2.2 Máquinas de ensaio

Os prismas foram esaiados em uma máquina universal de ensaio, marca LOSENHAUSEN tipo UPH 60 de capacidade máxima de carga de 60 tf. As paredinhas foram ensaiadas num quadro rígido, equipado com um cilíndro hidráulico de capacidade máxima de carga de 300 tf que aplicava a carga uniformemente distribuida no topo da paredinha através de uma viga rígida. O acionamento do cilíndro hidráulico eram feitas por uma bomba de óleo manual e as leituras do carregamento era feito por uma célula de carga e o equipamento eletrônico de leitura necessário (Fig. 31).

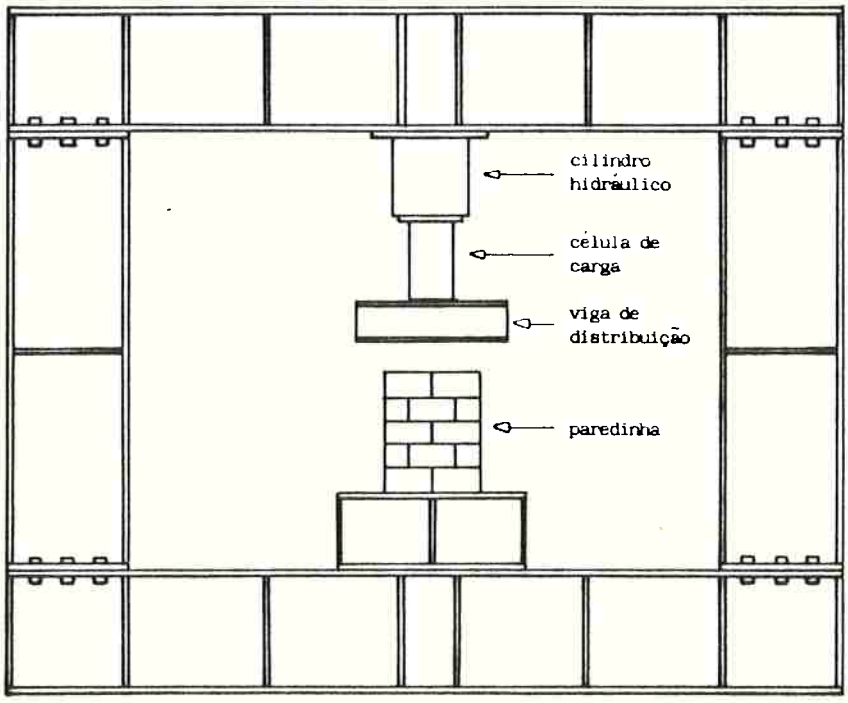


FIG 31 - Esquema do quadro rígido utilizado no ensaio das paredinhas.

Para os experimentos com as paredes foi construida uma máquina de ensaio especialmente para esta finalidade no Laboratório de Construção Civil e Laboratório de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

A máquina de ensaio de paredes possui, em linhas gerais, a seguinte forma: é constituida de dois pórticos com uma viga central onde estão presos os cilíndros hidráulicos que fazem o carregamento da parede, rótulas e placas de aço que fazem a distribuição do carregamento no topo da parede (Fig. 32). Quando os cilíndros hidráulicos não estão em ação a estrutura apoia-se sobre tubos de aço. Quando em ação, ancora-se na laje de reação através de barras de aço com rosca (sistema Dywidag), que passam por dentro das colunas de aço.

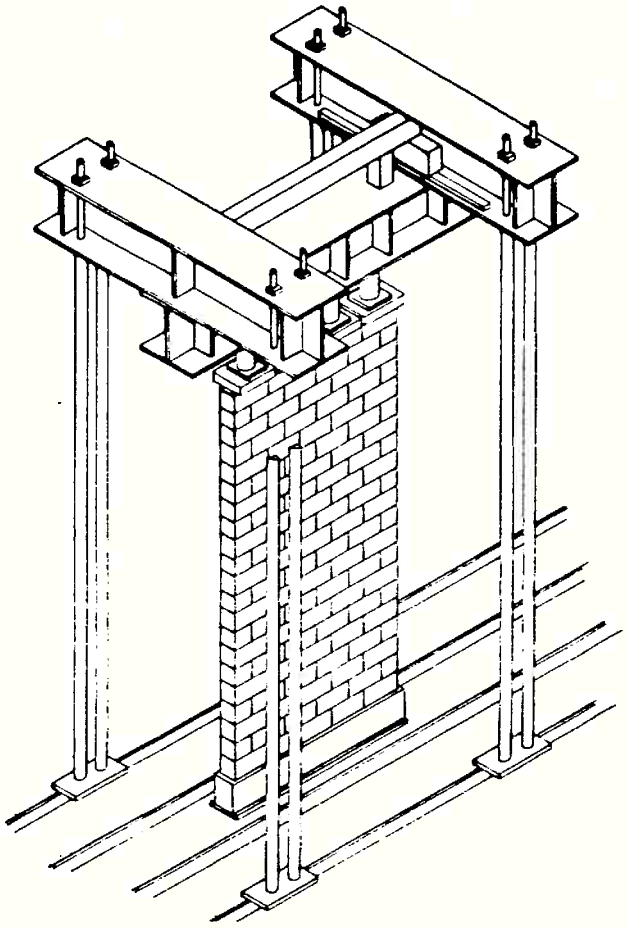


FIG 32 - Esquema do pórtico utilizado no ensaio dos corpos de prova em escala real (paredes).

Cada um dos pórticos é constituido de um perfil tipo coluna soldada CS 400/156, que possui uma seção transversal em forma de um "H" e dimensões de 400 x 400 mm, feito em chapa de 19 mm de espessura, sendo colocados ainda, reforços em chapa de aço de 19 mm de espessura nas posições em que há transição de carga deste elemento para outro elemento. Este perfil apoia-se sobre quatro colunas feitas de tubos de aço de 100 mm de diâmetro por 1,9 mm de espessura de parede, preenchido no seu interior por argamassa de cimento e areia, deixando-se, entretanto, um miolo ôco por onde passa uma barra de ancoragem de 32 mm de diâmetro, que é submetida à tração quando o pórtico é carregado.

O perfil central também é do tipo coluna soldada CS 400/156 com reforços nas posições de transição de carga e sobre cada um dos quatro cilíndros hidráulicos que acionam o pórtico. Os cilíndros possuem capacidade de carga de 50 tf e curso do pistão de 150 mm. Na extremidade de cada um destes cilíndros foi acoplada uma rótula mecânica e uma placa de aço de 40 mm de espessura perfeitamente retificada. Este conjunto ajustava-se ao topo das paredes, mesmo que a última fiada da parede não estivesse perfeitamente nivelada.

Uma das premissas do projeto desta máquina de ensaio foi que se devia poder realizar no mínimo um ensaio por dia. Assim as paredes deveriam ser construidas e esperar o período de cura fora da máquina de ensaio e só transportada para esta, com a ponte rolante, no momento do ensaio.

Para permitir o posicionamento dos corpos de prova pela ponte rolante, a viga central da máquina de ensaio deve deslocar-se. Por isso construiu-se um carro que movimenta se em trilhos na aba inferior de cada uma das vigas dos pórticos e que sustenta a viga principal quando não se está realizando nenhum ensaio.

Desta forma, para o ensaio de uma parede, tem-se que deslocar a viga principal empurrando-a para o lado, deixando livre o espaço para a ponte rolante posicionar a parede no lugar definitivo de ensaio. Após a colocação da parede basta empurrar-se a viga principal de volta a sua posição acima da parede. Quando os cilíndros hidráulicos entram em carga, o carro

é levantado dos trilhos alguns poucos milímetros e a viga principal entra em contacto com os dois pórticos que começam a reagir ao esforço aplicado.

A parede, quando posicionada, fica sobre uma base feita de argamassa de resina epóxi, que se ajusta perfeitamente à viga sobre a qual as paredes foram moldadas. No topo da parede, entre a última fiada e as placas de aço presas nas rótulas dos cilíndros hidráulicos é colocada uma placa de madeira reconstituída macia ("soft-board"), que com o carregamento amolda-se perfeitamente a quaisquer imperfeições que existam no topo da parede, minimizando concentrações de tensões em qualquer ponto do topo da parede.

O acionamento dos cilíndros hidráulicos é feito por uma bomba de óleo manual. O sistema teve que ser manual a fim de se obterem as baixas velocidades de acréscimo de carregamento que este ensaio exige.

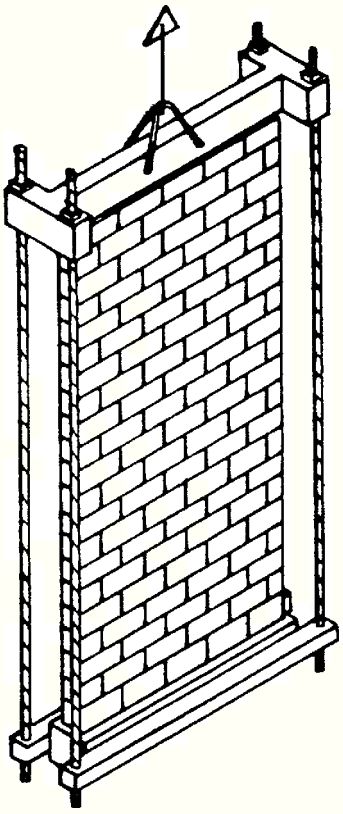


FIG 33 - Esquema do aparato de transporte dos corpos de prova parede.

Para o transporte das paredes pela ponte rolante foi construído um aparato especial, que é mostrado na Fig. 33. Este possue duas vigas de aço que se prendem à viga de concreto sobre a qual é moldada a parede. Através de quatro barras de aço rosqueadas é aplicada uma leve compressão no topo da parede, por uma outra viga de aço. O corpo de prova era suspenso por cabos de aço que se prendem nesta viga superior. Este esquema de transporte garante a estabilidade do conjunto e o transporte do corpo de prova sem que nele ocorra nenhuma perturbação.

4.2.3 Leituras

No ensaio dos prismas, o valor da carga aplicada foi obtido diretamente da máquina universal de ensaio.

No caso das paredinhas, foi utilizada uma célula de carga e o equipamento eletrônico de leitura para a obtenção dos valores da carga aplicada. Concomitantemente a estas leituras foram feitas duas leituras de deformação total da paredinha, em cada uma de suas faces. O instrumento utilizado para tanto é um extensômetro mecânico marca "Huggenberger" que possui divisões de 0,0001 polegadas em sua escala e efetua medidas em pontos distanciados de 50 cm entre si. Na Fig 34(A) é mostrado um esquema com todos os pontos em que foram feitas leituras nas paredinhas.

A leitura do valor da carga aplicada sobre cada parede foi feita através de um manômetro que mede a pressão do óleo no circuito que liga em paralelo os quatro cilíndros hidráulicos da máquina de ensaio. O manômetro possui fundo de escala de 700 Kgf/cm^2 e menor divisão de escala de 5 Kgf/cm^2, o que em carregamento aplicado equivale aproximadamente à 220 tf e 1,6 tf respectivamente.

Como nas paredinhas, também nas paredes foram feitas medidas de deformação dos blocos e da junta de argamassa. Estas leituras foram executadas em tres pontos (a, b, c) em cada uma das faces da parede, com um extensômetro mecânico "Tensotast" de precisão 0,001 mm, utilizando um distanciamento de 5 cm entre os pontos de leitura. Conjuntamente a estas foram efetuadas

medidas de deformação da alvenaria, com o extensômetro mecânico "Huggenberger" com distanciamento de 50 cm entre os pontos de leitura. Foram feitas duas medidas, uma no eixo e outra perto da extremidade, nos terços superior (pontos 1 e 2), médio (pontos 3 e 4) e inferior (pontos 5 e 6) de cada uma das faces das paredes e ainda uma medida na direção transversal ao carregamento (ponto 7), no total de qüatorze medidas.

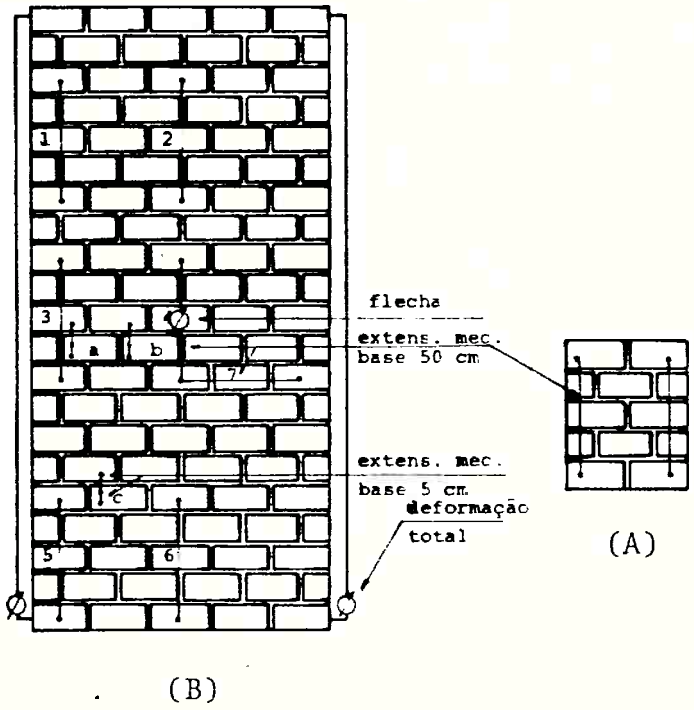


FIG 34 - Corpos de prova paredinha (A) e parede (B) com o esquema dos pontos de leitura das deformações.

A deformação total das paredes foi medida nas suas extremidades, tomando-se como pontos de medida o eixo da primeira e da última fiada. Foram feitas com relógios comparadores, de menor divisão da escala de 0,001 mm, em conjunto com um sistema de suporte adequado. Adicionalmente a estas medidas foi feita a leitura do deslocamento horizontal da parede no ponto médio (flecha), através de um relógio comparador que possui a menor divisão da escala de 0,01 mm. Um esquema com todas as medidas efetuadas durante o ensaio das paredes é mostrado na Fig 34(B).

4.2.4 Ensaio

Nos ensaios dos prismas de alvenaria executados na prensa universal, utilizaram-se duas placas de madeira reconstituida com 1 centímetro de espessura, no topo e na base dos prismas. Quando do início do carregamento estas placas ajustavam-se às irregularidades da superfície dos blocos, distribuindo uniformemente as tensões. Este ensaio foi feito com a mesma velocidade com que são ensaiados os blocos (velocidade tal que o carregamento realize-se entre 1 e 2 minutos). O carregamento foi centrado com o eixo vertical do prisma .

Tanto no ensaio das paredinhas como no ensaio das paredes foi utilizada a velocidade de carregamento de 1,0 N/mm^2.min que é a velocidade recomendada pela norma britânica BS 5628 part 1 (16) para o ensaio de paredes.

No ensaio de paredinhas foi verificado inicialmente o aprumamento desta com o prumo de pedreiro, sendo corrigidos os desvios do prumo e calçando-se a viga de aço que era a base de apoio das paredinhas. A carga foi aplicada sem excentricidade, distribuída uniformemente no topo da paredinha por uma viga de aço. Interrompeu-se o carregamento de dez a doze vezes em cada ensaio, por um período de no máximo 30 segundos para a realização das leituras de deformação.

O ensaio de parede foi executado, seguindo-se ao máximo as prescrições da já citada norma britânica BS 5628 part 1. Escolheu-se esta norma por não existir, na época do planejamento e execução dos ensaios, nenhuma normalização nacional para este tipo de ensaio, por ser a norma britânica a que apresenta o maior desenvolvimento neste campo, e por ser a norma de cálculo de Alvenaria Estrutural Não Armada mais empregada no Brasil.

Para a execução do ensaio, foi posicionado inicialmente o corpo de prova sobre a base da máquina de ensaio. Fez-se, então, a verificação do aprumamento da parede com um prumo de pedreiro, sendo corrigida qualquer distorção no prumo através do calçamento da base em que se apoiava a parede, com chapas de aço. Como a viga na qual se prendem os quatro cilíndros

hidráulicos é móvel (ver ítem 4.2.2) foi possível fazer-se o ajuste do eixo dos macacos, com o eixo da parede, fazendo-se desta forma o carregamento centrado. No topo da parede foi colocada uma chapa de madeira reconstituída macia do mesmo tipo utilizado para os prismas e paredinhas, que em conjunto com as rótulas mecânicas e as chapas de aço acopladas na cabeça de cada cilíndro hidráulico fazia a distribuição de tensões ser uniforme em todo o topo da parede.

Foram feitas de oito a doze paradas no carregamento em cada ensaio, a fim de realizarem-se as medidas de deslocamento e deformações que foram descritas no ítem anterior. Em cada uma destas paradas interrompeu-se o carregamento por no máximo 2 minutos.

Para as paredes cerâmicas foi feito o acompanhamento da fissuração da parede, marcando-se as fissuras e a carga com a qual elas aparecem e fotografando-se os corpos de prova. Quando o corpo de prova chegava próximo à carga de ruptura, removia-se a instrumentação e carregava-se o corpo de prova até a ruptura.

A seguir, é apresentada uma seqüencia fotográfica na qual é mostrado o transporte, posicionamento e ensaio de uma parede cerâmica (FIGs. 35, 36, 37).

FIG 35 - Transporte de uma parede cerâmica.

FIG 36 - Posicionamento de uma parede cerâmica.

FIG 37 - Ensaio de uma parede cerâmica.

5 CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DAS PAREDES DE BLOCOS CERÂMICOS E SÍLICO-CALCÁRIOS ENSAIADAS

Em todos os ensaios de parede, foram efetuadas as medidas da carga de ruptura, observação da fissuração e medidas de deformação das paredes e de seus elementos (blocos e juntas de argamassa - ver capítulo 4), pois pretendeu-se avaliar tanto as características de resistência como as características de deformabilidade dos materiais estudados. Tratou-se, neste capítulo, das características ligadas à deformabilidade dos materiais ensaiados, deixando-se para o capítulo 6 as ligadas à resistência mecânica e ao modo de ruptura das paredes.

Neste capítulo, mostram-se os valores do módulo de deformação da alvenaria para diversas combinações de traço e tipo de blocos utilizados. Comparam-se os valores das paredes moldadas com blocos cerâmicos, obtidos nos ensaios em corpos de prova em escala natural (paredes), com os obtidos dos corpos de prova de dimensões reduzidas (paredinhas) e com os valores observados na literatura consultada.

Com os valores de deformação obtidos dos componentes das paredes (bloco e junta de argamassa), fez-se uma avaliação da contribuição de cada um destes componentes no módulo de deformação da alvenaria. Avaliaram-se, ainda, as diferenças no módulo de deformação nos diversos pontos em que foram feitas as medidas, nos corpos de prova de grandes dimensões (paredes).

5.1 Resultados experimentais

5.1.1 Paredes cerâmicas e sílico-calcárias

Os resultados provenientes dos ensaios das paredes cerâmicas e sílico-calcáreas são mostrados na Tab 1 até Tab 22 do ANEXO 1, correspondendo cada uma das tabelas ao ensaio de uma parede. Nelas estão discriminados o número da parede, tipo de bloco, traço da argamassa utilizada na sua moldagem, a data da moldagem e do ensaio do corpo de prova e a resistência à compressão da parede.

Encontram-se, ainda, os valores de deformação específica obtidos, bem como os valores de tensão de compressão aplicada , nas quais foram feitas as medidas. São elas:

a) dois conjuntos de medidas feitas com relógios comparadores, cujos suportes eram fixados à lateral das paredes, em dois pontos distanciados entre si de 250 cm, isto é, pegando toda a altura do corpo de prova, na lateral esquerda e direita da parede;

b) seis conjuntos de medidas da deformação vertical, obtidos dos pontos cuja localização é mostrada na Fig. 34(B) (pontos 1 a 6), feitos com o extensômetro mecânico que tomava as medidas de pontos distanciados de 50 cm entre si;

c) um conjunto de medidas da deformação horizontal do corpo de prova, obtido com o mesmo instrumento mencionado acima (ponto 7).

Existem, ainda, seis conjuntos de medidas da deformação específica vertical, feitas com um extensômetro mecânico que tomava estas medidas entre pontos distancidos de 5 cm, sendo três delas feitas na altura de um bloco (pontos a, b e c) e três delas feitas entre dois blocos, pegando-se a junta de argamassa de permeio (pontos a, b e c). A localização destes pontos é também mostrada na Fig. 34(B). Finalmente, existe um conjunto de leituras que mostra o deslocamento do ponto médio da parede no plano horizontal (flecha).

Em nenhum dos ensaios executados com as paredes sílico-calcárias foram tomadas as medidas de deformação nos

pontos 1 e 2, apresentando, portanto, as tabelas de nº- 11 a 22 do ANEXO 1 apenas quatro conjunto de leituras de deformação vertical ao invés de seis. Excepcionalmente para a parede de bloco sílico-calcário SC 1-1 foram feitas as medidas mencionadas acima em apenas 3 pontos (pontos 3, 4 e 5), não sendo feita a medida de deformação horizontal. Para esta parede as medidas de deformação do bloco e da junta de argamassa foram feitas em apenas 2 pontos (pontos a e b).

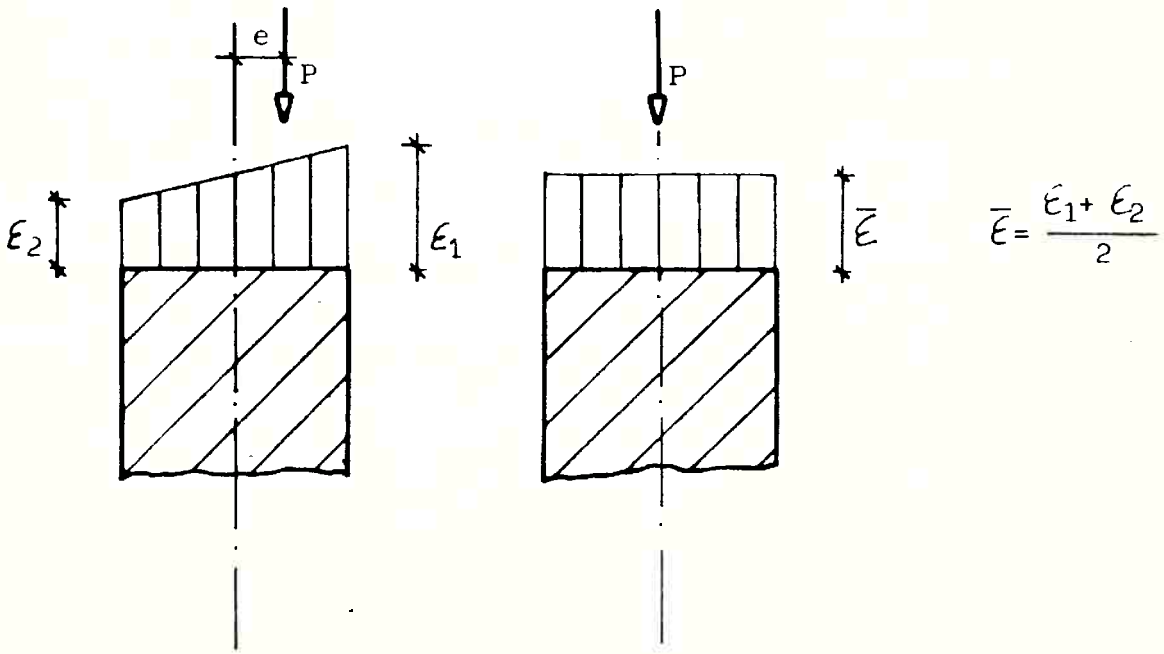


FIG 38 - Distribuição de deformações nas seções tranversais de paredes solicitadas por cargas centradas e excêntricas.

Embora, em todos os ensaios, o carregamento aplicado tenha sido axial, sempre existem imperfeições, tanto na execução dos ensaios como na moldagem dos corpos de prova, que introduzem uma excentricidade indesejável no carregamento, mesmo que pequena. A fim de minimizar os efeitos introduzidos por esta excentricidade, todas as leituras feitas sobre as faces das paredes, isto é, as de deformação vertical nos pontos de nº- 1 a 6, deformação horizontal, deformacão vertical do bloco e da

argamassa, foram feitas nas duas faces da parede, sendo utilizado nas tabelas os valores médios destas duas leituras, isto porque, consideramdo-se o regime elástico linear, esta deformação média seria igual à deformação obtida com o carregamento centrado (ver Fig. 38).

Os valores nas tabelas já foram divididos pelo comprimento nos quais foram feitas as leituras, tratando-se, portanto, de valores de deformação específica. Cabe ainda lembrar que para a facilidade de leitura, estes valores foram multiplicados por 10.000 .

A partir dos valores encontrados nas tabelas acima foram plotados gráficos, que são apresentados no ANEXO 2. Para cada tabela foram plotados um conjunto de seis gráficos: Tensão versus Deformação Específica Vertical (lado direito e esquerdo da parede), Tensão versus Deformação Específica Vertical (pontos de 1 a 6), Tensão versus Deformação Específica Horizontal, Tensão versus Deformação Específica dos blocos (pontos a, b e c), Tensão versus Deformação Específica da Junta de Argamassa (pontos a, b e c) e Tensão versus Deslocamento Horizontal do Ponto Médio.

Contrariamente ao usual, nestes gráficos as tensões estão plotadas nas abcissas e as deformações específicas ou deslocamento estão plotados nas ordenadas. Isto é devido às limitações próprias do programa de computador utilizado para a geração dos gráficos.

5.1.2 Paredinhas Cerâmicas

Os resultados referentes aos ensaios das paredinhas moldadas com blocos cerâmicos são mostradas no ANEXO 3, nas tabelas de nº- 1 a 4. Cada uma destas tabelas refere-se a um tipo de argamassa e estão discriminados em cada uma delas o número dos corpos de prova, a data da moldagem e do ensaio, o tipo de bloco e de argamassa utilizados na moldagem do corpo de prova e a resistência à compressão observada nos ensaios.

Encontram-se, nestas tabelas, os valores de tensão de compressão aplicada e um conjunto de valores de deformação específica para cada corpo de prova, referentes à deformação

específica vertical das paredinhas cuja medida foi feita ao longo de sua altura total, em posições junto à borda desta como está indicado na Fig. 34(A). Estas medidas foram feitas com o extensômetro mecânico "Huggenberger", a partir de pontos distanciados 50 cm entre si.

Para reduzir os efeitos de qualquer excentricidade introduzida durante o ensaio, aqui também foi tomado o valor médio de deformação, lido nas extremidades das duas faces do corpo de prova, pelos mesmos motivos já explicados no ítem anterior. Os dados aqui apresentados estão na mesma forma que no ítem anterior, isto é, os valores já estão divididos pelas distâncias nas quais foram feitas as medidas (valores relativos), sendo entretanto multiplicados por 10.000 para facilidade de leitura.

A partir destes dados foram plotados os gráficos de Tensão versus Deformação Específica Vertical, que estão apresentados no ANEXO 4.

5.2 - Valores do módulo de deformação das alvenarias cerâmicas e sílico-calcárias para as argamassas estudadas

A partir do resultado do ensaio das paredes, apresentados nas tabelas de nº- 1 a 22 do ANEXO 1, e dos gráficos do ANEXO 2, obteve-se, para cada ponto de leitura, a reta que melhor se ajusta aos dados. Para tanto utilizou-se do método dos mínimos quadrados.

Optou-se pela interpolação linear, pois as leituras de deformação obtidas encontravam-se na sua grande maioria dentro da fase elástica da curva tensão - deformação, e por facilitar a manipulação dos resultados.

Da inclinação de cada reta interpolada obteve-se o módulo de deformação. Desta forma, temos um valor do módulo de deformação para cada ponto de leitura distinto do mesmo corpo de prova. Nas Tab. 15 e 16 abaixo, são apresentados os valores do módulo de deformação para as paredes cerâmicas e sílico-calcárias respectivamente.

TAB 15 - Módulo de deformação das paredes cerâmicas.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	Esq. (N/mm²)	Dir. (N/mm²)	Ponto 1 (N/mm²)	Ponto 2 (N/mm²)	Ponto 3 (N/mm²)	Ponto 4 (N/mm²)	Ponto 5 (N/mm²)	Ponto 6 (N/mm²
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:0:3	C 1-1	4360	4233	3924	3916	3547	3579	4060	3092
		C 1-2	3630	3310	3579	3629	3101	3023	4800	3686
		MÉDIA	3877		3661					
		DES. PAD	435		471					
		COEF.VAR	11,22 %		12,87 %					
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1/2:4 1/2	C 2-1	2579	3292	2433	3142	3212	2997	2792	3325
		C 2-2	3067	3065	2867	2932	2947	2525	2665	2967
		MÉDIA	3001		2900					
		DES. PAD	260		255					
		COEF.VAR	8,86 %		8,79 %					
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	C 3-1	1941	2879	1951	1787	2495	2728	2807	2968
		C 3-2	2413	4374	2947	3262	2630	2841	2391	3288
		C 3-3	2585	3381	3068	3468	2074	2691	3021	3378
		C 3-4	2982	3868	3486	3722	2814	2979	3342	3370
		MÉDIA	3053		2816					
		DES. PAD	743		735					
		COEF.VAR	24,34 %		26,10 %					
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:2:9	C 4-1	2071	2716	2816	1922	1746	1851	2788	3086
		C 4-2	1749	2823	2259	3190	1441	1535	2555	2891
		MÉDIA	2340		2340					
		DES. PAD	446		598					
		COEF.VAR	19,07 %		25,54 %					

Nestas tabelas os valores estão separados em grupos que correspondem a corpos de prova moldados com o mesmo tipo de bloco e argamassa e, conforme o instrumento de medida que obteve o resultado: relógios comparadores (medida feita em toda a altura da parede) ou extensômetro mecânico (medida feita entre pontos distanciados 50 cm entre si). Para cada um dos grupos foram calculados a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos valores.

Pode-se observar que os valores médios dos módulos de deformação obtidos com os dois métodos são bastante próximos entre si. Alguns dos grupos apresentam um coeficiente de variação

razoavelmente elevado. Isto se deve em parte à imprecisão intrínseca às medidas realizadas, porém são também reflexo da grande variabilidade do módulo de deformação, dentro do corpo de prova, pois como já foi dito no capítulo anterior, permitiu-se o reamassamento da argamassa durante a moldagem para a manutenção da trabalhabilidade. Esta prática introduziu porém uma grande variabilidade nas propriedades mecânicas da junta de argamassa ao longo de todo o corpo de prova, que aliado à variabilidade dos blocos nos leva a estes valores elevados.

TAB 16 - Módulo de deformação das paredes sílico-calcárias.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	Esq. (N/mm²)	Dir. (N/mm²)	Ponto 1 (N/mm²)	Ponto 2 (N/mm²)	Ponto 3 (N/mm²)	Ponto 4 (N/mm²)
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	SC 1-1	1853		3960	3714	2391	3092
		SC 1-2	6347	4024	4474	4083	4628	4620
		SC 1-3	4984	5316	3063	4334	4055	4548
		SC 1-4	4272	4631	5616	3835	6381	5896
		SC 1-5	3211	4151	3519	3712	3286	3973
		MÉDIA	4310		4159			
		DES. PAD.	1205		949			
		COEF.VAR.	27,96 %		22,82 %			
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:2:9	SC 2-1	2085	3060	2556	2280	2604	2818
		SC 2-2	1740	2208	2609	2527	2136	2156
		SC 2-3	2443	2796	3140	3077	2564	2824
		SC 2-4	2979	4353	3097	3072	2393	2888
		SC 2-5	2689	3415	3181	2995	2356	3189
		MÉDIA	2777		2723			
		DES. PAD.	708		342			
		COEF.VAR.	25,49 %		12,54 %			
SÍLICO-CALCÁRIO MACIÇO (14,4 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	SC 3-1	3384	4819	3372	5564	3548	3626
		SC 3-2	2399	3065	2594	2554	3395	3528
		MÉDIA	3417		3523			
		DES. PAD.	884		867			
		COEF.VAR.	25,88 %		24,62 %			

Dos valores indicados nestas tabelas pode-se observar que houve uma queda em média de cerca de 20% no valor do módulo de deformação das paredes moldadas com blocos cerâmicos, quando se vai do traço 1:0:3 em volume para o traço 1:1/2:4 1/2.

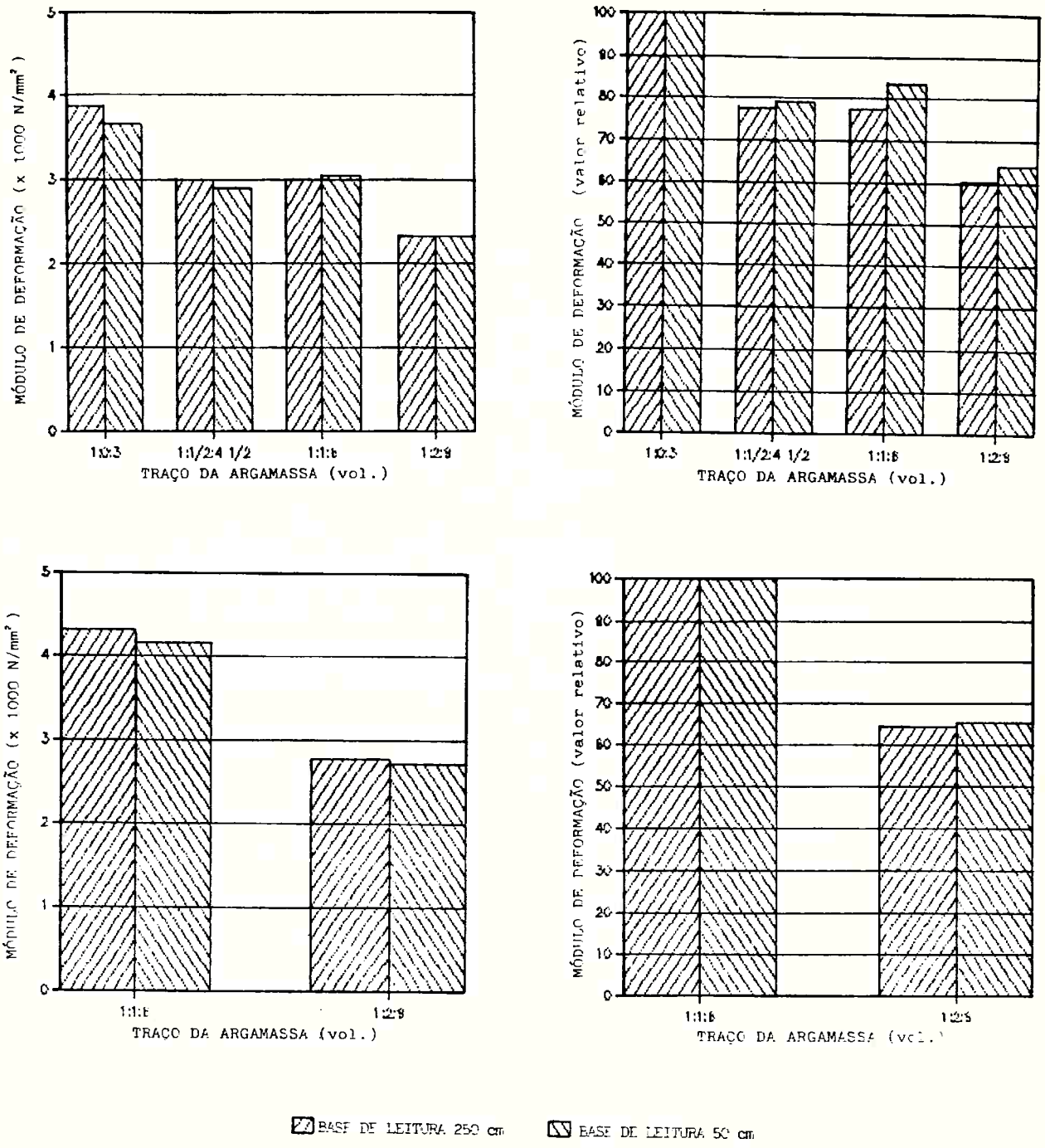


FIG 39 - (A) e (B) Módulo de deformação das paredes cerâmicas moldadas com quatro traços distintos de argamassa (em valor relativo e absoluto; (C) e (D) Módulo de deformação das paredes sílico-calcárias moldadas com dois traços distintos de argamassa (em valor relativo e absoluto)

Não houve mudança significativa no módulo de deformação, quando passamos do traço 1:1/2:4 1/2 em volume para o traço 1:1:6, havendo uma diminuição de cerca de 20% no módulo de deformação, quando passamos deste último traço para o traço 1:2:9 em volume. Nas paredes moldadas com blocos sílico-calcários perfurados (11,5 x 11,3 x 24,0 cm), a queda apresentada no módulo de deformação, quando passamos do traço 1:1:6 para 1:2:9, é da ordem de 35% . Os valores mencionados acima são mostrados em valor absoluto e em valor relativo, tomando-se o traço 1:0:3 como referência (100%), na Fig. 39.

Observando os valores dos corpos de prova moldados com argamassa traço 1:1:6 em volume e tomando-se o valor médio do módulo de deformação da parede de blocos sílico-calcários como referência (100%), percebe-se que a diminuição deste valor, para o valor da parede de blocos cerâmicos, que possuem o mesmo formato que os sílico-calcários, é de cerca de 30%. Já para o traço 1:2:9 em volume, esta difenrença é de apenas 15% . Estes valores estão indicados na Fig. 40.

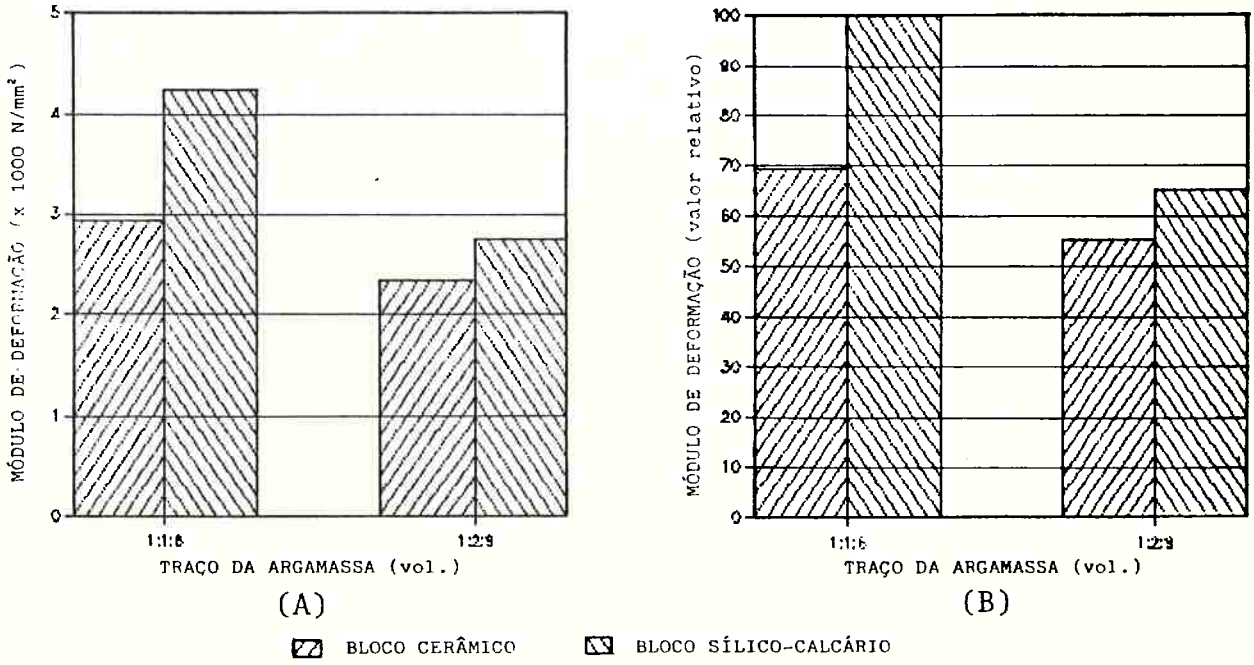


FIG 40 - Comparação dos valores do módulo de deformação das paredes cerâmicas e sílico-calcárias - valores absolutos (A) e relativos (B).

As observações feitas acima e mostradas nas Figs. 39 e 40, indicam que para os materiais estudados a diminuição do valor do módulo de deformação, quando passamos para traços com quantidades progressivamente menores de cimento, é mais sensível para as alvenarias de maior módulo de deformação.

As comparações entre o módulo de deformação das alvenarias e seus componentes (blocos e juntas de argamassa) serão feitas no ítem 5.4 .

5.3 Módulo de deformação das paredinhas de blocos cerâmicos

O mesmo tratamento numérico dispensado aos dados dos ensaios de parede foi dado aos valores do ensaio de paredinhas. Desta forma, foi ajustada uma reta para cada conjunto de leituras (cada ponto de leitura), através do método dos mínimos quadrados, sendo calculado o módulo de deformação, a partir da inclinação desta reta. Os dados referentes à deformação das paredinhas (medida tomada ao longo da altura) são apresentados na Tab. 17 abaixo.

TAB 17 - Módulo de deformação das paredinhas cerâmicas (blocos cerâmicos perfurados 11,5 x 11,3 x 24,0 cm).

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	MOD. DEF. (N/mm^2)	MÉDIA (N/mm^2)	DES. PAD. (N/mm^2)	COEF. VAR. (%)
CERAMICO PERFURADO	1:0:3	C 1-1.1	3516	3221	238	7,39
		C 1-2.1	3214			
		C 1-2.2	2933			
CERAMICO PERFURADO	1:1/2:4 1/2	C 2-1.1	1903	2682	895	33,39
		C 2-1.2	2205			
		C 2-2.1	3936			
CERAMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	C 3-1.1	2260	2451	308	12,57
		C 3-1.2	2224			
		C 3-2.1	2169			
		C 3-2.2	2296			
		C 3-3.1	2798			
		C 3-4.1	2958			
CERAMICO PERFURADO	1:2:9	C 4-1.1	2005	2204	199	9,03
		C 4-2.1				

Nesta tabela os valores estão divididos em função do tipo de argamassa utilizada na sua moldagem, tendo sido calculados os valores médios bem como os parâmetros de dispersão indicados. Novamente, nota-se que em alguns casos a dispersão dos resultados é bastante elevada, especialmente para os corpos de prova moldados com argamassa de traço 1:1/2:4 1/2 em volume, que é resultado da variabilidade das medidas do ensaio, em conjunto com a variabilidade intrínseca do material.

Uma diminuição no valor do módulo de deformação de cerca de 17% pode ser observada, quando passamos das paredinhas moldadas com argamassa traço 1:0:3 em volume, para paredinhas de traço 1:1/2 :4 1/2 , diminuição semelhante à observada no ensaio de parede. Quando passamos do traço 1:1/2:4 1/2 para 1:1:6 e deste para 1:2:9, ocorre uma diminuição no valor médio do módulo de deformação da ordem de 9% e 6% , valores diferentes daqueles observados no ensaio de paredes. Os valores mencionados acima podem ser vistos na Fig. 41, em valor absoluto, e em valor relativo, referenciado ao valor dos corpos de prova com traço 1:0:3 (100%).

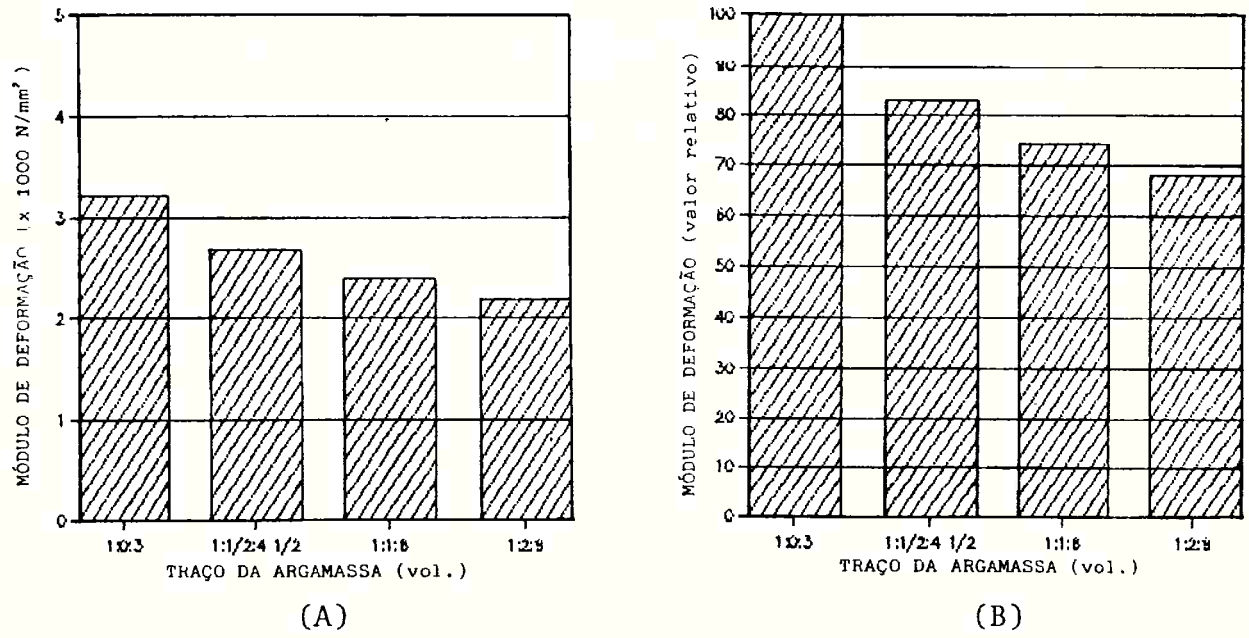


FIG 41 - Valor médio do módulo de deformação das paredinhas cerâmicas em valores absolutos (A) e relativos (B).

Os valores médios do módulo de deformação obtidos dos ensaios com as paredinhas estão plotados conjuntamente com os valores obtidos nos ensaios de parede mostrados no ítem anterior, na Fig. 42. Em relação aos valores dos ensaios de paredes, estes são menores, para todos os traços de argamassa estudados. Desta forma os valores são cerca de 15% menores para o traço 1:0:3, 9% menores para o traço 1:1/2:4 1/2, 21% menores para o traço 1:1:6 e 6% menores para o traço 1:2:9, resultando em valores que são em média 13% menores que aqueles observados nos ensaios de parede em escala real.

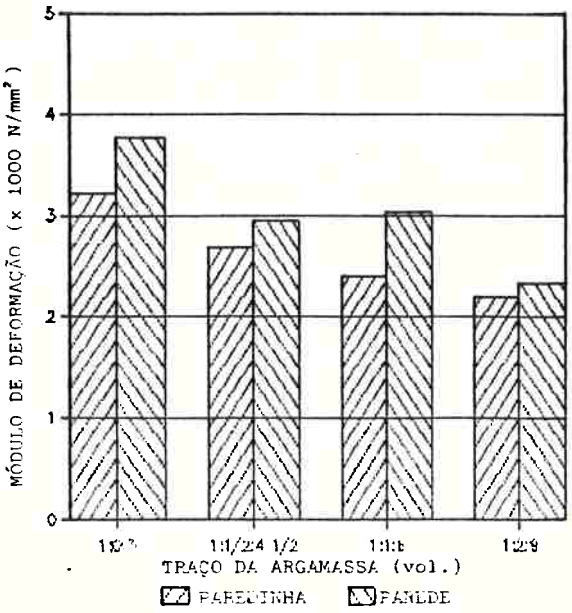


FIG 42 - Comparação entre os valores do módulo de deformação obtido nos ensaios das paredinhas e das paredes cerâmicas.

5.4 Comparação entre as características de deformação das paredes e dos materiais constituintes.

A partir das leituras feitas, com o extensômetro mecânico "Tensotast", obteve-se o valor do módulo de deformação para tres blocos em pontos distintos de cada parede. A localização dos pontos de leitura foi mostrada no capítulo

anterior e as leituras estão indicadas nas tabelas de nº- 1 a 22 do ANEXO 1. A forma de obtenção do módulo de deformação a partir de cada conjunto de leituras foi análogo à utilizada nos ítens anteriores, isto é, utilizando-se regressão linear.

O módulo de deformação da junta de argamassa foi também obtido, indiretamente, através da leitura da deformação entre dois pontos distanciados de 5 cm entre si, que tinham de permeio uma junta de argamassa, desta forma, estes valores correspondem à deformação de um comprimento de 1 cm de junta de

TAB 18 - Módulo de deformação do bloco e do conjunto bloco + junta de argamassa obtidos nos ensaios de paredes cerâmicas.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	BLOCO Ponto a (N/mm²)	BLOCO Ponto b (N/mm²)	BLOCO Ponto c (N/mm²)	JUNTA+BLOCO Ponto a (N/mm²)	JUNTA+BLOCO Ponto b (N/mm²)	JUNTA+BLOCO Ponto c (N/mm²)
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:0:3	C 1-1	6488	4522	3571	2773	3441	3281
		C 1-2	6130	4087	4422	1748	3074	1501
		MÉDIA		4870			2636	
		DES. PAD.		1067			747	
		COEF.VAR.		21,9 %			28,3 %	
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1/2:4 1/2	C 2-1	5270	5559	3589	1554	2979	1177
		C 2-2	4242	3140	3704	1887	2140	1845
		MÉDIA		4251			1930	
		DES: PAD.		887			557	
		COEF.VAR.		20,9 %			28,9 %	
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	C 3-1	5056	5525	3579	1764	1301	2347
		C 3-2	4234	4144	5950	1910	2295	1051
		C 3-3	2926	3007	3942	1291	1921	2236
		C 3-4	3389	4993	3672	1920	1566	1990
		MÉDIA		4201			1799	
		DES. PAD.		941			402	
		COEF.VAR.		22,4 %			22,3 %	
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:2:9	C 4-1	5289	5434	7962	1208	1096	1529
		C 4-2	2757	2978	6799	445	568	761
		MÉDIA		5203			935	
		DES. PAD.		1878			378	
		COEF.VAR.		36,1 %			40,5 %	

Biblioteca da Escola Politecnica
São Paulo

TAB 19 - Módulo de deformação do bloco e do conjunto bloco + junta de argamassa obtidos nos ensaios de paredes sílico-calcárias.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	BLOCO			JUNTA + BLOCO		
			Ponto a (N/mm^2)	Ponto b (N/mm^2)	Ponto c (N/mm^2)	Ponto a (N/mm^2)	Ponto b (N/mm^2)	Ponto c (N/mm^2)
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	SC 1-1	3804	1229		657	931	
		SC 1-2	3765	4049	3913	1978	2387	2305
		SC 1-3	5167	5907	4595	763	1752	1766
		SC 1-4	5435	5639	4664	3933	3344	3145
		SC 1-5		6587	4870	1192	2349	2738
		MÉDIA		4589			2089	
		DES. PAD.		1279			970	
		COEF.VAR.		27,9 %			46,0 %	
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:2:9	SC 2-1	4388	5337	6877	1697	1509	1762
		SC 2-2	4080	5582	4196	1277	892	969
		SC 2-3	6594	5099	4091	1089	2148	2058
		SC 2-4	5079	8571	5112	1502	1043	1556
		SC 2-5	6325	1990	4552	2293	3209	1371
		MÉDIA		5192			1625	
		DES. PAD.		1471			592	
		COEF.VAR.		28,3 %			36,4 %	
SÍLICO-CALCÁRIO MACIÇO (14,4 x 11,3 x 24,0 cm)	1:1:6	SC 3-1	6344	8083	6788	3187	3271	2434
		SC 3-2		9630	7180	764	1048	1440
		MÉDIA		7605			2024	
		DES. PAD.		1163			996	
		COEF.VAR.		15,3 %			49,2 %	

argamassa e 4 cm de bloco. Os pontos das paredes nos quais foram feitas tais leituras são as juntas adjacentes aos blocos instrumentados e são também mostrados no capítulo anterior. Os dados estão apresentados nas tabelas indicadas no parágrafo acima. Igualmente ao que foi feito para os blocos, foi obtido um módulo de deformação deste conjunto (1 cm de argamassa + 4 cm de bloco), que estão apresentados ao mesmo tempo com o módulo de deformação obtido para os blocos cerâmicos, nas Tab. 18 e 19, para as paredes cerâmicas e sílico-calcárias respectivamente.

Pode-se observar que os coeficientes de variação destas medidas são bastantes elevados (de 20% a 30% na sua maioria). Isto se deve em parte aos pequenos valores de leitura

de deformação envolvidos, sendo, portanto, muito influenciados por imprecisões de medida. É novamente decorrente da variabilidade que deve existir nas propriedades mecânicas destes (especialmente da argamassa) entre pontos distintos do corpo de prova, bem como a possibilidade de existência de imperfeições em alguns destes pontos, como um mal preenchimento da junta, fissuras internas nos blocos e variabilidade na espessura da junta de argamassa.

Com os valores obtidos para cada tipo de bloco e traço de argamassa calculou-se o módulo de deformação da junta de argamassa, descontando-se do módulo de deformação do conjunto bloco+argamassa o valor da deformação devida ao bloco (Tab. 20). A expressão utilizada para este cálculo foi:

$$E_{arg} = \frac{1}{\frac{5}{E} - \frac{4}{E_b}}$$

onde: E_{arg} é o módulo de deformação da argamassa
E_b é o módulo de deformação do bloco
E é o módulo de deformação do conjunto formado por 4 cm de bloco e 1 cm de argamassa.

Utilizando-se a fórmula proposta por SAHLIN (11), mostrada no capítulo 2 (ver ítem 2.2.3), pode-se chegar ao valor do módulo de deformação da alvenaria, a partir do módulo de deformação dos seus constituintes (bloco e junta de argamassa). Isto foi feito e é também mostrado na Tab. 20. Comparando estes valores com os valores médios do módulo de deformação da alvenaria obtidos no ítem 5.2, pode-se notar que os valores são bastante próximos (de 93% a 104% dos valores do ítem 5.2), considerando-se a variabilidade dos valores, excessão feita aos corpos de prova moldados com blocos cerâmicos de argamassa traço 1:2:9 (78%) e blocos sílico-calcários perfurado de traço 1:1:6 (73%).

TAB 20 - Módulo de deformação da alvenaria obtido a partir de seus constituintes (bloco e junta de argamassa).

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	BLOCO (N/mm^2)	ARGAMASSA (N/mm^2)	ALVEN.[1] (N/mm^2)	PAREDE[2] (N/mm^2)	VALOR REL. (%)
CERÂM.-PERF.	1:0:3	4870	390	3622	3769	96,1
CERÂM.-PERF.	1:1/2:4 1/2	4251	606	2855	2951	96,8
CERÂM.-PERF.	1:1:6	4385	560	2819	3030	93,0
CERÂM.-PERF.	1:2:9	5203	218	1821	2340	77,8
SÍLICO-CALC. PERF.	1:1:6	4589	657	3087	4235	72,9
SÍLICO-CALC. PERF.	1:2:9	5192	434	2744	2750	99,8
SÍL.-CALC. MACIÇO	1:1:6	7605	514	3586	3470	103,3

[1] Valor obtido utilizando-se a fórmula de SAHLIN (11).
[2] Valor obtido do ítem 5.3 (valores médios das medidas executadas na altura total da parede e com extensômetro mecânico com distanciamento de 50 cm entre pontos de leitura).

A proximidade destes valores indica que a relação proposta por SAHLIN e reproduzida abaixo mostra de forma bastante clara a contribuição de cada componente da alvenaria no módulo de deformação desta. Cabe ressaltar que os valores foram próximos, quando usamos o módulo de deformação dos blocos e junta de argamassa medidos na parede como prescrevia este pesquisador. Se se empregassem, por exemplo, os valores do módulo de deformação dos blocos obtidos do ensaio de compressão axial deste elemento que são apresentados no capítulo 4 os resultados seriam bastante diferentes.

$$E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}$$

onde: E_{pa} - módulo de deformação da alvenaria
E_a - módulo de deformação da argamassa
E_b - módulo de deformação dos blocos
$\delta = h_b/(h_b+h_a)$
h_b - altura do bloco
h_a - espessura da junta de argamassa

Embora o valor de $1-\delta$ seja pequeno ($1-\delta=0,08$ no nosso caso), a influência da argamassa mostra-se significativa no módulo de deformação da alvenaria, porque para as alvenarias estudadas o valor do módulo de deformação da argamassa (E_m) é bastante menor que o módulo de deformação dos blocos (E_b) e apresenta uma grande diminuição em seu valor, à medida que progressivamente se diminui a quantidade de cimento nos traços da argamassa.

5.5 Comparação com os valores obtidos da bibliografia

Uma revisão dos valores do módulo de deformação da alvenaria para blocos cerâmicos , com base na bibliografia consultada , foi feita para blocos de diversas faixas de resistência no capítulo 2 (ver ítem 2.2.3).

Os valores ali mostrados são na sua maioria muito superiores aos obtidos nos ensaios, tanto para as paredes cerâmicas como para as paredes sílico-calcárias. Isto ocorre porque na maioria dos casos estes valores se referem a blocos de faixa de resistência e, portanto, módulo de deformação, bem superiores aos empregados nos ensaios.

As alvenarias de blocos de mesma faixa de resistência aos ensaiados, entretanto, mostraram valores de módulo de deformação compatíveis com os apresentados no ítem 5.2 (Tab. 15 e 16). Assim GOMES (2), que trabalhou com blocos cerâmicos de resistência entre 7,5 N/mm² a 15,3 N/mm² obteve valores de módulo de deformação entre 2448 N/mm² e 3593 N/mm². Blocos sílico-calcários de resistência média 15,0 N/mm² foram utilizados por PIPER e HAGE (51) que obtiveram mOdulos de deformação da alvenaria na faixa de 3650 N/mm² a 5600 N/mm²; portanto, também bastante próximos aos valores da Tab. 16.

Vale relembrar aqui que não existe um método universalmente empregado para a determinação dos módulo de deformação, tornando-se, portanto, difícil a comparação com valores obtidos por autores diversos.

5.6 Observação quanto à distribuição de deformações nas paredes

Nas paredes moldadas com blocos cerâmicos, as medidas feitas com o extensômetro mecânico "Huggenberger" localizavam-se nos terços inferior, médio e superior da parede, considerando-se o primeiro como sendo da 1ª- a 7ª- fiada, e os outros dois da 8ª- a 14ª- fiada e da 15ª- a 21ª- fiada respectivamente. Em cada um dos terços executava-se uma medida no eixo da parede e outra junto à borda. A medida realizada com tal instrumento pode ser considerada local, em vista à altura total do corpo de prova, pois media deformações entre pontos distanciados de 50 cm entre si.

Para cada região de cada parede cerâmica foi calculada a média dos valores do módulo de deformação, a partir dos valores apresentados na Tab. 15 do ítem 5.2. O terço superior corresponde aos pontos de medida 1 e 2, o terço médio aos pontos 3 e 4 e o terço inferior aos pontos 5 e 6. Estes valores são apresentados na Tab. 21.

TAB 21 - Média do módulo de deformação para o terço superior, médio e inferior das paredes cerâmicas.

TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	TERÇO SUPERIOR (N/mm^2)	TERÇO MÉDIO (N/mm^2)	TERÇO INFERIOR (N/mm^2)	LOCALIZAÇÃO DO TERÇO QUE ROMPEU
1:0:3	C 1-1	3920	3547	3576	SUPERIOR
	C 1-2	3604	3067	4243	SUPERIOR
1:1/2:4 1/2	C 2-1	2788	3105	3059	SUPERIOR
	C 2-2	2900	2736	2816	MEDIO
	C 3-1	1869	2612	2888	SUPERIOR
1:1:6	C 3-2	3105	2736	2840	INFERIOR
	C 3-3	3268	2383	3200	MEDIO
	C 3-4	3604	2897	3356	MEDIO
1:2:9	C 4-1	2369	1799	2937	MEDIO
	C 4-2	2725	1488	2723	MEDIO

De forma geral, percebe-se que as médias dos valores do módulo de deformação do terços inferior e superior são as maiores, sendo que os valores do terço superior são 4% menores

que a do terço inferior e a do terço médio 20% menores que a do terço inferior. Uma explicação plausível para isto é que durante a moldagem dos corpos de prova, no terço inferior era usada a argamassa recem-preparada, enquanto que, no terço médio, a argamassa já havia sido remoldada. E, no terço superior utilizava-se novamente argamassa recem-preparada, uma vez que, geralmente, quando se estava moldando este trecho, passavam-se já duas horas do início do trabalho, sendo portanto descartada a argamassa preparada da primeira vez, e preparada uma nova argamassa.

Um outro motivo que pode explicar estas diferenças é a restrição à deformação transversal na base e no topo da parede, imposta pelas condições de contorno do ensaio e que pode ter alterado as medidas das características dos materiais nestas regiões.

Em relação aos valores lidos no eixo da parede e junto à borda, não foram encontradas diferenças significativas entre os valores médios dos módulos de deformação obtidos nestas duas regiões.

Na Tab. 21, encontram-se também a localização das fiadas, cuja ruptura causou a ruptura generalizada do corpo de prova. Observa-se que na, maioria dos casos a ruptura ocorreu nas porções das paredes que possuiam o menor módulo de deformação, com excessão dos corpos de prova C 1-1, C 1-2 e C 3-3, sendo que para este último o valor apurado no trecho em que ocorreu a ruptura é bem próximo ao valor do trecho médio, que é o menor valor observado para esta parede.

Este comportamento está de acordo com os mecanismos de ruptura apresentados no capítulo 2, pois a deformação transversal da argamassa deve ter sido maior nos trechos que possuem menor módulo de deformação, induzindo, desta forma, um estado de tensões de tração transversal nos blocos, com valores superiores a quaisquer tensões de tração em outros pontos da parede (ver ítem 2.2.1).

Para os corpos de prova nos quais a ruptura ocorreu fora da faixa de menor módulo de deformação, esta pode ter sido causada por blocos que possuiam menor resistência à

tração, ou que possuiam falhas como fissuras nas abas internas dos blocos e que se localizavam fora da área de menor módulo de deformação.

5.7 Deformação transversal

Nas tabelas do ANEXO 1 podem ser encontrados valores que correspondem às leituras de deformação medidas na direção transversal à direção do carregamento aplicado, isto é,

TAB 22 - Valores do Coeficiente de Poisson para as paredes de blocos cerâmicos e sílico-calcários ensaiadas.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	COEFICIENTE DE POISSON ν (N/mm²)
CERÂMICO PERFURADO	1:0:3	C 1-1	0,06
		C 1-2	0,14
CERÂMICO PERFURADO	1:1/2:4 1/2	C 2-1	0,05
		C 2-2	0,22
CERÂMICO PERFURADO	1:1:6	C 3-1	0,05
		C 3-2	0,10
		C 3-3	0,13
		C 3-4	0,12
CERÂMICO PERFURADO	1:2:9	C 4-1	0,06
		C 4-2	0,25
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO	1:1:6	SC 1-1	
		SC 1-2	0,07
		SC 1-3	0,37
		SC 1-4	0,41
		SC 1-5	0,09
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO	1:2:9	SC 2-1	0,13
		SC 2-2	0,10
		SC 2-3	0,14
		SC 2-4	0,08
		SC 2-5	0,12
SÍL.-CALC. MACIÇO	1:1:6	SC 3-1	0,05
		SC 3-2	0,13

medidas de deformação feitas na horizontal. Como pode-se ver nos gráficos do ANEXO 2 os pontos obtidos não formam um conjunto muito homogêneo, indicando apenas uma tendência do crescimento destas deformações, pois a magnitude das medidas feitas era bastante pequena, sendo muito influenciadas pelos erros de medida, inerentes ao ensaio.

Entretanto, com os pontos obtidos foi ajustada uma reta, utilizando-se também o método dos mínimos quadrados. A partir do valor da inclinação da reta ajustada, utlilizando-se o módulo de deformação médio de cada parede obtido em 5.2, calculou-se o Coeficiente de Poisson de cada parede. Os valores assim calculados estão apresentados na Tab. 22, em função do tipo de bloco e do traço de argamassa utilizado na moldagem dos corpos de prova.

Como pode ser observado, os valores apresentam uma variabilidade bastante grande, pelos motivos expostos acima. O valor médio do Coeficiente de Poisson para as paredes cerâmicas foi de 0,12 , enquanto que o valor médio para as paredes sílico-calcárias foi de 0,15, sendo o valor médio obtido de todas as paredes estudadas de 0,13.

6 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DAS PAREDES DE BLOCOS CERÂMICOS E SÍLICO-CALCÁRIOS ENSAIADAS

Neste capítulo, é feita uma análise dos resultados ligados à resistência à compressão das paredes, paredinhas e prismas de blocos cerâmicos e sílico-calcários, cujos ensaios foram descritos no capítulo 4.

São comparados os valores de resistência à compressão para as combinações de blocos e argamassas estudadas (provenientes dos ensaios em corpos de prova em escala natural) com os correspondentes obtidos dos ensaios de corpos de prova de pequenas dimensões (paredinhas e prismas).

São ainda confrontados os valores obtidos dos ensaios com valores teóricos, obtidos com os modelos de ruptura para prismas de alvenaria, apresentados no capítulo 2.

6.1 Resultados experimentais

6.1.1 Paredes

Os valores da resistência à compressão, observados nos ensaios de compressão das paredes cerâmicas e sílico-calcárias são apresentados abaixo nas Tabs. 23 e 24.

Além dos valores de resistência à compressão são também apresentados nestas tabelas os valores médios e medidas de dispersão para cada tipo de bloco e traço de argamassa utilizado na moldagem dos corpos de prova. Os valores de dispersão

observados são bastante razoáveis, sendo o valor máximo do coeficiente de variação , da ordem de 16%, tendo-se em vista os valores observados para os blocos, que chegaram a 15% e das argamassas, que chegaram a 25% (ver capítulo 4).

TAB 23 - Resistência à compressão das paredes de blocos cerâmicos.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	RES. COMP. (N/mm^2)	MÉDIA (N/mm^2)	DES. PAD. (N/mm^2)	COEF. VAR. (%)
CERÂMICO PERFURADO	1:0:3	C 1-1	4,57	4,49	0,08	1,8
		C 1-2	4,41			
CERÂMICO PERFURADO	1:1/2:4 1/2	C 2-1	3,93	4,35	0,42	9,6
		C 2-2	4,76			
CERÂMICO PERFURADO	1:1:6	C 3-1	3,04	3,92	0,65	16,7
		C 3-2	3,93			
		C 3-3	3,81			
		C 3-4	4,88			
CERÂMICO PERFURADO	1:2:9	C 4-1	3,34	3,22	0,12	3,7
		C 4-2	3,10			

TAB 24 - Resistência à compressão das paredes de blocos sílico-calcários.

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	RES. COMP. (N/mm^2)	MÉDIA (N/mm^2)	DES. PAD. (N/mm^2)	COEF. VAR. (%)
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO	1:1:6	SC 1-1	3,93	5,67	0,93	16,41
		SC 1-2	6,67			
		SC 1-3	6,19			
		SC 1-4	5,84			
		SC 1-5	5,72			
SÍLICO-CALCÁRIO PERFURADO	1:2:9	SC 2-1	4,65	5,05	0,54	10,59
		SC 2-2	4,53			
		SC 2-3	4,77			
		SC 2-4	5,96			
		SC 2-5	5,36			
SÍL.-CALC. MACIÇO	1:1:6	SC 3-1	7,34	7,05	0,30	4,19
		SC 3-2	6,75			

Dos valores apresentados na Tab. 23, tomando-se como referência (100%) a média da tensão de ruptura das paredes moldadas com blocos cerâmicos perfurados e argamassa de traço 1:0:3 em volume, pode-se observar uma redução gradativa no valor da resistência à compressão das paredes, quando se passa para corpos de prova moldados com argamassas que possuam menor teor de cimento. Assim observa-se uma redução da ordem de 3,2% para o traço 1:1/2:4 1/2, de 17% para o traço 1:1:6 e 28,3% para o traço 1:2:9. A representação destes valores de forma absoluta e relativa é apresentada na Fig. 43. Estes valores são bastante inferiores à redução observada para a resistência à compressão da argamassa (obtida através do ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de diâmetro 5 cm), que foi de 31,1% , 62,2% , 80,8%, quando se passa do traço 1:0:3 de cimento, cal e areia em volume, para os traços 1:1/2:4 1/2, 1:1:6 e 1:2:9 respectivamente (FIG. 44).

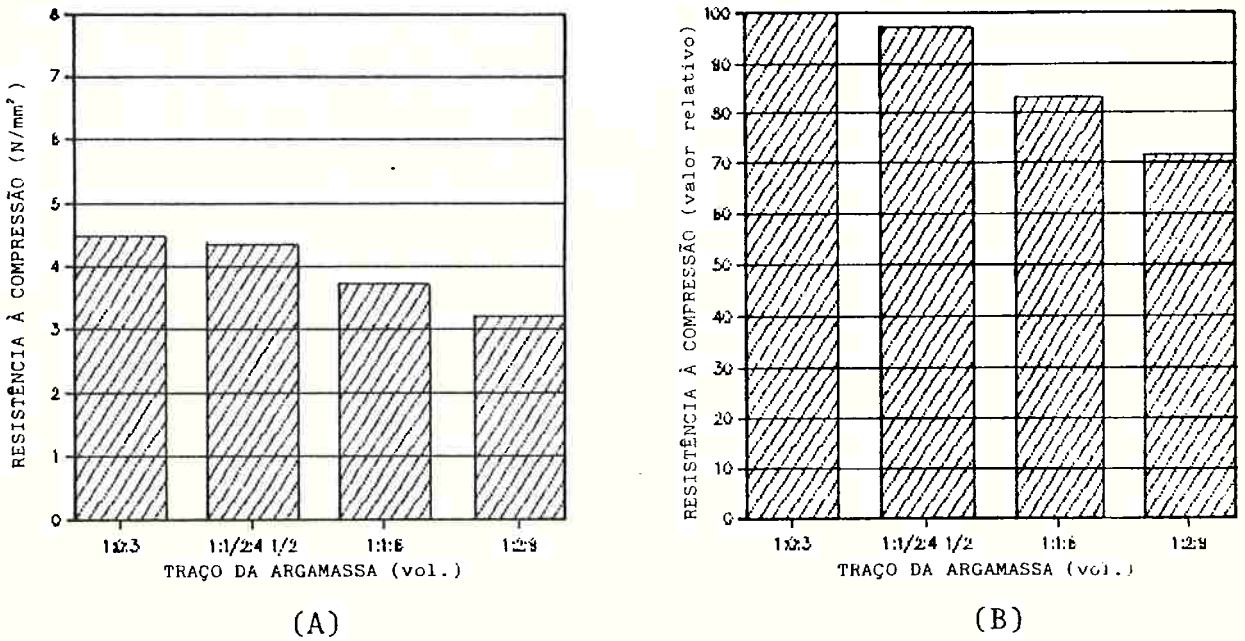


FIG 43 - Resistência à compressão (valores médios) das paredes cerâmicas em valor absoluto (A) e valor relativo (B)

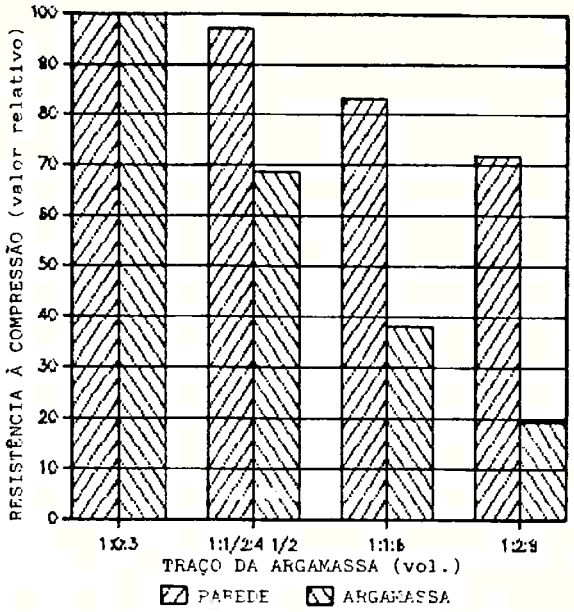


FIG 44 - Comparação entre a diminuição dos valores de resistência à compressão da argamassa e a diminuição dos valores de resistência à compressão da alvenaria (valores relativos)

Este comportamento está de acordo com a opinião de diversos autores (35, 36, 42, 43), mostrada no ítem 2.1.2.3, de que a influência da resistência da argamassa na resistência da alvenaria é pequena, não se devendo escolher um traço de argamassa com proporção de cimento superior à necessária, a fim de otimizar as outras propriedades da argamassa (ver ítem 2.1.2).

Na Tab. 24, observa-se que a redução do valor médio da tensão máxima de ruptura quando se passa de corpos de prova de blocos sílico-calcários perfurados e argamassa traço 1:1:6 para corpos de prova de traço 1:2:9 é de 10,9%, enquanto o valor correspondente das paredes de blocos cerâmicos foi de 17,8 % .

Embora a resistência à compressão dos blocos sílico-calcários maciços seja 185,4 % superior à dos blocos sílico-calcários perfurados, a resistência à compressão das paredes moldadas com o primeiro é cerca de 24,3% superior. Os valores de resistência à compressão das paredes moldadas com

blocos sílico-calcários são também apresentadas em valor relativo e valor absoluto na Fig. 45.

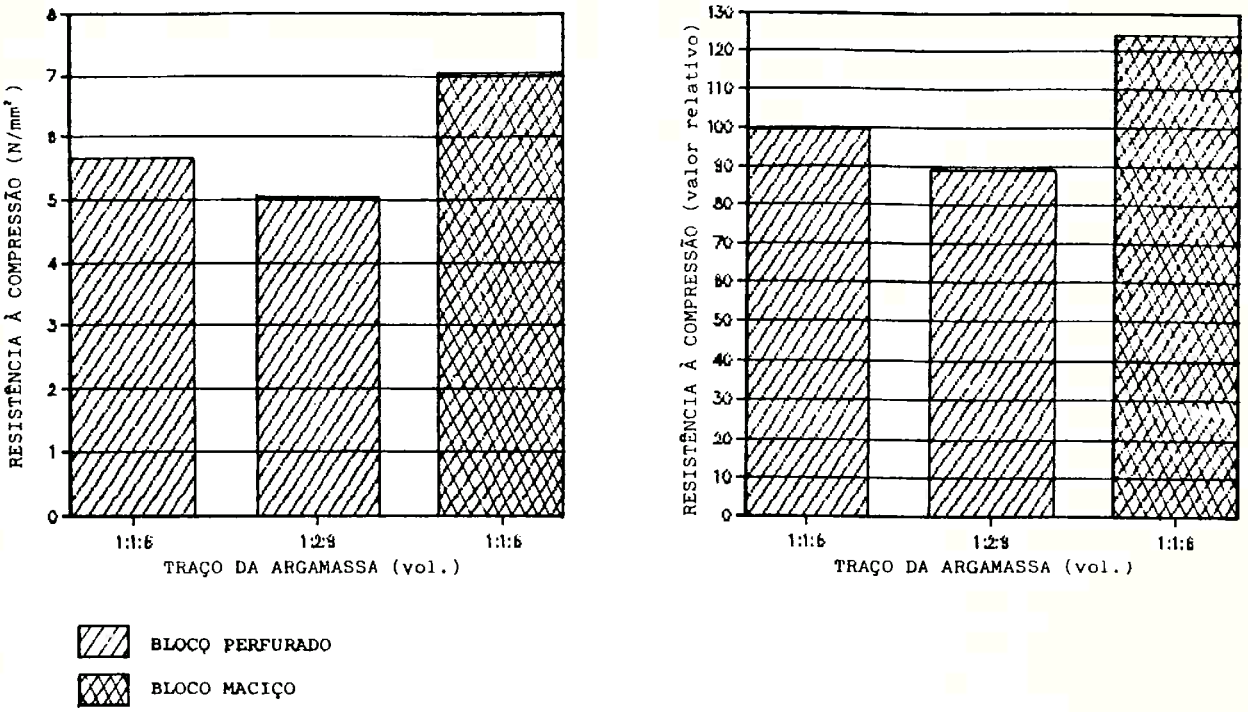


FIG 45 - Resistência à compressão (valores médios) das paredes sílico-calcárias em valor absoluto (A) e valor relativo (B).

Os valores obtidos para paredes de blocos sílico-calcários de formato 24,0 x 11,5 x 11,3 cm foram em média 52% e 57% superiores às paredes moldadas com blocos cerâmicos de mesmo formato e de traços 1:1:6 e 1:2:9 respectivamente, enquanto que a resistência à compressão dos blocos sílico-calcários foram apenas 8% superiores à resistência dos blocos cerâmicos, sendo entretanto o módulo de deformação dos primeiros cerca de 50% superior ao módulo de deformação dos blocos cerâmicos. Isto indica que a resistência à compressão das paredes está intimamente ligada às características de deformabilidade dos blocos e não só às características de resistência, como também foi mostrado no ítem 2.2.1 .

6.1.2 Paredinhas

Na Tab. 25 são apresentados os valores da resistência à compressão das paredinhas moldadas com blocos cerâmicos de formato 24,0 x 11,5 x 11,3 cm, e com as mesmas argamassas utilizadas na construção das paredes cerâmicas.

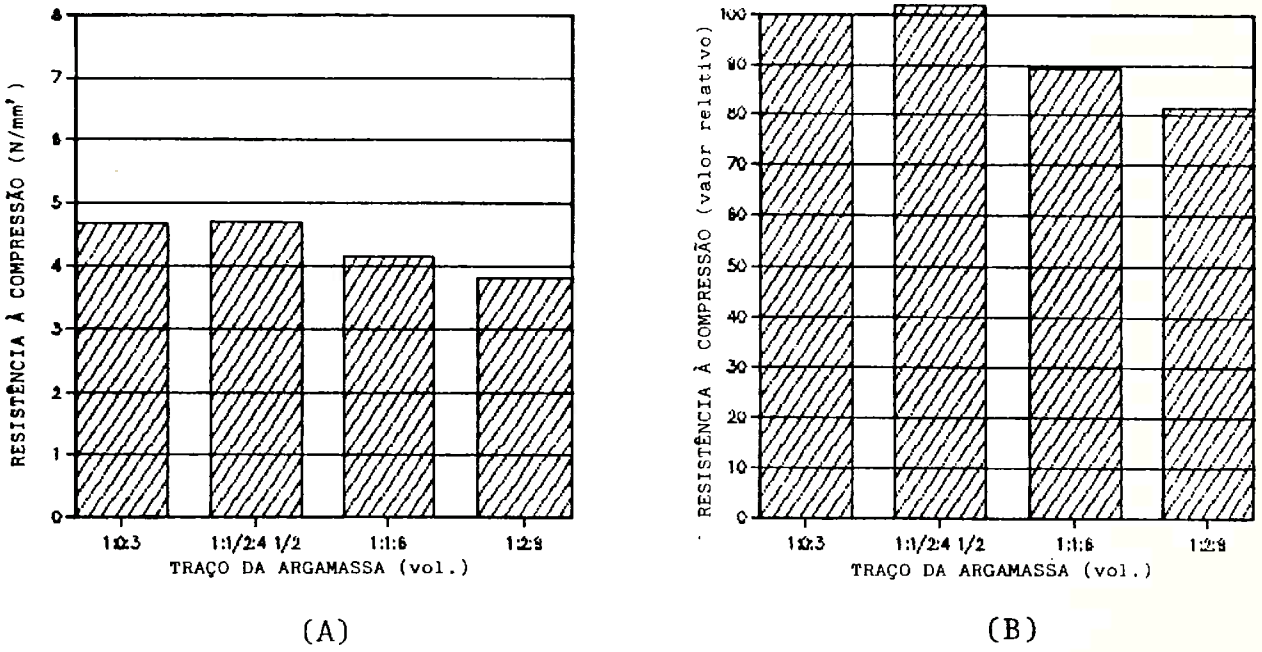
TAB 25 - Resistência à compressão das paredinhas (50 x 62,5 x 11,5 cm) com blocos cerâmicos perfurados (11,5 x 11,3 x 24,0 cm).

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	RES. COMP. (N/mm^2)	MÉDIA (N/mm^2)	DES. PAD. (N/mm^2)	COEF. VAR. (%)
CERÂMICO PERFURADO	1:0:3	C 1-1.1	5,43	4,67	0,57	12,10
		C 1-2.1	4,07			
		C 1-2.2	4,52			
CERÂMICO PERFURADO	1:1/2:4 1/2	C 2-1.1	4,12	4,69	0,91	19,34
		C 2-1.2	3,98			
		C 2-2.1	5,97			
CERÂMICO PERFURADO	1:1:6	C 3-1.1	4,31	4,17	0,51	12,18
		C 3-1.2	4,34			
		C 3-2.1	3,49			
		C 3-2.2	4,63			
		C 3-3.1	3,80			
		C 3-4.1	3,62			
		C 3-5.1	4,97			
CERÂMICO PERFURADO	1:2:9	C 4-1.1	4,16	3,82	0,34	9,04
		C 4-2.1	3,47			

Conjuntamente aos valores individuais da resistência à compressão são também apresentados os valores médios, bem como os valores de dispersão das medidas. Pode-se observar estas dispersões variaram de 9% a 19%, dentro da faixa de dispersões observadas para os valores correspondentes das paredes cerâmicas. Tais valores são apresentados de forma absoluta e relativa na Fig. 46.

A diminuição da resistência, à medida que se diminui a quantidade de cimento da argamassa, é menor que a observada para as paredes. Nota-se que não há diminuição, quando

se passa de corpos de prova moldados com argamassa 1:0:3, em volume, para 1:1/2:4 1/2. A diminuição, quando se passa para os traços 1:1:6 e 1:2:9, é de 10,7% e 18,7% respectivamente, tomando-se como referência o traço 1:0:3 (100%).



(A) (B)

FIG 46 - Resistência à compressão (valores médios) das paredinhas cerâmicas em valores absolutos (A) e valores relativos (b).

Os valores da resistência à compressão das paredinhas foram em média 4,0% a 18,6% superiores aos obtidos para as paredes, para os vários traços de argamassa utilizados.

6.1.3 Prismas

Os resultados de resistência à compressão dos prismas cerâmicos estão apresentados a seguir, na Tab. 26, em conjunto com o valor médio, com o desvio padrão e com o coeficiente de variação para cada traço utilizado na moldagem. Os valores médios para cada traço são também representados graficamente em valor absoluto e valor relativo na Fig. 47.

TAB 26 - Resistência à compressão dos prismas (24,0 x 24,0 x 11,5 cm) com blocos cerâmicos perfurados (11,5 x 11,3 x 24,0 cm).

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	RES. COMP. (N/mm^2)	MÉDIA (N/mm^2)	DES. PAD. (N/mm^2)	COEF. VAR. (%)
CERÂMICO PERFURADO	1:0:3	C 1-1.1	6,68	5,85	0,64	10,90
		C 1-1.2	5,91			
		C 1-2.1	5,91			
		C 1-2.2	4,88			
CERÂMICO PERFURADO	1:1/2:4 1/2	C 2-1.1	5,21	5,52	0,23	4,20
		C 2-2.1	5,76			
		C 2-2.2	5,58			
CERÂMICO PERFURADO	1:1:6	C 3-1.1	4,95	5,57	0,46	8,22
		C 3-1.2	5,54			
		C 3-2.1	5,72			
		C 3-2.2	5,10			
		C 3-3.1	5,32			
		C 3-3.2	6,28			
		C 3-4.1	6.09			
		C 3-4.2	5,54			
CERÂMICO PERFURADO	1:2:9	C 4-1.1	4,58	4,82	0,32	6,5
		C 4-1.2	4,73			
		C 4-2.1	4,62			
		C 4-2.2	5,36			

Os valores de dispersão obtidos nestes ensaios foram inferiores aos obtidos nos ensaios de parede e paredinhas, com o coeficiente de variação entre 4,2% e 10,9% para os diferentes traços de argamassa estudados. A diminuição da resistência à compressão, à medida que se usa argamassas com traços com quantidades progressivamente menores de cimento foi menor que a observada para as paredes e as paredinhas. Isto indica que, à medida que empregamos corpos de prova cada vez menores, estamos progressivamente deixando de ensaiar a alvenaria propriamente dita, e passamos cada vez mais a ensaiar somente os blocos com os quais os corpos de prova são moldados.

Em relação aos valores obtidos para as paredes de traços correspondentes, os prismas apresentaram resistências à compressão de 26,9% a 49,7% superiores. Estes valores são também superiores aos correspondentes obtidos para as paredinhas, mostrando que, com corpos de prova cada vez menores, é maior a

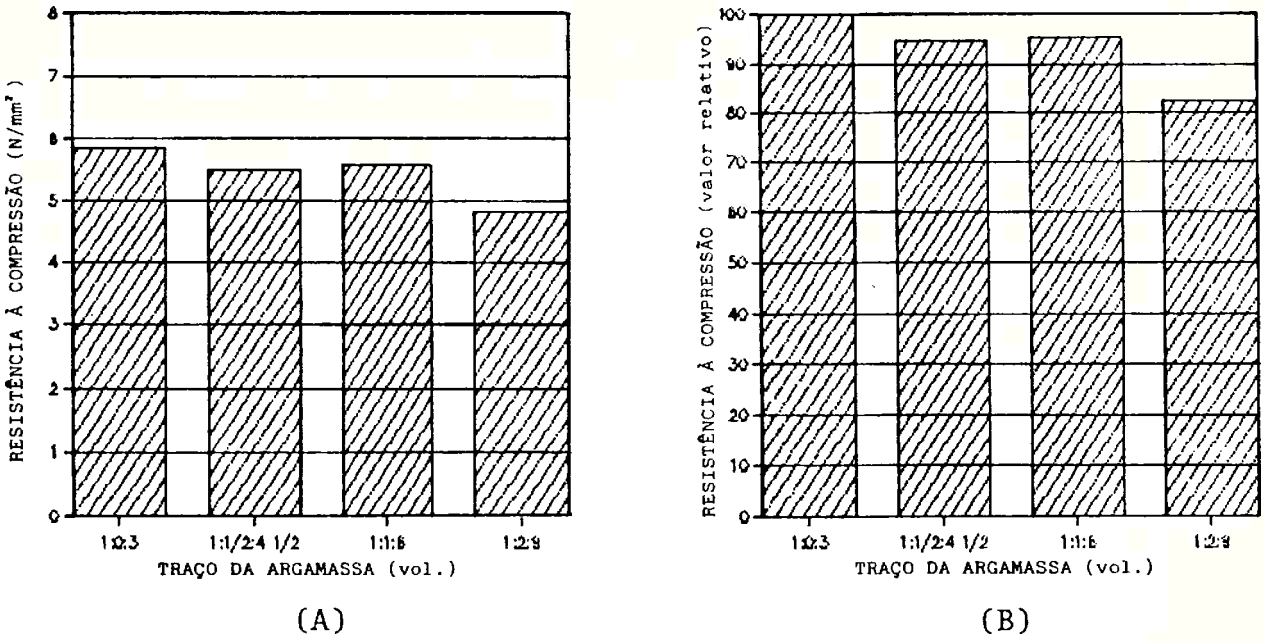


FIG 47 - Resistência à compressão (valores médios) dos prismas cerâmicos em valor absoluto (A) e valor relativo (B).

influência da restrição à deformação lateral introduzidas pelas máquinas de ensaio, aumentando desta forma o resultado destes ensaios. Isto já era esperado, pois é consenço geral entre os autores (ver capítulo 2) que o verdadeiro comportamento da alvenaria, quando submetida à compressão, só pode ser verificado em corpos de prova em escala natural.

6.2 Comparação com os valores obtidos dos modelos teóricos de ruptura

A título exploratório, utilizando-se alguns dos modelos de ruptura para prismas de alvenaria, discutidos no ítem 2.2.1, obtiveram-se alguns valores teóricos de resistência à compressão da alvenaria, que se compararam aos valores obtidos nos ensaios com as paredes cerâmicas.

Para tanto, além das características mecânicas da argamassa e dos blocos, já apresentadas no capítulo 4, necessita-se do valor da resistência à tração dos blocos. A

avaliação desta característica foi feita de forma análoga à utilizada por FRANCIS et alii (46) em seu trabalho, isto é, utilizando o ensaio de compressão diametral, e calculando-se a tensão de tração f'_{bt} pela seguinte fórmula:

$$f'_{bf} = \frac{2.P}{\pi.\ell.h}$$

onde: P é a carga máxima de ruptura no ensaio de compressão diametral
ℓ é o comprimento do bloco
h é a altura do bloco

Através do procedimento acima, encontrou-se um valor médio de 0,28 N/mm² de resistência à tração para os blocos cerâmicos perfurados de formato 24,0 x 11,5 x 11,3 cm.

O modelo de ruptura proposto por HILSDORF (47) apresenta a seguinte expressão para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria:

$$\sigma_{ym} = \frac{f'_b}{U_u}\left(\frac{f'_{bt} + \alpha.f'_j}{f'_{bt} + \alpha.f'_b}\right)$$

onde: f'_b e f'_{bt} são as resistências à tração e à compressão dos blocos respectivamente
f'_j é a resistência à compressão da argamassa
$\alpha = j/(4,1.b)$
j é a espessura da junta de argamassa e
b é a altura do bloco
U_u é o coeficiente de não uniformidade

A partir das características mecânicas dos blocos e argamassas e dos valores médios de resistência à compressão

observados nos ensaios de parede, calcularam-se os coeficientes de não uniformidade (U_u) para cada combinação de bloco cerâmico perfurado e traço de argamassa utilizado. Estes valores são mostrados na Tab. 27.

TAB 27 - Valores obtidos do Coeficiente de Não Uniformidade (Uu), segundo o modelo de HILSDORF (47).

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	COEFICIENTE DE NÃO UNIFORMIDADE (Uu)
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:0:3	2,35
	1:1/2:4 1/2	2,09
	1:1:6	2,05
	1:2:9	2,10

Os valores de coeficiente de não uniformidade variaram de 2,05 a 2,35 , os quais são bastantes superiores ao valor médio de 1,3 encontrado por HILSDORF para argamassa de cimento e para alvenaria de resistência média.

Um outro modelo analisado no capítulo 2 foi o de HENDRY e KHOO (10), cuja expressão final é mostrada abaixo:

$$(0,9968t_o+0,1620\alpha\sigma_o) - [2,064t_o\left(\frac{1}{C_o}\right)+0,1126\alpha]\sigma_1 +$$

$$+[1,2781t_o\left(\frac{1}{C_o}\right)^2-0,0529\alpha\left(\frac{1}{\sigma_o}\right)]\sigma_1^2 -[0,2487t_o\left(\frac{1}{C_o}\right)^3-0,0018\alpha\left(\frac{1}{\sigma_o}\right)^2]\sigma_1^3=0$$

onde: t_o é a resistência à tração do bloco

σ_o é a resistência à compressão da argamassa

C_o é a resistência à compressão do bloco

α = j/h é a relação entre a espessura da junta de argamassa e a altura do bloco

A partir da expressão acima calcularam-se os valores de resistência à compressão (σ_1) para cada traço de argamassa, valores estes que são apresentados na Tab. 28. Os valores desta tabela mostram-se bastante superiores aos obtidos nos ensaios de parede, sendo de 1,6 a 2,3 vezes maiores que estes últimos.

TAB 28 - Valores de resistência à compressão da alvenaria obtidos a partir do modelo teórico de HENDRY e KHOO (10).

TIPO DE BLOCO	TRAÇO (vol.)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (N/mm^2)
CERÂMICO PERFURADO (11,5 x 11,3 x 24,0 cm)	1:0:3	10,448
	1:1/2:4 1/2	8,277
	1:1:6	6,400
	1:2:9	5,191

As diferenças observadas entre os valores teóricos, obtidos a partir dos modelos de ruptura, e dos valores experimentais, indicam que tais modelos parecem não fornecerem números de aplicação prática, só servindo para mostrarem os mecanismos envolvidos na ruptura da alvenaria.

6.3 Modo de ruptura das paredes de alvenaria

Enquanto se executavam os ensaios com as paredes cerâmicas, era feita a observação e o acompanhamento da fissuração que surgisse, marcando-se as fissuras sobre os corpos de prova, com a respectiva carga em que esta foi observada, e fotografando-se o mesmo.

Em todos os ensaios verificou-se o surgimento da fissuração vertical, caracterizando o modo de ruptura

universalmente aceito para a Alvenaria Estrutural Não Armada, quando submetida à compressão centrada e discutido no ítem 2.2.1 ("spliting failure"). A fissuração iniciava-se em um nível de tensão significativamente menor que a tensão máxima de ruptura do ensaio (de 50% a 60% desta), e, geralmente, a partir da junta vertical da fiada superior ou inferior àquela em que era observada a fissura.

A medida que aumentava o carregamento, surgiam novas fissuras, bem como as fissuras existentes aumentavam de comprimento. Perto da carga de ruptura, muitas das fissuras se uniam, tornando generalizada a fissuração do corpo de prova, sobretudo na região em que posteriormente se observava a ruptura que provocava a ruina do corpo de prova.

Durante todo o período em que se observava o surgimento e o crescimento da fissuração, era possível ouvirem-se estalos, provenientes do surgimento das fissuras visíveis, como provavelmente também correspondentes ao surgimento de fissuras nas paredes internas dos blocos. Estes ruídos aumentavam de intensidade e frequência à medida que se aproximava a tensão de ruptura do corpo de prova. Quando se alcançava a tensão máxima do ensaio, ocorria a ruptura de forma frágil ("explosiva") de geralmente uma ou duas fiadas, sendo expulsas as faces externas dos blocos, que consequentemente conduzia o corpo de prova à ruptura.

De forma geral, nos ensaios com as paredinhas de blocos cerâmicos foi observado o mesmo comportamento descrito acima para as paredes cerâmicas.

Na Tab. 29, estão anotados o valor relativo à tensão máxima de ruptura, na qual se observou o início da fissuração, e a região da parede na qual ocorreu a ruptura do corpo de prova (terço inferior, médio ou superior da altura).

As paredes sílico-calcárias tiveram comportamento semelhante ao descrito para as paredes cerâmicas, diferindo apenas pela menor intensidade e frequência dos estalos ouvidos durante o ensaio e, pelo início da ruptura tender a ser mais generalizado e não só provocado pela ruptura de uma ou duas fiadas.

TAB 29 - Valor relativo da resistência à compressão a partir da qual observou-se o surgimento de fissuras, e região da parede na qual iniciou-se a ruptura (terço inferior, médio ou superior da altura).

TRAÇO (vol.)	NÚMERO C. P.	INÍCIO DA FISS. (% da tensão max. de rup.)	LOCALIZAÇÃO DO TERÇO QUE ROMPEU
1:0:3	C 1-1	53	SUPERIOR
	C 1-2	57	SUPERIOR
1:1/2:4 1/2	C 2-1	61	SUPERIOR
	C 2-2	60	MEDIO
1:1:6	C 3-1	58	SUPERIOR
	C 3-2	55	INFERIOR
	C 3-3	56	MEDIO
	C 3-4	51	MEDIO
1:2:9	C 4-1	54	MEDIO
	C 4-2	58	MEDIO

Como se pode observar acima, embora as paredes de Alvenaria Estrutural Não Armada rompam de maneira frágil, quando se atínge a tensão máxima de ruptura, o corpo de prova já começa a dar sinais da ruptura a níveis de tensão relativamente inferiores.

A seguir, estão registrados fotograficamente alguns ensaios de paredes cerâmicas e sílico-calcárias, onde podem ser observados os corpos de prova antes e no momento da ruptura (FIG 48 a 51).

FIG 48 - Ensaio de parede cerâmica - Detalhe da fissuração observada antes da ruptura.

FIG 49 - Ensaio de parede cerâmica - Momento da ruptura.

FIG 50 - Ensaio de parede silico-calcária - Momento da ruptura.

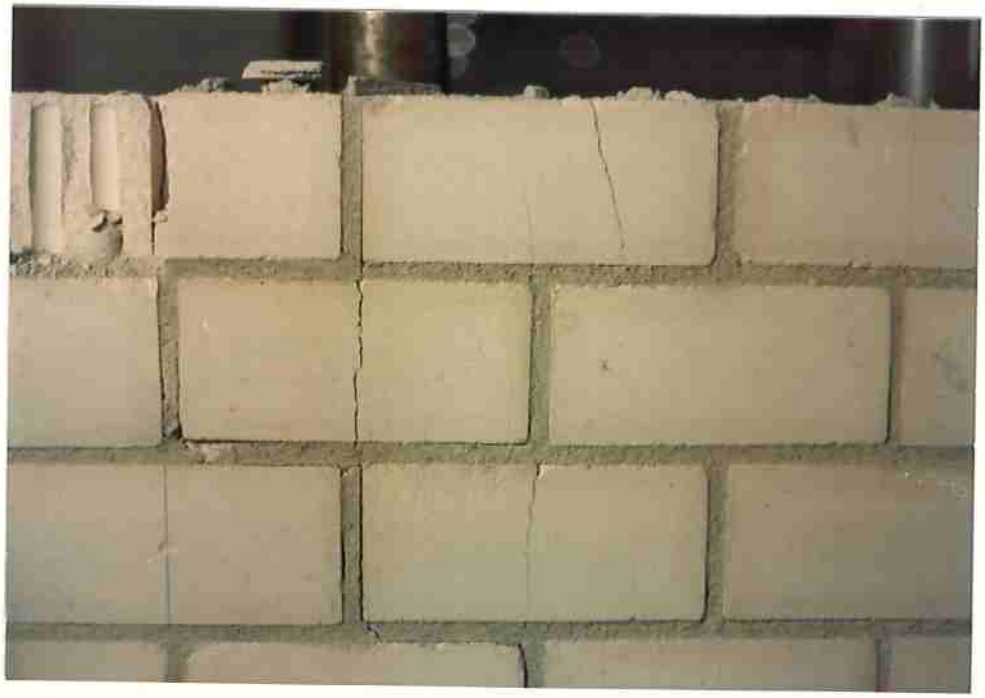


FIG 51 - Ensaio de parede silico-calcária - Detalhe da fissuração observada após a ruptura.

7 COMENTÁRIOS FINAIS

A Alvenaria Estrutural Não Armada vem a cada dia sendo mais empregada na construção de edifícios residenciais. Alguns motivos podem explicar este fato: trata-se de método construtivo que emprega matérias primas de baixo custo e cuja tecnologia de produção é amplamente conhecida; a tecnologia do uso da Alvenaria Estrutural é simples e facilmente absorvível pelo meio técnico; as construções resultantes do uso deste método construtivo apresentam um baixo custo aliado a um bom desempenho e durabilidade.

No presente trabalho foi feita uma revisão bibliográfica em que foram estudados os principais aspectos intervenientes no desempenho estrutural do elemento parede. Este estudo mostrou que os modelos teóricos existentes para o calculo da resistência da alvenaria e para a resistência do elemento parede não fornecem valores de aplicação prática. Mostrou também que por este motivo em todo o mundo as normas de cálculo de Alvenaria Estrutural baseiam-se em um grande número de dados experimentais.

Em complementação ao estudo bibliográfico desenvolveu-se um estudo experimental. Neste estudo ficou claro que é desejável a padronização das metodologias de ensaio, a fim de se terem resultados reprodutíveis e comparáveis que venham a servir de base a uma normalização nacional sobre a Alvenaria Estrutuural Não Armada.

A partir dos resultados do trabalho experimental,

pode-se observar o seguinte:

a) Os valores do módulo de deformação obtido do ensaio de paredes em escala real para as diversas combinações de blocos e argamassas empregadas são consistentes com os valores da bibliografia consultada, e nos mostram a influência do traço da argamassa no módulo de deformação da alvenaria.

b) Os valores do módulo de deformação provenientes dos ensaios em corpos de prova de pequenas dimensões (paredinhas) mostraram-se menores que os valores correspondentes provenientes do ensaio em corpos de prova em escala natural (paredes).

c) Nos ensaios de paredes a ruptura do corpo de prova se iniciou nas posições nas quais se detectaram os menores valores do módulo de deformação, confirmando o comportamento esperado pelos modelos teóricos de ruptura.

d) Obtiveram-se os valores do coeficiente de Poisson sendo entretanto muito grande a dispersão dos valores obtidos.

e) Obtiveram-se os valores de resistência à compressão das paredes de alvenaria para as combinações de traço de argamassa e blocos utilizadas no trabalho experimental. Este resultados mostram a pouca influência do traço da argamassa na resistência da alvenaria, ratificando este comportamento observado na bibliografia consultada.

f) Os valores calculados a partir dos modelos teóricos de ruptura se mostraram incoerentes com os valores experimentais para os materiais estudados.

g) Nos ensaios de parede verificou-se a ruptura por fissuras de tração paralelas ao sentido do esforço aplicado, conforme o mecanismo de ruptura universalmente aceito ("spliting failure").

h) Ensaiaram-se corpos de prova de pequenas dimensões (prismas e paredinhas) cujos valores de resistência à compressão foram significativamente superiores aos valores obtidos nos ensaios com paredes.

i) A partir dos valores de resistência à compressão obtidos nos ensaios das paredinhas e dos prismas, observou-se que, à medida que ensaiávamos corpos de prova cada vez menores, reduzia-se a influência do traço da argamassa, passando-se a ensaiar cada vez mais os blocos.

j) Verificou-se que a ruptura das paredes no ensaio de compressão foi de forma frágil ("súbita"), porém observou-se também que uma intensa fissuração se iniciava a níveis de tensão bastante inferiores aos da resistência à compressão das paredes.

O ensaio de paredes mostrou-se importante na obtenção de valores confiáveis de resistência e módulo de deformação da alvenaria que podem ser utilizados tanto em pesquisa como pelos profissionais envolvidos com a Alvenaria Estrutural Não Armada. Espera-se que a continuidade destes ensaios forneçam no futuro dados em número suficientes para a formulação de uma norma consistente de cálculo.

São importantes também estudos de outros aspectos do desempenho estrutural das paredes de alvenaria, como o estudo do elemento parede, quando submetido às cargas de cisalhamento e à compressão excêntrica.

A partir do estudo dos elementos parede, deve-se caminhar para o estudo da estabilidade dos edifícios considerados de forma global, a fim de que se possa projetar e construir edifícios de maior altura.

Igualmente importantes são os estudos do desempenho dos aspectos não estruturais das paredes de alvenaria, aprimorando o processo construtivo e permitindo a construção mais racional de habitações de custo cada vez menor e de melhor desempenho.

Acredita-se que, no presente trabalho, foram obtidas informações relevantes, dando-se um passo no sentido da melhor compreensão deste método construtivo pelo meio técnico, cumprindo os objetivos propostos.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1) SABBATINI, F. H. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária. N.P. (Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da U.S.P.). 1984.

(2) GOMES, N. S. A resistência das paredes de alvenaria. N. P. (Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da U.S.P.), 1983.

(3) CAMACHO, J. S. Alvenaria Estrutural Não Armada - parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes. N. P. (Dissertação de Mestrado apresentada à Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul). Porto Alegre, agosto, 1986.

(4) SCHNEIDER, R. R.; ALCKEY, W. L. Reinforced masonry design. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1970.

(5) LEMOS, C. A. C. Alvenaria burguesa. Nobel. São Paulo, 1985.

(6) BESSEY, G. E. Calcium silicate bricks. Garston, U.K., Building Research Station, 1974. Overseas Building Notes nº-154.

(7) VOROBYEV, V. A. Building materials. Moscou, Higher School Publishing House, 1965.

(8) FIRST INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON AUTOCLAVED CALCIUM SILICATE BUILDING PRODUCTS. London, 1965. Proceedings. London, Society of Chemical Industry, 1967.

(9) EVERETT, A. Materials. 2 ed. London, B.T. Batsford, 1978.

(10) HENDRY, A. W. Structural brickwork. The MacMillan Press, 1981.

(11) SAHLIN, S. Structural masonry. Englewood Cliffs, U.S.A., Prentice-Hall, 1971.

(12) CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT. Méthodes de calcul des murs - étude bibliografique. Cahiers du CSTB. Paris, 68 (571), 1964.

(13) THOMAS, F. G. The strength of brickwork. The Structural Engineer, fevereiro, 1953.

(14) BRADSHAW, R. E. ; HENDRY, A. W. Futher crushing tests on storey-height walls 4 1/2 in thick. Proceedings of the British Ceramic Society nº. 11, 1968.

(15) DRYSDALE, R. ; HAMID, A. A. Influence of the caracteristics of the unit on the strength of block masonry. Proceedings of the Second North American Masonry Conference. Maryland, agosto, 1982.

(16) BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of practice for structural use of masonry, part 1 - unreinforced masonry. BS 5628 Part 1, 1978.

(17) _____ . Specification for calcium silicate (sandlime and flintlime) bricks. BS 187:1978.

(18) DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Blocos sílico-calcários maciços, perfurados e ocos (tradução). DIN 106.

(19) SUTHERLAND, R. J. M. Brick and block masonry in engineering. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1 , vol 70, fevereiro, 1981.

(20) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Bloco cerâmico para alvenaria - especificação. NBR 7171/83, Rio de Janeiro, 1983.

(21) ANDERSON, G. W. Stack-bonded small speciments as design and construction criteria. In: Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(22) THOMAS, K. ; O'LEARY, D. C. Tensile strength tests on two types of bricks. In: Second Internacional Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(23) BUILDING RESEARCH STATION. Perforated clay bricks. BRS-Digest nº- 53 (first series). Garston U.K., abril, 1953.

(24) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Bloco cerâmico para alvenaria - formas e dimensões. ABNT, NBR 8042, junho 1983.

(25) WEISS, D.; KURTZ,P.; KNAPP, W. P. Strength of specimens containing parallel cylindrical holes. Americam Ceramic Society Bulletin. vol 45, nº- 8, 1966.

(26) WEST, H. W. H.; HODGKINSON, H. R.; DAVENPORT, S. T. E. The performance of walls built of wire cut brick with and without perforations. The British Ceramic Research Association, Special Publication nº- 60. novembro, 1966.

(27) SCHELLBACH, G. The influence of perforation on load-bearing capacity of hollow brick masonry structures. In: Second International Brick Masonry Conference. abril, 1970.

(28) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Structural clay load-bearing wall tile. ASTM C34-62.

(29) WEST, H. W. H. Clay products in use. In: The Use of Ceramic Products in Building. The British Ceramic Research Association, Special Publication nº- 38, abril, 1963.

(30) BUILDING RESEARCH STATION. Clay brickwork: 1 and 2. Digest 164 e 165, abril-maio, 1974.

(31) WATSTEIN, D.; ALLEN, M. H. Structural performance of clay masonry assembleges built with high-bond organic modified mortars. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(32) ROSELLO, M. T. Morteros de cemento para albanileria. Instituto Eduardo Torroja de La Construcion y del Cemento. nº- 337, Madrid. outubro, 1976.

(33) BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Specification for clay bricks and blocks. Londres, 1974. BS 3921:May 1974.

(34) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard specification for prefaced concrete and calcium silicate masonry units. ASTM C 744-73.

(35) DAVISON, J. I. Masonry mortars. Canadian Building Digest. CBD 163, 1974.

(36) BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of practice for walling part 1 brick and block masonry. CP 121:Part 1, junho, 1973.

(37) DEUTSCHES INSTITUT FUR NORMUNG. Mamererwerk berechnung and ausfuhrung. DIN 1053.

(38) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Mortar for unit masonry. ASTM C 270-80a.

(39) BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT. Mortars for bricklaying. Digest 160, dezembro, 1973.

(40) DAVISON, J. I. Loss of moisture from fresh mortars to bricks. Materials Research and Standards. maio, 1961.

(41) ANDREWS, H. Mortar for brickwork, block construction and masonry. NBS - National Building Studies Bulletin nº- 8, 1950.

(42) BUILDING RESEARCH STATION. Strength of brickwork, blockwork and concrete walls. BRS Digest 61 (second series) Garston, agosto 1965.

(43) -------- Mortars for jointing. BRS Digest nº- 126 (first series). Garston. setembro, 1959.

(44) HEDSTRON, R. O. et alii . Influence of mortars and block properties on shrinkage cracking of masonry walls. Journal of the P.C.A. - Research Development Laboratories, Chicago, vol 10 nº- 1, janeiro, 1968.

(45) BUILDING RESEARCH STATION. Strength and stability of walls. BRS Digest nº- 75 (first series), Garston. março, 1955.

(46) FRANCIS, A. J.; HORMAN, C. B.; JERREMS, L. E. The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(47) HILSDORF, H. K. An invetigation into the failure machanism of brick masonry loaded in axial compression. In: Designing

Engineering and Constructing with Masonry Products, ed F. B. Johson, Gulf, Houston. 1969.

(48) PLOWMAN, J. M. The modulus of elasticity of brickwork. Proceedings of the British Ceramic Society nº 4. julho, 1965.

(49) SILVA, R. P. Maçonnerie armée: cas des maçonneries des produits creux sollicités parallelement à leur plan. N. P. (Tese apresentada à L'Ecole Nationale des Ponts et Chanssées). maio, 1985.

(50) LENCZNER, D. Creep in brickwork. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(51) PIEPER, K.; HAGE, D. Deformation properties of brickwork. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(52) KALKSANDSTEINE technische informationem. Hannover, 1972.

(53) KAMPF, L. Workability of masonry mortars. Materials Research and Standards. vol 1 nº 1, jan 1961.

(54) ANDEREGG, F. O. The effect of brick absorption characteristics upon mortar properties. Proceedings of the ASTM, vol 42, 1942.

(55) PALMER, L. A.; PARSONS, D. A. A study of properties of mortars and bricks and their relation to bond. Bureau of Standards Journal of Research. vol 12, maio 1934.

(56) LEE, H. N.; PYLE, M. A. The design of mortars for calculated load-bearing brickwork. Proceedings of the British Ceramic

Society. nº. 11. 1968.

(57) HOATH, S. B. A.; LEE, H. N.; RENTON, K. H. The effect of the mortar on the strength of brickwork cubes. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(58) HALLER, P. Load capacity of brick masonry. In: Designing Engineering and Constructing with Masonry Products, ed F. B. Johnson, Gulf, Houston. 1969.

(59) CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; BRAY, W. A. Structural masonry designers' manual. Granada, 1982.

(60) YOKEL, F. Y.; DIKKERS, R. D. Strength of load bearing masonry walls. Journal of Structural Division, Proceedings of A.S.C.E., maio, 1971.

(61) YOKEL, F. Y.; MATHEY, R. G.; DIKKERS, R. D. Compressive strength of slender concrete masonry walls. National Bureau of Standards, Washington, dezembro 1970. NBS-Building Science Series nº. 33.

(62) JOHNSON, F. B.; THOMPSON, J. N.; MATTHYS, J. H. The development of structural critéria for clay tile assembleges. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(63) CHAPMAN, J. C.; SLATFORD, J. The elastic buckling of brittle columns. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 6 (1957).

(64) DAVEY,N.; THOMAS, F. G. The structural uses of masonry. Institution of Civil Engineers. Structural Paper nº. 24, 1950.

(65) DIKKERS, R. D.; YOKEL, F. Y. Strength of brick wall subject to axial compression and bending. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference.. Stoke-on-Trent, The British Ceramic Research Association, 1971.

(66) FATTAL, S. G.; CATTANEO, L. E. Structural performance of masonry walls under compression and flexure. National Bureau of Standards, Washington, junho, 1976. NBS-Building Science Series nº. 73.

(67) YOKEL, F. Y.; MATHEY, R. G.; DIKKERS, R. D. Strength of masonry walls under compressive and transverse loads. National Bureau of Standards. Washigton. março, 1971. NBS-Building Science Series nº. 34

(68) STRUCTURAL CLAY PRODUCTS INSTITUTE. Recomended practice for engineered brick masonry. Mc Lean, novembro, 1969.

(69) SANTOS, L. M. Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/76 e o CEB/72. São Paulo, Edgard Blucher, 1977.

(70) MACCHI, G. Safety considerations for a limite state design of masonry. In: Proceedings of the Second International Brick Masonry Conference. Stoke-on-trent, The British Ceramic Reseach Association, 1971.

(71) INTERNATIONAL CONFERENCE OF BUILDINGS OFFICIALS. Uniform building code. U.B.C. Part VI, cap 24, 1976.

(72) DEUTSCHES INSTITUT FüR NORMUNG. Masonry, calculation and construction. Part 1, 1974. DIN 1053 part 1.

(73) -------- Masonry designed on basis of suitability tests. design and construction. DIN 1053 part 2.

(74) ASSOCIAÇAO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Paredes de alvenaria estrutural - ensaio à compressão simples. ABNT projeto 2:03.04-012, 1984.

(75) -------- Exécução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto - procedimento. ABNT projeto 2:03.04-011, 1982.

(76) -------- Projeto de obras de alvenaria estrutural de blocos de concreto - procedimento. ABNT projeto 2:03.04-013, 1984.

(77) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. Standard methods of sampling and testing brick and structural clay tile. In: Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 1985. ASTM C 67.

ANEXO 1

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	E 1-1				Tipo de bloco:	Ceram co - formato 20F			
Data da moldagem:	19/11/85				Traco da argamassa:	1:0:3			(c.a.:cal:are.a)
Data do ensaio:	17/01/86				Tensao de ruptura:	4.57			(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.47	0.95	1.42	1.89	2.36	2.84	3.31
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.39	2.42	3.58	4.77	6.18	7.51	
(.0001 m/m)	direito	0.00	1.02	1.98	3.16	4.33	5.74	7.01	
Deform. Vert. (2)	ponto 1	0.00	2.03	2.51	3.71	4.72	6.45	7.37	8.81
	ponto 2	0.00	1.04	2.24	3.45	4.52	6.10	7.16	8.31
Valores Medios	ponto 3	0.00	1.22	2.41	3.66	4.70	6.66	7.65	9.42
	ponto 4	0.00	0.81	2.06	3.20	4.44	6.17	7.70	8.99
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	1.50	2.44	3.30	4.90	5.66	6.73	8.61
	ponto 6	0.00	3.30	4.47	6.40	6.65	8.74	10.44	11.38
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.03	0.33	-0.10	-0.23	-0.00	-0.36	-0.69

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.47	0.95	1.42	1.89	2.36	2.84	3.31
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	1.20	1.70	3.40	3.70	4.90	5.30	4.40
Valores Medios	ponto b	0.00	0.60	1.00	2.70	4.10	4.00	6.50	6.50
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	2.00	2.50	4.60	4.40	6.50	6.20	9.60

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.47	0.95	1.42	1.89	2.36	2.84	3.31
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	1.40	3.10	5.30	6.20	8.30	10.50	11.60
Valores Medios	ponto b	0.00	1.90	2.90	3.30	5.10	6.90	9.20	9.30
(.0001 mm)	ponto c	0.00	0.50	2.40	3.00	4.20	6.20	8.50	9.90

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.47	0.95	1.42	1.89	2.36	2.84	3.31
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	-0.06	-0.94	-0.33	-1.89	-2.60	-3.33	

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotest-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	C 1-2	Tipo de bloco:	Ceramico - formato 20F
Data da moldagem:	26/11/85	Traco da argamassa:	1:0:3 (cimento:cal:areia)
Data do ensaio:	28/01/86	Tensao de ruptura:	4.41 (N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo		0.00	1.17	2.06	2.89	3.81	4.76	5.86	6.99	8.13	9.37	10.51	
	direito		0.00	0.83	1.87	2.79	3.85	5.02	6.34	7.53	8.70	9.94	11.00	
Deform. Vert. (2)	ponto 1		0.00	0.99	2.08	3.00	3.86	4.70	5.84	6.86	7.49	8.99	9.93	11.07
	ponto 2		0.00	0.33	1.63	2.51	3.40	4.29	5.18	6.27	7.47	8.59	9.40	10.44
Valores Medios	ponto 3		0.00	1.04	2.36	3.12	4.04	5.10	6.30	7.77	8.51	10.06	11.43	12.75
	ponto 4		0.00	1.09	2.77	3.56	5.05	5.59	7.11	8.36	9.32	10.69	11.61	13.10
(.0001 m/m)	ponto 5		0.00	2.36	2.57	3.23	3.66	3.70	4.95	5.97	6.40	7.49	8.26	9.07
	ponto 6		0.00	0.66	1.91	2.41	3.76	4.70	5.51	6.30	7.42	8.59	9.37	10.57
Deform. Horiz. (.0001 m/m)			0.00	-0.79	-0.00	-0.20	-0.61	-0.50	-0.63	-0.51	-1.09	-1.50	-1.05	-2.51

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deform. Bloco (3)	ponto a		0.00	0.10	2.40	3.00	2.60	3.30	3.90	4.40	5.00	5.90	6.40	6.20
Valores Medios	ponto b		0.00	3.20	3.70	3.60	4.10	4.70	5.70	7.10	7.90	9.10	10.60	10.20
(.0001 m/m)	ponto c		0.00	1.70	3.10	3.30	3.90	3.60	5.00	5.20	6.00	6.70	6.70	5.50

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deform. Angul. (3)	ponto a		0.00	6.60	3.90	5.70	6.90	8.50	10.40	12.40	15.00	16.20	19.10	22.60
Valores Medios	ponto b		0.00	3.50	3.50	4.30	4.60	6.20	6.70	8.00	9.60	11.50	12.30	14.00
(.0001 m/m)	ponto c		0.00	4.40	5.00	5.30	6.30	7.50	10.70	12.10	15.00	16.40	21.50	32.60

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deslocamento Horiz. pto. medio (mm)		0.00	1.00	1.30	1.57	1.76	1.85	1.85	1.77	1.67	1.51	1.30	1.17

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 500 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	C 2-1					Tipo de Bloco:	Ceramico - formato 20F					
Data da moldagem:	21/11/85					Traco da argamassa:	1:0:3					(s.cal/areia)
Data do ensaio:	20/02/86					Tensao de ruptura:	3.55					(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m) Valores Medios	esquerdo	0.00	1.50	2.71	4.14	6.00	7.86	8.12	9.49	11.07	12.53	13.90
	direito	0.00	0.73	2.41	2.61	4.34	5.17	6.10	7.21	8.48	9.70	10.70
Deform. Vert. (2) (.0001 m/m) Valores Medios	ponto 1	0.00	1.73	2.64	4.04	5.02	7.16	8.20	9.90	11.30	13.51	14.53
	ponto 2	0.00	1.02	1.78	2.67	4.27	5.38	6.05	7.26	8.33	9.63	11.01
	ponto 3	0.00	1.24	1.63	2.31	3.71	4.83	5.56	7.24	8.23	9.70	11.15
	ponto 4	0.00	1.07	1.93	3.00	4.62	5.59	6.63	7.87	9.19	10.34	11.90
	ponto 5	0.00	1.98	3.05	3.94	5.94	7.01	7.98	9.17	10.34	11.76	13.23
	ponto 6	0.00	1.45	2.36	2.82	4.85	5.31	6.48	7.92	8.94	9.73	10.52
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.00	-0.58	-0.20	-0.10	-0.30	-0.69	-1.04	-1.07	-0.66	-1.22

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Diag. (3) (.0001 m/m) Valores Medios	ponto a	0.00	-1.00	1.20	0.90	1.60	2.60	2.20	4.90	5.60	5.30	5.40
	ponto b	0.00	0.30	3.10	1.60	2.30	4.00	3.60	3.90	5.35	6.80	6.30
	ponto c	0.00	0.50	1.90	2.10	5.00	6.60	6.50	7.90	8.60	9.70	8.60

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Angul. (3) (.0001 m/m) Valores Medios	ponto a	0.00	1.70	3.30	5.00	7.50	10.20	12.40	14.30	17.70	19.90	21.70
	ponto b	0.00	-1.30	0.00	0.70	2.20	4.00	4.00	5.20	7.40	11.00	9.30
	ponto c	0.00	4.20	6.30	8.50	13.90	16.50	17.70	21.70	25.60	27.90	29.70

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Desloc. horiz. pto. medio (mm)		0.00	1.67	2.29	3.11	3.83	4.13	4.22	4.36	4.39	4.37	4.25

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede: C 2-2						Tipo de bloco: Ceramico - formato 25						
Data da moldagem: 22/11/85						Traco da argamassa: 1:1/2:4 1/2					(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio: 23/01/86						Tensao de ruptura: 4.7					(N/mm2)	
Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.48	2.53	3.70	4.94	6.20	7.46	8.57	9.83			
(.0001 m/m)	direito	0.00	1.34	2.43	3.61	4.68	6.19	7.55	8.73	9.42			
Deform. Vert. (2)	ponto 1	0.00	1.12	2.08	2.92	4.27	5.59	7.11	8.36	9.68	10.67	12.29	
	ponto 2	0.00	1.73	2.84	3.51	4.78	6.20	7.57	8.23	9.60	11.18	12.57	
Valores Medios	ponto 3	0.00	1.76	2.79	3.38	4.47	5.51	6.76	8.36	9.55	11.18	12.57	13.13
	ponto 4	0.00	1.27	2.24	3.28	4.50	5.79	7.39	9.17	9.93	12.09	13.82	15.52
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	2.26	4.06	4.65	5.30	7.24	9.02	9.60	11.35			
	ponto 6	0.00	0.61	1.88	2.41	3.73	4.93	5.59	6.96	8.33	11.91		
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.23	-0.36	-0.38	-0.63	-0.79	-1.19	-0.99	-1.47	-2.46	-4.04	-4.60

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	1.40	1.80	2.10	2.80	3.80	4.90	5.40	6.90	8.30	8.40	8.60
Valores Medios	ponto b	0.00	2.10	2.30	3.70	4.50	5.10	6.80	7.30	8.30	11.10	12.30	12.40
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	0.60	0.80	1.90	2.10	4.20	4.50	5.50	5.60	3.00	1.30	11.10

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	1.60	2.60	4.10	6.40	7.50	10.90	12.30	14.10	16.80	17.90	20.00
Valores Medios	ponto b	0.00	3.00	3.40	5.20	6.30	8.40	10.10	11.10	13.00	16.30	17.60	17.90
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	-0.10	2.30	2.40	5.60	6.60	8.90	9.50	11.10	16.60	16.20	19.40

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55	3.90
Desloc. horiz. pto. medio (mm)		0.00	2.59	3.33	4.25	4.24	4.71	4.81	4.81	4.41			

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	C 3-1		Tipo de bloco: Ceramico - formato 29F	
Data da moldagem:	26/11/85		Traco da argamassa:	1:1:6 (cim.:cal:areia)
Data do ensaio:	27/01/86		Tensao de ruptura:	3.04 (N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo		0.00	2.13	3.50	5.37	6.69	8.32	11.15	14.32
	direito		0.00	1.52	2.63	4.02	5.07	6.24	7.82	9.32
Deform. Vert. (2) Valores Medios (.0001 m/m)	ponto 1		0.00	2.29	3.56	5.64	7.21	8.76	10.92	13.18
	ponto 2		0.00	2.06	3.76	5.16	6.71	8.92	11.61	14.55
	ponto 3		0.00	1.62	2.62	4.34	5.56	6.35	8.40	10.46
	ponto 4		0.00	1.63	2.59	4.11	5.05	6.15	7.90	9.60
	ponto 5		0.00	1.63	2.62	3.76	5.05	6.22	7.80	9.02
	ponto 6		0.00	1.90	2.49	3.60	4.95	5.84	7.54	8.69
Deform. Horiz. (.0001 m/m)			0.00	-0.10	-0.20	-0.61	-0.51	-0.91	-1.02	-1.07

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Bloco (3) Valores Medios (.0001 m/m)	ponto a		0.00	-1.70	-0.20	0.40	1.00	1.60	2.30	4.70
	ponto b		0.00	0.30	1.70	1.80	2.80	2.60	3.90	4.60
	ponto c		0.00	-0.20	1.70	1.90	2.50	3.30	5.70	6.90

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Argam. (3) Valores Medios (.0001 mm)	ponto a		0.00	2.60	4.40	6.70	8.30	9.60	11.70	15.30
	ponto b		0.00	3.30	5.60	7.50	10.60	13.00	16.60	19.50
	ponto c		0.00	1.30	3.40	3.70	5.40	6.30	9.20	11.00

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deslc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	0.90	0.30	-0.23	-0.66	-1.21	-2.13	-3.22

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	C 3-2				Tipo de bloco: Ceramico - formato 20F							
Data de moldagem:	20/11/85				Traco de argamassa:		1:1:6				(cim.:cal:are.)	
Data do ensaio:	2º/01/86				Tensao de ruptura:		3.93				(N/mm2)	
Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo	0.00	2.31	3.68	4.93	6.44	8.42	9.53	11.00	12.82	14.27	15.84
	direito	0.00	0.38	0.82	1.44	2.09	3.00	3.80	4.84	6.01	7.16	8.47
Deform. Vert. (2) (.0001 m/m)	ponto 1	0.00	1.65	2.18	3.46	5.00	6.45	7.26	8.56	9.75	10.90	12.04
	ponto 2	0.00	1.27	2.04	3.30	4.50	5.28	5.64	7.59	9.17	10.39	10.87
Valores Medios	ponto 3	0.00	3.45	4.70	5.41	6.91	8.13	8.66	10.29	11.91	13.31	15.19
	ponto 4	0.00	1.40	1.75	2.77	3.53	4.93	6.25	7.90	9.25	10.87	12.75
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	1.57	3.51	4.50	6.30	8.69	8.76	10.57	12.55	13.00	15.06
	ponto 6	0.00	5.04	2.57	3.15	4.11	5.49	6.12	7.16	8.30	10.06	11.05
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.36	0.53	0.13	0.20	-0.30	-0.20	-0.30	-0.71	-1.07	-1.35

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Bloco (3) (.000 m/m)	ponto a	0.00	2.10	2.90	4.10	4.50	5.10	6.00	6.60	7.70	8.40	9.20
Valores Medios	ponto b	0.00	1.30	1.00	1.80	4.20	4.00	4.80	5.40	7.20	7.90	8.50
(.000 m/m)	ponto c	0.00	0.50	1.90	2.30	3.60	3.60	4.20	4.60	4.70	5.70	6.00

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Argam. (3) (.000 m/m)	ponto a	0.00	2.40	3.60	4.40	6.60	9.40	10.60	12.40	15.90	16.10	16.50
Valores Medios	ponto b	0.00	0.00	-5.20	1.60	4.60	5.70	6.10	6.90	9.90	11.30	13.40
(.000 m/m)	ponto c	0.00	4.10	5.70	7.50	11.40	15.10	18.40	21.10	25.50	29.20	35.50

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deslc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	0.00	-0.27	-0.75	-1.70	-3.75	-3.84	-4.48	-5.21	-5.80	-6.44

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	C 3-3				Tipo de bloco:	Ceramico - formato 29				
Data da moldagem:	03/12/85				Traco da argamassa:	1:1:6			(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio:	02/02/86				Tensao de ruptura:	3.81			(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m) Valores Medios	esquerdo	0.00	1.13	2.23	3.44	4.91	6.25	7.75	9.33	10.79	12.11
	direito	0.00	0.72	1.84	2.64	3.55	4.65	5.75	7.03	8.24	9.35
Deform. Vert. (2) (.0001 m/m) Valores Medios	ponto 1	0.00	0.63	1.02	2.64	3.91	7.26	5.84	7.49	8.61	10.19
	ponto 2	0.00	0.99	2.01	3.28	4.55	5.44	6.30	7.49	8.28	8.92
	ponto 3	0.00	3.61	5.16	6.50	8.31	9.58	11.30	12.95	14.65	
	ponto 4	0.00	1.12	1.45	4.11	5.00	6.32				
	ponto 5	0.00	0.51	0.89	3.25	4.06	4.52	6.32	7.49	9.04	10.13
	ponto 6	0.00	0.28	1.57	2.31	3.02	4.55	5.02	6.60	8.15	8.94
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.48	-0.23	-0.66	-0.74	-1.17	-1.47	-1.52	-1.52	-2.92

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19
Deform. Bloco (3) (.000 m/m) Valores Medios	ponto a	0.00	1.70	3.10	3.70	5.00	5.50	6.30	9.10	10.60	5.60
	ponto b	0.00	1.10	3.40	4.10	4.80	6.40	7.50	8.60	9.60	10.80
	ponto c	0.00	1.20	2.30	3.20	4.40	4.50	5.40	6.20	8.00	6.30

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19
Deform. Angul. (3) (.000 mm) Valores Medios	ponto a	0.00	2.00	3.00	6.00	8.10	10.30	12.70	16.40	19.20	27.50
	ponto b	0.00	0.60	2.40	3.60	6.10	8.30	9.50	11.70	14.70	16.20
	ponto c	0.00	1.60	2.60	4.00	5.30	7.30	8.90	11.10	12.00	14.40

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19
Deloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	-2.10	-3.00	-5.31	-6.60	-7.63	-8.54	-9.75	-10.46	-10.87

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 500 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	C 3-4					Tipo de Bloco: Ceramico - Formato 20F						
Data da moldagem:	04/12/8E					Traco da argamassa:	1:1:6				(c.m.:cal:areia)	
Data do ensaio:	04/02/8E					Tensao de ruptura:	4,8@				(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.72	2.78	3.76	4.82	6.1@	7.4@	8.8@	10.03	11.4@	12.77
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.4@	1.12	1.86	2.76	3.8@	4.87	6.0:	7.1@	7.9@	9.46
Deform. Vert. (2)	ponto 1	0.00	0.46	1.17	2.44	5.97	4.47	5.61	6.83	7.75	7.75	10.46
	ponto 2	0.00	0.61	1.47	2.26	3.3@	3.78	5.26	6.07	6.93	8.41	9.52
Valores Medios	ponto 3	0.00	0.81	1.57	2.92	4.6@	5.97	6.93	8.3:	9.4@	11.07	12.19
	ponto 4	0.00	0.94	1.7@	2.51	3.4@	5.11	6.17	7.29	8.46	10.52	12.0:
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	0.79	1.91	1.85	3.43	4.47	5.26	7.01	8.33	9.25	10.29
	ponto 6	0.00	1.96	2.84	3.84	5.2@	5.79	6.45	7.75	9.35	9.78	
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.69	-0.33	-0.84	-1.02	-0.81	-1.19	-1.3@	-1.7@	-1.75	-2.69

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	-0.1@	1.6@	2.4@	3.5@	3.6@	5.2@	6.2@	7.4@	9.4@	10.1@
Valores Medios	ponto b	0.00	0.6@	1.2@	1.7@	1.5@	2.5@	3.0@	4.1@	5.2@	6.3@	7.4@
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	0.8@	1.5@	2.3@	3.7@	4.5@	5.4@	5.9@	6.9@	9.2@	9.5@

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Deform. Angul. (3)	ponto a	0.00	1.5@	2.9@	3.7@	5.1@	6.9@	8.3@	11.1@	13.4@	16.4@	18.8@
Valores Medios	ponto b	0.00	2.6@	3.5@	5.3@	8.3@	10.3@	12.4@	14.4@	17.2@	20.4@	22.9@
(.000: mm)	ponto c	0.00	1.4@	3.4@	5.1@	6.3@	8.1@	9.4@	10.9@	13.6@	16.2@	15.3@

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48	2.84	3.19	3.55
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	0.21	-0.3@	-0.6@	-1.0@	-1.05	-1.07	-2.45	-2.9@	-3.7:	-4.7@

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 25@ cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 5@ cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tenectest-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede: C 4-1	Tipo de bloco: Ceramico - formato 20F
Data da moldagem: 26/11/85	Traco da argamassa: 1:2:9 (c:a.hid:areia)
Data do ensaio: 3F/01/86	Tensao de ruptura: 3.34 (N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo	0.00	2.90	4.26	5.58	7.36	8.98	11.22	13.35
	direito	0.00	1.27	2.28	3.34	4.72	6.12	7.90	9.66
Deform. Vert. (2) (.0001 m/m)	ponto 1	0.00	1.42	2.00	2.92	4.42	5.94	7.26	9.07
	ponto 2	0.00	0.84	1.75	2.46	3.58	4.78	6.25	7.77
Valores Medios	ponto 3	0.00	2.02	4.37	6.12	7.37	9.19	11.99	
	ponto 4	0.00	2.41	3.58	5.00	6.78	8.97	11.43	14.00
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	1.60	3.10	3.60	5.00	6.55	8.13	9.02
	ponto 6	0.00	1.03	2.02	3.56	4.67	5.94	7.19	8.46
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.00	0.10	-0.20	-0.23	-0.69	-0.56	-1.04

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Bloco (3) (.0001 m/m)	ponto a	0.00	-0.70	-0.10	1.10	1.60	3.90	3.30	3.40
Valores Medios	ponto b	0.00	0.40	0.90	1.70	1.80	2.70	3.40	4.90
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	1.10	0.90	0.40	2.10	1.70	2.30	3.90

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Argam. (3) (.0001 m/m)	ponto a	0.00	3.00	5.00	7.90	10.00	13.40	17.00	21.20
Valores Medios	ponto b	0.00	5.40	7.90	10.70	13.00	16.30	20.20	24.30
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	6.20	7.70	9.20	11.90	13.00	16.50	17.90

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	-3.23	-3.97	-4.14	-4.99	-5.58	-6.39	-7.48

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede: C 4-2	Tipo de bloco: Ceramico - formato 29	
Data da moldagem: 02/12/85	Traco da argamassa: 1:2:9	(cim.:cal:areia)
Data do ensaio: 21/01/86	Tensao de ruptura: 3.1	(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo	0.00	2.70	4.37	6.01	7.97	10.78	12.72	15.35
	direito	0.00	0.96	2.00	3.14	4.50	5.95	7.61	9.22
Deform. Vert. (2) (Valores Medios (.0001 m/m)	ponto 1	0.00	1.32	2.24	3.43	5.54	6.60	8.92	11.20
	ponto 2	0.00	0.79	1.78	2.72	4.27	5.36	6.40	7.57
	ponto 3	0.00	1.96	4.29	6.50	9.70	12.14		
	ponto 4	0.00	1.98	3.45	5.21	8.79	11.73		
	ponto 5	0.00	1.91	3.66	5.05	6.60	5.99	9.25	10.19
	ponto 6	0.00	0.36	1.91	2.64	4.47	5.54	6.96	8.10
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.00	-0.79	-0.63	-1.04	-1.55	-3.10	-5.61

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Bloco (3) (Valores Medios (.0001 m/m)	ponto a	0.00	1.70	2.50	3.20	4.40	6.50	7.50	9.40
	ponto b	0.20	1.30	1.60	2.20	3.00	3.80	5.40	10.30
	ponto c	0.00	0.70	0.80	0.50	0.60	1.80	3.10	4.10

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deform. Argam. (3) (Valores Medios (.0001 mm)	ponto a	0.00	7.20	12.30	17.10	25.50	33.60	45.90	57.70
	ponto b	0.00	4.00	7.00	10.50	19.10	25.30	35.10	43.60
	ponto c	0.00	9.90	15.80	20.70	27.20	33.70	39.90	25.90

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.35	0.71	1.06	1.42	1.77	2.13	2.48
Deslocamento Horiz. pto. medio (mm)	0.00	1.79	1.95	1.65	0.76	-0.27	-1.40	-1.40

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 mm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 1-1	Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 2DF		
Data da moldagem:	26/05/86	Traco da argamassa:	1:1:6	(cim.:cal):areia)	
Data do ensaio:	21/07/86	Tensao de ruptura:	3.93	(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38
Deform. Vert. (.0001m/m) (1)		0.00	1.98	4.51	7.24	10.29	12.47
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	-2.82	-1.24	1.55	2.41	4.72
Valores Medios	ponto 4	0.00	-0.10	0.18	0.84	4.83	5.89
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	0.64	2.03	3.20	6.35	10.29

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	6.10	14.90	29.20	29.90	33.60
(.0001 m/m)	ponto b	0.00	5.20	9.90	15.50	19.20	26.30

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	0.70	1.50	2.80	5.10	5.80
(.0001 mm)	ponto b	0.00	17.20	5.60	7.70	12.90	20.40

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	1.31	0.92	0.70	0.46	0.03

(1) Medida feita com relogios comparadores ,com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede: SC 1-2	Tipo de bloco: Silico-Calcareo - formato 2DF
Data da moldagem: 27/05/86	Traco da argamassa: 1:1:6 (cim.:cal:areia)
Data do ensaio: 22/07/86	Tensao de ruptura: 6.67 (N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86	3.22	3.57	3.93
Defora. Vert. (1)	esquerdo	0.00	-0.19	0.14	0.55	1.04	1.65	2.29	3.01	3.63	4.63	4.96	5.57
(.0001 m/m)	direito	0.00	1.09	1.78	2.53	3.37	4.26	5.19	6.18	6.95	8.31	8.94	9.65
Defora. Vert. (2)	ponto 3	0.00	0.48	1.17	1.60	2.84	3.20	4.37	4.80	6.15	7.14	7.80	8.28
Valores Medios	ponto 4	0.00	2.36	2.44	3.91	4.47	4.85	5.33	6.35	8.05	8.76	9.98	10.06
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	3.02	2.54	3.68	4.50	5.03	5.74	6.50	7.26	8.59	9.07	9.04
	ponto 6	0.00	0.36	1.68	1.45	2.41	3.00	3.91	5.11	6.12	7.11	7.37	7.98
Defora. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.28	-0.36	0.05	-0.79	-0.97	-0.36	-0.43	-0.56	-0.66	-1.04	-1.22

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86	3.22	3.57	3.93
Defora. Bloco (3)	ponto a	0.00	1.00	2.90	4.10	4.90	6.50	7.00	7.80	10.10	10.60	9.70	9.10
Valores Medios	ponto b	0.00	2.50	0.60	1.70	3.30	4.90	5.50	8.00	7.90	8.10	7.90	9.60
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	0.80	0.50	2.20	4.80	5.00	5.90	5.60	6.80	9.60	8.70	9.10

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86	3.22	3.57	3.93
Defora. Argam. (3)	ponto a	0.00	3.30	4.80	5.70	7.30	9.40	12.50	14.30	15.70	17.80	18.40	19.60
Valores Medios	ponto b	0.00	2.70	3.10	3.60	6.40	7.30	9.80	11.10	12.30	14.30	14.60	16.60
(.0001 mm)	ponto c	0.00	-0.80	0.40	1.80	5.70	6.40	8.20	11.60	10.10	13.50	14.90	14.50

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86	3.22	3.57	3.93
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	2.12	2.05	1.96	1.82	1.65	1.42	1.17	0.93	0.45	0.24	-0.05

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SE 1-3				Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 20F			
Data da moldagem:	28/05/86				Traco da argamassa:	1:1:6			(cim.:cal:areia)
Data do ensaio:	23/07/86				Tensao de ruptura:	6.19			(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	0.80	1.46	2.29	3.18	4.26	4.26	5.39	5.42
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.55	1.10	1.40	1.70	2.53	3.28	4.74	5.57
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	1.75	1.90	2.90	4.27	5.92	6.76	8.08	9.58
Valores Medios	ponto 4	0.00	0.71	2.16	1.73	3.61				
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	0.20	1.05	1.37	2.87	3.78	4.90	5.51	6.71
	ponto 6	0.00	0.51	1.45	1.73	3.05	3.68	4.88	5.26	6.02
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.05	-0.18	-0.71	-1.07				

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	0.40	0.40	0.60	0.50	1.10	1.50	1.40	3.80
Valores Medios	ponto b	0.00	0.60	1.40	1.20	2.10	1.90	3.80	4.20	5.00
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	-0.40	1.70	3.90	4.20	3.90	4.00	5.20	3.30

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	4.10	7.30	11.20	16.00	21.60	27.90	30.90	37.30
Valores Medios	ponto b	0.00	2.20	3.00	5.20	7.90	8.80	12.00	13.40	16.80
(.0001 mm)	ponto c	0.00	0.60	1.90	5.00	8.20	9.30	11.30	13.10	15.20

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.36	0.71	1.07	1.43	1.79	2.14	2.50	2.86
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	2.19	2.27	2.56	2.44	2.26	2.05	1.89	1.60

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 1-4				Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 20F			
Data da moldagem:	29/05/86				Traco da argamassa:	1:1:6			(cim.:cal:areia)
Data do ensaio:	23/07/86				Tensao de ruptura:	5.84			(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo	0.00	1.21	2.17	3.17	4.21	5.26	6.53	7.81	9.08
	direito	0.00	0.54	1.25	2.11	3.19	4.17	5.36	6.84	8.14
Deform. Vert. (2) Valores Medios (.0001 m/m)	ponto 3	0.00	-0.56	-0.08	0.86	1.96	2.87	3.99	5.03	5.99
	ponto 4	0.00	1.02	2.49	3.33	4.62	5.87	7.19	8.10	10.34
	ponto 5	0.00	-0.41	0.23	0.81	2.03	2.54	3.48	4.47	5.49
	ponto 6	0.00	0.05	0.43	0.84	1.60	2.84	4.17	5.03	6.02
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.64		-1.85	-2.46	-2.87	-2.77	-3.05	-3.20

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Bloco (3) Valores Medios (.0001 m/m)	ponto a	0.00	1.60	2.30	3.30	3.90	4.60	5.70	6.70	7.30
	ponto b	0.00	-0.50	1.30	1.40	2.60	4.40	4.20	5.60	5.90
	ponto c	0.00	1.30	0.70	3.40	4.40	4.90	5.20	8.10	7.60

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Argam. (3) Valores Medios (.0001 mm)	ponto a	0.00	-0.10	0.40	1.10	2.20	3.80	5.60	7.50	9.20
	ponto b	0.00	0.50	0.30	1.30	2.60	4.80	6.30	9.30	10.90
	ponto c	0.00	1.40	0.70	1.60	4.10	3.80	6.40	10.90	12.20

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	2.58	2.95	3.12	3.20	3.16	3.00	2.75	2.41

(1) Medida feita com relogios comparadores: com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 1-5	Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 2DF		
Data da moldagem:	30/05/86	Traco da argamassa:	1:1:6	(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio:	24/07/86	Tensao de ruptura:	5.72	(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.03	2.30	3.61	4.26	6.70	8.34	9.49	12.12
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.61	1.59	2.54	2.96	4.79	6.08	7.67	9.12
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	0.69	1.65	3.00	3.86	5.94	7.52	8.79	10.57
Valores Medios	ponto 4	0.00	2.01	3.12	3.38	4.29	6.40	7.92	9.32	10.62
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	-0.58	0.97	2.11	3.00	5.21	7.62	8.69	10.69
	ponto 6	0.00	2.24	1.65	2.79	3.17	5.13	6.81	8.56	10.08
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-1.45	-1.19	-0.91	-1.22	-1.22	-1.96	-1.98	-2.62

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	0.60	1.00	1.10	1.20	1.80	3.00	2.90	3.50
Valores Medios	ponto b	0.00	1.90	1.90	2.30	3.20	4.00	5.20	5.20	6.30
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	0.60	2.40	3.20	4.40	4.70	6.30	6.40	8.00

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	4.70	7.10	10.70	12.20	18.80	23.40	27.60	32.60
Valores Medios	ponto b	0.00	3.30	3.90	5.30	7.50	9.90	13.10	14.20	16.50
(.0001 mm)	ponto c	0.00	2.10	2.50	4.30	5.10	8.10	9.60	11.30	14.70

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	0.60	1.02	1.20	1.20	0.98	0.71	0.26	-0.34

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggemberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 2-1		Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 2DF	
Data da moldagem:	02/06/86		Traco da argamassa:	1:2:9	(cim.:cal:areia)
Data do ensaio:	25/07/86		Tensao de ruptura:	4.65	(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)		esquerdo	0.00	1.53	3.02	5.23	7.82	10.76	13.57
		direito	0.00	1.61	1.75	3.91	4.94	7.30	9.67
Deform. Vert. (2) Valores Medios (.0001 m/m)		ponto 3	0.00	2.49	3.84	5.66	7.16	9.86	11.38
		ponto 4	0.00	1.40	2.69	4.52	7.21	9.73	12.45
		ponto 5	0.00	1.75	2.64	4.98	6.68	8.43	11.28
		ponto 6	0.00	1.60	2.69	4.39	6.05	7.85	10.49
Deform. Horiz. (.0001 m/m)			0.00	-0.33	-0.23	-0.99	-1.22	-2.21	-3.30

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Deform. Bloco (3) Valores Medios (.0001 m/m)		ponto a	0.00	0.60	1.60	3.30	3.70	5.40	14.90
		ponto b	0.00	1.80	3.20	3.90	4.90	5.80	5.10
		ponto c	0.00	1.90	1.60	3.90	4.00	2.90	5.00

Tensao Atuante (N/mm2)			0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Deform. Argam. (3) Valores Medios (.0001 mm)		ponto a	0.00	2.50	4.00	7.90	10.30	13.90	16.50
		ponto b	0.00	2.30	3.80	7.80	11.80	14.90	18.40
		ponto c	0.00	1.90	4.00	7.10	9.50	12.70	16.20

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	2.34	2.68	2.80	2.34	2.58	1.34

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 2-2	Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 2DF		
Data da moldagem:	03/06/86	Traco da argamassa:	1:2:9	(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio:	25/07/86	Tensao de ruptura:	4.53	(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.57	2.86	5.45	9.05	12.46	16.23
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.95	1.85	4.14	6.74	9.59	12.75
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	1.52	1.88	3.18	6.63	9.45	
Valores Medios	ponto 4	0.00	0.66	2.59	3.76	6.60	9.40	
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	1.27	1.73	4.27	7.77	11.20	
	ponto 6	0.00	1.42	2.62	4.50	7.47	11.46	
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.08	-0.23	-0.63	-1.93	-2.08	-2.79

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	0.80	1.20	3.10	3.70	5.70	6.80
Valores Medios	ponto b	0.00	0.10	.00	1.00	2.90	3.40	4.80
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	0.90	1.50	3.80	5.20	5.50	6.30

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	2.20	3.60	7.20	10.70	16.70	22.80
Valores Medios	ponto b	0.00	4.40	6.90	12.70	18.60	24.70	32.40
(.0001 mm)	ponto c	0.00	0.90	2.50	8.00	15.50	20.80	28.30

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	-0.74	-0.99	-1.99	-3.21	-4.17	-5.27

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 2-3	Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 2DF		
Data da moldagem:	04/06/87	Traco da argamassa:	1:2:9	(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio:	25/07/86	Tensao de ruptura:	4.77	(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Deform. Vert. (1)	esquerdo			0.00	0.93	2.78	4.96	6.40	9.96
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.78	2.11	3.26	4.88	7.02	9.17	12.16
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	0.43	-0.05	3.00	4.85	6.65	8.13	10.54
Valores Medios	ponto 4	0.00	0.05	2.62	3.91	4.60	6.76	8.51	10.67
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	1.52	2.97	4.29	6.63	7.95	10.97	13.08
	ponto 6	0.00	0.28	1.47	3.00	4.39	7.09	9.37	11.15
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.13	-0.61	-0.41	-0.79	-1.14	-1.52	-1.60

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	0.90	2.00	1.80	2.90	3.70	4.10	5.50
Valores Medios	ponto b	0.00	1.00	1.70	2.60	3.50	4.40	5.80	6.50
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	1.40	2.40	4.10	4.50	5.90	7.60	8.00

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	2.60	6.50	10.30	14.40	19.60	25.20	30.00
Valores Medios	ponto b	0.00	1.70	3.60	5.30	7.50	9.80	12.40	16.00
(.0001 mm)	ponto c	0.00	2.00	3.60	4.80	7.50	10.40	14.70	13.10

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.000	-0.240	-0.660	-1.180	-2.140	-3.500	-3.670	-7.000

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede: SC 2-4					Tipo de bloco: Silico-Calcareo - formato 2DF			
Data da moldagem: 05/06/86					Traco da argamassa: 1:2:9			(cim.:cal:areia)
Data do ensaio: 28/07/86					Tensao de ruptura: 5.96			(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Deform. Vert. (1) (.0001 m/m)	esquerdo	0.00	0.96	2.00	3.69	5.38	6.22	9.06	11.35
	direito	0.00	0.46	1.10	2.05	3.21	4.40	5.90	7.67
Deform. Vert. (2) Valores Medios (.0001 m/m)	ponto 3	0.00	0.79	2.11	3.33	4.90	6.55	8.61	10.74
	ponto 4	0.00	0.46	1.65	1.96	4.01	6.50	8.33	10.62
	ponto 5	0.00	1.22	1.83	4.09	6.25	8.15	11.20	13.74
	ponto 6	0.00	0.43	1.80	3.25	4.65	6.58	8.94	11.48
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.13	-0.63	-0.86	-0.84	-1.19	-1.45	-2.29

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Deform. Bloco (3) Valores Medios (.0001 m/m)	ponto a	0.00	0.30	1.60	2.60	3.10	4.40	5.60	6.20
	ponto b	0.00	0.90	1.50	2.40	2.20	3.10	3.30	4.30
	ponto c	0.00	1.30	1.90	3.00	5.10	4.50	5.60	6.70

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Deform. Arga. (3) Valores Medios (.0001 mm)	ponto a	0.00	2.90	5.00	8.90	11.00	14.90	17.50	23.10
	ponto b	0.00	2.90	4.20	9.50	13.50	19.30	25.00	32.00
	ponto c	0.00	2.40	3.50	6.90	9.90	11.20	17.00	22.60

Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	2.22	1.94	1.55	1.10	0.71	0.22	-0.45

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 2-5				Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato 2DF			
Data da moldagem:	06/06/86				Traco da argamassa:	1:2:9			(cim.:cal:areia)
Data do ensaio:	28/07/86				Tensao de ruptura:	5.36			(N/mm2)

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.38	2.81	4.37	5.96	8.04	10.45	11.79	14.03
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.52	1.38	2.34	3.60	5.13	6.87	7.68	12.12
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	1.07	2.49	4.11	5.66	6.81	8.81	10.36	11.66
Valores Medios	ponto 4	0.00	0.66	2.54	3.58	5.05	6.73	8.86	10.52	12.52
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	0.10	3.78	5.49	7.01	9.02	11.46	13.44	15.62
	ponto 6	0.00	1.63	3.78	4.85	4.80	7.37	9.19	9.75	12.98
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	-0.48	-0.30	-0.18	-0.97	-1.35	-1.47	-2.31	-2.92

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	0.30	0.60	1.60	2.50	3.50	3.60	4.60	6.10
Valores Medios	ponto b	0.00	0.30	0.90	1.60	2.20	3.50	3.60	4.70	5.10
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	1.90	2.40	3.30	4.10	5.10	6.60	6.50	9.70

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	1.60	3.20	5.40	7.30	9.20	11.70	13.70	16.90
Valores Medios	ponto b	0.00	1.90	2.10	3.70	5.50	7.10	8.40	10.00	12.20
(.0001 mm)	ponto c	0.00	2.30	3.90	6.10	8.50	11.70	17.10	22.60	28.90

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.48	0.95	1.43	1.91	2.38	2.86	3.34	3.81
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	-0.87	-1.22	-1.60	-2.09	-2.62	-3.27	-3.99	-4.84

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 3-1	Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato: 2DF - 14		
Data da moldagem:	09/06/86	Traco da argamassa:	1:1:6	(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio:	29/07/86	Tensao de ruptura:	7.34	(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	0.82	2.02	2.76	4.75	6.51	7.33	8.85	10.29	11.69	14.93
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.23	0.74	1.48	2.54	3.49	4.74	5.92	7.11	8.31	9.64
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	1.80	3.45	4.70	6.32	7.98	8.33	10.36	11.61	13.16	14.99
Valores Medios	ponto 4	0.00	-0.05	0.99	2.06	3.35	3.71	4.55	5.13	5.94	7.29	8.86
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	0.10	1.40	3.23	4.29	5.33	6.76	8.28	10.06	11.61	13.16
	ponto 6	0.00	0.08	1.45	2.62	3.63	4.83	6.93	8.03	9.60	10.92	13.03
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.30	0.05	0.28	-0.10	-0.28	-0.99	-0.28	-0.58	-0.48	-0.76

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	0.60	1.70	1.50	2.60	3.40	4.40	5.50	5.80	6.60	7.60
Valores Medios	ponto b	0.00	0.30	1.50	1.90	2.30	3.10	3.80	4.20	4.60	5.20	6.20
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	-0.70	1.50	1.60	1.50	3.00	3.30	4.10	4.80	5.90	7.10

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	2.30	3.40	4.40	5.60	7.60	9.60	10.80	11.80	14.40	15.40
Valores Medios	ponto b	0.00	0.50	1.40	2.60	4.00	5.40	7.20	9.00	10.40	11.90	14.90
(.0001 mm)	ponto c	0.00	5.50	8.70	9.90	11.20	13.00	14.50	16.30	18.30	20.20	23.10

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)		0.00	-0.49	-1.05	-1.23	-1.49	-1.67	-1.79	-1.84	-1.89	-1.91	-1.92

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDE

Numero da parede:	SC 3-2				Tipo de bloco:	Silico-Calcareo - formato: 2DF - 14					
Data da moldagem:	10/06/86				Traco da argamassa:	1:1:6				(cim.:cal:areia)	
Data do ensaio:	29/07/86				Tensao de ruptura:	6.75				(N/mm2)	

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Deform. Vert. (1)	esquerdo	0.00	1.30	2.86	4.74	6.86	8.29	11.01	13.38	16.31		
(.0001 m/m)	direito	0.00	0.60	1.35	2.33	3.54	5.05	6.86	8.75	11.38	13.04	15.61
Deform. Vert. (2)	ponto 3	0.00	0.99	2.18	3.40	5.97	7.77	10.59	12.83			
Valores Medios	ponto 4	0.00	0.76	2.24	3.38	5.36	7.80	10.67	13.06			
(.0001 m/m)	ponto 5	0.00	0.79	1.80	3.23	4.75	5.56	7.75	8.97	10.87	12.78	
	ponto 6	0.00	0.71	0.79	0.81	3.61	4.70	7.16	8.76	11.58		
Deform. Horiz. (.0001 m/m)		0.00	0.41	-1.32	-0.38	-0.61	-0.91	-1.17	-2.11	-2.51	-3.45	-4.11

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Deform. Bloco (3)	ponto a	0.00	-5.50	0.60	1.00	0.80	0.80	0.90	1.30	1.90	2.70	3.60
Valores Medios	ponto b	0.00	1.20	1.60	1.90	2.30	2.80	3.60	3.90	4.50	4.80	5.40
(.0001 m/m)	ponto c	0.00	0.40	0.70	2.20	2.20	2.90	4.20	4.80	5.50	5.20	6.70

Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Deform. Argam. (3)	ponto a	0.00	3.30	8.50	15.20	22.30	29.20	37.00	42.90	49.70	54.10	60.30
Valores Medios	ponto b	0.00	2.10	2.60	4.60	7.80	11.80	18.00	23.60	32.00	37.90	45.90
(.0001 mm)	ponto c	0.00	1.20	2.90	4.50	7.10	9.60	13.90	17.70	23.80	28.20	33.30

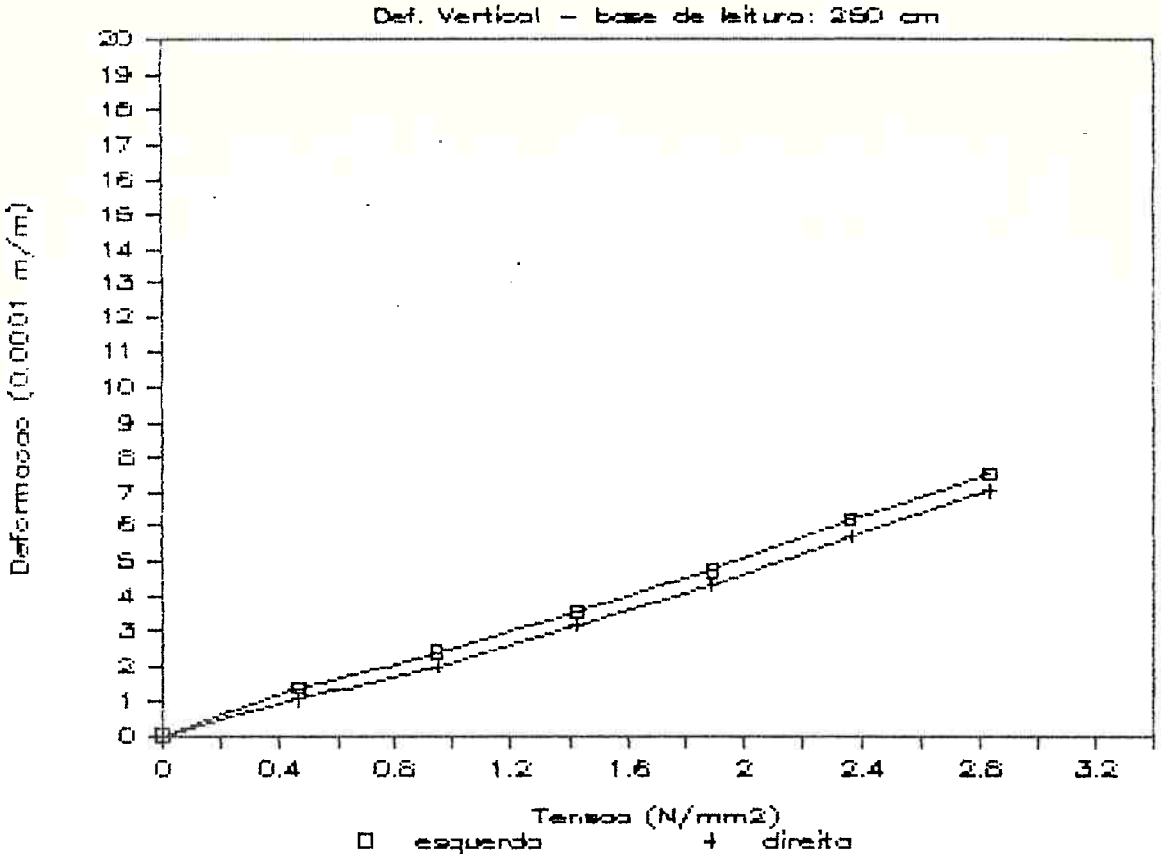
Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.49	0.97	1.46	1.94	2.43	2.91	3.40	3.88	4.37	4.85
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)	0.00	-0.37	-0.11	-0.11	-0.23	-0.49	-1.04	-1.58	-2.87	-3.66	-5.76

(1) Medida feita com relogios comparadores, com 250 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(2) Medida feita com extensometro mecanico "Huggenberger", com 50 cm de distanciamento entre pontos de leitura
(3) Medida feita com extensometro mecanico "Tensotast-Huggenberger", com 5 cm de distanciamento entre pontos de leitura

ANEXO 2

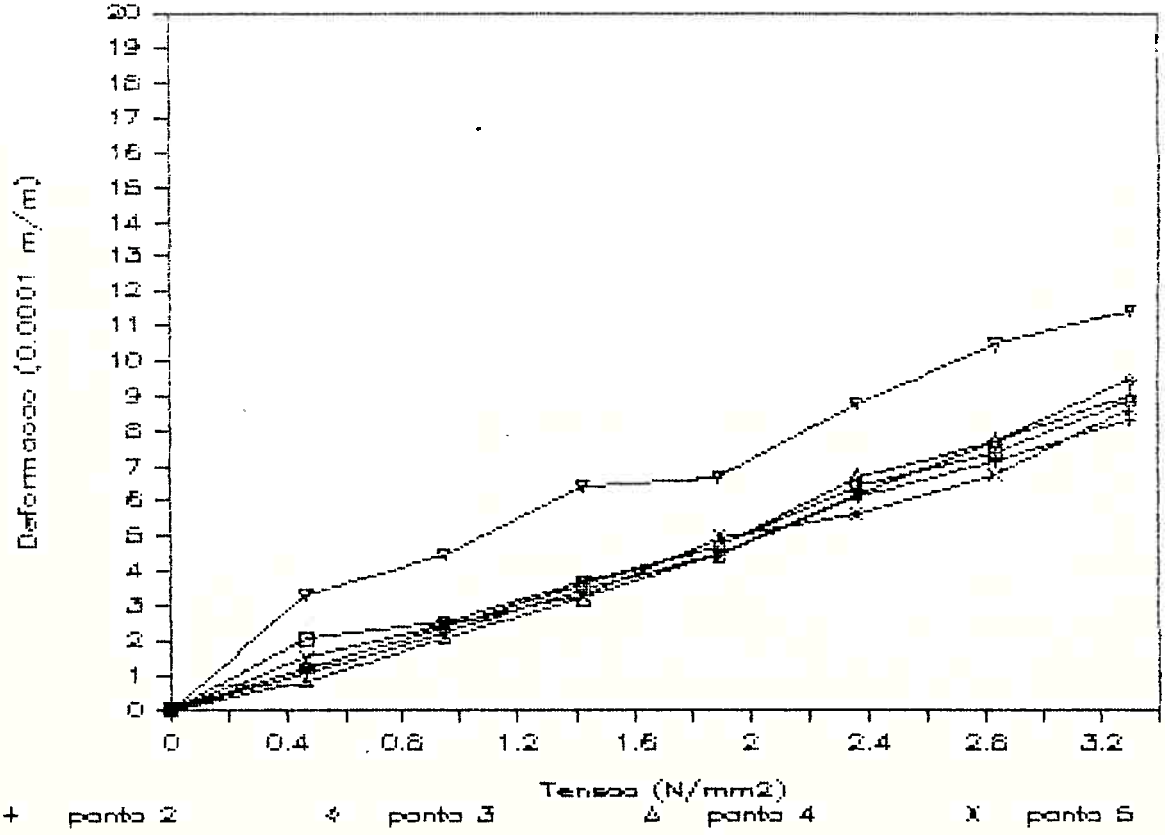
C 1-1

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm



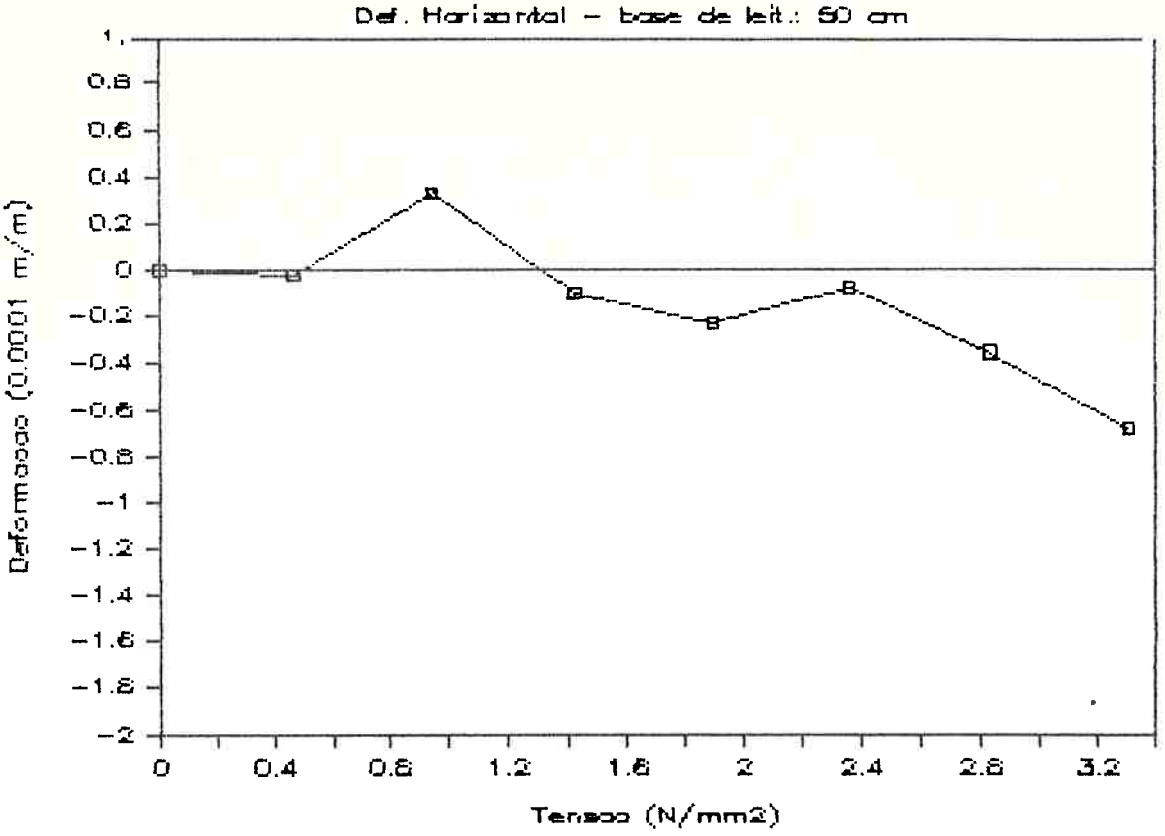
C 1-1

Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



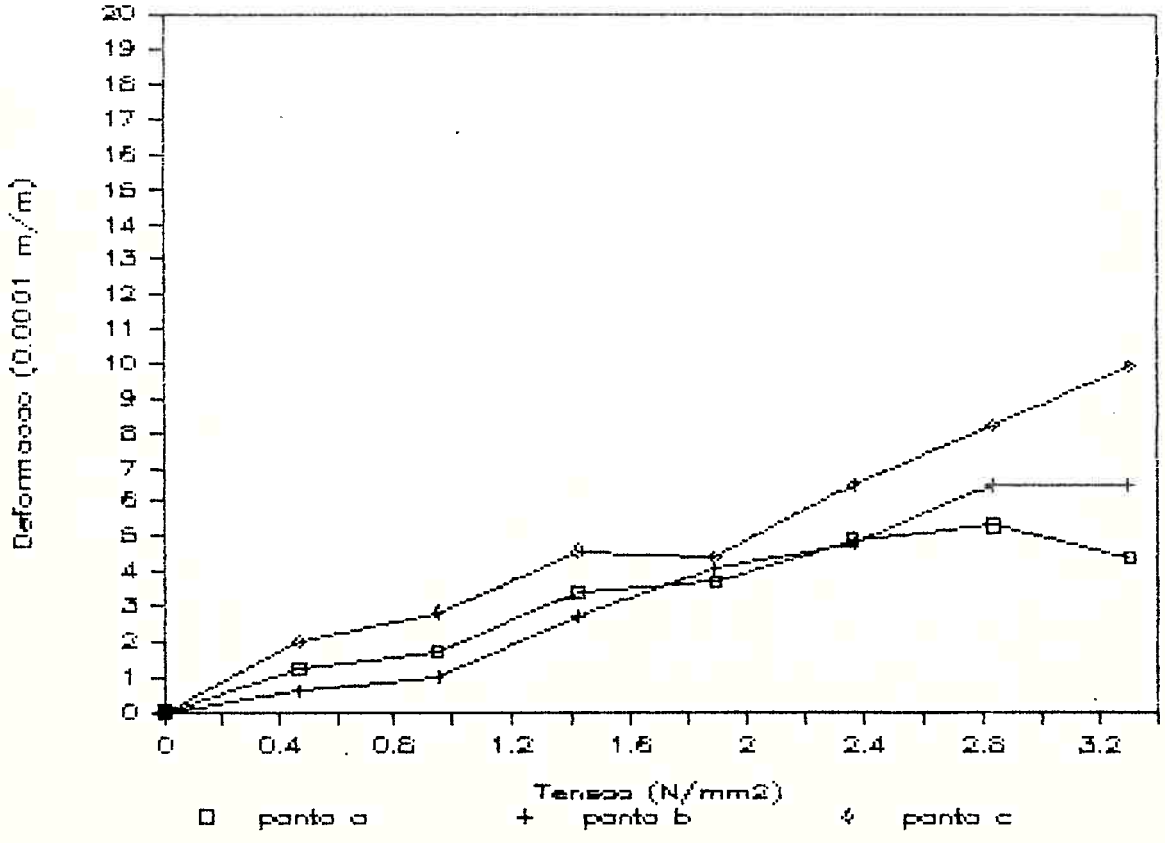
C 1-1

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm

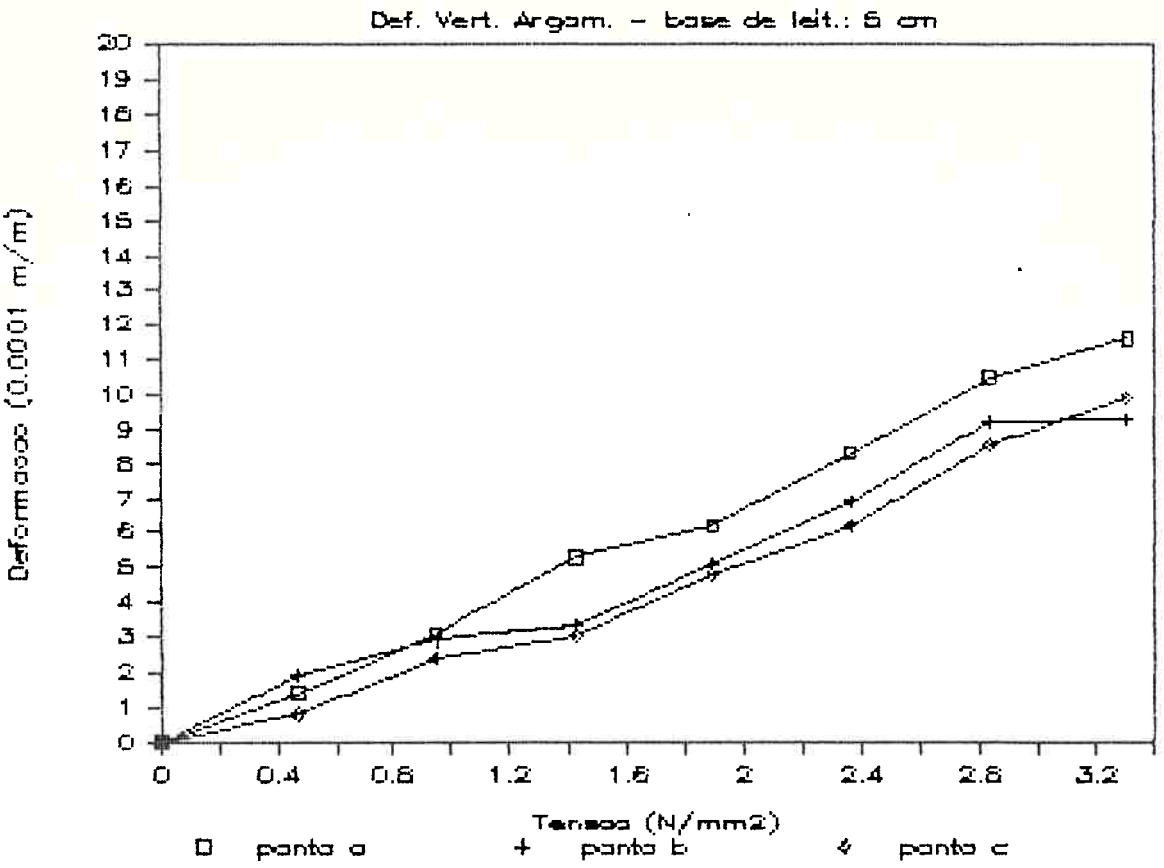


C 1-1

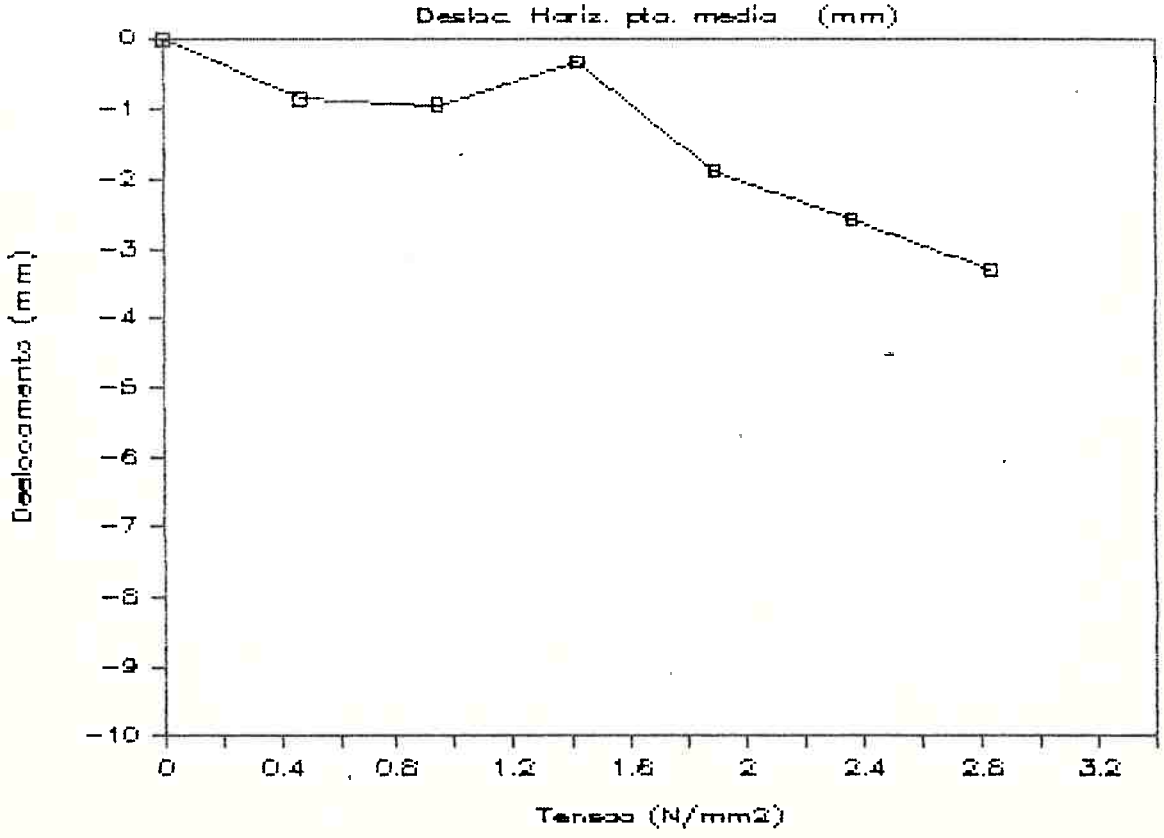
Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



C 1-1

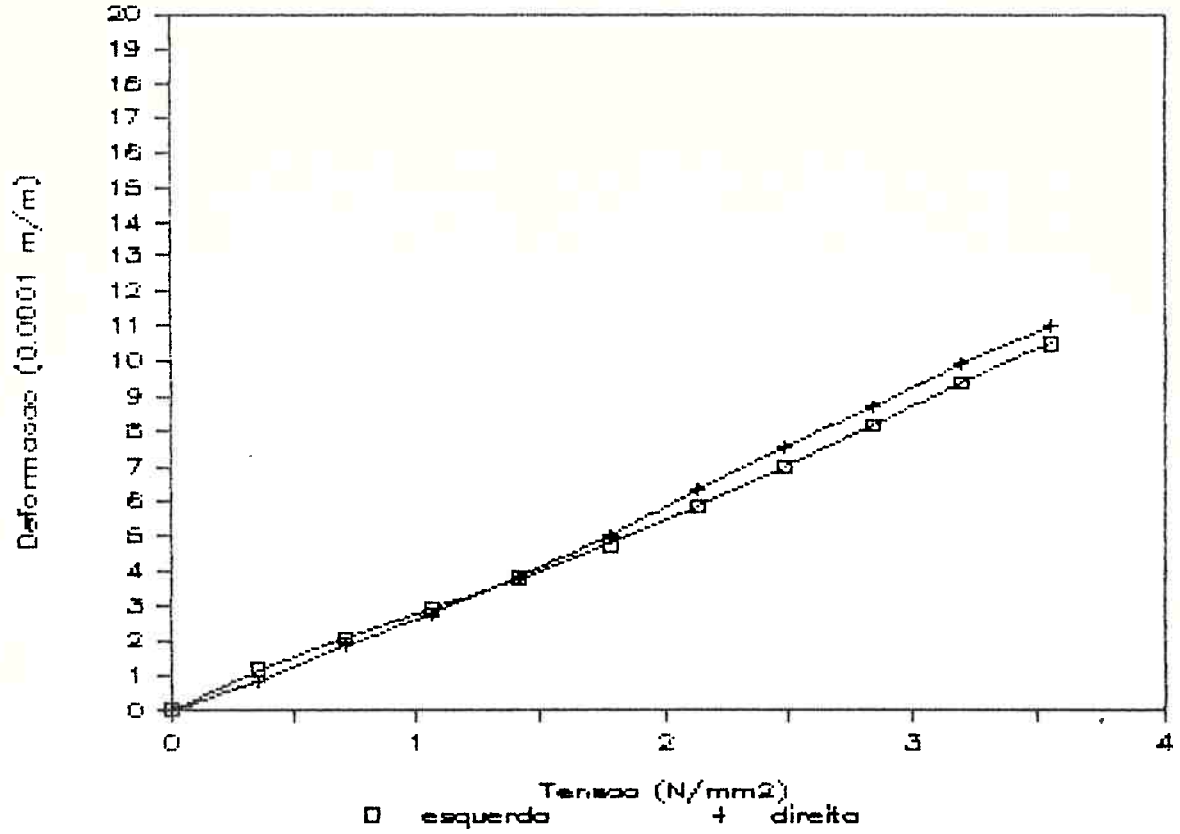

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

C 1-1


Desloc. Horiz. pto. media (mm)
Deslocamento (mm)
Tensao (N/mm2)

C 1-2

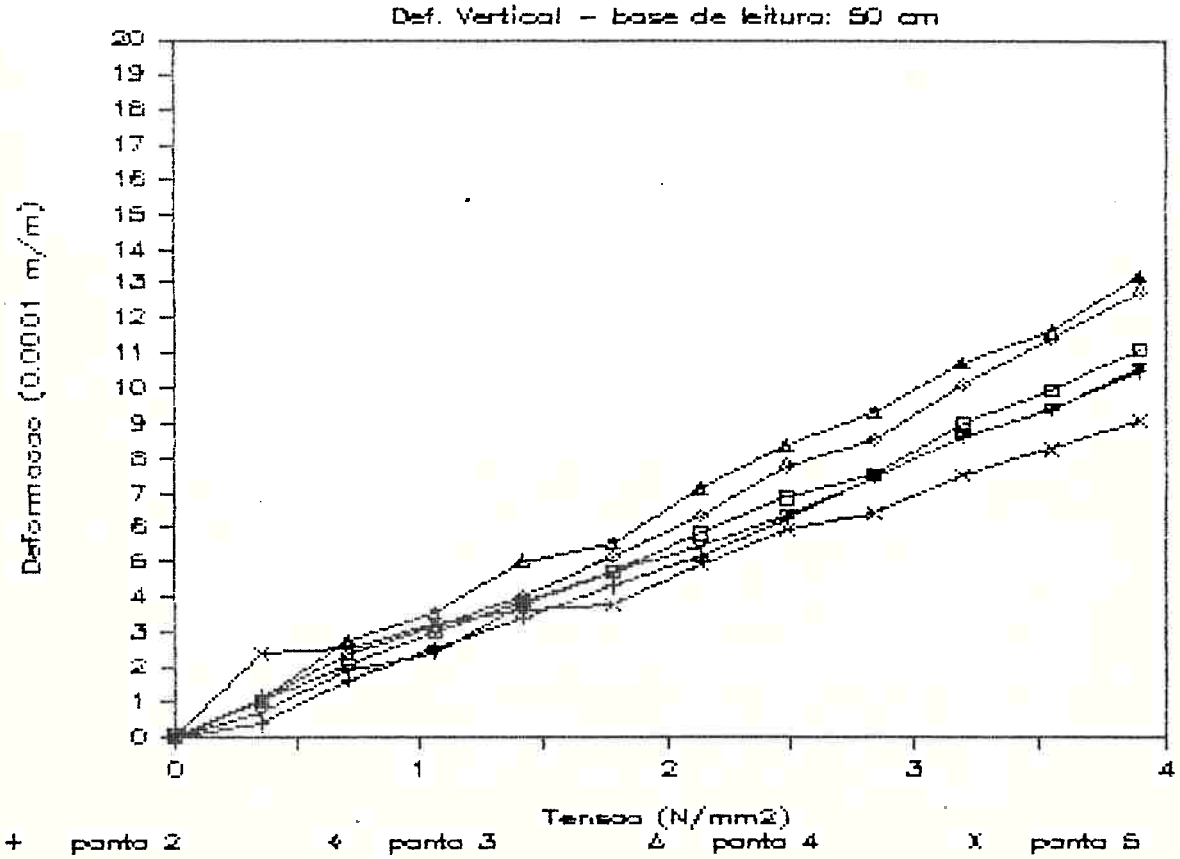
Def. Vertical - base de leitura: 250 cm



□ esquerda + direita

C 1-2

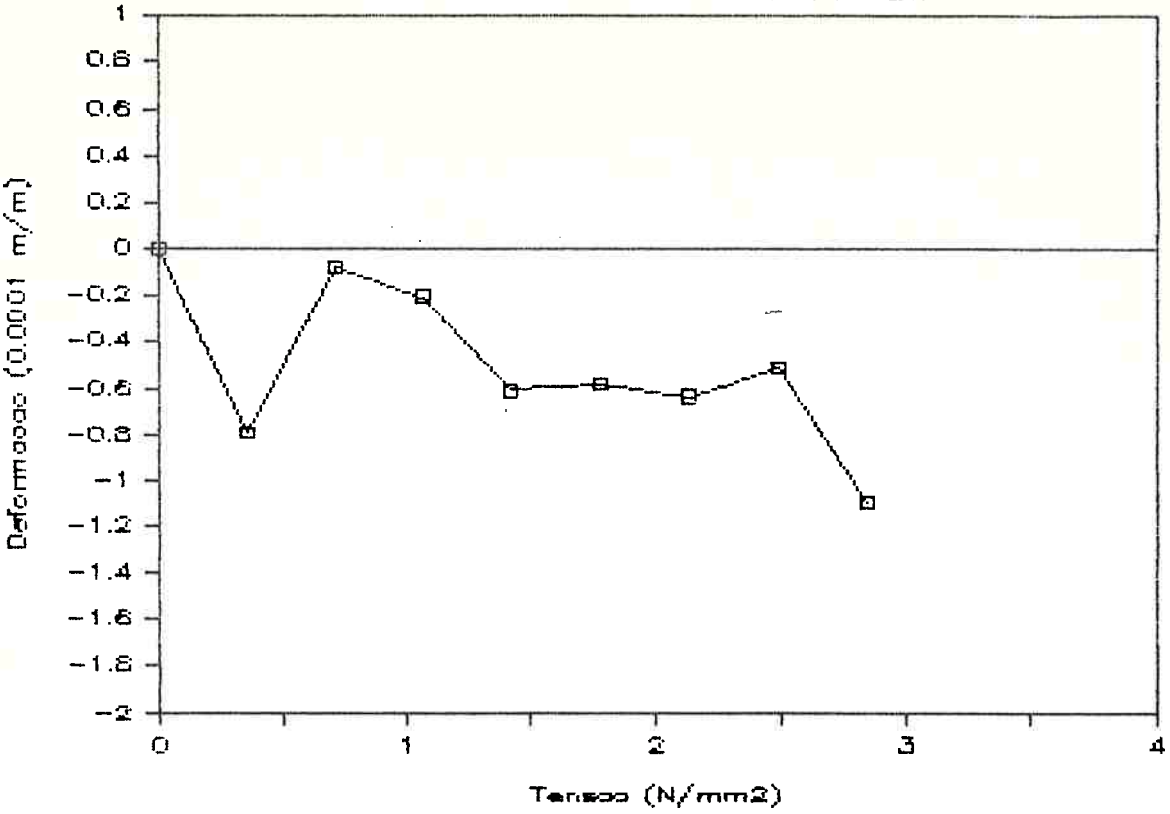
Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



\+ ponto 2 ◊ ponto 3 △ ponto 4 X ponto 5

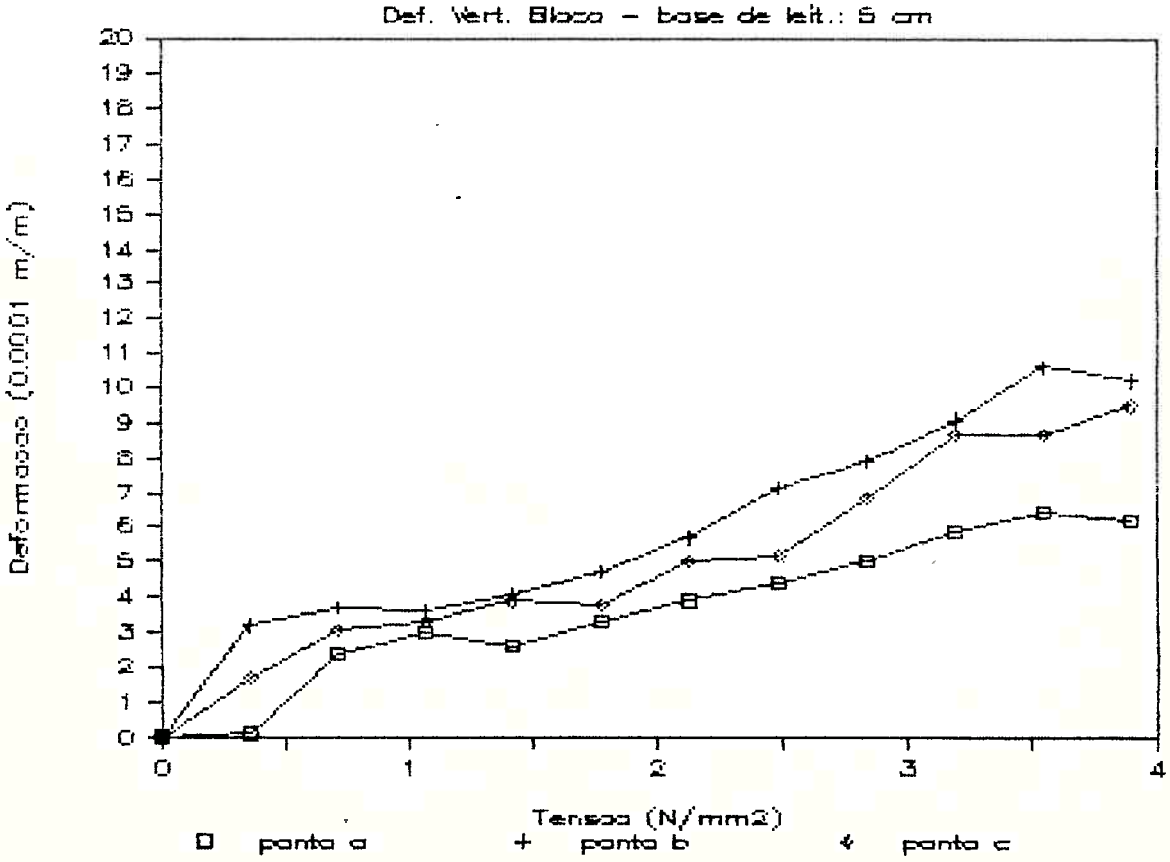
C 1-2

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm

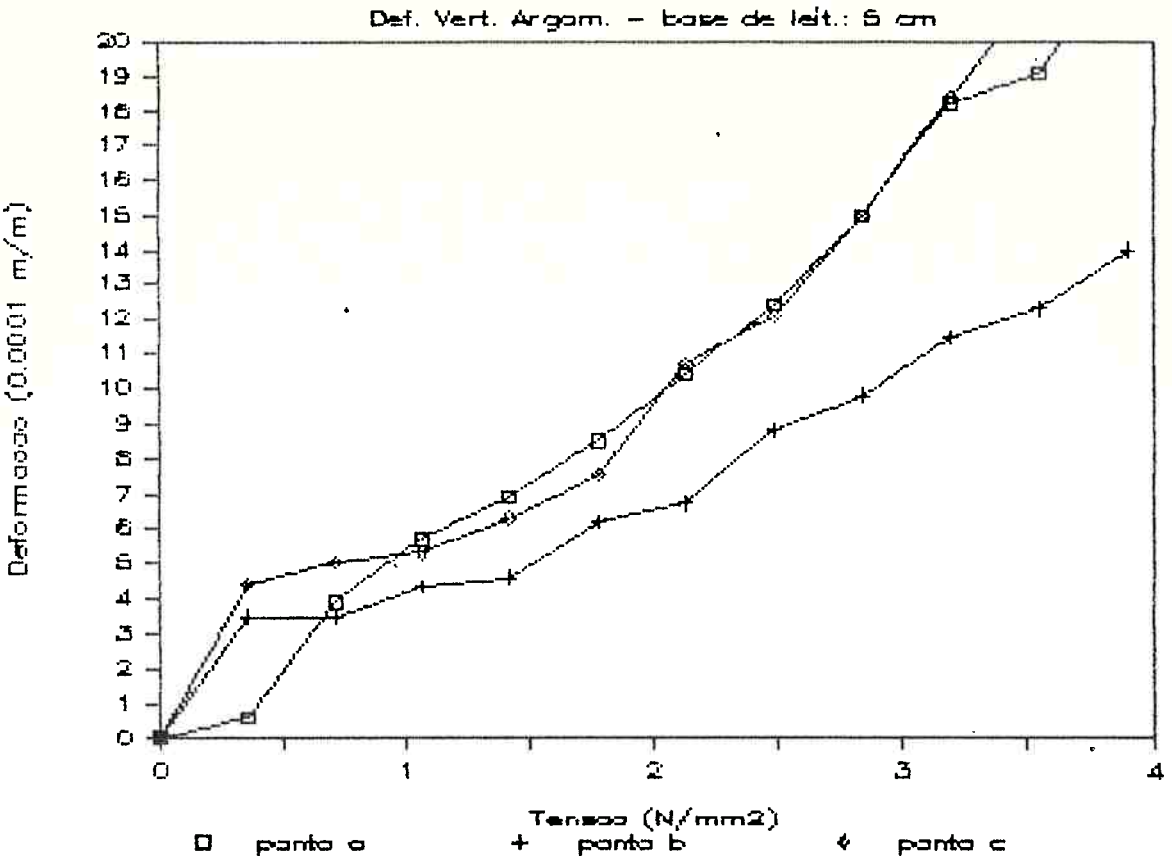


C 1-2

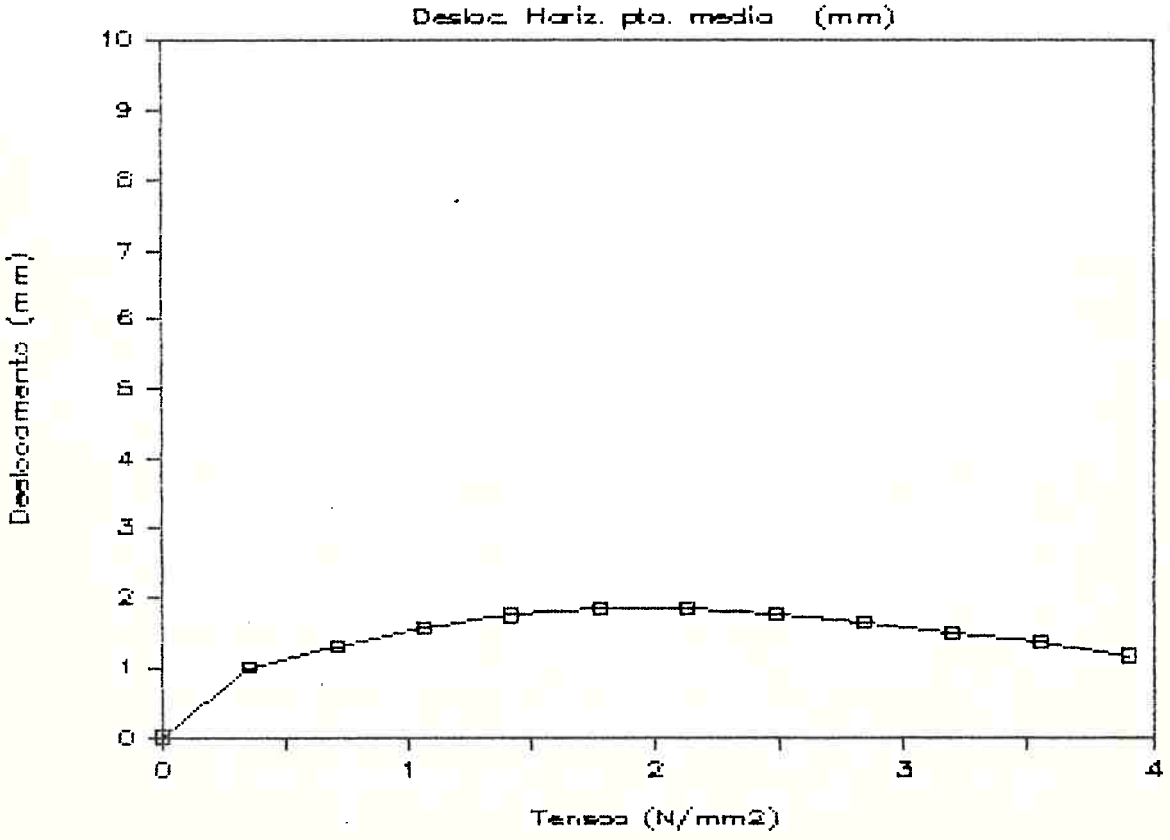
Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



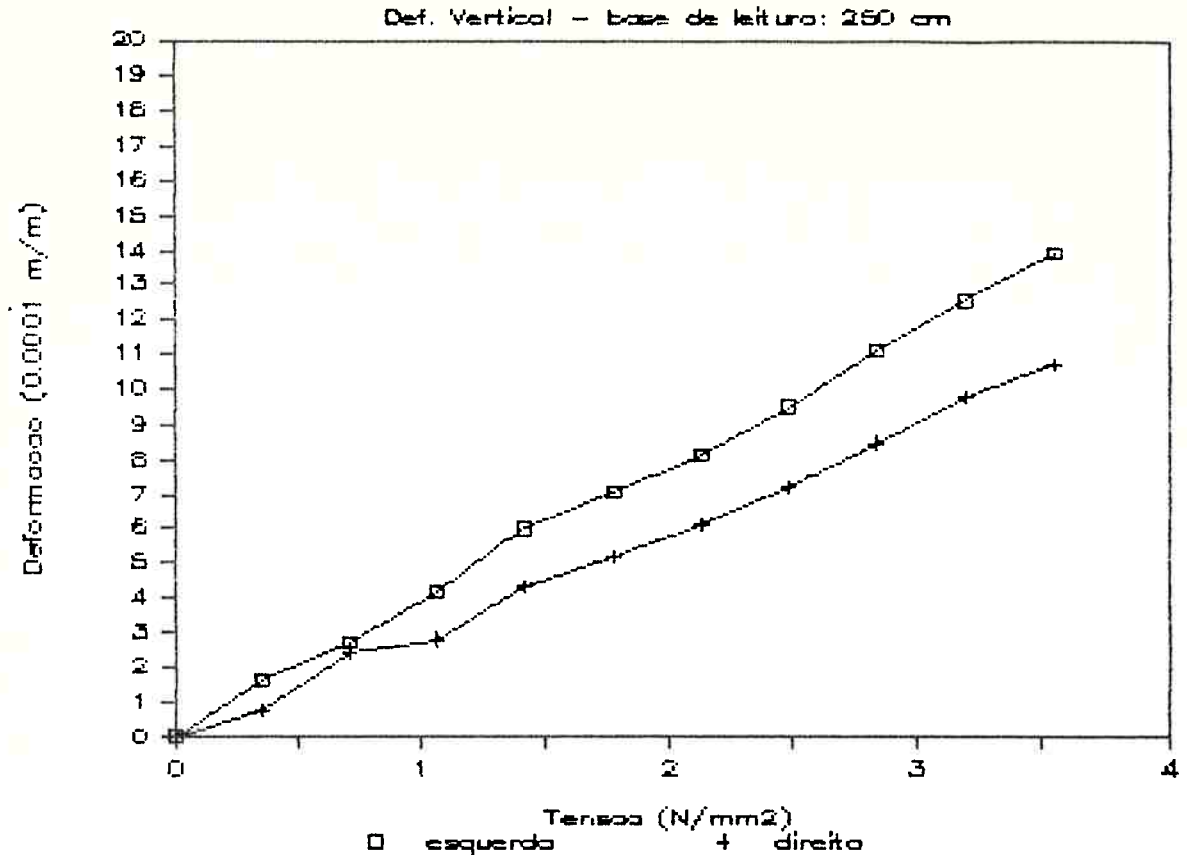
C 1-2


Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm
Deformacao (0,0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

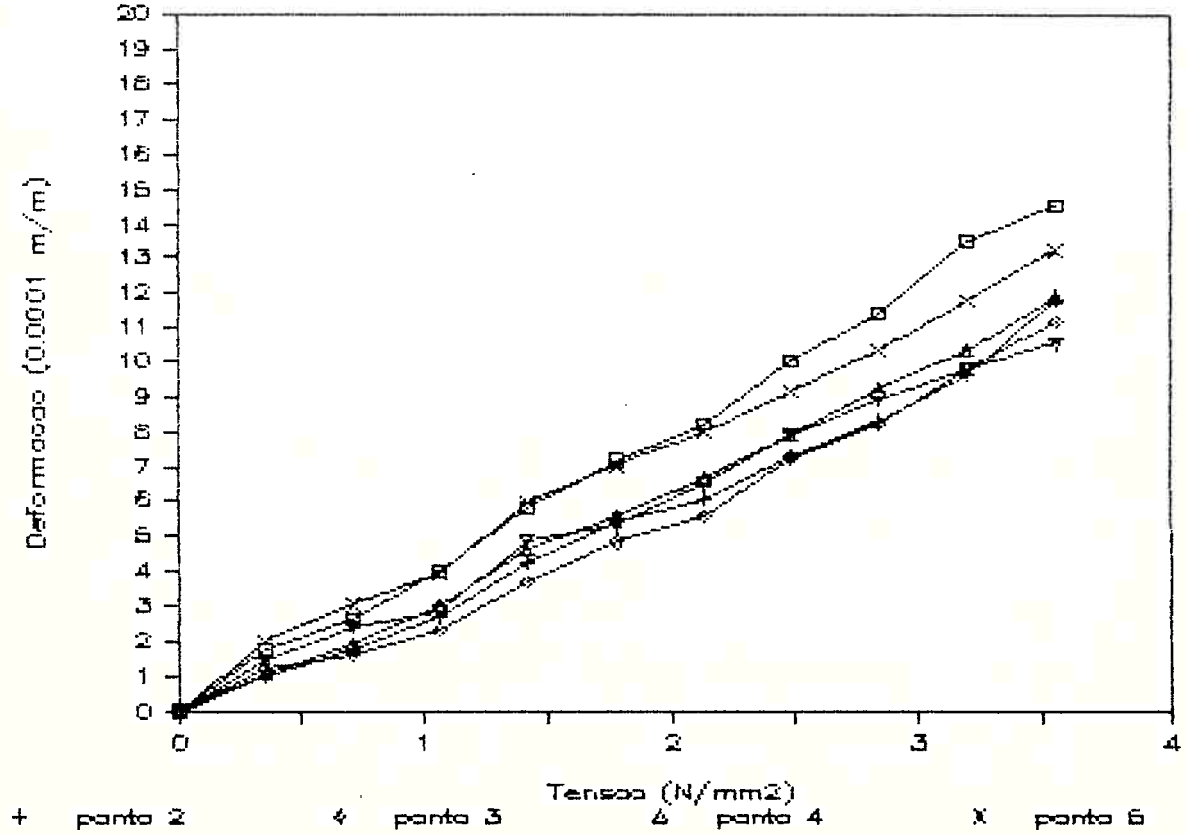
C 1-2


Desloc. Horiz. pto. media (mm)
Deslocamento (mm)
Tensao (N/mm2)

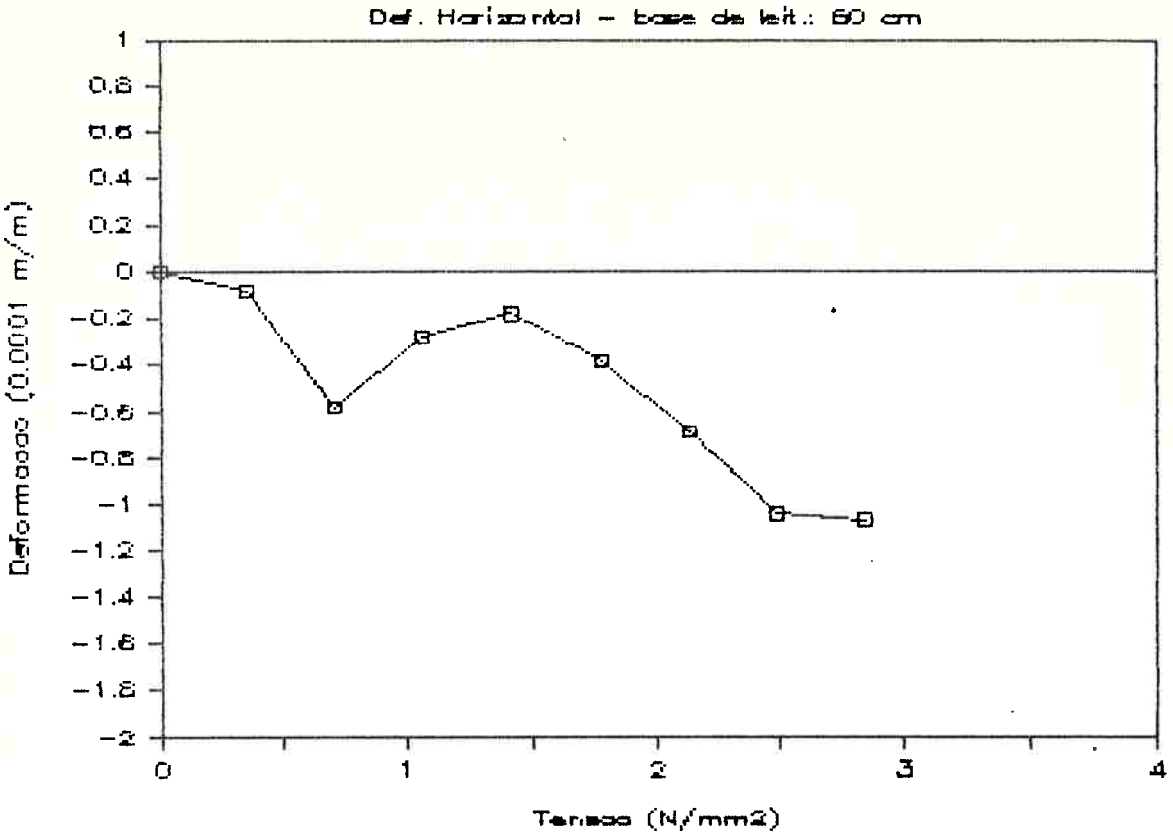
C 2-1


Def. Vertical - base de leitura: 250 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
□ esquerdo
+ direito

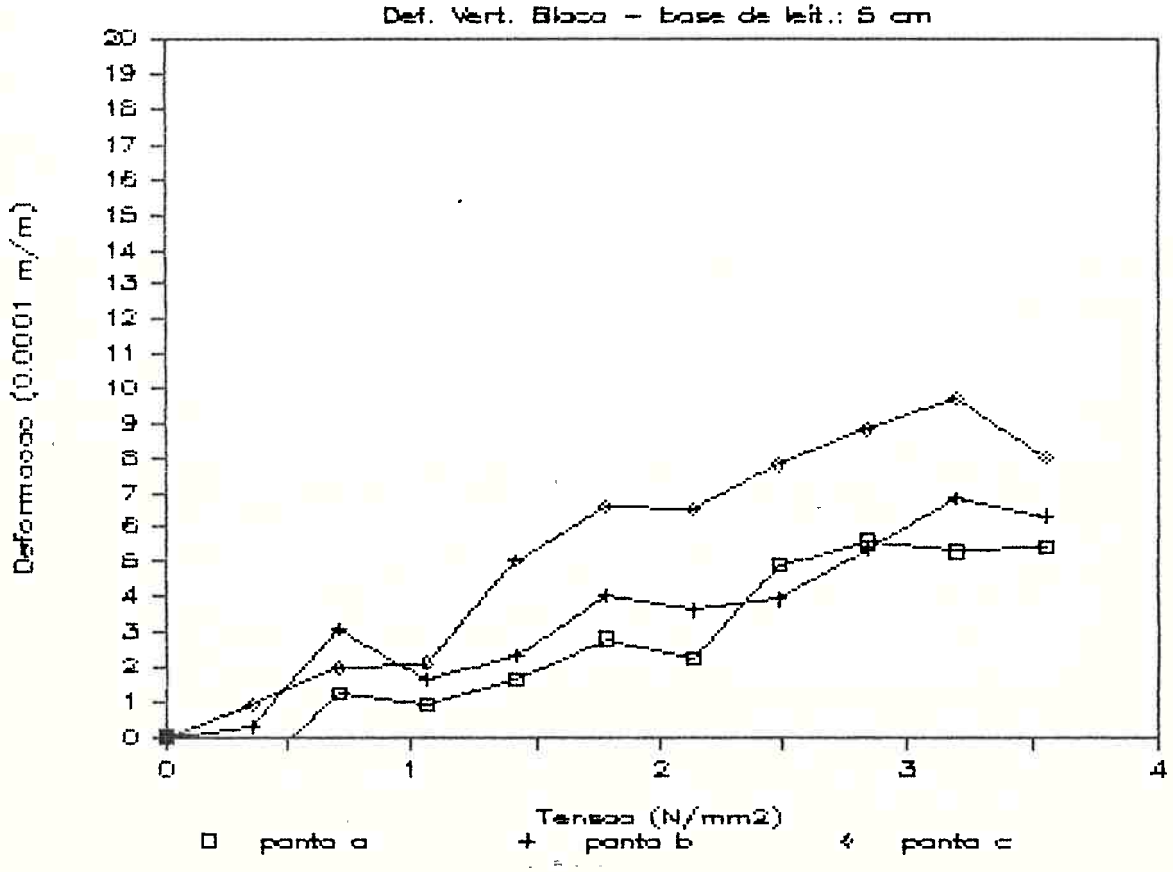
C 2-1


Def. Vertical - base de leitura: 50 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
+ ponto 2
◊ ponto 3
Δ ponto 4
X ponto 6

C 2-1

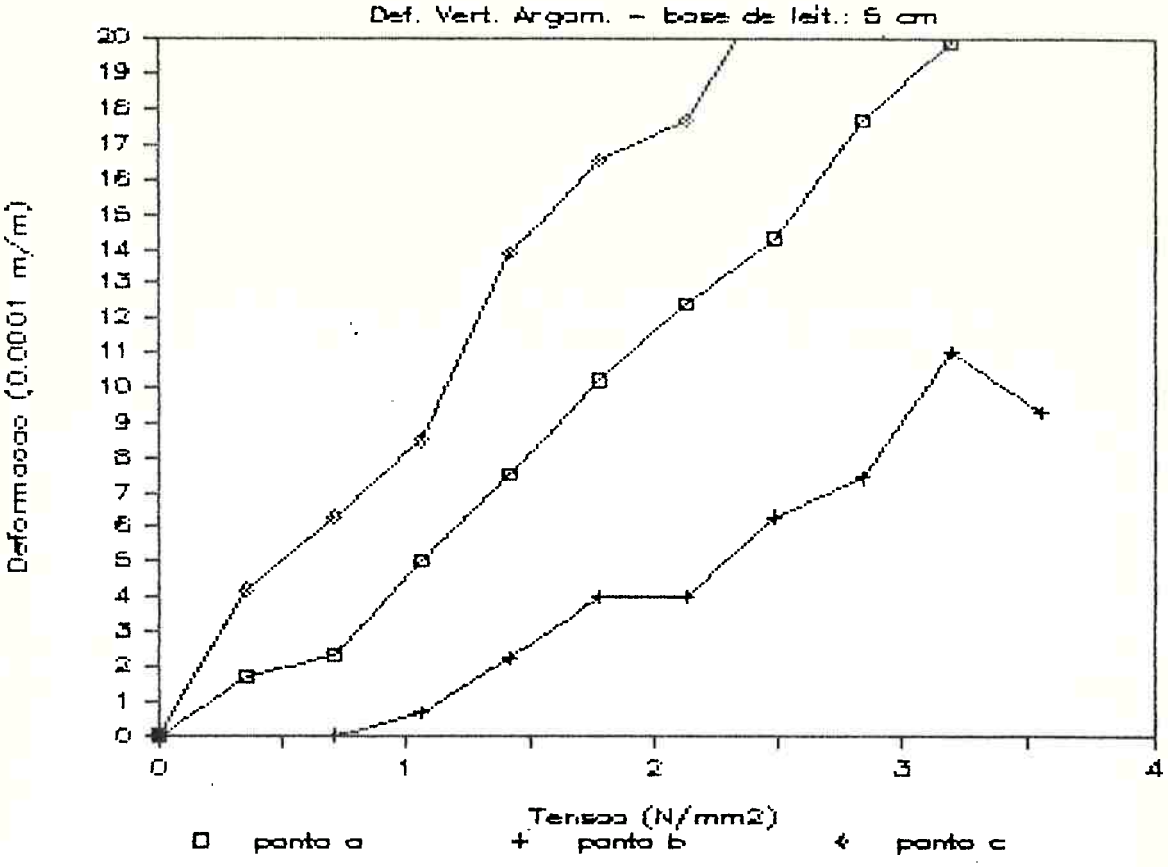

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1
-1.2
-1.4
-1.6
-1.8
-2
0
1
2
3
4
Tensao (N/mm2)

C 2-1


Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
1
2
3
4
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

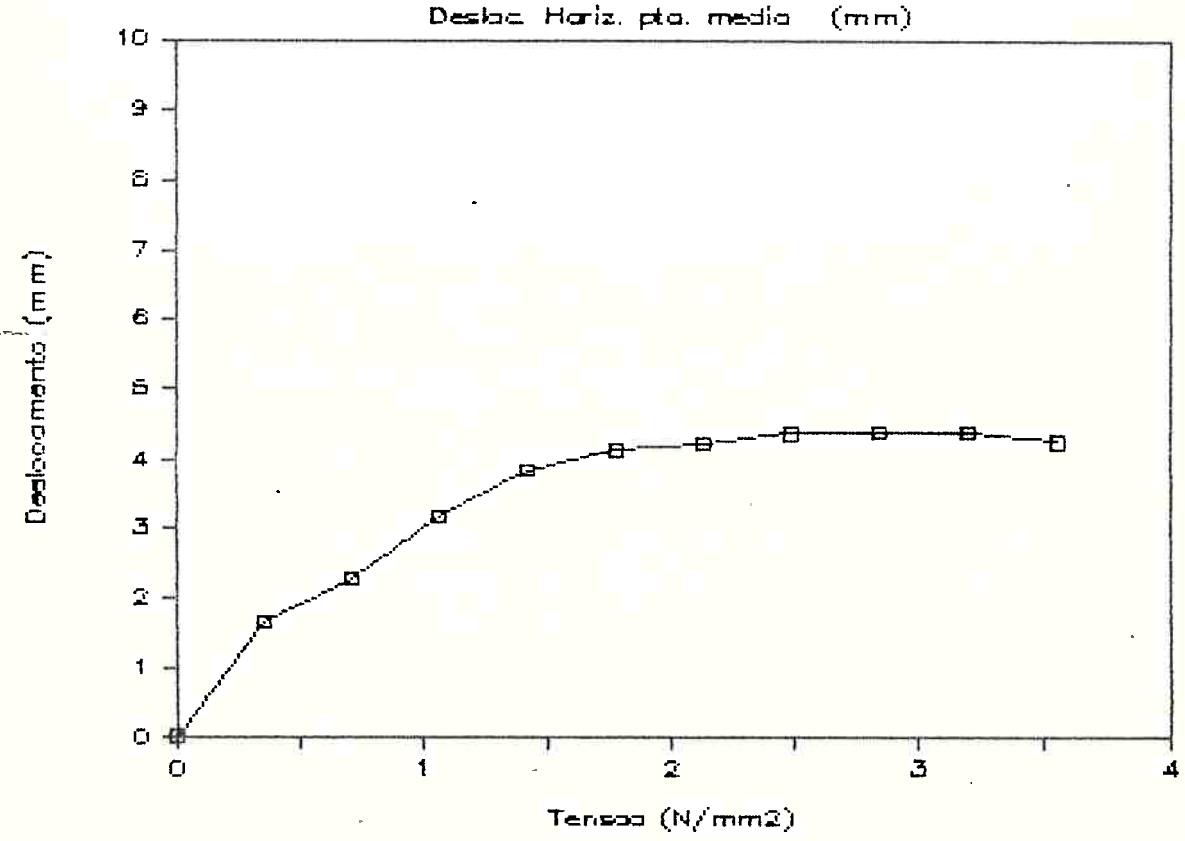
C 2-1

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm



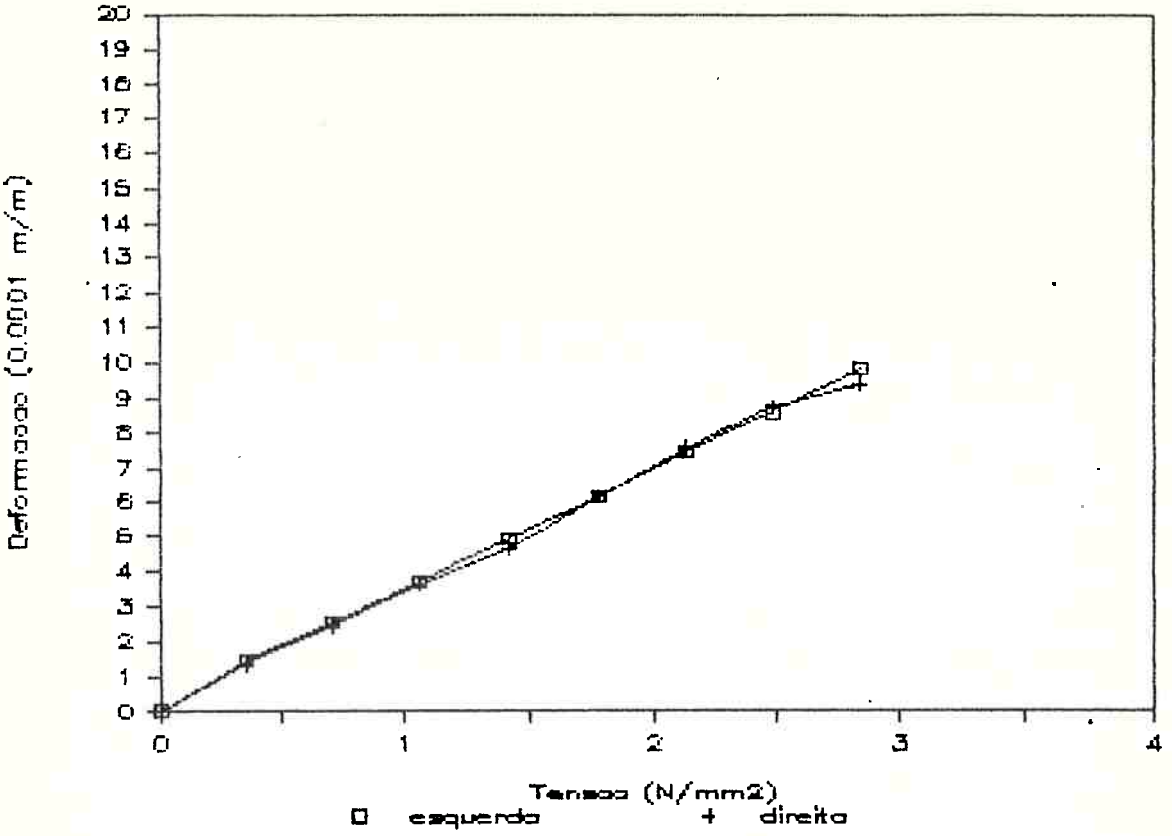
C 2-1

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



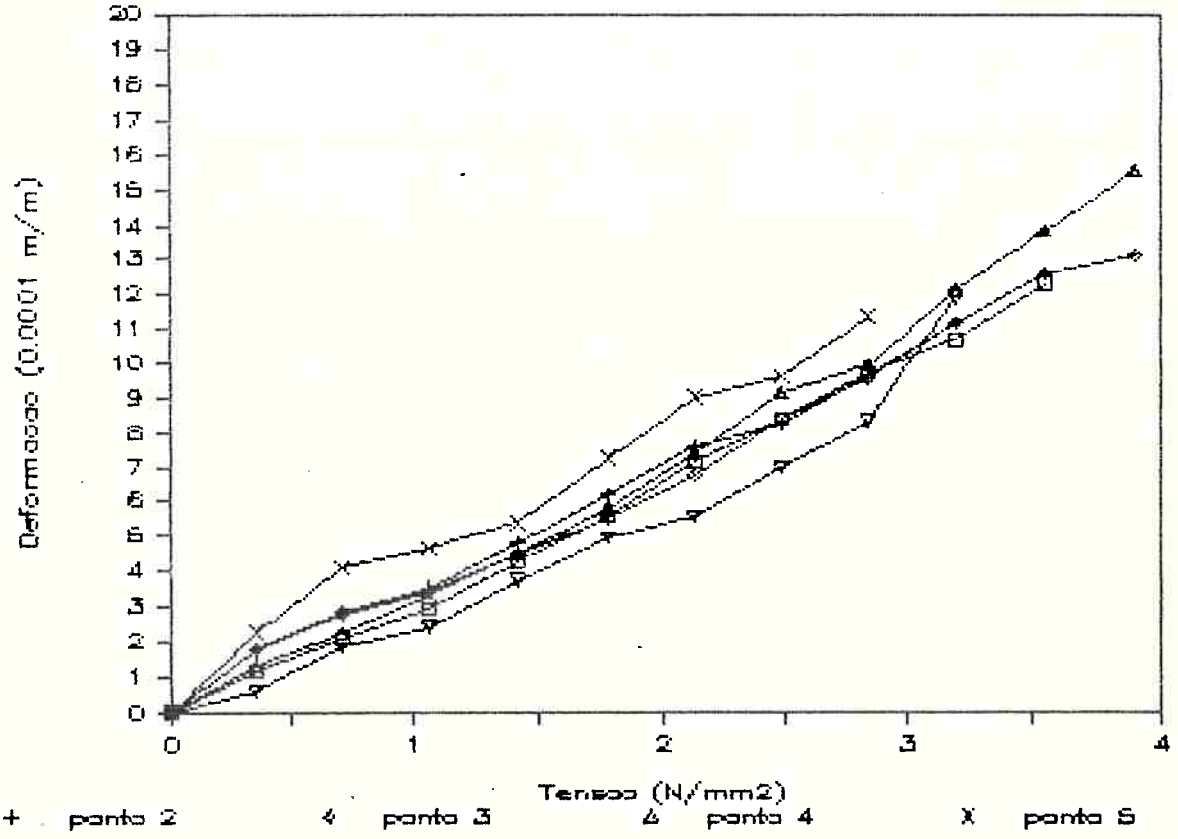
C 2-2

Def. Vertical - base de leitura: 260 cm



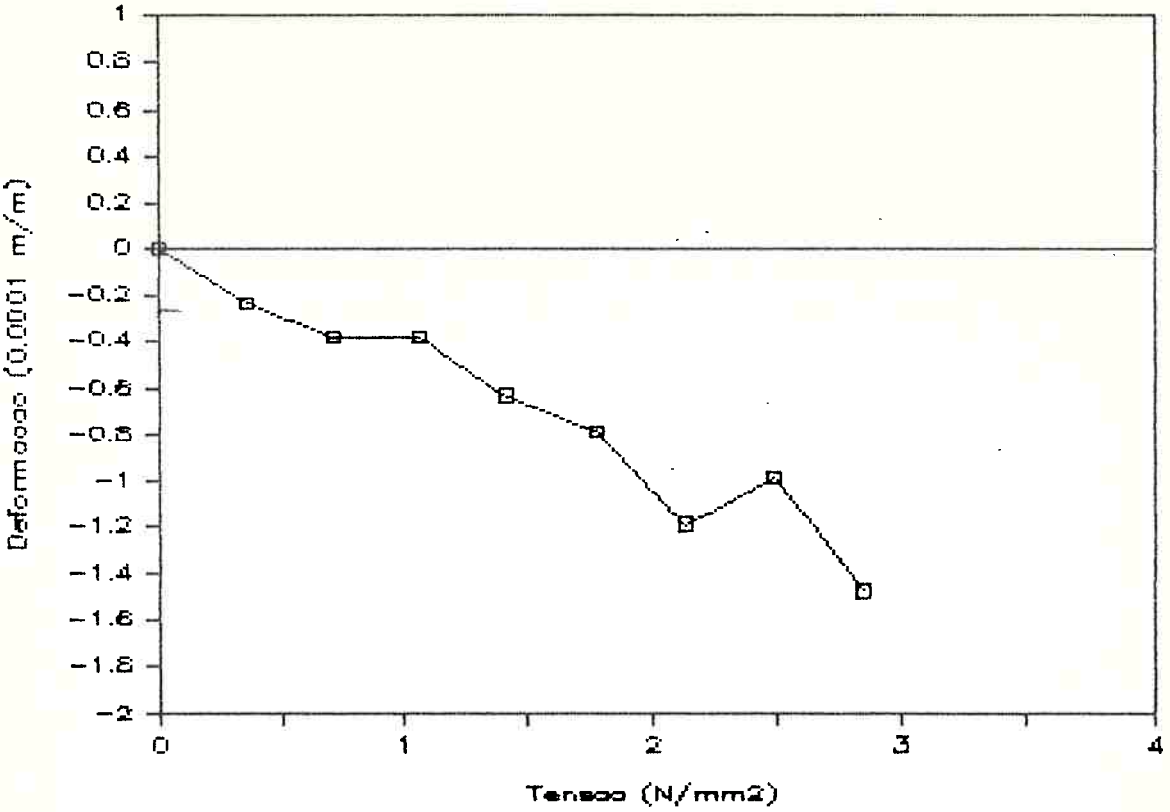
C 2-2

Def. Vertical - base de leitura: 60 cm



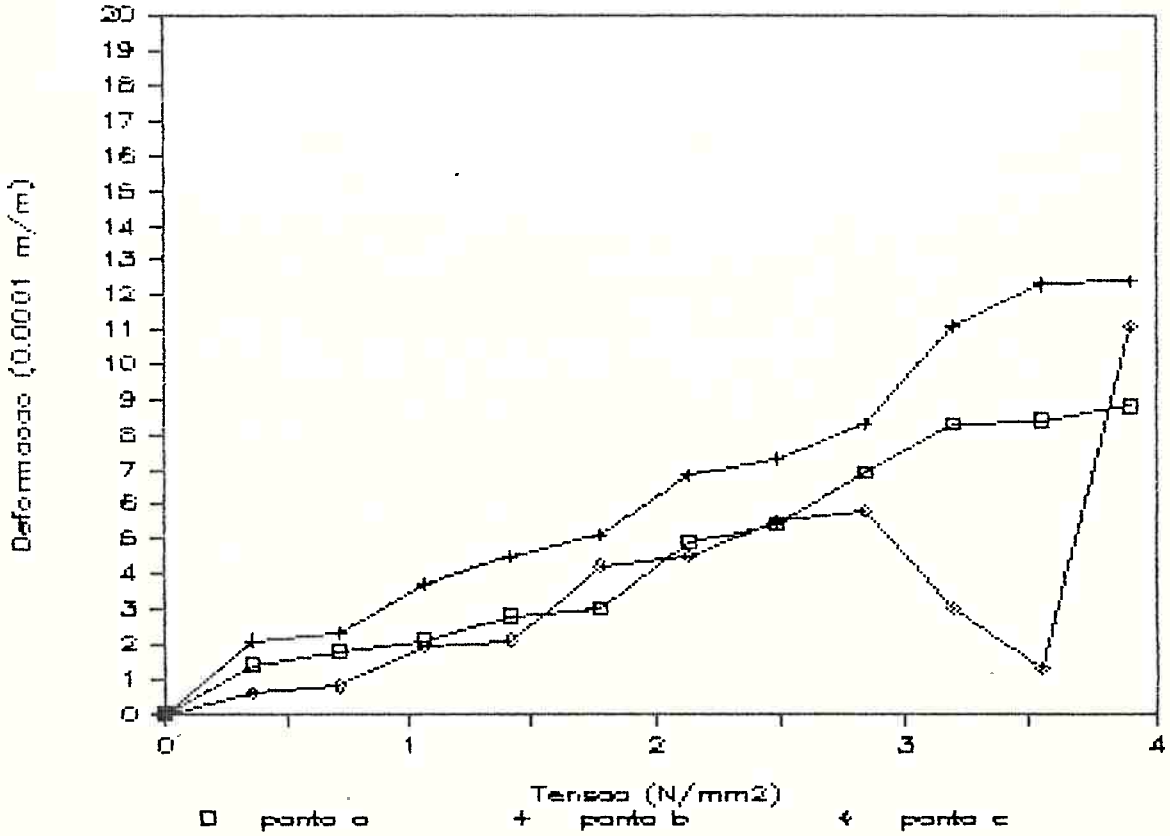
C 2-2

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm

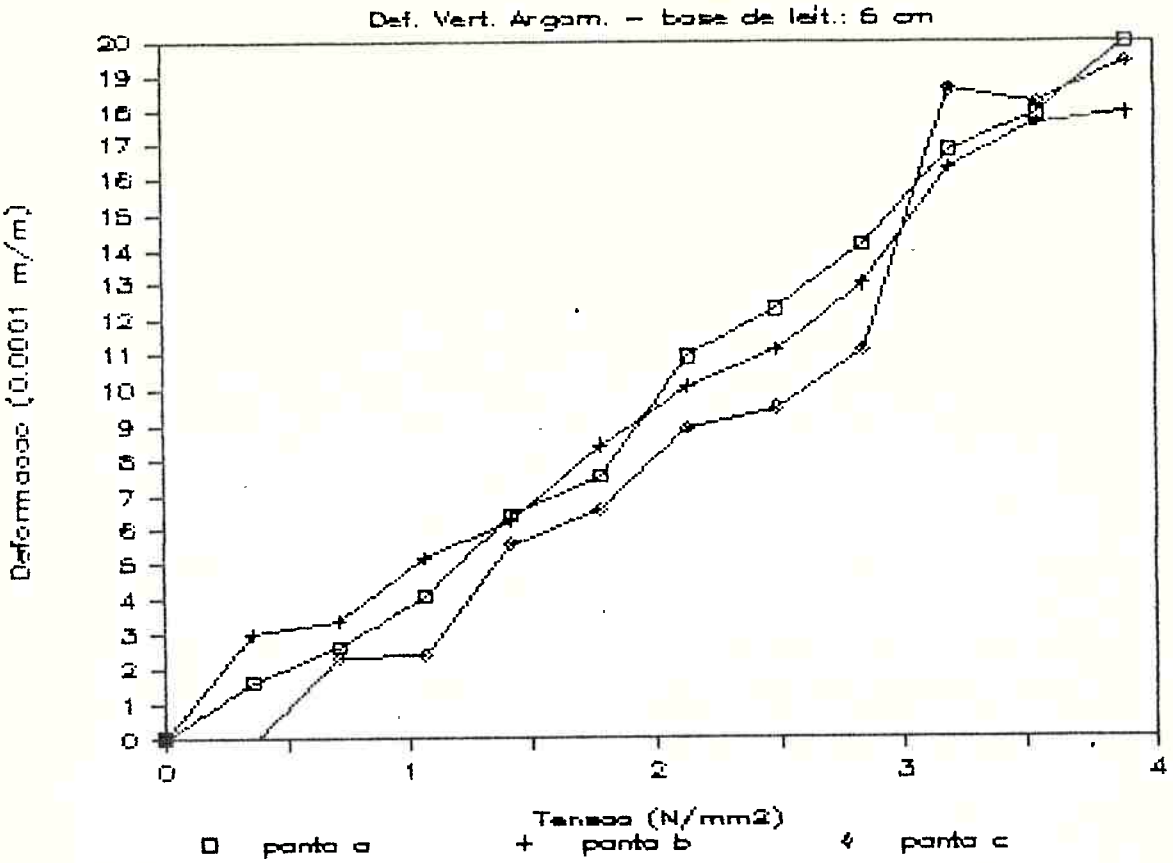


C 2-2

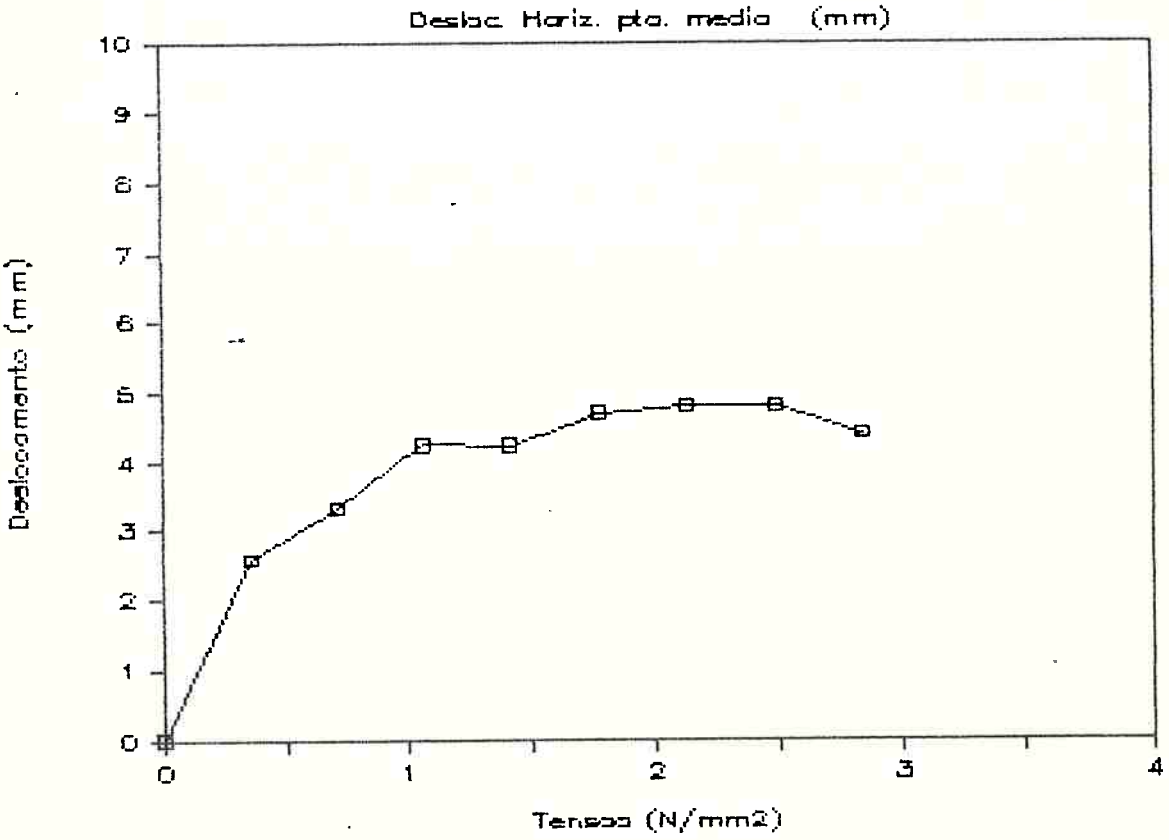
Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



C 2-2

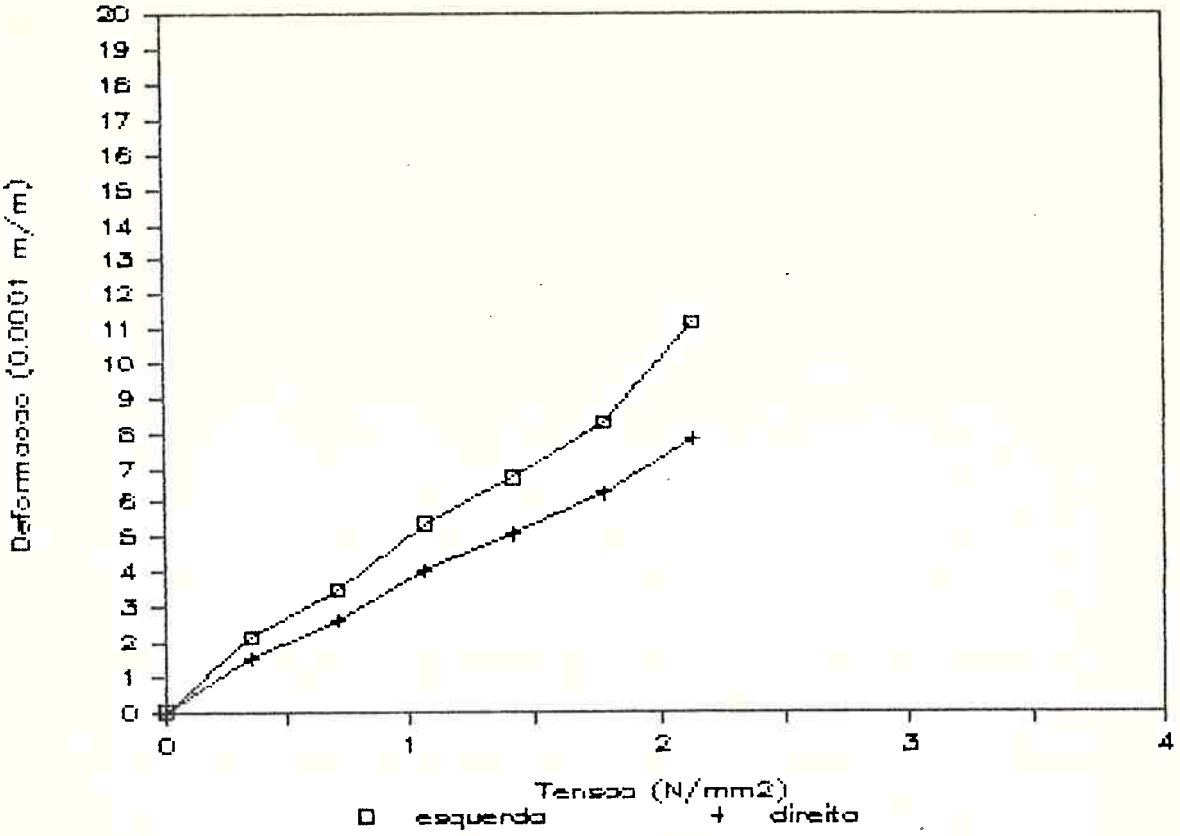

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm
Deformacao (0,0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

C 2-2


Desloc. Horiz. pto. medio (mm)
Deslocamento (mm)
Tensao (N/mm2)

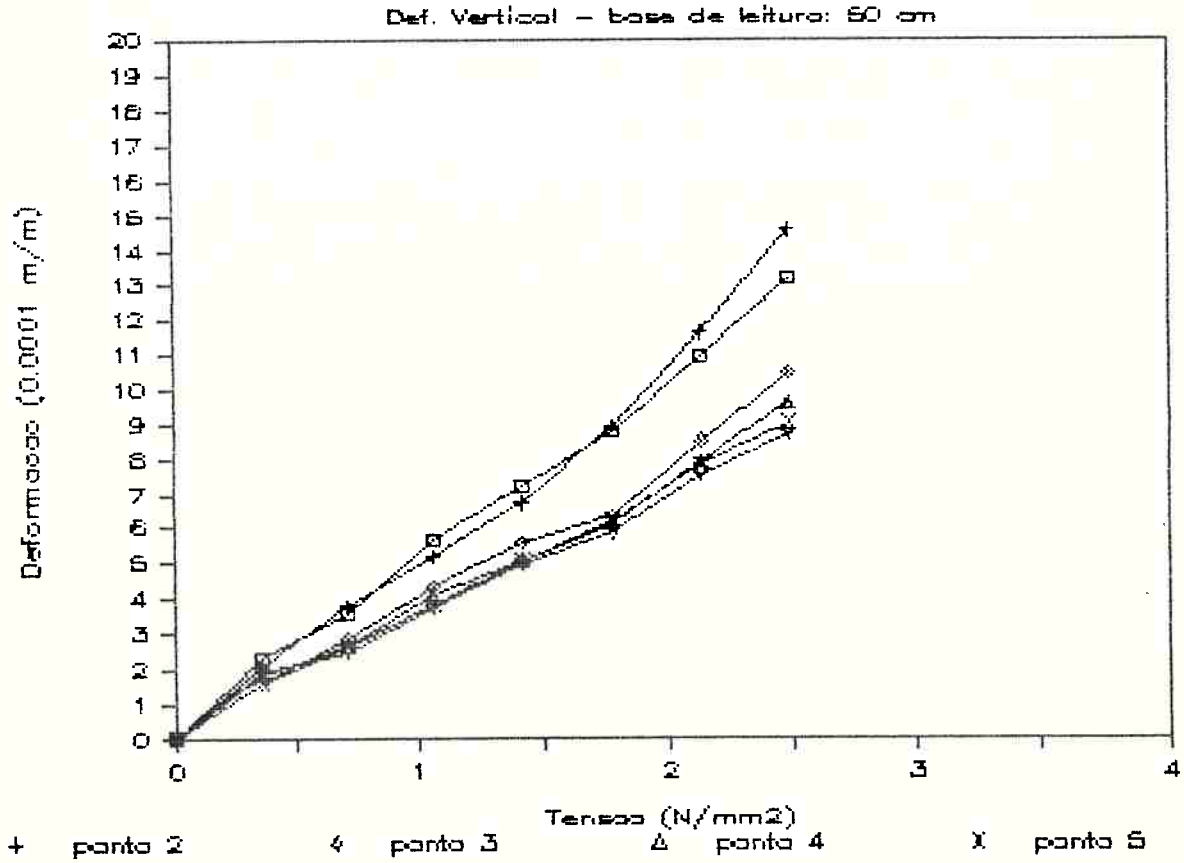
C 3-1

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm

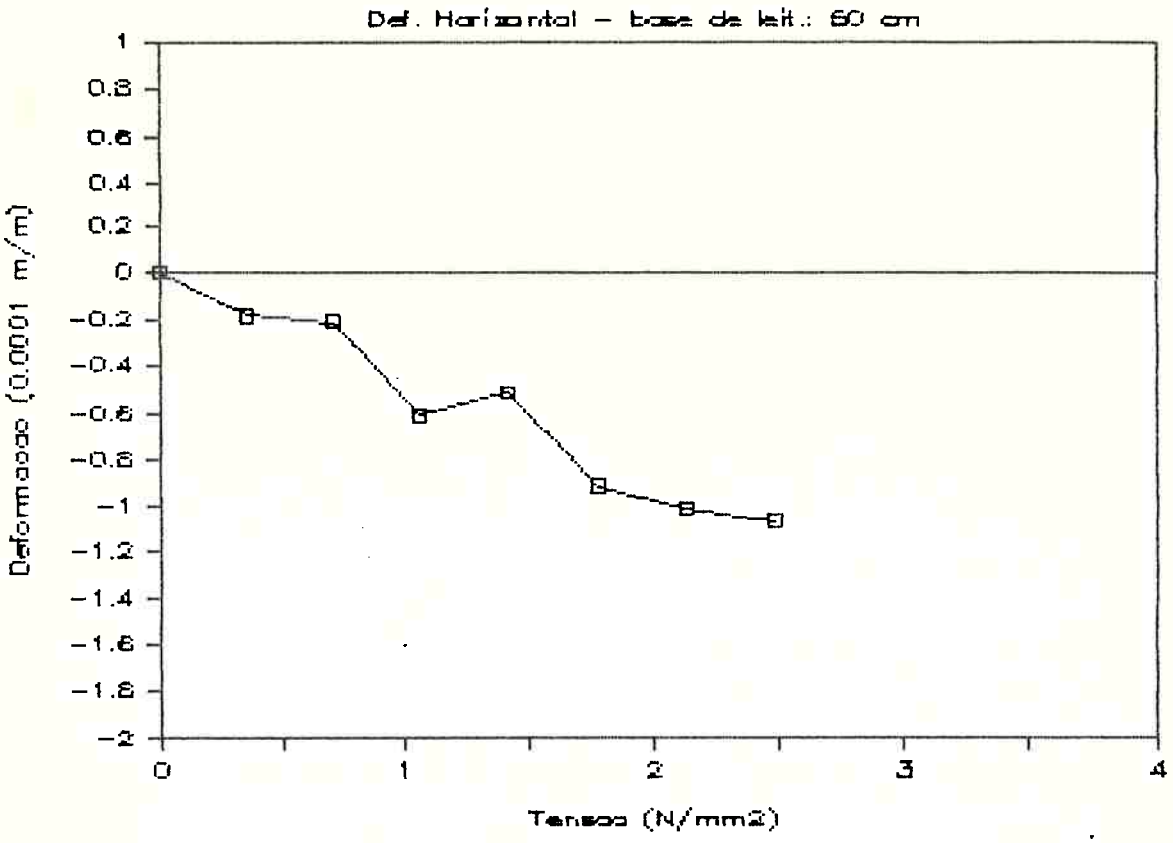


C 3-1

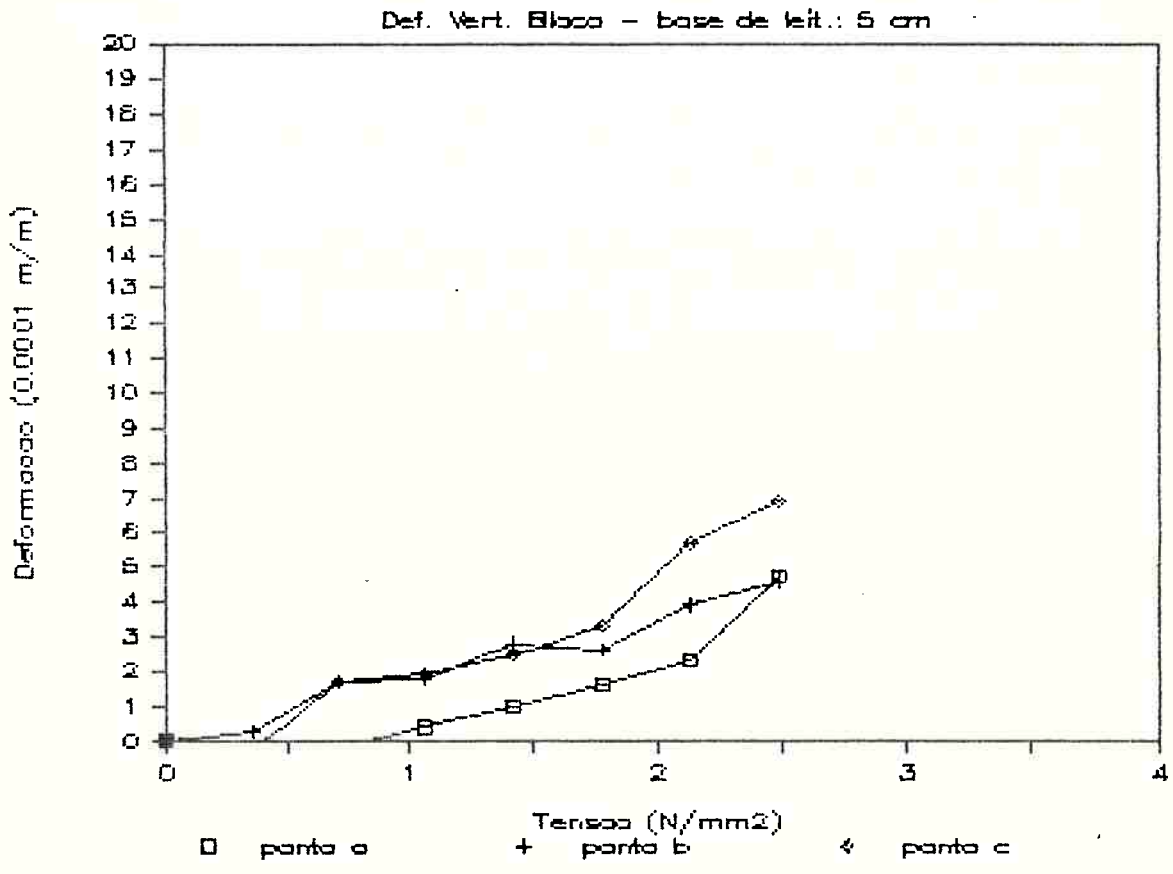
Def. Vertical - base de leitura: 60 cm

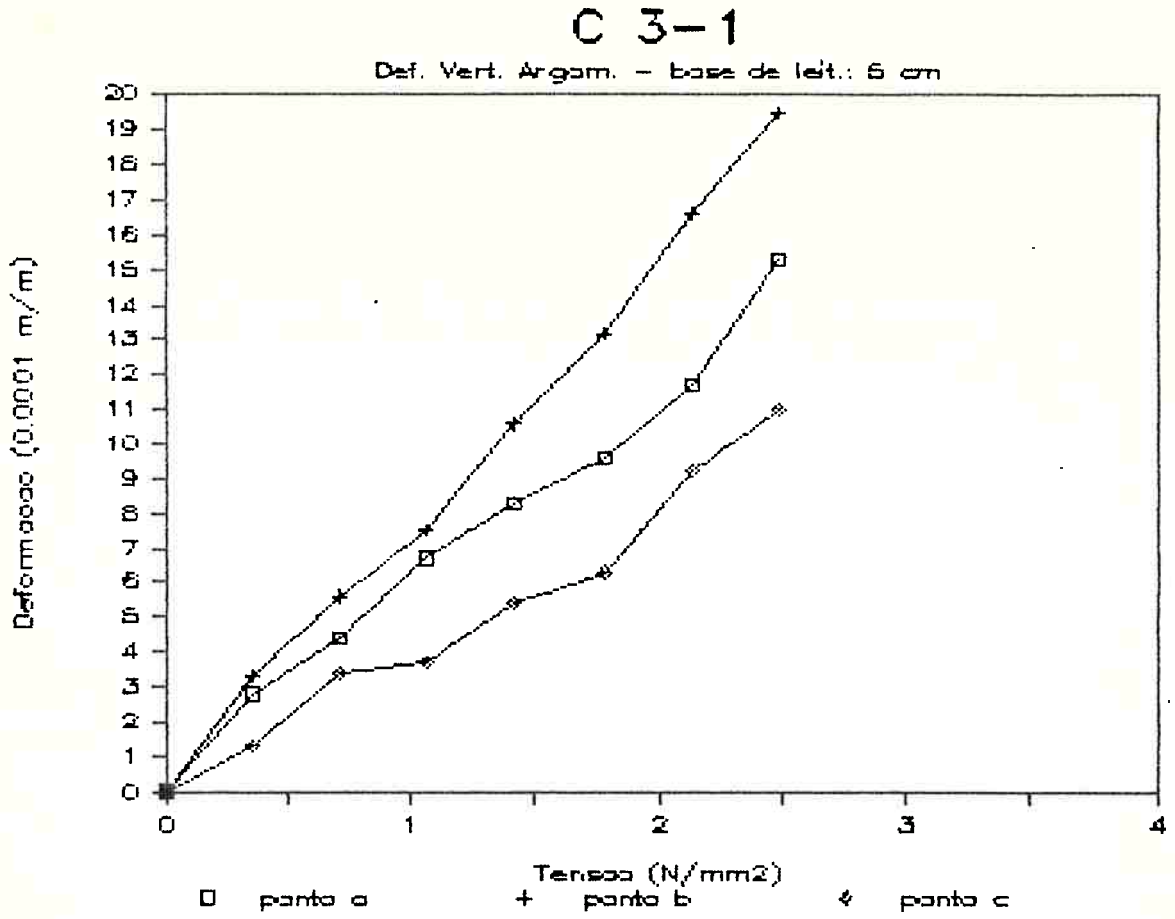


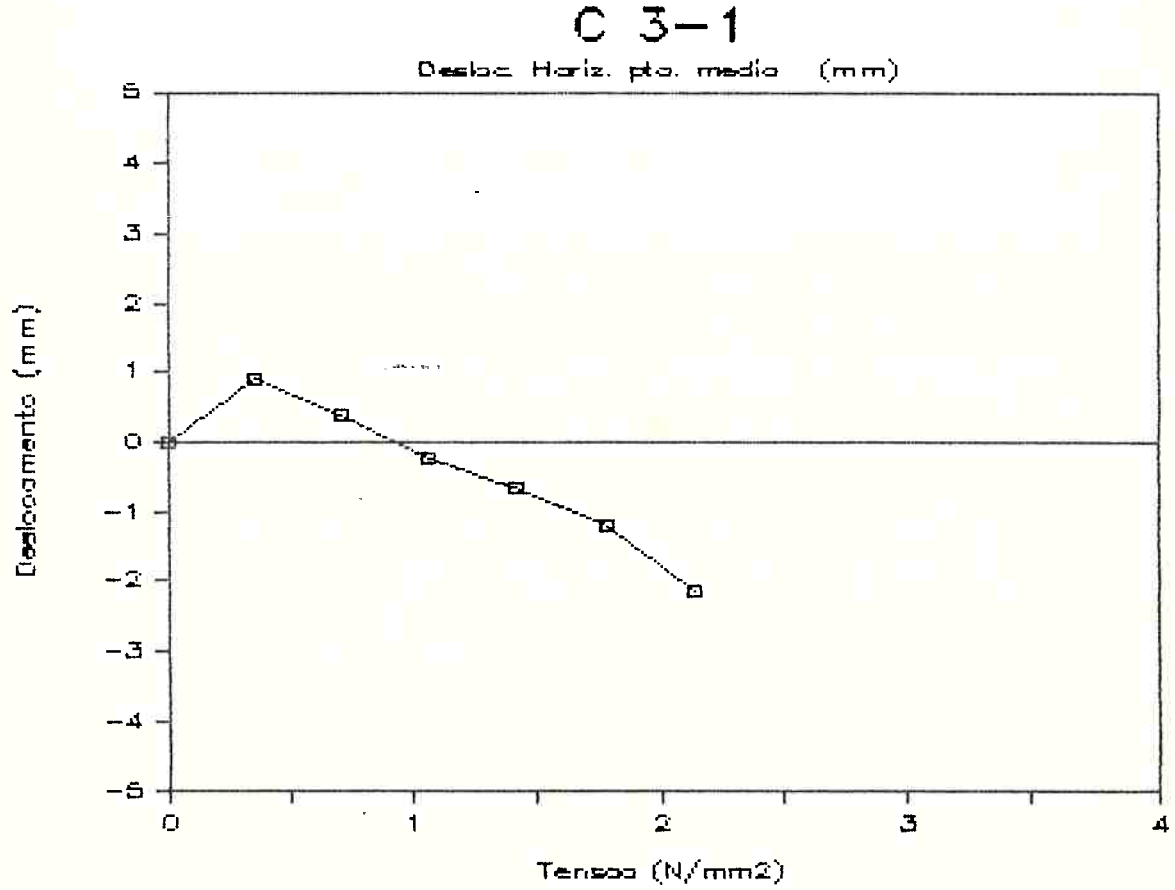
C 3-1


Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm
Deformacao (0,0001 m/m)
Tensao (N/mm2)

C 3-1

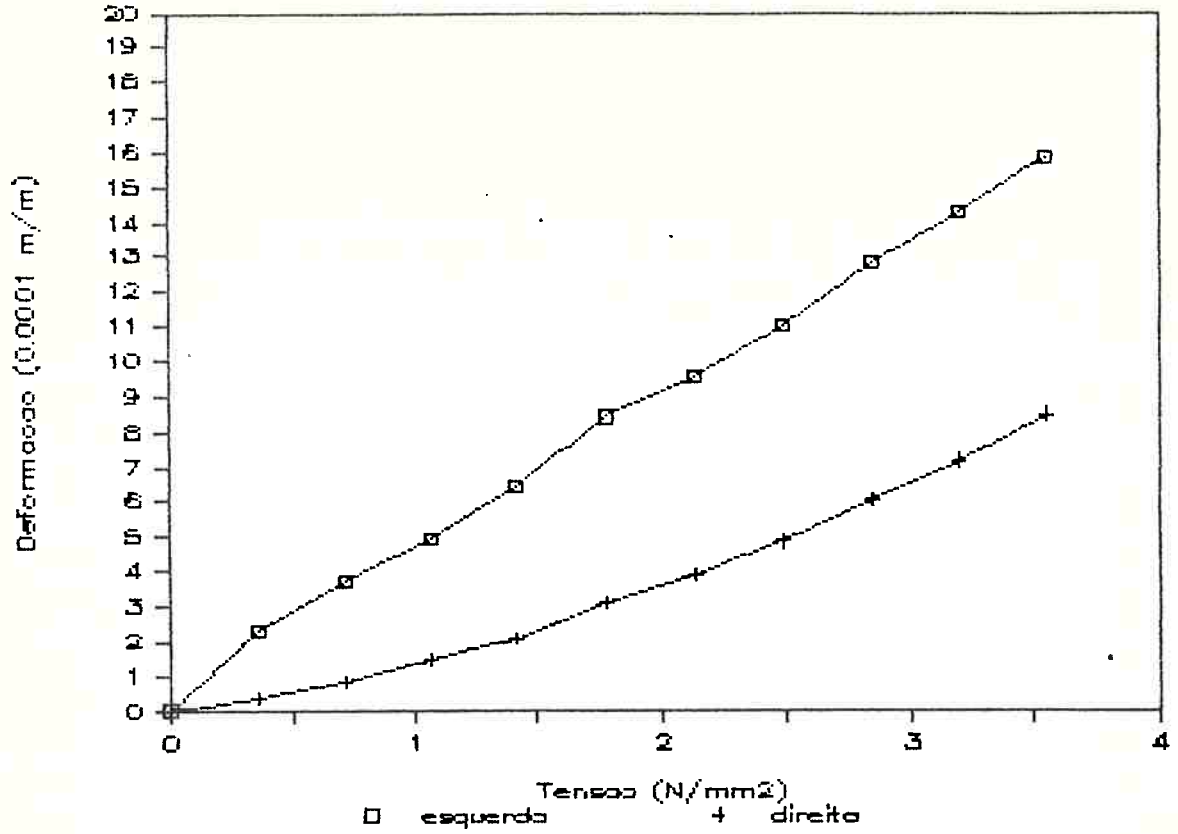

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm
Deformacao (0,0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c


C 3-1
Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm
Deformacao (0,0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c


C 3-1
Desloc. Horiz. pto. medio (mm)
Deslocamento (mm)
Tensao (N/mm2)

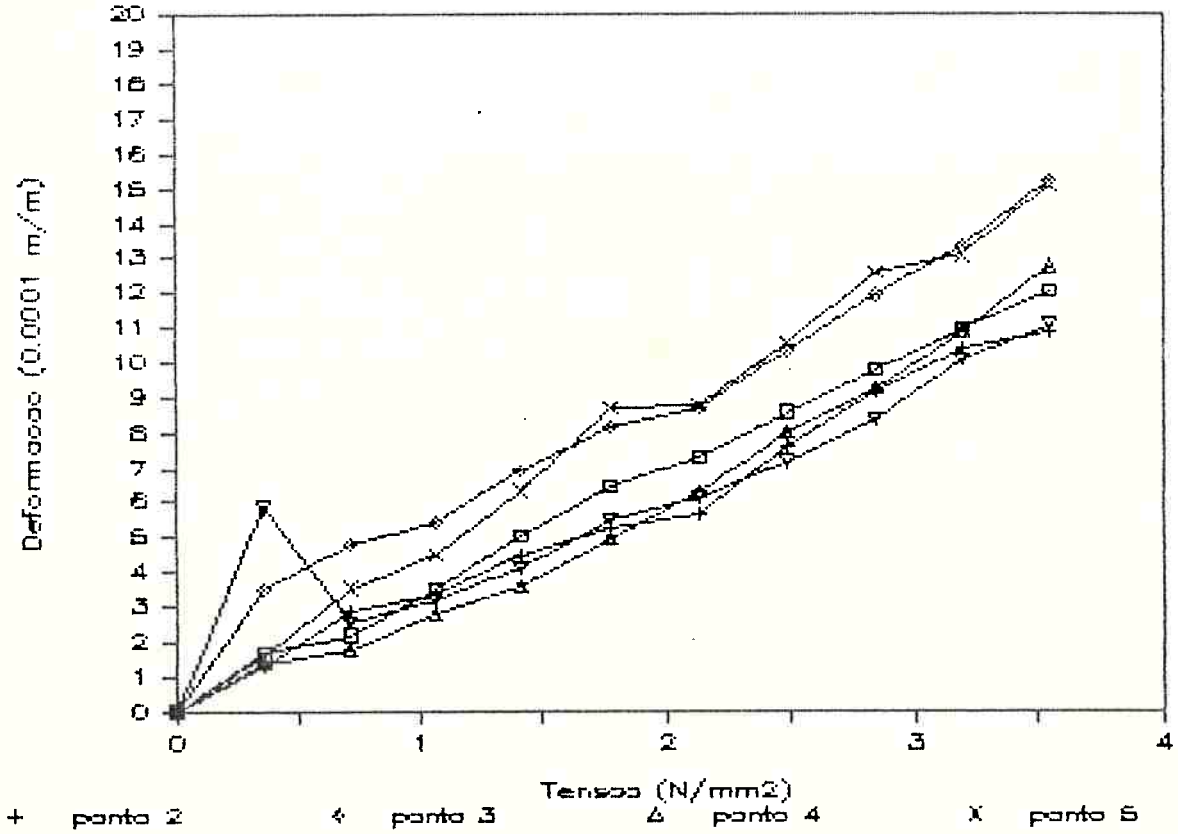
C 3-2

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm



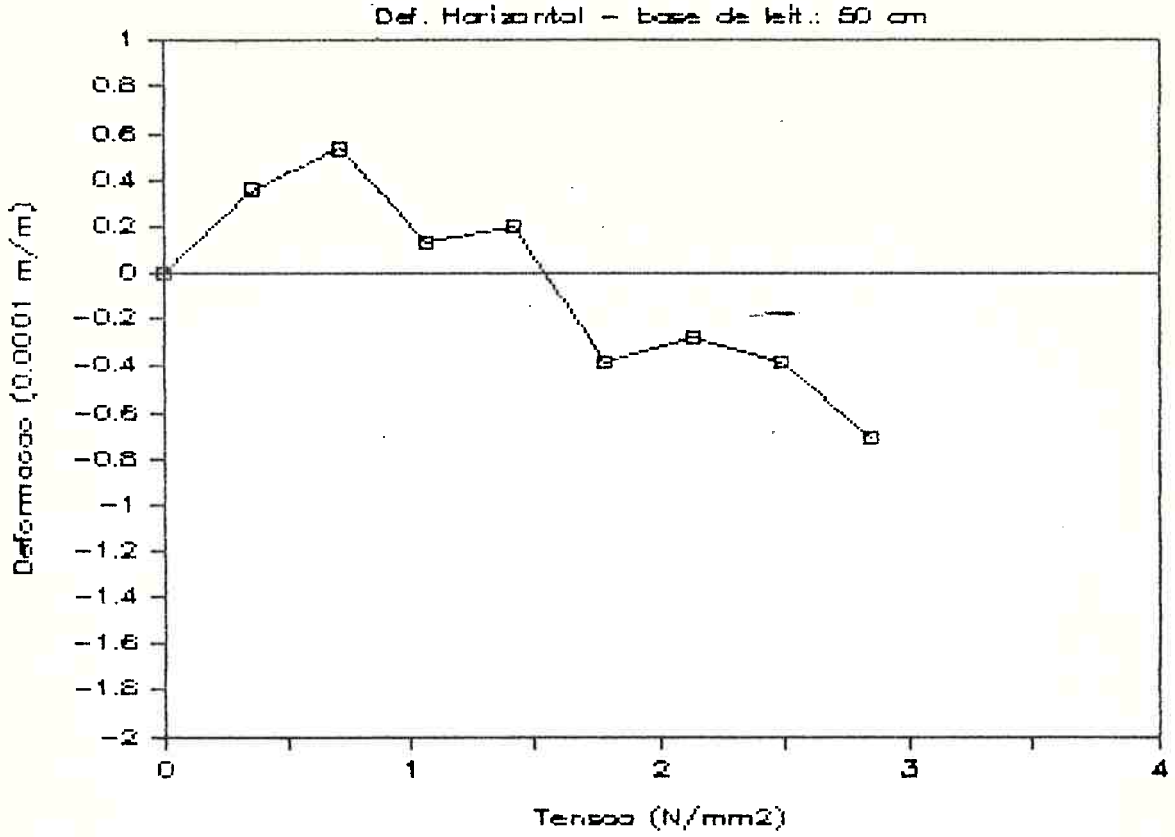
C 3-2

Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



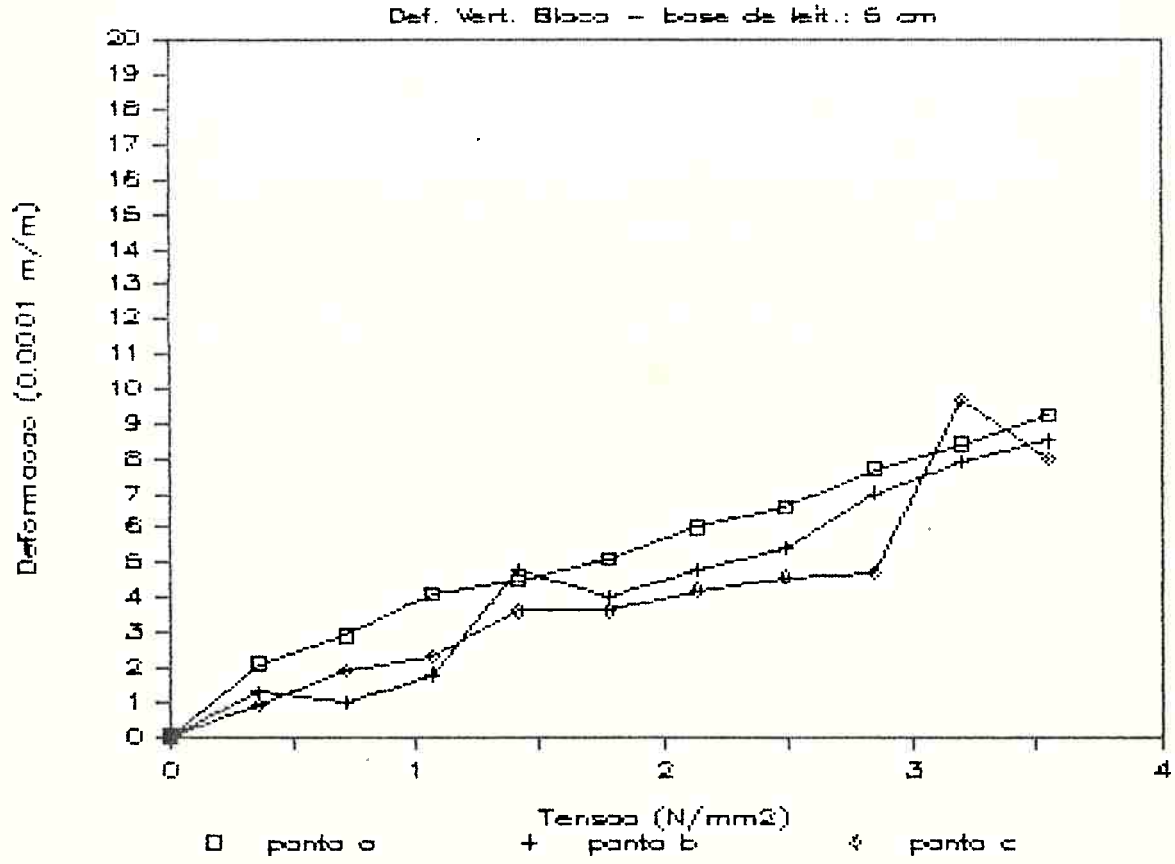
C 3-2

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm

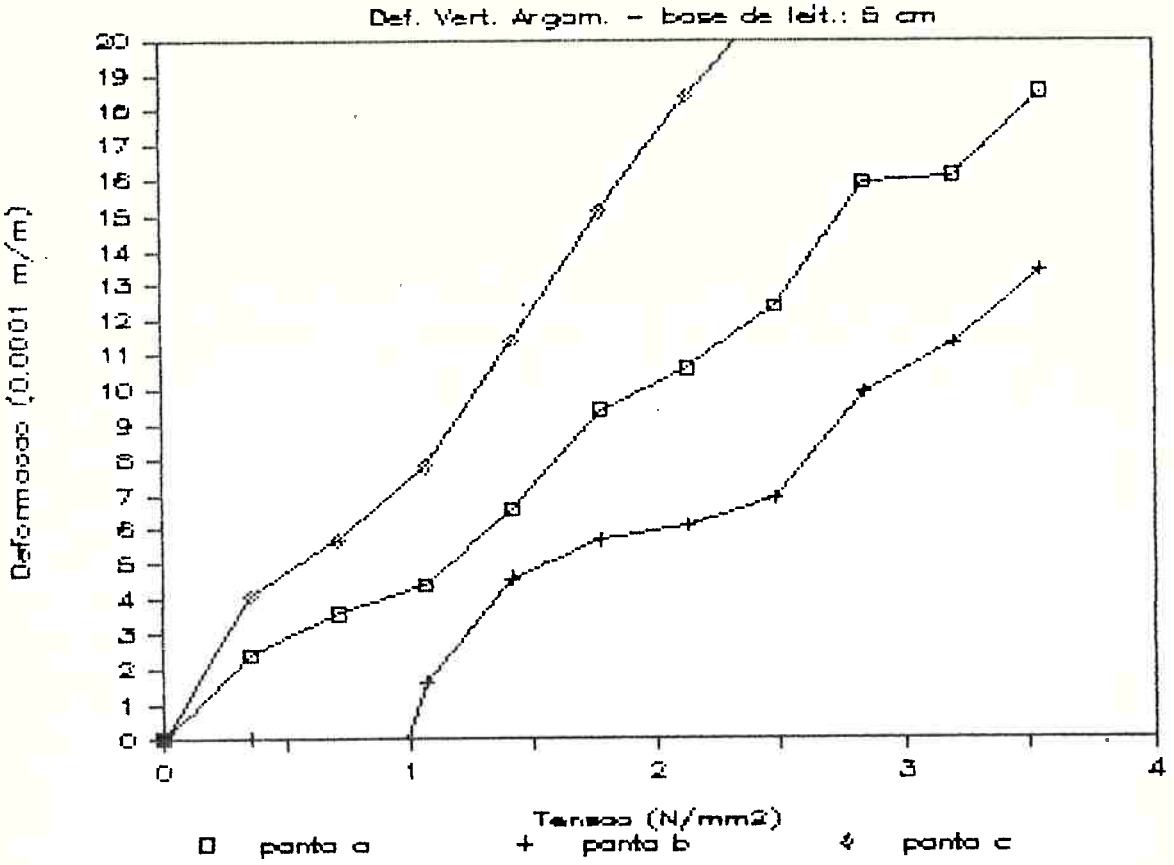


C 3-2

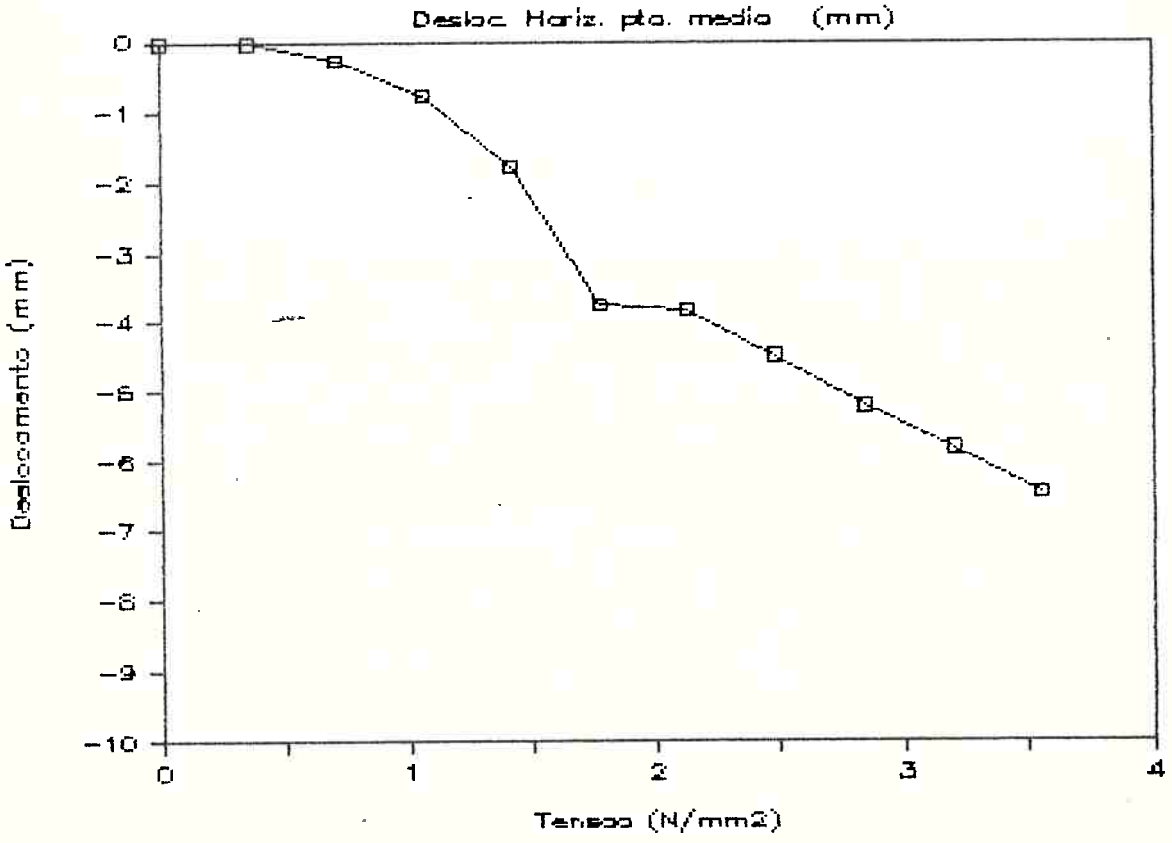
Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



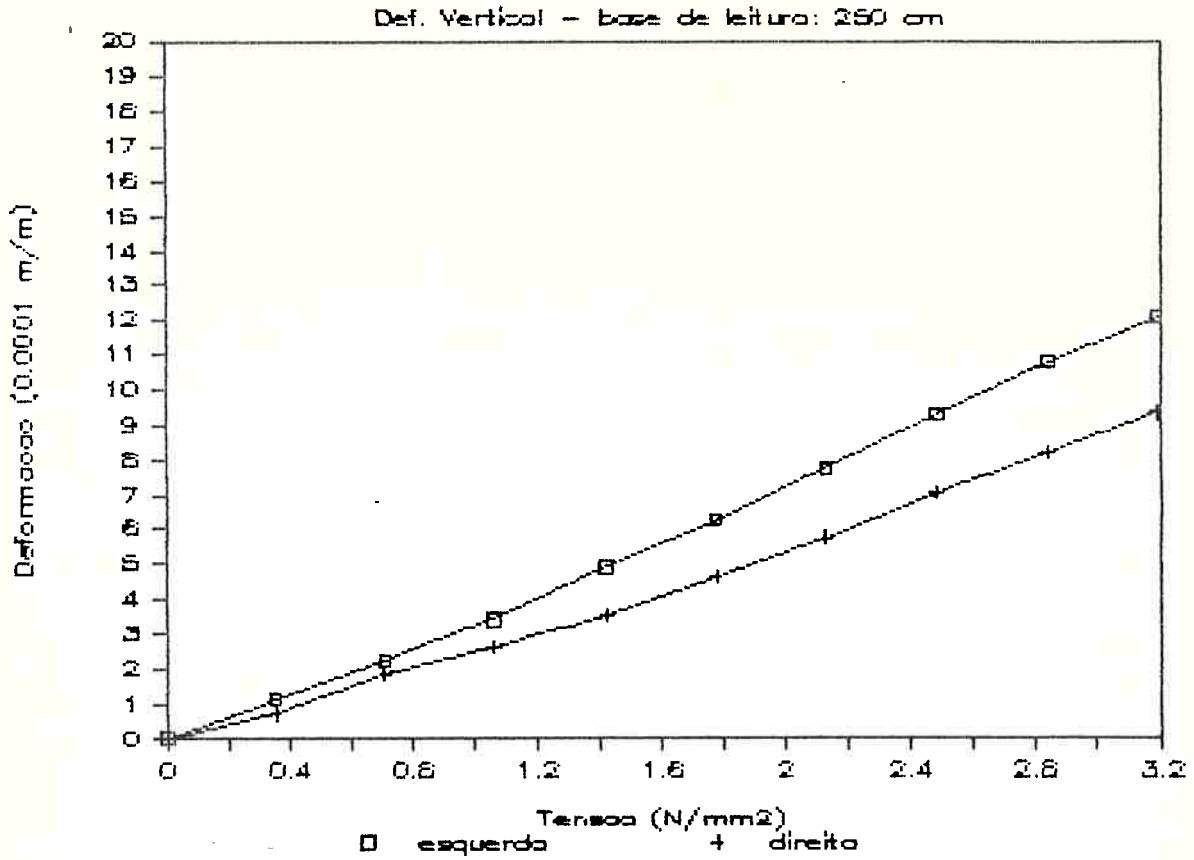
C 3-2


Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm
Deformacao (0,0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

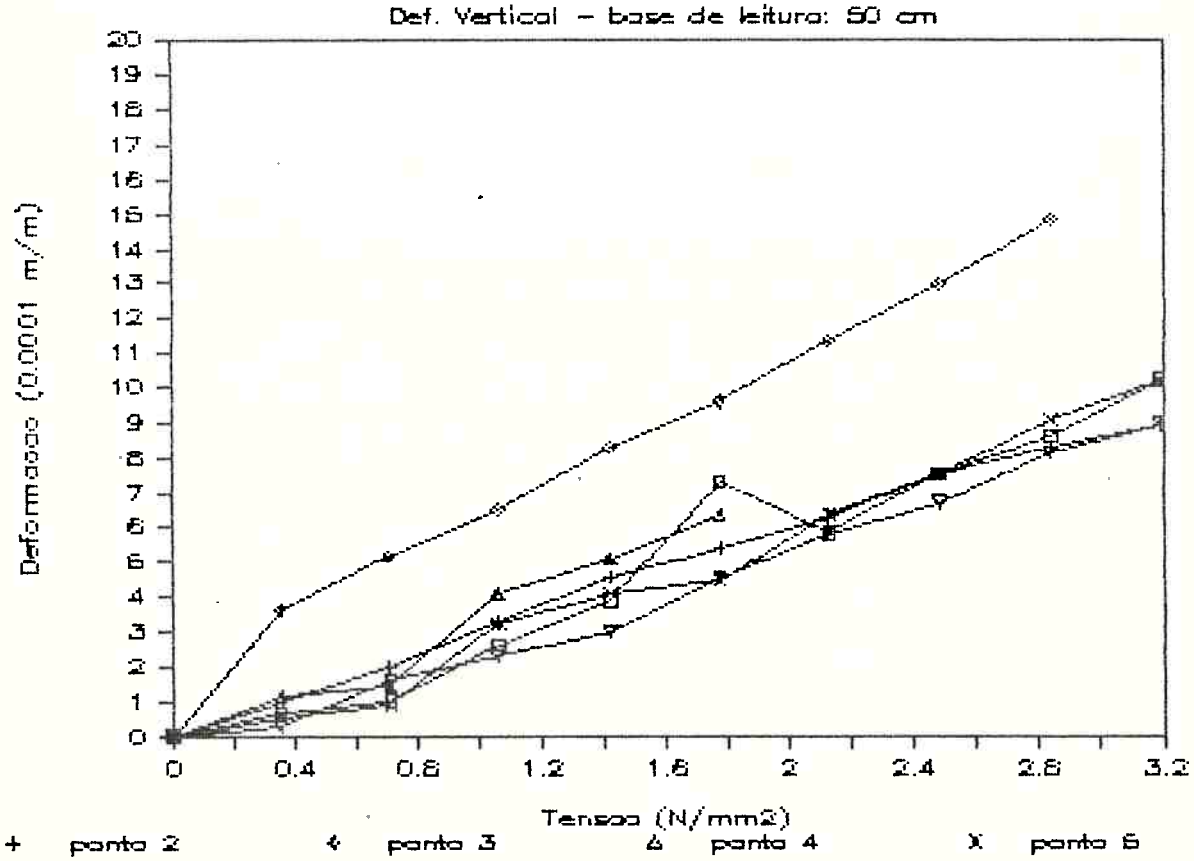
C 3-2


Desloc. Horiz. pto. medio (mm)
Deslocamento (mm)
Tensao (N/mm2)

C 3-3

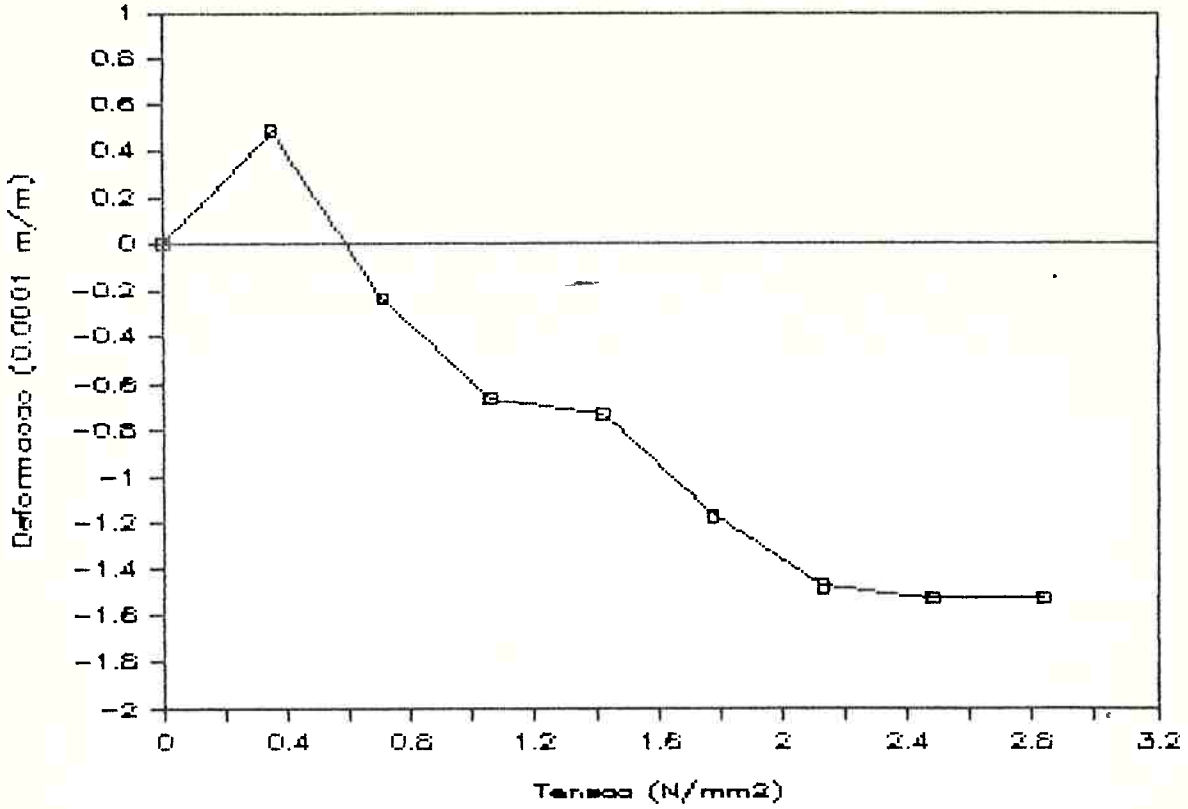

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
□ esquerda
+ direito

C 3-3


Def. Vertical - base de leitura: 50 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
+ ponto 2
◇ ponto 3
△ ponto 4
X ponto 5

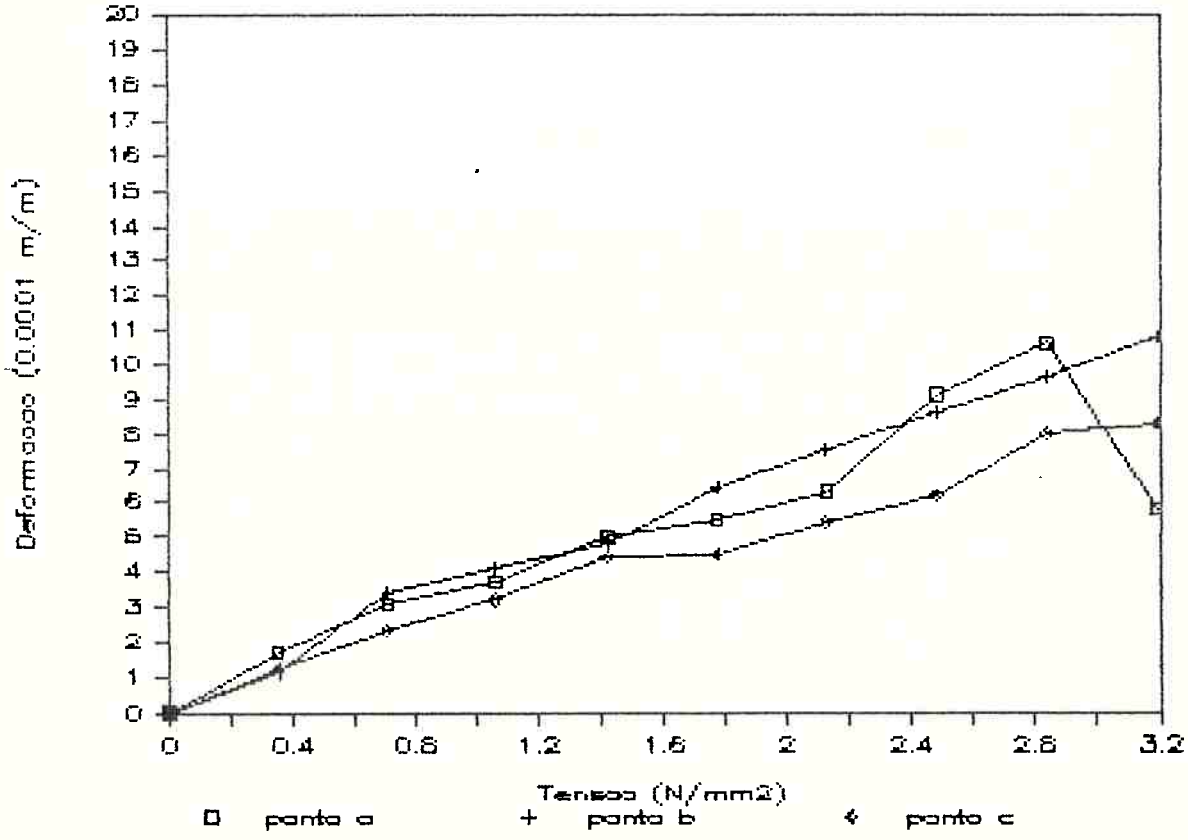
C 3-3

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



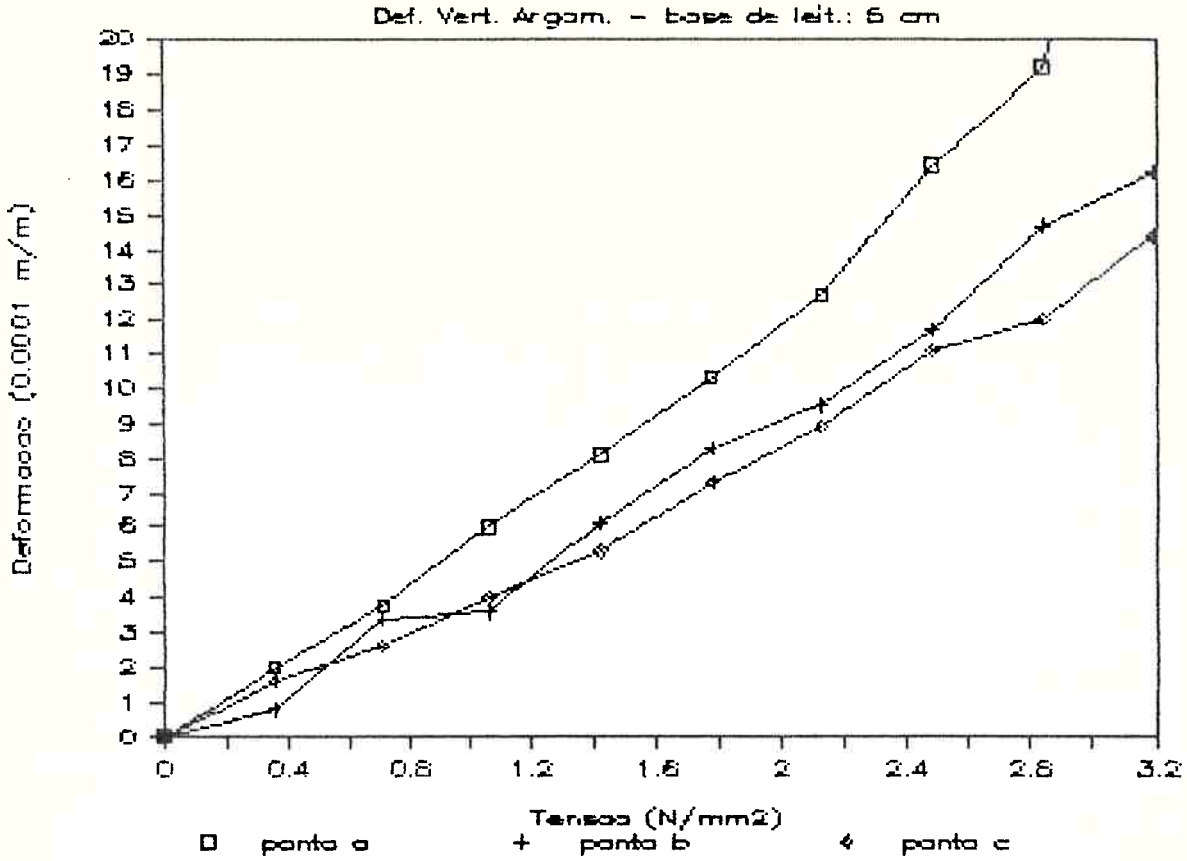
C 3-3

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



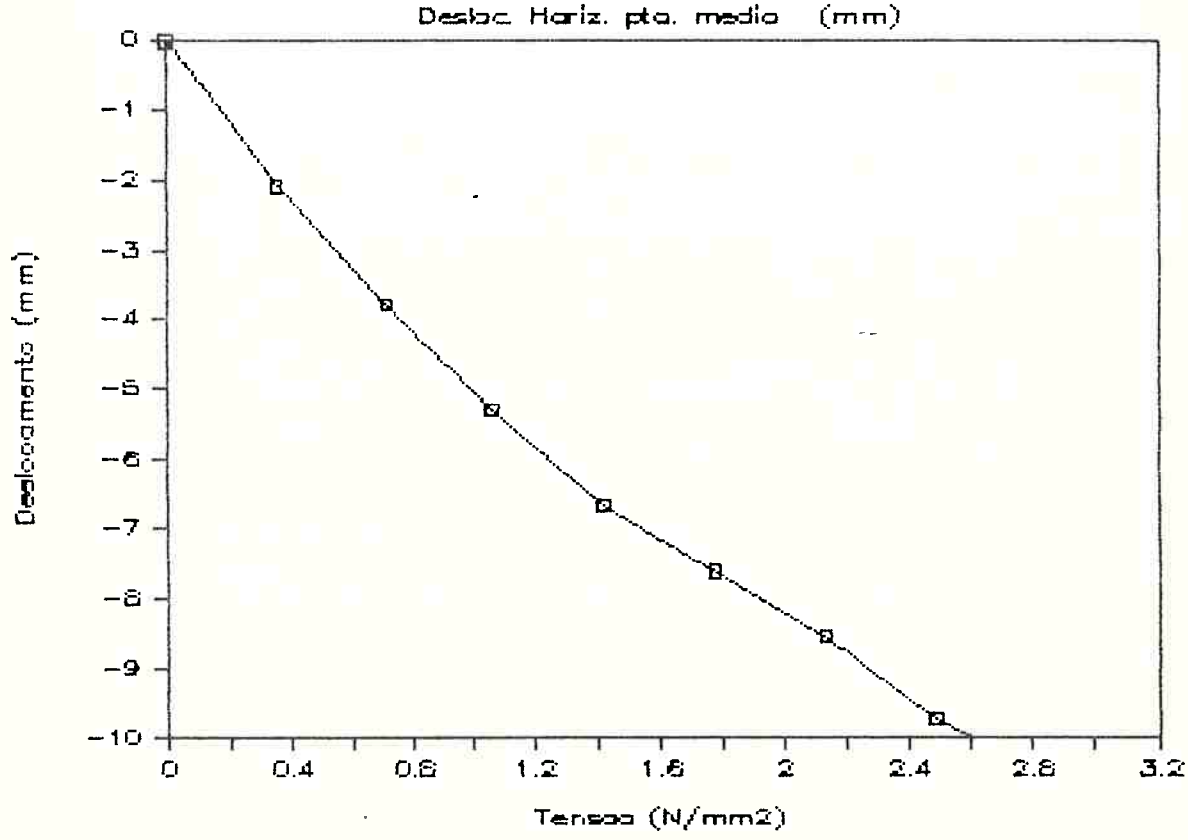
C 3-3

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm



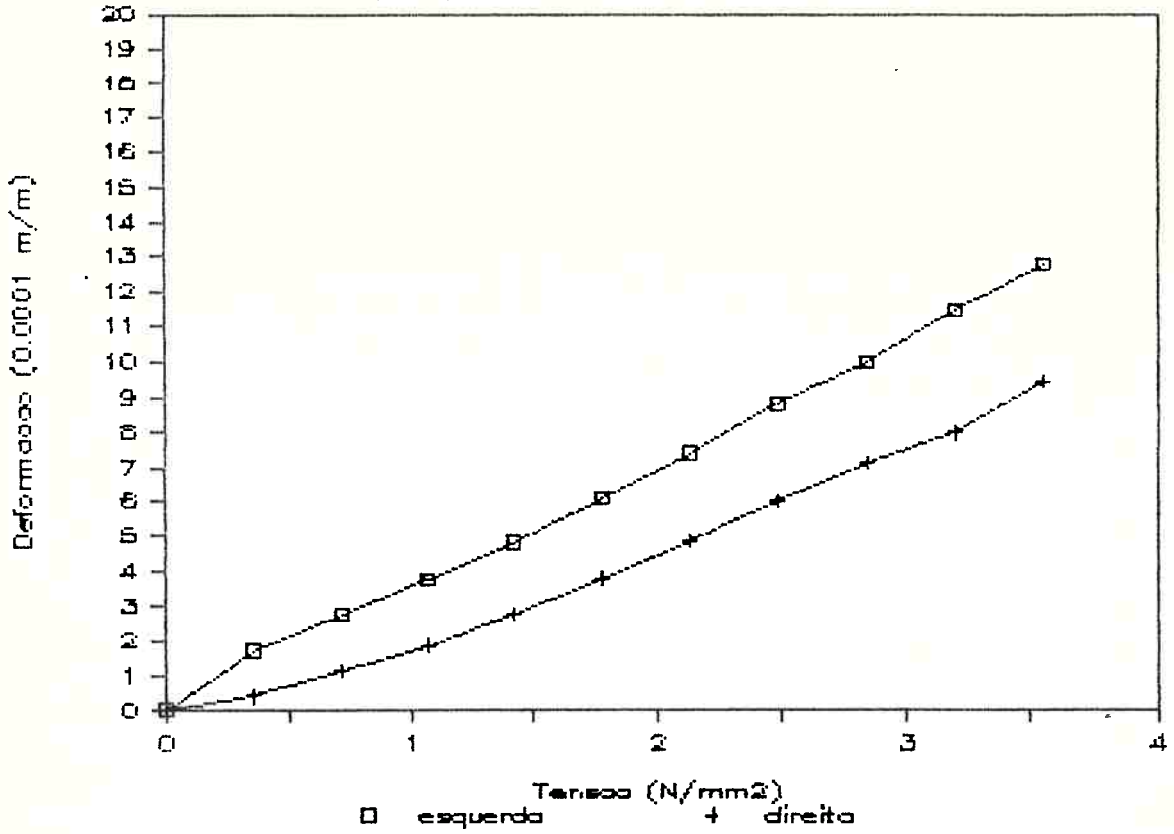
C 3-3

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



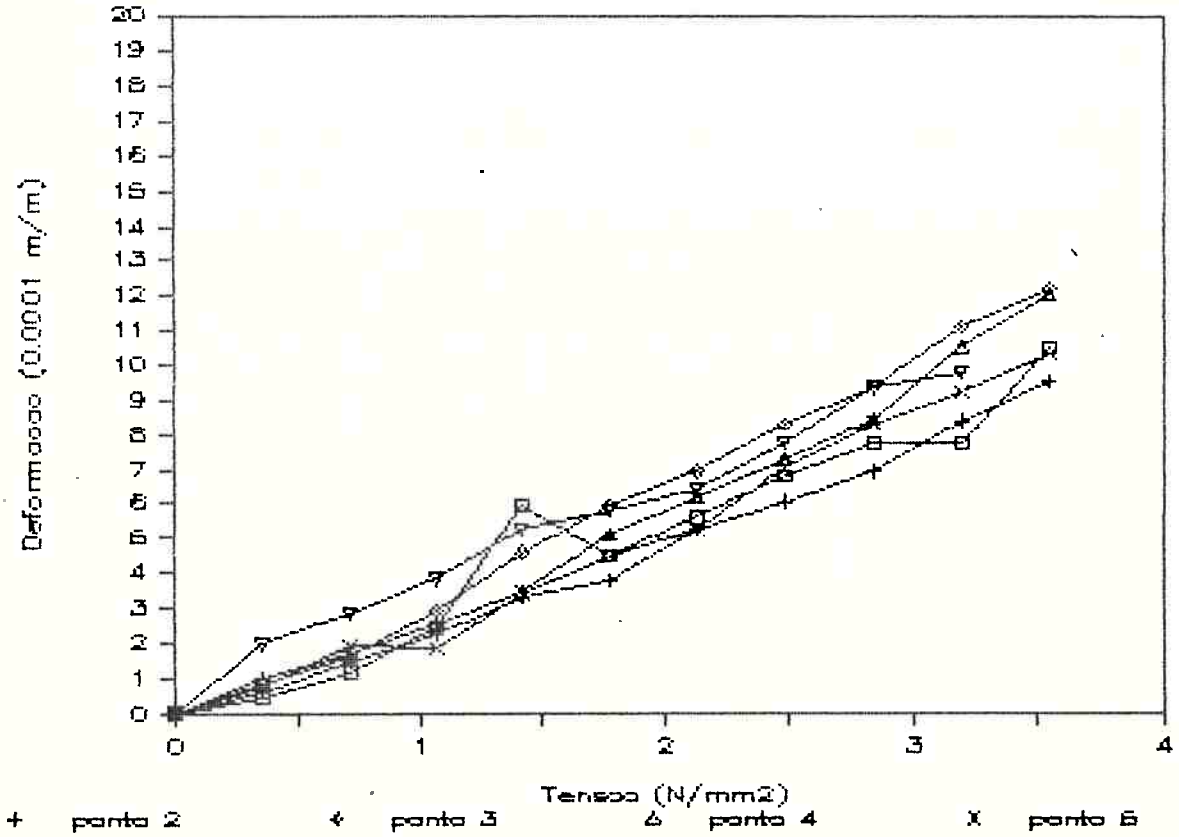
C 3-4

Def. Vertical - base de leitura: 260 cm

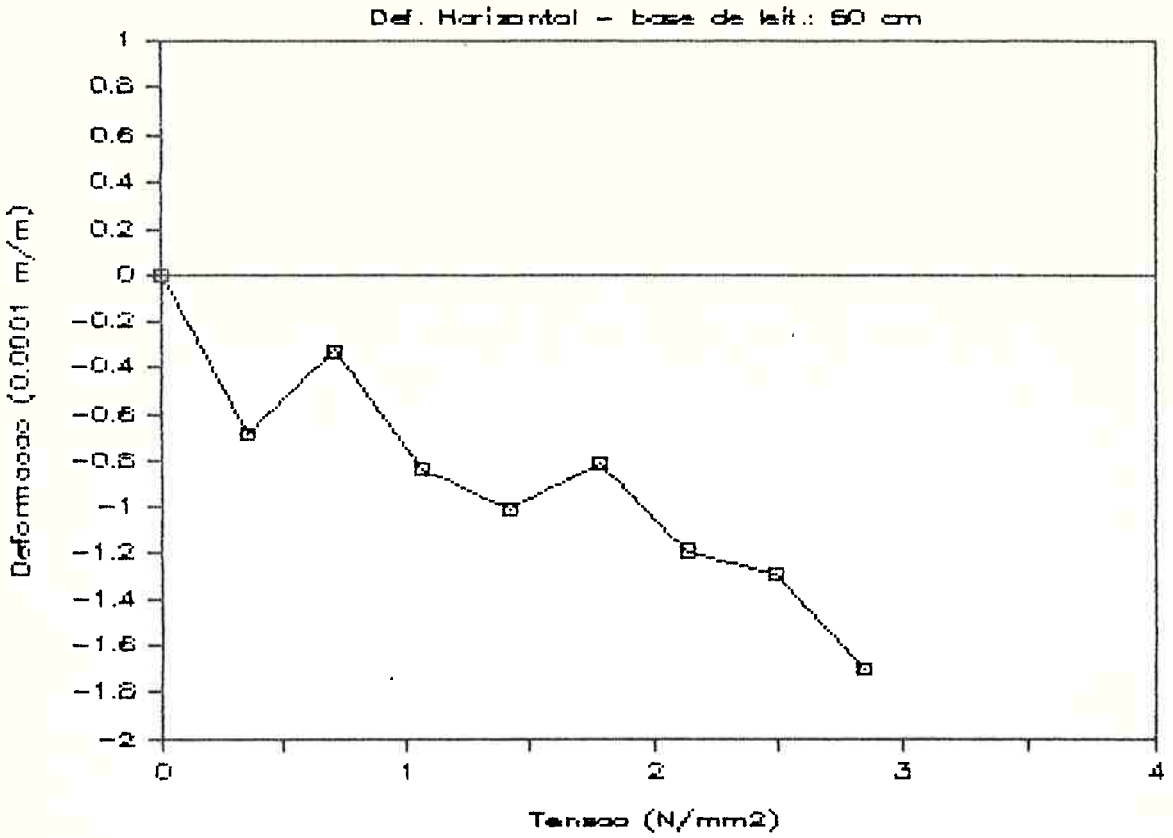


C 3-4

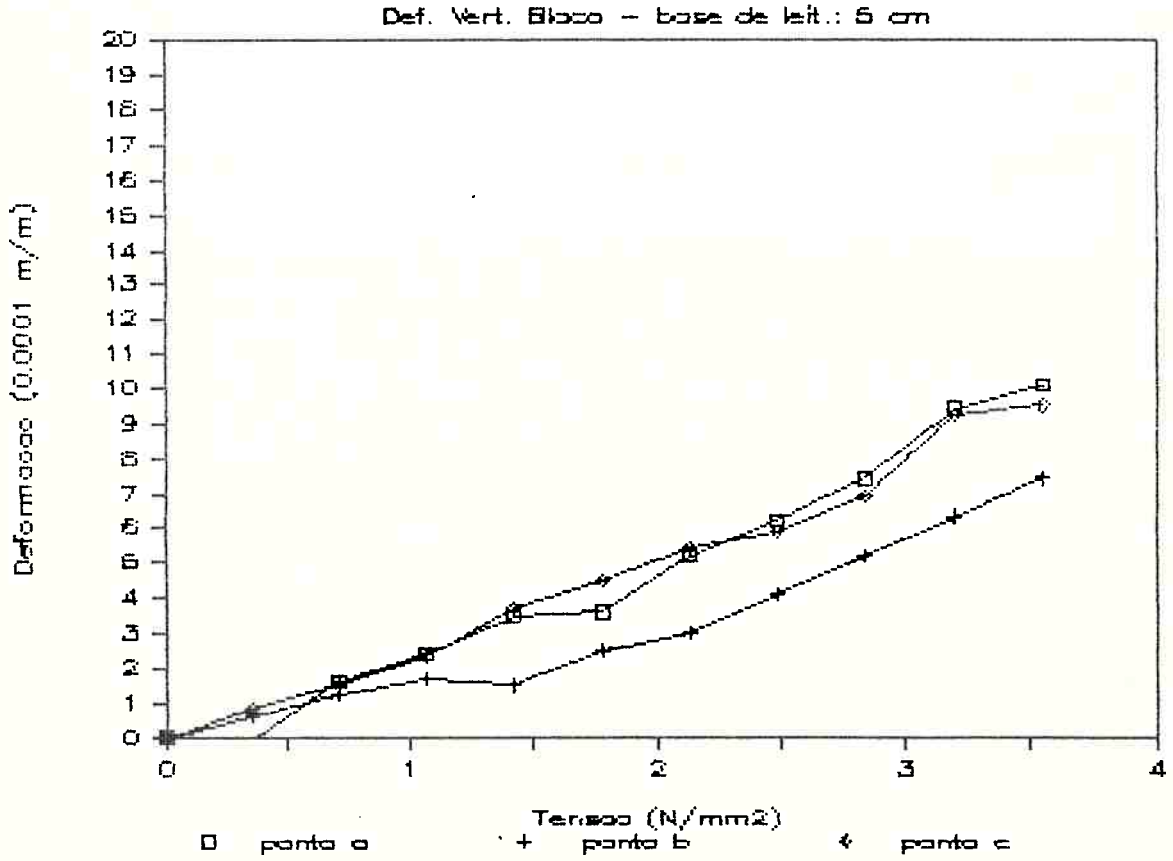
Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



C 3-4

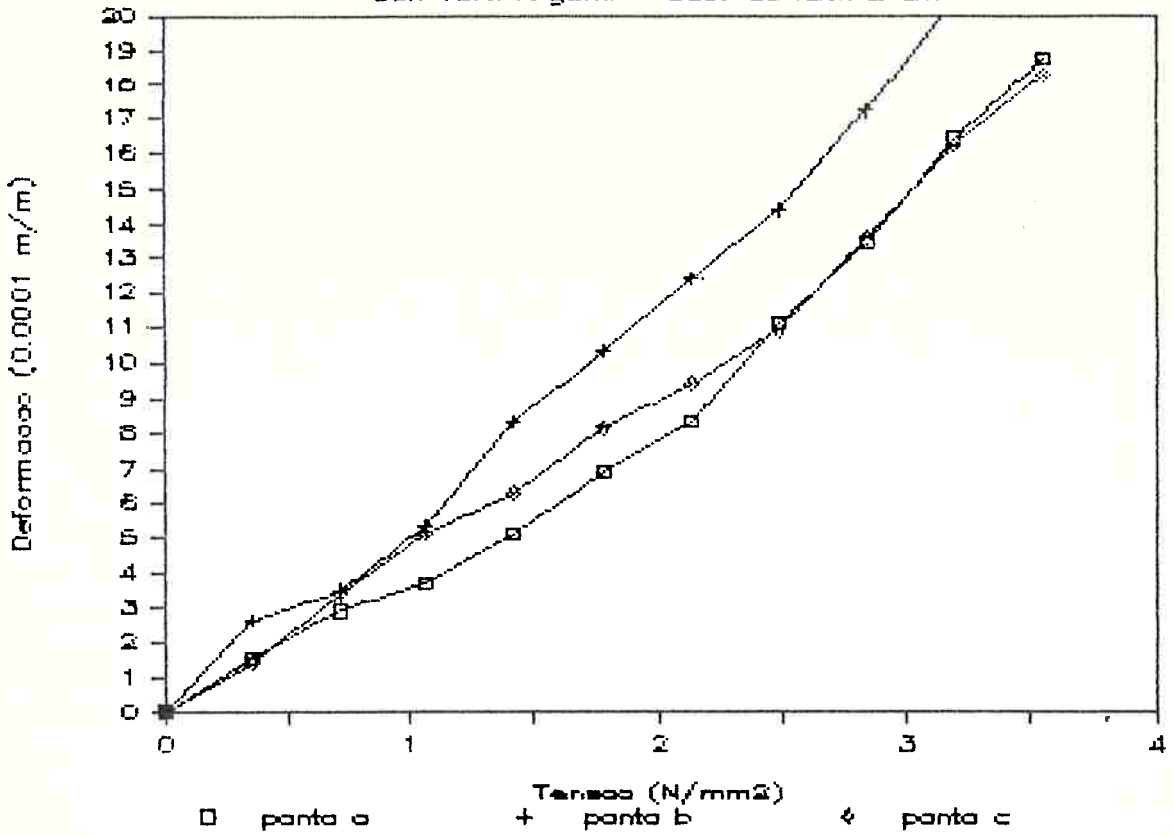

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1
-1.2
-1.4
-1.6
-1.8
-2
0
1
2
3
4
Tensao (N/mm2)

C 3-4


Def. Vert. Bloco - base de leit.: 6 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
1
2
3
4
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

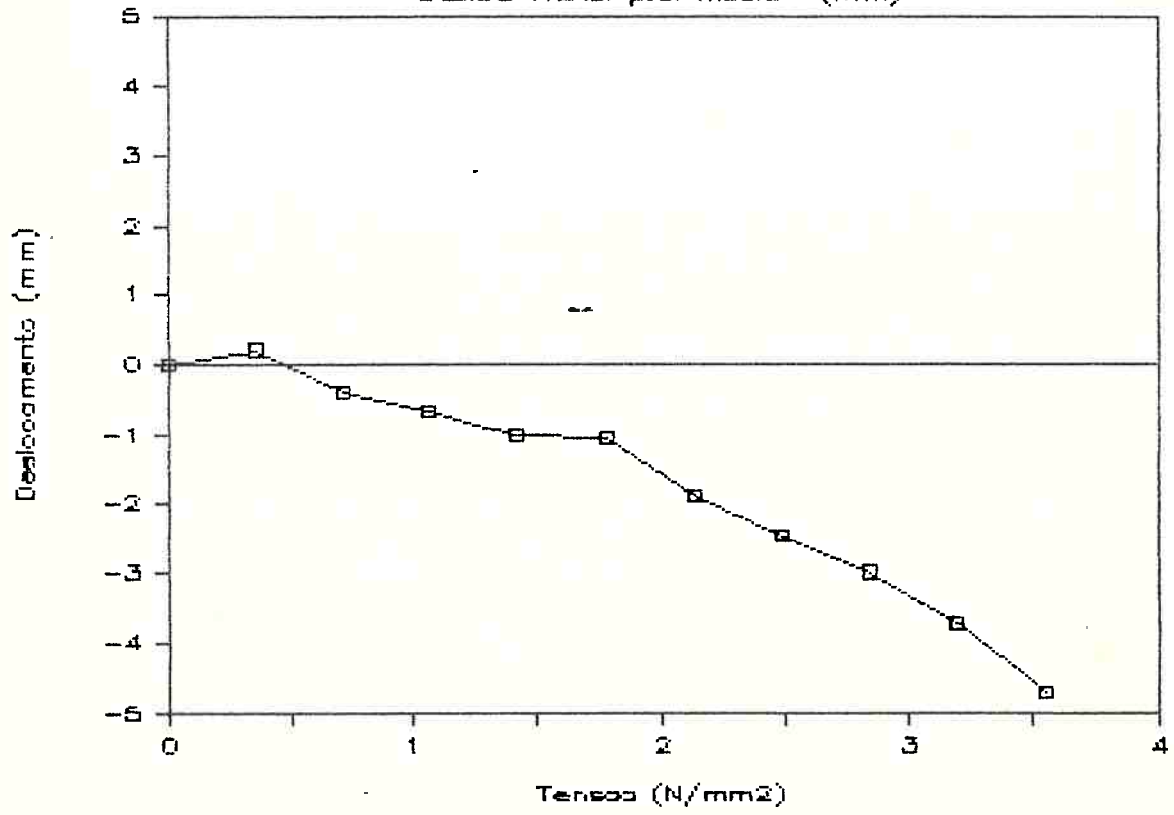
C 3-4

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm



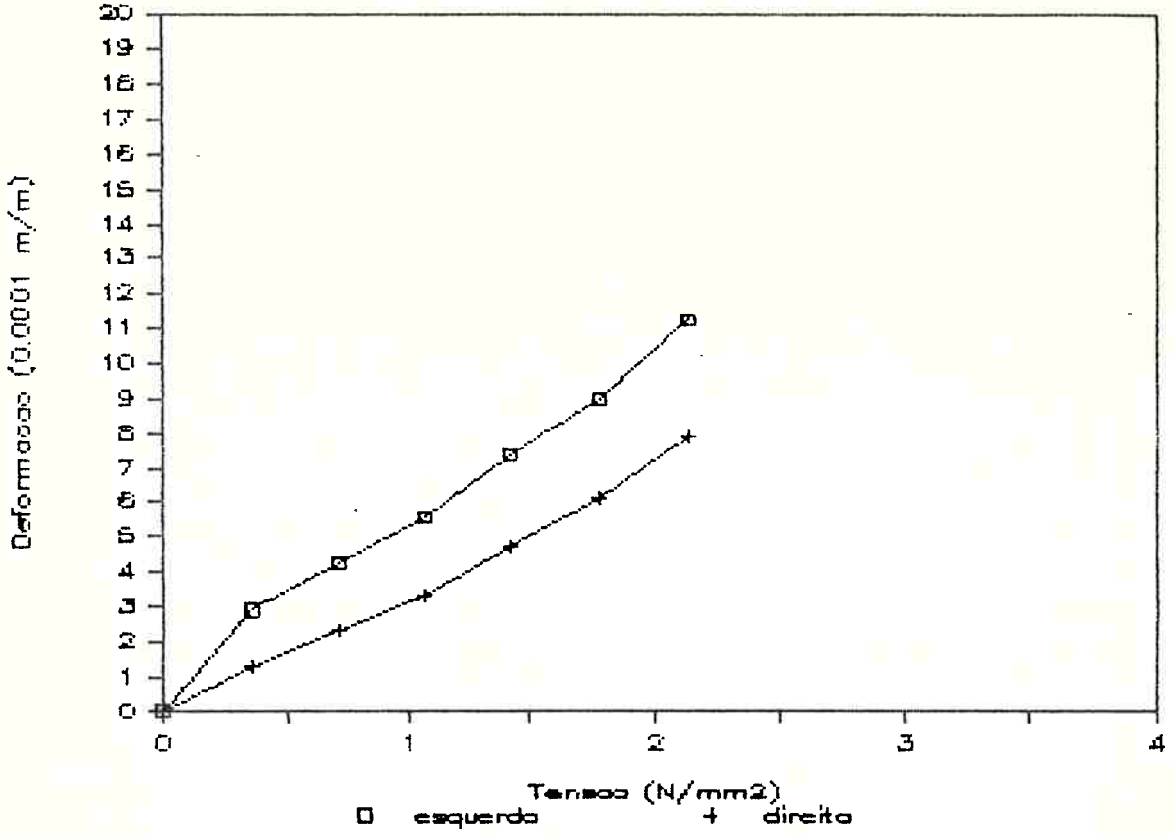
C 3-4

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



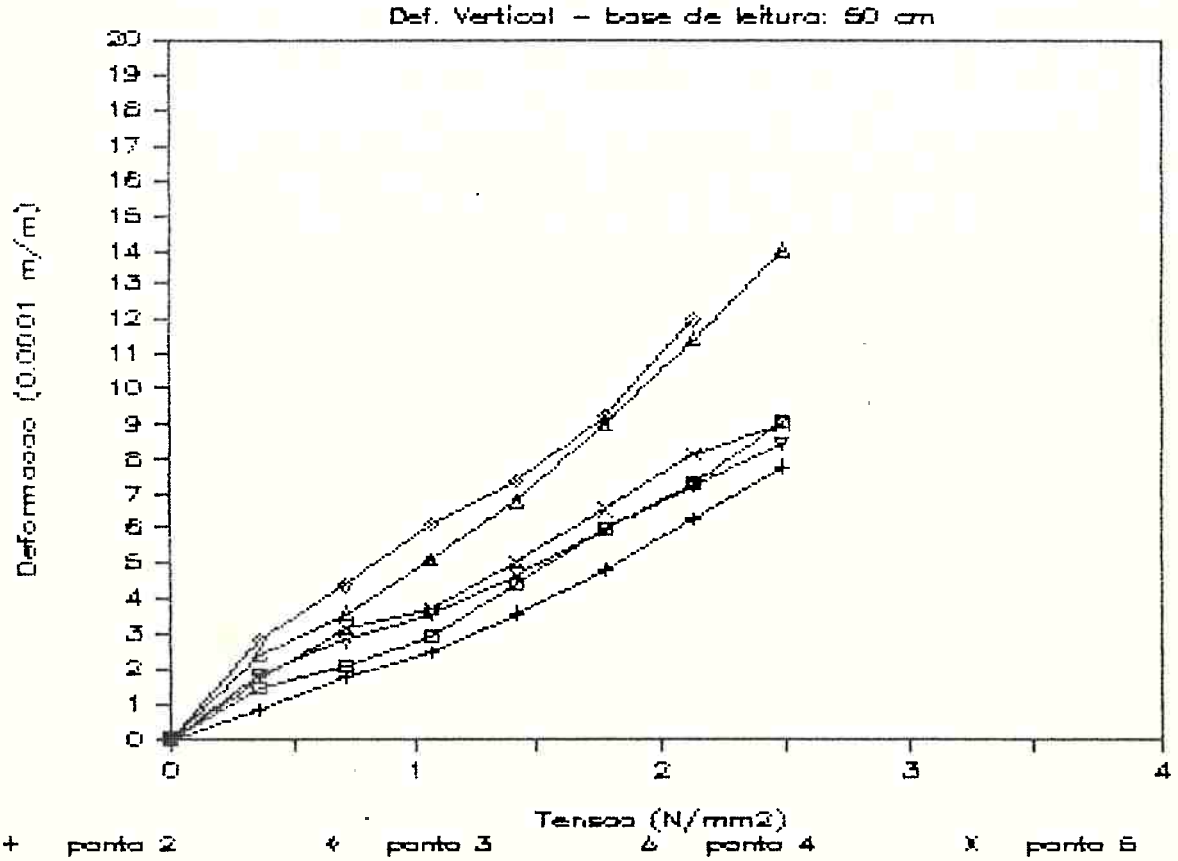
C 4-1

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm



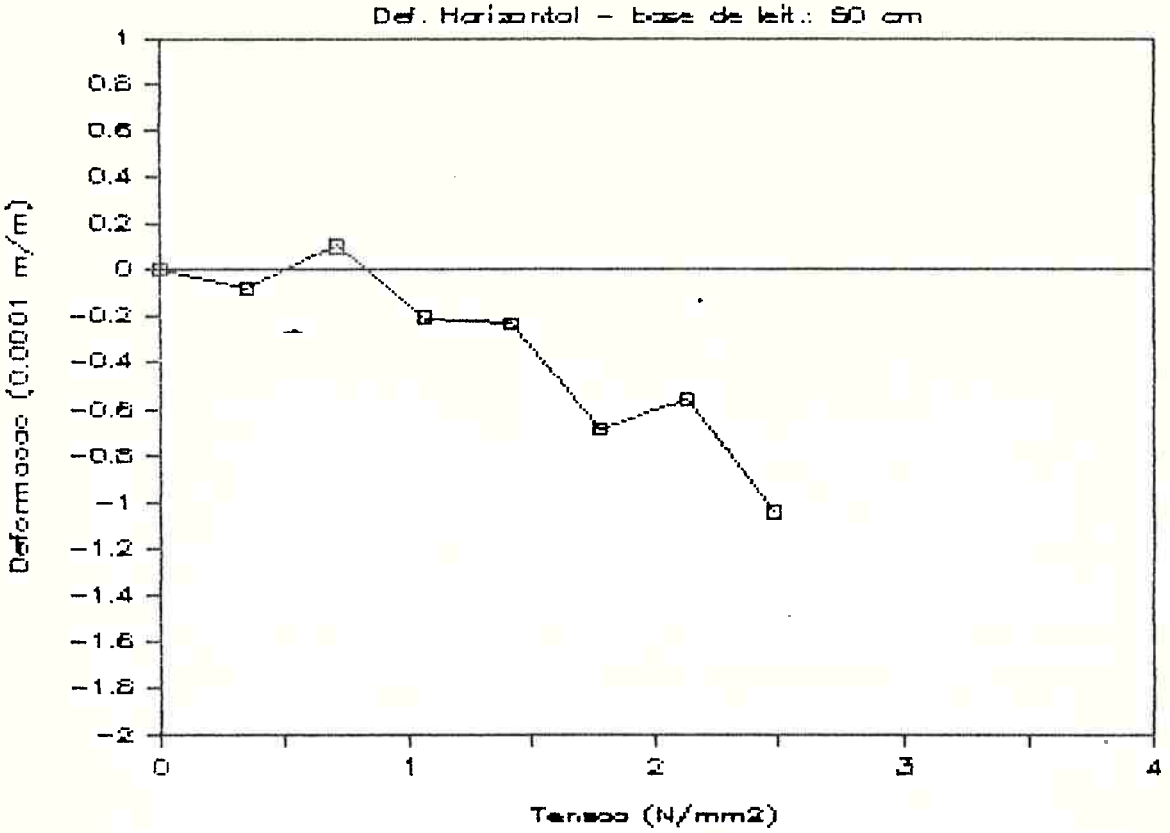
C 4-1

Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



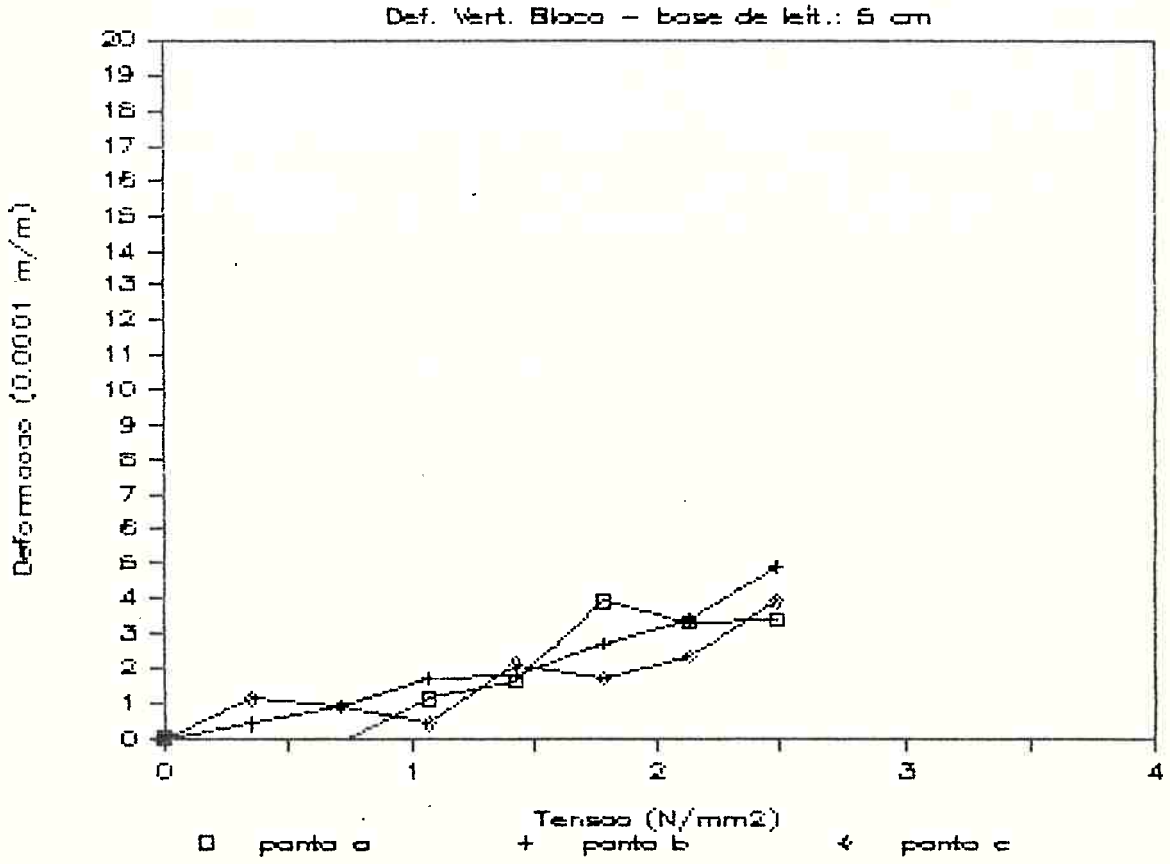
C 4-1

Def. Horizontal - base de leit.: 90 cm



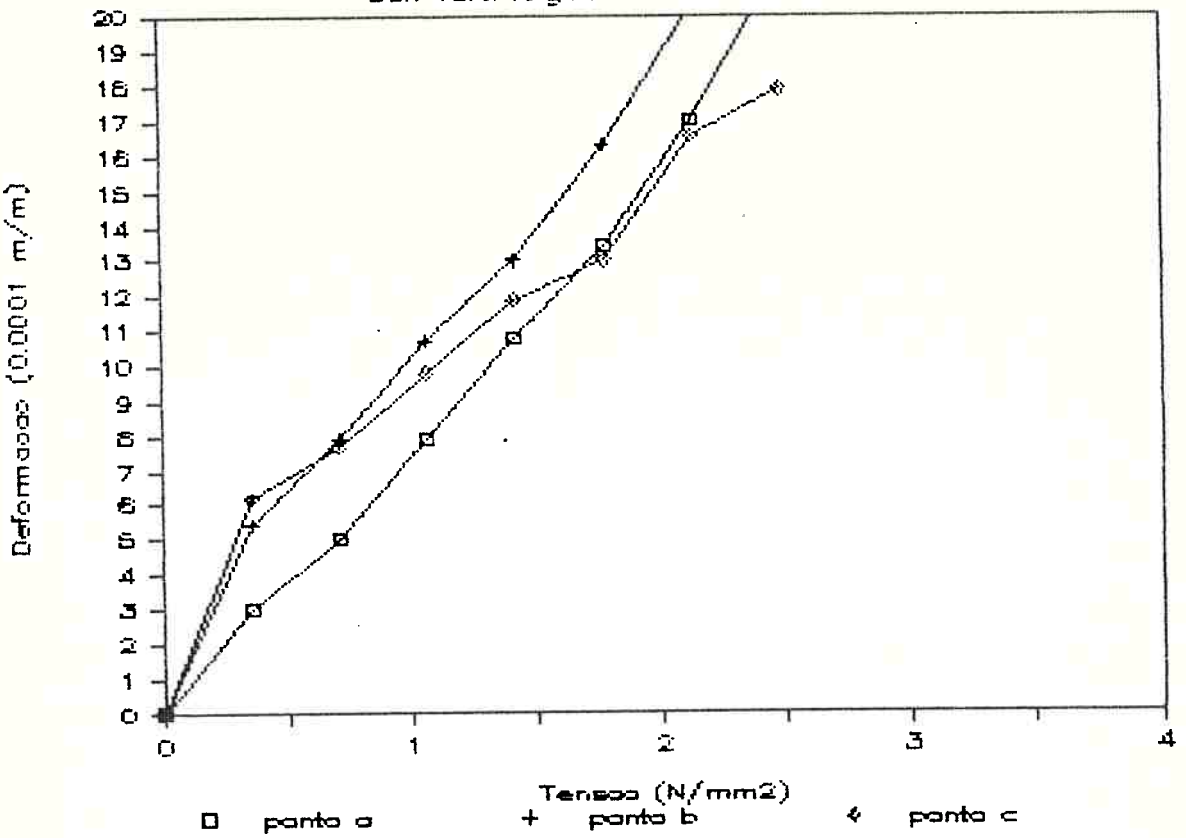
C 4-1

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



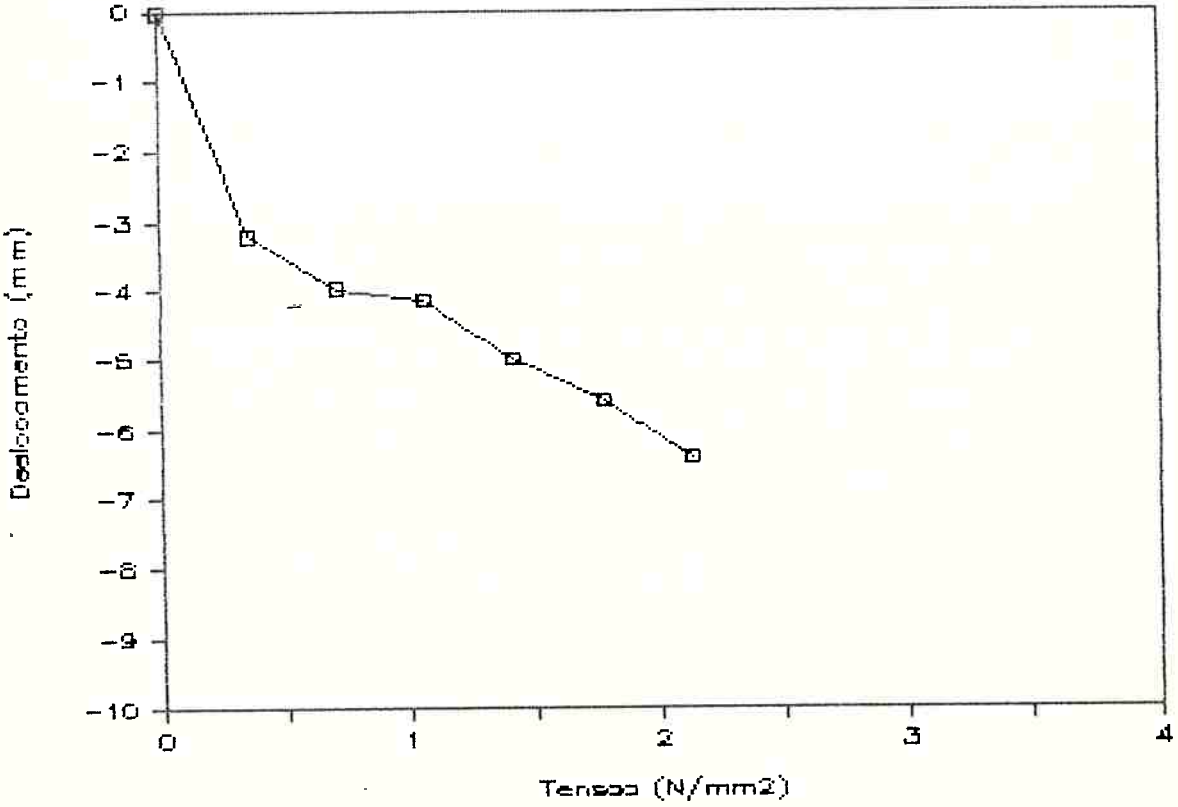
C 4-1

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



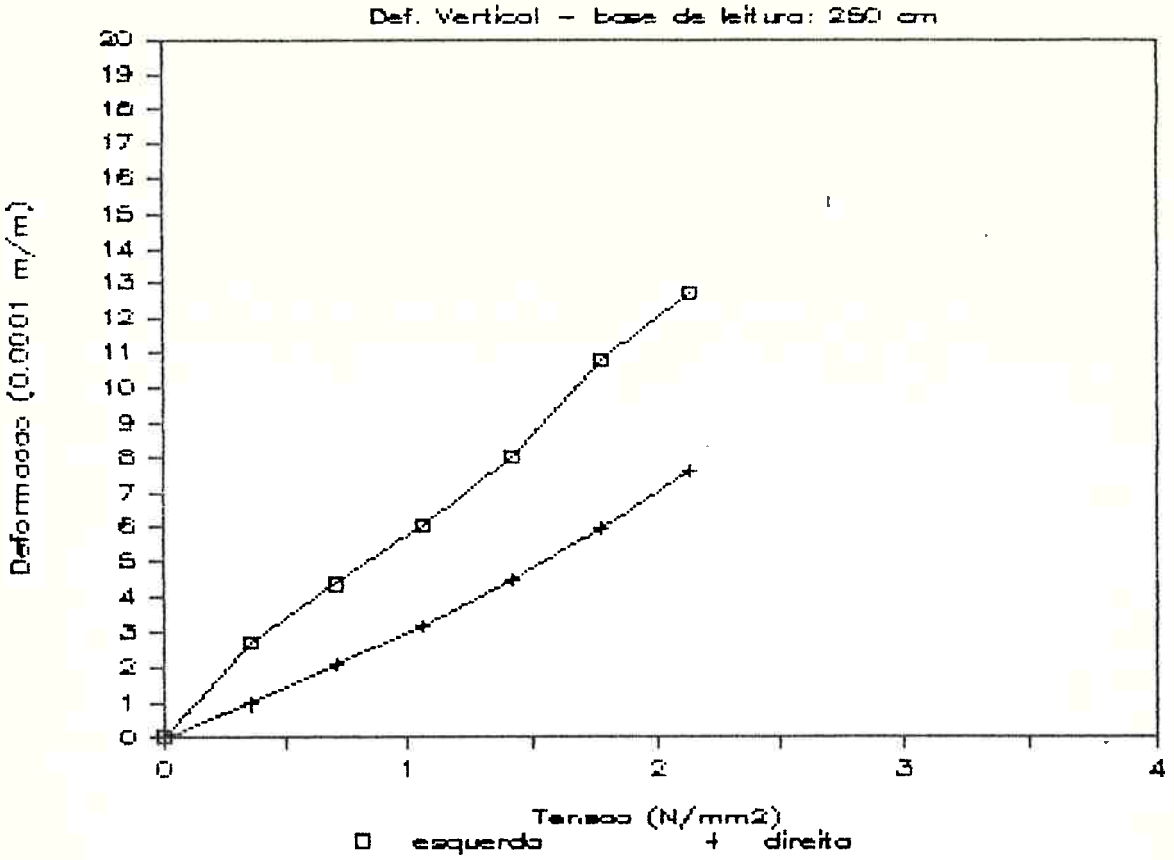
C 4-1

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



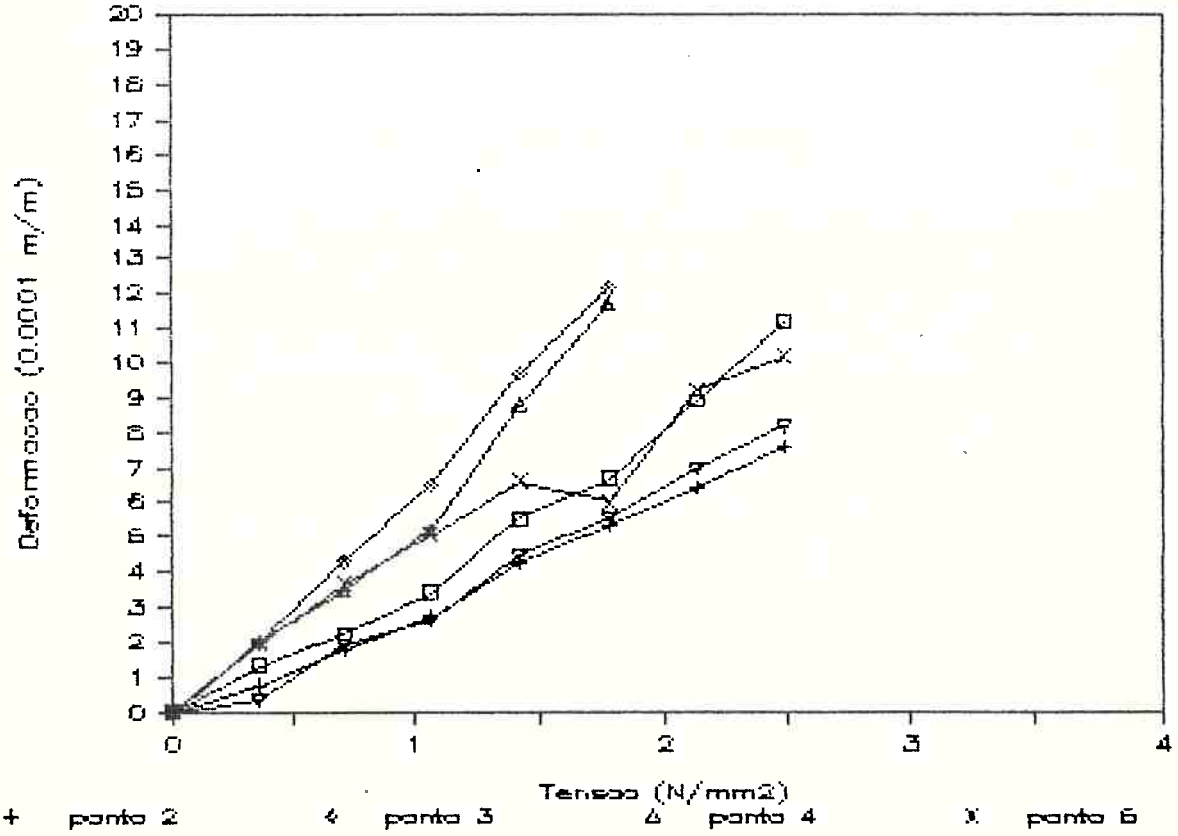
C 4-2

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm



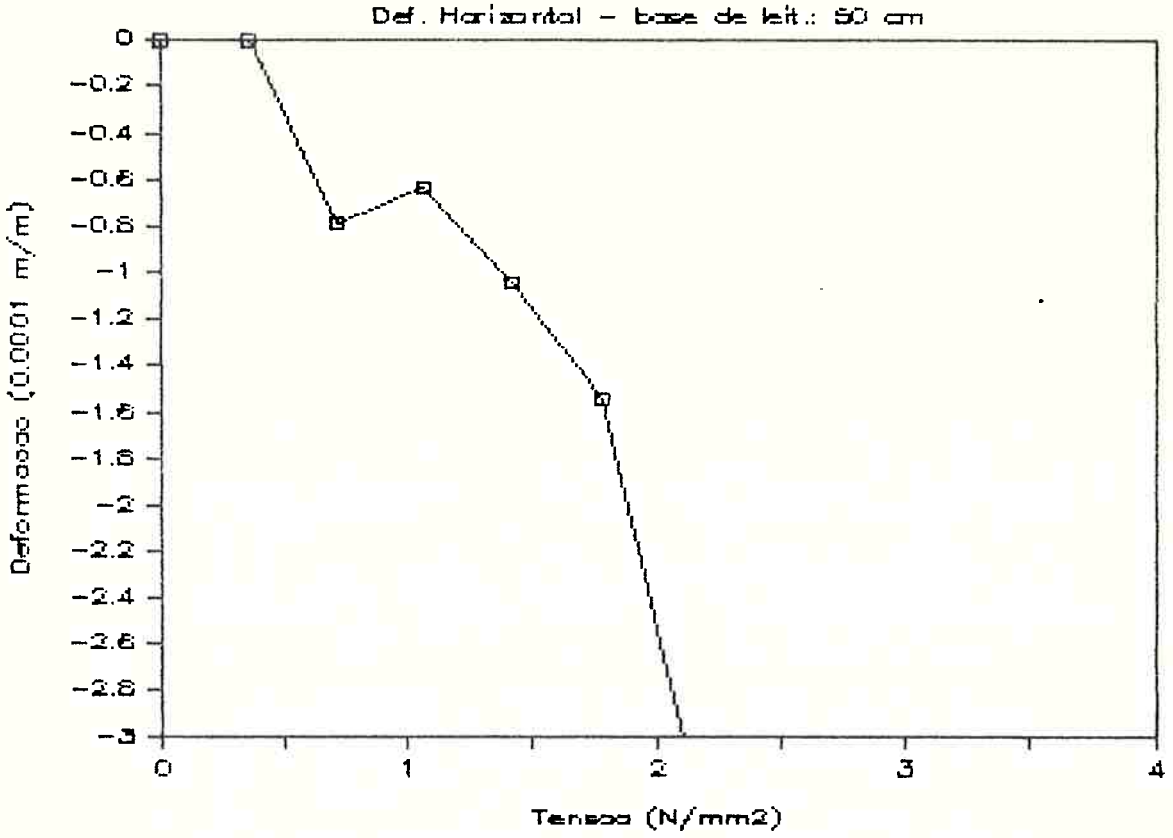
C 4-2

Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



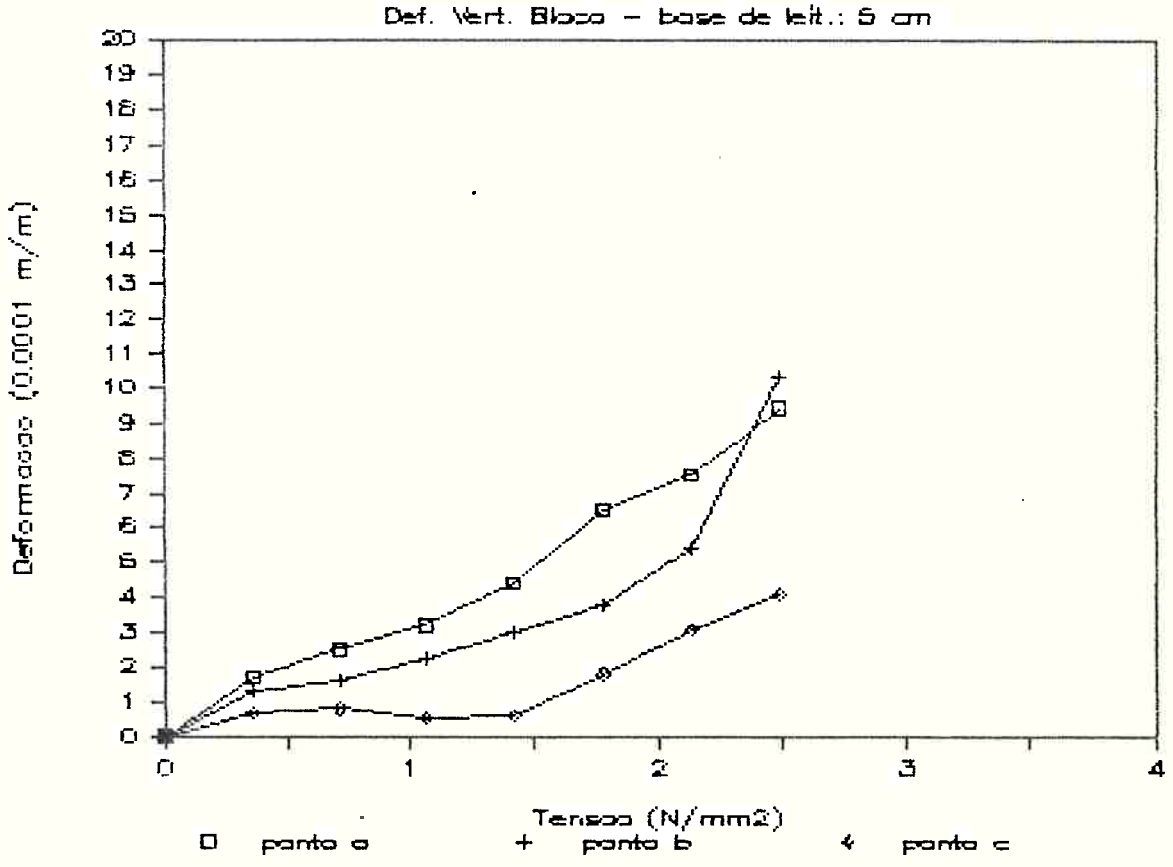
C 4-2

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



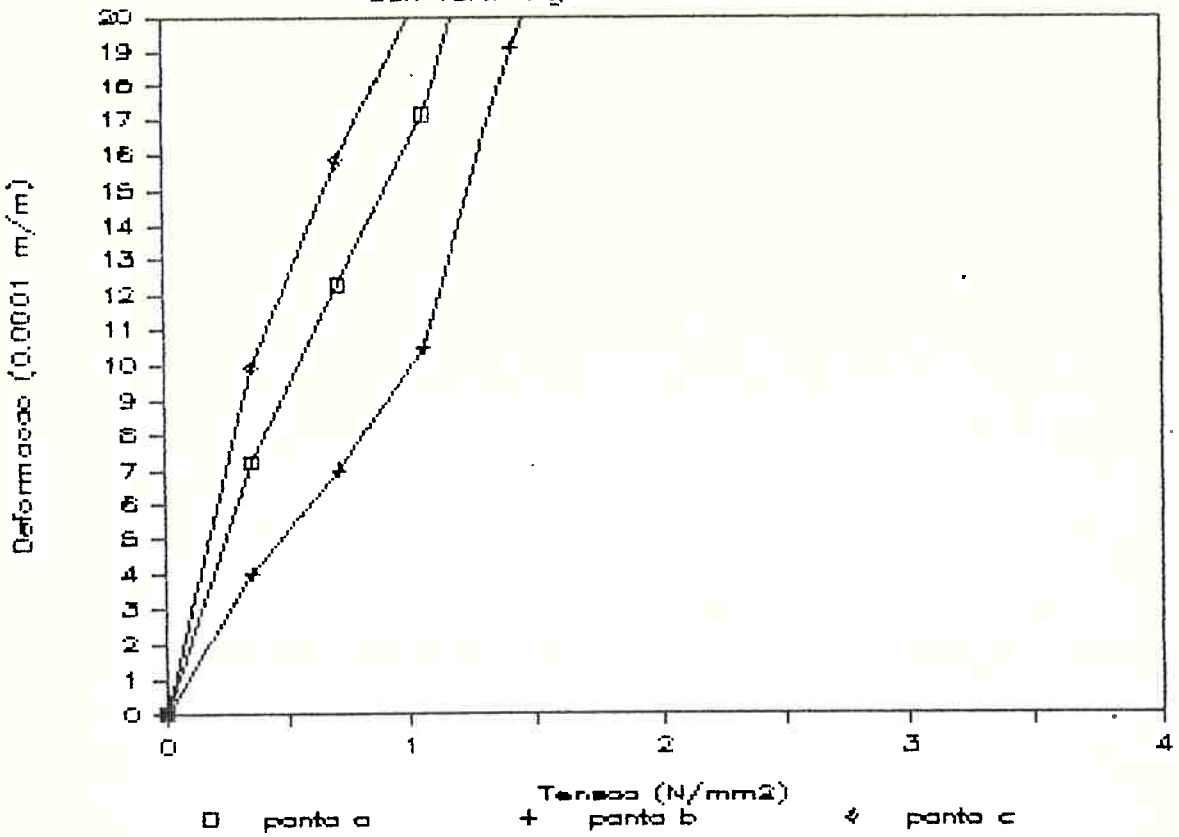
C 4-2

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



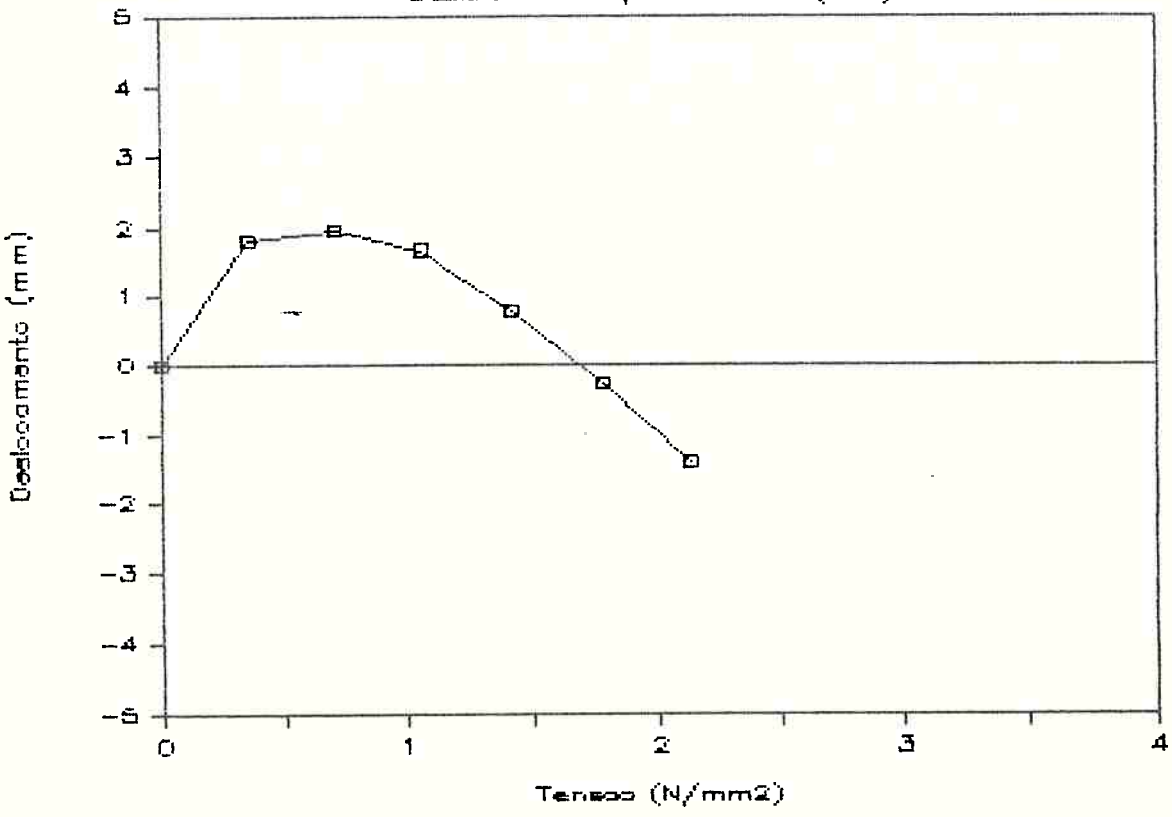
C 4-2

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



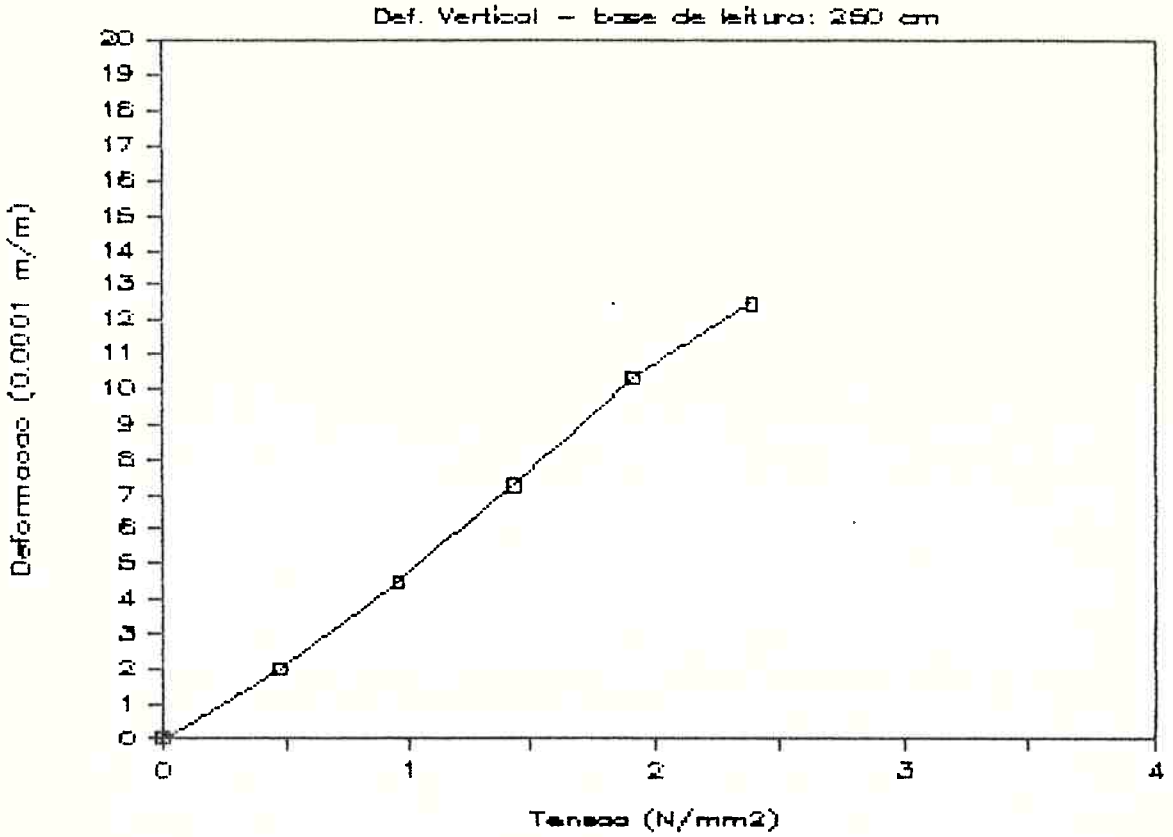
C 4-2

Desloc Horiz. pto. medio (mm)



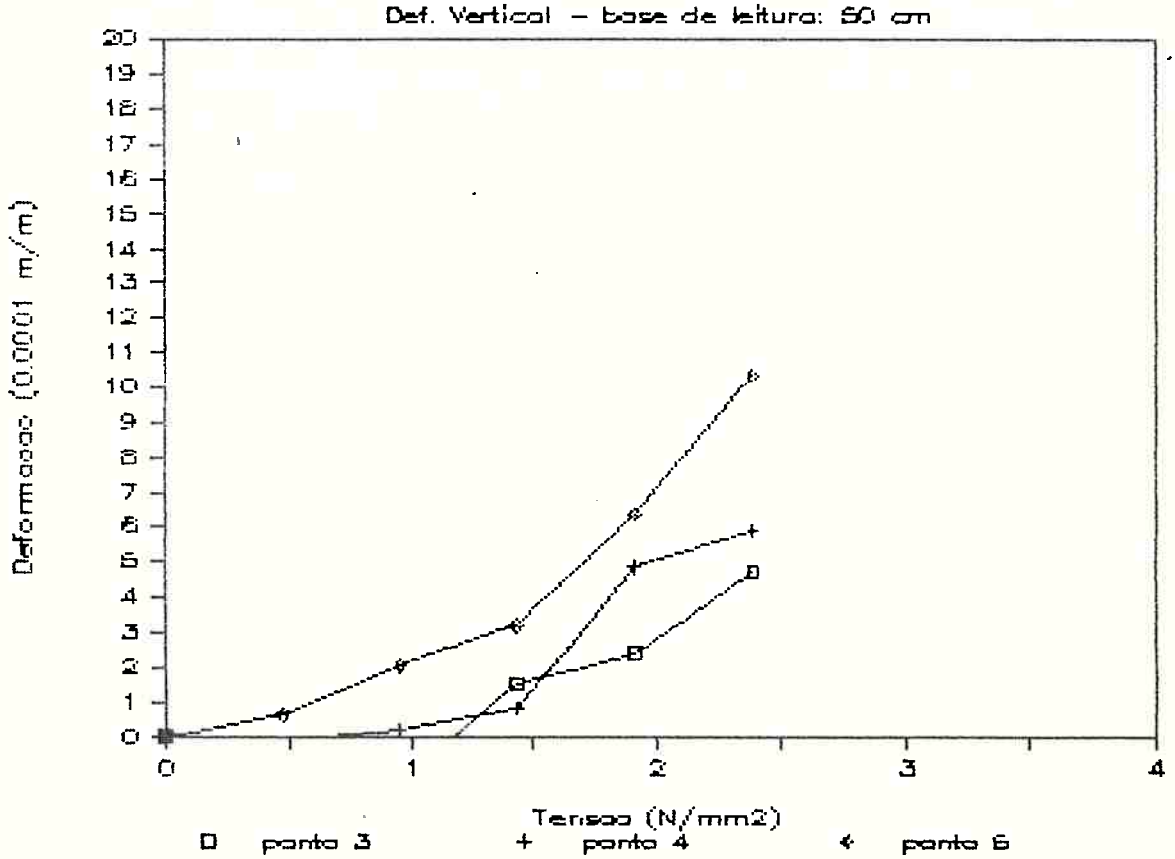
SC 1-1

Def. Vertical - base de leitura: 250 cm



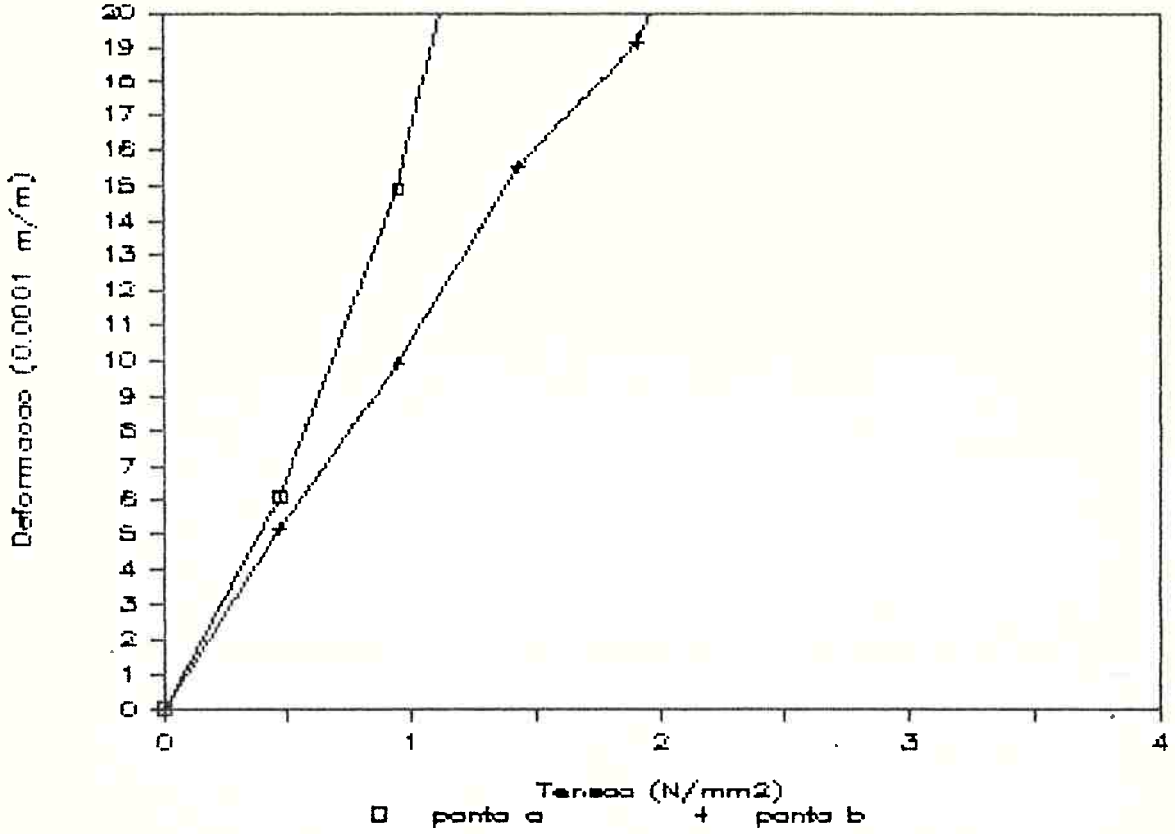
SC 1-1

Def. Vertical - base de leitura: 50 cm



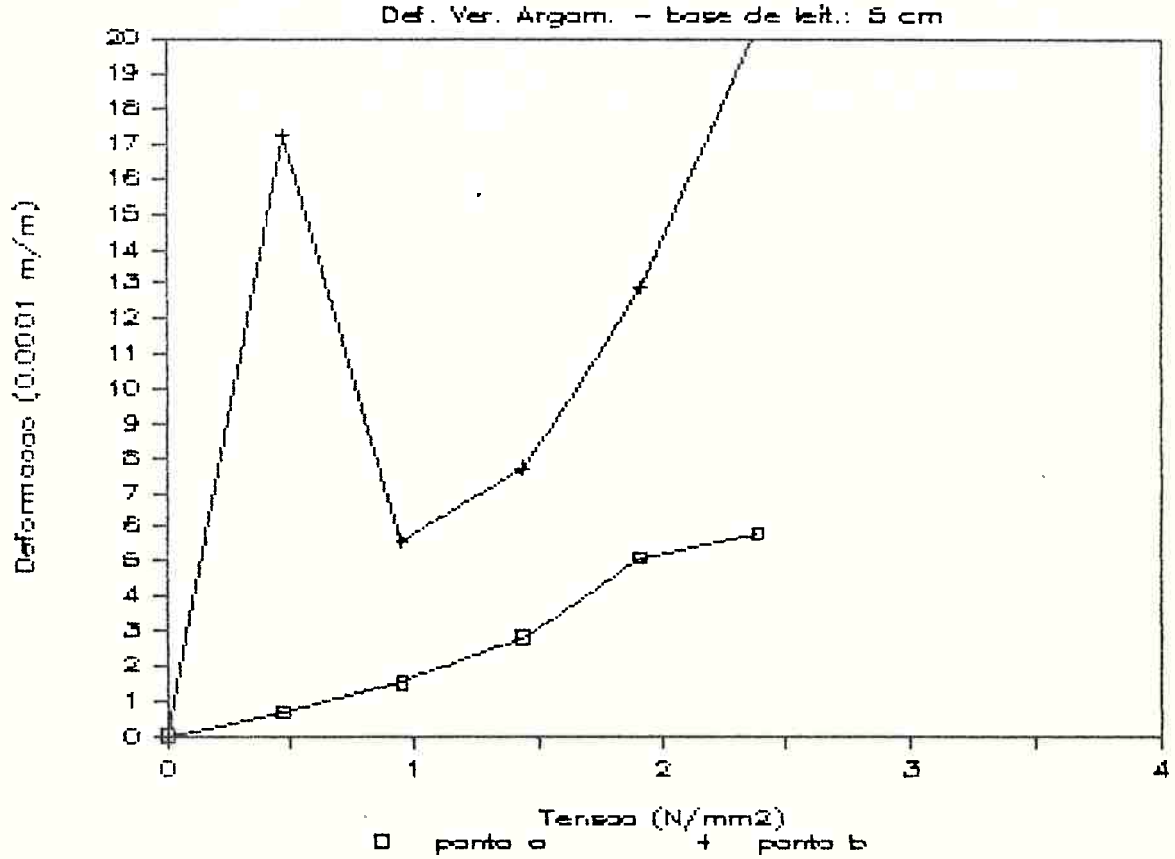
SC 1-1

Def. Ver. Bloco - base de leit.: 5 cm

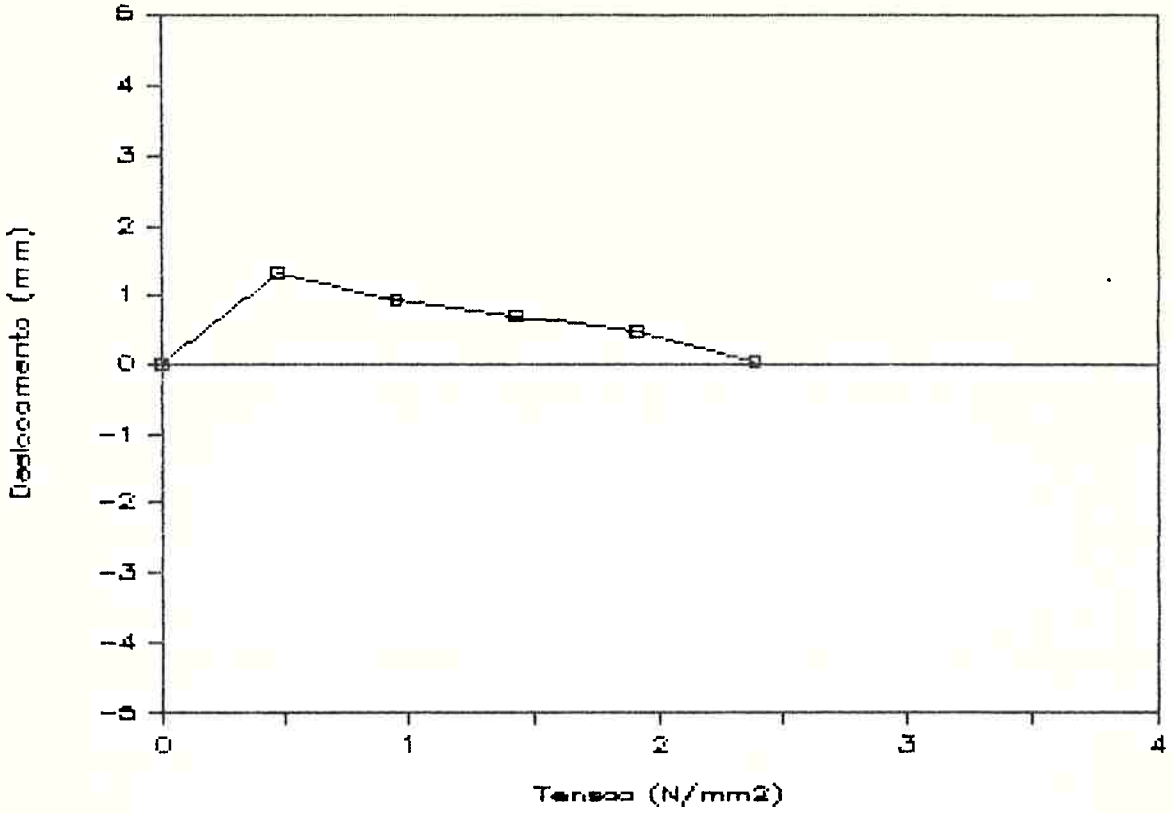


SC 1-1

Def. Ver. Argam. - base de leit.: 5 cm

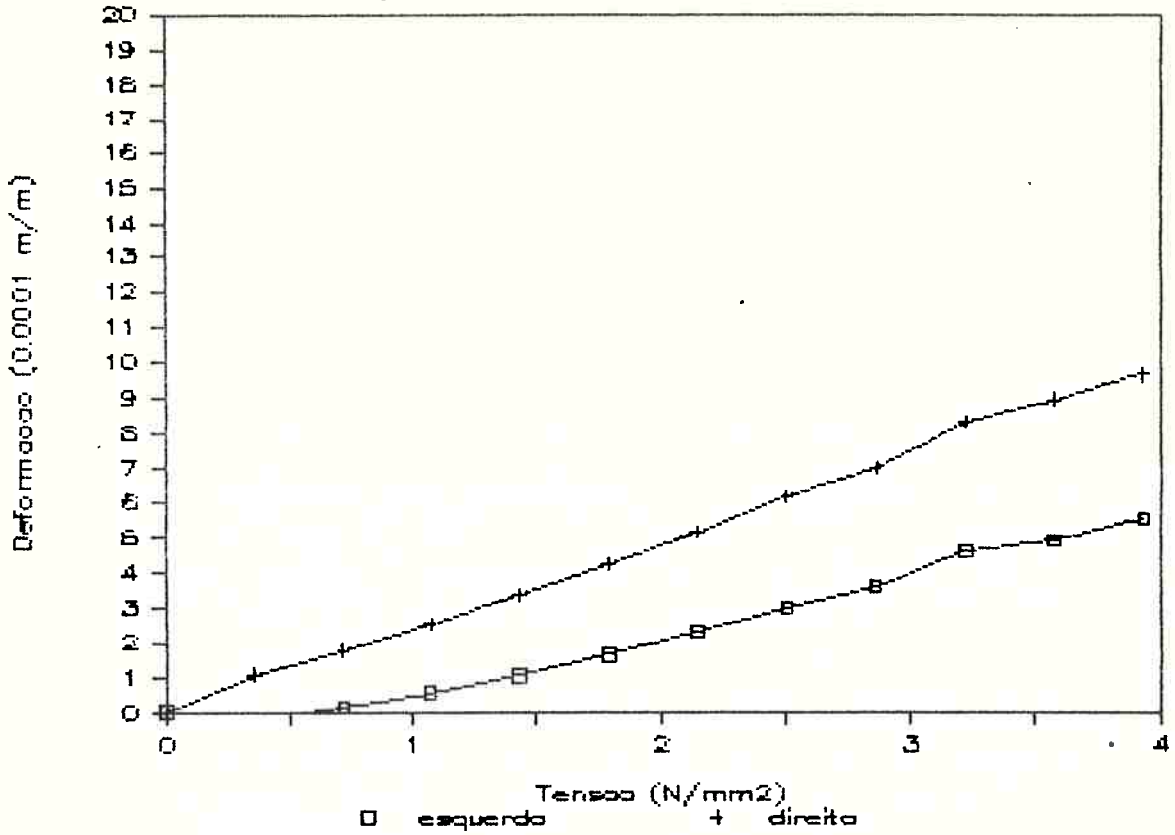


SC 1-1



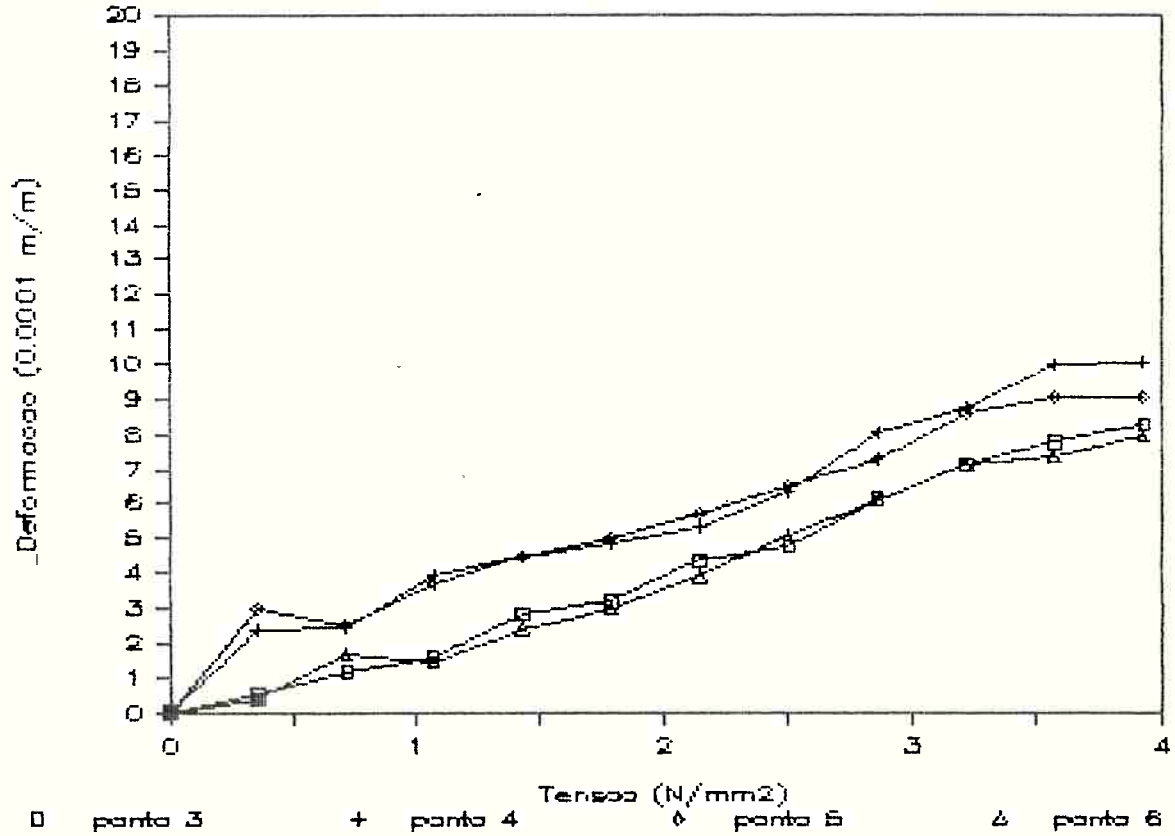
SC 1-2

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



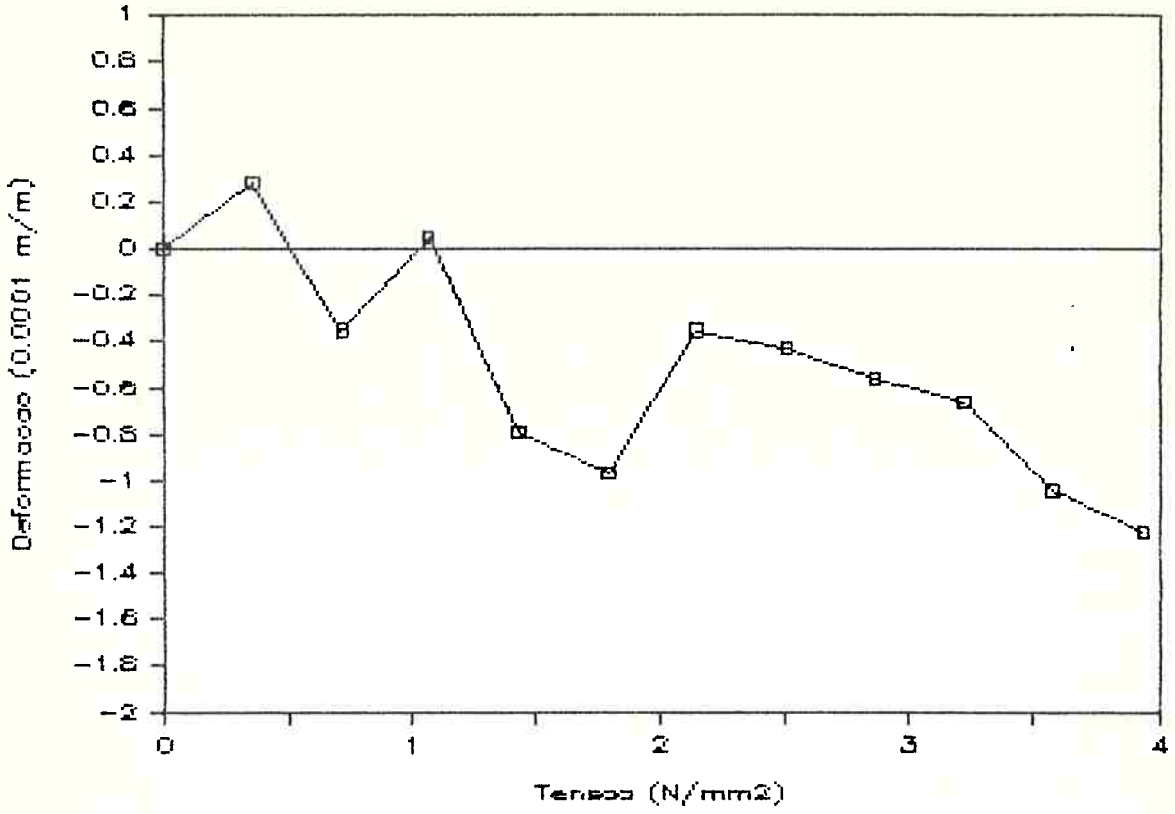
SC 1-2

Def. Vertical - base de leitura 60 cm



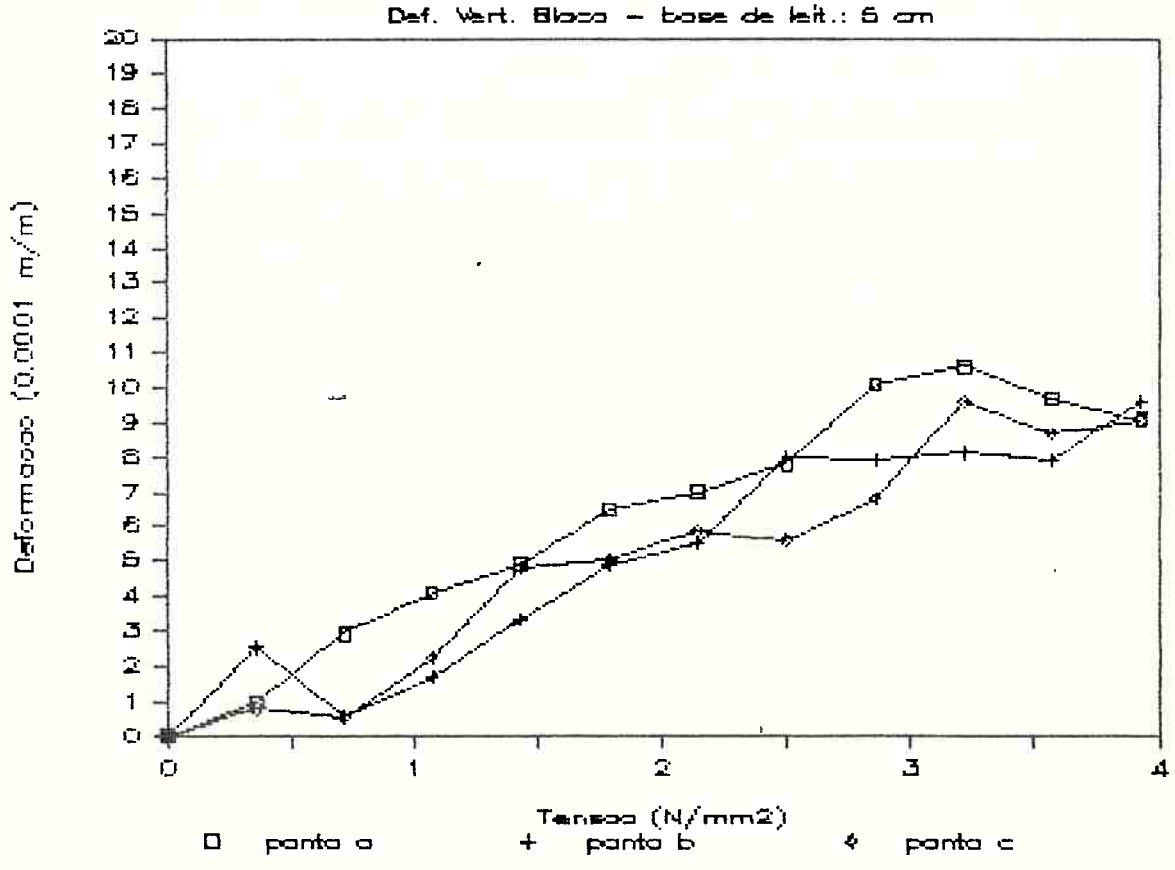
SC 1-2

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm



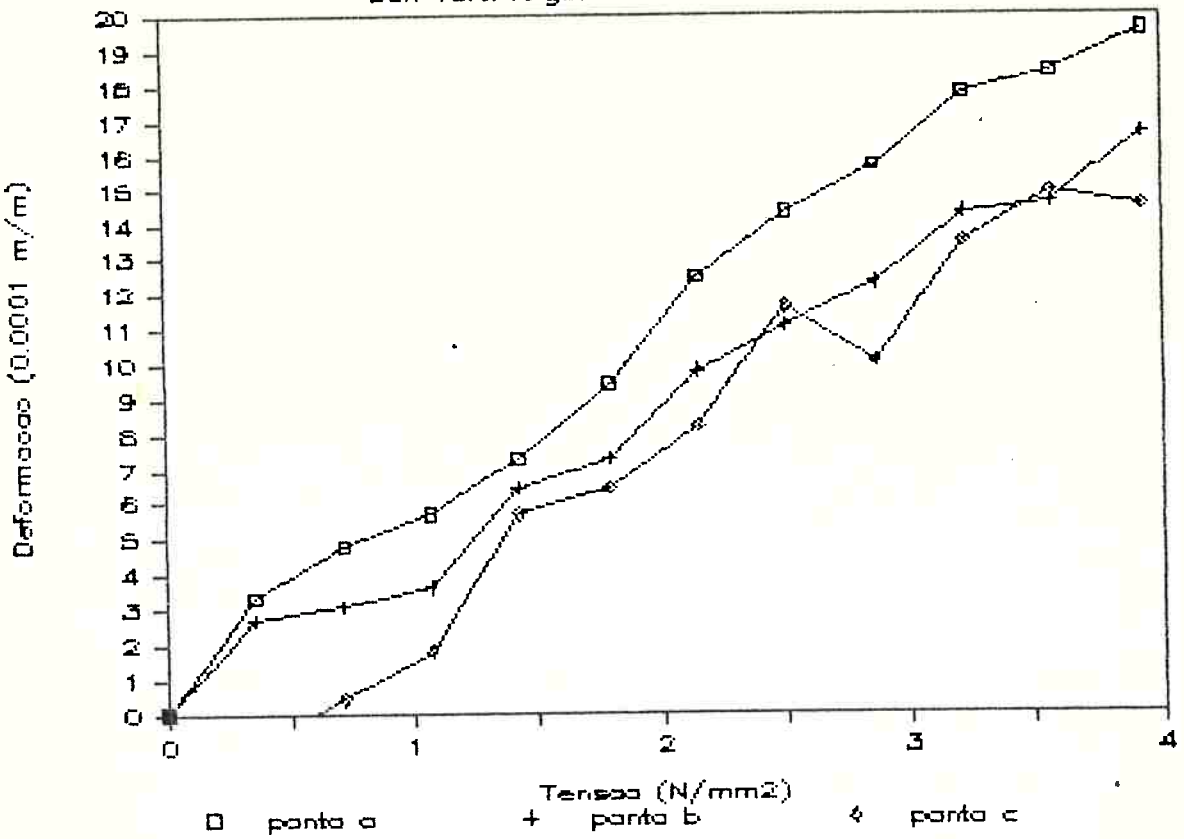
SC 1-2

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 6 cm



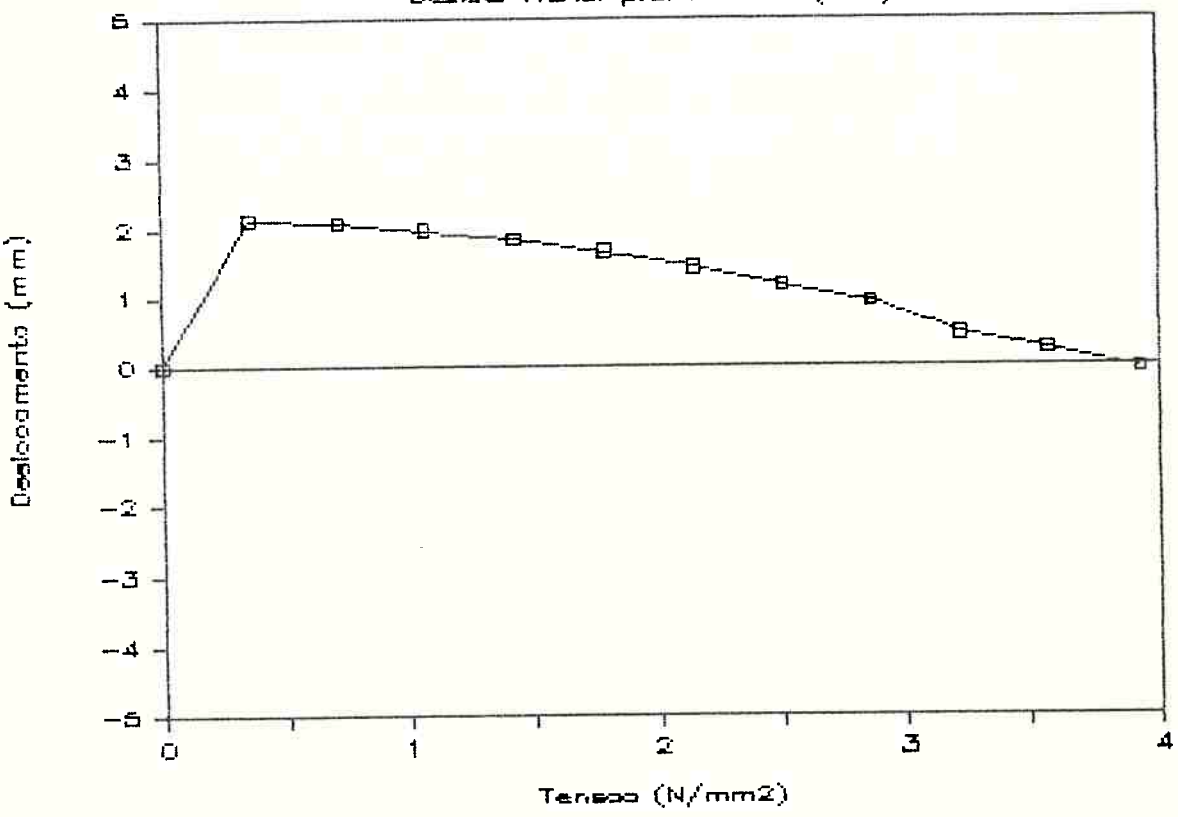
SC 1-2

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 6 cm



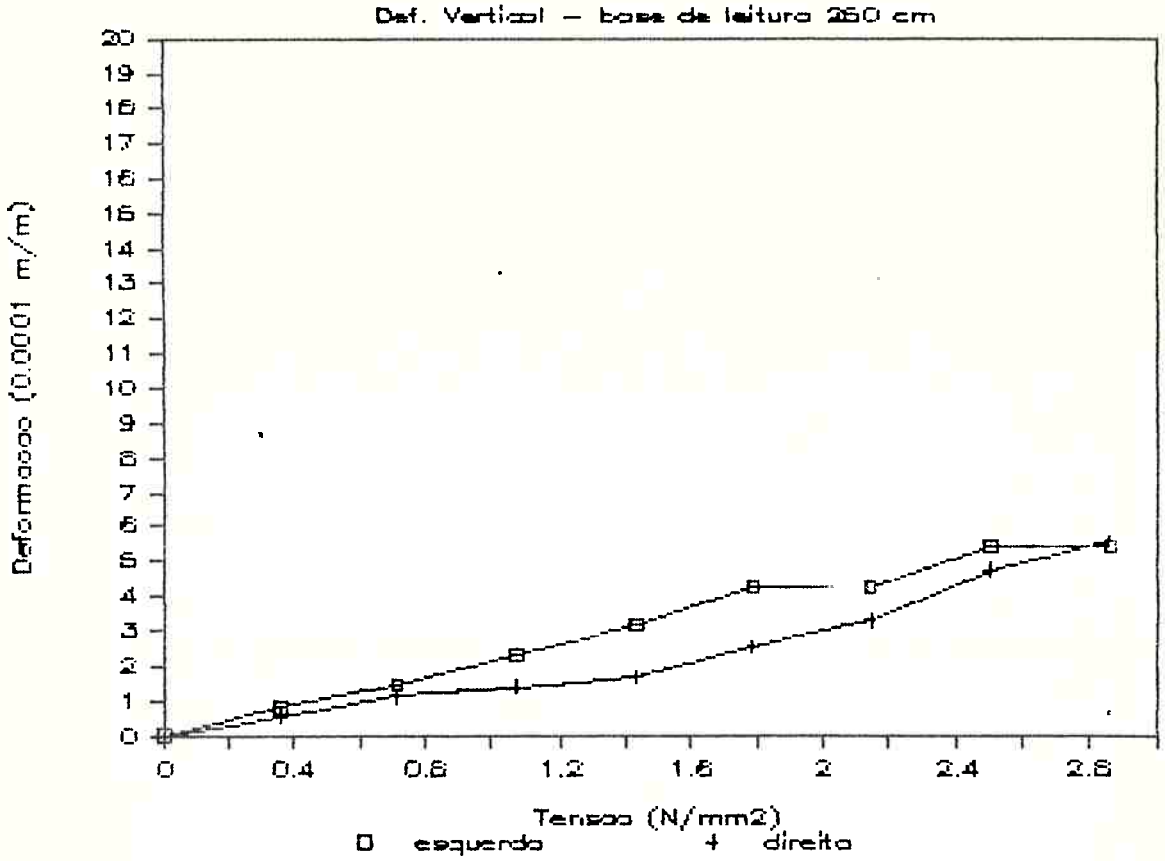
SC 1-2

Destoc Horiz. pto. medio (mm)



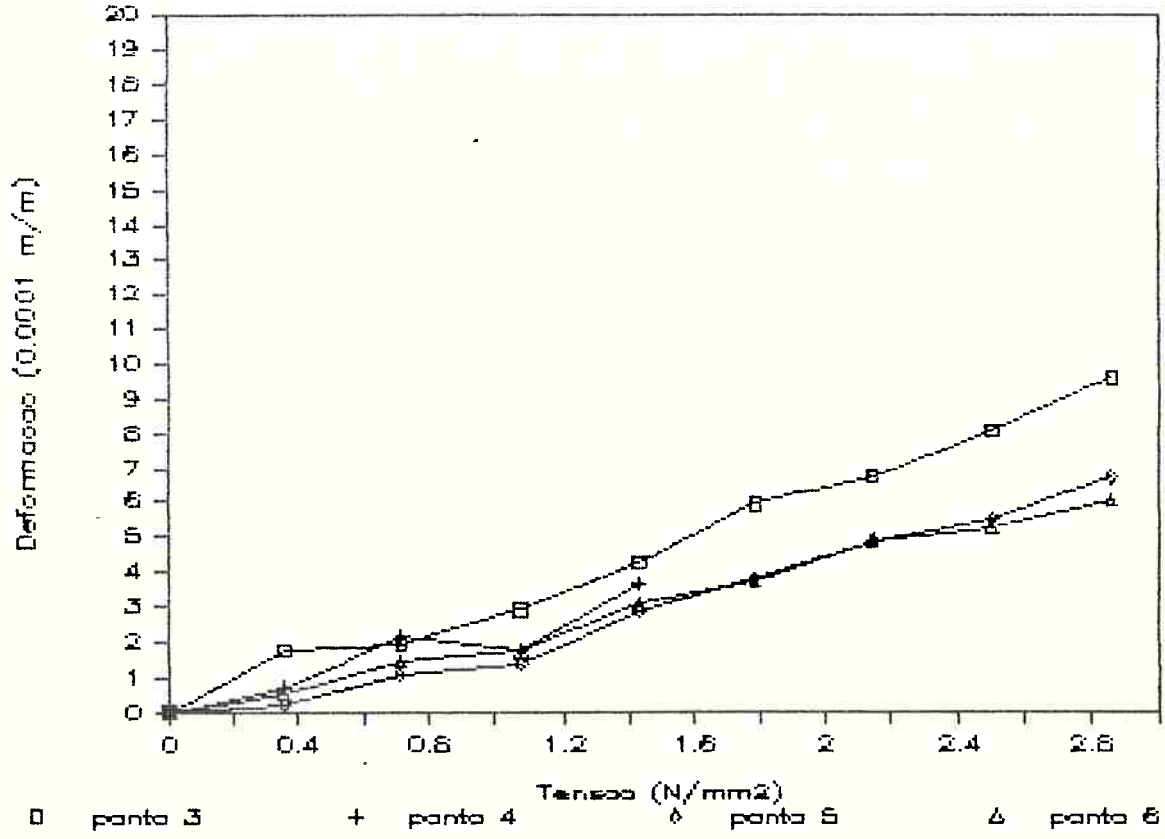
SC 1-3

Def. Vertical - base de leitura 260 cm

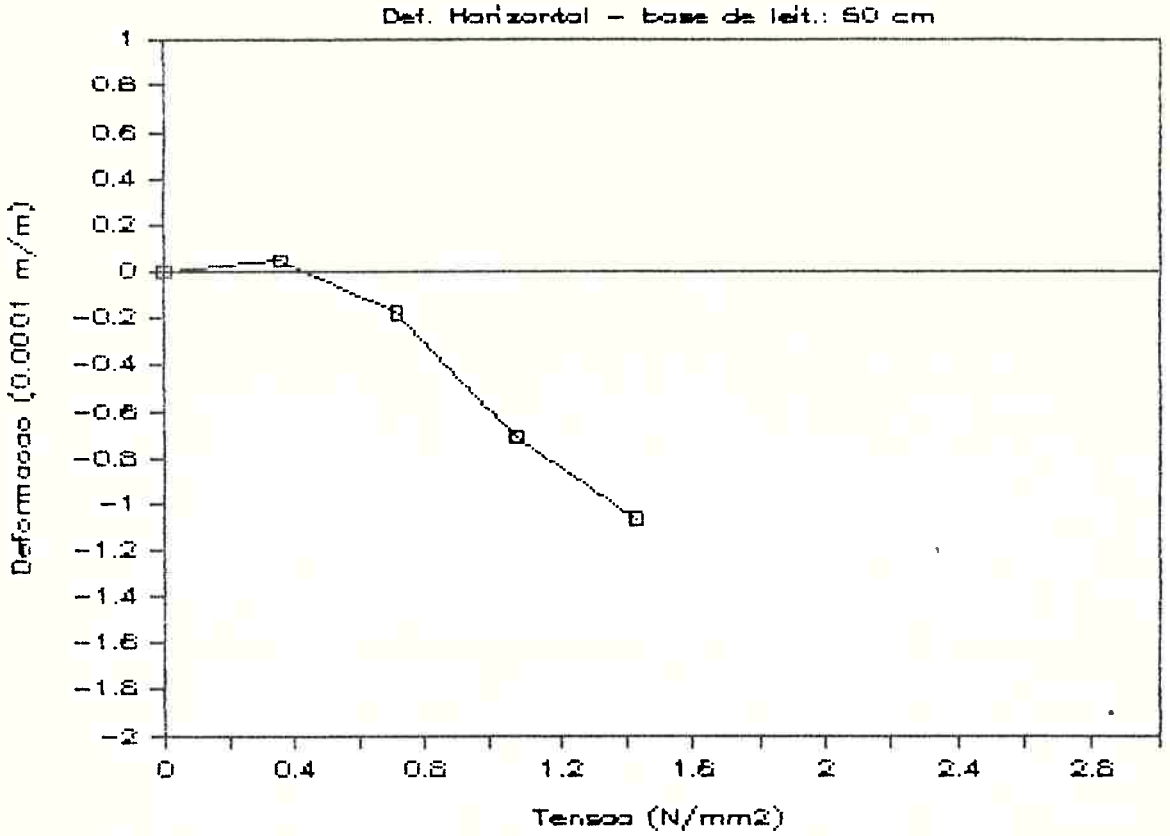


SC 1-3

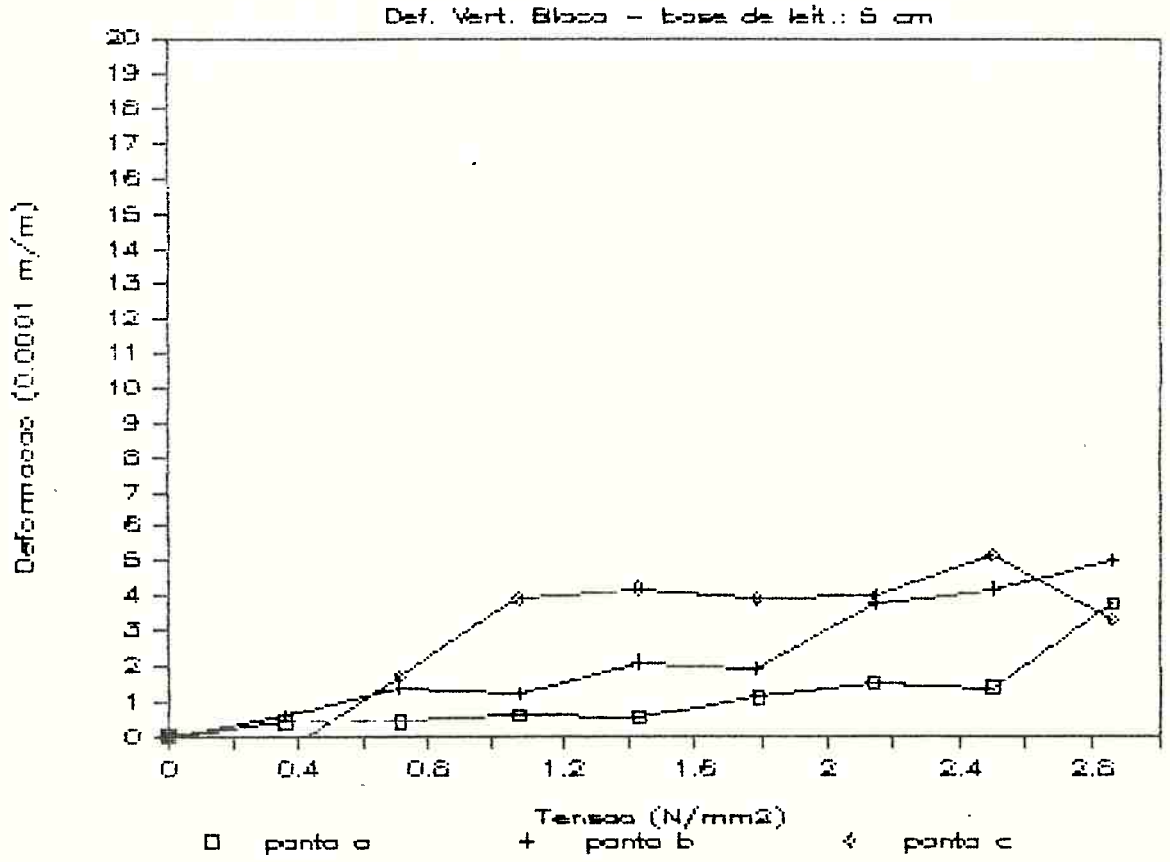
Def. Vertical - base de leitura 60 cm



SC 1-3

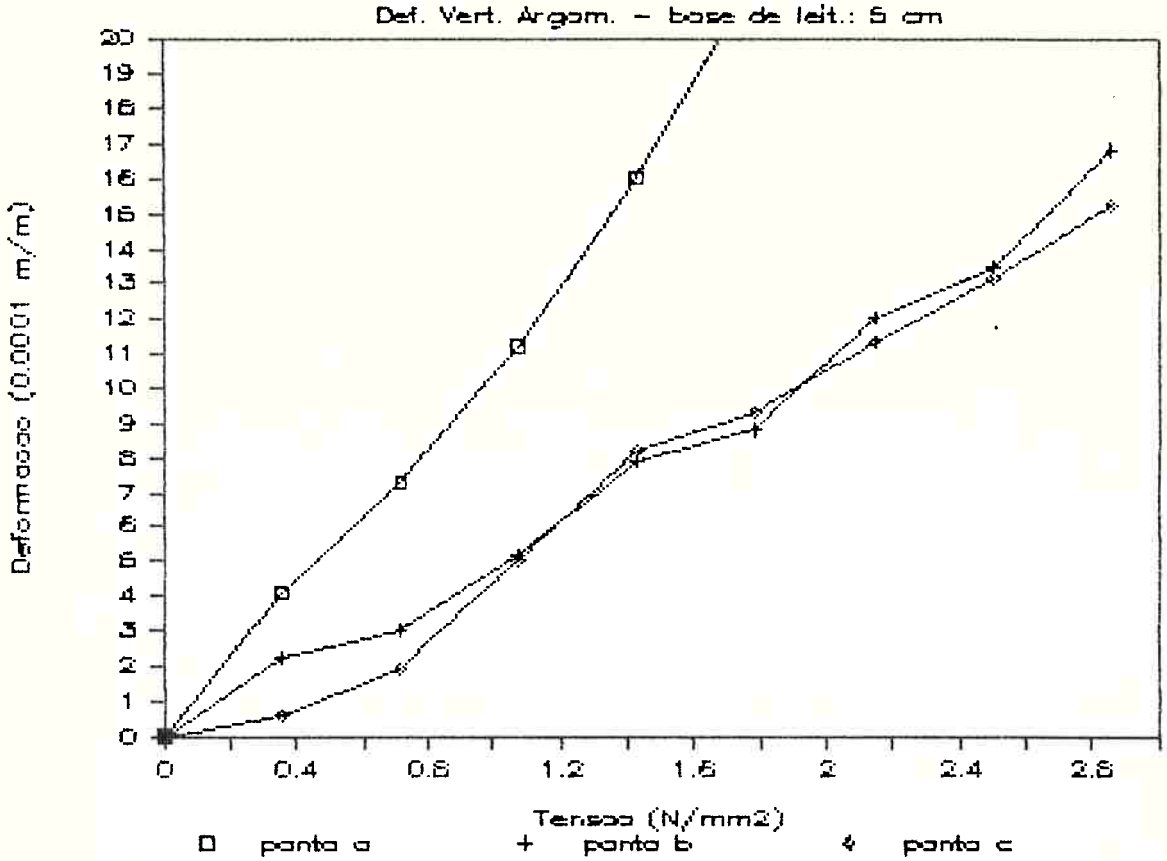

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1
-1.2
-1.4
-1.6
-1.8
-2
0
0.4
0.8
1.2
1.6
2
2.4
2.8
Tensao (N/mm2)

SC 1-3


Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm
Deformacao (0.0001 m/m)
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
0.4
0.8
1.2
1.6
2
2.4
2.8
Tensao (N/mm2)
ponto a
ponto b
ponto c

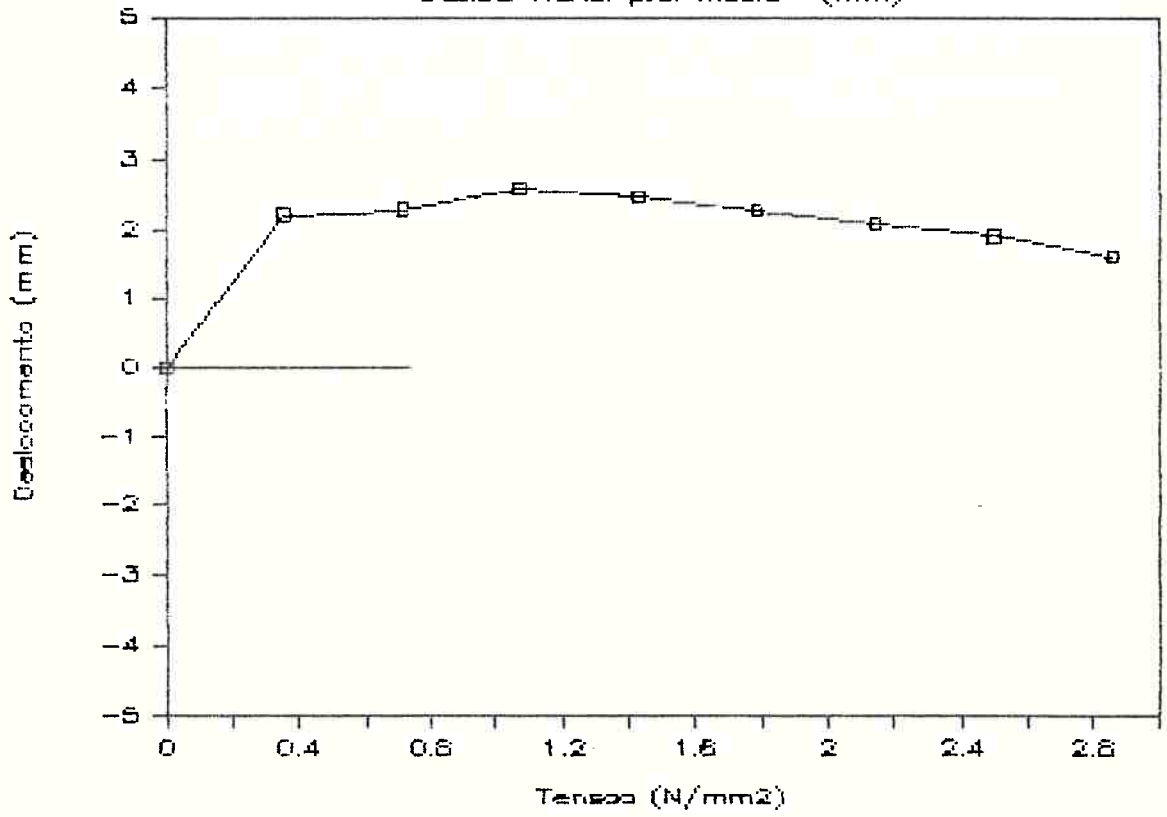
SC 1-3

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



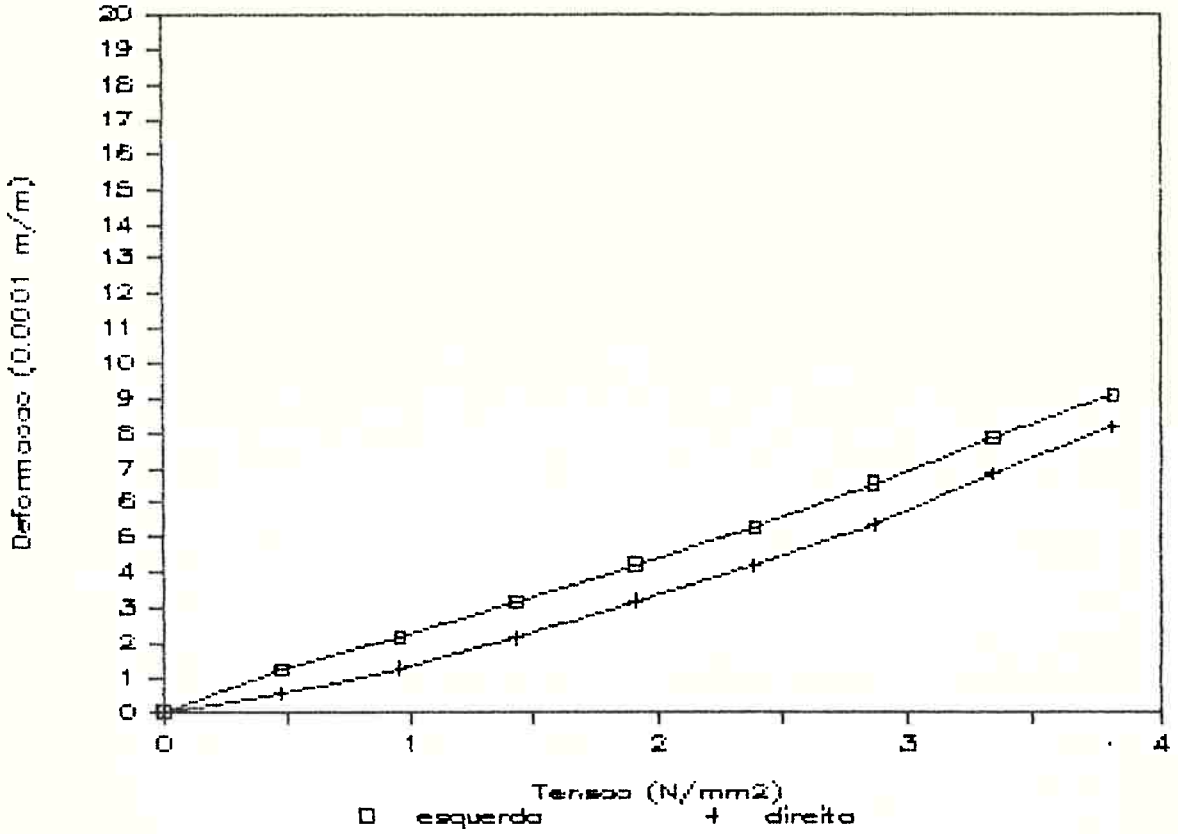
SC 1-3

Deslac. Horiz. pto. medio (mm)



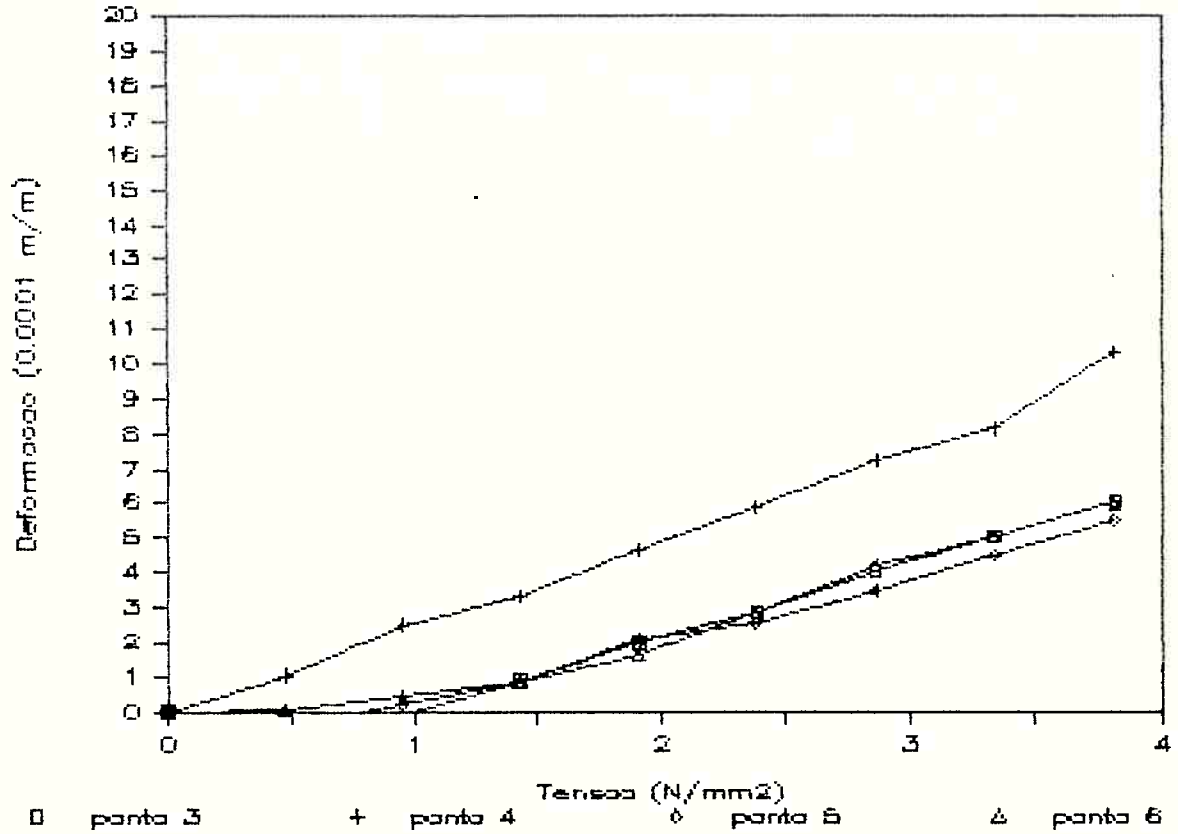
SC 1-4

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



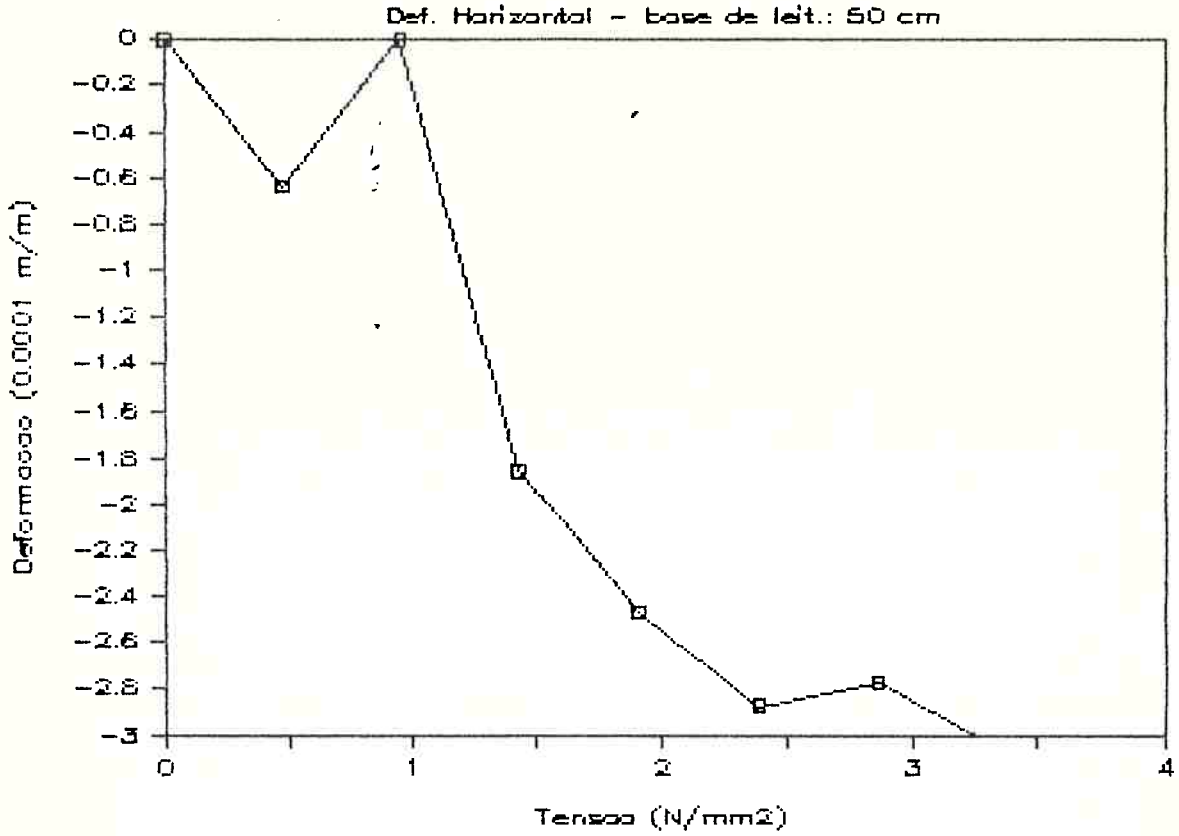
SC 1-4

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



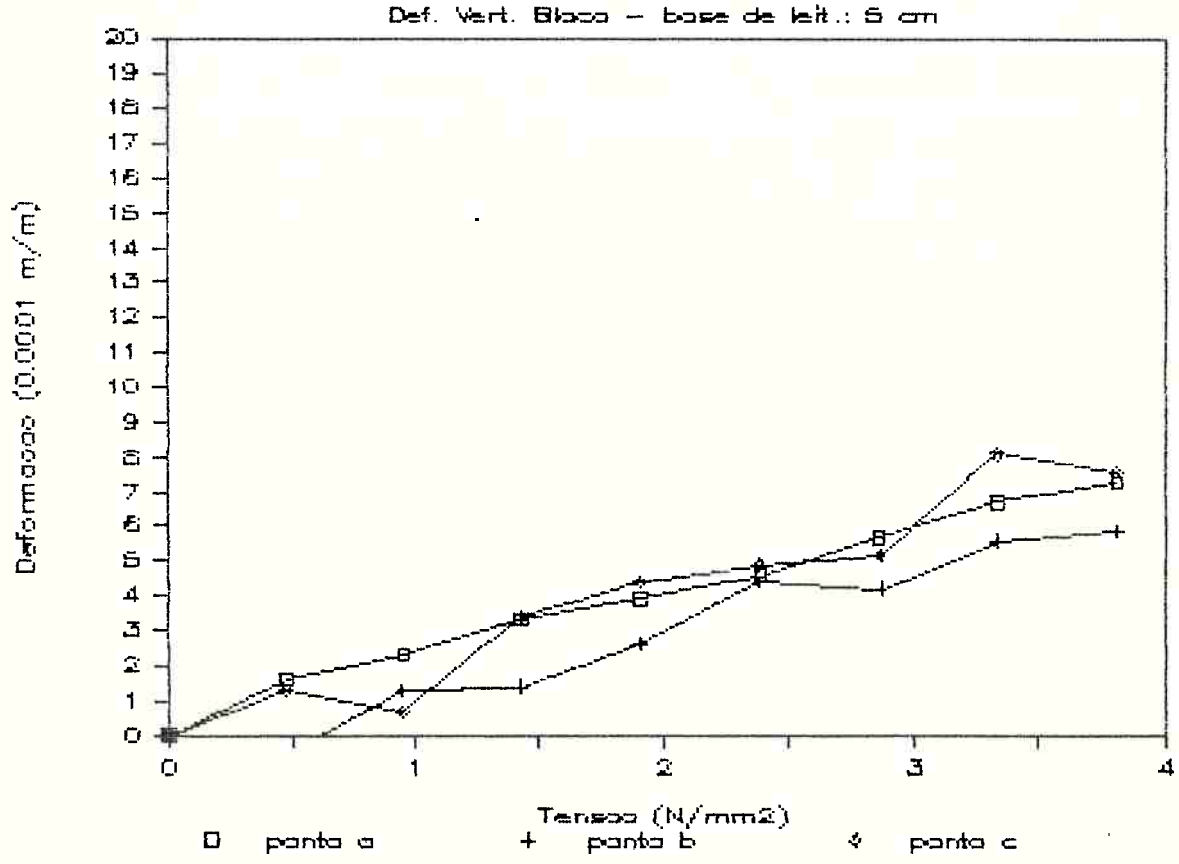
SC 1-4

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



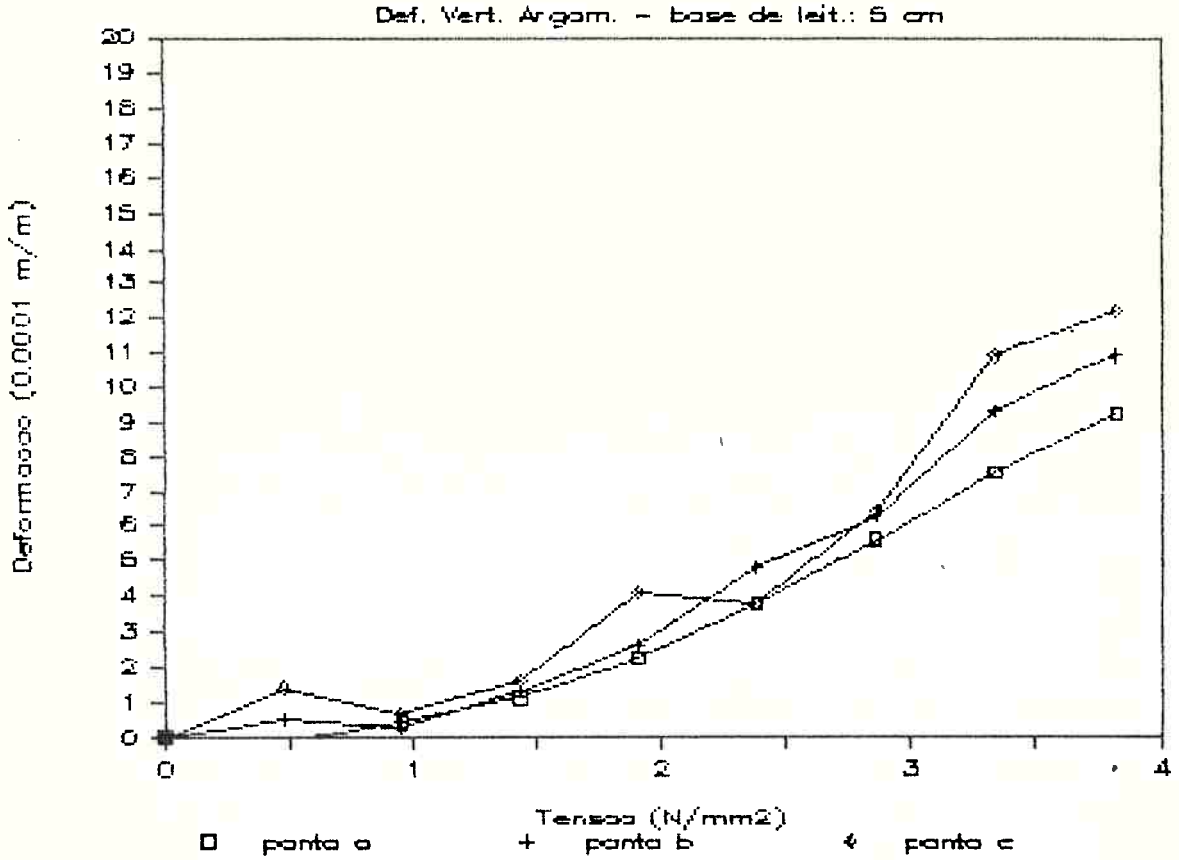
SC 1-4

Def. Vert. Blaca - base de leit.: 5 cm



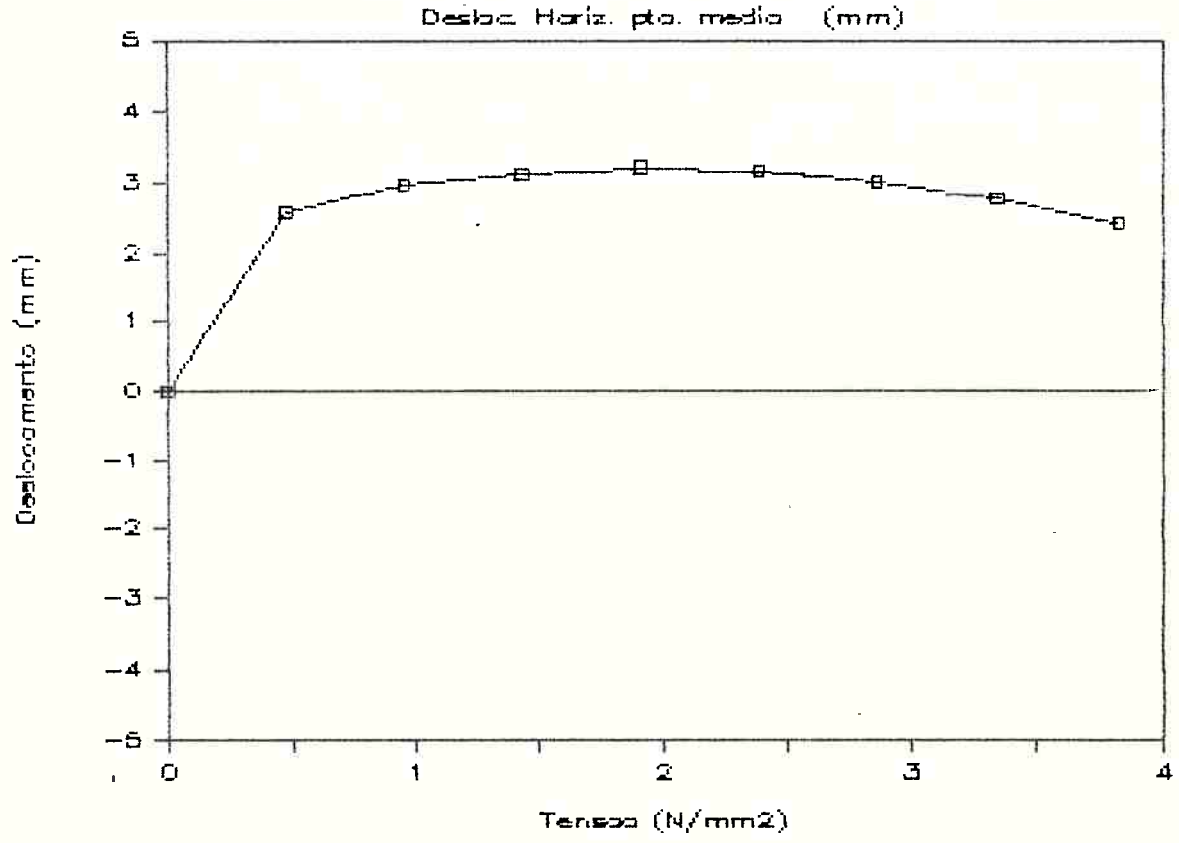
SC 1-4

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



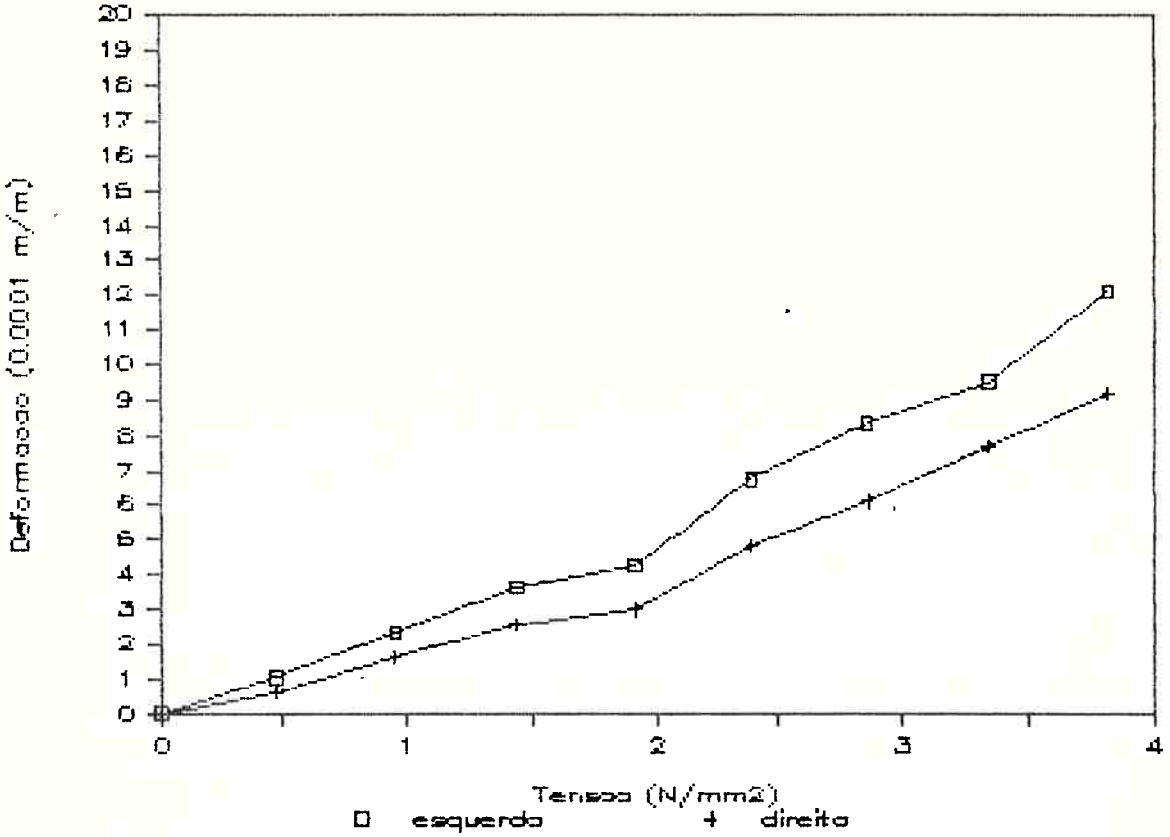
SC 1-4

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



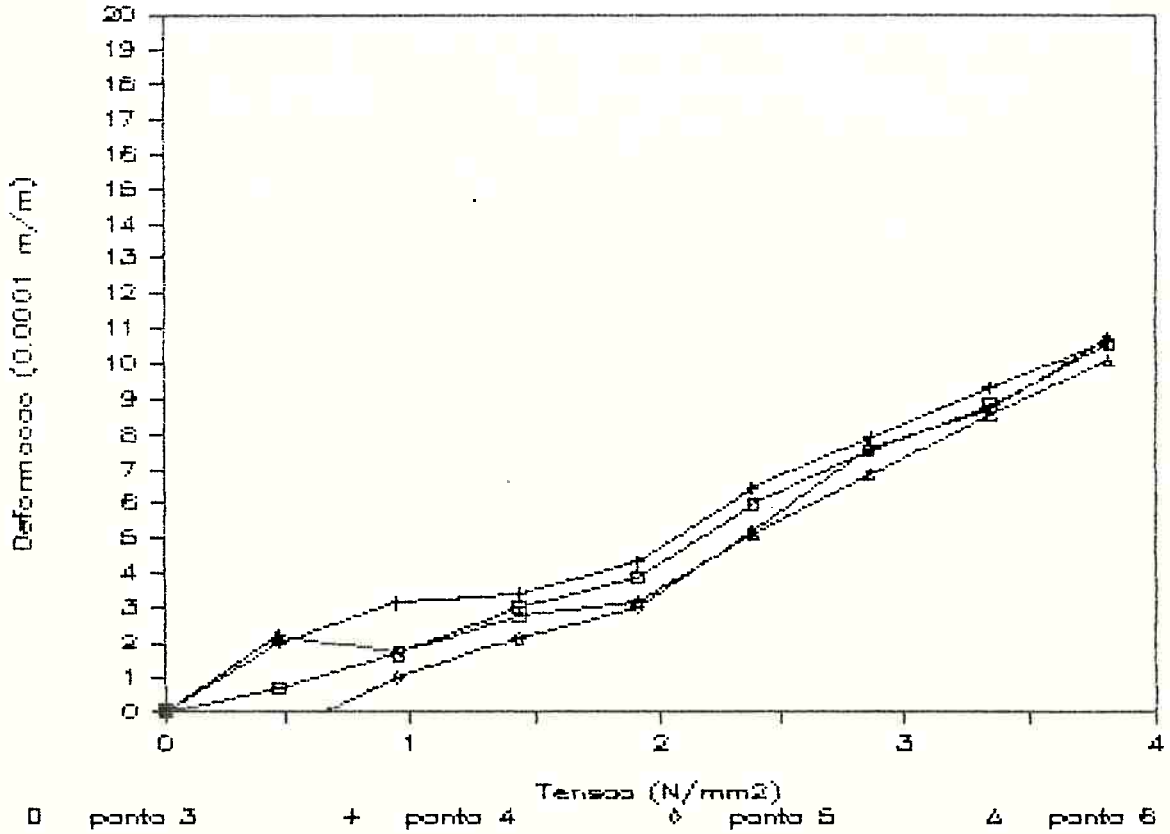
SC 1-5

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



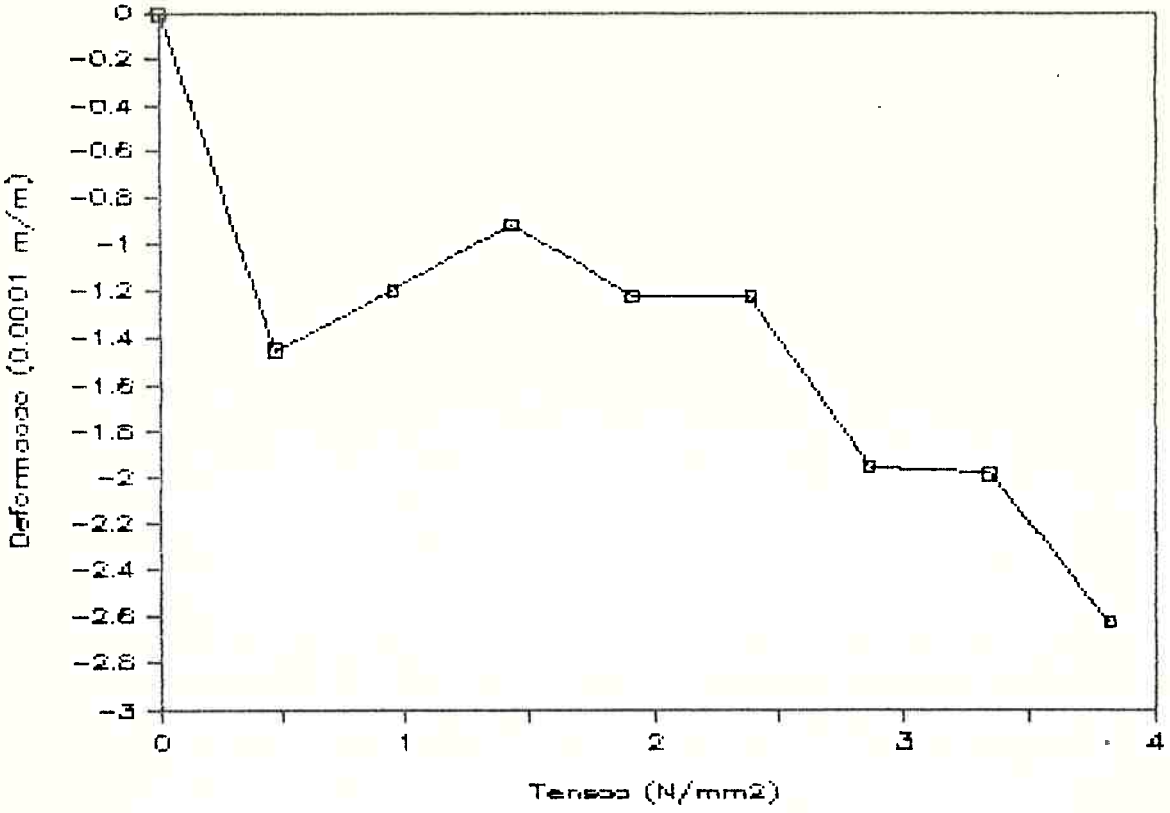
SC 1-5

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



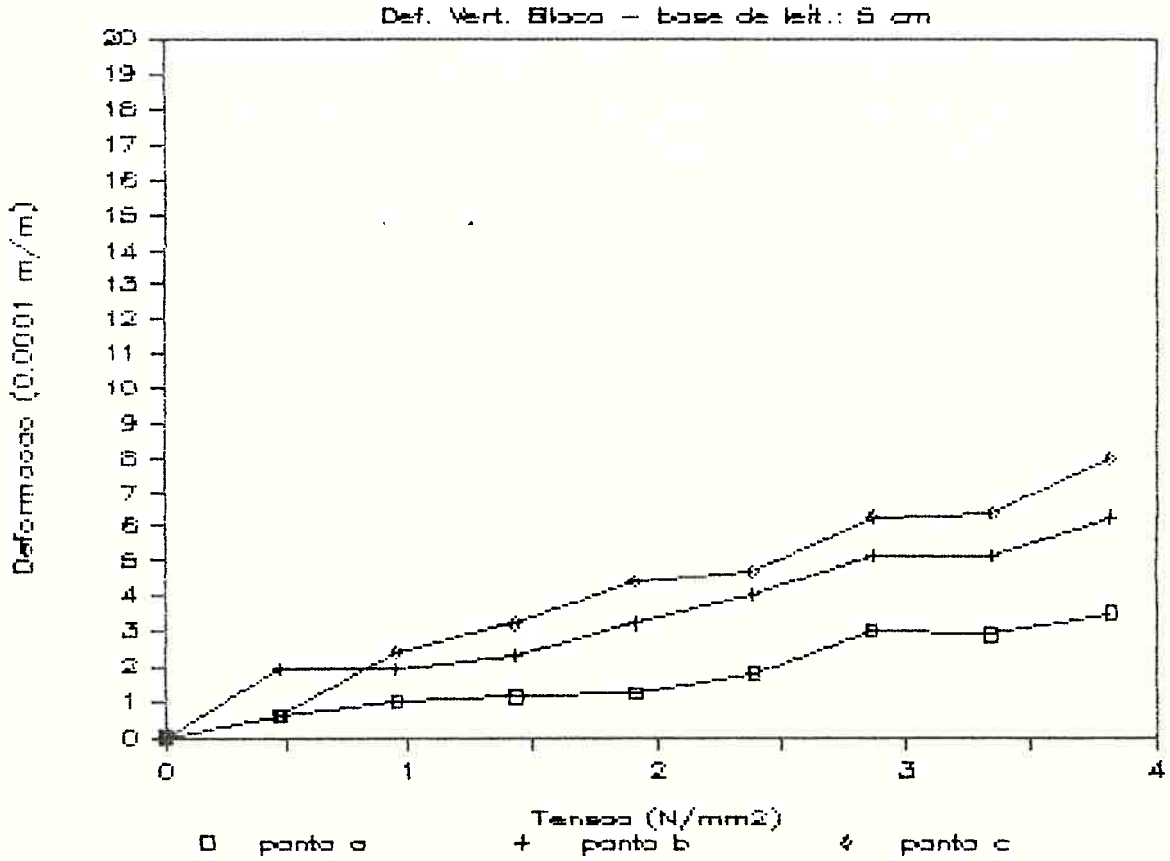
SC 1-5

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm



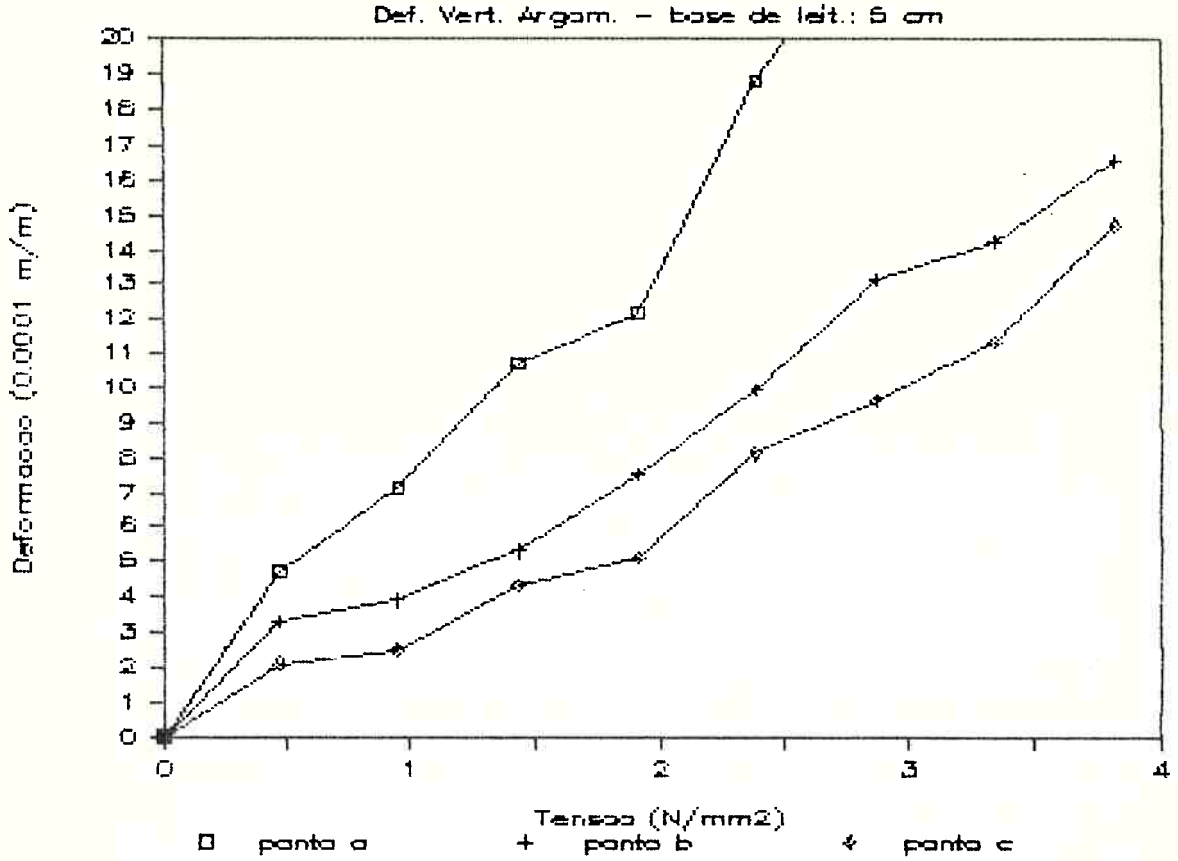
SC 1-5

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



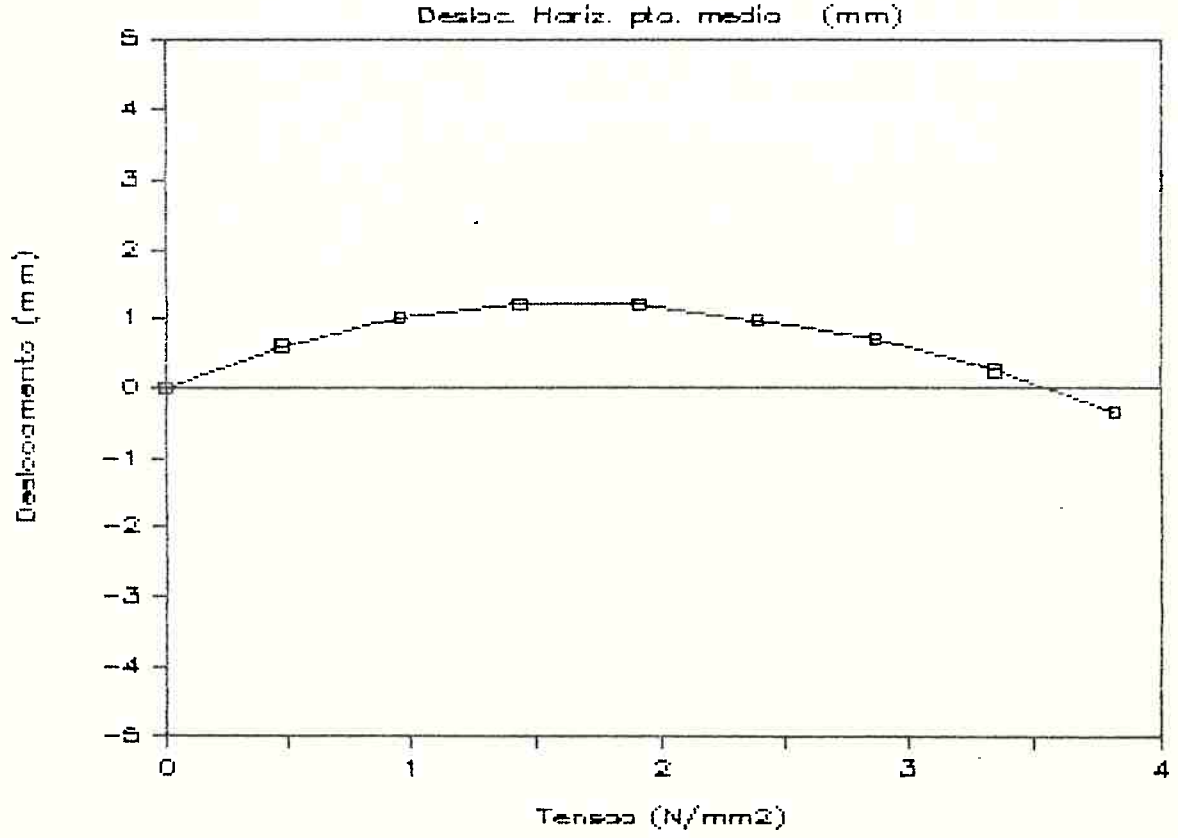
SC 1-5

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



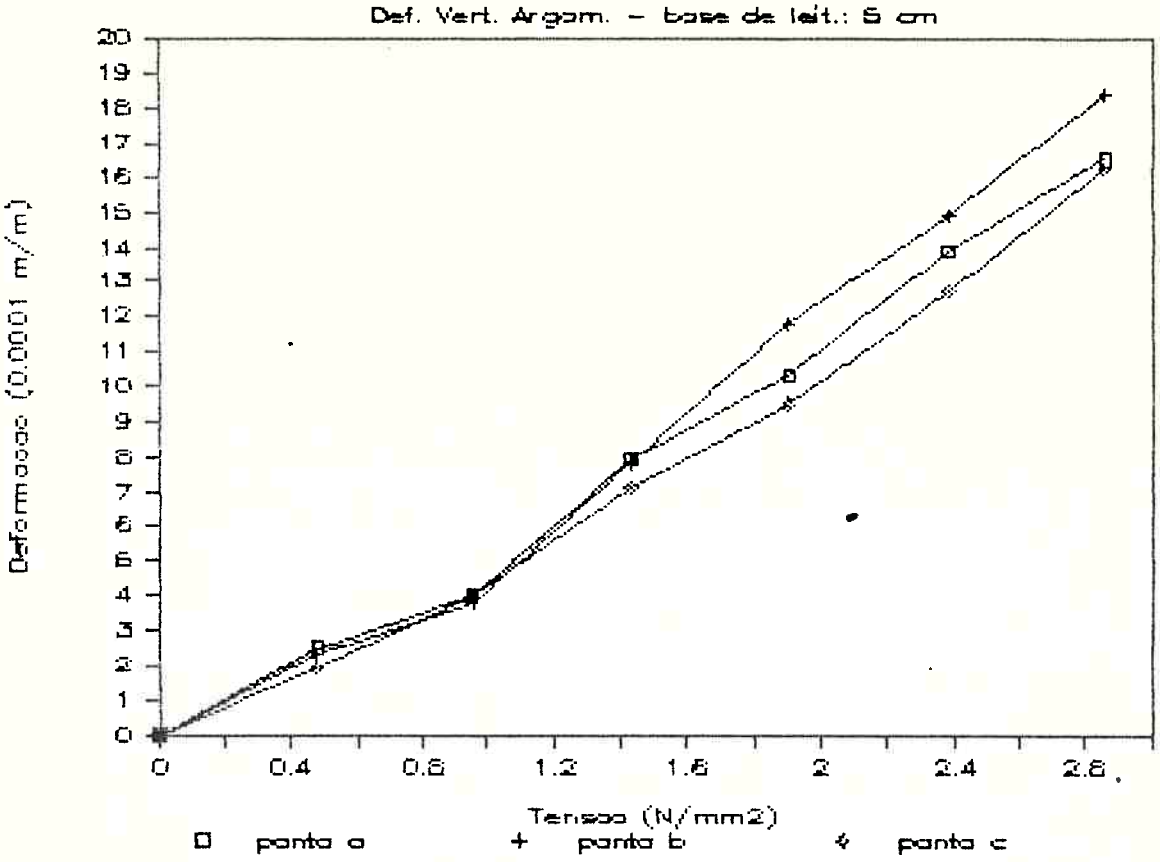
SC 1-5

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



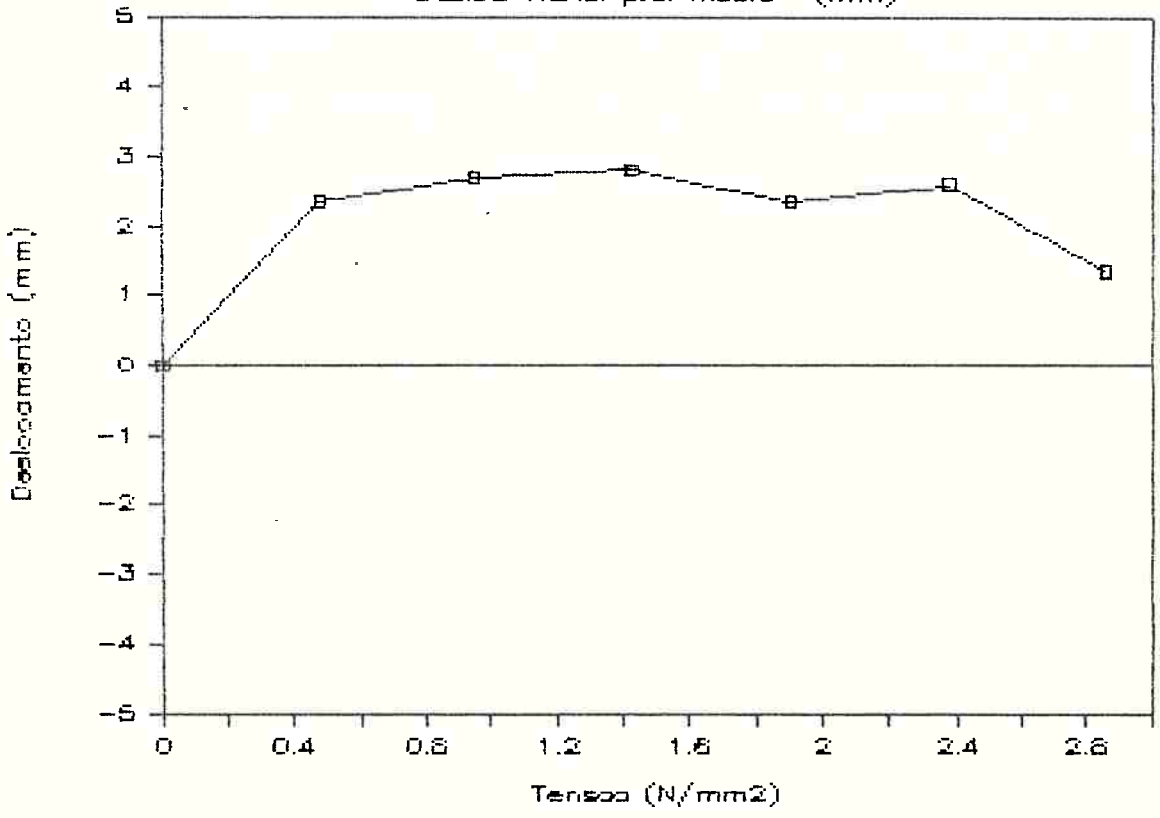
SC 2-1

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



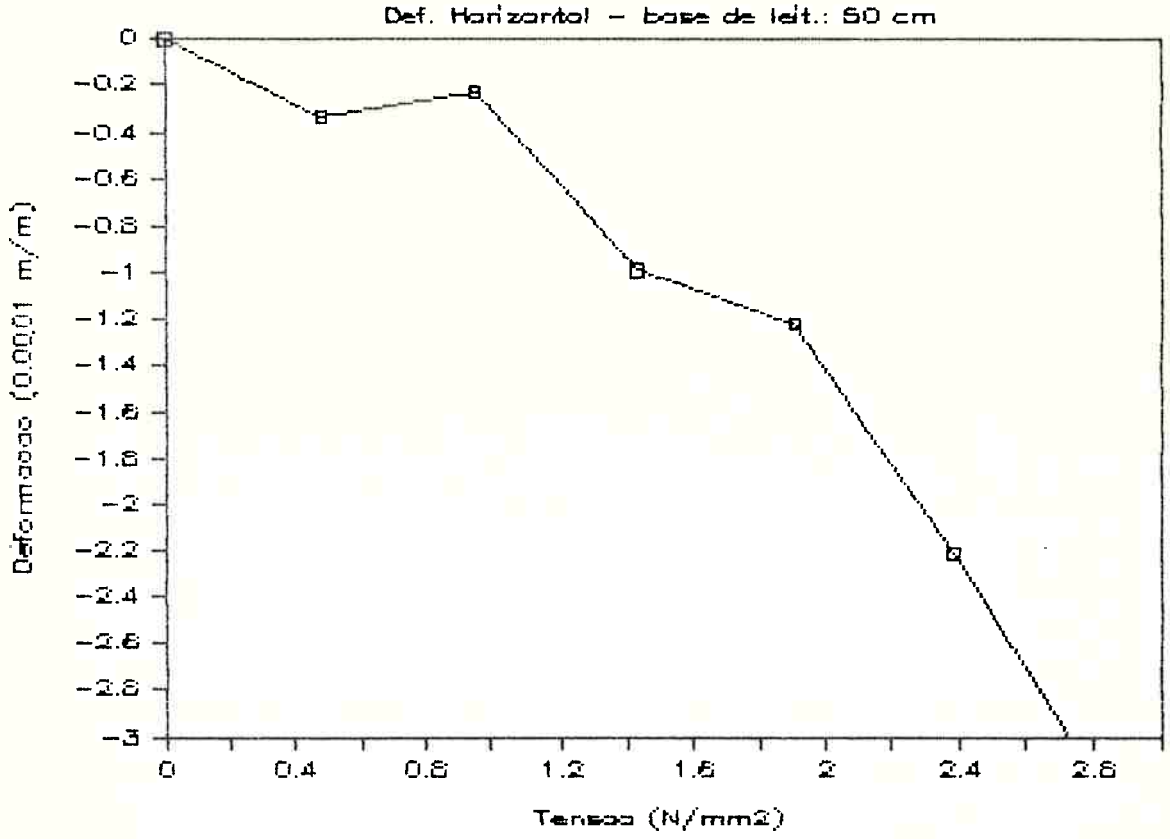
SC 2-1

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



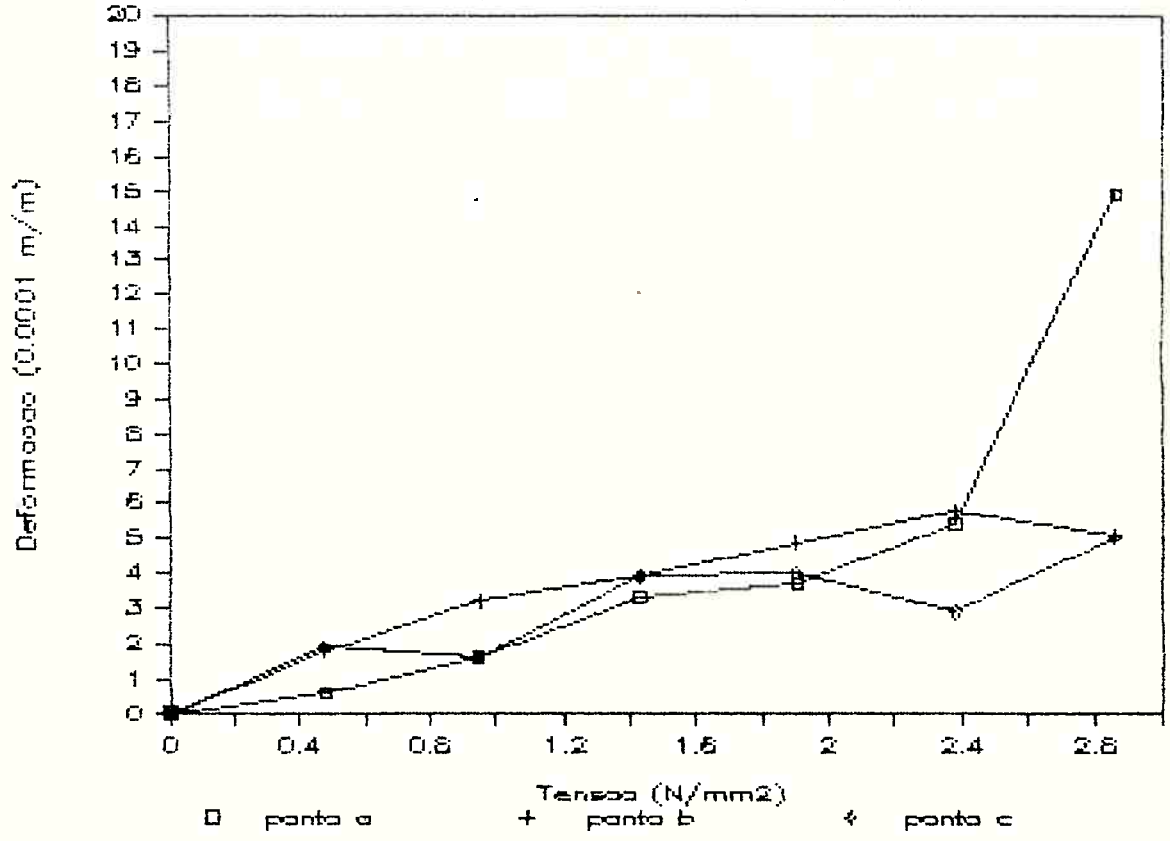
SC 2-1

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



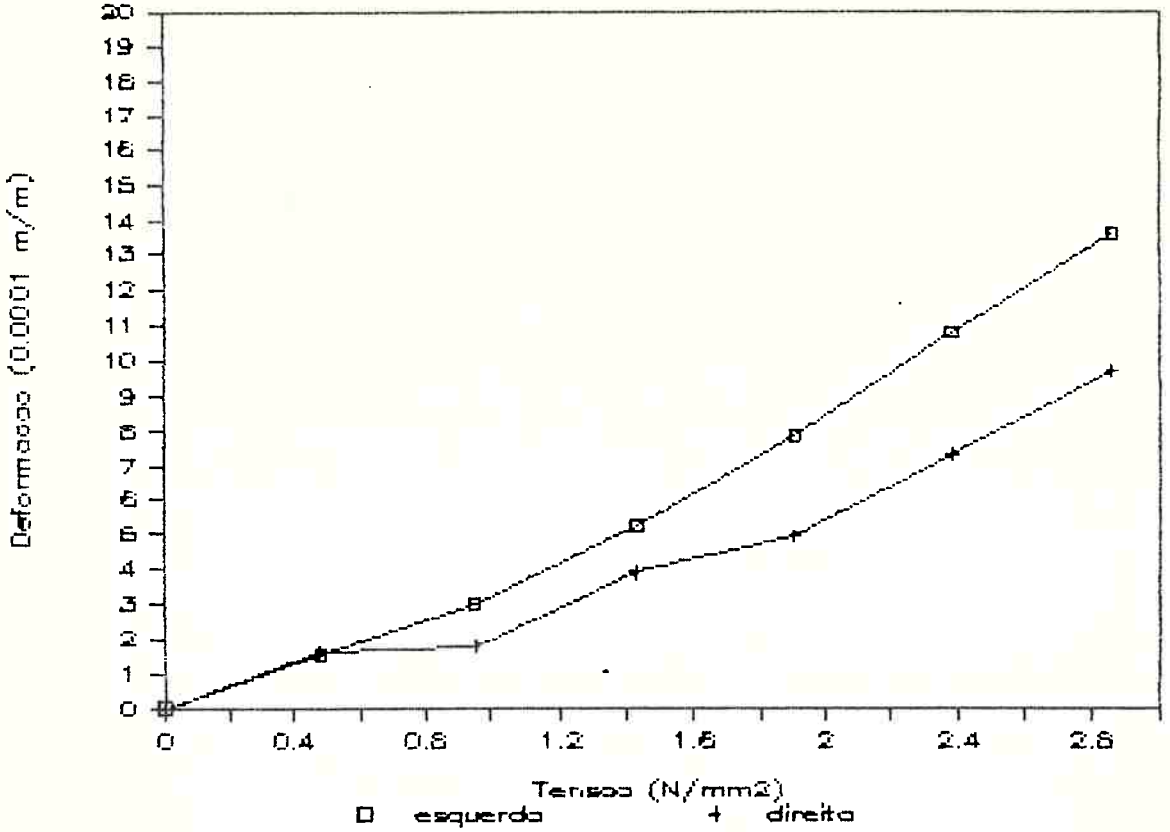
SC 2-1

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 6 cm



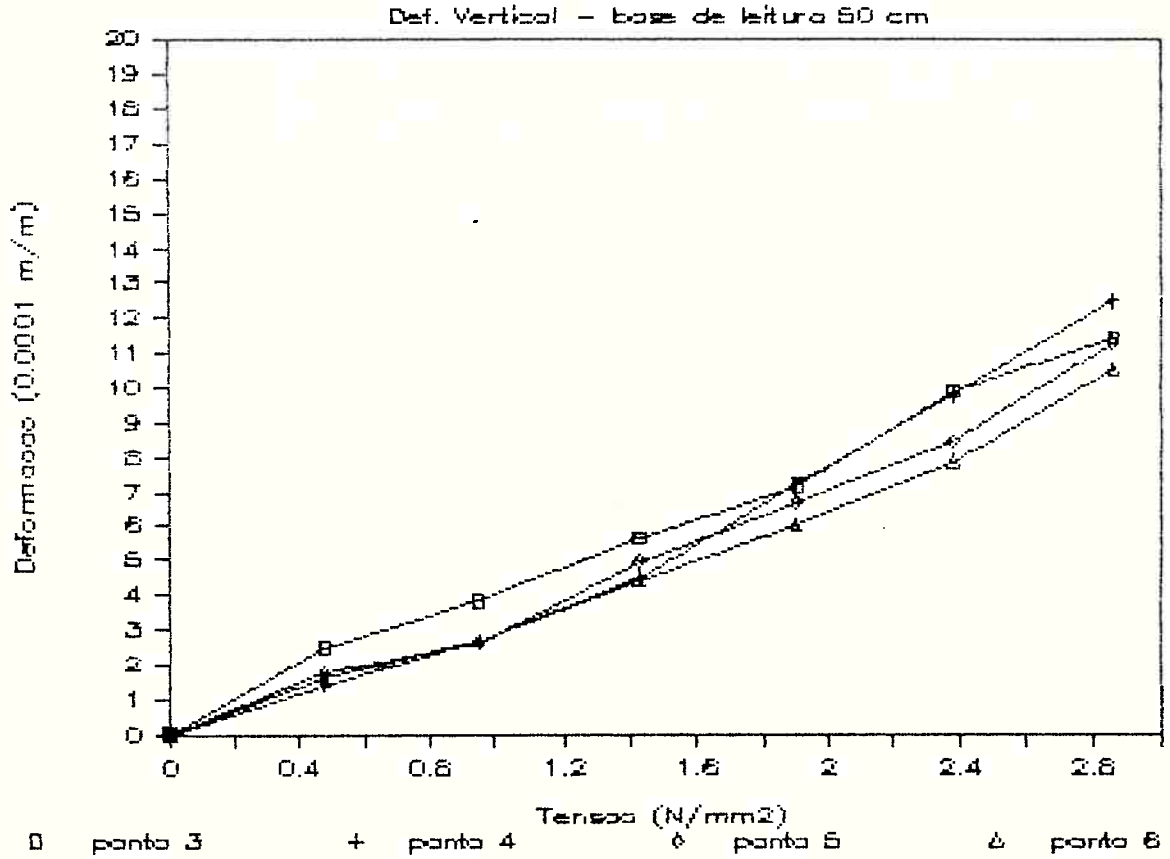
SC 2-1

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



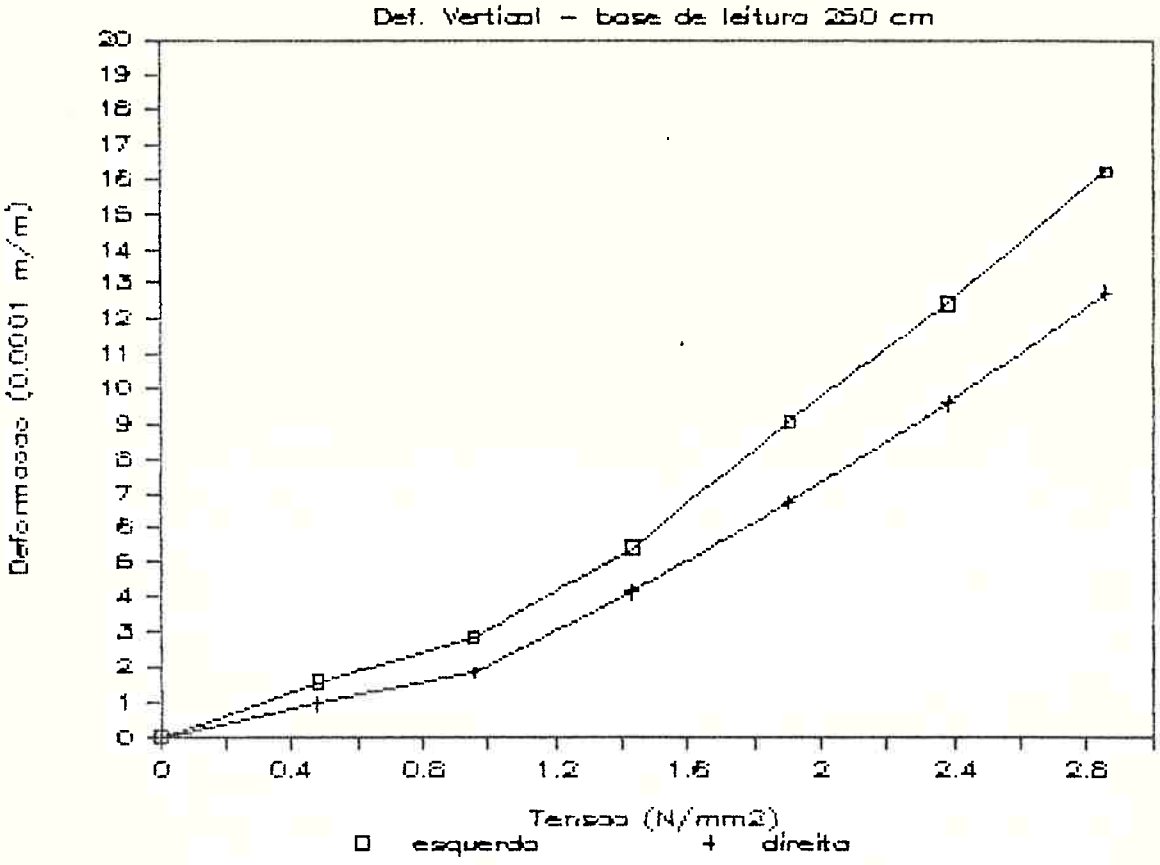
SC 2-1

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



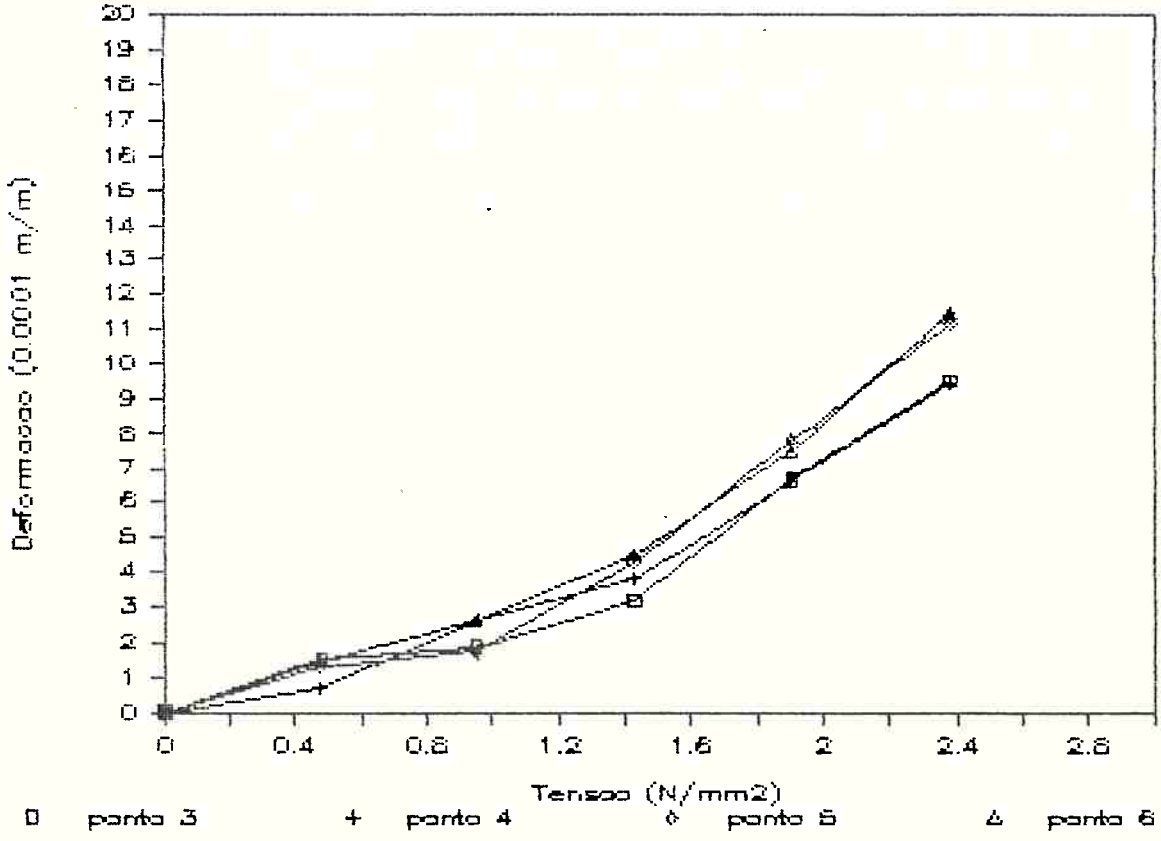
SC 2-2

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



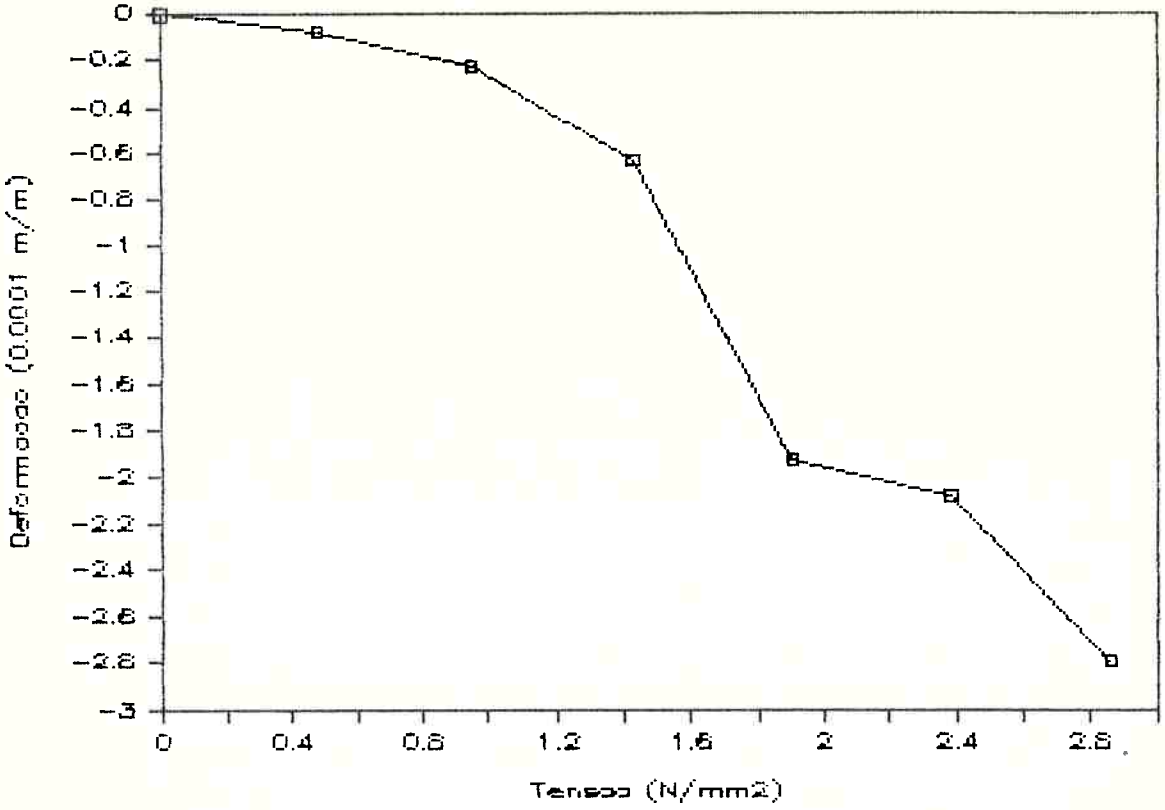
SC 2-2

Def. Vertical - base de leitura 60 cm



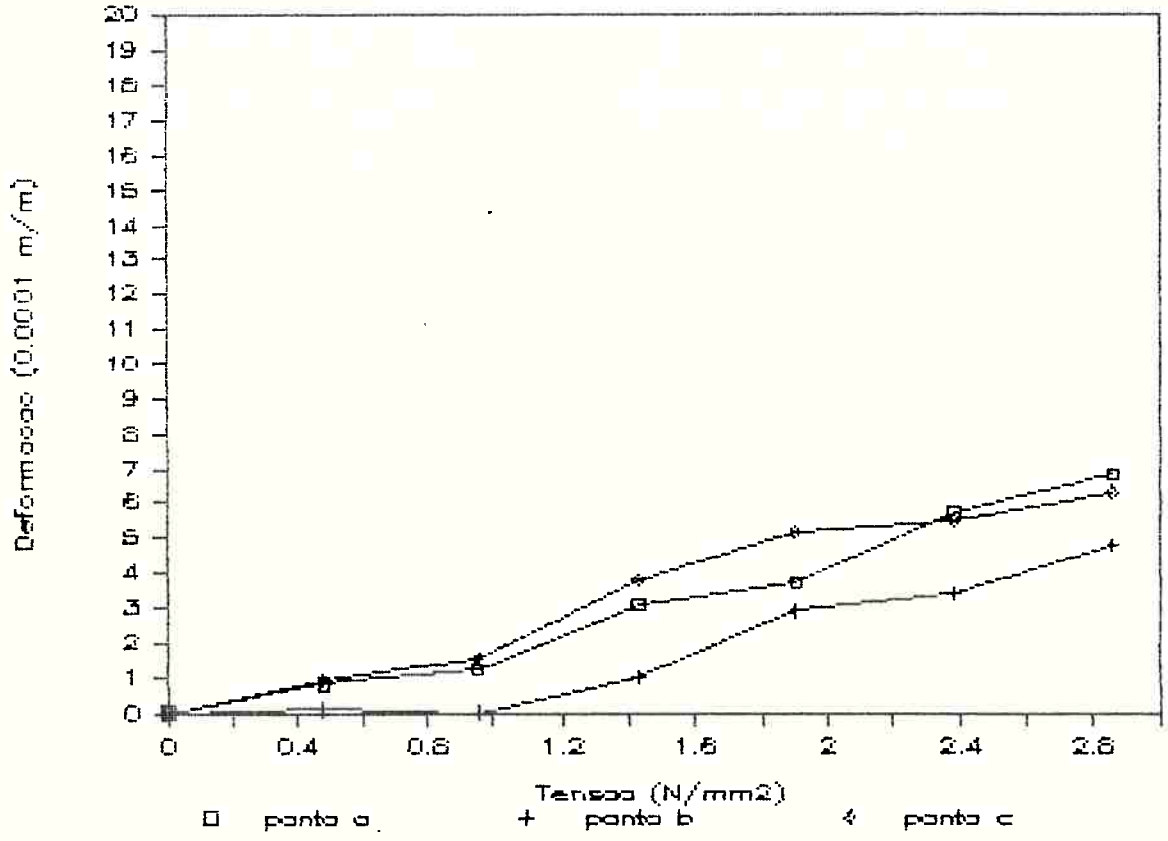
SC 2-2

Def. Horizontal - base de leit.: 60 cm



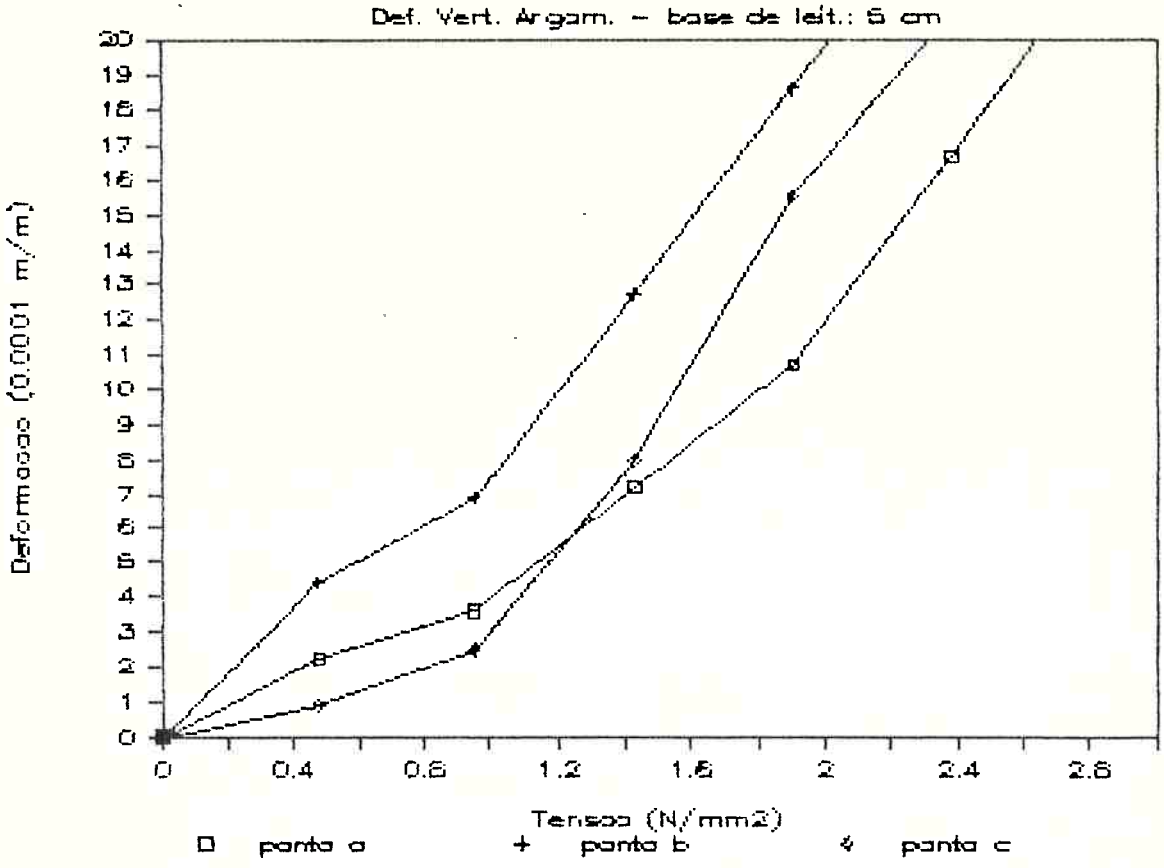
SC 2-2

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 6 cm



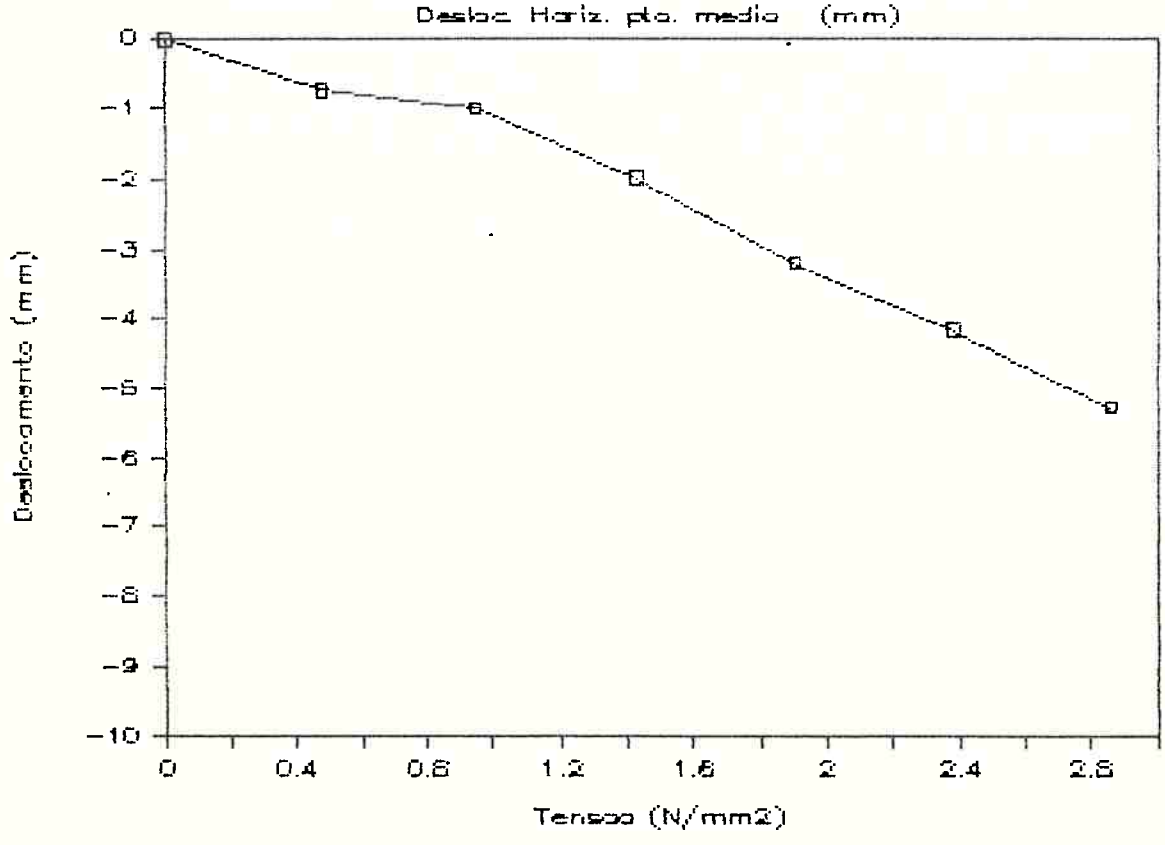
SC 2-2

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



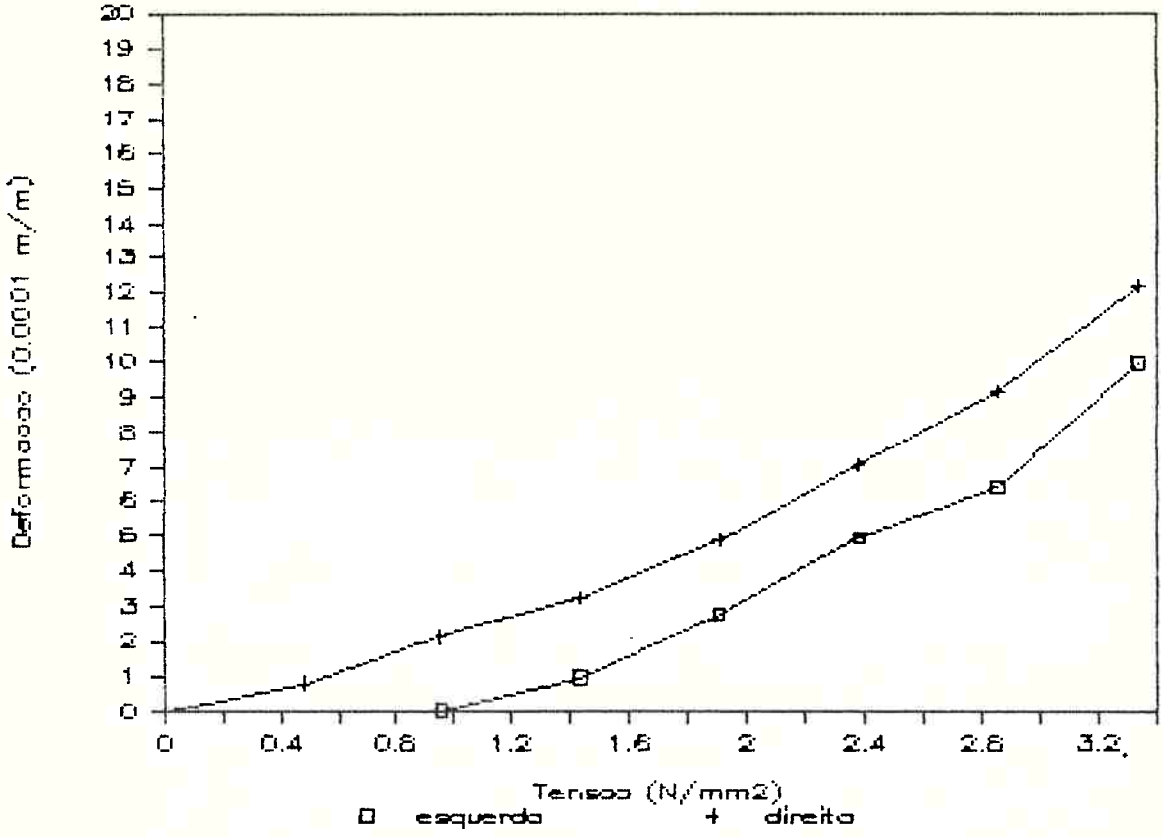
SC 2-2

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



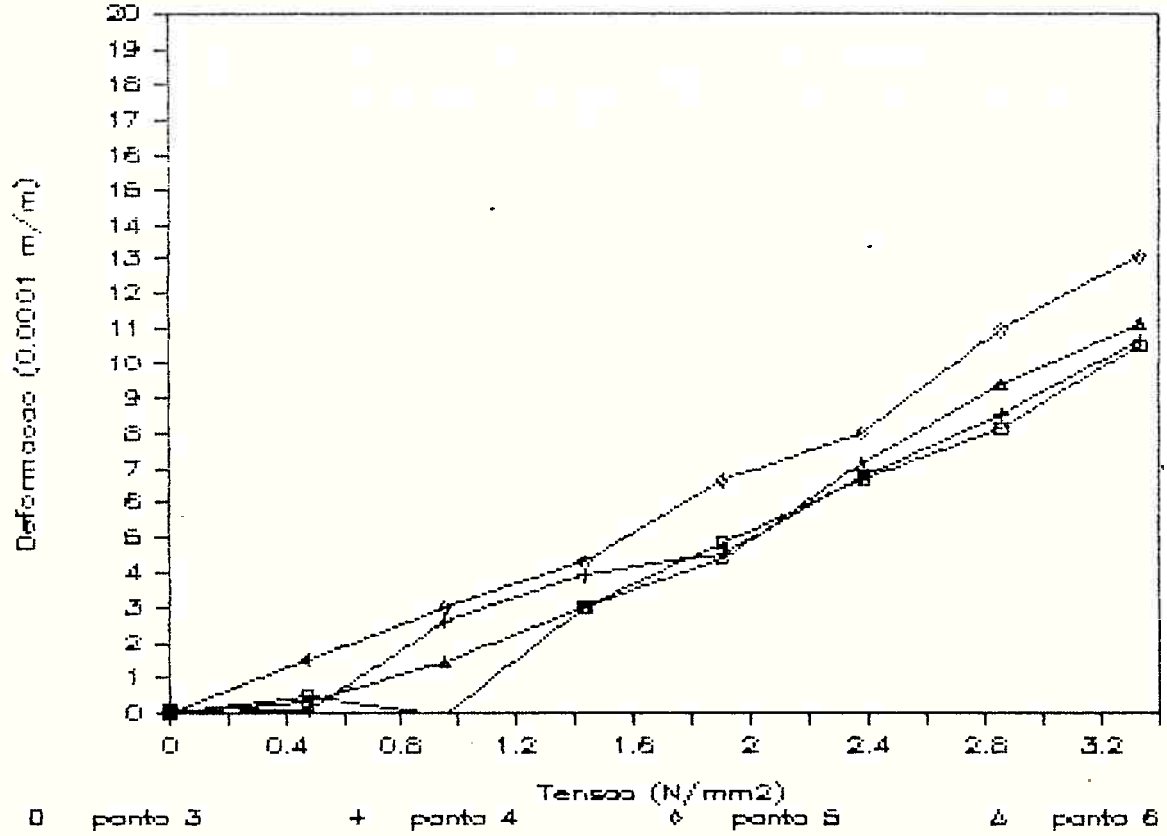
SC 2-3

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



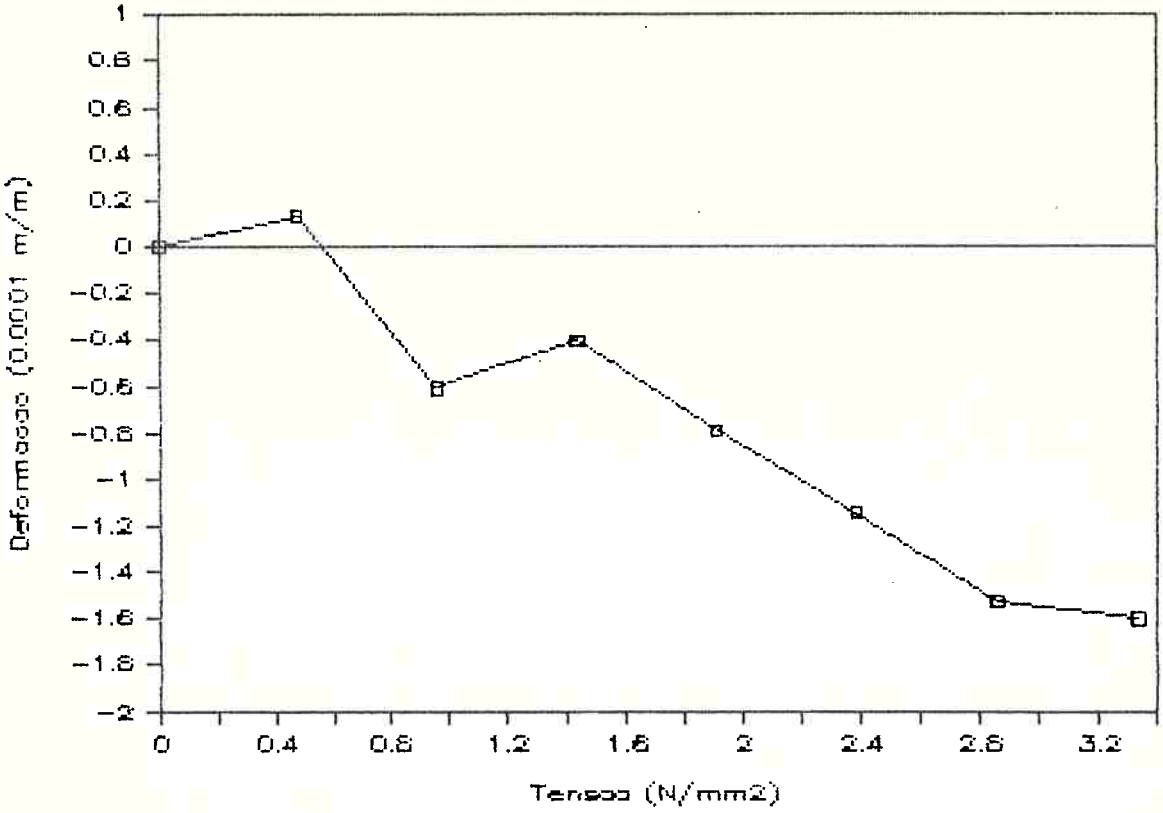
SC 2-3

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



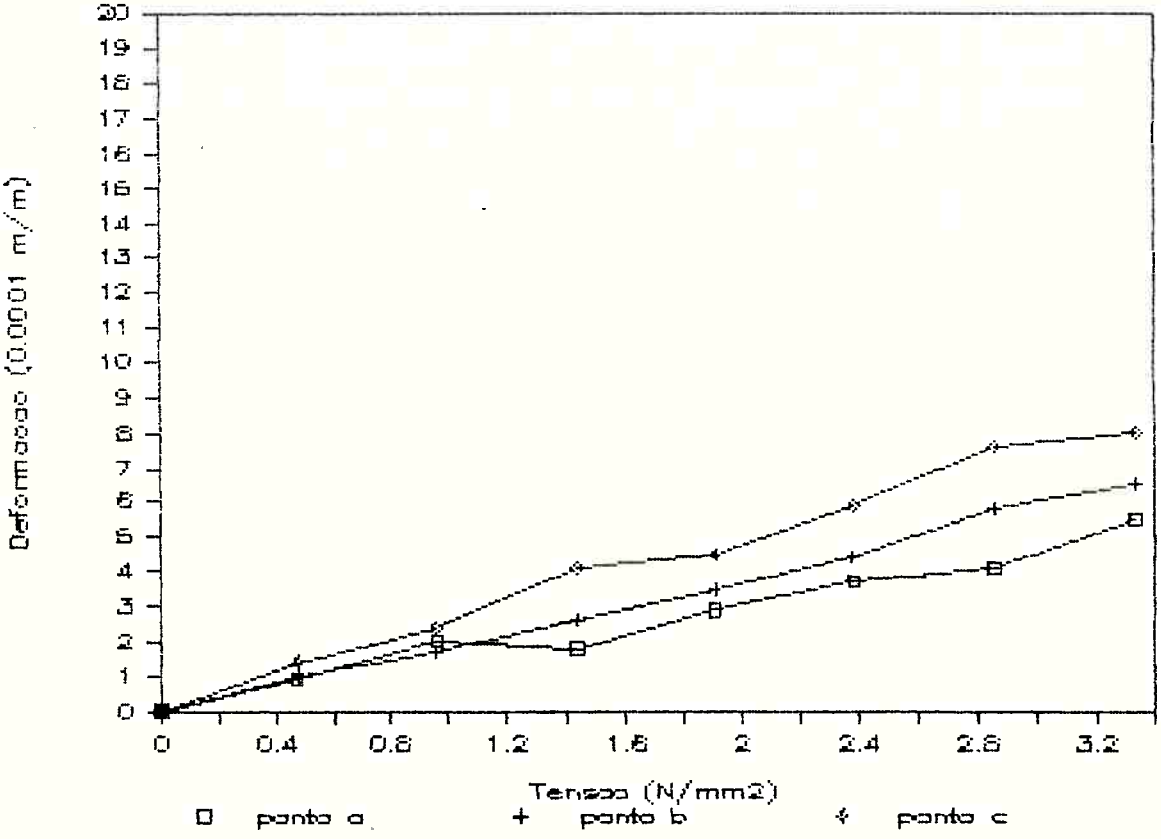
SC 2-3

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



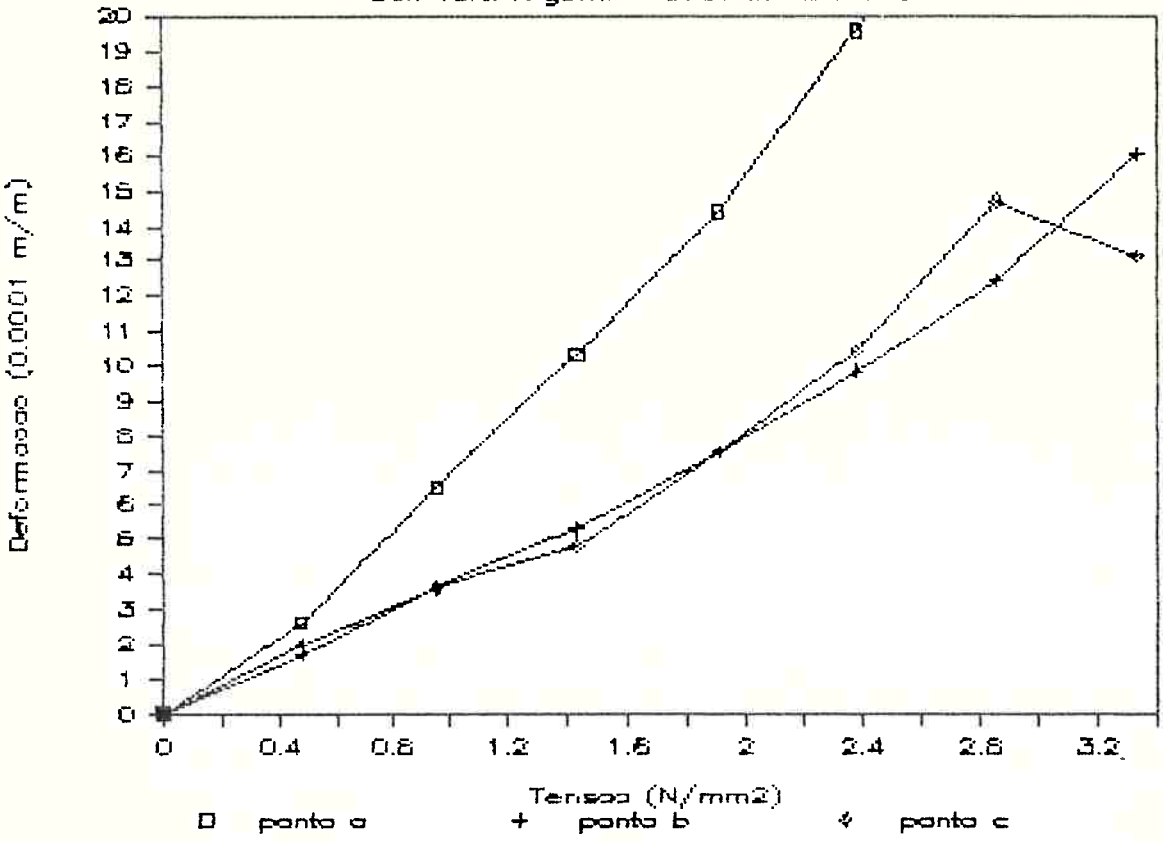
SC 2-3

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



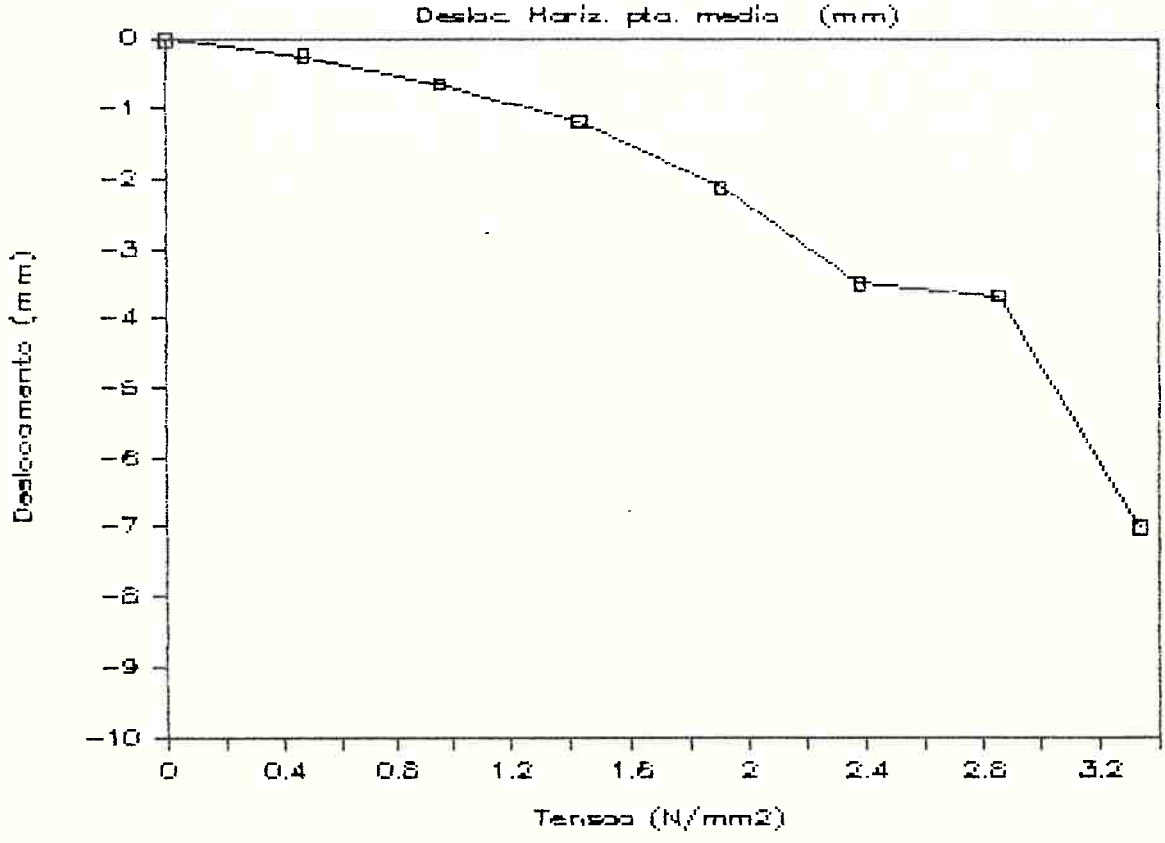
SC 2-3

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



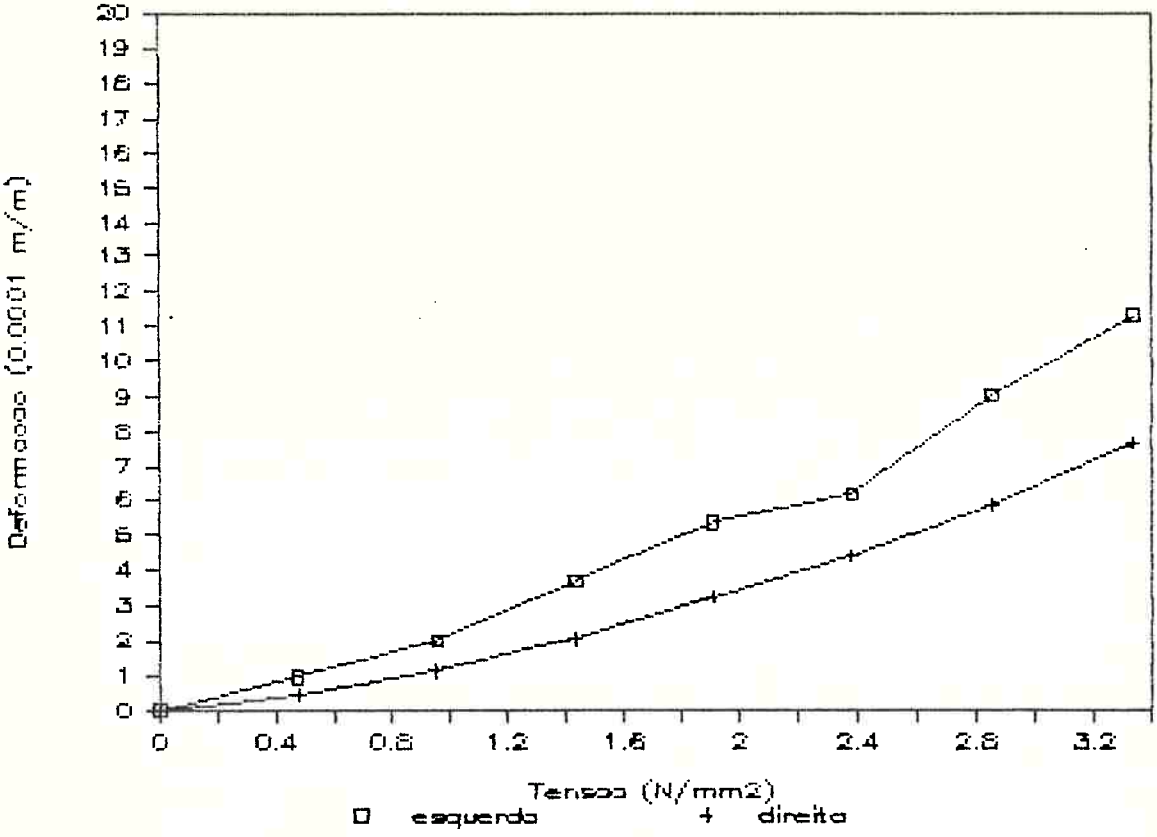
SC 2-3

Deslac. Horiz. pto. medio (mm)



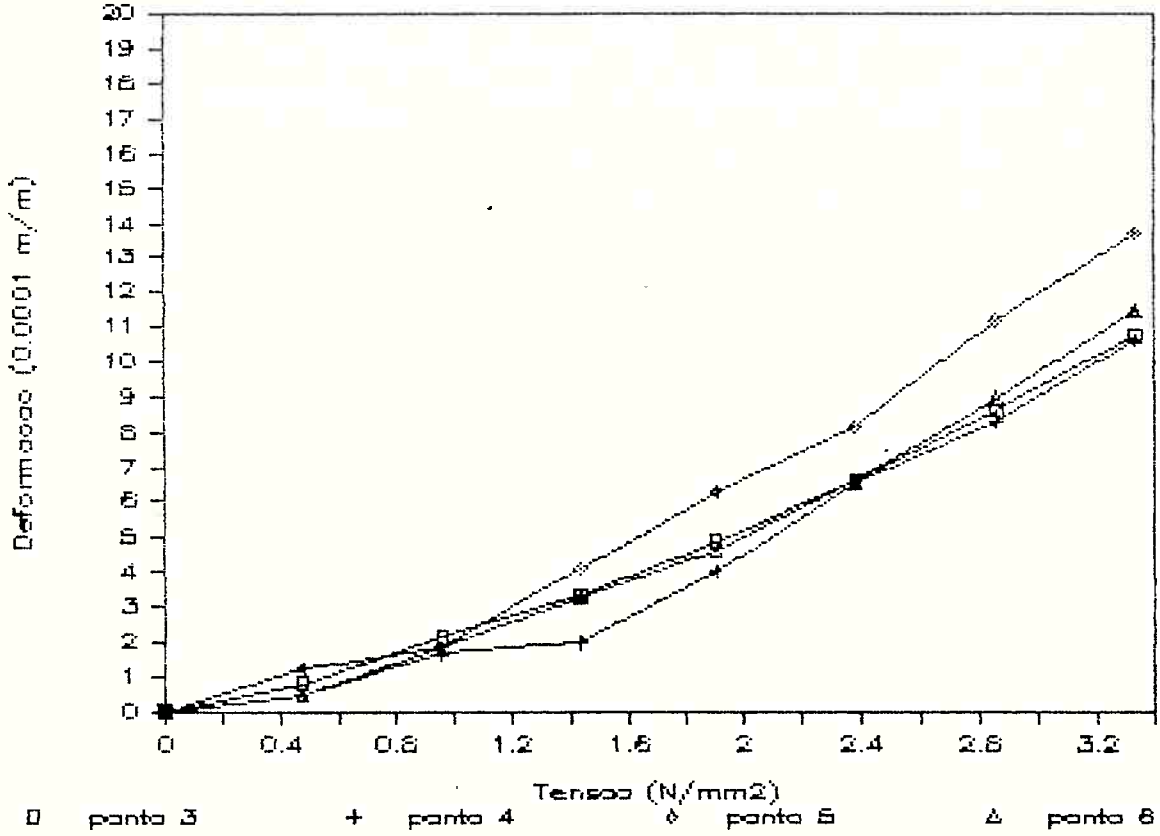
SC 2-4

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



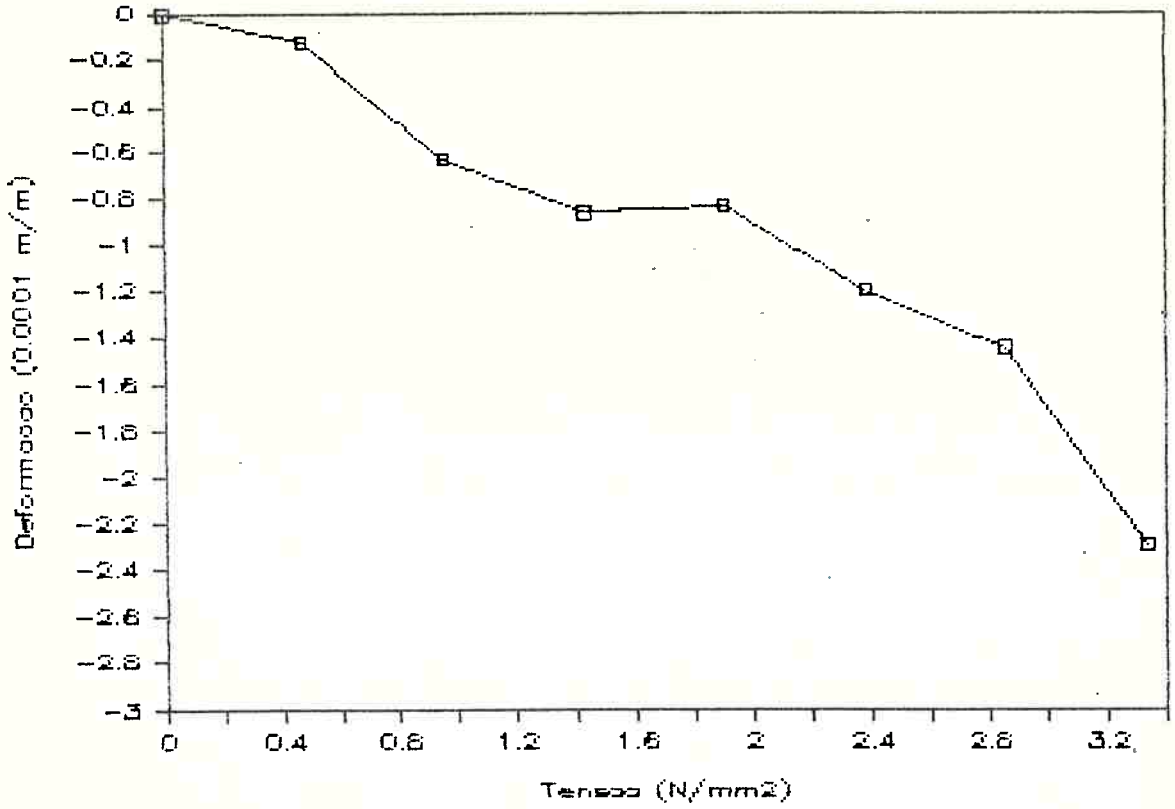
SC 2-4

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



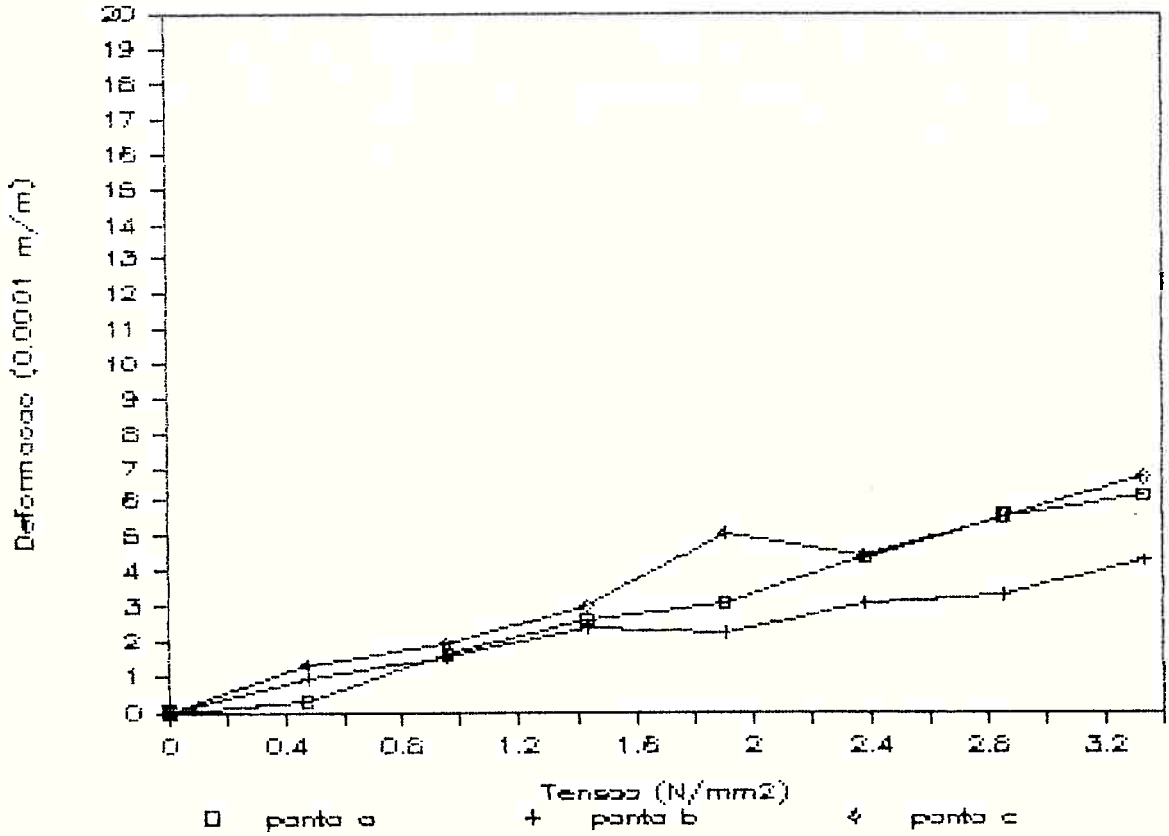
SC 2-4

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



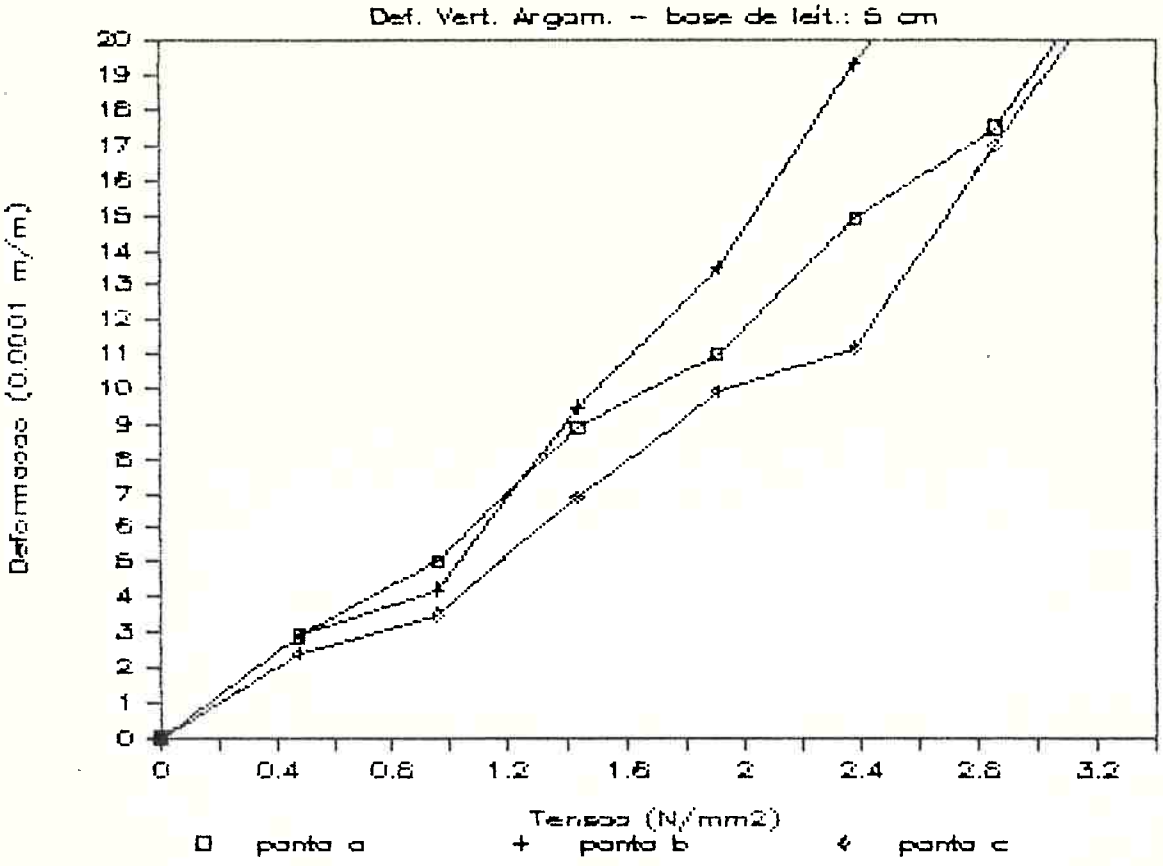
SC 2-4

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



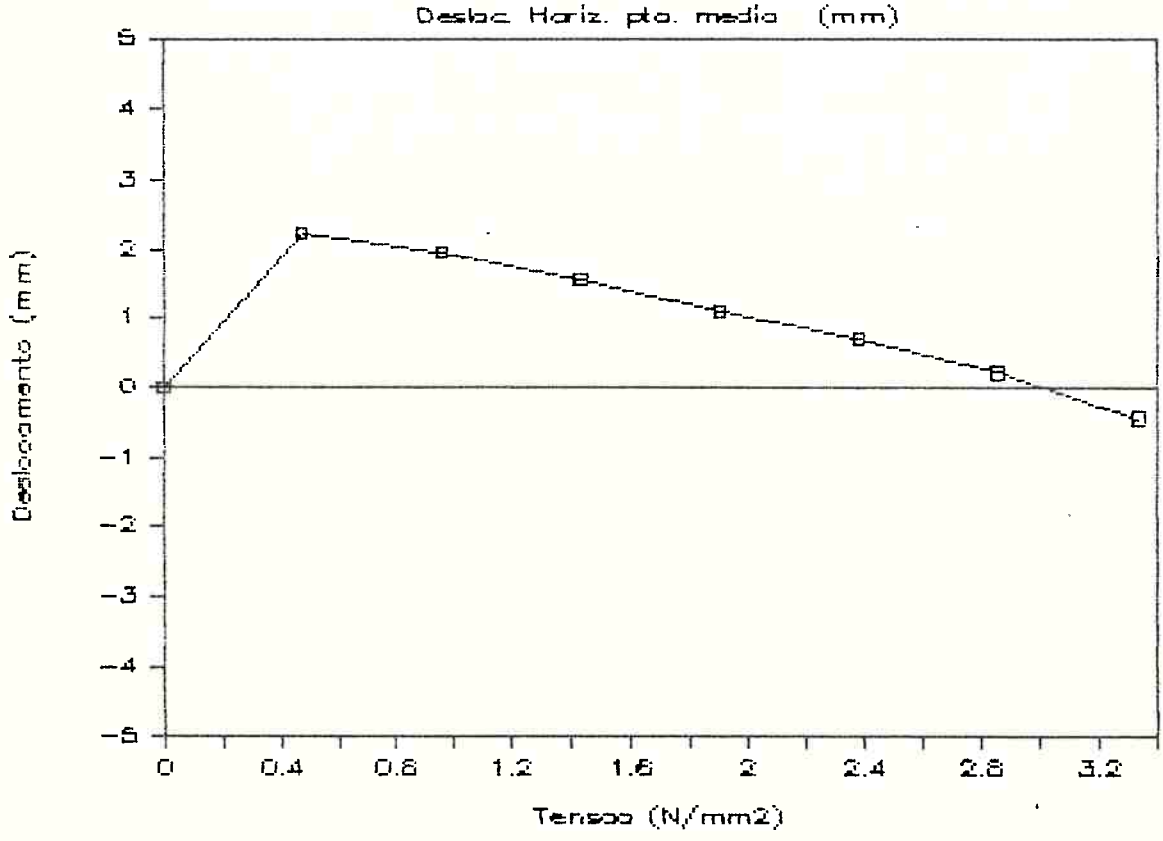
SC 2-4

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



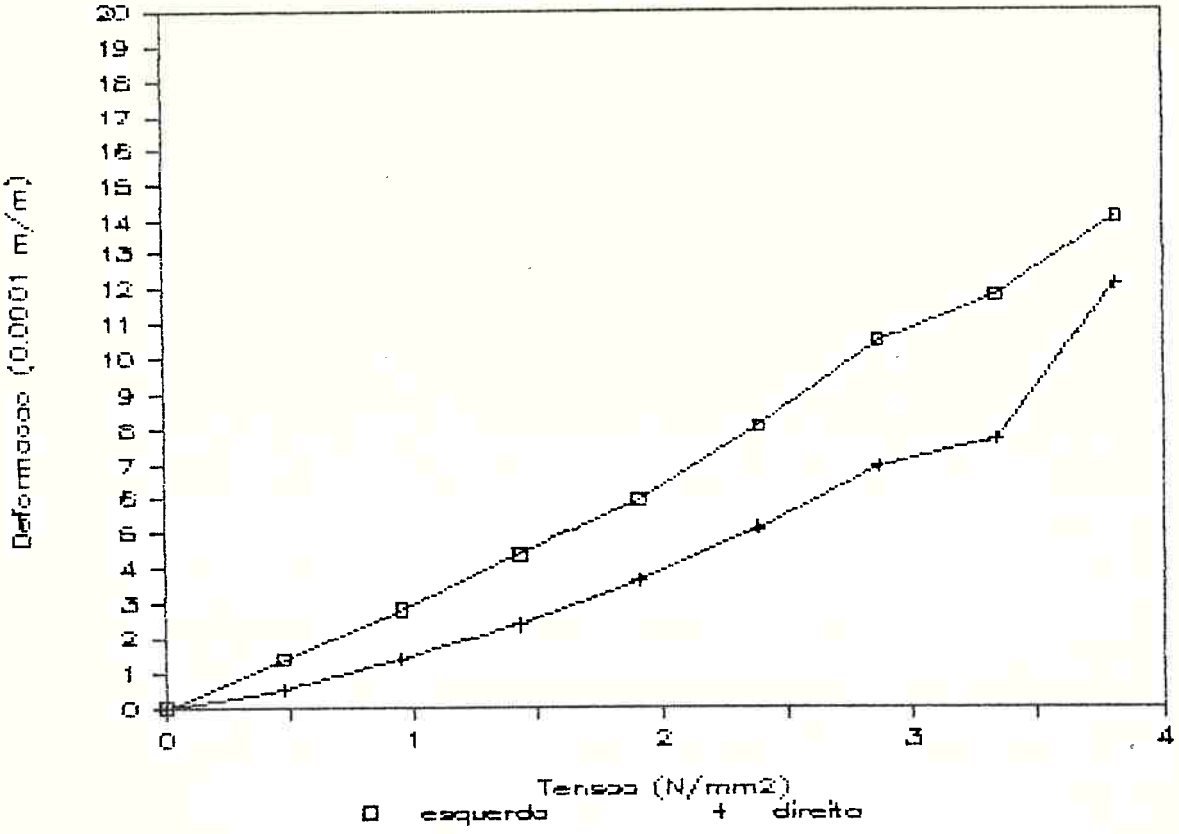
SC 2-4

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



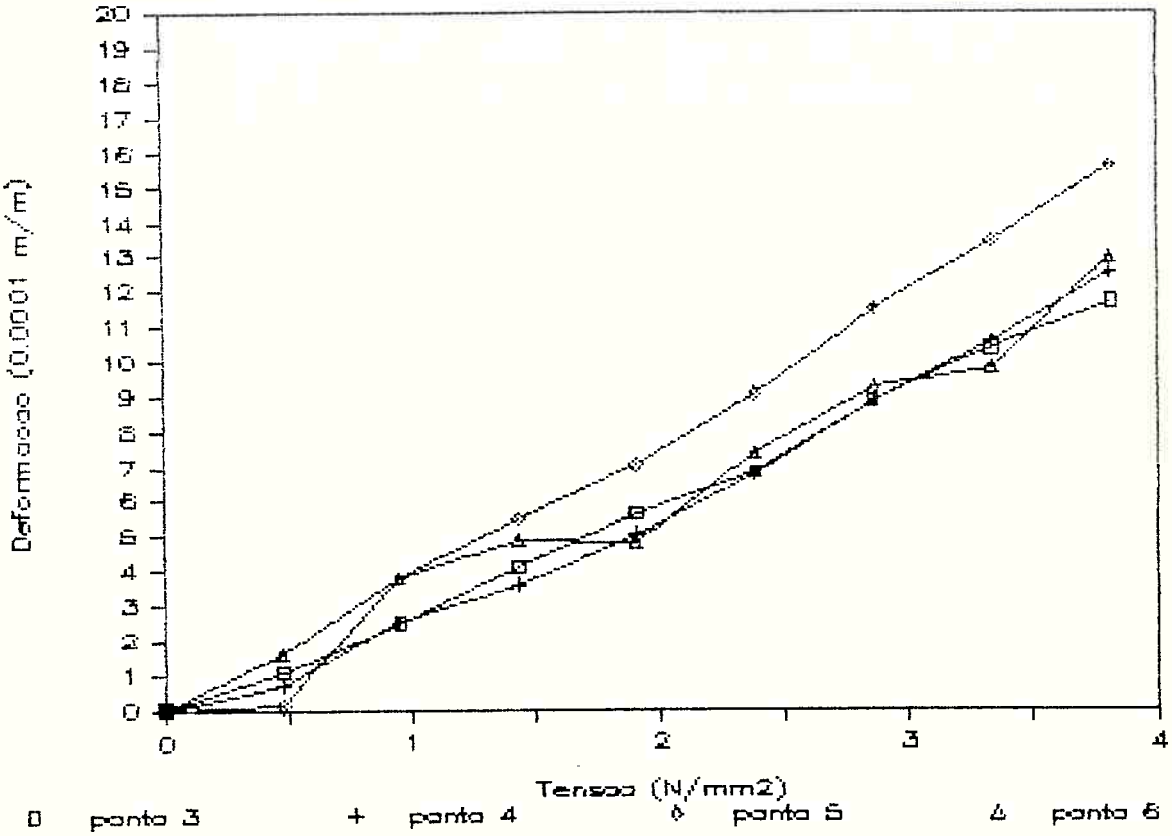
SC 2-5

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



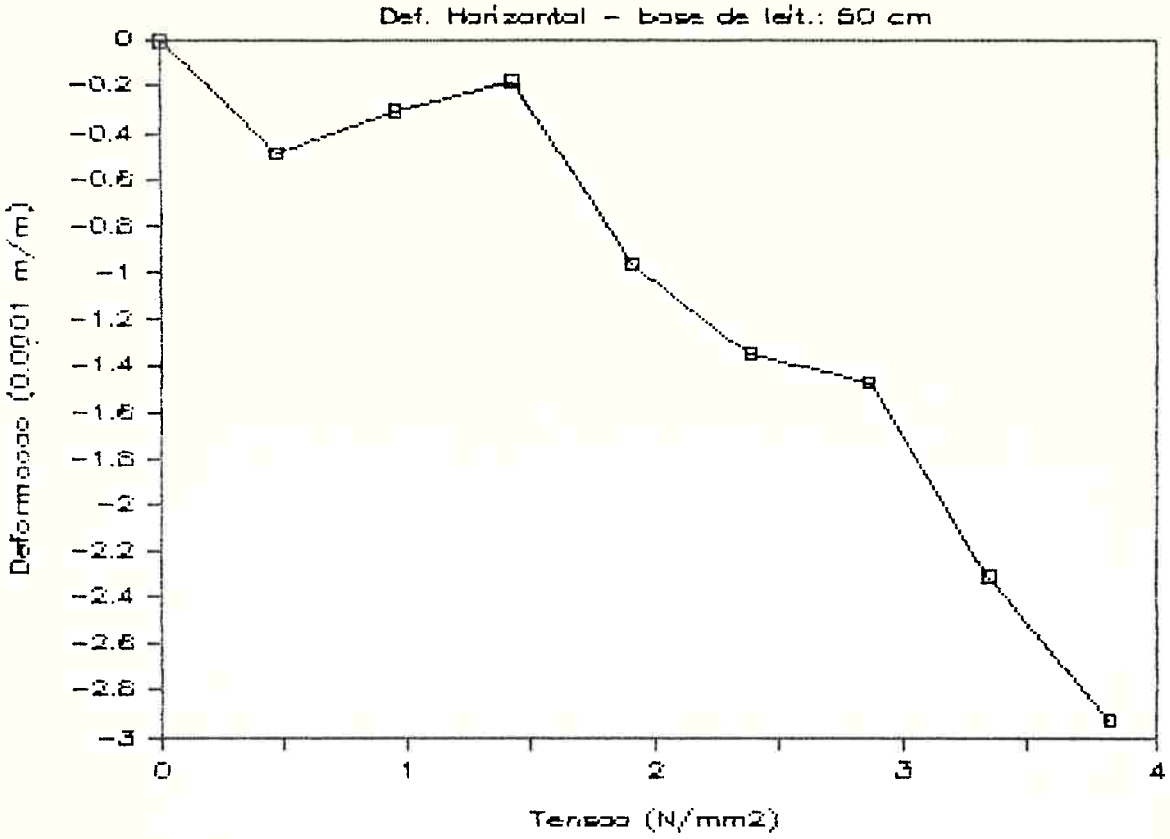
SC 2-5

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



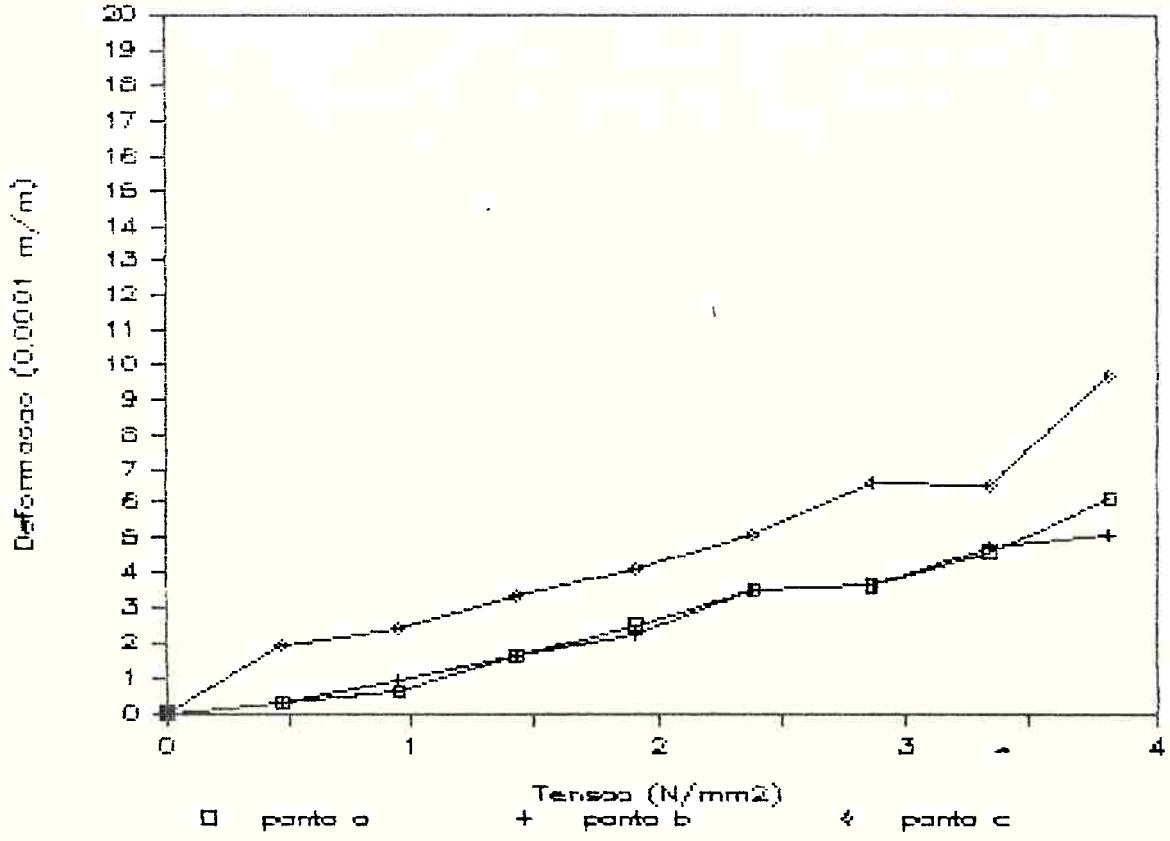
SC 2-5

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



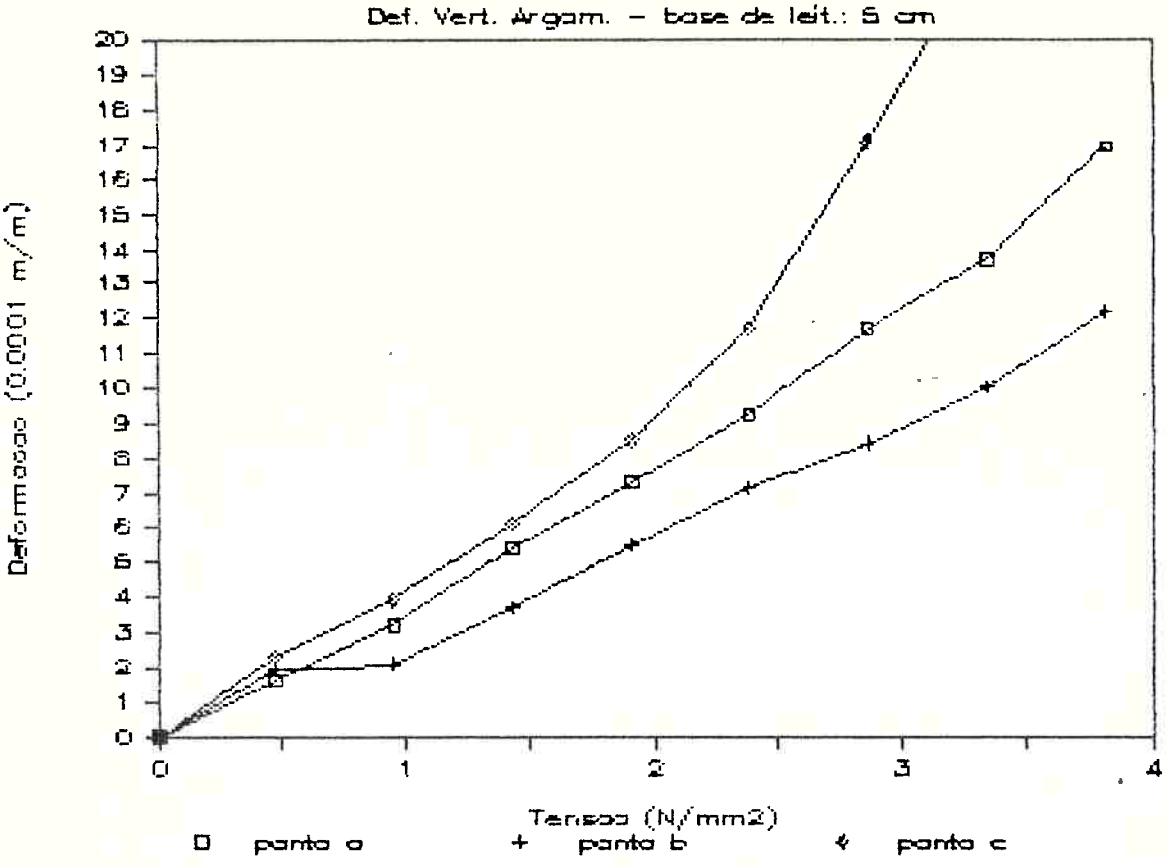
SC 2-5

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



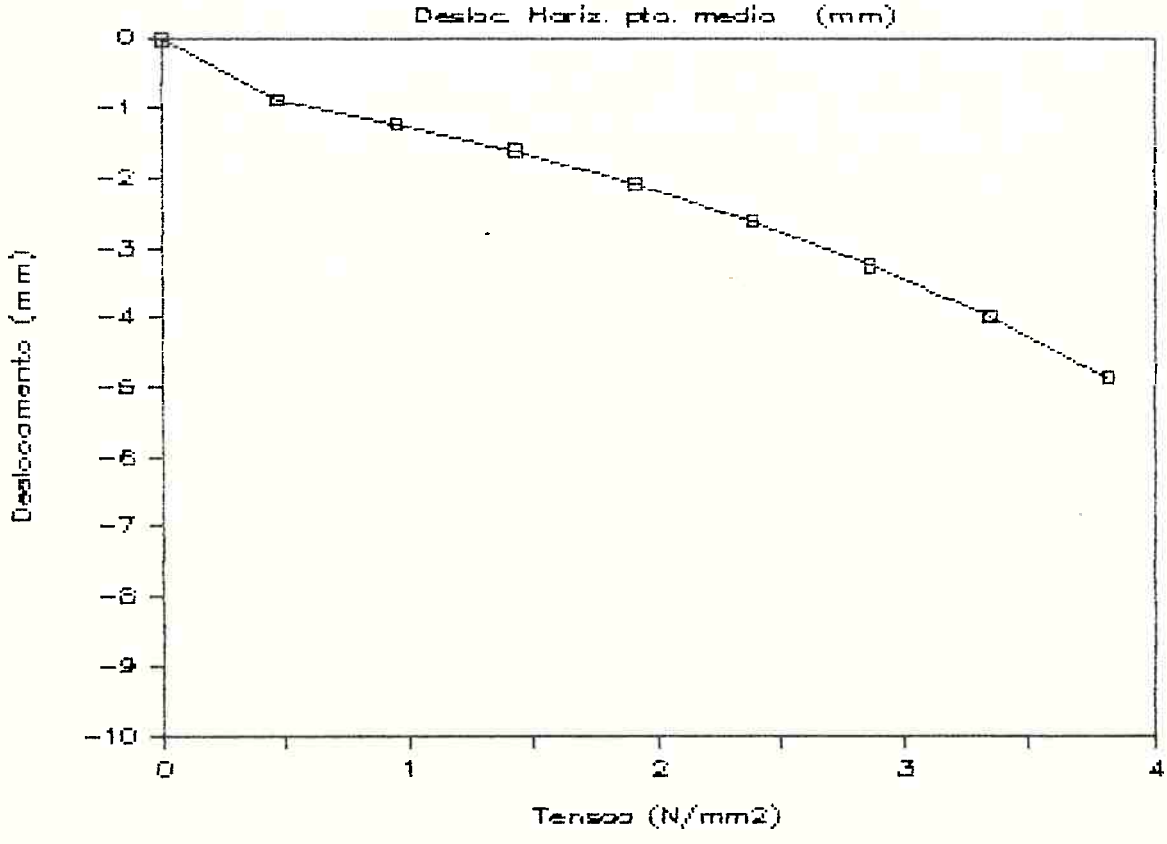
SC 2-5

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



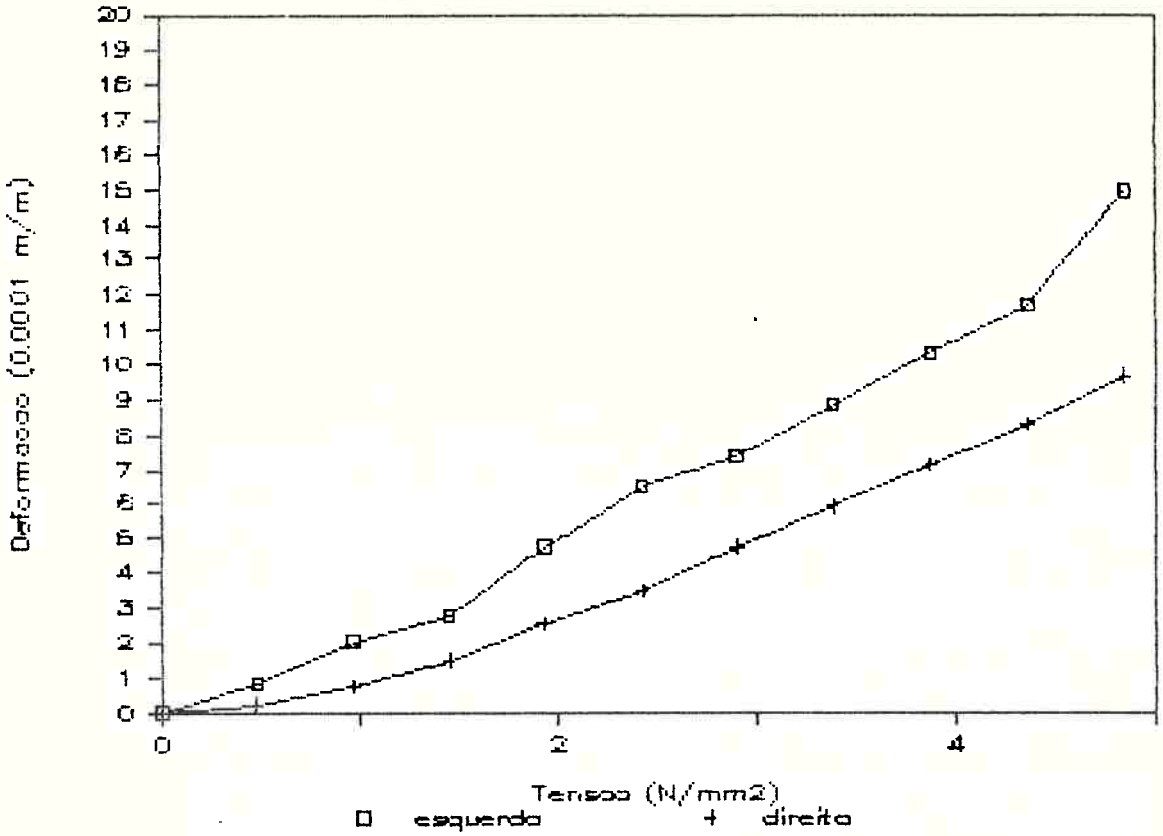
SC 2-5

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



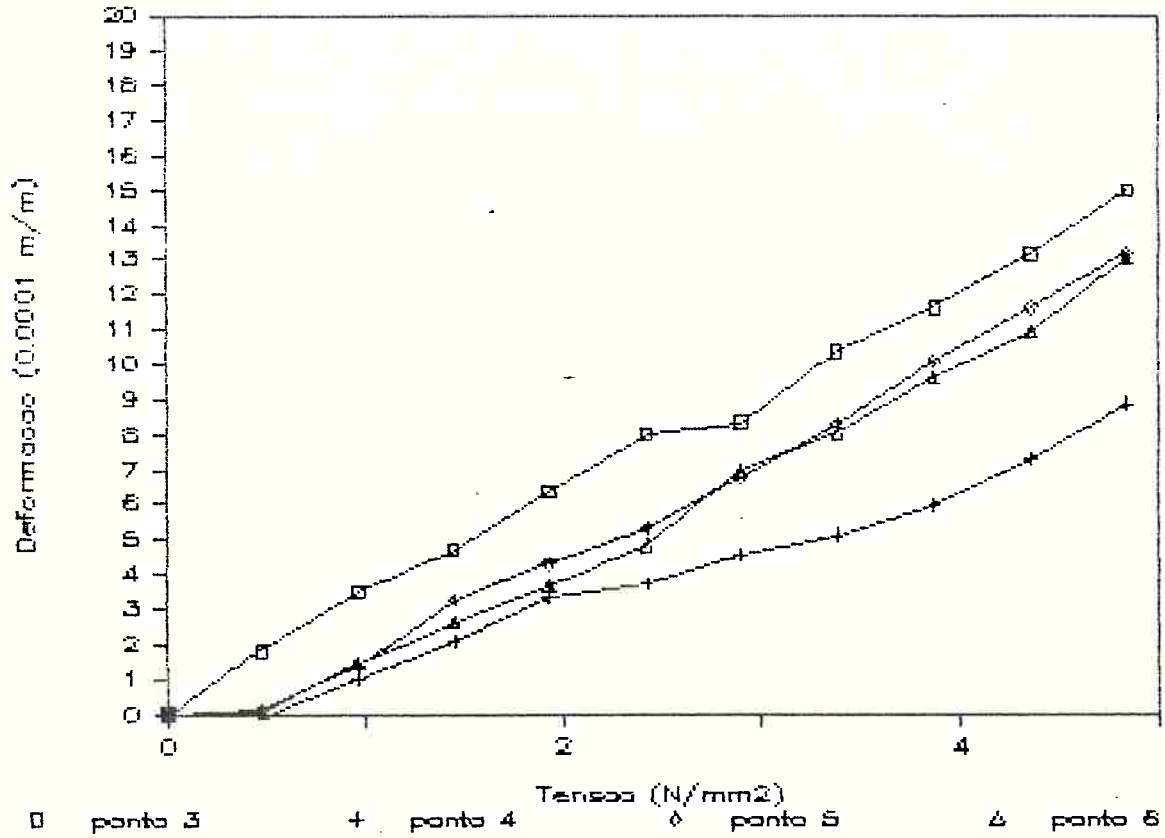
SC 3-1

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



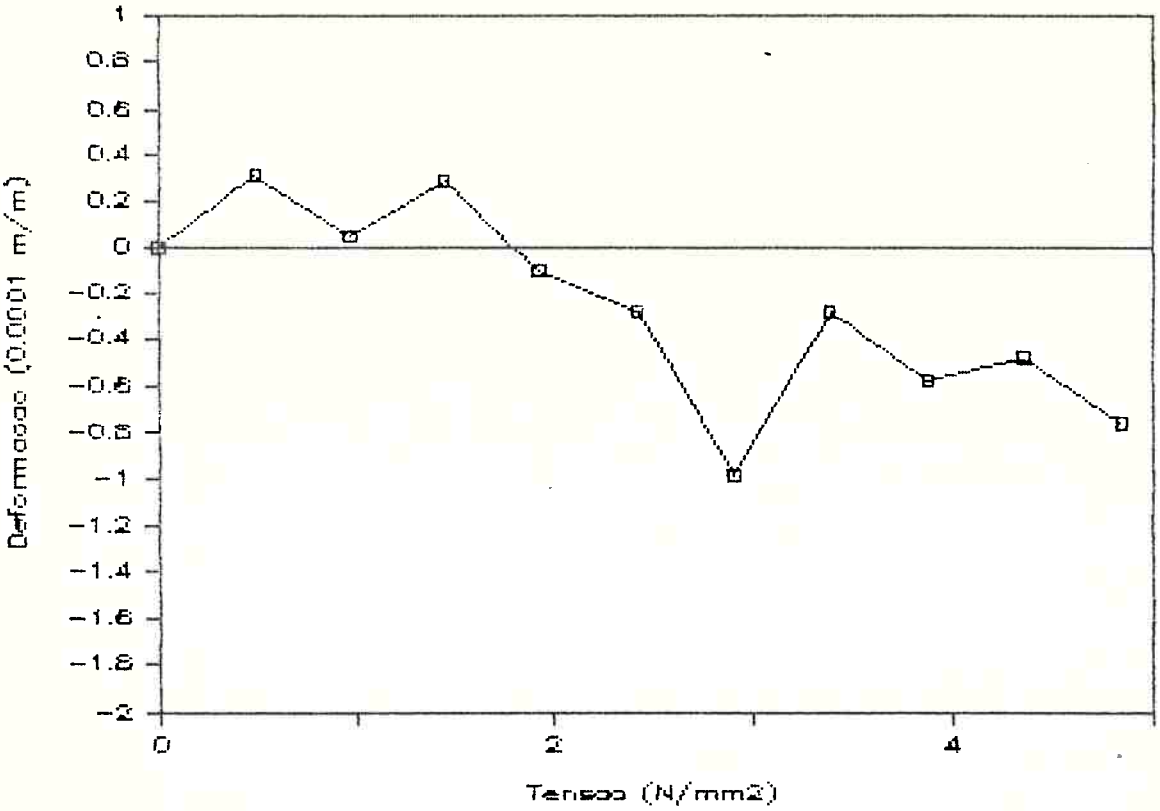
SC 3-1

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



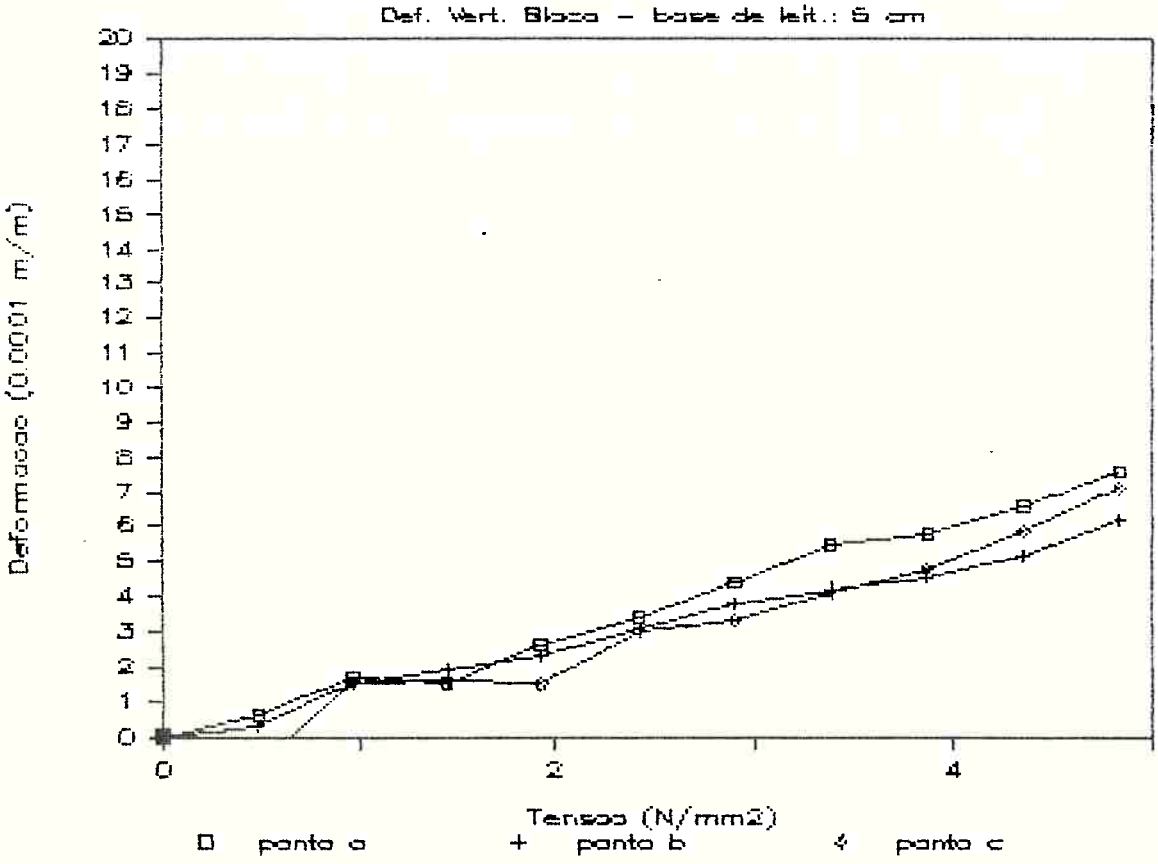
SC 3-1

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



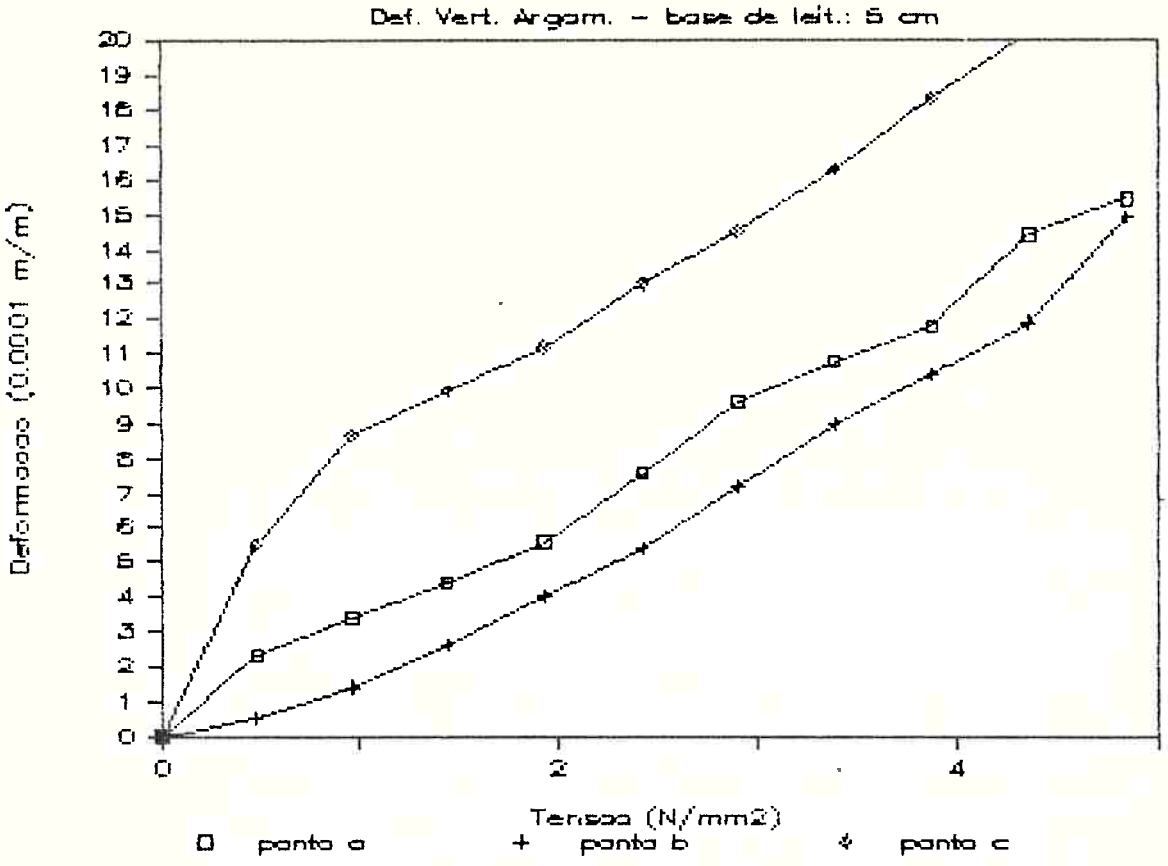
SC 3-1

Def. Vert. Blaca - base de leit.: 5 cm



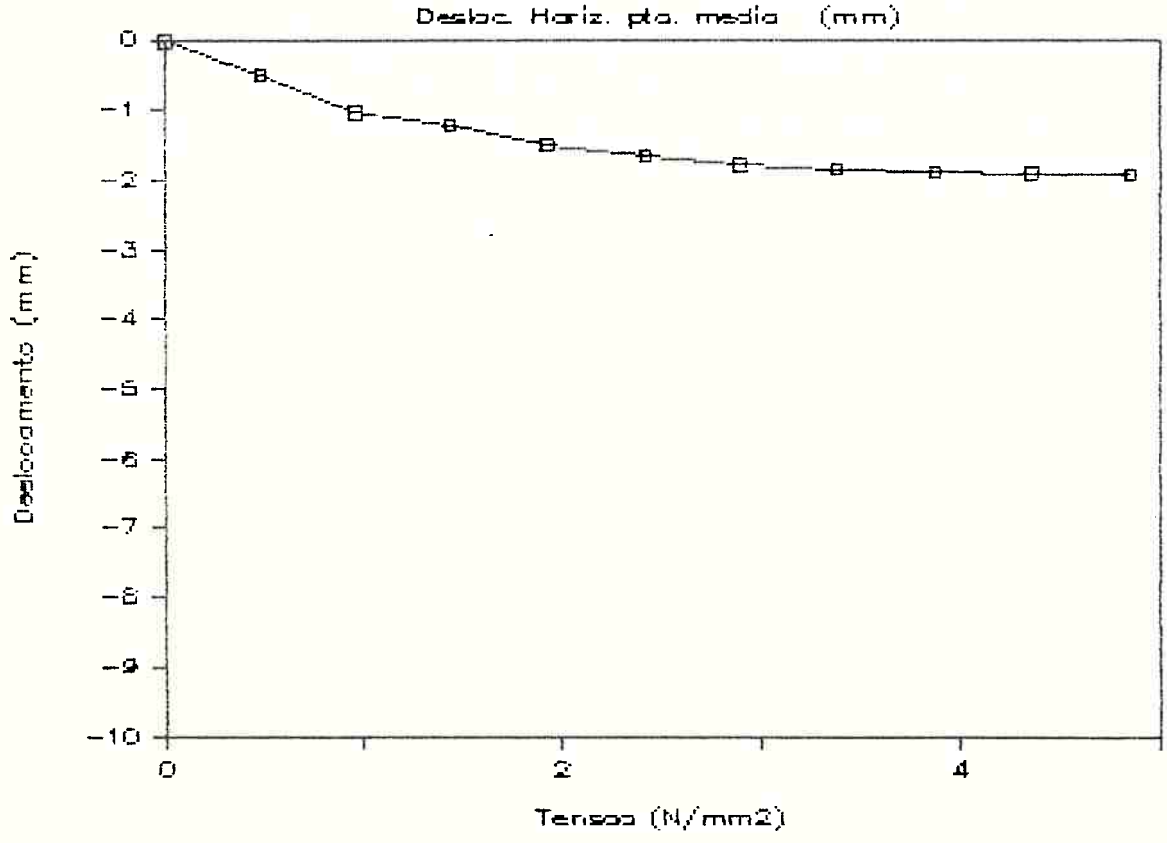
SC 3-1

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



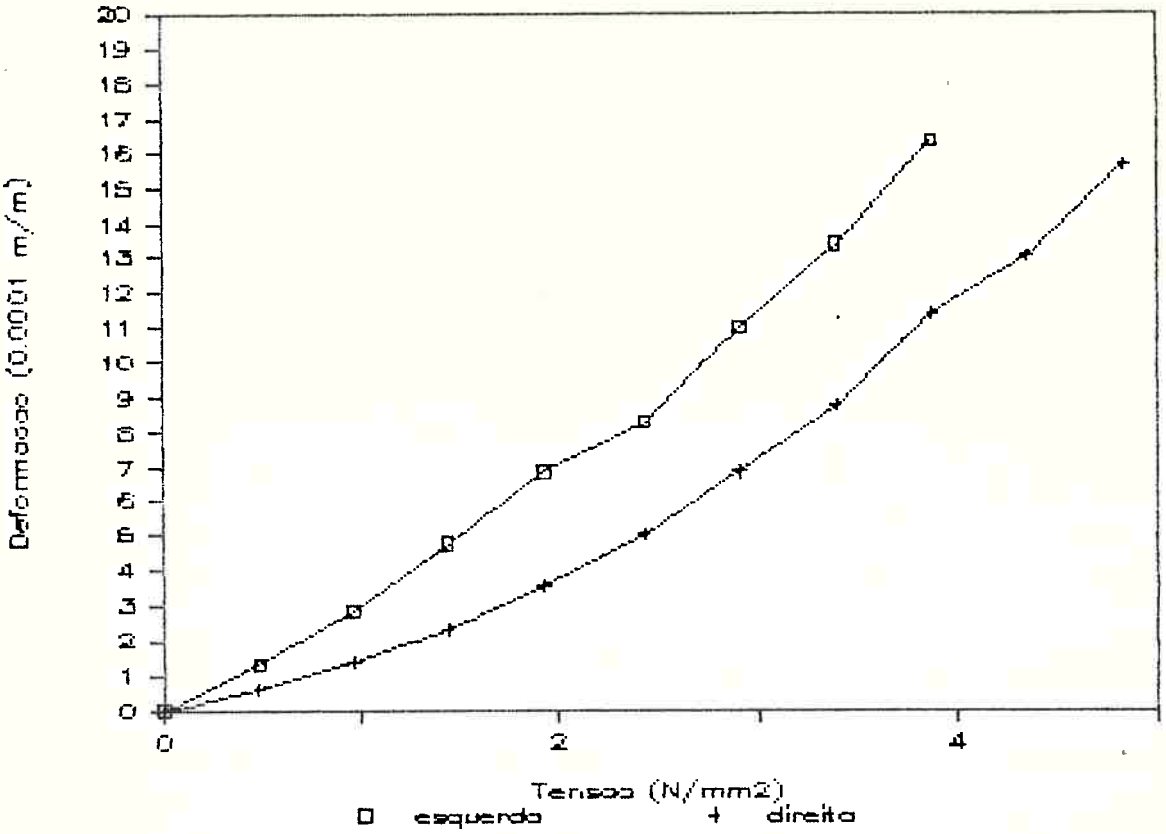
SC 3-1

Desloc. Horiz. pto. medio (mm)



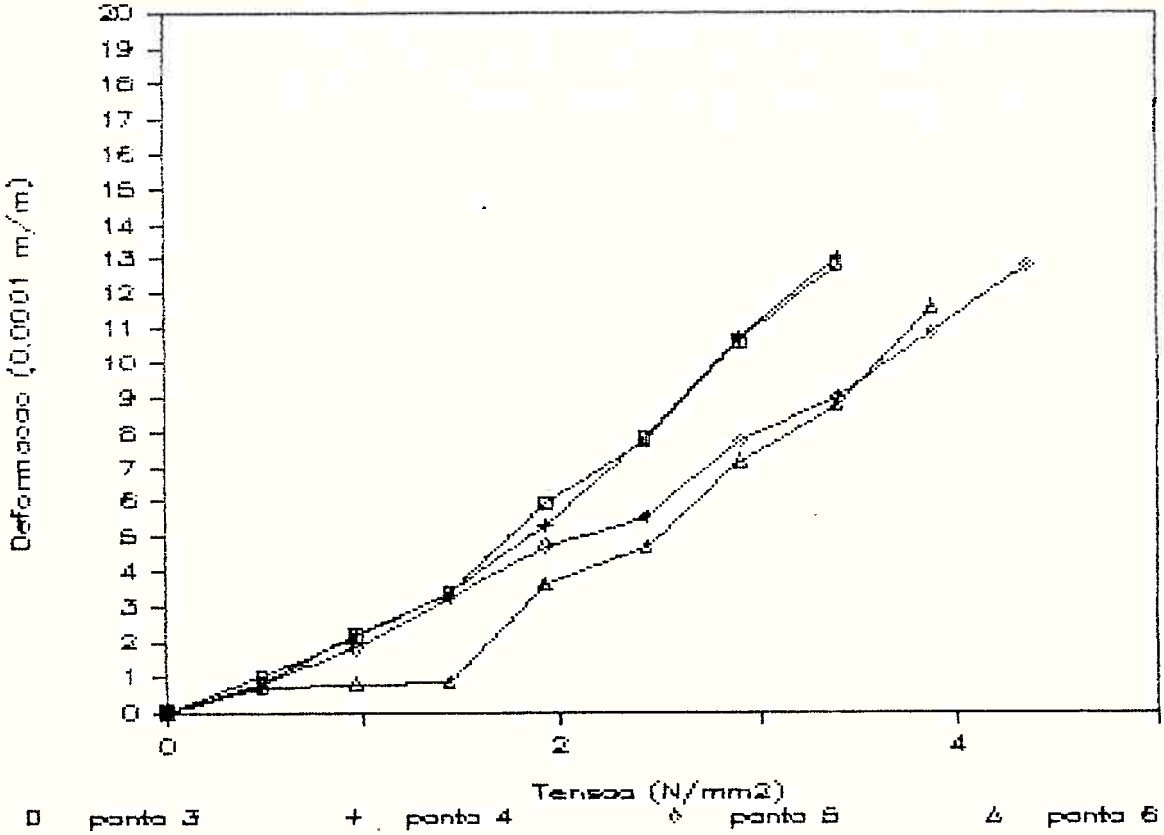
SC 3-2

Def. Vertical - base de leitura 250 cm



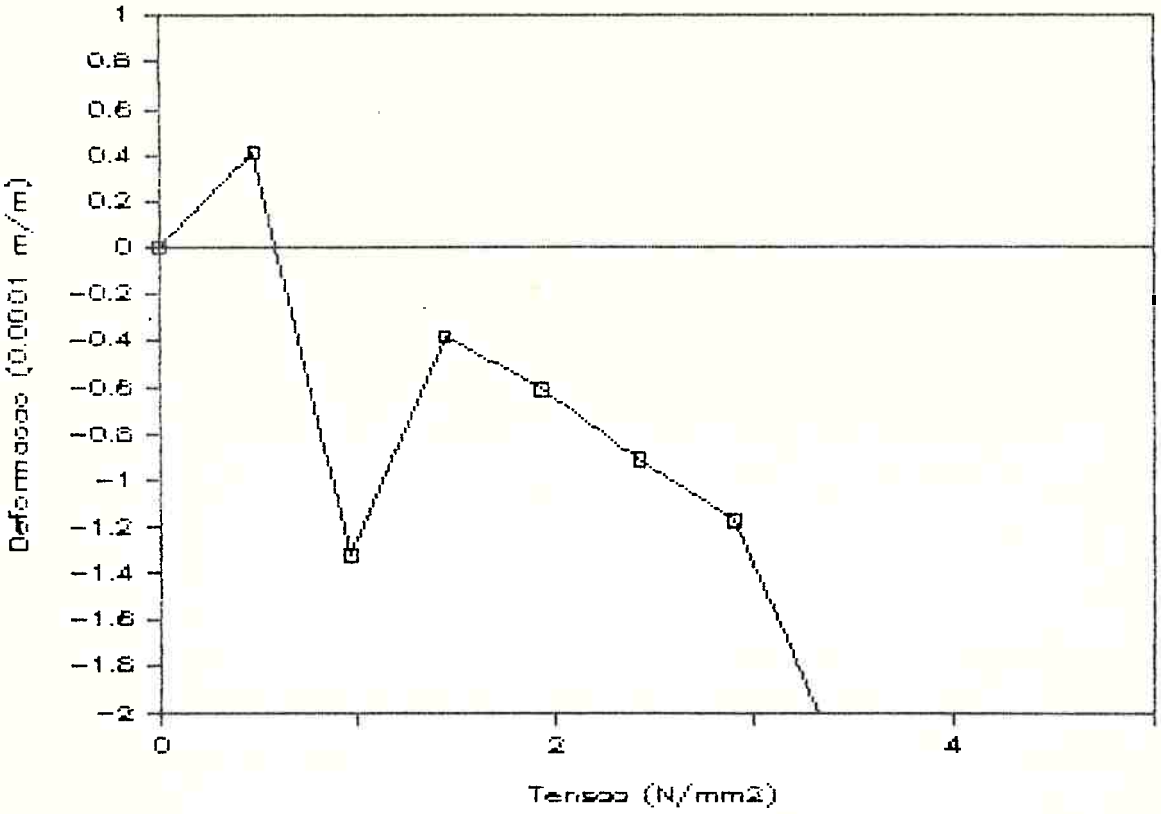
SC 3-2

Def. Vertical - base de leitura 50 cm



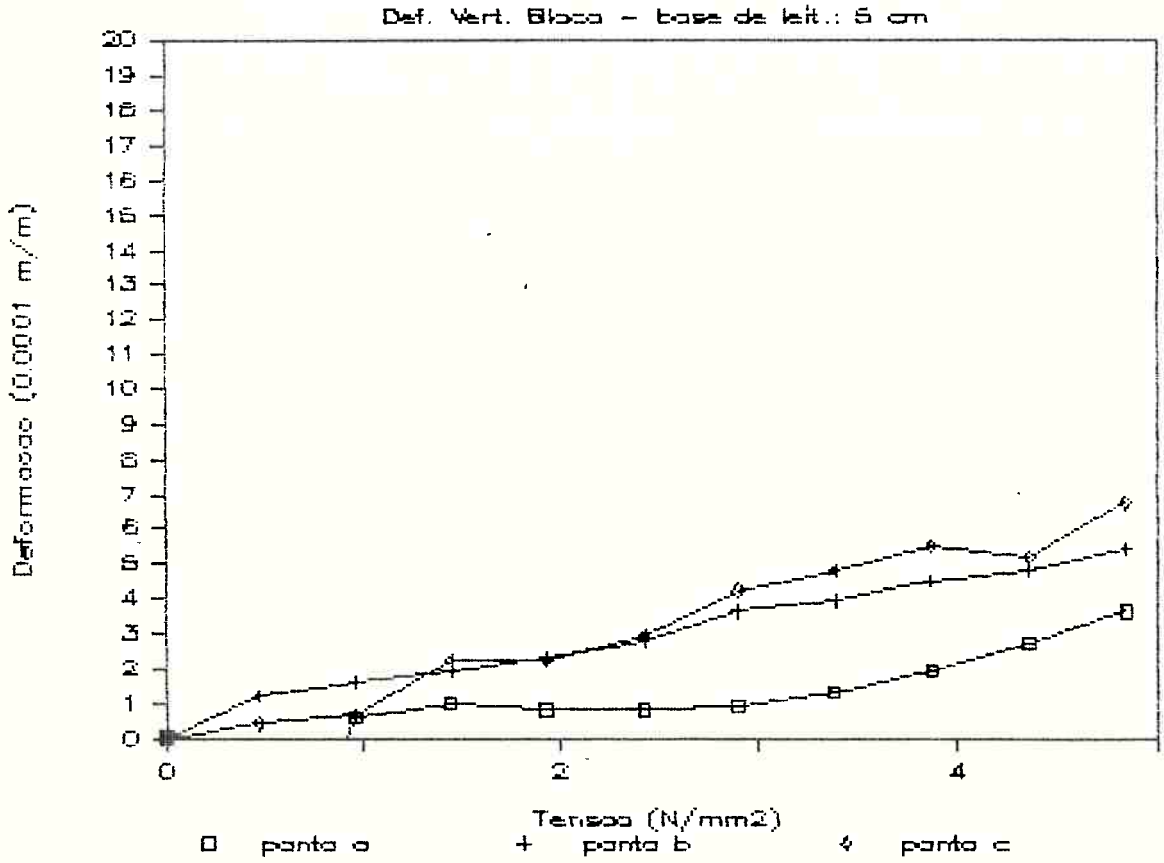
SC 3-2

Def. Horizontal - base de leit.: 50 cm



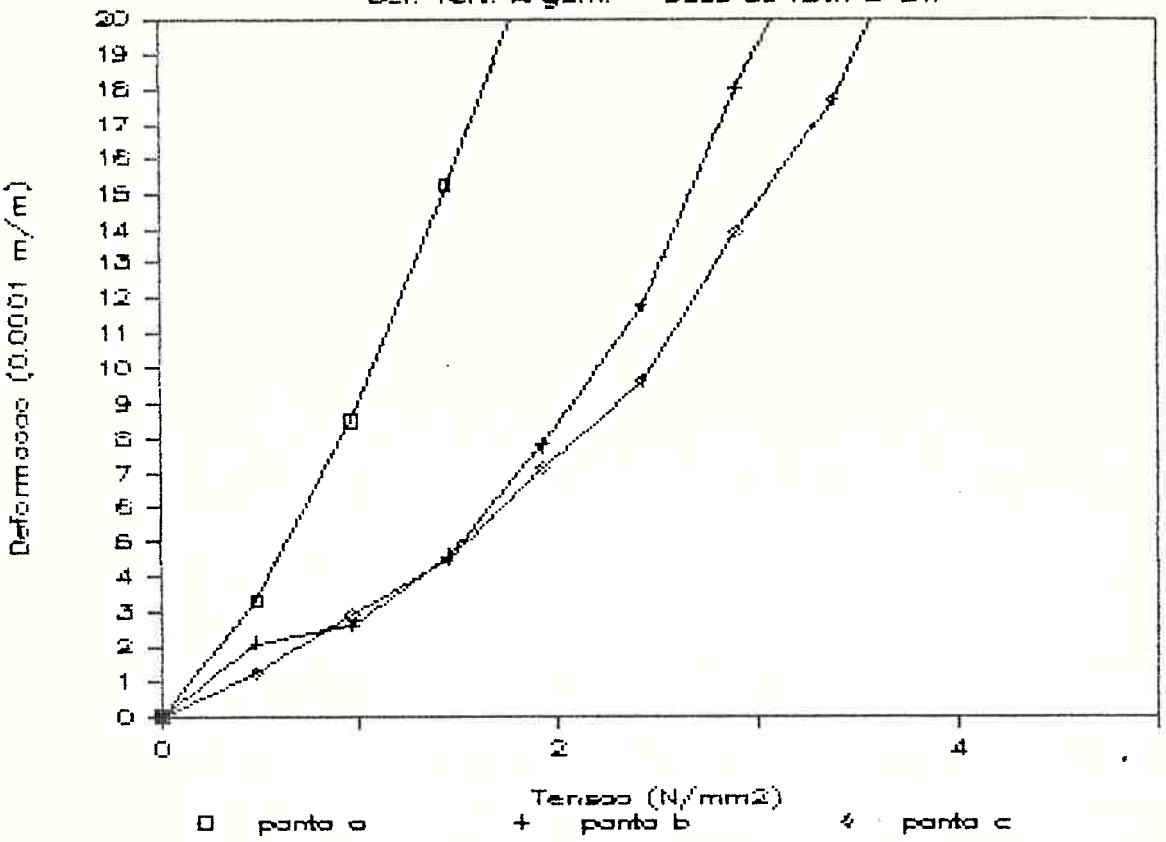
SC 3-2

Def. Vert. Bloco - base de leit.: 5 cm



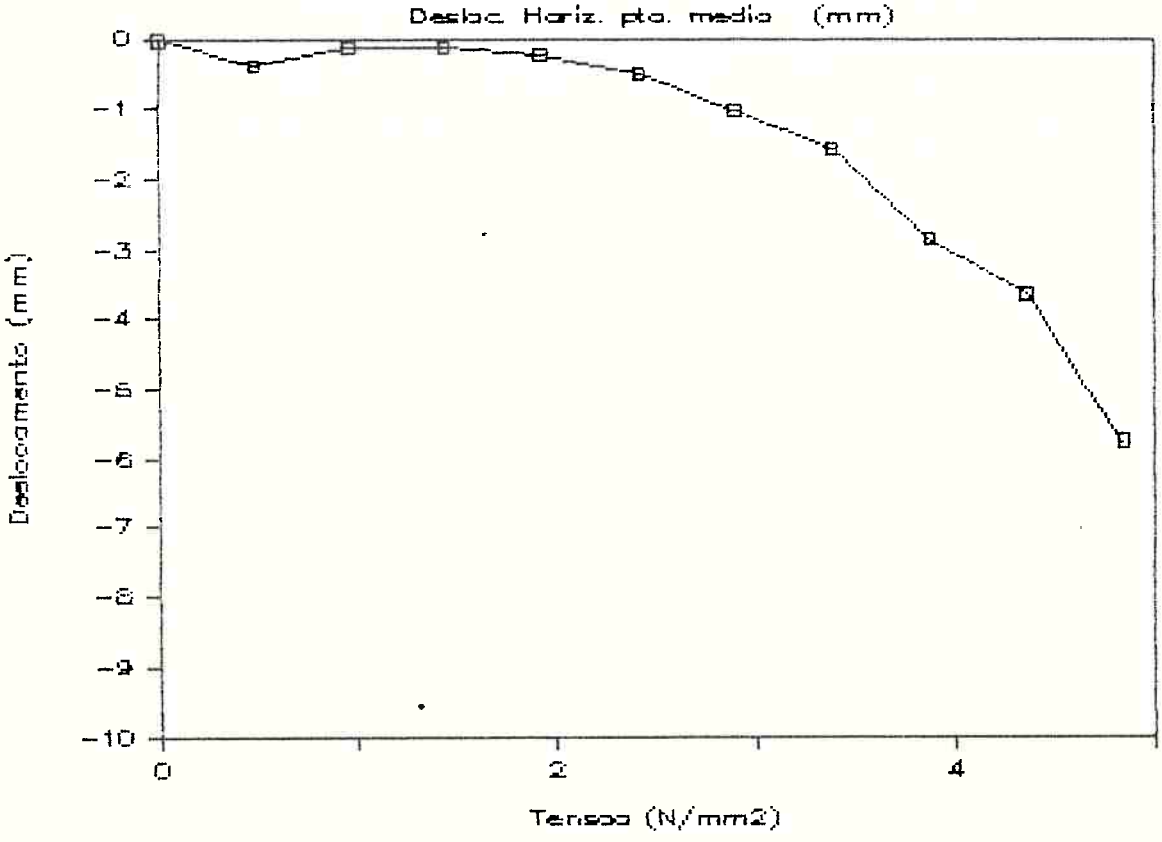
SC 3-2

Def. Vert. Argam. - base de leit.: 5 cm



SC 3-2

Deslc. Horiz. pto. medio (mm)



ANEXO 3

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDINHA

No. da paredinha	Data moldagem	Data ensaio	Tipo de bloco	Traco da argam.	Tensao Rup. (N/mm2)
C 1-1.1	19/11/85	17/01/86	Cer. Perf.	1:0:3	5.43
C 1-2.1	26/11/85	20/01/86	Cer. Perf.	1:0:3	4.87
C 1-2.2	20/11/85	20/01/86	Cer. Perf.	1:0:3	4.52

No. da paredinha	Tensao Atuante (N/mm2)		0.00	0.44	0.89	1.33	1.77	2.22	2.66	3.10	3.55	3.99	4.43	4.88
C 1-1.1	Deform. Esp. (x 0.0001 m/m)		0.00	0.86	2.27	2.84	3.80	5.32	6.26	7.67	8.81	11.10	12.15	14.06
C 1-2.1	Deform. Esp. (x 0.0001 m/m)		0.00	1.09	2.69	4.00	4.99	6.46	7.29	8.66	10.41	13.47	0.00	0.00
C 1-2.2	Deform. Esp. (x 0.0001 m/m)		0.00	1.35	2.93	3.92	6.13	6.63	8.31	9.87	11.23	14.66	0.00	0.00

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDINHA

No. de paredinha	Data moldagem	Data ensaio	Tipo de bloco	Traco da argam.	Tensao rup. (N/mm2)
IC 2-1.1	120/11/85	120/01/86	Cer. Perf.	1:1:1/2:4 1/2	4.12
IC 2-1.2	120/11/85	121/01/86	Cer. Perf.	1:1:1/2:4 1/2	3.98
IC 2-2.1	122/11/85	123/01/86	Cer. Perf.	1:1:1/2:4 1/2	5.97

No. da paredinha	Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.44	0.89	1.33	1.77	2.22	2.66	3.10	3.55	3.99	4.43	4.86
IC 2-1.1	Deform Esp. (x 0.0001 m/m)	0.00	1.68	4.10	6.32	7.82	11.48	14.10	16.09	17.83	0.00	0.00	0.00
IC 2-1.2	Deform Esp. (x 0.0001 m/m)	0.00	1.99	3.56	5.12	6.65	10.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IC 2-2.1	Deform Esp. (x 0.0001 m/m)	0.00	1.02	2.71	4.14	5.55	6.67	7.76	7.96	9.14	0.00	0.00	0.00

ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDINHA

No. da paredinha	Data moldagem	Data ensaio	Tipo de bloco	Traco da argam.	Tensao rup. (N/mm2)
PC 3-1.1	25/11/85	24/01/86	Cer. Perf.	1:1:6	4.31
PC 3-1.2	26/11/85	24/01/86	Cer. Perf.	1:1:6	4.34
PC 3-2.1	27/11/85	05/02/86	Cer. Perf.	1:1:6	4.63
PC 3-2.2	27/11/85	05/02/86	Cer. Perf.	1:1:6	3.8
PC 3-3.1	03/12/85	05/02/86	Cer. Perf.	1:1:6	3.62
PC 3-4.1	04/12/85	05/02/86	Cer. Perf.	1:1:6	4.97

No. da paredinha	Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.44	0.89	1.33	1.77	2.22	2.66	3.10	3.55	3.99	4.43	4.88
PC 3-1.1	Deform. Esp. (x .0001 m/m)	0.00	2.15	2.98	5.45	7.44	9.88	11.73	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
PC 3-1.2	Deform. Esp. (x .0001 m/m)	0.00	1.87	3.87	5.23	7.23	9.92	11.63	13.72	0.00	0.00	0.00	0.00
PC 3-2.1	Deform. Esp. (x .0001 m/m)	0.00	2.84	4.72	6.93	9.47	10.37	13.12	13.87	0.00	0.00	0.00	0.00
PC 3-2.2	Deform. Esp. (x .0001 m/m)	0.00	2.72	4.29	7.45	8.58	10.66	12.15	13.55	0.00	0.00	0.00	0.00
PC 3-3.1	Deform. Esp. (x .0001 m/m)	0.00	2.02	4.16	5.64	6.92	8.22	9.64	11.65	0.00	0.00	0.00	0.00
PC 3-4.1	Deform. Esp. (x .0001 m/m)	0.00	1.47	3.14	4.14	6.20	7.19	8.66	9.92	12.47	13.59	0.00	0.00

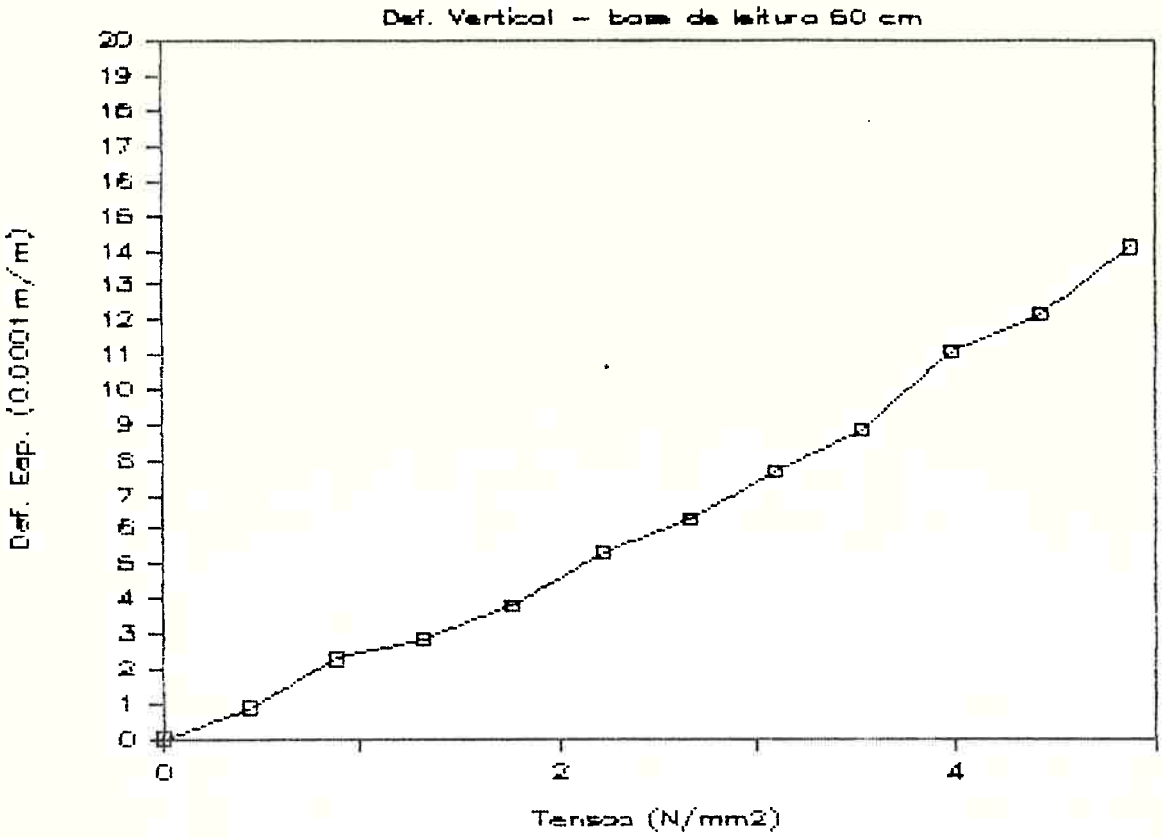
ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO
LABORATORIO DE CONSTRUCAO CIVIL
ENSAIO DE PAREDINHA

No. de paredinha	Data moldagem	Data ensaio	Tipo de bloco	Traco da argam.	Tensao Grup. (N/mm2)
C 4-1.1	29/11/85	05/02/86	Cer. Perf.	1:2:9	4.16
C 4-2.1	02/12/85	05/02/86	Cer. Perf.	1:2:9	3.47

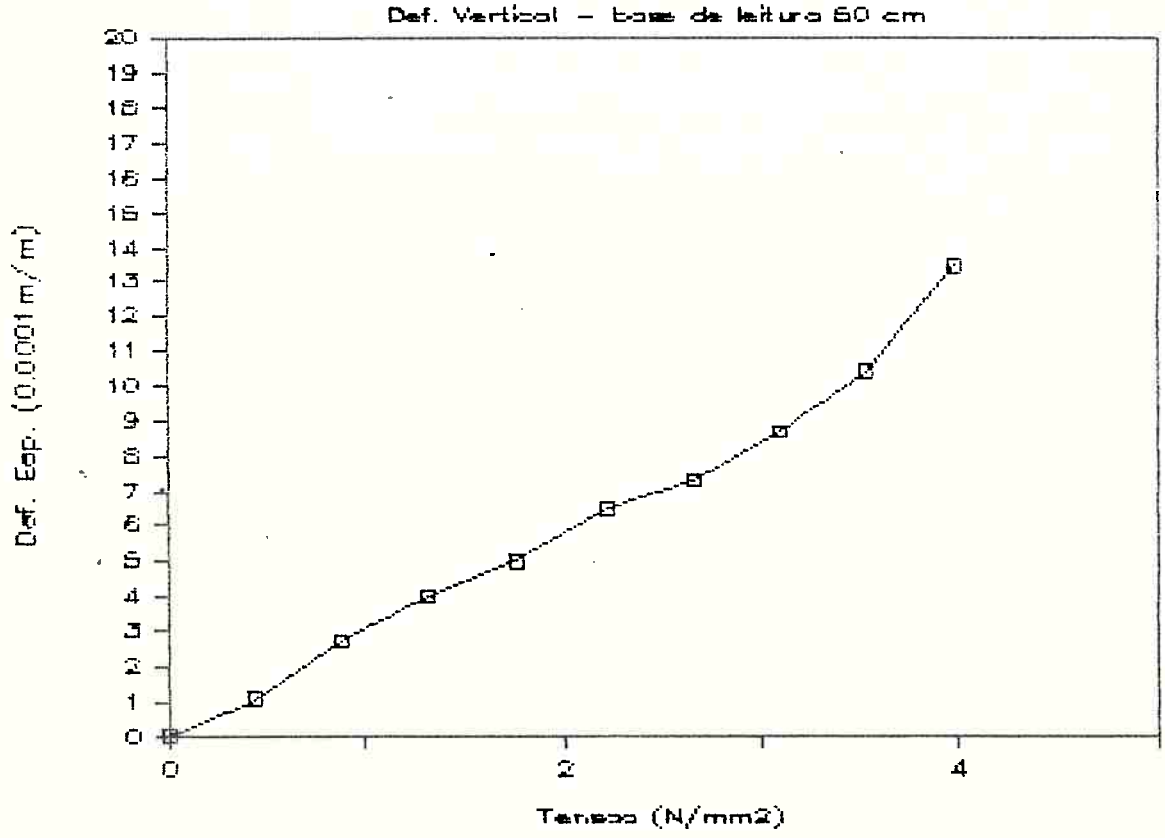
No. de paredinha	Tensao Atuante (N/mm2)	0.00	0.44	0.89	1.33	1.77	2.22	2.66	3.10	3.55	3.99	4.43	4.88
C 4-1.1	Deform. Esp. (x 0.0001 m/m)	0.00	1.13	3.20	4.91	7.98	10.92	12.59	14.59	0.00	0.00	0.00	0.00
C 4-2.1	Deform. Esp. (x 0.0001 m/m)	0.00	3.09	4.37	6.17	7.89	9.16	12.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ANEXO 4

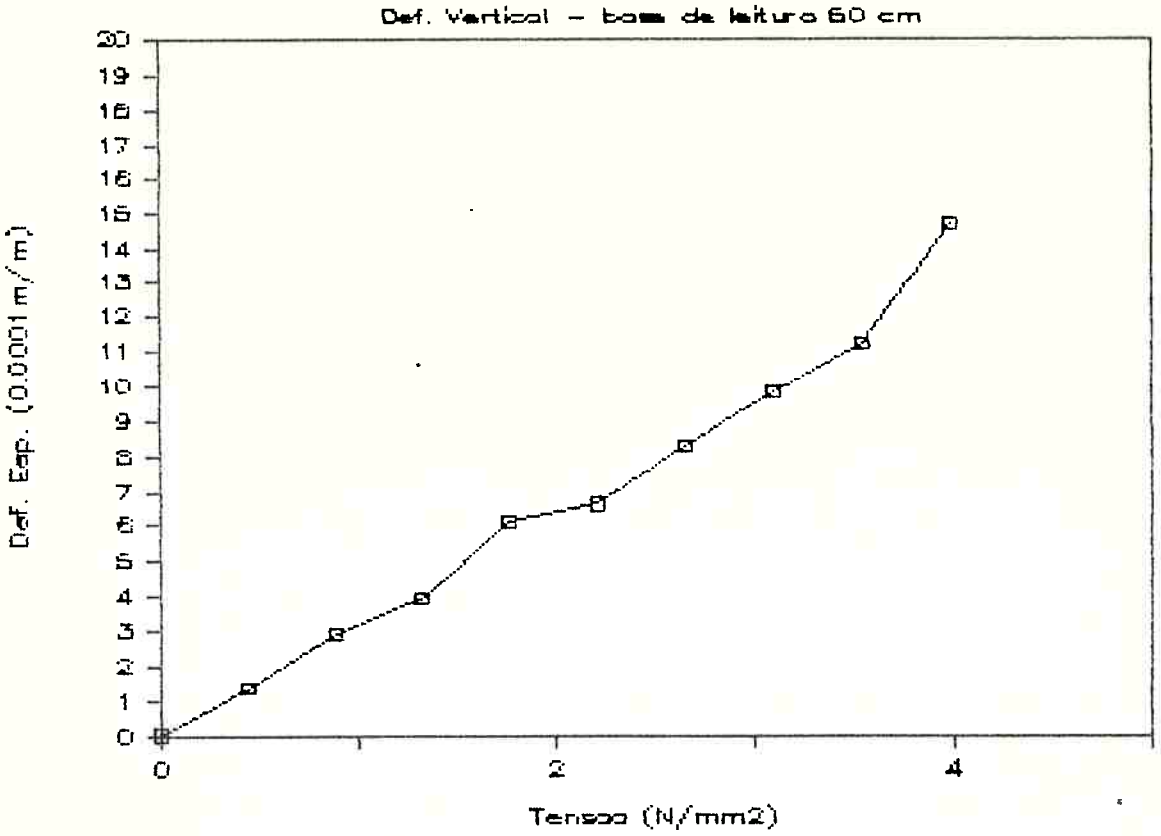
C 1-1.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
2
4

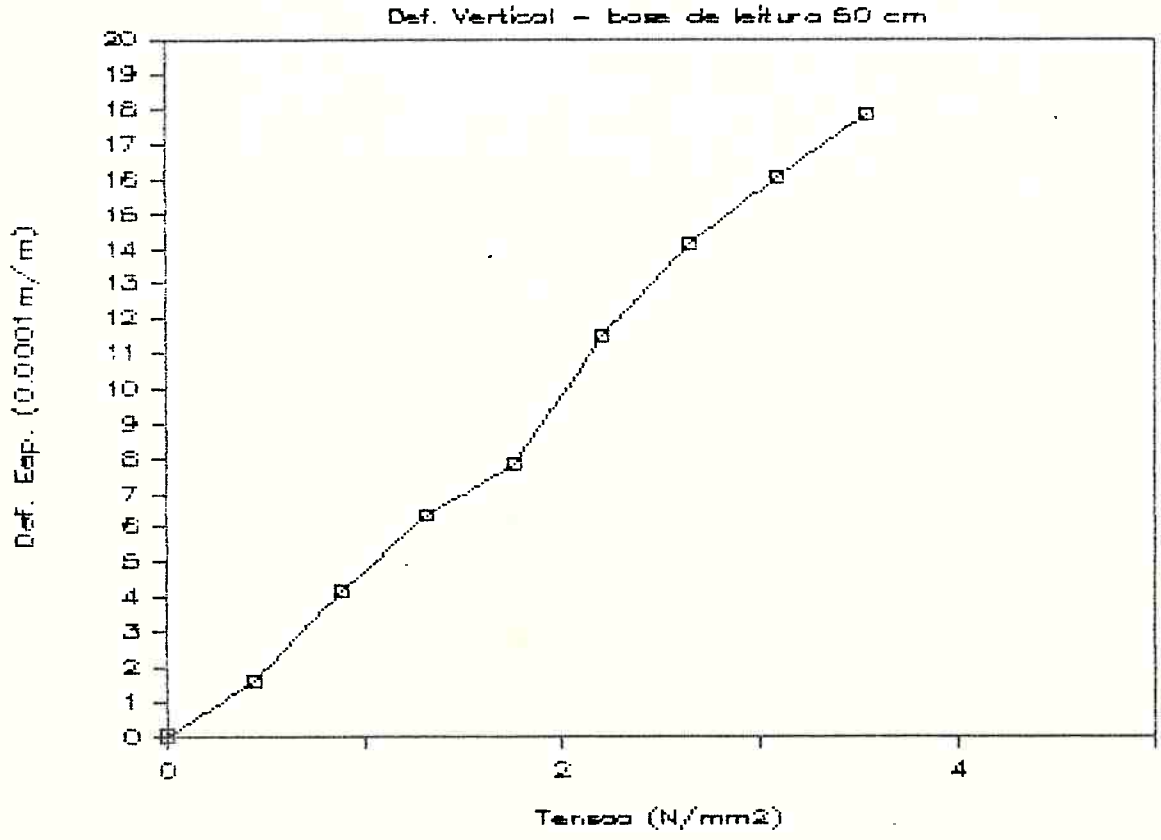
C 1-2.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
2
4

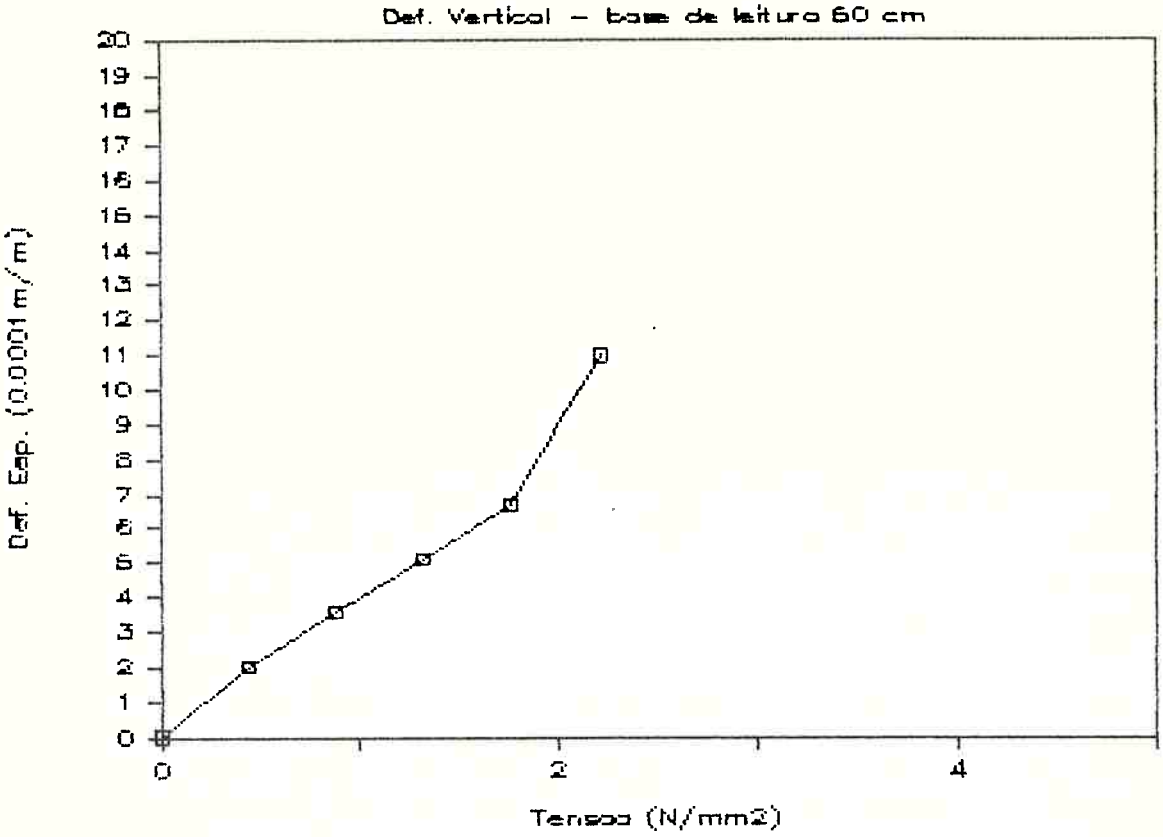
C 1-2.2


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
2
4

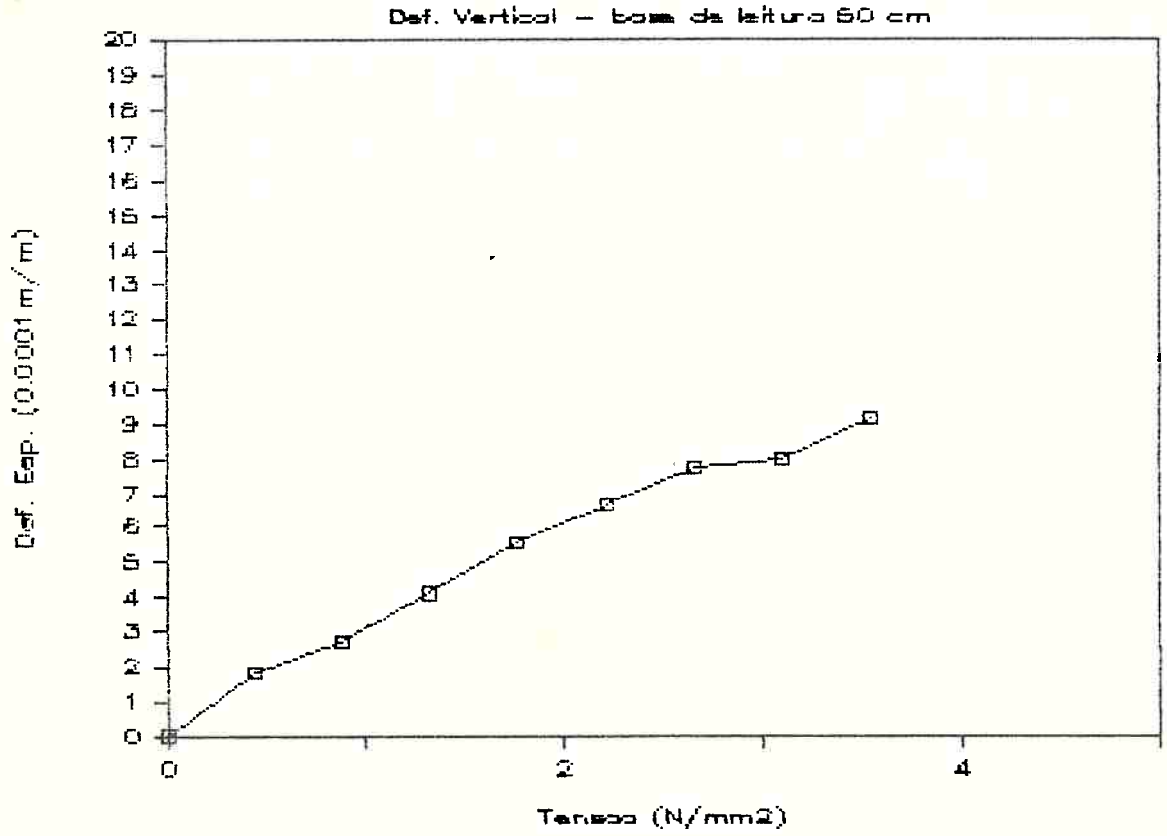
C 2-1.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
2
4

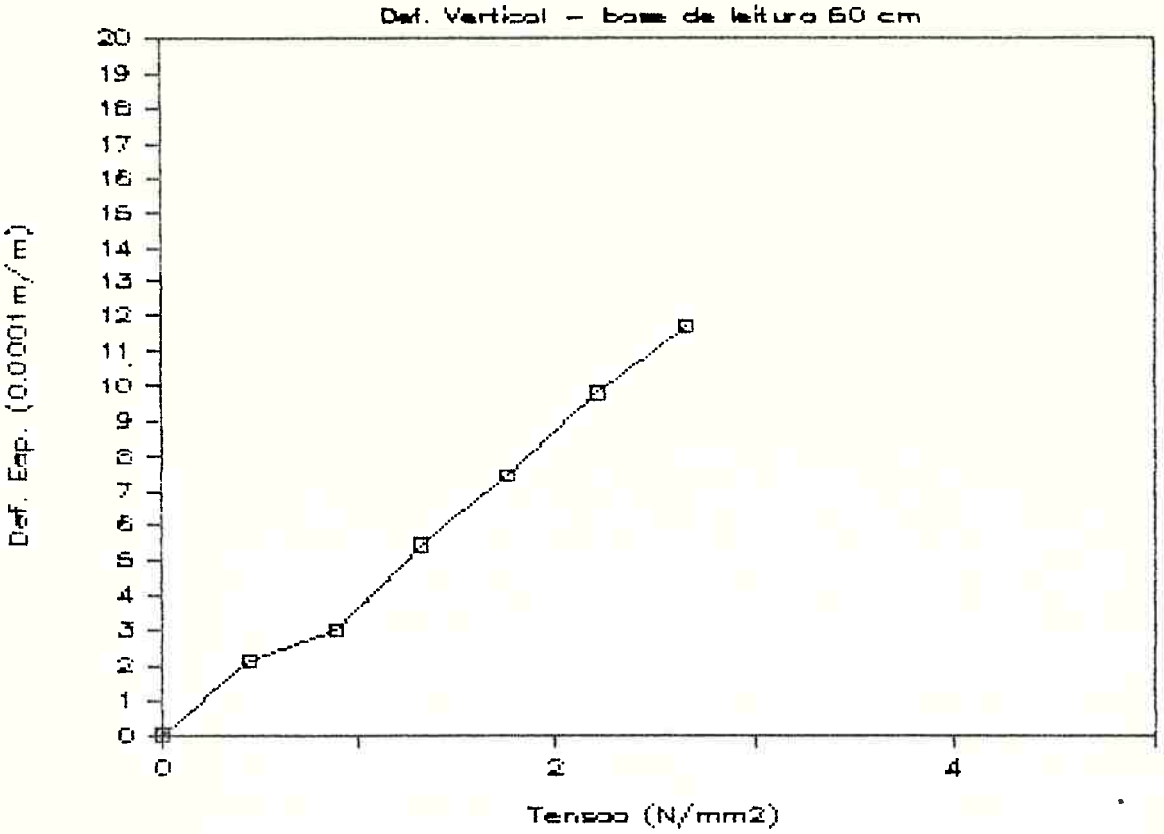
C 2-1.2


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

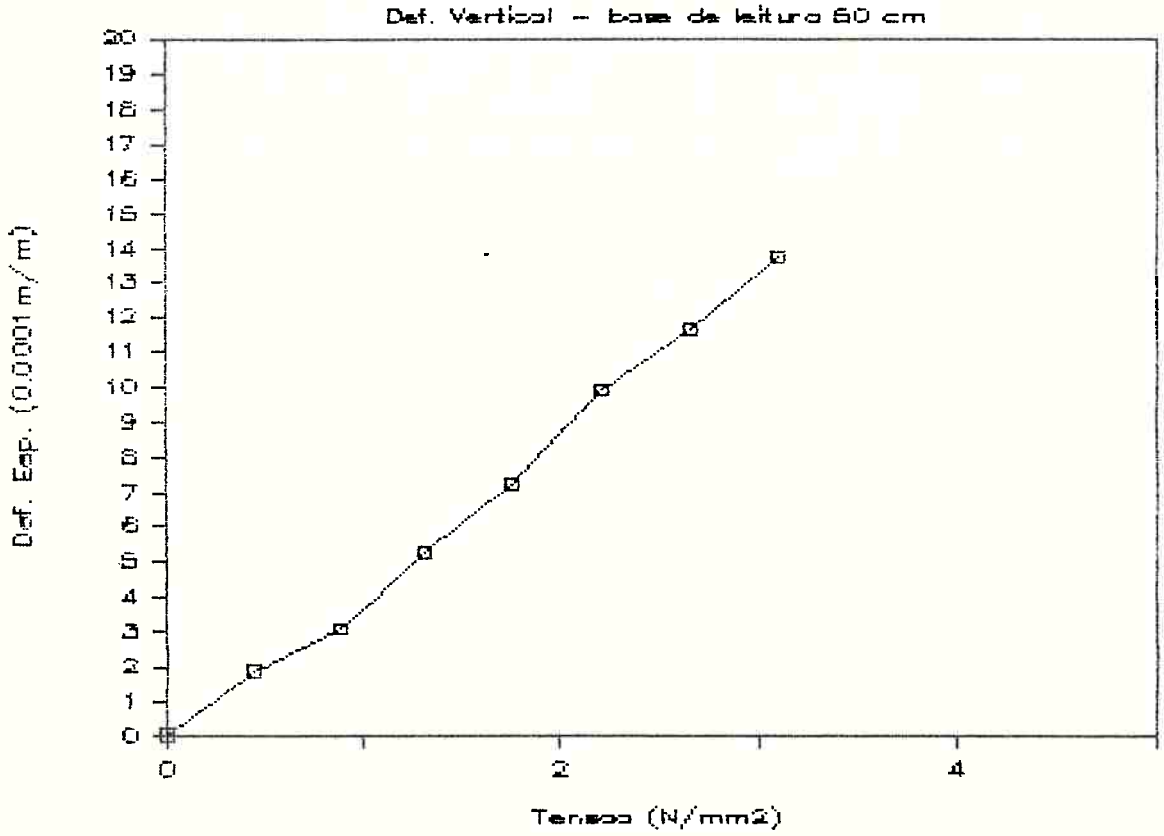
C 2-2.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

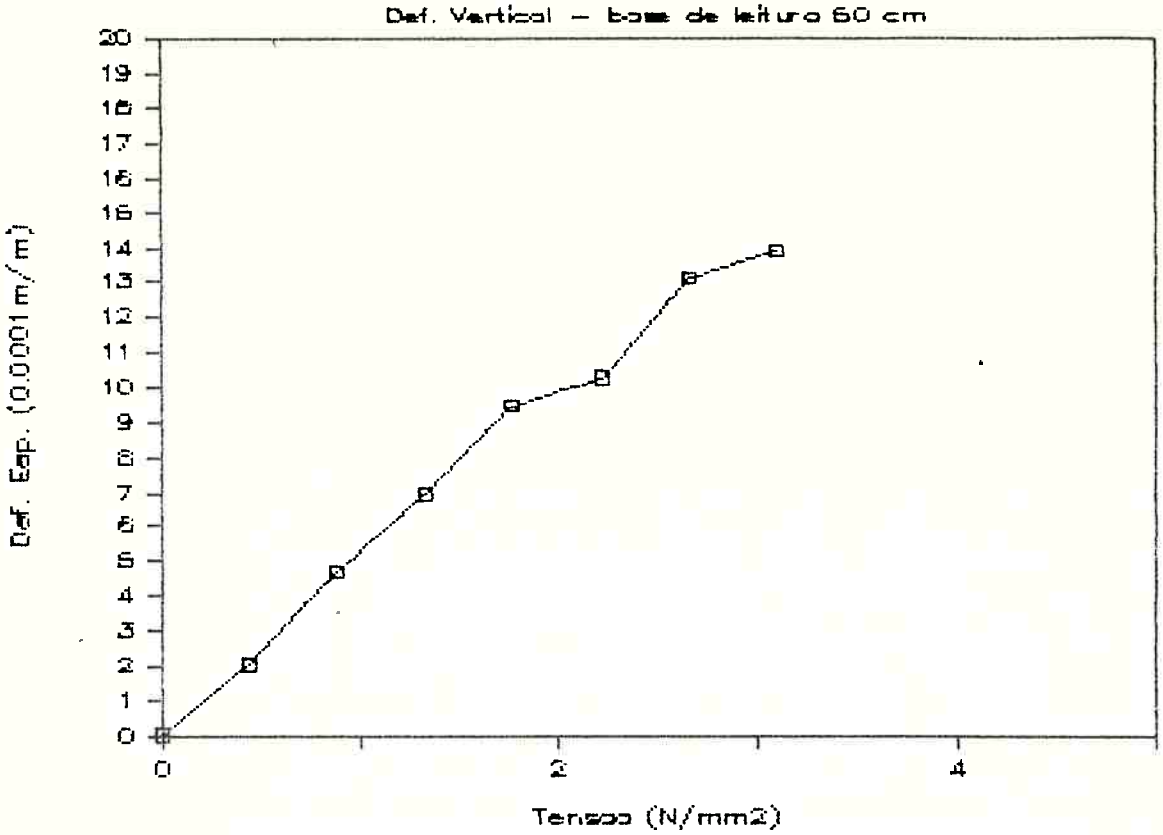
C 3-1.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

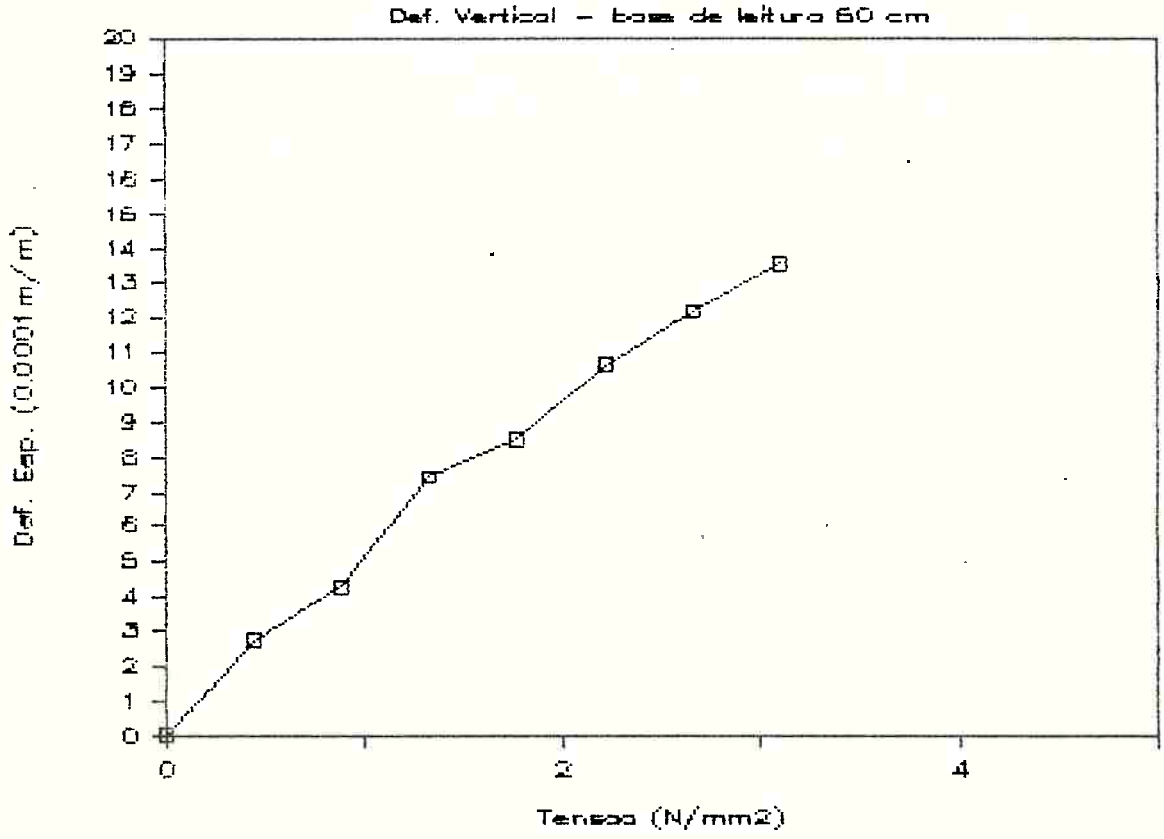
C 3-1.2


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

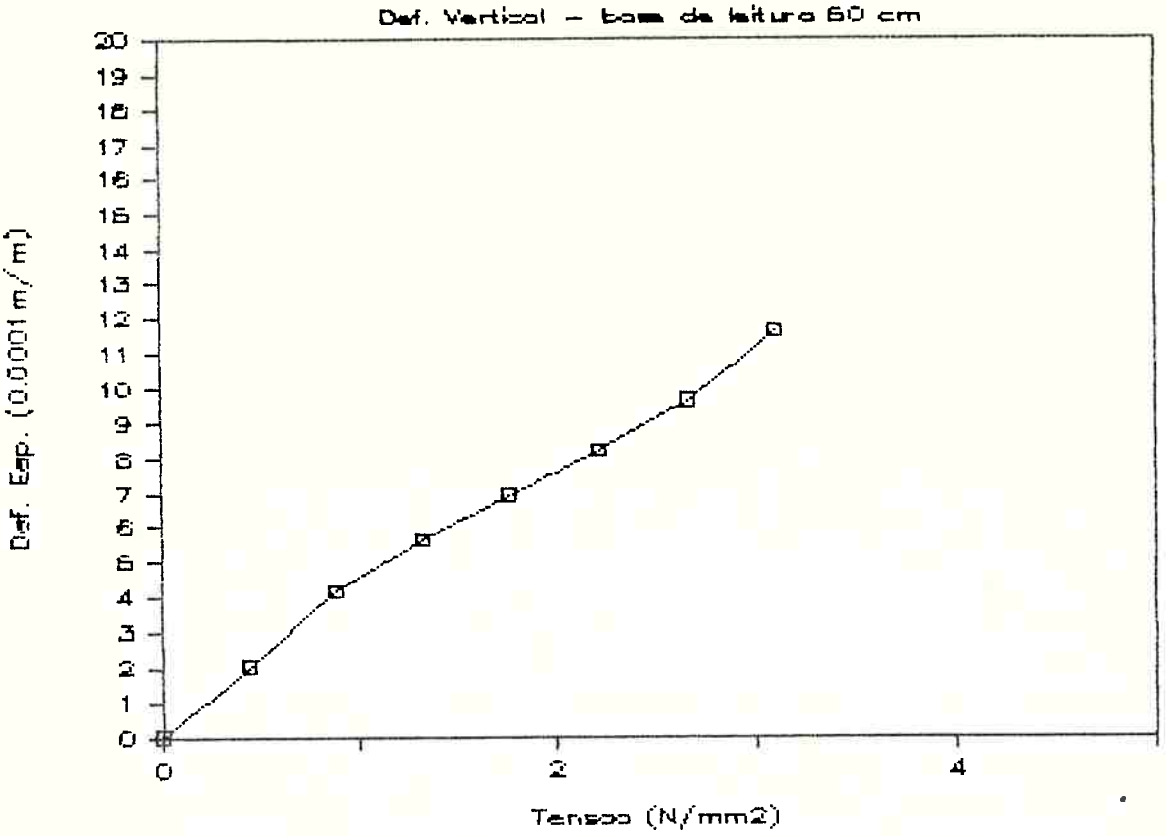
C 3-2.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

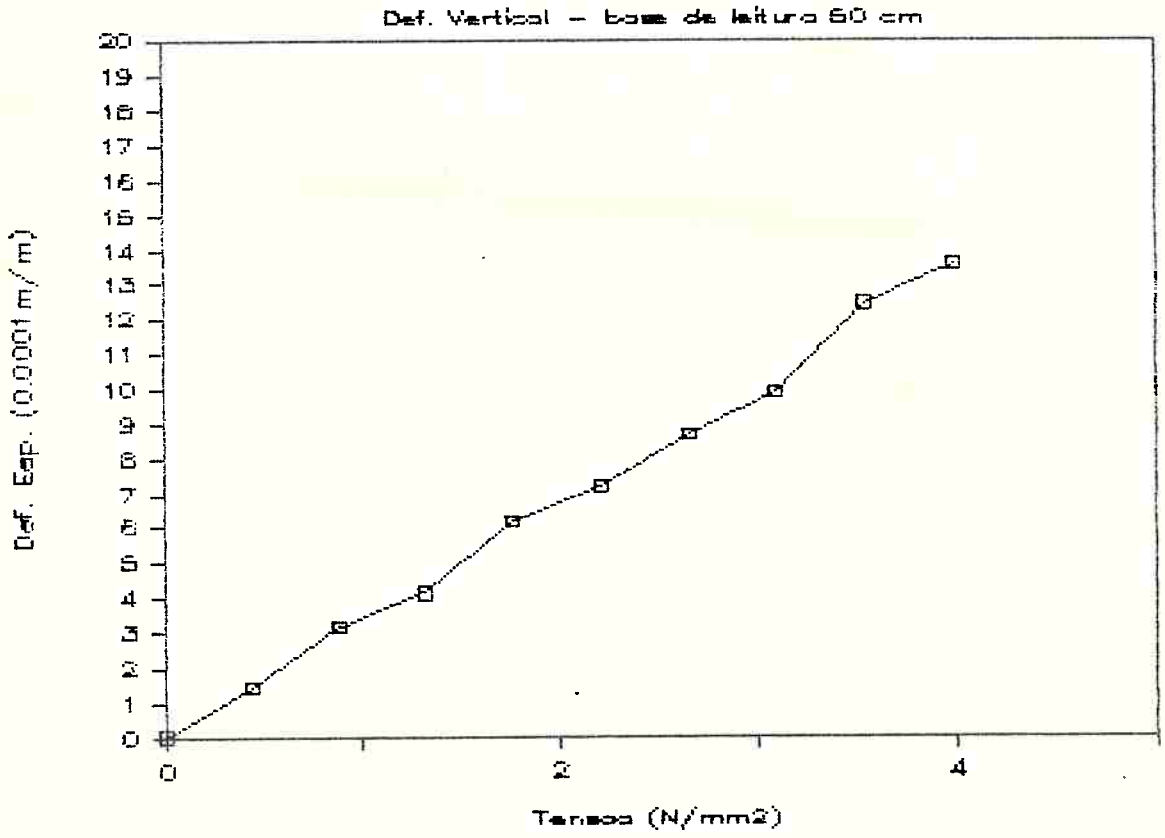
C 3-2.2


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

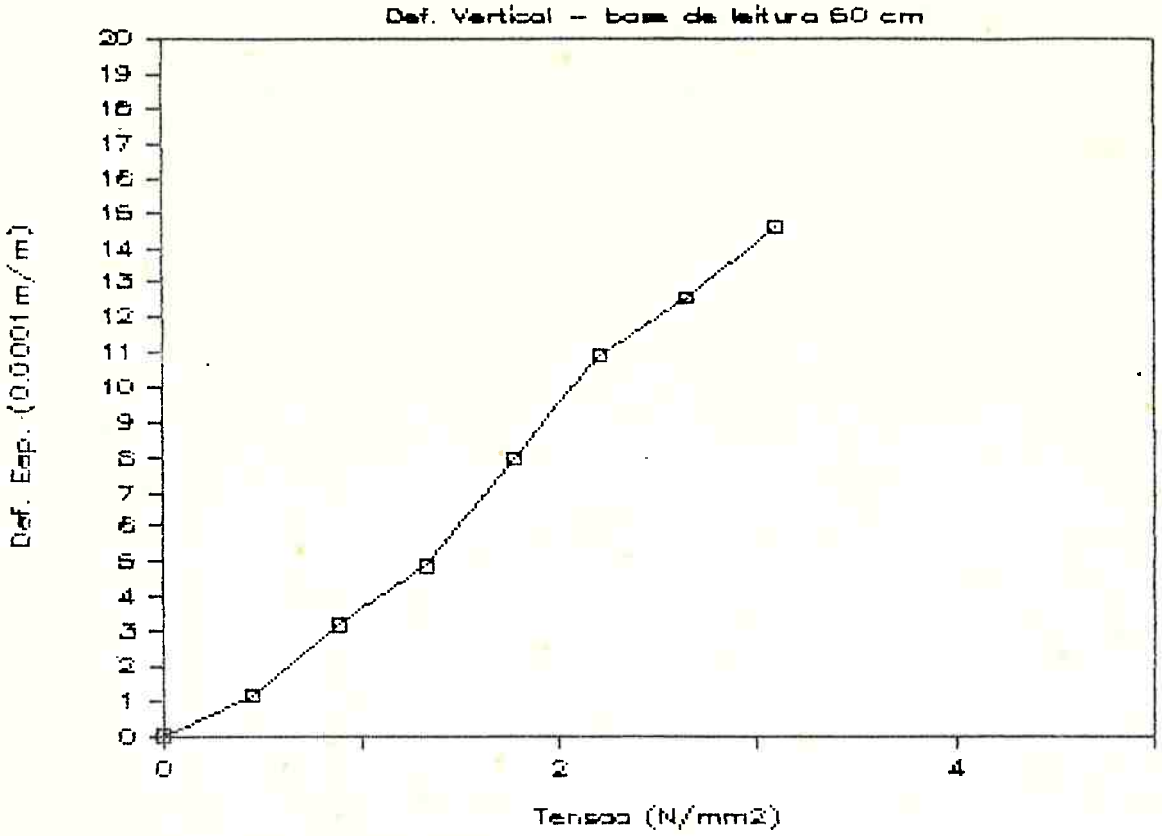
C 3-3.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
2
4
20

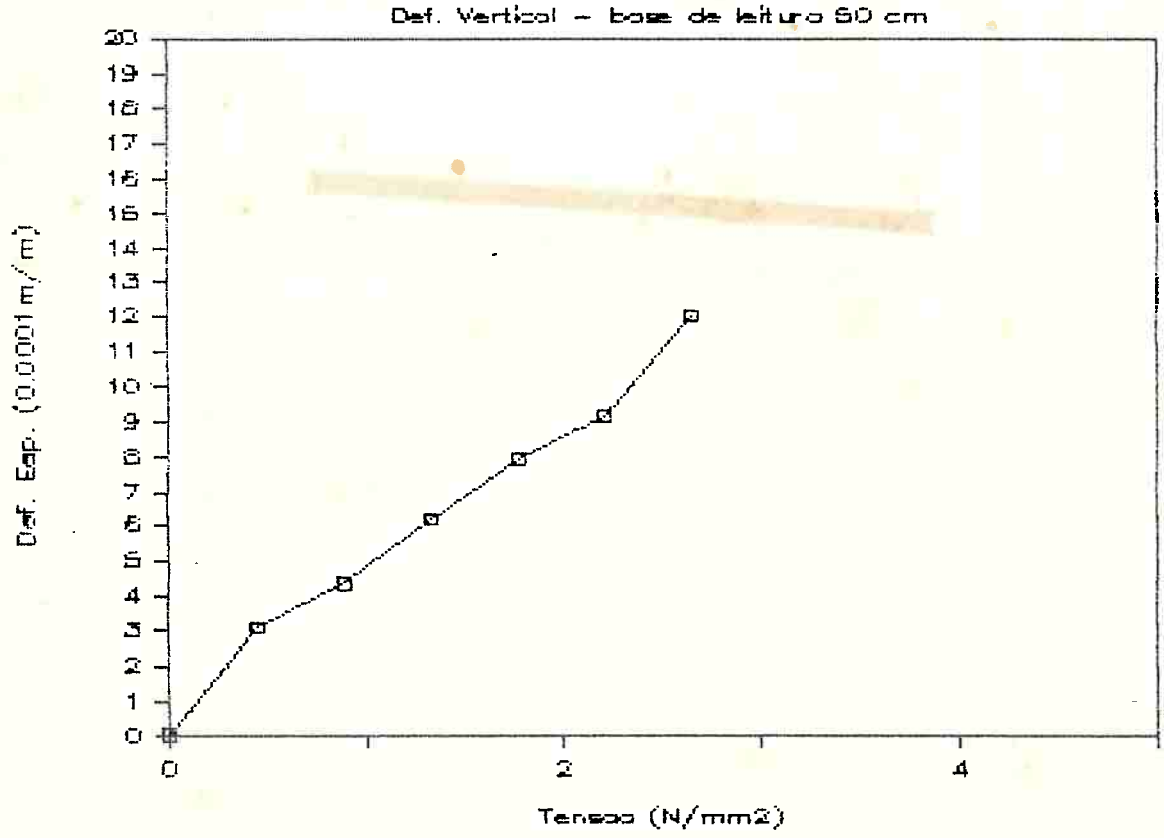
C 3-4.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
2
4
20

C 4-1.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4

C 4-2.1


Def. Vertical - base de leitura 60 cm
Def. Esp. (0.0001 m/m)
Tensao (N/mm2)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
2
4