

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**APOIO E CARREGAMENTO
INDIRETOS EM VIGAS DE CONCRETO
DE ALTA RESISTÊNCIA**

Flávia Conceição Veneziani Ribeiro

**Campinas
1999**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

APOIO E CARREGAMENTO INDIRETOS EM VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Flávia Conceição Veneziani Ribeiro

Orientador: Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes

Dissertação de Mestrado apresentada à
Comissão de pós-graduação da
Faculdade de Engenharia Civil da
Universidade Estadual de Campinas,
como parte dos requisitos para obtenção
do título de Mestre em Engenharia Civil,
na área de concentração de Estruturas.

Campinas
1999

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação.	
Prof. Dr.	25/8/99
Matrícula:	03982-9

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL

919239

UNIDADE	BC
N.º CHAMADA:	1001 AMB
V.	Ex.
TOMBO	00/39321
PREC	229/99
0	0
PREC	R\$ 11,00
DATA	29/10/99
N.º CPD	

CM-00136621-1

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

R354a Ribeiro, Flávia Conceição Veneziani
Apoio e carregamento indiretos em vigas de concreto
de alta resistência. / Flávia Conceição Veneziani
Ribeiro.--Campinas, SP: [s.n.], 1999.

Orientador: Gilson Battiston Fernandes
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Vigas de concreto. 2. Concreto de alta resistência.
I. Fernandes, Gilson Battiston. II. Universidade Estadual
de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III.
Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**APOIO E CARREGAMENTO INDIRETOS EM VIGAS DE
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Flávia Conceição Veneziani Ribeiro

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Gilson Battiston Fernandes

Presidente e Orientador

Faculdade de Engenharia Civil / Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

Faculdade de Engenharia Civil / Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. José Samuel Giongo

Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo

Campinas, 24 de Maio de 1999

À Mamãe, Papai, Mô, André, Sô, Paulinho, Victor e Tato, a melhor família que alguém tão cheia de defeitos poderia ter. Acreditem, vocês são muito mais do que eu mereço !!!

Ao Prof. Rubens, meu eterno mestre.

Agradecimentos

Ao Prof. Gilson que com paciência e compreensão executou este trabalho junto comigo. Espero carregar sempre em minha vida acadêmica seu exemplo de dedicação, organização e a enorme boa vontade em transmitir seus conhecimentos.

À Universidade de Mogi das Cruzes e Universidade São Francisco pela oportunidade e incentivo.

Aos amigos Luciano, Marcelo, Claudinei, Antonio Carlos, Ademir e Marçal. Meu trabalho não seria nada sem o Laboratório e o Laboratório não é nada sem vocês!

Ao Prof. Rubens por ter me aberto as portas e ter sido ao longo destes 15 anos muito mais que um mestre, mas um amigo de verdade. Por ter a humildade de reconhecer que sempre temos algo de novo a aprender. Minha eterna gratidão.

Ao Prof. Dantas que confiou no meu trabalho e sempre me deu bons conselhos (embora nem sempre siga os bons conselhos que me deu!).

À Cláudia por acreditar que eu conseguiria e por me dizer isso diariamente.

À minha mãe pelo exemplo de luta que tem me dado a cada dia e por ter tolerado a bagunça que eu fiz no escritório durante a elaboração da tese!

Ao meu pai pela força que nos tem dado aí de cima!

À Mô, que sempre encheu minha vida de muita alegria e de lindos sobrinhos!

À Sô que me deu o exemplo de que é sempre possível recomeçar. Obrigada pelas alegrias, mas principalmente por todas as lágrimas que choramos juntas. Muito, muito obrigada.

Aos meus familiares pela paciência com que aceitaram minhas ausências tão frequentes.

Aos meus alunos, responsáveis pela vontade de melhorar sempre. Obrigada por compreenderem, com humor, as minhas crises de mau humor.

Ao Paulinho que pela proximidade e convivência foi quem mais sofreu com as minhas neuroses e surtos. Obrigada por ter entendido e relevado. Só fez aumentar ainda mais o amor ENORME que sinto por você.

À Deus que permitiu que eu chegasse até aqui.

Sumário

LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE TABELAS.....	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xiv
RESUMO.....	xv
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO 2 - OBJETIVOS	3
CAPÍTULO 3 - MODELO BIELA E TIRANTE.....	4
3.1 - CONCEPÇÃO DO MODELO BIELA E TIRANTE.....	7
3.2 - PROCEDIMENTOS PARA MOCELAGEM	7
3.3 - DIMENSIONAMENTO DAS BIELAS, TIRANTES E NÓS.....	11
3.3.1 - TIRANTES	12
3.3.2 - BIELAS	12
3.3.3 - NÓS	13
3.4 - O MODELO BIELA E TIRANTE APLICADO AO APOIO INDIRETO.....	20
CAPÍTULO 4 - APOIO E CARREGAMENTO INDIRETOS EM VIGAS DE CONCRETO	21
4.1 - DIMENSIONAMENTO E DISTRIBUIÇÃO DA ARMADURA DE SUSPENSÃO.....	25
4.2 - ANCORAGEM.....	30
4.3 - DETALHES DE EXECUÇÃO.....	32
4.4 - ENSAIOS REALIZADOS.....	33
4.4.1 - MOHSENE ADJEZ (1968).....	33
4.4.2 - MOHSENE ADJEZ (1969).....	37

4.4.3 - TRINH KHANH LONG (1968)	39
4.4.4 - TRINH KHANH LONG (1969)	42
4.4.5 - FRITZ LEONHARDT (1971)	44
4.4.6 - S. M. FEREIG & K. N. SMITH (1971)	48
CAPÍTULO 5 - MATERIAIS E MÉTODOS	50
5.1 - DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTOS.....	51
5.1.1 - CONJUNTO B1-L	55
5.1.2 - CONJUNTO B1-R	58
5.1.3 - CONJUNTO C1-R	60
5.2 - MATERIAIS EMPREGADOS.....	62
5.3 - INSTRUMENTAÇÃO.....	69
5.3.1 - CONJUNTO B1-L	70
5.3.2 - CONJUNTO B1-R	71
5.3.3 - CONJUNTO C1-R	72
CAPÍTULO 6 - RESULTADOS DOS ENSAIOS	74
6.1 -CONJUNTO B1-L.....	74
6.2 -CONJUNTO B1-R	94
6.3 -CONJUNTO C1-R	116
CAPÍTULO 7 - DISCUSSÃO.....	140
7.1 -CONJUNTO B1-L.....	140
7.2 -CONJUNTO B1-R	143
7.3 -CONJUNTO C1-R	145
7.4. -ESTUDOS COMPARATIVOS.....	147
7.5. - SUGESTÕES.....	153
CAPÍTULO 8 - CONCLUSÃO.....	154
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
ABSTRACT	158

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 Regiões B e D por Schlaich e Schäfer ^{23,24}	5
FIGURA 3.2 Trajetórias das tensões nas regiões B e D por Schlaich e Schäfer ²³	6
FIGURA 3.3 Processo para determinação das regiões B e D por Schlaich e Schäfer ²³	6
FIGURA 3.4 Trajetória das tensões por Schlaich e Schäfer ^{23,24}	8
FIGURA 3.5 Trajetória de esforços por Fusco ⁹	9
FIGURA 3.6 Configuração do modelo biela e tirante adotado por Fusco ⁹	9
FIGURA 3.7 Arranjo de armadura por Fusco ⁹	10
FIGURA 3.8 Desdobramento de bielas muito longas por Fusco ⁹	11
FIGURA 3.9 Campos de compressão no concreto por Schlaich e Schäfer ^{23,24}	12
FIGURA 3.10 Tipos de nó por Schlaich e Schäfer ^{23,24}	14
FIGURA 3.11 Nó singular do tipo 1 sem ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	15
FIGURA 3.12 Nó singular do tipo 2 sem ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	15
FIGURA 3.13 Nós singulares do tipo 3 e 4 sem ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴ ..	16
FIGURA 3.14 Nó singular do tipo 5 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	17
FIGURA 3.15 Nó singular do tipo 6 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	17
FIGURA 3.16 Nó singular do tipo 7 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	18
FIGURA 3.17 Nó singular do tipo 8 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	18
FIGURA 3.18 Nó singular do tipo 9 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	19
FIGURA 3.19 Nó singular do tipo 10 com desvio de armadura por Schlaich e Schäfer ²⁴	19
FIGURA 3.20 Modelo biela e tirante para apoio indireto por Leonhardt ¹³	20
FIGURA 4.1(a) Tipos de ligação de apoio indireto (viga suporte apoiada) por Fusco ⁹	21
FIGURA 4.1(b) Tipos de ligação de apoio indireto (viga suporte em balanço) por Fusco ⁹	22
FIGURA 4.2 Esquemas de apoio e carregamento indiretos	22

FIGURA 4.3 Transmissão de cargas em vigas de concreto armado por Leonhardt ¹⁵	23
FIGURA 4.4 Transmissão de esforços no apoio indireto.....	23
FIGURA 4.5 Estribos de suspensão que suspendem o esforço indiretamente por Leonhardt ¹⁵	24
FIGURA 4.6 Superfície de fratura em apoio indireto sem armadura de suspensão por Mattock ²⁰	25
FIGURA 4.7 Propagação dos esforços adaptado de McGregor ¹⁹	27
FIGURA 4.8 Disposição da armadura de suspensão proposta por Leonhardt et al ^{13,15}	28
FIGURA 4.9 Disposição da armadura de suspensão proposta por Reineck ²²	29
FIGURA 4.10 Disposição da armadura de suspensão proposta por Fusco ⁹	29
FIGURA 4.11 Disposição da armadura de suspensão proposta por McGregor ¹⁹	30
FIGURA 4.12 Detalhes das armaduras na região de cruzamento	31
FIGURA 4.13 Ancoragem na região do apoio indireto por Leonhardt ¹⁵	31
FIGURA 4.14 Armadura de suspensão feita com prolongamento da armadura de flexão por Fusco ⁹	32
FIGURA 4.15 Detalhamento de armaduras na região de ligação por Fusco ⁹	33
FIGURA 4.16 Vista em planta do conjunto ensaiado	34
FIGURA 4.17 Disposição das armaduras utilizadas.....	35
FIGURA 4.18 Disposição das armaduras utilizadas.....	37
FIGURA 4.19 Vista em planta e corte do conjunto ensaiado	39
FIGURA 4.20 Disposição das armaduras utilizadas.....	40
FIGURA 4.21 Ancoragem da armadura de suspensão	42
FIGURA 4.22 Esquema das vigas por Leonhardt ¹³	44
FIGURA 4.23 Distribuição das armaduras longitudinais por Leonhardt ¹³	44
FIGURA 4.24 Distribuição das armaduras transversais por Leonhardt ¹³	45
FIGURA 4.25 Distribuição das armaduras de suspensão por Leonhardt ¹³	45
FIGURA 4.26 Diagrama das forças suspensas adaptado de Leonhardt ¹³	46
FIGURA 4.27 Diagrama das forças suspensas pelos estribos por Leonhardt ¹³	47
FIGURA 4.28 Panorama de fissuração na carga última por Leonhardt ¹³	48
FIGURA 4.29 Esquema das vigas ensaiadas adaptado de Fereig & Smith ⁷	48
FIGURA 4.30 Diagrama da tensão de cisalhamento em função da relação a/d adaptado de Fereig & Smith ⁷	49

FIGURA 5.1 Perspectiva da viga apoiada e carregada indiretamente	50
FIGURA 5.2 Esquema da aplicação das cargas nas vigas dos ensaios B1-L e B1-R.....	51
FIGURA 5.3 Esquema da aplicação de carga nas vigas do ensaio C1-R.....	52
FIGURA 5.4 Esquema dos apoios na viga apoiada	52
FIGURA 5.5 Detalhamento do aparelho de apoio da viga suporte	53
FIGURA 5.6 Arranjo de armadura de suspensão do conjunto B1-L.....	54
FIGURA 5.7 Arranjo de armadura de suspensão do conjunto B1-R	55
FIGURA 5.8 Armaduras das vigas do conjunto B1-L	57
FIGURA 5.9 Detalhes dos estribos na viga apoiada do conjunto B1-L	57
FIGURA 5.10 Detalhes dos estribos na viga suporte do conjunto B1-L.....	58
FIGURA 5.11 Detalhes dos estribos nos apoios da viga suporte do conjunto B1-L	58
FIGURA 5.12 Armaduras das vigas do conjunto B1-R.....	59
FIGURA 5.13 Detalhes da armadura de suspensão na viga suporte do conjunto B1-R.....	60
FIGURA 5.14 Armaduras das vigas do conjunto C1-R	61
FIGURA 5.15 Detalhes das armaduras transversais da viga apoiada do conjunto C1-R.....	61
FIGURA 5.16 Curva granulométrica da areia	63
FIGURA 5.17 Curva granulométrica da pedra britada nº 0	64
FIGURA 5.18 Curva granulométrica da pedra britada nº 1	65
FIGURA 5.19 Diagrama tensão-deformação do aço 4,2 mm (conjuntos B1-L e B1-R)	66
FIGURA 5.20 Diagrama tensão-deformação do aço 4,2 mm (conjunto C1-R)	66
FIGURA 5.21 Diagrama tensão-deformação do aço 5,0 mm.....	67
FIGURA 5.22 Diagrama tensão-deformação do aço 6,3 mm.....	67
FIGURA 5.23 Diagrama tensão-deformação do aço 8,0 mm.....	68
FIGURA 5.24 Diagrama tensão-deformação do aço 12,5 mm	68
FIGURA 5.25 Diagrama tensão-deformação do aço 20,0 mm	69
FIGURA 5.26 Instrumentação das armaduras no conjunto B1-L.....	70
FIGURA 5.27 Instrumentação para medida das deformações no concreto no conjunto B1-L.....	71
FIGURA 5.28 Instrumentação das armaduras no conjunto B1-R	72

FIGURA 5.29 Instrumentação das armaduras no conjunto C1-R	73
FIGURA 6.1 Panorama de fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada	75
FIGURA 6.2 Panorama de fissuração na região do apoio direto na viga apoiada	76
FIGURA 6.3 Panorama de fissuração na viga suporte.....	76
FIGURA 6.4 Ruptura na região de volume mútuo na viga suporte	77
FIGURA 6.5 Ruptura na região de ligação entre as vigas.....	77
FIGURA 6.6 Tensão na armadura de suspensão - viga VB1-L	78
FIGURA 6.7 Tensão nos estribos - viga VB1-L.....	79
FIGURA 6.8 Tensão na armadura longitudinal - viga VB1-L.....	80
FIGURA 6.9 Tensão nos estribos - viga VB1-L.....	81
FIGURA 6.10 Tensão nos estribos - viga V1B-L.....	82
FIGURA 6.11 Tensão na armadura de suspensão - viga V1B-L	83
FIGURA 6.12 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B-L.....	84
FIGURA 6.13 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B-L.....	85
FIGURA 6.14 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B-L.....	86
FIGURA 6.15 Deformação no concreto - conjunto B1-L	87
FIGURA 6.16 Deformação no concreto - conjunto B1-L	88
FIGURA 6.17 Deformação no concreto - conjunto B1-L	89
FIGURA 6.18 Deformação no concreto - conjunto B1-L	90
FIGURA 6.19 Deformação no concreto - conjunto B1-L	91
FIGURA 6.20 Deformação no concreto - conjunto B1-L	92
FIGURA 6.21 Deslocamento vertical - conjunto B1-L	93
FIGURA 6.22 Panorama de fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada	95
FIGURA 6.23 Panorama de fissuração na região do apoio direto na viga apoiada	95
FIGURA 6.24 Panorama de fissuração na viga suporte.....	96
FIGURA 6.25 Fissuração na região de volume comum na viga suporte	96
FIGURA 6.26 Tensão nos estribos - viga VB1-R	98
FIGURA 6.27 Tensão nos estribos - viga VB1-R	99

FIGURA 6.28 Tensão nos estribos - viga VB1-R	100
FIGURA 6.29 Tensão nos estribos - viga V1B-R	101
FIGURA 6.30 Tensão nos estribos - viga V1B-R	102
FIGURA 6.31 Tensão na armadura de suspensão - viga V1B-R.....	103
FIGURA 6.32 Tensão na armadura de suspensão - viga V1B-R.....	104
FIGURA 6.33 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B-R	105
FIGURA 6.34 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B-R	106
FIGURA 6.35 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B-R	107
FIGURA 6.36 Tensão na armadura longitudinal - viga VB1-R	108
FIGURA 6.37 Deformação no concreto - conjunto B1-R.....	109
FIGURA 6.38 Deformação no concreto - conjunto B1-R.....	110
FIGURA 6.39 Deformação no concreto - conjunto B1-R.....	111
FIGURA 6.40 Deformação no concreto - conjunto B1-R.....	112
FIGURA 6.41 Deformação no concreto - conjunto B1-R.....	113
FIGURA 6.42 Deformação no concreto - conjunto B1-R.....	114
FIGURA 6.43 Deslocamento vertical - conjunto B1-R	115
FIGURA 6.44 Panorama de fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada visto de costas	117
FIGURA 6.45 Panorama de fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada visto de frente	117
FIGURA 6.46 Panorama de fissuração na região do apoio direto na viga apoiada	118
FIGURA 6.47 Panorama de fissuração na viga suporte.....	118
FIGURA 6.48 Tensão nos estribos - viga VC1-R	119
FIGURA 6.49 Tensão nos estribos - viga VC1-R	120
FIGURA 6.50 Tensão nos estribos - viga VC1-R.....	121
FIGURA 6.51 Tensão na armadura longitudinal - viga VC1-R	122
FIGURA 6.52 Tensão nos estribos - viga V1C-R	123
FIGURA 6.53 Tensão nos estribos - viga V1C-R	124
FIGURA 6.54 Tensão na armadura de suspensão - viga V1C-R.....	125
FIGURA 6.55 Tensão na armadura de suspensão - viga V1C-R.....	126

FIGURA 6.56 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C-R	127
FIGURA 6.57 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C-R	128
FIGURA 6.58 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C-R	129
FIGURA 6.59 Tensão na armadura longitudinal - viga VC1-R	130
FIGURA 6.60 Tensão na armadura longitudinal - viga VC1-R	131
FIGURA 6.61 Tensão na armadura longitudinal - viga VC1-R	132
FIGURA 6.62 Deformação no concreto - conjunto C1-R	133
FIGURA 6.63 Deformação no concreto - conjunto C1-R	134
FIGURA 6.64 Deformação no concreto - conjunto C1-R	135
FIGURA 6.65 Deformação no concreto - conjunto C1-R	136
FIGURA 6.66 Deformação no concreto - conjunto C1-R	137
FIGURA 6.67 Deformação no concreto - conjunto C1-R	138
FIGURA 6.68 Deslocamento vertical - conjunto C1-R	139
FIGURA 7. 1 Força suspensa na região de ligação - Conjunto B1-L	141
FIGURA 7. 2 Força suspensa na região de volume comum - Conjunto B1-L	142
FIGURA 7. 3 Forças suspensas pelo estribo - Conjunto B1-L	143
FIGURA 7. 4 Força suspensa na região de volume comum - Conjunto B1-R	144
FIGURA 7. 5 Forças suspensas pelo estribo - Conjunto B1-R	145
FIGURA 7. 6 Força suspensa na região de volume comum - Conjunto C1-R	146
FIGURA 7. 7 Forças suspensas pelo estribo - Conjunto C1-R	147
FIGURA 7. 8 Tensão nos estribos da viga suporte - Conjuntos B1-R e C1-R	149
FIGURA 7. 9 Tensão nos estribos da viga apoiada - Conjuntos B1-R e C1-R	150
FIGURA 7.10 Médias das tensões nos estribos da viga apoiada - Conjuntos B1-R e C1-R	150
FIGURA 7.11 Tensão nos estribos da viga apoiada a meia altura - Conjuntos B1-R e C1-R	151
FIGURA 7.12 Tensão na parte superior do estribo da viga apoiada - Conjuntos B1-L, B1-R e C1-R	152
FIGURA 7.13 Tensão na parte inferior do estribo da viga apoiada - Conjuntos B1-L, B1-R e C1-R	152

LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1 Armaduras das vigas	35
TABELA 4.2 Resultados obtidos.....	36
TABELA 4.3 Armaduras das vigas	38
TABELA 4.4 Resultados obtidos.....	38
TABELA 4.5 Armaduras das vigas	41
TABELA 4.6 Resultados obtidos.....	41
TABELA 4.7 Armaduras das vigas	43
TABELA 4.8 Resultados obtidos.....	43

LISTA DE SÍMBOLOS

A, B, F, V	força
$A_{s, \text{susp}}$	área da seção transversal da armadura de suspensão
A_{sw}	área da seção transversal da armadura transversal
$a, a_0, a_1, a_2, a_3, a_4, a_5$	largura de bielas
a	largura de distribuição da armadura de suspensão segundo Fusco
b	largura da peça
$C, C_0, C_1, C_2, C_3, C_4, C_5$	biela comprimida
d	altura útil da peça
d, d_b	diâmetro de curvatura
F_u	força última
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{cd28}	resistência de cálculo do concreto à compressão aos 28 dias
f_{yd}	resistência de cálculo de escoamento do aço
h, h_1, h_2, h_i, h_{ii}	altura da peça
h_b	distância entre as faces inferiores das vigas apoiada e suporte
l	vão da viga
l_b	comprimento de ancoragem
l_d	comprimento da região D
l_k	largura de distribuição da armadura de suspensão
q	carga distribuída
R, R_A, R_B	reações de apoio
$R_{s, \text{susp}}$	força suspensa pela armadura
s	espaçamento
T, T_1, T_2, T_3	tirante tracionado
u, u_1, u_2	largura dos tirantes
$Z_{B\bar{U}}$	força suspensa pelos estribos de suspensão
Z_V	força suspensa pelos cabos de protensão
z	distância entre R_c e R_t
θ	inclinação das bielas
ϕ	diâmetro de armadura
$\sigma, \sigma_c, \sigma_{c0}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}, \sigma_{c4}, \sigma_{c5}$	tensão
σ_{sw}	tensão na armadura transversal
σ_s	tensão no aço
ε	deformação específica
ε_s	deformação específica do aço
$\upsilon, \upsilon_2, \upsilon_3$	ângulos entre biela e tirante
γ_f	coeficiente de majoração das ações
ρ_w	taxa de armadura
η	grau de armação ao cisalhamento
τ_{0u}	valor último de τ_0

RESUMO

Este trabalho aborda as situações de apoio e carregamento indiretos em vigas de concreto de alta resistência. A parte experimental consistiu no ensaio de três conjuntos de vigas, apoiada e suporte, de mesmas dimensões, em forma de T no plano horizontal. As vigas foram ensaiadas com arranjos de armadura de suspensão e carregamentos distintos. Foi analisado o comportamento das vigas e armadura dando ênfase à armadura de suspensão disposta na região de interseção entre as vigas. Os resultados obtidos mostram que uma armadura concentrada na região de volume comum às duas vigas é mais eficiente para a transmissão dos esforços na interseção.

Palavras-chave: apoio indireto; carregamento indireto; viga de concreto

1. INTRODUÇÃO

As vigas de concreto com apoios e carregamentos indiretos apresentam resistências menores e maiores desenvolvimentos de tensão, em comparação com os apoios diretos.

Por serem regiões com descontinuidade de carga, a trajetória das tensões nos apoios indiretos deve ser estudada através do modelo biela e tirante que se apresenta, nestes casos, mais eficiente que o tradicional modelo da treliça.

Muitos estudos foram realizados com o objetivo de verificar as diferenças existentes entre os apoios direto e indireto.

A partir destes estudos, constatou-se necessidade da utilização de uma armadura a ser distribuída na região de ligação das duas vigas capaz de suspender para o banzo comprimido da viga suporte o esforço a ela aplicado pela viga apoiada. Esta armadura é chamada armadura de suspensão. Com esta finalidade, foram utilizados no passado estribos ou barras dobradas. Atualmente os estribos são preferidos.

Nos Capítulos 3 e 4 é apresentada a revisão bibliográfica sobre os temas relacionados ao modelo biela e tirante e aos apoios e carregamentos indiretos.

O Capítulo 3 trata da definição, fundamentos e otimização do projeto bem como do dimensionamento dos elementos que compõe o modelo biela e tirante.

Os estudos realizados por outros pesquisadores sobre os apoios indiretos e suas propostas para quantificar e definir a região de distribuição da armadura de suspensão são apresentados no Capítulo 4.

Os materiais e a metodologia utilizada no programa experimental estão descritos no Capítulo 5.

Os resultados dos experimentos são apresentados e analisados nos Capítulos 6 e 7, respectivamente.

Finalizando, no Capítulo 8, são apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para continuidade do desenvolvimento do estudo.

2. OBJETIVOS

O trabalho foi dividido em duas partes.

A princípio, o objetivo foi ensaiar e verificar a eficiência das propostas existentes de utilização de armadura de suspensão.

Numa segunda etapa, já utilizando a proposta que apresentou melhor desempenho nos ensaios realizados, foi verificado o comportamento do modelo quando o ponto de aplicação da carga é distanciado da região de ligação, ou seja, com relação a/d maior. Esta etapa teve como objetivo a verificação da distribuição das tensões e propagação dos esforços ao longo da viga, considerando que na primeira etapa, devido à proximidade da carga, parte do esforço poderia ter sido aplicado diretamente no apoio.

3. MODELO BIELA E TIRANTE

O modelo biela e tirante substitui o tradicional modelo da treliça para estruturas com regiões de descontinuidade estática ou geométrica, como pontos de aplicação de cargas, nós de pórtico, consolos, regiões com rebaixos ou orifícios, apoio e carregamento indiretos, entre outras para as quais o modelo de treliça não é apropriado. Apoios e carregamentos indiretos serão vistos com mais detalhes no próximo capítulo.

A utilização do modelo biela e tirante justifica-se pelo fato de que nas estruturas de concreto armado os esforços são transmitidos através de campos de compressão (chamados de bielas) que são ligados aos de tração (tirantes). Esta ligação é feita através de nós.

Segundo estudos desenvolvidos por Schlaich e Schäfer^{23,24} as estruturas apresentam duas regiões distintas chamadas de **B** e **D**.

A região **B** é aquela onde é válida a hipótese de Bernoulli de distribuição linear de deformações. Nestas regiões o modelo tradicional da treliça é válido. As forças internas ou as tensões são obtidas a partir dos momentos fletores, forças cortantes e forças normais provenientes da análise estática da estrutura. Enquanto estas regiões não estiverem fissuradas, pode ser aplicada a teoria de flexão para o material linear elástico. Após a fissuração é aplicado o mecanismo da treliça.

As regiões de descontinuidade, cujos exemplos já foram citados acima, onde a distribuição de deformações não é linear, são as chamadas regiões **D** e são as

especificadas pelas áreas hachuradas, com dimensões h , h_1 , e h_2 que representam as alturas dos elementos em estudo, da figura 3.1.

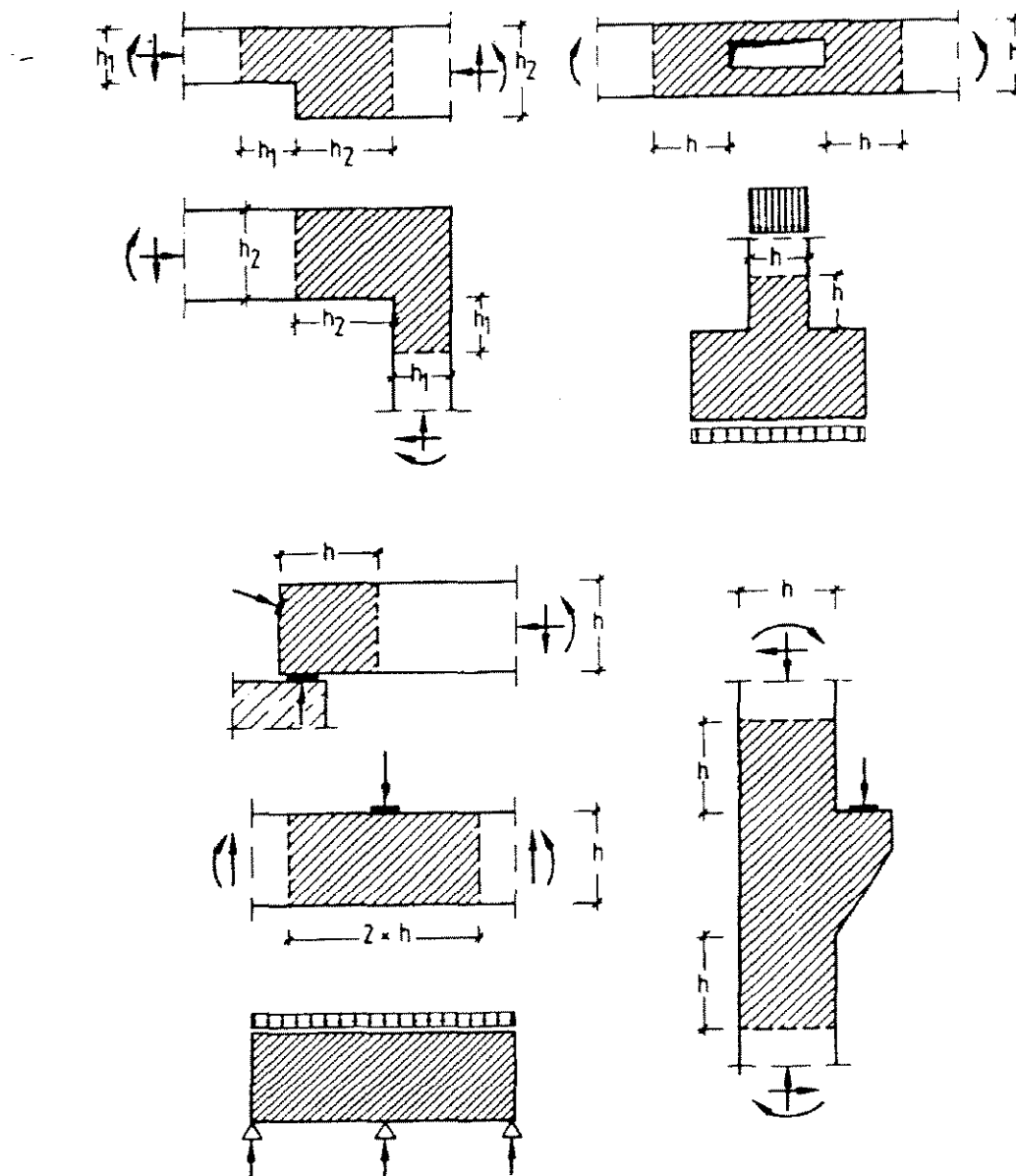


FIGURA 3.1 Regiões B e D por Schlaich e Schäfer^{23,24}

As tensões e suas trajetórias são mais suaves na região **B** em comparação com o que acontece na região **D**. As tensões decrescem rapidamente em pontos que se afastam das regiões de aplicação das cargas. Este comportamento das tensões

possibilita a identificação dos limites das duas regiões como pode ser visto na figura 3.2.

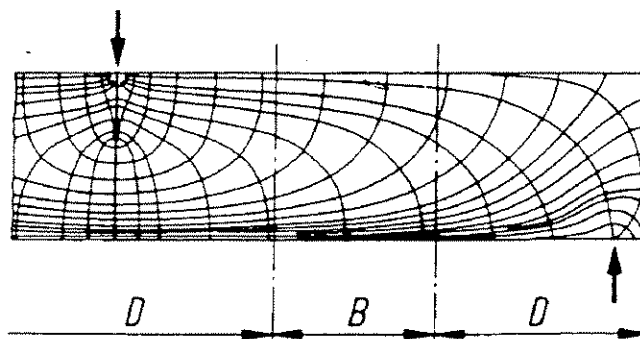


FIGURA 3.2 Trajetória das tensões nas regiões B e D por Schlaich e Schäfer²³

O processo proposto pelos pesquisadores para determinação das regiões consiste em adotar para as estruturas com descontinuidade, um modelo equivalente onde devem ser respeitadas as condições de contorno reais e a hipótese de Bernoulli.

Não é necessária muita precisão na determinação do limite entre as duas regiões. Elas podem ser adotadas em função da altura da peça a partir do ponto de aplicação da carga ou da descontinuidade conforme esquema da figura 3.3.

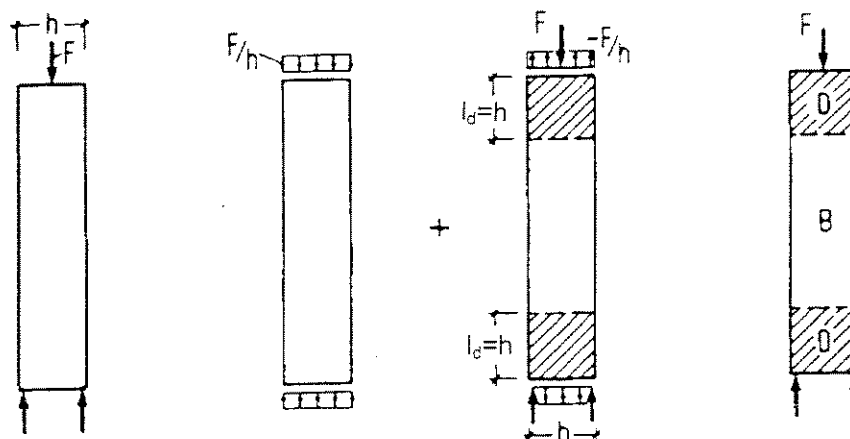


FIGURA 3.3 Processo para determinação das regiões B e D por Schlaich e Schäfer²³

3.1. CONCEPÇÃO DO MODELO BIELA E TIRANTE

Após dividir a estrutura em regiões B e D é feita uma análise estrutural com o objetivo de determinar os esforços nas seções e as reações de apoio. As forças de contorno nas regiões D são adotadas a partir do dimensionamento da região B.

Para as estruturas estaticamente indeterminadas a escolha do método de análise das estruturas dependerá do estado limite que se deseja analisar. Os métodos elásticos são mais apropriados para análise de estruturas no estado limite de utilização; já os métodos plásticos são mais indicados nas análises no estado limite último.

Determinados os esforços o modelo consiste na consideração de barras retilíneas comprimidas, formadas por bielas de concreto e tirantes tracionados constituídos por armaduras de aço.

No procedimento para desenvolvimento do modelo é necessário que as bielas, tirantes e nós sejam dimensionados para resistir e transmitir as forças internas e calculados para satisfazer o equilíbrio entre estas e as cargas aplicadas.

Neste método, devido as considerações de plasticidade, no caso do concreto que apresenta limitadas deformações plásticas, o modelo deve ser adotado de modo que a deformação limite não seja ultrapassada em nenhum ponto, antes que o estado de tensões assumido seja atingido em toda a estrutura.

Nas regiões de concentração de tensões os critérios de flexibilidade são satisfeitos adaptando as bielas e tirantes na direção das forças internas. Nas demais regiões, as bielas e tirantes podem sofrer variações em relação à trajetória elástica.

3.2. PROCEDIMENTOS PARA MODELAGEM

Considerando o Método do Caminho das Cargas, o modelo biela e tirante é desenvolvido acompanhando-se a trajetória das forças através da estrutura. Na determinação das cargas e reações é necessário que seja assegurado o equilíbrio

externo da região D. Assume-se que exista uma distribuição linear de tensões (q) conforme figura 3.4. A partir daí define-se o traçado das bielas e tirantes conforme apresentado para dois casos distintos de carregamento.

O diagrama de tensões é subdividido em partes de tal forma que as cargas de um lado da estrutura se encontrem com outras no lado oposto sendo que estes caminhos não devem se cruzar e começam e terminam no centro de gravidade do correspondente diagrama de tensões.

No primeiro caso apresentado na figura 3.4 o diagrama de tensões não foi completamente esgotado com o caminho descrito pela carga. As resultantes que sobram são responsáveis pelos desvios nas trajetórias dos esforços.

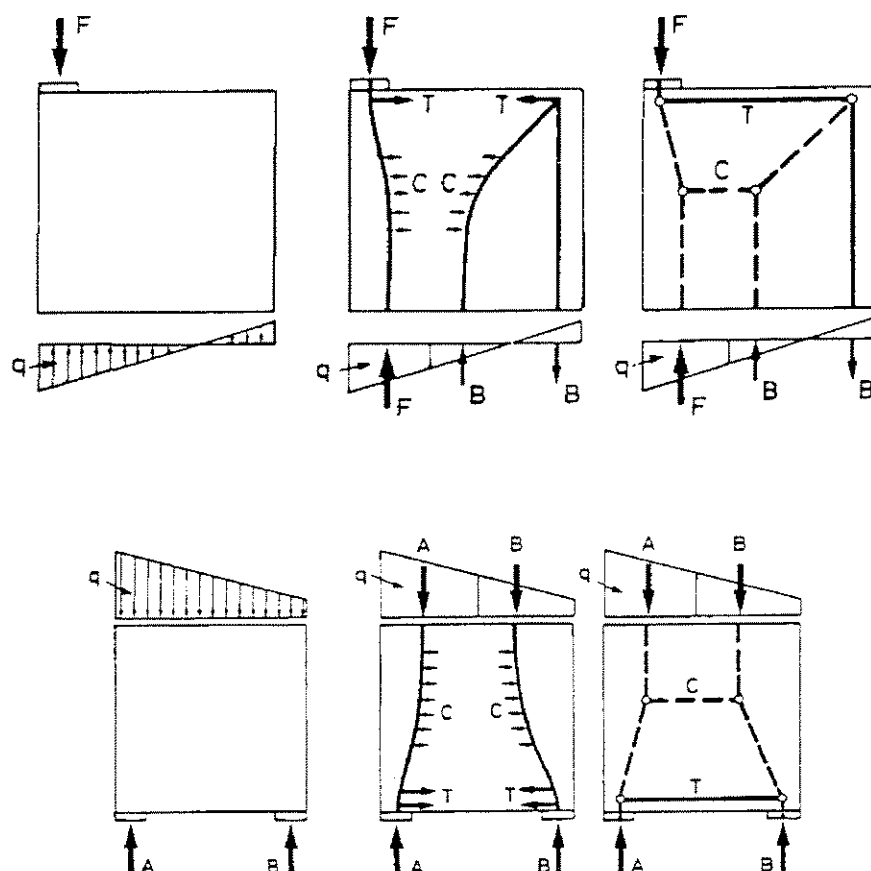


FIGURA 3.4 Trajetória das tensões por Schlaich e Schäfer^{23,24}

O modelo da região **D**, para casos complexos, fica facilitado quando primeiramente determina-se o campo de tensões em regime elástico com a ajuda de programas computacionais desenvolvidos através do Método dos Elementos Finitos. Um exemplo, aplicado no caso de uma viga parede com abertura na alma, é apresentado na figura 3.5.

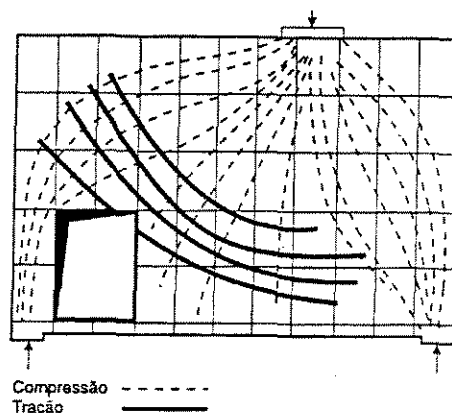


FIGURA 3.5 Trajetória de esforços por Fusco⁹

Todavia, sem a utilização destes programas, num primeiro instante deve-se determinar as forças e reações que agem na região.

A partir do campo de tensões, adota-se um sistema isostático de bielas e tirantes que substitui o efeito dos esforços atuantes. Este modelo é apresentado na figura 3.6.

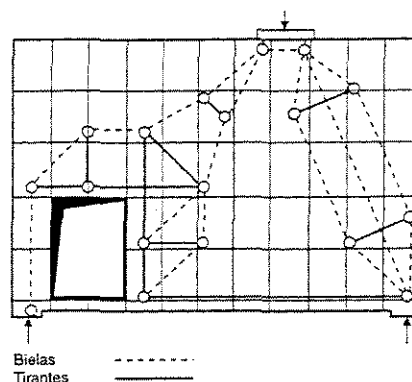


FIGURA 3.6 Configuração do modelo biela e tirante adotado por Fusco⁹

Definido o modelo simplificado, o arranjo da armadura é apresentado na figura 3.7.

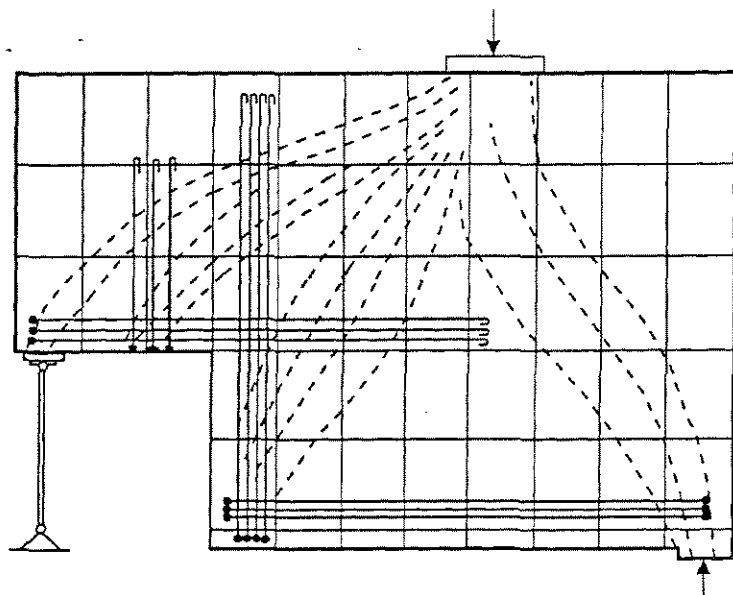


FIGURA 3.7 Arranjo de armadura por Fusco⁹

As ângulos entre as bielas e tirantes, especialmente nos casos onde são aplicadas grandes cargas, devem ser maiores que 45° , preferencialmente 60° .

A geometria de um modelo para um tipo de carregamento particular não deve ser utilizada em outro tipo de carregamento sem que sejam feitas modificações necessárias.

Dúvidas podem surgir quando da escolha do modelo em meio a inúmeras possibilidades. Nota-se que as cargas tendem a utilizar o caminho que contenha esforços e deformações menores. Como os tirantes de aço deformam-se mais que as bielas de concreto, um modelo com menor número possível de tirantes de pequeno comprimento deve ser adotado pois torna-se mais eficaz.

Nas situações em que as bielas tenham comprimento muito grande quando comparado com as dimensões da zona de perturbação de tensões, convém desdobrá-las, admitindo a existência de tirantes secundários de solidarização conforme figura

3.8. Neste caso a inclinação das bielas secundárias em relação à direção geral de caminhamento dos esforços deve ser $\arctg \frac{2}{3} \leq \theta \leq \arctg \frac{3}{2}$.

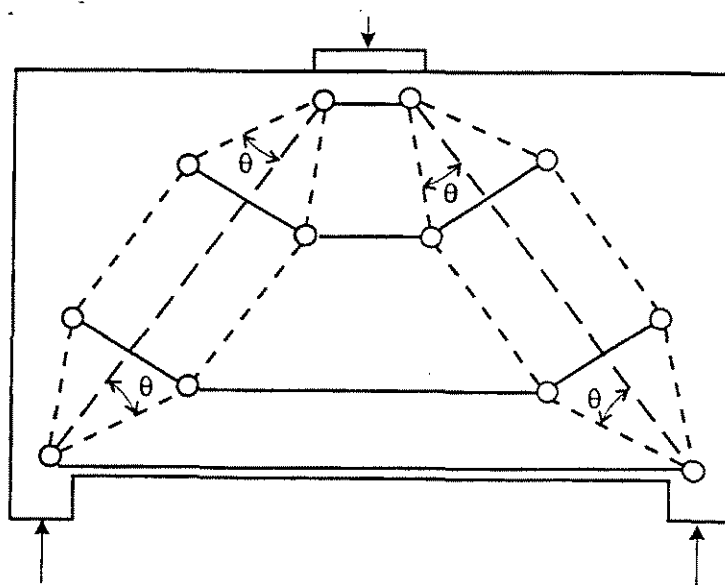


FIGURA 3.8 Desdobramento de bielas muito longas por Fusco⁹

De qualquer forma, não existe uma solução única e exata para a modelagem. A substituição das curvas de tensões na definição do modelo pode gerar vários esquemas diferentes.

3.3. DIMENSIONAMENTO DAS BIELAS, TIRANTES E NÓS

Além de definir o comprimento das bielas e tirantes, é necessário garantir que as cargas sejam transferidas entre eles através da verificação das regiões dos nós. Existe uma estreita relação entre o detalhamento dos nós e a resistência das bielas e dos tirantes pois este detalhamento afeta diretamente a trajetória das cargas.

Normalmente as forças nos tirantes são suportadas pelas armaduras. A tensão de tração no concreto pode ser utilizada no equilíbrio de forças somente no caso de não haver fissuras progressivas.

3.3.1. TIRANTES

Os tirantes são dimensionados à tração simples e suas extremidades devem ser ancoradas, por aderência ou por dobramentos. No dimensionamento dos tirantes o centro de gravidade da armadura deve coincidir com o do modelo.

3.3.2. BIELAS

As bielas são determinadas por duas dimensões, a partir da sua geometria. As seções críticas das bielas podem ser determinadas pelas condições de contorno da peça ou pelo arranjo das armaduras.

As trajetórias das bielas são representadas por três diferentes configurações, em forma de leque, de garrafa e prismática. Os esquemas são representados, respectivamente na figura 3.9.

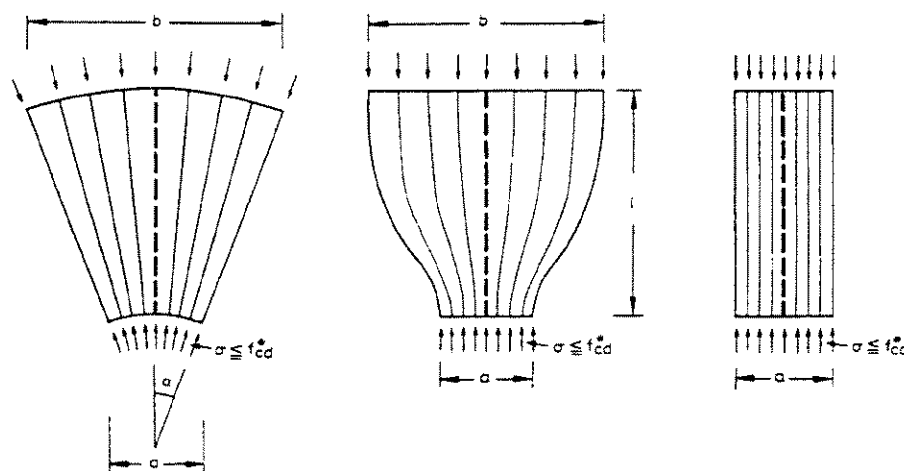


FIGURA 3.9 Campos de compressão no concreto por Schlaich e Schäfer^{23,24}

O campo de tensões em forma de leque e garrafa são freqüentemente encontrados em regiões D onde cargas concentradas são introduzidas e nelas se espraíam. No campo de tensões em forma de garrafa desenvolvem-se consideráveis

tensões transversais. Já no campo de tensões em forma de leque não há desenvolvimento destas tensões.

O campo de tensões prismático é típico das regiões B.

Nó dimensionamento prático, para todos os campos de tensões, adotam-se os seguintes valores de resistência para o concreto f_{cd} :

$f_{cd} = 1,0 f_{cd} \Rightarrow$ para estado de tensões uniaxial sem apresentação de perturbações

$f_{cd} = 0,8 f_{cd} \Rightarrow$ para os casos em que deformações de tração ou armaduras transversais tracionadas podem causar fissuração paralela às tensões de compressão, com abertura normal de fissuras

$f_{cd} = 0,6 f_{cd} \Rightarrow$ para os mesmos casos acima com fissuras inclinadas ou armaduras inclinadas

$f_{cd} = 0,4 f_{cd} \Rightarrow$ para fissuras inclinadas com abertura exageradas

O valor f_{cd} representa a resistência de cálculo do concreto à compressão para a compressão uniaxial.

3.3.3. NÓS

Os nós , regiões onde ocorrem o encontro das forças, são classificados em contínuos e singulares.

Os nós **contínuos** surgem em regiões em que os campos de tensões no concreto se encontram com outros campos ou com tirantes, no encontro com as barras de armadura. Estes nós não são críticos sendo a verificação das tensões no concreto desnecessária

Os nós onde as forças concentradas são aplicadas são chamados de nós **singulares**. Eles ocorrem principalmente nos pontos de aplicação de carga concentrada ou reações de apoio. Estes nós devem ser cuidadosamente definidos para

que haja equilíbrio entre as forças que atuam nas bielas e tirantes para que não ocorram deformações excessivas.

Na Figura 3.10 encontram-se representados os dois tipos de nós. O nó singular é representado pelo número 1 e o nó contínuo, pelo número 2.

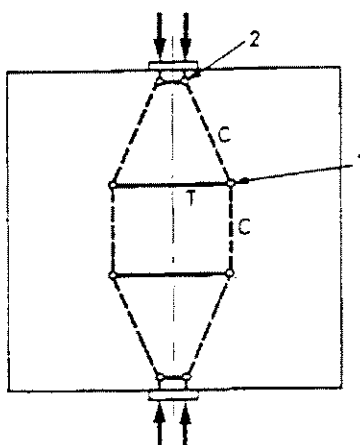


FIGURA 3.10 Tipos de nó por Schlaich e Schäfer^{23,24}

As tensões no concreto, no interior dos nós singulares, devem ser verificadas e não devem ultrapassar limites estabelecidos. As resistências à compressão médias propostas nos nós são:

$$\bar{f}_{cd} = 1,1 f_{cd} \text{ para nós onde só atuem bielas comprimidas;}$$

$$\bar{f}_{cd} = 0,8 f_{cd} \text{ para nós com ancoragem de barras tracionadas.}$$

As ancoragens dos tirantes nos interiores dos nós devem ser asseguradas. Para este fim é necessário que sejam adotados raios mínimos de curvatura e comprimentos de ancoragem das barras, escolhidos de acordo com as normas.

Os tipos mais comuns de nós singulares encontrados são apresentados a seguir:

N1 (figura 3.11): é típico para nós formados pela união de bielas comprimidas em uma extremidade. Duas configurações alternativas são mostradas para o mesmo nó, ambas conduzindo aos mesmos resultados. Na verificação das tensões deve-se considerar:

$$\sigma_{c1}, \sigma_{c2} \text{ e } \sigma_{c3} \leq 1,1 f_{cd}$$

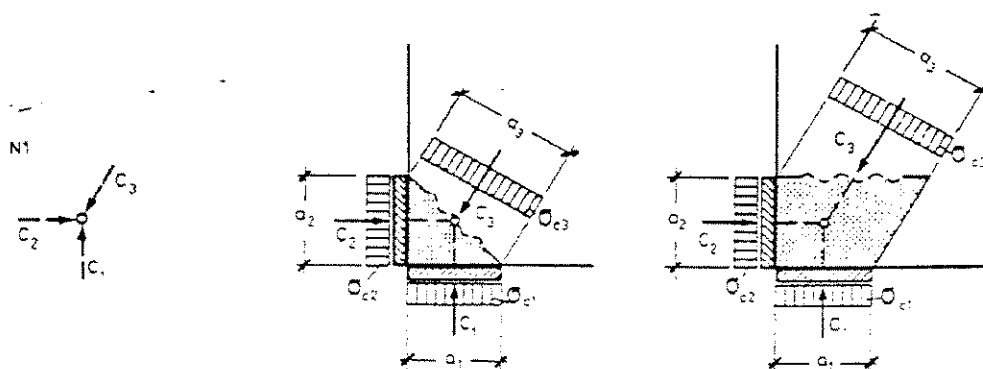


FIGURA 3.11 Nó singular do tipo 1 sem ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

N2 (figura 3.12): é formado pela combinação de dois nós N1. O comprimento a_0 deve respeitar a condição:

$$a_0 \geq a_1 \cos \vartheta_2 \sin \vartheta_2 = a_1 \cos \vartheta_3 \sin \vartheta_3$$

para que a condição $\sigma_{c1} \leq 1,1 f_{cd}$ seja satisfeita.

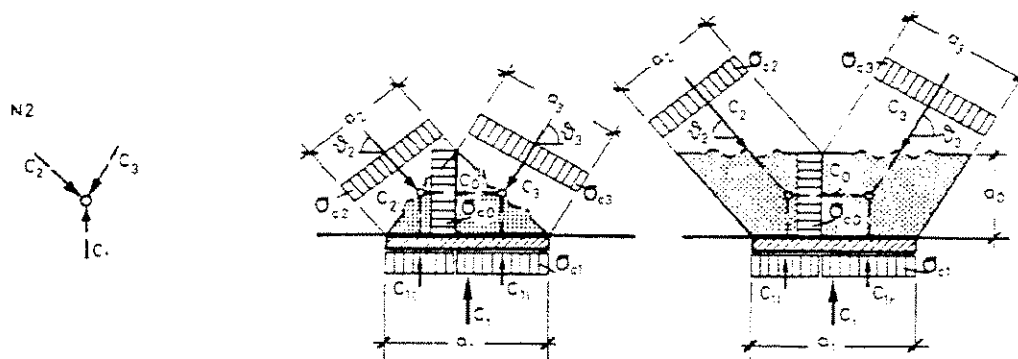


FIGURA 3.12 Nó singular do tipo 2 sem ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

N3 e N4 (figura 3.13): são típicos das regiões de introdução de cargas ou de reações de apoio, nas quais ainda existe uma força de compressão proveniente de um banzo

paralelo à borda, que cruza o nó. O dimensionamento deve ser feito considerando as tensões de compressão no concreto de forma que:

$$\sigma_{c0} \text{ e } \sigma_{c1} \leq 1,1 f_{cd}$$

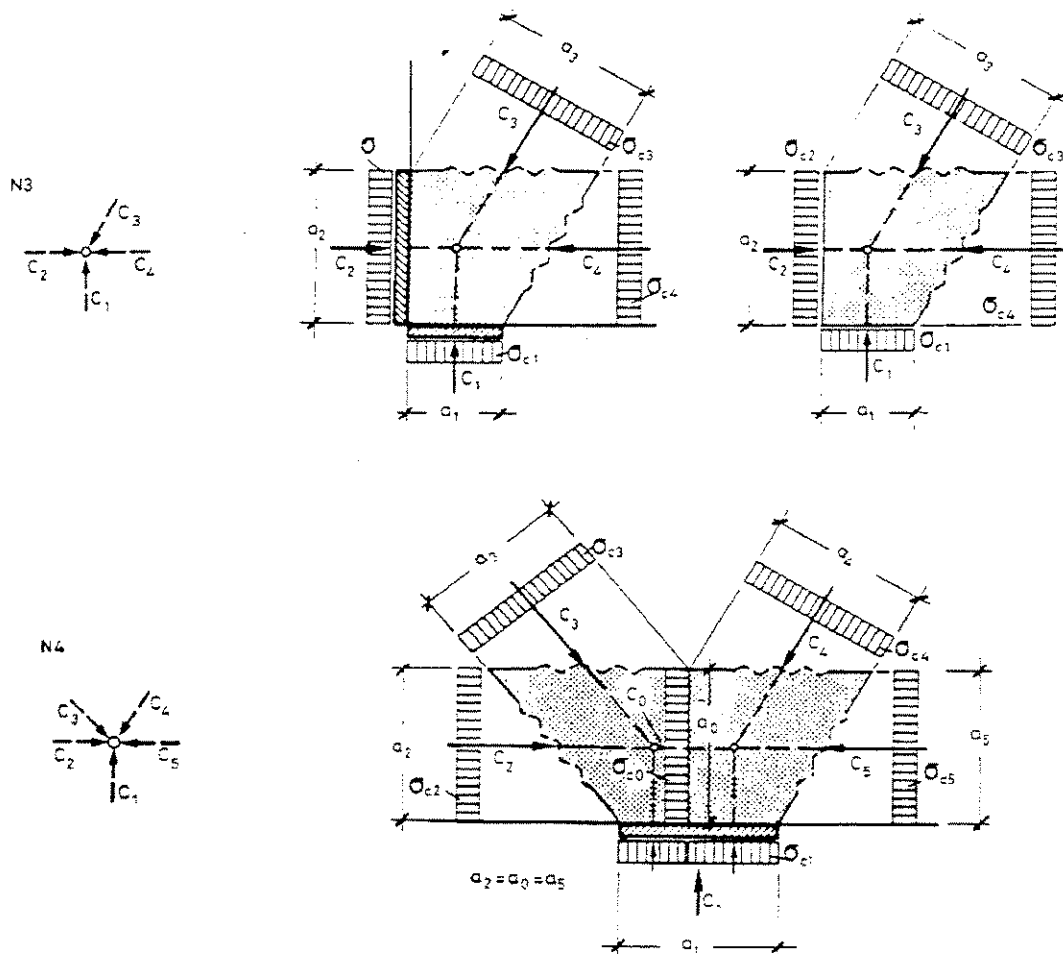


FIGURA 3.13 Nós singulares do tipo 3 e 4 sem ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

N5 (figura 3.14): aplicável a ancoragem de tirantes localizados distantes das extremidades, ou seja, no interior da estrutura em um certo plano do modelo. Como para todos os nós com tirantes, o comprimento de ancoragem deve ser verificado.

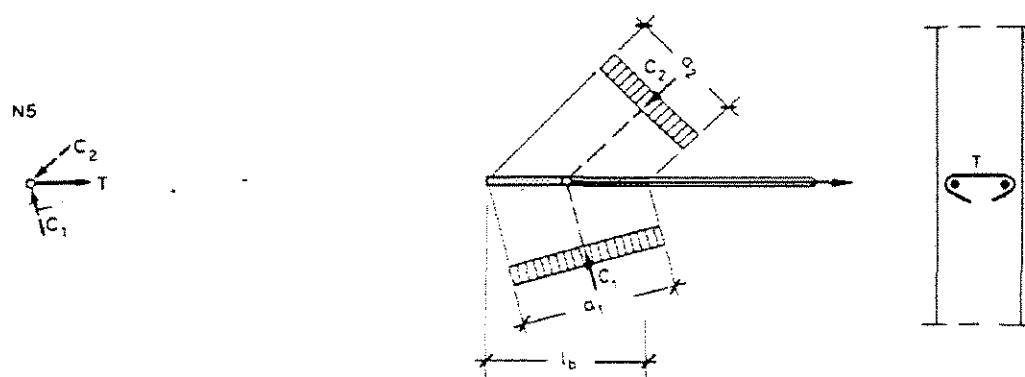


FIGURA 3.14 Nó singular do tipo 5 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

N6 (figura 3.15): é típico para apoios de extremidade. A altura u em vigas parede deve ser escolhida entre:

$$u \cong \begin{cases} 0,15 h & \text{para } h \leq l \\ 0,20 l & \text{para } h > l \end{cases}$$

onde h é altura da região D e l é o vão da viga parede.

Na verificação das tensões, respeitar a condição:

$$\sigma_{c1} \text{ e } \sigma_{c2} \leq 0,8 f_{cd}$$

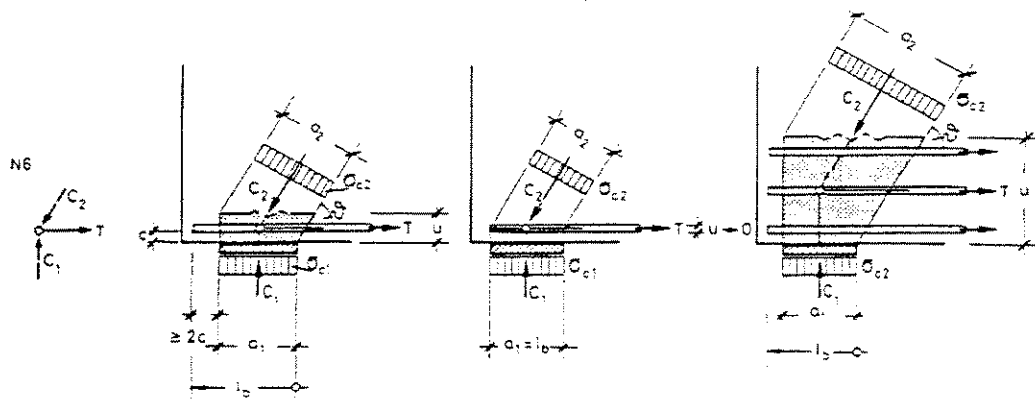


FIGURA 3.15 Nó singular do tipo 6 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

N7 (figura 3.16): ocorre em banzos tracionados de vigas e vigas paredes. Barras finas bem distribuídas devem ser escolhidas para formar o tirante T_2 , e envolver o tirante T_1 .

A resistência no concreto a ser considerada é:

$$\sigma_c \leq 0,8 f_{cd}$$

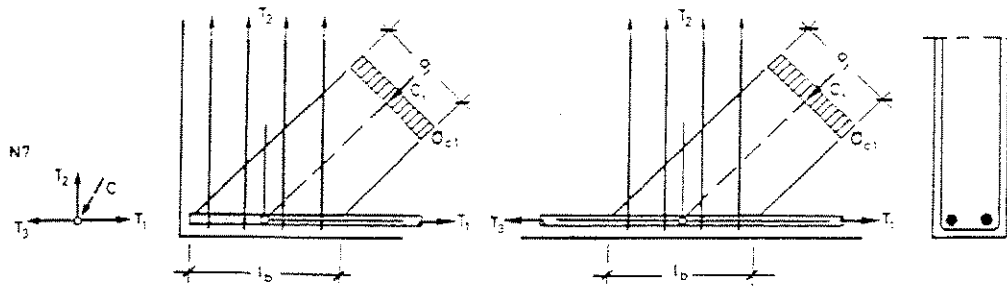


FIGURA 3.16 Nó singular do tipo 7 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

N8 (figura 3.17): é uma mistura dos nós N1 e N6. As regras típicas consideradas nos nós N6 são também aqui aplicáveis.

As tensões máximas devem satisfazer a:

$$\sigma_c \leq 0,8 f_{cd}$$

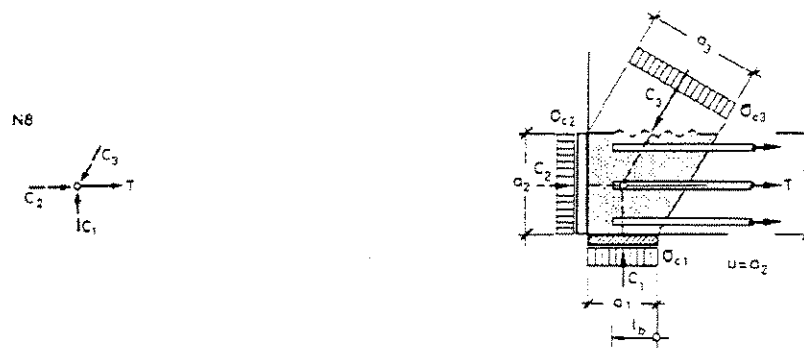


FIGURA 3.17 Nó singular do tipo 8 com ancoragem de armadura por Schlaich e Schäfer²⁴

3.4. O MODELO BIELA E TIRANTE APLICADO AO APOIO INDIRETO

Este trabalho enfoca o estudo da armadura de suspensão na região de ligação entre vigas. Esta região é considerada do tipo D pois nela existe ponto de aplicação de cargas.

O modelo biela e tirante para as vigas com apoio indireto é o já conhecido modelo da treliça lembrando que neste caso deve haver um tirante na ligação entre as duas vigas que representa a armadura de suspensão a ser utilizada para transportar a carga da região inferior até o banzo comprimido do concreto.

A figura 3.20 representa o modelo biela e tirante para este tipo de ligação.

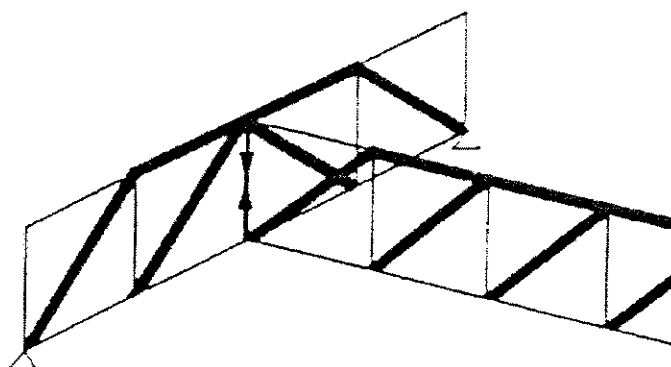


FIGURA 3.20 Modelo biela e tirante para apoio indireto por Leonhardt¹³

As linhas mais grossas indicam as trajetórias dos esforços de compressão, bielas. As linhas mais finas indicam as trajetórias dos esforços de tração, tirantes.

Nota-se na região de interseção entre as duas vigas a existência de um tirante interno. O trabalho se baseia no estudo de uma armadura que absorva este esforço interno na região de ligação.

4. APOIO E CARREGAMENTO INDIRETOS EM VIGAS DE CONCRETO

O apoio e o carregamento indiretos são situações recíprocas que ocorrem quando uma viga encontra-se apoiada em outra viga.

A viga suporte pode ser apoiada ou estar em balanço e as faces superior e inferior das vigas podem ser coincidentes ou não. Os tipos de ligações em caso de apoio indireto, considerando as situações citadas acima, estão respectivamente apresentados nas figuras 4.1(a) e 4.1(b), reproduzidas de Fusco⁹. Os três primeiros esquemas apresentados na figura 4.1(a) representam os casos de vigas suporte simplesmente apoiadas e os três últimos, na figura 4.1(b), os casos em que a viga suporte encontram-se em balanço. Nos dois casos são apresentadas as variações no que diz respeito às faces superiores e inferiores das vigas.

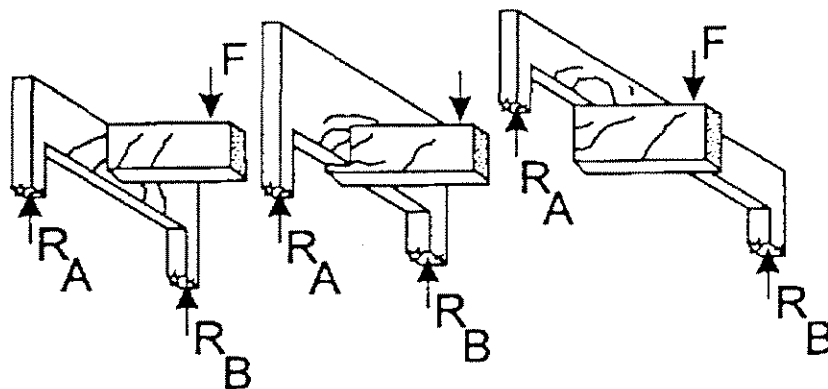


FIGURA 4.1(a) Tipos de ligações de apoio indireto (viga suporte apoiada) por Fusco⁹

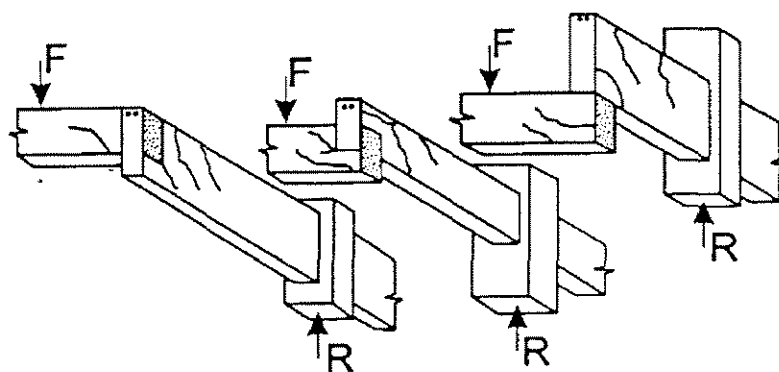


FIGURA 4.1(b) Tipos de ligações de apoio indireto (viga suporte em balanço) por Fusco⁹

Exemplos de ligação do tipo em discussão são apresentados na figura 4.2 onde a viga I está apoiada na viga II. Neste caso, a viga I aplica um carregamento indireto na viga II e esta, por sua vez, atua como apoio indireto da primeira.

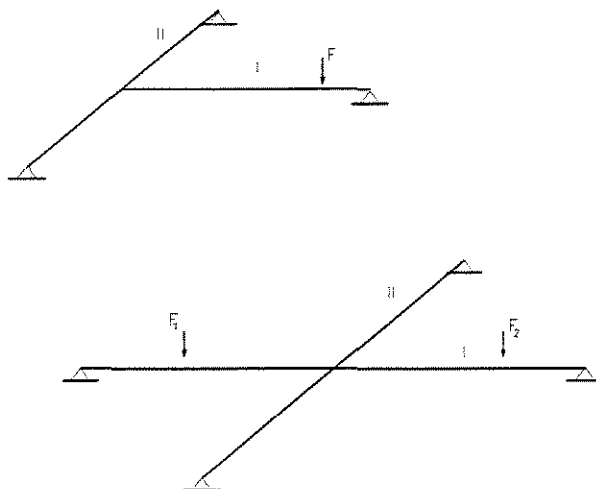


FIGURA 4.2 Esquemas de apoio e carregamento indiretos

As cargas da viga I, **viga apoiada**, são transmitidas para a viga II, **viga suporte**, através das bielas de compressão, que se formam na alma da viga I, como as representadas na figura 4.3 extraída Leonhardt¹⁵.

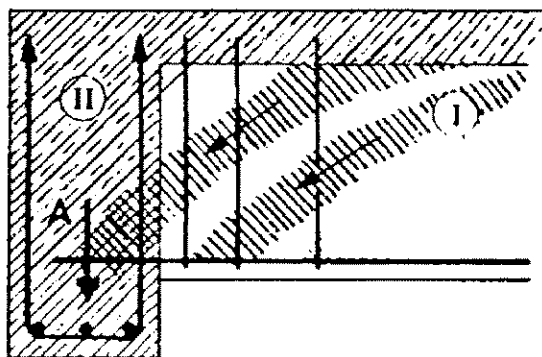


FIGURA 4.3 Transmissão de cargas em vigas de concreto armado por Leonhardt¹⁵

A carga chega, portanto, na parte inferior da viga II. Para que a carga seja conduzida até a região comprimida da viga II é necessária a presença de uma armadura, chamada **armadura de suspensão** funcionando como tirante interno que deve ser disposta na região de ligação entre as vigas. Ver figura 4.4. O esquema de distribuição dessa armadura será apresentado adiante.

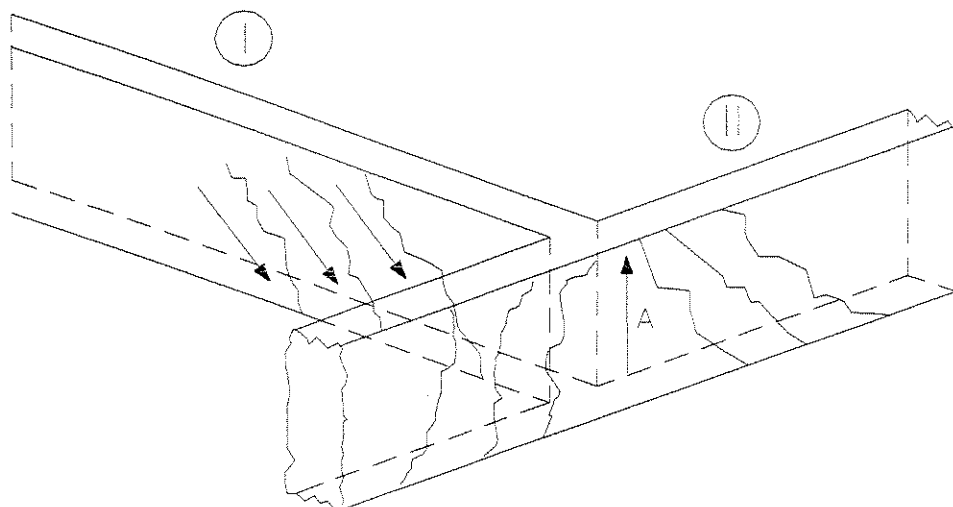


FIGURA 4.4 Transmissão de esforços no apoio indireto

Esta armadura de suspensão é constituída por estribos montados de forma idêntica aos utilizados para absorver os esforços de cisalhamento.

Os estribos da armadura de suspensão devem envolver a armadura longitudinal e ser ancorados na parte superior da viga suporte, conforme esquema da figura 4.5.

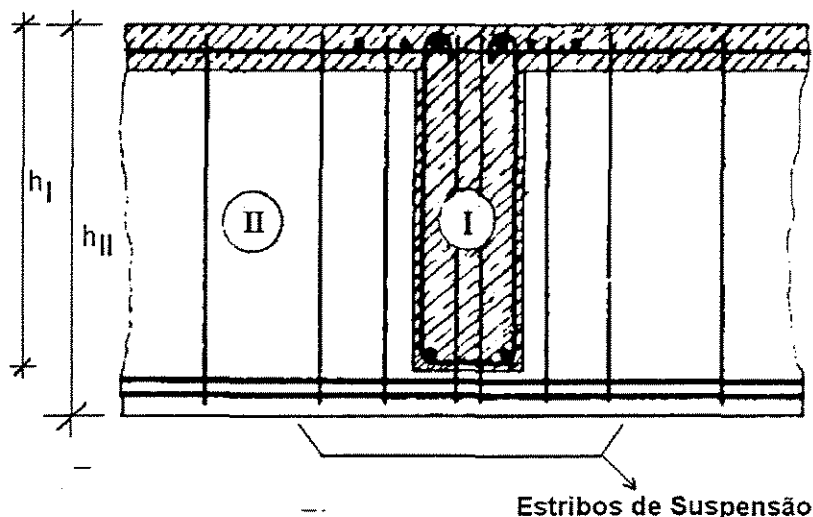


FIGURA 4.5 Estribos de suspensão que suspendem o esforço indiretamente por Leonhardt¹⁵

A utilização da armadura de suspensão foi motivo de estudo de muitos pesquisadores cujos trabalhos serão citados ao longo deste capítulo.

Mattock²⁰ comenta que em situações onde a tensão de cisalhamento for inferior a $0,25\sqrt{f_{ck}}$ (MPa), não aparecerão fissuras na viga apoiada. Com isso, o modelo da treliça não se desenvolverá e a força proveniente da viga apoiada será aplicada ao longo de toda altura na viga suporte, dispensando a utilização da armadura de suspensão.

A superfície de fratura que se desenvolve na região do apoio indireto é apresentada na figura 4.6.

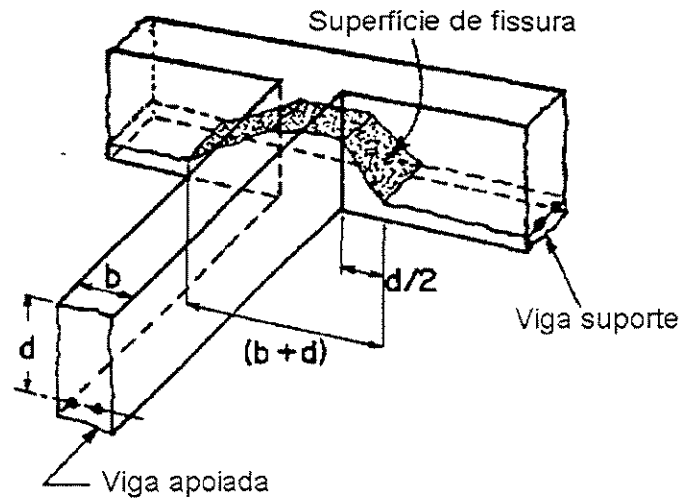


FIGURA 4.6 Superfície de fratura em apoio indireto sem armadura de suspensão por Mattock²⁰

4.1. DIMENSIONAMENTO E DISTRIBUIÇÃO DA ARMADURA DE SUSPENSÃO

A área da armadura de suspensão é obtida em função do esforço transferido pela viga apoiada para a viga suporte, da qualidade do aço utilizado e do tipo de ligação entre as vigas.

A área da seção transversal da armadura de suspensão $A_{s,susp}$ será calculada por:

$$A_{s,susp} = \frac{\gamma_f R_{s,susp}}{f_{yd}}$$

onde: R = força transmitida pela viga apoiada à viga suporte;

$R_{s,susp}$ = força suspensa pela armadura $\leq R$;

γ_f = coeficiente de majoração das ações;

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \text{resistência de escoamento de cálculo do aço.}$$

Uma questão levantada ao longo do tempo por diversos pesquisadores diz respeito ao valor do esforço a ser suspenso pela armadura de suspensão.

Leonhardt et al.¹⁴ recomendam que, para os casos em que as vigas tiverem a mesma altura e as duas faces coincidentes, 80% da força transmitida seja suspensa.

Posteriormente, no boletim do CEB de 1978, Leonhardt¹¹ recomenda que a armadura de suspensão deve ser suficiente para suspender 100% da força transmitida em casos de vigas com mesma altura e faces coincidentes.

Quando a viga apoiada está conectada apenas à parte tracionada da viga suporte, a armadura deve ser suficiente para suspender 100% do esforço aplicado na ligação.

Baumann e Rüsch³ e Reineck²² indicam uma armadura que seja suficiente para suspender 100% da força transmitida em qualquer das situações.

McGregor¹⁹, baseado na Norma Canadense de 1984, propõe que os estribos utilizados como armadura de suspensão devam suspender $\left(1 - \frac{h_b}{h_{II}}\right)$ da força transmitida, onde h_b é a distância entre as faces inferiores das vigas apoiada e suporte e h_{II} é a altura da viga suporte, de acordo com a notação utilizada neste trabalho.

Esta redução pode ser justificada pois parte da carga se propaga pela parte inferior da ligação por um novo mecanismo de treliça como pode ser observado pela figura 4.7.

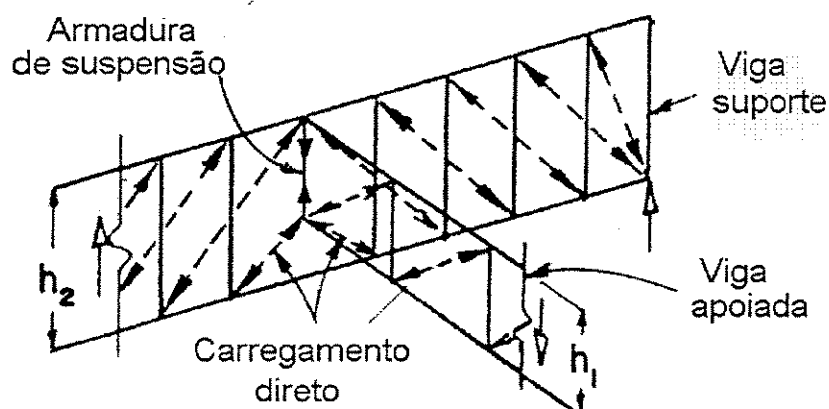


FIGURA 4.7 Propagação dos esforços adaptado de McGregor¹⁹

Quando a face inferior da viga apoiada estiver em contato com a face superior da viga suporte, o esforço é aplicado por cima da viga suporte, não havendo desta forma necessidade da armadura de suspensão. O carregamento, neste caso, se dá de forma direta.

Para os casos em que a face inferior da viga apoiada encontre-se abaixo da face inferior da viga suporte, a armadura de suspensão é composta por estribos montados na viga apoiada e na viga suporte. Os estribos na viga apoiada devem ser dispostos desde sua face inferior e ser ancorados na face superior da viga suporte e devem ter capacidade para suspender a totalidade da força na ligação. Os estribos na viga suporte são dimensionados para metade do valor da força R .

Outro assunto a ser discutido diz respeito à quantidade de armadura a ser utilizada nos apoios indiretos.

Leonhardt et al.¹² recomendam que a armadura de suspensão seja adicionada à armadura de cisalhamento.

Em trabalho posterior, Leonhardt et al.¹⁵ recomendam que na região de apoio indireto, uma vez introduzida a armadura de suspensão, não há necessidade de

armadura de cisalhamento adicional. A armadura de suspensão não deve ser inferior à armadura de cisalhamento necessária.

Muitos estudos foram feitos para determinação da melhor e mais eficaz disposição das armaduras na região de ligação.

Leonhardt et al.^{13,15} recomendam que a armadura de suspensão seja concentrada preferencialmente na região comum às duas vigas. Entretanto a região de ligação pode ser ampliada conforme mostrado na figura 4.8, quando houver acúmulo de barras, devido a cargas muito elevadas, que venham a dificultar a execução. Neste caso a maior parte da armadura de suspensão deve ser montada na viga suporte e o restante na viga apoiada. Esta recomendação também é proposta pelo Código Modelo CEB-FIP/78⁵ e pelo EUROCODE 2/92⁶.

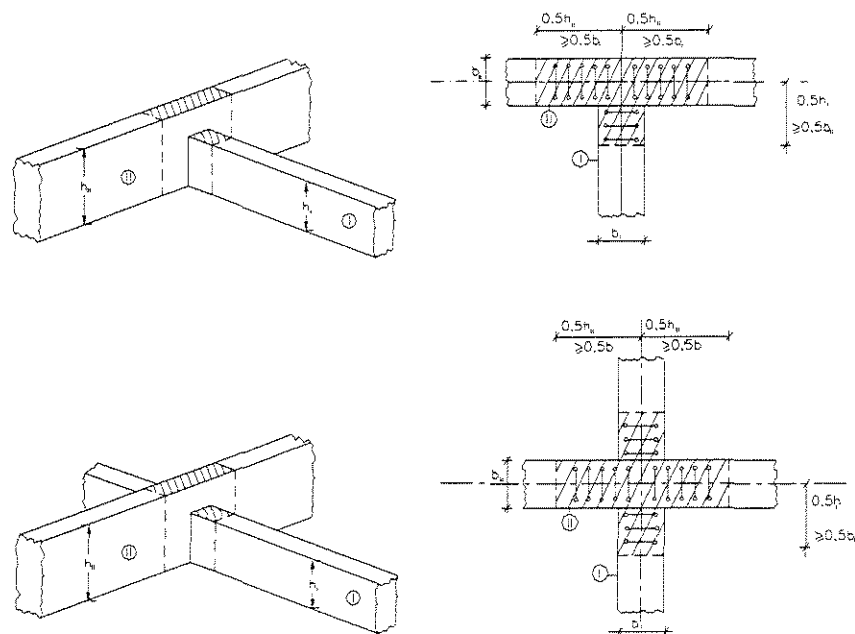


FIGURA 4.8 Distribuição da armadura de suspensão proposta por Leonhardt et al.^{13,15}

No arranjo proposto por Reineck²², os estribos distribuídos fora da região de cruzamento não podem ser considerados como armadura capaz de suspender a força

que a viga apoiada aplica na viga suporte. Os estribos com este fim devem estar dentro da região de ligação que, neste caso, é definida como sendo a região comum às duas vigas, conforme figura 4.9

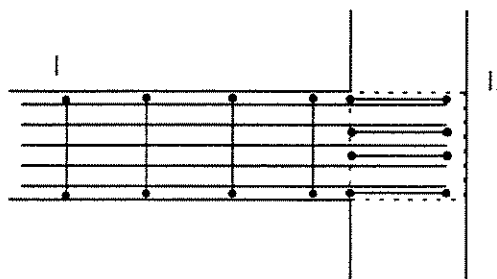


FIGURA 4.9 Disposição da armadura de suspensão proposta por Reineck²²

Fusco⁸ propõe que a armadura de suspensão seja disposta também na região de ligação. Recomenda que, quando nesta região houver acúmulo de armadura, parte da armadura de suspensão seja distribuída na imediata vizinhança do cruzamento, numa distância a tão próxima quanto possível da face da viga apoiada, para que possa ser garantida a concretagem da peça com os espaçamentos mínimos exigidos.

A região de ligação proposta por Fusco⁹ é apresentada na figura 4.10.

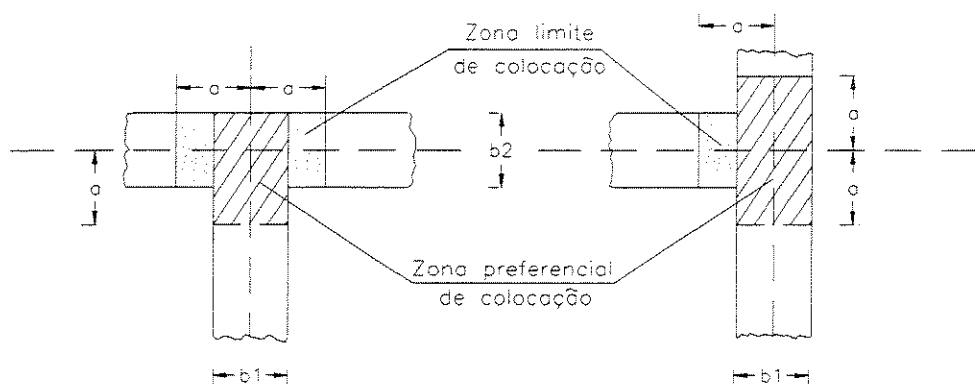


FIGURA 4.10 Disposição da armadura de suspensão proposta por Fusco⁹

A região de ligação definida por McGregor¹⁹ é apresentada na figura 4.11, onde h_b é a distância da face inferior da viga suporte até a face inferior da viga apoiada; d_2 é a altura útil da viga suporte e d_1 é a altura útil da viga apoiada. Para a definição da região de distribuição da armadura de suspensão, o valor de h_b não deverá ser tomado inferior à 75 mm.

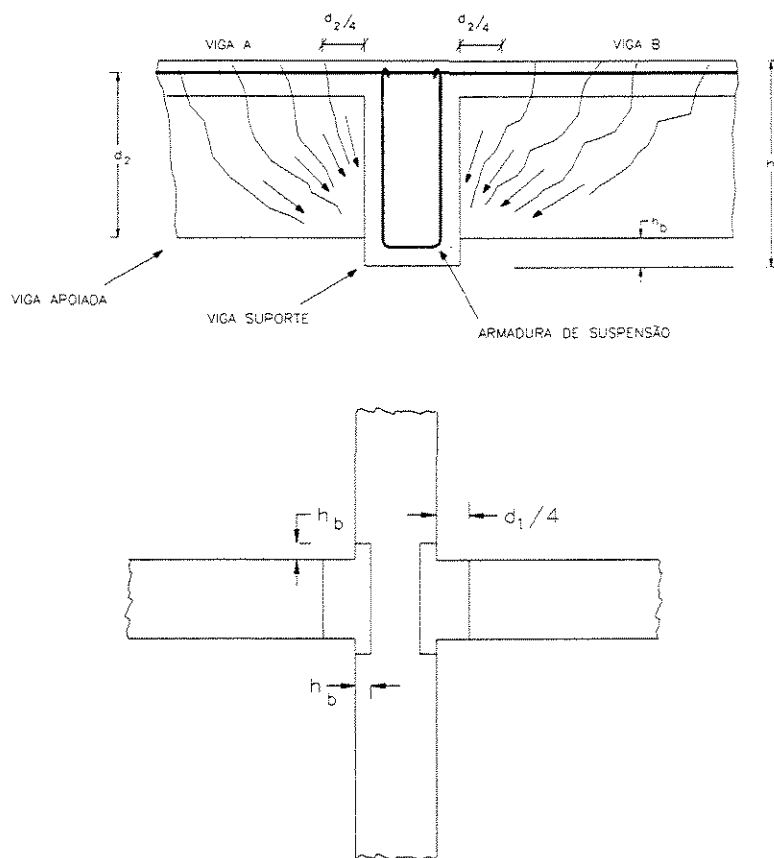


FIGURA 4.11 Disposição da armadura de suspensão proposta por McGregor¹⁹

4.2. ANCORAGEM

É recomendado pela maioria dos pesquisadores que, para vigas com mesma face inferior, a armadura longitudinal inferior da viga apoiada seja ancorada e disposta sobre as barras da viga suporte. Ver figura 4.12.

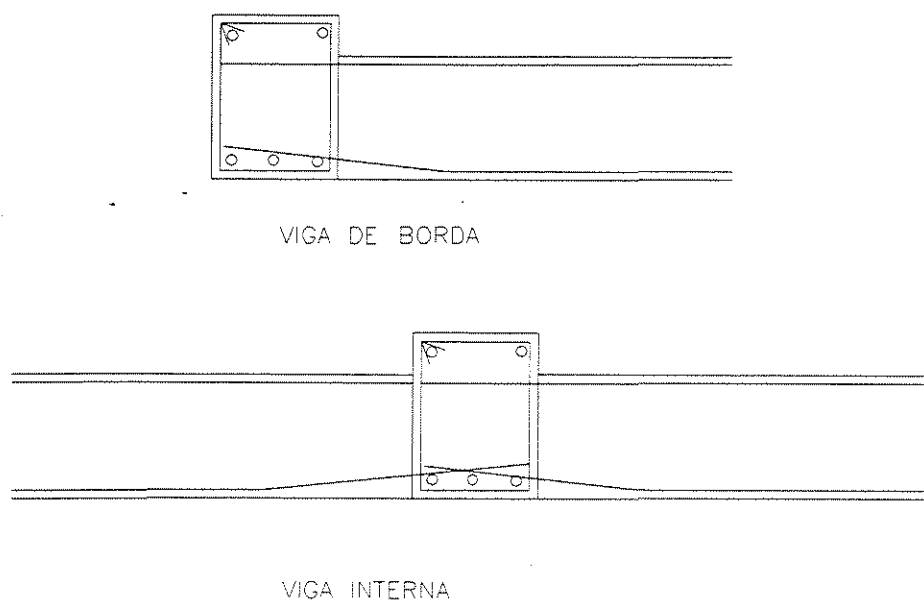


FIGURA 4.12 Detalhes das armaduras na região de cruzamento

Estudos realizados por Leonhardt¹⁵ mostram que caso a ancoragem reta não seja suficiente, deve-se adotar ganchos. Os ganchos posicionados no plano horizontal ou inclinados são mais indicados que os verticais pois diminuem os problemas de fissuras por fendilhamento. O esquema está apresentado na figura 4.13.

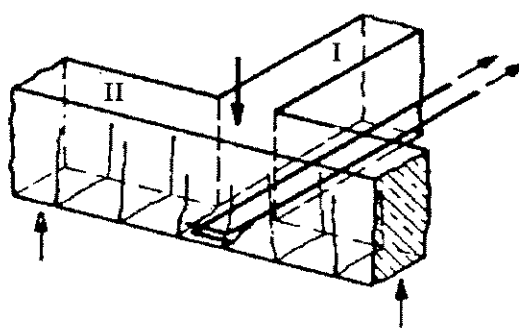


FIGURA 4.13 Ancoragem na região do apoio indireto por Leonhardt¹⁵

4.3. DETALHES DE EXECUÇÃO

A armadura de suspensão também pode se constituir através do prolongamento da armadura de flexão da viga apoiada, como representada na figura 4.14 extraída de Fusco⁹.

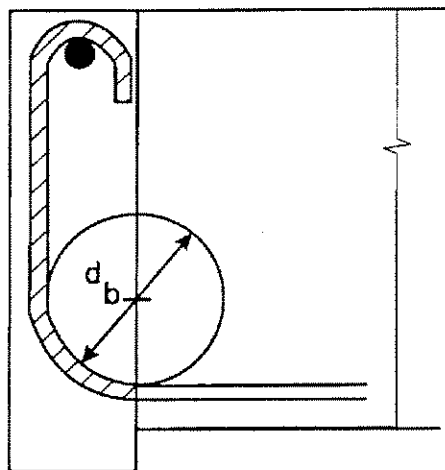


FIGURA 4.14 Armadura de suspensão feita com o prolongamento da armadura de flexão por Fusco⁹

É indicado que a diâmetro da circunferência d_b seja igual a 5 vezes o diâmetro da barra.

Este procedimento não é recomendado quando o diâmetro das barras da armadura de tração for muito grande devido à dificuldade para montagem das armaduras.

No banzo inferior a armadura de suspensão deve envolver a armadura longitudinal e no banzo superior a armadura de suspensão pode ser ancorada na armadura longitudinal através de ganchos, sendo conveniente que o gancho envolva pelo menos uma barra longitudinal posicionada junto à face superior. Na região de ligação entre as duas vigas, a armadura longitudinal da viga apoiada deve sobrepor-se

à armadura longitudinal de tração da viga suporte. Na figura 4.15 encontram-se representados os detalhes de execução das armaduras de suspensão na viga suporte e na viga apoiada propostos por Fusco⁹.

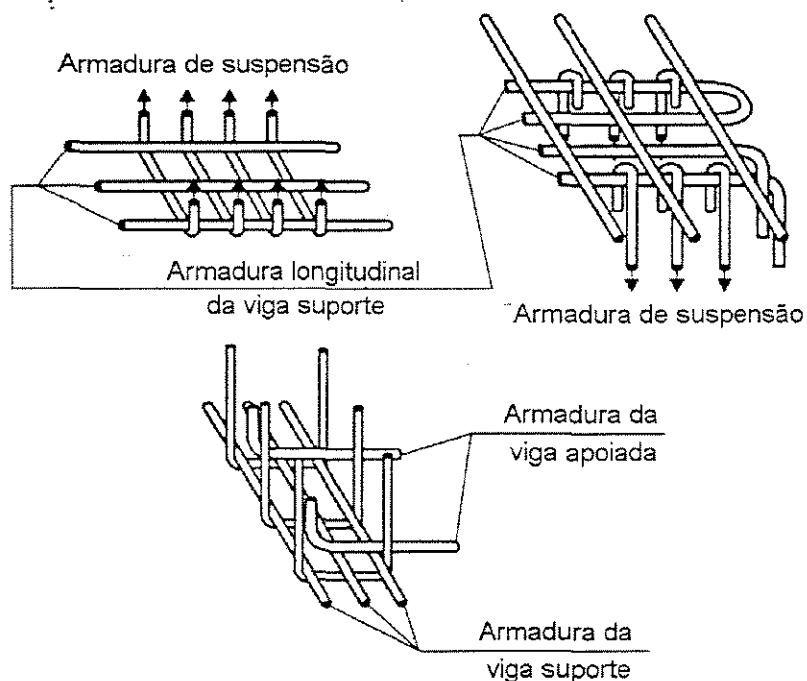


FIGURA 4.15 Detalhamento de armaduras na região de ligação por Fusco⁹

4.4. ENSAIOS REALIZADOS

Estão aqui relacionados e comentados os estudos e trabalhos realizados com apoio e carregamentos indiretos por pesquisadores nos últimos anos.

4.4.1. MOHSENE ADJEZ¹ (Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - 1968)

Estes ensaios foram realizados com o objetivo de estudar a resistência ao cisalhamento de um conjunto de vigas em cruz. A primeira parte deste estudo foi baseada nos ensaios de 3 conjuntos com dimensões idênticas onde variou-se as

armaduras longitudinais e transversais. O carregamento foi aplicado de baixo para cima.

O ensaio foi composto por duas vigas de mesmas dimensões que se cruzavam perpendicularmente. Cada uma das vigas tinha 425 cm de comprimento e seção transversal de 14 cm de largura e 70 cm de altura. Foram aplicadas cargas concentradas a distâncias de 187,5 cm do eixo de ligação nas duas extremidades.

O modelo ensaiado está apresentado na figura 4.16.

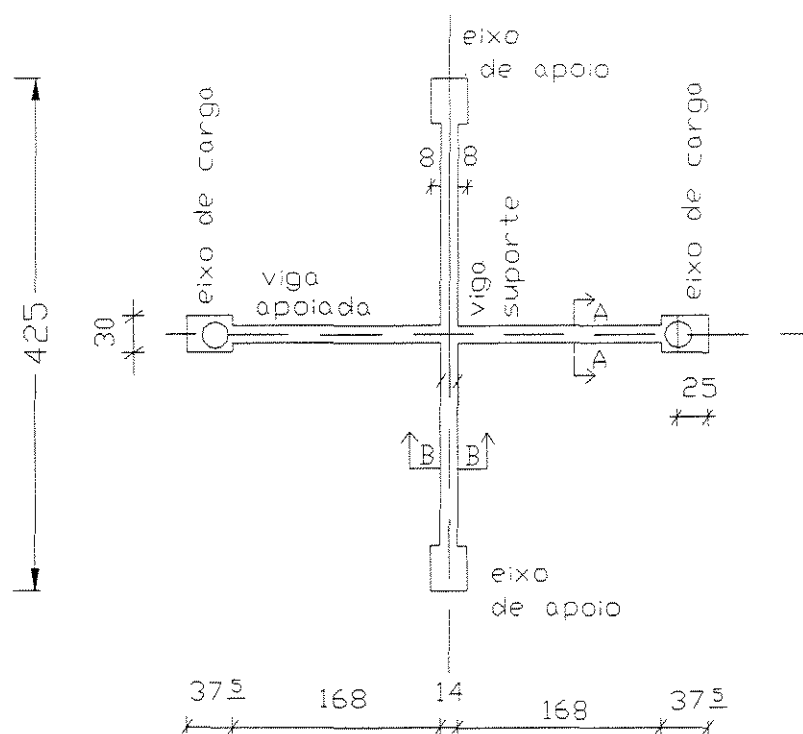


FIGURA 4.16 Vista em planta do modelo ensaiado

A figura 4.17 mostra o detalhamento das armaduras utilizadas.

A tabela 4.1 apresenta a quantificação de cada uma das armaduras dos ensaios. A taxa de armadura da viga é representada por ρ_w e η é o grau de armação ac cisalhamento.

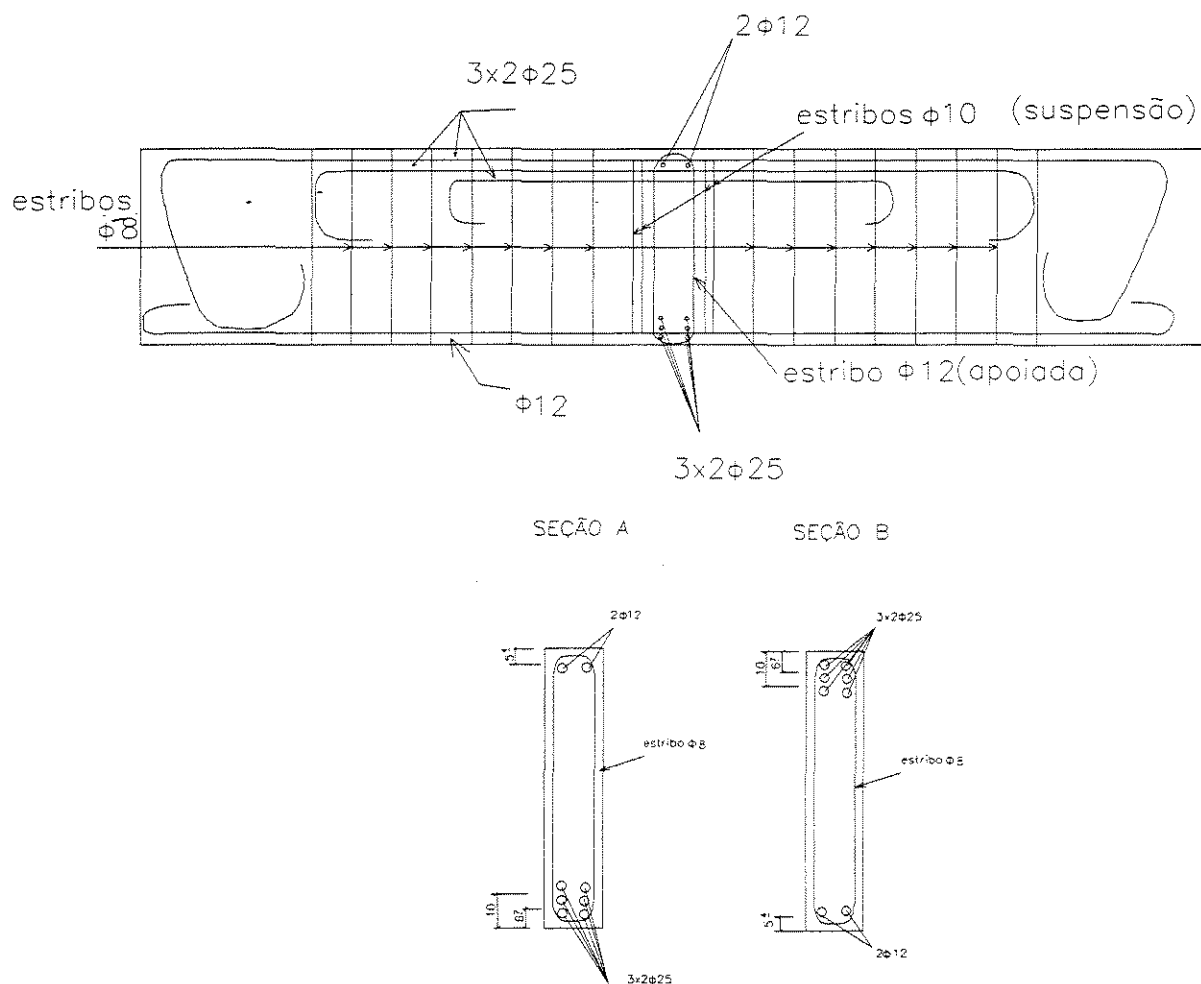


FIGURA 4.17 Disposição das amaduras utilizadas

TABELA 4.1 Armaduras das vigas

ENSAIO	ARMADURA DE TRAÇÃO	ARMADURA DE CISALHAMENTO			
		DIÂMETRO	ESPAÇAMENTO	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$	$\eta = \frac{A_{sw} \sigma_{sw} z}{V_s}$
CP1	6 ϕ 25 mm	10 mm	14 mm	0,8%	0,72
CP2	em três camadas	8 mm		0,51%	0,46
CP3	4 ϕ 25 mm em duas camadas			0,63	

Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 4.2. A resistência do concreto aos 28 dias é indicada por f_{c28} e τ_{0u} é a tensão de cisalhamento última.

TABELA 4.2 Resultados obtidos

ENSAIO	f_{c28} (MPa)	$\eta = \frac{A_{sw}\sigma_{sw}Z}{V_s}$	CARGA ÚLTIMA (kN)	τ_{0u} (MPa)
CP1	35,2	0,72	350	5,02
CP2	37,1	0,46	360	5,12
CP3	38,7	0,63	310	4,22

Os ensaios efetuados mostram que a ruína das vigas CP1 e CP3 se deu por flexão na viga apoiada. A ruína da viga CP2 se deu pela ação conjunta do momento fletor na viga apoiada e do esforço cortante na viga suporte.

A tensão de tração da armadura longitudinal nos ensaios CP1 e CP2 não ultrapassou a tensão admissível, enquanto que no ensaio da viga CP3 a armadura atingiu o escoamento.

A tensão nas armaduras da alma diminui nas regiões da viga próximas aos apoios diretos. A tensão variou em diferentes pontos do estribo, em razão da fissuração da alma. A parte dos estribos situada em região comprimida foi menos solicitada. A tensão de tração nos estribos do ensaio CP1 não ultrapassou o limite de escoamento. A mesma armadura no ensaio CP2 escoou.

Os três ensaios mostraram a boa resistência dos estribos ditos de suspensão submetidos à ação dos esforços que agiram dentro do volume comum das vigas em cruz. A tensão nesses estribos não atingiu o limite de escoamento.

Para determinar a tensão no concreto na parte comprimida da viga pode ser utilizada a curva de tensão-deformação obtida através do ensaio de compressão

simples, mas na determinação da tensão nas bielas estes dados não puderam ser aproveitados.

4.4.2. MOHSENE ADJEZ² (Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - 1969)

Novos ensaios foram realizados em continuação ao trabalho citado anteriormente. O conjunto estudado foi o mesmo já apresentado na figura 4.18.

A figura 4.23 mostra o detalhamento das armaduras utilizadas.

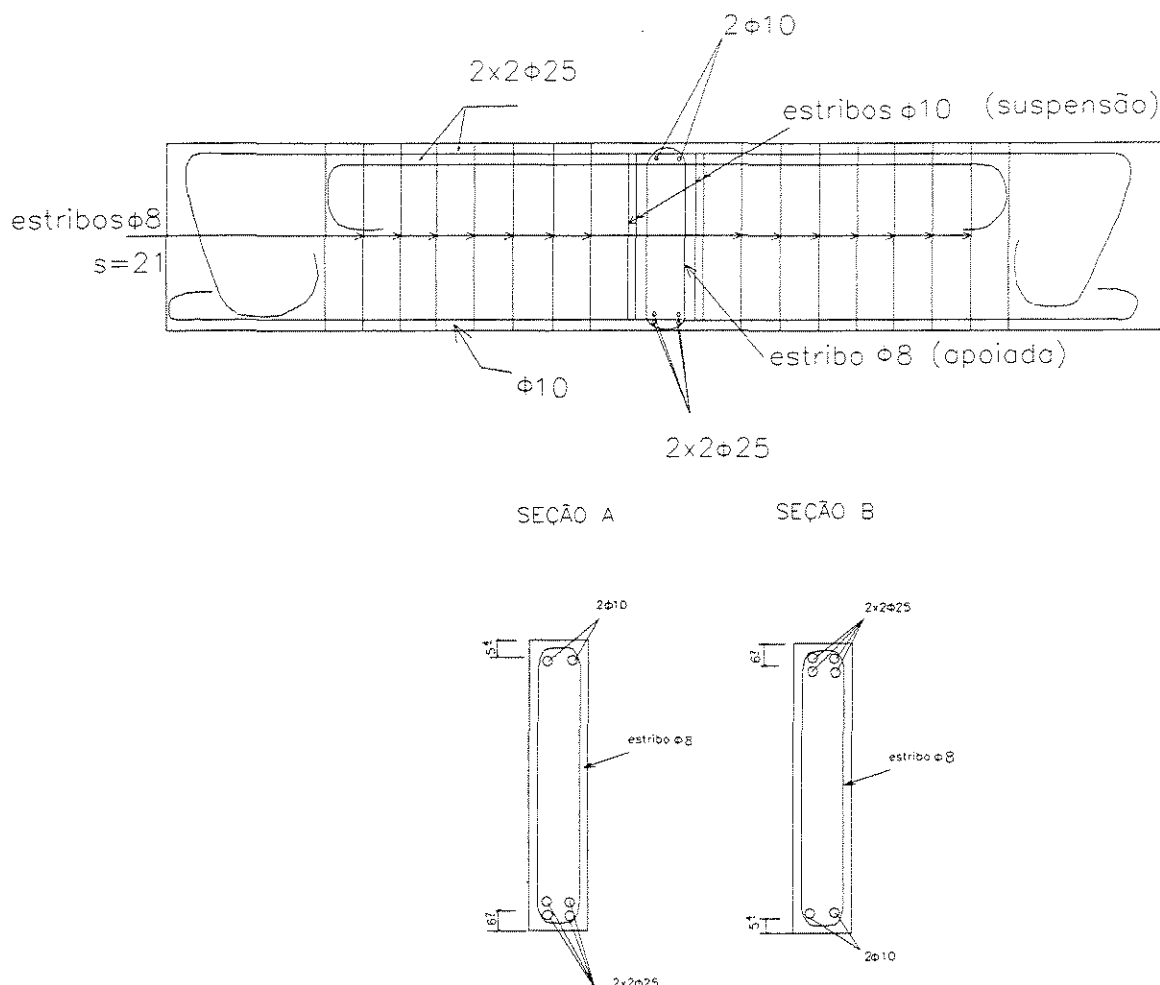


FIGURA 4.18 Disposição das armaduras utilizadas

A tabela 4.3 apresenta a quantificação de cada uma das armaduras dos ensaios.

TABELA 4.3 Armaduras das vigas

ENSAIO	ARMADURA DE TRAÇÃO	ARMADURA DE CISALHAMENTO			
		DIÂMETRO	ESPAÇAMENTO	ρ_w	η
CP4	4 ϕ 25 mm	8 mm	21 mm	0,34%	0,42
CP5	6 ϕ 25 mm				0,31
CP6	4 ϕ 25 mm				0,42

Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 4.4.

TABELA 4.4 Resultados obtidos

ENSAIO	f_{c28} (MPa)	CARGA DE RUPTURA (kN)	τ_{0u} (MPa)
CP4	43	296	3,77
CP5	39	321	4,21
CP6	40	270,5	3,45

No ensaio CP4 a viga apoiada rompeu por flexão enquanto que nos ensaios CP5 e CP6 a ruptura deu-se por cisalhamento da viga suporte e da viga apoiada respectivamente.

As armaduras utilizadas nos ensaios CP4 e CP6 eram idênticas mas a resistência do concreto utilizado no modelo CP4 era superior ao do modelo CP6. Isto explica as diferenças ocorridas.

A partir dos dados obtidos no ensaio observou-se que a influência do grau de armação ao cisalhamento sobre as solicitações nas armaduras é pouco acentuada. Por outro lado as tensões encontradas são superiores às calculadas.

As medidas de deformações das armaduras de suspensão mostraram que a força equilibrada por elas é menor que $2P$, que é a reação teórica no apoio.

4.4.3. TRINH KHANH LONG¹⁷ (Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - 1968)

Este ensaio foi realizado com um conjunto de vigas em T com o objetivo de provar que a resistência ao esforço cortante depende das condições de apoio da viga. Para tanto estudou-se a viga com um apoio direto e um indireto.

O conjunto era composto por duas vigas de seção T. A carga foi aplicada na viga apoiada.

O esquema do conjunto é apresentado na figura 4.19.

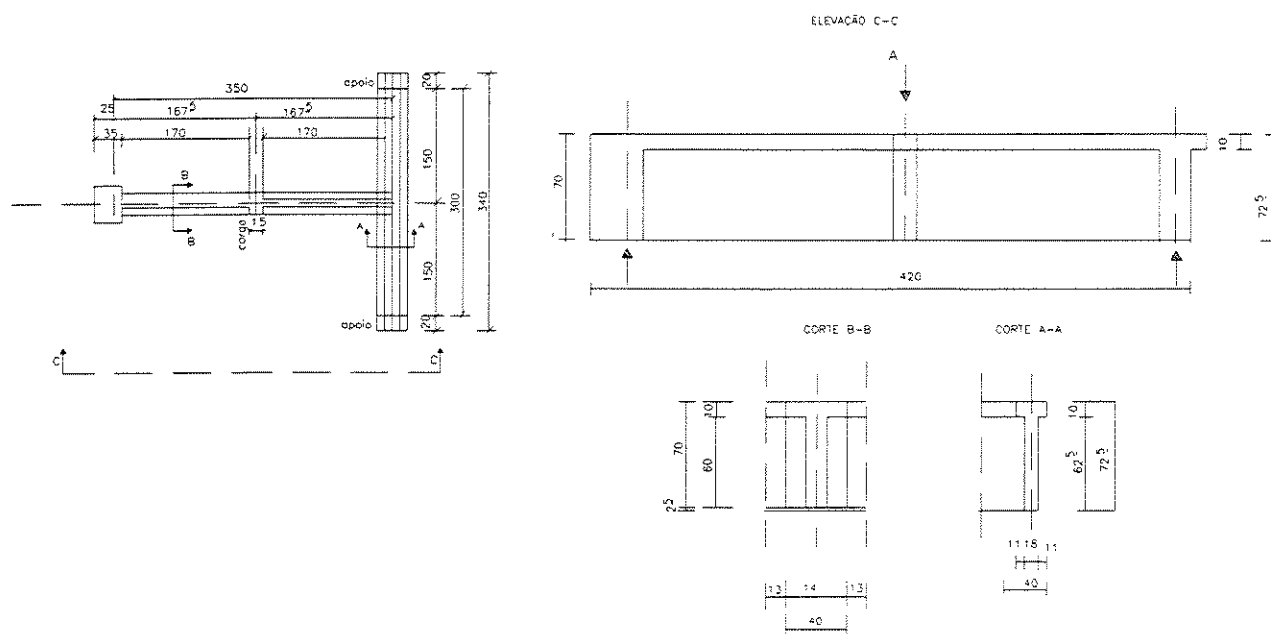


FIGURA 4.19 Vista em planta e corte do conjunto ensaiado

As armaduras da viga apoiada estão representadas na figura 4.20.

A armadura longitudinal da viga suporte foi calculada para que não escoasse com a aplicação da carga.

No volume comum das duas vigas foi disposta uma armadura de suspensão.

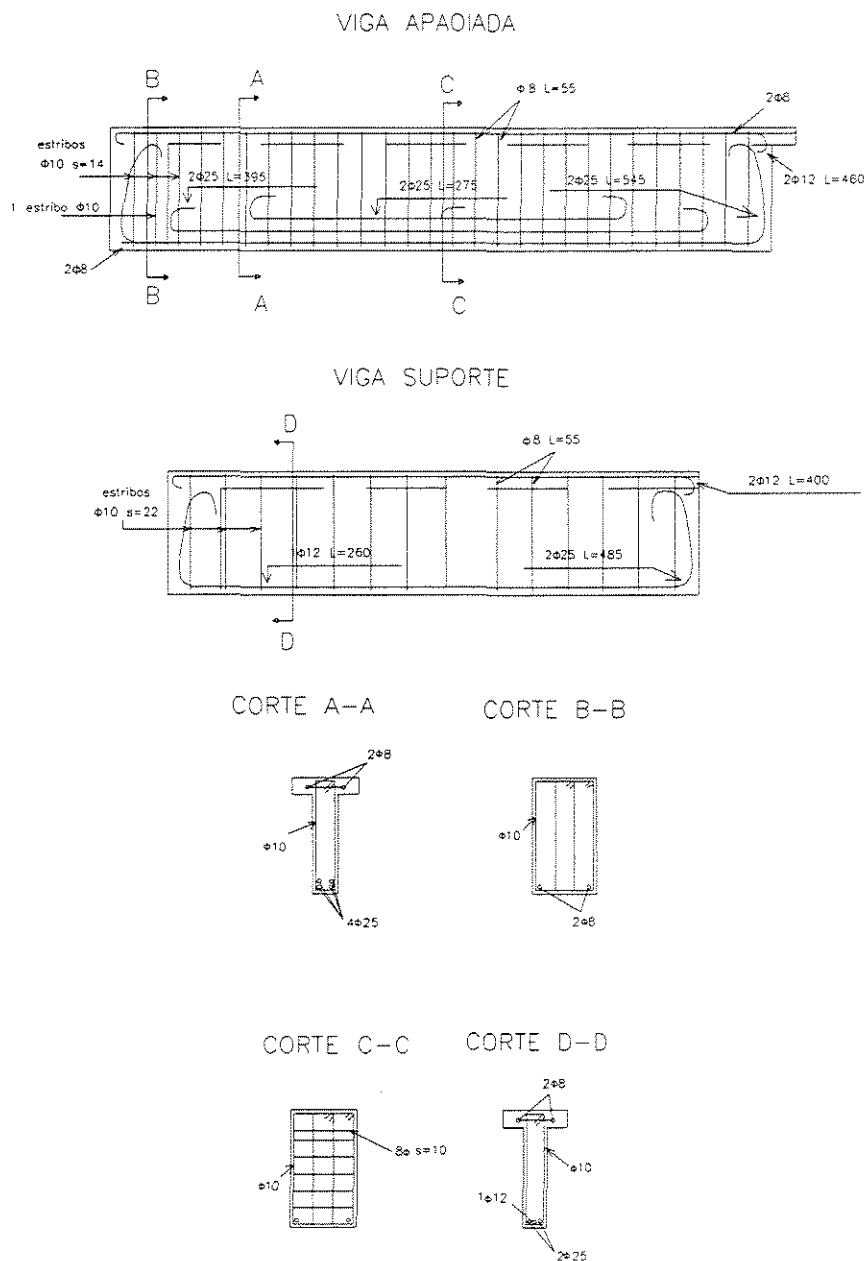


FIGURA 4.20 Disposição das armaduras utilizadas

O resumo das armaduras utilizadas está apresentado na tabela 4.5.

TABELA 4.5 Armadura das vigas

ENSAIO	ARMADURA	ARMADURA DE CISALHAMENTO			
	LONGITUDINAL	DIÂMETRO	ESPAÇAMENTO	$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s}$	$\eta = \frac{A_{sw} \sigma_{sw} Z}{V_s}$
CO1	6 ϕ 25 mm	10 mm	14 mm	0,8%	0,72
CO2				0,51%	0,46
CO3	4 ϕ 25 mm	8 mm		0,51%	0,63
CO4			21 mm	0,34%	0,42

A tabela 4.6 apresenta os resultados encontrados.

TABELA 4.6 Resultados obtidos

ENSAIO	f_{c28} (MPa)	$\eta = \frac{A_{sw} \sigma_{sw} Z}{V_s}$	CARGA ÚLTIMA (kN)	τ_{0u} (MPa)
CO1	26	0,72	933	5,85
CO2	26,5	0,46	764	4,78
CO3	23	0,63	727	5,43
CO4	26,5	0,42	651	4

A ruína dos quatro conjuntos foi causada pela ruptura da viga apoiada seja por flexão (no ensaio CO1 por esmagamento do concreto e no ensaio CO3 por escoamento da armadura longitudinal) seja por ação conjunta do momento e do esforço cortante.

De maneira geral, aço e concreto são mais solicitados no apoio indireto que no apoio direto.

A solicitação ao longo do estribo depende da fissuração da alma, como já havia sido constatado no ensaio anterior.

Ensaio mostraram que não é aconselhável a utilização da curva tensão-deformação obtida nos ensaios de compressão simples para determinar as deformações no concreto. Dentro da vigas ensaiadas, as tensões nas bielas sofrem a interferência da tensão transversal que ocorre nos estribos.

4.4.4. TRINH KHANH LONG¹⁸ (Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - 1969)

Este trabalho continuou o estudo iniciado no item anterior. Aqui o objetivo foi estudar o efeito da ancoragem da armadura de flexão na região do apoio mútuo.

A figura 4.21 apresenta as disposições de armadura para ancoragem utilizadas.

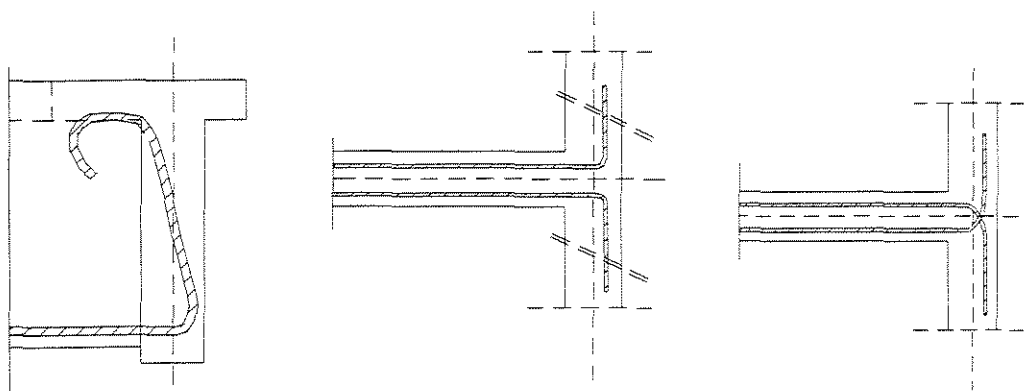


FIGURA 4.21 Ancoragem da armadura de suspensão

As armaduras utilizadas estão quantificadas na tabela 4.7.

TABELA 4.7 Armaduras das vigas

SÉRIE	CORPO DE PROVA	ARMADURA DE FLEXÃO	ARMADURA DE CISALHAMENTO			
			DIÂMETRO	ESPAÇAMENTO	ρ_w	η
TIPO III	CO5	6 ϕ 25 mm	8 mm	21 cm	0,34%	0,30
TIPO II	CO6	4 ϕ 25 mm				0,49
TIPO III	CO7	6 ϕ 25 mm	10 mm	14 cm	0,80%	0,69

Os resultados são apresentados na tabela 4.8.

TABELA 4.8 Resultados obtidos

CORPO DE PROVA	RESISTÊNCIA DO CONCRETO f_{c28} (MPa)	CARGA DE RUPTURA (kN)	TENSÃO DE CISALHAMENTO τ_{0u} (MPa)
CO5	28	600	3,94
CO6	32	600	3,76
CO7	30	945	6,21

As zonas de ruptura aconteceram na região do apoio indireto.

Nestes conjuntos de ensaios, após a ruptura, as vigas apresentaram fissuras mais abertas, em comparação com os conjuntos ensaiados anteriormente.

No caso das vigas com pouca armadura de cisalhamento, a viga apoiada resiste melhor aos esforços cortantes no apoio direto que no apoio indireto.

4.4.5. FRITZ LEONHARDT¹³ (Universidade de Stuttgart - 1971)

Leonhardt realizou dois ensaios com o conjunto de vigas de concreto protendido apresentado na figura 4.22.

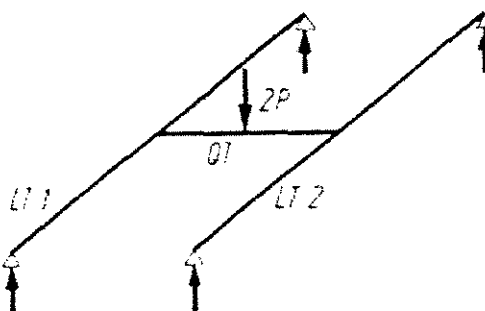


FIGURA 4.22 Esquema das vigas por Leonhardt¹³

Nos dois ensaios foi mantida a armadura de flexão e cisalhamento das vigas LT1, LT2, vigas suporte, e QT, viga apoiada, sendo que nesta última, a armadura de flexão foi disposta primeiramente, na região inferior da viga e num segundo ensaio, ancorada na região superior da mesma. Estas distribuições são apresentadas na figura 4.23.

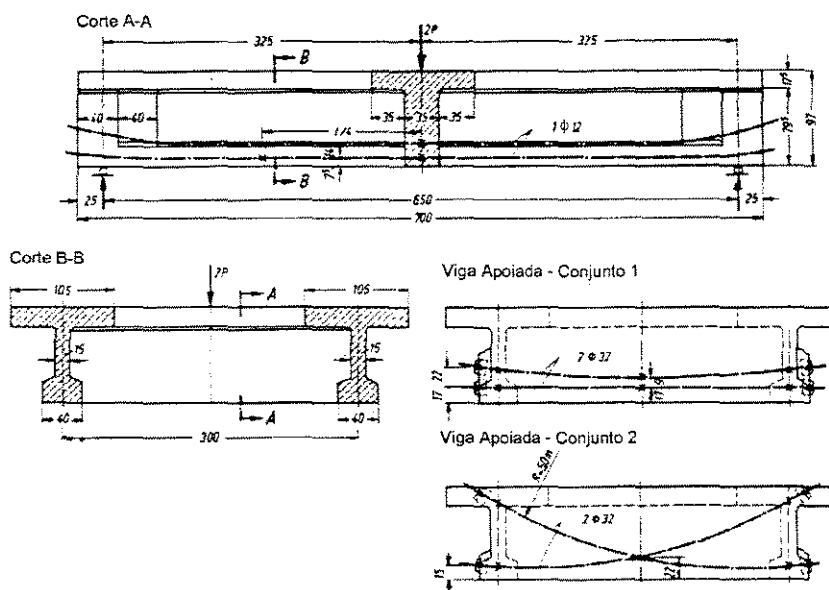


FIGURA 4.23 Distribuição das armaduras longitudinais por Leonhardt¹³

As armaduras transversais utilizadas estão demonstradas na figura 4.24.

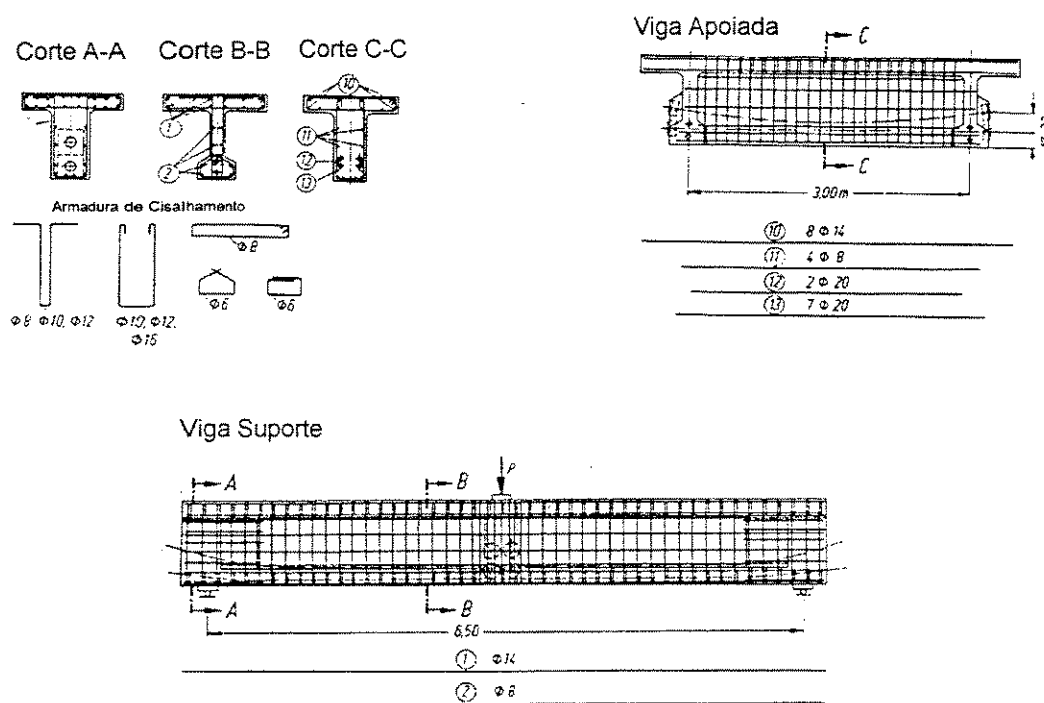


FIGURA 4.24 Distribuição das armaduras transversais por Leonhardt¹³

Foram utilizadas diferentes armaduras de suspensão nas regiões de ligação entre as vigas, nos dois ensaios.

A figura 4.25 apresenta as disposições das armaduras de suspensão utilizadas.

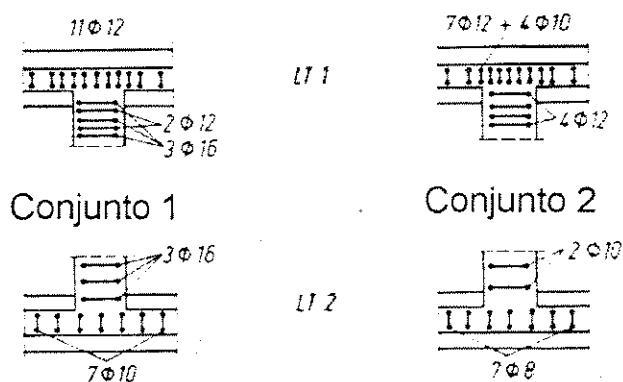


FIGURA 4.25 Distribuição das armaduras de suspensão por Leonhardt¹³

No corpo de prova I, o grau de armação à suspensão foi 1,02 na extremidade onde QT apoia em LT1 e 0,57 na extremidade do apoio em LT2. No corpo de prova II, os valores foram 1,06 no apoio com LT1 e 0,54 na outra extremidade.

Para os dois corpos de prova ensaiados, a grau de armação ao cisalhamento foi 0,55 para a viga LT1 e 0,39 para a viga LT2. O grau de armação necessário segundo o CEB-FIP seria 0,81 para as duas vigas.

No primeiro ensaio, ao ser aplicada a carga de 3190 kN verificou-se o “descolamento” da parte inferior da viga LT2 e que será apresentado na sequência. A viga LT1 rompeu por flexão com a carga de 3690 kN.

No ensaio II, ocorreu a ruptura dos estribos de suspensão da viga LT2, quando foi aplicada a carga de 3700kN.

A figura 4.26 apresenta o diagrama das forças suspensas nas regiões de ligação nos dois ensaios. A força suspensa pelos cabos de protensão é representada por Z_v e aquela suspensa pelos estribos é representada por Z_{B0} .

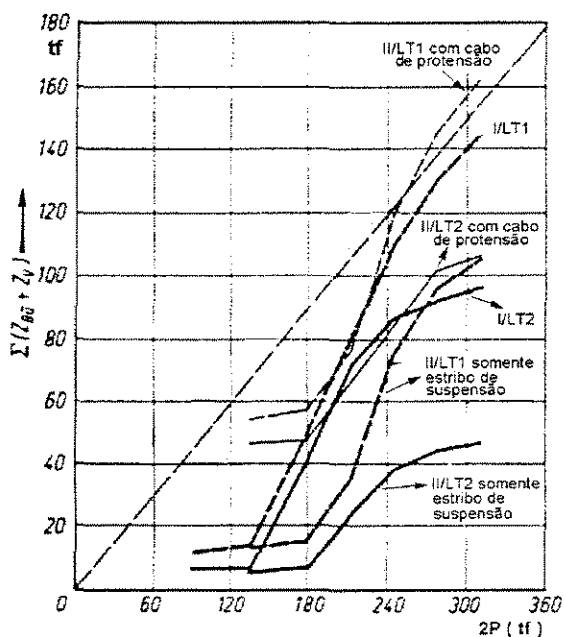


FIGURA 4.26 Diagrama das forças suspensas adaptado de Leonhardt¹³

Os desempenhos dos estribos do ensaio 1 nas regiões de ligação, e próximas a ela, pode ser analisado na figura 4.27.

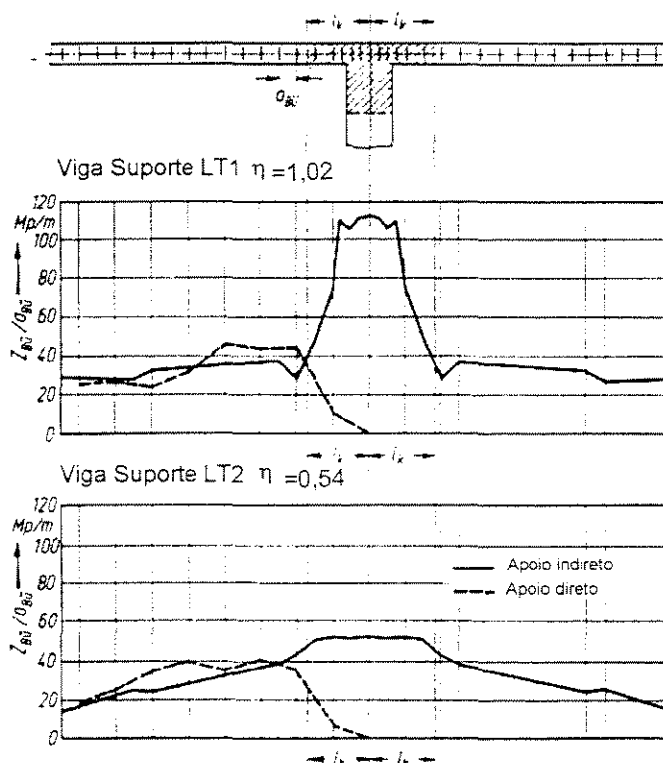


FIGURA 4.27 Diagrama das forças suspensas pelos estribos por Leonhardt¹³

Através dos diagramas acima pode-se perceber que os estribos mais solicitados são os que se encontram próximos da região de ligação entre as vigas, no apoio indireto. Mais precisamente, os estribos que apresentaram maiores tensões são os que estavam dentro da faixa definida por l_k que é aproximadamente igual a metade da altura da viga. Justifica-se, desta maneira, o critério que definiu os limites da região de ligação proposta por Leonhardt e indicados anteriormente na figura 4.8.

A figura 4.28 apresenta o panorama de fissuração da viga LT2 do conjunto I que rompeu com a carga última de 3190 kN (cabe ressaltar que a legenda da figura, no trabalho original, encontra-se incompatível com os dados apresentados no texto).

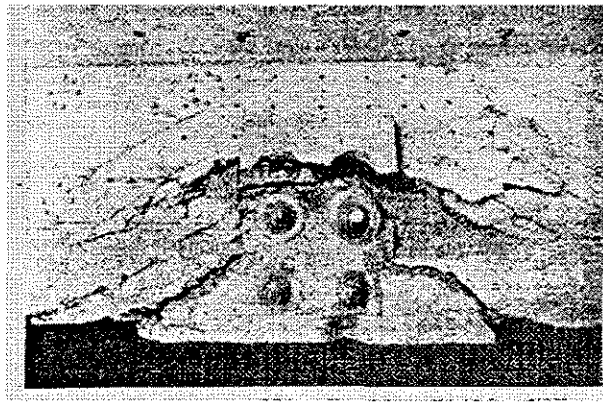


FIGURA 4.28 Panorama de fissuração na carga última por Leonhardt¹³

4.4.6. S. M. FEREIG & K. N. SMITH⁷ (Universidade de Waterloo - 1971)

Neste trabalho foi analisado carregamento indireto em vigas com relação a/d inferior a 2 onde a é a distância entre o ponto de aplicação da carga e o apoio e d é a distância entre a fibra mais comprimida e a armadura tracionada.

As vigas ensaiadas estão ilustrada na figura 4.29.

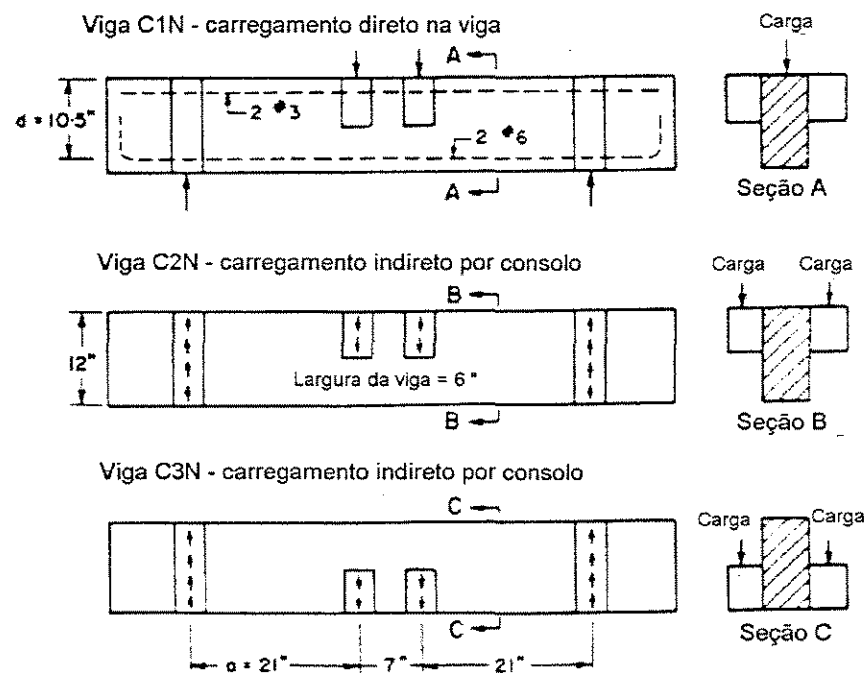


FIGURA 4.29 Esquema das vigas ensaiadas adaptado de Fereig & Smith⁷

Foi utilizada armadura na alma e verificou-se que a mesma apresentou desempenho satisfatório no caso do apoio indireto, conforme é apresentado na figura 4.30.

Côm este trabalho verificou-se que para vigas com carregamento indireto sem armadura na alma, a tensão na ruptura aumentou na proporção em que a relação a/d diminuiu (aproximadamente valores abaixo de 2,5). Vigas com carregamento indireto apresentaram ganho de resistência muito menor e um acréscimo que só ocorre com relações a/d inferiores a 1,5 conforme apresentado na figura 4.30.

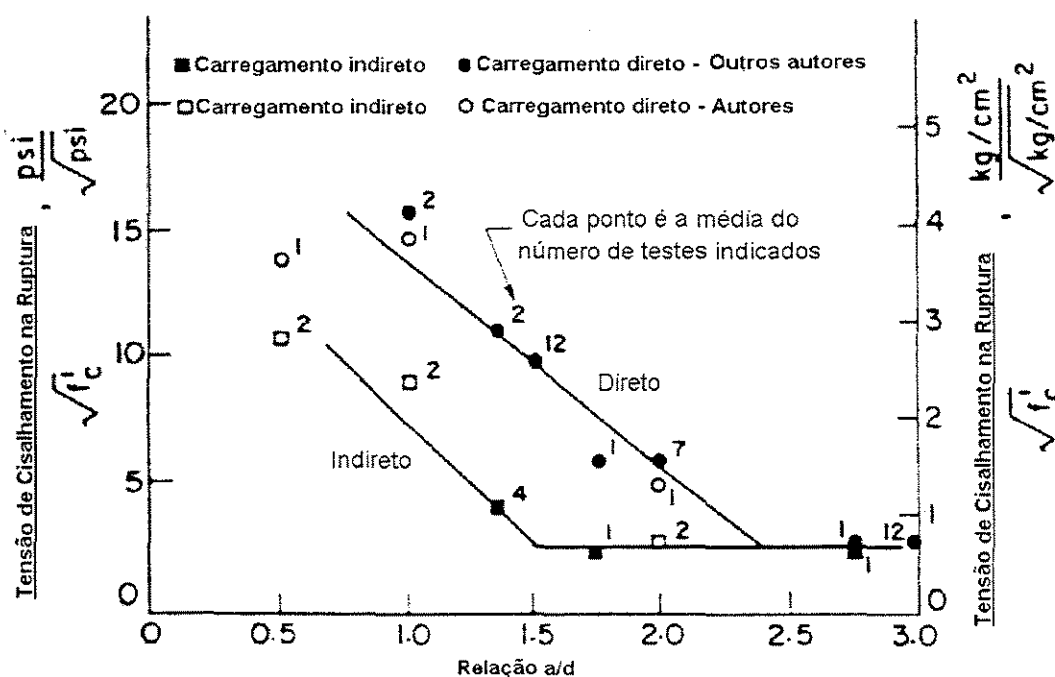


FIGURA 4.30 Diagrama da tensão de cisalhamento em função da relação a/d adaptado de Fereig & Smith⁷

A utilização da armadura geralmente reduz o comprimento das fissuras, deslocamentos e as tensões nas barras das armaduras tracionadas porém, apresenta somente um pequeno efeito na resistência última das vigas com carregamento direto comparada com uma grande contribuição no caso do carregamento indireto.

5. MATERIAIS E MÉTODOS

A parte experimental deste trabalho consistiu no ensaio de três conjuntos, compostos pela associação de viga apoiada e viga suporte em forma de T no plano horizontal conforme indicado na figura 5.1.

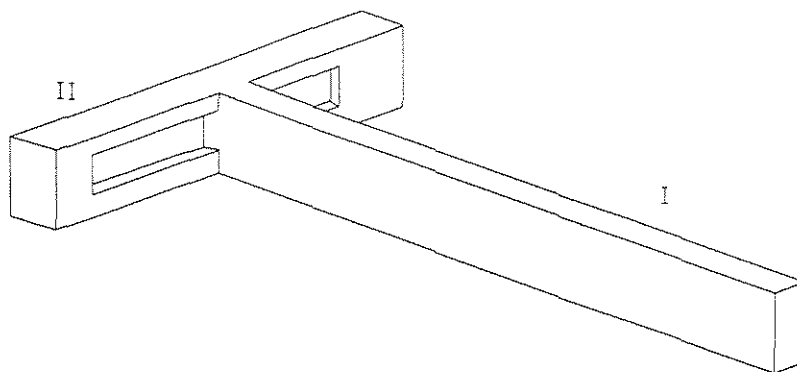


FIGURA 5.1 Perspectiva da viga apoiada e carregada indiretamente

A viga I será designada de viga apoiada e a viga II, de viga suporte.

O objetivo dos ensaios era determinar a distribuição de armadura de suspensão mais eficiente a ser adotada em apoios e carregamentos indiretos.

O volume de concreto em cada ensaio foi de $0,160 \text{ m}^3$, sendo $0,80 \text{ m}^3$ para viga retangular, $0,061 \text{ m}^3$ para a viga com seção I e $0,019 \text{ m}^3$ para a preparação de 12 corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

5.1. DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMA DE CARREGAMENTOS

Para os ensaios foram utilizados conjuntos compostos por duas vigas denominadas viga apoiada e viga suporte. A viga apoiada tinha 250 cm de vão e seção retangular com 10 cm de largura e 30 cm de altura. A viga suporte tinha 150 cm de vão e seção transversal I com altura de 30 cm, largura da mesa e talão de 15 cm e largura da alma de 5 cm.

Nos dois primeiros ensaios, as cargas concentradas foram aplicadas em dois pontos da viga apoiada. O primeiro ponto estava localizado a 50 cm do cruzamento dos eixos da viga suporte e o segundo, a 150 cm do mesmo cruzamento. A relação a/d para viga apoiada era 1,89 no lado do apoio indireto, 3,77 no apoio direto e para a viga suporte era 2,68.

O detalhe das vigas é apresentado na figura 5.2.

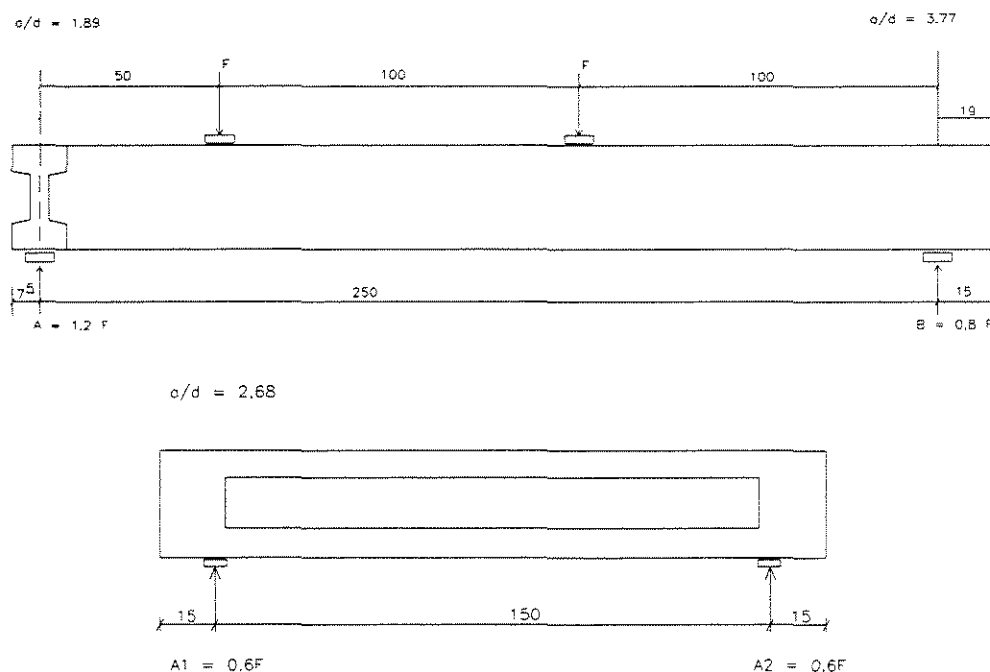


FIGURA 5.2 Esquema da aplicação das cargas nas vigas dos ensaios B1-L e B1-R

Para o terceiro ensaio, foi aplicada uma única carga na viga apoiada, distante 1 m da região de cruzamento entre as duas vigas. A relação a/d para a viga apoiada era 3,92, no lado do apoio indireto, 5,88 no apoio direto e 2,68 na viga suporte. O esquema das cargas é apresentado na figura 5.3.

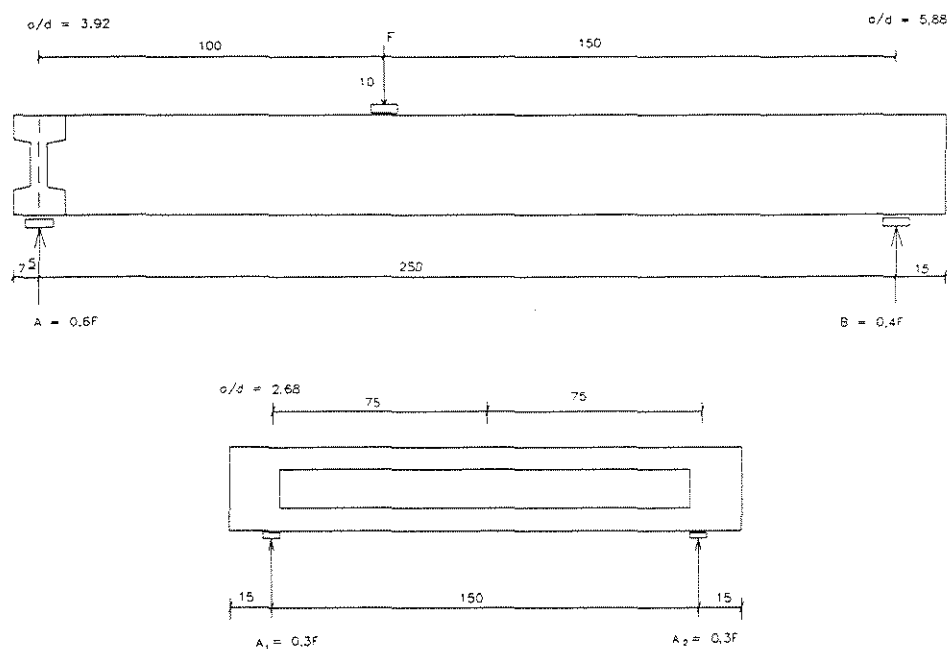


FIGURA 5.3 Esquema da aplicação de carga nas vigas do ensaio C1-R

O esquema do apoio utilizado na viga apoiada está mostrado na figura 5.4.

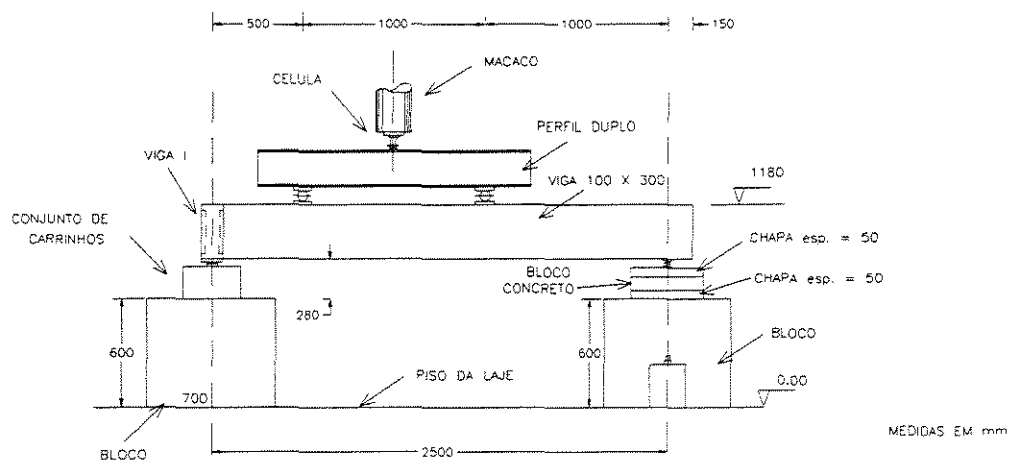


FIGURA 5.4 Esquema dos apoios na viga apoiada

Foi elaborado um sistema de apoio para as vigas com o objetivo de permitir as translações e rotações do conjunto e evitar que esforços de torção fossem aplicados ao sistema. Na extremidade de apoio direto da viga apoiada foram utilizados roletes. A viga suporte se apoiava, em cada extremidade, sobre pares de roletes sobrepostos ortogonalmente sob uma articulação esférica conforme figura 5.5.

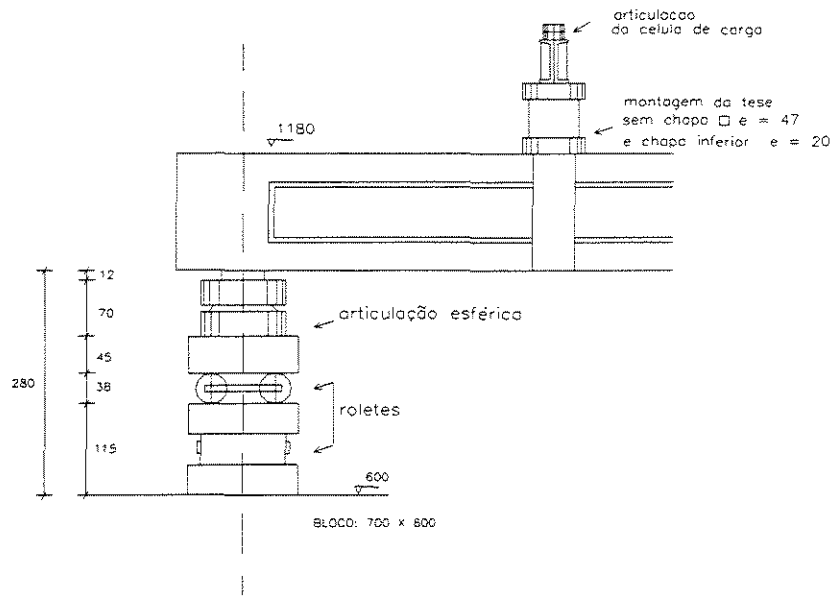


FIGURA 5.5 Detalhamento do aparelho de apoio da viga suporte

Nos três ensaios foram utilizados dois arranjos diferentes de armadura de suspensão, denominados arranjo L e arranjo R.

Na primeira etapa foi ensaiado um conjunto de vigas utilizando o arranjo L, conforme Leonhardt e apresentado no Capítulo 4, sendo que, 70% da área de armadura foi distribuída na viga suporte e 30% restante, na viga apoiada.

Na segunda etapa foram realizados dois ensaios, seguindo a proposta de Reineck, concentrando a armadura de ligação na região de cruzamento entre as duas vigas, chamado de arranjo R.

a) Primeira Etapa

Para a armadura de suspensão foram utilizados 4 estribos de dois ramos de 4,2 mm dispostos na viga suporte e 1 estribo de dois ramos de 5 mm na viga apoiada totalizando $1,51 \text{ cm}^2$.

A armadura disposta na viga suporte suspende 76% da reação mútua teórica e, na viga apoiada, 24%.

O esquema da ligação entre as vigas e a disposição da armadura são apresentados na figura 5.6.

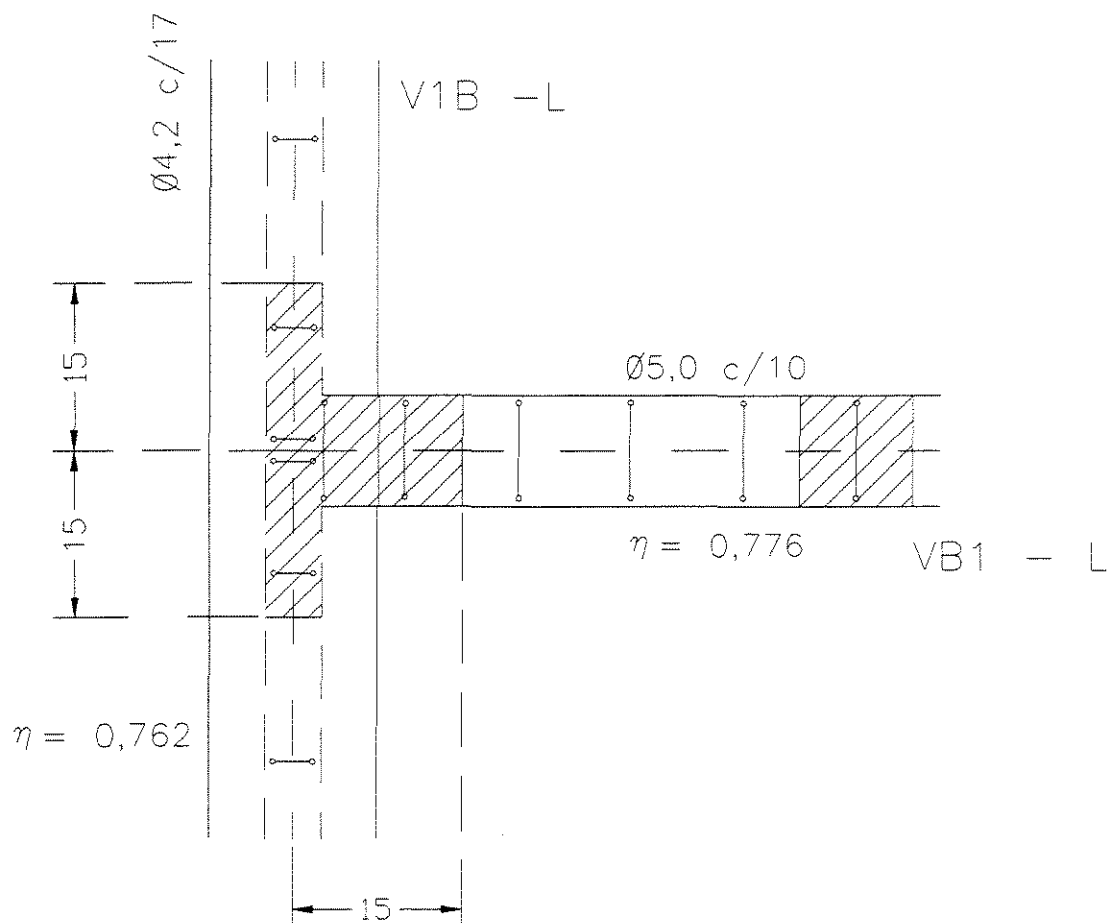


FIGURA 5.6 Arranjo de armadura de suspensão do conjunto B1-L

b) Segunda Etapa

Nesta etapa foram realizados dois ensaios com a mesma armadura de suspensão. A armadura foi composta por 1 estribo de dois ramos de 8 mm e por dois estribos de dois ramos de 6,3 mm e foi concentrada na região de cruzamento entre as duas vigas.

A distribuição utilizada encontra-se representada na figura 5.7.

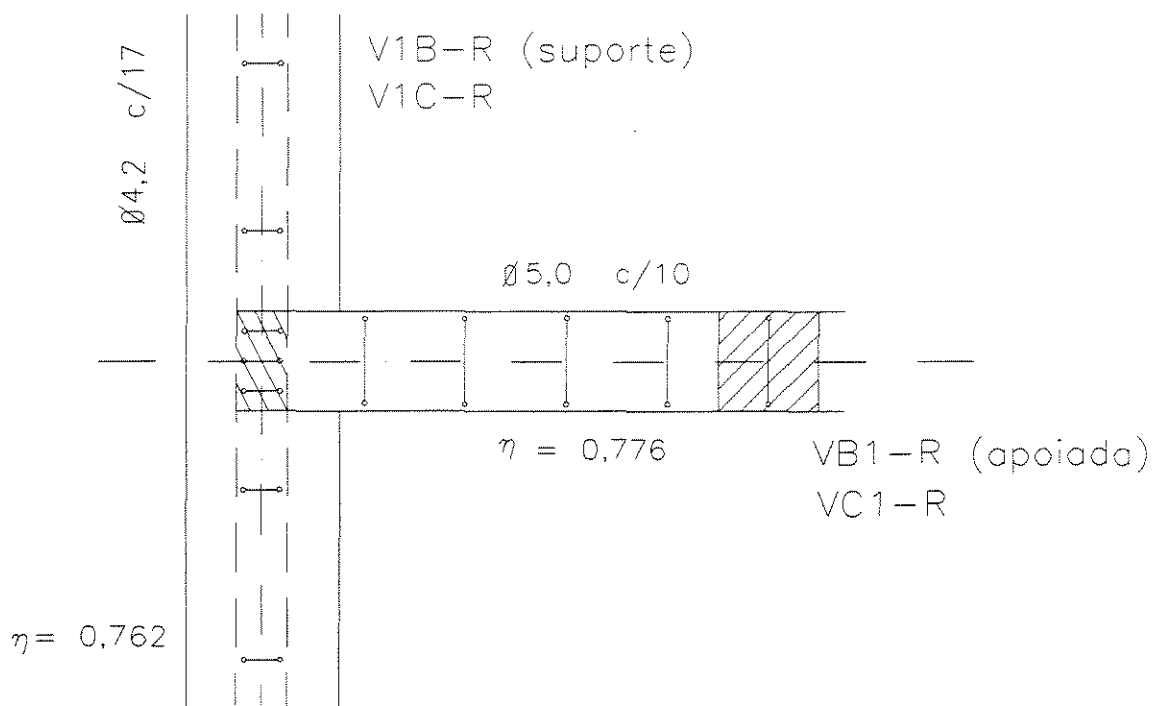


FIGURA 5.7 Arranjo de armadura de suspensão dos conjuntos B1-R e C1-R

A descrição detalhada das armaduras utilizadas nos três ensaios realizados é apresentada a seguir.

5.1.1. CONJUNTO B1-L

Como já foi dito, neste ensaio foi utilizado o modelo de armadura de suspensão para apoio indireto proposto por Leonhardt¹⁴. Neste modelo, 70% da armadura foram

dispostos na viga suporte e 30% na viga apoiada. A região de distribuição das armaduras obedeceu o modelo proposto por Leonhardt¹⁴ e apresentado no capítulo 2.

Primeiramente são descritas as armaduras da viga apoiada. A armadura longitudinal era composta por duas barras de aço CA-50 de 20 mm de diâmetro. Foram utilizadas como porta-estribos duas barras de aço CA-50 de 6,3 mm de diâmetro. A armadura transversal era formada por estribos de aço CA-60 com 4,2 mm e 5 mm de diâmetro. A armadura de suspensão era formada por um estribo de aço CA-60 com 5 mm de diâmetro colocado a 10 cm do cruzamento dos eixos das vigas, de forma a atingir 30% da armadura total necessária.

Na sequência são descritas as armaduras utilizadas na viga suporte. A armadura longitudinal era composta por duas barras de aço CA-50 com 8 mm de diâmetro colocadas no talão e uma barra central de aço CA-50 com 12,5 mm de diâmetro. A armadura utilizada como porta estribos era composta por duas barras de aço CA-50 com 6,3 mm de diâmetro justapostas. Os estribos da armadura transversal eram de dois ramos, de aço CA-60, e tinham diâmetro de 4,2 mm. Em cada extremidade da viga foram colocados 2 estribos de aço CA-60 de forma retangular com 4,2 mm de diâmetro. A armadura de suspensão era formada por 4 estribos de dois ramos de aço CA-60 com 4,2 mm de diâmetro.

Nas duas vigas houve variação no espaçamento entre os estribos de modo a manter o grau de armação ao cisalhamento próximo de 75%. O esquema com a disposição das armaduras é representado na figura 5.8.

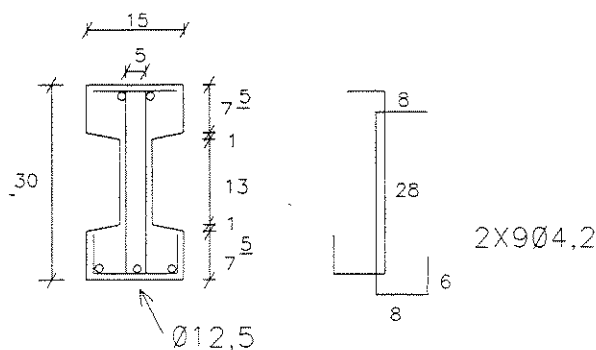


FIGURA 5.10 Detalhes dos estribos na viga suporte do conjunto B1-L

O detalhe dos estribos retangulares nas extremidades da viga suporte é apresentado na figura 5.11.

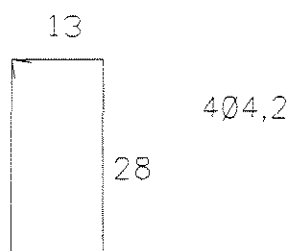


FIGURA 5.11 Detalhe dos estribos nos apoios da viga suporte do conjunto B1-L

5.1.2. CONJUNTO B1-R

No ensaio foi testado o modelo de armadura proposto por Reineck²¹, que concentra toda a armadura de suspensão na região de ligação entre as vigas apoiada e suporte. Por motivos construtivos, não foi possível concentrar toda a armadura no interior das duas barras longitudinais da viga apoiada. Por isso, parte dessa armadura foi colocada por fora das barras longitudinais da viga apoiada, porém dentro da região de ligação, tão próxima destas barras quanto possível.

De qualquer forma, nas regiões próximas à zona de ligação, foram mantidos os estribos utilizados no conjunto B1-L.

Neste conjunto foram mantidas as mesmas armaduras longitudinais e transversais do conjunto B1-L.

Houve alteração apenas no arranjo da armadura de suspensão que foi composta por dois estribos de aço CA-50 de dois ramos de 6,3 mm de diâmetro e por um estribo de aço CA-50 de dois ramos de 8 mm de diâmetro colocados entre os dois primeiros.

O esquema com a disposição das armaduras é representado na figura 5.12.

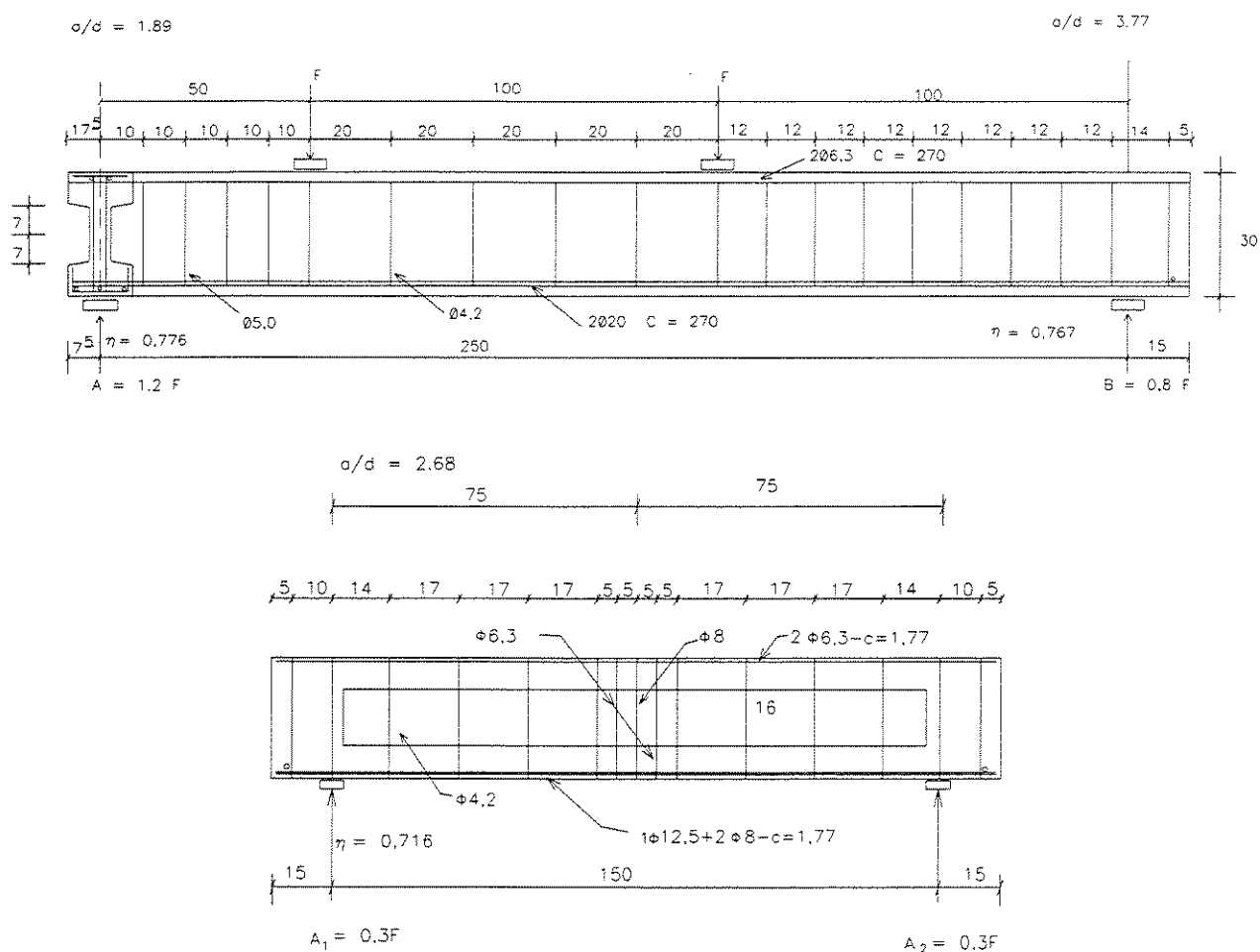


FIGURA 5.12 Armaduras das vigas no conjunto B1-R

Como já foi citado anteriormente, as armaduras transversais não foram alteradas em relação ao primeiro ensaio. Desta forma, a figura 5.13 apresenta o detalhamento dos estribos da armadura de suspensão que sofreu alteração.

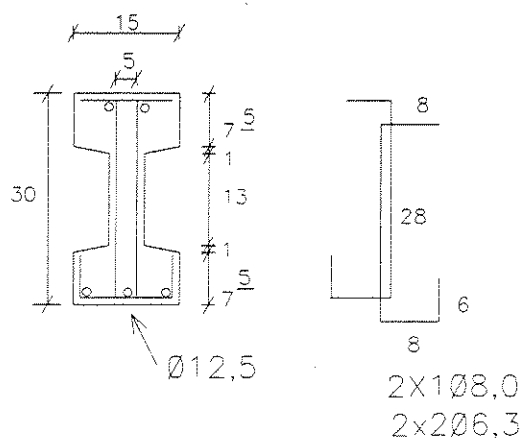


FIGURA 5.13 Detalhe da armadura de suspensão na viga suporte do conjunto B1-R

5.1.3. CONJUNTO C1-R

No terceiro ensaio foi mantida a distribuição da armadura de suspensão proposta por Reineck, porém o ponto de aplicação da carga foi distanciado da região de cruzamento entre as vigas aumentando a relação a/d . Esta alteração tem por objetivo verificar o comportamento do modelo submetido à carga afastada dos apoios.

A armadura longitudinal da viga apoiada foi reforçada para evitar que a ruína da peça se desse por ação do momento fletor nesta região. A armadura transversal da viga apoiada manteve-se constante até o ponto de aplicação da carga.

O arranjo da armadura de suspensão foi o mesmo utilizado no ensaio B1-R

O esquema com a disposição das armaduras é representado na figura 5.14.

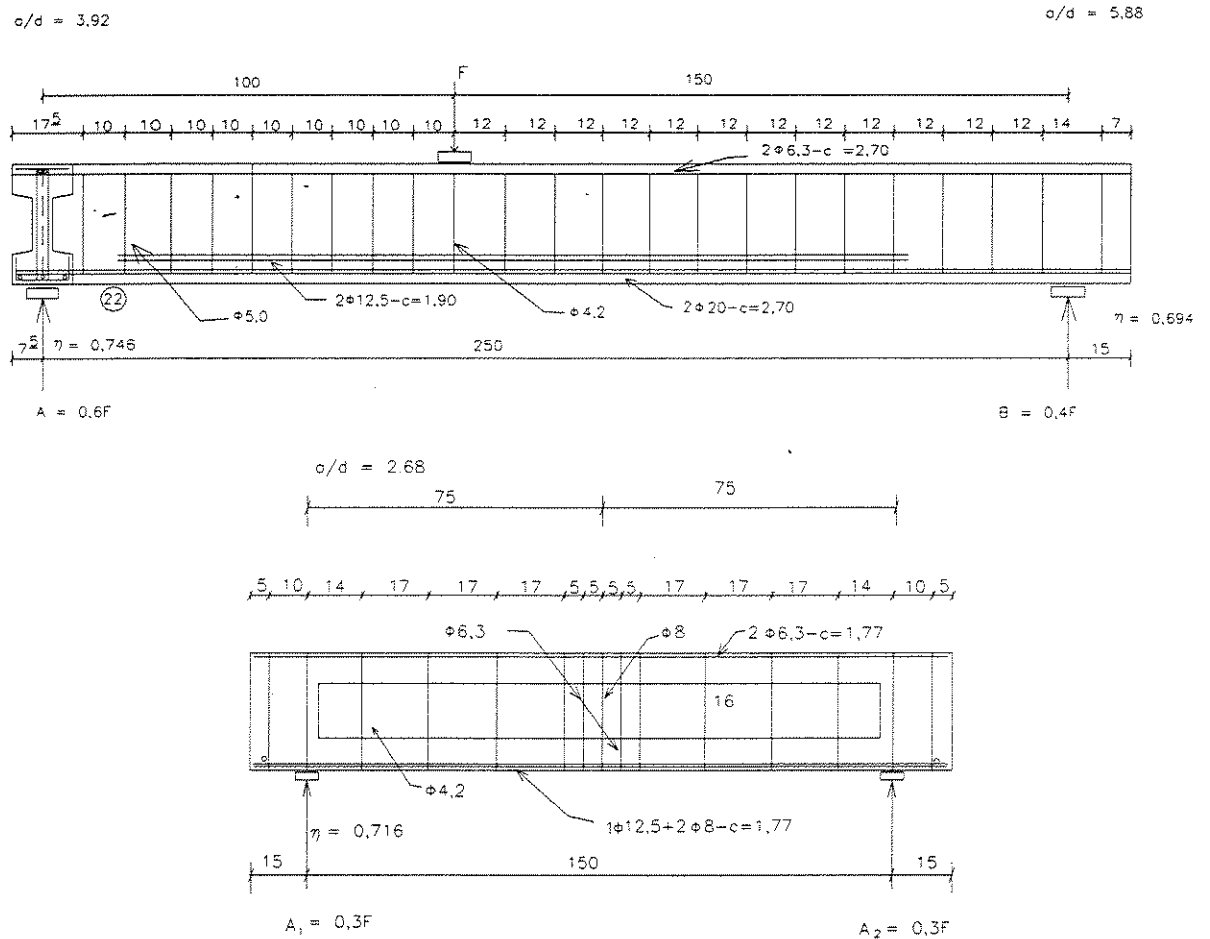


FIGURA 5.14 Armaduras das vigas no conjunto C1-R

A figura 5.15 apresenta a seção transversal com a armadura longitudinal e transversal da viga apoiada as quais foram alteradas em relação ao ensaio anterior. As armaduras da viga suporte não são representadas por não apresentarem modificações.

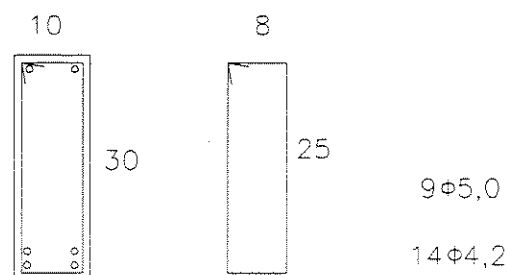


FIGURA 5.15 Detalhes das armaduras transversais da viga apoiada do conjunto C1-R

5.2. MATERIAIS EMPREGADOS

Para execução do concreto utilizado nos ensaios foi adotada a dosagem 1:1,14:1,74 em massa, referido à quantidade de cimento e sílica ativa utilizados.

Na concretagem da viga retangular foram utilizados 55 kg de cimento, 5,5 kg de sílica ativa, 69 kg de areia, 94 kg de pedra britada nº 1, 11 kg de pedra britada nº 0, 15,7 litros de água e 2,5 litros de superplastificante.

Para a viga com seção I e doze corpos de prova utilizou-se a mesma quantidade de material.

O cimento utilizado foi do tipo CPV-ARI-Plus da CIMINAS.

O superplastificante foi ADIMENT.

A sílica ativa utilizada foi SILMIX não densificada da Camargo Corrêa Cimentos S/A.

A areia apresentava dimensão característica de 2,4 mm e módulo de finura de 2,29. A curva granulométrica é apresentada na figura 5.16.

O agregado graúdo era constituído por 10% de pedra britada nº 0 com dimensão característica de 9,5 mm e módulo de finura de 5,56 e 90% de pedra britada nº 1 com dimensão característica de 19 mm e módulo de finura de 6,53. As curvas granulométricas são apresentadas nas figura 5.17 e 5.18.

FIGURA 5.16 Curva granulométrica da areia

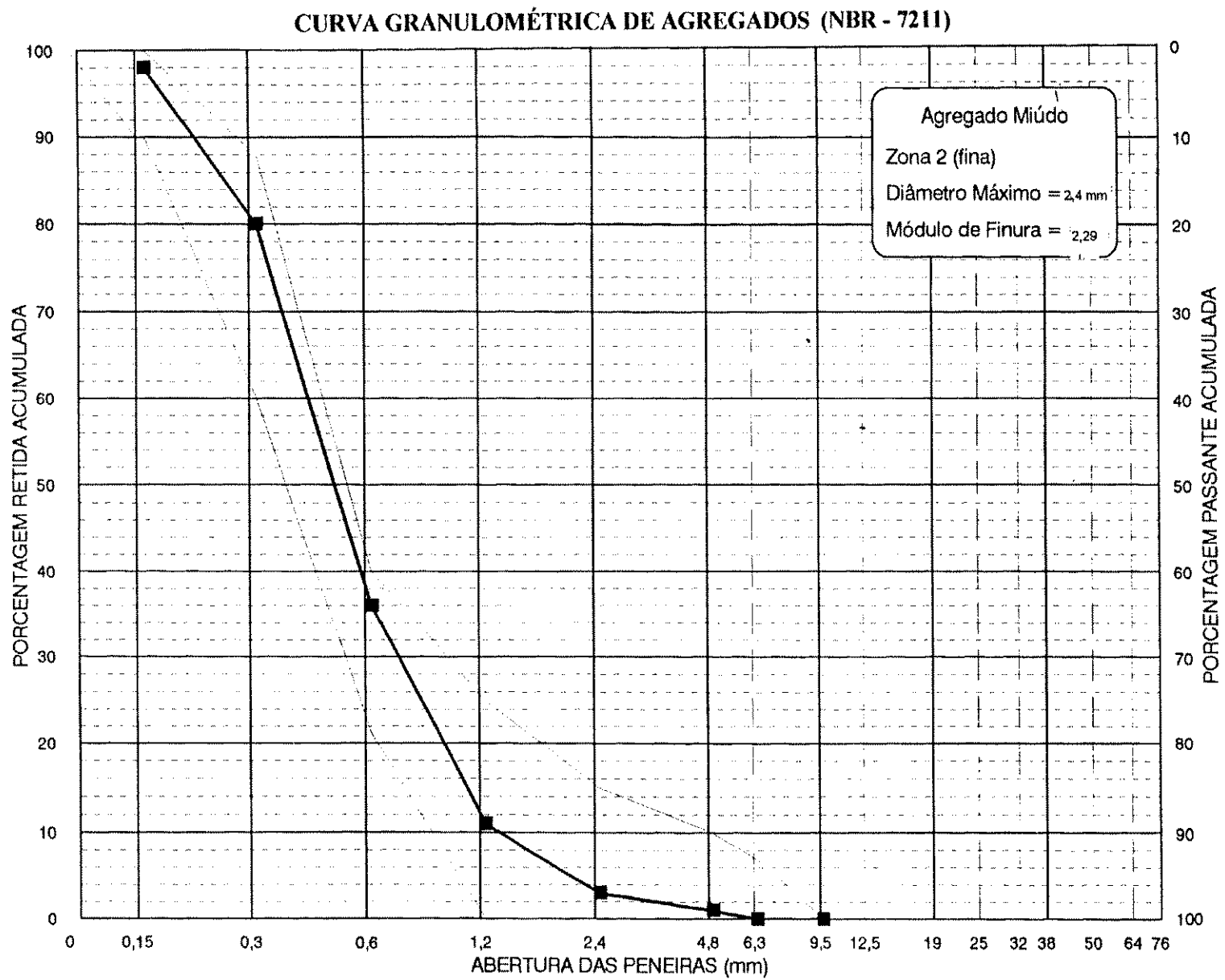


FIGURA 5.17 Curva granulométrica da pedra britada n° 0

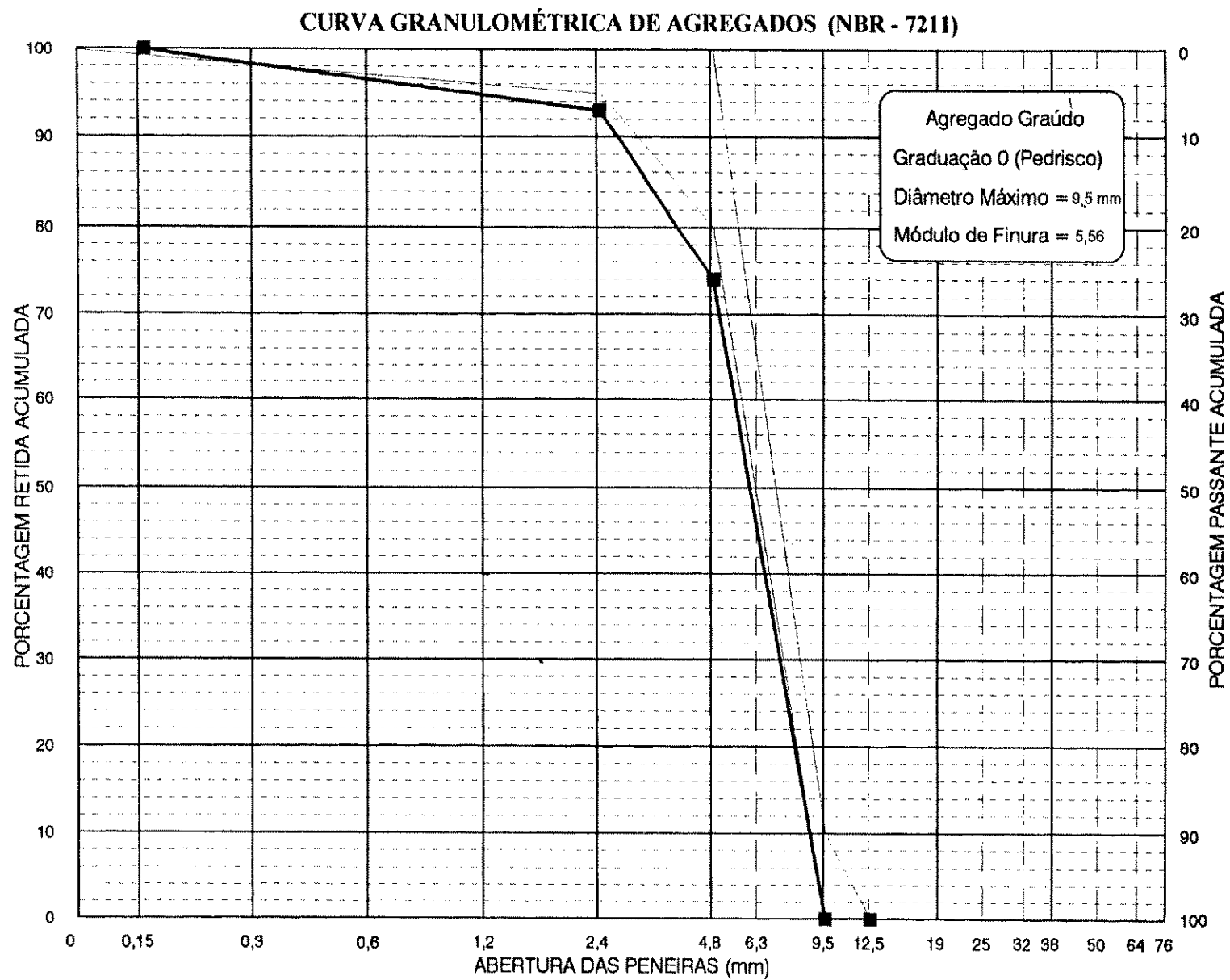
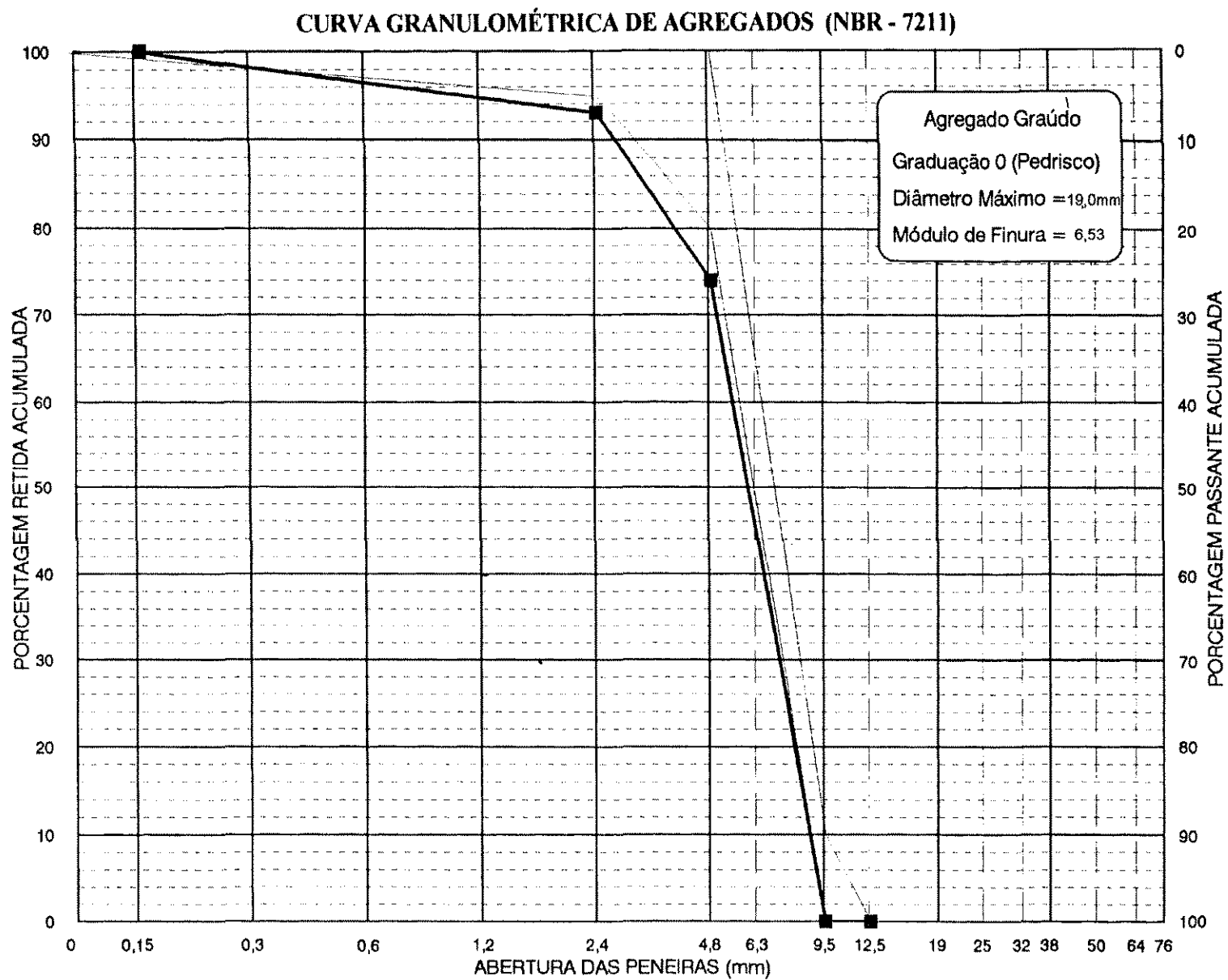


FIGURA 5.18 Curva granulométrica da pedra britada nº 1



As barras de aço utilizadas em todas as armaduras foram previamente ensaiados à tração. Os diagramas de tensão-deformação e as características mecânicas estão apresentados nas figuras 5.19 à 5.25.

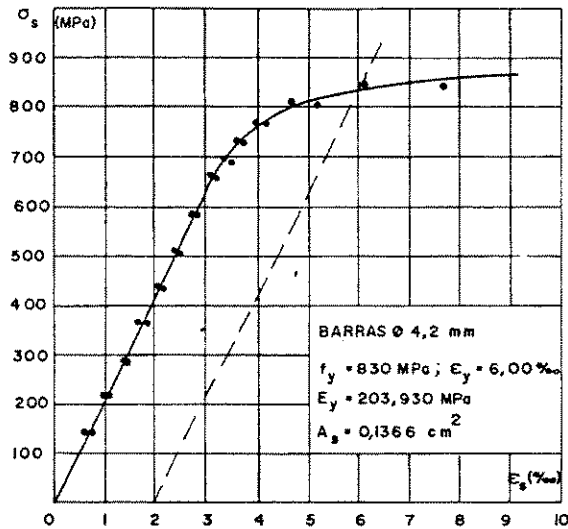


FIGURA 5.19 Diagrama tensão-deformação do aço 4,2 mm (conjuntos B1-L e B1-R)

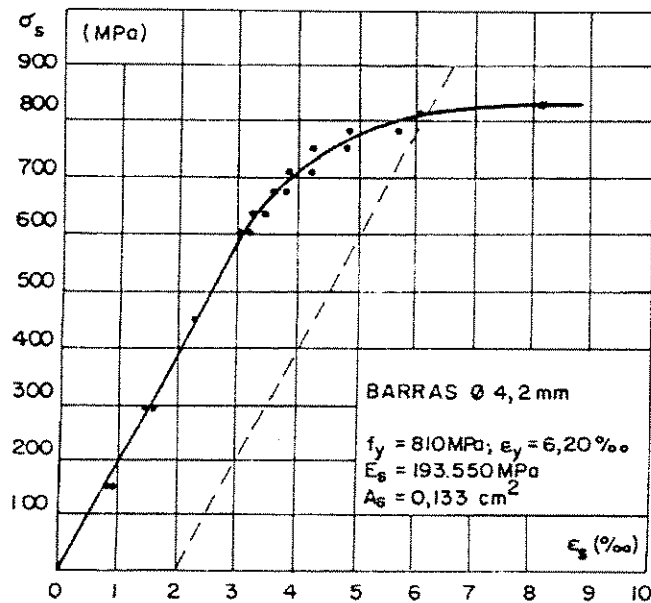


FIGURA 5.20 Diagrama tensão-deformação do aço 4,2 mm (conjunto C1-R)

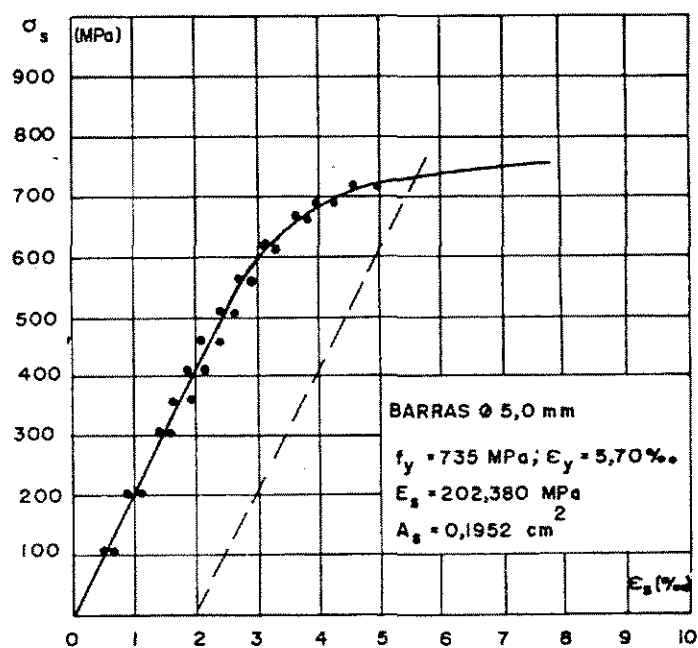


FIGURA 5.21 Diagrama tensão-deformação do aço 5,0 mm

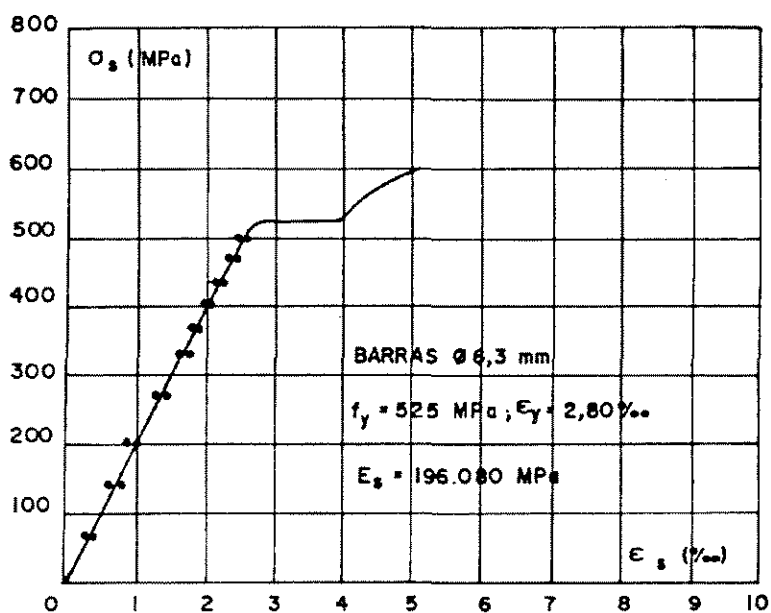


FIGURA 5.22 Diagrama tensão-deformação do aço 6,3 mm

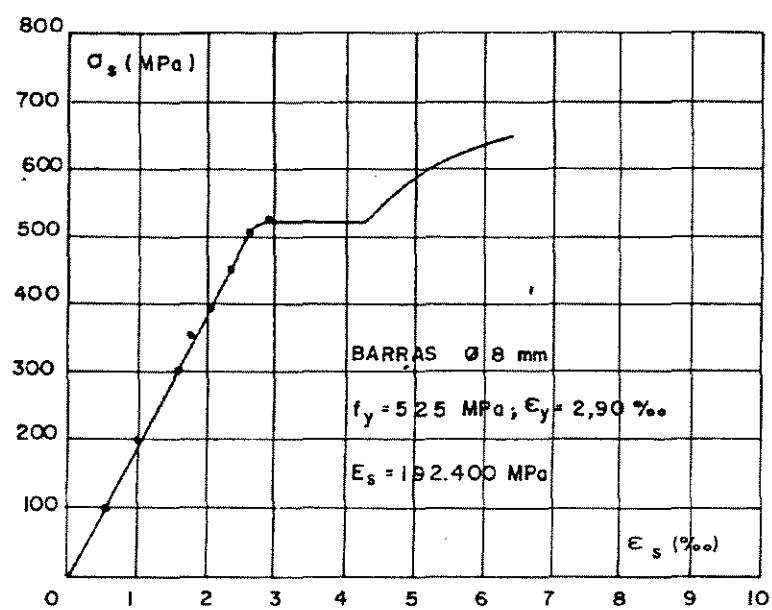


FIGURA 5.23 Diagrama tensão-deformação do aço 8,0 mm

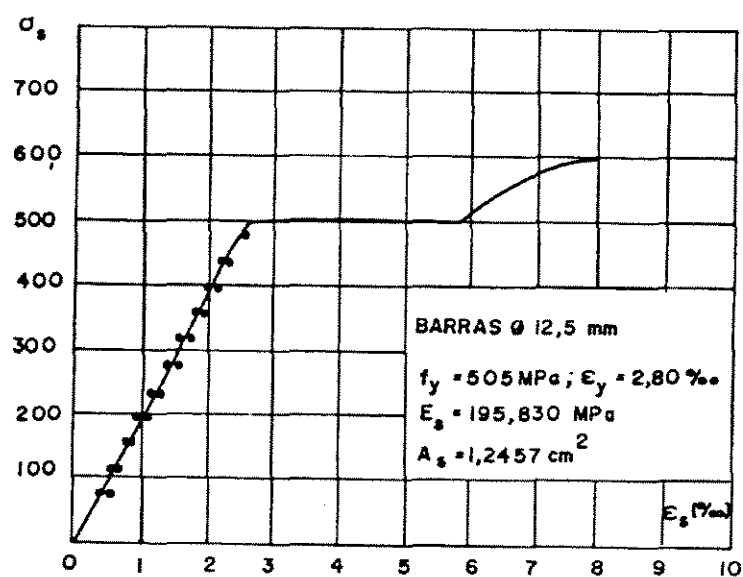


FIGURA 5.24 Diagrama tensão-deformação do aço 12,5 mm

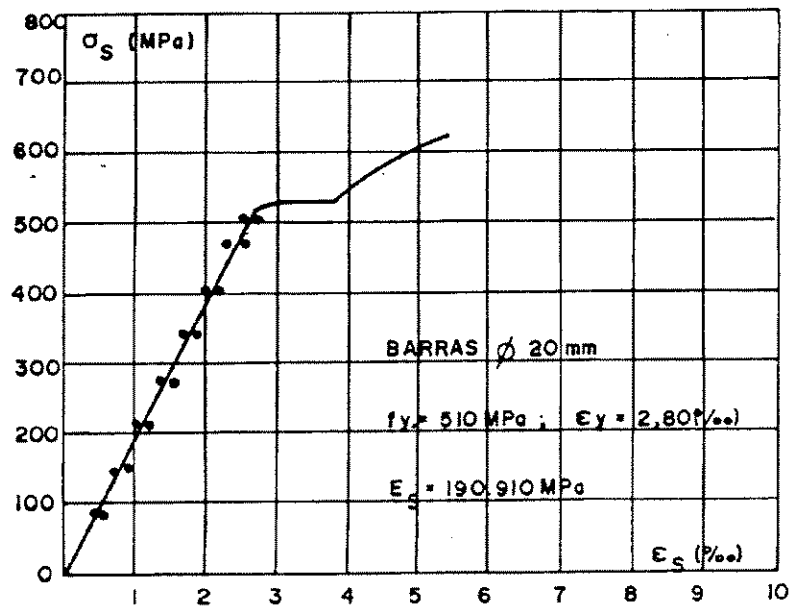


FIGURA 5.25 Diagrama tensão-deformação do aço 20,0 mm

5.3. INSTRUMENTAÇÃO

Para obtenção das deformações nas armaduras foram utilizados extensômetros elétricos de resistência. Os extensômetros foram colados com adesivo instantâneo e em seguida foram isolados e impermeabilizados.

As deformações no concreto foram medidas ao longo da altura das vigas apoiada e suporte nas regiões de apoio direto e indireto com o objetivo de verificar as diferenças no comportamento do material em função da distribuição dos esforços. Foi utilizado extensômetro mecânico da marca Tensotast. Para as bases de medidas colaram-se cilindros de aço de pequenas espessuras com uma semi-esfera no centro, com as distâncias entre elas de 50 mm.

Os deslocamentos foram medidos através de defletômetro mecânico instalado na região de ligação das vigas.

5.3.1. CONJUNTO B1-L

Neste ensaio, foram colados 21 extensômetros nas armaduras das duas vigas.

Os extensômetros de números 1 e 2 foram colados nas barras da armadura de suspensão, 3, 4, 5, 16, 17, 18 e 19 nas barras das armaduras de cisalhamento e o 6 na barra da armadura longitudinal da viga apoiada.

Na viga suporte, os extensômetros 9, 10, 11, 12, 13 foram colados na armadura de suspensão, 7, 8 e 14 nas armaduras de cisalhamento e na armadura longitudinal, 15 I, 15 S foram dispostos na parte inferior, superior da barra de 12,5 mm o 20 na lateral da barra de 8 mm.

A disposição dos extensômetros ao longo das armaduras das vigas apoiada e suporte está representada na figura 5.26.

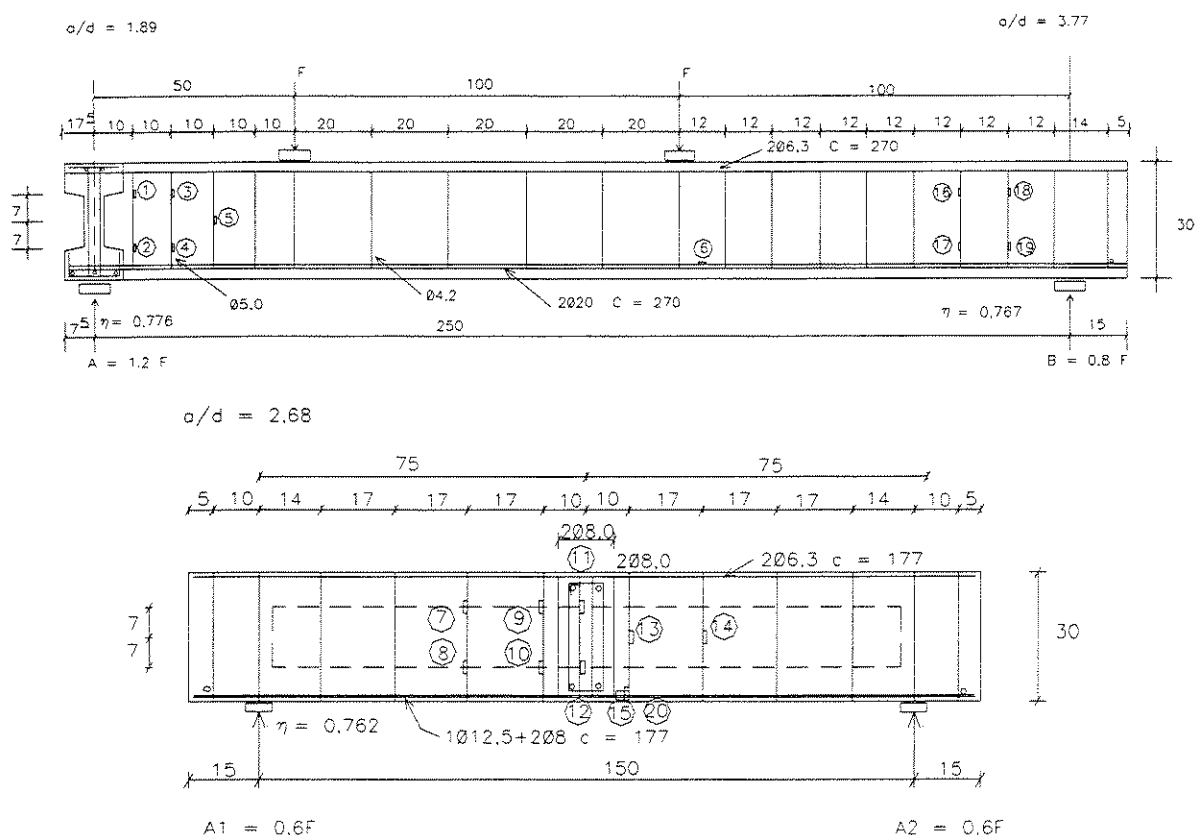


FIGURA 5.26 Instrumentação das armaduras no conjunto B1-L

As bases de medidas das deformações no concreto foram fixadas a 45° a uma distância de 50 mm conforme indicado na figura 5.27. Estas bases foram utilizadas nos três ensaios realizados.

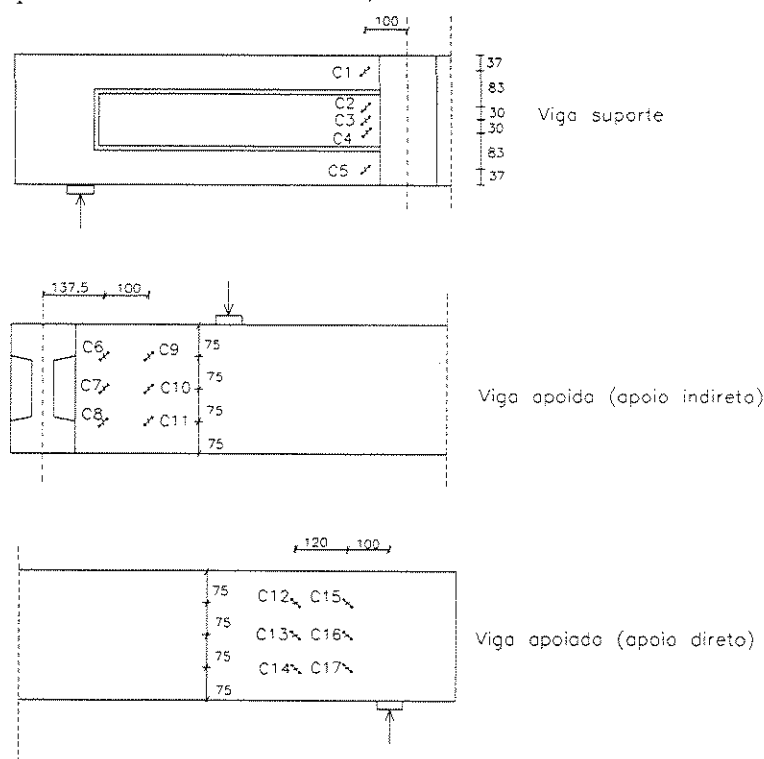


FIGURA 5.27 Instrumentação para medida das deformações no concreto no conjunto B1-L

5.3.2. CONJUNTO B1-R

Para o conjunto B1-R foram colados 24 extensômetros nas barras das armaduras das duas vigas.

Os extensômetros de número 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 foram colados na armadura de cisalhamento, o 8 na armadura longitudinal próximo ao ponto de aplicação da carga, 22I e 22S na parte inferior e superior, respectivamente, da armadura de flexão da viga apoiada nas proximidades da ligação entre as vigas.

Na viga suporte, os extensômetros 9, 10, 11, 15, 16, 17 foram colados na armadura de cisalhamento, 12, 13, 14, 18 e 19 na armadura de suspensão. Os extensômetros 20 I, 20 S foram dispostos na parte inferior, superior da barra de 12,5 mm e o 21 na lateral da barra de 8 mm, na armadura longitudinal.

As disposições dos extensômetros ao longo das armaduras das vigas apoiada e suporte está representada na figura 5.28.

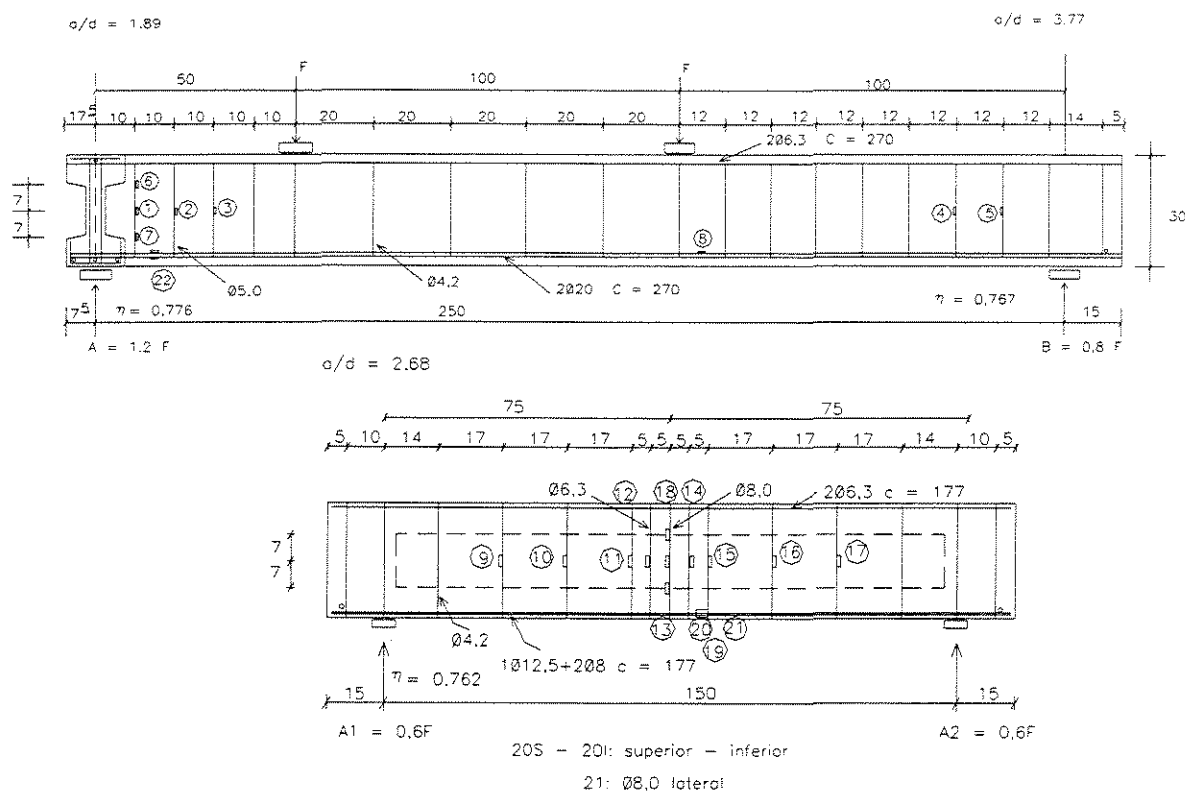


FIGURA 5.28 Instrumentação das armaduras no conjunto B1-R

5.3.3. CONJUNTO C1-R

Para o conjunto C1-R foram usados 26 extensômetros dispostos nas armaduras das duas vigas.

Na viga apoiada, os extensômetros 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 foram colados na armadura cisalhamento, o 8 na armadura de flexão próximo ao ponto de aplicação da

carga. Os extensômetros 22I e 22S na parte inferior e superior, respectivamente, da armadura de flexão próximo ao apoio indireto e 23I e 23S, na armadura de flexão na extremidade de apoio direto.

Na viga suporte, os extensômetros 9, 10, 11, 15, 16, 17 foram colados na armadura de cisalhamento, 12, 13, 14, 18 e 19 na armadura de suspensão, e na armadura longitudinal, 20 I, 20 S na barra de 12,5 mm e 21 na lateral da barra de 8 mm.

A disposição dos extensômetros ao longo das armaduras das vigas apoiada e suporte está representada na figura 5.29.

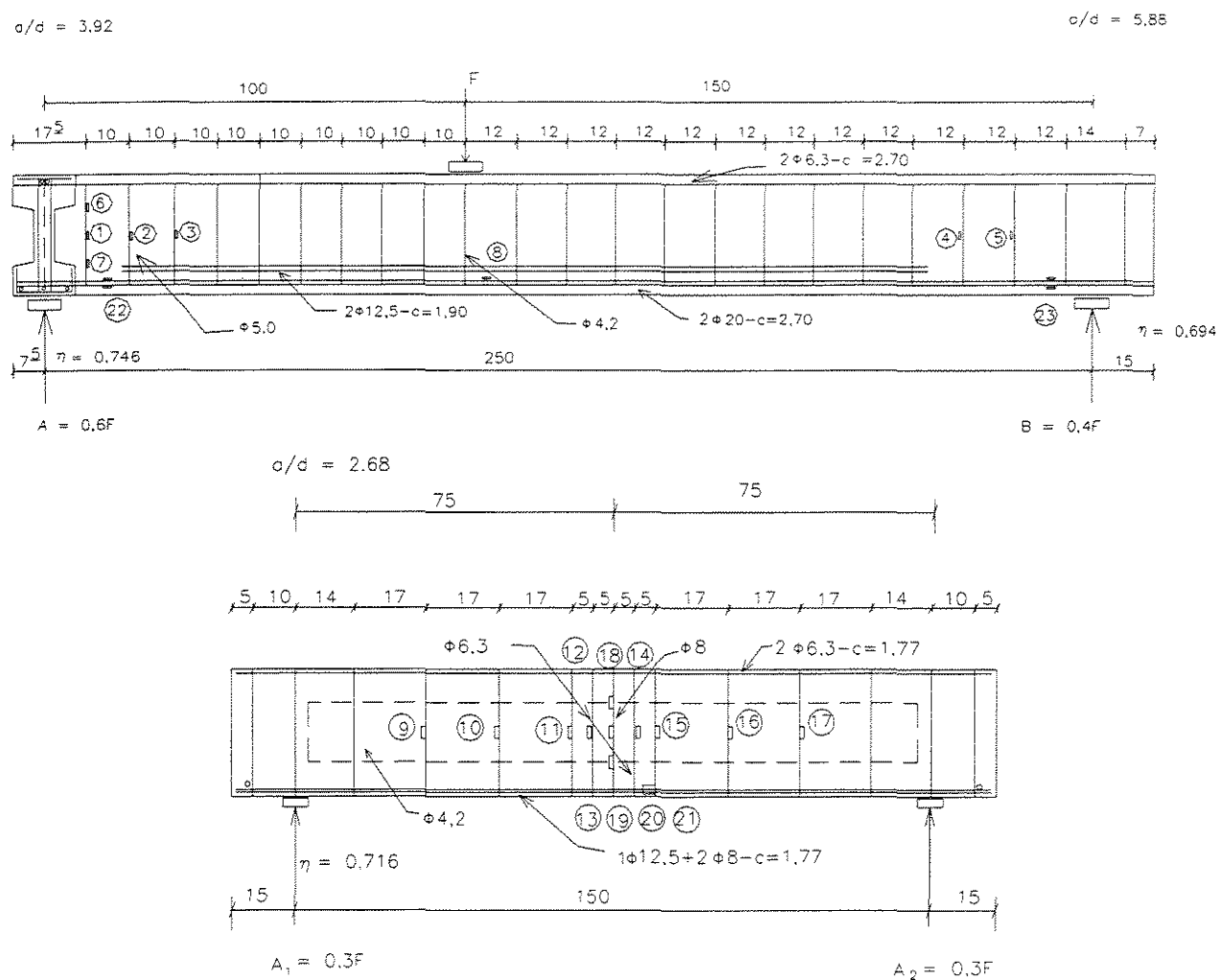


FIGURA 5.29 Instrumentação das armaduras no conjunto C1-R

6. RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir dos três ensaios realizados nos conjuntos de vigas.

6.1. CONJUNTO B1-L

Para este conjunto de vigas, o grau de armação ao cisalhamento da viga apoiada foi de 0,776 no apoio indireto e 0,767 no apoio direto. Na viga suporte o grau de armação ao cisalhamento foi de 0,762.

A determinação da resistência à compressão do concreto foi feita através do ensaio de três corpos de prova submetidos à compressão.

A resistência média à compressão do concreto aos 7 dias foi 72,7 MPa, aos 28 dias a resistência encontrada foi de 78,3 MPa e com 35 dias, na data do ensaio, 88,2 MPa.

A viga apoiada foi carregada de forma monotônica com incrementos de 10 kN.

As barras da armadura longitudinal da viga suporte entrou em escoamento simultaneamente com os estribos da armadura de suspensão, ao ser aplicada a carga $2F = 150 \text{ kN}$. A ruína se deu por esmagamento do banzo comprimido da viga suporte com a carga $2F_u = 170 \text{ kN}$.

As fissuras iniciais foram detectadas no banzo inferior da viga suporte na região de cruzamento entre as vigas e no meio do vão da viga apoiada, a partir das carga de 70 kN. Com o acréscimo das cargas, novas fissuras apareceram e as iniciais se estenderam até os ponto de aplicação das cargas e em direção aos apoios.

Na região de cruzamento das vigas apareceram fissuras horizontais na viga suporte que caracterizaram a presença do tirante que suspende as cargas da face inferior desta viga até a região comprimida na face superior, confirmando desta maneira a necessidade da armadura de suspensão utilizada.

Através das figuras 6.1, 6.2 e 6.3 observa-se a evolução das fissuras nas duas vigas que compõem o conjunto para uma carga próxima da carga máxima de 170 kN.

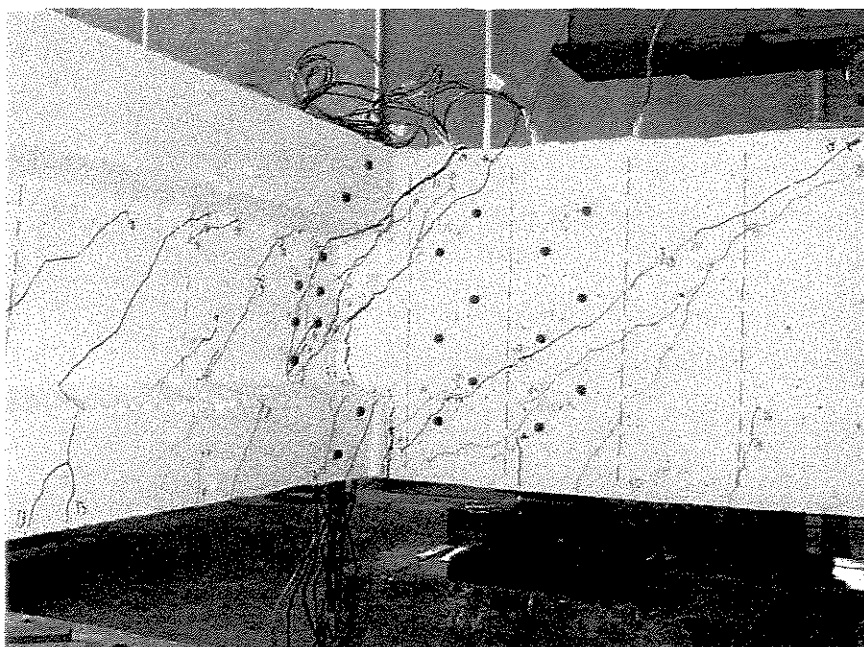


FIGURA 6.1 Panorama da fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada

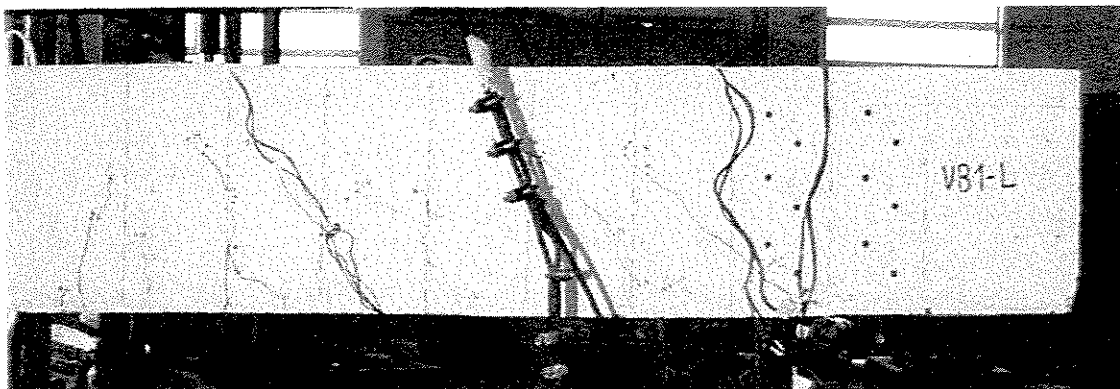


FIGURA 6.2 Panorama da fissuração na região do apoio direto na viga apoiada

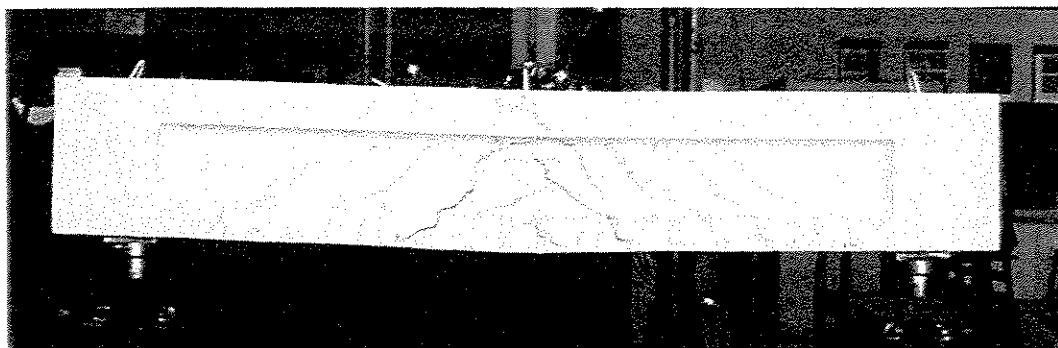


FIGURA 6.3 Panorama da fissuração na viga suporte

Ao final do ensaio, após a aplicação da carga de 170 kN, a carga foi aumentada para 177 kN quando houve o descolamento, em forma de pirâmide, da região de ligação entre as vigas, conforme o plano de fissuração proposto por Mattock¹⁹, apresentado no Capítulo 4 e representado pela figuras 6.4 e 6.5.

Acredita-se que este problema ocorreu pelo fato da armadura de suspensão utilizada na região de volume mútuo não ser suficiente para suspender o valor total da carga atuante pois, lembrando a proposta de Leonhardt, esta armadura foi distribuída na região de ligação descrita no Capítulo 4.

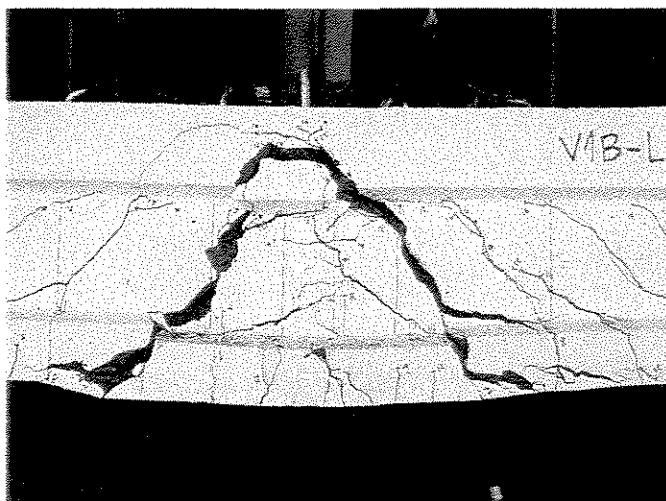


FIGURA 6.4 Ruptura na região de volume mútuo na viga suporte



FIGURA 6.5 Ruptura na região de ligação entre as vigas

As tensões nas barras instrumentadas com a evolução das cargas são apresentadas nas figuras 6.6 a 6.14. As deformações no concreto estão mostradas nas figuras 6.15 a 6.20.

A flecha medida no apoio indireto para a carga de 170 kN foi de 15,03 mm. Na figura 6.21 está apresentada a evolução dos deslocamentos verticais em função da carga total aplicada.

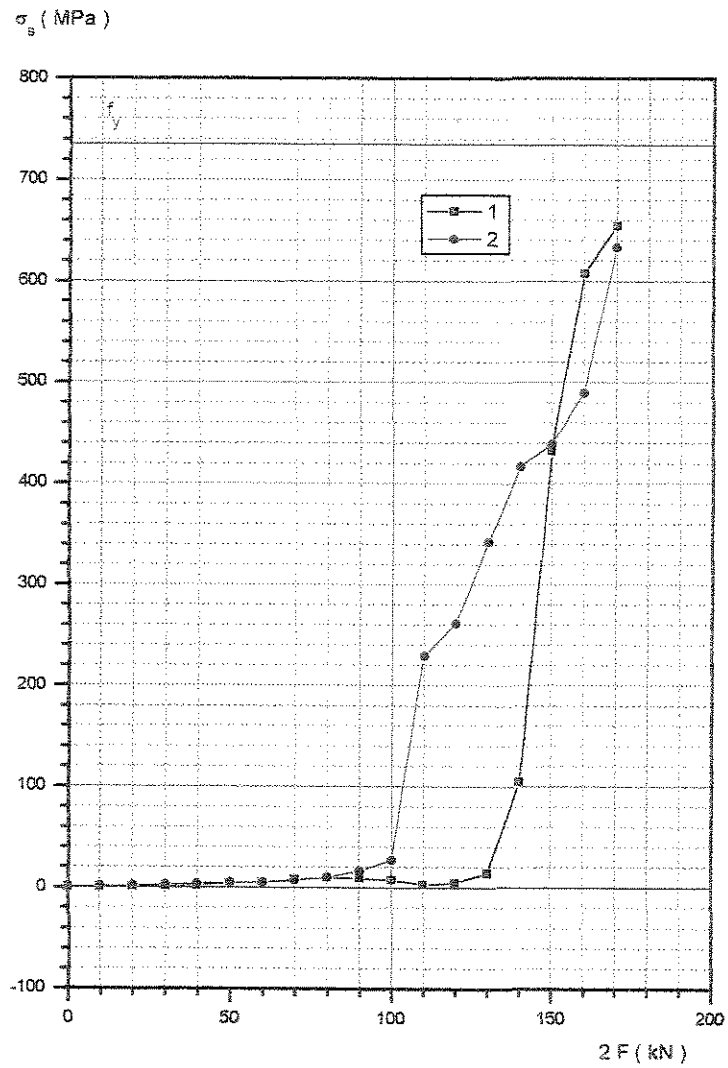
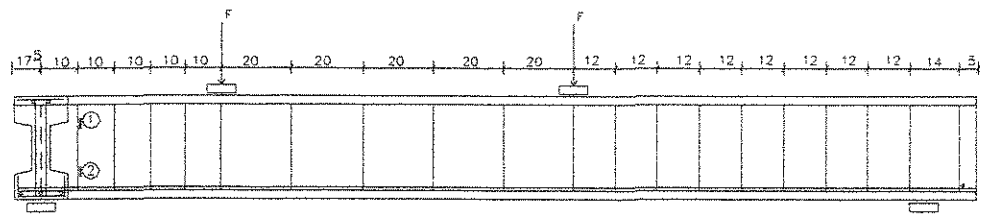


FIGURA 6.6 Tensão na armadura de suspensão - viga VB1 - L

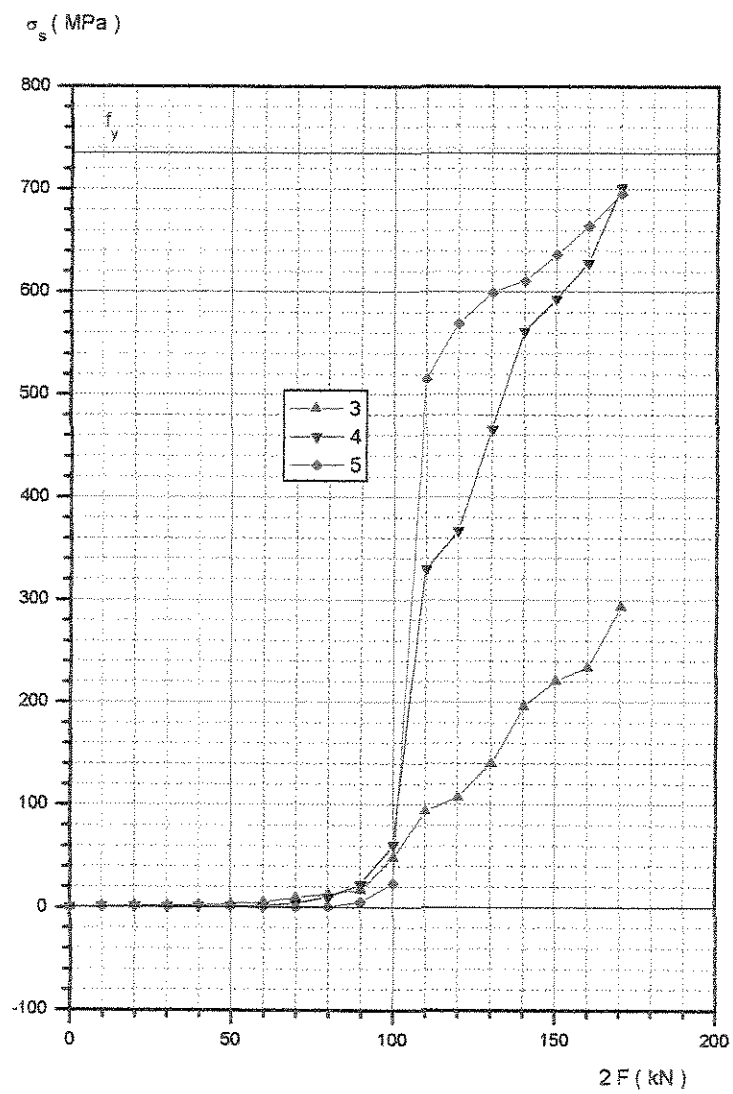
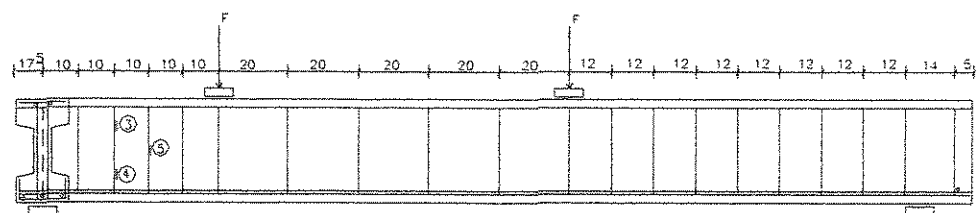


FIGURA 6.7 Tensão nos estribos - viga VB1 - L

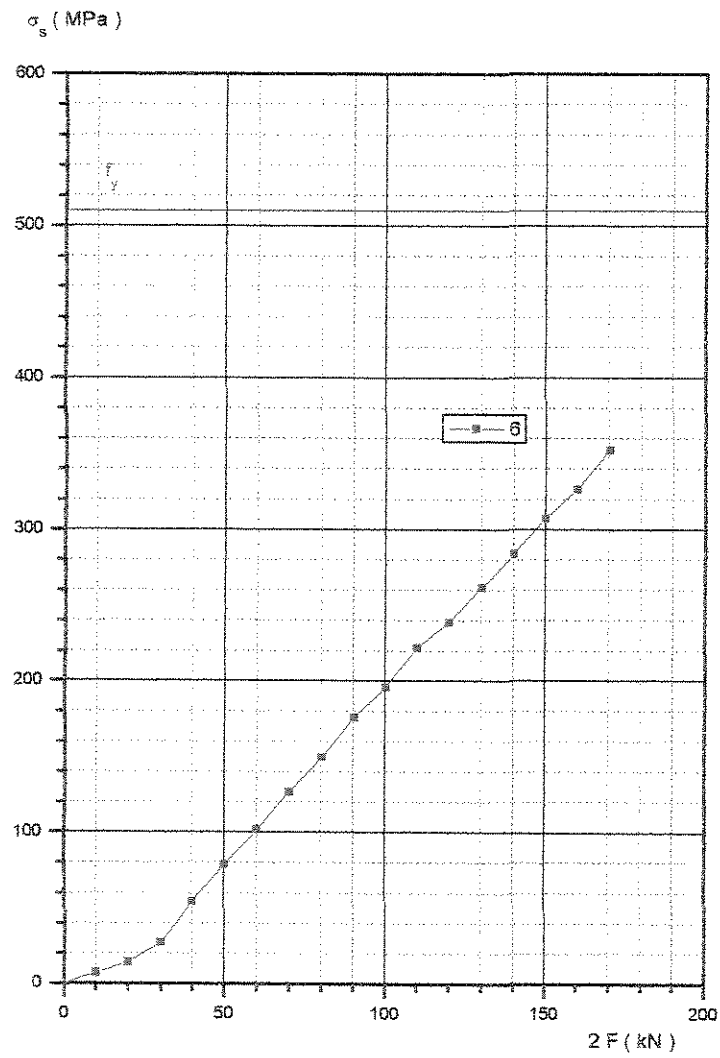
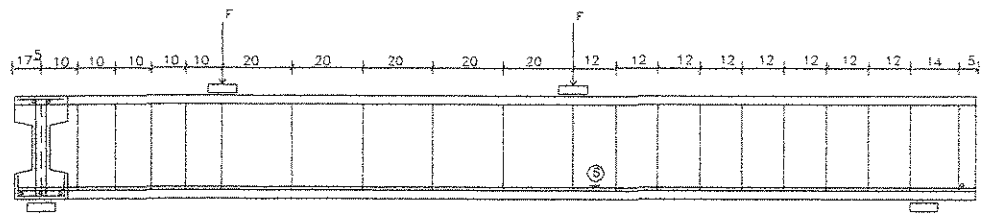


FIGURA 6.8 Tensão na armadura longitudinal - viga VB1 - L

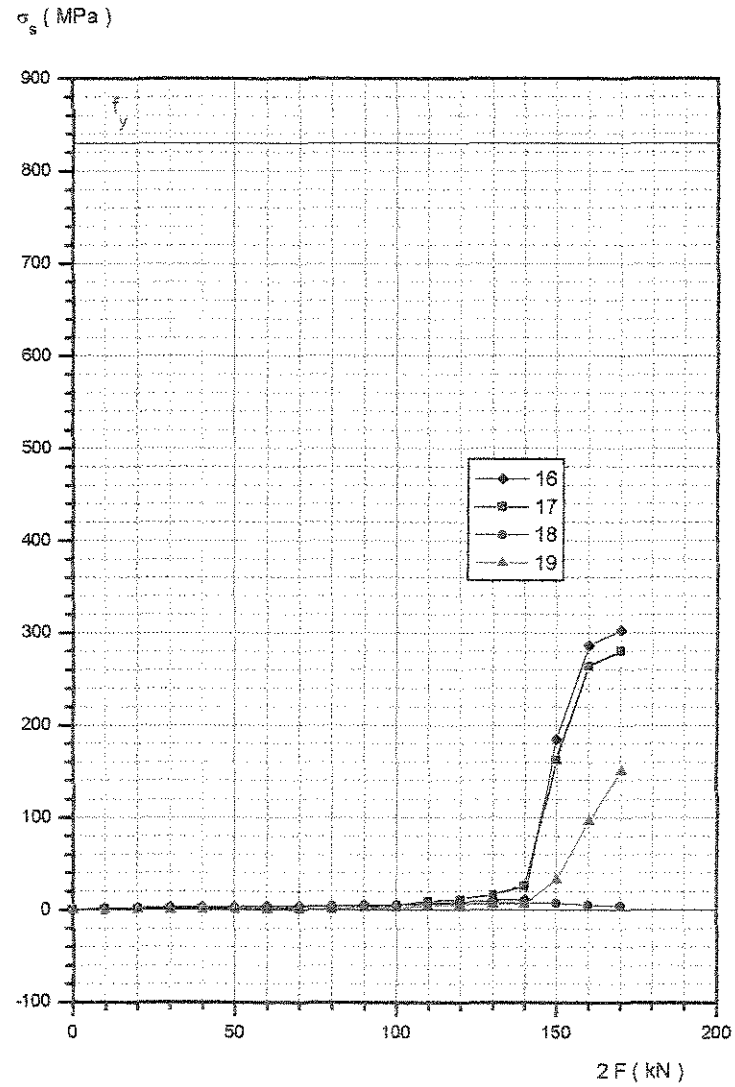
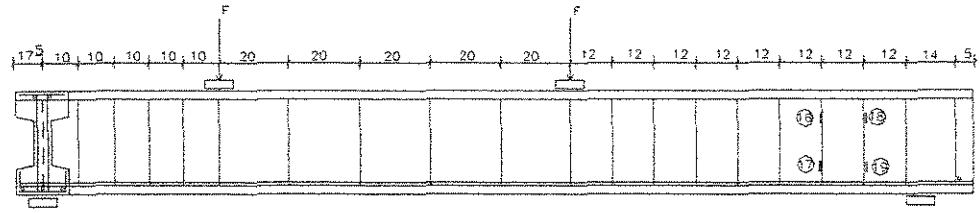


FIGURA 6.9 Tensão nos estribos - viga VB1 - L

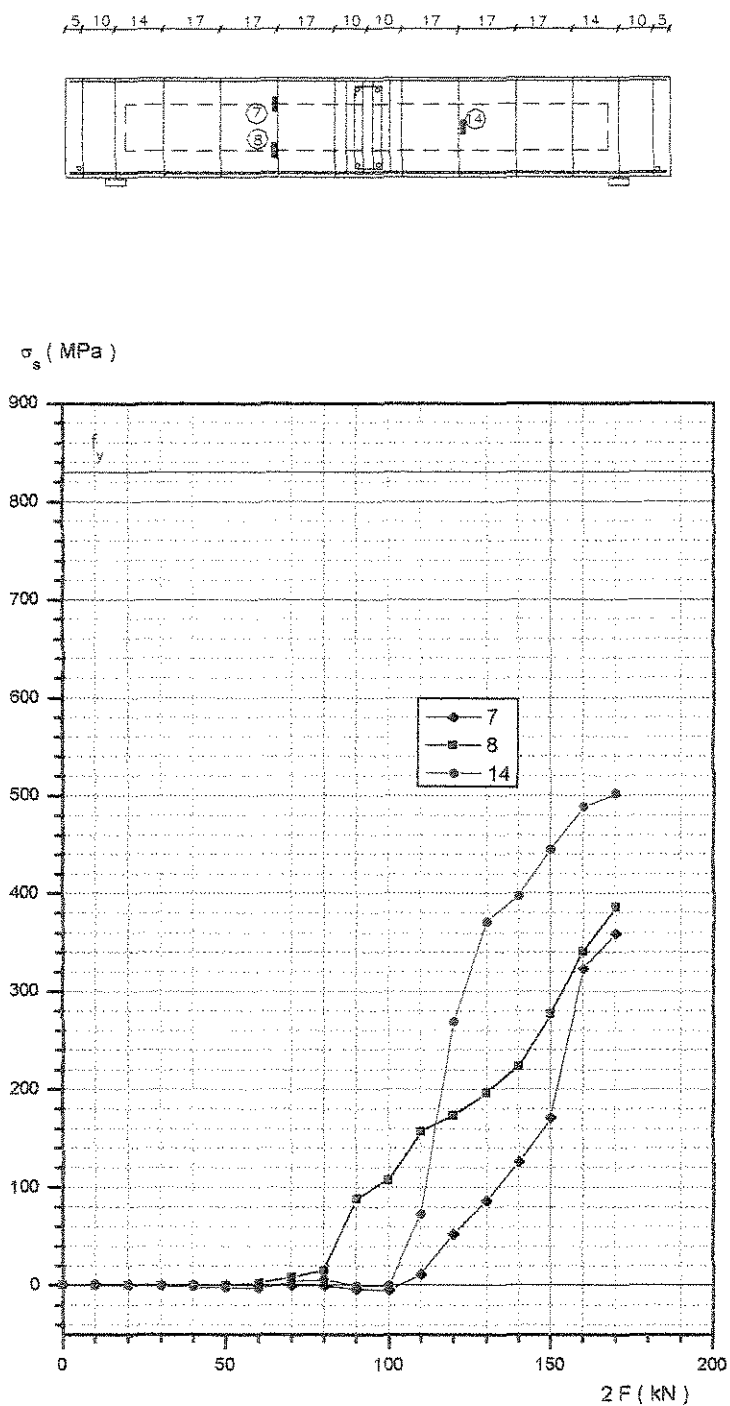


FIGURA 6.10 Tensão nos estribos - viga VB1 - L

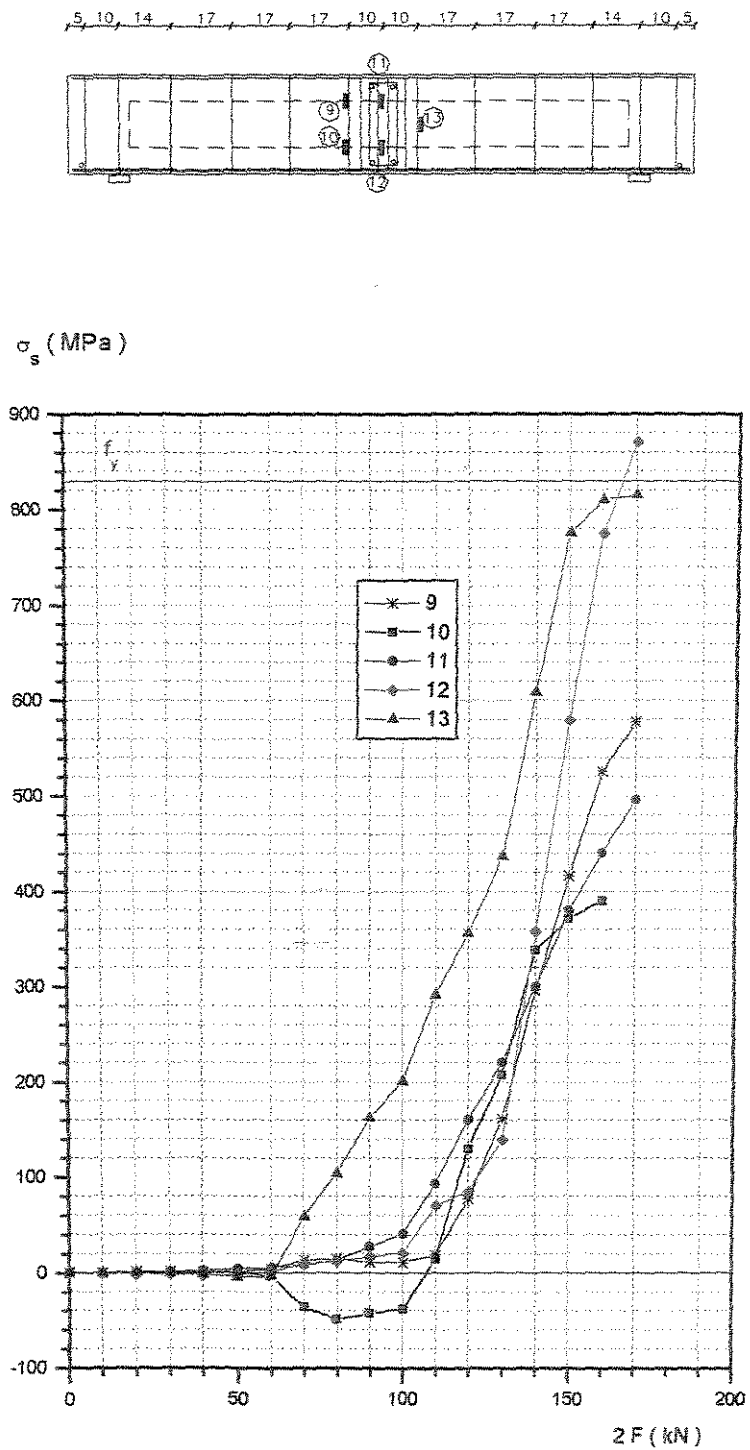


FIGURA 6.11 Tensão na armadura de suspensão - viga V1B - L

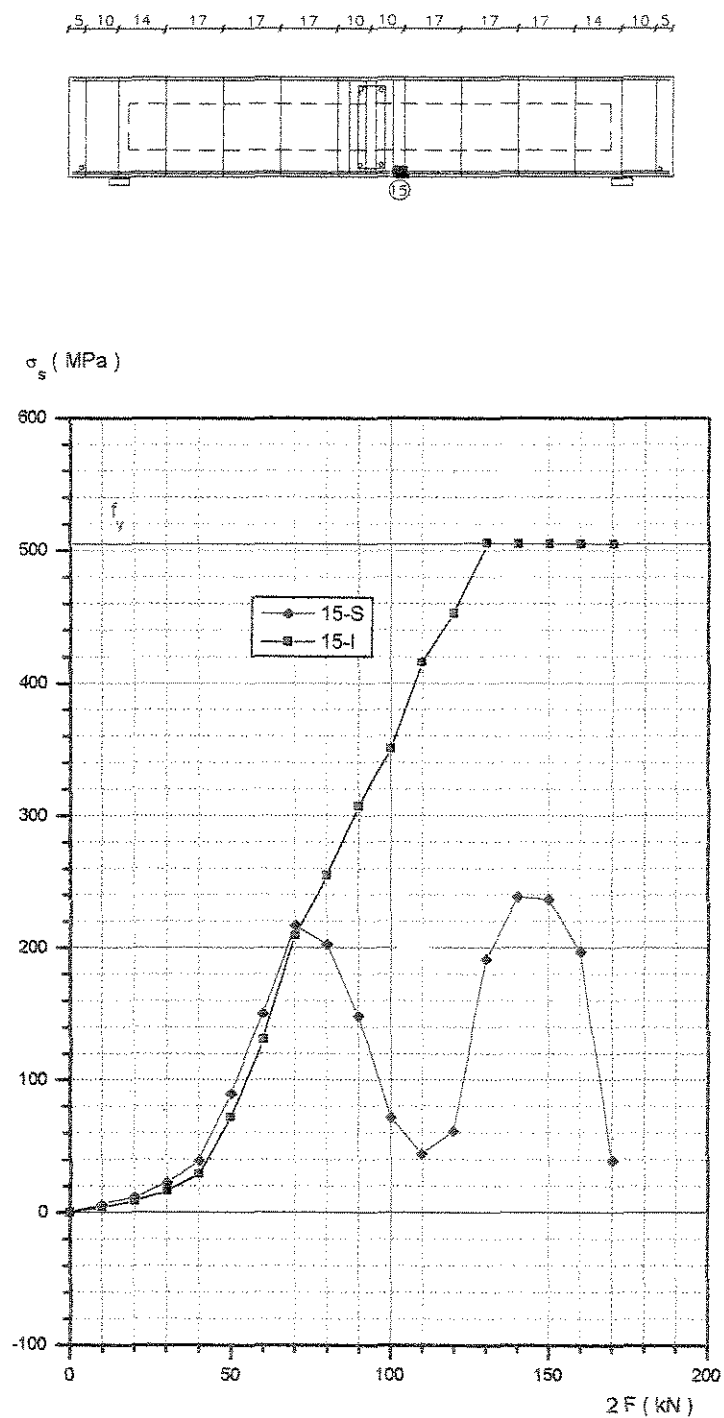


FIGURA 6.12 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B - L

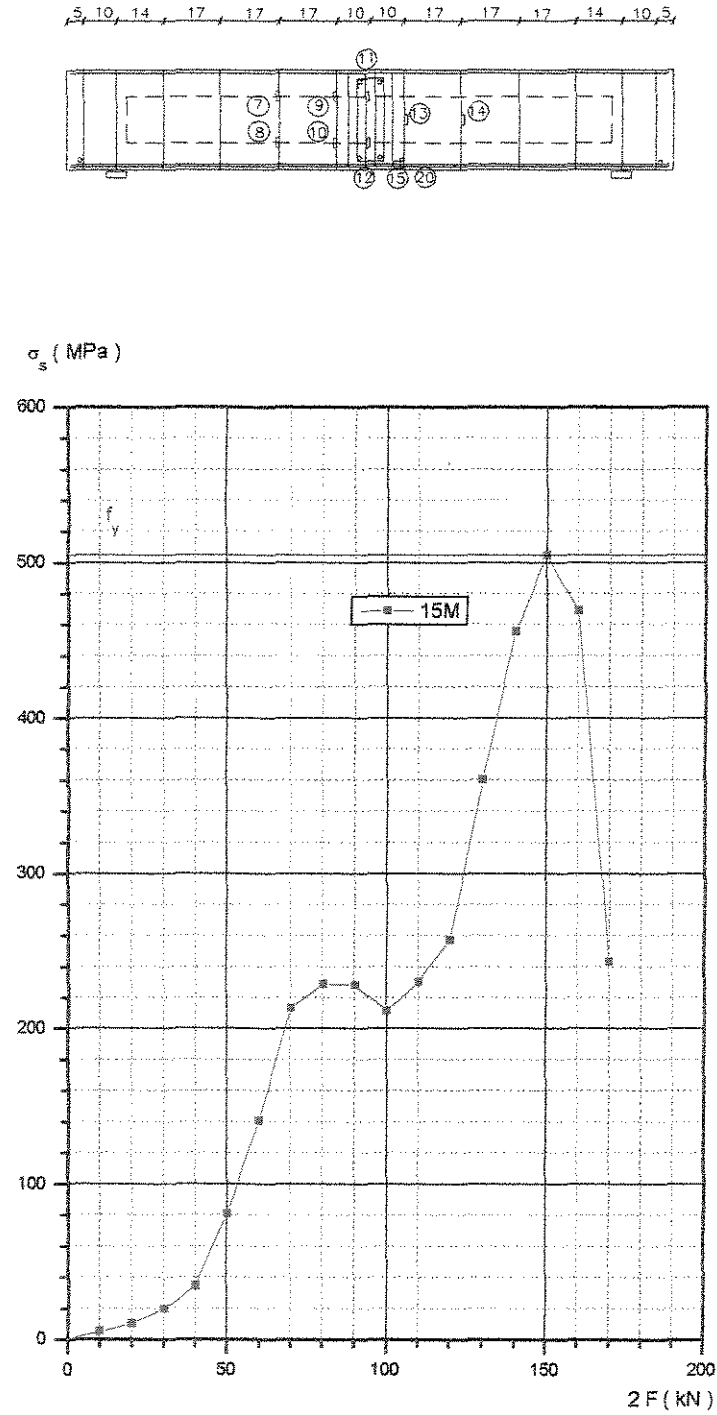


FIGURA 6.13 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B - L

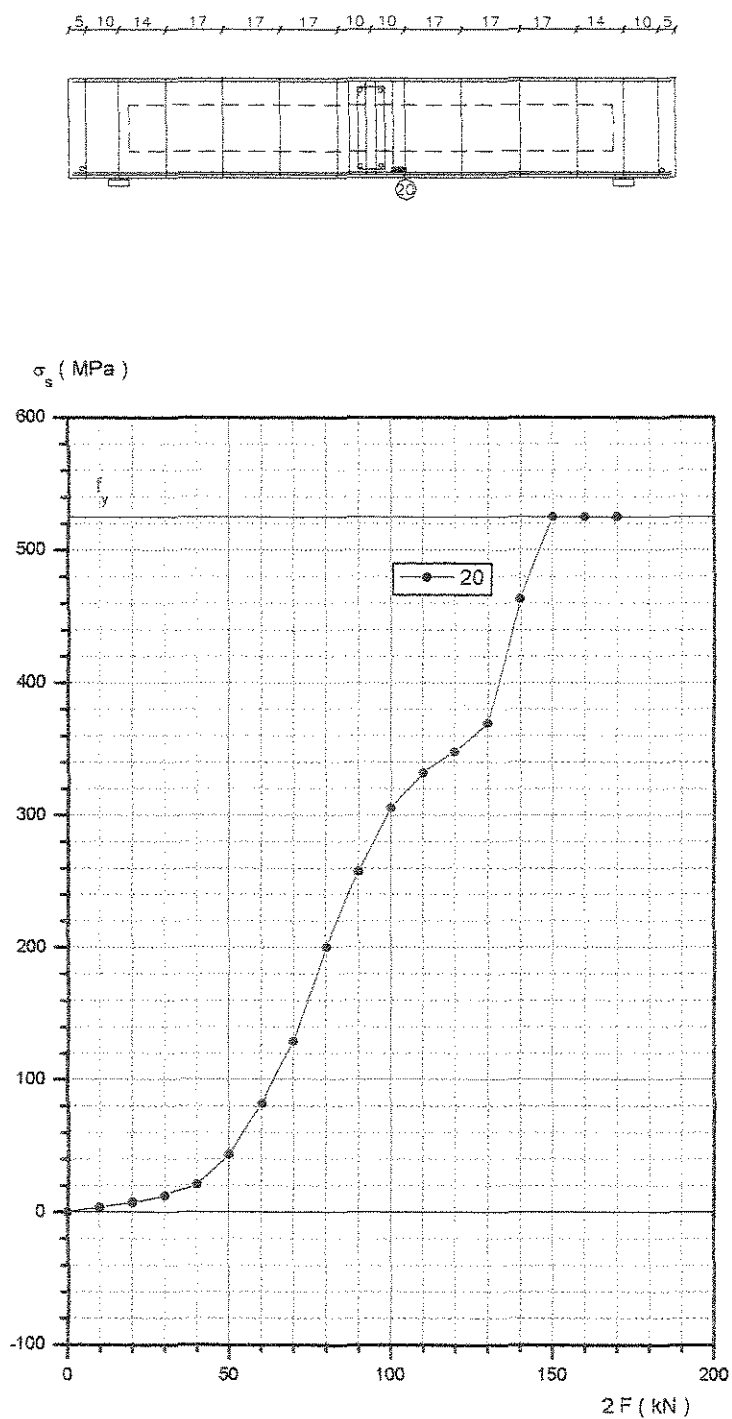


FIGURA 6.14 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B - L

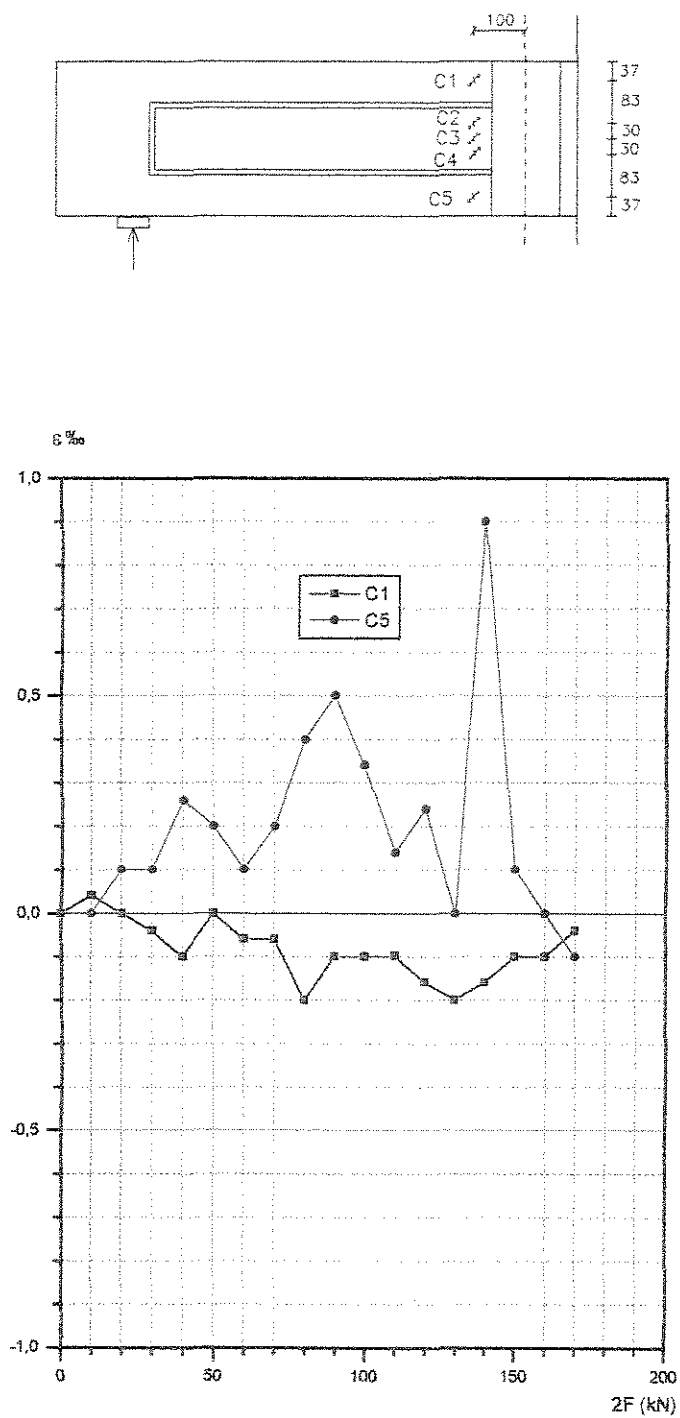


FIGURA 6.15 Deformação no concreto - conjunto B1 - L

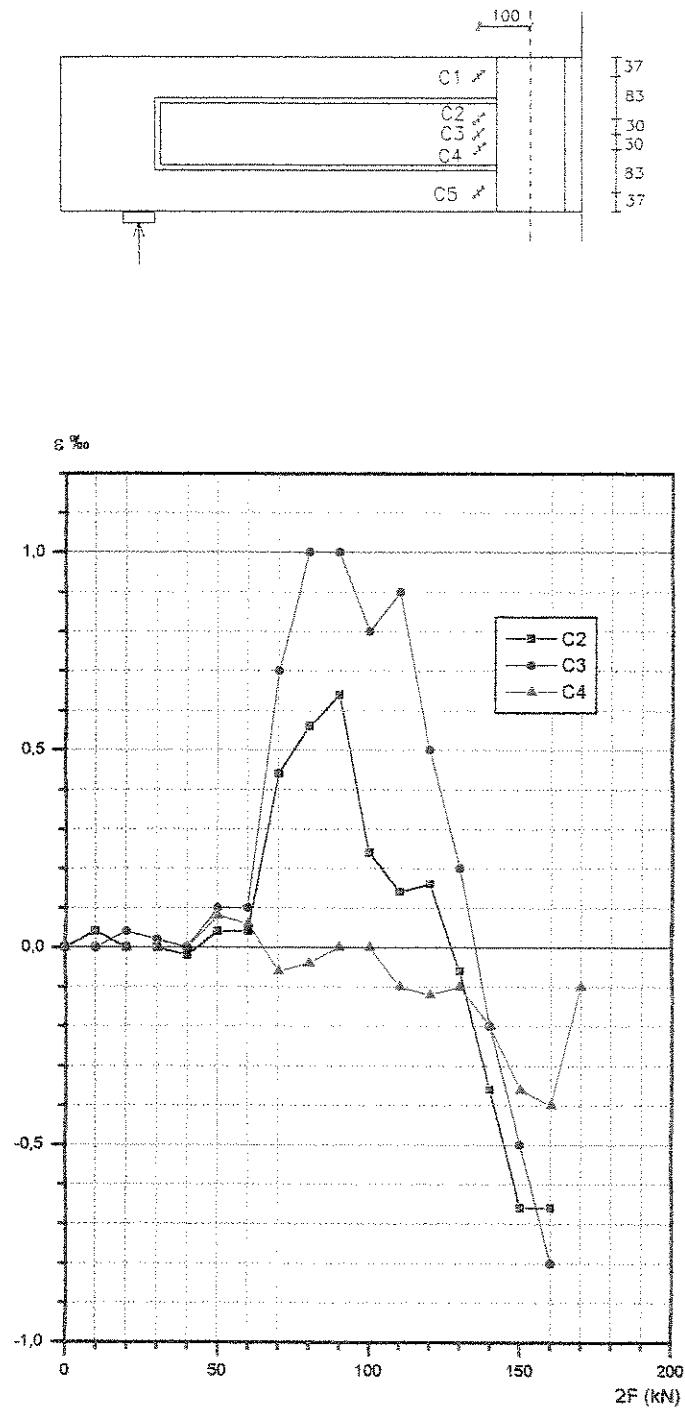


FIGURA 6.16 Deformação no concreto - conjunto B1 - L

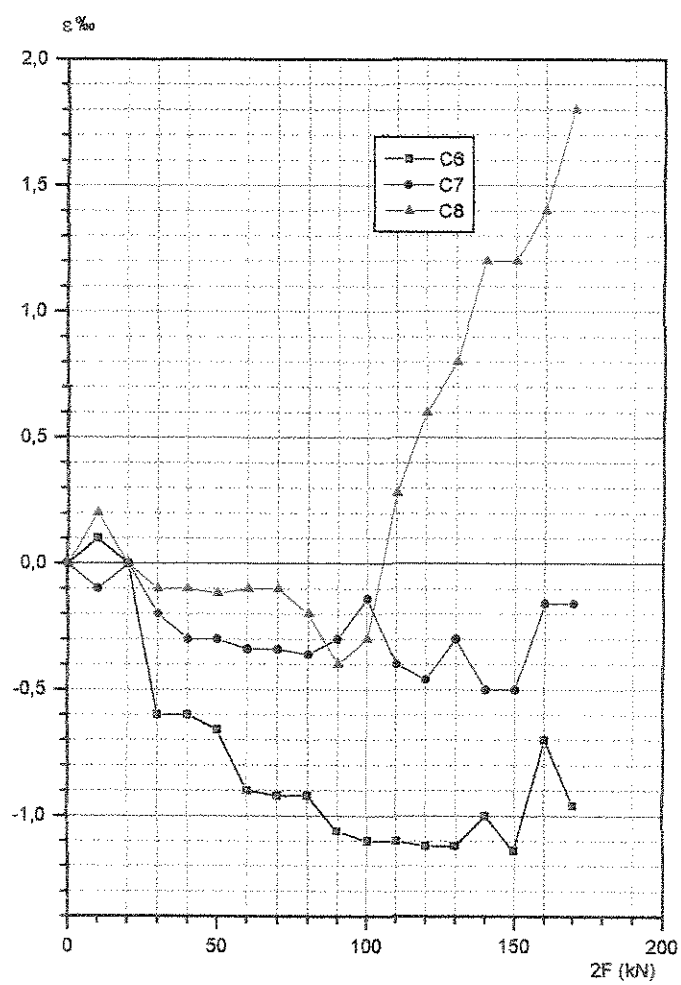
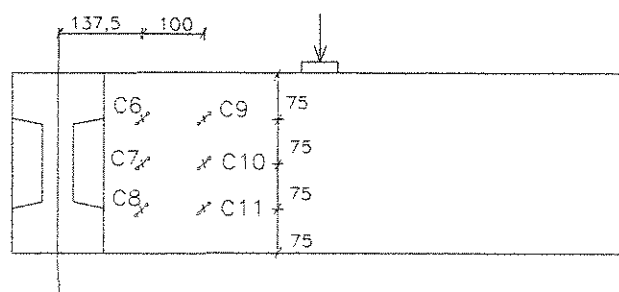


FIGURA 6.17 Deformação no concreto - conjunto B1 - L

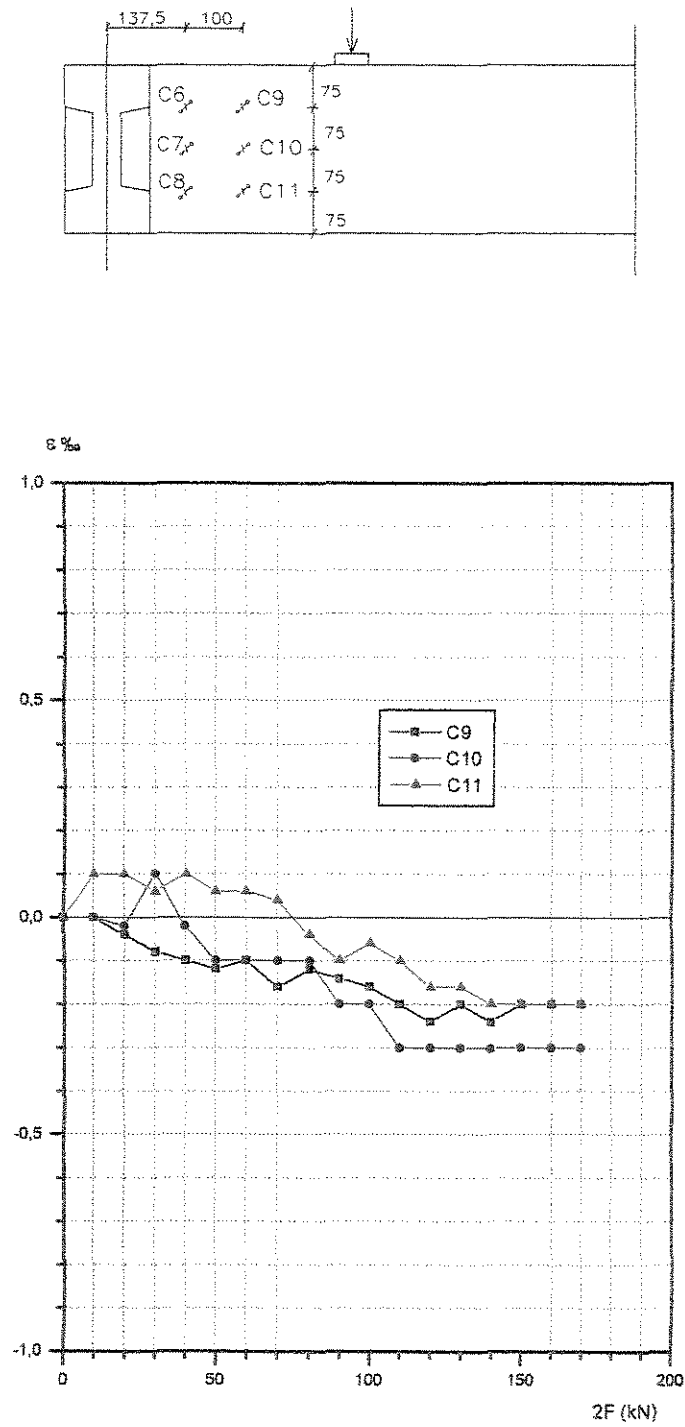


FIGURA 6.18 Deformação no concreto - conjunto B1 - L

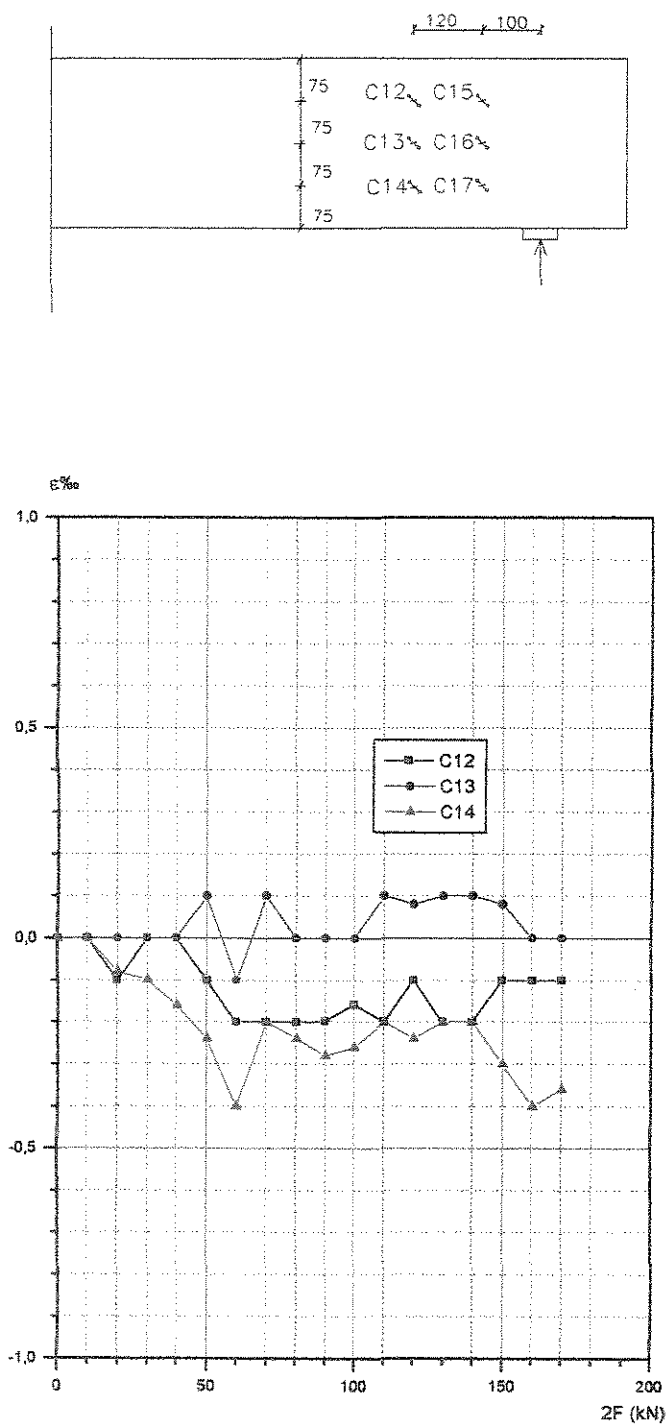


FIGURA 6.19 Deformação no concreto - conjunto B1 - L

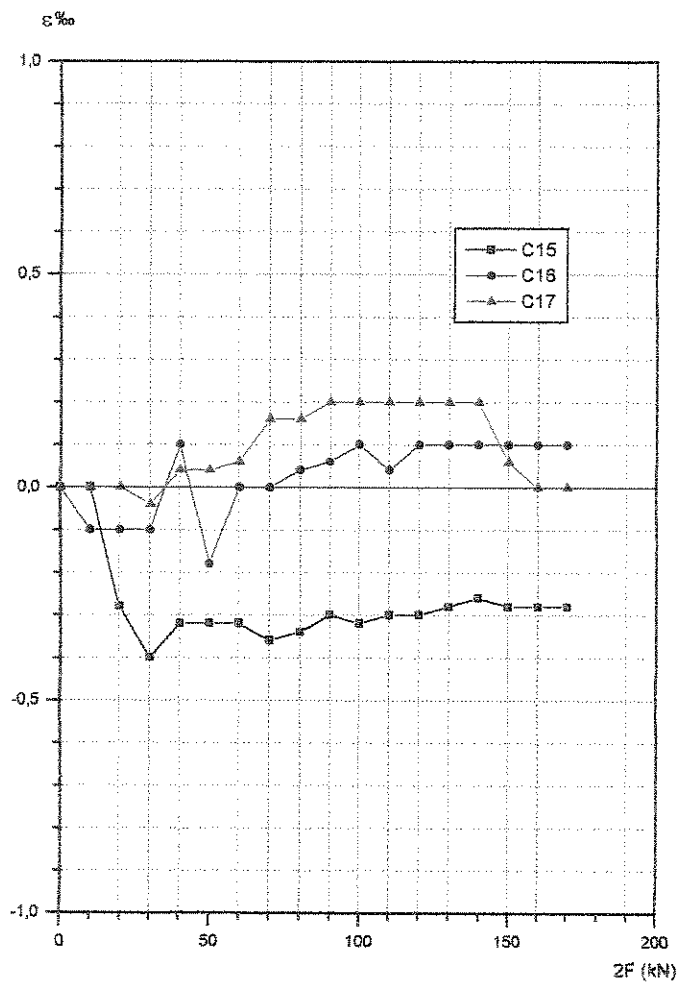
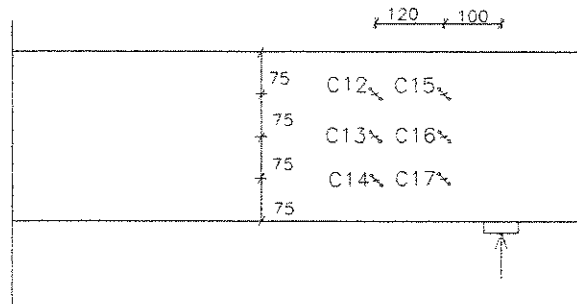


FIGURA 6.20 Deformação no concreto - conjunto B1 - L

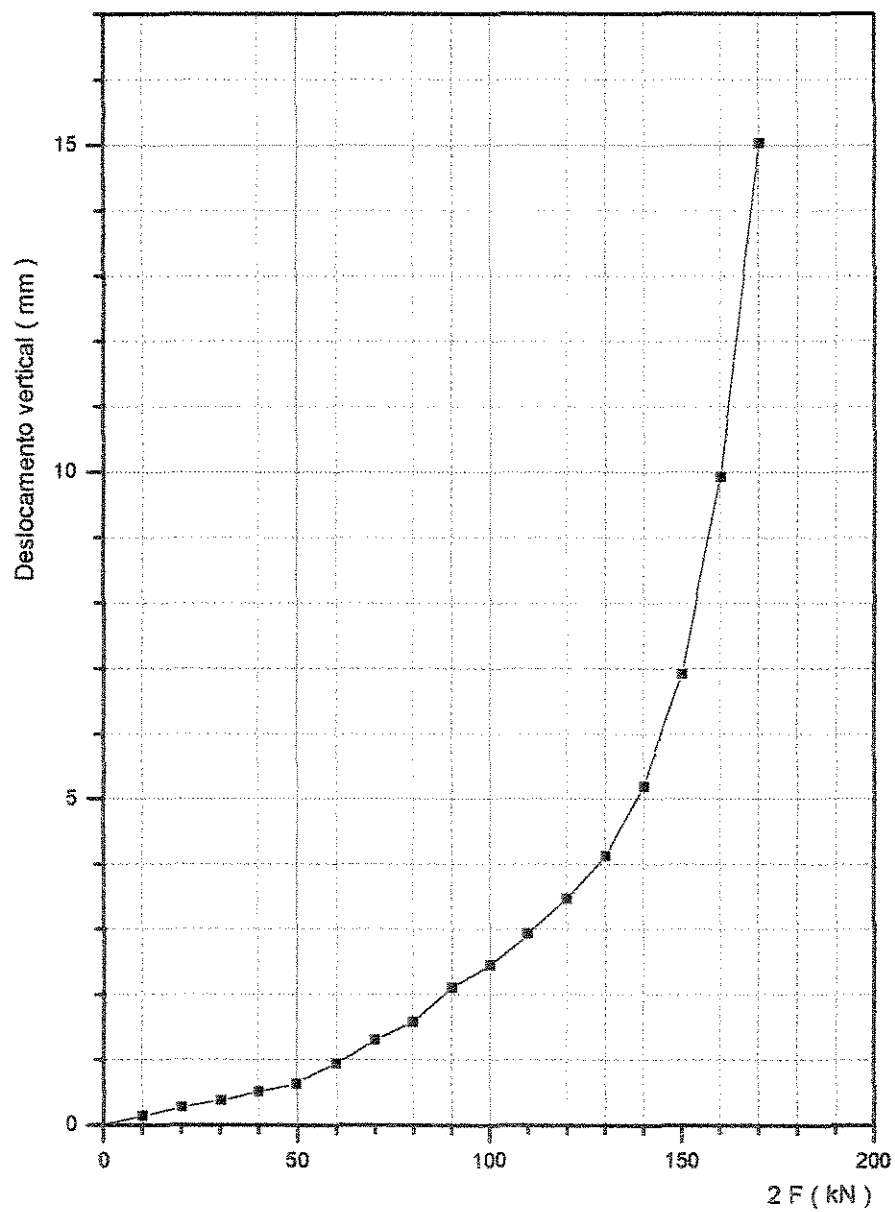


FIGURA 6.21 Deslocamento vertical - conjunto B1 - L

6.2. CONJUNTO B1-R

Neste conjunto de vigas a armadura de suspensão foi concentrada na região de volume comum entre as duas e foi mantido o mesmo grau de armação ao cisalhamento utilizado no conjunto B1-L.

A determinação da resistência à compressão do concreto foi feita através do ensaio de três corpos de prova submetidos à compressão.

A resistência média à compressão do concreto encontrada aos 7 dias foi de 75 MPa, aos 28 dias, 79,3 MPa e aos 35 dias, quando do ensaio, a resistência chegou a 86,3 MPa.

A viga apoiada foi carregada de forma monotônica por incrementos de 10 kN.

A armadura longitudinal da viga suporte entrou em escoamento com a carga $2F=140$ kN. O escoamento dos estribos da armadura de suspensão na viga suporte ocorreu com a aplicação da carga $2F=160$ kN. A ruína se deu com o esmagamento do banzo comprimido da viga suporte com a carga $2F_u=170$ kN.

As fissuras iniciais foram detectadas a partir da carga de 60 kN no banzo inferior no meio do vão e próximo aos apoios da viga apoiada e estenderam-se até os pontos de aplicação das cargas.

As figuras 6.22, 6.23 e 6.24 apresentam a evolução das fissuras nas duas vigas do conjunto após a aplicação da carga máxima.

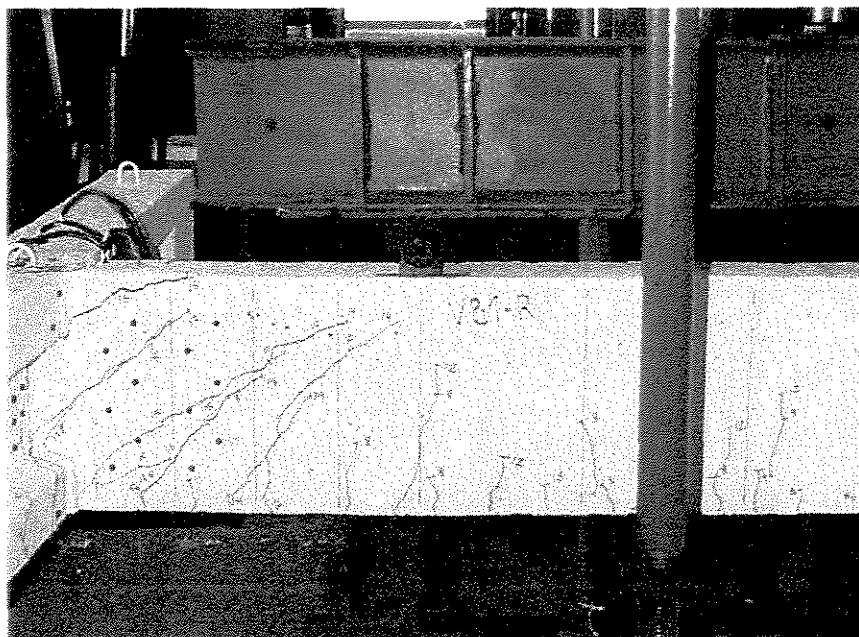


FIGURA 6.22 Panorama da fissuração na região do apoio indireto na vig apoiada

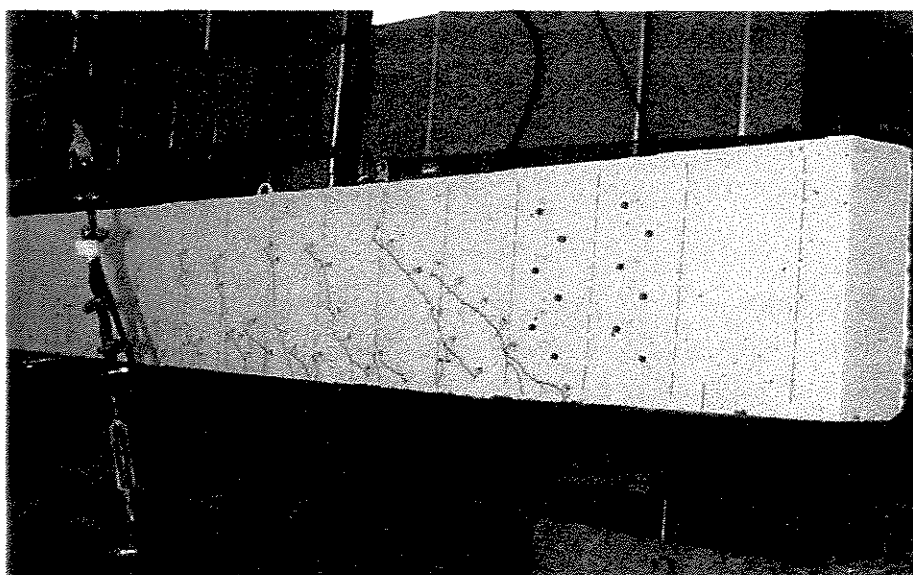


FIGURA 6.23 Panorama da fissuração na região do apoio direto na viga apoiada



FIGURA 6.24 Panorama da fissuração na viga suporte

Embora o comportamento das vigas nos dois ensaios tenha sido parecido, verificou-se que o panorama de fissuração do segundo conjunto foi mais favorável na região de ligação, não ocorrendo a ruptura brusca verificada no primeiro ensaio.

Para este arranjo de armadura, não ocorreu o descolamento da região de volume mútuo caracterizado no primeiro ensaio.

A figura 6.25 apresenta a região de ligação após a aplicação da carga máxima.



FIGURA 6.25 Fissuração na região de volume comum na viga suporte

As tensões nas armaduras instrumentadas, com a evolução das cargas, são apresentadas nas figuras 6.26 a 6.36. As deformações no concreto estão demonstradas nas figuras 6.37 a 6.42.

A flecha medida no apoio indireto foi de 7,14 mm para a carga de 160 kN. Na figura 6.43 são apresentados os deslocamentos verticais em função da carga total aplicada.

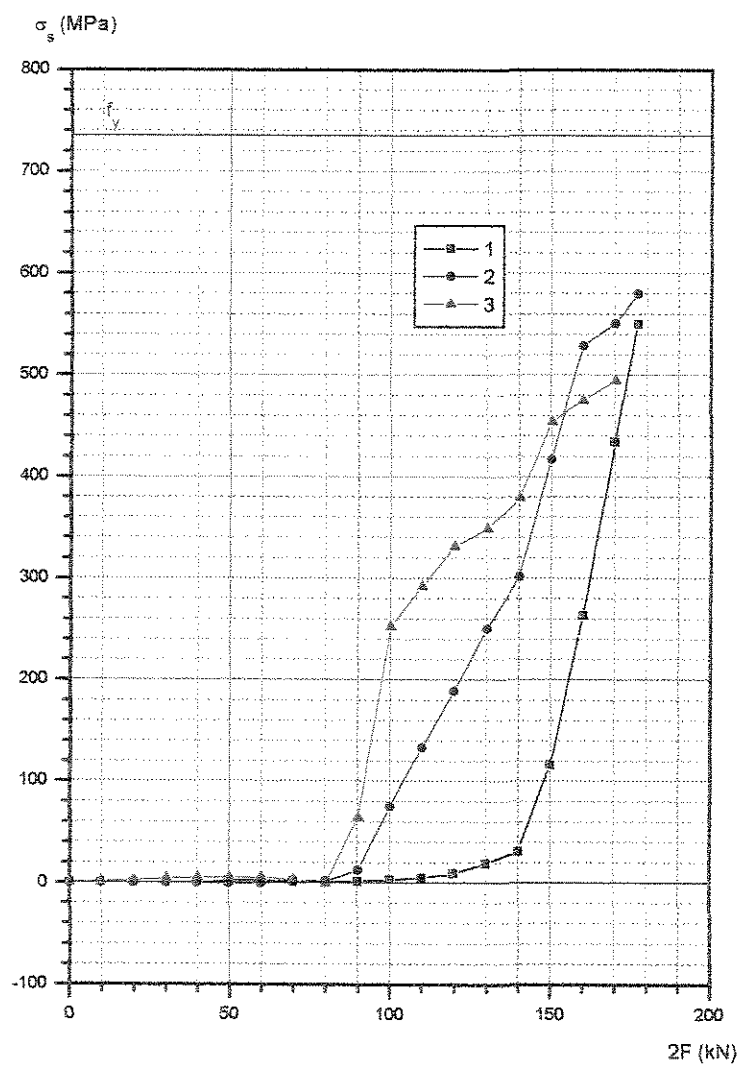
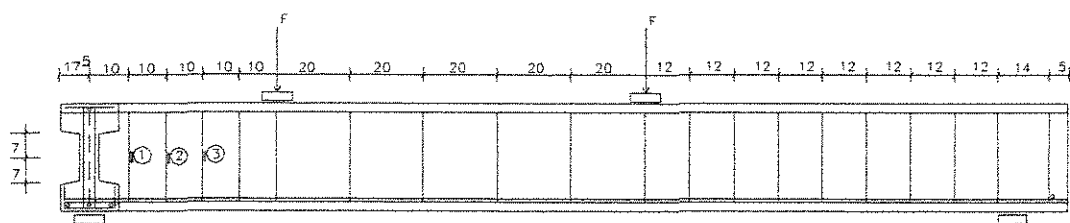


FIGURA 6.26 Tensão nos estribos - viga VB1 - R

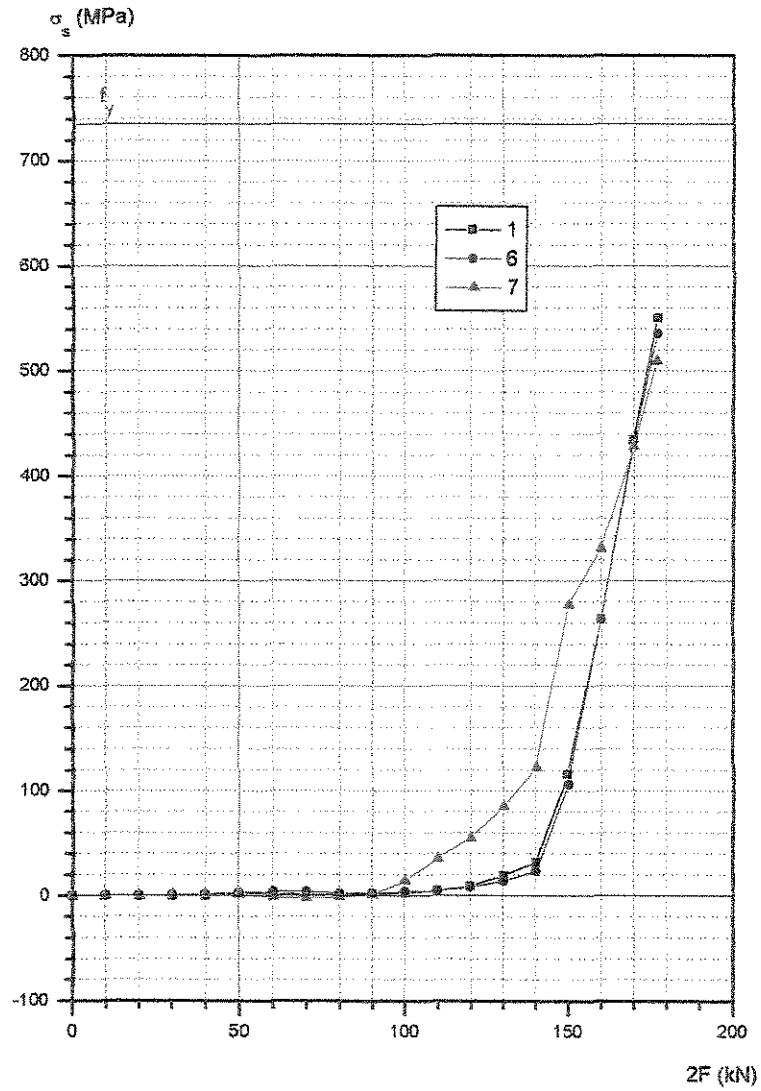
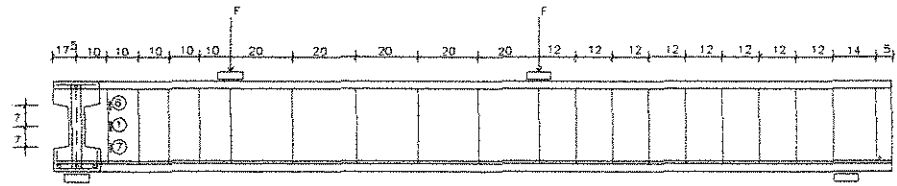


FIGURA 6.27 Tensão nos estribos - viga VB1 -R

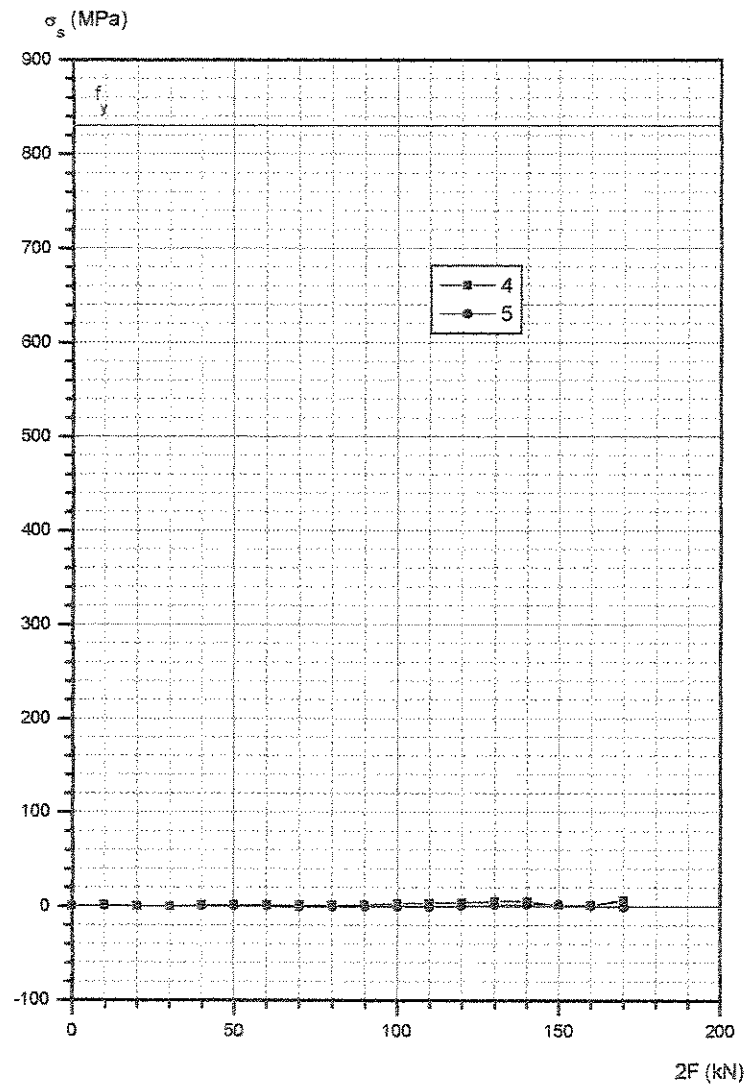
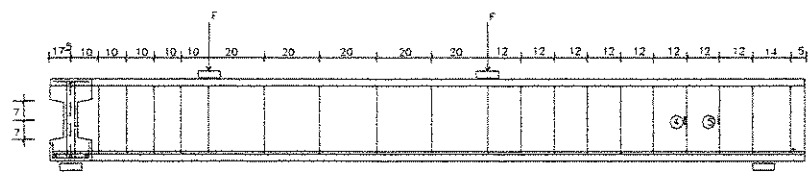


FIGURA 6.28 Tensão nos estribos - viga VB1 - R

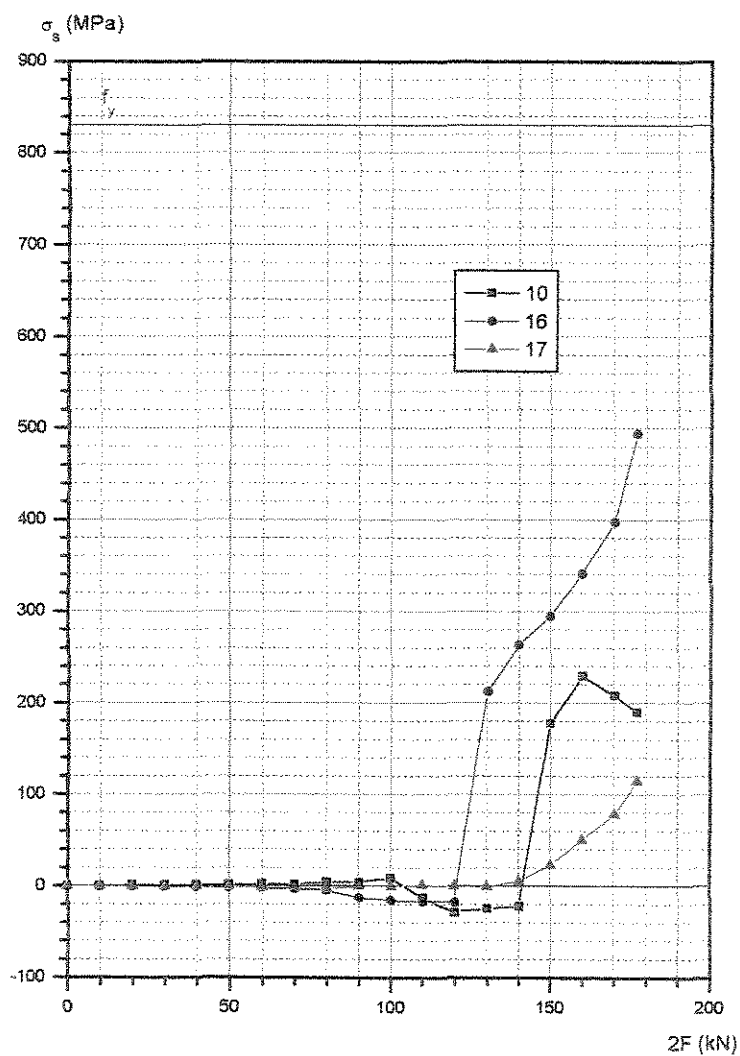
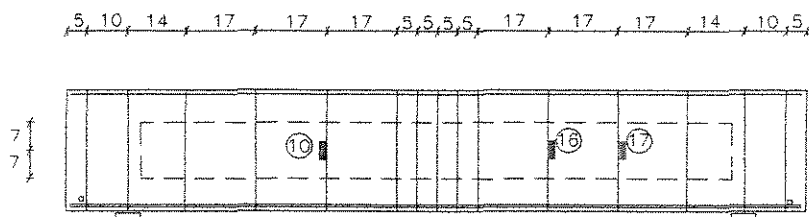


FIGURA 6.29 Tensão nos estribos - viga V1B - R

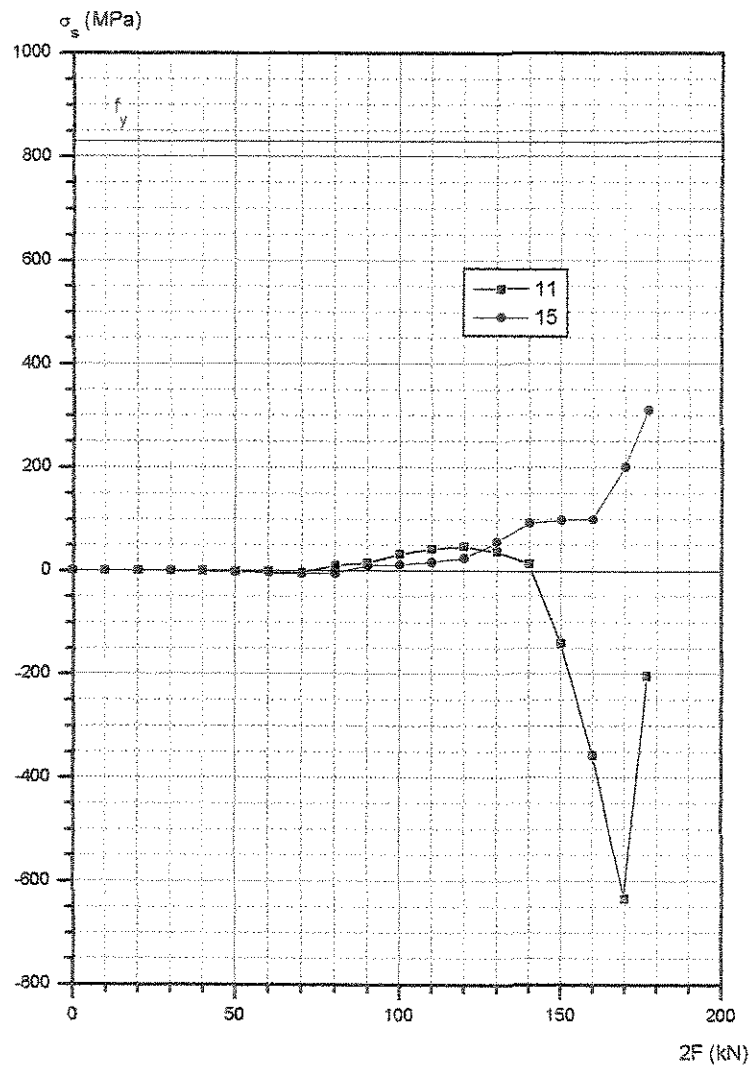
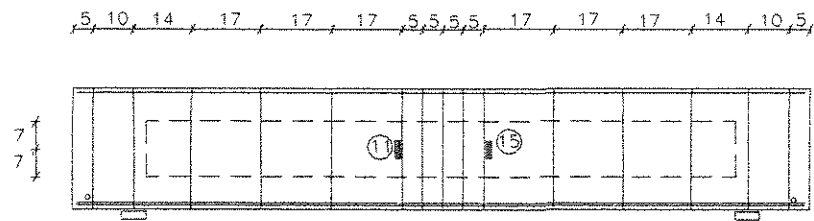


FIGURA 6.30 Tensão nos estribos - viga V1B - R

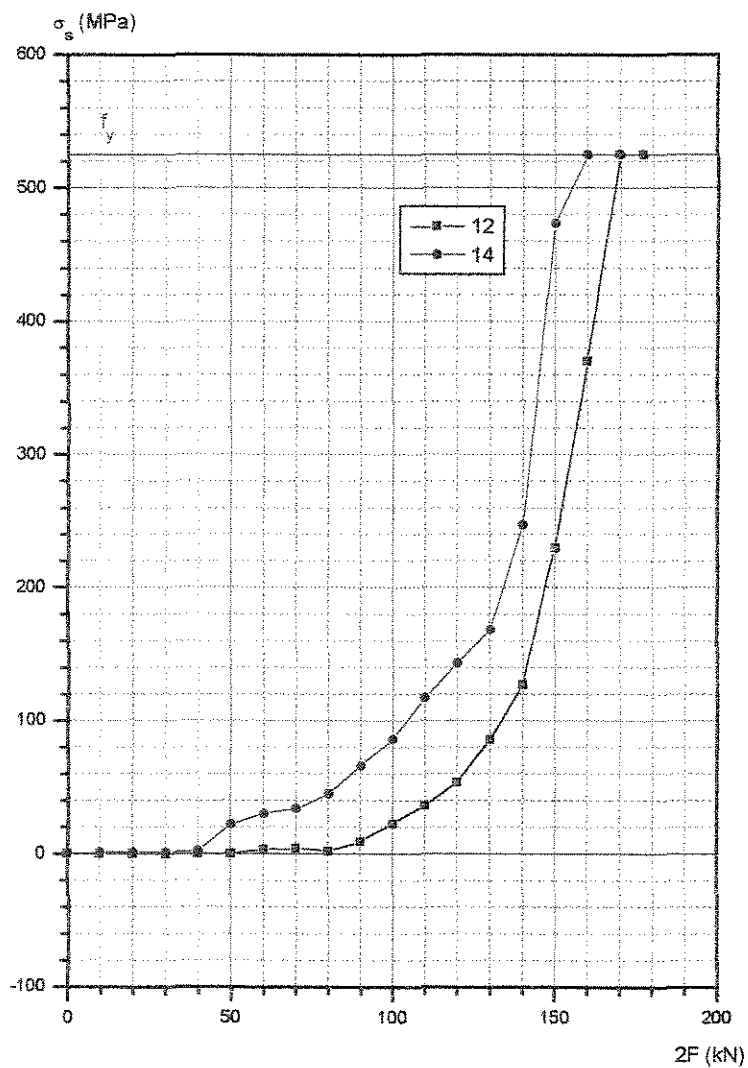
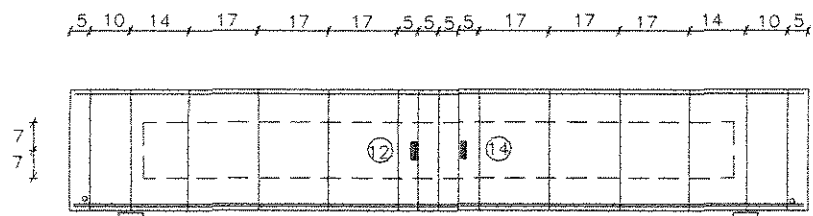


FIGURA 6.31 Tensão na armadura de suspensão - viga V1B - R

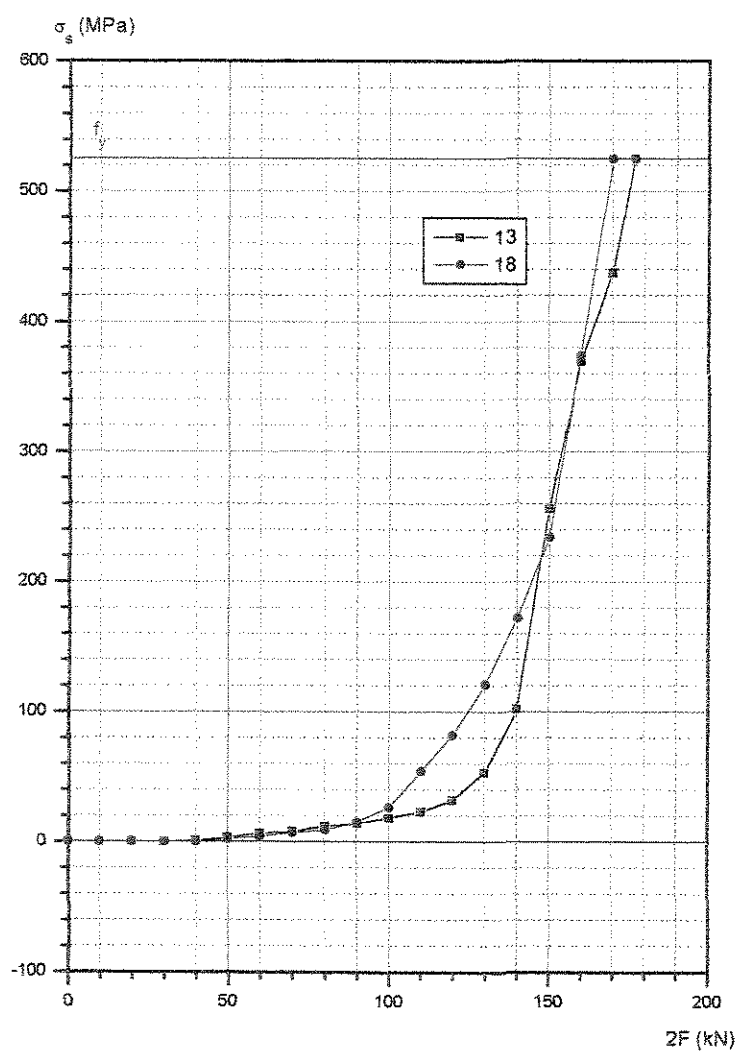
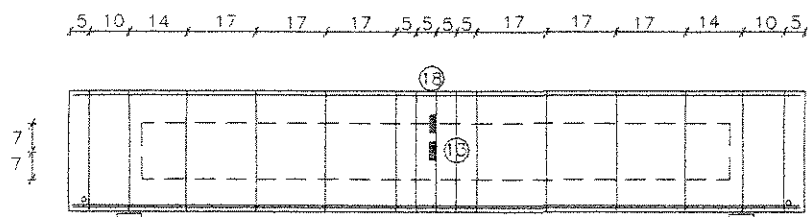


FIGURA. 6.32 Tensão na armadura de suspensão - viga V1B - R

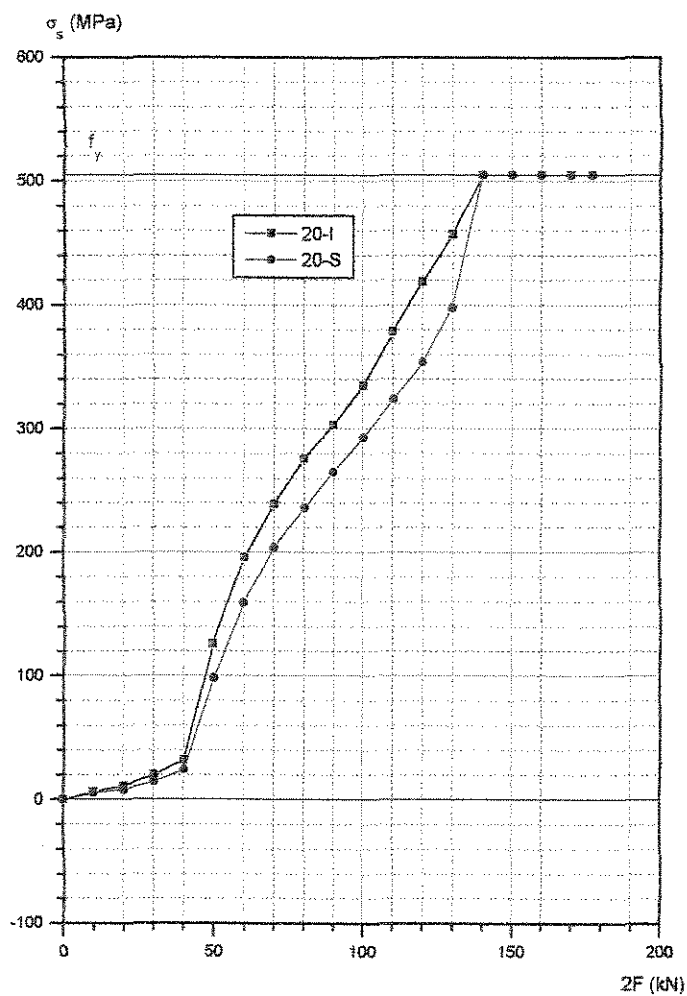
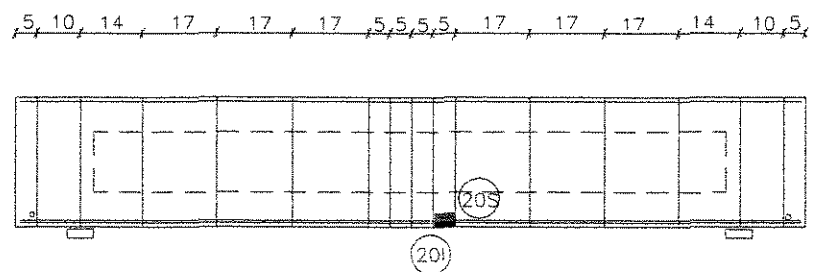


FIGURA 6.33 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B - R

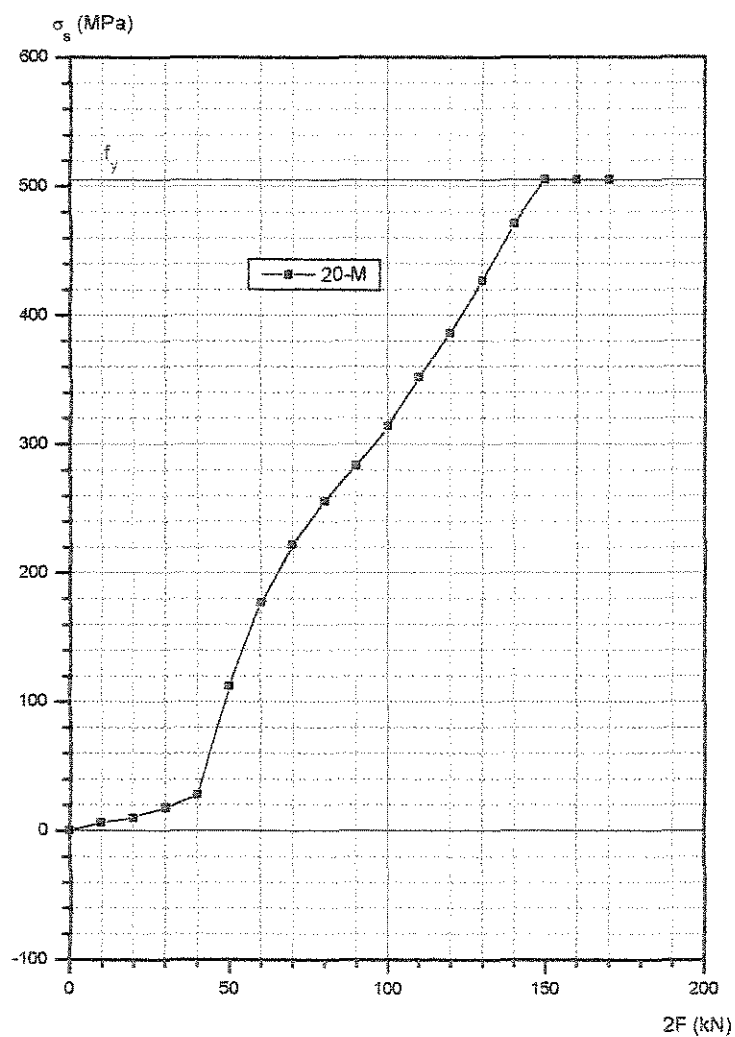
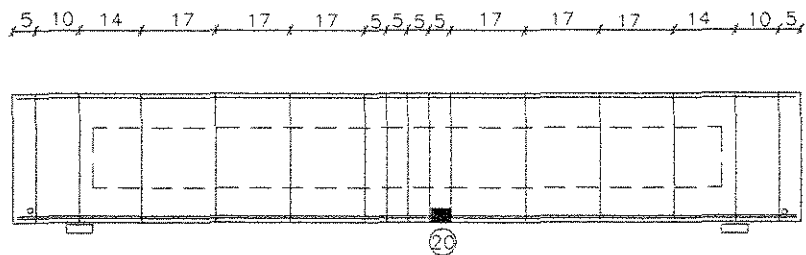


FIGURA 6.34 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B - R

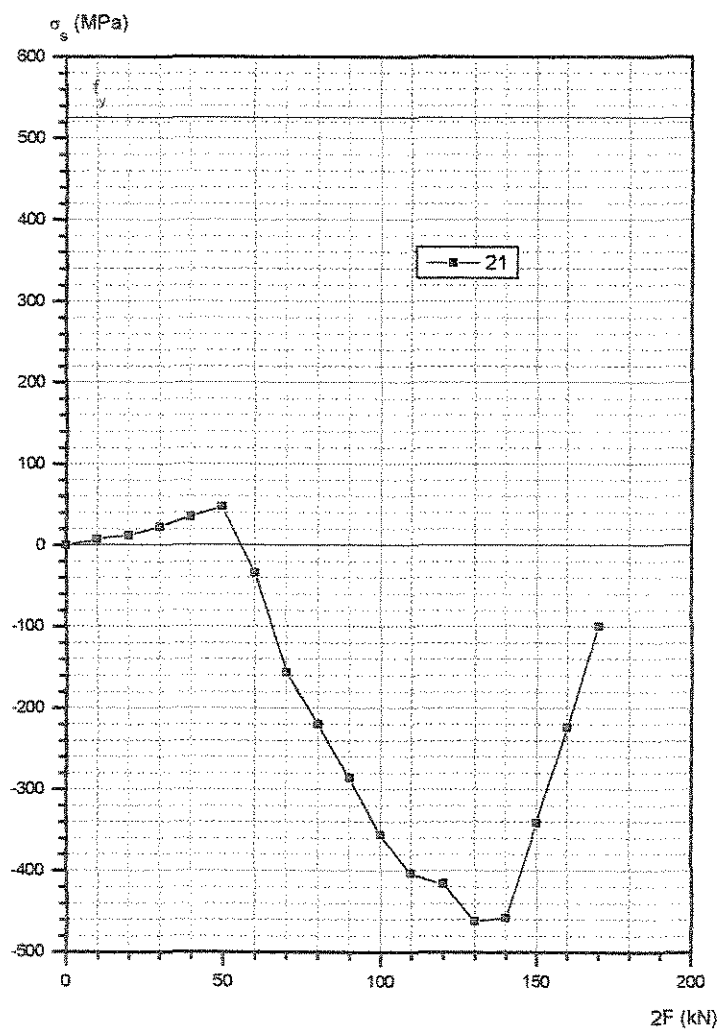
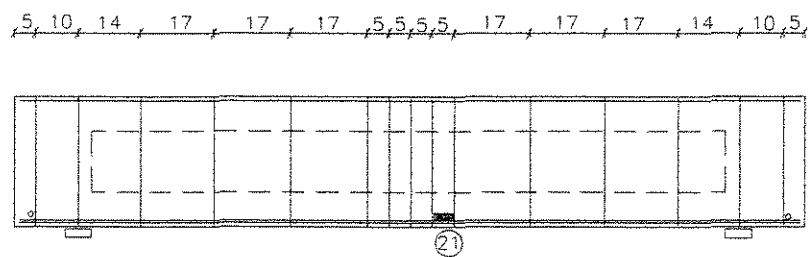


FIGURA 6.35 Tensão na armadura longitudinal - viga V1B - R

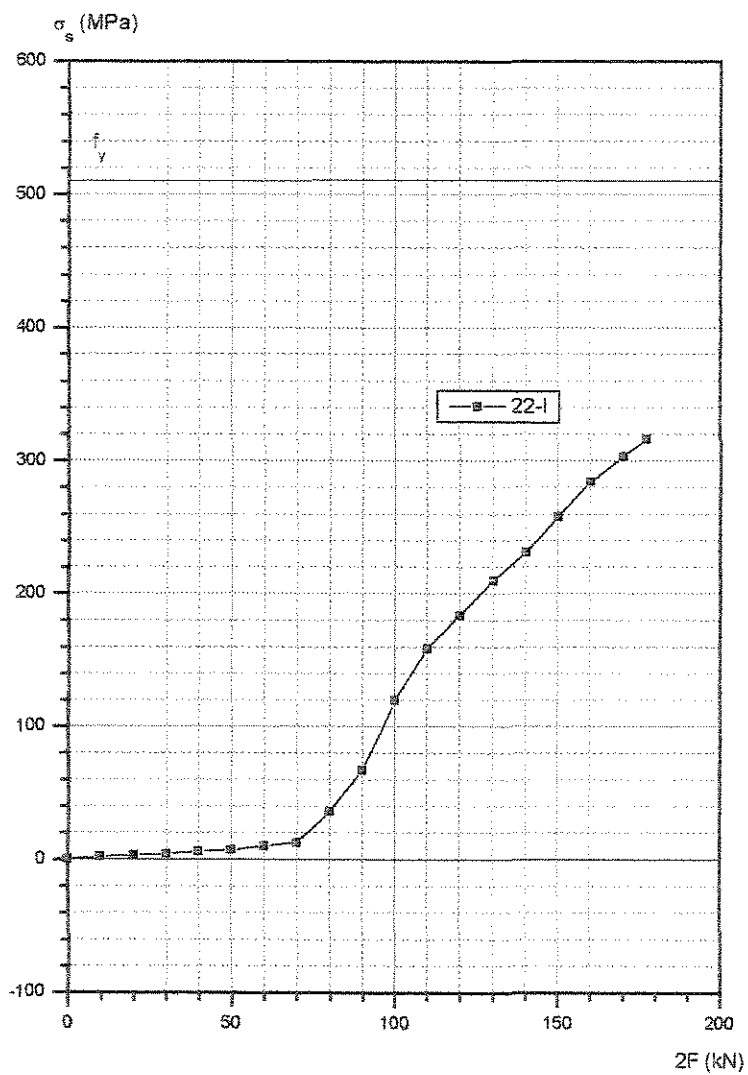
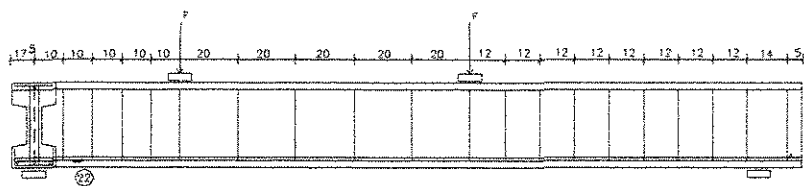


FIGURA 6.36 Tensão na armadura longitudinal - viga VB1 - R

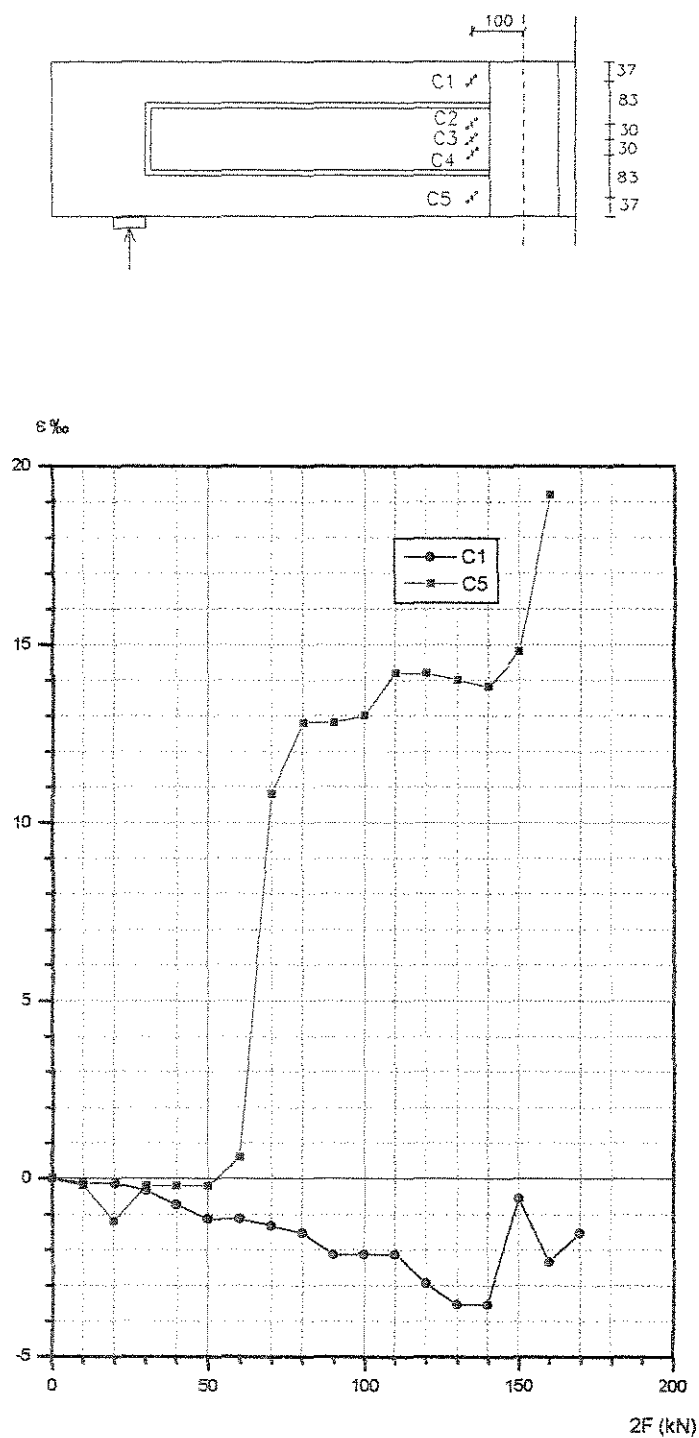


FIGURA 6.37 Deformação no concreto - conjunto B1 - R

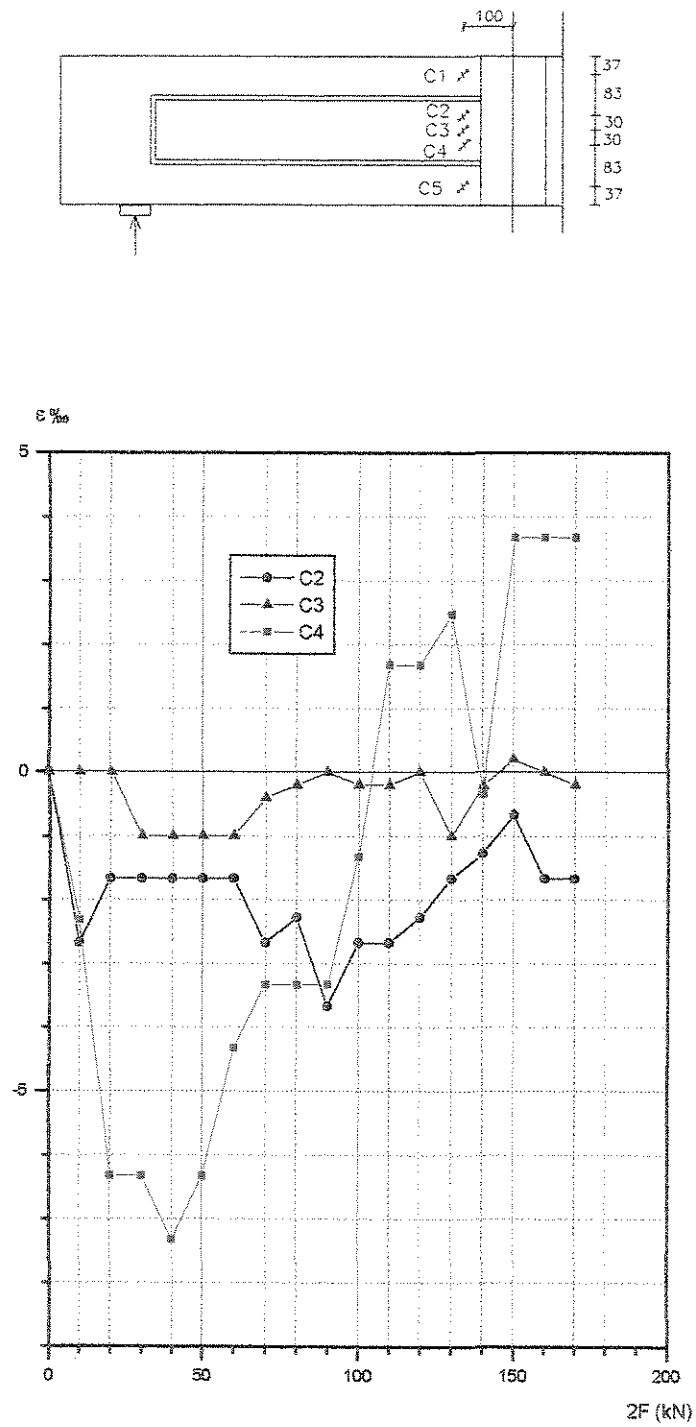


FIGURA 6.38 Deformação no concreto - conjunto B1 - R

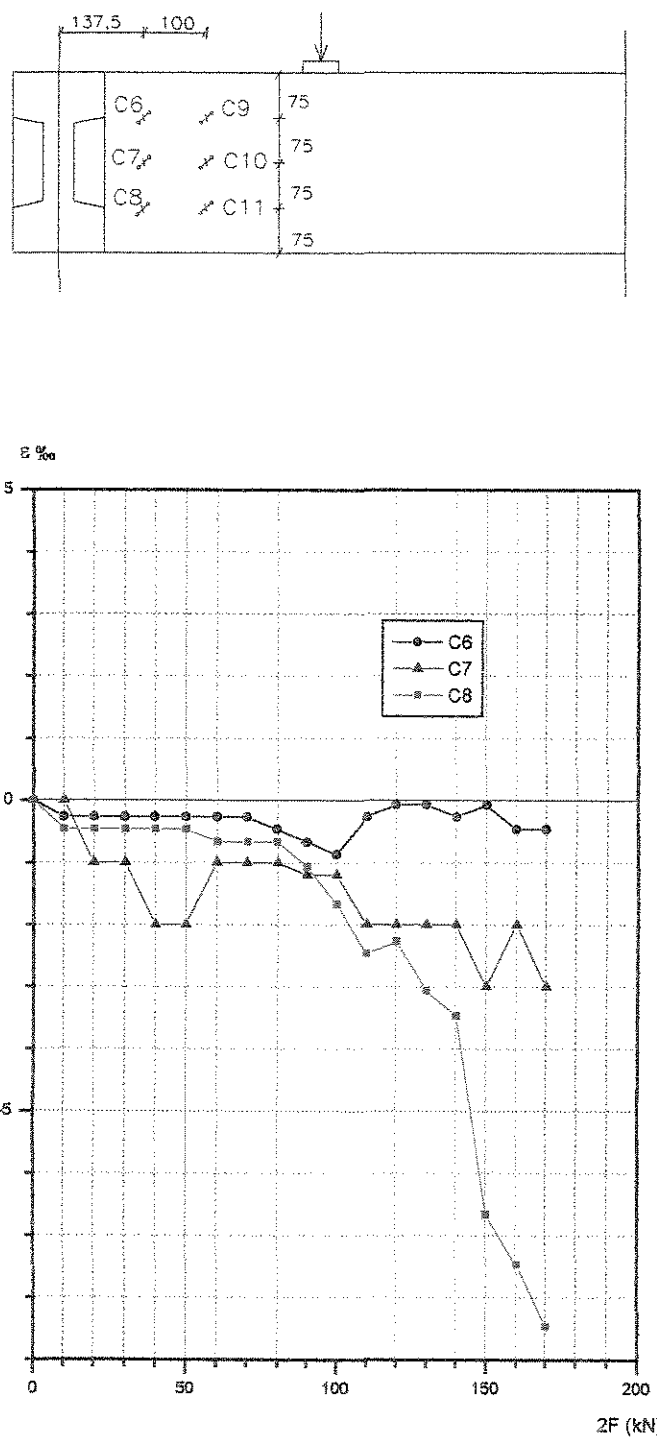


FIGURA 6.39 Deformação no concreto - conjunto B1 - R

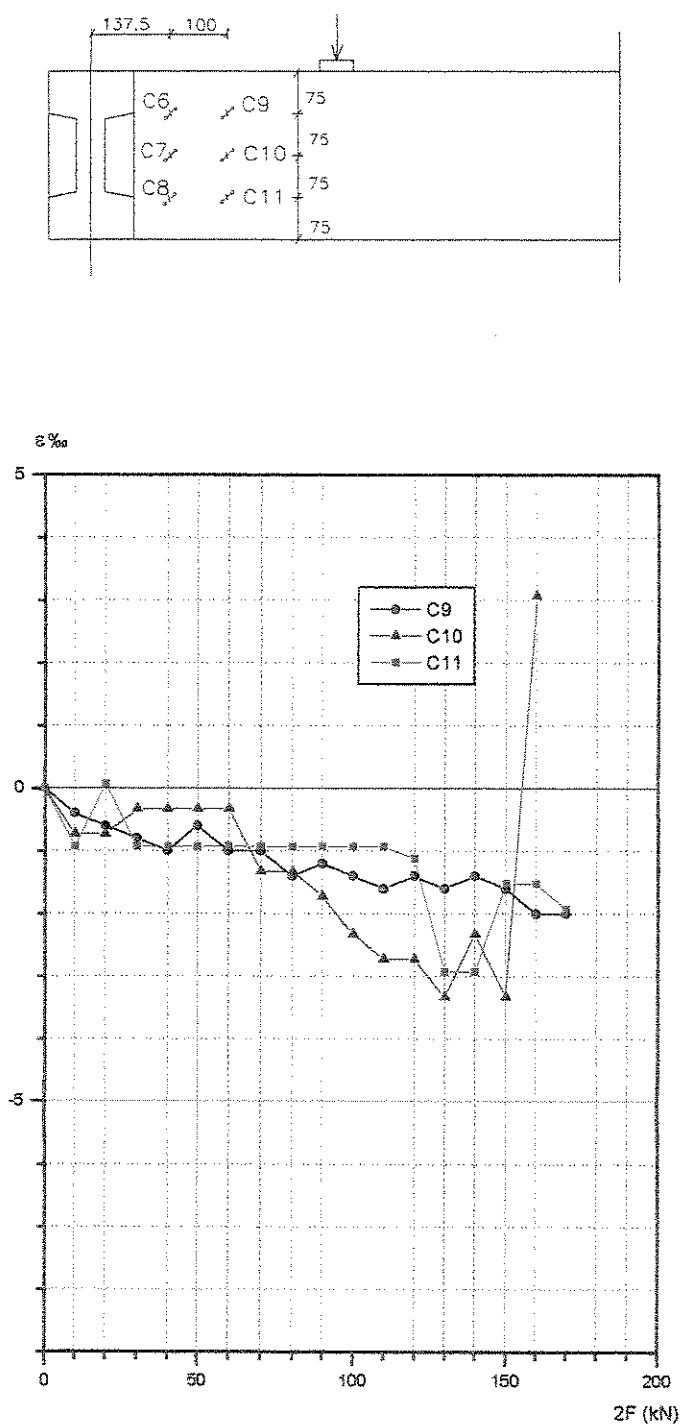


FIGURA 6.40 Deformação no concreto - conjunto B1 - R

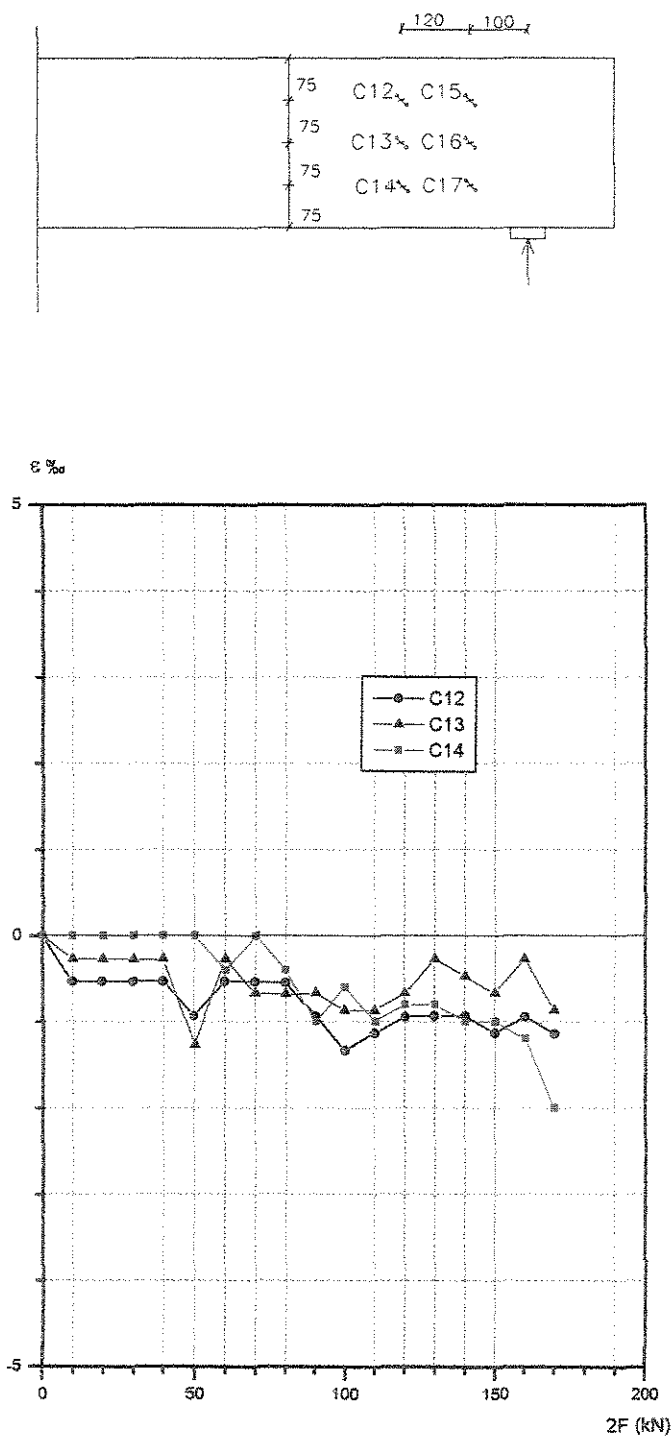


FIGURA 6.41 Deformação no concreto - conjunto B1 - R

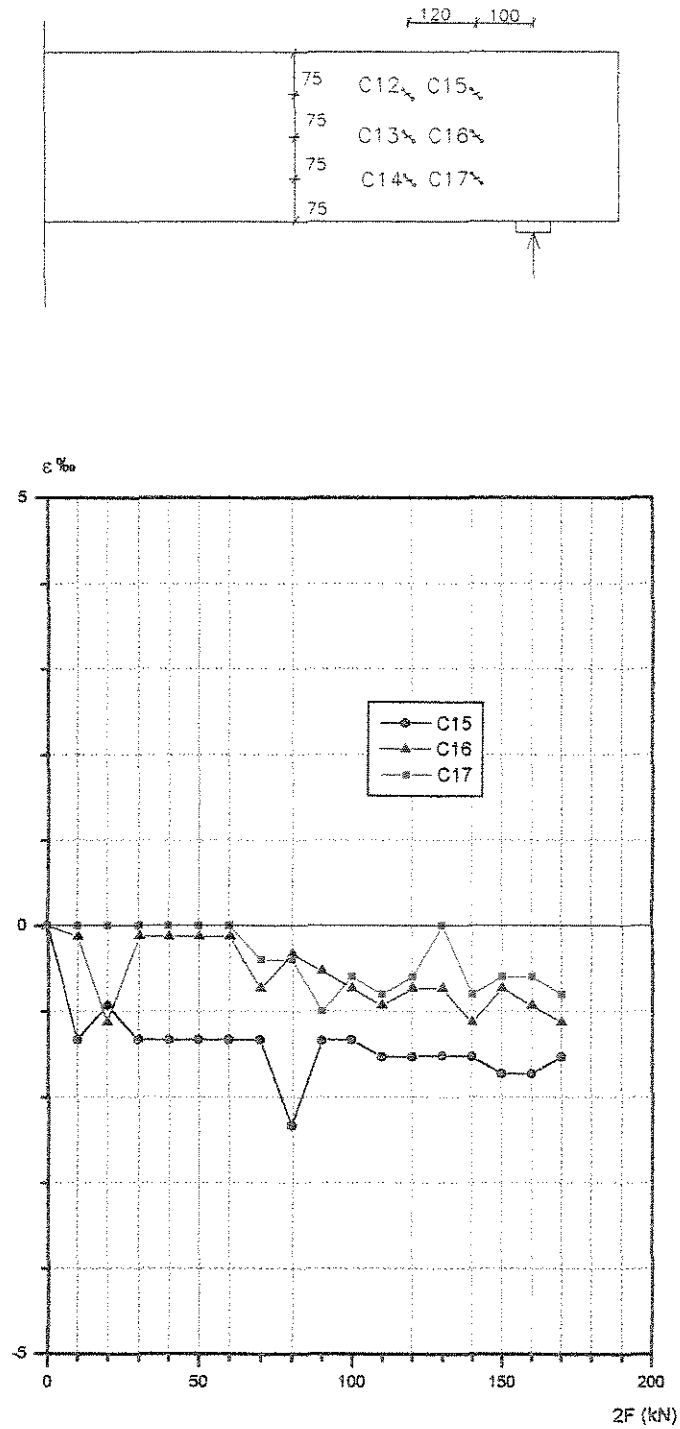


FIGURA 6.42 Deformação no concreto - conjunto B1 - R

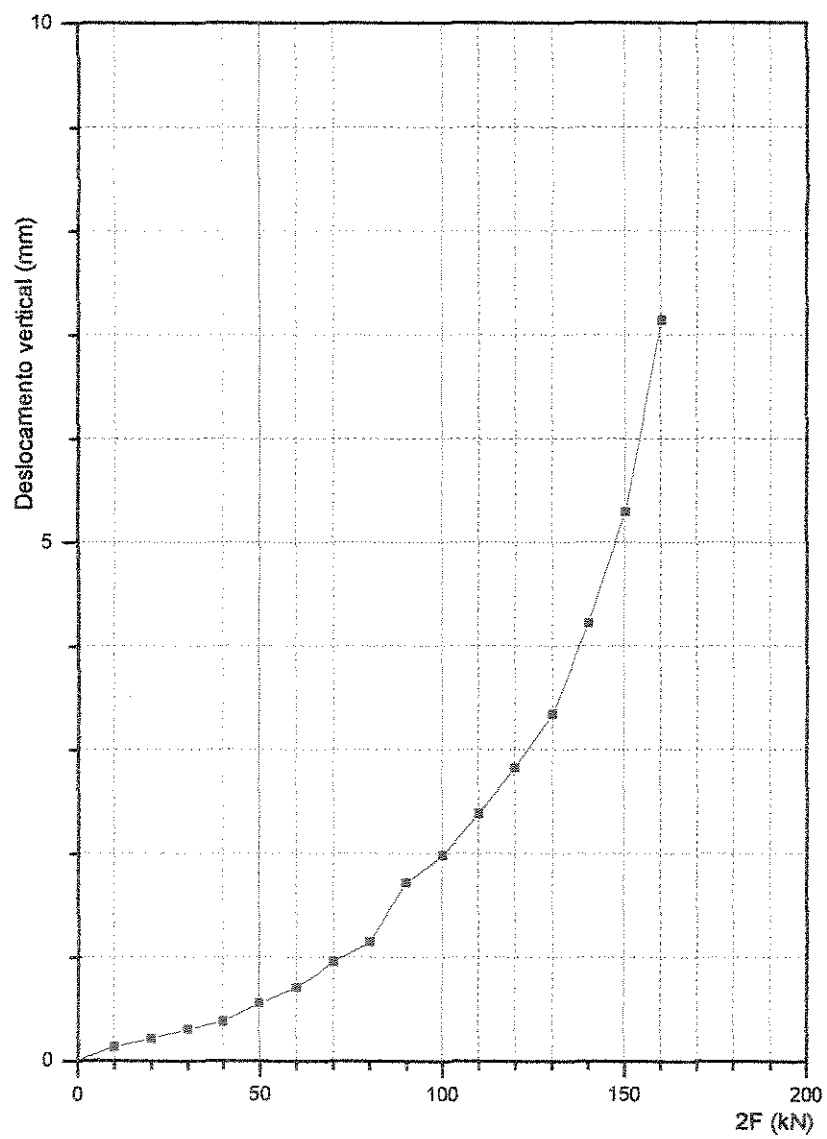


FIGURA 6.43 Deslocamento vertical - conjunto B1 - R

6.3. CONJUNTO C1-R

Neste conjunto de vigas foi mantido o mesmo grau de armação ao cisalhamento utilizado nos conjuntos anteriores e houve variação do ponto de aplicação da carga que foi distanciado da região de ligação entre as vigas.

A determinação da resistência à compressão do concreto foi feita através do ensaio de três corpos de prova submetidos à compressão.

A resistência média à compressão do concreto encontrada aos 7 dias foi de 70,8 MPa, aos 28 dias foi 82 MPa e na data do ensaio, aos 33 dias, 84 MPa.

A viga apoiada foi carregada de forma monotônica por incrementos de 10 kN.

A armadura longitudinal da viga suporte entrou em escoamento ao ser aplicada a carga $2F=140$ kN. A ruína se deu por força cortante-tração induzida pela viga apoiada, após o escoamento da sua armadura longitudinal, de alguns de seus estribos na região de ligação e dos estribos da armadura de suspensão, quando a carga atingiu $2F_u=160$ kN. Não houve esmagamento dos banzos comprimidos das vigas.

As fissuras iniciais foram detectadas a partir das carga de 60 kN e estenderam-se até os ponto de aplicação das cargas e em direção aos apoios.

As figuras 6.44 à 6.47 apresentam a evolução das fissuras nas duas vigas do conjunto após a aplicação da carga máxima.

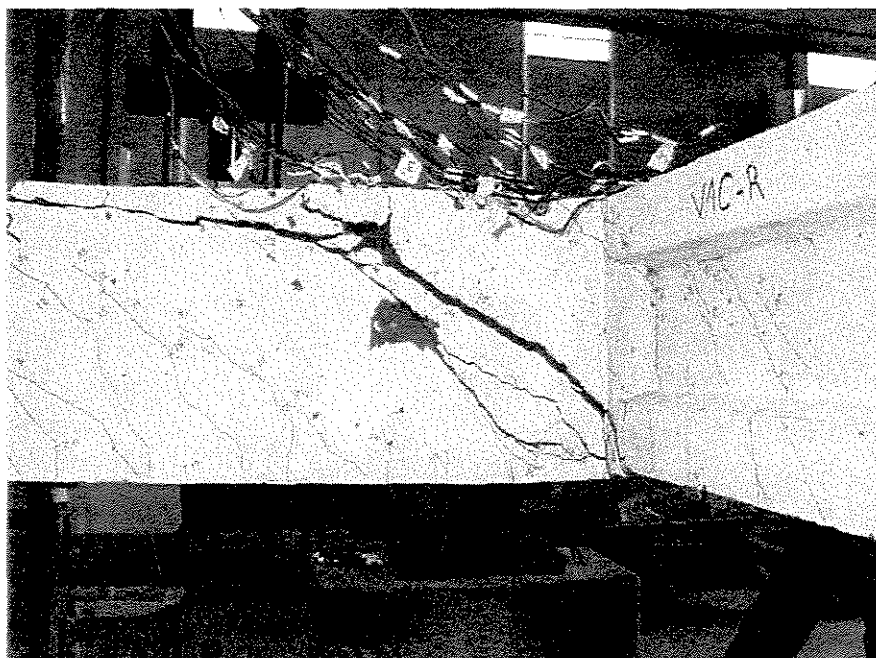


FIGURA 6.44 Panorama da fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada visto de costas

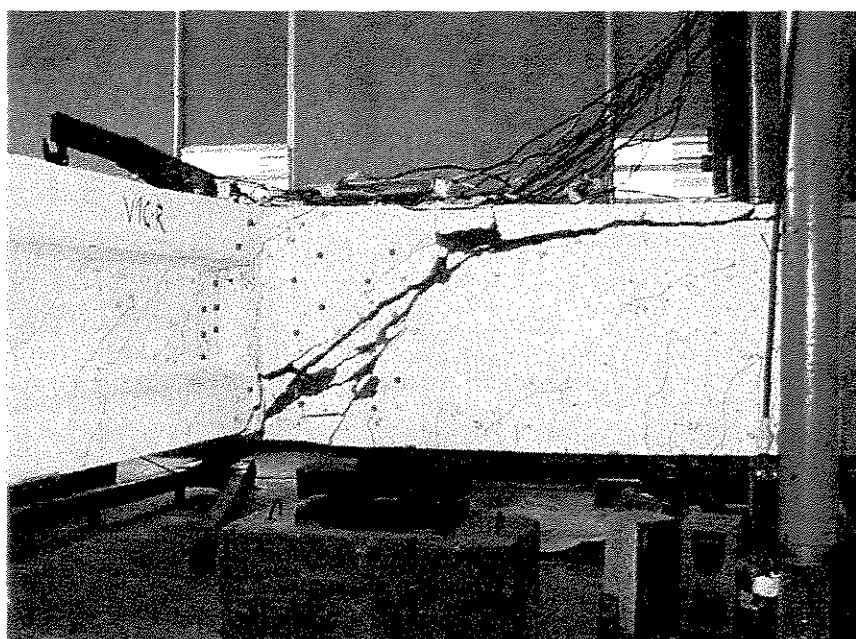


FIGURA 6.45 Panorama da fissuração na região do apoio indireto na viga apoiada visto de frente

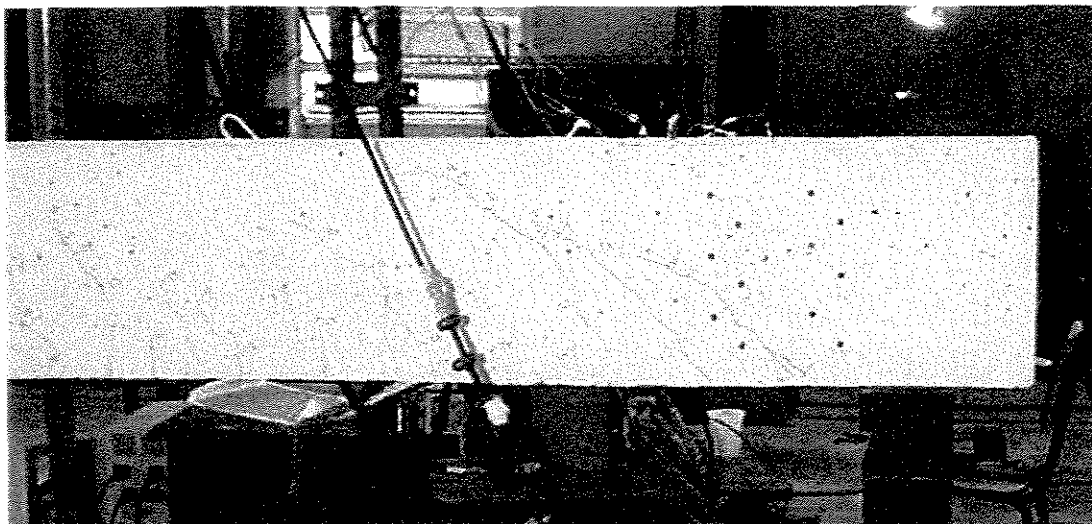


FIGURA 6.46 Panorama da fissuração na região do apoio direto na viga apoiada

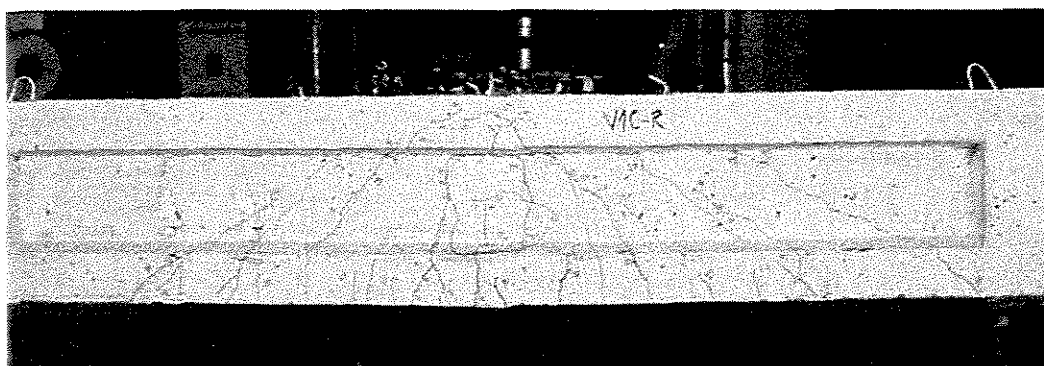


FIGURA 6.47 Panorama da fissuração na viga suporte

As tensões nas armaduras instrumentadas, com a evolução das cargas, são apresentadas nas figuras 6.48 a 6.61. As deformações no concreto estão demonstradas nas figuras 6.62 a 6.67.

A flecha medida no apoio indireto foi de 4,61 mm para a carga de 150 kN. Na figura 6.68 são apresentados os deslocamentos verticais em função da carga total aplicada.

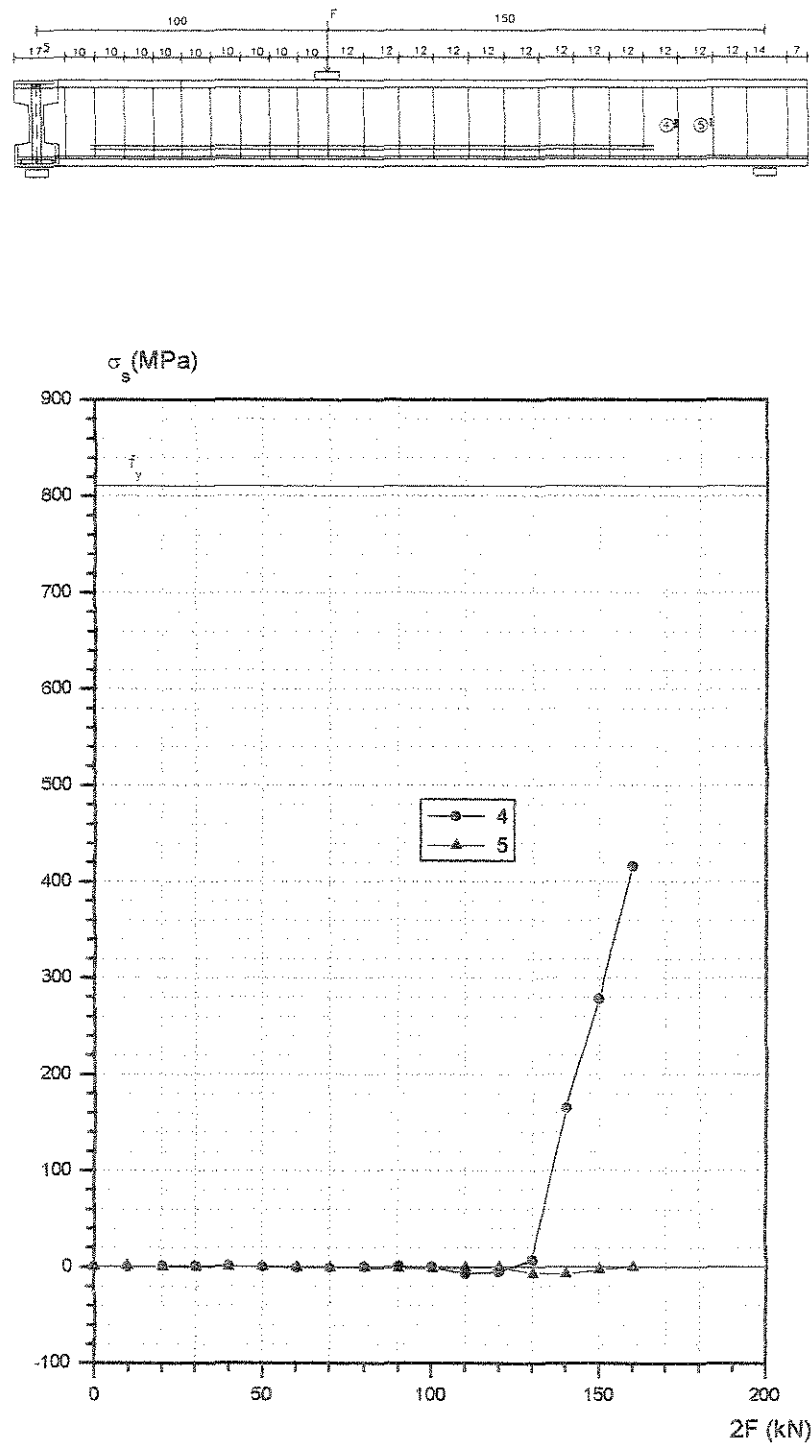


FIGURA 6.49 Tensão nos estribos - viga VC1 -R

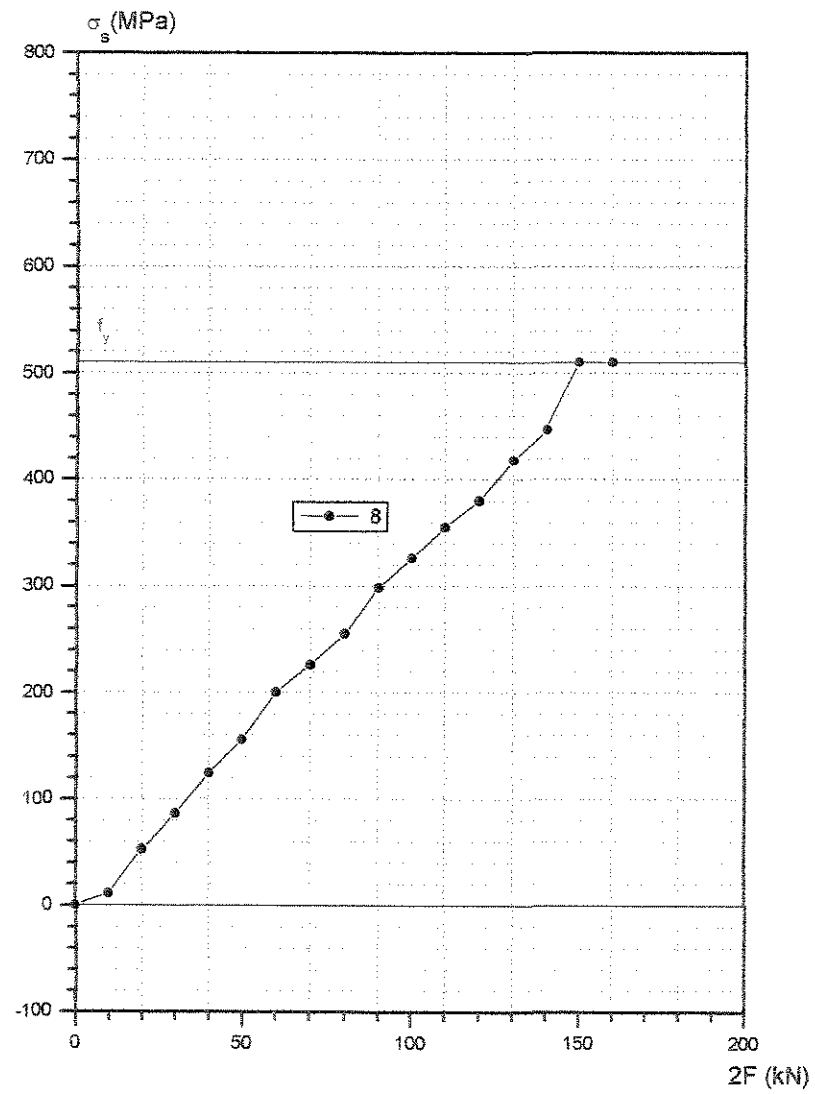
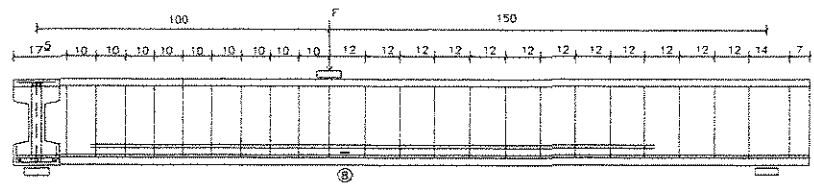


FIGURA 6.51 Tensão na armadura longitudinal - viga VC1 -R

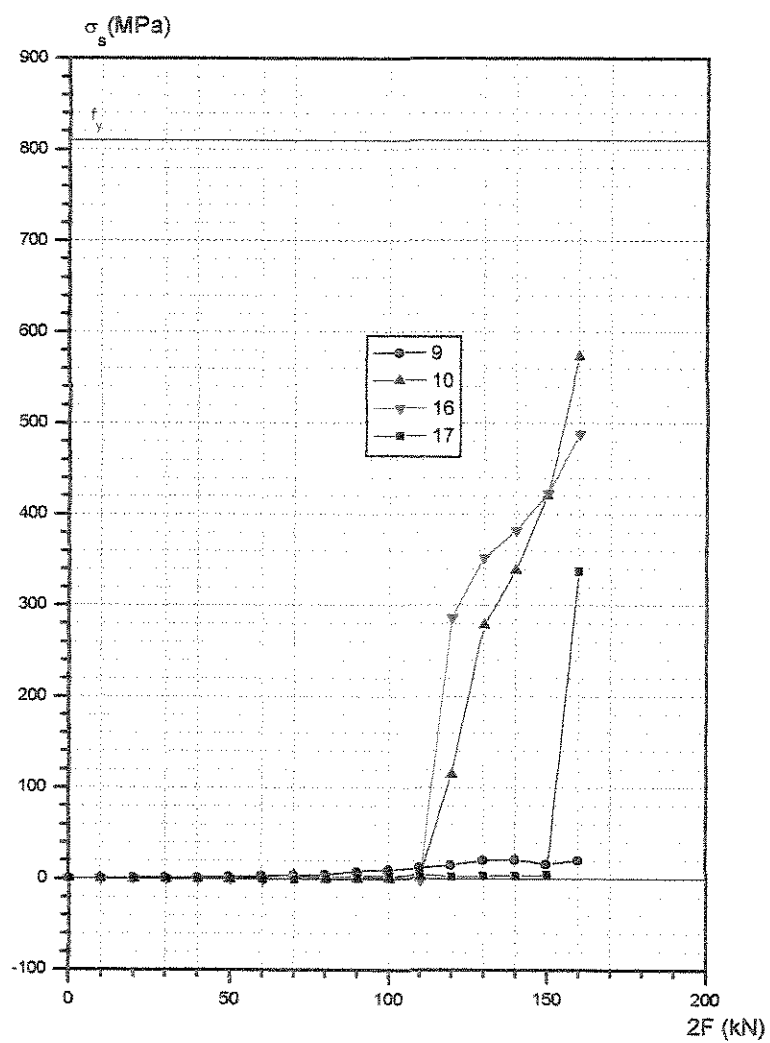
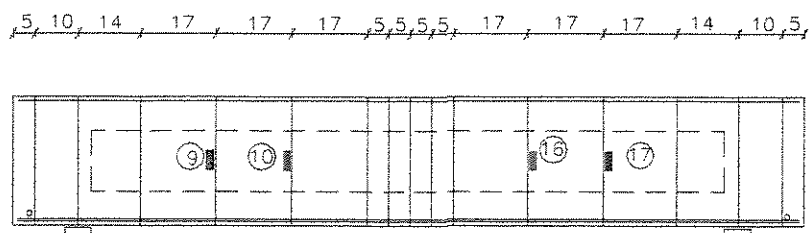


FIGURA 6.52 Tensão nos estribos - viga V1C -R

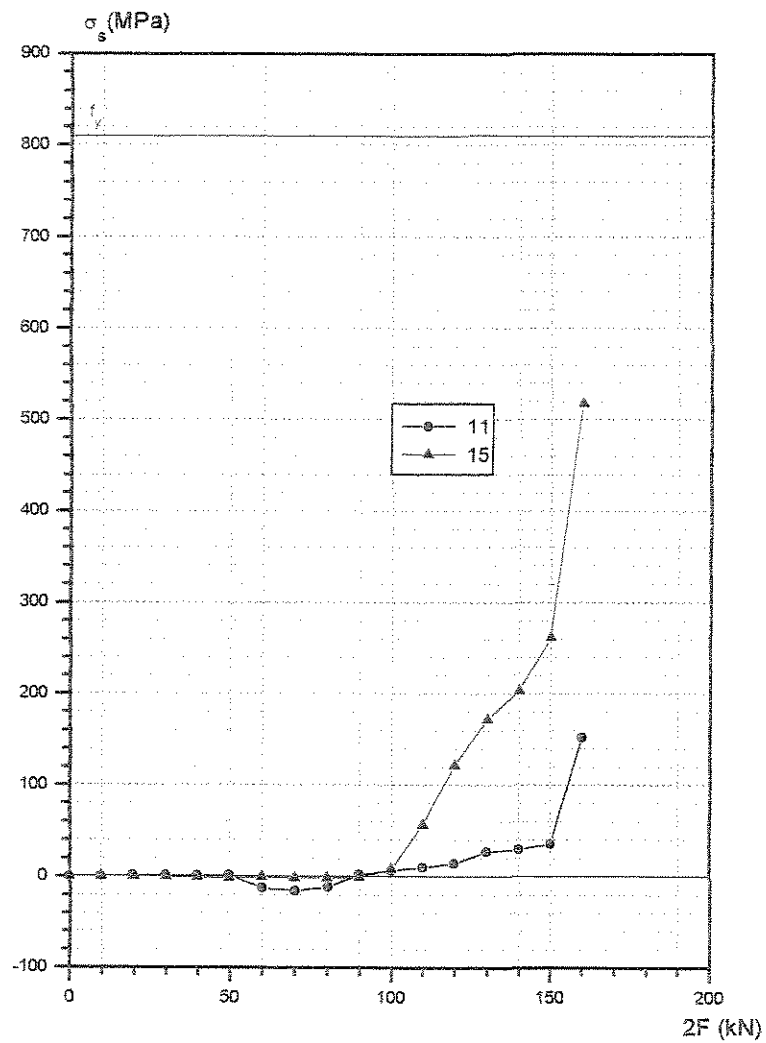
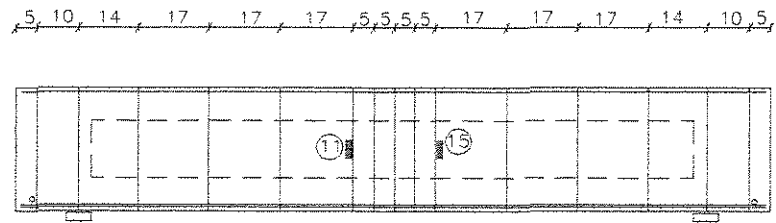


FIGURA 6.53 Tensão nos estribos - viga V1C -R

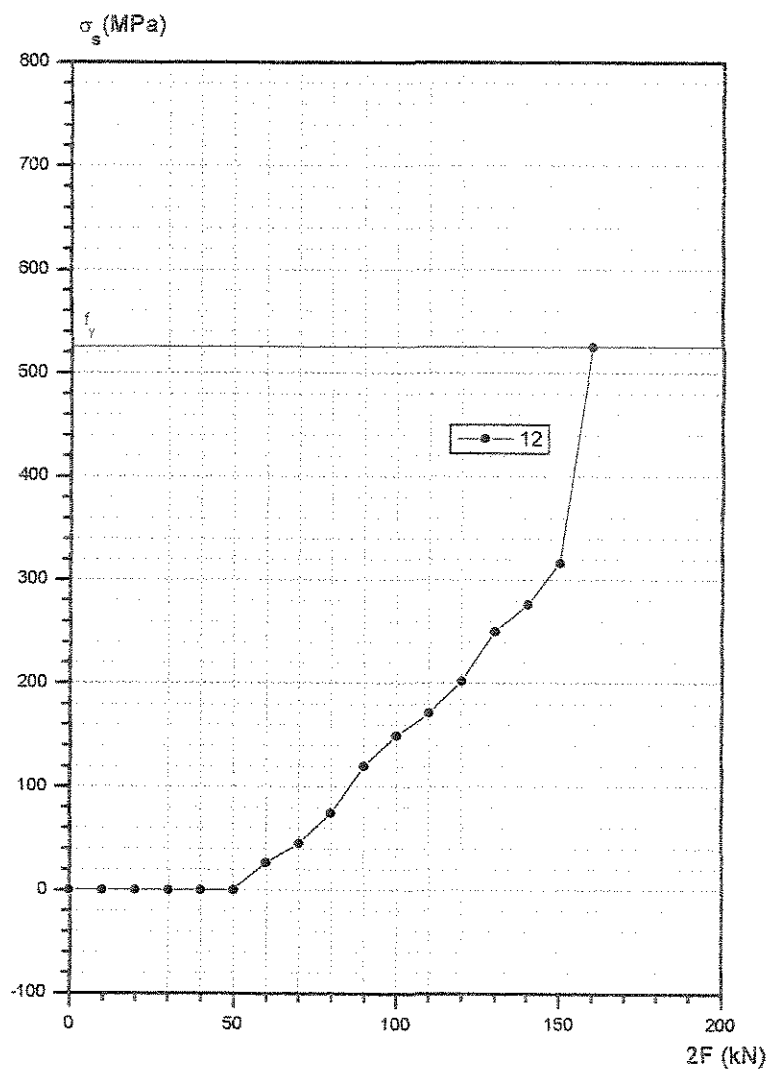
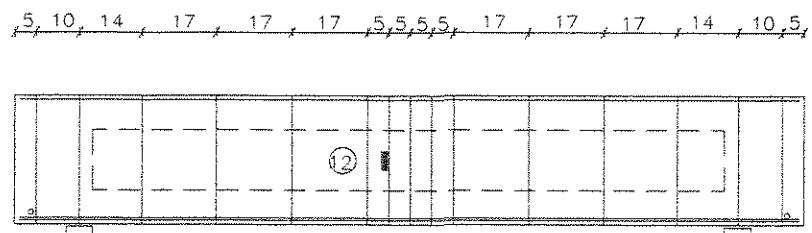


FIGURA 6.54 Tensão na armadura de suspensão - viga V1C -R

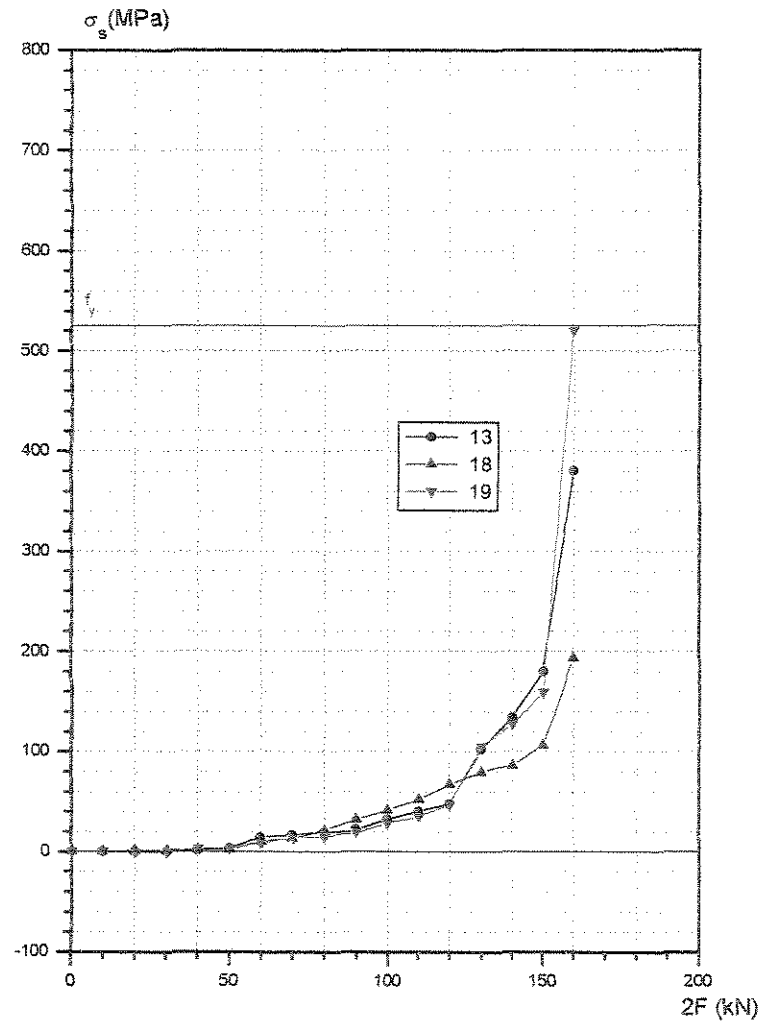
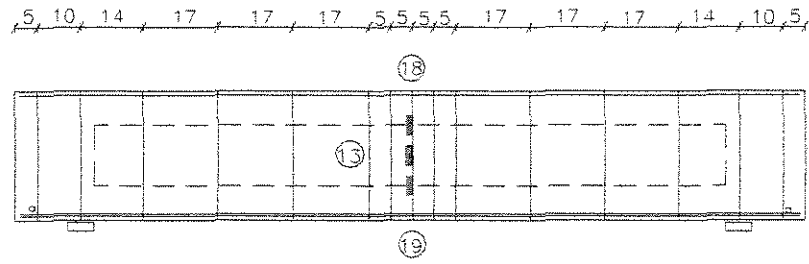


FIGURA 6.55 Tensão na armadura de suspensão - viga V1C -R

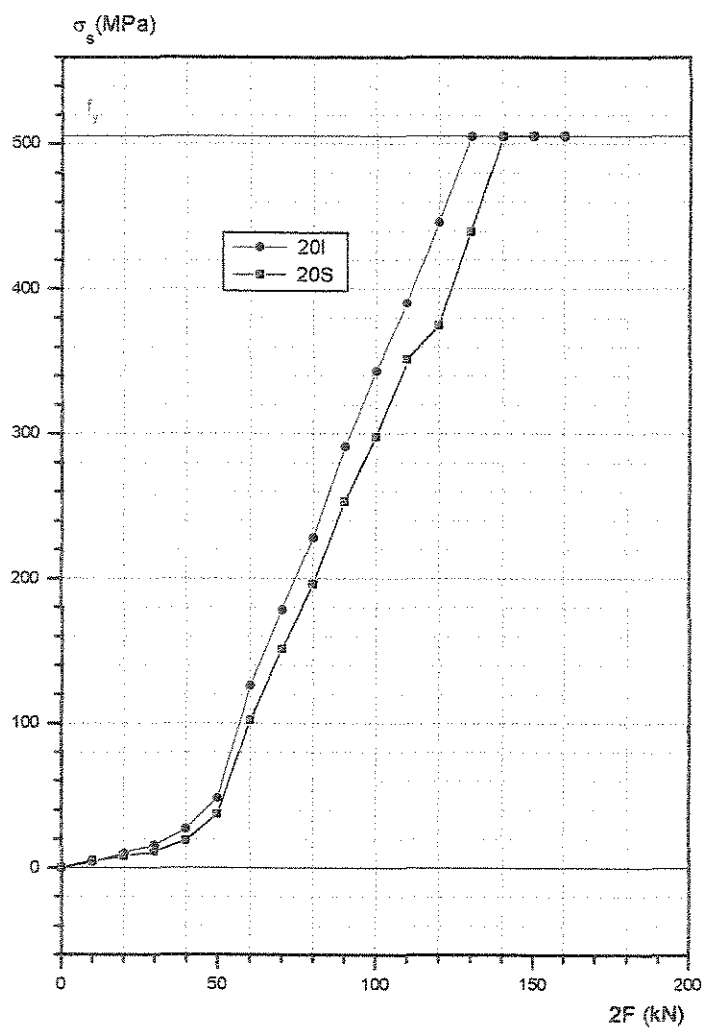
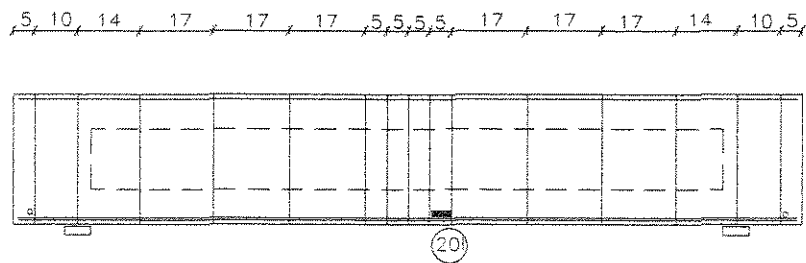


FIGURA 6.56 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C-R

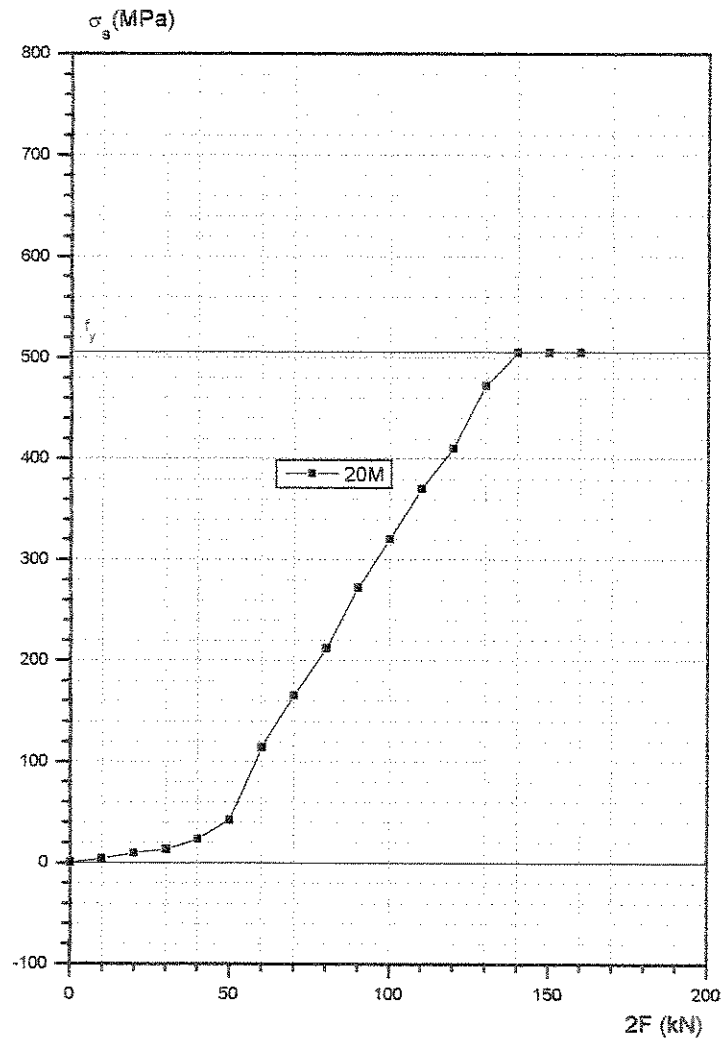
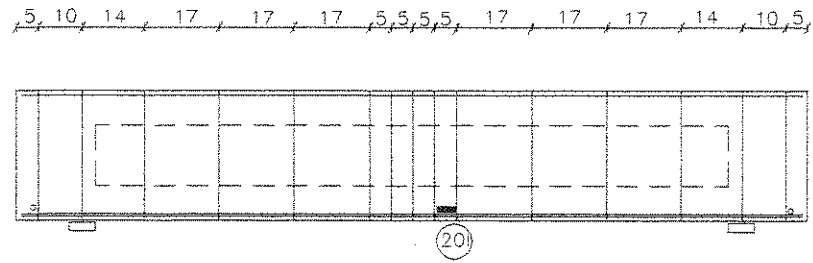


FIGURA 6.57 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C -R

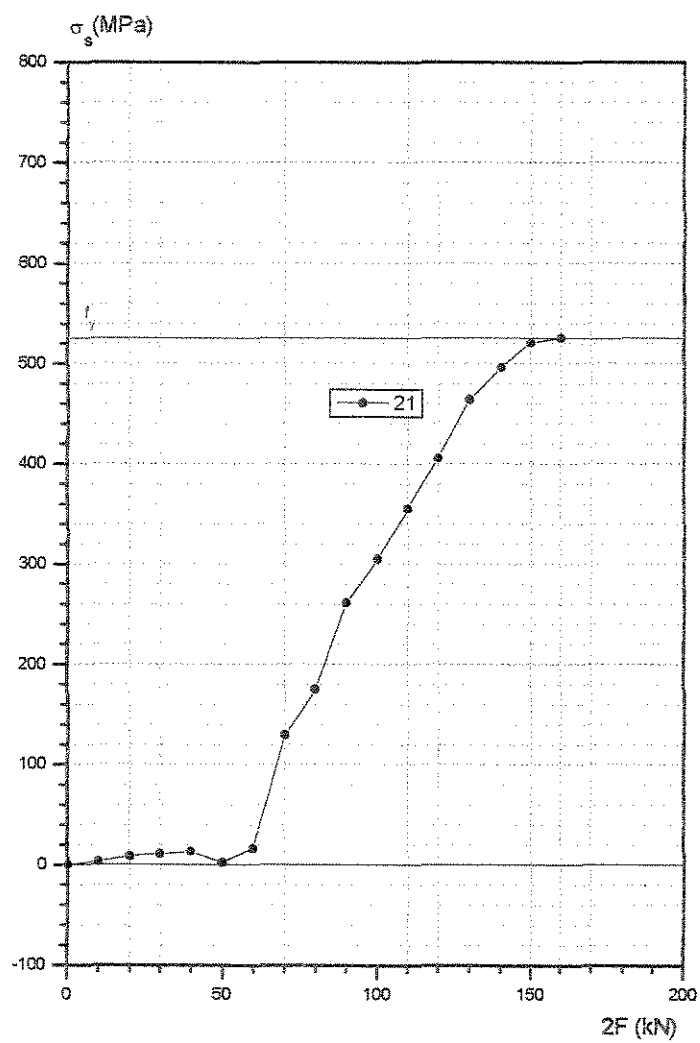
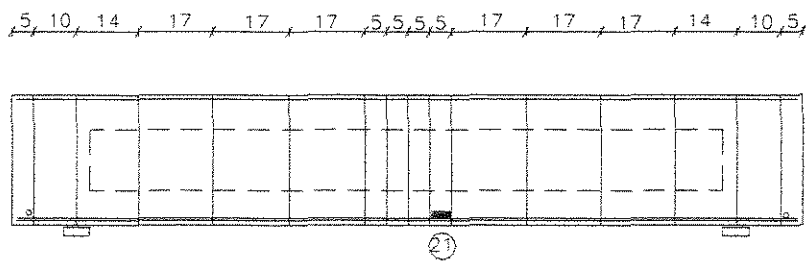


FIGURA 6.58 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C -R

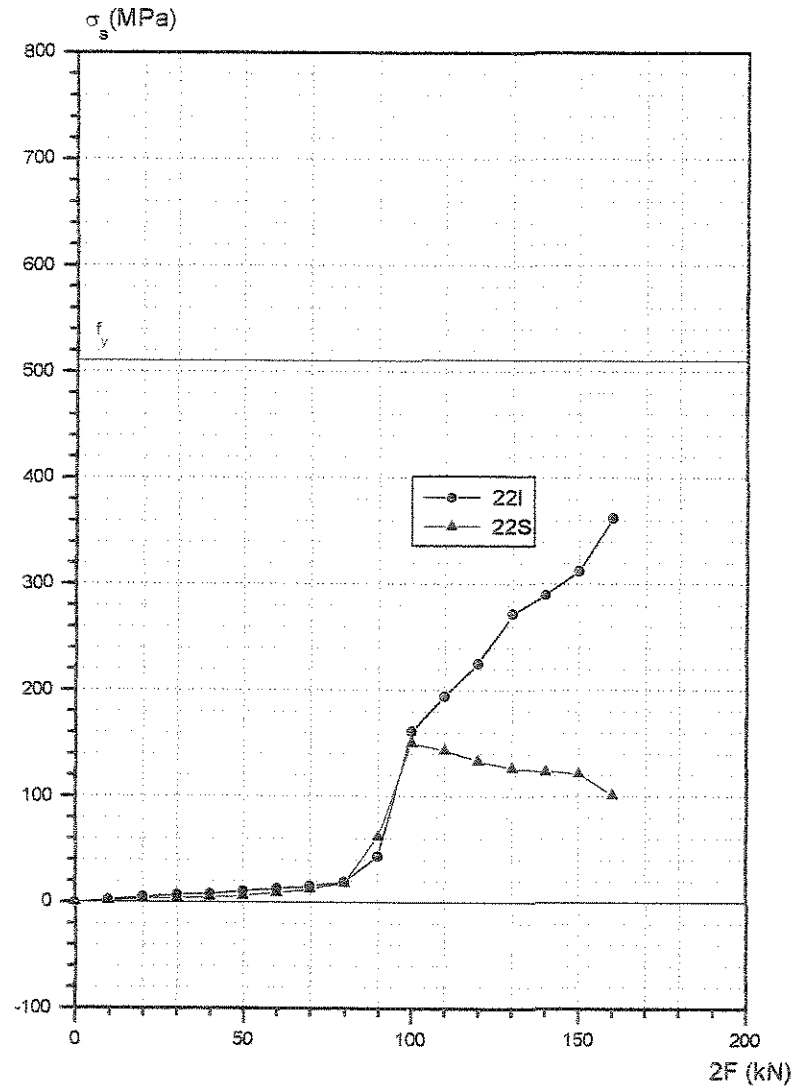
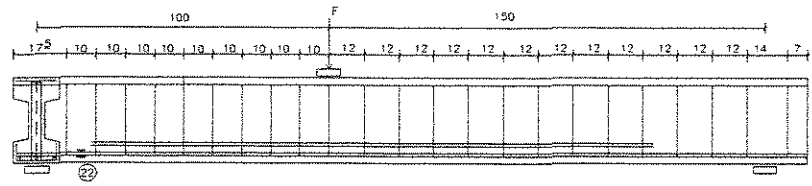


FIGURA 6.59 Tensão na armadura longitudinal - viga VC1 -R

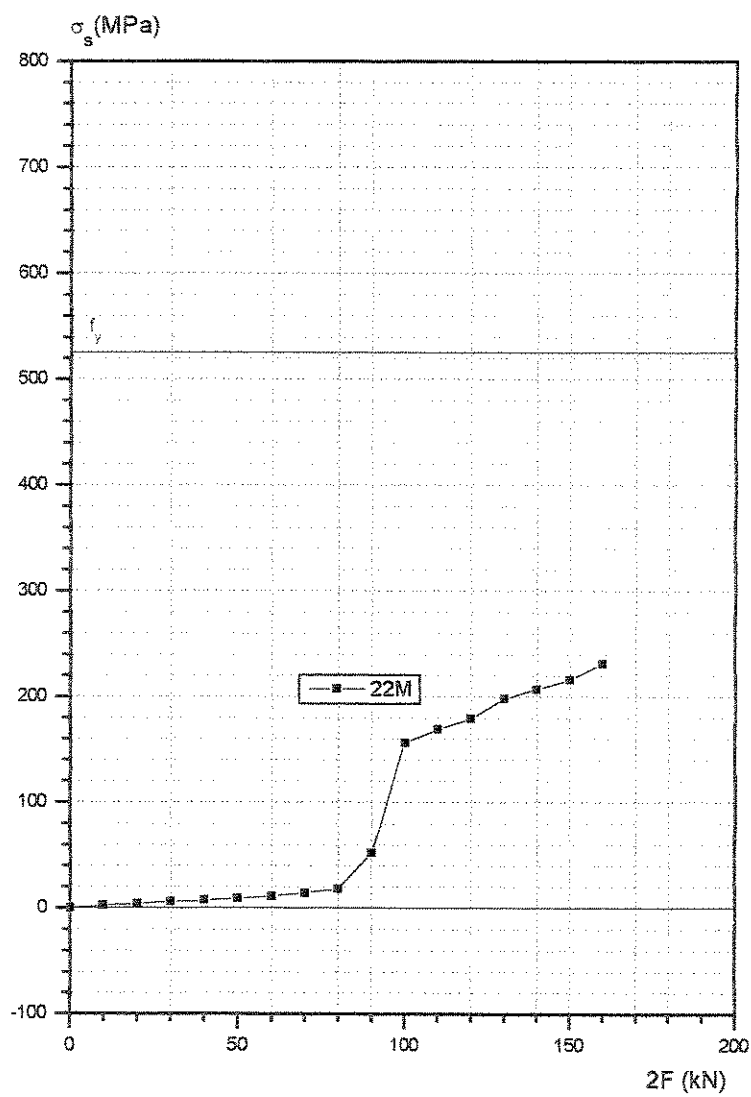
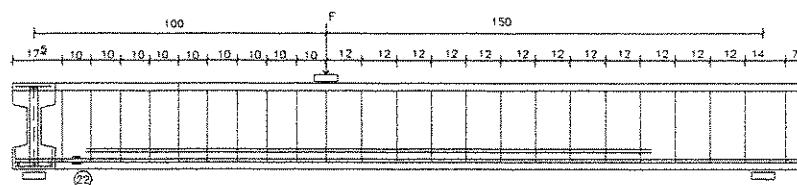


FIGURA 6.60 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C -R

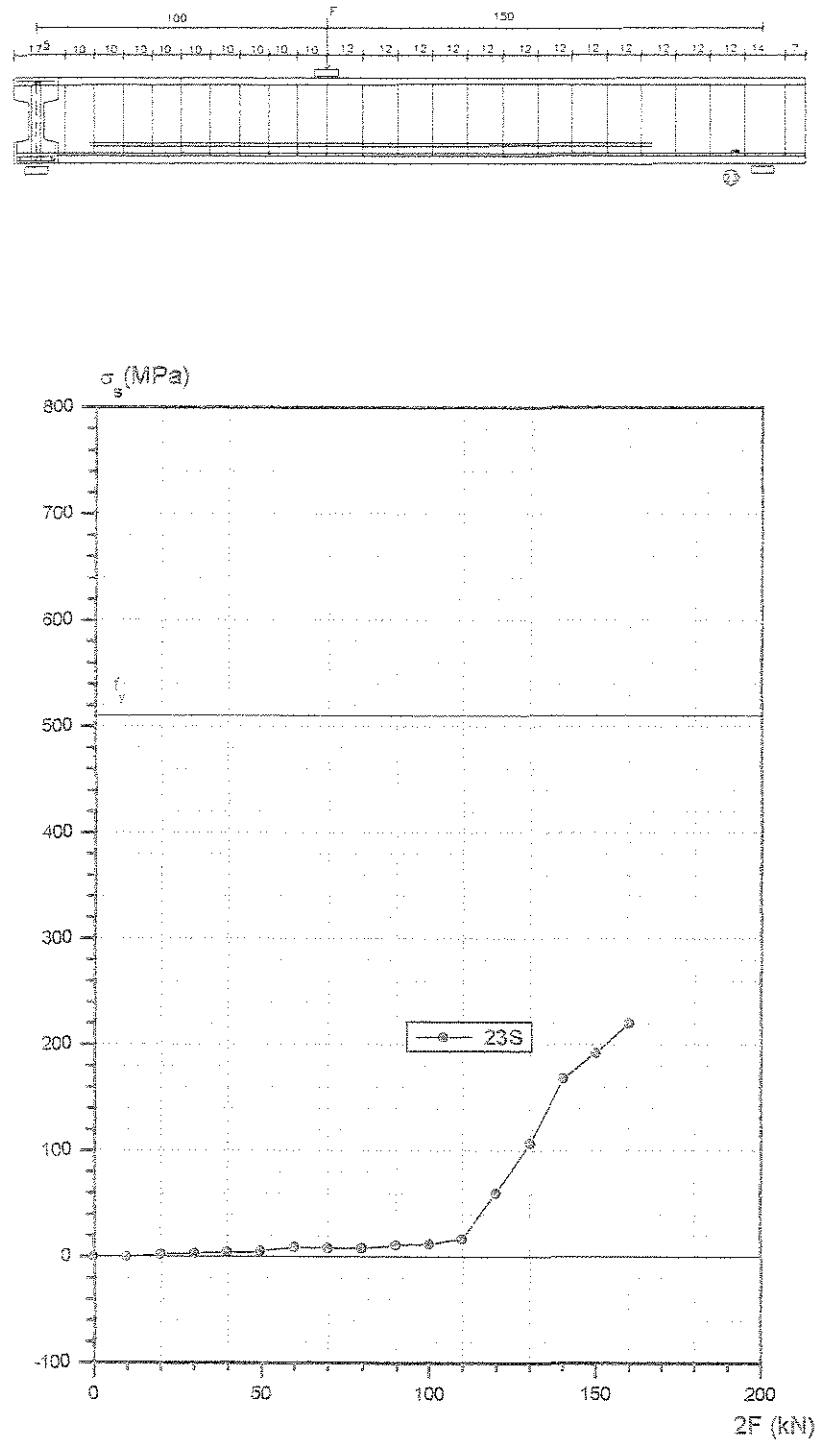


FIGURA 6.61 Tensão na armadura longitudinal - viga V1C-R

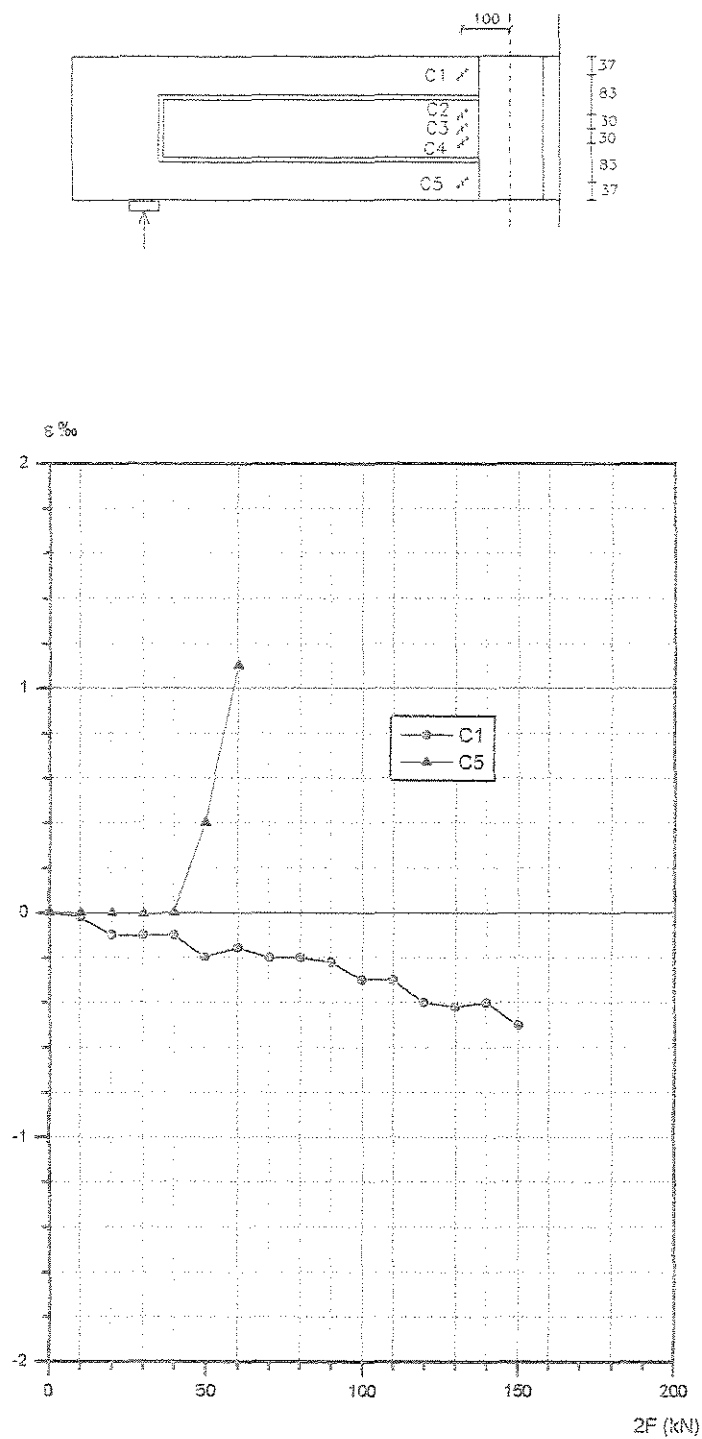


FIGURA 6.62 Deformação no concreto - conjunto C1-R

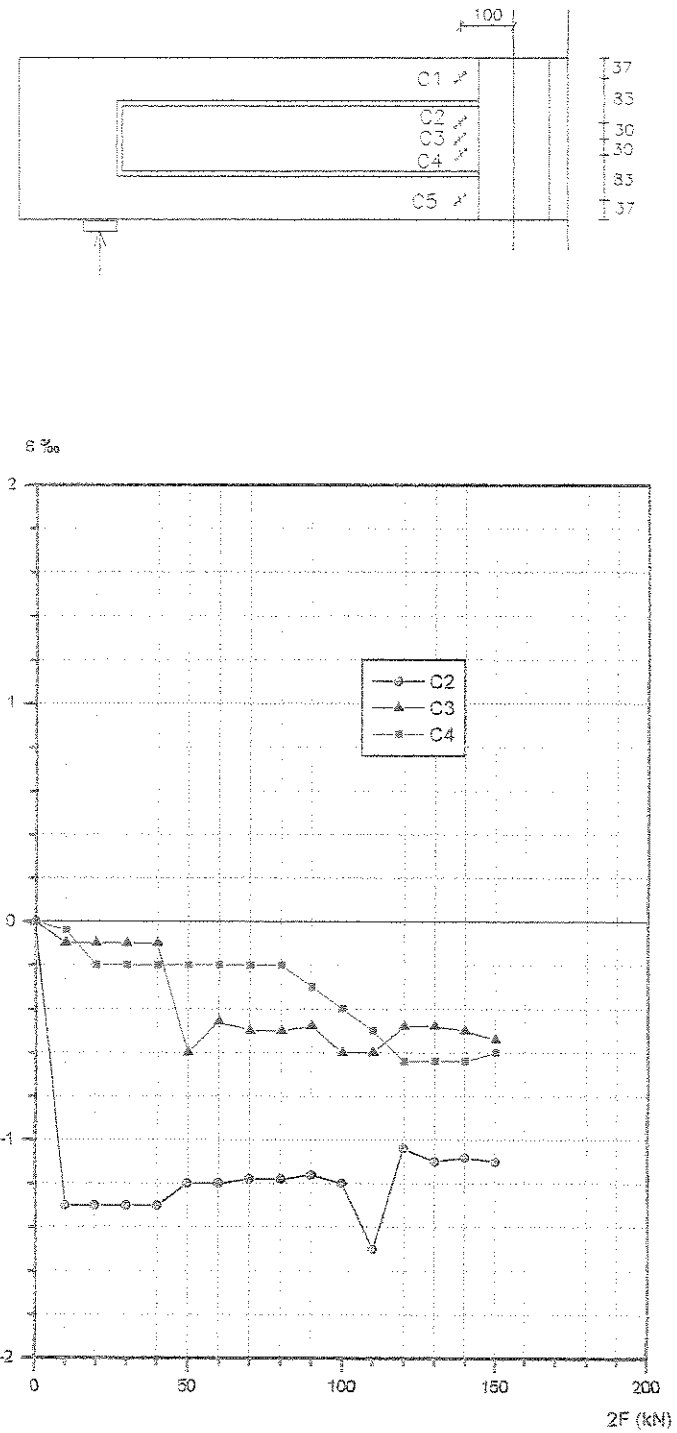


FIGURA 6.63 Deformação no concreto - conjunto C1-R

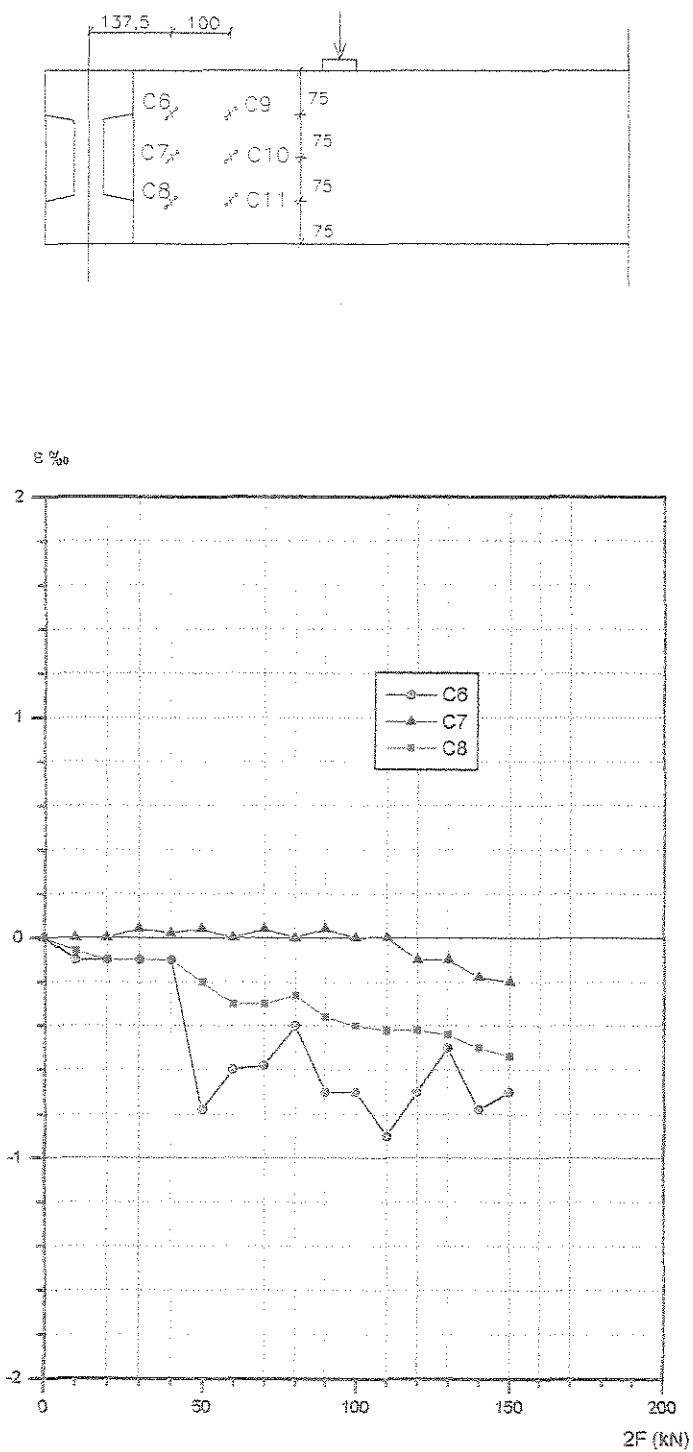


FIGURA 6.64 Deformação no concreto - conjunto C1-R

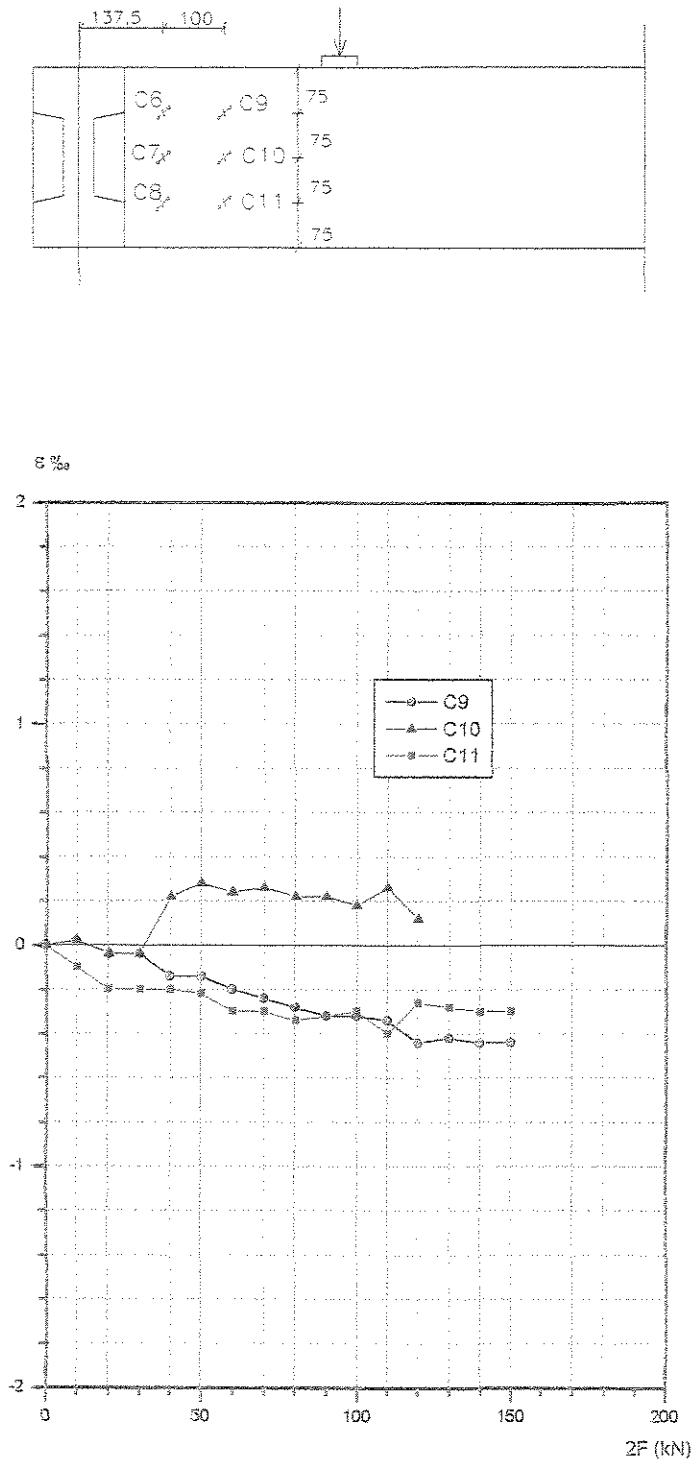


FIGURA 6.65 Deformação no concreto - conjunto C1-R

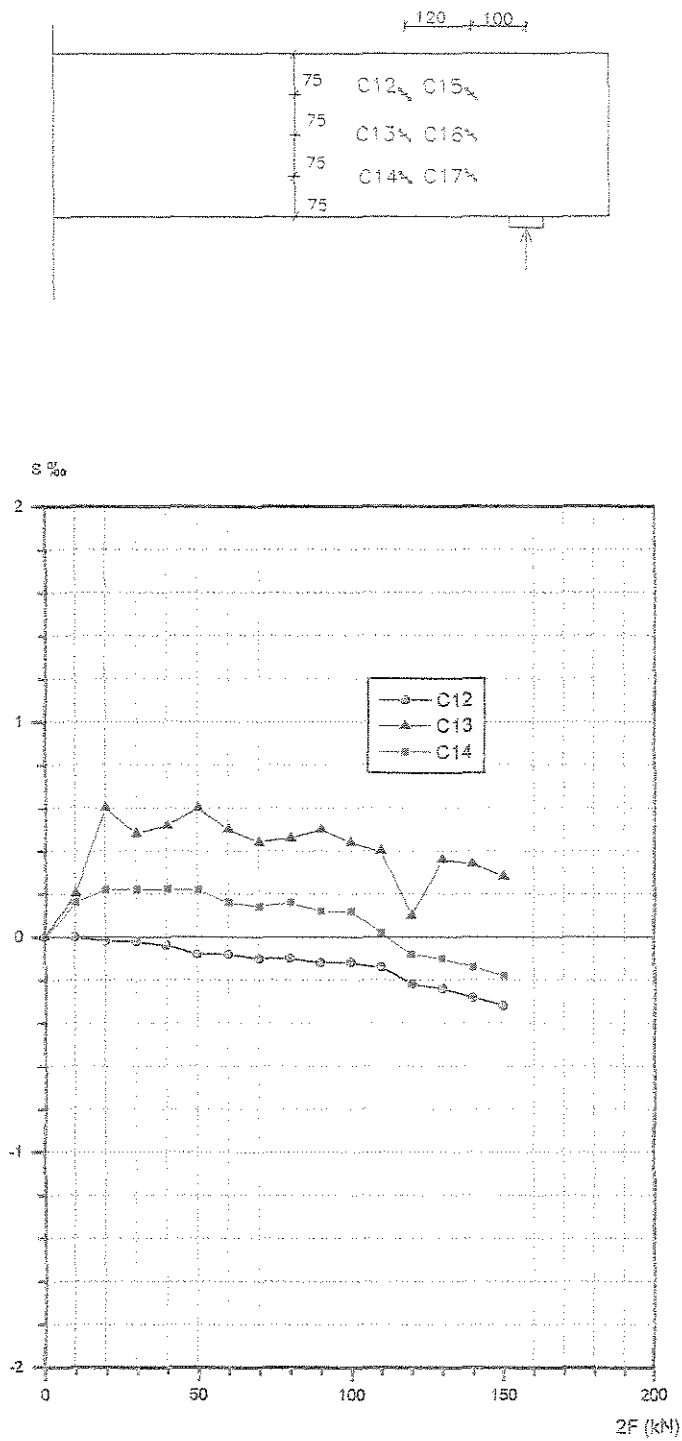


FIGURA 6.66 Deformação no concreto - conjunto C1-R

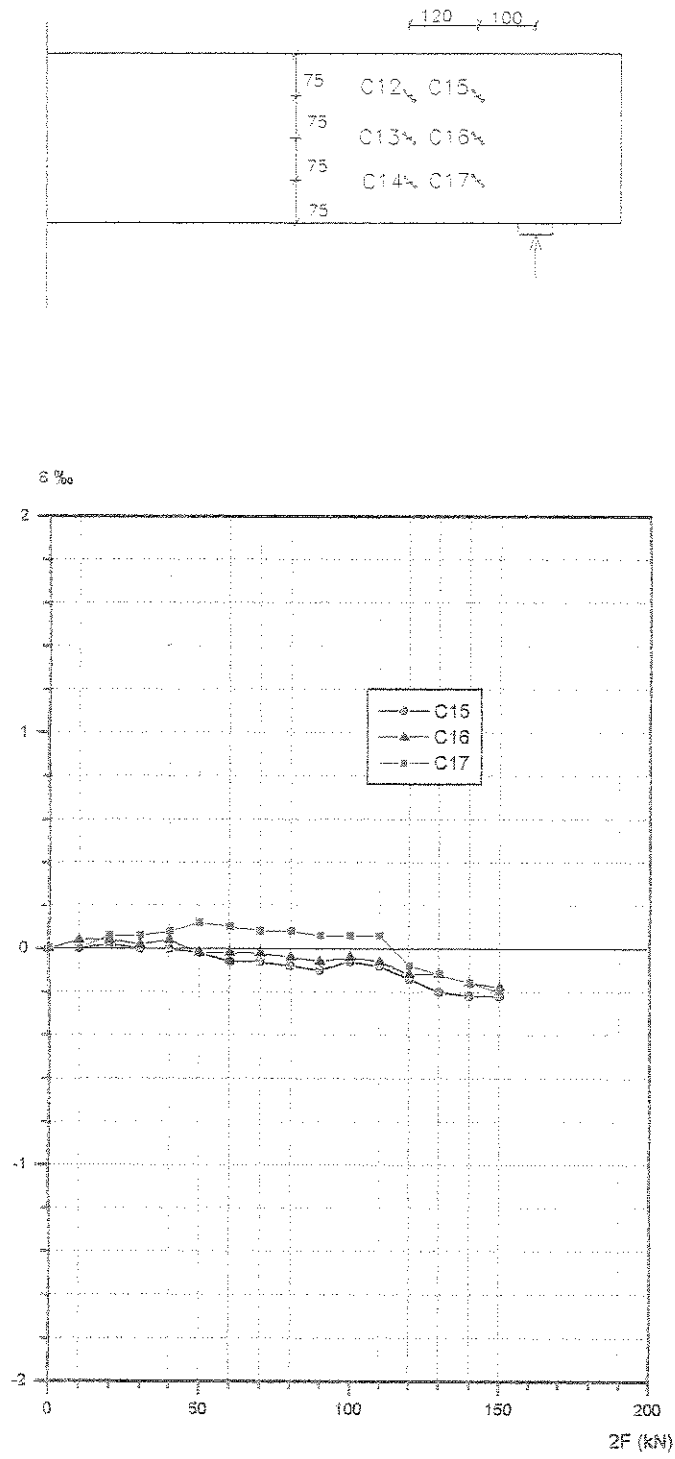


FIGURA 6.67 Deformação no concreto - conjunto C1-R

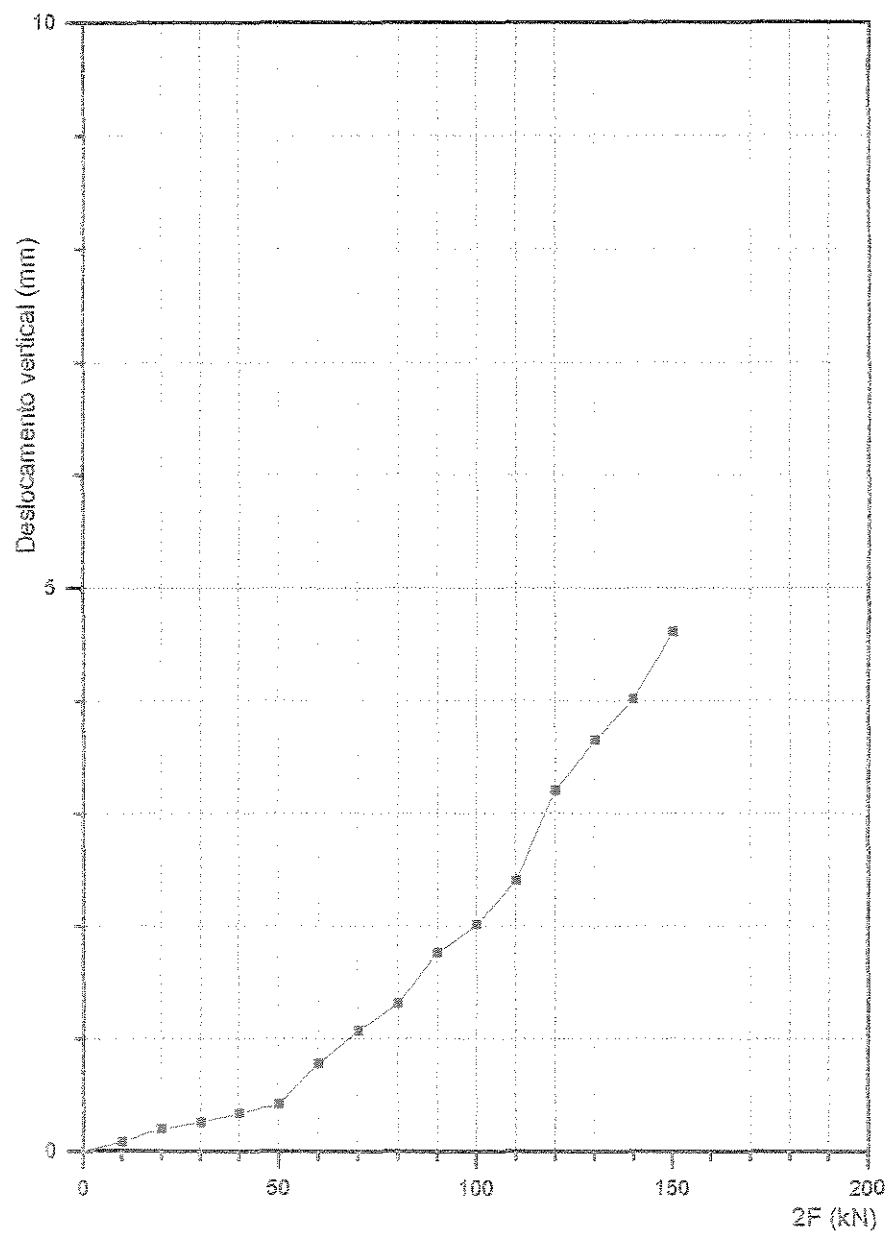


FIGURA 6.68 Deslocamento vertical - conjunto C1-R

7. DISCUSSÃO

A partir dos ensaios realizados, foram analisadas as forças suspensas na região de ligação entre as vigas.

Os diagramas foram levantados em função da região de ligação definida por cada um dos dois autores.

Para o primeiro ensaio também foi analisada a força suspensa na região de volume comum entre as duas vigas com o objetivo de comparar os dados com os obtidos no segundo ensaio.

7.1. CONJUNTO B1-L

Após o ensaio do conjunto B1-L foram calculadas as partes da força $R_{s,susp}$ suspensas na interseção que couberam à armadura da viga suportada (VA) e à armadura da viga suporte (VS) e também à soma dessas parcelas (VA+VS). Esses resultados são apresentados na figura 7.1.

Através da análise dos resultados pode-se perceber que a força total foi suspensa pela soma das duas armaduras (VA+VS). A viga suporte foi responsável pela suspensão de aproximadamente 80% da força aplicada e o restante foi suspenso pela armadura da viga apoiada.

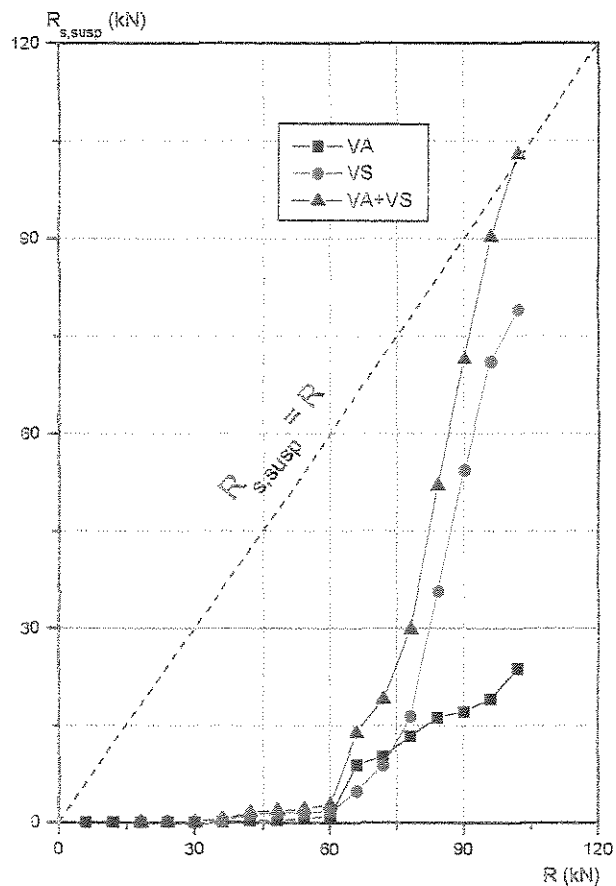


FIGURA 7.1 Força suspensa na região de ligação - Conjunto B1-L

Foi calculada ainda a parte daquela força suspensa apenas pela armadura situada no volume comum às duas vigas com objetivo de comparar esse resultado com aquele obtido no ensaio do conjunto B1-R. Esse resultado é apresentado na figura 7.2.

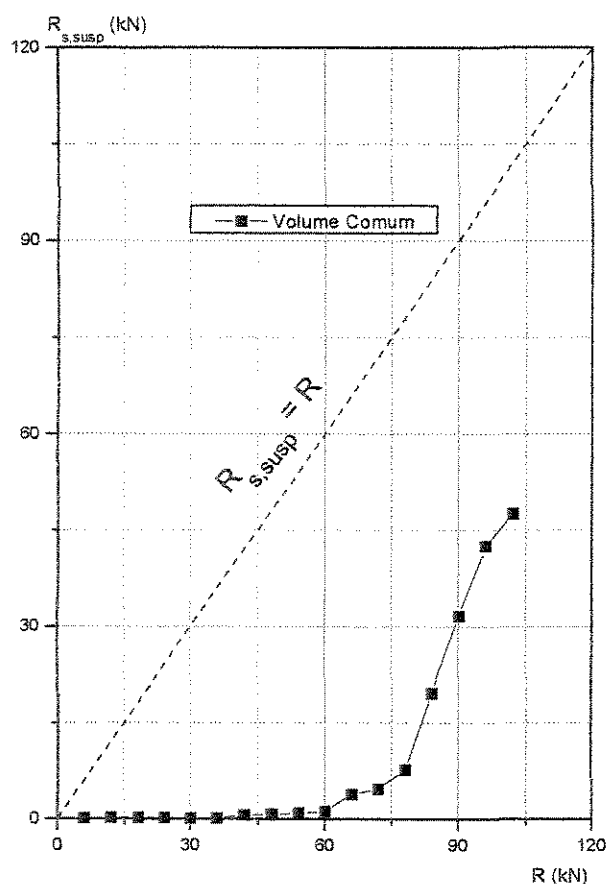


FIGURA 7.2 Força suspensa na região de volume comum - Conjunto B1-L

A figura 7.1 mostra que a força total R transmitida na ligação foi praticamente suspensa pela armadura em arranjo L. Os estribos da viga suporte foram responsáveis pela suspensão de 80% desse esforço cabendo os 20% restantes aos estribos da viga suportada. A figura 7.2 mostra que os estribos situados no volume comum às duas vigas suspenderam 46% da força R transmitida.

A Figura 7.3 mostra as forças suspensas pelos estribos da viga suporte por unidade de comprimento para a carga última. Nota-se aí que os estribos situados a uma distância $h/2$ da interseção são mais solicitados, principalmente aqueles pertencentes ao

volume comum às duas vigas, e que aqueles fora dessa região atuam como armadura de cisalhamento.

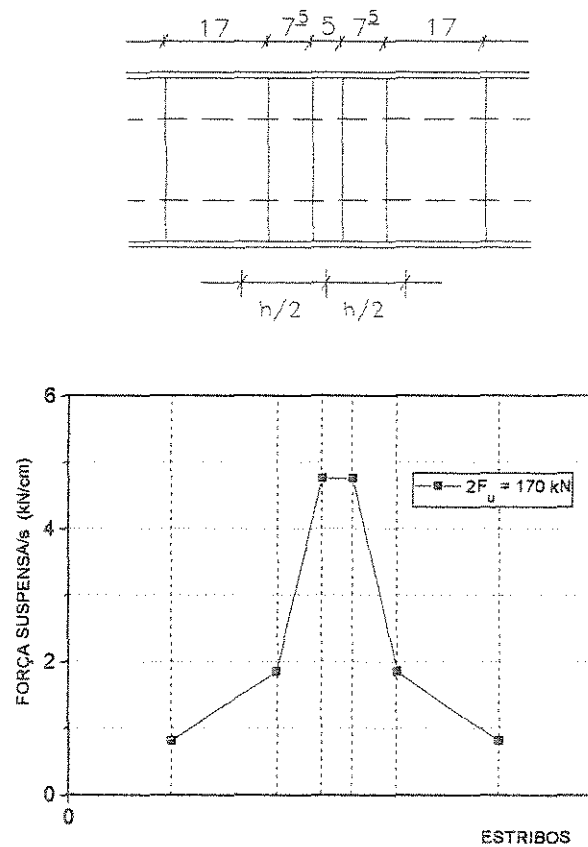


FIGURA 7.3 Forças suspensas pelo estribo - Conjunto B1-L

7.2. CONJUNTO B1 - R

A figura 7.4 mostra a evolução da força $R_{s,susp}$ na armadura de suspensão do conjunto B1-R.

A figura 7.5 mostra as forças suspensas pelos estribos da viga suporte por unidade de comprimento para a carga última. Observa-se que os três estribos da armadura de suspensão situados no volume comum são os mais solicitados,

suspendendo a reação mútua, e os outros situados fora dessa região atuam como armadura de cisalhamento.

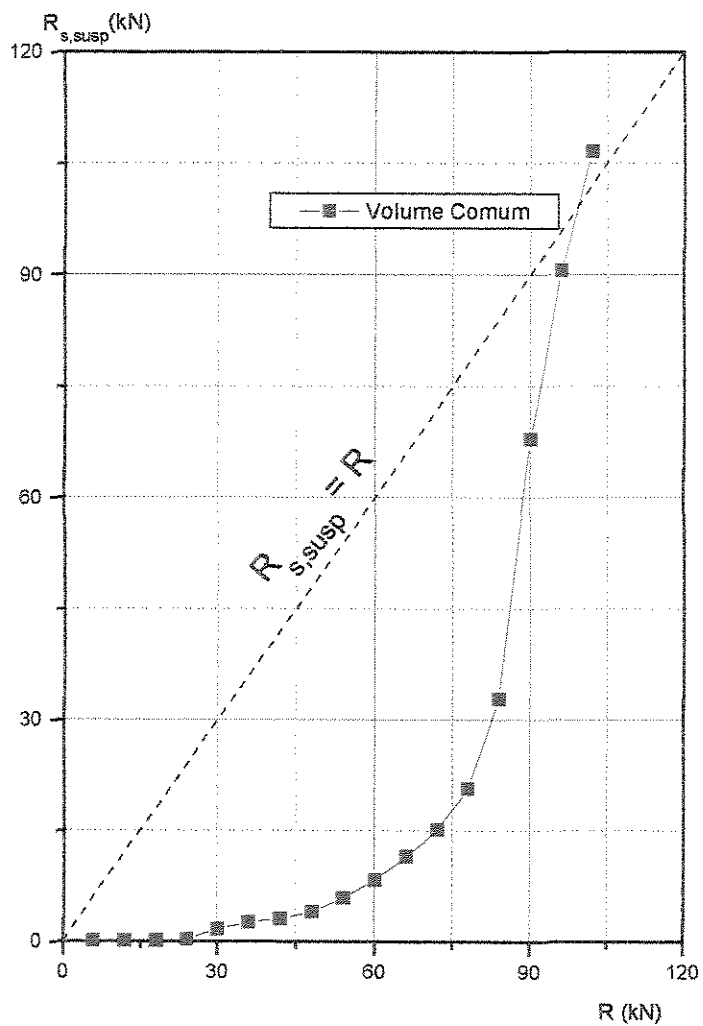


FIGURA 7.4 Força suspensa na região de volume comum - Conjunto B1-R

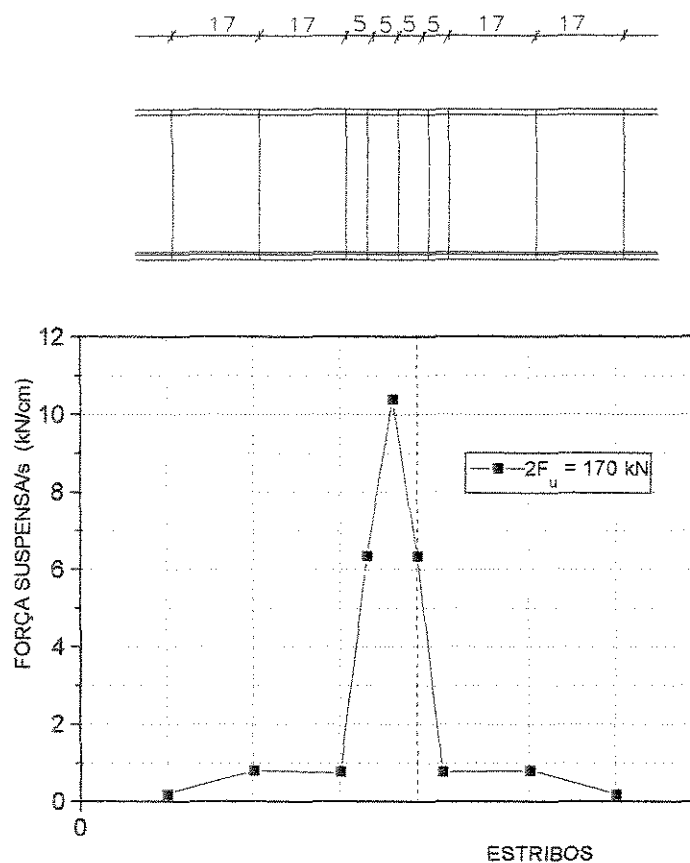


FIGURA 7.5 Forças suspensas pelo estribo - Conjunto B1-R

7.3. CONJUNTO C1 - R

A figura 7.6 mostra a evolução da força suspensa pela armadura de suspensão do conjunto C1-R.

A figura 7.7 mostra as forças suspensas pelos estribos da viga suporte por unidade de comprimento para a carga última. Mais uma vez, os três estribos da armadura de suspensão situados no volume comum são os mais solicitados, suspendendo a reação mútua, e os outros situados fora dessa região atuam como armadura de cisalhamento.

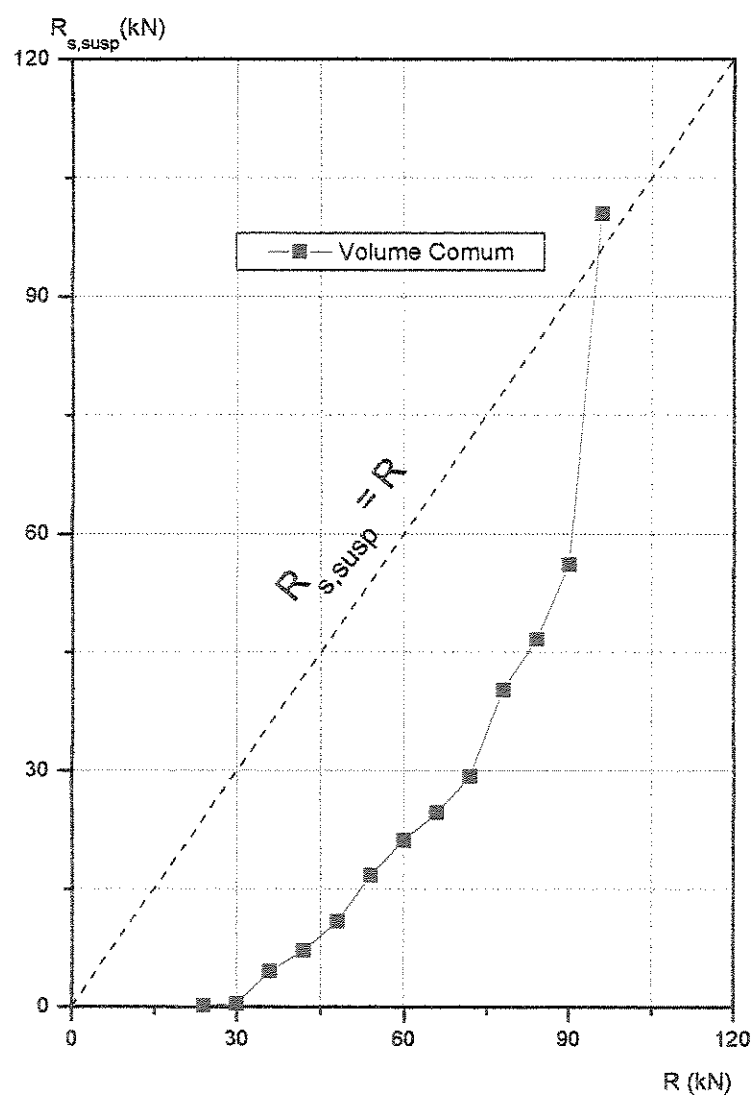


FIGURA 7.6 Força suspensa na região de volume comum - Conjunto C1-R

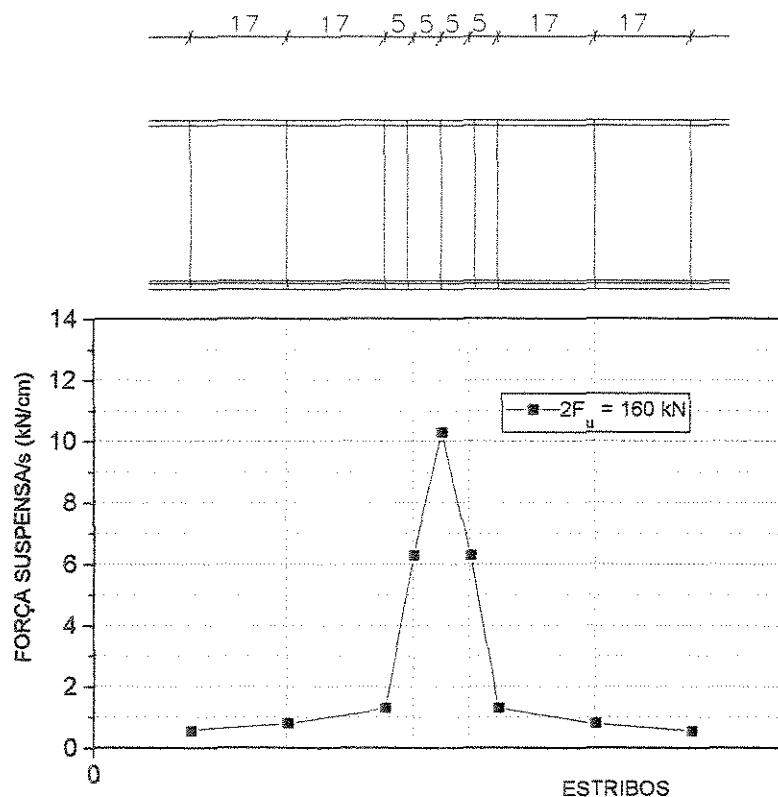


FIGURA 7.7 Forças suspensas pelo estribo - Conjunto C1-R

7.4. ESTUDOS COMPARATIVOS

Em relação à viga apoiada, os ensaios mostraram que, inicialmente, a transferência de esforços se faz por cisalhamento na interface ao longo da altura das vigas. Os estribos do vão de cisalhamento indiretamente apoiado foram pouco solicitados até uma carga aproximadamente igual a 50% da carga última. Atingido esse estágio de carga, as primeiras fissuras inclinadas de cisalhamento se abriam na alma partindo da armadura de flexão junto da viga suporte. Com o crescimento da carga essas fissuras se propagavam em direção ao banzo comprimido e novas fissuras apareciam. Após a fissuração da alma, a carga na viga suportada era transferida pela última biela comprimida para o banzo tracionado da viga suporte. A esse nível de carga,

os estribos que estavam próximos da viga suporte eram mais solicitados na sua parte inferior. As últimas fissuras inclinadas que se abriam eram aquelas no alto da alma junto da viga suporte. Nos estágios finais de carga, aqueles estribos eram ainda mais solicitados e alguns atingiram o escoamento.

Os ensaios mostraram que nos conjuntos com relação a/d mais curta, como B1-L e B1-R, os estribos no vão de cisalhamento indiretamente apoiado mais próximos da viga suporte são menos solicitados possivelmente por causa da maior inclinação do banzo comprimido que se confunde com a última biela. Ao ser atingida a carga última, o estribo mais próximo da viga suporte esteve uniformemente solicitado ao longo de sua altura, o que realça o comportamento de um tirante e a capacidade de suspender parte da força introduzida na ligação.

Os ensaios também mostraram que nos conjuntos com relação a/d maior, como C1-R, os estribos no vão de cisalhamento indiretamente apoiado são mais solicitados possivelmente por causa da menor inclinação do banzo comprimido e, neste caso, a chamada contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento fica diminuída. Ao ser atingida a carga última, o estribo mais próximo da viga suporte esteve duas vezes mais solicitado na sua metade inferior do que na sua metade superior. Isto parece indicar que esse estribo se ancora no banzo comprimido e nas bielas que o atravessam na metade superior e revela uma capacidade provavelmente limitada para suspender até o banzo comprimido da viga suporte parte da força introduzida na ligação.

A Figura 7.8 apresenta a comparação entre as tensões desenvolvidas no estribo da viga suportada mais próximo à interseção. O ponto 1 está localizado à meia altura. Os pontos 6 e 7 estão localizados 7 cm acima e abaixo do ponto 1, respectivamente.

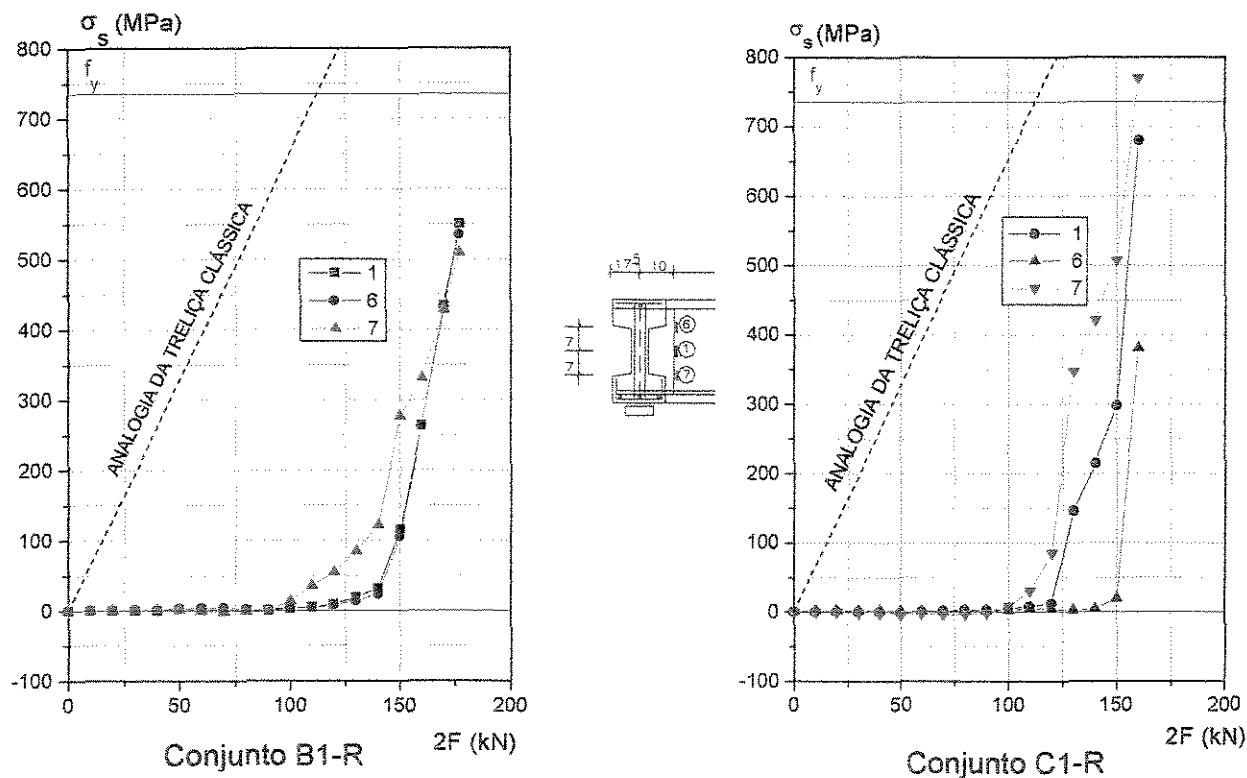


FIGURA 7.8 Tensão nos estribos da viga suporte - Conjuntos B1-R e C1-R

Ainda analisando os dois últimos ensaios, a figura 7.9 apresenta os diagramas de tensão nos estribos próximos à região de ligação. Os pontos 1, 2 e 3 estão localizados à meia altura dos estribos. Para o conjunto C1-R com a carga aplicada distante da ligação, portanto com relação a/d mais longa, o andamento das curvas aproximou-se mais da reta do modelo clássico da treliça. Com a carga mais próxima, parte do esforço é transmitido ao longo da altura da viga suporte. Este fato pode ser analisado através da figura 7.10 que apresenta, para os ensaios dos conjuntos B1-R e C1-R, a média das tensões nos estribos à meia altura.

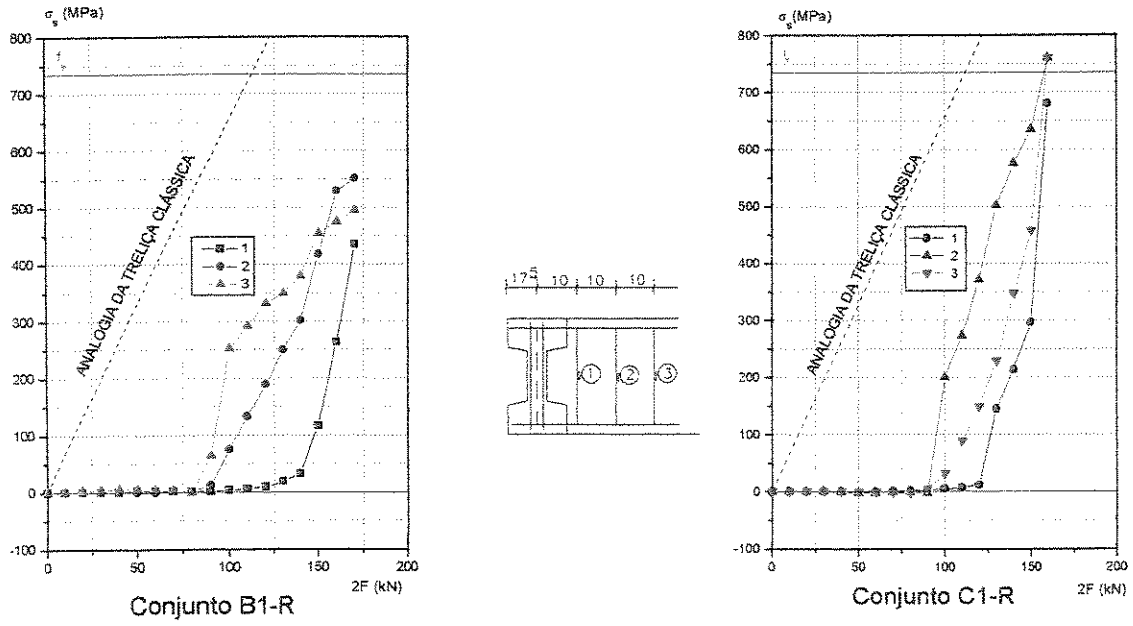


FIGURA 7.9 Tensão nos estribos da viga apoiada - Conjuntos B1-R e C1-R

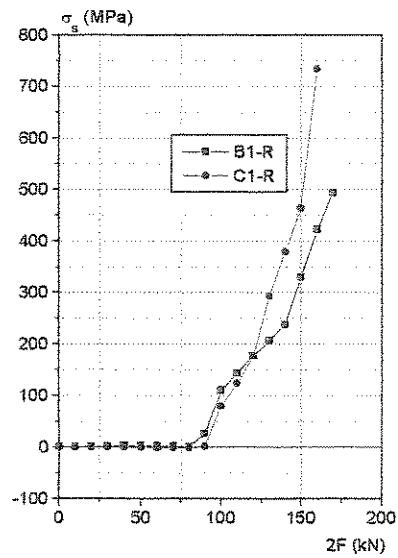


FIGURA 7.10 Médias das tensões nos estribos da viga apoiada - Conjuntos B1-R e C1-R

Na sequência serão apresentadas as tensões no estribo da viga apoiada mais próximo à região de ligação para os três conjuntos de vigas ensaiados.

Na figura 7.11 é apresentado um diagrama comparativo entre as tensões a meia altura no estribo mais próximo à região de ligação nos conjuntos B1-R e C1-R.

Para os três conjuntos, as figuras 7.12 e 7.13 apresentam as tensões na parte superior e inferior do mesmo estribo, respectivamente.

Novamente, observa-se que o estribo, no conjunto C1-R, para um mesmo estágio de carga, apresenta tensões superiores às dos demais ensaios, após a fissuração. As tensões no conjunto C1-R, em relação aos demais conjuntos, aproximam-se mais das tensões no modelo da treliça clássica.

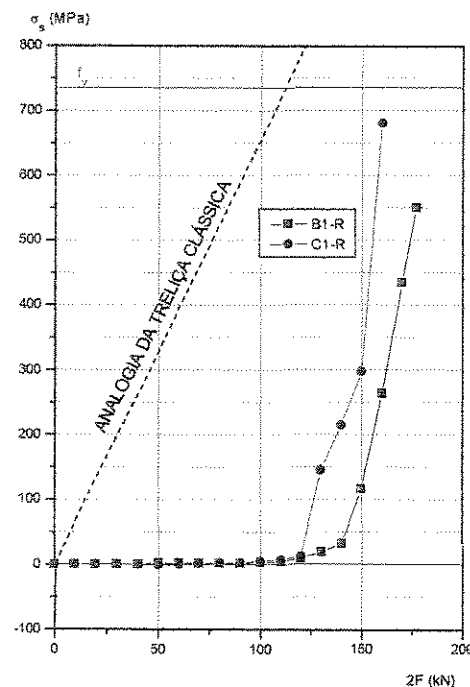


FIGURA 7.11 Tensão nos estribos da viga apoiada a meia altura - Conjuntos B1-R e C1-R

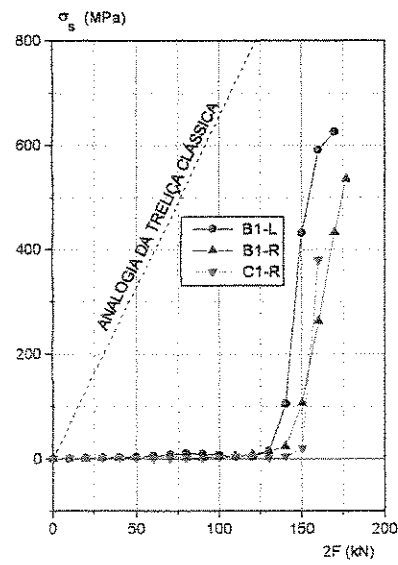


FIGURA 7.12 Tensão na parte superior do estribo da viga apoiada - Conjuntos B1-L, B1-R e C1-R

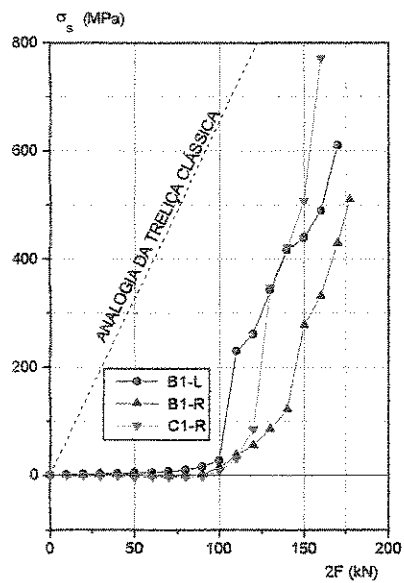


FIGURA 7.13 Tensão na parte inferior do estribo da viga apoiada - Conjuntos B1-L, B1-R e C1-R

Através do diagrama da figura 7.13 verifica-se que, logo após a fissuração, os estribos no ensaio B1-L, são mais solicitados que os mesmos estribos dos demais ensaios. Isso se deve ao fato da armadura de suspensão na região de volume comum entre as vigas, não ser suficiente para suspender totalmente a força aplicada, como já foi dito anteriormente.

7.5. SUGESTÕES

Recomenda-se que o estudo das vigas com apoio e carregamento indireto prossiga dando ênfase para os carregamentos indiretos aplicados distante do apoio indireto.

É necessário que se encontre, para a viga apoiada, uma armadura que seja capaz de conter as fissuras apresentadas ao final do terceiro ensaio realizado onde a relação a/d foi mais curta.

8. CONCLUSÃO

A analogia de treliça e os ensaios mostraram que na interseção de vigas de concreto, em situação de apoio e carregamento indiretos, deve ser prevista uma armadura com a função de suspender o esforço transferido da viga suportada até o banzo comprimido da viga suporte.

Os resultados desta investigação mostraram que uma armadura de suspensão distribuída nas vigas da interseção não oferece a necessária sustentação ao banzo tracionado da viga suporte, porque os estribos dispostos longe da interseção não são tão eficientes como aqueles situados no volume comum das duas vigas.

O arranjo de armadura mais eficiente é aquele em que os estribos são destinados a suspender a totalidade da reação mútua e são dispostos no volume comum da interseção das vigas pois no estado limite de utilização este conjunto de vigas apresentou um panorama de fissuração mais favorável.

Sugere-se que outros ensaios sejam realizados para determinar uma parcela da armadura de suspensão a ser disposta nas regiões próximas à região de ligação com o objetivo de evitar a fissuração excessiva ao final dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **ADJEZ, M.**,: *Appui Mutuel de Poutres en Croix*, Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N. 246 p. 922-924, Juin 1968
2. **ADJEZ, M.**,: *Appui Mutuel de Poutres en Croix*, Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N. 258 p. 972-974, Juin 1969
3. **BAUMAN, Th. & RÜSCH, H.**: Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 210, 1970
4. **COOK, W. D. & MITCHELL, D.**: *Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced Concrete Members*, p.206-216, ACI Structural Journal, March-April 1988
5. **CEB-FIP Model Code For Concrete Structures**, Comité Euro-Internacional du Béton, Paris, 1978
6. **EUROPEAN Committee Standardization**: Eurocode 2 - *Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules for building*. London, BSI, 1992
7. **FEREIG, S. M. & SMITH K. N.**, *Indirect Loading on Beams with Short Shear Spans*. ACI Journal, p. 220-222, May 1977
8. **FERNANDES, G. B.**: *Apoio Indireto. Armadura de Suspensão* - Notas de aula de Concreto Armado II , UNICAMP, 1983.
9. **FUSCO, P.B.**: *Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto* Editora Pini, 1995
10. **JOINT ASCE - ACI Task Committee 426**: *The shear strength of reinforced concrete members. Journal of the Structural Division*, Proceedings of the ASCE, V. 99, N. ST6, p. 1091-1187, June 1973

11. **LEONHARDT, F.:** *Shear in concrete structures*, CEB Bulletin d'Information, N.126, p. 66-124, Juin 1978

12. **LEONHARDT, F.:** *Sobre el arte de armar estructuras de concreto armado* (tradução do artigo original em alemão: *Über die Kunst des Bewehrens Von Stahlbetontragwerken* Beton und Stahlbetonbau), Vol 60, N.8, p. 181-192, August 1965, N.9, p. 212-220 September 1965

13. **LEONHARDT, F. & KOCH, R., ROSTÁSY, F.S. :** *Aufhängbewehrung bei indirekte Lasteintragung von Spannbetonträgern, Versuchsbericht und Empfehlungen.* Beton und Stahlbetonbau, V. 66, Heft 10, p. 233-241, Oktober 1971

14. **LEONHARDT, F., Lippoth W.:** *Folgenrungen aus Schäden na Spannbetonbrücken* Beton und Stahlbetonbau, V. 65, N. 10, p.231-234, Oktober 1970

15. **LEONHARDT, F. & MÖNNING, E. :** *Construções de Concreto. Princípios Básicos sobre a Armação de Estrutura de Concreto Armado.* Vol 3, Editora Interciência Ltda 1978

16. **LEONHARDT F., WALTHER, R. & DILGER, W.H.:** *Schubversuche na indirekt gelagerten, einfeldrigen und durchlaufenden Stahlbetonbalken*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 201, 1968

17. **LONG, T. K.:** *Appui Mutuel en Té de Poutres*, Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N. 246 p. 924-926, Juin 1968

18. **LONG, T. K.:** *Appui Mutuel en Té de Poutres*, Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N. 258 p. 974-976, Juin 1969

19. **MACGREGOR, J.G.:** *Reinforced Concrete - Mechanics and Design* p. 208-210, 2nd Ed. Prentice Hall, 1992

20. **MATTOCK, A. H. & SHEN, J. F.:** *Joints between Reinforced Concrete Members of Similar Depth*, ACI Structural Journal, p. 290- 295, May-June 1992
21. **MATTOCK, A. H. & KUMAR, A.:** *Flexural Reinforcement Stress in an Indirectly Supported Reinforced Concrete Beam*, p. 398-404, ACI Structural Journal, July-August 1992
22. **REINECK, K.:** Rational Methods for Detailing and Design: Strut-and-Tie Modelling. In: **RANGAN, B. V., Warner, R. F. (Ed.).** *Large Concrete Buildings*. Burnt Mill, Harlow, England, Longman Group Ltd. Longman House, 1996, p. 102-134
23. **SCHLAICH, J & SCHÄFER, K & Jennewein, M.:** *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*, p. 74-149, PCI Journal, May-June 1987
24. **SCHLAICH, J & SCHÄFER, K.:** *Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models* , The Structural Engineer, V. 69, N. 6, p. 113-125, March 1991
25. **YUN, Y. M. & RAMIREZ, J. A.:** *Strength of Struts and Nodes in Strut-and-Tie Model*, Journal of Structural Engineering, p. 20-29, January 1996
26. **MANUEL** de Calcul (Effort Tranchant - Torsion), Comité Européen du Béton, Bulletin d'Information n° 92, June 1973

ABSTRACT

This research deals with the situations of indirect loading and indirect supporting in beams of high strength concrete. The experimental study consisted in tests of three horizontal T-shaped specimens, composed by supported and supporting beams. The loading and hanger reinforcement arrangements were different in the tests. The behavior of beams and reinforcement was studied emphasizing the hanger reinforcement at the intersection of the beams. Tests demonstrated that a reinforcement placed within the common volume is more efficient to transfer the loads at the intersection.

Key words: Indirect supporting; Indirect loading; concrete beam.