

RICARDO SIMÕES

VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ABERTURA  
NA ALMA

*Atesto que esta é  
a versão definitiva da  
Dissertação.*

*G.  
24/03/97*

Dissertação de Mestrado apresentada  
à Faculdade de Engenharia Civil da  
Universidade Estadual de Campinas

Orientador :  
Prof. Dr **GILSON B. FERNANDES**  
Depto. Estruturas - FEC - UNICAMP

Campinas 1997



9885046

UNIDADE BC  
 N.º CHAMADA: T/UNICAMP  
 V. 22 Ex. 51  
 TOMBO BC/ 30571  
 PROC. 281197  
 C  D   
 PREÇO 881100  
 DATA 24/05/97  
 N.º CPD

CM-00098081-1

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

Si51v      Simões, Ricardo  
             Vigas de concreto de alta resistência com abertura na  
             alma / Ricardo Simões.--Campinas, SP: [s.n.], 1997.

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

            I. Vigas de concreto. I. Fernandes, Gilson B. II.  
             Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de  
             Engenharia Civil. III. Título.

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

**VIGAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA COM ABERTURA NA  
ALMA**

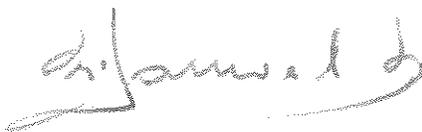
**RICARDO SIMÕES**

**Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 25 de fevereiro de 1997,  
pela Banca Examinadora constituída pelos professores:**



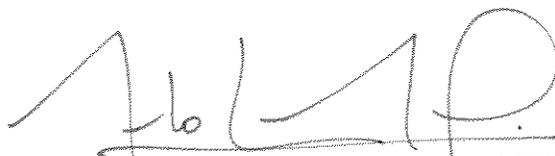
---

**Prof. Dr. GILSON BATTISTON FERNANDES**  
**Orientador - UNICAMP**



---

**Prof. Dr. JOSÉ SAMUEL GIONGO**  
**Titular - EESC-USP**



---

**Prof. Dr. ARMANDO LOPES MORENO JUNIOR**  
**Titular - UNICAMP**

## AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Gilson Battiston Fernandes, o autor agradece sinceramente o apoio, a colaboração e a orientação que foram dispensados à elaboração deste trabalho.

Agradece, também, ao Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Jr., pelo incentivo e apoio dados durante o início deste trabalho e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq, pela concessão da Bolsa de Mestrado.

Apresenta ainda os seus agradecimentos a todas as pessoas que colaboraram na realização deste trabalho, o que torna difícil citar o nome de todas elas sem esquecer algum. Portanto, de maneira geral, agradeço a todos que cooperaram:

- à equipe de técnicos do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP;
- à administração da FEC e aos seus funcionários;
- à Camargo Corrêa Industrial S.A.;
- à REAX Ind. Com. e Serviços Ltda.;
- à SIKA S.A.;
- à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior;

Finalmente o autor apresenta os mais sinceros agradecimentos aos meus familiares e a minha esposa, pelo apoio e incentivos recebidos durante o desenvolvimento deste trabalho.

## **RESUMO**

Este trabalho inicia-se apresentando-se um relato sobre o concreto de alta resistência, abrangendo sua conceituação, características, propriedades e aplicações.

Em seguida descreve-se um resumo de estudos sobre vigas em concreto com aberturas na alma, bem como resultados experimentais realizados por diversos pesquisadores sobre o assunto.

Posteriormente é apresentado o programa experimental desta pesquisa que contém os traços de concreto utilizados e procedimentos utilizados para os ensaios das vigas. Identicamente são relatados os resultados obtidos através dos ensaios, sendo os mesmos analisados e comparados com os resultados teóricos.

Encerra-se este trabalho com a apresentação das conclusões finais e proposta para futuras pesquisas.

## **SUMMARY**

This work begins showing an introduction about the application, characteristics, properties and concepts of high-strength concrete.

Following is described an abstract of theories about concrete beams with openings in the web, as well as experimental results realized at diverse researchers about the subject.

After that is showed the experimental research, dealing with the mixes used and the beams tested. Identically are showed the results got through the tested, and the same compared and analysed with the theories results.

This work finishes with the presentation of end conclusions and proposal for research futures.

## SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	i
CAPÍTULO 1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	1.1
1.1 DEFINIÇÃO	1.1
1.2 A IMPORTÂNCIA E A CONSOLIDAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	1.1
1.3 MATERIAIS E DOSAGEM DE MISTURA	1.2
1.3.1 CIMENTO	1.3
1.3.2 AGREGADOS	1.3
1.3.3 ADITIVOS	1.4
1.3.3.1 INCORPORADORES DE AR	1.4
1.3.3.2 RETARDADORES DE PEGA	1.4
1.3.3.3 ACELERADORES DE PEGA	1.4
1.3.3.4 REDUTORES DE PEGA	1.5
1.3.3.5 SUPERPLASTIFICANTES	1.5
1.3.4 ADIÇÕES MINERAIS	1.6
1.3.4.1 CINZAS VOLANTES	1.7
1.3.4.2 ESCÓRIA DE ALTO FORNO GRANULADA	1.7
1.3.4.3 SÍLICA-AATIVA (MICROSSÍLICA)	1.7
1.3.5 ÁGUA	1.8
1.3.6 MISTURAS TÍPICAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	1.8
1.4 PROPRIEDADES	1.10
1.4.1 MECÂNICAS	1.10
1.4.1.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO	1.10
1.4.1.2 RESISTÊNCIA A TRAÇÃO	1.10
1.4.1.3 RELAÇÃO TENSÃO E DEFORMAÇÃO ( $\sigma \times \epsilon$ )	1.11
1.4.1.4 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL	1.13
1.4.1.5 COEFICIENTE DE POISSON	1.14
1.4.1.6 RESISTÊNCIA A CARGAS DE LONGA DURAÇÃO	1.14
1.4.1.7 GANHO DE RESISTÊNCIA COM A IDADE	1.15
1.4.2 TRABALHABILIDADE	1.15
1.4.3 DURABILIDADE	1.15
1.5 APLICAÇÕES	1.16
CAPÍTULO 2 - VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA	2.1
2.1 SITUAÇÕES DE USO	2.1
2.2 LIMITAÇÕES DO USO	2.1
2.2.1 SÜSSEKIND	2.1
2.2.2 LEONHARD	2.2
2.2.3 NBR 6118	2.2
2.3 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS	2.3
2.3.1 NASSER	2.3

2.3.2 MANSUR	2.8
2.3.3 MURAUCHI	2.17
2.3.4 AIJ - ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN	2.20
2.3.5 HIROSAWA	2.26
2.3.6 TAKAHASHI	2.27
2.4 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DA REGIÃO COM ABERTURA	2.28
2.4.1 MÉTODO 1	2.28
2.4.2 MÉTODO 2	2.30
2.5 ANÁLISE NUMÉRICA DE CASOS DE VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURAS	2.35
2.5.1 PROPOSTAS DE CASOS	2.35
2.5.2 COMETÁRIOS	2.43
CAPÍTULO 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	3.1
3.1 - DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTOS	3.1
3.2 - MATERIAIS	3.5
3.2.1 - CONCRETO	3.5
3.2.2 - AÇO	3.6
3.3 - INSTRUMENTAÇÃO	3.8
3.4 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS	3.10
3.5 - EXECUÇÃO DAS VIGAS	3.11
3.6 - CONDIÇÕES DE APOIO	3.12
3.7 - CARREGAMENTO	3.12
3.8 - PROPOSTA DOS ENSAIOS	3.12
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	4.1
4.1 - RESULTADOS DA VIGA VR-1	4.1
4.2 - RESULTADOS DA VIGA VR-2	4.8
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	5.1
CONCLUSÕES	C.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	B.1

## ÍNDICE DAS FIGURAS

Figura		Página
1.1	Diagrama tensão x deformação do concreto	1-12
1.2	Envoltória de ruptura para concreto normais e de alta resistência	1-14
1.3	Ganho de resistência do concreto com a idade	1-15
1.4	Edifício Water Tower Place Building	1-17
1.5	Edifício Texas Commerce Tower	1-18
1.6	Edifício Trump Tower	1-19
1.7	Ponte New Tjörn	1-21
1.8	Plataforma Marítima Condeeo, Statjord B	1-23
2.1	Dimensões máximas das aberturas em vigas <sup>[21]</sup>	2-1
2.2	Esquema estático de um quadro fechado	2-2
2.3	Limite das dimensões máximas da abertura <sup>[22]</sup>	2-2
2.4	Esquema dos esforços internos em uma viga com abertura <sup>[23]</sup>	2-3
2.5.1	Detalhes de armadura da Viga A1 <sup>[25]</sup>	2-4
2.5.2	Detalhes de armadura da Viga B1 <sup>[25]</sup>	2-4
2.5.3	Detalhes de armadura da Viga B2 <sup>[25]</sup>	2-4
2.5.4	Detalhes de armadura da Viga C1 <sup>[25]</sup>	2-5
2.5.5	Detalhes de armadura da Viga C2 e C3 <sup>[25]</sup>	2-5
2.5.6	Detalhes de armadura da Viga D1 <sup>[25]</sup>	2-5
2.5.7	Detalhes de armadura da Viga D2 <sup>[25]</sup>	2-6
2.5.8	Detalhes de armadura da Viga D3 <sup>[25]</sup>	2-6
2.5.9	Detalhes de armadura da Viga D4 <sup>[25]</sup>	2-6
2.6	Mecanismo de funcionamento de uma viga com abertura <sup>[26]</sup>	2-8
2.7	Diagrama de corpo livre dos banzos inferior e superior <sup>[26]</sup>	2-9
2.8	Diagrama de interação do banzo superior, inferior e gráfico de $N \times M^{\#}/h$	2-11
2.9	Detalhes da armadura das vigas experimentadas por Mansur <sup>[26]</sup>	2-13
2.10.a	Influência do comprimento da abertura na fissuração das vigas <sup>[26]</sup>	2-14
2.10.b	Influência da altura da abertura na fissuração das vigas <sup>[26]</sup>	2-14
2.10.c	Influência da excentricidade da abertura na fissuração das vigas <sup>[26]</sup>	2-15
2.10.d	Influência da posição da abertura na fissuração das vigas <sup>[26]</sup>	2-15
2.11.a	Influência do comprimento da abertura na flecha das vigas <sup>[26]</sup>	2-15
2.11.b	Influência da altura da abertura na flecha das vigas <sup>[26]</sup>	2-16
2.11.c	Influência da excentricidade da abertura na flecha das vigas <sup>[26]</sup>	2-16

Figura		Página
2.11.d	Influência da posição da abertura na flecha das vigas <sup>[26]</sup>	2-16
2.12.a	Influência do comprimento da abertura na distribuição da cortante entre os banzos superior e inferior da abertura	2-17
2.12.b	Influência da altura da abertura na distribuição da cortante entre os banzos superior e inferior da abertura	2-17
2.12.c	Influência da excentricidade da abertura na distribuição da cortante entre os banzos superior e inferior da abertura	2-17
2.12.d	Influência da localização da abertura na distribuição da cortante entre os banzos superior e inferior da abertura	2-17
2.13	Condições de carregamento e esquema estático dos ensaios de Murauchi <sup>[39 a 45]</sup>	2-18
2.14.a	Quadro de fissuração devido ao cisalhamento das vigas experimentadas por Murauchi <sup>[39 a 45]</sup>	2-19
2.14.b	Quadro final de fissuração das vigas experimentadas por Murauchi <sup>[39 a 45]</sup>	2-20
2.15	Esquema de carregamento das vigas ensaiadas por Matsushita <sup>[29 a 38]</sup>	2-21
2.16	Variação da carga causadora da fissura inicial de cisalhamento em função do tamanho da abertura <sup>[29-38]</sup>	2-22
2.17	Variação da resistência em função do tamanho da abertura <sup>[29 a 38]</sup>	2-22
2.18	Esquema de funcionamento das vigas ensaiadas por Matsushita <sup>[29 a 38]</sup>	2-23
2.19	Arranjos de armadura para região da abertura <sup>[29-38]</sup>	2-23
2.20	Esquema para determinação da taxa de armadura ao redor da abertura <sup>[29 a 38]</sup>	2-24
2.21	Relação entre a resistência ao cisalhamento e a taxa de armadura transversal <sup>[29 a 38]</sup>	2-24
2.22	Variação da resistência do concreto ao cisalhamento com o tamanho da abertura	2-25
2.23	Características geométricas e arranjos de armadura das vigas ensaiadas por Takahashi <sup>[46]</sup>	2-27
2.24	Esforços atuantes na região da abertura, utilizados pelo método 1 de dimensionamento	2-28
2.25	Detalhamento das armaduras na região da abertura, método 1	2-30
2.26	Exemplos de regiões B e D das estruturas, método 2 de dimensionamento da região da abertura	2-31
2.27.a	Modelo 1 da treliça adotada na região da treliça, método 2	2-34

Figura		Página
2.27.b	Modelo 2 da treliça adotada na região da treliça, método 2	2-34
2.27.c	Modelo 3 da treliça adotada na região da treliça, método 2	2-34
2.27.d	Modelo 4 da treliça adotada na região da treliça, método 2	2-34
2.27.e	Modelo 5 da treliça adotada na região da treliça, método 2	2-35
2.28	Vigas ensaiadas por Mansur <sup>[26]</sup> e analisadas pelo programa SAP - 90	2-35
2.29	Esquema da viga R1 <sup>[26]</sup> deformada, SAP - 90	2-36
2.30	Gráfico de isotensões da viga R1 <sup>[26]</sup> , SAP - 90	2-37
2.31	Esquema da viga R2 <sup>[26]</sup> deformada, SAP - 90	2-37
2.32	Gráfico de isotensões da viga R2 <sup>[26]</sup> , SAP - 90	2-38
2.33	Esquema da viga R3 <sup>[26]</sup> deformada, SAP - 90	2-38
2.34	Gráfico de isotensões da viga R3 <sup>[26]</sup> , SAP - 90	2-39
2.35	Gráfico de isotensões da viga R3 <sup>[26]</sup> , com zoom SAP - 90	2-39
2.36	Esquema da viga R4 <sup>[26]</sup> deformada, SAP - 90	2-40
2.37	Gráfico de isotensões da viga R4 <sup>[26]</sup> , SAP - 90	2-40
2.38	Gráfico de isotensões da viga R3 <sup>[26]</sup> , com zoom SAP - 90	2-41
2.39	Esquema da viga R5 <sup>[26]</sup> deformada, SAP - 90	2-41
2.40	Gráfico de isotensões da viga R5 <sup>[26]</sup> , SAP - 90	2-42
2.41	Gráfico de isotensões da viga R5 <sup>[26]</sup> , com zoom SAP - 90	2-42
2.42	Viga analisada pelo programa FRANC	2-42
2.43	Trajatória das tensões de tração da viga analisada pelo programa FRANC	2-43
2.44	Trajatória das tensões de compressão da viga analisada pelo programa FRANC	2-43
2.45	Trajatória das tensões principais na região da abertura	2-44
3.1	Detalhe geométrico das vigas VR-1 e VR-2	3-1
3.2	Detalhe do esquema de armaduras da viga VR-1	3-3
3.3	Detalhe do esquema de armaduras da viga VR-1	3-4
3.4	Detalhe do reforço da armadura no local de aplicação de carga das vigas VR-1 e VR-2	3-5
3.5	Gráfico da granulometria dos agregados utilizados na dosagem do concreto para as vigas	3-5
3.6	Diagrama tensão deformação para as barras de 20 mm de diâmetro	3-7
3.7	Diagrama tensão deformação para as barras de 16 mm de diâmetro	3-7
3.8	Diagrama tensão deformação para as barras de 5.0 mm de diâmetro	3-8

Figura		Página
3.9	Diagrama tensão deformação para as barras de 4.2 mm de diâmetro	3-8
3.10	Posição dos extensômetros mecânicos no concreto das vigas VR-1 e VR-2	3-9
3.11	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas VR-1	3-9
3.12	Posição dos extensômetros elétricos nas armaduras das vigas VR-2	3-10
3.13	Sistema de carregamento utilizado nos ensaios	3-11
4.1	Evolução das tensões nos estribos de suspensão e barra inclinada do lado esquerdo (VR-1)	4-2
4.2	Evolução das tensões nos estribos de suspensão e do lado direito (VR-1)	4-2
4.3	Evolução da tensão na barra longitudinal no meio do vão (VR-1)	4-3
4.4	Evolução das tensões nas barras longitudinais do banzo superior da abertura (VR-1)	4-3
4.5	Evolução das tensões nos estribos do banzo superior da abertura (VR-1)	4-4
4.6	Evolução da cortante absorvida pelos estribos do lado esquerdo, direito e barra inclida do lado esquerdo VR-1	4-4
4.7	Evolução do quadro de fissuração da viga VR-1	4-5
4.8	Evolução da flecha no centro da viga VR-1	4-6
4.9	Evolução das deformações no concreto nos lados direito e esquerdo antes da abertura (VR-1)	4-6
4.10	Evolução das deformações no concreto no banzo inferior da abertura (VR-1)	4-7
4.11	Evolução das deformações no concreto no banzo superior da abertura (VR-1)	4-7
4.12	Evolução das tensões nos estribos de suspensão e barra inclinada do lado esquerdo (VR-2)	4-9
4.13	Evolução das tensões nos estribos de suspensão e barra inclinada do lado direito (VR-2)	4-9
4.14	Evolução das tensões nos estribos posteriores ao lado direito da abertura (VR-2)	4-10
4.15	Evolução das tensões nos estribos anteriores ao lado esquerdo da abertura (VR-2)	4-10
4.16	Evolução das tensões nos estribos do banzo superior e inferior à abertura (VR-2)	4-11
4.17	Evolução da tensão na barra longitudinal no meio do vão (VR-2)	4-11
4.18	Evolução das tensões nas barras longitudinais do banzo superior da abertura (VR-2)	4-12

Figura		Página
4.19	Evolução da cortante absoluta pelos estribos do lado esquerdo, direito e barra inclida do lado esquerdo VR-2	4-12
4.20	Evolução do quadro de fissuração da viga VR-2	4-13
4.21	Evolução da flecha no centro da viga VR-2	4-14
4.22	Evolução das deformações no concreto nos lados direito e esquerdo antes da abertura (VR-1)	4-14
4.23	Evolução das deformações no concreto no banzo superior da abertura (VR-1)	4-15
4.24	Evolução das deformações no concreto no banzo inferior da abertura (VR-1)	4-15
5.1	Força cortante X força nos estribos de suspensão lado Esquerdo, Direito e barra inclinada (VR-1).	5-1
5.2	Força cortante X força nos mecanismos de suspensão lado Esquerdo e Direito viga VR-1.	5-2
5.3	Força cortante X força nos estribos de suspensão lado Esquerdo, Direito e barras inclinadas (VR-2).	5-3
5.4	Força cortante X força nos mecanismos de suspensão lado Esquerdo e Direito viga VR-2.	5-4
5.5	Deslocamentos no centro do vão das vigas VR-1 e VR-2.	5-6

## ÍNDICE DAS TABELAS

Tabela		Página
1.1	Perda de abatimento em concretos com superplastificantes em função da temperatura e do tempo	1-6
1.2	Composições e resultados das misturas de concretos sem microssílica	1-9
1.3	Composições e resultados das misturas de concretos com microssílica	1-9
1.4	Influência da idade e da presença de microssílica na resistência do concreto	1-10
1.5	Exemplos de aplicação do concreto de alta resistência	1-20
1.6	Traços e propriedades do concreto usado na construção das plataformas Condeep na Noruega	1-23
2.1	Modos de ruína e posição das cargas das vigas ensaiadas <sup>[25]</sup>	2-7
2.2	Detalhe das vigas ensaiadas por Mansur <sup>[26]</sup>	2-12
2.3	Detalhe das armaduras de reforço nas extremidades da abertura <sup>[26]</sup>	2-12
2.4	Resultado dos ensaios <sup>[26]</sup>	2-17
2.5	Geometria e Características das aberturas das vigas da série A, ensaiadas por Murauchi <sup>[39 a 45]</sup>	2-18
2.6	Resistência ao cisalhamento das vigas da série A <sup>[39 a 45]</sup>	2-19
2.7	Geometria e Características das aberturas das vigas da série B, ensaiadas por Murauchi <sup>[39 a 45]</sup>	2-19
2.8	Resistência ao cisalhamento das vigas da série B <sup>[39 a 45]</sup>	2-20
2.9	Métodos de análise estrutural global, método 2	2-31
2.10	Detalhe das vigas analisadas numericamente, SAP-90	2-36
3.1	Composição das misturas de concreto	3-6
3.2	Resistência a compressão dos corpos de prova	3-6
5.1	Valores das cargas últimas teórica, experimental e forma de ruína das vigas experimentadas VR-1 e VR-2.	5-1
5.2	Viga VR-1, cortante experimental absorvida pelos estribos verticais e barras inclinadas, dos lados esquerdo e direito à abertura.	5-2
5.3	Viga VR-2, cortante experimental absorvida pelos estribos verticais e barras inclinadas, do lado esquerdo e direito à abertura.	5-3
5.4	Viga VR-1 e VR-2, cortante experimental absorvida pelos estribos verticais do banzo superior e inferior à abertura.	5-5

## NOTAÇÕES

$A_{sl}$	= área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
$A_{sw}$	= área da seção transversal dos estribos
$A_{s,inc}$	= área da seção transversal das barras inclinadas
$A_{s,susp}$	= área da seção transversal dos estribos de suspensão
$E_s$	= módulo de deformação longitudinal do aço
$F$	= carga concentrada
$F_u$	= valor último de $F$
$M$	= momento fletor
$M_d$	= momento fletor de cálculo
$M_b$	= momento fletor no banzo superior à abertura
$M_{bd}$	= momento fletor de cálculo no banzo superior à abertura
$M_t$	= momento fletor no banzo inferior à abertura
$M_{td}$	= momento fletor de cálculo no banzo inferior à abertura
$M_u$	= valor último de $M$
$N_t$	= esforço normal resultante no banzo superior
$N_{td}$	= esforço normal de cálculo resultante no banzo superior
$N_b$	= esforço normal resultante no banzo inferior
$N_{bd}$	= esforço normal de cálculo resultante no banzo inferior
$R_c$	= resultante das tensões de compressão no concreto
$R_{cd}$	= resultante de cálculo das tensões de compressão no concreto
$R_s$	= resultante das tensões de tração na armadura longitudinal
$R_{sd}$	= resultante de cálculo das tensões de tração na armadura longitudinal
$V$	= força cortante
$V_d$	= força cortante de cálculo
$V_c$	= parcela da força cortante resistida pelo concreto
$V_{rv}$	= parcela da força cortante resistida por estribos verticais
$V_{ri}$	= parcela da força cortante resistida por barras inclinadas
$V_r$	= parcela total da força cortante resistida = $V_{ri} + V_{rv}$
$V_s$	= parcela da força cortante resistida pela armadura transversal
$V_t$	= parcela da força cortante atuante no banzo superior
$V_{td}$	= parcela da força cortante de cálculo atuante no banzo superior
$V_b$	= parcela da força cortante atuante no banzo inferior
$V_{bd}$	= parcela da força cortante de cálculo atuante no banzo inferior
$V_u$	= valor último de $V$
$V_{u,f}$	= valor último de $V$ , correspondente à ruína por flexão
$X_a$	= distância entre o apoio mais próximo e o centro da abertura
$a$	= distância entre o apoio e a carga concentrada aplicada (vão de cisalhamento)
$a'$	= distância entre o apoio e extremidade mais próxima da abertura
$b_f$	= largura da mesa das vigas com seção T ou I
$b_w$	= largura da alma das vigas com seção T ou I
$c$	= distância da face da abertura até o apoio

- $c'$  = distância horizontal entre o centro da abertura e o ponto de intersecção das barras longitudinais com reta de  $45^\circ$  que passa pelo centro da abertura  
 $d$  = altura útil da seção transversal  
 $e_a$  = excentricidade da abertura em relação ao eixo longitudinal da viga  
 $f_c$  = resistência do concreto à compressão, referida a corpos-de-prova cilíndricos  
 $f_{cd}$  = resistência de cálculo do concreto à compressão  
 $f_{ck}$  = resistência característica do concreto à compressão  
 $f_y$  = limite de escoamento do aço à tração  
 $f_{yd}$  = resistência de cálculo do aço à tração  
 $f_{yl}$  = limite de escoamento à tração do aço da armadura longitudinal  
 $f_{yw}$  = limite de escoamento à tração do aço da armadura transversal  
 $f_{ywd}$  = resistência de cálculo à tração do aço da armadura transversal  
 $h$  = altura total da seção transversal  
 $h_a$  = altura da abertura na alma  
 $h_t$  = altura do banzo superior à abertura na alma  
 $h_b$  = altura do banzo inferior à abertura na alma  
 $k$  = fator de concentração de esforço cortante no contorno da abertura =  $V_r / V$   
 $\beta$  = ângulo de inclinação das barras com o eixo da viga  
 $l_a$  = comprimento da abertura na alma  
 $s$  = espaçamento dos estribos  
 $z$  = distância entre  $R_c$  e  $R_s$   
 $\alpha$  = parcela de esforço cortante absorvido pelo banzo superior à abertura  
 $\phi$  = diâmetro das barras das armaduras  
 $\epsilon_c$  = deformação específica do concreto à compressão na borda comprimida das vigas  
 $\epsilon_y$  = deformação específica do aço à tração correspondente ao limite de escoamento  
 $f_y$   
 $\eta$  = grau de armação ao cisalhamento =  $\rho_w / \rho_{w,M}$   
 $\theta$  = ângulo entre as diagonais comprimidas da alma e as barras longitudinais nas vigas  
 $\rho_l$  = taxa geométrica de armadura longitudinal =  $A_{sl} / b_w h$   
 $\rho_w$  = taxa geométrica de armadura transversal  
 $\rho_{w,M}$  = taxa geométrica de armadura transversal calculada de acordo com MÖRSCH  
 $\sigma_c$  = tensão normal de compressão no concreto  
 $\sigma_{c\theta}$  = tensão normal de compressão nas diagonais de concreto que formam ângulo  $\theta$  com as barras longitudinais  
 $\sigma_s$  = tensão normal de tração no aço  
 $\sigma_{sl}$  = tensão normal de tração na armadura longitudinal  
 $\sigma_{sw}$  = tensão normal de tração na armadura transversal  
 $\tau_u$  = tensão tangencial última  
 $\tau_c$  = parcela da tensão tangencial absorvida pelo banzo comprimido de concreto e esquemas alternativos de resistência  
 $\tau_s$  = parcela da tensão tangencial absorvida pela armadura transversal

$\tau_w$  = tensão convencional de cisalhamento =  $V / b_w d$

$\tau_{wd}$  = valor de cálculo de  $\tau_w$

$\tau_{wu}$  = valor último de  $\tau_w$

exp = experimental

teor = teórico

## INTRODUÇÃO

O objetivo desta pesquisa é o estudo de vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma.

Na construção de edifícios, é frequente a necessidade de se prover aberturas na alma de vigas de concreto armado, para permitir a passagem de cabos elétricos, canalizações hidráulicas e dutos para sistemas de ar condicionado.

A existência da abertura na alma das vigas em um estudo prévio, pode levar essas peças a uma ruína prematura, portanto atenção especial deve ser dada a este tipo de situação. Entre os principais cuidados a serem tomados, o que mais se destaca é o fato de que, quando a abertura estiver localizada em região de maior sollicitação por força cortante, ocorre uma diminuição da seção transversal de concreto e uma perturbação do fluxo de tensões de compressão e tração na região da abertura além de provocar uma concentração de tensões nas extremidades opostas da abertura, podendo assim modificar o mecanismo resistente ao cisalhamento quando comparado com o das vigas com alma cheia. Assim uma atenção especial deve ser dada tanto no dimensionamento quanto no detalhamento da armadura nesta região da abertura, que é a principal preocupação deste estudo. Desta forma, tanto o arranjo quanto a quantidade da armadura são de vital importância para que a viga com abertura alcance a mesma carga última que uma viga maciça. A variação da geometria da abertura não são abordados nesta pesquisa, porém a mesma tem importante influência no comportamento da viga.

Esta pesquisa tem o intuito de ser mais uma contribuição aos estudos desenvolvidos pelo grupo de pesquisadores voltados ao estudo dos aspectos tecnológicos e do desempenho estrutural do concreto de alta resistência que atua na Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP.

Neste trabalho, o capítulo 1 enfoca de maneira geral a pesquisa bibliográfica sobre o concreto de alta resistência abordando aspectos como conceituação, materiais e execução, características e propriedades, viabilidade técnico-econômica e aplicações do mesmo na construção civil.

O capítulo 2 apresenta as situações e limitações de uso, além de resultados experimentais de diversos pesquisadores sobre vigas em concreto armado com aberturas na alma. Este capítulo também aborda a descrição de dois métodos de cálculo da região com abertura, descrevendo o dimensionamento e detalhamento da armadura naquela região além de uma análise numérica de alguns casos de vigas com abertura na alma.

O capítulo 3 descreve detalhadamente todo programa experimental, abordando a concepção geométrica dos modelos, as propriedades dos materiais empregados, sistema de carregamento das vigas e toda instrumentação dos ensaios.

Os resultados experimentais obtidos são descritos no capítulo 4, que apresenta também os gráficos de tensões nas armaduras, deformações no concreto, deslocamentos verticais e o quadro de fissuração das vigas para todos estágios de carga.

O capítulo 5 descreve a análise dos resultados apresentados no capítulo 4, comparando os resultados experimentais com o resultados teóricos previstos, abrangendo de forma especial o comportamento da região com abertura.

Para finalizar este trabalho é apresentado ao final do mesmo as principais conclusões sobre os resultados experimentais bem como algumas recomendações para pesquisas futuras.

A pesquisa contou com o apoio do acervo da biblioteca da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, do seu setor de computação e com as instalações, equipamentos e pessoal técnico do seu Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção.

O desenvolvimento desta pesquisa contou com a colaboração de Camargo Corrêa Industrial S. A. no fornecimento de cimento e microssílica e de Reax Indústria Comércio e Serviços Ltda e Sika S. A. no fornecimento do superplastificante.

# Capítulo 1 - O CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

## 1.1 - DEFINIÇÃO

Atualmente para misturas feitas com agregados normais, os concretos de alta resistência são aqueles que possuem resistência à compressão entre 40 e 100 MPa, embora este intervalo ainda seja um pouco discutido por estudiosos do assunto. Concretos com resistência maior que 100 MPa são classificados como concretos de ultra alta resistência, e necessitam um rigoroso controle de qualidade na sua execução. Para ficar mais claro, e justificar a definição de concreto de alta resistência, apresentam-se os seguintes argumentos:

- A maioria dos concretos convencionais possui resistência na faixa de 18 a 40 MPa. Para produzir concreto com mais de 40 MPa, são necessárias técnicas de controle de qualidade severas e um cuidado especial na seleção e na dosagem dos materiais. Então, para distinguir esse concreto especialmente formulado, que tem uma resistência superior a 40 MPa, costuma-se chamá-lo de *concreto alta resistência*.

- Estudos experimentais mostraram que, em muitos aspectos, a microestrutura e as propriedades do concreto com resistência a compressão acima de 40 MPa, são consideravelmente diferentes das do concreto convencional.

## 1.2 A IMPORTÂNCIA E A CONSOLIDAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

A partir de 1975 cresceu o interesse pelos concretos de alta resistência, pois estes concretos podem ser produzidos de maneira prática e econômica utilizando cimentos, areia e agregados graúdos comuns, desde que cuidadosamente selecionados, aliados a uma relação água/cimento (a/c) baixa e a um controle de qualidade cuidadoso no processo de produção. Devido à baixa relação água/cimento (0,25 a 0,35) e a um grande consumo de cimento (400 a 600kg/m<sup>3</sup> de concreto), existe o problema da trabalhabilidade, que é solucionado com o uso de superplastificantes (super-redutores de água), chegando-se a conseguir abatimento de 20cm, enquanto que sem estes superplastificantes o abatimento seria quase que inalcançável.

A obtenção de um concreto de alta resistência é conseguida através de tentativas experimentais, com a seleção e combinação dos melhores componentes para o mesmo. Para se conseguir altas resistências geralmente utiliza-se a técnica de substituição ou adição do cimento por compostos minerais formados por partículas finas com propriedades cimentícias ou pozolânicas.

Entre os materiais cimentícios utilizados está a escória de alto forno granulada, que é de origem artificial e possui propriedades hidráulicas intrínsecas, sendo obtida como subproduto da produção de ferro gusa em alto forno.

Entre os materiais pozolânicos encontram-se a cinza volante e a sílica-ativa (sílica-ativa), que são de origem natural ou artificial contendo sílica que, em partículas muito finas e na presença de umidade, reagem com o hidróxido de cálcio para formar produtos cimentantes. A sílica-ativa é subproduto da produção de silício metálico e de ligas de ferro-silício, e a cinza volante é resíduo da combustão de carvão pulverizado em centrais termoelétricas.

Esses materiais, quando incorporados ao concreto, como adição ou substituição do cimento, produzem aumento de sua resistência e uma melhora do seu desempenho.

A sílica-ativa encontra aplicações nos concreto de alta resistência em várias partes do mundo. No Brasil a tecnologia dos concretos de alta resistência está sendo desenvolvida desde o final da última década com base na utilização da sílica-ativa.

Os principais motivos pelo interesse no concreto de alta resistência, por razões técnicas e econômicas, são apresentados a seguir :

- aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais para uma dada seção transversal;
- diminuição do peso próprio dos elementos da estrutura, tendo como consequência a redução das cargas nas fundações, aumento da altura dos edifícios, reduzindo assim custos;
- obtenção de melhor desempenho do material ;
- redução da seção transversal dos elementos de suporte para uma dada carga.

Além disso o concreto de alta resistência não é atraente somente por causa de sua alta resistência a compressão e módulo de deformação alto, mas também devido ao seu relevante desempenho sob outros aspectos tais como :

- pouca segregação
- baixa permeabilidade
- ausência de exsudação
- alta resistência com pouca idade
- alta resistência a ataque de cloretos e sulfatos
- menor fluência que os concretos convencionais

Devido a todas essas vantagens citadas abriu-se um vasto campo de aplicações, entre os quais atualmente se destacam :

- pilares de edifícios
- vigas com vãos longos
- pontes com grandes vãos
- obras marítimas
- pré-moldados
- obras hidráulicas
- reparos em obras de concreto
- pisos industriais de alta resistência

Baseado nos preços de 1982, para o concreto e para o aço, na área de Chicago, segundo Mehta<sup>[1]</sup>, o uso de concreto com a máxima resistência possível e o mínimo consumo de aço, oferece a solução mais econômica para pilares de edifícios altos. Assim, o aumento de somente 3,1 vezes no preço, para um acréscimo de 4,7 vezes na capacidade de carregamento, demonstra claramente a economia do uso do concreto de alta resistência em pilares de edifícios de múltiplos andares.

Nas indústrias de concreto pré-fabricado e protendido, o uso de concreto de alta resistência resultou em uma rápida troca de fôrmas, uma maior produtividade e uma menor perda de produtos durante o manuseio e o transporte.

### **1.3 MATERIAIS E DOSAGEM DE MISTURA**

A porosidade das três fases do concreto (isto é, agregado, pasta de cimento e zona de transição) é o mais importante fator determinante da resistência do concreto de alta resistência. Quando a trabalhabilidade é adequada, parece que o fator água/cimento é a chave para as porosidades, tanto da pasta, quanto da zona de transição. Além disso, com uma relação água/cimento baixa, de um modo geral, se observa considerável ganho de resistência, para pequenos decréscimos do fator água/cimento.

Para a produção de concreto de alta resistência, os efeitos opostos do fator água/cimento na consistência e na resistência não podem ser harmonizados sem o uso de aditivos redutores de água, porque sem eles não seria possível a produção do concreto de alta resistência e boa trabalhabilidade.

Segundo Mehta<sup>[1]</sup> em concretos normais contendo agregados resistentes, com dimensão característica máxima de 25mm ou 38mm e relação água/cimento na faixa de 0,4 a 0,7 geralmente, o componente mais fraco do sistema é a zona de transição. Para uma relação água/cimento dada, a resistência de um concreto pode ser aumentada significativamente, pela simples redução da dimensão máxima das partículas do agregado graúdo, porque isto teria um efeito benéfico sobre a resistência da zona de transição. Portanto, ao se dosar concreto de alta resistência, costuma-se limitar a dimensão característica dos agregados em 19mm ou menos.

Devido ao baixo fator água/cimento e agregados de pequenas dimensões, ocorre a necessidade de grande consumo de cimento (acima de 385 kg/m<sup>3</sup>). Com este aumento, um certo patamar de resistência é atingido, ou seja, com novos acréscimos de cimento não haverá mais aumento na resistência. Isto ocorre devido a heterogeneidade inerente à pasta. Estas heterogeneidades e áreas fracas na zona de transição são vulneráveis à microfissuração, mesmo antes da aplicação de forças externas. Portanto para solucionar o problema da heterogeneidade da pasta, a qual está limitando a resistência do concreto, modifica-se a microestrutura do mesmo, de modo que este enfraquecimento seja diminuído.

No caso do cimento Portland, um modo efetivo e econômico de se conseguir isto, é através da adição ou substituição parcial do cimento por materiais pozolânicos (sílica-ativa) ao concreto. O resultado desta incorporação é uma redução dos grandes poros e uma maior homogeneidade do produto final, o que significará um aumento de resistência.

### **1.3.1. CIMENTO**

Pode não parecer, mas a seleção da marca e do tipo de cimento é um fator que influencia significativamente na obtenção de concretos de alta resistência, segundo relata a literatura sobre o assunto. Este fato se justifica pelas variações na composição e na finura do cimento de procedências diferentes.

Para produção de concreto de alta resistência, o cimento Portland comum é adequado, embora, quando se desejar uma resistência inicial alta (pré-moldados), pode-se utilizar o cimento Portland de alta resistência inicial (cimento ARI). Porém, deve ficar claro, que pelo fato de um concreto de alta resistência possuir um fator de água/cimento baixo (0,25 a 0,35) e um alto consumo de cimento (acima de 390 kg/m<sup>3</sup>), resistências suficientemente altas são alcançadas em pouco tempo, como 30 MPa em 3 dias ou 50 a 70MPa em 7dias, o que torna praticável o uso do cimento Portland comum para concretos de alta resistência a curtos prazos também.

### **1.3.2. AGREGADOS**

Em tecnologia do concreto, uma ênfase extrema é dada ao fator água/cimento com relação a resistência, deixando de lado a influência do agregado. Porém para concreto de alta resistência, este fato já não pode ser negligenciado.

Para se produzir o concreto de alta resistência os agregados utilizados devem possuir as mesmas propriedades daqueles que são utilizados em concretos convencionais, contudo, algumas particularidades devem ser satisfeitas, para se obter a resistência desejada com sucesso.

O agregado graúdo deve possuir resistência a compressão e módulo de deformação que se aproxime daquele da argamassa, de modo que as deformações diferenciais ao nível da interface argamassa-agregado sejam mínimas e apresente uma textura superficial que favoreça a aderência da argamassa sem reduzir a trabalhabilidade.

O agregado ideal é aquele que possui textura rugosa ou britado (melhor ligação física entre o agregado e a pasta de cimento endurecida) com a forma menos arredondada possível. Segundo a literatura sobre o assunto a dimensão do agregado influencia radicalmente na resistência de concreto de alta resistência, devendo esta ficar abaixo de 25mm. Resultados experimentais de vários autores mostram ser mais conveniente as dimensões dos agregados que situam-se entre 9,5 mm a 12,5 mm, porém agregados entre 19mm e 25mm também apresentaram resultados razoáveis.

Gordon e Gillespe<sup>[2]</sup>, comentam que a explicação para o aumento na resistência do concreto em função da dimensão do agregado é o fato que para concretos de relação água/cimento baixa a porosidade da zona de transição é reduzida fazendo com que a mesma passe a ser mais importante na resistência do concreto.

Para o agregado miúdo as características que devem ser melhor enfatizadas são a forma das partículas, granulometria e módulo de finura. Devido a necessidade de grandes proporções de partículas finas para a produção do concreto de alta resistência, ocorre a necessidade do agregado miúdo possuir forma angulosa, graduação grossa e módulo de finura acima de 2,8. Estas características proporcionam uma melhor trabalhabilidade e maior resistência

### **1.3.3 ADITIVOS**

Denominam-se aditivos, os materiais que são adicionados ao concreto no momento da mistura com a finalidade de alterar as propriedades tanto do concreto fresco como do concreto endurecido.

Classificam-se como aditivos as substâncias que são incorporadas ao concreto em menos de 5% do peso do cimento. Quando esse teor é ultrapassado essas substâncias são chamadas de adições.

No caso do concreto de alta resistência, a sua produção é quase sempre executada com a utilização de aditivos, principalmente os incorporadores de ar e os aditivos químicos. Para os concretos de alta resistência, estes aditivos são usados com os objetivos de diminuir a relação água/cimento, melhorar a plasticidade do concreto, controlar o tempo de pega e aumentar, a resistência e a durabilidade e diminuir a permeabilidade.

#### **1.3.3.1 INCORPORADORES DE AR**

Este aditivo como o próprio nome diz, tem o objetivo de incorporar vazios (bolhas de ar) com dimensões adequadas a fim de proporcionar melhor plasticidade e aumentar a resistência do concreto ao efeito de ciclos de congelamento e descongelamento.

A incorporação de ar altera as propriedades do concreto fresco, fazendo com que a segregação e a exsudação sejam reduzidas, pois a presença de minúsculas bolhas de ar (aproximadamente 0,05 mm), uniformemente dispersas na pasta de cimento, oferecem uma melhor lubrificação e coesão à mistura.

Para os concretos de alta resistência um cuidado especial deve ser tomado, pois a porosidade criada por esse aditivo reduz a resistência do concreto. Portanto aditivos incorporadores de ar só são recomendados nos casos em que o objetivo é a resistência às intempéries.

#### **1.3.3.2 RETARDADORES DE PEGA**

Esta substância tem o objetivo de aumentar o tempo de início de pega do cimento. Um retardador é com frequência benéfico no controle do início da hidratação do cimento e útil em concretagens em tempo quente.

### 1.3.3.3 ACELERADORES DE PEGA

Estes aditivos têm a finalidade de acelerar o processo de endurecimento (tempo de pega) do concreto fresco, podendo assim aumentar a resistência inicial do concreto. Vale lembrar que atualmente este aditivo já não é mais usado com frequência, pois já existem cimentos que apresentam pega acelerada (cimento ARI) e além disso os concretos de alta resistência possuem resistência inicial alta o suficiente para efetuar remoções prematuras das fôrmas por exemplo.

### 1.3.3.4 REDUTORES DE ÁGUA

Os redutores de água, também chamados de plastificantes, são compostos orgânicos e inorgânicos que basicamente servem para reduzir a quantidade de água de amassamento e para modificar as propriedades de pega ou ambos, requerida para produzir um concreto com uma dada consistência. Geralmente esta redução de água interfere diretamente na resistência mecânica e na permeabilidade do concreto, pois a relação água/cimento também é reduzida.

Basicamente existem 03 tipos de redutores, os redutores simples, chamados redutores de água (tipo A), os redutores retardadores (tipo D) que além de reduzirem a quantidade de água retardam pega do cimento e os redutores aceleradores (tipo E) que além de reduzir a quantidade de água, aceleram o tempo de pega do cimento.

Estes aditivos permitem uma redução de 5% a 10% da água requerida para um concreto de mesma consistência. Com esta redução é possível reduzir a proporção de cimento da mistura, pois, a relação água/cimento também é diminuída, além de, melhorar a trabalhabilidade do concreto, se a relação água/cimento for mantida.

### 1.3.3.5 SUPERPLASTIFICANTES

Os superplastificantes, também chamados aditivos redutores de água de alta eficiência, são substâncias capazes de reduzir o teor de água de três a quatro vezes, em um dado traço de concreto, quando comparados a aditivos redutores de água normais.

Estes aditivos foram desenvolvidos nas décadas de 60 e 70 e têm ampla aceitação na indústria da construção. No Brasil foram introduzidos recentemente, porém no Japão, Europa e América do Norte os mesmos já são utilizados desde os anos 70. Um dos principais objetivos do superplastificante é a produção de concreto de alta resistência permitindo a diminuição da relação água/cimento (Japão) e produzir concretos fluidos, ou seja, com abatimento superior a 200mm (Alemanha).

Comparados aos aditivos redutores de água normais, quantidades relativamente grandes de superplastificantes de até 1% em massa de cimento (podendo chegar a 3% em certos casos), podem ser incorporadas às misturas de concreto sem causar exsudação excessiva e retardamento de pega. Vale lembrar que a primeira geração de superplastificantes adquiriu má reputação por perda rápida de consistência ou abatimento, porém os produtos atualmente disponíveis contêm frequentemente lignossulfonatos ou outras substâncias retardantes de modo a compensar a perda rápida da consistência elevada conseguida imediatamente após a adição do produto.

Os superplastificantes podem ser do tipo F que é um super redutor com pouca influência sobre a pega e o tipo G que é um super redutor retardador do tempo de pega. Eles são apresentados na forma de pó, ou em solução aquosa com concentração de 20% a 40% e densidade de 1000 g/l a 1100 g/l, conforme a procedência. As soluções à base de melanina possuem aparência límpida ou levemente leitosa contrastando com os compostos de naftaleno que são escuros e os lignossulfatos que são de cor marrom claro. Entre os mais conhecidos, estão o MELMENT L 10, de origem alemã, o LOMAR D e o SIKAMENT, de origem americana, o MULCOPLAST produzido no Canadá e o MIGHTY 150 fabricado no Japão. No Brasil são encontrados o RX-3000, o SIKAMENT-300, o REOBETON 700 e o ADIMENT, entre os mais conhecidos.

Para a produção de concreto de alta resistência é necessário uma relação água/cimento baixíssima (0,25 a 0,35) e um alto consumo de cimento, portanto para que essas características essenciais sejam mantidas é necessário o uso do superplastificante que se encarregará da boa trabalhabilidade do concreto fresco.

Alguns cuidados devem ser tomados durante o uso deste aditivo, quanto a temperatura e tempo de duração da concretagem. A sua ação na trabalhabilidade costuma variar entre 30 a 60 minutos, voltando ao abatimento normal após este intervalo de tempo, portanto no caso de concreto usinado, o superplastificante deve ser adicionado à mistura no caminhão betoneira, minutos antes do lançamento do concreto. No que se refere a temperatura, tem-se verificado em estudos realizados na UNICAMP que a temperatura influencia sensivelmente na consistência da mistura, pois, concretos feitos em dias frios apresentam abatimento maior do que aqueles feitos em dias mais quentes para uma mesma dosagem. Segundo Malhotra<sup>[3]</sup> para um aumento da temperatura de 15°C a 30°C, a perda de consistência, representada pela diminuição do abatimento do tronco de cone é drástica.

Em trabalho feito por Collepardi, Corradini, Baldini e Pauri<sup>[4]</sup> verificou-se o efeito da temperatura em concretos feitos com superplastificantes com relação a perda da consistência (ver tabela 1.1).

Tabela 1.1 - Perda de abatimento em concretos com superplastificantes em função do aumento da temperatura e do tempo.

Tempo (min.)	Superplastificante			Superplastificante		
	Tipo F			Tipo G		
	5°C	20°C	40°C	5°C	20°C	40°C
0	225 mm	215 mm	220 mm	220 mm	220 mm	220 mm
30	220 mm	180 mm	90 mm	210 mm	200 mm	190 mm
45	190 mm	140 mm	45 mm	205 mm	200 mm	180 mm
80	165 mm	60 mm	25 mm	215 mm	190 mm	155 mm
120	145 mm	20 mm	0 mm	200 mm	165 mm	110 mm

A resistência à compressão do concreto com superplastificante é essencialmente a mesma de um concreto bem compactado com a mesma relação água/cimento. Não há relatos na literatura existente de que o uso de superplastificantes provocou perda na resistência a compressão do concreto, porém efeitos indesejáveis de retardamento da pega ou endurecimento prematuro da mistura podem ocorrer com certas combinações de tipos de cimento.

### 1.3.4 ADIÇÕES MINERAIS

Para economizar cimento ou aumentar a durabilidade do concreto, as adições minerais são geralmente incorporadas em substituição parcial do cimento ou simples adição no concreto. Estes materiais podem ser classificados como materiais pozolânicos, materiais cimentícios e materiais com propriedades cimentícias e pozolânicas.

As pozolanas são materiais de origem natural ou artificial, contendo sílica, que finamente pulverizados e na presença de umidade, reagem à temperatura ambiente com o hidróxido de cálcio para formar produtos cimentantes

Os materiais cimentícios são de origem artificial e possuem propriedades hidráulicas intrínsecas. Em presença de água e à temperatura ambiente, sofrem hidratação e endurecem formando produtos cimentantes.

As adições minerais mais comuns utilizadas para a produção de concreto de alta resistência, são a cinza volante, a escória de alto forno granulada e a sílica-ativa. Concretos sem aditivos, contendo uma escória granulada de alto forno ou cinza volante de alto teor de

cálcio, mostram comumente resistências mais baixas a 1 e 3 dias, mas os ganhos de resistência podem ser substanciais após cerca de 7 dias de cura. As pozolanas altamente reativas (sílica-ativa e a casca de pó de arroz) são capazes de produzir resistências elevadas no concreto, tanto nas primeiras idades quanto em idades mais avançadas, especialmente quando um agente redutor de água for adicionado para reduzir o consumo de água (caso do concreto de alta resistência).

O ganho de resistência nas primeiras idades é devido em parte a uma ligeira aceleração na hidratação do cimento Portland, enquanto que o ganho de resistência nas idades finais, que pode ser substancial, é resultado principalmente à reação pozolânica, que ocasiona um refinamento dos poros e substituição do constituinte mais fraco (hidróxido de cálcio) por uma mais forte (silicato de cálcio hidratado).

Para se ter uma idéia do potencial dos aditivos minerais a Companhia de Cimento Aalborg da Dinamarca empregando sílica-ativa, agregados especiais de granulometria controlada, e superplastificante, produziu corpos-de-prova com uma relação água/materiais cimentantes igual 0,16, que apresentaram resistência à compressão de 280 MPa.

#### 1.3.4.1 CINZAS VOLANTES

Durante a combustão do carvão pulverizado em usinas termoelétricas modernas, quando o carvão passa pela zona de alta temperatura do forno, a matéria volátil e o carbono são queimados, enquanto a maior parte das impurezas minerais, fundem-se a alta temperatura. O material fundido é rapidamente transportado para zonas de temperatura mais baixa, onde se solidifica em partículas esféricas de vidro. Parte da matéria mineral aglomera formando cinza de grelha, mas a maior parte dela é arrastada pela corrente de exaustão do gás. Esta cinza é subsequentemente removida do gás por precipitadores eletrostáticos. Estas cinzas são formadas principalmente por substâncias vítreas de silicato-aluminoso-ferroso que se apresentam em partículas esféricas com diâmetro de 1 a 150µm. Apresentam-se com cor acizentada, tornando-se mais escuras à medida em que aumenta o teor de carvão não queimado. A finura, dada por sua superfície específica média, é de 4000cm<sup>2</sup>/g, com variação entre 2500cm<sup>2</sup>/g e 6000cm<sup>2</sup>/g.

#### 1.3.4.2 ESCÓRIA DE ALTO FORNO GRANULADA

Na produção de ferro fundido, também chamado ferro-gusa, se a escória é resfriada lentamente ao ar, os seus constituintes químicos estarão comumente presentes na forma de melitita cristalina, a qual não reage com a água à temperatura ambiente. Se moído até partículas muito finas, o material será fracamente cimentante e pozolânico. Todavia, quando a escória líquida a alta temperatura é esfriada bruscamente com água, ou uma combinação de água-ar, a maior parte da cal, magnésia, sílica e alumina são mantidas em estado não cristalino ou vítreo e granular tornando-se um material hidráulico ativo, que depois de moído finamente é adequado para aplicação no concreto.

#### 1.3.4.3 SÍLICA-ATIVA (MICROSSÍLICA)

A sílica-ativa, também conhecida por outros nomes, como fumos de sílica condensada, sílica volatizada ou simplesmente fumos de sílica, é um subproduto de fornos a arco e de indução das indústrias de silício metálico e ligas de ferro-silício. A redução de quartzo a silício em temperaturas de até 2000<sup>o</sup>C produz vapor de SiO<sub>2</sub>, que oxida e condensa, em zonas de baixa temperatura, a partículas esféricas minúsculas consistindo de sílica não cristalina. O material removido por filtração dos gases de exaustão em filtros manga possuem um diâmetro médio da ordem de 0,1µm. Comparada ao cimento Portland comum e a cinzas volantes típicas, a sílica-ativa apresenta distribuição granulométrica das partículas duas ordens de grandeza mais finas. Sua cor varia de cinza claro a cinza escuro em função do teor de carbono. Sua superfície específica média é de 200.000 cm<sup>2</sup>/g, ou seja, quase 100

vezes maior que a do cimento. Sua atividade pozolânica é bastante vigorosa e, quando aplicada com cimento na produção de concreto de alta resistência, sua ação tem-se mostrado muito mais forte que a da cinza volante e da escória de alto forno granulada.

### 1.3.5 ÁGUA

A água usada para a produção de concretos normais, também pode ser utilizada para a produção de concreto de alta resistência, desde que a mesma esteja fresca e isenta de matérias orgânicas e de teores prejudiciais de substâncias estranhas e nocivas. Normalmente, a água usada para abastecimento público é adequada.

### 1.3.6 MISTURAS TÍPICAS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Citaremos a seguir alguns traços típicos para concreto de alta resistência desenvolvidos por Fernandes<sup>[51]</sup>, onde se verifica a diferença clara do ganho de resistência a compressão com a adição da sílica-ativa ao concreto.

Os materiais utilizados para os ensaios apresentavam as seguintes características :

- cimento CPE-32
- areia passando na peneira 4,8mm e com módulo de finura MF=2,62
- agregado graúdo composto por 10% de pedrisco, com  $D_{max}=9,5\text{mm}$  e MF=5,59 e 90% de brita 1 com  $D_{max}=19\text{mm}$  e MF=6,63
- superplastificante RX-625
- sílica-ativa não densificada EMSAC 500 U ( Elkem Brasil S.A.)

Foram executadas quatro misturas de referência, sem sílica-ativa, com relação cimento/agregados nas proporções 1:3, 1:4, 1:5 e 1:6, em peso. O teor de água foi fixado em 8%, o que fez com que a relação água/cimento tivesse valores de 0,32 , 0,40 , 0,48 e 0,56 , respectivamente. O teor de superplastificante foi de 0,5% do peso de cimento de cada mistura.

Além das misturas anteriores foram desenvolvidas mais quatro misturas com as mesmas quantidades de cimento e agregados que as anteriores. As mesmas continham sílica-ativa como adição em 10% do peso de cimento de cada uma de suas correspondentes no outro grupo. O teor de superplastificante foi de 0,5 % em peso referido à soma de cimento e sílica-ativa. Isso fez com que a quantidade desse aditivo fosse maior nos concretos com sílica-ativa. A relação água/(cimento+sílica-ativa) de cada mistura era igual à relação água/cimento da correspondente no outro grupo sem sílica-ativa. Isso fez com que a quantidade de água também fosse maior nos concretos com sílica-ativa. A composição e as propriedades desses concretos são apresentados nas tabelas 1.2 e 1.3.

Tabela 1.2 - Composições e resultados das misturas sem sílica-ativa

MATERIAIS (kg/m <sup>3</sup> )	MISTURAS			
	M9n	M10n	M11n	M12n
cimento	565	450	370	320
silica-ativa	-	-	-	-
areia	678	720	740	768
pedrisco	102	108	111	115
brita 1	915	972	999	1037
água (l/m <sup>3</sup> )	172	173	173	175
superplastificante (l/m <sup>3</sup> ) * <sup>1</sup>	8,65	6,60	5,50	4,60
água/cimento	0,32	0,40	0,48	0,56
abatimento (mm)	10	20	30	10
Resistências (MPa)				
07 dias	57,2	41,4	29,9	21,3
28 dias	76,0	53,0	42,1	31,6

\*<sup>1</sup> superplastificante = 0,5% em peso do cimento

Tabela 1.3 - Composições e resultados das misturas com sílica-ativa

MATERIAIS (kg/m <sup>3</sup> )	MISTURAS			
	M9s	M10s	M11s	M12s
cimento	540	430	360	310
silica-ativa * <sup>1</sup>	54	43	36	31
areia	648	688	720	744
pedrisco	97	103	108	111
brita 1	875	929	972	1005
água (l/m <sup>3</sup> )	181	182	184	186
superplastificante (l/m <sup>3</sup> ) * <sup>2</sup>	9,10	6,90	5,80	4,90
água/cimento	0,32	0,40	0,48	0,56
abatimento (mm)	10	35	35	25
Resistências (MPa)				
07 dias	62,9	46,4	33,5	28,6
28 dias	85,3	64,1	50,8	45,0

\*<sup>1</sup> sílica-ativa = 10% do cimento em peso

\*<sup>2</sup> superplastificante = 0,5% em peso do cimento+silica-ativa

Os resultados apresentados na tabela 1.4 a seguir mostram que o ganho de resistência nas idades iniciais é maior para os concretos de maior resistência e que o aumento da resistência produzido pela presença da sílica-ativa é maior nos concretos com menor consumo de cimento.

Tabela 1.4 - Influência da idade e da presença de sílica-ativa na resistência do concreto

mistura	consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	consumo de sílica-ativa (kg/m <sup>3</sup> )	$\frac{\text{á gua}}{\text{Cim} + \text{MS}}$ *1	$f_{c7}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\frac{f_{c07}}{f_{c28}}$
M9n	565	-	0,32	57,2	76,0	0,75
M9s	540	54	0,32	62,9	85,3	0,74
M10n	450	-	0,40	41,4	53,0	0,78
M10s	430	43	0,40	46,0	64,1	0,72
M11n	370	-	0,48	29,2	42,1	0,69
M11s	360	36	0,48	33,5	50,8	0,66
M12n	320	-	0,56	21,3	31,6	0,67
M12s	310	31	0,56	28,6	45,0	0,64

\*1 Cim = cimento, MS=sílica-ativa.

## 1.4 PROPRIEDADES

Embora o concreto de alta resistência pertença a mesma família dos concretos usuais, o mesmo possui características importantes que os diferem dos concretos tradicionais, quando solicitado a carregamentos externos. Portanto, não seria correto simplesmente estender os conceitos consagrados dos concretos de resistências usuais (concreto classe I - CB130) para o concreto de alta resistência. O sucesso das futuras aplicações práticas do concreto de alta resistência depende do conhecimento das suas propriedades e seu desempenho nos elementos estruturais. O dia a dia vem mostrando aplicações pioneiras bem sucedidas do concreto de alta resistência que não esperaram pelo aprimoramento da sua tecnologia, o que tem motivado estudos importantes de pesquisa sobre o assunto.

Felizmente, o conhecimento das propriedades do concreto de alta resistência tem avançado muito nos últimos anos, e tem mostrado e comprovado diferenças significativas entre os concretos. Atualmente algumas normas, baseadas em investigações experimentais, já apontam caminhos que auxiliam uma previsão mais realista do desempenho deste material.

### 1.4.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Dentre as propriedades do concreto endurecido, as que mais se destacam são as mecânicas. Apresentam-se a seguir as principais.

#### 1.4.1.1 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO

De um modo geral a resposta do concreto às tensões aplicadas não depende somente do tipo de solicitação mas também de como a combinação de vários fatores afeta a porosidade dos diferentes componentes estruturais do concreto<sup>[1]</sup>. Como já se conhece, no que se refere a resistência, a relação água/cimento-porosidade é indiscutivelmente o fator mais importante porque, independente de outros fatores, ela afeta a porosidade tanto da matriz pasta de cimento como da zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo.

Nos concretos de alta resistência, onde a relação água/cimento é muito baixa, tanto a pasta como a zona de transição apresentam menor porosidade, quando comparados aos concretos usuais. Além disso, o reduzido valor do fator água/cimento faz com que os cristais de hidróxido de cálcio, que resultam da hidratação do cimento, se formem na zona de transição com menor concentração e com menor tamanho. Esta característica faz com que a resistência da interface pasta-agregado seja aumentada.

Nos concretos usuais as superfícies de fratura são irregulares e ásperas, contornando assim os agregados, enquanto que nos concretos de alta resistência as superfícies de fratura

observadas são lisas e não contornam os agregados mas os cortam. Por este motivo, as características e propriedades dos agregados são importantes para a obtenção de concretos com resistência elevada.

#### 1.4.1.2 RESISTÊNCIA A TRAÇÃO

Embora a resistência do concreto a tração seja desprezada no cálculo de estruturas de concreto armado considerando o estado limite último, ela é de grande importância, pois baseado nessa resistência, têm-se um melhor controle sobre comportamento do concreto no que se refere a fissuração, ancoragem de armaduras, previsão de deformações e durabilidade do mesmo.

Geralmente, a resistência do concreto à tração está relacionada a resistência à compressão. Aumentado-se a resistência à compressão a resistência à tração também aumenta, apesar deste crescimento não ser na mesma proporção.

Em concretos usuais a relação entre as resistências à tração e à compressão é aproximadamente em 1:10. Porém, nos concretos de alta resistência esta relação não segue a mesma proporção.

Em estudos realizados (ensaios de compressão diametral) na UNICAMP por Fernandes<sup>[5]</sup> a resistência à tração do concreto chegou a 7% da resistência à compressão.

Carrasquillo et al<sup>[6]</sup> através de ensaios com corpos-de-prova cilíndricos com 10cm de diâmetro e 20cm de altura propõem, para estimativa de resistência à tração na compressão diametral, a seguinte expressão:

$$f_{ctk} = 0,54(f_{ck})^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (1.1)$$

A Norma Norueguesa NS 3473-89, adota o ensaio de tração uniaxial como meio de determinação da resistência do concreto à tração. A expressão que relaciona essa resistência com a resistência à compressão em cubos com 10cm de aresta é a seguinte:

$$f_{ctk} = 0,3(f_{wk})^{0,6} \quad (\text{MPa}) \quad (1.2)$$

A Norma Brasileira NBR 6118 propõe para os concretos com resistência superior a 18 MPa a seguinte relação:

$$f_{ctk} = 0,06.f_{ck} + 0,7 \quad (\text{MPa}) \quad (1.3)$$

Em ensaios realizados por Fernandes<sup>[5]</sup>, com corpos-de-prova cilíndricos com 10cm de diâmetro e 20cm de altura submetidos à compressão diametral empregando concretos com vários níveis de resistência, comparadas as expressões 1.1 a 1.3, apresentaram boa concordância entre as propostas para resistências até 50 MPa. Acima deste valor, as expressões 1.1 e 1.2 apresentaram melhores resultados.

Yamamoto e Kobayashi<sup>[7]</sup>, propuseram uma fórmula muito semelhante à da Norma Brasileira, para estimar a resistência à tração, por compressão diametral:

$$f_{ctk} = 0,06.f_{ck} + 0,8 \quad (\text{MPa}) \quad (1.4)$$

#### 1.4.1.3 RELAÇÃO ENTRE TENSÃO E DEFORMAÇÃO

Em concretos de alta resistência, nota-se que se conseguem altas resistências através da diminuição da porosidade, da heterogeneidade e da microfissuração da pasta e da zona de transição. Sendo normal a existência de numerosas microfissuras no concreto, elas são fundamentais para estabelecer uma relação entre tensão-deformação, para a fluência e para o

comportamento da fratura. Não deve ser difícil entender porque, como resultado da redução do tamanho e do número de microfissuras, o concreto de alta resistência teria comportamento diferente do concreto convencional, sob vários aspectos<sup>[11]</sup>.

Investigações experimentais feitas por vários pesquisadores<sup>[16, 2, 40]</sup>, mostraram que a microfissuração se inicia na zona de transição. Com o aumento da sollicitação, essas fissuras se ramificam através da argamassa provocando a descontinuidade do material. Com o aumento da sollicitação, sobrevêm a ruptura.

Pesquisadores da Universidade de Cornell<sup>[6]</sup>, através de estudos experimentais concluíram que comparado ao concreto de resistência normal, o de alta resistência tem um comportamento mais próximo de um material homogêneo. Para concretos de alta resistência, as curvas tensão-deformação são menos abatidas e mais lineares, até níveis de tensão proporcionalmente mais altos do que os dos concretos normais, por causa da diminuição da quantidade e da extensão da microfissuração. Esses estudos também indicaram que esses concretos podem ser carregados até níveis de tensão mais altos, sem que seja iniciado o mecanismo de auto-propagação de fissuras, o qual conduz ao rompimento do concreto.

Segundo Nilson<sup>[11][121]</sup>, nos concretos de alta resistência, existem poucas microfissuras até níveis de tensão da ordem de 50% da sua resistência, sendo que mesmo para uma fração entre 80% e 90% da resistência, o quadro de fissuras é formado apenas por algumas microfissuras na zona de transição. O diagrama tensão-deformação é praticamente linear até esse nível de tensão. Só a partir desse estágio é que a microfissuração evolui e o diagrama tensão-deformação torna-se curvo. Esta característica do concreto de alta resistência se explica, pelo fato da zona transição possuir uma melhor resistência do que a dos concretos usuais. Após ser alcançada a tensão máxima, ocorre a destruição do material e a ruptura acontece de forma brusca e explosiva.

Quanto a deformação, correspondente a tensão máxima, sabe-se que ela é maior que 0,2% e aumenta à medida que a resistência cresce, podendo chegar a mais de 0,3% em concretos com resistência muito alta.

Amaral<sup>[12]</sup>, afirma que para concretos com  $f_{ck}$  até 50 MPa, pode-se aceitar o diagrama tensão-deformação como sendo o clássico, e o estágio III como estágio final de ruptura. Sendo assim, a deformação última seria igual a 0,35%. Nos concretos com  $f_{ck}$  na faixa de 50 e 90 MPa, o diagrama tensão-deformação é o triangular e o estágio de ruptura seria o estágio II. No final desse intervalo de resistência (90 MPa), pode-se admitir uma deformação máxima de 0,24% e neste caso a deformação máxima seria igual ao limite da resposta elástica linear. A figura 1.1 ilustra alguns diagramas tensão-deformação para concretos de diferentes resistências.

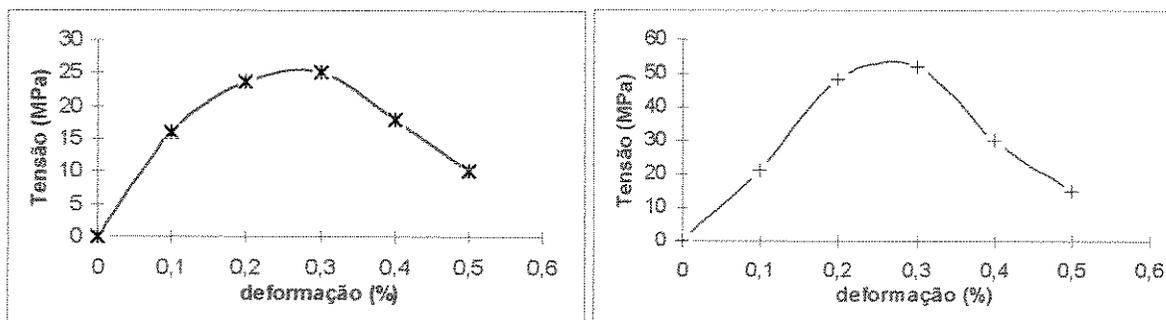


Figura 1.1a -Concreto com  $f_{ck} < 25$  MPa diagrama parabólico com nítido e longo patamar de plastificação. Figura 1.1b -Concreto com  $f_{ck}$  entre 25 e 50 MPa diagrama com patamar nítido mas menor.

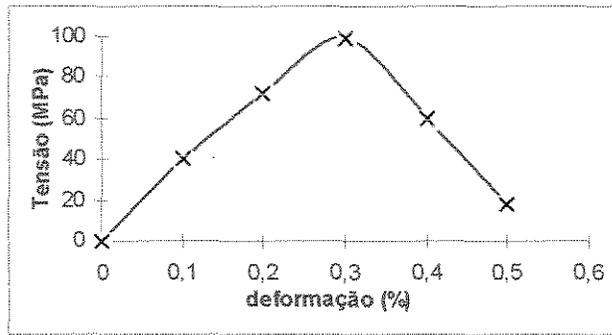


Figura 1.1c - Concreto com  $f_{ck}$  entre 50 e 90 MPa. Diagrama triangular com pequeno patamar.

#### 1.4.1.4 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO LONGITUDINAL

Segundo a literatura<sup>[1, 2, 3, 4, 5, 6, 7]</sup>, os fatores que mais interferem no módulo de deformação longitudinal dos concretos usuais são as características do agregado, da matriz da pasta de cimento e a zona de transição. Como estas características são diferentes nos concretos de alta resistência, conforme exposto anteriormente, então seu módulo de deformação também o será.

Pelo fato do concreto de alta resistência possuir uma maior rigidez tanto da pasta como da zona de transição, e ainda, pelo retardamento da microfissuração interna, o seu módulo de deformação é maior que o dos concretos usuais.

Várias investigações experimentais<sup>[8]</sup> vem confirmando que o módulo de deformação do concreto é influenciado pelas características e proporções do agregado graúdo na mistura. Quanto maior a dimensão das partículas maior o módulo de deformação. Este fato também foi verificado por ensaios feitos por Fernandes<sup>[5]</sup>, para concretos de alta resistência com diferentes proporções de agregados.

Baseado no que foi exposto anteriormente, fica claro, que uma atenção especial deve ser dada ao módulo de deformação para os concretos de alta resistência. Vários pesquisadores propuseram expressões para expressar esse módulo em função de  $f_c$ , pois as expressões conhecidas para projeto de estruturas só cobrem intervalos de resistência entre 20 MPa e 40 MPa. Apresentam-se a seguir algumas expressões indicadas por alguns pesquisadores e por algumas normas.

O Código Modelo CEB-FIP de 1990 admite que o módulo de deformação possa ser estimado por :

$$E_c = 10000.(f_{cm})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad (1.5)$$

A Norma Norueguesa NS 3473-89 a seguinte expressão :

$$E_c = 9500.(f_{cm})^{0,3} \quad (\text{MPa}) \quad (1.6)$$

Ao relacionar o módulo de deformação longitudinal do concreto com a sua resistência, o Código A.C.I. 318 propõe a seguinte expressão :

$$E_c = 4730.(f_{ck})^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (1.7)$$

O Cômite 363 do A.C.I., propõe a seguinte formulação :

$$E_c = 3320.(f_{ck})^{0,5} + 6900 \quad (\text{MPa}) \quad (1.8)$$

A Norma Brasileira NBR-6118 propõem para idade de 28 dias a relação :

$$E_c = 6600 \cdot (f_{cm})^{0,5} \quad (\text{MPa}) \quad (1.9)$$

que superestima o valor do módulo de deformação do concreto para altas resistências.

Hwee, Rangan <sup>[13]</sup>, através de investigações experimentais verificaram que a expressão que mais se aproxima dos resultados de laboratório é a 1.5. Porém estudos realizados na UNICAMP por Fernandes <sup>[5]</sup>, mostraram que as expressões 1.6 a 1.9 indicaram em média valores, superiores a 10% aos obtidos experimentalmente. Entre todas, as estimativas apresentadas a do Código Modelo CEB-FIP é aquela que mais se aproxima dos resultados experimentais.

#### 1.4.1.5 COEFICIENTE DE POISSON

O coeficiente de Poisson segundo Mehta <sup>[1]</sup>, para concretos usuais varia de 0,15 a 0,20, não sendo influenciado pela relação água/cimento, idade e composição dos agregados. Portanto vários pesquisadores tem sugerido que se adote o coeficiente de Poisson igual 0,20 independente da resistência a compressão.

#### 1.4.1.6 RESISTÊNCIA A CARGAS DE LONGA DURAÇÃO

Como se sabe quando o concreto é submetido a cargas de longa duração sua resistência é menor que a determinada sob cargas de curta duração.

Em estudos feitos na Universidade de Cornell <sup>[6]</sup>, foi verificada a diferença do comportamento dos concretos usuais e os de alta resistência, quanto a esse aspecto. Para os concretos de alta resistência, as cargas que produziram a ruptura, foram aquelas que produziram tensões acima dos 85% da resistência de curta duração após 60 dias de permanência, enquanto que nos concretos usuais o mesmo acontecia com tensões acima de 75% da resistência de curta duração. As figuras 1.2a e 1.2b representam a deformação inicial e a deformação final após 60 dias de carregamento a diferentes frações da resistência a curta duração.

Vale lembrar ainda que cargas maiores que as correspondentes aos limites indicados, quando mantidas, produzem a ruptura em prazos inferiores a 60 dias. Para cargas menores podem se manter aplicadas indefinidamente.

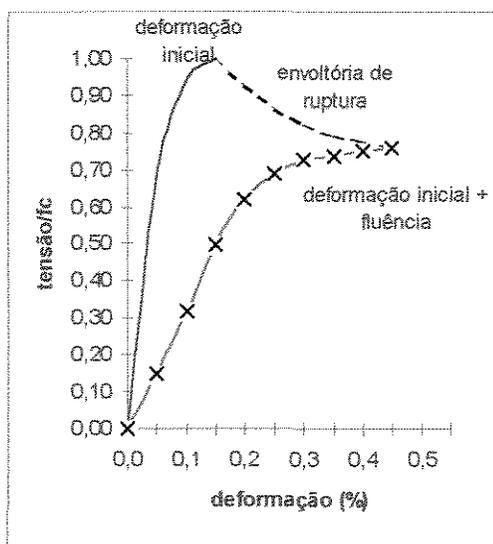


Figura 1.2a - Concreto normal

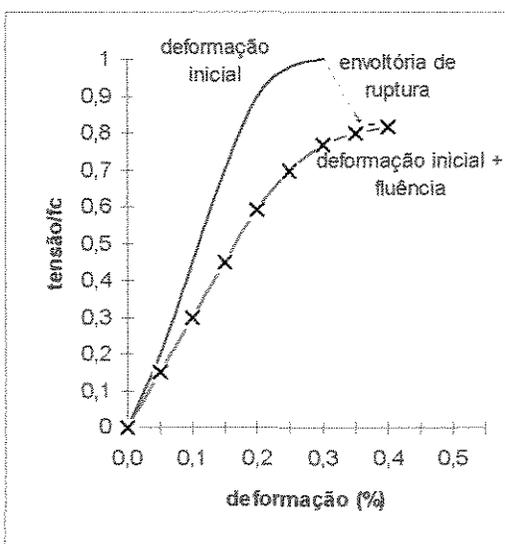


Figura 1.2b - Concreto de alta resistência

No que se refere a fluência Amaral<sup>[12]</sup> considera que a deformação lenta pode ser admitida como aproximadamente 2/3 daquela dos concretos usuais, enquanto que na França, já chegam a admitir para essa relação um valor de 50%.

#### 1.4.1.7 GANHO DE RESISTÊNCIA COM A IDADE

Como já foi citado anteriormente, o concreto de alta resistência possui uma grande facilidade de ganho de resistência para idades precoces quando comparado ao concreto usual. Nos concretos usuais a resistência à compressão aos 7 dias varia entre 60 a 65% daquela aos 28 dias, enquanto que nos de alta resistência é de 75 a 80% para as mesmas idades.

Uma explicação para esta diferença talvez seja pela elevação da temperatura durante a cura, devido a uma quantidade maior de calor de hidratação resultante da maior quantidade de cimento presente<sup>[9,6]</sup>. A figura 1.3 mostra ganho de resistência com a idade para concretos de alta resistência<sup>[13]</sup>.

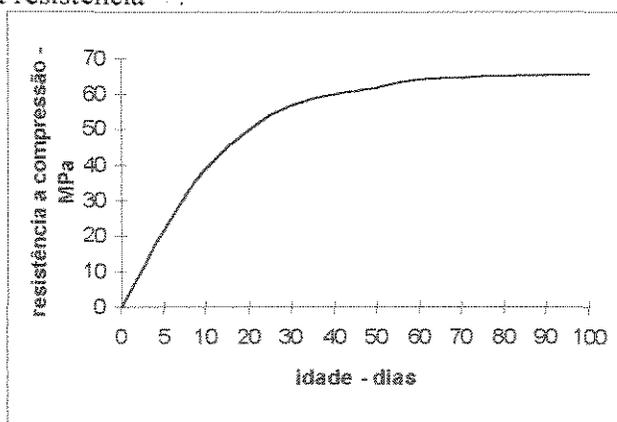


Figura 1.3 - Ganho de resistência com a idade

Através de estudos experimentais tem-se verificado que o ganho de resistência após os 28 dias é relativamente menor nos concretos de alta resistência do que nos concretos usuais, provavelmente pelo esgotamento prematuro da água livre existente para a continuação da hidratação<sup>[10]</sup>. Estas verificações foram confirmadas em ensaios realizados na UNICAMP<sup>[5]</sup>.

#### 1.4.2 TRABALHABILIDADE

Nos primeiros estágios de desenvolvimento, os concretos de alta resistência contendo grande quantidade de finos (alto teor de cimento + sílica-ativa), baixo fator água/cimento e aditivos redutores de água do tipo normal, tinham a tendência a ser viscosos e rijos, chegando a apresentar abatimento zero, tornando-se assim difíceis de adensar e lançar. Com a chegada dos superplastificantes, essa situação pode ser controlada, pois, atualmente é possível se obter alta consistência, com coesão adequada para o lançamento do concreto por bombeamento ou com uso de funis longos, sem haver segregação, mesmo para fatores água/cimento abaixo de 0,3.

#### 1.4.3 DURABILIDADE

Muitos pesquisadores verificaram que, principalmente, devido à baixa permeabilidade, os concretos de alta resistência têm excelente resistência a vários agentes físicos e químicos, que são responsáveis, normalmente, pela deteriorização do concreto. Quando se exige dele essa qualidade, o concreto de alta resistência vem encontrando aplicações importantes. Em obras marítimas, a baixa permeabilidade garante boa resistência

à corrosão e a grande resistência conduz a grande economia de aço da armadura. Em pisos industriais o efeito de abrasão é reduzido e a resistência a ataques químicos é melhorada.

## 1.5. APLICAÇÕES

Apresentam-se a seguir algumas obras realizadas com concreto de alta resistência, onde foram aliadas a ousadia, a técnica e a tecnologia para a sua execução, sabendo que estas obras servirão de grande fonte de informação, para que num futuro próximo possam ser tomadas decisões mais precisas e seguras sobre a utilização do concreto de alta resistência em outras construções.

O concreto de alta resistência como hoje é conhecido, teve sua estréia em 1965 na construção do edifício Lake Point Tower em Chicago, E.U.A., com 70 andares, que teve seus pilares executados com concreto de 53 MPa de resistência. Na área de Chicago existem mais de 40 construções onde se empregou concreto de alta resistência<sup>[14]</sup>.

Em 1967 o concreto de alta resistência foi utilizado na construção da Willows Bridge em Toronto, Canadá, marcando sua primeira utilização em pontes<sup>[8]</sup>. Esta ponte é uma estrutura composta por cinco tramos com 240m de extensão total, sendo que a laje do tabuleiro, moldada no local, é sustentada por 50 vigas pré-moldadas de concreto protendido que pesam 127 tf cada uma, tendo o concreto especificado para as vigas resistência de 42 MPa aos 28 dias.

Alguns aspectos interessantes dos exemplos mais expressivos da utilização de concreto de alta resistência nos mais variados campos de aplicação são apresentados a seguir:

### - Water Tower Place Building

Este edifício de 79 andares, com estrutura em concreto armado (figura 1.4), foi concebido em 1975 na região de Chicago, E.U.A., supera a todos os edifícios em concreto armado com seus 262 m de altura.

Na sua estrutura foram empregados sete diferentes tipos de concretos. Das lojas do térreo ao vigésimo quinto andar, os pilares foram executados com concreto de 63 MPa. Acima do vigésimo quinto pavimento a resistência do concreto foi progressivamente reduzida de 53 a 28 MPa. As lajes de piso foram executadas em concreto leve estrutural, de 28 MPa, o que reduziu o peso próprio das lajes em mais de um terço. Construído com um custo de 195 milhões de dólares, o edifício contém cerca de 122.000 m<sup>3</sup> de concreto e 12.000 toneladas de armadura de aço.

Na estrutura de base, os pilares são de seção transversal quadrada de 122 x 122 cm, sendo alguns perimetrais no subsolo, com seção circular com 122 cm de diâmetro e armados com 36 barras de 2-1/4 de polegadas de diâmetro. Estes pilares devem suportar em serviço uma carga de 4680 tf.

O traço utilizado para se obter os 63 MPa foi o seguinte :

cimento	502 kg/m <sup>3</sup>
cinza volante	59 kg/m <sup>3</sup>
areia	608 kg/m <sup>3</sup>
agregado graúdo 16mm	1068 kg/m <sup>3</sup>
água	178 kg/m <sup>3</sup>
pozzolith 100XR	722 ml
água/cimento	0,35
água/(cimento+cinza)	0,32
abatimento	115 mm
resistência f <sub>c</sub>	
28 dias	63 MPa
90 dias	65 MPa

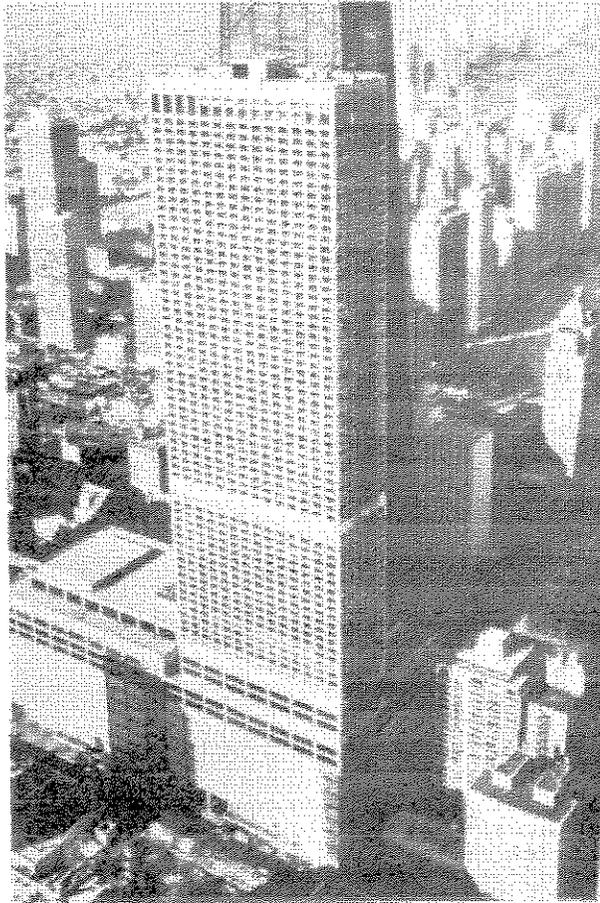


Figura 1.4 - Water Tower Place Building

- Texas Commerce Tower

A Texas Commerce Tower, em Houston, E.U.A., com 75 andares (figura 1.5), construída em 1980, contém  $72.000 \text{ m}^3$  de concreto, dos quais 35% são de alta resistência. Aproximadamente  $23.000 \text{ m}^3$  de concreto de alta resistência, foram utilizados para a execução das vigas diafragma, os pilares e as paredes de contraventamento, até o trigésimo andar. Para a fundação em radier, foram necessários  $11.470 \text{ m}^3$  de concreto, com 42 MPa. A construção da estrutura composta utilizou concreto com 53 MPa, para pilares e paredes de contraventamento até o 8º andar, concreto com 42 MPa, do 8º ao 30º pavimento; concreto de 35 MPa do 30º ao 60º pavimento e do 60º à cobertura foi usado concreto com 28 MPa.

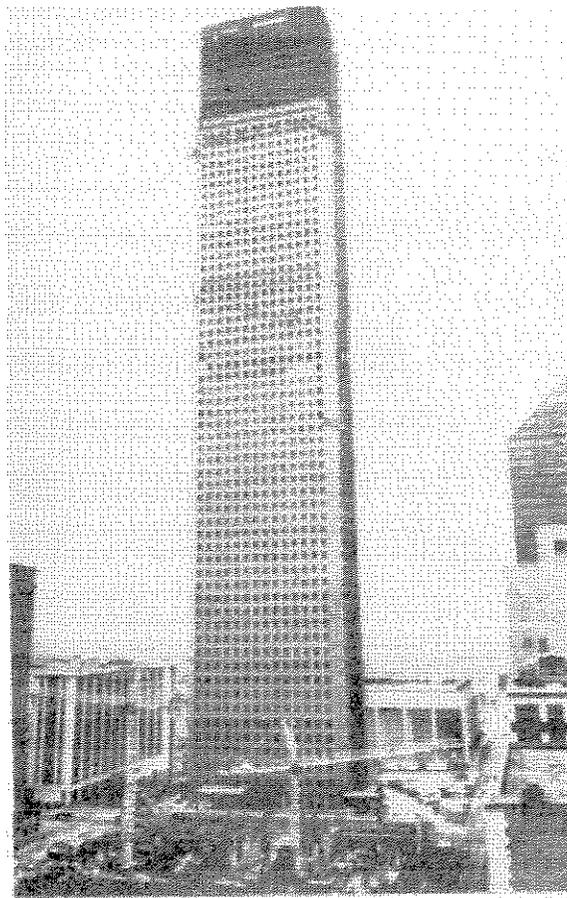


Figura 1.5 - Texas Commerce Tower

- Trump Tower

O Trump Tower é o edifício com estrutura em concreto armado mais alto de Nova York. Possui 68 andares destinados a múltiplos usos: lojas e escritórios, do 1º ao 5º pavimentos, escritórios acima desses e apartamentos nos andares superiores. Os arranjos dos pilares, diferentes em vários andares, exigiram vigas de transição de concreto protendido. Quarenta pilares dos andares superiores transferem carga para apenas oito pilares no térreo através de vigas de transição com 4,30 m de altura. Concreto com resistência de 56 MPa foi empregado nos pilares.

O traço do concreto para 56 MPa empregado é mostrado a seguir.

cimento	446 kg/m <sup>3</sup>
cinza volante	89 kg/m <sup>3</sup>
areia	712 kg/m <sup>3</sup>
agregado graúdo	919 kg/m <sup>3</sup>
superplastificante	722 ml
água/(cimento+cinza)	0,33
resistência $f_{ck}$	
56 dias	56 MPa

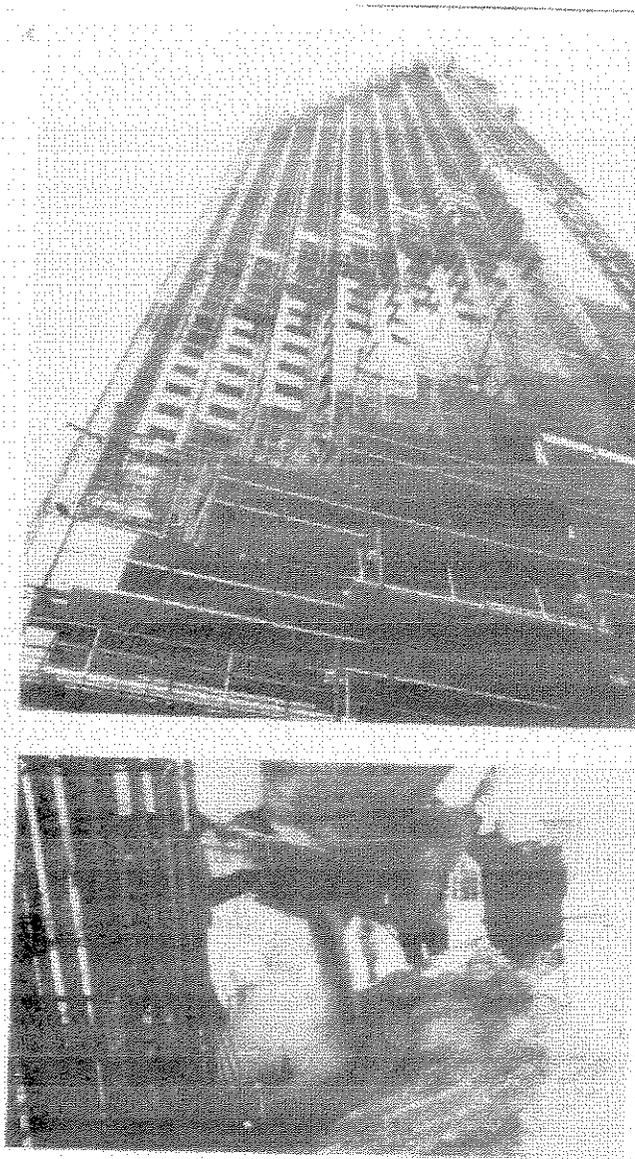


Figura 1.6 - Edifício Trump Tower

- Helmsley Palace Hotel

Construído em 1979, o Hotel Helmsley Palace, com 53 pavimentos, foi a primeira estrutura em Nova York a usar concreto de alta resistência (56 MPa). Esse concreto foi usado para reduzir as dimensões dos pilares. Antes desse edifício, no qual foi usada uma estrutura em concreto, com lajes sem vigas, os edifícios de Nova York com mais de 35 andares, quase sempre tinham estrutura metálica em aço.

- Grande Arche de La Défense

Este grande edifício, construído em Paris nos anos de 1986 a 1988, tem a forma de um cubo com 100m de aresta aberto em dois lados. Sua estrutura consiste de pórticos espaciais protendidos. A cobertura do cubo é suportada por quatro vigas protendidas com 110 m de comprimento e 9,5 m de altura. A resistência característica do concreto da estrutura principal foi de 50 MPa. A composição e os resultados experimentais de um dos concretos utilizados é mostrado a seguir :

cimento CPA HP	425 kg/m <sup>3</sup>
silica-ativa	30 kg/m <sup>3</sup>
areia fina	50 kg/m <sup>3</sup>
areia grossa	655 kg/m <sup>3</sup>
cascalho do rio Sena (5-20mm)	1068 kg/m <sup>3</sup>
água	170 - 190 kg/m <sup>3</sup>
superplastificante	18 kg/m <sup>3</sup>
retardador	0 - 3 kg/m <sup>3</sup>

abatimento 20 - 250 mm

resistência em cilindros	
média aos 28 dias	65 MPa
média aos 90 dias	73 MPa
tração aos 28 dias	5,5 MPa

Outros exemplos de aplicação de concreto de alta resistência em edifícios podem ser encontrados na tabela 1.5

Tabela 1.5 - Exemplos de aplicação do concreto de alta resistência.

Edifícios	Local	Ano	nº de andares	f <sub>ck</sub> (MPa)
Pacific Park Plaza	Ermeryville	1983	30	45
S. E. Financial Center	Miami	1982	53	48
Petrocanada Building	Calgary	1982	54	51
Lake Point Tower	Chicago	1965	70	52
City Center Project	Minneapolis	1981	52	56
Collins Place	Melbourne		44	56
Larimer Place Condominiums	Denver	1980	31	56
Park Avenue, 499	Nova York		29	60
Royal Bank Plaza	Toronto	1975	43	62
Richmond - Adelaide Centre	Toronto	1978	33	62
West Moroe, 200	Nova York	1973	23	63
Midcontinental Plaza	Chicago	1972	50	63
Fronter Towers	Chicago	1973	55	63
River Plaza	Chicago	1976	56	63
Chicago Mercantile Exchange	Chicago	1982	40	63
Columbia Center	Seattle	1983	76	66
Interfirst Plaza	Dallas	1983	72	69
Scotia Plaza	Toronto	1986	68	70
South Wacker Tower	Chicago	1989	79	83
Two Union Square	Seattle	1989	58	70
Pacific First Center	Seattle	1989	44	70
Gateway Tower	Seattle	1989	62	94

Além dos edifícios, o concreto de alta resistência também encontra grande aplicação em pontes de grandes vãos, com o objetivo de reduzir as dimensões das vigas e o peso próprio. Entre as aplicações do concreto de alta resistência em pontes, alguns casos podem ser destacados :

#### - Ponte New Tjörn

A construção da ponte New Tjörn (figura 1.7), terminada em novembro de 1981, envolveu o primeiro uso conhecido da sílica-ativa em concreto de alta resistência, quando o calor de hidratação era a principal preocupação, devido ao alto consumo de cimento que oferecia um grande risco de fissuração. Segundo Rickne e Stevenson<sup>[15]</sup> era importante limitar o teor de cimento, uma vez que a ponte continha algumas seções de concreto de grandes dimensões (principalmente os pilares), com concreto de 50 MPa de resistência em cubos. Assim optou-se pelo concreto de alta resistência com a substituição em parte do cimento pela sílica-ativa.

Esta obra de arte, uma ponte pênsil de 654 m de comprimento, com torres de concreto com 100 m de altura e 4 m por 4,5 m de seção transversal, também se destacou no meio técnico internacional pelo prazo curto de execução : 15 meses. Em tempo normal, para uma obra deste porte seriam necessários 3 vezes o tempo gasto.

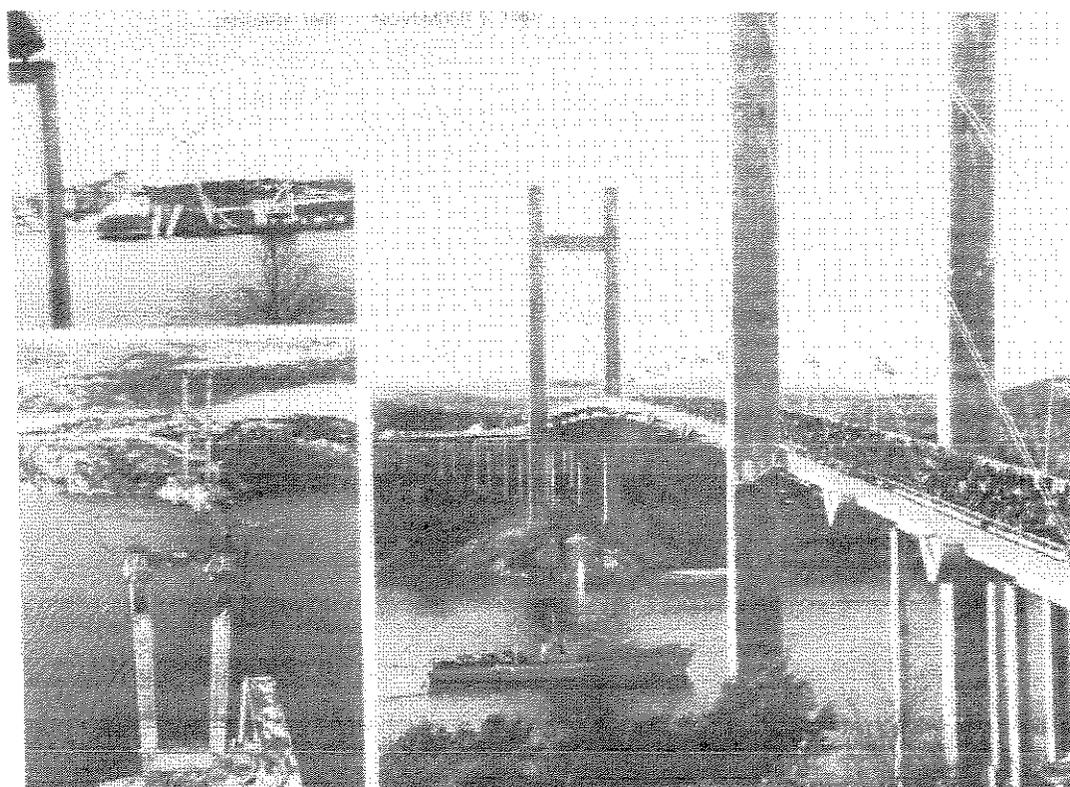


Figura 1.7 - Ponte New Tjörn

#### - Ponte Ferroviária Akkagawa

Concebida em 1975, esta ponte possui um comprimento total de 305 m, com vãos principais de 46 m. A opção pelo concreto de alta resistência foi para assegurar a durabilidade da obra, que está exposta em ambiente marinho.

A resistência especificada para os elementos pré-moldados foi de 80 MPa. A resistência média obtida foi de 96 MPa com um desvio padrão de 4,4 MPa. O concreto utilizado continha 530 kg/m<sup>3</sup>, sílica-ativa e plastificante, sendo o seu abatimento de 120mm.

#### - Ponte Le Pertuiset

Esta ponte pênsil foi construída nos anos 1987 e 1988, sobre o rio Loire, França, a qual venceia uma vão de 110 m.

Para as torres e o tabuleiro desta obra, foi usado concreto fluido de alta resistência, com resistência característica especificada em 60 MPa. A composição desse concreto foi a seguinte :

cimento de alta resistência inicial	400 kg/m <sup>3</sup>
silica-ativa	30 kg/m <sup>3</sup>
areia (0-5 mm)	800 kg/m <sup>3</sup>
cascalho (05-10 mm)	280 kg/m <sup>3</sup>
cascalho (10-20 mm)	800 kg/m <sup>3</sup>
água	140 kg/m <sup>3</sup>
superplastificante	16 kg/m <sup>3</sup>
abatimento	> 200 mm
resistência em cilindros	
média em 16 horas	33 MPa
média aos 28 dias	80 MPa

Outro campo importante de aplicação do concreto de alta resistência é o das plataformas de exploração de petróleo no fundo do mar, que teve início nos anos 70 nas águas britânicas e norueguesas no Mar do Norte.

Estas “superestruturas” compostas por elementos de concreto protendido e densamente armadas, são expostas a condições pouco usuais, resistindo não só a corrosão pela água do mar, mas também aos esforços enormes causados pelo impacto das ondas. Entre estas estruturas se destacam as seguintes :

#### - Plataforma Ekofisk

Esta plataforma de petróleo que teve o projeto de Gerwick e Hognestad<sup>[16]</sup>, é constituída de reservatório central de petróleo de aproximadamente 45 m<sup>2</sup>, com 70 m de altura. Em planta, o tanque é hexagonal - uma forma especial concebida para fornecer resistência máxima às paredes de 0,5m de espessura do reservatório. Uma característica especial dessa obra é o quebra-mar de concreto, que foi projetado para absorver as pressões das ondas, devidas ao constante movimento da água. Um concreto com baixo fator água/cimento e alto teor de cimento (63 a 70 MPa de resistência a compressão), foi usado para os painéis pré-fabricados, sem armadura, do quebra-mar.

#### - Plataformas Condeep

Um projeto especial foi adotado pela Norwegian Contractors Company que construiu 7 das 15 plataformas marítimas no Mar do Norte. Conhecidas como plataformas Condeep, que tipicamente possuem um caixão, de 19 ou 24 células de estocagem de petróleo (que se apoiam no fundo do mar), com 3 ou 4 fustes suportando a plataforma superior. A figura 1.8 mostra a maior plataforma Condeep, a Statfjord B (1800 m<sup>2</sup> de área de base, num total de 140.000 m<sup>3</sup> de concreto utilizados), que foi terminada em 1981.

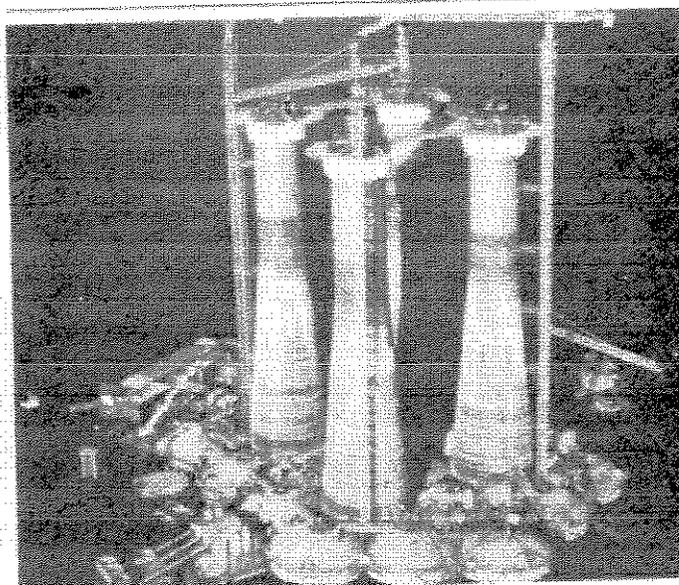


Figura 1.8 - Plataforma Condeep, Statfjord B

Uma comparação entre as composições e as propriedades dos concretos das plataformas Beryl A, construída em 1974, e Statfjord C, construída em 1982, mostrado na tabela 1.6, revela alguns aspectos interessantes. Primeiro, a aplicação de superplastificantes permitiu que, no segundo caso, o concreto atingisse um abatimento de cone de 220 mm, enquanto que no primeiro, onde foi empregado plastificante normal, o abatimento alcançado foi de 120 mm. Segundo, a combinação de menor dimensão do agregado graúdo com melhor trabalhabilidade do concreto permitiu um aumento de 13% na resistência à compressão para o concreto da plataforma Statfjord C, apesar de uma significativa redução no consumo de cimento permitida pelo uso de superplastificante. No caso de um grande volume de concreto, uma diminuição de 50 kg de cimento por metro cúbico de concreto produz efeitos favoráveis tanto nos custos como no risco de fissuração de origem térmica.

Tabela 1.6 - Traços e propriedades do concreto usado na construção das plataformas Condeep, na Noruega.

PLATAFORMA	Beryl A - 1975	Statfjord C - 1984
Características		
Profundidade da água (m)	118	145
nº de células/ nº de torres	19/3	24/4
Capacidade de estocagem (barris)	900.000	2.000.000
Peso máximo da doca (t)	28.000	50.000
Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	62.000	35.000
Materiais - dosagem (kg/m <sup>3</sup> )		
Cimento	430	380
Areia	900	1030
Agregado graúdo 32mm max.	900	-
Agregado graúdo 20mm max.	-	845
Água	175	160
Aditivos (litros/m <sup>3</sup> )	4 <sup>(1)</sup>	4 <sup>(2)</sup>
Abatimento	120	220
Resistência média - 28 dias (MPa)	55	62

<sup>(1)</sup> - Plastificante comum - lignosulfonato

<sup>(2)</sup> - Superplastificante - naftaleno sulfonato

Além das citadas anteriormente, o concreto de alta resistência vem encontrando outras aplicações tais como túneis, silos, estacas, caixas fortes, reforço de estruturas, pavimentação de rodovias, etc. Entre alguns exemplos estão os seguintes. Um túnel submerso de concreto para abrigar tubulação de gás das plataformas do Mar do Norte, com 590 m de comprimento, que começa a 30 m de profundidade e termina na superfície. O túnel é composto por 5 elementos pré-moldados de concreto com resistência característica de 60MPa. Em 1982, concreto de alta resistência foi utilizado para a construção de silos<sup>[17]</sup> para armazenagem de fertilizantes (nitrato de cálcio) em Heroya, na Noruega. Os silos têm 27 m de diâmetro e 28 m de altura. Para garantir a durabilidade frente ao produto, uma alta resistência a ataques químicos seria necessária. Isto foi conseguido com a combinação de cimento resistente a sulfatos com 15% de sílica-ativa. A resistência obtida aos 28 dias foi de 65 MPa. Segundo Helland<sup>[17]</sup>, 6 anos após a construção nenhum sinal de deteriorização foi registrado.

No Brasil, embora o concreto de alta resistência não tenha uso tão comum quanto na Europa e países escandinavos, alguns casos podem ser relatados, como os apresentados a seguir :

#### - Edifício Trianon

O edifício Trianon, que abriga o MASP (Museu de Arte de São Paulo), concebido há mais de 29 anos, é uma obra de grande destaque no meio técnico nacional até hoje em virtude das suas características. Na época, a construção representou um grande desafio à engenharia estrutural, em virtude das suas características, quer no arrojado da sua solução estrutural, quer na sua concepção arquitetônica, com lembra Ferraz<sup>[18]</sup>.

O MASP, que se localiza na Avenida Paulista, São Paulo, é composto por três partes. A primeira, abaixo do nível da avenida, se compõe de dois pavimentos com amplos salões com área em torno de 5.000 m<sup>2</sup>. A segunda, ao nível da Avenida Paulista, abrange o grande belvedere. A terceira, localizada a 8 m acima da Avenida Paulista, com dois pavimentos, consta de um bloco de 70 m de comprimento, 30 m de largura e 14 m de altura.

Entre os destaques no arrojado desta obra, o maior deles, é o fato de os pavimentos superiores de área de 2100 m<sup>2</sup> cada, serem suportados, juntamente com a cobertura, por somente 4 pilares, sendo que as cargas dos pisos e da cobertura são levadas a esses pilares por meio de 4 vigas caixão protendidas com 74 m de vão livre.

Como relata Ferraz<sup>[18]</sup> : *“Pela primeira vez um vão livre superior a 74 m era vencido numa estrutura de edifício. Não era apenas espantoso a singularidade de um tal comprimento de viga, nunca antes realizado, mas, e sobretudo, a enorme carga suportada, da ordem de 17 tf/m linear. Vão tão grande e carga excepcional determinaram a execução de vigas protendidas caixão, com 3,50 m de altura, transpassadas cada uma com 102 cabos de protensão de 30 toneladas”*. Para a execução dessas vigas foram empregados cerca de 1000 m<sup>3</sup> de concreto de alta resistência.

Segundo Pinto e Rochlitz<sup>[19]</sup>, a necessidade do concreto de alta resistência se deu, por imposição do projeto estrutural. Para atender essas imposições, o concreto além de resistência elevada, deveria apresentar as seguintes características :

- resistência característica à compressão de 45 MPa aos 28 dias (bem elevada para época, aproximadamente 3 vezes superior às usadas em obras comuns);
- plasticidade tal que permitisse a sua completa penetração em toda a forma;
- diâmetro máximo do agregado graúdo compatível com o espaçamento dos cabos e barras de armadura;
- elevação pouco acentuada da temperatura do concreto durante a hidratação do cimento, a fim de não se produzirem fissuras de origem térmica.

Devido ao pioneirismo na área de concreto de alta resistência, um amplo estudo prévio dos materiais disponíveis foi feito com o objetivo de, com eles, se obter o concreto procurado.

O cimento escolhido foi o que na região de São Paulo apresentou maiores resistências à compressão e menor variação nos ensaios normais realizados nos últimos 6 meses antes da definição da dosagem do concreto. Os agregados graúdo e miúdo foram selecionados entre as fontes que, em condições de transporte (próximas de São Paulo) e econômicas favoráveis, atendessem as exigências impostas. O agregado miúdo apresentava módulo de finura de 2,64, enquanto que o agregado graúdo possuía dimensão máxima de 19 mm e módulo de finura igual a 6,14.

Para se conseguir a diminuição da relação água/cimento sem comprometer a plasticidade do concreto, foi incorporado um aditivo que além de redutor de água também serviria como retardador de pega, afim de possibilitar uma revibração do concreto após 3 horas do seu lançamento.

A partir das dosagens experimentais chegou-se a um traço ideal de 1:0,66:2,34, que apresentava as seguintes características :

módulo do agregado	5,370
traço em peso cimento:agregado	1:3,0
cimento	1,00
areia	0,66
brita I	2,34
aditivo	0,0025
relação água/cimento	0,321
consumo de cimento	565 kg/m <sup>3</sup>

As condições de cura foram mantidas uniformes durante 28 dias mantendo-se os moldes, anteriormente tratados para este fim, e as superfícies superiores permanentemente úmidas.

Os resultados dos ensaios à compressão em corpos-de-prova cilíndricos foram os seguintes :

resistência média aos 07 dias	45,6 MPa
resistência média aos 28 dias	56,3 MPa
coeficiente de variação	10,9 %
resistência característica aos 07 dias	36,5 MPa
resistência característica aos 28 dias	45,0 MPa

#### - Edifício do CNEC

Localizado em São Paulo, segundo Amaral Filho<sup>[12]</sup> e Herrman e Camerato<sup>[20]</sup> o edifício do CNEC utilizou o concreto de alta resistência para a execução dos pilares, sendo a resistência característica do concreto especificada em 60MPa. O cronograma da obra permitia que essa resistência fosse alcançada aos 56 dias.

O traço inicialmente desenvolvido previa a utilização de sílica-ativa aditivada e um complemento de superplastificante adicionado à mistura. A características e propriedades desse concreto são mostradas a seguir :

cimento	523 kg/m <sup>3</sup>
silica-ativa F-100	78,4 kg/m <sup>3</sup>
areia	550 kg/m <sup>3</sup>
brita 1	550 kg/m <sup>3</sup>
brita 2	450 kg/m <sup>3</sup>
água	152,5 l/m <sup>3</sup>
água/cimento	0,29
água/(cimento+silica)	0,25

abatimento 60 mm

resistência em cilindros (MPa) -	CP 15x30	CP 10x20
03 dias	48,0	-
07 dias	55,4	57,1
28 dias	75,7	75,6
90 dias	87,3	83,2

Após três meses de obra, por motivo de disponibilidade, foi necessário trocar a sílica-ativa em uso por outra não aditivada. Assim, seria desenvolvida outra mistura conforme a apresentado a seguir :

cimento	523 kg/m <sup>3</sup>
silica-ativa EMSAC 500	63 kg/m <sup>3</sup>
areia	550 kg/m <sup>3</sup>
brita 1	455 kg/m <sup>3</sup>
brita 2	807 kg/m <sup>3</sup>
água	162 l/m <sup>3</sup>
água/cimento	0,31
água/(cimento+silica)	0,28

abatimento 80 mm

resistência em cilindros (MPa) -	CP 15x30	CP 10x20
03 dias	46,8	-
07 dias	56,9	57,9
28 dias	77,0	70,6
90 dias	84,7	79,8

Existem ainda outros exemplos como relata Amaral Filho<sup>[12]</sup>. Entre esses exemplos estão as estruturas de duas torres gêmeas de 18 andares, localizada em São Paulo, cujos pilares foram executados com  $f_{ck}$  de 60 MPa. Através do uso do concreto de alta resistência, uma conseqüente redução da seção das colunas foi possível. Assim se conseguiu um ganho de cerca de 500 m<sup>2</sup> em área de escritórios e quase 100% na ocupação das garagens.

Em termos de recuperação estrutural, um bom exemplo é o caso de um edifício no Rio de Janeiro, com 11 andares e mais de 45 anos, o qual teve as lajes de 4 pavimentos recuperadas com concreto de alta resistência (42 MPa aos 28 dias).

## Capítulo 2 - VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURA NA ALMA

O estudo do comportamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma tem sido feito através de investigações experimentais realizadas por diversos autores. Neste capítulo apresentam-se as orientações mais importantes quanto às situações e limitações do seu uso, ao dimensionamento e arranjos de armadura e um resumo dos resultados de ensaios feitos por esses pesquisadores com vigas dotadas de aberturas.

### 2.1 SITUAÇÕES DE USO

Na moderna construção de edifícios, usam-se aberturas na alma de vigas, com o objetivo de permitir a passagem de tubulações e dutos de instalações elétricas, hidráulicas e de climatização, conseguindo assim o uso moderado do espaço morto nos forros falsos dos pavimentos.

A presença de aberturas na alma das vigas modifica consideravelmente o seu comportamento estrutural. Portanto a menos que seja feito um arranjo especial de armadura na região furada da viga, existe o risco de sua ruína prematura.

Por este motivo, o projetista enfrenta frequentemente a necessidade de definir regiões adequadas para aberturas nessas peças, de modo a não reduzir a sua capacidade resistente.

### 2.2 LIMITAÇÕES DO USO

Vários estudos foram feitos por diversos pesquisadores com o objetivo de estabelecer as dimensões e a posição das aberturas em almas de vigas e verificar a sua influência no comportamento dessas peças. Desses estudos resultaram orientações para o uso de aberturas em vigas, entre as quais, algumas são apresentadas a seguir.

#### 2.2.1 SÜSSEKIND<sup>[21]</sup>

##### - Dimensões máximas dos furos em vigas :

Se forem respeitados os limites indicados na figura 2.1, o dimensionamento geral da peça poderá ser feito como se ela fosse de alma cheia, admitindo-se mesmo na região furada, a validade da hipótese de Bernoulli, dando especial tratamento a região furada.

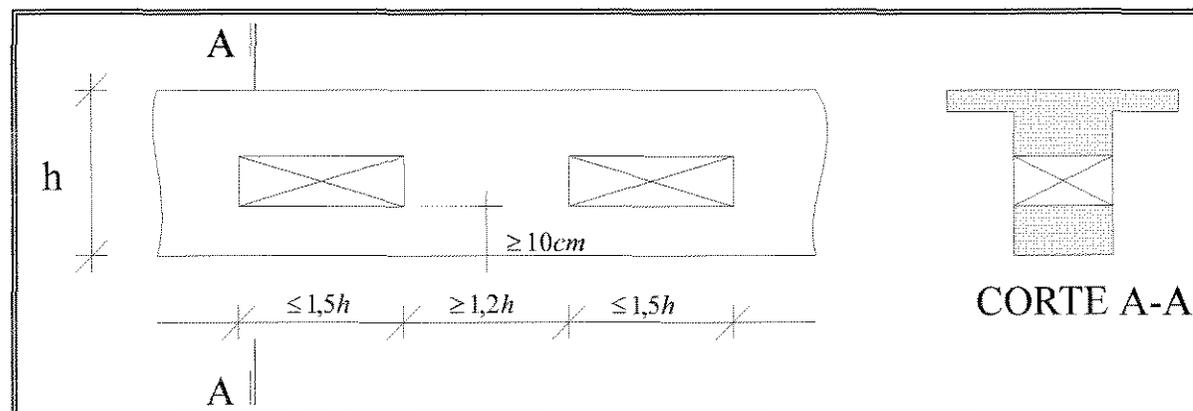


Figura 2.1 - Dimensões máximas de furos em vigas.

Se forem ultrapassados os limites da figura 2.1, o cálculo estático da peça é feito como o de um quadro fechado hiperestático, conforme mostrado na figura 2.2.

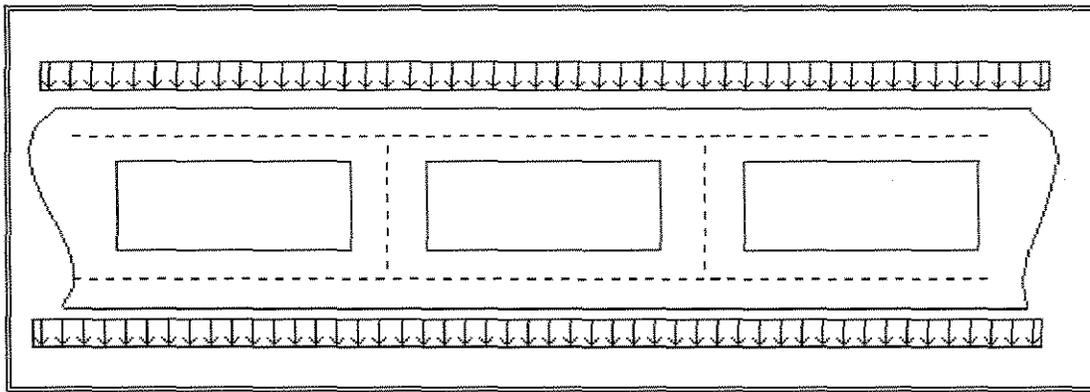


Figura 2.2 - Quadro fechado, multicelular.

### 2.2.2 LEONHARDT<sup>[22]</sup>

Segundo Leonhardt só se pode executar aberturas nas almas de vigas, no trecho onde exista força cortante, se permanecerem, na alma, as bielas de compressão importantes ou pórticos suficientemente rígidos. Aberturas circulares são mais favoráveis do que as com ângulos reentrantes. Os vértices devem ser o mais possível arredondados, porém deve-se respeitar os limites indicados na figura 2.3.

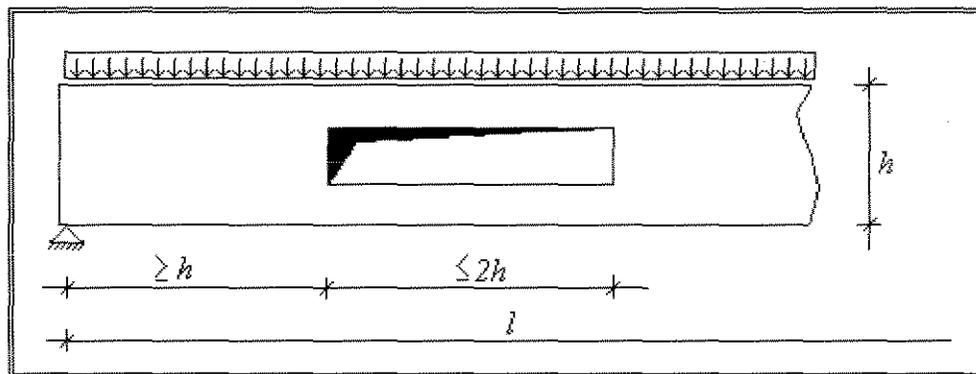


Figura 2.3 - Limite das dimensões da abertura.

Caso as dimensões das aberturas ultrapassem os valores indicados na figura 2.3, a peça deve ser tratada como uma viga Vierendeel.

Caso o comprimento da abertura seja menor que 60% da altura da viga, não há necessidade de se levar em conta, a presença da abertura, no dimensionamento.

### 2.2.3 NBR 6118<sup>[24]</sup>

Quando forem previstas aberturas em qualquer peça de concreto armado, deve-se verificar o seu efeito na resistência e na deformação de modo que não sejam ultrapassados os limites exigidos nessa Norma. Esta verificação fica dispensada se :

- existir somente uma abertura em cada meio tramo, situada a uma distância da face ao apoio maior que  $2h$  e em zona de tração.
- a dimensão desta abertura não for superior a  $12\text{cm}$  e ou a  $h/2$ , não interceptando qualquer barra da armadura e respeitando as exigências de cobrimento da armadura.

## 2.3 INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS

### 2.3.1 ENSAIOS REALIZADOS POR NASSER, ACAVALOS E DANIEL<sup>[25]</sup>

Estes pesquisadores efetuaram estudo de vigas em concreto armado com "grandes aberturas" na alma, com dois objetivos:

1<sup>o</sup>) determinar um arranjo de armadura adequado para as regiões que contornam a abertura;  
2<sup>o</sup>) verificar a possibilidade de alcançar uma carga última para vigas furadas igual a vigas maciças.

Para tal pesquisa, foram assumidas algumas hipóteses básicas sobre o comportamento de vigas com grandes aberturas, com o intuito de simplificar a análise do problema:

1) A seção transversal dos banzos superior e inferior da abertura se comportam de modo idêntico aos banzos de uma viga Vierendeel.

2) Os banzos, quando não estão sujeitos a cargas transversais, apresentam pontos de inflexão aproximadamente no ponto médio de seu comprimento.

3) Quando possuírem estribos adequados, os banzos, absorvem os esforços cortantes em proporção à área de sua seção transversal.

4) Nos cantos diagonalmente opostos das aberturas há uma concentração de tensões induzida pelo cisalhamento do banzo e seu efeito é equivalente ao produzido pelo dobro da força de cisalhamento correspondente à mesma viga com alma sem abertura.

Baseando-se nas hipóteses anteriores, os esforços internos na seção média da abertura de uma típica viga de ensaio são iguais aos da figura 2.4.

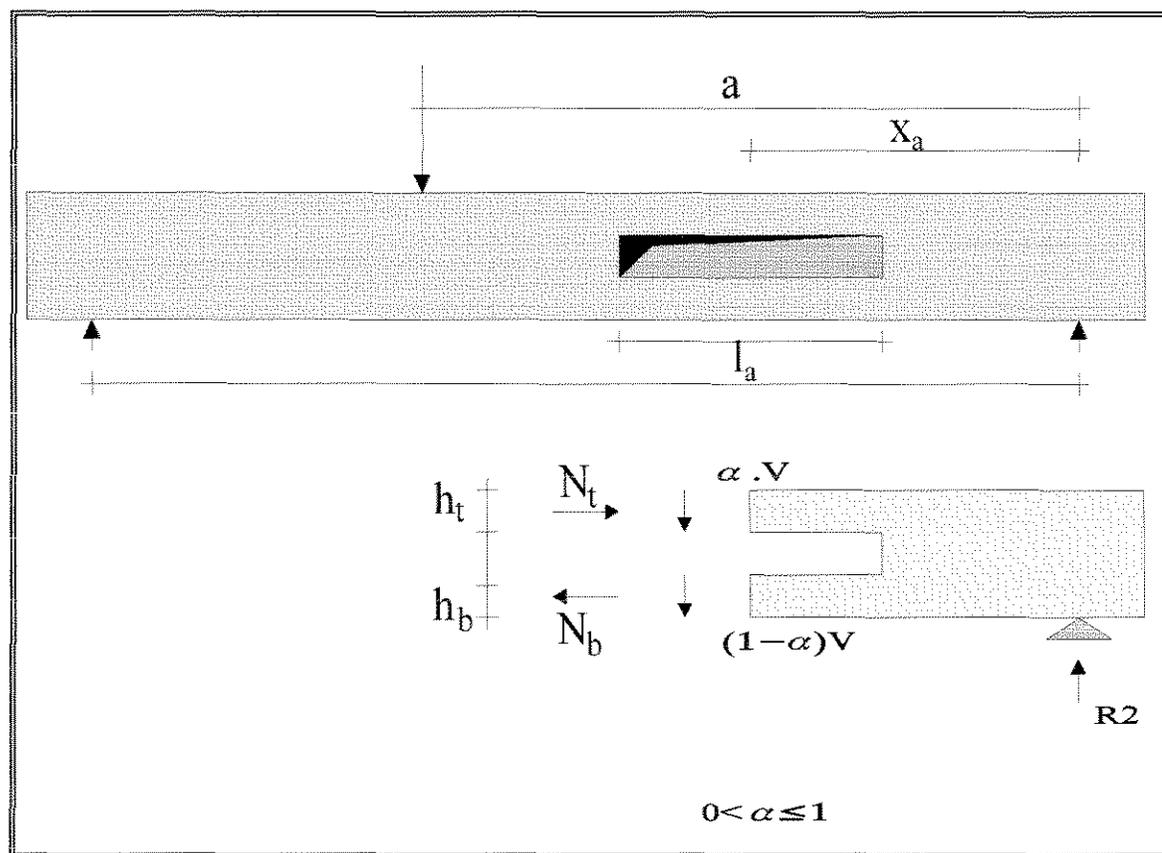


Figura 2.4 - Esquema de esforços internos

Para experimentação, 10 vigas biapoiadas com 365cm de vão e seção transversal com 22,9cm de largura e 45,7cm de altura, foram preparadas e ensaiadas conforme as hipóteses feitas anteriormente. A posição e as dimensões das aberturas, o esquema das armaduras e a posição e o tipo de carregamento são apresentados na figura - 2.5.

Para se efetuar a medida das deformações foram usados extensômetros elétricos nas armaduras e extensômetros mecânicos e elétricos (em forma de roseta) na superfície do concreto.

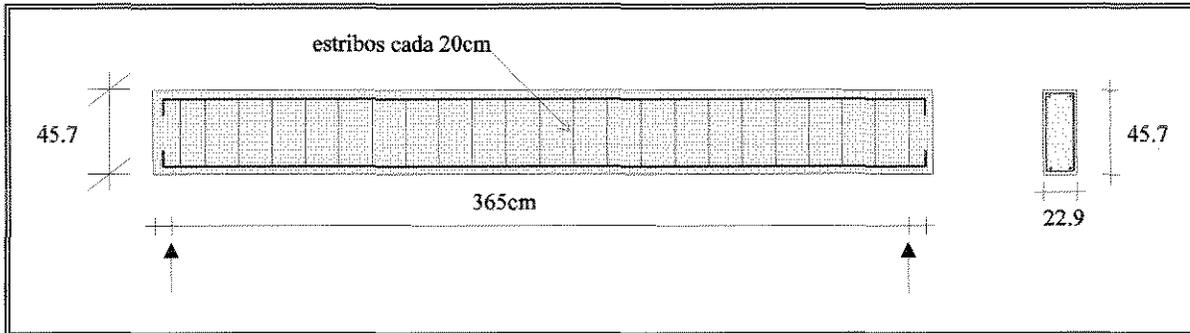


Figura 2.5.1 - Viga - A1

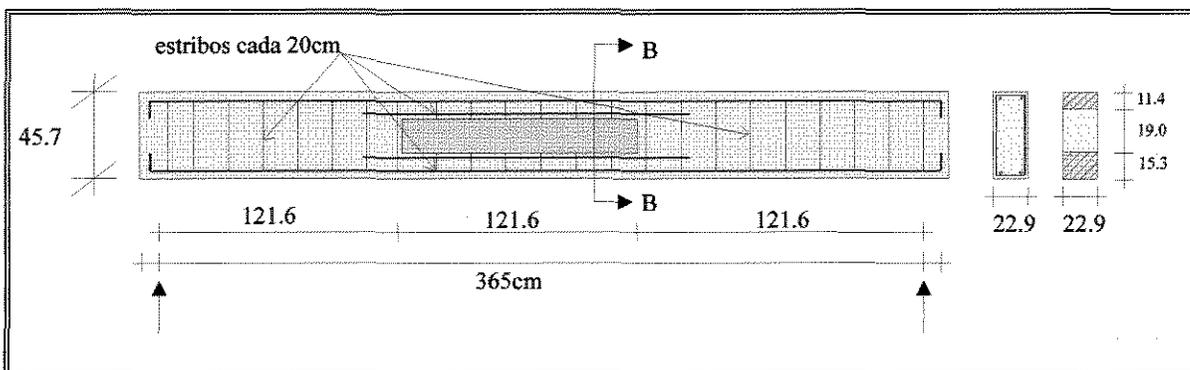


Figura 2.5.2 - Viga - B1

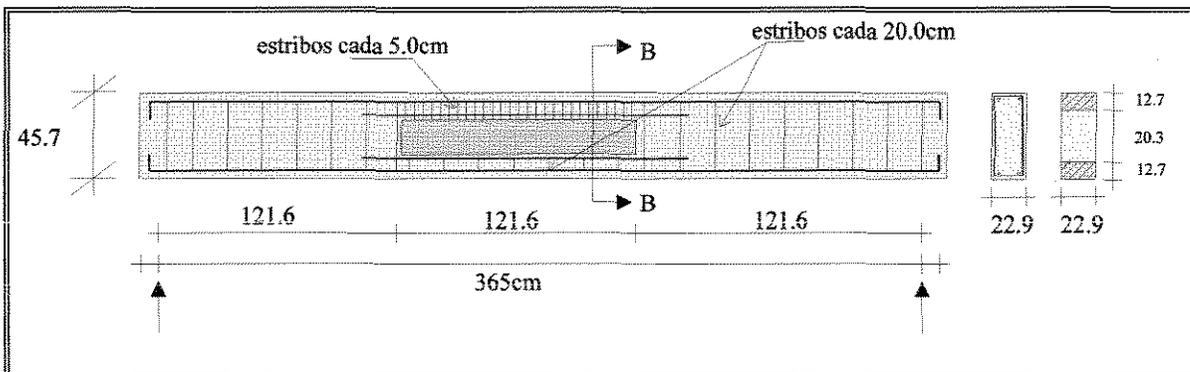


Figura 2.5.3 - Viga - B2

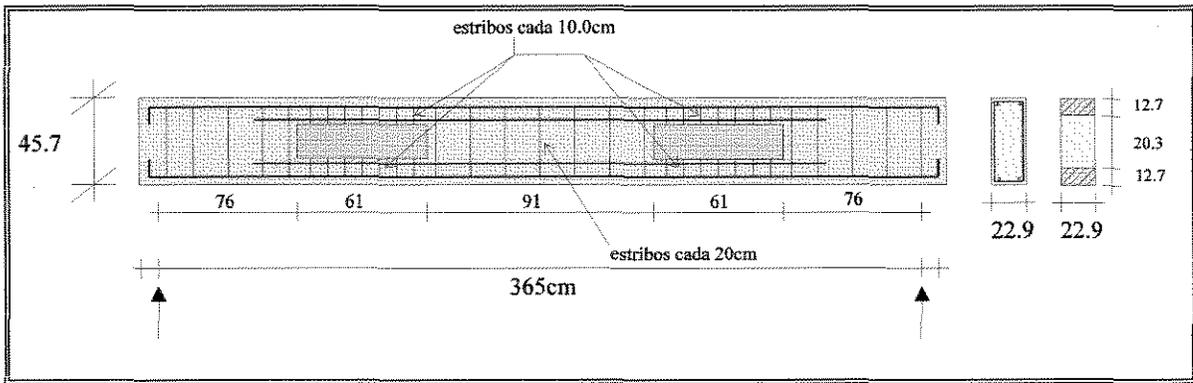


Figura 2.5.4 - Viga C-1

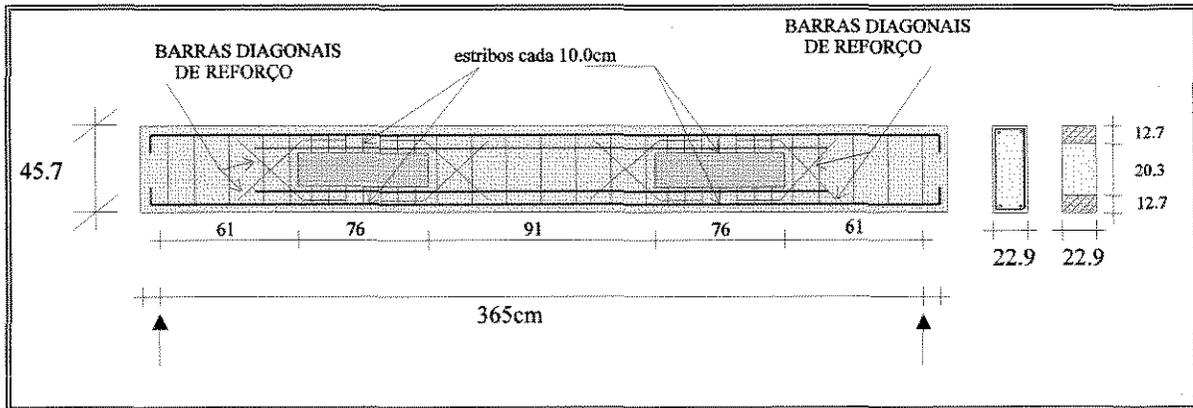


Figura 2.5.5 - Viga C-2 e C-3

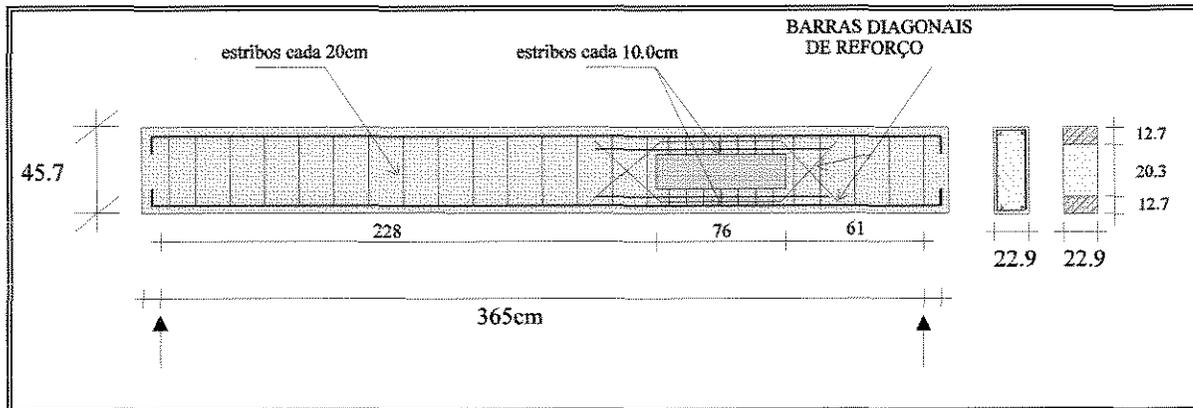


Figura 2.5.6 - Viga D1

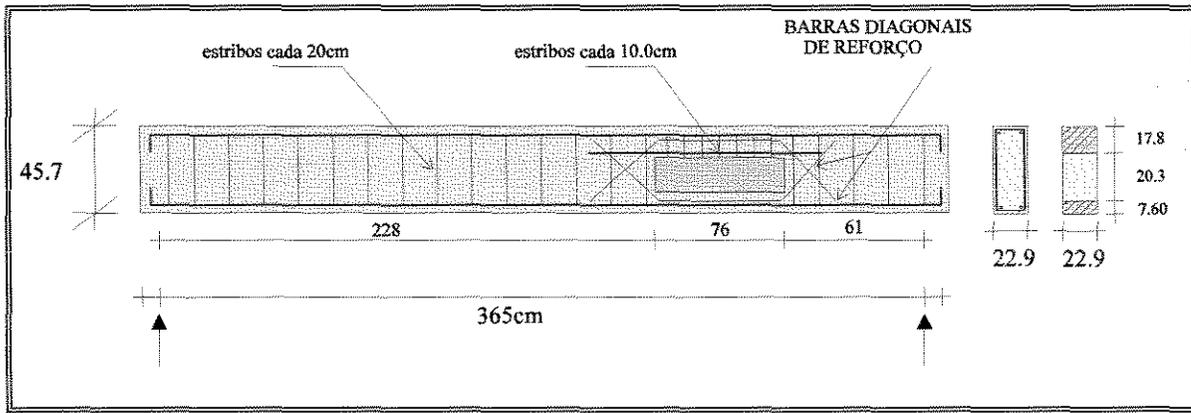


Figura 2.5.7 - Viga D2

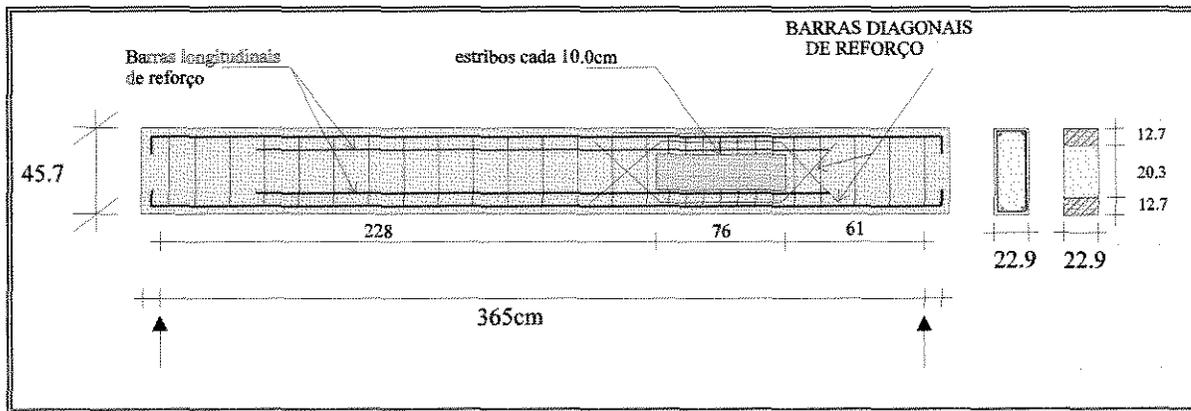


Figura 2.5.8 - Viga D3

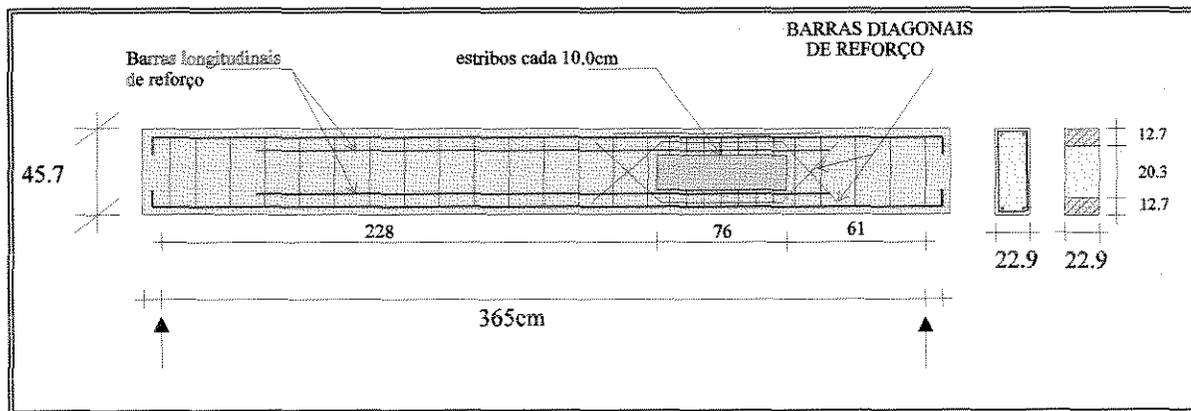
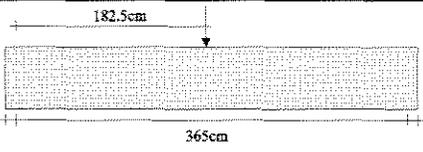
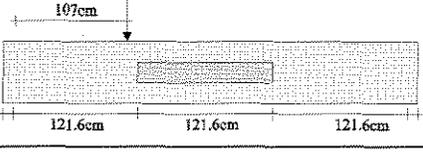
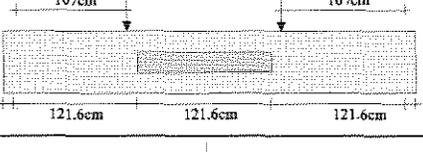
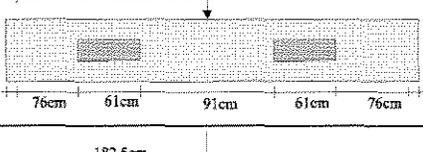
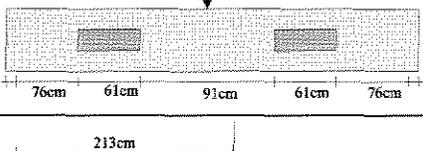
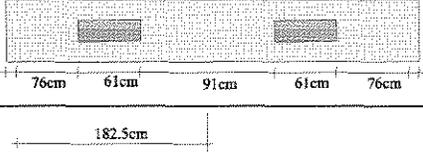
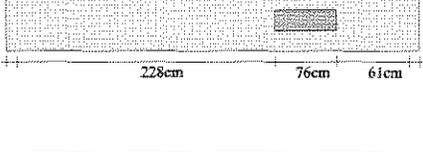
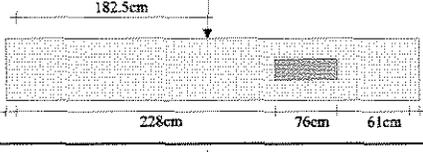
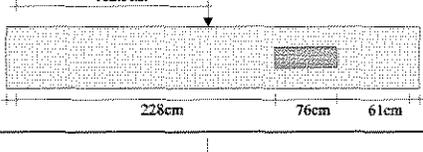
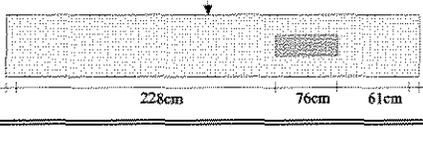


Figura 2.5.9 - Viga D4

Tabela 2.1 - Modos de ruína e posição das cargas das vigas ensaiadas.

Identificação	Posição da carga	Modos de ruína	$\frac{F_{U,maciça}}{F_{U,furada}}$
A - 1		flexão	1,00
B - 1		fissuração dos cantos	0,76
B - 2		cisalhamento	0,50
C - 1		fissuração dos cantos	0,82
C - 2		flexão	0,96
C - 3		flexão	1,06
D - 1		tensão de tração nos banzos superior e inferior da abertura	0,81
D - 2		flexão	1,20
D - 3		flexão	1,12
D - 4		flexão	1,18

Como resultado observou-se que:

- As vigas C2 , C3 , D2 , D3 e D4 (ver tabela 2.1), tiveram o mesmo mecanismo de ruptura (flexão), e aproximadamente igual capacidade última que a viga maciça. Portanto se adequadamente armadas, vigas com aberturas, conseguem atingir a mesma carga última que vigas maciças similares.
- As vigas com grandes aberturas retangulares comportam-se como uma viga Vierendeel.
- Devido à presença de aberturas, ocorre uma diminuição da rigidez da viga, ocasionando maiores deslocamentos, portanto atenção especial deve ser dada a vigas com furo, no que diz respeito a flecha.
- A armadura diagonal colocada junto aos cantos das aberturas não permitiu o desenvolvimento de fissuras inclinadas que normalmente surgiriam nesta região, devido à alta concentração de tensões naquele ponto.

### 2.3.2 ENSAIOS REALIZADOS POR MANSUR, TAN e LEE<sup>[26]</sup>

Mansur, Tan e Lee<sup>[26]</sup> desenvolveram um modelo para determinar a resistência de vigas de concreto armado com grandes aberturas. De acordo com seu modelo, as seguintes variáveis foram consideradas :

- comprimento, altura, excentricidade e localização da abertura ao longo da viga , pois todos estes parâmetros influenciam na parcela de força cortante absorvida por cada banzo (acima e abaixo da abertura);
- quantidade e arranjo de armaduras compostas por estribos nos banzos superior e inferior da abertura e reforço dos cantos constituído só por estribos e estribos combinados com barras diagonais a 45° ; (as barras inclinadas se justificam pelo fato da concentração de tensões nos cantos da abertura devido à redução da seção transversal da viga).

A proposta de cálculo foi desenvolvida para vigas com aberturas retangulares sujeitas a flexão simples, sendo que as cargas não eram aplicadas diretamente sobre a abertura. O modelo baseou-se na análise da carga de ruptura, satisfazendo-se as condições de equilíbrio, escoamento e o mecanismo de funcionamento.

O mecanismo assumido consistia de banzos articulados nas extremidades (parte superior e inferior da abertura), em cada canto da abertura, conforme figura 2.6, com a hipótese de força cortante constante ao longo da abertura.

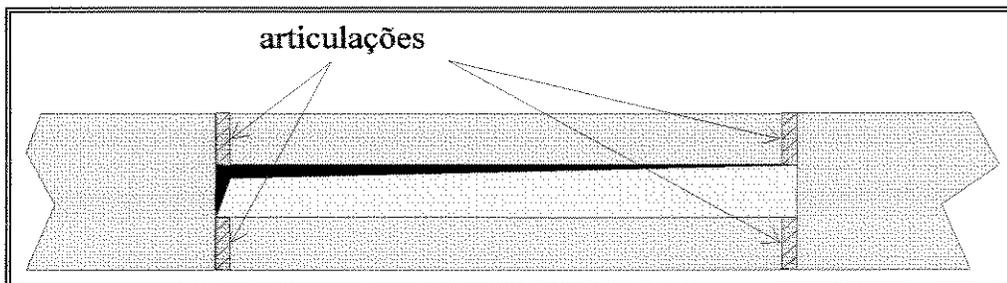


Figura 2.6 - Mecanismo de funcionamento assumido.

No método de cálculo proposto, as forças axiais que agem nos banzos são calculadas em função do momento fletor que atua na seção, considerando os mesmos como colunas não contraventadas. Baseado na solução exata para a carga de ruptura, pois foi admitida a condição de escoamento, o método foi formulado de acordo com os seguintes passos :

Passo 1- Considerar a viga como um todo e calcular os valores do momento  $M$  e da força cortante  $V$  no centro da abertura devido a carga última.

Passo 2- Assumir uma quantidade e um arranjo de armaduras para os banzos. Construir um diagrama de interação entre momento fletor e força normal usando método do equilíbrio e satisfazendo a compatibilidade de deformações.

Passo 3- Determinar as forças axiais  $N$  que atuam nos banzos superior e inferior da abertura, sendo que as seções críticas são as de extremidade. Admite-se que nenhuma força externa atue no banzo superior e que a força cortante permaneça constante ao longo do comprimento da abertura. As forças axiais e os momentos atuantes nestas extremidades são mostradas no diagrama de corpo livre (figura 2.7). Desse diagrama obtém-se :

$$V_t = \frac{(|M_2| - |M_1|)}{l_a} \quad (2.1)$$

$$V_b = \frac{(|M_4| - |M_3|)}{l_a} \quad (2.2)$$

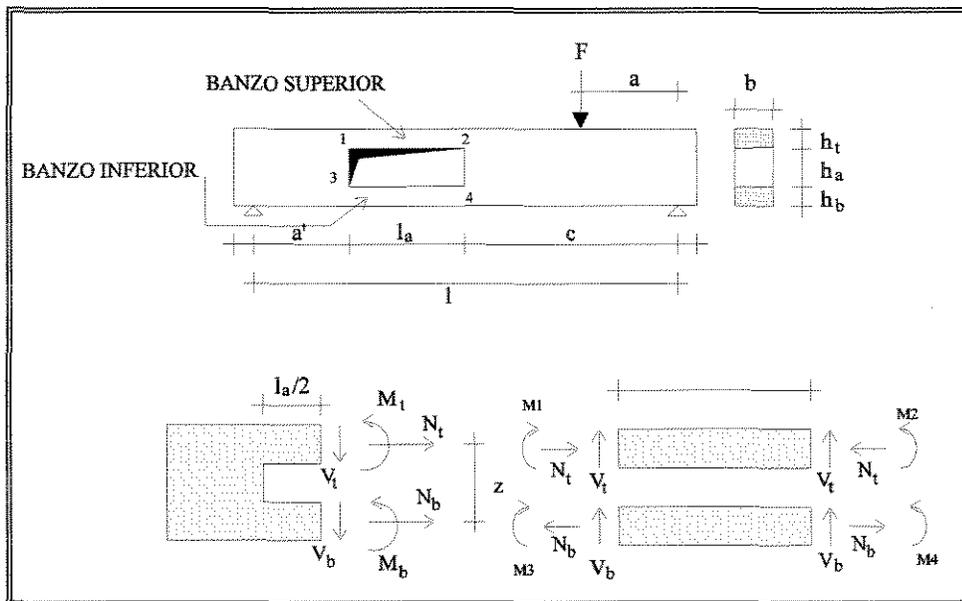


Figura 2.7 - Diagrama de corpo livre dos banzos inferior e superior

$V_t$  e  $V_b$  são forças cortantes atuantes nos banzos superior e inferior respectivamente,  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_3$  e  $M_4$  são os momentos fletores nos pontos 1, 2, 3 e 4 respectivamente e  $l_a$  é comprimento da abertura. Os momentos secundários  $M_t$  e  $M_b$  atuando nos banzos superior e inferior no centro da abertura são respectivamente :

$$M_t = \frac{(|M2| - |M1|)}{2} \quad (2.3)$$

$$M_b = \frac{(|M4| - |M3|)}{2} \quad (2.4)$$

No centro da abertura , o momento  $M$  externo é resistido pelo par de forças axiais  $N$  nos banzos e pelos momentos secundários  $M_t$  e  $M_b$  , assim :

$$M = N \cdot z + M_t + M_b \quad (2.5)$$

onde  $z$  é a distância entre o centro de gravidade dos banzos. Das equações (2.3) e (2.5) determina-se :

$$\frac{z}{h} \cdot N = \frac{\left( M + \frac{1}{2}(|M1| - |M2| + |M3| - |M4|) \right)}{h} \quad (2.6)$$

onde  $h$  é a altura total da viga.  
Introduzindo

$$M^\# = \left( M + \frac{1}{2}(|M1| - |M2| + |M3| - |M4|) \right) \quad (2.6.1)$$

$$\frac{z}{h} = \text{tg}\theta \quad (2.6.2)$$

destas relações determina-se que :

$$\text{tg}\theta \cdot N = \frac{M^\#}{h} \quad (2.6.3)$$

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{z}{h} = \text{tg}^{-1} \frac{M^\#}{(N \cdot h)} \quad (2.7)$$

Assim o colapso da viga ocorrerá pela formação de 4 rótulas nos banzos , nas posições 1, 2, 3 e 4 devido aos momentos  $M1$ ,  $M2$ ,  $M3$  e  $M4$  cujos valores devem estar contidos na superfície de interação. O correspondente valor de  $N$  que deve satisfazer a equação (2.6) pode ser obtido pela construção gráfica como mostra a figura 2.8. Os valores de  $M1$ ,  $M2$ ,  $M3$  e  $M4$  que correspondem a qualquer valor de  $N$  podem ser obtidos destes diagramas de interação. E portanto do diagrama  $N-M^\#/h$ . Assim, o ponto de intersecção desse gráfico com a linha cheia representada pela equação (2.7) dá o valor de  $N$ .

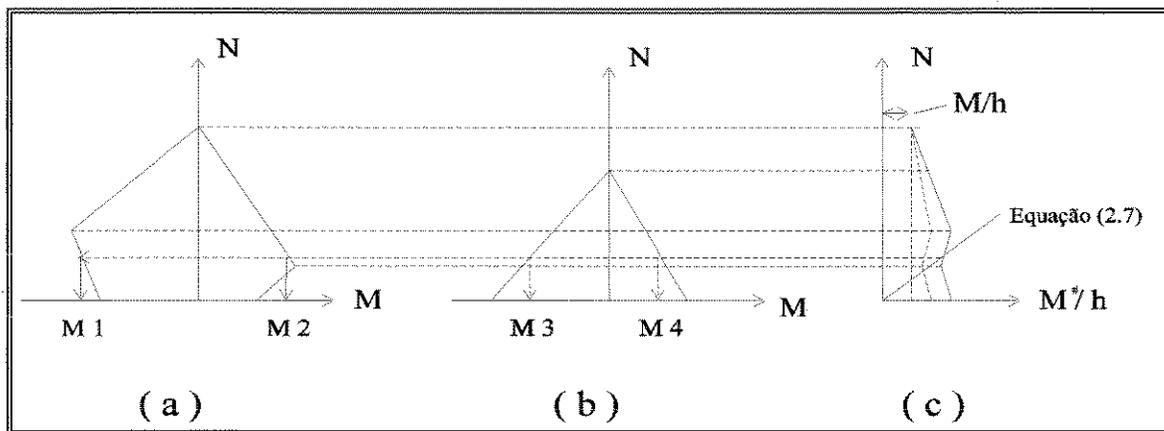


Figura - 2.8 (a) diagrama de interação da banzo superior; (b) diagrama de interação do banzo inferior; (c) gráfico de  $N \times M^{\#}/h$

Se os banzos superior e inferior forem simetricamente armados , então os correspondentes diagramas de interação são simétricos em relação ao eixo de  $N$  e assim, os pontos de inflexão ocorrem no ponto médio dos banzos e a equação (2.5) fica então :

$$M = N \cdot z \quad (2.8)$$

Na prática , quantidades aproximadamente iguais de armaduras são adotadas em ambos os banzos , conseqüentemente os valores de  $\frac{1}{2}(|M3| - |M4|)$  e  $\frac{1}{2}(|M1| - |M2|)$  são muito pequenos quando comparados com  $M$  . Assim  $N$  pode ser diretamente determinado a partir de equação (2.8) sem erros significativos.

Passo 4- Determinar os valores  $M1$  ,  $M2$  ,  $M3$  e  $M4$  que correspondem a um valor de  $N$  como mostra a figura 2.8. Se algum destes valores não puder ser obtido, a armadura longitudinal deve ser aumentada e o Passo 3 repetido.

Passo 5- Obtidos os valores de força cortante atuantes nos banzos superior e inferior, verifica-se:

- se  $(V_t + V_b) < V$ , a seção não é satisfatória, então a armadura longitudinal deve ser aumentada.
  - se  $(V_t + V_b) > V$ , então a armadura longitudinal deverá ser reduzida.
- Este processo é repetido até que se tenha  $(V_t + V_b) \cong V$ . Assim ficam determinados  $V_t$  e  $V_b$ .

Passo 6- Determinar o reforço dos cantos da abertura, ou seja a armadura adicional em forma de estribos verticais com ou sem a adição de barras inclinadas. No caso do uso único de estribos, a área de aço necessária para cada canto ( $A_{s,susp}$ ) é dada por

$$A_{s,susp} = k \frac{V_d}{f_{ywd}} \quad (2.9)$$

No caso de barras diagonais + estribos a área de aço das barras inclinadas ( $A_{s,inc}$ ) vem

$$A_{s,inc} = k \frac{V_d}{(f_{ywd} \cdot \text{sen } \beta)} \quad (2.10)$$

Nestas expressões :

$k$  = fator de concentração de cisalhamento

$f_{ywd}$  = tensão de escoamento do armadura usada como estribo e ou barras diagonais

$\beta$  = ângulo de inclinação das barras diagonais com eixo axial da viga

$V_d$  = força cortante no meio da abertura

Passo 7- Para cálculo da região maciça usar os métodos tradicionais de cálculo

Doze vigas, denominadas de R1,R2,...,R12 , com seção retangular, calculadas por este método, foram ensaiadas. Cada viga tinha 330cm de comprimento com uma seção transversal com 20cm de largura e 40cm de altura. Os detalhes dessas vigas são mostrados na figura 2.9 e nas tabelas 2.2 e 2.3.

Tabela 2.2 - Detalhe das vigas

Viga	Carga Última (kN)	$l_a$ (mm)	$h_t$ (mm)	$h_a$ (mm)	$h_b$ (mm)	$e_a$ (mm)	$a^*+l_a/2$ (mm)	Espaçam. estribos banzo sup. (mm)	Espaçam. estribos banzo inf. (mm)
R1	204	400	110	180	110	0	1000	40	40
R2	162	600	110	180	110	0	1000	40	40
R3	132	800	110	180	110	0	1000	40	40
R4	107	1000	110	180	110	0	1000	40	40
R5	89	1200	110	180	110	0	1000	40	40
R6	164	800	130	140	130	0	1000	50	50
R7	92	800	90	220	90	0	1000	30	30
R8	138	800	120	180	100	10	1000	45	35
R9	144	800	130	180	90	20	1000	50	30
R10	137	800	110	180	110	0	800	40	40
R11	131	800	110	180	110	0	1000	40	40
R12	127	800	110	180	110	0	1200	40	40

Tabela 2.3 - Detalhes das armaduras de reforço nas extremidades da abertura

Viga	Armadura de reforço		Cortante resistida por		cortante total resist. $V_r$	$\frac{V_{ri}}{V_r}$	Esforço cortante $V = \frac{F_{u,d} \cdot a}{l}$	Fator de concentração $K = \frac{V_r}{V}$
	estribos fechados	barras inclinadas	estribos ( $V_{rv}$ ) <sup>*1</sup>	barras inclinadas ( $V_{ri}$ ) <sup>*2</sup>				
-	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	-	(kN)	-
R1	1 - 13	-	111.5	-	111.5	-	68.0	1.64
R2	1 - 10	-	70.2	-	70.2	-	54.0	1.30
R3	1 - 10	-	70.2	-	70.2	-	44.0	1.60
R4	1 - 16	2 - 10	20.1	49.6	69.7	0.71	35.7	1.96
R5	1 - 16	2 - 10	20.1	49.6	69.7	0.71	29.8	2.34
R6	1 - 10	-	70.2	-	70.2	-	54.7	1.28
R7	1 - 10	-	70.2	-	70.2	-	30.7	2.30
R8	2 - 06	4 - 06	40.2	28.4	68.6	0.41	46.0	1.49
R9	1 - 06	2 - 10	20.1	49.6	69.7	0.71	48.0	1.45
R10	1 - 06	2 - 10	20.1	49.6	69.7	0.71	45.7	1.53
R11	1 - 10	-	70.2	-	70.2	-	43.7	1.60
R12	1 - 06	4 - 04	20.1	28.4	48.5	0.59	42.3	1.15

<sup>\*1</sup>  $V_{rv} = A_v \cdot f_{ywd}$

<sup>\*2</sup>  $V_{ri} = A_i \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen } \alpha$

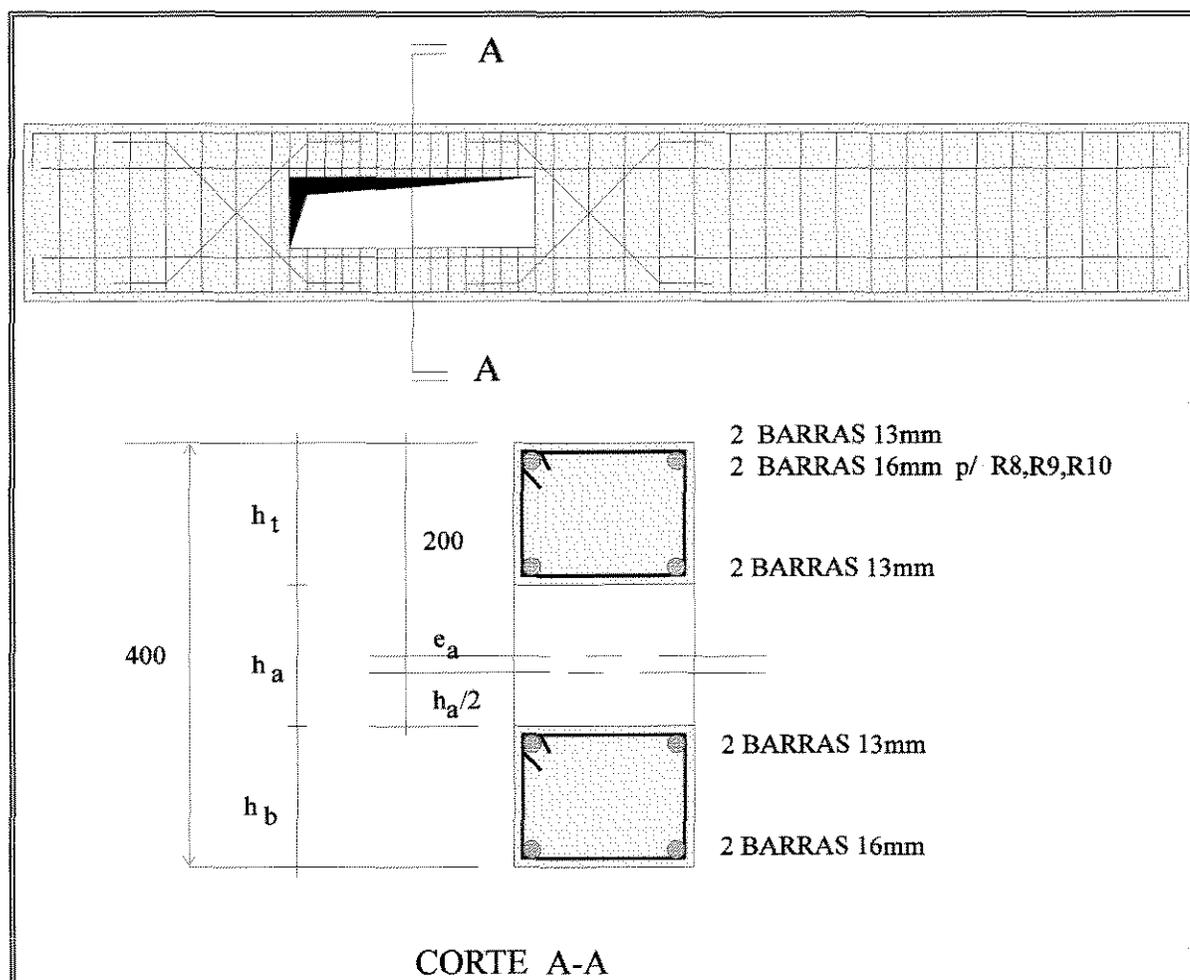


Figura 2.9 - Detalhes da armadura das vigas ensaiadas

As conclusões obtidas com essa investigação foram :

- Para uma carga em particular, tanto a abertura das fissuras como a flecha máxima da viga aumentam com o aumento do comprimento e da altura da abertura ou da relação momento-cortante no centro da abertura (ver figuras 2.10 e 2.11). A influência da excentricidade da abertura mostrou-se insignificante para as pequenas excentricidades usadas nesse programa de ensaio.
- As barras diagonais nos cantos são mais eficientes no controle da fissuração e reduzem a flecha da viga (ver figuras 2.11a a 2.11d). Usando uma combinação adequada de barras inclinadas e estribos a fissuração pode ser controlada. Com um fator de concentração de cisalhamento  $k=2$ , as barras diagonais resistirão aproximadamente 75% da força cortante. Portanto seu uso foi mais do que satisfatório e então pode ser recomendado para projeto (ver tabela 2.4).
- A posição do ponto de inflexão nos banzos depende da disposição da armadura longitudinal. Para um arranjo simétrico, ele ocorre aproximadamente no meio do vão do respectivo banzo.
- Estando as seções maciças adequadamente armadas, a viga rompe pela formação de um mecanismo com 4 articulações nas extremidades dos banzos, situadas uma em cada canto da abertura.
- O método proposto mostrou-se seguro e satisfatório e aplicável para vigas quando os banzos não são diretamente carregados.
- As parcelas da força cortante absorvidas pelos banzos superior e inferior à abertura, na ruptura, dependem não somente das propriedades de suas seções transversais, mas também

do tamanho (comprimento e altura) e localização (com relação ao eixo longitudinal e aos apoios) da abertura, conforme ilustra os gráficos da figura 2.12. No caso de pequenas aberturas o banzo superior absorve quase que 100% da força cortante, mas no caso de grandes aberturas o banzo inferior absorve parcela significativa da força cortante.

- Através dos resultados das vigas R1 a R5 fica claro que a resistência da viga diminui com o aumento do comprimento da abertura.
- Observou-se também que a resistência das vigas diminui com o aumento da altura da abertura.
- Quando se aumenta a excentricidade da abertura a resistência da viga também cresce (quando a abertura esta posicionada abaixo da linha neutra).
- O efeito da localização da abertura interfere na resistência última da viga, pois, com o aumento na relação momento/força cortante ( $M/V$ ) no centro da abertura, ocorre uma diminuição na resistência última da viga.

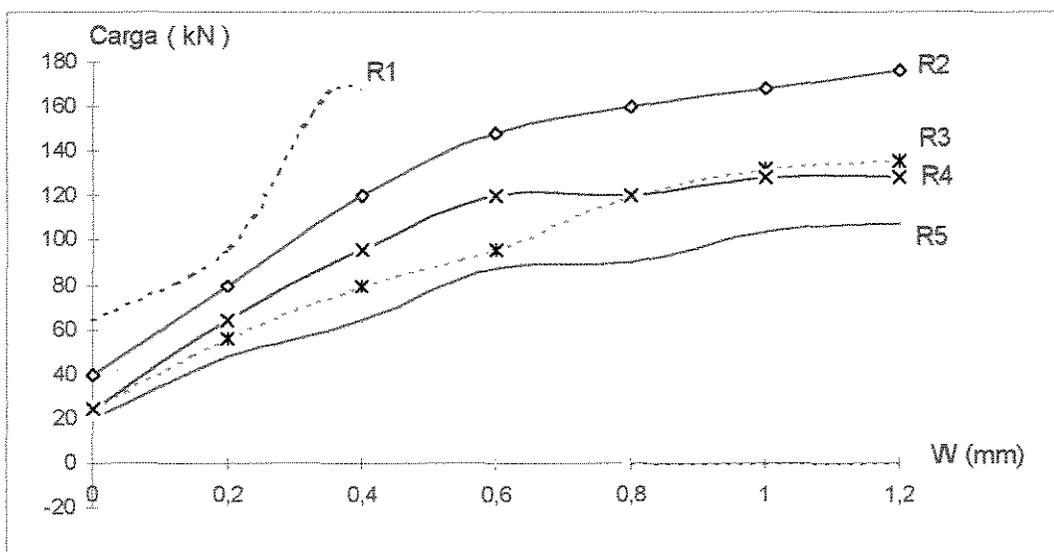


Figura 2.10.a - Vigas R2 , R3 , R4 e R5 gráfico de carga X máxima abertura das fissuras (W) - Influência do comprimento da abertura.

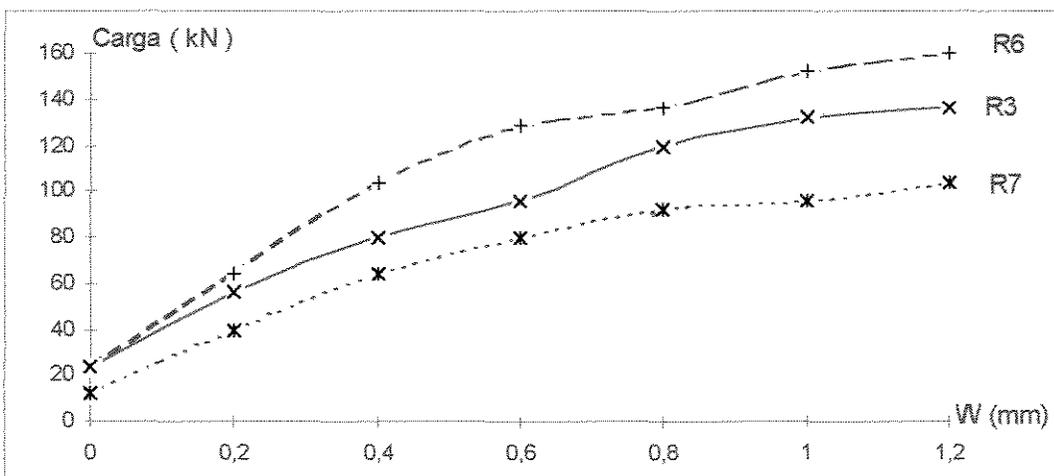


Figura 2.10.b - Vigas R6 , R7 e R3 gráfico de carga X máxima abertura das fissuras (W) Influência da altura da abertura

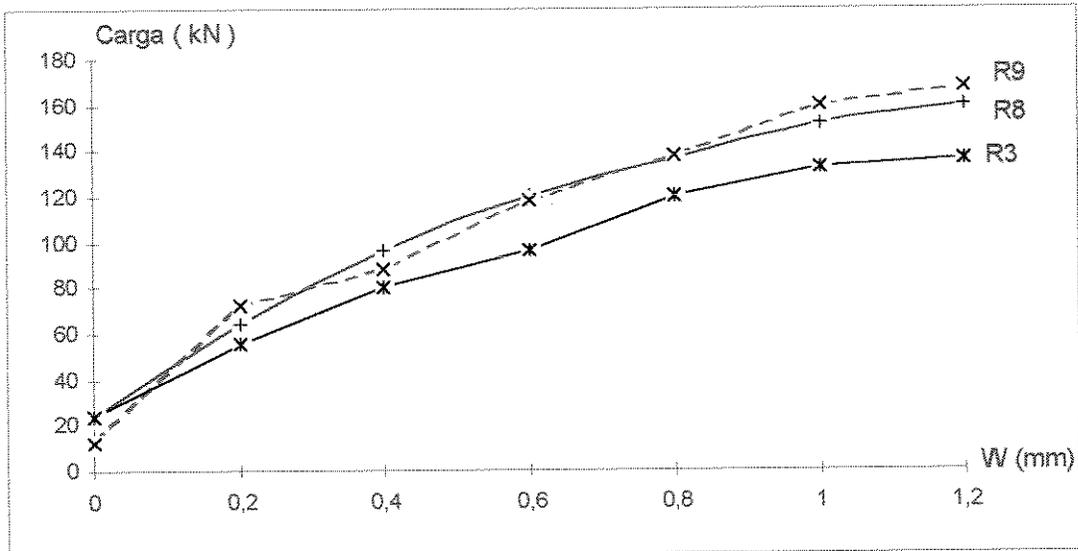


Figura 2.10.c - Vigas R8 , R9 e R3 gráfico de carga X máxima abertura das fissuras (W)  
Influência da excentricidade da abertura.

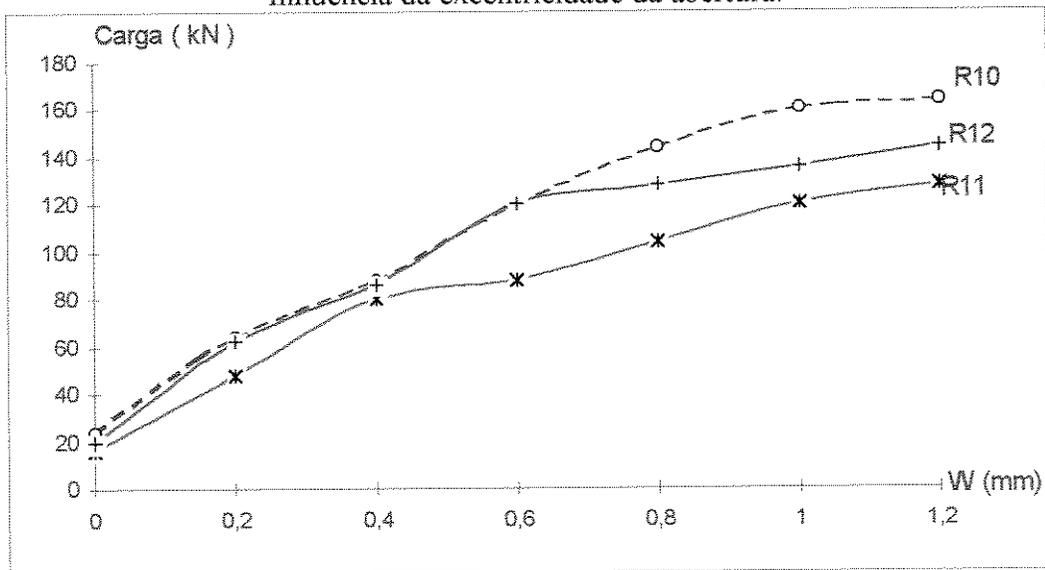


Figura 2.10.d - Vigas R10 , R11 e R12 gráfico de carga X máxima abertura das fissuras (W)  
Influência da posição da abertura ao longo da viga.

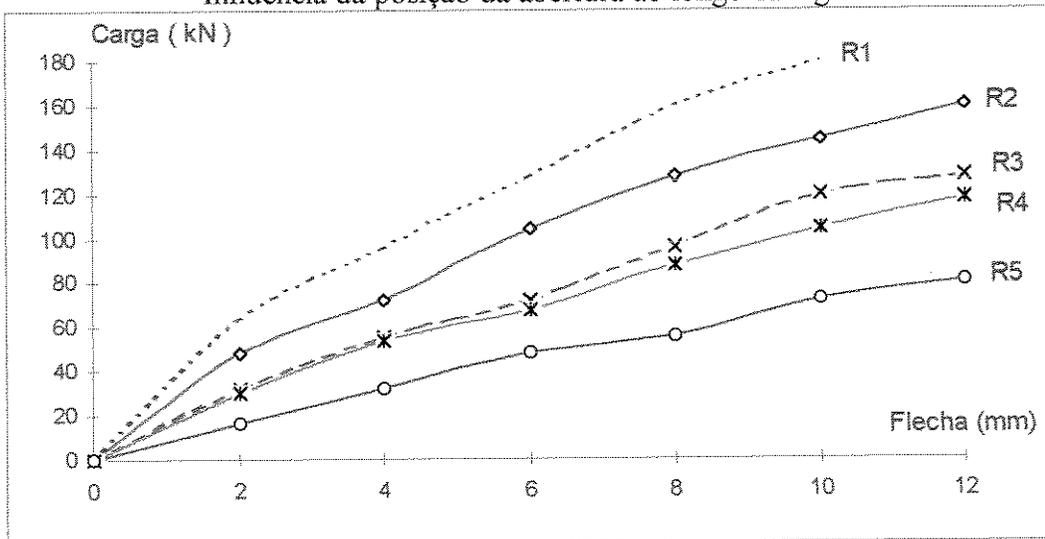


Figura 2.11.a - Vigas R1 , R2 , R3 , R4 e R5 flechas máximas - Influência do comprimento da abertura

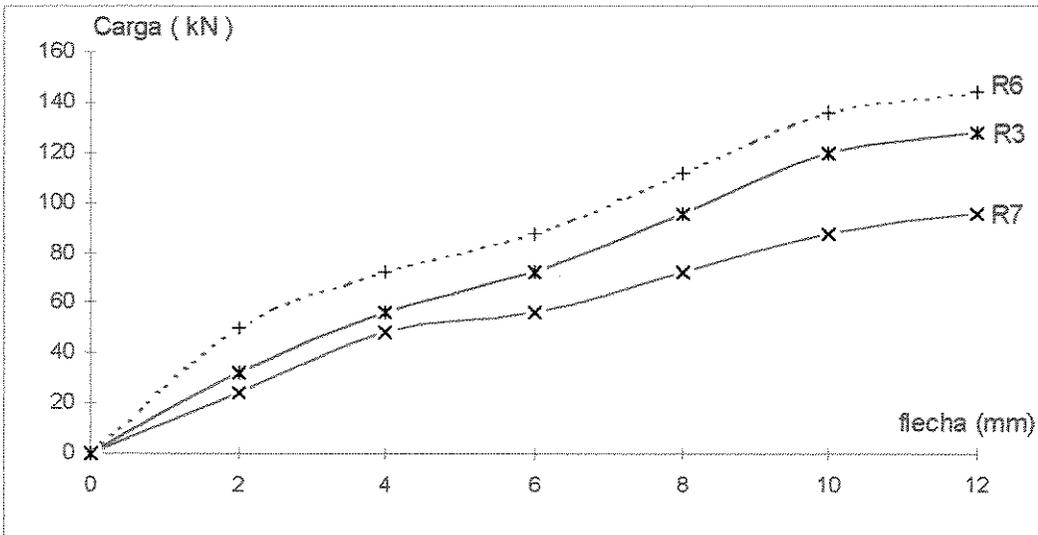


Figura 2.11.b - Vigas R6, R7 e R3 flechas máximas - Influência da altura da abertura

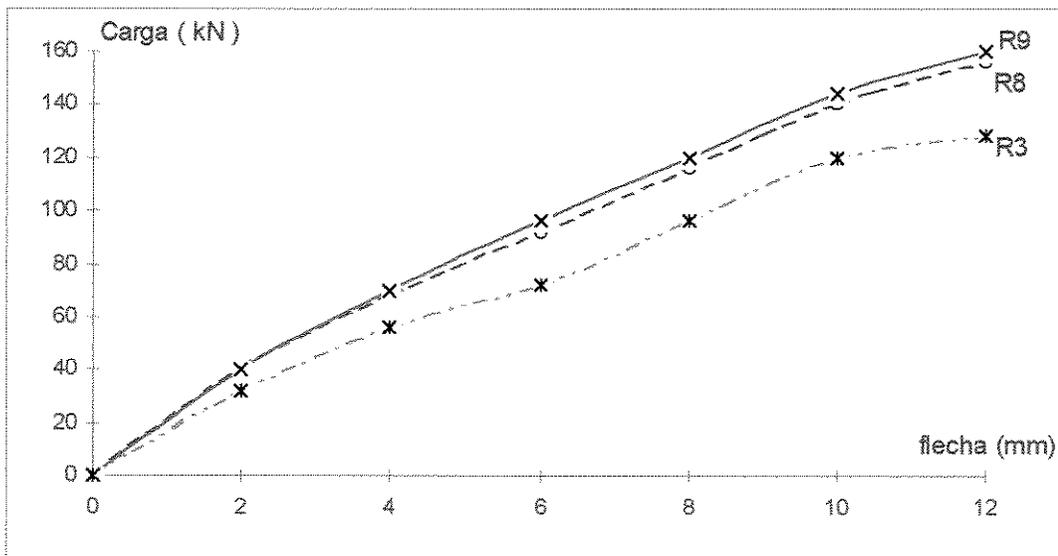


Figura 2.11.c - Vigas R8 , R9 e R3 flechas máximas - Influência da excentricidade da abertura

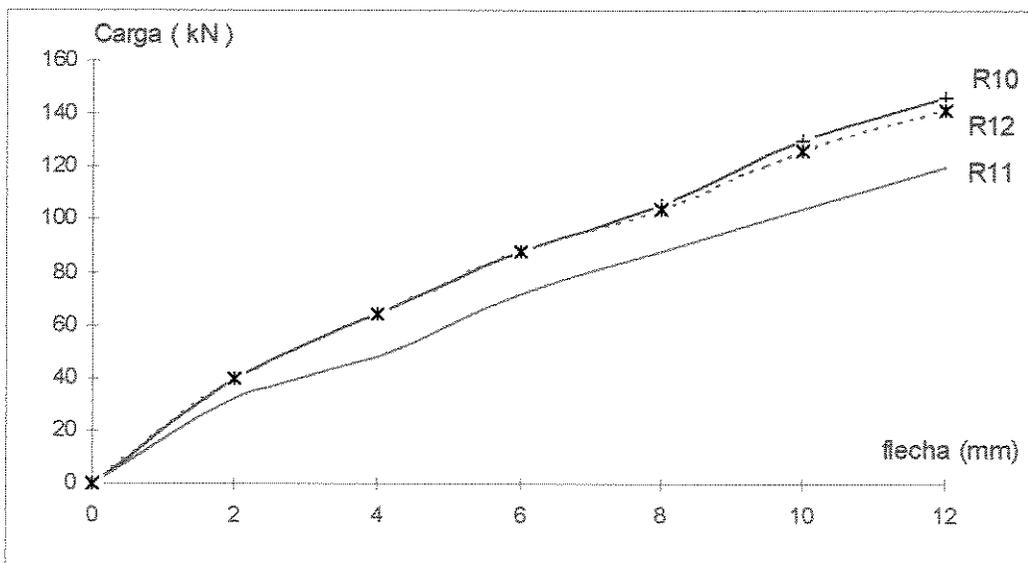


Figura 2.11.d - Vigas R10 , R11 e R12 flechas máximas - Influência da posição da abertura

Tabela 2.4 - Resultados dos ensaios

VIGA	Resistência do cilindro (N/mm <sup>2</sup> )	Carga Última experimental (F <sub>u,exp</sub> - kN)	Carga Última teórica (F <sub>u,teor</sub> - kN)	Máxima abertura das fissuras (mm)	$\frac{F_{u,exp}}{F_{u,teor}}$
R1	30.4	223.9	204	0.26	1.10
R2	30.4	182.5	162	0.29	1.13
R3	33.5	144.1	132	0.43	1.09
* R4	33.5	133.4	107	0.23	1.25
* R5	29.8	104.1	89	0.23	1.17
R6	29.8	180.0	164	0.37	1.10
R7	35.1	102.9	92	0.33	1.12
* R8	35.1	159.3	138	0.35	1.15
* R9	34.8	174.0	144	0.39	1.21
* R10	34.8	177.4	137	0.31	1.29
R11	28.8	133.5	131	0.45	1.02
* R12	28.8	154.3	127	0.05	1.21

\* vigas com barras inclinadas de reforço.

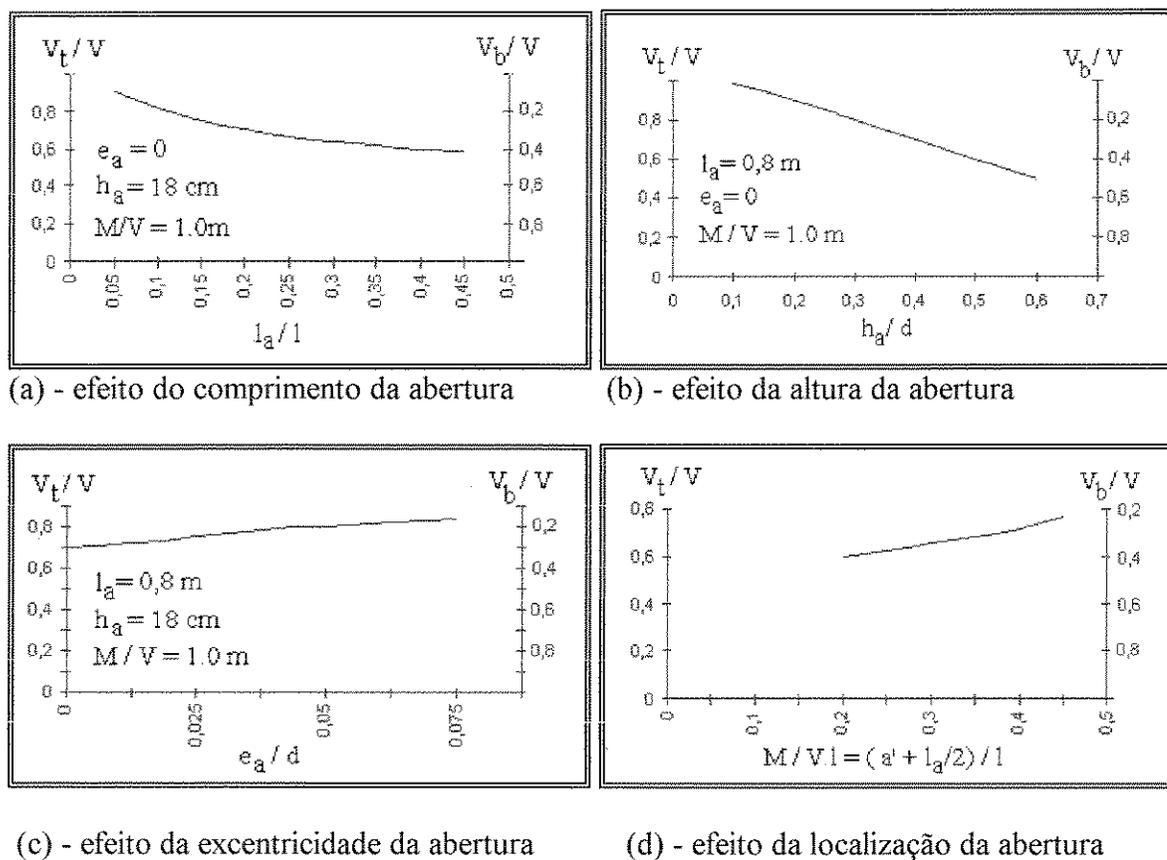


Figura 2.12 - Distribuição da cortante entre os banzos superior e inferior

### 2.3.3 - ENSAIOS REALIZADOS POR MURAUCHI<sup>[39 a 45]</sup>

Nos anos 62/63 MURAUCHI<sup>[39 a 45]</sup>, realizou ensaios em vigas com aberturas circulares, quadradas e losangulares na alma, sem armadura de cisalhamento, tendo como objetivo avaliar a resistência das peças. Duas séries de testes foram realizadas.

Na série A, os resultados dos ensaios de vigas com aberturas circulares de diâmetro  $h_a$  foram comparados com os das vigas com aberturas quadradas e losangulares de aresta  $h_a$ . Todas as vigas se romperam por cisalhamento.

O tipo de carregamento utilizado nos testes, as características geométricas das vigas, assim como as dimensões das aberturas são apresentados na figura 2.13 e na tabela 2.5.

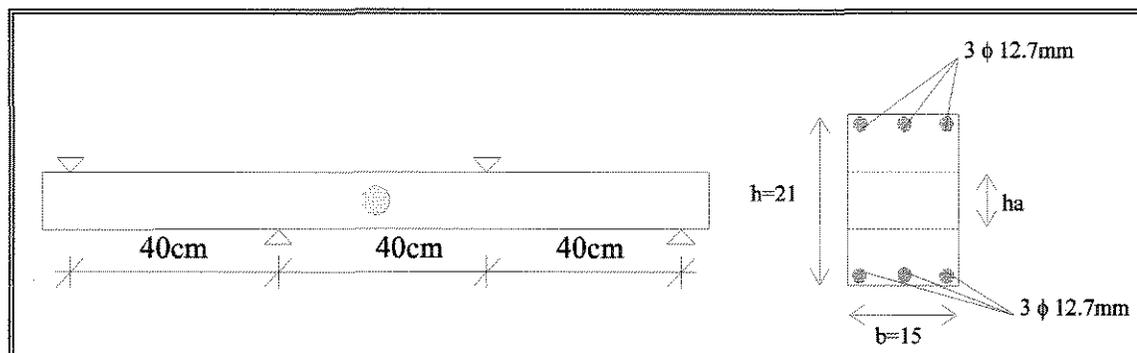


Figura 2.13 - Condições de carregamento e esquema estático dos ensaios de MURAUCHI.

Tabela 2.5 - Geometria e características das aberturas das vigas da série A.

Viga	Forma da Abertura	Dimensões da Abertura (cm)	
N1	quadrado	$h_a = 0,24h$	5 x 5
N2	losango		5 x 5
N3	circular		$\phi 5$
N4	quadrado	$h_a = 0,33h$	7 x 7
N5	losango		7 x 7
N6	circular		$\phi 7$

Em todos os modelos ensaiados, verificou-se que as fissuras surgem com uma inclinação aproximada de  $45^\circ$  a partir dos pontos de maior concentração de tensões, localizados no perímetro das aberturas mais próximas aos pontos de carregamento ou de apoio da viga. As fissuras progridem mudando de inclinação em direção aos pontos de aplicação de carga ou de apoio. A viga com abertura circular, em comparação com aquelas com aberturas quadradas e losangulares, apresentou maior resistência ao cisalhamento. A menor resistência foi apresentada pela viga com abertura quadrada. Sendo  $F_u$  o valor da carga última, foram encontradas as seguintes relações

$$F_u(\text{quadrado}) = 0.75 F_u(\text{círculo}) \quad (2.11)$$

$$F_u(\text{quadrado}) = 0.82 F_u(\text{losango}) \quad (2.12)$$

A tabela 2.6 apresenta os valores das resistências dos diferentes exemplares comparados com o valor da resistência da viga N0 sem abertura.

Tabela 2.6 - Resistência ao cisalhamento das vigas da série A

Viga	$A / A_0^*$	$F / F_0^*$
N1	0.76	0.30
N2	0.67	0.37
N3	0.76	0.40
N4	0.67	0.26
N5	0.52	0.30
N6	0.67	0.34

\*F e A são valores da carga última e da área da seção transversal referentes a uma viga genérica com abertura na alma.

<sup>†</sup>F<sub>0</sub> e A<sub>0</sub> são valores de F e de A referentes à viga N<sub>0</sub> sem abertura na alma.

Na série B, foram feitos testes de vigas com aberturas quadradas de diferentes dimensões, sem armadura de cisalhamento. O esquema de carregamento e as características geométricas das vigas são iguais àqueles considerados na série A. Foram ensaiadas vigas com aberturas de aresta variando de 0,24h a 0,50h, conforme mostra a tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Dimensões das aberturas das vigas da série B.

Viga	Dimensões das Aberturas (cm)	$h_a / h$
M1	5 x 5	0,24
M2, M2*	7 x 7	0,33
M3	10 x 10	0,48
M4	10,5 x 10,5	0,50
M0	sem abertura	-

Dois estribos com 6,0mm de diâmetro foram colocados junto a cada lado da abertura da viga M2\*, com a finalidade de se verificar a influência dessa armadura no panorama de fissuração e na resistência da peça. O quadro final de fissuração de todos os exemplares com aberturas circulares é apresentado na figura 2.14.

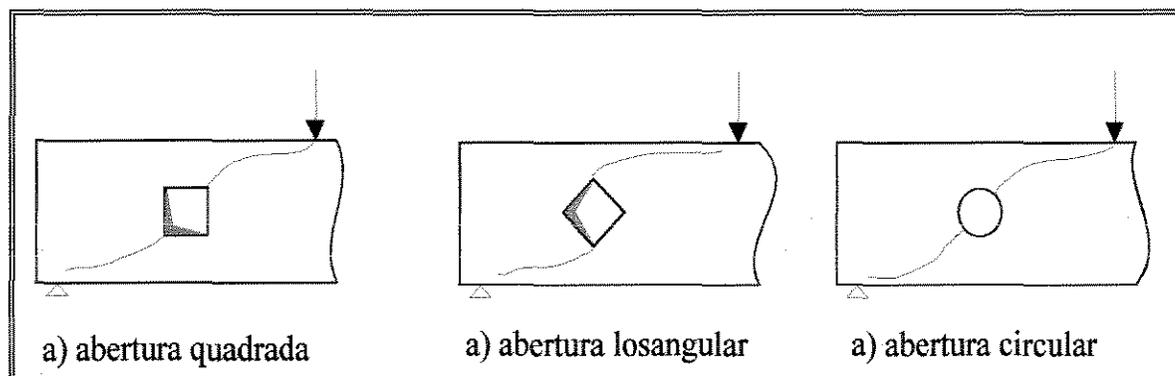


Figura 2.14a - Fissuras diagonais de cisalhamento

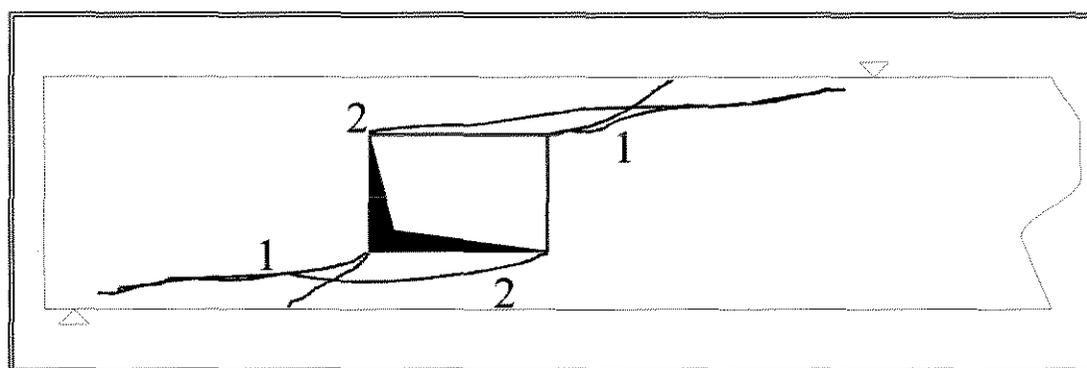


Figura 2.14b - Panorama final de fissuração

Os resultados e conclusões destes ensaios são os seguintes :

Em todos os modelos, a fissura 1 apareceu inicialmente a  $45^{\circ}$ , progredindo em direção aos pontos de aplicação de carga e de apoio. A fissura 2, de inclinação mais abatida, surgiu nas peças sem armadura transversal, com aberturas cujas arestas eram maiores que  $0,40h$ , levando as vigas à ruína.

Na viga  $M2^*$  com abertura de aresta igual a  $0,33h$ , a existência de armadura transversal junto aos lados da abertura impediu a propagação da fissura 1, aumentando assim a capacidade da peça. Para acréscimos sucessivos de carga, surgiu a fissura 2, que ao se propagar rapidamente em direção aos pontos de aplicação da carga, conduziu a peça à ruptura.

As vigas com aberturas quadradas, sem armadura de cisalhamento, apresentaram uma queda de resistência de 40 a 75%, em comparação à viga  $M0$  sem abertura. Apesar de contar com estribos nos lados da abertura, a viga  $M2^*$  não atingiu a resistência de  $M0$ . Ver tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Resistência ao cisalhamento das vigas da série B

Viga	$h_a / h$	$P_{m\acute{a}x.}$ ( kN )
M1	0,24	55,0
M2	0,33	50,5
$M2^*$	0,33	85,0
M3	0,48	26,0
M4	0,50	25,0
$M0$	-	95,0

#### 2.3.4 - AIJ - Architectural Institute of Japan

Membros do Comitê de Vigas com Aberturas na Alma, pertencente ao AIJ, presidido por K. MATSUSHITA<sup>[29 a 38]</sup>, ensaiaram 227 vigas de concreto armado com diferentes dimensões, entre 1961 e 1963. O objetivo principal do Comitê era avaliar a resistência e a rigidez de vigas com abertura na alma, visando a determinação do arranjo mais eficaz de armadura de reforço de aberturas. As principais variáveis consideradas no programa de teste foram :

- a) tamanho e forma da abertura (circular, quadrada, retangular);
- b) tipos de arranjo de armadura ao redor da abertura (barras verticais, inclinadas, malha soldada, chapa metálica);

- c) tipo de carregamento das vigas (cargas concentradas em vigas contínuas e em vigas simplesmente apoiadas, vigas submetidas a carga uniformemente distribuída);
- d) localização das aberturas ao longo do vão em estudo.

Foram ensaiadas 192 vigas com seção transversal de 14,20cm de largura por 22,30cm de altura e 35 vigas com seção de 30,5cm de largura e 45,80cm de altura, fazendo um total de 227 exemplares. Os diversos esquemas de carregamentos utilizados são mostrados na figura 2.15.

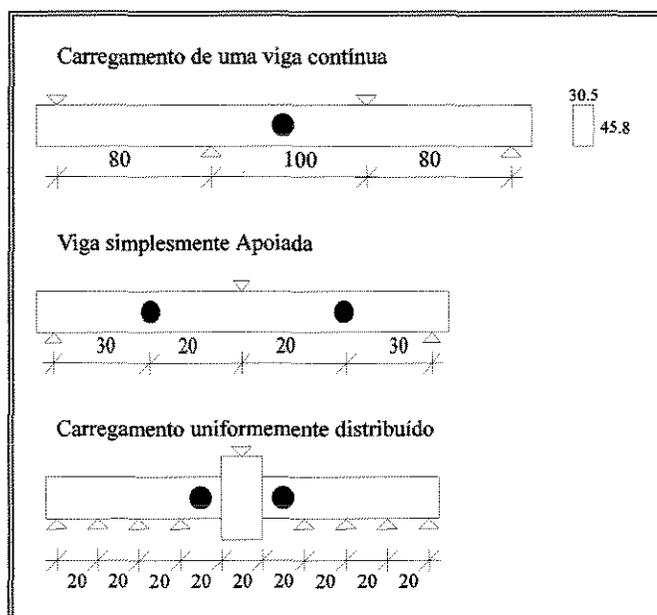


Figura 2.15 - Esquemas de carregamento das vigas ensaiadas

A forma das aberturas na alma variou, sendo empregadas aberturas circulares, quadradas e retangulares. As aberturas circulares tinham diâmetro de  $0,1h$ ,  $0,2h$ ,  $0,24h$ ,  $0,3h$ ,  $0,33h$ ,  $0,4h$  e  $0,46h$ . As arestas das aberturas quadradas foram determinadas a partir de quadrados inscritos em círculos de diâmetro  $h_a = 0,3h$  (aresta igual a  $0,2h$ ) e  $h_a = 0,4h$  (aresta igual a  $0,27h$ ). As dimensões das aberturas retangulares foram fixadas em  $0,27h$  e  $0,54h$ .

As principais observações sobre os resultados dos ensaios, registradas pelo Comitê em seu relatório final, são apresentadas a seguir de forma resumida :

- (i) - A carga correspondente à fissura inicial de cisalhamento decresce de maneira aproximadamente linear com o aumento do tamanho da abertura. A figura 2.16 representa a variação da relação  $\tau_c/f_{ck}$  correspondente à carga causadora da fissura inicial de cisalhamento em função do tamanho da abertura.

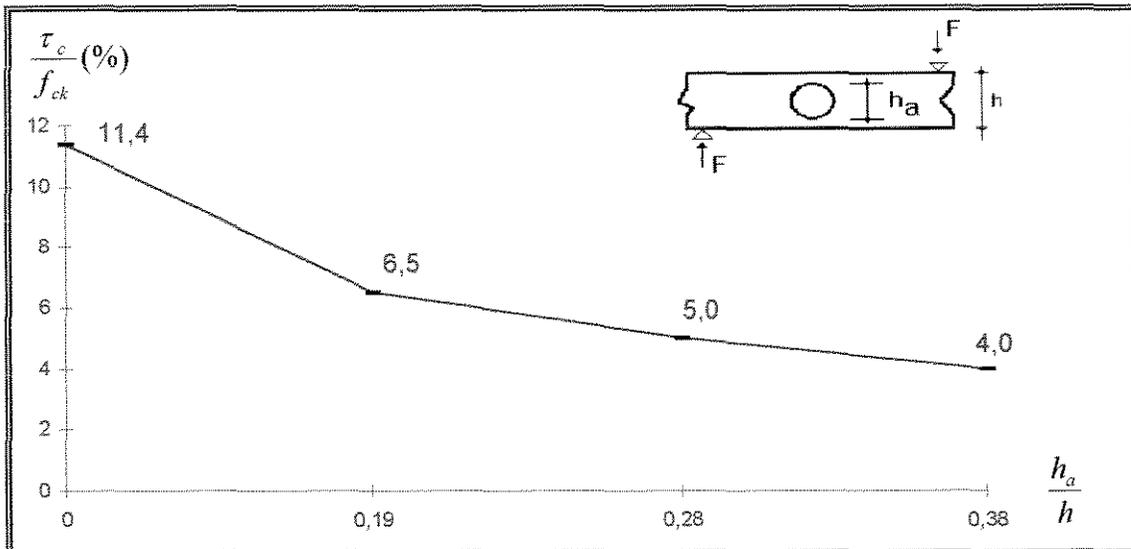


Figura 2.16 - Variação da carga causadora da fissura inicial de cisalhamento em função do tamanho da abertura.

(ii) - A resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura especial de reforço da abertura é consideravelmente menor que a da mesma viga sem abertura, (figura 2.17). O decréscimo de resistência é aproximadamente linear em relação ao aumento do diâmetro da abertura.

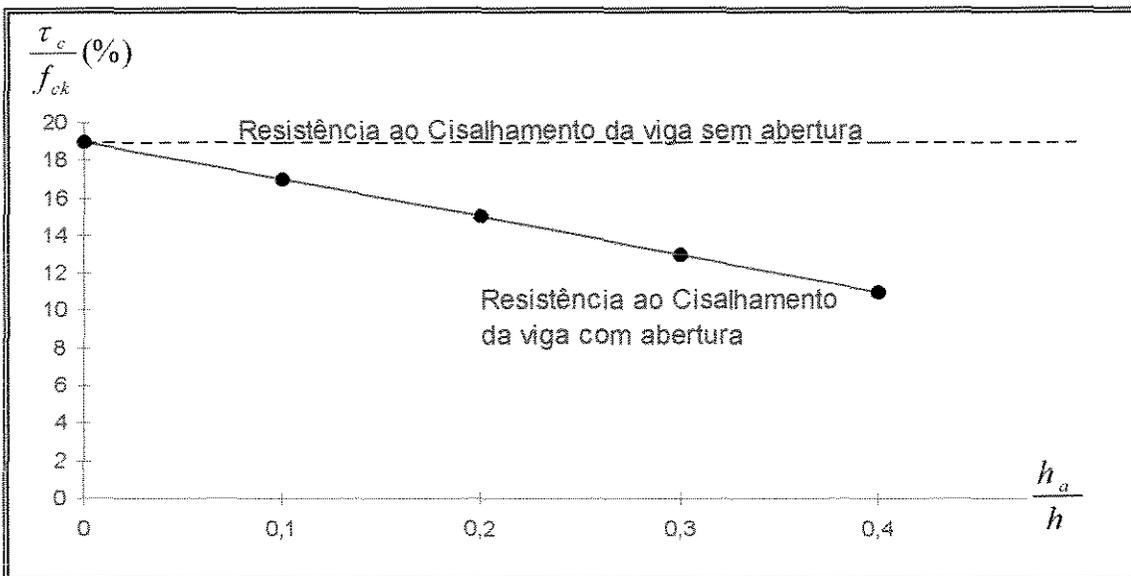


Figura 2.17 - Variação da resistência em função do tamanho da abertura.

(iii) - Na comparação entre os resultados das vigas com aberturas circulares e das vigas com aberturas quadradas, observa-se que a variação da resistência, em função do diâmetro  $h_a$  ou da aresta  $h_a$ , segue a mesma lei em ambos os casos.

(iv) - Nas vigas com aberturas retangulares ou com aberturas quadradas grandes, os banzos de concreto remanescentes acima e abaixo da abertura funcionam como duas vigas distintas, e a resistência ao cisalhamento destes elementos se torna fator condicionante na ruptura das peças, (figura 2.18).

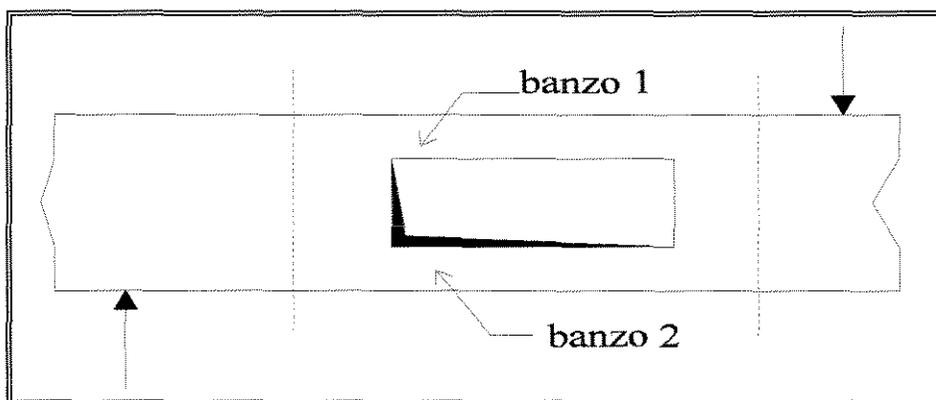


Figura 2.18 - Vigas com grandes aberturas retangulares ou quadradas.

(v) - A figura 2.19, mostra os diferentes arranjos de armadura de reforço colocados ao redor das aberturas. Para um mesmo arranjo básico constituído por : (a) barras verticais, (b) barras inclinadas, (c) barras horizontais mais estribos acima e abaixo da abertura e (d) malha soldada, foram testadas várias barras de diâmetro crescente de modo a se conseguir um aumento gradativo da resistência das vigas. Chapas metálicas de espessura 3,2 e 4,5mm foram adotadas no caso da figura 2.19c. Dentre todos os tipos pesquisados, as barras inclinadas e a malha soldada apresentaram os melhores resultados. Nestes casos, as vigas com aberturas atingiram a mesma resistência ao cisalhamento que uma viga similar sem abertura.

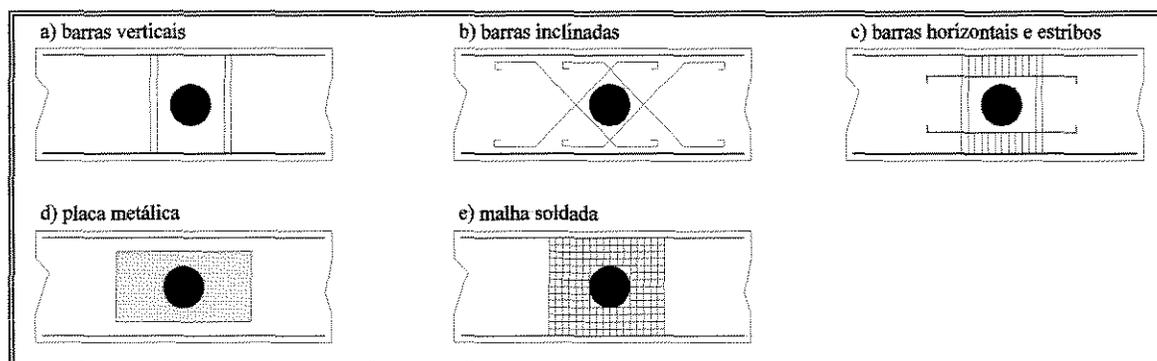


Figura 2.19 - Arranjos de armadura para reforço de abertura

Como conclusão final de todo programa experimental, MATSUSHITA<sup>[29 a 38]</sup>, analisou a resistência ao cisalhamento de 157 exemplares, a fim de determinar uma expressão empírica para avaliar a resistência ao cisalhamento de uma viga com abertura.

A relação entre a tensão última de cisalhamento  $\tau_u$  e a resistência a compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) foi calculada para cada viga ensaiada, e representada num gráfico em função da porcentagem de armadura transversal  $\rho_w$ . A dimensão da abertura ( $h_a/h$ ) foi adotada como parâmetro de variação.

$$\text{Neste caso, } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot z}$$

onde :

$V_u$  = valor último da força cortante

$z$  =  $(7/8)d$

$d$  = altura útil da viga

$b$  = largura da alma da viga

A porcentagem de armadura transversal  $\rho_w$  é calculada de acordo com a equação 2.13 e as indicações da figura 2.20. Assim :

$$\sum \rho_w = \frac{\sum A_{sw} (\sin \beta + \cos \beta)}{bc'} \quad (2.13)$$

onde

$A_{sw}$  = área da seção transversal da armadura de cisalhamento

$\beta$  = ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento

$c'$  = distância horizontal entre o centro da abertura e o ponto de intersecção das barras longitudinais com a reta a  $45^\circ$  que passa pelo centro da abertura, com inclinação contrária à da armadura.

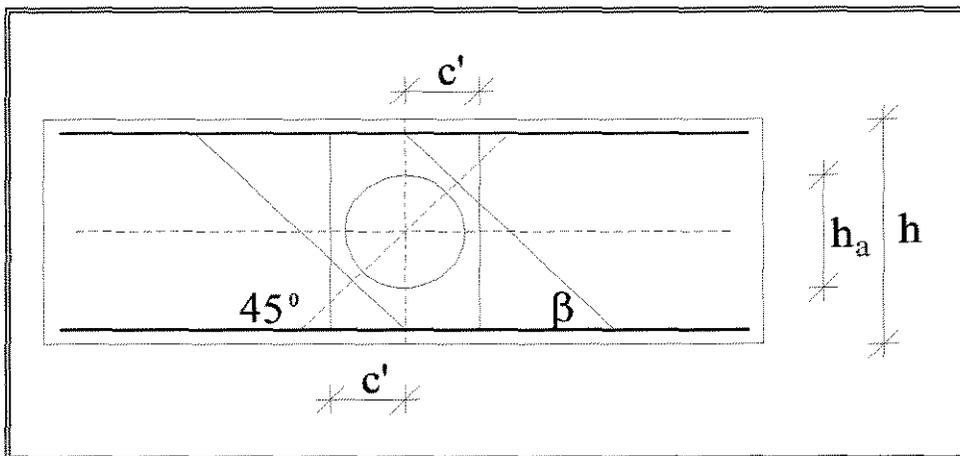


Figura 2.20 - Determinação de  $\rho_w$  ao redor da abertura.

Os resultados dos testes são mostrados no gráfico da figura 2.21, no qual os valores de  $\frac{\tau_u}{f_{ck}}$  são representados em ordenadas e  $\sum \frac{\rho_w \cdot f_{yw}}{f_{ck}}$  em abcissas. Nessa relação,  $f_{yw}$  é o limite característico de escoamento da armadura de cisalhamento e  $\rho_w$  é porcentagem de armadura transversal.

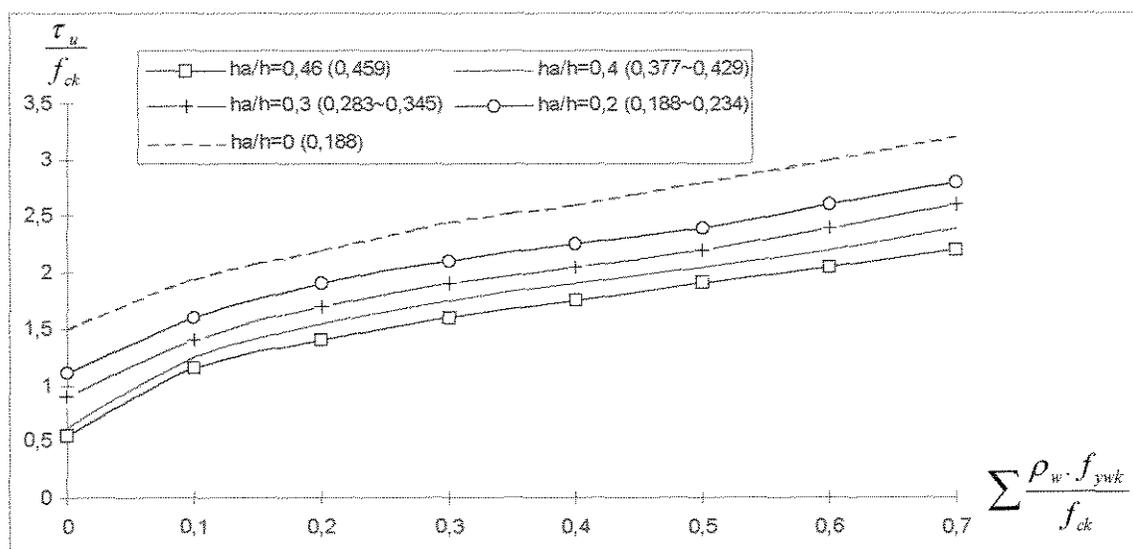


Figura 2.21 - Relação entre a resistência ao cisalhamento e a taxa de armadura transversal.

Analisando o gráfico anterior, Matsushita observou que o aumento da resistência da peça não ocorria na mesma proporção do aumento de armadura transversal, sendo esta relação válida para vigas com diversos tamanhos de aberturas. A partir daí, o autor concluiu que não existia uma correlação direta entre o tamanho da abertura e o acréscimo da resistência provocado pelo aumento da taxa de armadura transversal. Como consequência, admitiu que a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal poderia ser aproximada por:

$$\frac{\tau_s}{f_{ck}} = 0,22 \sqrt{\sum \frac{\rho_w \cdot f_{yw}}{f_{ck}}} \quad (2.14)$$

onde  $\tau_s$  se refere à tensão correspondente a força cortante  $V_s$  resistida pelos estribos. Que vale :

$$\tau_s = \frac{V_s}{b_w \cdot z} \quad (2.15)$$

A parcela remanescente  $\tau_c$  da tensão última de cisalhamento  $\tau_u$  representaria a parcela dos esforços cortantes resistida pelo banzo comprimido de concreto e esquemas alternativos de resistência.

Os valores de  $\tau_c/f_{ck}$  calculados para todos os ensaios foram colocados no gráfico da figura 2.22, como função do tamanho da abertura. O aumento do diâmetro da abertura ocasionou um decréscimo quase linear de  $\tau_c/f_{ck}$ .

Para análise desses resultados a conclusão foi que :

$$\frac{\tau_c}{f_{ck}} = 0,143 \left( 1 - 1,6 \frac{h_a}{h} \right) \quad (2.16)$$

Com a hipótese de que a resistência da viga seja a soma das contribuições da armadura ( $\tau_s$ ) e do concreto e esquemas alternativos ( $\tau_c$ ) resulta :

$$\frac{\tau_u}{f_{ck}} = \frac{\tau_s}{f_{ck}} + \frac{\tau_c}{f_{ck}} \quad (2.17)$$

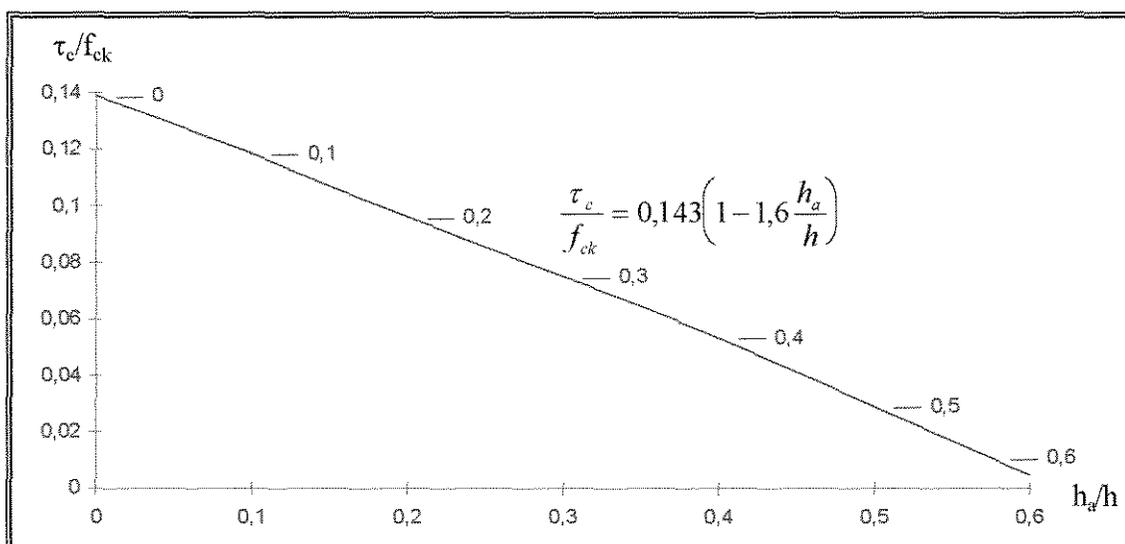


Figura 2.22 - Variações de  $\tau_c$  com o tamanho da abertura.

Combinando as equações (2.14) e (2.15), como indica a equação (2.17) obtêm-se a expressão final proposta pelo Comitê para avaliar a resistência última de vigas com aberturas na alma

$$\frac{\tau_u}{f_{ck}} = 0,143 \left( 1 - 1,61 \frac{h_a}{h} \right) + 0,22 \sqrt{\sum \frac{\rho_w \cdot f_{yw k}}{f_{ck}}} \quad (2.18)$$

Apesar da equação (2.18) ser recomendada ainda hoje pelo Código Modelo elaborado pelo AII, ela ainda tem sido refutada atualmente por vários autores que discordam da representatividade desta equação, como é relatado a seguir por HIROSAWA<sup>[45]</sup>.

### 2.3.5 - HIROSAWA<sup>[45]</sup>

Em outra pesquisa HIROSAWA, M., reexaminou a equação (2.18), com a finalidade de verificar o seu grau de confiança frente à variação de diversos parâmetros. Considerou a influência dos fatores:

- relação a/d (razão entre a distância *a* do ponto de aplicação de carga ao apoio e altura útil da viga *d*);
- altura total da viga *h*;
- diferentes arranjos de armadura de reforço;
- dimensão da abertura através da relação  $h_a/h$ .

Compararam-se os valores teóricos  $V_{u,teor}$  calculados pela equação (2.18), e os valores experimentais  $V_{u,exp}$  da resistência ao cisalhamento obtidos por diversos autores em 271 diferentes ensaios. Algumas conclusões tiradas desta comparação são as seguintes:

a) Para vigas com  $h > 50$  cm, os valores experimentais se tornam inferiores aos valores calculados;

b) A não inclusão da relação a/d na equação (2.18) pode conduzir ao cálculo de valores superestimados de  $V_{u,teor}$ , em determinados casos, o que torna o uso da equação empírica contra a segurança da estrutura;

c) A consideração isolada do parâmetro  $h_a/h$  não conduziu a dispersões muito grandes no valor de  $\frac{V_{u,exp}}{V_{u,teor}}$ , indicando que o ajustamento  $(1 - 1,6 \frac{h_a}{h})$  é satisfatório. Para aberturas com  $h_a \geq h/3$ , ocorre uma queda perceptível de resistência.

Como conclusão desse estudo, foi sugerido que, no caso de vigas com aberturas, a equação que avalia a resistência ao cisalhamento para vigas sem aberturas seja utilizada, considerando-se o fator de correção  $(1 - 1,6 \frac{h_a}{h})$  na parcela correspondente à colaboração do concreto na resistência das vigas. Nesta sugestão está implícita a idéia de que a existência de uma abertura, ao reduzir a seção transversal de concreto, ocasiona um decréscimo na resistência da viga. Na região da abertura, a redução da área de concreto diminui a rigidez das bielas diagonais que sofrem uma variação de inclinação, aumentando os esforços nos estribos. A existência de aberturas também diminui a parcela dos esforços cortantes transmitidos através do engrenamento dos agregados.

Da mesma forma, é relatado por Takahashi<sup>[46]</sup>, que no Japão, o Código Modelo limita o tamanho da abertura a 1/3 da altura da viga, através de considerações puramente empíricas, recomendando também que seja colocada uma armadura de reforço ao redor do furo.

### 2.3.6 - ENSAIOS REALIZADOS POR TAKAHASHI<sup>[46]</sup>

TAKAHASHI<sup>[46]</sup>, realizou duas séries de ensaios. A primeira série tinha como um dos objetivos principais a reavaliação dos resultados experimentais de inúmeros testes desenvolvidos no Japão sobre a resistência de vigas com aberturas na alma.

Na primeira série foram ensaiadas duas vigas de concreto com armaduras iguais. A seção transversal tinha 20 cm de largura e 40 cm de altura. Uma das vigas tinha alma cheia e a outra uma abertura circular com diâmetro igual a 0,3 h, situada no meio do comprimento e da altura da viga. A presença da abertura em uma das vigas reduziu a resistência ao cisalhamento de 272 kN para 161 kN.

Na segunda série foram ensaiadas três vigas de concreto armado. As características geométricas e os arranjos de armadura das vigas são apresentados na figura 2.23. A abertura circular tinha o diâmetro igual a 0,4h.

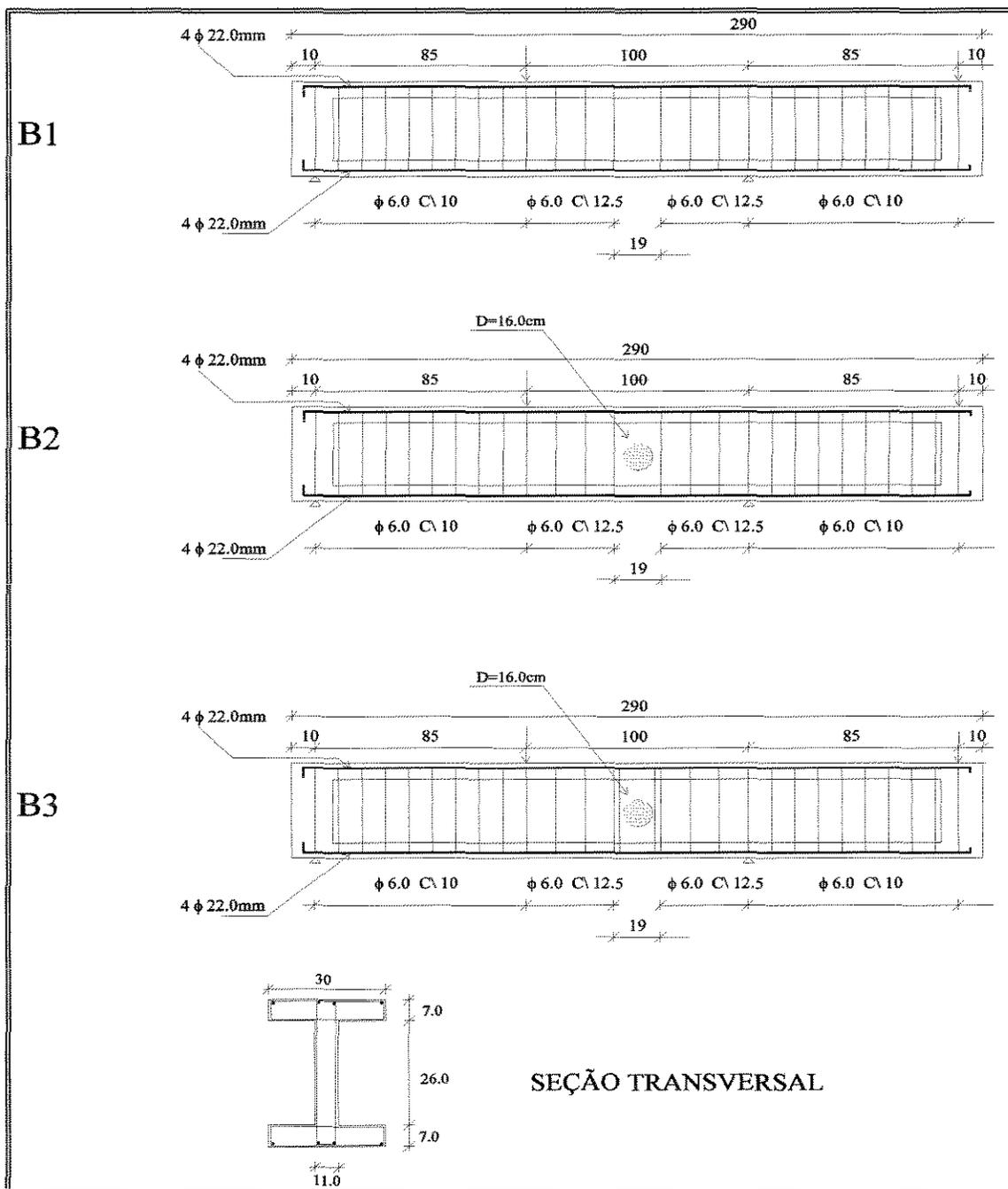


Figura 2.23 - Características geométricas e arranjos de armadura dos modelos

As principais conclusões relatadas por TAKAHASHI<sup>[46]</sup>, tiradas de seu trabalho experimental foram:

a) As tentativas de se estabelecer um limite máximo de abertura, se mostraram questionáveis. Os resultados obtidos nesse trabalho indicam que não se podem prever, de forma satisfatória, limites seguros para o tamanho da abertura.

A ruptura ocorreu devido ao esmagamento do concreto comprimido, e não por insuficiência de armadura.

A existência de abertura na viga diminui sensivelmente a largura da biela comprimida de concreto. Como consequência, a parcela de esforços cortantes transmitidos através do concreto sofre uma queda que deverá ser avaliada;

b) A armadura de suspensão ajuda a concentrar as tensões na região da abertura, e consegue transmitir eficazmente os esforços, mas não é suficiente para garantir a resistência ao cisalhamento da viga. É necessário, ao mesmo tempo, considerar e quantificar a queda de resistência da viga em função da diminuição da largura da biela comprimida de concreto, ocasionada pelo furo;

c) A resistência da viga com abertura depende da localização do furo dentro da biela comprimida de concreto. É necessário avaliar a perturbação que a abertura ocasiona no fluxo de tensões de compressão do concreto e colocar a armadura adequada que garanta a integridade do concreto comprimido.

## 2.4 MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DA REGIÃO COM ABERTURA

Apresentam-se a seguir dois métodos para o dimensionamento da região da abertura.

### 2.4.1 MÉTODO 1

O dimensionamento é feito de forma simples conforme as indicações da figura 2.24.

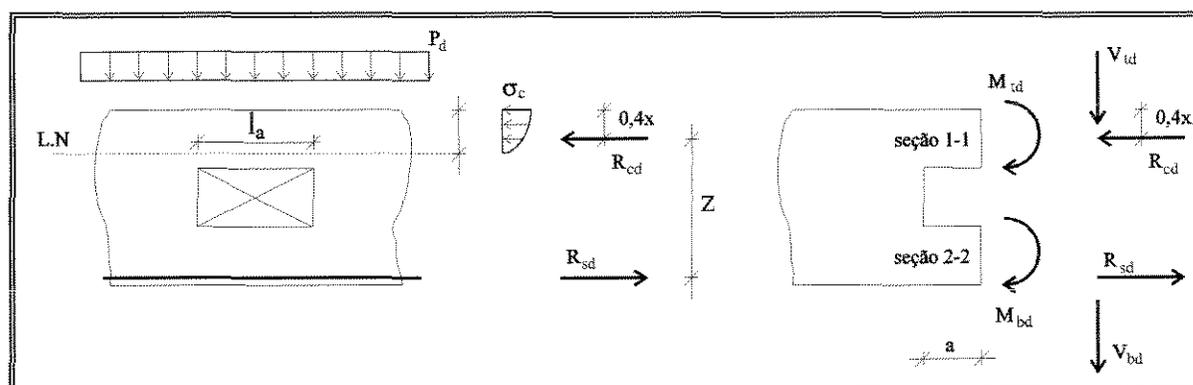


Figura 2.24 - esforços atuantes na região do furo.

onde :

$$V_{t,d} = (\alpha).(V_d) \quad (\text{esforço cortante absorvido pelo banzo superior}) \quad (2.19)$$

$$V_{b,d} = (1 - \alpha).(V_d) \quad (\text{esforço cortante absorvido pelo banzo inferior}) \quad (2.20)$$

$$M_{t,d} = (V_{t,d} \cdot l_a) + (p_d \cdot \frac{l_a^2}{2}) \quad (\text{momento fletor atuante no banzo superior}) \quad (2.21)$$

$$M_{b,d} = (V_{b,d}) \cdot (l_a) \quad (\text{momento fletor atuante no banzo inferior}) \quad (2.22)$$

$$R_{c,d} = \frac{M_d}{z} \quad (\text{esforço normal atuante no banzo superior}) \quad (2.23)$$

$$R_{s,d} = \frac{M_d}{z} \quad (\text{esforço normal atuante no banzo inferior}) \quad (2.24)$$

onde :

$\alpha$  - parcela de esforço cortante absorvido pelo banzo superior à abertura, adotando-se este valor entre 0,80 a 1,00.

$M_d$  - momento fletor externo no centro da abertura.

#### - Solicitações Normais :

A região 1 (banzo superior) está submetida à flexo-compressão. Na seção do engastamento com a parte maciça atua um esforço normal  $R_{c,d}$  (aplicado a 0.4x da borda mais comprimida) e um momento fletor  $M_{t,d}$  devido a  $V_{t,d}$  e  $p_d$ . Analogamente , a região 2 (banzo inferior) esta sujeita a flexo-tração. Na seção atuam um esforço normal  $R_{s,d}$  aplicado C.G. das armaduras tracionadas e um momento fletor  $M_{b,d}$  devido a  $V_{b,d}$ .

#### - Solicitações Tangenciais :

Na região do furo o esforço cortante se dividirá em duas partes , uma parcela para a região superior à abertura (banzo superior) e o restante para a região inferior (banzo inferior).

Algumas autores sugerem que a divisão do esforço cortante é controlada pela rigidez e área dos banzos. Sendo assim, o banzo superior absorveria quase que totalmente o esforço cortante pois a rigidez da parte comprimida pela flexão é a de uma seção totalmente comprimida (maciça) de concreto, ao passo que a da parte tracionada fissurada é, exclusivamente, da armadura de tração existente.

Porém Mansur<sup>[26]</sup>, em ensaios verificou que não somente as características geométricas da seção transversal, acima e abaixo da abertura, influenciam nesta divisão do esforço cortante, mas também outros fatores como, posição, dimensão e excentricidade da abertura.

Depois de determinado os valores de  $V_{t,d}$  e  $V_{b,d}$  (cortante nos banzos superior e inferior, equações 2.19 e 2.20) , dimensionam-se as regiões superior e inferior à abertura sob esses esforços normais e tangenciais.

Vale lembrar que a parcela  $(1 - \alpha)$  da equação 2.20, não deve ser menor 0,2 , mesmo que seja adotado um valor de  $\alpha \geq 0,8$  na equação 2.19.

#### - Armadura de Suspensão :

Devido à divisão do esforço cortante na região do furo (ver figura 2.24) existe a necessidade de se prover uma armadura adicional, denominada armadura de suspensão, em forma de estribos verticais com ou sem o auxílio de barras inclinadas, que é determinada da seguinte forma :

$$A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{ywd}} \quad (\text{armadura de suspensão constituída por estribos verticais}) \quad (2.25)$$

$$A_{s,inc} = \frac{A_{s,susp}}{3} \quad (\text{armadura constituída por barras inclinadas}) \quad (2.26)$$

O detalhamento da armadura na região da abertura se encontra na figura 2.25

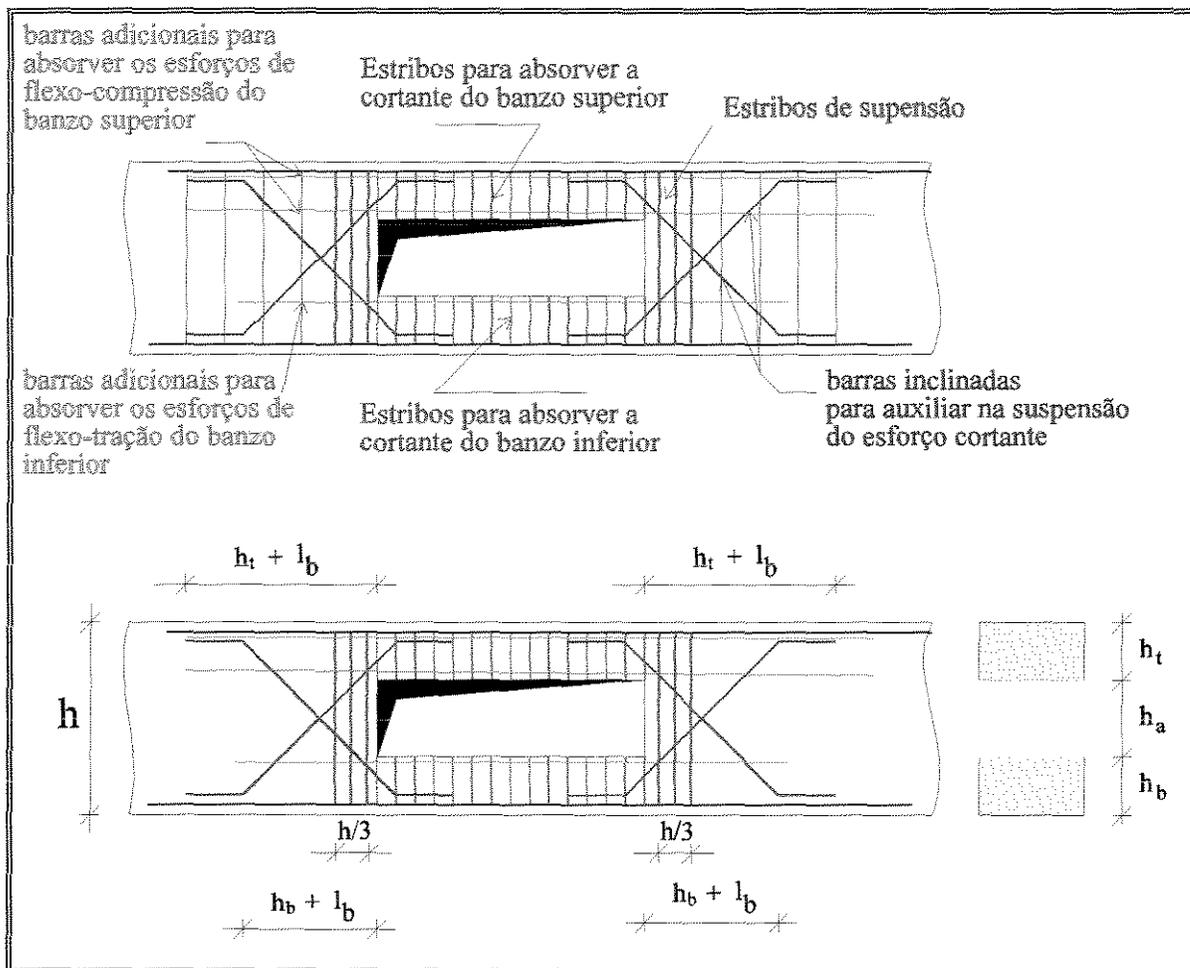


Figura 2.25 - Esquema do detalhamento da região da abertura.

Sendo  $l_b$  o comprimento de ancoragem da armadura longitudinal de reforço nos banzos superior e inferior.

## 2.4.2 MÉTODO 2

O segundo método consiste na utilização do modelo **biela-tirante**<sup>[27, 28]</sup> na região da abertura. Para ficar mais claro o método, apresentam-se a seguir um resumo dos procedimentos desse método.

### Introdução:

O modelo da treliça clássica atualmente utilizado é considerado racional e apropriado para o projeto de vigas fissuradas de concreto armado submetidas à flexão, cisalhamento e torção. Porém, um projeto baseado neste modelo pode cobrir apenas algumas regiões da estrutura, tornando-se ineficiente para outras situações, tais como nós de pórticos, consolos, rebaixos, regiões com cargas concentradas ou com aberturas. Por essa razão, na prática, diante desses casos são usados métodos baseados em resultados experimentais, em experiências anteriores e métodos práticos.

Como já se conhece, no projeto de uma estrutura todas as suas partes componentes, incluindo as citadas acima, são de igual importância para que o seu comportamento e segurança sejam satisfeitos.

Em virtude desses aspectos, foi proposto para o projeto do concreto estrutural uma analogia de treliça generalizada a fim de aplicá-la, na forma de modelos bielas e tirantes.

Essa proposta se justifica pelo fato de que os elementos de concreto armado resistem as solicitações através de um conjunto de campos de tensões de compressão, os quais são distribuídos e interconectados por tirantes tracionados. Os tirantes podem ser constituídos por barras de aço, cabos de protensão ou campos de tensões de tração no próprio concreto. Ou seja, o modelo biela-tirante concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas que se unem através de nós.

### Regiões B e D dos elementos estruturais :

As regiões dos elementos estruturais de concreto nas quais se assume ser válida a hipótese de Bernoulli (distribuição plana de deformações) são denominadas regiões B. Suas forças internas ou tensões são obtidas a partir dos momentos, forças cortantes e forças normais, as quais advém da análise estática da estrutura. Se o concreto não está fissurado, as tensões são calculadas utilizando a teoria de flexão para material elástico-linear. Se a região B estiver fissurada pode ser aplicado o modelo de treliça.

Esses métodos de análise não são aplicáveis para outras regiões da estrutura onde a distribuição de deformações é significativamente não linear, quais sejam, regiões próximas de cargas concentradas, nós, dobras, aberturas e outras descontinuidades (figura 2.26). Essas regiões são chamadas de regiões D.

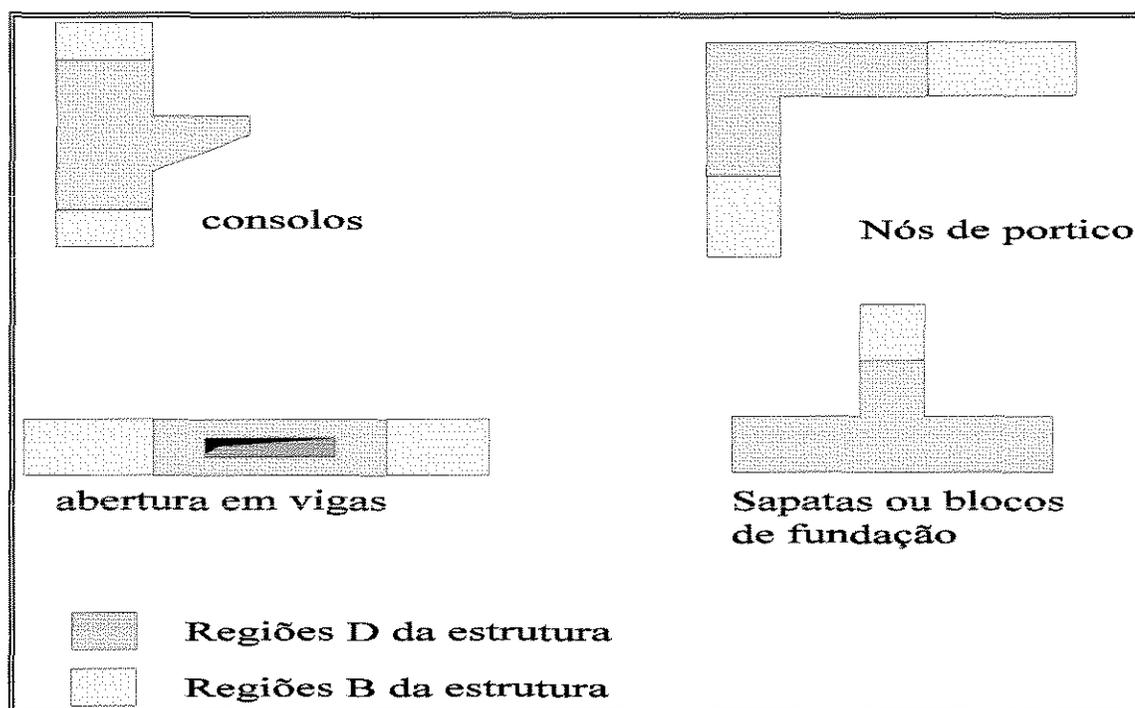


Figura 2.26 - Exemplos de regiões B e D da estruturas.

**Procedimento Geral de Projeto :**

Após subdividir a estrutura em regiões B e D, efetua-se uma análise estrutural global que permitirá determinar todos os esforços seccionais e reações de apoio. A seguir, deve-se proceder-se ao dimensionamento das regiões B, o que permitirá obter todas as forças de contorno nas regiões D

No caso das estruturas estaticamente indeterminadas a escolha do método de análise estrutural global é função do estado limite que se quer analisar bem como do comportamento do material constituinte da estrutura, conforme mostrado na tabela 2.9 abaixo.

Tabela 2.9 - Métodos de análise estrutural global.

Estado Limite	Comportamento Estrutural Global	Análise mais adequada (comportamento do material )	Análise aceitável ( comportamento do material )
utilização	essencialmente não fissurado	linear elástico	-
utilização	Consideravelmente fissurado, com tensões no aço abaixo do escoamento	não linear	Linear Elástico (ou plástico se o projeto é orientado pelo comportamento elástico)
capacidade última	extremamente fissurado, formando rótulas plásticas	Plástico com capacidade de rotação limitada ou elástico com redistribuição	Linear Elástico ou não linear ou perfeitamente plástico com restrições estruturais

Os métodos plásticos de análise (usualmente o método estático) são apropriados principalmente para uma determinação realista da carga última, enquanto que os métodos elásticos são mais apropriados para as condições de serviço. De acordo com a teoria da plasticidade, uma solução segura para a carga última é também obtida se a análise plástica é substituída por uma análise elástica linear ou não linear.

No projeto das estruturas de concreto, quando este se acha fissurado, a experiência mostra que o uso da análise linear é seguro. Em contrapartida, a distribuição dos esforços seccionais obtida por métodos plásticos pode, para fins de simplificação, ser também utilizada para verificações em serviço, se o arranjo das armaduras é orientado pela teoria da elasticidade.

#### Fundamentos do Projeto conforme os Modelos Bielas e Tirantes :

Uma vez determinados os esforços seccionais nas regiões B e os esforços no contorno das regiões D, pode-se iniciar a modelagem das bielas e dos tirantes.

As bielas representam campos de tensões de compressão no concreto, enquanto que os tirantes geralmente representam uma ou várias camadas de armadura tracionada. Ocasionalmente, os tirantes podem representar campos de tensões de tração no concreto.

Em seguida, passa-se ao desenvolvimento do modelo através do seguinte procedimento :

- a) Concentram-se os campos de tensões em linhas retas resultantes, as quais passam a se constituir nas bielas e nos tirantes. Suas interligações são feitas através de nós;
- b) Calculam-se as forças nas bielas e nos tirantes satisfazendo o equilíbrio. Estas são as forças internas;
- c) Dimensionam-se as bielas, os tirantes e os nós para estas forças internas com a conveniente consideração das limitações de abertura de fissuras.

Este procedimento implica que a estrutura é projetada de acordo com o teorema do limite inferior da plasticidade. Uma vez que o concreto permite somente deformações plásticas limitadas, o sistema estrutural interno (o modelo bielas e tirantes) deve ser encontrado de tal forma que a deformação limite (capacidade de rotação) não seja ultrapassada em nenhum ponto, antes que o estado de tensões assumido seja atingido no resto da estrutura.

Em regiões altamente solicitadas esta exigência de ductilidade é cumprida pela adaptação das bielas e tirantes do modelo à direção e intensidade das forças internas como elas apareceriam da teoria da elasticidade.

Em regiões normalmente ou levemente solicitadas a direção das bielas e dos tirantes pode se desviar consideravelmente da trajetória elástica sem exceder a ductilidade da estrutura. Os tirantes e conseqüentemente, a armadura, podem ser arranjados de acordo com considerações práticas. A própria estrutura se adapta ao sistema estrutural adotado. Certamente, em todos os casos uma análise e uma verificação da segurança devem ser feitas utilizando o modelo finalmente encontrado.

Este método de orientação do modelo segundo as trajetórias das forças indicadas pela teoria de elasticidade, obviamente, despreza alguma capacidade de carga última que poderia ser utilizada pela aplicação pura da teoria da plasticidade. Por outro lado, ela tem como maior vantagem poder utilizar o mesmo modelo tanto para verificações carga última quanto para as de serviço. Se por alguma razão o objetivo da análise é encontrar a carga última real, o modelo pode ser facilmente adaptado pela mudança de suas bielas e tirantes de tal forma a aumentar a resistência da estrutura. Neste caso, enquanto, a capacidade de rotação inelástica do modelo deve ser considerada.

Para regiões B fissuradas o procedimento proposto obviamente conduz a um modelo de treliça. Para as regiões D é necessário desenvolver um modelo bielas e tirantes para cada caso.

O desenvolvimento do modelo para uma região D é bastante simplificado quando se dispõe do fluxo das tensões principais, sendo atualmente esta análise elástica enormemente facilitada pela grande variedade de programas de computador (programa de elementos finitos) disponíveis.

A direção das bielas pode então ser tomada de acordo com a direção média das tensões principais de compressão, ou as mais importantes bielas e tirantes podem ser localizados no centro de gravidade dos correspondentes diagramas de tensões.

#### Dimensionamento das Bielas, Tirantes e Nós :

Dimensionar não significa somente quantificar o tamanho das bielas e a armadura dos tirantes individuais para as forças por eles suportadas, mas também assegurar a transferência das cargas entre eles através da verificação das regiões de nós.

Existe uma estreita relação entre o detalhamento dos nós e a resistência das bielas suportadas por eles e os tirantes neles ancorados, porque o detalhamento do nó afeta o fluxo de forças. Por este motivo é necessário testar cada modelo bielas e tirantes inicialmente escolhido para verificar sua validade após o detalhamento ou efetuar as correções necessárias. Desta forma, modelar e verificar é, em princípio, um processo iterativo.

Basicamente existem 3 tipos entre as bielas e tirantes para serem dimensionados :

Cc - bielas de concreto comprimido;

Tc - tirantes de concreto tracionado sem armadura;

Ts - tirantes formados por armadura (passiva ou de protensão)

#### Desenvolvimento do Modelo :

Baseado no que foi exposto sobre os modelos bielas e tirantes, através de programas que aplicam o método dos elementos finitos, como SAP-90 e FRANC, chegou-se aos seguintes modelos de bielas (figura 2.27). Este modelo foi obtido através das linhas elásticas de tensões fornecidas pelos programas computacionais.

Modelo 1 - este modelo tem a finalidade de simular transferência do esforço cortante do lado direito à abertura para o esquerdo, fazendo com que uma parcela do esforço cortante vá para o banzo superior através de estribos verticais (estribos de suspensão), enquanto que a parcela restante é absorvida pelo banzo inferior.

Modelo 2 - o modelo 2 é similar com o modelo 1, modificando-se apenas na transição das bielas inclinadas de compressão.

Modelo 3 - o terceiro modelo é um sistema onde se desejou simular uma melhor distribuição da parcela de esforço cortante absorvida pelo banzo inferior e transmitida aos estribos verticais da esquerda.

Modelo 4 - o objetivo neste quarto modelo é a de simular a situação onde todo esforço cortante é suspenso pelos estribos verticais direitos, sendo que o banzo inferior não absorveria nenhum esforço cortante.

Modelo 5 - o quinto modelo é uma continuação do 1<sup>o</sup> modelo com o acréscimo de barras inclinadas para auxiliarem na suspensão das cargas.

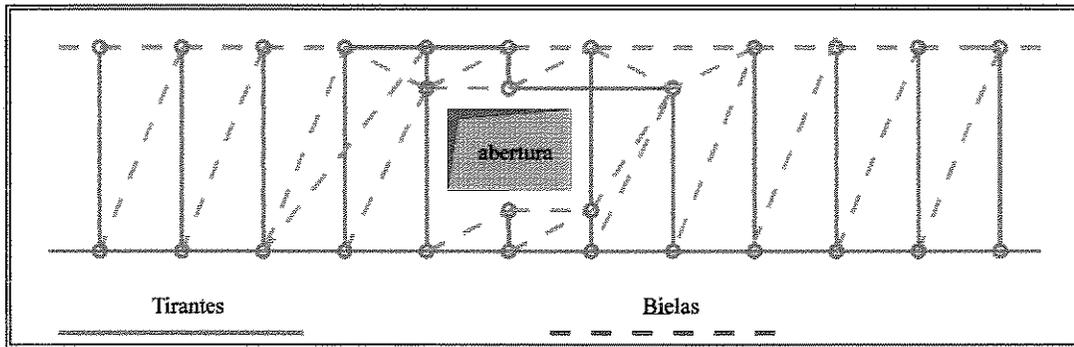


Figura 2.27a - Modelo-1 da treliça na região da abertura.

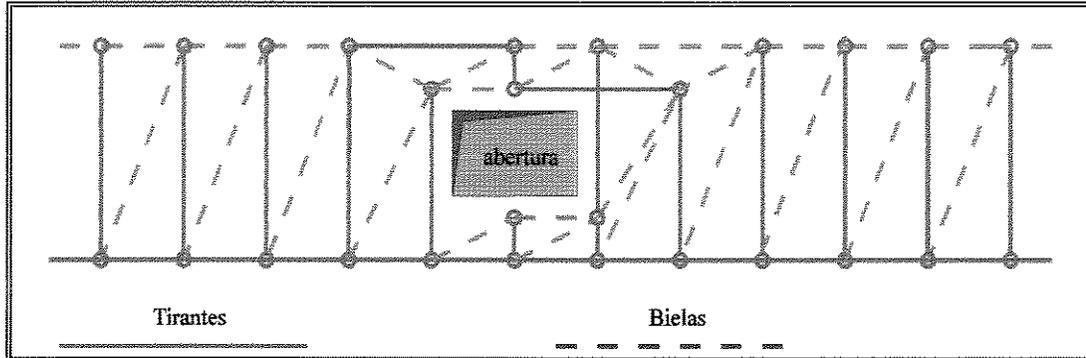


Figura 2.27b - Modelo-2 da treliça na região da abertura.

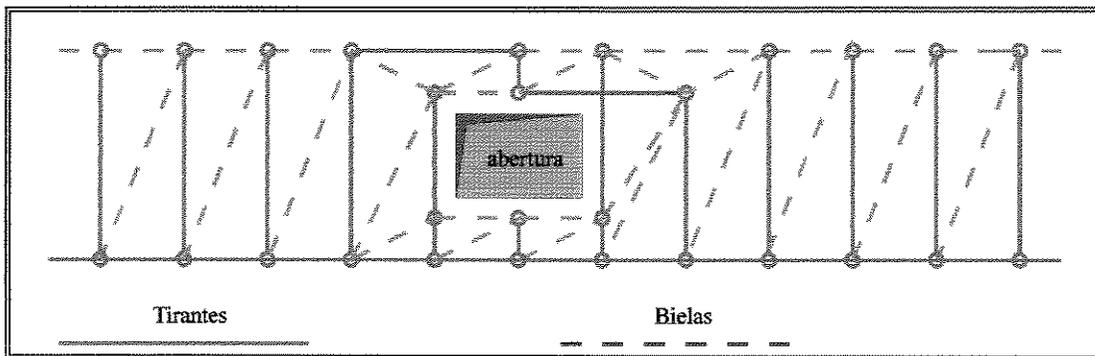


Figura 2.27c - Modelo-3 da treliça na região da abertura.

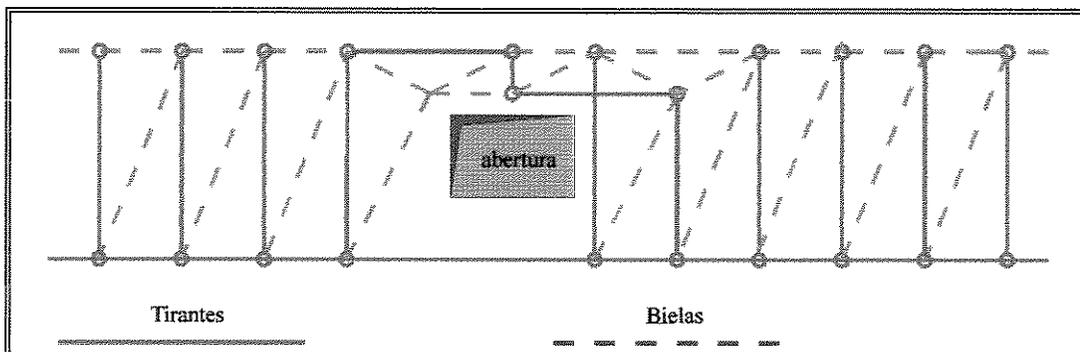


Figura 2.27d - Modelo-4 da treliça na região da abertura.

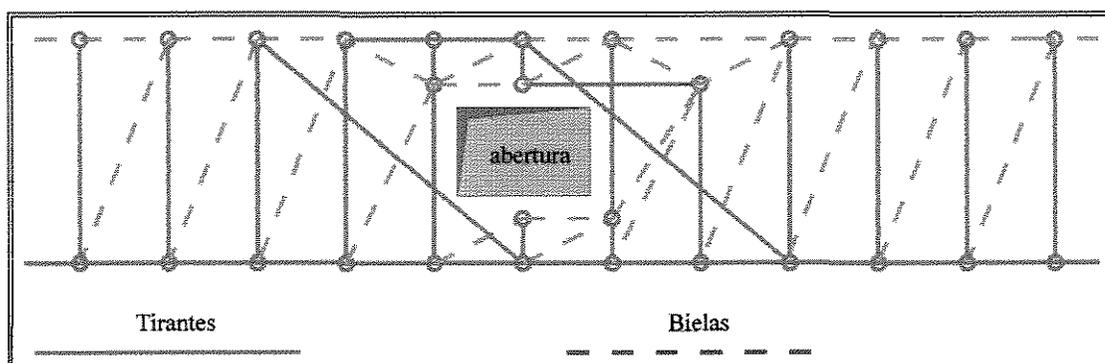


Figura 2.27e - Modelo-5 da treliça na região da abertura. (adição de barras inclinadas)

### Comentários

Atenção especial deve ser dada à concentração de tensões nos cantos das aberturas, pois em análises numéricas e experimentais constatou-se este fato.

Para solucionar este problema atualmente tem-se recorrido à utilização de barras inclinadas na direção de tração para absorver estes esforços. A experiência mostra que esse procedimento tem apresentado bons resultados.

O detalhamento da armadura para este método, seria o mesmo utilizado no método 1 (ver figura 2.25), podendo neste método omitir-se ou não a utilização das barras inclinadas.

## 2.5 ANÁLISE NUMÉRICA DE CASOS DE VIGAS DE CONCRETO COM ABERTURAS

Como já foi visto anteriormente no Método 2 de cálculo (aplicação do modelo Bielas Tirantes), foram utilizados programas de elementos finitos para se determinar o fluxo das tensões principais na viga e os pontos onde ocorrem as concentrações das mesmas.

### 2.5.1 PROPOSTA DE CASOS

Para efetuar uma análise melhor dos casos desejou-se analisar computacionalmente vigas que já foram ensaiadas experimentalmente, e para este propósito foram escolhidas as vigas ensaiadas por Mansur<sup>[26]</sup>. Estas vigas foram analisadas pelo programa SAP-90 e são mostradas a seguir :

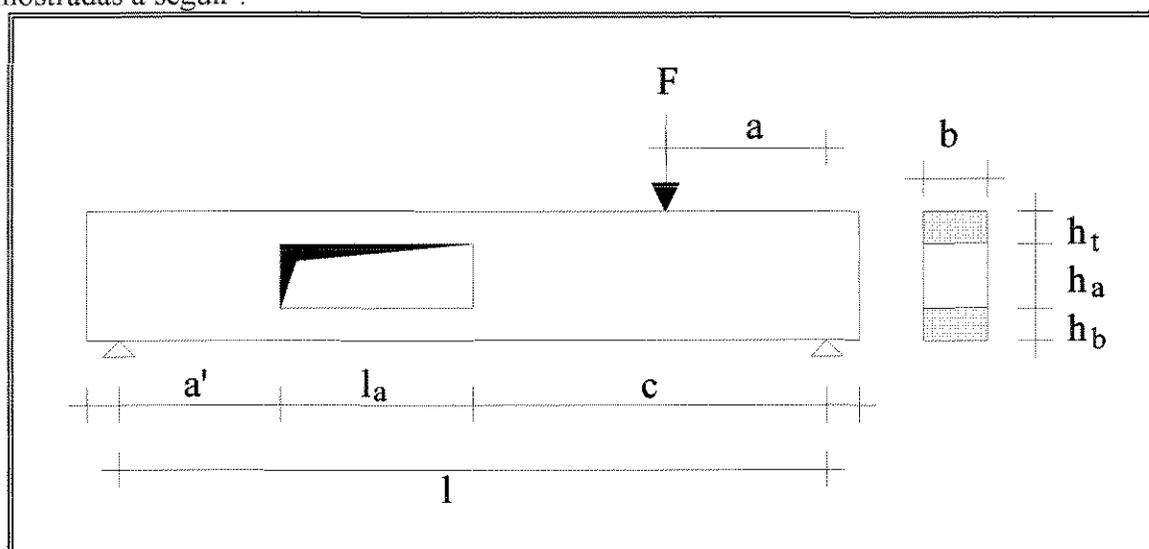


Figura 2.28 - Vigas ensaiadas por Mansur e analisadas pelo programa SAP-90

A tabela 2.10 mostra com maiores detalhes os parâmetros geométricos que variaram durante o ensaio.

Tabela 2.10 - Detalhe das vigas ensaiadas por Mansur<sup>[26]</sup>.

VIGA	$l_a$ ( mm )	$h_t$ ( mm )	$h_a$ ( mm )	$h_b$ ( mm )	$e_a$ ( mm )	$a' + l_a/2$ ( mm )
R1	400	110	180	110	0	1000
R2	600	110	180	110	0	1000
R3	800	110	180	110	0	1000
R4	1000	110	180	110	0	1000
R5	1200	110	180	110	0	1000
R6	800	130	140	130	0	1000
R7	800	90	220	90	0	1000
R8	800	120	180	100	10	1000
R9	800	130	180	90	20	1000
R10	800	110	180	110	0	800
R11	800	110	180	110	0	1000
R12	800	110	180	110	0	1200

Os resultados computacionais podem ser visualizados nas figuras a seguir :

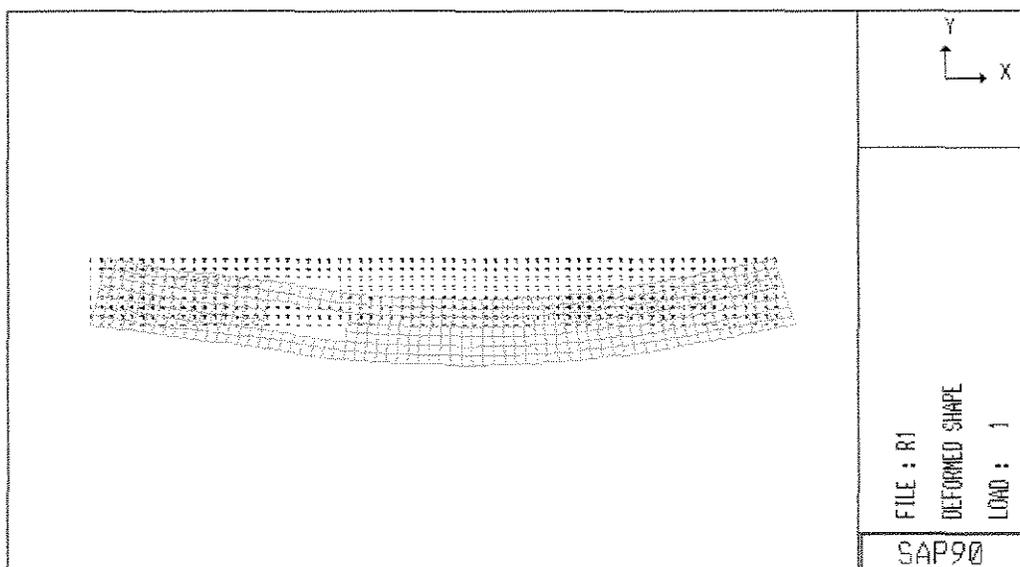


Figura 2.29 - Esquema da viga R1 deformada

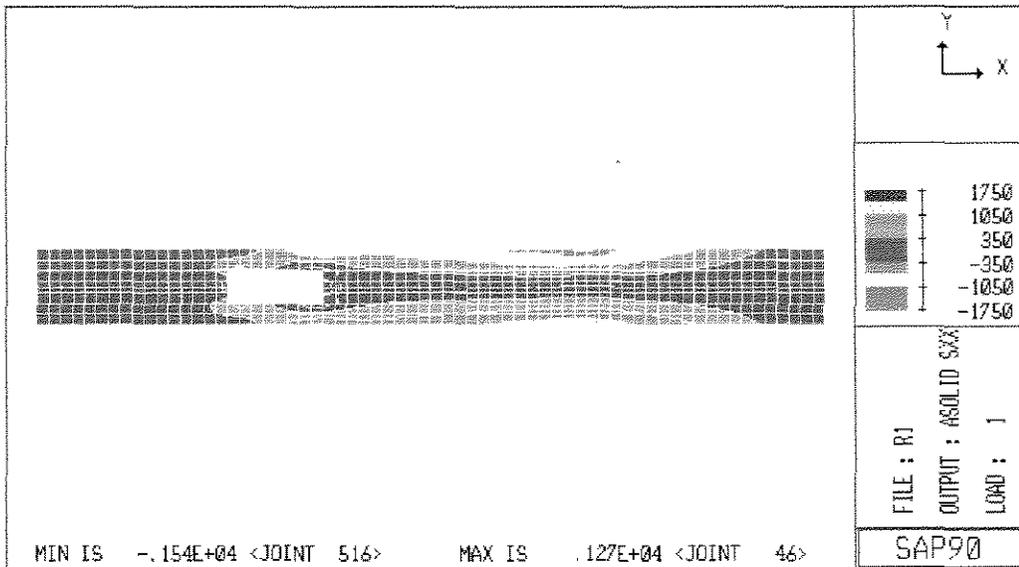


Figura 2.30 - Gráfico de isotensões da viga R1.

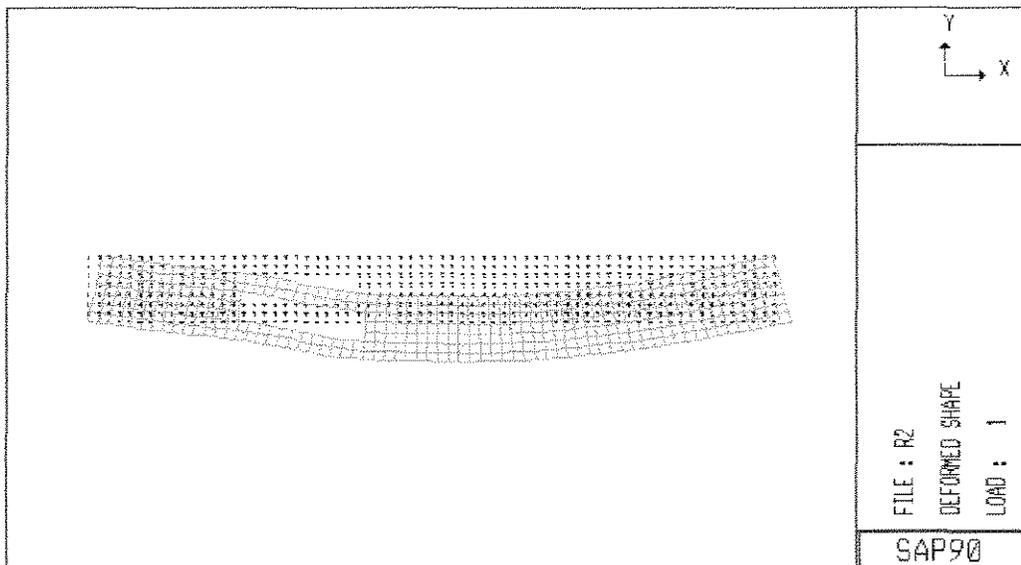


Figura 2.31 - Esquema da viga R2 deformada.

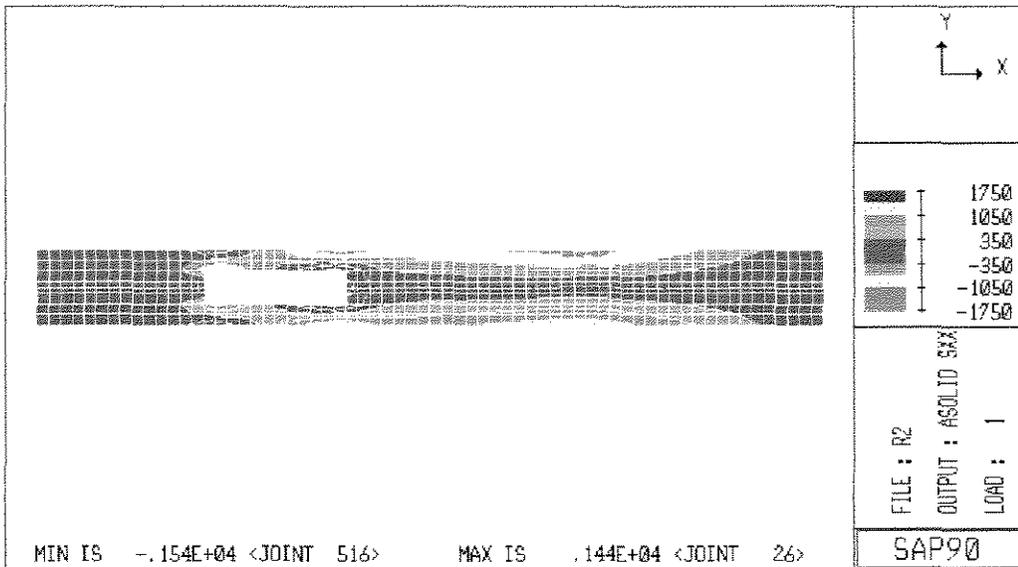


Figura 2.32 - Gráfico de isotensões da viga R2.

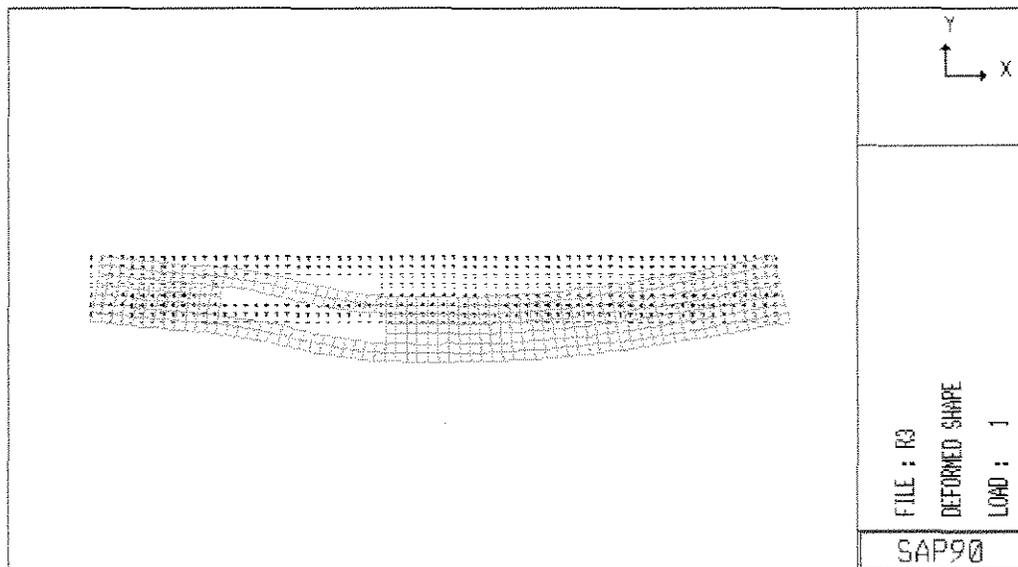


Figura 2.33 - Esquema da viga R3 deformada

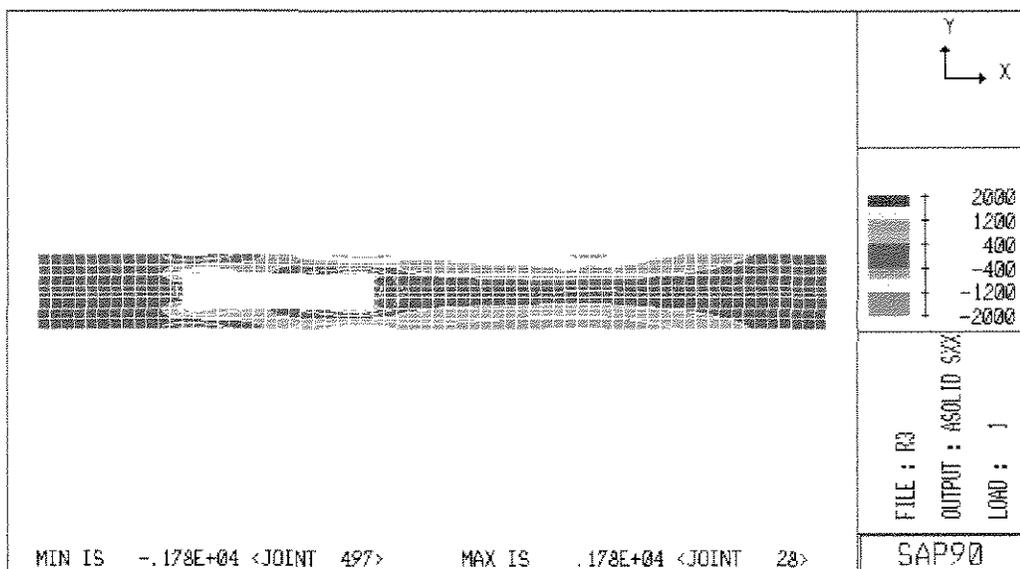


Figura 2.34 - Gráfico de isotensões da viga R3.

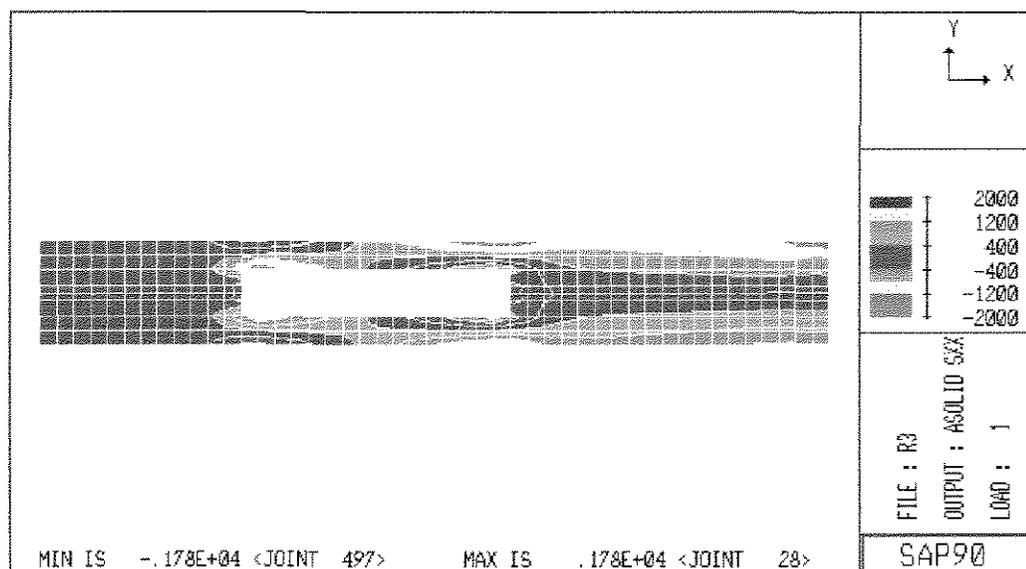


Figura 2.35 - Gráfico de isotensões da viga R3, com zoom de 0 até 2,00m

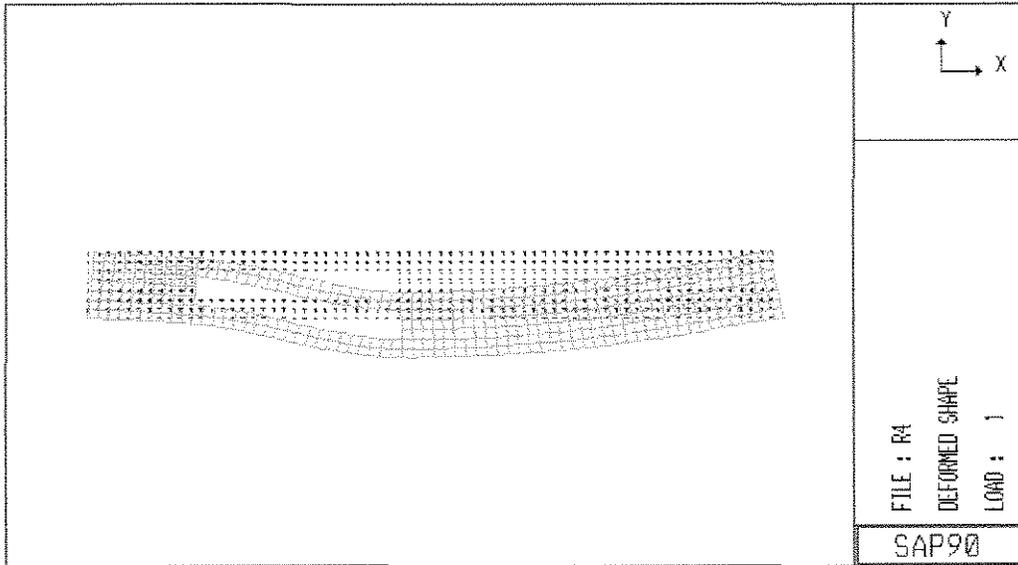


Figura 2.36 - Esquema da viga R4 deformada

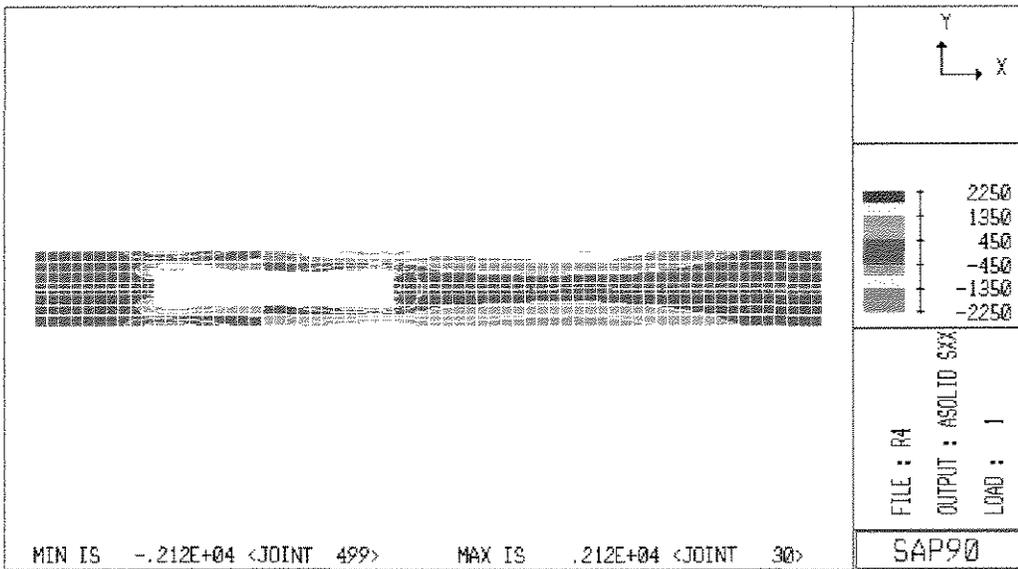


Figura 2.37 - Gráfico de isotensões da viga R4.

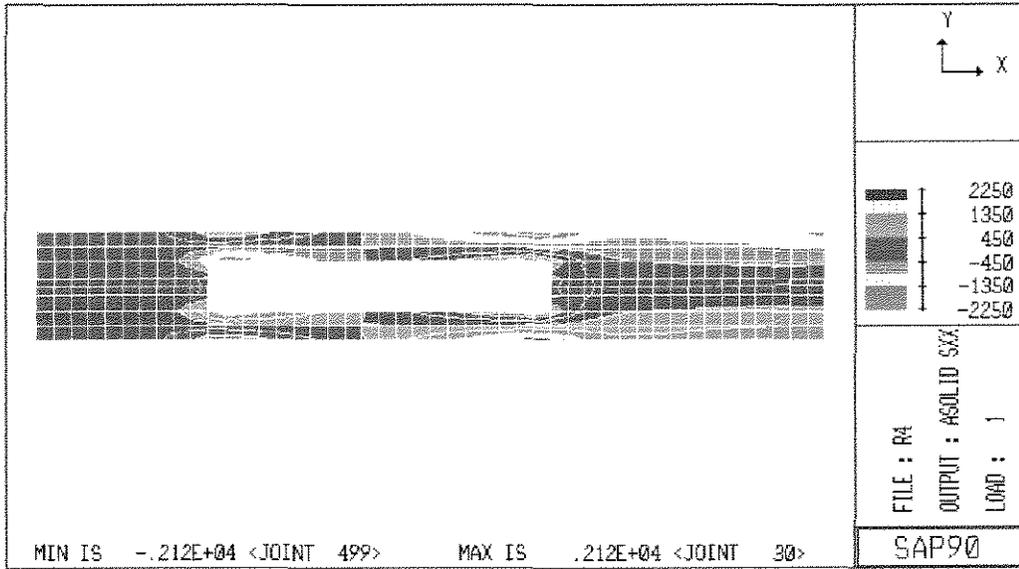


Figura 2.38 - Gráfico de isotensões da viga R4, com zoom de 0 até 2.00m.

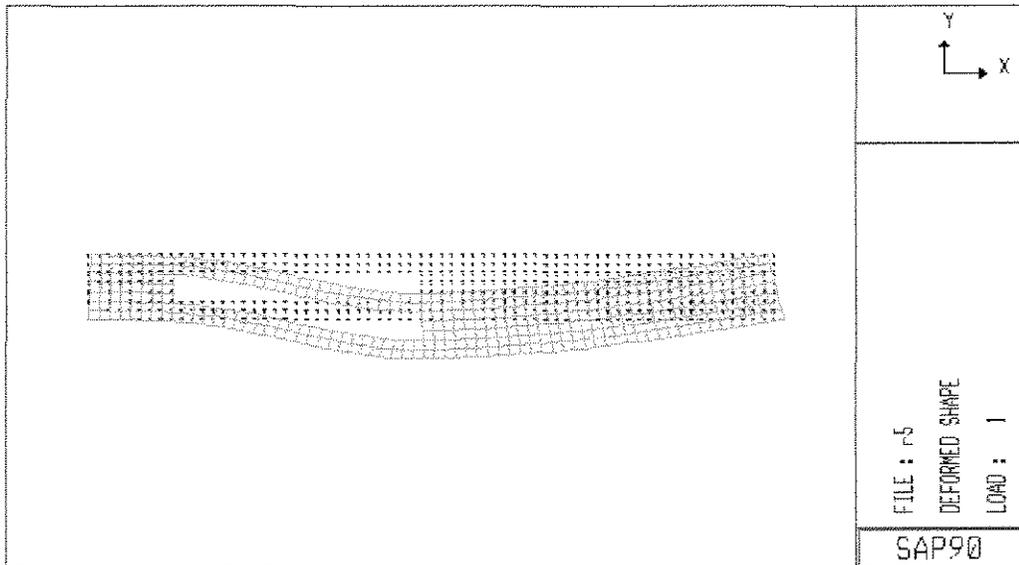


Figura 2.39 - Esquema da Viga R5 deformada.

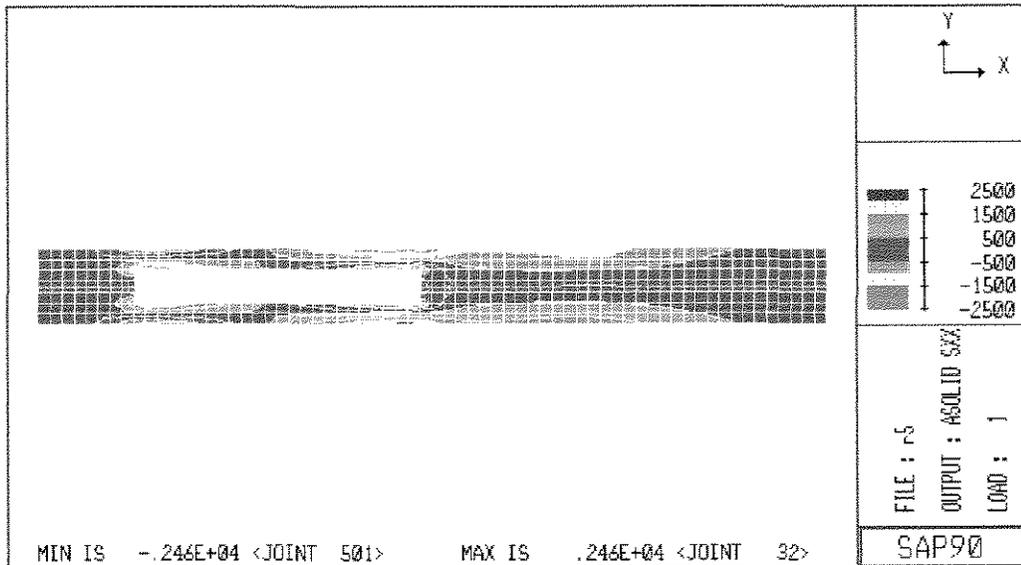


Figura 2.40 - Gráfico de isotensões da viga R5.

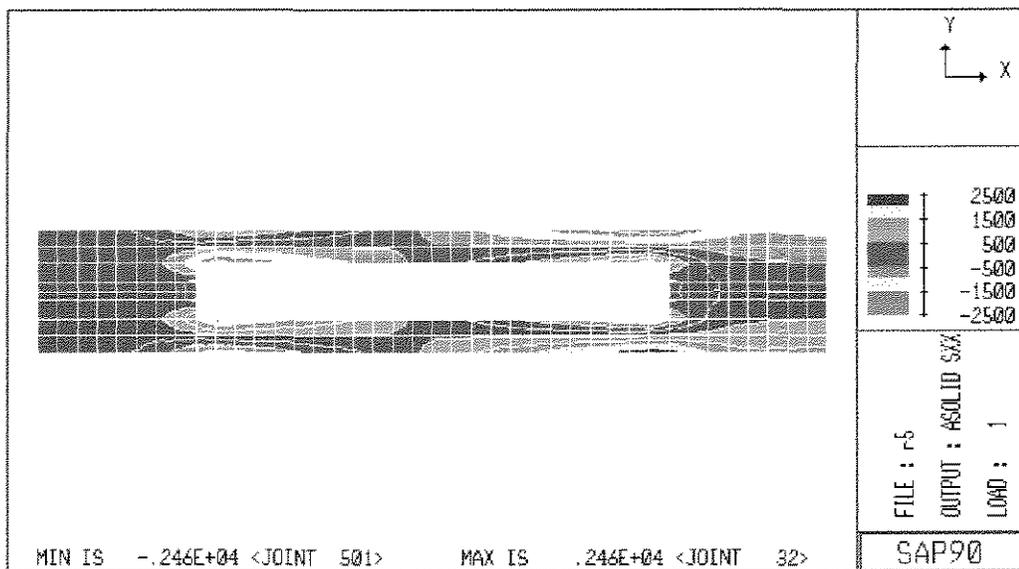


Figura 2.41 - Gráfico de isotensões da viga R5, com zoom de 0 até 2,00m.

Foram também analisados só que pelo programa FRANC a seguinte viga :

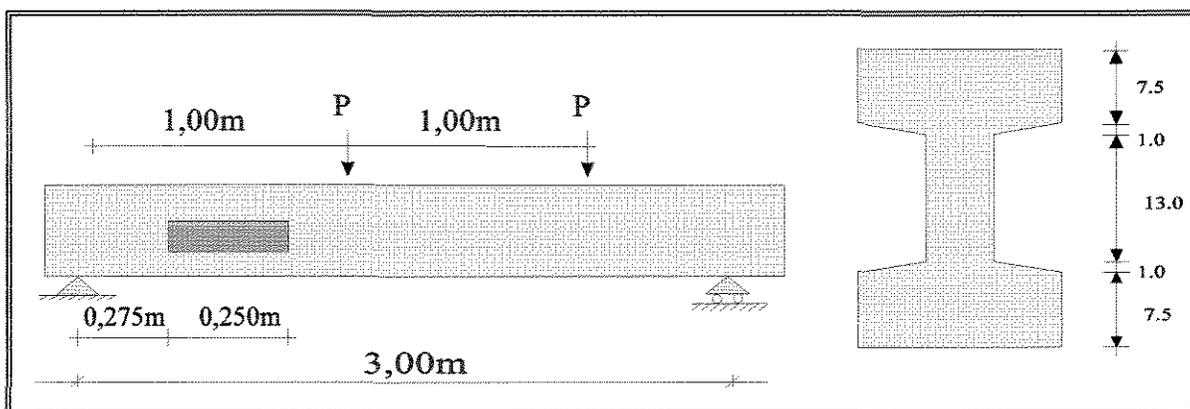


Figura 2.42 - Viga analisada pelo programa FRANC

A viga mostrada na figura 2.42, analisada pelo programa FRANC tem seus resultados computacionais (fluxo das tensões principais) apresentados nas figuras 2.43 e 2.44.

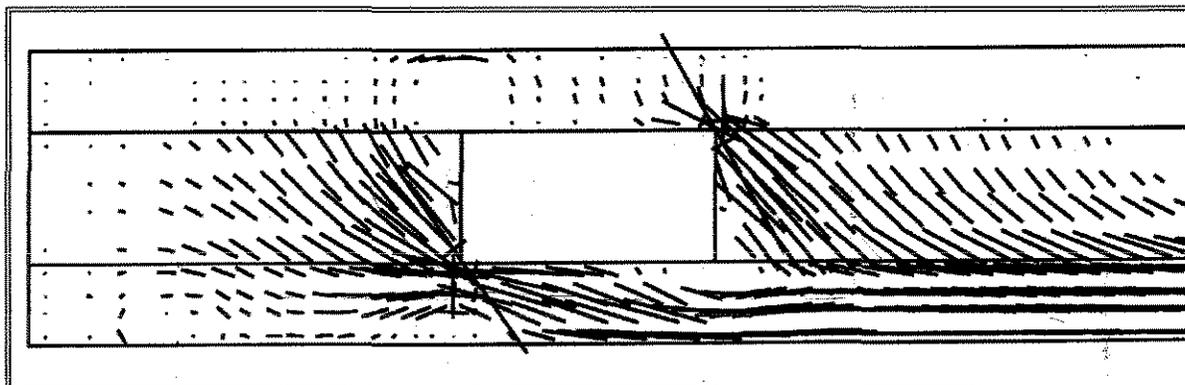


Figura 2.43 - Trajetória das tensões de tração na viga analisada pelo programa FRANC

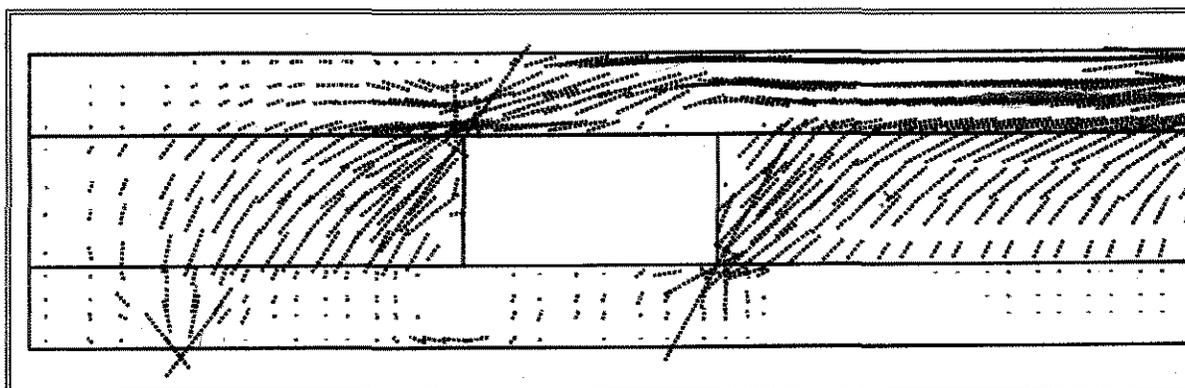


Figura 2.44 - Trajetória das tensões de compressão na viga analisada pelo programa FRANC

### 2.5.2 COMENTÁRIOS

Como se pode observar nas figuras 2.29 a 2.44 tanto o fluxo das tensões principais como os pontos de maior concentração de tensões são semelhantes em ambas as investigações numéricas, mesmo alterando a geometria e a posição da abertura, o comportamento destas vigas basicamente é o mesmo. A seguir é apresentado as principais observações sobre estas análises numéricas :

- em todas as vigas ocorre uma concentração de tensões nos cantos das aberturas;
- quanto maior a relação  $l_a/d$  ( comprimento da abertura / altura da viga ), maior a deformabilidade da viga, portanto atenção especial em relação a flecha da viga deve ser observada, e se pronuncia mais, uma inversão de esforços nos banzos inferior e superior da abertura, em lados opostos (figura 2.45).

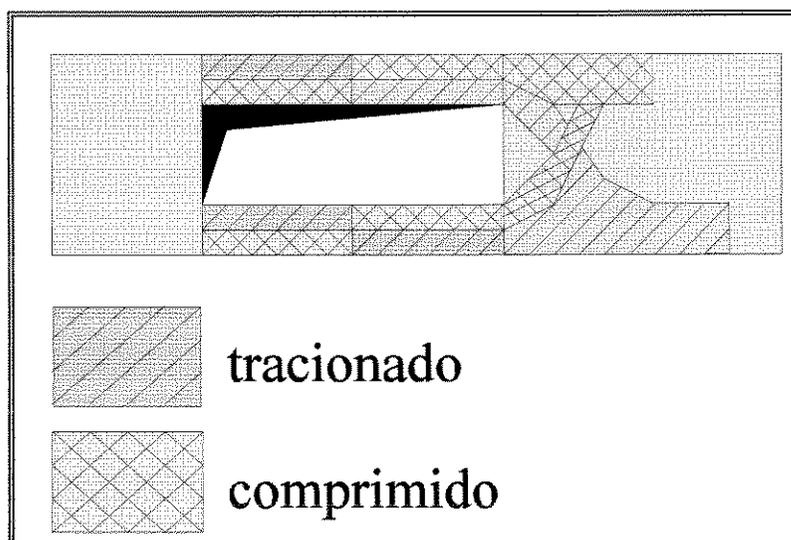


Figura 2.45 - Caminho das tensões

- alterando-se a excentricidade da abertura, aumenta-se as tensões do lado que teve sua dimensão reduzida, portanto atenção especial deve ser dado ao banzo comprimido para que não ocorra um esmagamento prematuro do concreto ou seja para que a linha neutra naquela região não fique abaixo da abertura.

### Capítulo 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

Apresentam-se neste capítulo todo o desenvolvimento a respeito da parte experimental deste estudo, desde estudo dos traços de concreto preliminares até as vigas ensaiadas.

#### 3.1 - DETALHES DAS VIGAS E ESQUEMAS DE CARREGAMENTOS

As vigas utilizadas nesta pesquisa têm seção transversal I, com comprimento de 3.30m e distância entre apoios de 3.00m, com as dimensões indicadas na figura 3.1 e foram executadas com concreto com resistência à compressão em torno de 75 MPa. As vigas foram carregadas com uma carga concentrada aplicada no meio do seu vão, correspondendo a uma relação  $a/d=5.36$  entre a distância  $a$  do ponto de aplicação de carga ao apoio e a altura útil  $d$ .

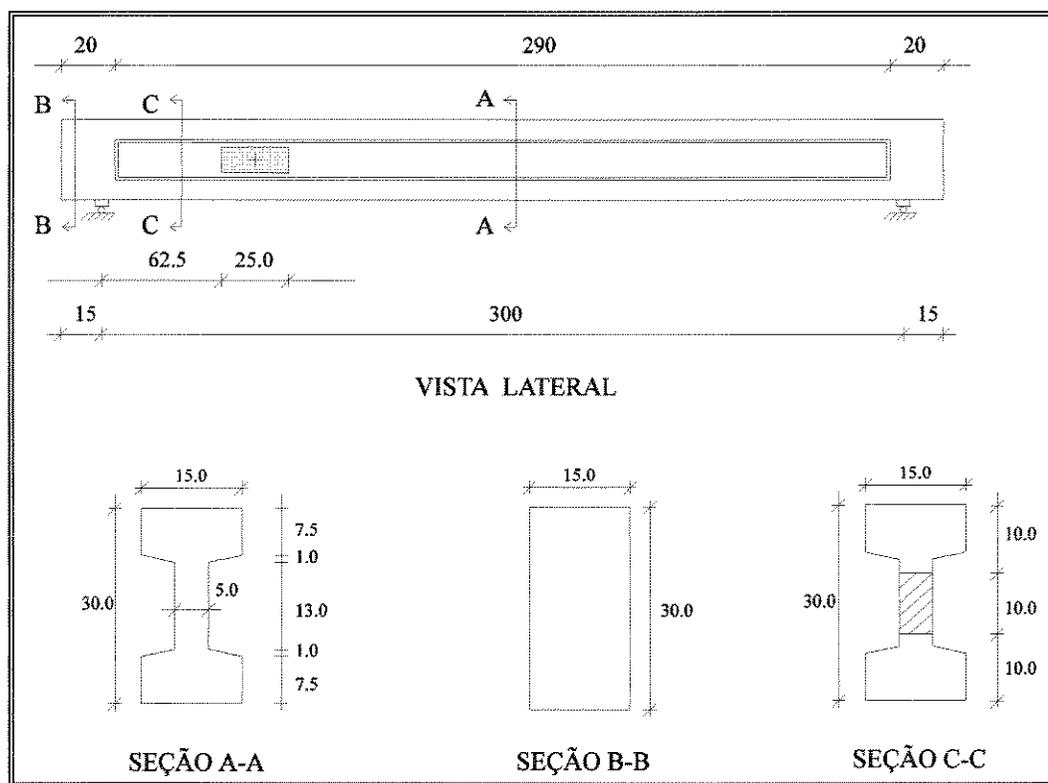


Figura 3.1 - Detalhe das vigas VR-1 e VR-2

Os detalhes das armaduras e os esquemas de carregamento são apresentados nas figuras 3.2 e 3.3. A armadura longitudinal é composta por três barras de aço CA-50A de 20mm de diâmetro em todas as vigas. Com essa disposição ( $3 \phi 20\text{mm}$ ), a taxa de armadura longitudinal ( $\rho_l$ ) é igual a 6.22%, referida à largura  $b_w$  da alma e à altura  $h$  da seção. A ancoragem nas extremidades se fez em um comprimento de 19cm a partir da face interna do apoio, o que representa 10 diâmetros, além de uma barra com 12.5mm de diâmetro e 14cm de comprimento soldada transversalmente em cada extremidade dessa armadura para melhorar a ancoragem. Como porta-estribos foram utilizadas duas barras de 6.3mm de diâmetro, justapostas. O recobrimento da armadura pelo concreto, para todas as vigas, era de 1cm

A armadura transversal (com exceção da região da abertura) foi mantida constante e era formada por estribos de quatro ramos de aço CA-60B, com diâmetro 4.2mm e espaçamento de 15cm, resultando em uma taxa de armadura transversal  $\rho_w = 0.746\%$ . Cada estribo era composto por duas peças justapostas, que ocupavam a alma da seção e após dobras a  $90^\circ$  e traspasse, envolviam as barras longitudinais e tomavam a mesa e o talão.

Em cada lado da abertura foi prevista uma armadura de suspensão que consistia em 3 estribos de 2 ramos cada, com diâmetro com 5.0mm espaçados de 2.5cm, além de 2 barras com diâmetro de 5.0mm inclinadas a  $45^\circ$  com as barras longitudinais na direção de tração situadas em cada lado da abertura (ver figura 3.2 e 3.3).

Na região da abertura foi previsto um detalhamento diferente do restante da viga, para absorver os esforços de cisalhamento, flexo-compressão (banzo superior) e flexo-tração (banzo inferior). No banzo superior à abertura, a armadura longitudinal era composta por 4 barras (2 superiores e 2 inferiores), variando seu diâmetro e comprimento conforme o ensaio, enquanto que a transversal era composta por estribos de 2 ramos com diâmetro e espaçamento variáveis conforme a viga. No banzo inferior, a armadura longitudinal era composta pelas 3 barras de 20mm de diâmetro (inferior) mais 2 barras de 5.0mm de diâmetro e a armadura transversal era composta por estribos de 2 ramos com diâmetro e espaçamento variáveis conforme a viga. A posição e os detalhes dessas armaduras são mostrados nas figuras 3.2 e 3.3.

A posição e a geometria da abertura adotadas nesta pesquisa, foram determinadas de modo que a viga não tivesse comportamento de uma viga de *vierendel*, ou seja uma “pequena” abertura, de modo que o comprimento da mesma se limitava em  $l_a = 0.83h$  enquanto que a posição da extremidade da mesma ficava distanciada a 62,5 cm do apoio mais próximo ou seja,  $a' = 2.08h$ . Com relação a altura da abertura foi adotado o valor de  $h_a = h/3$ , não comprometendo assim a região comprimida da viga, pois a abertura ocupava somente a alma da seção I da viga (figura 3.2), ficando desta forma a mesma abaixo da linha neutra da viga.

As armaduras detalhas para região da abertura da viga VR-1, foram determinadas de acordo com método 1, exposto em 2.4.1, enquanto que a viga VR-2 teve tanto a armadura transversal quanto a longitudinal para os banzo superior e inferior reduzidas em função dos resultados apresentados pela viga VR-1, conforme ilustra as figuras 3.2 e 3.3.

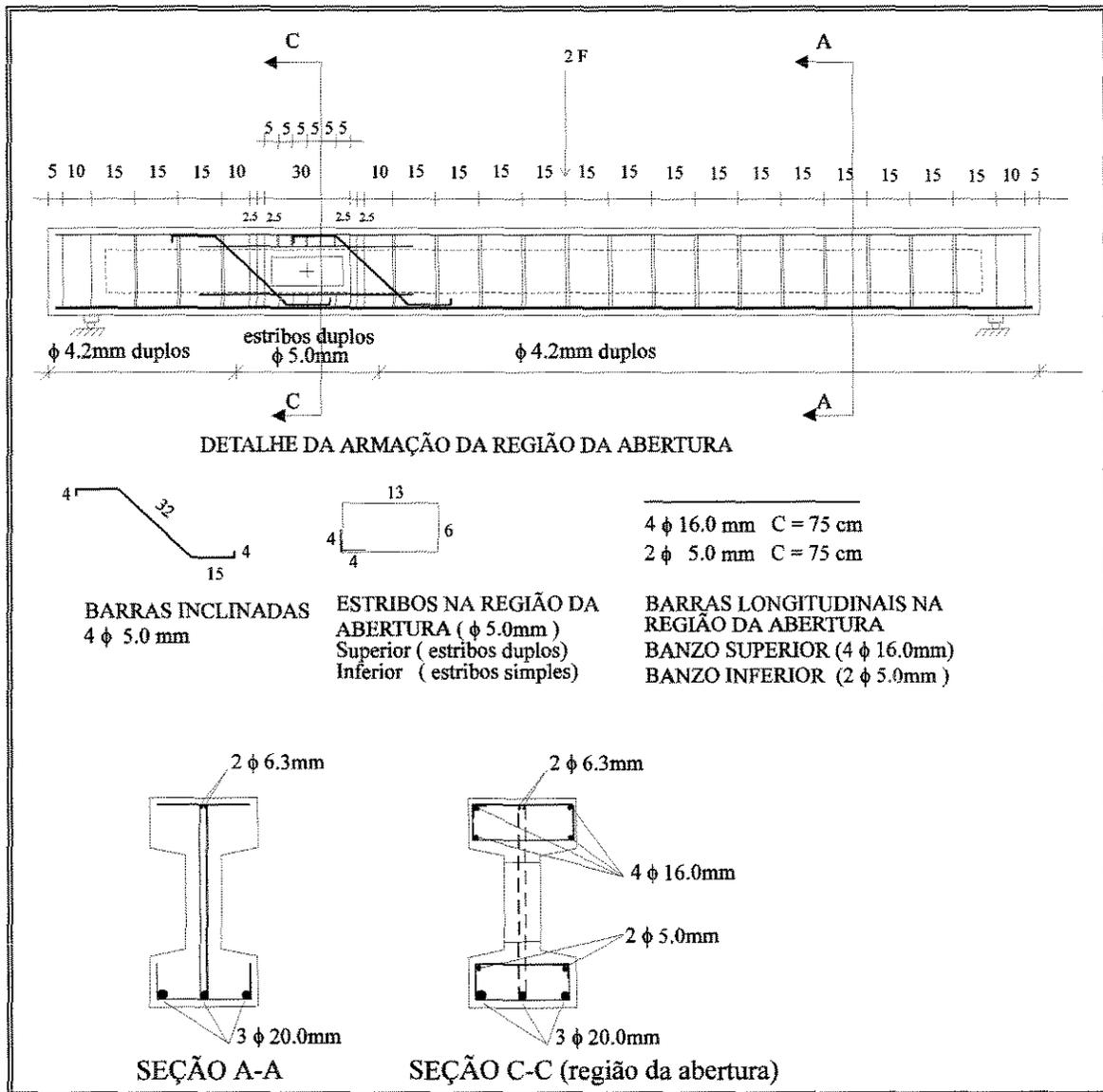


Figura 3.2 - Detalhes das armaduras VIGA VR-1

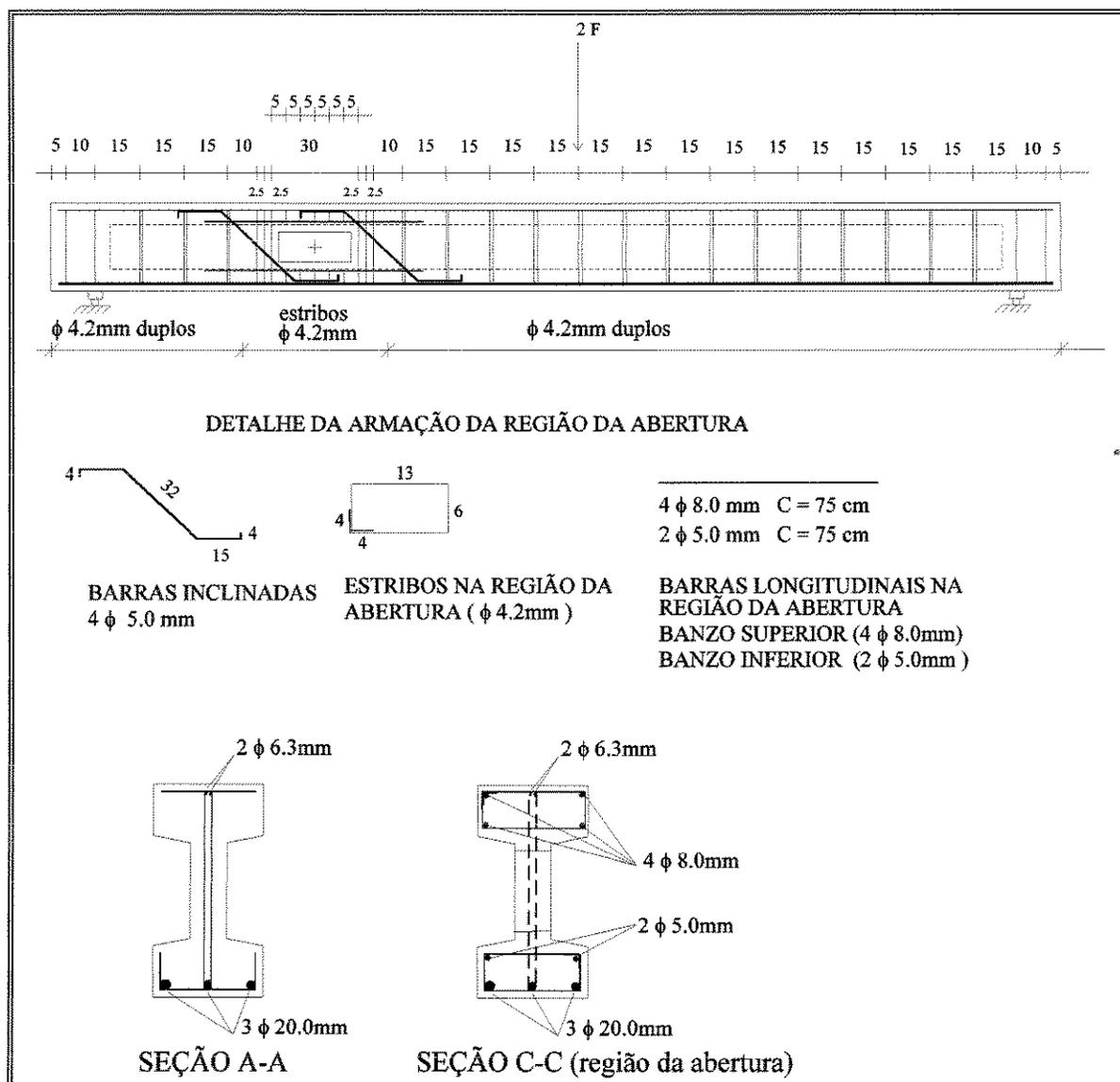


Figura 3.3 - Detalhes das armaduras VIGA VR-2

Na região de aplicação da carga, foi adicionada uma armadura de reforço na mesa. O estribo sob a carga concentrada foi dobrado de cima para baixo na altura da mesa e duas barras com mesmo diâmetro, dobradas em forma de U invertido, foram colocadas a 5cm de cada lado daquele estribo, conforme é ilustrado na figura 3.4.

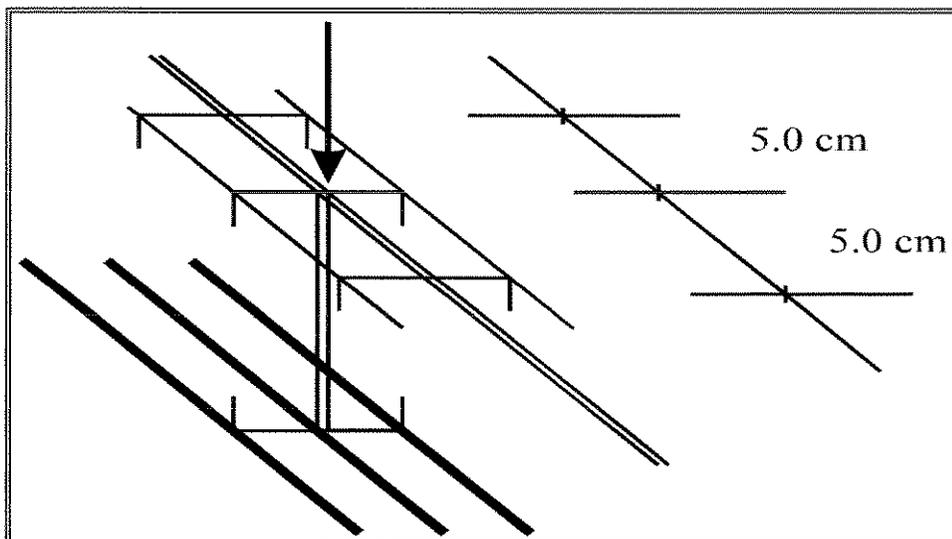


Figura 3.4 - Detalhe do reforço da armadura no local de aplicação da carga

## 3.2 - MATERIAIS

### 3.2.1 CONCRETO

Para se obter um concreto de alta resistência com boa trabalhabilidade foram estudados 3 diferentes traços de concreto com o intuito de selecionar o mais adequado às necessidades desta pesquisa. Apresentam-se a seguir as suas composições e suas características (figura 3.5).

Características dos materiais :

Cimento CPV-ARI Plus da CIMINAS

Sílica-ativa (Microsilica) SILMIX não densificada da Camargo Corrêa Metais

Areia : diâmetro máximo= 4.8mm; módulo de finura MF=2.80

Pedra : diâmetro máximo=19.0mm; módulo de finura MF=6.55

Pedrisco : diâmetro máximo=9.5mm; módulo de finura MF=5.44

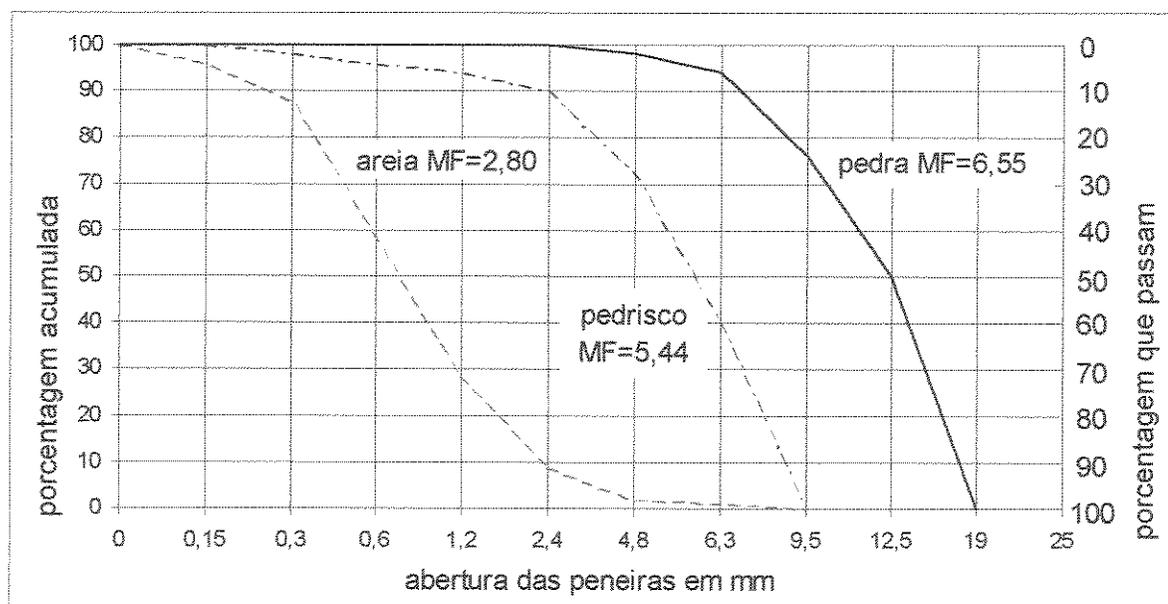


Figura 3.5 - Gráfico da granulometria dos agregados utilizados na dosagem do concreto.

Tabela 3.1 - Composição das misturas de concreto

MATERIAIS	MISTURAS		
	C 1	C 2	C 3
Cimento (c)	6.500 g	6.500 g	6.500 g
Sílica-ativa (ms)	650 g (10%)	650 g (10%)	650 g (10%)
Areia	8.000 g	8.000 g	8.000 g
Pedra	11.000 g	11.000 g	11.000 g
Pedrisco	1.200 g	1.200 g	1.200 g
Água (a)	1.830 ml	1.960 ml	1.960 ml
Super-Plastificante	320 ml (1.0%)	255 ml (0.8%)	277 ml (0.87%)
Abatimento	23.0 cm	15.0 cm	21.0 cm
<b>a/(c+ms)</b>	<b>0.30</b>	<b>0.31</b>	<b>0.31</b>

Tabela 3.2 - Resistência a compressão (MPa), corpos-de-prova cilíndricos (10x20)

Idade	Mistura C1	Mistura C2	Mistura C3
07 dias	59.71	-	58.82
	57.29	58.82	57.93
	55.76	67.48	67.99
Média	<b>57.59</b>	<b>63.15</b>	<b>61.58</b>
Desvio Padrão	<b>01.99</b>	<b>06.12</b>	<b>05.57</b>
$\delta$	<b>3.45 %</b>	<b>9.69 %</b>	<b>9.04 %</b>
28 dias	69.00	69.64	78.68
	80.08	67.1	79.19
	63.79	79.58	75.76
Média	<b>70.96</b>	<b>72.11</b>	<b>77.87</b>
Desvio Padrão	<b>08.32</b>	<b>06.59</b>	<b>01.85</b>
$\delta$	<b>11.72 %</b>	<b>9.13 %</b>	<b>2.37 %</b>

Diante dos resultados apresentados optou-se pela mistura C3, pois é a que reúne as melhores características para as necessidades deste trabalho, no que diz respeito a resistência e trabalhabilidade.

### 3.2.2 - AÇO

Apresentam-se a seguir as características e propriedades dos aços utilizados nesta pesquisa. Em todos os corpos de prova ensaiados as deformações foram medidas por meio de extensômetros mecânicos com base de medida de 100mm. As figuras 3.6 a 3.9 apresentam os diagramas tensão-deformação e as características mecânicas dos aços.

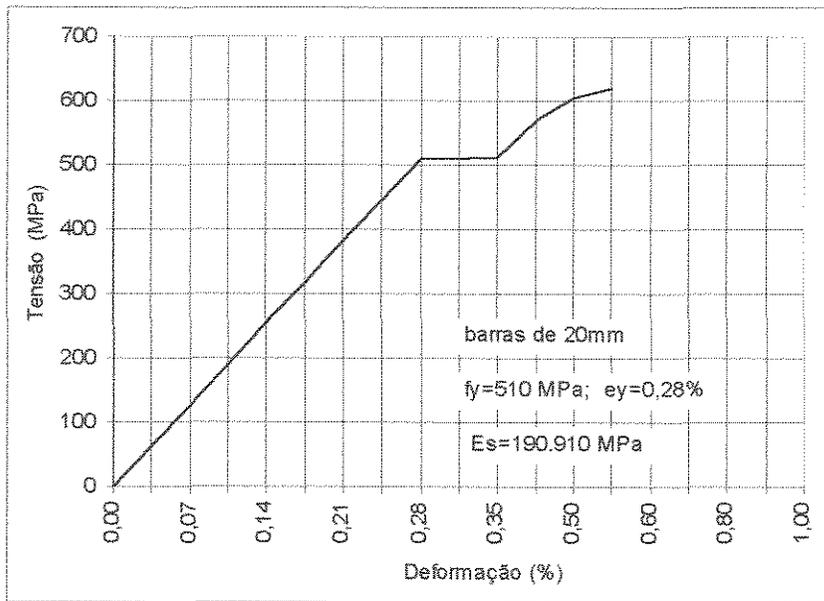


Figura 3.6 - Diagrama  $\sigma$  x  $\epsilon$  para as barras de  $\phi$  20mm

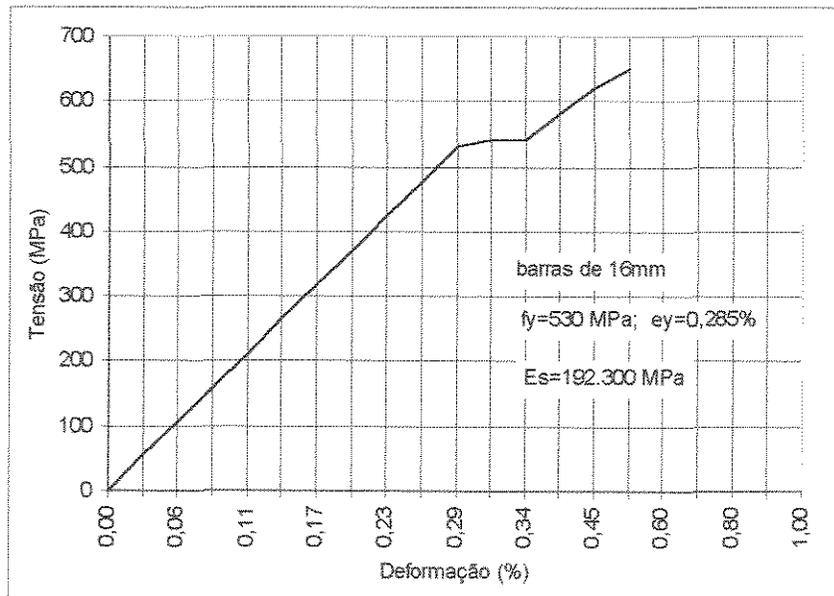


Figura 3.7 - Diagrama  $\sigma$  x  $\epsilon$  para as barras de  $\phi$  16mm

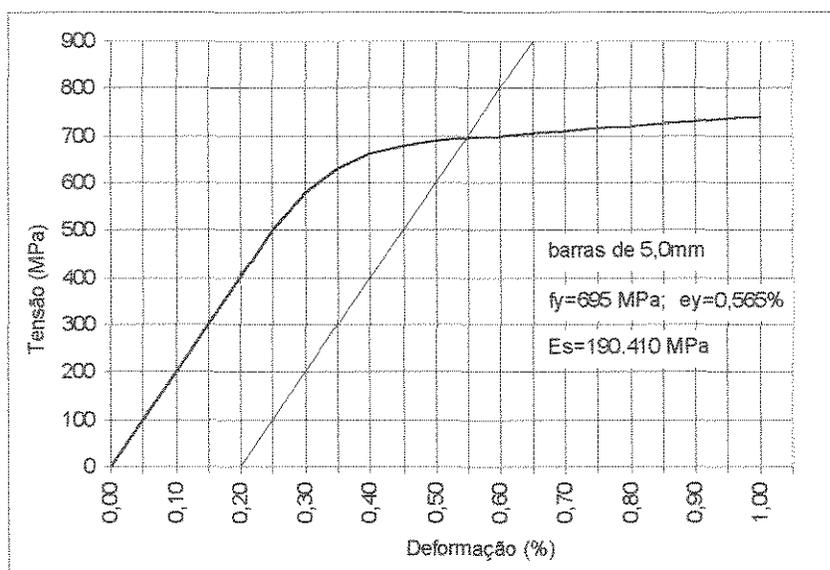


Figura 3.8 - Diagrama  $\sigma \times \epsilon$  para as barras de  $\phi$  5.0mm

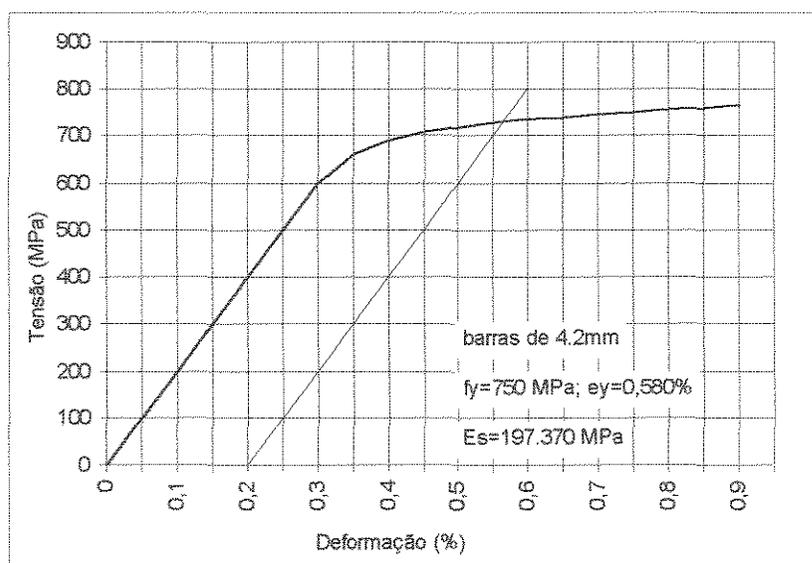


Figura 3.9 - Diagrama  $\sigma \times \epsilon$  para as barras de  $\phi$  4.2mm

### 3.3 - INSTRUMENTAÇÃO

Para as medidas de deformações nas armaduras, foram usados extensômetros elétricos de resistência. Na fixação dos mesmos, usou-se adesivo à base de cianocrilato, sendo em seguida isolados e impermeabilizados com fita plástica isolante, sendo que a numeração e posição dos mesmos se encontra nas figuras 3.11 e 3.12. Na identificação dos pontos instrumentados com o uso de extensômetros elétricos, adotou-se a letra *S* (por se tratar de uma armadura), seguida de um número de identificação.

As deformações no concreto foram medidas nas partes superior, inferior, anterior e posterior a abertura, por meio de extensômetro mecânico Tensotast, com base de medida de 50mm de comprimento. Para a criação das bases de medida, foram utilizadas pastilhas de aço coladas com adesivo à base de cianocrilato, na superfície do concreto. Para a identificação dos pontos instrumentados com extensômetros mecânicos, foi adotada a letra *C* (concreto), seguida de um número de identificação (figura 3.10).

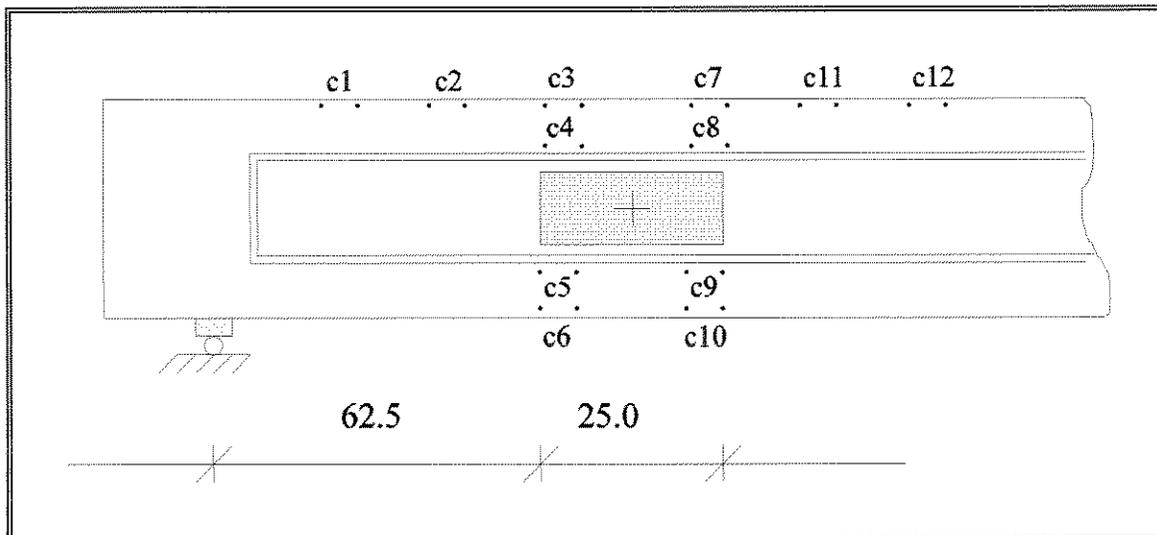


Figura 3.10 - Posicionamento das pastilhas para medidas da deformação do concreto das vigas VR-1 e VR-2

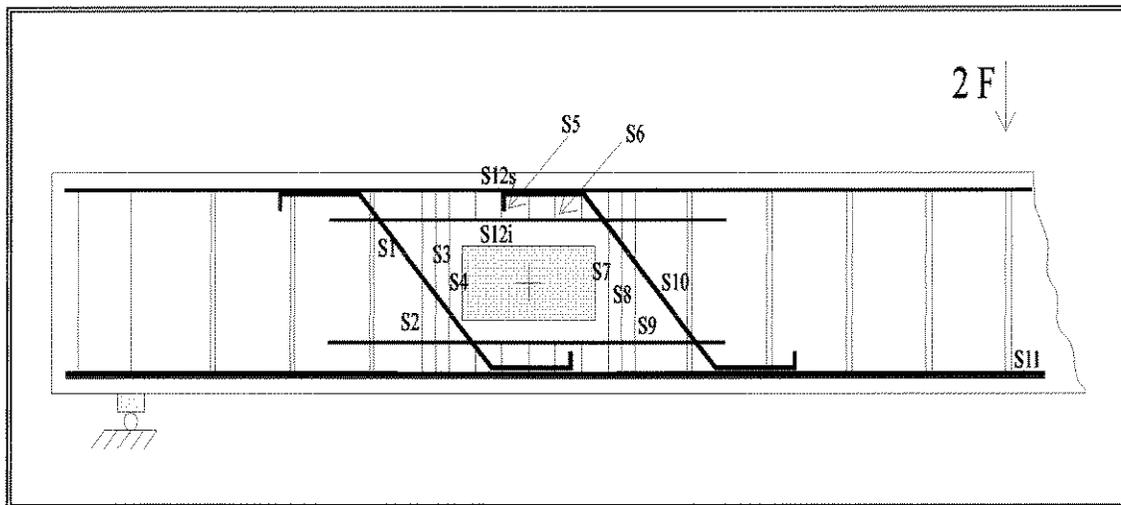
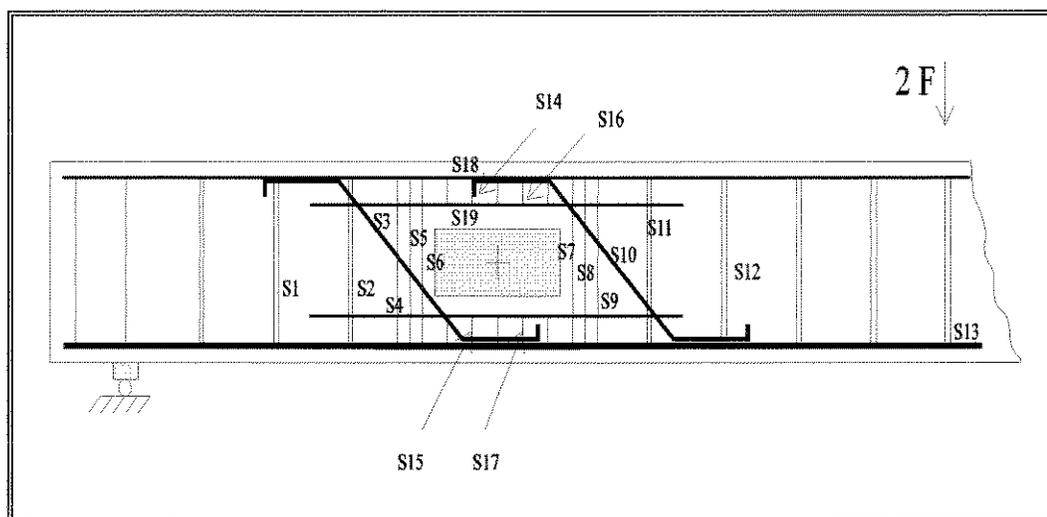


Figura 3.11 - Posição dos extensômetros elétricos na viga VR-1.

S2 - 1 <sup>o</sup> Estribo Susp. esquerdo	S7 - 1 <sup>o</sup> Estribo Susp. direito	S5 - 1 <sup>o</sup> Estribo banzo sup.
S3 - 2 <sup>o</sup> Estribo Susp. esquerdo	S8 - 2 <sup>o</sup> Estribo Susp. direito	S6 - 2 <sup>o</sup> Estribo banzo sup.
S4 - 3 <sup>o</sup> Estribo Susp. esquerdo	S9 - 3 <sup>o</sup> Estribo Susp. direito	S12s - Barra sup. Banzo Sup.
S1 - Barra inclinada esquerda	S10 - Barra inclinada direita	S12i - Barra inf. Banzo Sup.
S11 - Barra long. centro vão		



S1 - 1 <sup>o</sup> Estribo duplo esq.	S4 - 1 <sup>o</sup> Estribo Susp. esq.	S7 - 1 <sup>o</sup> Estribo Susp. direito
S2 - 2 <sup>o</sup> Estribo duplo esq.	S5 - 2 <sup>o</sup> Estribo Susp. esq.	S8 - 2 <sup>o</sup> Estribo Susp. direito
S11 - 1 <sup>o</sup> Estribo duplo direito	S6 - 3 <sup>o</sup> Estribo Susp. esq.	S9 - 3 <sup>o</sup> Estribo Susp. direito
S12 - 1 <sup>o</sup> Estribo duplo direito	S3 - Barra inclinada esq.	S10 - Barra inclinada direita
S14 - Estribo Superior esq.	S15 - Estribo Inferior esq.	S18 - Barra sup. Banzo Superior
S16 - Estribo Superior direito	S17 - Estribo Inferior direito	S19 - Barra inf. Banzo Superior
S13 - Barra long. centro vão		

Figura 3.12 - Posição dos extensômetros elétricos na viga VR-2.

As flechas foram medidas através de um par de defletômetros Kaefer, com curso de 50 mm e sensibilidade de 0,01 mm, que foram instalados no centro da viga. Os deslocamentos apresentados neste trabalho representam as média desse par de leitura dos respectivos defletômetros.

### 3.4 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

O sistema de aplicação de cargas utilizado nos ensaios, foi um pórtico de aço fixado à laje de reação do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da UNICAMP. Esse sistema é apresentado na figura 3.13.

Para apoio das vigas, foram usados dois blocos de concreto armado, com 600 mm de altura, fixados à laje de reação através de parafusos e porcas.

Sobre cada um desses blocos, estava colocado um aparelho de apoio, constituído por um conjunto de chapas e roletes de aço, que permitia rotação e, quando os roletes fossem liberados, translação.

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

Os extensômetros elétricos usados na medição das deformações nas armaduras, eram ligados a caixas de comutação Huggenberger conectadas ao indicador de deformações Tepic-Huggenberger.

Para medida das deformações no concreto, foi utilizado extensômetro mecânico Tensotast-Huggenberger com sensibilidade de 0,001 mm e base de medida com 50 mm.

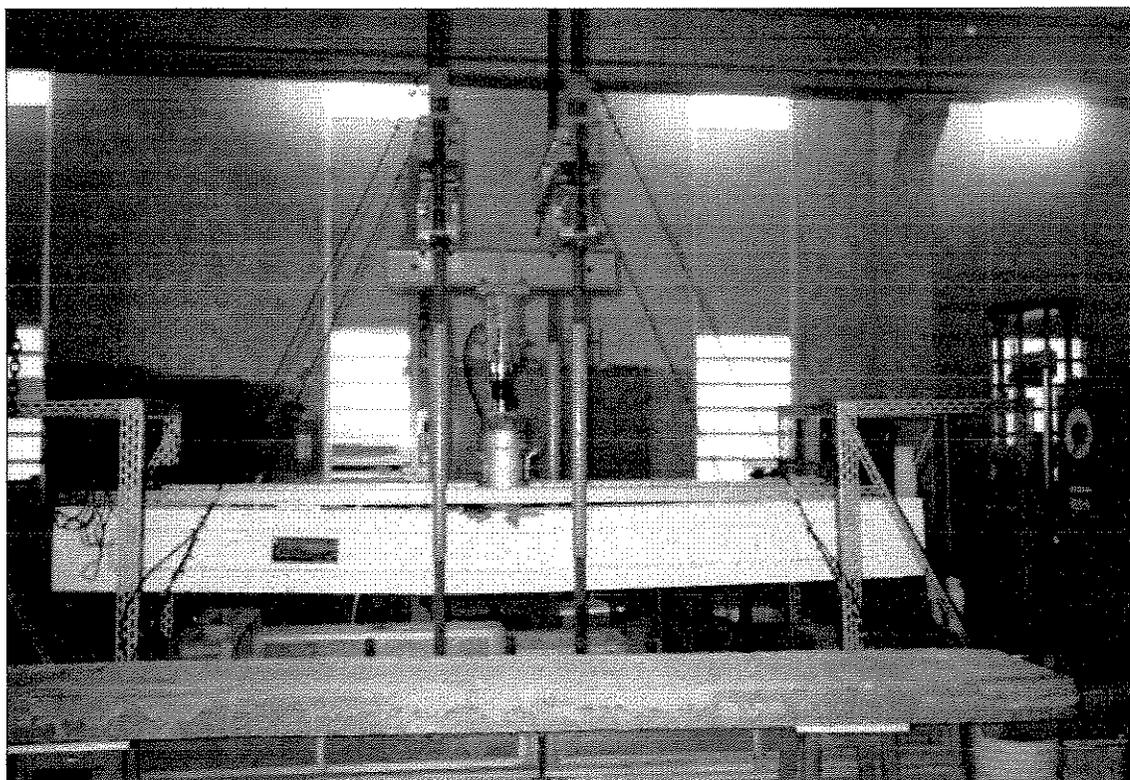


Figura 3.13 - Sistema de carregamento utilizado nos ensaios.

### 3.5 - EXECUÇÃO DAS VIGAS

Os agregados utilizados nos ensaios permaneciam estendidos no piso do laboratório, para secagem, durante alguns dias. A pedra britada de diâmetros nominais de 19mm e 9.5mm também recebiam o mesmo tratamento, quando necessário.

O cimento e a sílica-ativa (microsílica), em estado seco, eram previamente misturados em betoneira com capacidade de 56 litros, com eixo inclinado.

A água utilizada era dividida em três partes. A primeira parte era conservada em estado natural, e as outras duas eram misturadas, cada uma, com metade da quantidade de superplastificante.

Os materiais eram misturados em betoneira com eixo inclinado e com capacidade para produzir 150 litros de concreto. Eram colocados na seguinte ordem : agregado graúdo, uma parte de água, cimento com sílica-ativa (microsílica), uma parte de água com superplastificante, areia e o restante de água com o aditivo. Era necessário um tempo de 10 a 15 minutos de mistura, para atingir a trabalhabilidade desejada.

As vigas foram moldadas em fôrma de madeira, que receberam previamente uma demão de óleo nas suas superfícies internas, com o propósito de diminuir a sua aderência com o concreto.

A fôrma tinha seção retangular com 150 mm de largura e 300 mm de altura com 3300 mm de comprimento. Para obter-se a viga com seção I com alma de espessura 50 mm, foram feitos dois enchimentos de madeira, com largura de 50 mm, que parafusados nas paredes laterais da fôrma, reduziam a espessura da alma entre os apoios e criavam a mesa e o talão. Para facilitar a desmoldagem, esses enchimentos tinham no plano vertical, uma inclinação de 1:5 na face inferior da mesa e na face superior do talão. O mesmo acontecia no plano horizontal, junto aos apoios, na transição da seção I para a seção retangular.

Para a execução das aberturas na alma foram confeccionadas caixas de madeira com largura igual a espessura da alma da viga, sendo a altura e comprimento aqueles

apresentados na figura 3.1, e para garantir a sua posição durante a concretagem, foram utilizados gabaritos de madeira fixados nas paredes da fôrma.

No adensamento do concreto foram utilizados dois vibradores de imersão dotados de agulha com 25 mm de diâmetro.

Após cada concretagem, as vigas e os corpos de prova permaneciam cobertos com lona de plástico. Eram desmoldados após 5 dias, aproximadamente, e cobertos com folhas de jornal molhadas e lona, até 28 dias de idade (data provável do ensaio).

Antes de serem ensaiadas, as vigas recebiam uma pintura de látex branco para ressaltar a visualização das fissuras durante o ensaio.

### 3.6 - CONDIÇÕES DE APOIO

As vigas foram ensaiadas sobre dois apoios que, além de permitirem rotação, tinham liberdade de translação somente no sentido de se afastarem um do outro. Esses apoios foram usados pelo fato de serem esperadas deformações relativamente grandes das vigas.

Essa montagem permitia que o alongamento da viga, se repartisse entre os dois apoios, sem encontrar oposição, e que o macaco hidráulico permanecesse na vertical.

### 3.7 - CARREGAMENTO

As vigas foram carregadas com somente uma carga concentrada, aplicada no meio do vão. Essa carga era aplicada através de um macaco hidráulico diretamente sobre uma célula de carga, que se apoiava sobre uma placa de aço com 100mm de largura, situada sobre a face superior da viga. A célula de carga empregada para a medição das cargas, era constituída por um cilindro de aço instrumentado com extensômetros elétricos de resistência calibrada até 300kN.

A carga foi aplicada monotonicamente por um macaco hidráulico, com capacidade de 500 kN, com incrementos de 10 kN. Para cada estágio de carga, eram feitas as leituras das deformações e dos deslocamentos verticais. Uma observação do panorama de fissuração era efetuada após as leituras, sendo a sua evolução marcada com tinta preta na superfície de concreto.

### 3.8 - PROPOSTA DOS ENSAIOS

Inicialmente, foi feita uma previsão analítica da carga que produziria o escoamento da armadura longitudinal das vigas. Para isto, foram admitidos a resistência nominal do concreto de 75 MPa e os limites de escoamento dos aços obtidos através dos ensaios de seus corpos de prova.

Com armadura longitudinal composta por três barras de 20mm de diâmetro, área de 9,324 cm<sup>2</sup> e limite de escoamento de 510 MPa, o valor teórico do momento último para o escoamento da armadura longitudinal foi de 12.310 kN.cm, e o da força cortante de 82 kN.

Para obtenção desses valores últimos, foram também admitidos as hipóteses da NBR-6118 e o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto.

Com base no valor teórico da força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal, foi calculado a armadura transversal necessária, segundo MÖRSCH, admitindo-se grau reduzido de armação ao cisalhamento, no que resultou em

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3,73 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ em uma } \rho_w = 0,746 \%, \text{ e um grau de armação ao cisalhamento } \eta = 0,83.$$

Na região da abertura foi previsto um dimensionamento e detalhamento especial baseado no método 1, exposto em 2.4.1, para cada viga em especial.

## Capítulo 4 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo o objetivo principal é o de apresentar os resultados referentes as vigas ensaiadas nesta pesquisa.

### 4.1 - RESULTADOS DA VIGA VR1

Esta viga foi a primeira a ser ensaiada. As armaduras longitudinal e a transversal foram mantidas constantes com exceção da região da abertura na qual foram utilizados três estribos verticais de 5 mm de diâmetro (02 ramos cada), mais duas barras de 5 mm de diâmetro inclinadas de  $45^{\circ}$  como armadura de suspensão em cada lado da abertura. Como armadura de cisalhamento na região superior da abertura foram utilizados estribos de 5 mm de diâmetro (04 ramos) espaçados cada 5 cm, enquanto que na região inferior da abertura foram utilizados estribos de 5 mm de diâmetro (02 ramos) espaçados cada 5 cm. Para armadura longitudinal o banzo superior utilizava quatro barras de 16 mm de diâmetro e o inferior duas barras de 5 mm de diâmetro, além das três barras de 20 mm já existentes.

A viga VR1 foi carregada até atingir a carga total de 180 kN, através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 10 kN de carga. O estado limite último foi alcançado por flexão para carga total de 180 kN. A deformação na armadura longitudinal no centro do vão chegou a 2,57 ‰, que corresponde a quase o início do escoamento da mesma.

Na região da abertura os estribos de suspensão trabalharam efetivamente como o esperado embora com tensões diferentes para a carga de 180 kN. Os estribos de suspensão do lado esquerdo S2, S3 e S4 tiveram deformações de 0,51 ‰, 1,09 ‰ e 0,74 ‰ e tensões de 96 MPa, 207 MPa e 141 MPa respectivamente, enquanto que os do lado direito S7, S8 e S9 tiveram deformações de 2,26 ‰, 1,57 ‰ e 1,48 ‰ e tensões de 430 MPa, 299 MPa e 281 MPa respectivamente. A barra inclinada do lado esquerdo (S1), teve deformação de 2,34 ‰ e tensão de 415 MPa para a carga de 180 kN. Para barra inclinada do lado direito (S10), não foram feitas leituras, pois o extensômetro não registrava leitura durante o ensaio.

No banzo superior da abertura o estribo S5, teve sua deformação registrada em 0,06‰ e tensão de 12 MPa para a carga de 180 kN, enquanto que as armaduras longitudinais S12s e S12i, alcançaram deformações de -0,27‰ e -0,52‰ e tensões de -53MPa e -99MPa respectivamente.

As fissuras iniciais de flexão tornaram-se visíveis para a carga de 30 kN, na região de momento máximo da viga. Com 60 kN de carga, surgiram as primeiras fissuras de cisalhamento na alma, localizadas entre a carga e o apoio. Através do incremento de carga, surgiram novas fissuras, enquanto que outras já existentes se estenderam em direção aos pontos de aplicação de carga e de apoio.

Na região da abertura as primeiras fissuras de flexão e cisalhamento ocorreram para carga de 60 kN, sendo as de flexão localizadas no banzo inferior, enquanto que as de cisalhamento em ambos os lados da abertura, concentrando-se mais nos cantos conforme mostra a figura 4.7.

Nas figuras 4.1 a 4.5 estão representadas a evolução das tensões nas armaduras transversais e longitudinais, para cada estágio de carga, enquanto que o desenvolvimento das tensões no concreto na região da abertura estão representados nas figuras 4.9 a 4.11.

Para a carga de 170 kN, a flecha no meio do vão foi de 19,45 mm, sendo que a evolução do deslocamento no meio do vão é mostrado na figura 4.8.

Após o ensaio da viga, foi determinada a resistência à compressão do concreto, através do ensaio de três corpos de prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial. A resistência média à compressão foi de 84,4 MPa aos 51 dias de idade.

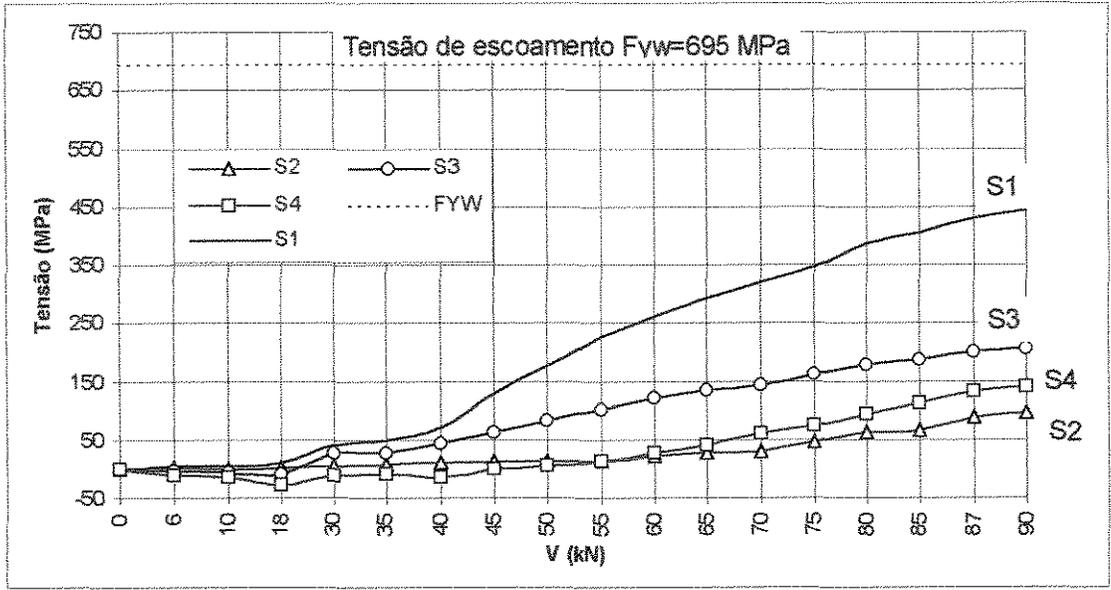


Figura 4.1 - Tensões nos estribos de suspensão e barra inclinada do lado esquerdo (VR1).

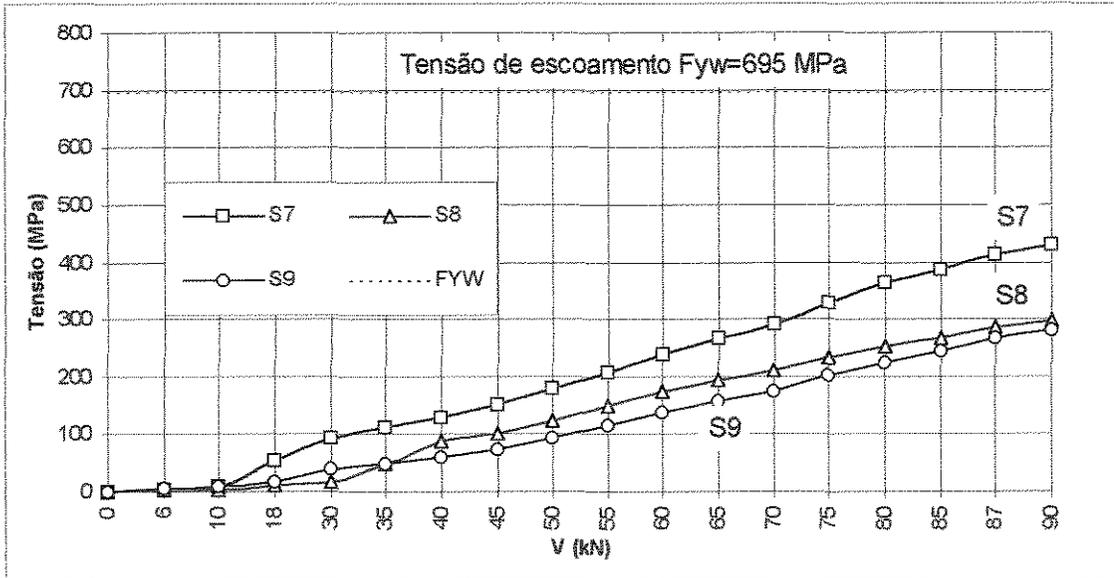


Figura 4.2 - Tensões nos estribos de suspensão lado direito (VR1).

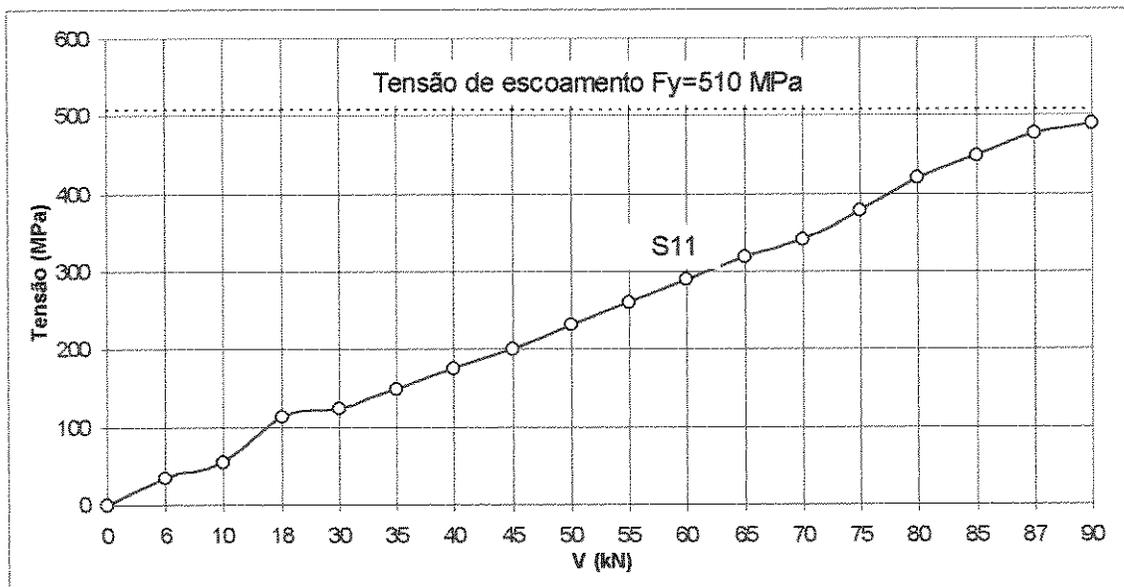


Figura 4.3 - Tensão na barra longitudinal centro do vão (VR1).

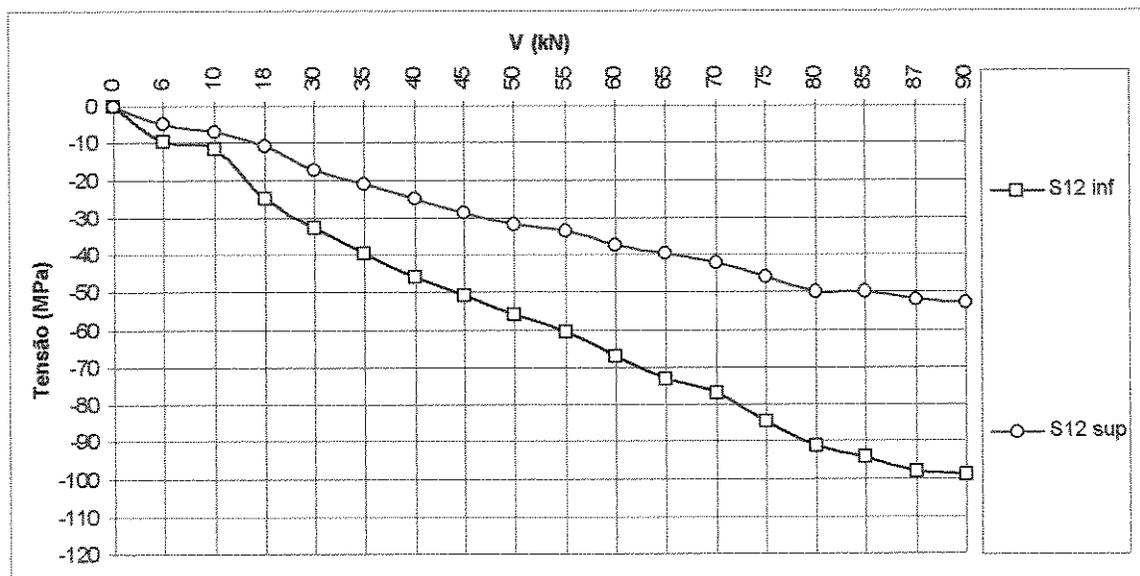


Figura 4.4 - Tensões nas barras longitudinais do banzo superior da abertura (VR1).

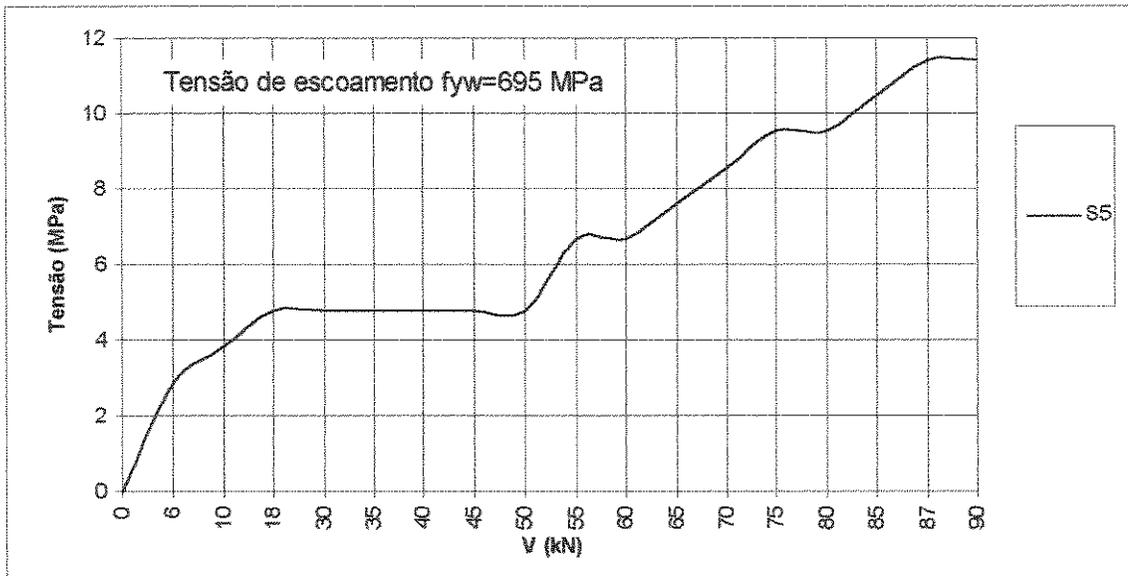


Figura 4.5 - Tensão no estribo do banço superior da abertura (VR1).

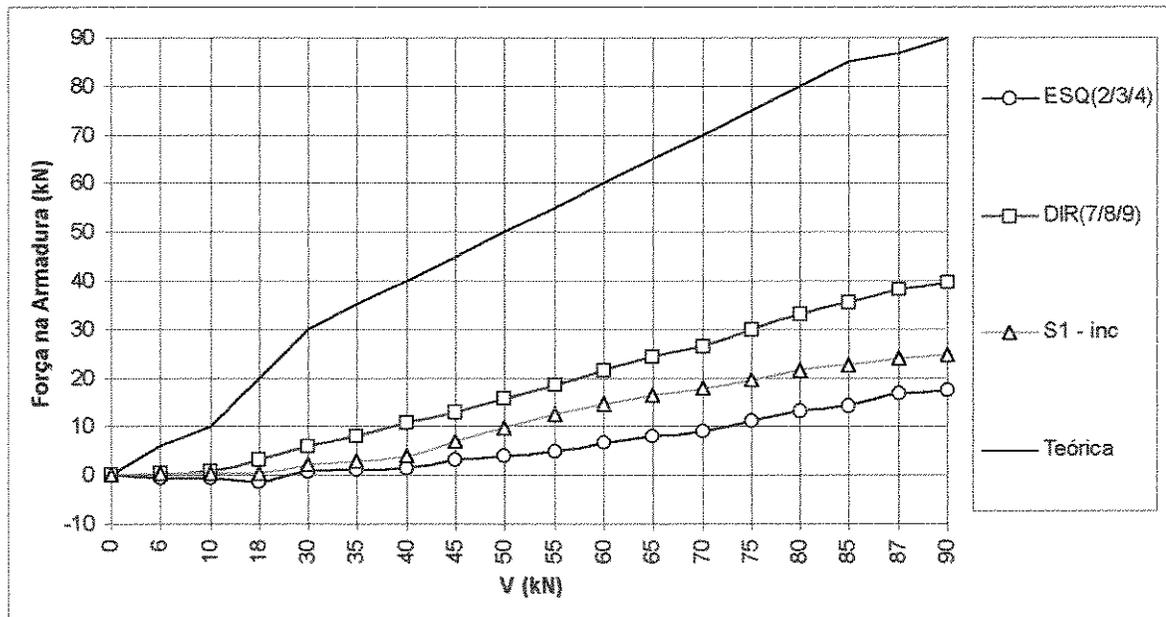


Figura 4.6 - Força cortante X força nos estribos de suspensão lado Esquerdo, Direito e barra inclinada (VR1).

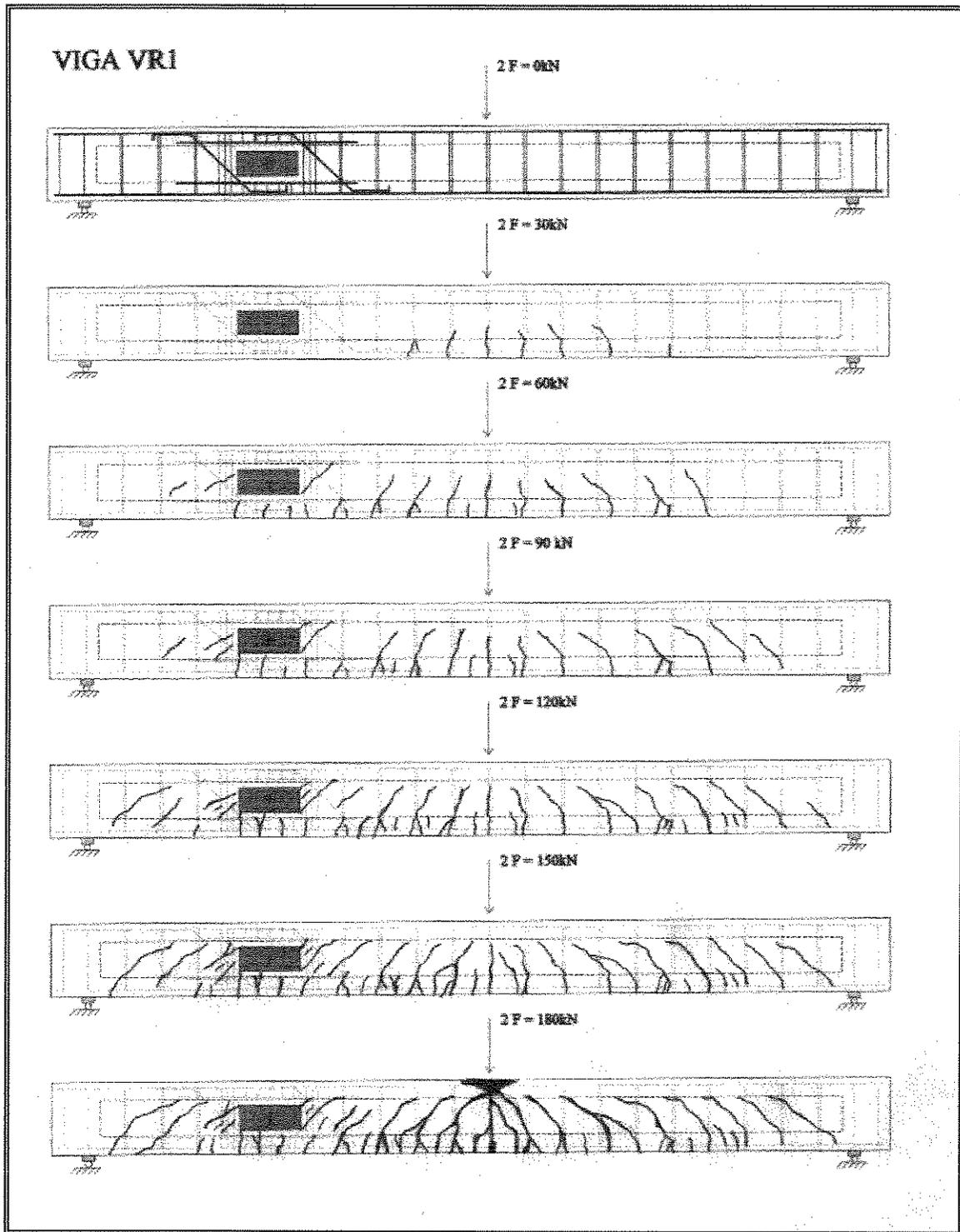


Figura 4.7 - Quadro de fissuração da viga VR1.

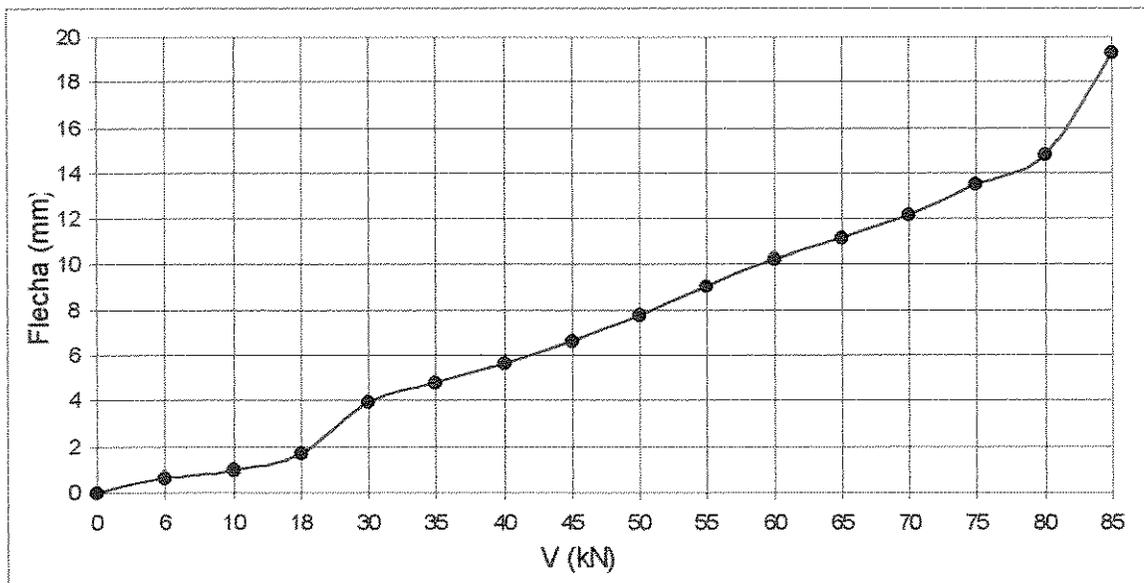


Figura 4.8 - Valores dos deslocamentos no centro da viga em função da cortante (VR1).

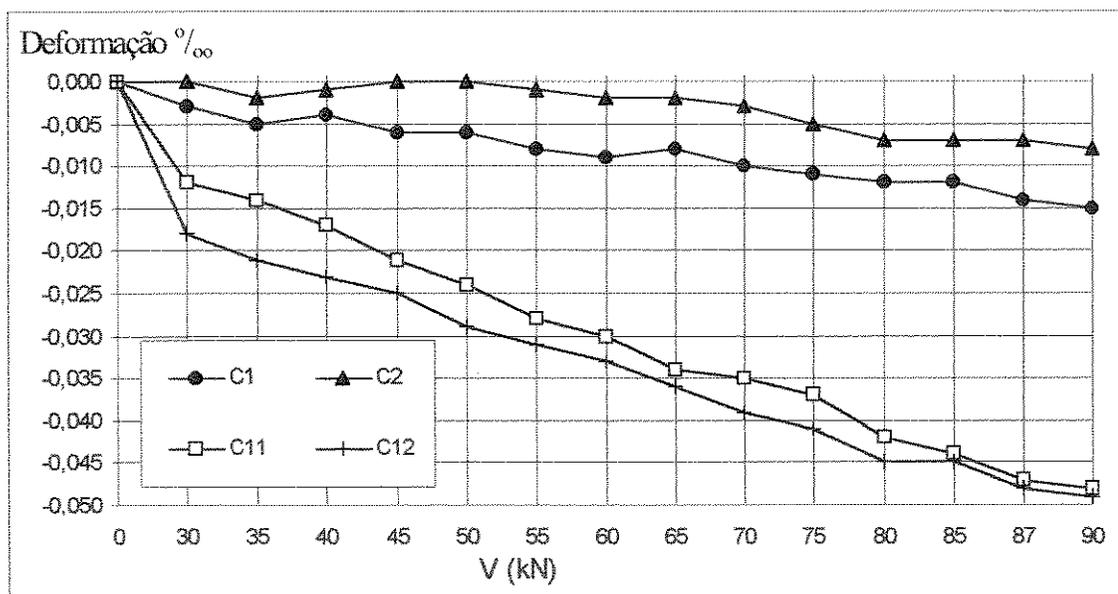


Figura 4.9 - Deformações no concreto da Viga VR1, nos lados direito e esquerdo antes da abertura

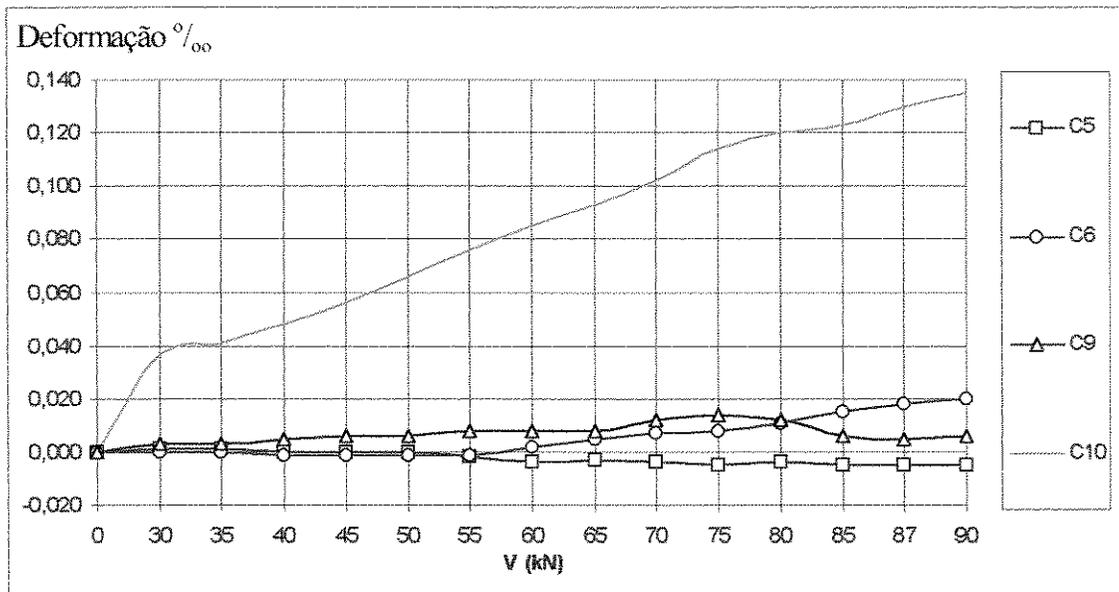


Figura 4.10 - Deformações no concreto da Viga VR1, região inferior da abertura.

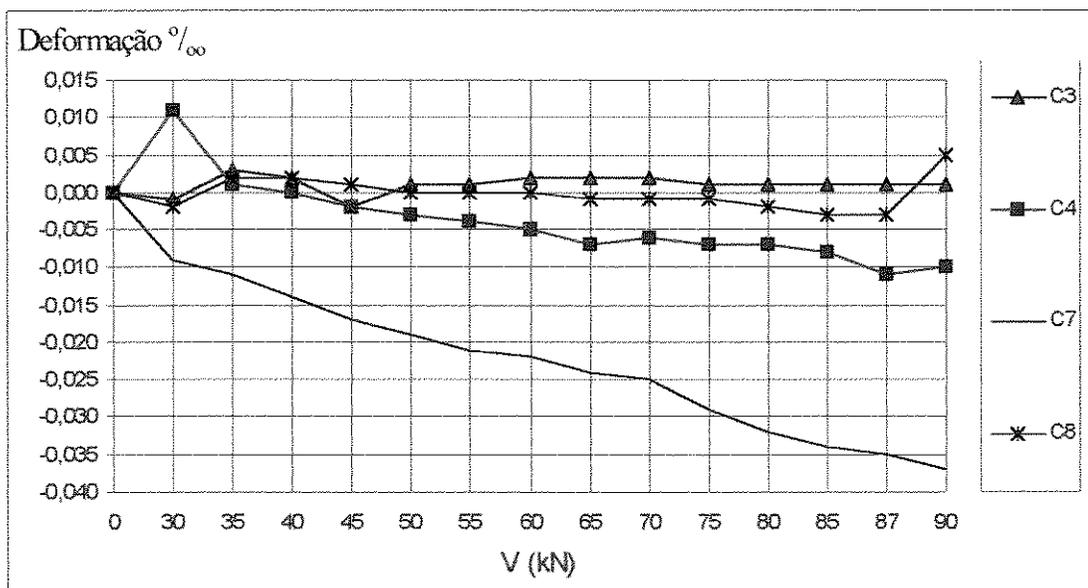


Figura 4.11 - Deformações no concreto da Viga VR1, região superior da abertura.

## 4.2 - RESULTADOS DA VIGA VR2

Esta viga tem basicamente a mesma armadura que a viga VR1, com exceção da região da abertura, além de ser melhor instrumentada, ou seja, foram também instrumentados os estribos do banzo inferior, dois estribos anteriores aos de suspensão lado esquerdo (S1 e S2) e dois estribos posteriores aos de suspensão lado direito (S11 e S12). As armaduras longitudinal e transversal foram mantidas iguais as da viga VR1, os mecanismos de suspensão das cargas junto a abertura foram os mesmos da VR1, ou seja, três estribos verticais 5 mm de diâmetro (02 ramos cada), mais duas barras de 5 mm de diâmetro inclinadas de 45° em cada lado da abertura. As armaduras de cisalhamento nas regiões superior e inferior da abertura foram reduzidas em relação a VR1, a qual adotou o método exposto em 2.4.1 para o dimensionamento ao cisalhamento nas regiões superior e inferior da abertura, pois as barras longitudinais bem como os estribos se mostravam pouco solicitados, assim, optou-se por utilizar estribos de 4.2 mm de diâmetro (02 ramos) espaçados cada 5 cm em ambas as regiões (superior e inferior), sendo que a armadura longitudinal do banzo superior optou-se por quatro barras de 8 mm de diâmetro, enquanto que no banzo inferior se utilizou duas barras de 5 mm de diâmetro.

A viga VR2 foi carregada até atingir a carga total de 180 kN, através de carregamento de forma monotônica por incrementos de 10 kN de carga. O estado limite último foi alcançado por flexão para carga total de 170 kN. A armadura longitudinal no centro do vão teve seu escoamento para uma carga entre 160 kN e 170 kN, sendo que para 160 kN sua deformação correspondeu a 2,56 ‰ (quase o início do escoamento 2,80 ‰) enquanto que para 170 kN sua deformação chegou a 4,13 ‰.

O estribo S1, segundo estribo anterior aos estribos de suspensão do lado esquerdo à abertura, foi pouco solicitado, atingindo assim deformação de 0,34 ‰ e tensão 67 MPa para a carga de 180 kN, o que mostra que as bielas de compressão vindas do banzo superior da abertura caminham quase que diretamente em direção ao apoio. No estribo S2 não houve nenhum registro de leitura durante o ensaio. Os estribos S11 e S12, posteriores aos estribos de suspensão do lado direito à abertura, tiveram seu comportamento levemente modificado, atingindo assim deformações de 1,55 ‰ e 1,85 ‰ e tensões de 305 MPa e 356 MPa respectivamente.

Na região da abertura os estribos de suspensão e as barras inclinadas trabalharam de maneira idêntica aos da viga VR1. Os estribos de suspensão do lado esquerdo S4, S5 e S6 tiveram deformações de 1,24 ‰, 1,31 ‰ e 1,02 ‰ e tensões de 236 MPa, 249 MPa e 194 MPa respectivamente, enquanto que os do lado direito S7, S8 e S9 tiveram deformações de 2,93 ‰, 2,20 ‰ e 1,94 ‰ e tensões de 557 MPa, 419 MPa e 370 MPa respectivamente. A barra inclinada do lado esquerdo (S3), teve deformação de 1,87 ‰ e tensão de 356 MPa para a carga de 180 kN, enquanto que a barra inclinada do lado direito (S10), alcançou uma deformação de 3,29 ‰ e tensão de 600 MPa.

No banzo superior da abertura os estribos S14 e S16, tiveram sua deformação registrada em 0,10 ‰ e 0,11 ‰ e tensão de 19 MPa e 21 MPa respectivamente para uma carga de 180 kN, enquanto que os estribos S15 e S17, do banzo inferior, tiveram deformação de 0,15 ‰ e 0,12 ‰ e tensão de 29 MPa e 24 MPa respectivamente para uma carga de 180 kN. As armaduras longitudinais do banzo superior S18 e S19, alcançaram deformações de -0,33 ‰ e -0,63 ‰ e tensões de -64 MPa e -120 MPa respectivamente, provando assim que a armadura longitudinal do banzo superior adotada na viga VR1, ser exagerada.

O quadro de fissuração foi quase que idêntico ao da viga VR1, ou seja, as fissuras iniciais de flexão tornaram-se visíveis para a carga de 30 kN, na região de momento máximo da viga. Com 60 kN de carga, surgiram as primeiras fissuras de cisalhamento na alma, localizadas entre a carga e o apoio. Através do incremento de carga, surgiram novas

fissuras, enquanto que outras já existentes se estenderam em direção aos pontos de aplicação de carga e de apoio.

Na região da abertura as primeiras fissuras de flexão e cisalhamento ocorreram para carga de 60 kN, sendo as de flexão localizadas no banzo inferior, enquanto que as de cisalhamento em ambos os lados da abertura, concentrando-se mais nos cantos conforme mostra a figura 4.20.

Nas figuras 4.12 a 4.18 estão representadas a evolução das tensões nas armaduras transversais e longitudinais, para cada estágio de carga, enquanto que o desenvolvimento das tensões no concreto na região da abertura estão representados nas figuras 4.22 a 4.24.

Para a carga de 160 kN, a flecha no meio do vão foi de 16,50 mm, sendo que a evolução do deslocamento no meio do vão é mostrado na figura 4.21.

Após o ensaio da viga, foi determinada a resistência à compressão do concreto, através do ensaio de três corpos de prova cilíndricos, submetidos à compressão uniaxial. A resistência média à compressão foi de 77,2 MPa aos 41 dias de idade.

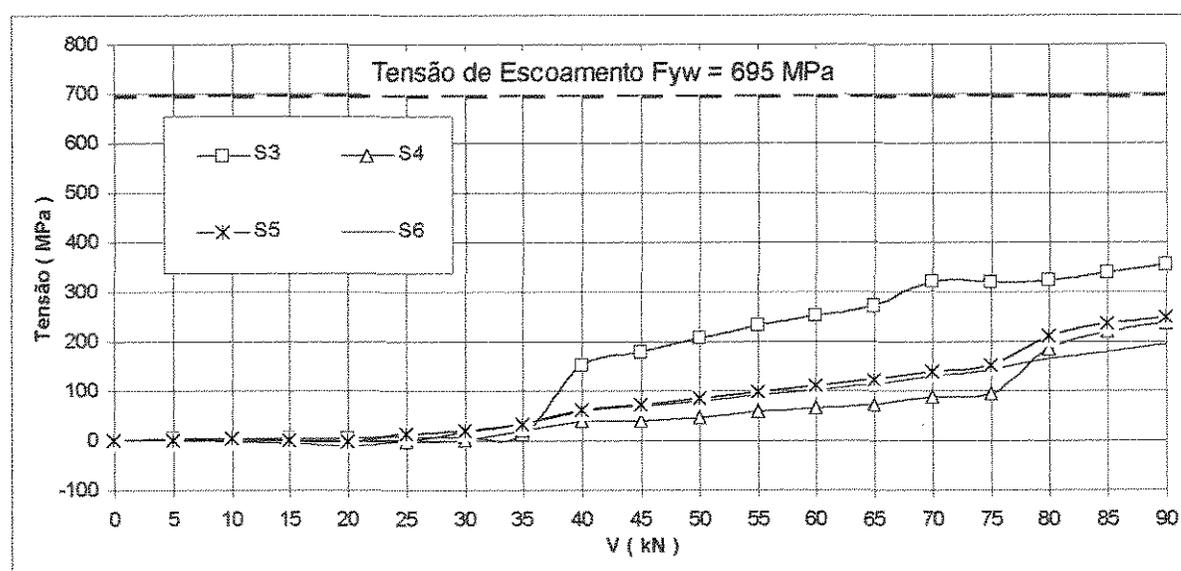


Figura 4.12 - Tensões nos estribos de suspensão e barra inclinada do lado esquerdo (VR2).

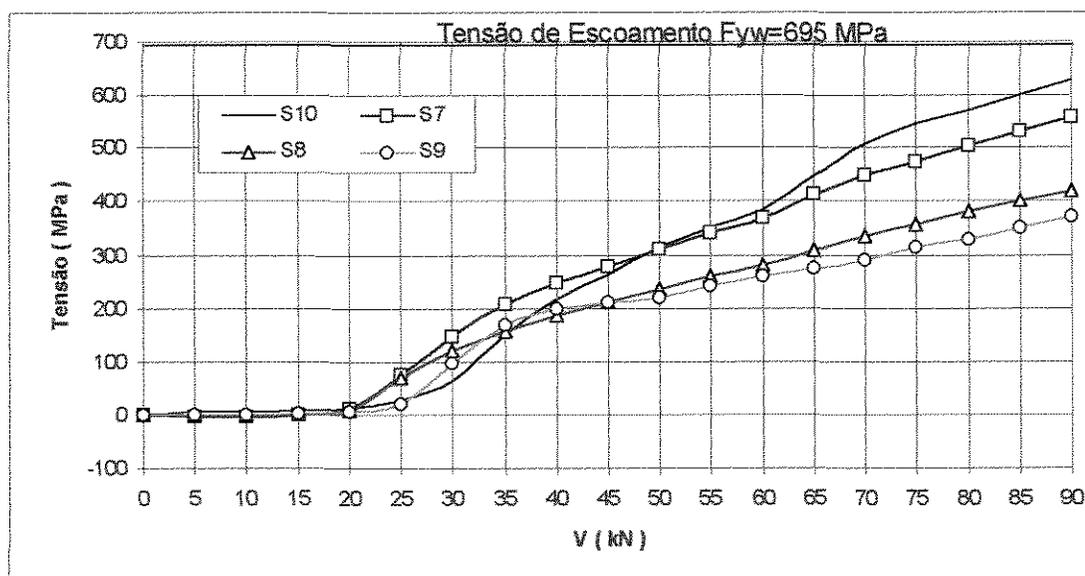


Figura 4.13 - Tensões nos estribos de suspensão e barra inclinada do lado direito (VR2).

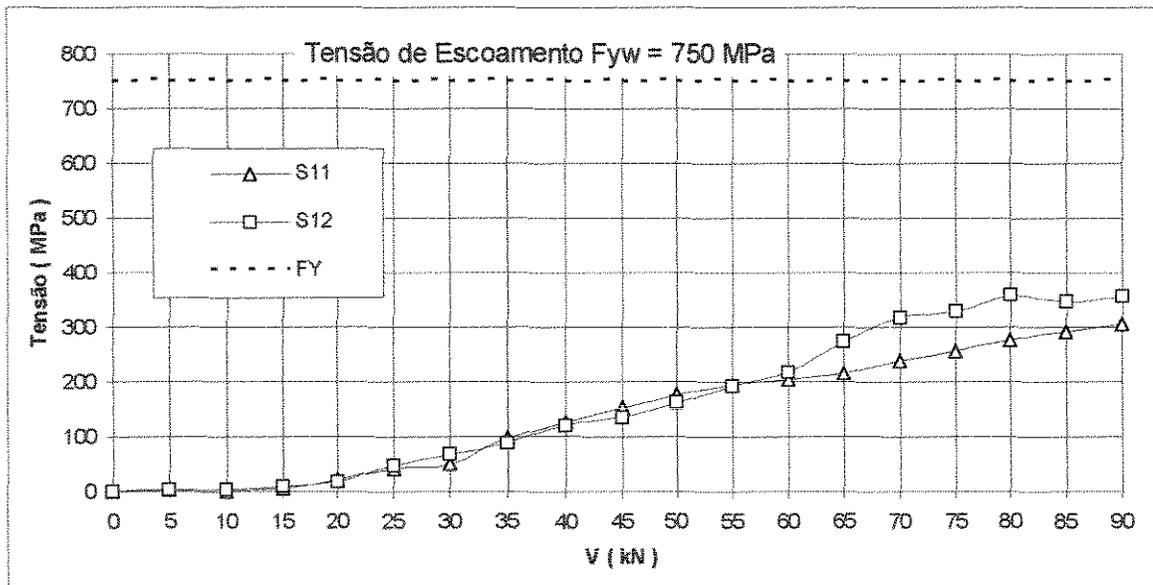


Figura 4.14 - Tensões nos estribos posteriores ao lado direito à abertura (VR2).

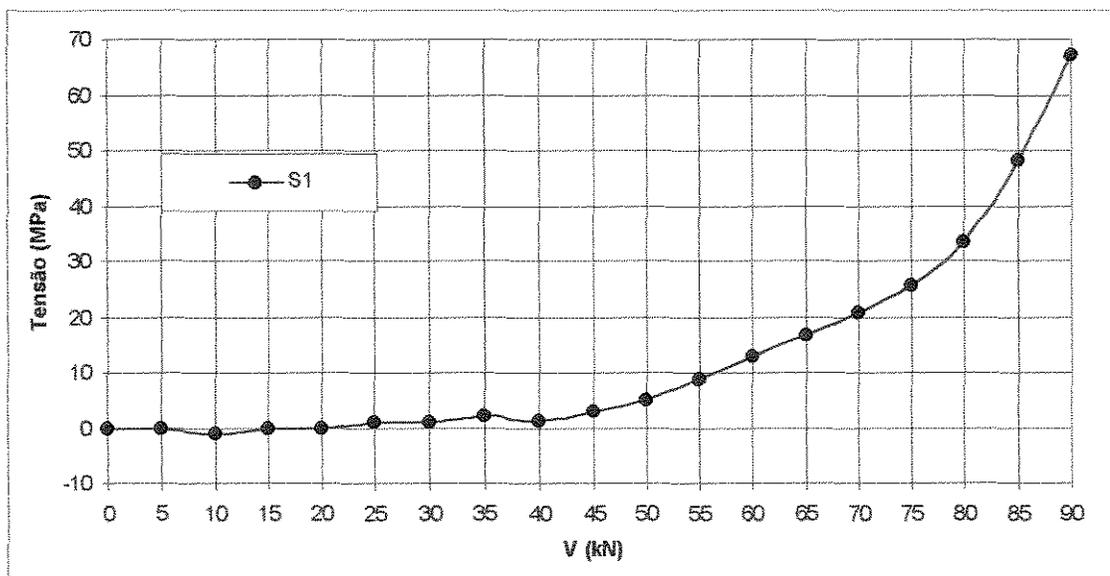


Figura 4.15 - Tensões nos estribos anteriores ao lado esquerdo à abertura (VR2).

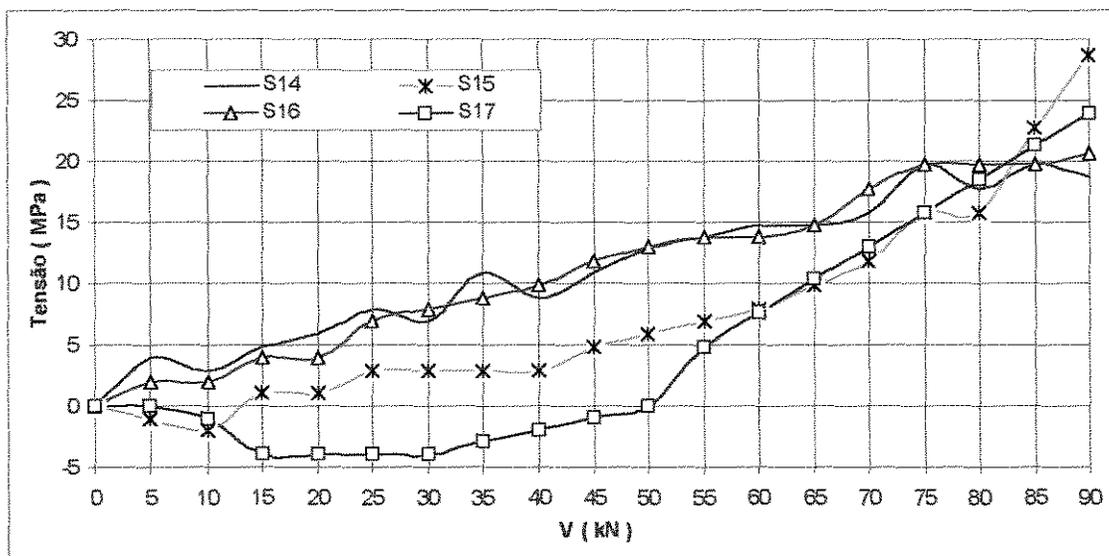


Figura 4.16 - Tensões nos estribos superiores e inferiores à abertura, lado esquerdo e direito (VR2).

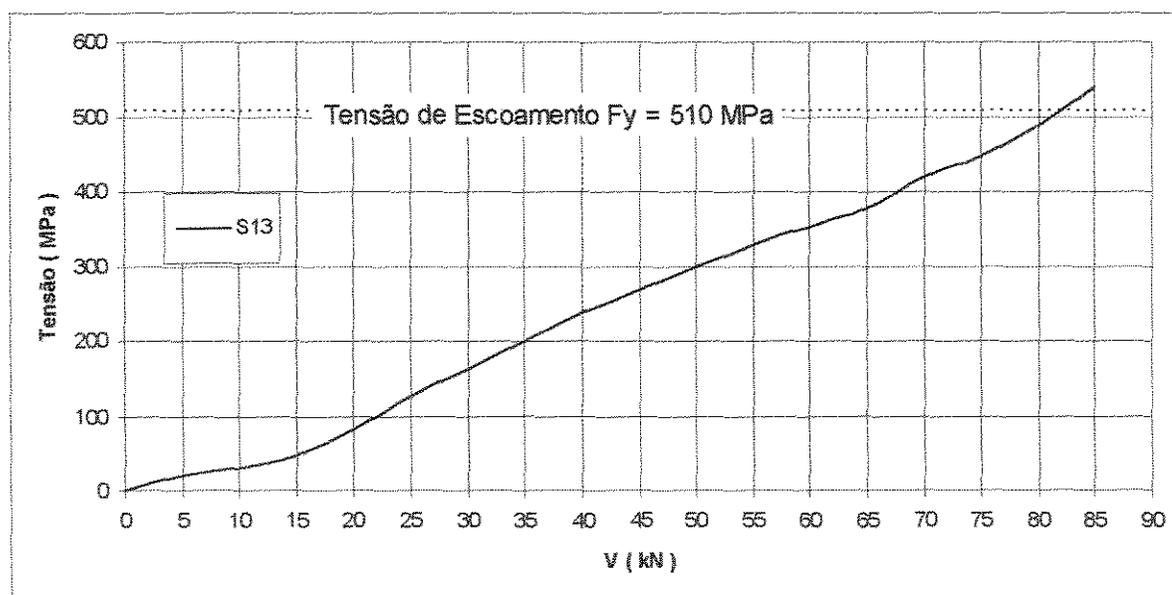


Figura 4.17 - Tensão na barra longitudinal centro do vão (VR2).

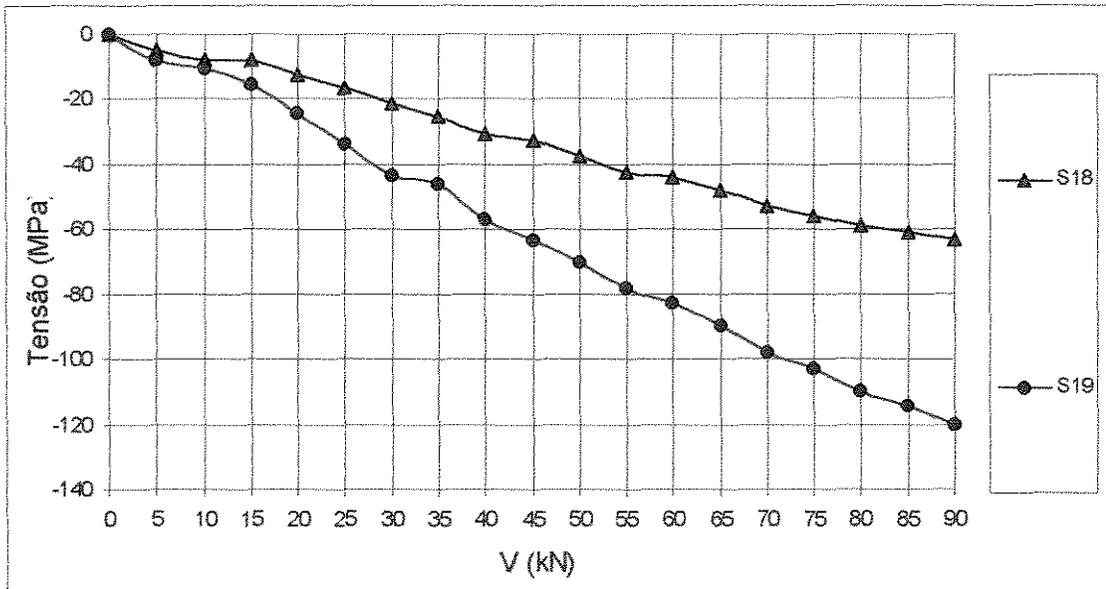


Figura 4.18 - tensões nas barras longitudinais do banzo superior da abertura (VR2).

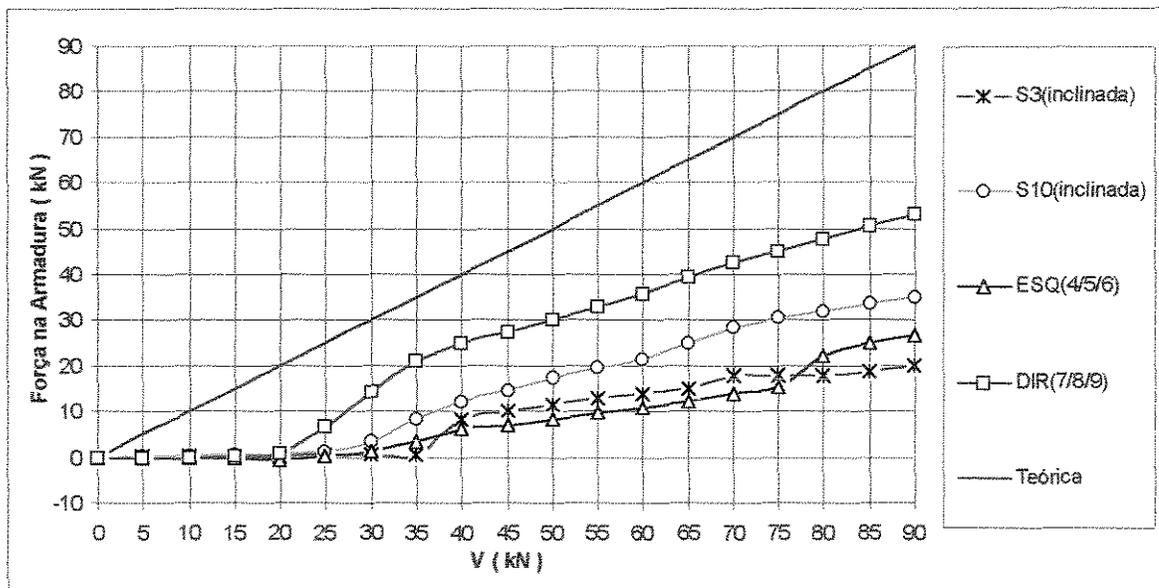


Figura 4.19 - Força cortante X força nos estribos de suspensão lado Esquerdo, Direito e barras inclinadas (VR2).

# VIGA VR2

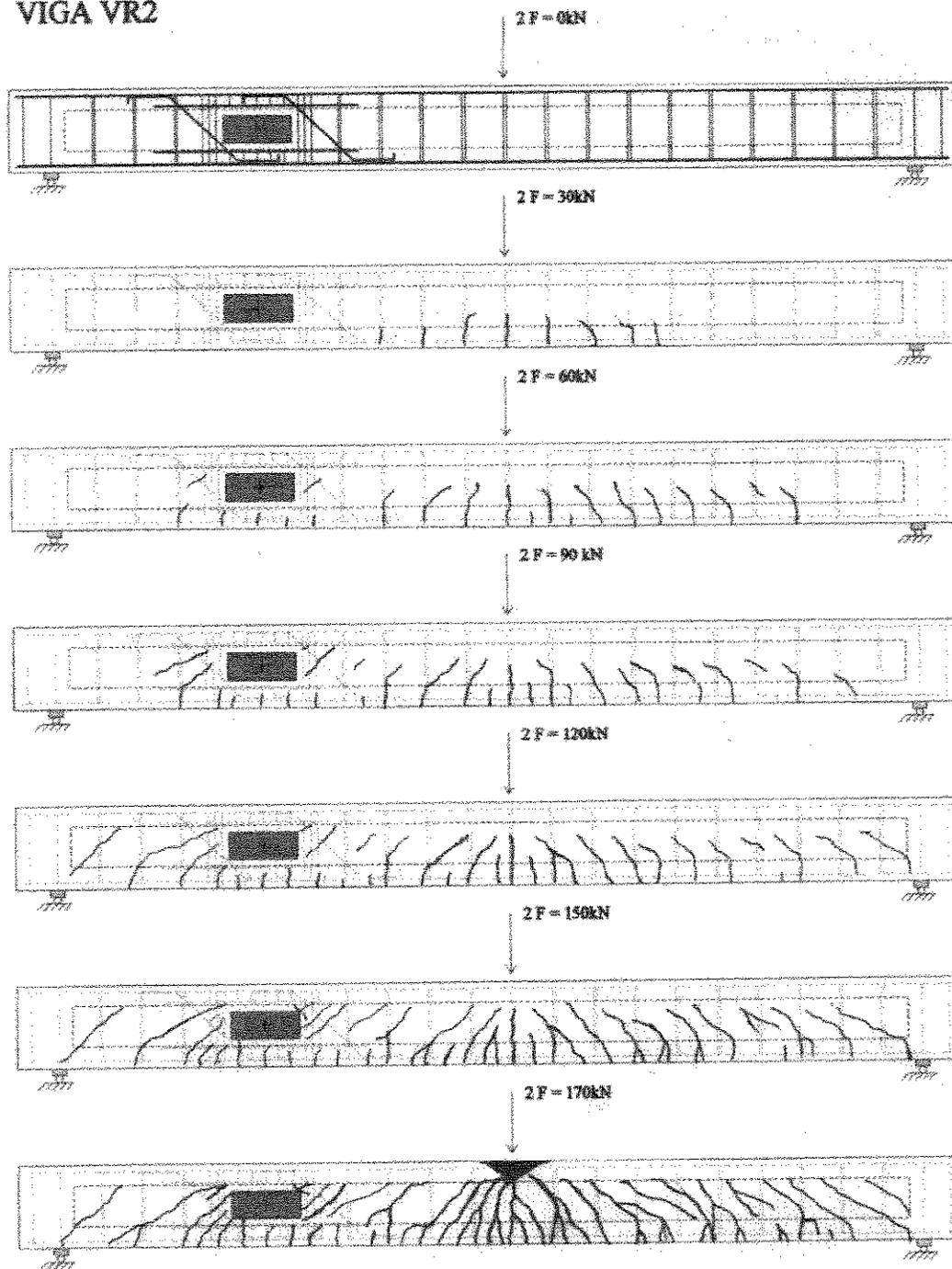


Figura 4.20 - Quadro de fissuração da viga VR2.

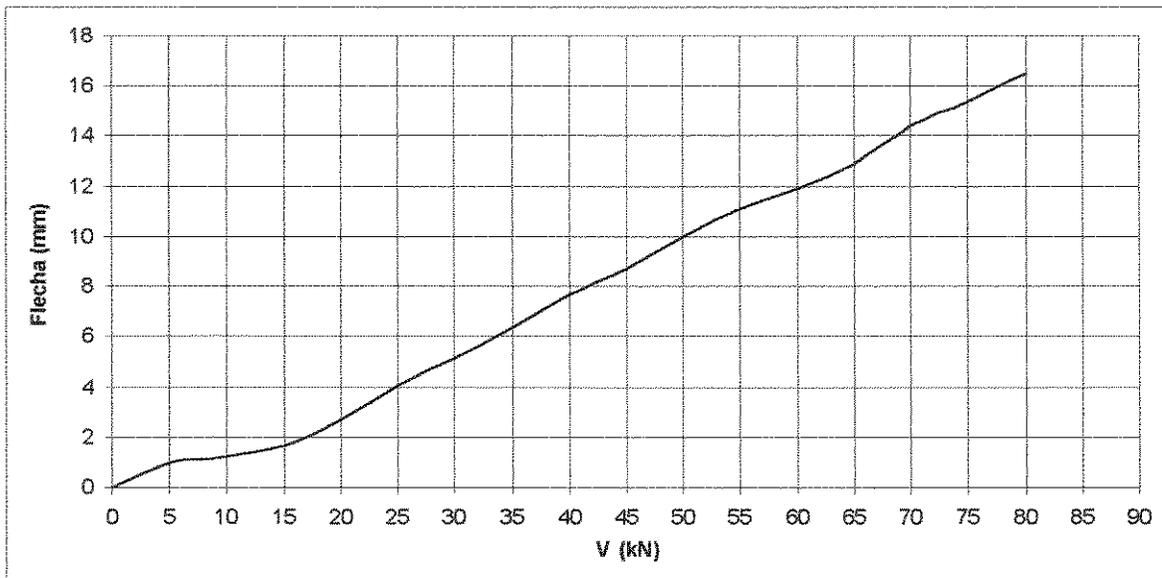


Figura 4.21 - Valores dos deslocamentos no centro da viga em função da cortante (VR2).

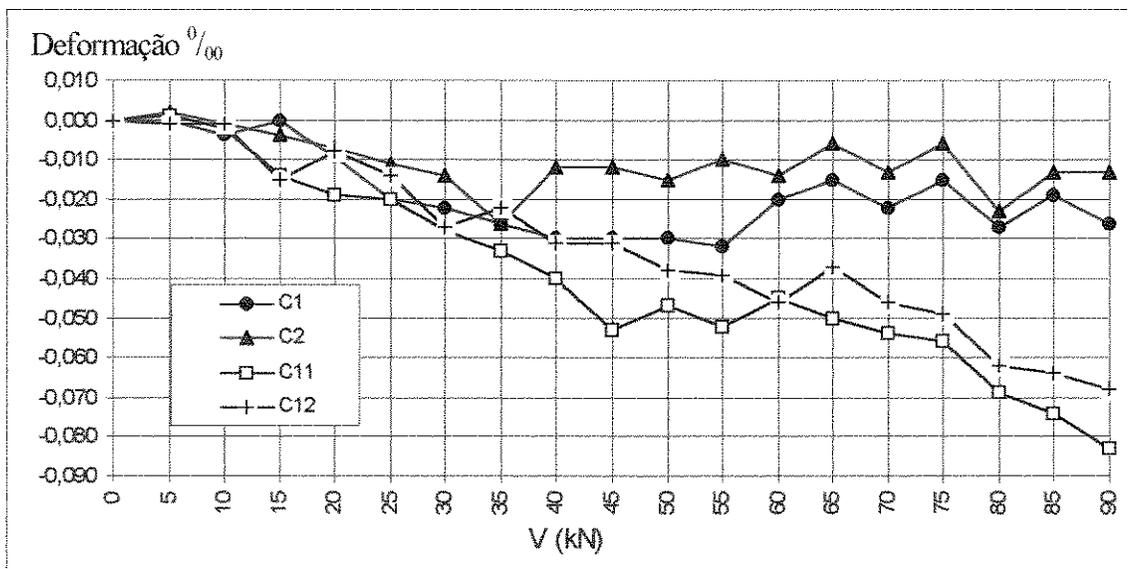


Figura 4.22 - Deformações no concreto da Viga VR2, nos lados direito e esquerdo antes da abertura.

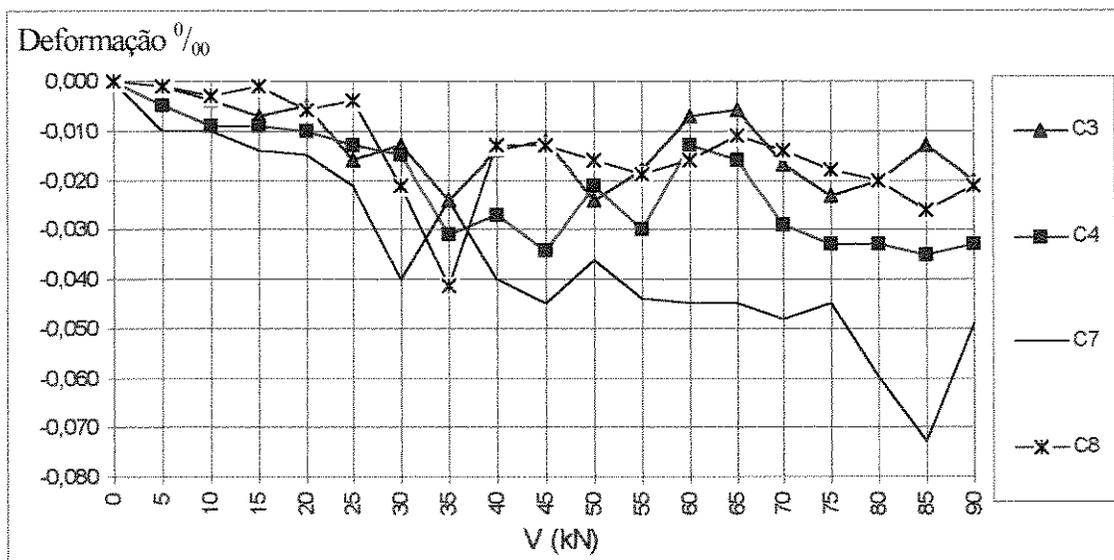


Figura 4.23 - Deformações no concreto da Viga VR2, região superior da abertura.

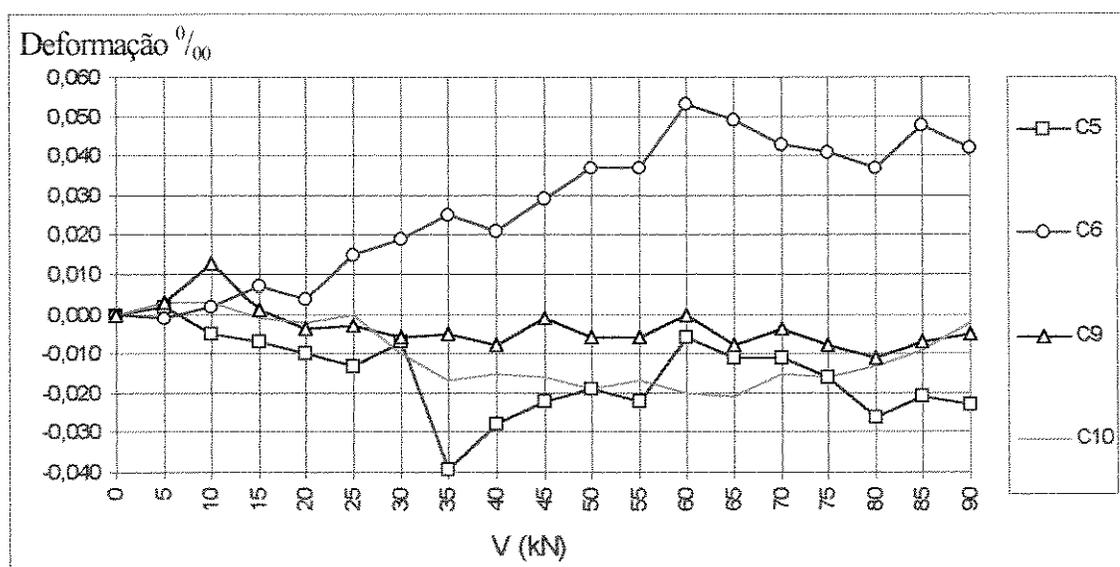


Figura 4.24 - Deformações no concreto da Viga VR2, região inferior da abertura.

## Capítulo 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

As vigas VR-1 e VR-2 deste trabalho foram projetadas, com o objetivo de que a ruína ocorresse por flexão devido ao escoamento da armadura longitudinal (3  $\phi$  20 mm), de forma que a viga alcançasse a mesma carga que uma viga sem abertura. A tabela 5.1 apresenta os resultados das vigas ensaiadas comparados com os dados teóricos.

Tabela 5.1 - Valores das cargas últimas teórica e experimental além da forma de ruína das vigas experimentadas VR-1 e VR-2.

Viga	$F_{u,teor}$	$F_{u,exp}$	$M_{u,teor}$	$M_{u,exp}$	$f_c$	$F_{u,exp}/F_{u,teor}$	$M_{u,exp}/M_{u,teor}$	Forma de ruína
	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(MPa)			
VR-1	82,8	90	124,2	135,0	84,4	1,087	1,087	flexão
VR-2	82,3	85	123,5	127,5	77,2	1,033	1,033	flexão

Para a obtenção dos valores de  $F_{u,teor}$  foram feitas previsões analíticas em função da taxa de armadura longitudinal ( $\rho_l = 6,22\%$   $f_y = 510$  MPa) e da resistência do concreto  $f_c$ , sendo que para tanto foram admitidas as hipóteses da NBR-6118 e o diagrama retangular de tensões de compressão no concreto.

Uma das principais preocupações ao se projetar uma viga com abertura é o fato de ocorrer uma concentração de tensões de cisalhamento nos cantos do contorno da abertura. Para solucionar este problema normalmente tem-se recorrido ao uso de armaduras de suspensão em forma de estribos verticais com o auxílio ou não de barras inclinadas. As tabelas 5.2 e 5.3 e as figuras 5.1 a 5.4 mostram o comportamento destas armaduras nos modelos deste trabalho.

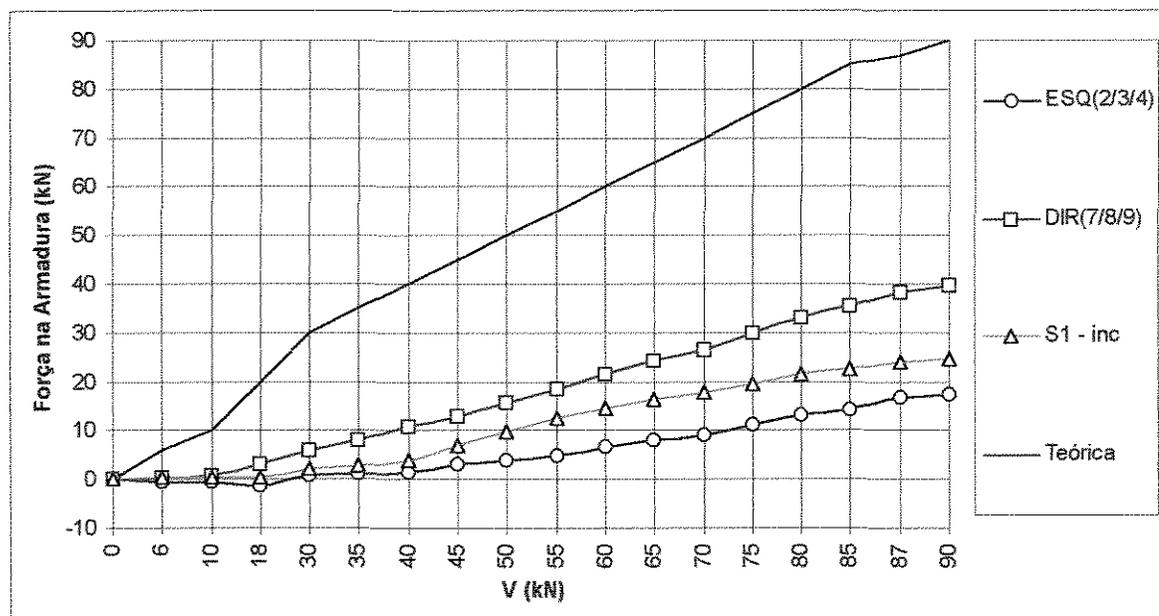


Figura 5.1 - Força cortante X força nos estribos de suspensão lado Esquerdo, Direito e barra inclinada (VR-1).

Tabela 5.2 - Viga VR-1, cortante experimental absorvida pelos estribos verticais e barras inclinadas, dos lados esquerdo e direito à abertura.

$V_{exp}$	Lado esquerdo		Lado direito		esquerdo	direito
	Estr. susp.	Bar. incl.	Estr. susp.	Bar. incl. <sup>*1</sup>	(incl+estr)	(incl+estr)
	$V_{est,exp}$	$V_{inc,exp}$	$V_{est,exp}$	$V_{inc,exp}$	$\frac{V_{est,exp} + V_{inc,exp}}{V_{exp}}$	$\frac{V_{est,exp} + V_{inc,exp}}{V_{exp}}$
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)
6,00	-0,49	0,27	0,49	0,41	-3,67	15,00
10,00	-0,75	0,32	0,83	0,73	-4,30	15,60
20,00	-1,28	0,53	3,26	1,35	-3,75	23,05
30,00	0,86	2,23	5,95	1,43	10,30	24,60
35,00	0,98	2,81	8,14	4,21	10,82	35,28
40,00	1,58	4,03	10,80	5,80	14,03	41,50
45,00	3,04	7,16	12,83	10,59	20,20	52,04
50,00	3,98	9,82	15,57	14,92	25,09	60,98
55,00	5,10	12,57	18,64	18,98	29,45	68,40
60,00	6,71	14,64	21,68	22,69	35,58	73,95
65,00	7,95	16,34	24,31	26,96	37,37	83,49
70,00	9,12	17,88	26,60	28,61	38,57	78,87
75,00	11,10	19,42	30,08	33,20	40,69	84,37
80,00	13,20	21,43	33,16	37,93	43,29	88,86
85,00	14,37	22,60	35,37	40,23	43,49	88,94
87,00	16,58	24,03	38,11	42,29	46,68	92,41
90,00	17,48	24,78	39,80	43,61	46,96	92,67

\*1 Não foram registradas medidas de deformação na barra inclinada do lado direito devido a uma falha no extensômetro, portanto foi admitido que a barra inclinada do lado direito tivesse o mesmo comportamento que a barra inclinada do lado direito da viga VR-2.

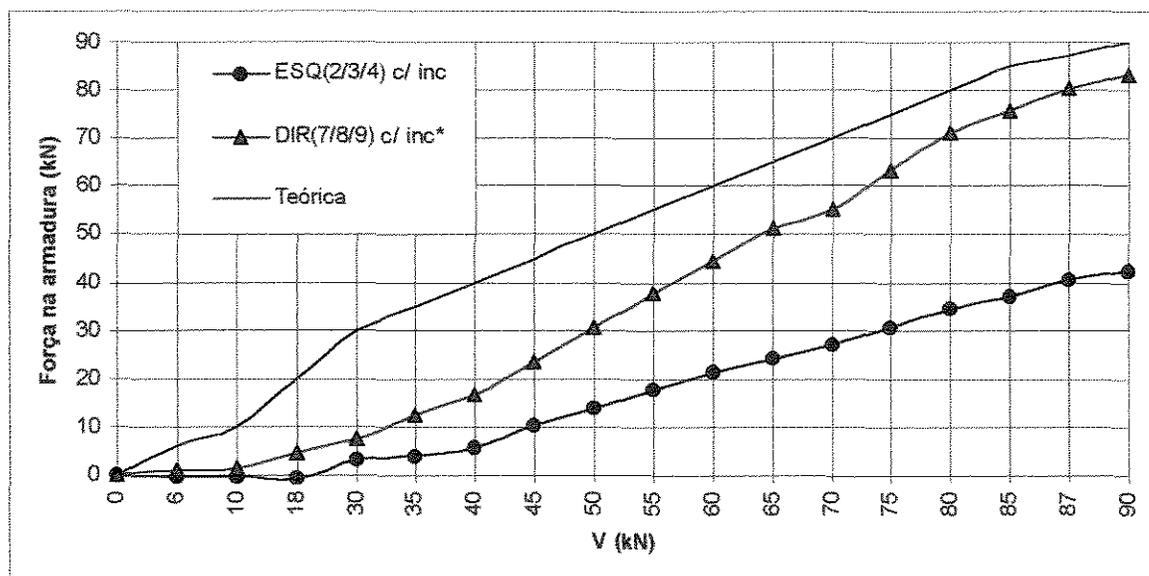


Figura 5.2 - Força cortante X força nos mecanismos de suspensão lado Esquerdo e Direito viga VR-1.

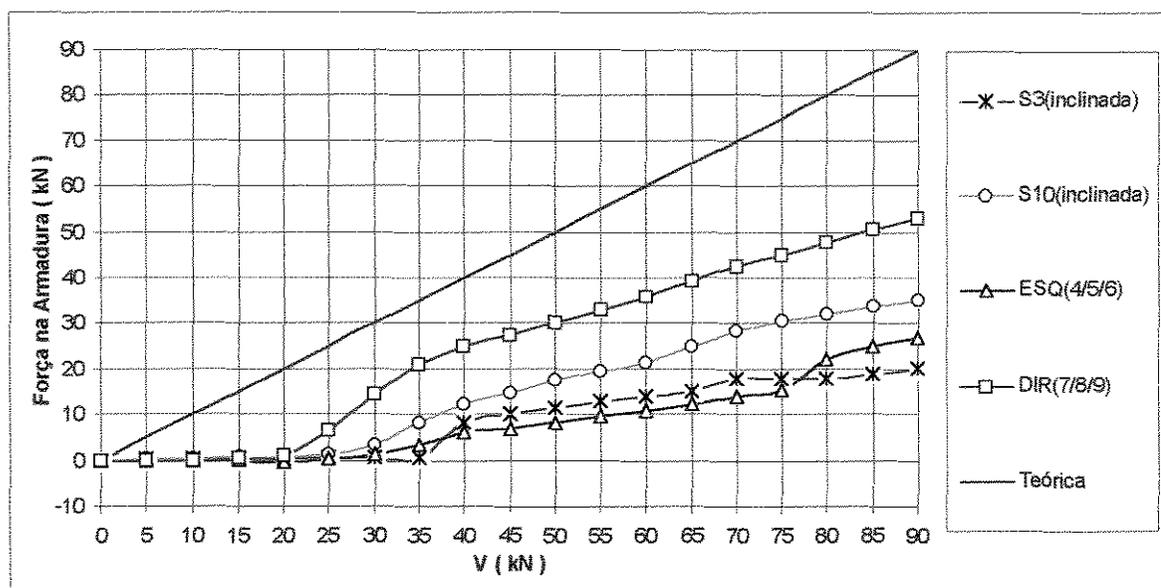


Figura 5.3 - Força cortante X força nos estribos de suspensão lado Esquerdo, Direito e barras inclinadas (VR-2).

Tabela 5.3 - Viga VR-2, cortante experimental absorvida pelos estribos verticais e barras inclinadas, do lado esquerdo e direito à abertura.

$V_{exp}$	Lado esquerdo		Lado direito		esquerdo	direito
	Estr. susp.	Bar. incl.	Estr. susp.	Bar. incl.	(incl+estr)	(incl+estr)
	$V_{est,exp}$	$V_{inc,exp}$	$V_{est,exp}$	$V_{inc,exp}$	$\frac{V_{est,exp} + V_{inc,exp}}{V_{exp}}$	$\frac{V_{est,exp} + V_{inc,exp}}{V_{exp}}$
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)	(%)
5,00	0,00	0,21	-0,08	0,32	4,20	4,80
10,00	-0,08	0,16	-0,19	0,37	0,80	1,80
15,00	-0,30	0,27	0,26	0,53	-0,20	5,27
20,00	-0,60	0,27	0,94	0,69	-1,65	8,15
25,00	0,22	0,42	6,45	1,43	2,56	15,96
30,00	1,43	0,42	14,33	3,45	6,17	59,27
35,00	3,45	0,58	21,06	8,44	11,51	84,29
40,00	6,11	8,38	25,02	12,04	36,23	92,65
45,00	6,94	9,92	27,40	14,64	37,47	93,42
50,00	8,18	11,51	30,12	17,51	39,38	95,26
55,00	9,64	12,95	33,01	19,58	41,07	95,61
60,00	10,80	14,01	35,83	21,38	41,35	95,35
65,00	12,08	15,07	39,23	24,88	41,76	91,58
70,00	13,92	17,72	42,33	28,28	45,20	100,87
75,00	15,27	17,88	45,01	30,51	44,20	100,69
80,00	21,94	17,99	47,85	31,78	49,91	99,54
85,00	25,02	18,89	50,44	33,53	51,65	98,79
90,00	26,75	19,84	53,03	34,91	51,76	97,71

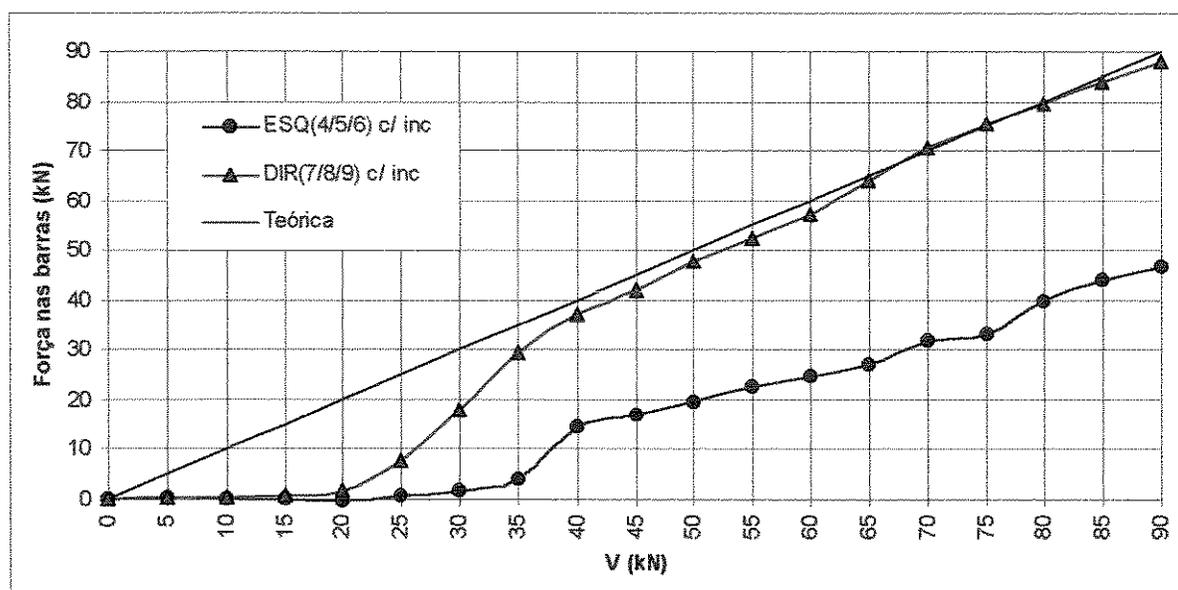


Figura 5.4 - Força cortante X força nos mecanismos de suspensão lado Esquerdo e Direito viga VR-2.

Observando-se os gráficos 4.1, 4.2, 4.12, 4.13 e 5.1 a 5.4 e as tabelas 5.2 e 5.3 verifica-se o seguinte :

- os estribos de suspensão utilizados tanto do lado direito quanto do lado esquerdo foram solicitados conforme se previa, provando-se que o uso dos mesmos é imprescindível em vigas com abertura na alma.
- as barras inclinadas utilizadas foram altamente solicitadas, absorvendo uma razoável parcela do esforço cortante, além controlarem a fissuração nos cantos da abertura (figuras 4.7 e 4.20) mostrando-se assim que o uso de estribos verticais juntamente com barras inclinadas ser um bom arranjo de armaduras para vigas com abertura na alma.

Os estribos do banzo inferior e superior foram pouco solicitados tanto na viga VR-1 quanto na VR-2 (figuras 4.5 , 4.16 e tabela 5.4), mostrando assim que as armaduras de cisalhamento adotadas para estas regiões em ambos os modelos foram exageradas, embora tenha-se reduzido a taxa de armadura do banzo superior à abertura da viga VR-2 ( $\rho_w=0,373\%$ ) em 2,8 vezes quando comparada a viga VR-1 ( $\rho_w=1,051\%$ ). Como as dimensões da abertura não variaram neste trabalho não se pode avaliar a influência destes fatores na absorção do esforço cortante pelos banzos superior e inferior à abertura. O que se pode concluir é que para aberturas com as proporções adotadas a sua influência na resistência das vigas pode ser ignorada desde que se respeitem as taxas de armadura adotadas.

Tabela 5.4 - Viga VR-1 e VR-2, cortante experimental absorvida pelos estribos verticais do banzo superior e inferior à abertura.

V <sub>exp</sub>	VR-1		VR-2	
	banzo superior	banzo inferior <sup>*1</sup>	banzo superior	banzo inferior
( kN )	( kN )	( kN )	( kN )	( kN )
0,00	0,00	-	0,00	0,00
5,00	0,11	-	0,08	-0,01
10,00	0,15	-	0,07	-0,04
15,00	0,19	-	0,12	-0,04
20,00	0,19	-	0,14	-0,04
25,00	0,19	-	0,21	-0,01
30,00	0,19	-	0,21	-0,01
35,00	0,19	-	0,28	0,00
40,00	0,19	-	0,26	0,01
45,00	0,19	-	0,32	0,06
50,00	0,19	-	0,36	0,08
55,00	0,26	-	0,39	0,17
60,00	0,26	-	0,40	0,22
65,00	0,30	-	0,41	0,28
70,00	0,34	-	0,47	0,35
75,00	0,38	-	0,55	0,44
80,00	0,38	-	0,53	0,48
85,00	0,41	-	0,55	0,62
90,00	0,45	-	0,55	0,74

\*1 não foram registradas leituras nos estribos do banzo inferior na viga VR-1.

A armadura longitudinal adotada no banzo superior à abertura mostrou-se eficiente em ambos os modelos (figuras 4.4 e 4.18), porém exagerada para viga VR-1 (4  $\phi$  16 mm), motivo pelo qual a viga VR-2 teve sua armadura longitudinal reduzida naquela região (4  $\phi$  8 mm). As barras utilizadas na parte superior do banzo superior mostraram-se menos comprimidas que as inferiores do lado esquerdo da abertura, devido a deformação localizada da abertura, conforme foi verificado nas análises numéricas feitas neste trabalho (figuras 2.29, 2.31, 2.33, 2.36 e 2.39), para as vigas ensaiadas por Mansur et. al.<sup>[26]</sup>

Os deslocamentos no centro do vão foram semelhantes em ambas as vigas, sendo que a viga VR-1 atingiu um deslocamento de 19,45 mm para uma carga de 170 kN, enquanto que a viga VR-2 alcançou um deslocamento de 16,50 mm para uma carga de 160 kN. A figura 5.5 apresenta a evolução do deslocamento no centro do vão em ambas as vigas deste trabalho. A pequena diferença no deslocamento da viga VR-1 para VR-2 se justifica pela diferença na resistência do concreto de ambas, que na VR-1 foi 84,4 MPa e na VR-2 de 77,2 MPa e pela diferença de armadura longitudinal no banzo comprimido sobre a abertura.

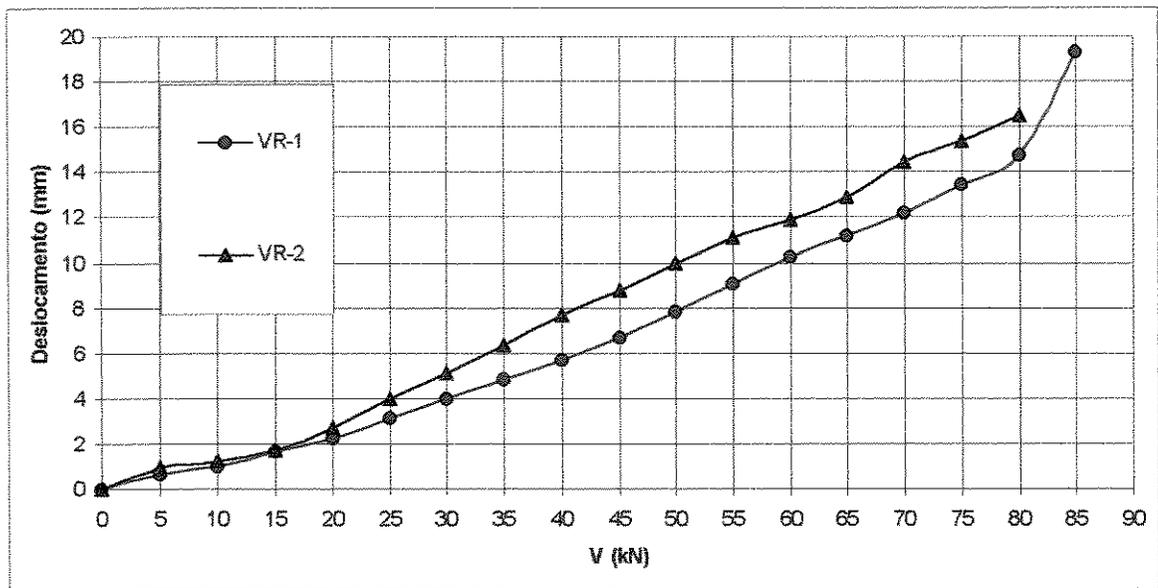


Figura 5.5 - Deslocamentos no centro do vão das vigas VR-1 e VR-2.

## CONCLUSÕES

Com base nos resultados experimentais desta pesquisa, as principais conclusões que podem ser citadas são as seguintes :

- a presença da abertura em vigas de concreto de alta resistência, modifica o comportamento da viga, devido a mudanças no fluxo e na intensidade das tensões naquela região. Portanto, se cuidados especiais não são tomados, a capacidade última da viga diminui quando comparada a uma viga maciça (sem abertura).

- se as vigas com abertura na alma forem adequadamente armadas e dimensionadas (de acordo com método 1) as mesmas alcançarão a mesma carga última que uma viga sem abertura, desde que a abertura se situe em região abaixo da linha neutra, a borda da abertura se situe do apoio ou da carga a uma distância maior que  $2h$  e as dimensões da abertura satisfaçam as proporções aqui adotadas, ou seja :

$$h_a \leq \frac{h}{3} \quad , \quad l_a \leq \frac{5}{6}h \quad , \quad a' \leq 2h$$

- o arranjo de armadura adotado neste trabalho para a região da abertura (estribos verticais mais barras inclinadas), ou seja o mecanismo de suspensão da carga, mostrou-se eficiente e adequado para o uso em vigas com abertura na alma e é recomendado para situações análogas, portanto para a região da abertura as equações de dimensionamento e detalhamento do mecanismo de suspensão, exposto no método 1 são recomendáveis :

estribos verticais de suspensão  $A_{s,susp} = \frac{V_d}{f_{ywd}}$  ;

barras inclinadas adicionais  $A_{s,inc} = \frac{A_{s,susp}}{3}$  ;

- as barras inclinadas além de auxiliarem na suspensão da carga na região da abertura, também auxiliam na absorção das tensões de tração nos cantos à abertura e em um melhor controle na fissuração, pois as mesmas absorvem grande parte das tensões que se concentram nos cantos opostos da abertura.

- as parcelas de esforço cortante absorvidas pelos banzos superior e inferior mostraram-se questionáveis, pois nos dois modelos desenvolvidos nesta pesquisa, as tensões absorvidas pelos estribos de ambas as regiões superior e inferior à abertura, foram pequenas, provando portanto que nestas regiões as armaduras adotadas mostram-se superestimadas para as dimensões de abertura adotadas.

- a armadura longitudinal adotada para o banzo superior à abertura, mostrou-se exagerada na viga VR-1 ( $4 \phi 16$  mm), motivo pelo qual a viga VR-2 teve esta mesma armadura reduzida em quatro vezes ( $4 \phi 8$  mm), provando assim que o dimensionamento através do método 1, daquela região só se aplica para aberturas proporcionalmente maiores que aquela aqui considerada.

## FUTURAS PESQUISAS

No presente trabalho, não foi avaliado a influência da variação tanto da posição como do comprimento da abertura na resistência da viga, portanto pesquisas devem ser feitas neste sentido. Outras situações, como as seguintes devem ser analisadas.

A determinação de um limite máximo da altura e ou comprimento abertura, de modo que a viga ainda possa alcançar a mesma carga última que uma viga maciça quando adequadamente armada.

A influência da presença da abertura na rigidez da viga, avaliando assim a flecha que a viga com abertura alcançaria.

Os fatores que determinam a proporção de esforço cortante absorvido tanto pelo banzo superior quanto pelo banzo inferior.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - MEHTA, P.K. , MONTEIRO, P.J.M. CONCRETO - estrutura, propriedades e materiais. São Paulo : Pini, 1994.
- 2 - GORDON, W.A. , GILLISPIE, H.A. , J. ACI, Proc., Vol. 60, nº 8, pp. 1029-50, 1963.
- 3 - MALHOTRA, V.M. Superplasticizers: their effect on fresh and herdened concrete. Concrete Internacional - Design and Construction, V.3, No. 5, pp. 28-31, May 1981.
- 4 - COLLEPARDI, M., CORRADINI, M., BALDINI, G., PAURI, M. Influence of sulfonated naphthalele on the fluidity of cement pastes. In: 7<sup>th</sup> CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENTE, Paris 1980, V.III, pp. 6-20.
- 5 - FERNANDES, G.B. Cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência, Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia, São Paulo, 1992.
- 6 - CARRASQUILLO, R.L., NILSON, A.H., SLATE, F.O. Properties of high strength concrete subject to short-term loads. Journal of the A.C.I., Proceedings V.78, No 3, pp. 171-178, May-June 1981.
- 7 - YAMAMOTO, Y., KOBAYASHI, M. Use of mineral fines in high strength concrete - water requirement and strength. Concrete International - Design and Construction , Vol. 4, No 7, pp. 33-44, 1982.
- 8 - AHMAD, S.H., SHAH, S.P. Structural proprietes of high strength concrete and its implications for precast prestressed concrete. PCI Journal, V. 30, No 6, pp. 99-119, Nov.-Dec. 1985.
- 9 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 363 , State-of-the-Art report on high-strength concrete: Report nº ACI 363-84. Journal of the A.C.I., Proceedings V.81, Nº 4, pp. 364-411, July-Aug. 1984.
- 10 - FIP-CEB Working group on high-strength concrete - state of the art report. FIP-CEB Bulletin d'Information, Nº 197, out. 1990.
- 11 - NILSON, A.H., Design strength concrete - an overview - of Cornell research. In: SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH CONCRETE, Stavanger, Norway, June 15/18, 1987, Proceedings, pp. 27-28.
- 12 - AMARAL F<sup>o</sup>, E.M. Concreto de alta resistência. In: PRIMEIRO SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 22/24 de agosto de 1989, pp. 705-780.

- 13 - HWEE, Y.S., RANGAN, B.V. Studies on Commercial High-Strength Concretes. ACI Materials Journal, Vol. 87, Nº 5, September-October 1990.
- 14 - MORENO, Proceedings ACI Seminar on High-Strength Concrete.
- 15 - RICKNE, S., STEVENSON, C., Nordic Betong (Stocholm), Nº 2-4, pp. 213-16, 1982.
- 16 - GERWICK Jr., C., HOGNESTAD, E. Civ. Eng. - ASCE Mag., Auguste 1973.
- 17 - HJORTH, L. Microssilica in concrete. In: PRIMEIRO SEMINÁRIO - TECNOLOGIA DA ELKEM MICROSSÍLICA, São Paulo, 20/21 de setembro de 1984, 18p.
- 18 - FERRAZ, J.C.F. O concreto de alta resistência e a estrutura do Museu de Arte de São Paulo Assis Chateaubriand. 30ª - REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, Rio de Janeiro, 08/12 de agosto de 1988.
- 19 - PINTO, A.A.D., ROCHILITZ, R.C. O concreto de alta resistência no edifício Trianon. In: XI JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, São Paulo, 1966.
- 20 - HERRMAN, E., CAMERATO, C.R. Estudos e aplicações de concreto de alta resistência com microssilica no Brasil. 30ª REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, Rio de Janeiro, 08/12 de agosto de 1988.
- 21 - SÜSEKIND, J.C. Curso de Concreto. São Paulo : Globo, 1991, vol II, cap 2, pp. 160-166.
- 22 - LEONHART, F. MONNIG, E. Construções de Concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1978, vol 3, cap 9, pp. 164-166.
- 23 - MATSUSHITA, K. Research on Reinforced Concrete Beams with Openings, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 63, p. 597-600, 1961.
- 24 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6118 : Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978, 76 p.
- 25 - NASSER, K. W., ACAVALOS, A., DANIEL, H. R. Behavior and design of large openings in reinforced concrete beams, A.C.I. Journal, V.64, No 1, p. 25-33, January, 1967.
- 26 - MANSUR, M. A., TAN, K. H., LEE, S. L. Design method for reinforced concrete beams with large openings, A.C.I. Journal, V.82, No 4, p. 517-524, July-August, 1985.
- 27 - FERNANDES, G. B., AGOSTINE, L. R. S., PINTO Jr., N. O. - Modelos bielas e tirantes. Revista da Universidade São Francisco, V.7, No. 8, Engenharia VII, p.49-89, 1989.

- 28 - SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete, P.C.I. Journal, V.32, No 3, p. 74-150, May-June, 1987.
- 29 - MATSUSHITA, K. - Research on Reinforced Concrete Beams with Openings (Part 1), Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 63, 1961.
- 30 - MATSUSHITA, K. - Research on Reinforced Concrete Beams with Openings (Part 2), Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 63, pp. 601-604, 1961.
- 31 - MATSUSHITA, K. - Experiments on RC Beams with Square Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 66, pp. 452-456, 1966.
- 32 - MATSUSHITA, K. - Experiments on RC Beams with Circular Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 66, pp. 449-451, 1962.
- 33 - MATSUSHITA, K. - Influence of the Loading System over the Shear Strength of RC Beams with Web Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 66, pp. 457-460, 1962.
- 34 - MATSUSHITA, K. - Experiments on Reinforced Light-Weight Concrete Beams with Web Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 66, pp. 461-465, 1962.
- 35 - MATSUSHITA, K. - Experiments on RC Beams with Welded Stirrups around the Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, 29<sup>th</sup> Conference, pp. 29-32.
- 36 - MATSUSHITA, K. - Experiments on RC Beams with Wire-Mesh Reinforced around the Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, 29<sup>th</sup> Conference, pp. 33-36.
- 37 - MATSUSHITA, K. - Estudy of Special Systems of Opening Reinforced in RC Beams, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, 29<sup>th</sup> Conference, pp. 37-42.
- 38 - MATSUSHITA, K. - Experiments Shear Strength of RC Beams with Web Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, Proceedings, vol. 69, pp. 541-550.
- 39 - MURAUCHI, A. - Experiments on Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams with Square Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 69
- 40 - MURAUCHI, A. - Shear Resistance of RC Beams with Web Opening (Part 1), Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 69
- 41 - MURAUCHI, A. - Shear Resistance of RC Beams with Web Opening (Part 2), Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, vol. 69
- 42 - MURAUCHI, A. - Experimental Research on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Openings (Part 1), Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, pp. 1361-1372, 1973
- 43 - MURAUCHI, A. - Experimental Research on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Openings (Part 2), Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, pp. 1373-1380, 1973

44 - MURAUCHI, A. - RC Beams with Circular Opening, Nihon Kenchiku Gakkai, Proceedings, March, 1974

45 - HIROSAWA, M. - Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams with Openings, Kenchiku Gijutsu. n<sup>o</sup> 1157, vol. 94, November 1979

46 - TAKAHASHI, L. M. - Resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com abertura na alma, Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia, São Paulo 1984