

ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE CONSOLOS DE CONCRETO ARMADO

FERNANDO MONTENEGRO TORRES

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

SÃO CARLOS

1998

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP**

T693a Torres, Fernando Montenegro
Análise teórico-experimental de consolos de
concreto armado / Fernando Montenegro Torres. --
São Carlos, 1998.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1998.
Área: Engenharia de Estruturas.
Orientador: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro.

1. Consolos. 2. Concreto armado. 3. Concreto de
alta resistência. 4. Estudo experimental.
I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **FERNANDO MONTENEGRO TORRES**

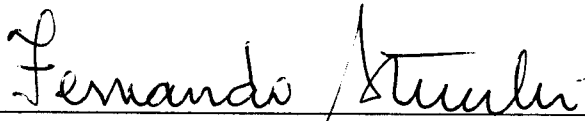
Dissertação defendida e aprovada em 21.09.98
pela Comissão Julgadora:



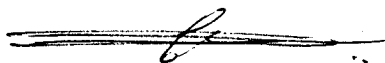
Prof. Dr. **LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)




Prof. Assoc. **MOUNIR KHALIL EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo)



Prof. Assoc. **FERNANDO REBOUÇAS STUCCHI**
(Escola Politécnica da Universidade de São Paulo)



Prof. Titular **CARLITO CALIL JUNIOR**
Coordenador da Área de Engenharia de Estruturas



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

A Deus, aos meus pais
Roberto e Maria Eleusa,
o meu avô Waldik.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela proteção e pelas oportunidades oferecidas.

Ao Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro, pela orientação e apoio ao longo deste trabalho.

À Lorena Carvalho Barbosa, pelo auxílio, dedicação e carinho dispensados na fase final do trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP, pelas importantes contribuições e sugestões relativas ao trabalho.

Aos colegas do curso de pós-graduação, pelo apoio e companheirismo.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas, pelo auxílio dispensado na realização dos ensaios.

À Maria Nadir Minatel, pela dedicação e disposição para pesquisas e revisões bibliográficas.

Às secretárias do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC – USP, Rosy A. J. Rodrigues, Marta R. C. Faria e demais funcionários, pela eficiência nos serviços prestados.

Ao CNPq e à FAPESP, pelo auxílio financeiro concedido.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE SÍMBOLOS	v
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
1 - INTRODUÇÃO	01
1.1– CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	02
1.2 – OBJETIVOS.....	03
1.3 – ETAPAS DO TRABALHO	04
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	05
2.1 – MECANISMOS DE RUÍNA.....	06
2.1.1 – Ruína por flexão.....	06
2.1.2 – Ruína por fendilhamento da biela comprimida.....	06
2.1.3 – Ruína por cisalhamento.....	07
2.1.4 – Ruína por falta de ancoragem.....	07
2.1.5 – Ruína devida à ação horizontal.....	08
2.1.6 – Ruína por esmagamento total.....	08
2.2 – COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS CONSOLOS.....	08
2.3 – MODELAÇÕES PARA CÁLCULO.....	10
2.3.1 – Modelo de bielas e tirantes.....	10
2.3.2 – Modelo de atrito–cisalhamento.....	13
2.4 – CÁLCULO DE CONSOLOS DE ACORDO COM AS NORMAS.....	15
2.4.1 – ACI318M – 1989.....	15
2.4.2 – CAN3 – A23.3 – M1984.....	18
2.4.3 – CEB – Model Code 1991.....	21

2.4.4 – NBR – 9062.....	24
2.4.4.1 – Consolos curtos.....	24
2.4.4.2 – Consolos muito curtos.....	28
2.5 – ESTUDOS REALIZADOS POR OUTROS PESQUIZADORES.....	29
2.5.1 – Consolos de concreto com fibras.....	33
2.5.2 – Consolos de concreto de alta resistência.....	33
3 – ANÁLISE DOS CONSOLOS ENSAIADOS POR OUTROS	
PESQUISADORES.....	35
3.1 - CONSOLOS SEM ARMADURA DE COSTURA COM	
CARREGAMENTO VERTICAL.....	36
3.2 – CONSOLO SEM ARMADURAS DE COSTURA COM	
CARREGAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS.....	45
3.3 – CONSOLOS COM ARMADURA DE COSTURA, SUJEITOS A	
CARREGAMENTO VERTICAL.....	49
3.4 – CONSOLOS COM ARMADURA DE COSTURA SUJEITOS A	
CARREGAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS	55
3.5 – CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	58
4 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS.....	59
4.1 – DIMENSÕES.....	59
4.2 – ARMADURA DOS CONSOLOS.....	60
4.3 – CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	62
4.3.1 – Características de aço utilizado.....	62
4.3.2 – Características do concreto e procedimento de mistura.....	63
4.4 – CONCRETAGEM E CURA.....	65
4.5 – INSTRUMENTAÇÃO.....	66
4.5.1 – Extensômetros colocados na armadura.....	66
4.5.2 – Instrumentação na superfície do concreto.....	68
4.6 – ESQUEMA E PROCEDIMENTO DE ENSAIO.....	69

5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	71
5.1 – DESENVOLVIMENTO DAS FISSURAS E MECANISMOS DE RUÍNA.....	71
5.1.1 – Desenvolvimento das fissuras	71
5.1.2 – Mecanismos de Ruína.....	73
5.2 – DIAGRAMA FORÇA APLICADA VERSUS DEFORMAÇÃO NA ARMADURA.....	73
5.3 – DIAGRAMAS FORÇA APLICADA VERSUS ROTAÇÃO DO CONSOLOS EM RELAÇÃO AO PILAR.....	78
5.4 – ANÁLISE DOS CONSOLOS SEGUNDO NORMAS INTERNACIONAIS E NACIONAIS.....	83
5.5 – ANÁLISE DE ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DAS TENSÕES PRINCIPAIS NO CENTRO DO CONSOLO.....	84
5.6 – ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	85
6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	88
6.1 – CONCLUSÕES.....	88
6.2 – SUGESTÕES.....	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	91
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Tipos de carregamento e notação utilizada.....	03
Figura 2.1 – Mecanismo de ruína.....	07
Figura 2.2 – Trajetórias de tensão em consolos.....	09
Figura 2.3 – Modelação das trajetórias de tensão existentes nos consolos.....	11
Figura 2.4 – Treliças idealizadas para carregamento indireto.....	12
Figura 2.5 – Armaduras de suspensão.....	13
Figura 2.6 – Modelo atrito–cisalhamento.....	14
Figura 2.7 – Esquema estrutural de acordo com ACI 318M – 89.....	16
Figura 2.8 – Modelo estrutural de acordo com CAN3 – A23.3 – M1984.....	19
Figura 2.9 – Modelo estrutural de consolos de acordo com CEB Model Code 1990.....	23
Figura 2.10 – Modelo estrutural NBR-9062/LEONHARDT & MÖNNIG (1978)...	25
Figura 3.1 – Gráfico $\frac{F_T}{F_c b d}$ versus taxa de armadura de costura.....	50
Figura 4.1 – Dimensões dos consolos.....	59
Figura 4.2 – Esquema geral de armadura dos consolos.....	60
Figura 4.3 – Detalhe da armadura.....	61
Figura 4.4 – Gráfico tensão versus deformação da armadura.....	63
Figura 4.5 – Concretagem dos consolos.....	66
Figura 4.6 – Instrumentação na armadura dos consolos.....	67
Figura 4.7 – Instrumentação na superfície do concreto.....	68
Figura 4.8 – Esquema de ensaio dos consolos.....	69
Figura 5.1 – Exemplo de fissuração e ruína dos consolos.....	72
Figura 5.2 – Diagramas força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH0VO.....	74

Figura 5.3 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH5V5.....	75
Figura 5.4 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH5V0.....	75
Figura 5.5 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH0V5.....	76
Figura 5.6 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH4V4.....	76
Figura 5.7 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH4V0.....	77
Figura 5.8 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH6V0.....	77
Figura 5.9 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH4V4*.....	78
Figura 5.10 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CHOVO	79
Figura 5.11 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH5V5.....	79
Figura 5.12 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH5V0.....	80
Figura 5.13 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH0V5.....	80
Figura 5.14 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH4V4.....	81
Figura 5.15 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH4V0.....	81
Figura 5.16 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH6V0.....	82
Figura 5.17 – Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH4V4*.....	82

Figura 5.18 – Diagrama força aplicada x inclinação das tensões principais no centro dos consolos.....	85
Figura 5.19 – Gráfico $\frac{F_r}{f_c b d}$ versus taxa de armadura de costura.....	86
Figura 5.20 – Gráfico resistência de concreto versus $\frac{F_r}{A_s f_y + A_{sh} f_y}$	87

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Consolos sem armadura de costura e com força vertical.....	38
Tabela 3.2–Consolos sem armadura de costura e com forças verticais e horizontais	39
Tabela 3.3 – Consolos com armadura de costura e com força vertical.....	51
Tabela 3.4 – Consolos com armadura de costura e forças verticais e horizontais.....	56
Tabela 4.1 – Quantidade e diâmetro da armadura usada em cada consolo.....	62
Tabela 4.2 – Características do aço das armaduras utilizadas.....	63
Tabela 4.3 – Traço de concreto utilizado nos ensaios.....	64
Tabela 4.4 – Características do concreto utilizado.....	65
Tabela 4.5 – Posicionamento dos extensômetros.....	67
Tabela 5.1 – Forças de fissuração e de ruína das peças.....	72
Tabela 5.2 – Cálculo dos consolos segundo as normas.....	84

LISTA DE SÍMBULOS

F – força aplicada;

H – força horizontal;

h_1 – altura do consolo em seu bordo externo;

h – altura do consolo junto ao pilar;

LE-EESC – Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos;

a – distância de aplicação do carregamento;

d – altura útil;

a_1 – comprimento total do consolo;

a_2 – distância da face externa do consolo até a placa de apoio;

x_1 – comprimento de aparelho de apoio;

A_s – área da armadura principal;

Δd – altura do consolo menos altura útil do consolo ($h - d$);

d – altura útil do consolo;

b – largura do consolo;

F_d – força de dimensionamento;

M – momento;

γ – coeficiente majorador de carga;

ϕ - coeficiente redutor de carga;

N – força horizontal;

f_{yk} – tensão característica de escoamento de aço;

A_f – armadura de flexão;

M_d – momento de dimensionamento;

x – região comprimida no pilar para Norma Americana;

f_{ck} – resistência característica do concreto;

A_{vf} – armadura necessária pela teoria de atrito – cisalhamento de acordo com ACI;

μ - coeficiente de atrito;

λ - fator relativo à baixa densidade do concreto;

A_n – armadura para resistir a força horizontal;

H_d – força horizontal de dimensionamento;

- f_c - resistência do concreto;
- ρ - taxa de armadura;
- f_y - tensão de escoamento do aço;
- l' - distância da face do pilar até o centro de gravidade da armadura na face oposta;
- N_c - resultante dos esforços de compressão distribuídos na largura a'' do pilar;
- a'' - largura da região comprimida do pilar em função das cargas aplicadas no consolo;
- ϕ_c - fator de resistência do concreto;
- d' - distância da face superior do consolo ao centro de gravidade da armadura principal;
- θ - ângulo de inclinação da biela;
- f_2 - tensão de compressão atuante nas barras comprimidas;
- $f_{2\text{máx}}$ - tensão limite de compressão nas barras de aço para a norma CAN3-A23.3-M84
- V - carga vertical aplicada no consolo;
- θ - ângulo de inclinação da tensão da diagonal comprimida em relação à horizontal
- ϵ_1 - deformação principal no concreto;
- ϵ_x - deformação longitudinal no meio da altura do membro, quando sujeito aos esforços M , V e H ;
- Z - braço de alavanca;
- F_t - força principal de tração;
- F_v - força vertical;
- f_{cd} - resistência de cálculo à compressão atuante nas barras comprimidas
- F_{cd1} - limite de tensão do concreto para nós submetidos apenas à compressão;
- F_{c2} ; F_{c3} - esforços de compressão atuantes nas barras de treliça segundo CEB Model Code 1991.
- F_w - resultante das forças F_{c2} , F_{c3} existentes no consolo;
- γ_n - coeficiente de segurança adicional para NBR - 9062;
- ϕ_a - coeficiente redutor de resistência do concreto;
- R_s - força de tração no tirante;
- R_{cb} - força de compressão na biela;

σ_{cb} – tensão de compressão na biela;

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo de aço;

τ_d – tensão atuante na biela para consolos muito curtos;

τ_{wu} - tensão máxima resistente do concreto;

ω – taxa mecânica de armadura do tirante;

$A_{s\text{vert}}$ - Área da armadura vertical;

F_h – força horizontal;

F_r – força de ruína;

F_c – força de ruína calculada;

ρ_c – taxa de armadura de costura;

A_{sc} – área de armadura de costura;

f_{yc} – tensão de escoamento da armadura de costura;

h – altura do consolo;

ϕ - diâmetro de armadura;

ext – extensômetro.

RESUMO

TORRES, F.M. (1998) Análise teórico-experimental de consolos de concreto armado. São Carlos, 110p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo

Este trabalho tem o objetivo de analisar teórica e experimentalmente o comportamento de consolos de concreto armado. Para tal, foi realizada uma revisão bibliográfica, buscando os artigos mais recentes e as principais normas que tratam deste assunto.

Foram analisados mais de trezentos consolos encontrados na literatura. Nesta análise, as forças de ruína experimentais foram comparadas com a forças de ruínas calculadas segundo as normas: ACI-318M-89, CAN3-A23.3-M-84 e NBR-9062/85.

Para complementar este estudo, foram ensaiados oito consolos de concreto de alta resistência, os quais apresentavam: as mesmas dimensões, a mesma armadura principal e diferentes taxas de armadura de costura. A resistência do concreto variou de 50 MPa a 80 MPa.

Estes consolos tiveram suas forças de ruína comparadas com as previstas pelas normas já citadas. Além disto, foram analisadas: as deformações na armadura, medidas a cada nível de carregamento, e o ângulo de inclinação das tensões principais, medidos no centro geométrico da provável biela comprimida.

De acordo com as análises realizadas, pode-se observar que o uso de concreto de alto desempenho na confecção de consolos é bastante eficaz. Entretanto, é necessário o uso de taxas adequadas de armadura, que são basicamente as mesmas indicadas para consolos de concreto de resistência convencional. O dimensionamento de consolos segundo as normas citadas foi bastante satisfatório. Entretanto, no cálculo da força de ruína das peças ensaiadas por outros pesquisadores, os resultados não foram tão satisfatórios, pois estes consolos analisados nem sempre apresentavam o detalhamento conforme recomendam estas normas.

Palavras-chave: Consolos; Concreto armado; Concreto de alta resistência.

ABSTRACT

TORRES, F.M. (1998) Theoretic-experimental analysis of reinforced concrete corbels. São Carlos. 110p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

The aim of this work is to analyze theoretically and experimentally the behavior of reinforced concrete corbels. A bibliographic review was done, searching for the most recent papers and the main codes concerning to this subject.

It was analyzed more than three hundred corbels found in the literature. In this analysis, the experimental failure forces were compared to the failure forces calculated by the following codes: ACI-318M-89; CAN3-A23.3-M-84 and NBR-9062/85.

To complement this work, eight corbels of high-strength concrete were made with the same dimensions, the same main reinforcement and different rates of secondary reinforcement. The strength of the concrete ranged from 50 MPa to 80 MPa.

These corbels had their failure forces compared with the failure forces postulated by the codes. It was also evaluated the deformations of the reinforcement, considered in each level of loading, and the angle of inclination of the main stresses, measured in the geometric center of probable compressed diagonal.

By this analysis, it was observed that the use of high-strength concrete in the construction of corbels is quite efficient. Although, it is necessary the use of proper reinforcement ratios, that are basically the same indicated for corbels with low-strength concrete. The design of corbels by the cited codes was quite satisfactory. By the way, the calculation of the failure force of corbels made by others researchers were not satisfactory. The probable reason was that the corbels did not present the reinforcement details recommended by these codes.

Keywords: Corbels; Reinforced Concrete; High-strength concrete.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento estrutural e do dimensionamento de consolos teve um grande avanço nas décadas de 60 e 70, em decorrência principalmente dos trabalhos realizados por FRANZ & NIEDENHOFF (1963), KRIZ & RATHS (1965), LEONHARD & MÖNNIG (1978), MATTOCK (1976) e outros pesquisadores. Entretanto, ainda hoje não há um consenso sobre a melhor maneira de se dimensionar e detalhar consolos.

Neste trabalho são descritos e analisados os modelos de cálculo indicados pelas normas: ACI-318M-89, CAN3-A23.3-M1984, CEB- Model Code 1991 e NBR-9062/85. Estas análises são realizadas a partir da comparação de resultados de força de ruína teórica com força de ruína experimental, para 8 consolos que foram ensaiados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (LE-EESC) e mais de 300 consolos encontrados na literatura.

Além da força de ruína, deverão ser analisados os mecanismos de ruína, força de início de fissuração, relação força aplicada versus deformação na armadura para os consolos ensaiados no LE-EESC.

Estes consolos deverão apresentar a mesma armadura principal e resistência do concreto em torno de 50 a 80 MPa. Entretanto, deverão apresentar variações nas armaduras verticais e de costura, a fim de se analisar a influência dos estribos verticais no comportamento do consolo e comparar os resultados experimentais de consolos que apresentam: apenas armadura principal, armadura principal e armadura de costura, armadura principal e estribos verticais e armadura principal, armadura de costura e estribos verticais. Estes ensaios visam obter indícios de qual deve ser a

quantidade mínima destas armaduras, para ser ter um bom comportamento estrutural dos consolos.

1.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Consolos são peças de concreto armado salientes a pilares, que são carregadas na extremidade livre com forças concentradas, aplicadas a uma distância “a”, medida desde a linha de ação da força vertical até a face do pilar adjacente (Ver figura 1.1). Os consolos podem ser classificados em função da distância “a” dividida pela altura útil “d”, conforme o seguinte critério:

$$\text{Consolo curto:} \quad 0,5 < \frac{a}{d} < 1,0$$

$$\text{Consolo muito curto :} \quad \frac{a}{d} \leq 0,5$$

Os consolos podem apresentar carregamentos diretos ou indiretos, de acordo com a forma de aplicação da ação vertical. No caso de carregamento indireto, a ação vertical está aplicada ao longo de toda a altura do consolo ou está concentrada na face inferior deste elemento, impossibilitando a execução de chanfros. Estas formas de carregamento podem ser melhor visualizadas através da figura 1.1, onde se indica também a notação utilizada.

Estes elementos geralmente estão ligados a pilares, mas podem ser também ligados a vigas, principalmente quando se tratam de estruturas pré-moldadas. Sua utilização principal é servir como apoio para equipamentos, tais como pontes rolantes, ou então, como apoio para outros elementos estruturais, principalmente em edifícios que necessitam de juntas de dilatação.

Inicialmente, o dimensionamento desse tipo de estrutura era feito como se fosse uma viga em balanço (elemento linear). Entretanto, os consolos curtos ou muito curtos são elementos tridimensionais, pois suas dimensões têm a mesma ordem de grandeza. Sendo assim, estas peças representam trechos de singularidade para os

quais não vale a Teoria da Flexão, evidenciando a necessidade de um método de cálculo específico.

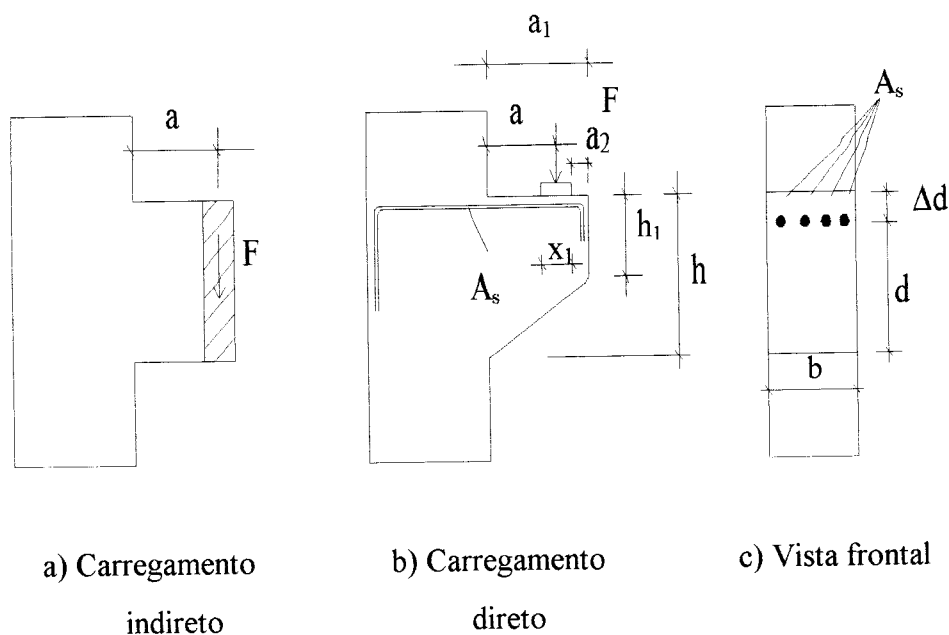


Figura 1.1 - Tipos de carregamento e notação utilizada

Para o caso de $a/d \geq 1$, o consolo pode ser tratado como viga em balanço, pois mobiliza os esforços de flexão (cortante e momento fletor), conforme indica a NBR 9062/85.

1.2 - OBJETIVOS

Este trabalho tem o objetivo de complementar o estudo teórico-experimental de consolos simétricos de concreto armado, dando continuidade à pesquisa desenvolvida por REIS & TORRES (1996), na qual foram ensaiadas 12 peças de tamanho real, com relação $a/d = 0,37$, com carregamento apenas vertical e com diferentes distribuições de armadura.

Para complementar este estudo, foram ensaiados 8 consolos de concreto de alta resistência, os quais apresentavam: as mesmas dimensões, a mesma armadura

principal e diferentes taxas de armadura de costura e de estribos verticais. A resistência do concreto destes consolos variou de 50 a 80 MPa.

Neste estudo, pretende-se comparar resultados experimentais com resultados teóricos obtidos através da análise de normas como: ACI-318M-89, CAN3-A23.3-M1984 e NBR-9062. Para tal, foram utilizadas as forças de ruína dos consolos, determinadas nos ensaios, comparando-as com os valores das forças de ruína obtidas através do cálculo.

O estudo teórico deste trabalho objetivou o estudo das metodologias de cálculo propostas pelas normas, bem como o estudo de artigos sobre o tema ou sobre temas correlatos.

Além disto, foram analisadas: forças de início da fissuração e forma de ruína em função do tipo e da quantidade de armadura adotada. Ainda foi feito um estudo da relação entre força aplicada e deformação na armadura.

Outro objetivo deste trabalho foi o de analisar o comportamento de consolos de concreto de alta resistência, principalmente nas análises das forças e mecanismos de ruína.

Além destes objetivos, esta pesquisa pretende dar algumas indicações de qual metodologia apresenta um melhor desempenho no dimensionamento de consolos duplos simétricos. Para tal, serão usados os dados já obtidos nos trabalhos de KRIZ & RATHS (1965), MATTOCK (1976), FATTUHI (1994), REIS & TORRES (1996) e outros pesquisadores.

1.3 – ETAPAS DO TRABALHO

Na realização deste estudo, o trabalho foi dividido em algumas etapas, apresentadas a seguir.

Inicialmente foi realizada uma revisão bibliográfica sobre o tema da dissertação e temas correlatos. Em seguida, analisaram-se os consolos ensaiados por outros pesquisadores, comparando os resultados experimentais da força de ruína com os resultados teóricos obtidos através dos cálculos, utilizando as normas ACI 318M-89, CAN3-A23.3-M1984 e NBR-9062.

Após a análise teórica, foram planejados e ensaiados, no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, oito consolos de concreto de alta resistência.

Dando continuidade ao trabalho, os oito consolos ensaiados foram analisados considerando: forças de início de fissuração junto ao pilar e na região da biela, forças de ruína, diagramas força aplicada versus deformação na armadura, força aplicada versus rotação dos consolos em relação ao pilar, força aplicada versus ângulo de inclinação das tensões principais no centro geométrico dos consolos, cálculo dos consolos de acordo com normas nacionais e internacionais e uma análise paramétrica, em função da resistência do concreto e da taxa de armadura de distribuição dos consolos.

Finalizando o trabalho, foram apresentadas as conclusões finais e algumas sugestões, para dar continuidade ao estudo.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados: os principais mecanismos de ruína, o comportamento estrutural, as teorias usadas no dimensionamento de consolos, o dimensionamento de consolos de acordo com algumas normas internacionais e nacionais e uma análise dos trabalhos realizados por outros pesquisadores.

2.1 - MECANISMOS DE RUÍNA

Os principais mecanismos de ruína observados em consolos, de acordo com PARK & PAULAY (1983), são indicados a seguir.

2.1.1 - Ruína por flexão

A ruína por flexão é caracterizada pelo aparecimento de uma fissura principal, que apresenta abertura muito grande na parte superior do consolo e esmagamento da parte inferior. Esta ruína ocorre devido ao escoamento da armadura principal (ver figura 2.1.a.).

2.1.2 - Ruína por fendilhamento da biela comprimida

Forma-se inicialmente uma fissura de flexão e em seguida surgem fissuras na biela comprimida. Próximo à carga de ruína aparece uma fissura que se estende desde o bordo da placa de apoio até o canto inferior do consolo (ver figura 2.1.b). Ocorre,

geralmente, em consolos com pequena área de concreto para resistir aos esforços na biela comprimida ou em consolos sem armadura distribuída ao longo da altura.

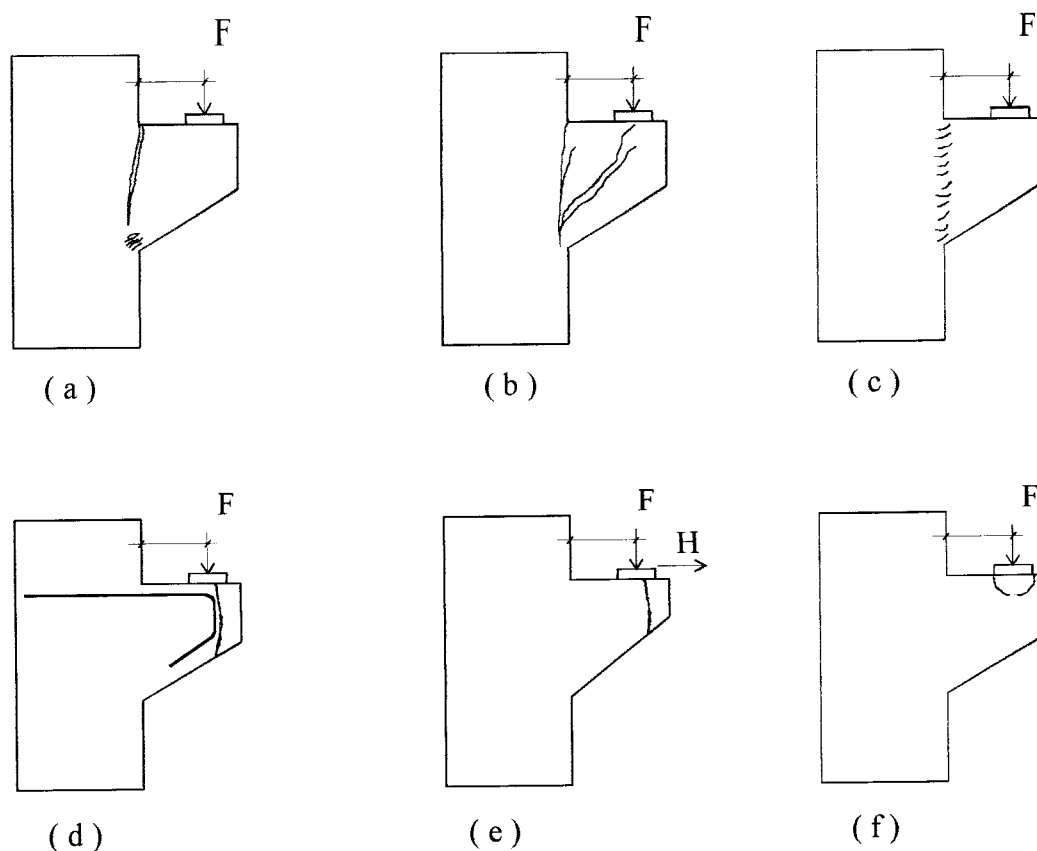


Figura 2.1 - Mecanismos de ruína

2.1.3 - Ruína por cisalhamento

A ruína por cisalhamento é caracterizada pela formação de várias pequenas fissuras inclinadas, no plano de intersecção do consolo com o pilar, que provocam o escorregamento desta peça estrutural. Esta ruína ocorre, geralmente, em consolos muito curtos ou quando estes elementos são fortemente armados à flexão (ver figura 2.1.c).

2.1.4 - Ruína por falta de ancoragem

É caracterizada por fissuras que seguem o contorno da armadura (ver figura 2.1.d). Ocorre quando a força está aplicada muito próxima da extremidade do

consolo, de forma que a ancoragem não seja suficiente, ou ocorre devido a um detalhamento inadequado da armadura, de forma a não envolver o carregamento aplicado no consolo.

2.1.5 - Ruína devida à ação horizontal

Uma ação horizontal agrava consideravelmente os mecanismos de ruína anteriores. O esforço horizontal nem sempre é conhecido e pode ser decorrente de pontes rolantes, retração da peça de concreto apoiada sobre o consolo ou, ainda, devido à ação do vento. Um caso típico de ruína, agravada pela existência de um esforço horizontal, ocorre quando a altura do consolo em seu bordo externo h_1 , é muito pequena se comparada à altura h do consolo junto ao pilar. Isto provoca o surgimento de fissuras que não se desenvolvem até o pilar, mas atravessam o consolo, chegando até o bordo inferior (ver figura 2.1.e).

2.1.6 - Ruína por esmagamento local

A ruína por esmagamento local surge quando, na região de aplicação do carregamento, a tensão de compressão é muito alta, provocando o esmagamento do concreto (ver figura 2.1.f). Isto pode ocorrer quando existir uma área muito pequena para distribuição da força F .

2.2 - COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS CONSOLOS

Estudos experimentais de fotoelasticidade, realizados por FRANZ e NIEDENHOFF (1963), permitem definir e avaliar a distribuição das tensões existentes nos consolos. A partir das trajetórias de tensão ilustradas na figura 2.2, é possível compreender melhor o comportamento destas peças. Estas trajetórias foram traçadas observando o comportamento de consolos com relação $a/d = 0,5$ e levando-se em conta apenas a força vertical, sem considerar o carregamento axial de

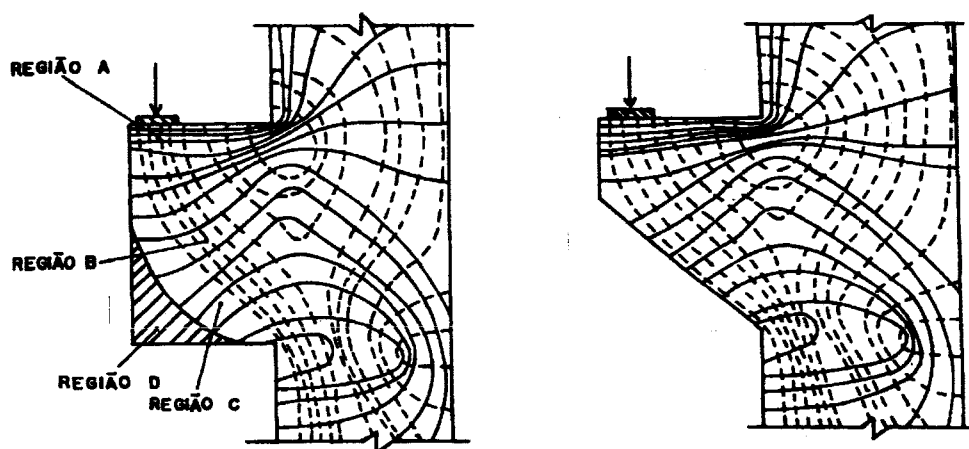
compressão no pilar. Com base nestes estudos e observando a figura 2.2, pode-se indicar as seguintes regiões de tensão:

Região A - Apresenta tensões de tração quase constantes na região superior do consolo, entre o ponto de carregamento e a face do pilar, caracterizando a área onde deve ser colocada a armadura principal.

Região B - Apresenta tensões de compressão inclinadas quase constantes, que se iniciam no ponto de aplicação da carga, caracterizando a formação de uma biela comprimida.

Região C - Representa a região onde ocorre mudança de direção da força de compressão, provocando o surgimento de tensões de tração inclinadas, que são relativamente pequenas.

Região D - Existe em consolos com cantos retos e está situada na parte inferior externa da estrutura. Nesta região praticamente não há tensões, justificando a utilização de consolos com altura variável, denominados consolos chanfrados.



(a) Consolo assimétrico retangular

(b) Consolo assimétrico chanfrado

- - - - - Tensões de compressão

_____ Tensões de tração

Figura 2.2 - Trajetórias de tensão em consolos

2.3 – MODELAÇÕES PARA CÁLCULO

As principais teorias para cálculo e dimensionamento de consolos foram obtidas dos estudos das trajetórias de tensão realizados por FRANZ & NIEDENHOFF (1963), dos modelos de atrito-cisalhamento e das análises plásticas.

A partir destas teorias surgiram uma série de métodos de cálculo. O que diferencia estes métodos são: a utilização de uma ou mais das teorias citadas, a adoção de coeficientes de segurança diferenciados e o grau de simplificação utilizado em cada norma.

As principais modelações utilizadas no cálculo de consolos são:

- modelos de bielas e tirantes;
- modelo de atrito-cisalhamento;
- modelos de plasticidade.

Neste trabalho serão abordados os dois principais modelos que são: modelos de bielas e tirantes e modelo de atrito-cisalhamento.

2.3.1 - Modelo de bielas e tirantes

O cálculo de consolos curtos é feito usualmente através do modelo de bielas e tirantes, também chamado de modelo de treliça. Este modelo consiste em idealizar o comportamento da estrutura, substituindo os fluxos de tensões de compressão e de tração respectivamente por elementos comprimidos (bielas) e elementos tracionados (tirantes). Estes elementos são interconectados por nós, resultando na formação de uma treliça idealizada. A posição das bielas e dos tirantes é escolhida a partir das tensões que ocorrem em cada região.

Adotando uma modelação adequada de treliça, as forças nas bielas e nos tirantes são calculadas através do equilíbrio de forças internas e externas. Em seguida, pode ser feito o dimensionamento do tirante e as verificações na biela.

A capacidade resistente dos elementos comprimidos depende da resistência do concreto e da área da seção transversal da biela. Os esforços de tração nos tirantes

são resistidos pela armadura e portanto, sua capacidade resistente é uma função da área de aço adotada e da resistência ao escoamento.

É importante ressaltar que existem várias formas de modelar a distribuição dos campos de tensão existentes nos consolos. Esta modelação depende do grau de sofisticação que se deseja na análise do comportamento da estrutura. Na figura 2.3 são ilustradas modelações de treliça simplificadas e refinadas, para consolos ligados a pilares ou a abas de vigas, apresentando carregamento direto aplicado na face superior.

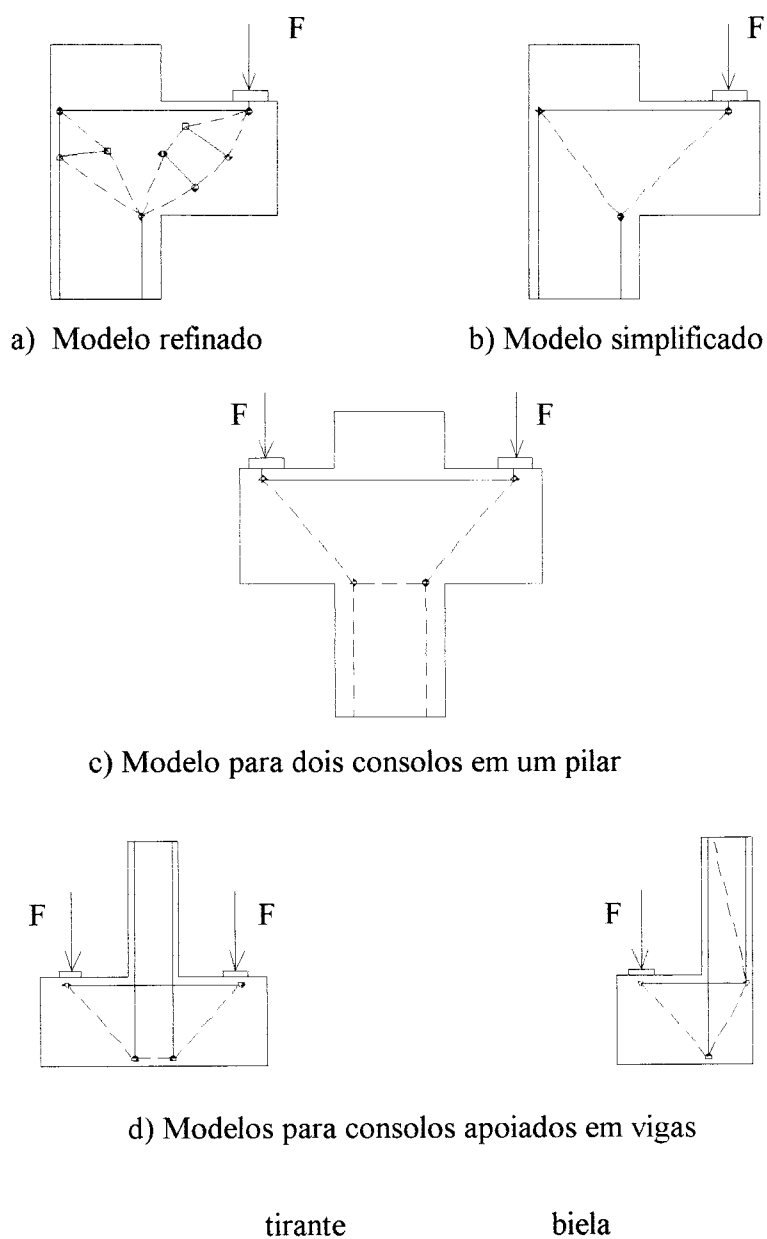


Figura 2.3 - Modelação das trajetórias de tensão existentes nos consolos

Para consolos com força aplicada ao longo de toda a altura ou então carregados apenas na face inferior, conforme ilustra as figuras 2.4.a e 2.4.b, deve ser utilizada uma armadura de suspensão. Alguns autores, entre eles LEONHARD & MÖNNIG (1978), recomendam que esta força deve ser integralmente suspensa através do uso de armadura vertical ou através do uso simultâneo de armadura de suspensão vertical e inclinada, que seguem o esquema apresentado na figura 2.5. Quando se utiliza o detalhamento com armadura de suspensão vertical e inclinada, o cálculo da estrutura é feito adotando-se uma força correspondente a 60% da força total F , aplicada tanto na face superior quanto na face inferior do consolo, conforme indicado na figura 2.4.c.

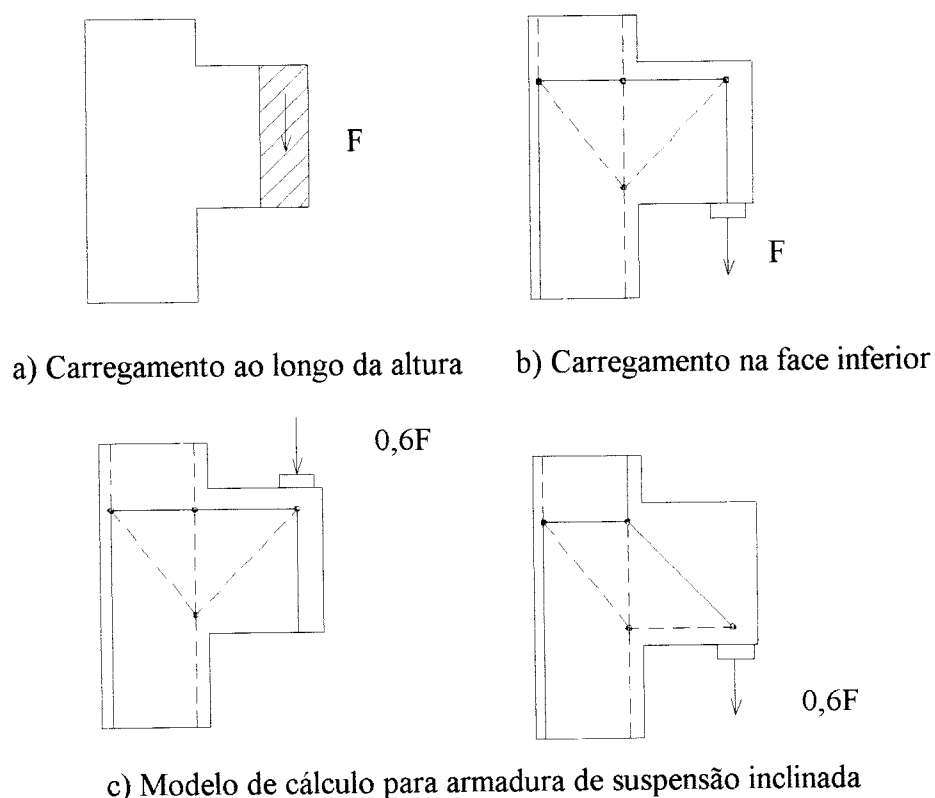
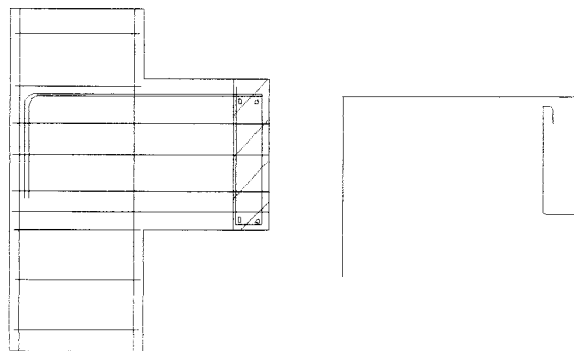
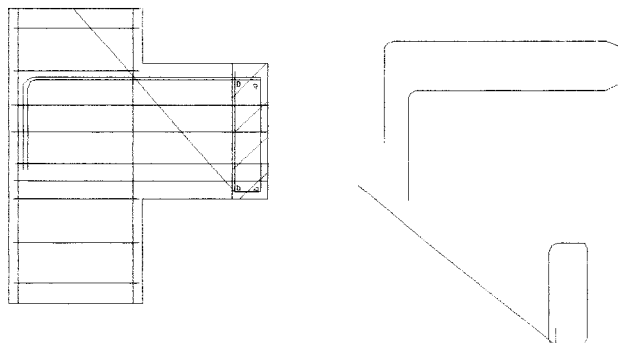


Figura 2.4 - Treliças idealizadas para carregamento indireto



a) Detalhe para armadura de suspensão vertical



b) Detalhe para armadura de suspensão vertical e inclinada

Figura 2.5 - Armaduras de suspensão

2.3.2 - Modelo de atrito-cisalhamento

Os consolos muito curtos, ou seja, com relação $a/d < 0,5$, devem ser analisados segundo a teoria de atrito-cisalhamento. Este método admite que existe uma tendência de deslocamento relativo entre as superfícies adjacentes de concreto. A integridade das partes é garantida pela colocação de uma armadura cruzando esta superfície, que irá produzir força normal e, que conseqüentemente, mobilizará forças de atrito que equilibram o cisalhamento. A força vertical atuante é então transmitida do consolo para o pilar através das forças de atrito resultantes das forças de compressão e também pelo engrenamento dos agregados (ver figura 2.6). A ocorrência de força externa horizontal de tração, normal à fissura potencial, acarreta a

necessidade de se determinar uma armadura adicional, que deve ser somada àquela necessária para resistir às tensões de cisalhamento.

Este modelo não fornece indicações com relação à posição da armadura, como ocorre no modelo descrito anteriormente. Portanto, o detalhamento deste tipo de consolo é feito seguindo o mesmo esquema de armação de consolos curtos. Além disto, a armadura principal para consolos muito curtos, calculada pelo modelo de atrito-cisalhamento, não deve ser menor do que a área de aço calculada pelo modelo de bielas e tirantes.

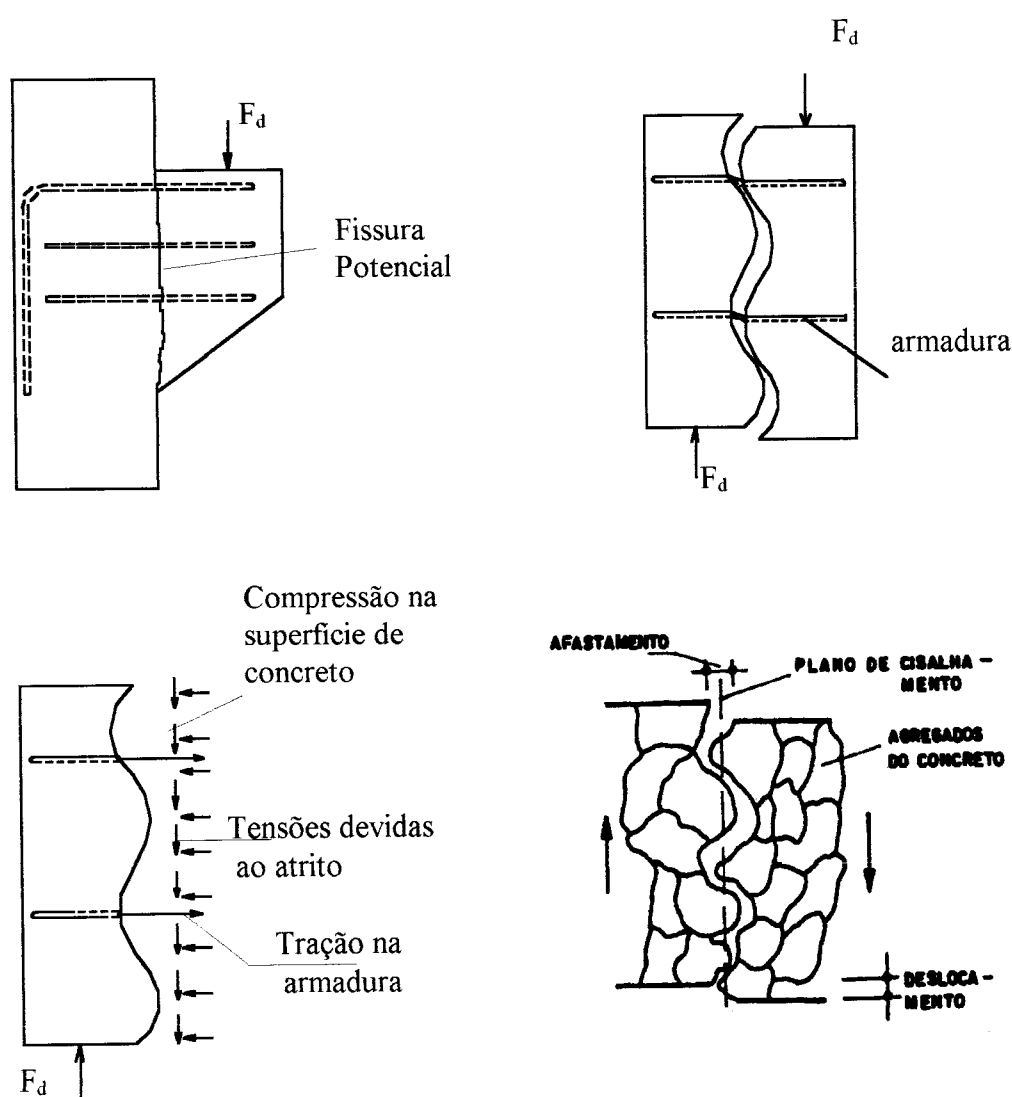


Figura 2.6 - Modelo atrito-cisalhamento

2.4 – CÁLCULO DE CONSOLOS DE ACORDO COM AS NORMAS

Conhecer o comportamento de uma peça estrutural é extremamente importante, pois o dimensionamento e o detalhamento são feitos a partir de várias considerações de cálculo, baseadas nas distribuições de tensões e de esforços existentes na estrutura.

O esquema principal de dimensionamento de consolos é baseado na simplificação adotada nos estudos de FRANZ & NIEDENHOFF (1963), que consiste na substituição dos campos tracionados e comprimidos por suas resultantes. Praticamente todas as normas estudadas adotam esta simplificação, alterando apenas algumas considerações na forma de cálculo.

A seguir, serão apresentadas considerações de cálculo, tais como: as da Norma Americana ACI 318M-89, da Norma Canadense CAN3-A23.3-M1984, do CEB-Model Code-1991 e da Norma Brasileira, NBR-9062.

2.4.1 - ACI 318M-1989

O Código Americano ACI 318M-89 limita as recomendações apenas para consolos com relação $a/d < 1$, sujeitos a um esforço horizontal de tração H , não maior que o esforço vertical F , atuante na face do consolo e com altura do consolo, medida na face externa da placa de apoio do carregamento, não menor do que $0,5d$.

Esta norma recomenda que a região de ligação entre o pilar e o consolo deve ser projetada para resistir a um esforço cisalhante F , a uma força de tração H , e a um momento M causado por estas forças no plano de cisalhamento. Para tal, esta norma recomenda que os consolos devem ser dimensionados segundo modelos de bielas e tirantes e de atrito-cisalhamento. O modelo de bielas e tirantes pode ser observado na figura 2.7.

Para obter os valores de esforços para dimensionamento e os valores das tensões de cálculo dos materiais, a norma americana recomenda multiplicar os valores nominais por coeficientes de ponderação, que são apresentados a seguir:

- Coeficientes majoradores de carga:
 - $\gamma = 1,4$ para cargas permanentes;
 - $\gamma = 1,7$ para cargas variáveis.
- Coeficientes redutores de resistência:
 - $\phi = 0,85$ para todos os casos.

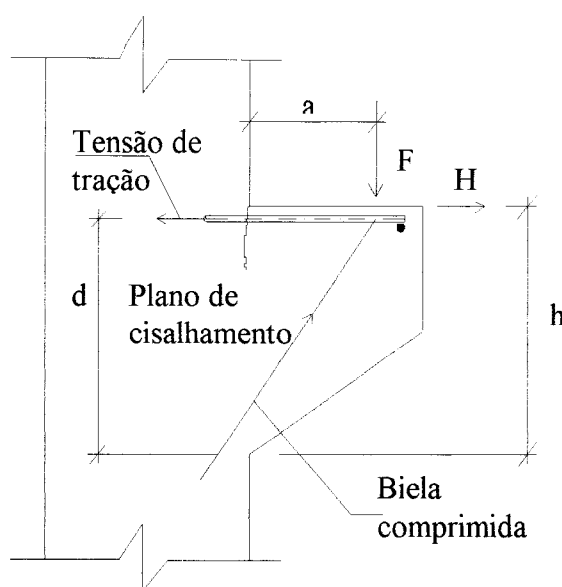


Figura 2.7 - Esquema estrutural de acordo com ACI 318M-89

O momento M é obtido pelo equilíbrio de momentos no centro de gravidade da armadura principal, na junção do consolo com o pilar, e o momento e a armadura para resisti-lo são dados por:

$$M = F \cdot a + H \cdot (h-d) \quad (2.1)$$

$$A_f = \frac{M_d}{\phi \cdot f_{yk} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right)} \quad (2.2)$$

onde: $x = \frac{A_f \cdot f_{yk}}{f_{ck} \cdot b} \quad (2.3)$

Como este processo é iterativo, alguns autores como NAWY (1990) e MACGREGOR (1988) recomendam adotar $\left(d - \frac{x}{2}\right)$ igual a $0,85 \cdot d$ e $0,90 \cdot d$, respectivamente.

A armadura para resistir à força cortante F é obtida pelo cálculo através da teoria do atrito-cisalhamento e é dada por:

$$A_{vf} = \frac{F_d}{\phi \cdot f_{yk} \cdot \mu} \quad (2.4)$$

Valores de μ :

$\mu = 1,4\lambda$ para concreto lançado monoliticamente;

$\mu = 1,0\lambda$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface rugosa;

$\mu = 0,6\lambda$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa;

$\mu = 0,7\lambda$ para concreto sobre estrutura de aço, ancorado através de studs com cabeça ou barras de armadura.

Os valores de λ são:

$\lambda = 1$ para concreto de peso normal;

$\lambda = 0,85$ para concreto com agregado miúdo leve;

$\lambda = 0,75$ para concreto com todo agregado leve.

Uma interpolação linear é permitida quando há uma substituição parcial do agregado graúdo.

É importante ressaltar que a resistência de cálculo de escoamento da armadura deve ser menor ou igual a 422 MPa.

A armadura para resistir à força horizontal é dada por:

$$A_n = \frac{H_d}{\phi \cdot f_{yk}} \quad (2.5)$$

Para um concreto de densidade normal, a resistência ao cisalhamento, F , deve ser menor que $0,2 \cdot f_c \cdot b \cdot d$ e que $5,5 \cdot b \cdot d$.

A área da armadura principal de tração, A_s , deve ser igual ou maior que os seguintes limites:

- $(A_f + A_n)$;
- $(2A_{vf}/3 + A_n)$.

A taxa de armadura no consolo, $\rho = A_s/bd$, não deve ser inferior a $0,04(f_{ck}/f_{yk})$.

Além da armadura principal A_s , deve ser distribuída uniformemente, ao longo de $2/3$ da altura efetiva do consolo, uma área de aço não menor que $0,5 \cdot (A_s - A_n)$. Esta armadura pode ser colocada na forma de estribos ou ganchos paralelos à armadura principal.

2.4.2 - CAN3-A23.3-M1984

A Norma Canadense, CAN3-A23.3-M84, recomenda que o cálculo de consolos curtos seja feito através de modelos de treliças, que simulem o fluxo interno de forças atuantes na peça. Desta forma, as tensões unidirecionais podem ser modeladas como barras comprimidas (concreto) e barras tracionadas (aço). As regiões sujeitas a um estado multidirecional de tensões, ou seja, locais onde as barras comprimidas e tracionadas se encontram, são caracterizadas como zonas nodais.

Esta norma prescreve algumas condições para o cálculo de consolos:

- A relação $\frac{a}{d}$ não deve ser maior que a unidade;
- A altura do consolo, medida na face externa da placa de apoio, não deve ser inferior à metade da altura do consolo, medida na face do apoio;
- A força horizontal H não deve ser menor do que $0,2 F$;
- A armadura de costura deve ser distribuída em uma altura de dois terços de “ d ”, adjacente à armadura principal, e não deve ter área inferior a 50% da área da armadura principal;

- A taxa de armadura $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$, na face do apoio, não deve ser inferior a $0,04 \frac{f_c}{f_y}$;

Para obter os valores de esforços para dimensionamento e os valores das tensões de cálculo dos materiais, a norma canadense recomenda multiplicar os valores nominais por coeficientes de ponderação, que são apresentados à seguir:

- Coeficientes majoradores de carga:

- $\gamma = 1,25$ para cargas permanentes;
- $\gamma = 1,5$ para cargas variáveis.

- Coeficientes redutores de resistência:

- $\phi_c = 0,60$ para resistência do concreto;
- $\phi = 0,85$ para resistência do aço.

O dimensionamento de consolos, segundo esta norma, pode ser feito modelando as tensões de tração e de compressão por uma treliça e realizando o somatório de momentos em relação ao ponto C, conforme a figura 2.8.

$$\Sigma M_C = 0; \quad \text{então : } H \cdot d + F \cdot (a + l') = N_c \cdot (l' - a'')/2 \quad (2.6)$$

$$\text{onde : } a'' = \frac{N_c}{0,75 \cdot f_{ck} \cdot \phi_c \cdot b} \quad (2.7)$$

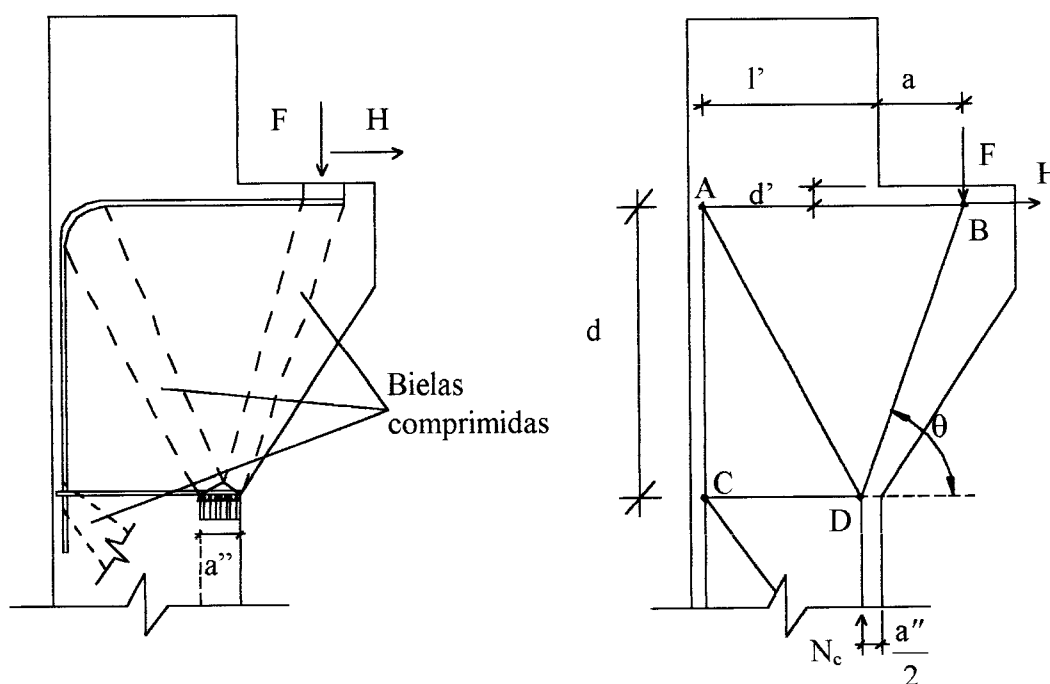


Figura 2.8 - Modelo estrutural de acordo com CAN3-A23.3-M1984

Após obter N_c e a'' , calculam-se os esforços nas barras da treliça, juntamente com as áreas de aço, e realiza-se a verificação da resistência do concreto nas zonas nodais e nas barras comprimidas.

As áreas de aço das barras são calculadas de acordo com as expressões:

- Armadura principal, armadura para resistir ao esforço atuante na barra F_{AB} .

$$A_s = \frac{F_{AB}}{\phi \cdot f_{yk}} \quad (2.8)$$

- Armadura para resistir ao esforço atuante na barra F_{CD} .

$$A_{s2} = \frac{F_{CD}}{\phi \cdot f_{yk}} \quad (2.9)$$

As barras tracionadas, que compõem a armadura, devem ser devidamente ancoradas para garantir a transferência dos esforços às zonas nodais.

A tensão de compressão f_2 , atuante na barra comprimida de concreto, não pode ultrapassar uma tensão limite f_{2max} . Estas tensões podem ser calculadas pelas expressões:

$$f_2 = \left(\operatorname{tg}\theta + \frac{1}{\operatorname{tg}\theta} \right) \cdot \left(\frac{V}{b \cdot d} \right) \quad (2.10)$$

$$f_{2max} = \frac{\lambda \phi_c f_{ck}}{(0,8 + 170 \cdot \epsilon_1)} \quad (2.11)$$

onde:

λ = Fator relativo à baixa densidade do concreto;

ϕ_c = Fator de resistência do concreto;

θ = Ângulo de inclinação da tensão da diagonal comprimida em relação à horizontal;

ϵ_1 = Deformação principal no concreto.

A tensão $f_{2\text{máx}}$ não deve ser superior a $\lambda\phi_c f_{ck}$. Portanto, o denominador da expressão 2.11 fica limitado em $0,8 + 170\epsilon_1 \leq 1,0$. Entretanto, quando o concreto está comprimido triaxialmente, deve-se utilizar a expressão 2.12.

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \frac{\epsilon_x + 0,002}{\tan^2 \theta} \quad (2.12)$$

ϵ_x = Deformação longitudinal no meio da altura do elemento quando sujeito aos esforços M, V e H. Se não for possível obter valores mais precisos, pode-se adotar $\epsilon_x = 0,002$.

Caso não haja um confinamento especial, as tensões compressivas nas zonas nodais não devem exceder os seguintes limites:

- $0,85\phi_c \cdot f_{ck}$ nas zonas nodais delimitadas por tensões compressivas;
- $0,75\phi_c \cdot f_{ck}$ nas zonas nodais ancorando somente uma barra tracionada;
- $0,60\phi_c \cdot f_{ck}$ nas zonas nodais ancorando barras tracionadas em mais de uma direção.

Para que as zonas nodais suportem as tensões existentes, a armadura principal deve ser distribuída em uma área efetiva de concreto, no mínimo igual à força de tração dividida pelos limites de tensão já definidos.

2.4.3 - CEB-Model Code 1991

De acordo com o CEB-Model Code 1991, os consolos podem ser projetados através do modelo de bielas e tirantes. Se a relação entre o vão de cisalhamento 'a' e o braço de alavanca 'z' for maior que a unidade, o consolo pode ser dimensionado como um elemento linear (viga).

Para obter os valores de esforços para dimensionamento e os valores das tensões de cálculo dos materiais, o CEB recomenda multiplicar os valores nominais

dos esforços e dividir as tensões características por coeficientes de ponderação, que são apresentados a seguir:

- Coeficientes majoradores de carga:

- $\gamma = 1,35$ para cargas permanentes;
- $\gamma = 1,50$ para cargas variáveis.

- Coeficientes redutores de resistência:

- $\phi_c = 1,50$ para resistência do concreto;
- $\phi = 1,15$ para resistência do aço.

O braço de alavanca z , a força principal de tração F_t e o nó 1 comprimido, ilustrados nos modelos estruturais da figura 2.9, podem ser calculados para os efeitos de ações axiais. A seção crítica de projeto é definida por :

$$x = \frac{F_v}{0,85 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (2.13)$$

Os nós sujeitos somente a forças de compressão podem ser limitados por um polígono, não necessariamente formando ângulos retos com as direções das forças atuantes. As tensões em cada superfície de nó podem ser consideradas como distribuídas.

No caso de nó sobre uma carga concentrada, a tensão de concreto deve ser verificada de acordo com a expressão:

$$f_{cd1} = 0,85 \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] f_{cd} \quad (2.14)$$

f_{cd1} = Limite da tensão do concreto para nós submetidos apenas à compressão, em kgf/cm^2 .

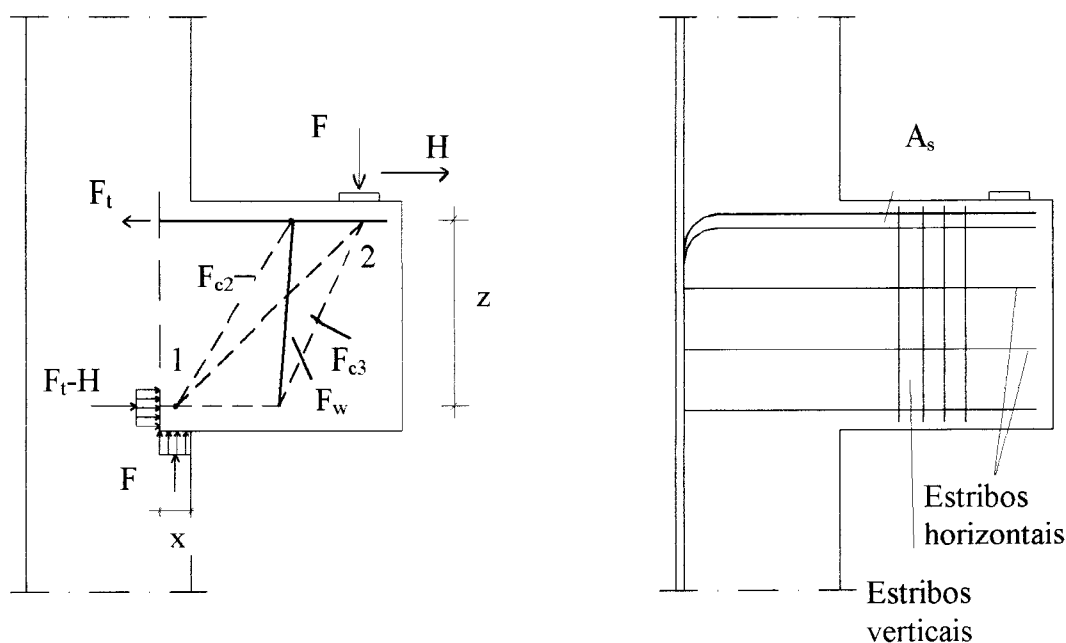


Figura 2.9-Modelo estrutural de consolos de acordo com CEB Model Code 1990

O nó 2 (nó com ancoragem de barras paralelas) pode ser verificado substituindo as componentes F_{c2} e F_{c3} pela correspondente resultante (ver figura 10). Esta resultante é inclinada de um ângulo θ , obtido a partir da relação:

$$\cot \theta = \frac{a}{z} \left(1 - \frac{F_w}{2F} \right) \quad (2.26)$$

Recomenda-se, para a ancoragem da armadura principal do nó 2, o uso de barras com pequeno diâmetro na forma de “U”, dispostas horizontalmente e em diversas camadas. Podem ser usadas também placas de ancoragem ou barras transversais soldadas de igual diâmetro, posicionadas próximas à face externa do consolo.

Normalmente, em adição à armadura principal, podem ser usados estribos horizontais, se a relação a/z for menor que 0,5. No caso de $a > z/2$, podem ser utilizados estribos verticais e quando $a < z$ pode-se adotar a combinação dos dois.

2.4.4 - NBR-9062

A norma brasileira NBR-9062 - “Projeto e execução de estruturas pré-moldadas de concreto” recomenda que os consolos curtos sejam dimensionados por modelos de bielas e tirantes e os consolos muito curtos através da teoria de atrito-cisalhamento.

Para obter os valores de esforços para dimensionamento, as normas brasileiras recomendam multiplicar os valores nominais por dois coeficientes de ponderação: o primeiro γ provém da NBR-6118 e tem seu valor igual a 1,4, e o outro γ_n , provém da NBR-9062 e seu valor é dado por:

Elementos pré-fabricados em usina: $\gamma_n = 1,0$ carga permanente predominante;

$\gamma_n = 1,1$ caso contrário.

Demais casos:

$\gamma_n = 1,1$ carga permanente predominante;

$\gamma_n = 1,2$ caso contrário.

No caso dos materiais, para se obterem as resistências de cálculo, a norma brasileira recomenda dividir as resistências por coeficientes de segurança que são apresentados a seguir:

- Coeficientes redutores de resistência:

- $\gamma_c = 1,40$ para resistência do concreto;

- $\gamma_s = 1,15$ para resistência do aço.

2.4.4.1 - Consolos curtos

Para determinação dos esforços internos em consolos curtos com carregamento direto, será adotado o modelo de treliça recomendado por LEONHARDT & MÖNNIG (1978), que está ilustrado na figura 2.10.

Neste modelo, as forças de tração são resistidas pelo tirante (armadura) e as forças de compressão são resistidas pela biela de concreto. Além disto, adota-se um valor de braço de alavanca $z = 0,9 d$. As forças de cálculo F_d e H_d são obtidas

multiplicando as forças características F e H, aplicadas no consolo, pelos coeficientes de majoração das ações.

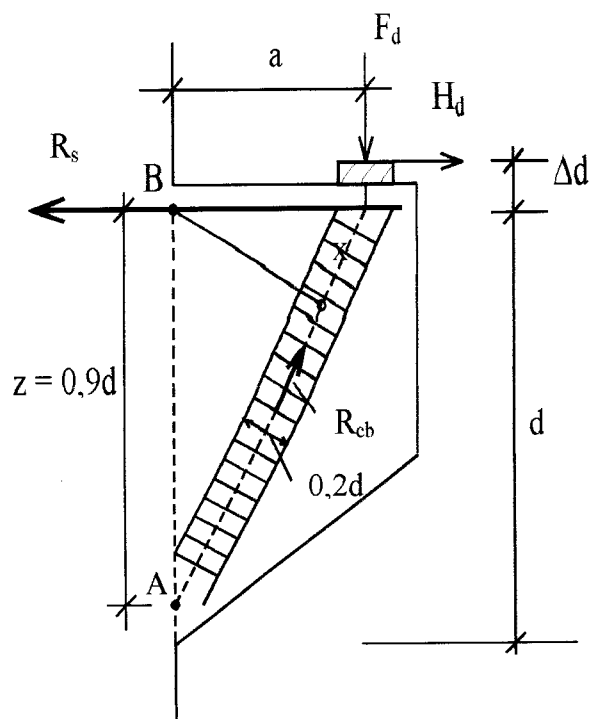


Figura 2.10 - Modelo estrutural NBR-9062 / LEONHARDT & MÖNNIG (1978)

A partir desta modelação obtém-se as expressões de cálculo seguintes.

a) Força de tração

Fazendo o equilíbrio de momentos no ponto A, obtém-se o valor da força de tração no tirante através das seguintes expressões :

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow R_s \cdot 0,9d - F_d \cdot a - H_d (\Delta d + 0,9d) = 0 \quad (2.14)$$

$$R_s = H_d \left[1 + \frac{\Delta d}{0,9d} \right] + \frac{a}{0,9d} F_d \quad (2.15)$$

Adotando-se $\frac{\Delta d}{0,9d} = 0,2$ e substituindo este valor na expressão (2.15),

tem-se:

$$R_s = 1,2H_d + \frac{a}{0,9d} F_d \quad (2.16)$$

b) Força de compressão na biela

Fazendo o equilíbrio de momentos no ponto B, calcula-se o valor da força de compressão atuante na biela de concreto pelas expressões:

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow R_{cb} \cdot x - F_d \cdot a - H_d \cdot \Delta d = 0 \quad (2.17)$$

$$R_{cb} = \frac{1}{x} [H_d \cdot \Delta d + a \cdot F_d] \quad (2.18)$$

onde x é calculado a partir da geometria da treliça, sendo dado pela expressão:

$$x = \frac{0,9d \cdot a}{\sqrt{(0,9d)^2 + a^2}} \quad (2.19)$$

Substituindo a expressão (2.19) na (2.18) e desprezando o efeito da força horizontal, tem-se a expressão para cálculo da força de compressão na biela:

$$R_{cb} = \frac{F_d \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}}{0,9} \quad (2.20)$$

c) Tensão de compressão na biela

A tensão de cálculo na biela comprimida é obtida dividindo a força de compressão pela área da seção transversal da biela. De acordo com LEONHARDT &

MÖNNIG (1978), esta área é dada por $0,2 \cdot b \cdot d$. A partir daí, têm-se as seguintes expressões de cálculo:

$$\sigma_{cb} = \frac{R_{cb}}{0,2b \cdot d} \quad (2.21)$$

Desprezando a contribuição da força horizontal no cálculo da força na biela e substituindo a expressão (2.20) na (2.21), obtém-se :

$$\sigma_{cb} = \frac{F_d \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}}{0,18b \cdot d} \quad (2.22)$$

Para que não ocorra o esmagamento do concreto, esta tensão está limitada pelo valor da tensão de compressão de cálculo do concreto, f_{cd} . Sendo assim, tem-se que:

$$\sigma_{cb} \leq f_{cd} \quad (2.23)$$

d) Armadura principal

O valor relativo à armadura principal é calculado dividindo-se a força de tração pela tensão de escoamento de cálculo no aço, resultando a expressão:

$$A_s = \frac{R_s}{f_{yd}} \quad (2.24)$$

Substituindo a expressão (2.16) na (2.24), tem-se:

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{a \cdot F_d}{0,9d} + 1,2H_d \right) \quad (2.25)$$

2.4.4.2 - Consolos muito curtos

O dimensionamento de consolos muito curtos é feito utilizando a teoria do atrito-cisalhamento. Entretanto, a NBR-9062 recomenda que a armadura principal utilizada não deve ser inferior à calculada através do modelo de bielas e tirantes. As expressões indicadas a seguir são as apresentadas diretamente na NBR-9062.

a) Armadura do tirante

$$A_s = \frac{0,8 \cdot F_d}{f_{yd} \cdot \mu} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.26)$$

Valores de μ :

$\mu = 1,4$ para concreto lançado monoliticamente;

$\mu = 1,0$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface rugosa;

$\mu = 0,6$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

É importante ressaltar que o limite da tensão na armadura deve ser: $f_{yd} \leq 435$ MPa.

b) Tensão atuante no concreto

$$\tau_d = \frac{F_d}{b \cdot d} < \tau_{wu} \quad (2.27)$$

$$\text{onde } \tau_{wu} \leq \begin{cases} 3,0 + 0,9\rho \cdot f_{yd} \leq 0,3 \cdot f_{cd} \text{ (em MPa)} \\ 6 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.28)$$

$$\text{e } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Além destas recomendações, a norma brasileira recomenda :

- O uso de armadura de costura com área não inferior a $0,4 A_s$ para consolos curtos e $0,5 A_s$ para consolos muito curtos. Esta armadura de costura deve ser distribuída em uma altura de dois terços de “d”, adjacente à armadura principal;

- O uso de uma taxa mecânica de armadura do tirante $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{ck}}$, não inferior 0,04 e nem superior a 0,15;

- O uso de armadura vertical em forma de estribos, com área não inferior a:

$$A_{s, \text{vert}} \geq \begin{cases} 0,14 \cdot b \\ 0,2 \cdot A_s \end{cases}$$

- Não se devem adotar valores para a tensão de cálculo na armadura superiores a 425 MPa.

2.5 – ESTUDOS REALIZADOS POR OUTROS PESQUISADORES

Com o intuito de situar este trabalho em relação aos estudos realizados até o momento, por outros pesquisadores, são descritos a seguir, de maneira resumida, os principais trabalhos encontrados na literatura.

Durante muitas décadas na Europa, o projeto de consolos foi baseado na analogia de viga proposta por RAUSCH (1931) apud HAGBERG (1983). NIEDENHOFF (1961) propôs uma teoria para cálculo baseada na analogia de treliça, formada pela armadura resistindo aos esforços de tração horizontal e pelo concreto atuando como um elemento comprimido e inclinado. Com esta nova teoria surgiu também uma nova maneira de armar e detalhar consolos, indicando principalmente um reforço na região do pilar acima do consolo.

RAUSCH, E. (1931). Direct shear in concrete structures. *Der Bauingenieur*. v. 38, n. 32/33 p.578-581. Apud HAGBERG, T. (1983). *Design of concrete brackets: on the application of the truss analogy*. Journal of the American Concrete Institute. v. 80, n. 1, p. 3-12.

FRANZ & NIEDENHOFF (1963) realizaram ensaios de consolos não simétricos, sem carregamento axial no pilar, com diversas relações de a/d e carregados direta e indiretamente. Nesse estudo, através da fotoelasticidade, foram traçadas as trajetórias de tensão nos consolos, as quais estão explicadas no item 2.2 deste trabalho. O trabalho de FRANZ & NIEDENHOFF (1963) reforçou ainda mais o modelo de cálculo proposto por NIEDENHOFF (1961).

Nos Estado Unidos, o dimensionamento de consolos era baseado em um critério de projeto empírico corriqueiro. KRIZ & RATHS (1965) ensaiaram, no laboratório de pesquisa e desenvolvimento da Associação de Cimento Portland dos Estados Unidos, duas séries de consolos, uma contendo 124 consolos simétricos, sujeitos apenas a forças verticais, e outra contendo 71 consolos, sujeitos a combinação de forças verticais e horizontais. Estas duas séries foram compostas por consolos com várias relações a/d , consolos com e sem armadura de costura secundária e resistência do concreto variando de 15 a 46 MPa.

Com base nestes ensaios, eles propuseram um equacionamento para cálculo de consolos. Estes estudos, mais tarde, foram levados em conta na elaboração da Norma Americana ACI 318-71.

MAST (1968) apud HAGBERG (1983) propôs um método aproximado semi-empírico, baseado nos estudos de KRIZ & RATHS (1965). Este método é chamado de “shear-friction”, ou seja, atrito-cisalhamento.

HERMANSEN & CAWAN (1974) propuseram mudanças no modelo proposto por MAST (1968). Estas mudanças basearam-se, principalmente, na análise separada de três tipos de ruínas:

- Ruína por cisalhamento, a mais provável de acontecer em consolos;
- Ruína por flexão, que ocorre quando a armadura principal escoar ou quando há o esmagamento do concreto;

MAST, R.F. (1968). *Auxiliary reinforced in concrete connections*. Journal of de Structural Division, ASCE. v. 94, n. ST6, p.1485-1504. Apud HAGBERG, T. (1983). *Design of concrete brackets: on the application of the truss analogy*. Journal of the American Concrete Institute. v. 80, n. 1, p. 3-12.

- Ruína por efeitos secundários, que ocorrem geralmente por falhas no detalhamento.

MATTOCK et all (1975) ensaiaram uma série de consolos simétricos, com e sem armadura de costura, consolos de concreto normal e de concreto com agregados leves, com várias relações a/d e utilizando combinações de carregamentos verticais e horizontais. Neste estudo, as forças de ruína dos consolos foram comparadas com forças de ruína teóricas obtidas pela análise do ACI 318-71 e ainda foram analisadas e propostas algumas modificações para esta Norma.

MATTOCK (1975) propôs um método de cálculo de consolos levando em conta as modificações propostas em MATTOCK et al. (1975). Tais propostas basearam-se praticamente em mudanças nos fatores de verificação do cisalhamento e na teoria do atrito-cisalhamento.

HAGBERG (1983) propôs um modelo teórico para cálculo de consolos, baseado na analogia de treliça proposta por FRANZ & NIEDENHOFF (1963). Este modelo parte de algumas premissas, dentre as quais citam-se:

- As condições de equilíbrio de esforços internos e externos devem ser satisfeitas;
- As deformações elásticas foram negligenciadas quando comparadas com as deformações plásticas;
- Foram considerados critérios de ruína: o esmagamento do concreto e o escoamento do aço;
- A resistência dos materiais é determinada em testes uniaxiais e a resistência do concreto à tração é negligenciada;
- A geometria das peças deve seguir o modelo proposto;
- Deve-se assegurar que não haja ruína localizada da peça.

Tal modelo foi desenvolvido para consolos com carregamentos verticais e horizontais e para detalhamento de consolos com diversos tipos de estribos. Para verificar a precisão do modelo, foram calculadas as forças de ruína teórica e comparadas com os resultados experimentais de alguns consolos ensaiados por KRIZ

& RATHS (1965). Os resultados desta análise foram bastante satisfatórios, principalmente para consolos com ruína devida ao escoamento da armadura.

NAEGELI (1988) realizou um estudo experimental de consolos não simétricos com carregamento vertical. Neste estudo foram ensaiados consolos curtos e muito curtos ligados a pilares com e sem carregamento axial. Os resultados das forças de ruína foram comparados com os respectivos resultados previstos por normas. Além disto, neste trabalho, foram analisadas as forças de início de fissuração, a relação força aplicada x deformação na armadura principal do consolo e o efeito do carregamento axial no pilar, no controle de fissuração e na resistência final do consolo.

FATTUHI (1990) analisou o comportamento de consolos simétricos com carregamento axial no pilar e concluiu que esse carregamento no pilar não provocou nenhum aumento aparente na capacidade de carga do consolo.

SHEHATA et al. (1991) compararam os resultados experimentais da força de ruína dos consolos ensaiados por NAEGELI (1988), com valores teóricos obtidos através da análise plástica, teoremas dos limites inferior e superior, obtendo, desta análise, um erro percentual médio inferior a 4%.

ZIELINSKI & RIGOTTI (1995) analisaram consolos, dentes geber e vigas-parede, buscando encontrar o valor da resistência máxima ao esforço cortante de peças dimensionadas pelo modelo de bielas e tirantes. Neste trabalho é indicado o limite máximo da tensão de cisalhamento, em função da resistência do concreto e da quantidade de armadura.

REIS & TORRES (1996) realizaram um estudo experimental de consolos simétricos muito curtos com carregamento vertical. Os resultados das forças de ruína foram comparados com os respectivos resultados teóricos previstos por normas. Além disto, neste trabalho, foram analisadas as forças de início de fissuração e a relação força aplicada x deformação na armadura principal do consolo.

Além dos trabalhos clássicos sobre consolos com concreto de resistência normal e armados de maneira convencional, podem-se destacar ainda duas linhas de pesquisa, apresentadas a seguir.

2.5.1 – Consolos de concreto com fibras

O estudo de consolos com fibras teve um grande impulso a partir da década de 80. FATTUHI (1987) ensaiou uma série de consolos sem armadura de costura e utilizando concreto com e sem fibras. Os consolos com fibras apresentaram força de ruína cerca de 40% superior e força de início de fissuração cerca de 74% superior em relação aos consolos sem fibras. FATTUHI & HUGHES (1989) analisaram consolos com e sem fibras e com armadura de costura. Seus estudos indicaram que consolos com fibras apresentaram um comportamento mais dúctil do que consolos sem fibras, tanto para cargas de serviço como na ruína.

Além destes, podem-se citar trabalhos que analisaram outros aspectos do comportamento e do dimensionamento de consolos com vários tipos de fibras. Entre eles, destacam-se: HUGHES & FATTUHI (1989), FATTUHI & HUGHES (1989), FATTUHI (1990), FATTUHI (1994) e YOUNG & BALAGURU (1994).

2.5.2 – Consolos de concreto de alta resistência

O estudo de consolos de concreto de alta resistência é bastante recente e, nesta linha, destacam-se os trabalhos comentados a seguir.

YOUNG et al. (1985) ensaiaram consolos de concreto de alta resistência e compararam os resultados da força de ruína com os valores teóricos desta força, obtidos através dos modelos de bielas e tirantes propostos por HAGBERG(1983) e das recomendações da Norma Americana ACI. Os resultados destes estudos indicaram que, para concreto de alta resistência, a Norma Americana é muito conservativa e que a análise pelos modelos de bielas e tirantes apresentam resultados satisfatórios.

FOSTER et al. (1996) ensaiaram 30 consolos com resistência do concreto variando de 45 a 105 MPa e com várias relações de a/d , chegando às seguintes conclusões:

- Consolos de concreto de alta resistência apresentam comportamento similar a consolos de concreto de resistência normal;
- A armadura de costura faz com que haja redução na abertura das fissuras, aumenta a ductilidade e provoca mudanças no tipo de ruína. A quantidade mínima de armadura de costura é a mesma indicada para concreto de resistência normal;
- O ACI 318-89 não é recomendado para cálculo de consolos de concreto de alta resistência;
- O modelo indicado por HAGBERG (1983) é uma boa ferramenta para cálculo de consolos de concreto de alta resistência.

CAPÍTULO 3 – ANÁLISE DE CONSOLOS ENSAIADOS POR OUTROS PESQUISADORES

Neste capítulo são apresentados e analisados consolos ensaiados por outros pesquisadores. Os consolos foram divididos em quatro grupos: consolos sem armadura de costura e carregamento vertical, consolos sem armadura de costura e carregamentos verticais e horizontais, consolos com armadura de costura e carregamento vertical e consolos com armadura de costura e carregamentos verticais e horizontais.

Para facilitar a análise, foram montadas tabelas que incluem as principais características dos consolos, a força de ruína e a relação entre força de ruína experimental e a força de ruína calculada utilizando normas ACI-318M-89, CAN3-A23.3-M1984 e NBR-9062.

Na coluna de identificação dos consolos, usou-se o mesmo esquema adotado por NAEGELI (1997): as duas primeiras letra referem-se ao sobrenome dos autores/pesquisadores que ensaiaram os consolos ou o sobrenome do primeiro autor, quando havia mais de dois autores. As siglas utilizadas significam:

- KR – Kriz e Raths;
- HC – Hermansen e Cowam;
- MA – Mattock et al;
- YO – Young e Young & Balagaru;
- CH – Chakrabarti & Farahani e Chakrabarti et al;

- CO – Cook;
- NA – Naegeli;
- FA – Fattuhi e Fattuhi & Hughes;
- ZE – Zeller;
- SE – Selim, Foster e Gowripalan;
- RT – Reis e Torres.

As demais letras e os números indicados referem-se à identificação utilizada pelos próprios autores.

3.1 – CONSOLOS SEM ARMADURA DE COSTURA E CARREGAMENTO VERTICAL

A tabela 3.1 apresenta as características destes consolos, o valor da relação entre a força horizontal e a força vertical aplicada no consolo (F_h/F_v), que, neste caso, é igual a zero, e a relação entre a força de ruína experimental e a força de ruína calculada (F_r/F_c). Esta tabela apresenta, ainda, a média e o desvio padrão dos valores F_r/F_c , para a força de ruína calculada por cada uma das normas citadas.

Através da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c , nota-se que a norma que apresentou o valor desta relação mais próximo da unidade e com menor desvio foi a Norma Canadense. Entretanto, estes valores ficaram contra a segurança. Isto indica que, no caso de consolos sem armadura de costura, a norma canadense forneceu valores contra a segurança.

A norma que apresentou melhores resultados foi a Norma Brasileira. Entretanto, os valores da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c ficaram altos, indicando uma grande variabilidade dos resultados.

A Norma Americana foi a que apresentou os piores resultados, tanto na média da relação F_r/F_c , como no desvio padrão.

De maneira geral, os consolos que apresentaram os piores resultados da relação F_r/F_c foram aqueles com a relação a/d muito pequena e com baixa taxa de

armadura, consolos com baixa taxa de armadura e os consolos com a taxa de armadura muito elevada.

A verificação da teoria de atrito-cisalhamento utilizada pela Norma Americana indicou, na maioria dos casos, o valor da força de ruína calculada. Isto ocorreu principalmente para os consolos com baixa taxa de armadura. Para estes consolos o valor da relação F_r/F_c ficou elevado.

Tabela 3.1 – Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)		F_H/F_v	ACI	CAN
KR-1	0,14	70	559	203	26,1	0,38	396	312	513	0	2,57	0,84	2,05
KR-2	0,14	70	559	203	42,5	0,38	396	324	513	0	4,35	1,26	3,48
KR-3	0,11	70	660	203	26,3	0,32	400	312	615	0	2,77	0,80	2,22
KR-4	0,17	70	457	203	24,3	0,93	773	301	409	0	1,37	0,65	1,09
KR-5	0,14	70	559	203	26,5	0,75	778	299	511	0	1,87	0,75	1,50
KR-6	0,11	70	660	203	27,4	0,62	771	324	612	0	1,75	0,63	1,40
KR-7	0,17	70	457	203	22,5	1,86	1546	299	409	0	1,80	0,70	0,82
KR-8	0,14	70	559	203	28,8	1,49	1546	316	511	0	1,31	0,66	1,32
KR-9	0,14	70	559	203	44,8	1,49	1546	310	511	0	1,76	0,75	1,41
KR-10	0,11	70	660	203	33,0	1,24	1542	324	612	0	1,10	0,55	0,94
KR-11	0,33	102	356	203	26,9	1,24	774	329	307	0	1,22	0,78	1,30
KR-12	0,37	152	457	203	29,2	0,31	259	352	411	0	2,45	1,43	1,96
KR-13	0,30	152	559	203	31,6	0,25	261	352	513	0	3,34	1,58	2,67
KR-14	0,25	152	660	203	31,3	0,21	262	352	615	0	2,90	1,17	2,32
KR-15	0,37	152	457	203	31,0	0,48	401	332	411	0	1,72	1,03	1,38
KR-16	0,37	152	457	203	23,6	0,48	401	331	411	0	1,88	1,17	1,51
KR-17	0,37	152	457	203	27,5	0,48	401	661	411	0	1,03	0,70	0,82
KR-18	0,37	152	457	203	29,0	0,48	401	326	411	0	1,97	1,19	1,57
KR-19	0,30	152	559	203	26,1	0,38	396	298	513	0	2,49	1,25	1,99
KR-20	0,30	152	559	203	24,5	0,38	396	661	513	0	1,05	0,61	0,84
KR-21	0,25	152	660	203	27,0	0,32	400	298	615	0	2,53	1,08	2,03
KR-22	0,25	152	660	203	25,8	0,32	400	661	615	0	1,26	0,64	1,01
KR-23	0,25	152	660	203	27,2	0,32	400	310	615	0	2,26	0,97	1,81
KR-24	0,37	152	457	203	29,3	0,93	773	326	409	0	1,12	0,75	0,90

Tabela 3.1 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_u/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	A (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-25	0,37	152	457	203	44,2	0,93	773	321	409	0	579	1,66	1,04	1,33
KR-26	0,37	152	457	203	29,5	0,93	773	367	409	0	492	1,24	0,85	0,99
KR-27	0,30	152	559	203	29,8	0,75	778	326	511	0	511	1,44	0,81	1,15
KR-28	0,25	152	660	203	31,9	0,62	771	326	612	0	556	1,58	0,76	1,26
KR-29	0,25	152	660	203	25,7	0,62	771	328	612	0	549	1,55	0,78	1,24
KR-30	0,30	152	559	203	29,4	0,99	1022	314	508	0	601	1,33	0,79	1,07
KR-31	0,25	152	660	203	27,9	0,82	1016	321	610	0	668	1,46	0,77	1,17
KR-32	0,25	152	660	203	30,3	0,82	1016	321	610	0	623	1,36	0,70	1,09
KR-33	0,37	152	457	203	26,4	1,86	1546	326	409	0	507	1,15	0,58	0,63
KR-34	0,37	152	457	203	28,1	1,86	1546	367	409	0	549	1,18	0,56	0,64
KR-35	0,30	152	559	203	26,3	1,49	1546	326	511	0	588	1,02	0,57	0,67
KR-36	0,25	152	660	203	27,3	1,24	1542	326	612	0	690	1,02	0,45	0,78
KR-37	0,25	152	660	203	26,0	1,24	1542	374	612	0	694	1,07	0,54	0,67
KR-38	0,59	241	457	203	32,4	0,93	773	365	409	0	380	0,96	0,90	0,88
KR-39	0,59	241	457	203	31,0	0,93	773	376	409	0	386	0,83	0,90	0,90
KR-40	0,59	241	457	203	29,9	0,93	773	305	409	0	387	1,17	1,08	1,07
KR-41	0,59	241	457	203	29,0	0,93	773	306	409	0	347	1,05	0,98	0,96
KR-42	0,39	241	660	203	33,4	0,62	771	362	612	0	667	1,71	1,11	1,36
KR-43	0,39	241	660	203	28,5	0,62	771	315	612	0	533	1,57	1,03	1,26
KR-44	0,39	241	660	203	26,5	0,62	771	313	612	0	498	1,47	0,97	1,18
KR-45	0,59	241	457	203	29,5	1,86	1546	348	409	0	534	1,09	0,73	1,30
KR-46	0,59	241	457	203	26,5	1,86	1546	305	409	0	466	1,06	0,73	1,27
KR-47	0,59	241	457	203	28,0	1,86	1546	306	409	0	465	1,00	0,72	1,19
KR-48	0,39	241	660	203	33,9	1,24	1542	313	612	0	616	0,91	0,65	0,73

Tabela 3.1 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_h/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-49	0,39	241	660	203	28,8	1,24	1542	331	612	0	614	0,86	0,64	0,69
KR-50	0,39	241	660	203	30,3	1,24	1542	313	612	0	409	0,61	0,44	0,48
KR-51	0,39	241	660	203	31,0	1,24	1542	315	612	0	483	0,71	0,51	0,57
KR-52	0,62	254	457	203	27,3	0,48	401	305	411	0	213	1,24	1,15	1,19
KR-53	0,62	254	457	203	43,8	0,48	401	305	411	0	242	1,41	1,27	1,35
KR-54	0,62	254	457	203	27,2	0,48	401	310	411	0	200	1,15	1,06	1,10
KR-55	0,50	254	559	203	27,6	0,38	396	312	513	0	269	1,55	1,16	1,24
KR-56	0,41	254	660	203	26,0	0,32	400	312	615	0	259	1,48	0,95	1,19
KR-57	0,41	254	660	203	28,5	0,32	400	328	615	0	375	2,05	1,30	1,64
KR-58	0,62	254	457	203	25,6	0,93	773	308	409	0	249	0,75	0,74	0,72
KR-59	0,62	254	457	203	24,2	0,93	773	299	409	0	243	0,75	0,74	0,73
KR-60	0,62	254	457	203	26,3	0,93	773	305	409	0	355	1,08	1,05	1,04
KR-61	0,62	254	457	203	28,3	0,93	773	374	409	0	334	0,82	0,82	0,86
KR-62	0,50	254	559	203	22,5	0,75	778	301	511	0	312	0,95	0,78	0,76
KR-63	0,42	254	660	203	23,6	0,62	771	301	612	0	291	0,89	0,62	0,72
KR-64	0,42	254	660	203	45,1	0,62	771	321	612	0	423	1,22	0,79	0,97
KR-65	0,42	254	660	203	25,2	0,62	771	367	612	0	445	1,12	0,79	0,90
KR-66	0,42	254	660	203	27,9	0,62	771	304	612	0	413	1,26	0,85	1,01
KR-67	0,42	254	660	203	28,0	0,62	771	364	612	0	393	1,00	0,69	0,80
KR-68	0,62	254	457	203	23,3	1,86	1546	296	409	0	239	0,62	0,40	0,75
KR-69	0,62	254	457	203	25,4	1,86	1546	305	409	0	383	0,91	0,62	1,10
KR-70	0,62	254	457	203	27,6	1,86	1546	367	409	0	356	0,78	0,49	0,94
KR-71	0,50	254	559	203	30,4	1,49	1546	314	511	0	351	0,56	0,45	0,41
KR-72	0,42	254	660	203	28,3	1,24	1542	314	612	0	336	0,50	0,38	0,40

Tabela 3.1 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_h/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-73	0,42	254	660	203	27,9	1,24	1542	304	612	0	489	0,74	0,56	0,60
KR-74	0,42	254	660	203	30,1	1,24	1542	363	612	0	514	0,69	0,51	0,52
KR-75	0,30	318	1143	203	28,3	0,95	2045	313	1059	0	951	1,06	0,63	0,85
KR-76	0,30	318	1143	203	28,2	0,95	2045	322	1059	0	1111	1,21	0,72	0,96
KR-77	0,14	89	660	203	15,2	0,48	600	312	615	0	408	1,56	0,67	1,24
KR-78	0,15	89	660	203	15,2	0,93	1157	305	612	0	484	1,28	0,61	0,78
KR-79	0,15	89	660	203	16,5	1,24	1542	326	612	0	443	1,08	0,47	0,50
KR-80	0,30	152	559	203	16,8	0,49	511	300	513	0	370	1,72	0,98	1,38
KR-81	0,30	152	559	203	17,7	0,94	975	308	511	0	481	1,31	0,76	0,92
KR-82	0,30	121	457	203	14,5	1,23	1016	311	406	0	375	1,56	0,64	0,68
KR-83	0,53	216	457	203	15,9	0,48	401	316	411	0	229	1,29	1,09	1,05
KR-84	0,53	216	457	203	15,8	0,93	773	326	409	0	311	1,19	0,83	0,72
KR-85	0,53	216	457	203	15,0	1,23	1016	308	406	0	282	1,14	0,64	0,53
KR-86	0,14	89	660	203	28,8	0,48	600	319	615	0	756	2,82	0,99	2,26
KR-87	0,15	89	660	203	26,8	0,93	1157	305	612	0	690	1,39	0,61	1,12
KR-88	0,15	89	660	203	26,3	1,24	1542	328	612	0	664	1,01	0,52	0,75
KR-89	0,30	152	559	203	27,6	0,49	511	309	513	0	490	2,22	1,15	1,77
KR-90	0,30	152	559	203	29,2	0,94	975	321	511	0	692	1,58	0,93	1,26
KR-91	0,30	121	457	203	28,0	1,23	1016	322	406	0	547	1,19	0,76	0,96
KR-92	0,53	216	457	203	28,7	0,48	401	316	411	0	287	1,62	1,29	1,32
KR-93	0,53	216	457	203	27,4	0,93	773	328	409	0	400	1,13	0,98	1,02
KR-94	0,53	216	457	203	27,2	1,23	1016	322	406	0	506	1,01	1,00	1,31
KR-95	0,14	89	660	203	43,5	0,48	600	312	615	0	845	3,22	1,00	2,58
KR-96	0,15	89	660	203	44,3	0,93	1157	321	612	0	1115	2,15	0,81	1,72

Tabela 3.1 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_h/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-97	0,15	89	660	203	44,3	1,24	1542	305	612	0	952	1,44	0,59	1,16
KR-98	0,30	152	559	203	45,6	0,49	511	307	513	0	566	2,58	1,24	2,06
KR-99	0,30	152	559	203	45,3	0,94	975	321	511	0	823	1,88	1,01	1,50
KR-100	0,30	121	457	203	44,3	1,23	1016	328	406	0	763	1,64	0,94	1,31
KR-101	0,53	216	457	203	43,9	0,48	401	319	411	0	347	1,94	1,51	1,55
KR-102	0,53	216	457	203	46,1	0,93	773	321	409	0	432	1,24	1,02	1,02
KR-103	0,53	216	457	203	45,4	1,23	1016	328	406	0	525	1,13	0,95	0,93
HC-H19	0,30	111	406	228	46,5	0,46	393	344	375	0	498	2,63	1,27	2,11
HC-H27	0,30	111	406	228	37,3	2,01	1705	338	372	0	743	1,17	0,63	0,85
HC-H28	0,30	111	406	228	40,3	0,44	376	346	375	0	467	2,57	1,26	2,06
HC-H29	0,30	111	406	228	17,6	0,44	376	346	375	0	462	2,54	1,43	2,04
HC-HM1	0,50	121	254	228	48,5	1,00	508	346	223	0	395	1,59	1,35	1,35
HC-HM7	0,50	121	254	228	40,3	0,75	381	345	223	0	265	1,44	1,20	1,22
HC-HM8	0,50	121	254	228	47,6	0,75	381	345	223	0	255	1,39	1,14	1,17
HC-HS3	0,32	76	268	152	46,5	0,79	285	341	237	0	263	1,93	1,07	1,55
FA-T1	0,74	89	150	150	40,2	0,87	157	558	120	0	93	0,84	0,87	0,88
FA-T6	0,74	89	150	150	42,0	1,27	227	491	120	0	136	0,98	1,01	1,01
FA-C1	1,04	125	150	150	38,6	0,87	157	558	120	0	80	1,01	1,00	1,05
FA-C8	0,44	53	150	150	32,2	0,87	157	558	120	0	144	1,24	0,94	1,38
FA-C9	1,04	125	150	150	32,2	0,87	157	558	120	0	74	0,95	0,94	0,97
FA-C21	0,44	53	150	150	37,8	0,56	100	495	120	0	114	1,65	1,18	1,31
FA-C22	0,74	89	150	150	40,1	0,56	100	495	120	0	82	1,28	1,30	1,37
FA-C23	1,04	125	150	150	40,1	0,56	100	495	120	0	47	1,02	1,02	1,09
FA-C24	0,44	53	150	150	37,8	0,87	157	558	120	0	115	0,93	0,73	0,75

Tabela 3.1 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_h/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
FA-C25	0,54	65	150	150	39,8	1,25	226	491	120	0	151	1,06	0,90	1,23
FA-C26	1,04	125	150	150	38,6	1,25	226	491	120	0	90	0,92	0,90	0,99
FA-17	0,74	89	150	150	24,6	1,26	226	450	120	0	109	1,22	0,94	1,60
FA-25	0,93	111	150	150	29,8	1,26	226	450	120	0	109	1,09	1,09	1,45
FA-26	0,67	80	150	150	29,8	0,87	157	450	120	0	113	1,14	1,20	1,31
FA-33	0,63	75	150	150	32,0	0,56	100	450	120	0	91	1,44	1,38	1,40
FA-34	1,14	137	150	150	32,0	1,88	339	450	120	0	114	0,99	0,93	1,61
FA-41	1,14	137	150	150	28,7	1,53	276	450	120	0	98	0,95	0,98	1,53
FA-42	1,13	135	150	150	28,7	2,83	509	450	120	0	112	1,09	0,63	1,72
FA-65	1,20	110	150	150	27,6	1,64	226	450	92	0	74	1,00	0,95	1,61
FA-66	1,45	135	150	150	27,6	2,43	339	450	93	0	74	0,95	0,76	1,79
FA-67	0,83	110	150	150	29,3	1,14	226	450	132	0	101	0,91	0,92	1,19
FA-68	0,98	110	150	150	29,3	1,35	226	450	112	0	96	1,03	1,02	1,43
FA-69	1,10	135	150	150	25,6	1,84	339	450	123	0	94	0,99	0,75	1,56
FA-70	1,46	135	150	150	25,6	2,46	339	450	92	0	67	0,95	0,71	1,82
FA-71	0,91	110	150	150	27,6	1,51	276	450	122	0	117	1,15	0,95	1,64
FA-72	0,89	110	150	150	27,6	1,22	226	450	123	0	101	0,99	0,99	1,40
FA-73	0,60	75	150	150	27,6	0,54	100	450	124	0	88	1,39	1,31	1,31
FA-74	0,80	75	150	150	27,6	0,71	100	450	94	0	74	1,40	1,43	1,46
FA-116	0,76	160	237	150	40,7	0,49	157	450	212	0	115	1,26	1,27	1,36
FA-117	0,80	175	246	152	70,7	0,68	226	450	220	0	153	1,22	1,23	1,33
SE-A3	0,34	250	800	150	92,0	0,57	628	430	740	0	860	2,28	1,19	1,82
SE-A4	0,34	250	800	150	92,0	1,71	1885	430	740	0	1500	1,32	0,80	1,06
SE-C12	0,50	300	700	125	90,0	2,37	1885	430	600	0	950	0,84	0,70	0,81

Tabela 3.1 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_r (kN)	Relação F_r/F_c			
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)		F_r/F_v	ACI	CAN	NBR
SE-C14	0,55	300	700	125	90,0	0,83	679	430	600	0	470	1,16	0,87	0,92
SE-C22	0,50	300	700	125	62,0	2,37	1885	430	600	0	700	0,75	0,55	0,86
SE-C24	0,50	300	700	125	62,0	0,83	679	430	600	0	490	1,20	0,93	0,96
SE-PA1	0,60	300	600	150	53,0	2,51	1885	430	500	0	550	0,69	0,50	0,83
SE-PB1	0,60	300	600	150	105,0	4,93	3695	495	500	0	1180	0,75	0,49	0,90
SE-PC1	0,30	150	600	150	53,0	0,98	1256	420	500	0	650	0,88	0,55	1,10
SE-PD1	0,40	200	600	150	71,0	2,47	1847	450	500	0	540	0,51	0,35	0,51
SE-PE1	1,00	450	600	150	71,0	4,52	3054	480	450	0	680	0,71	0,53	1,06
SE-PF1	0,30	150	600	150	105,0	0,98	1256	420	500	0	750	1,01	0,55	1,26
RT-C1	0,37	225	653	150	36,1	0,16	158	530	638	0	245	2,09	1,12	1,67
RT-C2	0,37	225	653	150	36,1	0,48	474	530	608	0	500	1,42	0,90	1,14
RT-C3	0,38	225	653	150	29,6	0,48	474	570	608	0	470	1,24	0,83	0,99
											Média	1,37	0,87	1,22
											Desvio Padrão	0,603	0,264	0,475

3.2 – CONSOLOS SEM ARMADURA DE COSTURA E COM CARREGAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

A tabela 3.2 apresenta as características destes consolos, o valor da relação entre força horizontal e a força vertical aplicada no consolo (F_h/F_v) e a relação entre a força de ruína experimental e a força de ruína calculada (F_r/F_c). Esta tabela apresenta, ainda, a média e o desvio padrão dos valores F_r/F_c , para a força de ruína calculada segundo cada uma das normas citadas.

Através da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c , nota-se que a norma que apresentou o valor desta relação mais próximo da unidade e com menor desvio foi a Norma Canadense, seguida pela Norma Brasileira e pela Norma Americana. Os valores da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c , para as Normas Brasileira e Americana, ficaram altos.

De maneira geral, os consolos que apresentaram os piores resultados da relação F_r/F_c foram aqueles com a relação a/d muito pequena e com baixa taxa de armadura, consolos com baixa taxa de armadura e consolos com taxa de armadura muito elevada. Neste caso, é importante ressaltar que a relação entre a taxa de armadura e a força horizontal aplicada influencia de maneira significativa na relação F_r/F_c .

Para os consolos com baixa taxa de armadura, a relação F_r/F_c ficou muito elevada, e para os consolos com taxa de armadura muito alta, a relação F_r/F_c ficou muito baixa.

Com base na observação da tabela 3.2, nota-se que quanto mais elevados os valores da relação F_h/F_v , mais discrepantes foram os valores da relação F_r/F_c .

É importante ressaltar que, dentro de certos limites, quanto maior o valor do carregamento horizontal, maior deve ser o valor da taxa de armadura.

Tabela 3.2 – Consolos sem armadura de costura e com forças verticais e horizontais

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_r/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-104	0,17	70	457	203	29,0	0,48	401	315	411	0,5	250	2,40	1,40	1,92
KR-105	0,14	70	559	203	26,6	0,38	396	315	513	0,5	276	2,69	1,48	2,15
KR-106	0,11	70	660	203	27,9	0,32	400	326	615	0,5	308	2,87	1,52	2,30
KR-107	0,17	70	457	203	28,1	0,93	773	334	409	0,5	356	1,67	1,03	1,34
KR-108	0,14	70	559	203	26,6	0,75	778	329	511	0,5	368	1,75	1,01	1,40
KR-109	0,11	70	660	203	29,2	0,62	771	332	612	0,5	445	2,11	1,16	1,69
KR-110	0,17	70	457	203	29,3	1,86	1546	328	409	0,5	534	1,28	0,84	1,02
KR-111	0,14	70	559	203	26,9	1,49	1546	336	511	0,5	567	1,32	0,83	1,06
KR-112	0,11	70	660	203	29,7	1,24	1542	336	612	0,5	623	1,46	0,86	1,17
KR-113	0,37	152	457	203	30,3	0,47	393	321	411	0,5	217	2,09	1,54	1,68
KR-114	0,30	152	559	203	29,8	0,38	396	315	513	0,5	240	2,34	1,58	1,87
KR-115	0,25	152	660	203	34,1	0,32	400	315	615	0,5	292	2,81	1,78	2,25
KR-116	0,37	152	457	203	26,7	0,93	773	333	409	0,5	277	1,31	1,01	1,05
KR-117	0,30	152	559	203	26,8	0,75	778	308	511	0,5	323	1,63	1,14	1,31
KR-118	0,25	152	660	203	29,2	0,62	771	334	612	0,5	389	1,84	1,20	1,47
KR-119	0,37	152	457	203	29,0	1,86	1546	334	409	0,5	467	1,10	0,89	0,88
KR-120	0,30	152	559	203	28,5	1,49	1546	329	511	0,5	511	1,22	0,90	0,98
KR-121	0,29	152	660	203	27,4	1,24	1542	332	612	0,5	509	1,20	0,83	0,96
KR-122	0,62	254	457	203	23,3	0,48	401	321	411	0,5	122	1,15	1,08	1,18
KR-123	0,50	254	559	203	29,2	0,38	396	321	513	0,5	150	1,44	1,20	1,30
KR-124	0,41	254	660	203	29,2	0,32	400	321	615	0,5	178	1,69	1,30	1,39
KR-125	0,62	254	457	203	22,4	0,93	773	330	409	0,5	135	0,64	0,62	0,67
KR-126	0,62	254	457	203	30,9	0,93	773	368	409	0,5	197	0,84	0,81	0,87
KR-127	0,50	254	559	203	22,8	0,75	778	330	511	0,5	155	0,73	0,63	0,67

Tabela 3.2 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com forças verticais e horizontais

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_h/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-128	0,42	254	660	203	24,9	0,62	771	331	612	0,5	209	1,00	0,79	0,82
KR-129	0,42	254	660	203	28,4	0,62	771	324	612	0,5	289	1,40	1,10	1,16
KR-130	0,62	254	457	203	27,1	1,86	1546	329	409	0,5	186	0,44	0,44	0,46
KR-131	0,62	254	457	203	29,1	1,86	1546	310	409	0,5	244	0,62	0,61	0,64
KR-132	0,50	254	559	203	28,4	1,49	1546	308	511	0,5	200	0,51	0,45	0,46
KR-133	0,42	254	660	203	28,8	1,24	1542	334	612	0,5	239	0,56	0,46	0,47
KR-134	0,42	254	660	203	29,6	1,24	1542	303	612	0,5	393	1,02	0,82	0,84
KR-135	0,25	76	356	203	44,3	1,24	774	323	307	0,75	334	1,96	1,39	1,56
KR-136	0,17	70	457	203	26,7	0,48	401	324	411	1	145	1,91	1,33	1,53
KR-137	0,14	70	559	203	31,8	0,38	396	305	513	1	161	2,28	1,53	1,82
KR-138	0,11	70	660	203	26,7	0,32	400	323	615	1	183	2,44	1,61	1,95
KR-139	0,17	70	457	203	30,5	0,93	773	305	409	1	288	2,09	1,48	1,67
KR-140	0,14	70	559	203	26,8	0,75	778	305	511	1	267	1,92	1,32	1,54
KR-141	0,11	70	660	203	27,6	0,62	771	312	612	1	289	2,06	1,37	1,65
KR-142	0,17	70	457	203	29,4	1,86	1546	305	409	1	378	1,37	1,00	1,10
KR-143	0,14	70	559	203	28,3	1,49	1546	325	511	1	411	1,40	0,99	1,12
KR-144	0,11	70	660	203	29,3	1,24	1542	336	612	1	456	1,51	1,03	1,21
KR-145	0,37	152	457	203	25,6	0,48	401	310	411	1	122	1,68	1,37	1,51
KR-146	0,30	152	559	203	29,6	0,38	396	310	513	1	119	1,66	1,27	1,39
KR-147	0,25	152	660	203	27,9	0,32	400	310	615	1	211	2,92	2,15	2,33
KR-148	0,37	152	457	203	29,3	0,93	773	301	409	1	222	1,64	1,35	1,48
KR-149	0,30	152	559	203	29,8	0,75	778	301	511	1	250	1,83	1,42	1,53
KR-150	0,25	152	660	203	27,9	0,62	771	301	612	1	267	1,97	1,47	1,58
KR-151	0,37	152	457	203	29,2	1,86	1546	312	409	1	311	1,10	0,93	1,00

Tabela 3.2 – Continuação: Consolos sem armadura de costura e com forças verticais e horizontais

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura				F_h/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)			ACI	CAN	NBR
KR-152	0,30	152	559	203	28,5	1,49	1546	334	511	1	367	1,22	0,97	1,02
KR-153	0,25	152	660	203	27,3	1,24	1542	312	612	1	346	1,23	0,94	0,99
KR-154	0,62	254	457	203	32,7	0,48	401	334	411	1	73	0,94	0,89	0,99
KR-155	0,50	254	559	203	28,4	0,38	396	334	513	1	87	1,13	0,99	1,09
KR-156	0,41	254	660	203	25,3	0,32	400	334	615	1	95	1,22	1,01	1,09
KR-157	0,62	254	457	203	28,6	0,93	773	312	409	1	111	0,79	0,76	0,84
KR-158	0,62	254	457	203	29,6	0,93	773	314	409	1	116	0,82	0,79	0,87
KR-159	0,62	254	457	203	31,3	0,93	773	314	409	1	116	0,82	0,79	0,87
KR-160	0,50	254	559	203	29,0	0,75	778	312	511	1	111	0,78	0,70	0,75
KR-161	0,41	254	660	203	28,2	0,62	771	312	612	1	122	0,87	0,73	0,78
KR-162	0,41	254	660	203	30,8	0,62	771	298	612	1	134	1,00	0,84	0,90
KR-163	0,41	254	660	203	30,0	0,62	771	322	612	1	156	1,08	0,90	0,98
KR-164	0,62	254	457	203	28,1	1,86	1546	333	409	1	156	0,52	0,51	0,55
KR-165	0,62	254	457	203	31,2	1,86	1546	313	409	1	193	0,68	0,67	0,73
KR-166	0,50	254	559	203	28,3	1,49	1546	293	511	1	152	0,57	0,52	0,56
KR-167	0,41	254	660	203	30,6	1,24	1542	293	612	1	165	0,62	0,53	0,56
KR-168	0,41	254	660	203	31,4	1,24	1542	322	612	1	253	0,87	0,74	0,79
KR-169	0,25	76	356	203	45,8	2,48	1549	323	307	1,25	423	1,66	1,32	1,47
										Média		1,42	1,04	1,20
										Desvio Padrão		0,63	0,36	0,47

3.3 – CONSOLOS COM ARMADURA DE COSTURA, SUJEITOS A CARREGAMENTO VERTICAL

A tabela 3.3 apresenta as características destes consolos, o valor da relação entre a força horizontal e a força vertical aplicada no consolo (F_h/F_v), que, neste caso, é igual a zero, e a relação entre a força de ruína experimental e a força de ruína calculada (F_r/F_c). Esta tabela apresenta, ainda, a média e o desvio padrão dos valores F_r/F_c , para a força de ruína calculada segundo cada uma das normas citadas.

Através da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c , nota-se que a norma que apresentou o valor desta relação mais próximo da unidade foi a Norma Canadense. Entretanto, o maior desvio padrão foi apresentado por esta norma. Em seguida, vieram os valores das normas Americana e Brasileira. Os valores da média e do desvio padrão da relação de F_r/F_c , para todas as normas, ficaram altos.

De maneira geral, os consolos que apresentaram os piores resultados da relação F_r/F_c foram os consolos com a relação a/d muito pequena e com baixa taxa de armadura, consolos com baixa taxa de armadura e consolos com taxa de armadura muito elevada. Observou-se, também, que os consolos com a relação entre a taxa de armadura de costura e a taxa de armadura principal muito diferente de 0,5 apresentaram resultados da relação F_r/F_c um pouco discrepantes.

Para os consolos com baixas taxas de armadura, a relação F_r/F_c ficou muito elevada, e para os consolos com taxa de armadura muito alta, a relação F_r/F_c ficou muito baixa.

Neste capítulo foi feito ainda um estudo paramétrico, no qual foi traçado um gráfico, que está ilustrado na figura 3.1. O gráfico foi montado para analisar a relação $\frac{F_r}{f_c b d}$ versus a taxa de armadura de costura dos consolos.

Com base no gráfico da figura 3.1, pode-se afirmar, observando a linha de tendência, que, dentro de certos limites, quanto maior a taxa de armadura de costura, melhor é o aproveitamento do concreto. Isto, tomando o cuidado para que a peça não venha a ruir antes por escoamento da armadura principal.

Com base nestas observações, pode-se afirmar que, dentro de certos limites, quanto maior a taxa de armadura de costura e maior a resistência do concreto, melhor será o aproveitamento da armadura principal

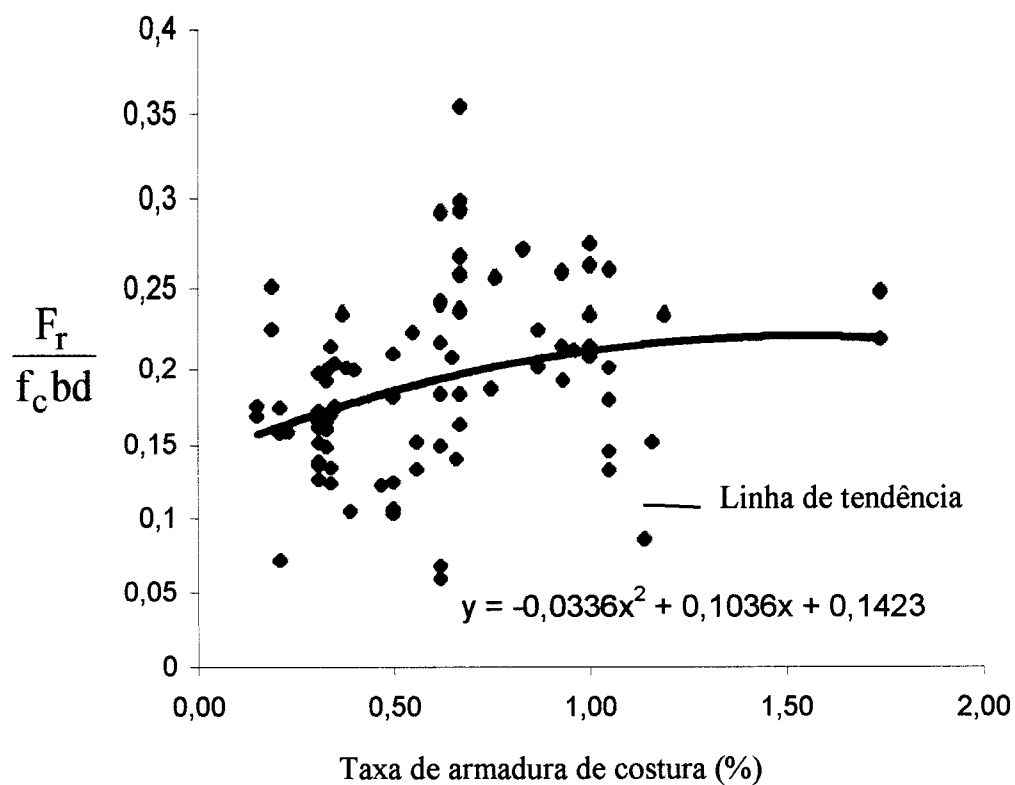


Figura 3.1 – Gráfico $\frac{F_r}{f_c b d}$ versus taxa de armadura de costura

Tabela 3.3 – Consolos com armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				Armadura							F_u/F_v	F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)	ρ_c (%)	A_{sc} (mm ²)			f_{yc} (MPa)	ACI	CAN
KR-1S	0,59	242	458	203	29,9	0,93	775	303	410	0,34	283	345	1,12	1,20	1,19	
KR-2S	0,59	242	458	203	31,7	0,93	775	303	410	0,62	517	319	1,28	1,36	1,36	
KR-3S	0,59	242	458	203	30,5	0,93	775	310	410	0,93	775	323	1,26	1,35	1,34	
KR-4S	0,37	153	458	203	29,9	0,93	782	305	414	0,34	286	392	1,11	1,07	0,93	
KR-5S	0,37	153	458	203	29,9	0,93	782	305	414	0,62	522	341	1,21	1,20	1,05	
KR-6S	0,37	153	458	203	30,9	0,93	782	305	414	0,93	782	339	1,30	1,32	1,16	
KR-7S	0,39	242	662	203	28,3	0,93	1174	310	621	0,34	429	384	1,01	0,98	0,86	
KR-8S	0,39	242	662	203	29,7	0,93	1174	310	621	0,62	782	345	1,09	1,10	0,98	
KR-9S	0,39	242	662	203	29,2	0,93	1174	319	621	0,93	1174	355	1,08	1,05	0,92	
KR-10S	0,30	121	458	203	28,6	0,93	762	328	403	0,62	508	339	1,47	1,17	1,21	
HC-H1	0,32	121	406	228	39,8	0,59	504	341	375	0,15	130	380	1,94	1,35	1,55	
HC-H2	0,32	121	406	228	35,8	0,59	504	341	375	0,15	130	380	1,68	1,19	1,34	
HC-H3	0,32	121	406	228	37,8	0,59	504	341	375	0,35	299	303	1,55	1,29	1,24	
HC-H4	0,32	121	406	228	38,7	0,59	504	341	375	0,35	299	303	1,58	1,31	1,26	
HC-H5	0,30	111	406	228	33,6	1,35	1145	359	372	0,67	568	342	1,19	0,76	0,94	
HC-H6	0,46	172	406	228	36,6	1,35	1145	359	372	0,67	568	342	0,82	0,72	0,70	
HC-H7	0,30	111	406	228	36,1	1,35	1145	350	372	0,67	568	342	1,47	1,00	1,26	
HC-H8	0,30	111	406	228	30,4	1,35	1145	350	372	0,67	568	342	1,77	1,06	1,28	
HC-H9	0,30	111	406	228	37,6	0,76	646	350	373	1,00	850	342	1,38	1,52	1,58	
HC-H10	0,30	111	406	228	33,9	1,35	1145	350	372	0,67	568	342	1,50	0,97	1,20	
HC-H11	0,30	111	406	228	29,6	1,35	1145	350	372	0,67	568	342	1,34	0,79	0,94	
HC-H13	0,30	111	406	228	36,7	1,35	1145	336	372	0,67	568	342	1,29	0,92	1,15	
HC-H14	0,32	121	406	228	40,0	0,62	530	349	375	0,35	299	249	1,92	1,48	1,54	
HC-H15	0,30	111	406	228	48,5	0,29	248	348	375	0,50	428	340	2,63	2,88	2,89	
HC-H16	0,30	111	406	228	45,3	0,44	376	348	375	0,76	650	332	2,29	2,62	2,50	
HC-H17	0,30	111	406	228	49,2	0,46	393	343	375	0,23	197	296	2,48	1,70	1,98	

Tabela 3.3 – Continuação: Consolos com armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura						F_r (kN)	Relação F_r/F_c			
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)	ρ_c (%)	A_{sc} (mm ²)		f_{yc} (MPa)	F_h/F_v	ACI	CAN
HC-H18	0,30	111	406	228	46,7	0,76	646	317	373	0,40	340	230	0	2,01	1,43	1,60
HC-H20	0,30	111	406	228	44,7	0,29	248	348	375	1,19	1017	328	0	3,14	3,46	3,45
HC-H21	0,30	111	406	228	30,4	0,76	646	326	373	1,00	850	256	0	1,32	1,29	1,25
HC-H22	0,30	111	406	228	47,3	0,76	646	326	373	1,00	850	256	0	1,45	1,52	1,59
HC-H23	0,30	111	406	228	41,4	0,76	646	326	373	1,00	850	256	0	1,23	1,32	1,35
HC-H24	0,30	111	406	228	40,8	0,76	646	326	373	1,00	850	256	0	1,21	1,30	1,33
HC-HT1	0,98	121	406	228	45,0	0,59	504	346	375	0,33	282	342	0	1,69	1,40	1,24
HC-HM2	0,50	121	254	228	45,3	1,29	656	310	223	0,67	341	291	0	1,26	1,28	1,26
HC-HM3	0,50	121	254	228	44,7	1,91	997	328	229	0,96	501	303	0	1,07	0,97	1,24
HC-HM4	0,50	121	254	228	44,7	0,42	214	343	223	0,56	285	262	0	2,29	2,38	2,51
HC-HM5	0,50	121	254	228	37,2	0,75	381	347	223	1,00	508	346	0	1,90	2,03	2,04
HC-HM6	0,50	121	254	228	45,0	0,42	214	343	223	0,56	285	343	0	2,62	2,73	2,88
HC-HS1	0,32	76	268	152	36,0	1,06	382	343	237	0,55	198	253	0	1,15	0,97	1,20
HC-HS2	0,32	76	268	152	32,0	1,06	382	343	237	0,83	299	251	0	1,36	1,08	1,45
MA-B1	0,44	102	255	153	25,0	0,73	258	334	231	0,37	131	448	0	1,12	1,29	1,19
MA-B2	0,67	153	255	153	23,8	1,15	401	231	228	0,65	227	462	0	1,33	1,39	1,40
MA-B3A	1,01	229	255	153	28,7	1,84	639	370	227	0,75	260	452	0	0,94	0,88	1,41
MA-G4	0,99	229	255	127	25,9	1,47	431	441	231	0,66	194	465	0	0,70	0,62	1,05
YO-B1	0,39	140	406	254	49,8	0,43	389	420	356	0,31	280	420	0	1,98	2,07	2,08
YO-B2	0,39	140	406	254	48,6	0,43	389	420	356	0,31	280	420	0	1,70	1,78	1,78
YO-C1	0,39	140	406	254	63,3	0,57	515	420	356	0,31	280	420	0	1,70	1,61	1,61
YO-C2	0,39	140	406	254	55,5	0,57	515	420	356	0,31	280	420	0	1,79	1,71	1,69
YO-D1	0,39	140	406	254	39,2	0,66	597	420	356	0,31	280	420	0	1,36	1,31	1,22
YO-D2	0,39	140	406	254	54,5	0,66	597	420	356	0,31	280	420	0	1,55	1,44	1,40
YO-E1	0,25	140	406	254	62,1	0,88	796	420	356	0,31	280	420	0	1,12	0,98	0,93
YO-E2	0,25	140	406	254	64,9	0,88	796	420	356	0,31	280	420	0	1,27	1,09	1,05

Tabela 3.3 – Continuação: Consolos com armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				Armadura							F_r (kN)	Relação F_r/F_c				
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)	ρ_c (%)	A_{sc} (mm ²)		f_{yc} (MPa)	F_r/F_v	ACI	CAN	NBR
YO-E3	0,25	140	406	254	79,5	1,44	1302	420	356	0,62	561	420	0	0,99	0,93	0,86	
YO-F1	0,50	140	406	254	82,2	1,11	1004	420	356	0,47	425	420	0	1,09	0,99	0,95	
YO-F2	0,50	140	406	254	62,5	1,81	1637	420	356	0,62	561	420	0	0,75	0,63	0,82	
YO-G1	0,75	140	406	254	61,4	1,43	1293	420	356	0,62	561	420	0	0,31	0,30	0,33	
YO-G2	0,75	140	406	254	66,2	1,43	1293	420	356	0,62	561	420	0	0,38	0,37	0,37	
YO-G3	0,75	140	406	254	70,8	2,12	1917	420	356	1,14	1031	420	0	0,43	0,36	0,47	
NA-C1	0,75	300	430	250	33,4	0,21	200	821	380	0,21	200	600	0	1,14	1,15	1,23	
NA-C2	0,75	300	430	250	24,0	0,42	399	608	380	0,21	200	891	0	1,37	1,40	1,44	
NA-C2B	0,75	300	430	250	22,6	0,42	399	614	380	0,21	200	614	0	1,16	1,19	1,22	
NA-C3	0,25	100	430	250	34,7	0,34	302	746	355	0,19	169	1201	0	1,17	1,18	1,22	
NA-C3A	0,25	100	430	250	30,0	0,34	302	733	355	0,19	169	790	0	1,35	1,18	1,32	
ZE-K1	0,50	300	690	300	24,5	0,86	1651	500	640	0,38	730	500	0	1,01	0,70	1,78	
ZE-K3	1,00	600	690	300	22,5	0,86	1651	500	640	0,39	749	500	0	0,57	0,57	0,76	
FA-T1	0,74	89	150	150	40,2	0,87	157	558	120	0,87	157	558	0	1,32	1,36	1,38	
FA-T7	0,74	89	150	150	38,5	0,87	157	491	120	0,87	157	558	0	1,60	1,65	1,69	
FA-T8	0,74	89	150	150	42,0	0,87	157	491	120	1,74	313	558	0	1,92	1,97	2,02	
FA-T9	0,74	89	150	150	38,5	0,87	157	491	120	1,74	313	558	0	1,56	1,61	1,65	
SE-A1	0,34	250	800	150	87,0	1,71	1898	430	740	0,34	377	430	0	0,88	0,64	1,00	
SE-A2	0,34	250	800	150	87,0	1,71	1898	430	740	0,34	377	430	0	0,95	0,69	1,08	
SE-B1	0,34	250	800	150	56,0	1,12	1243	430	740	0,33	366	430	0	1,03	0,82	1,06	
SE-B2	0,34	250	800	150	56,0	1,12	1243	430	740	0,33	366	430	0	1,72	0,98	1,27	
SE-C11	0,50	300	700	125	90,0	2,37	1885	430	600	0,50	375	430	0	0,53	0,53	0,61	
SE-C13	0,50	300	700	125	90,0	0,91	683	430	600	0,50	375	430	0	1,22	1,29	1,33	
SE-C21	0,50	300	700	125	62,0	2,37	1885	430	600	0,50	375	430	0	1,05	0,77	1,21	
SE-C23	0,50	300	700	125	62,0	0,90	675	430	600	0,50	375	430	0	1,03	1,11	1,11	
SE-PA2	0,60	300	600	150	53,0	2,51	1883	450	500	1,05	788	450	0	1,01	0,70	1,21	

Tabela 3.3 – Continuação: Consolos com armadura de costura e com força vertical

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura						F_r (kN)	Relação F_r/F_c				
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)	ρ_c (%)	A_{sc} (mm ²)		f_{yc} (MPa)	F_r/F_v	ACI	CAN	NBR
SE-PB2	0,60	300	600	150	105,0	4,93	3698	495	500	1,05	788	495	0	1150	0,73	0,47	0,88
SE-PC2	0,30	150	600	150	53,0	1,68	1260	420	500	1,05	788	420	0	1040	1,31	0,88	1,31
SE-PD2	0,40	200	600	150	71,0	2,47	1853	450	500	1,05	788	450	0	960	0,90	0,63	0,99
SE-PE2	1,00	450	600	150	71,0	4,52	3051	480	450	1,16	783	450	0	730	0,76	0,57	1,14
SE-PF2	0,30	150	600	150	105,0	1,67	1253	420	500	1,05	788	450	0	1050	0,85	0,77	1,33
SE-PG1	0,60	300	600	150	45,0	2,51	1883	415	500	0,33	248	415	0	674	1,00	0,65	1,22
SE-PG2	0,60	300	600	150	94,0	2,51	1883	415	500	0,33	248	415	0	1050	0,85	0,92	1,03
Média													1,33	1,21	1,33		
Desvio padrão													0,51	0,56	0,51		

3.4 – CONSOLOS COM ARMADURA DE COSTURA SUJEITOS A CARREGAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

A tabela 3.4 apresenta as características destes consolos, o valor da força horizontal dividida pela força vertical aplicada no consolo (F_h/F_v) e a força de ruína experimental dividida pela força de ruína calculada (F_r/F_c). Esta tabela apresenta, ainda, a média e o desvio padrão dos valores F_r/F_c , para a força de ruína calculada segundo cada uma das normas citadas.

Através da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c , nota-se que a norma que apresentou o valor desta relação mais próximo da unidade foi a Norma Canadense; em seguida vieram os valores das normas Americana e Brasileira. Os valores do desvio padrão da relação de F_r/F_c , para todas as normas, ficaram altos. Entretanto, os valores das médias ficaram muito próximos do ideal.

De maneira geral, os consolos que apresentaram os piores resultados da relação F_r/F_c foram os consolos com baixa taxa de armadura e com uma relação F_h/F_v alta e consolos com taxa de armadura muito elevada e com baixa relação F_h/F_v .

Em geral os consolos sujeitos a carregamentos horizontais devem ter a taxa de armadura principal um pouco elevada. Entretanto, consolos com taxas exageradas de armadura principal apresentam a relação F_r/F_c contra a segurança. Isto indica que, para aumentar a resistência final do consolos, em certos casos, não basta somente aumentar a taxa de armadura.

Tabela 3.4 – Consolos com armadura de costura e forças verticais e horizontais

Consolos	Geometria						f_c (MPa)	Armadura						F_r (kN)	Relação F_r/F_c		
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)	ρ (%)	A_s (mm ²)		f_y (MPa)	d (mm)	ρ_c (%)	A_{sc} (mm ²)	f_{yc} (MPa)	F_H/F_v		ACI	CAN	NBR
KR-13S	0,62	255	458	204	26,9	0,59	495	328	411	0,34	285	338	1	0,99	1,52	1,69	
HC-H25	0,30	111	406	228	38,5	1,43	1216	331	373	1,00	850	256	0,28	1,14	1,18	1,13	
HC-H26	0,30	111	406	228	39,1	2,10	1786	332	373	1,00	850	256	0,57	1,10	1,12	1,11	
MA-C1	0,45	102	255	153	27,6	2,02	698	339	226	0,38	131	414	0,75	1,03	1,07	1,13	
MA-C2	0,68	153	255	153	25,6	2,48	854	348	225	0,38	131	465	0,75	1,01	0,92	1,26	
MA-C2A	0,68	153	255	153	25,5	2,24	771	336	225	0,38	131	452	0,75	1,02	1,06	1,29	
MA-C3	1,02	229	255	153	30,2	3,08	1060	345	225	0,76	262	452	0,75	0,80	0,85	0,91	
MA-D1	0,45	102	255	153	27,0	1,66	571	346	225	0,19	65	483	1	0,93	0,96	1,04	
MA-D2	0,68	153	255	153	26,2	2,03	699	328	225	0,38	131	441	1	0,90	1,15	1,26	
MA-D3	1,01	229	255	153	25,5	2,48	861	334	227	0,55	191	466	1	0,82	1,06	1,26	
MA-E1	0,22	51	255	127	28,1	1,89	554	436	231	0,33	97	441	1	1,48	1,35	1,38	
MA-E2	0,45	102	255	127	30,9	2,10	603	437	226	0,33	95	462	1	1,16	1,20	1,28	
MA-E3	0,68	153	255	127	29,1	2,43	694	436	225	0,67	191	448	1	1,30	1,27	1,62	
MA-E4	1,01	229	255	127	28,0	2,97	856	431	227	0,79	228	462	1	0,99	0,92	1,50	
MA-F2	0,45	102	255	127	25,6	2,10	603	440	226	0,34	98	470	1	1,10	0,96	1,01	
MA-F3	0,68	153	255	127	25,7	2,43	694	435	225	0,67	191	441	1	0,73	0,64	0,91	
MA-F4	1,01	229	255	127	27,8	2,97	856	436	227	0,79	228	470	1	0,67	0,61	1,00	
MA-F4A	1,01	229	255	127	25,6	2,97	856	437	227	0,79	228	469	1	0,71	0,60	0,63	
MA-H1	0,23	51	255	127	27,0	2,10	589	459	221	0,46	129	441	1	1,96	1,50	1,57	
MA-H2	0,45	102	255	127	27,1	2,43	697	436	226	0,67	192	441	1	1,42	1,15	1,20	
MA-H3	0,68	153	255	127	26,6	2,97	849	436	225	0,80	229	462	1	1,39	1,03	1,74	
MA-H3A	0,68	153	255	127	27,3	2,97	849	442	225	0,80	229	473	1	1,13	0,85	1,42	
MA-H3B	0,68	153	255	127	26,3	2,97	849	439	225	0,80	229	469	1	1,37	1,00	1,71	
MA-J4	1,01	229	255	127	25,1	1,98	571	447	227	0,67	193	441	1	0,66	0,79	1,00	
YO-E3	0,25	90	406	254	79,5	1,44	1302	420	356	0,62	561	420	0,2	1,26	1,04	1,24	
YO-F1	0,50	178	406	254	82,2	1,11	1004	420	356	0,47	425	420	0,2	1,18	1,60	1,70	

Tabela 3.4 – Continuação: Consolos com armadura de costura e forças verticais e horizontais

Consolos	Geometria				f_c (MPa)	Armadura						F_r (kN)	Relação F_r/F_c			
	a/d	a (mm)	h (mm)	b (mm)		ρ (%)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	d (mm)	ρ_c (%)	A_{sc} (mm ²)		f_{yc} (MPa)	F_h/F_v	ACI	CAN
YO-F2	0,50	178	406	254	62,5	1,81	1637	420	356	0,62	561	420	0,2	0,84	0,96	0,97
YO-G1	0,75	267	406	254	61,4	1,43	1293	420	356	0,62	561	420	0,2	0,50	0,61	0,65
YO-G2	0,75	267	406	254	66,2	1,43	1293	420	356	0,62	561	420	0,2	0,62	0,75	0,81
YO-G3	0,75	267	406	254	70,8	2,12	1917	420	356	1,14	1031	420	0,2	0,57	0,70	0,74
												Média		1,03	1,01	1,20
												Desvio Padrão		0,32	0,27	0,32

3.5 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

A Norma Canadense apresentou os melhores resultados para a relação F_r/F_c . Entretanto, para o caso de consolos sem armadura de costura e carregamento apenas vertical, os resultados foram contra a segurança. Isto se deve principalmente ao fato de que, nos cálculos, esta norma já considera a existência da armadura de costura.

Os cálculos dos consolos através das normas, de maneira geral, foram bastante satisfatórios, apresentando discrepância nos resultados dos consolos com taxas de armadura muito altas ou muito baixas.

No caso de consolos com a resistência do concreto variando de 15 a 50 MPa, a resistência do concreto não influenciou de maneira significativa a relação F_r/F_c . Entretanto, consolos com resistência do concreto superior a 50 MPa e sem uma taxa adequada de armadura apresentaram a relação F_r/F_c baixa, indicando resultados contra a segurança.

A relação taxa de armadura de costura/taxa de armadura principal é de fundamental importância para um bom desempenho do consolo e um bom desempenho do cálculo, de acordo com as normas analisadas.

CAPÍTULO 4 – DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Neste capítulo, serão apresentadas as dimensões dos consolos, o detalhamento das armaduras, as características dos materiais empregados, os procedimentos utilizados na concretagem e na cura, a instrumentação utilizada nos consolos, bem como o esquema e os procedimentos de ensaio.

4.1 – DIMENSÕES

As dimensões dos consolos estão indicadas na figura 4.1.

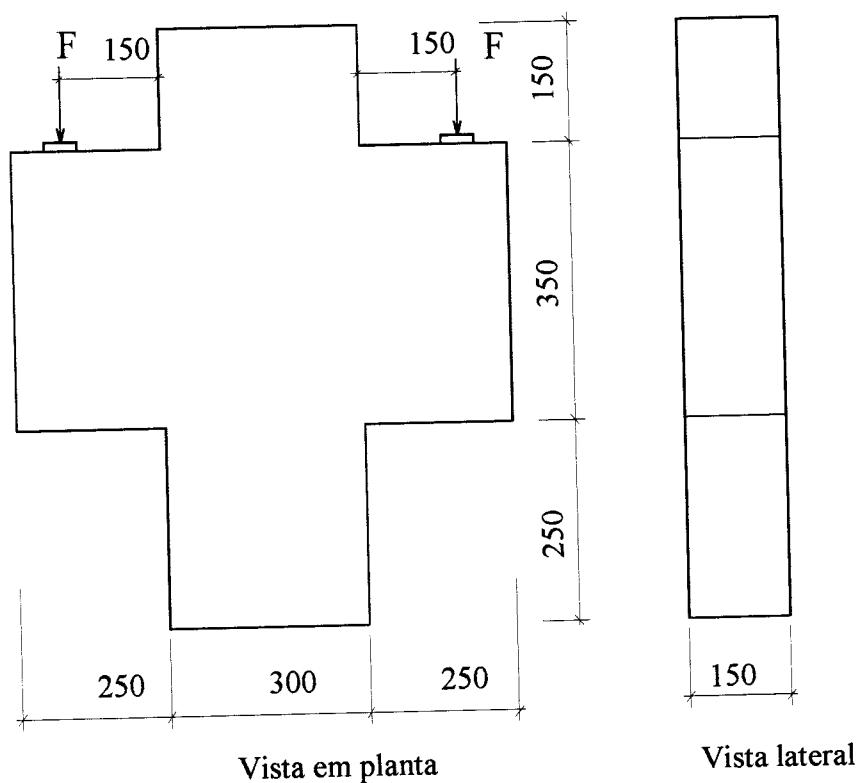


Figura 4.1 - Dimensões dos consolos

4.2 – ARMADURA DOS CONSOLOS

Neste item, serão descritos os esquema de armação dos consolos.

As peças ensaiadas tiveram esquemas de armação conforme ilustrados nas figuras 4.2 e 4.3;

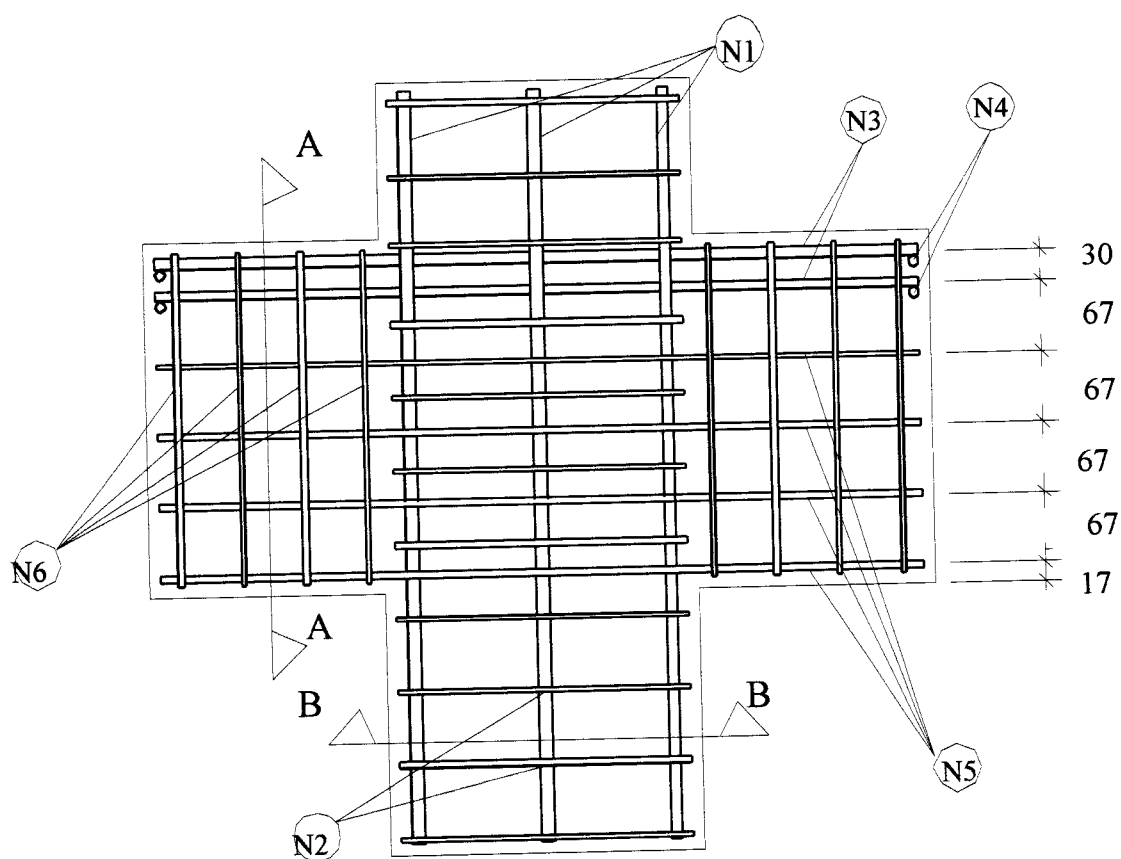


Figura 4.2 – Esquema geral de armadura dos consolos

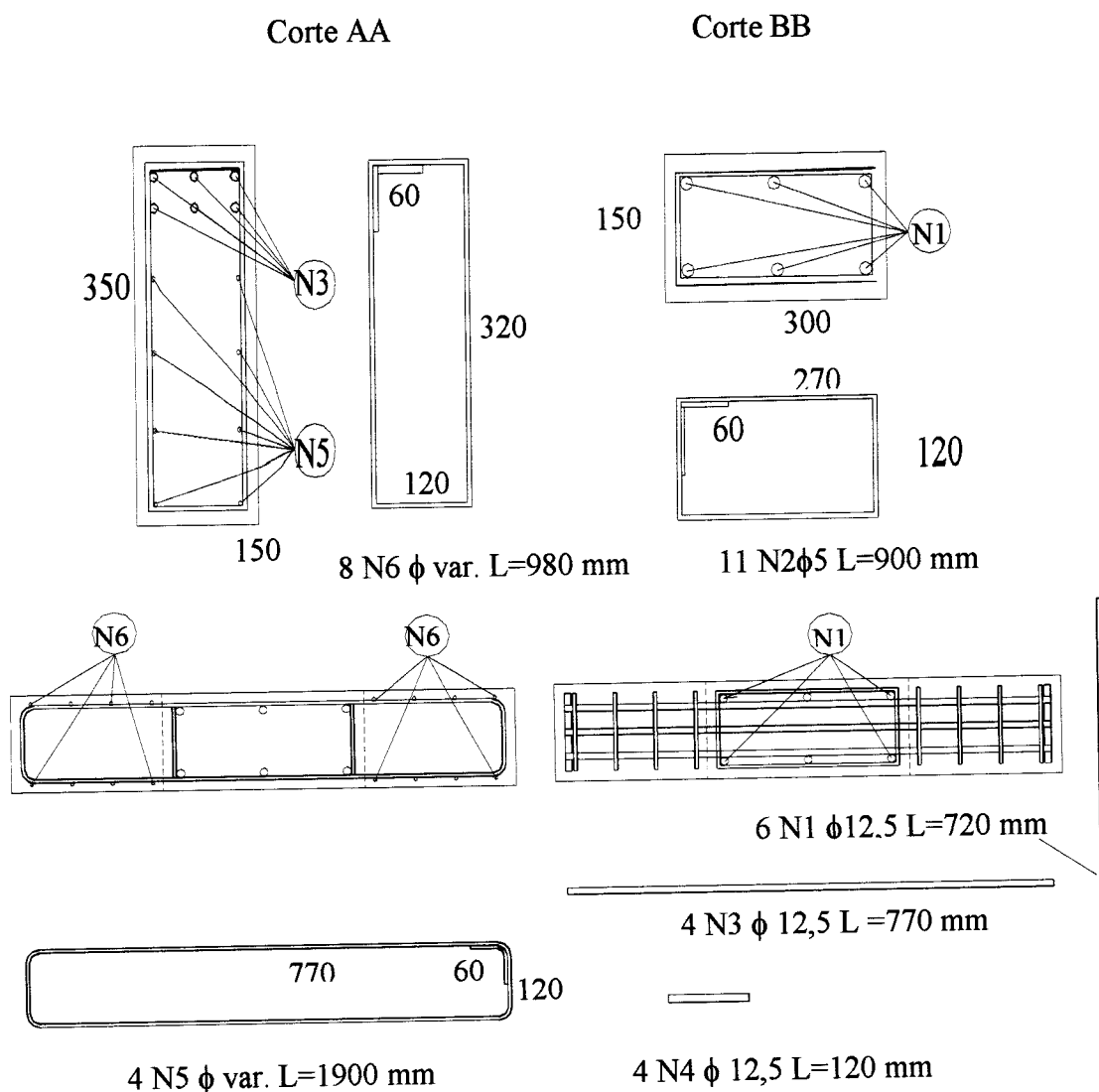


Figura 4.3 - Detalhe da armadura

A quantidade e a bitola de cada armadura estão indicadas na tabela 4.1; os nomes dos consolos foram adotados na forma “CH ϕ V ϕ “, onde C significa consolo, H ϕ representa a bitola dos estribos horizontais e V ϕ bitola dos estribos verticais;

Tabela 4.1 - Quantidade e diâmetro da armadura usada em cada consolo

Série	Consolo	Armadura (em mm)					
		N1	N2	N3	N4	N5	N6
1 ^a	CH0V0	6 ϕ 12,5	11 ϕ 5	4 ϕ 12,5	4 ϕ 12,5	-	-
	CH5V5	"	"	"	"	4 ϕ 5,0	-
2 ^a	CH5V0	"	"	"	"	4 ϕ 5,0	-
	CH0V5	"	"	"	"	-	8 ϕ 5,0
3 ^a	CH4V0	"	"	"	"	-	8 ϕ 4,2
	CH4V4	"	"	"	"	4 ϕ 4,2	8 ϕ 4,2
4 ^a	CH6V0	"	"	"	"	4 ϕ 6,3	-
	CH4V4*	"	"	"	"	4 ϕ 4,2	-

4.3 – CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Neste item, serão descritas as características do aço e do concreto utilizados para a confecção dos consolos.

4.3.1 – Características do aço utilizado

Para obtenção do módulo de elasticidade, tensão de escoamento e tensão de ruptura do aço, foram ensaiadas pelo menos duas amostras de cada bitola; estas amostras foram ensaiadas à tração, com extensômetros colados em suas laterais. Estes extensômetros foram colados ao pares nas barras de ϕ 12,5 mm e apenas um em cada barra com diâmetro inferior a 6,3 mm.

Na tabela 4.2, estão apresentadas as características das barras de aço utilizadas e, na figura 4.4, estão indicados os diagramas tensão versus deformação da armadura.

Tabela 4.2 – Características do aço das armaduras utilizadas

Bitola	Tensão de escoamento	Tipo de aço	Tensão de ruptura	Mod. de elasticidade
4,2	695,0 MPa	CA-60	776,0 MPa	210 GPa
5,0	760,0 MPa	CA-60	850,5 MPa	215 GPa
6,3	594,3 MPa	CA-50	819,4 MPa	190 GPa
12,5	486,0 MPa	CA-50	750,0 MPa	205 GPa

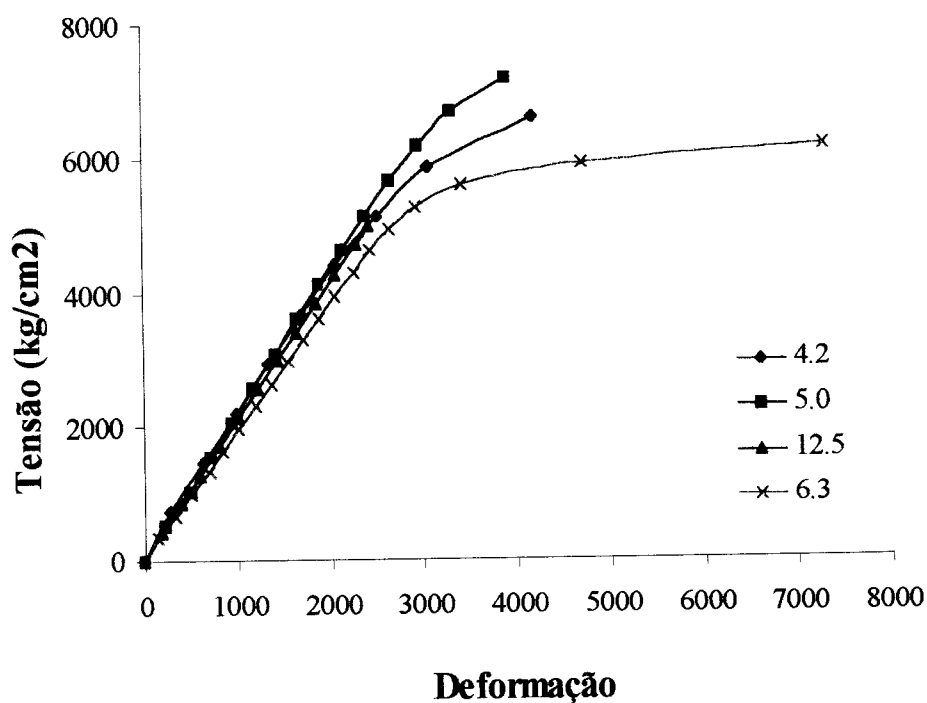


Figura 4.4 – Gráfico tensão versus deformação da armadura

4.3.2 – Características do concreto e procedimento de mistura

Para a confecção dos consolos, foram utilizados dois traços: um foi o adotado por GIONGO et al. (1996) e o outro foi obtido através de estudo de traço no Laboratório de Estruturas da EESC. Estes traços consistiam em dosagem de concreto

de alta resistência. O traço proposto por GIONGO et al. (1996) foi utilizado em todos os consolos, excetuando o consolo CH4V4*. Na tabela 4.3, podem ser vistas as quantidades de material utilizadas em cada traço.

Tabela 4.3 – Traço de concreto utilizado nos ensaios

Material	Consumo (kg/m ³)	
	GIONGO	L.E. EESC
Cimento	480,00	400,00
Sílica ativa	48,00	-
Areia	577,92	750,00
Brita 1	1198,09	1050,00
Superplastificante	17,43	15,36
Água	160,60	177,00

O procedimento de mistura adotado consistiu em deixar o agregado graúdo rodando a seco na betoneira por 3 minutos, para que uma parcela do pó de pedra fosse retirada. Em seguida, adicionou-se 20% da água e foi deixada a betoneira rodar por 2 minutos. Depois foram adicionados o cimento, a sílica ativa e 50% da água, fechando a betoneira com um saco plástico, para que a sílica ativa não saísse, e deixando a betoneira rodar por 2 minutos. Por fim, adicionou-se o restante da água e deixou-se a betoneira girar por mais 3 minutos.

As resistências do concreto à tração e à compressão foram obtidas através de ensaios por compressão simples e compressão diametral, respectivamente. Para cada tipo de ensaio foram utilizados três corpos-de-prova, sendo que, em dois corpos-de-prova, dos utilizados nos ensaios de compressão simples, foram colocados extensômetros elétricos para obtenção do módulo de elasticidade. O resultado final foi obtido através da média dos valores obtidos nos ensaios. Esses valores podem ser observados na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Características do concreto utilizado

Consolo	Resistência do concreto (em MPa)		Módulo de Elasticidade (GPa)
	à compressão	à tração	
CH0V0	74,16	4,55	36,7
CH5V5	72,15	3,67	33,2
CH5V0	69,04	4,40	42,5
CH0V5	67,90	4,54	31,0
CH4V4	69,01	4,42	42,1
CH4V0	79,25	4,59	49,7
CH6V0	70,41	4,46	38,2
CH4V4*	50,38	3,15	28,6

* Armadura igual ao CH4V4, concreto de resistência mais baixa

4.4 – CONCRETAGEM E CURA

Os consolos foram concretados em fôrmas de madeirite. Estas fôrmas eram constituídas por placas unidas por parafuso e pedaços de caibro, para garantir os cantos retos nas bordas da estrutura.

As fôrmas com as armaduras foram colocadas sobre uma mesa vibratória e o concreto foi despejado com auxílio de pás, tomando-se o cuidado para não danificar os extensômetros. A figura 4.5 ilustra como foram montadas as fôrmas sobre a mesa vibratória.

A cura foi feita ao ar livre e, após o início de pega do concreto, as peças foram protegidas com espuma mantida umidecida por pelo menos dois dias, com a finalidade de diminuir a retração do concreto. Os corpos-de-prova foram colocados em tanques de cura e onde permaneceram, durante o tempo de cura das peças.

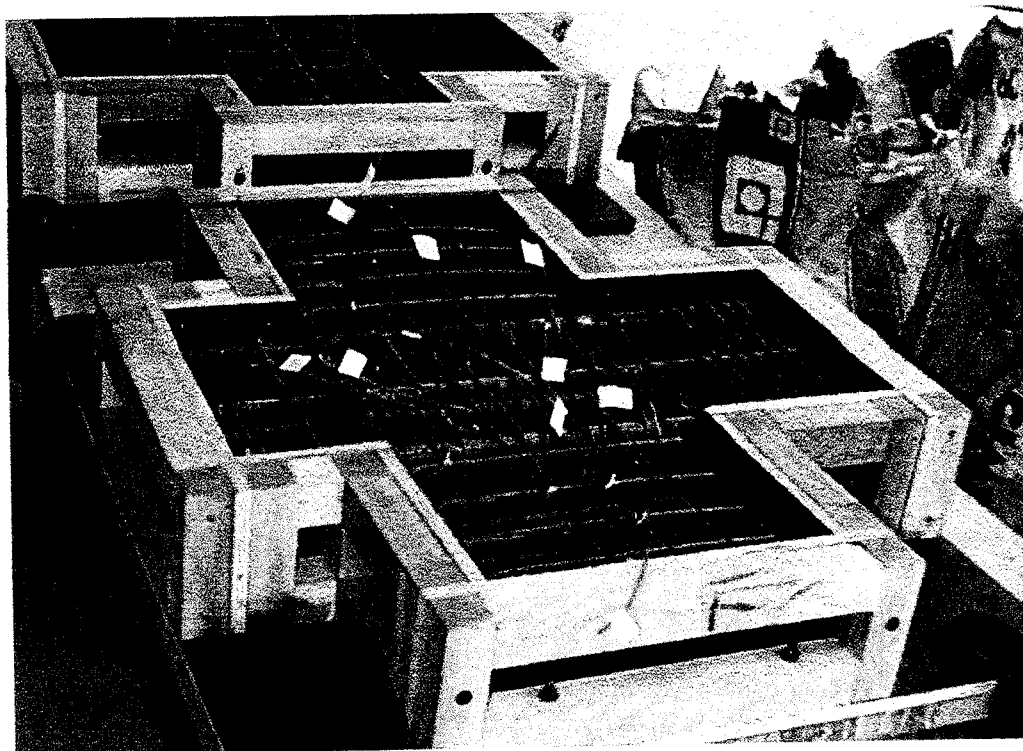


Figura 4.5 – Concretagem dos consolos

4.5 – INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação dos consolos foi dividida em duas partes: a primeira composta por extensômetros elétricos colados na armadura e a segunda de extensômetros, rosetas e defletômetros colados na superfície do concreto.

4.5.1 – Extensômetros colados na armadura

Foram colocados extensômetros elétricos na armadura, com a finalidade de obter a deformação em cada estágio de carregamento. A figura 4.6 apresenta um esquema geral da instrumentação colada nas barras de aços dos consolos.

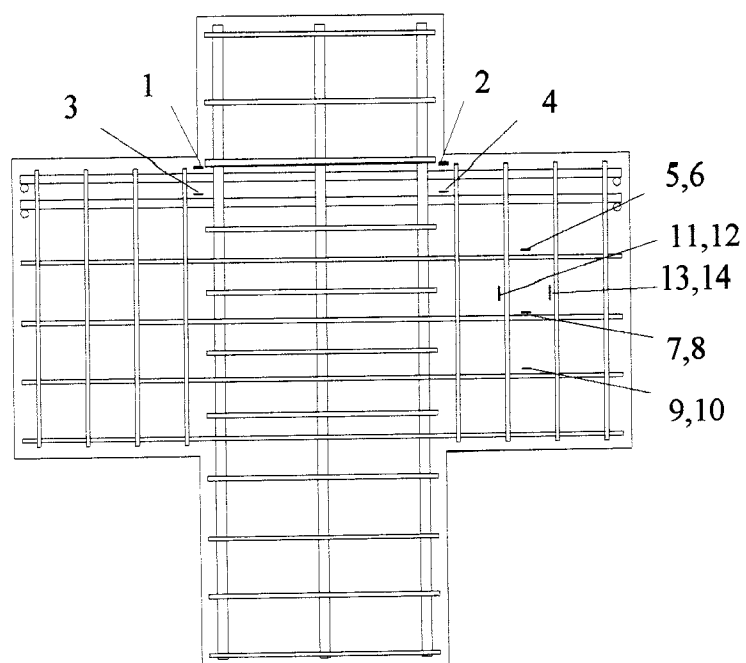


Figura 4.6 – Instrumentação na armadura dos consolos

Na tabela 4.5, estão indicados os extensômetros presentes em cada consolo.

Tabela 4.5 – Posicionamento dos extensômetros

Consolos	Extensômetros									
	1	2	3	4	5,6	7,8	9,10	11,12	13,14	
CH0V0	•	•	•	•	-	-	-	-	-	
CH5V5	•	•	•	•	•	•	-	•	•	
CH5V0	•	•	•	•	•	-	•	-	-	
CH0V5	•	•	•	•	-	-	-	•	•	
CH4V4	•	•	•	•	•	•	-	•	•	
CH4V0	•	•	•	•	•	•	-	-	-	
CH6V0	•	•	•	•	•	•	-	-	-	
CH4V4*	•	•	•	•	•	•	-	•	•	

• extensômetro presente - extensômetro ausente

4.5.2 – Instrumentação na superfície do concreto

Na superfície do concreto dos consolos CH0V0 e CH5V5 foram colocados: quatro extensômetros elétricos, colados no banzo comprimido dos consolos, com a finalidade de descobrir a posição da linha neutra; uma roseta elétrica para obter o ângulo de inclinação das tensões principais na região da biela e defletômetros para medir a rotação do consolo em relação ao pilar. A posição desta instrumentação está indicada na figura 4.7.a.

Na superfície do concreto dos demais consolos foram colocadas: duas rosetas elétricas, coladas no banzo comprimido do consolos, com a finalidade de descobrir a posição da linha neutra; uma roseta elétrica para obter o ângulo de inclinação das tensões principais na região da biela e defletômetros para medir a rotação do consolo em relação ao pilar. A posição desta instrumentação está indicada na figura 4.7.b.

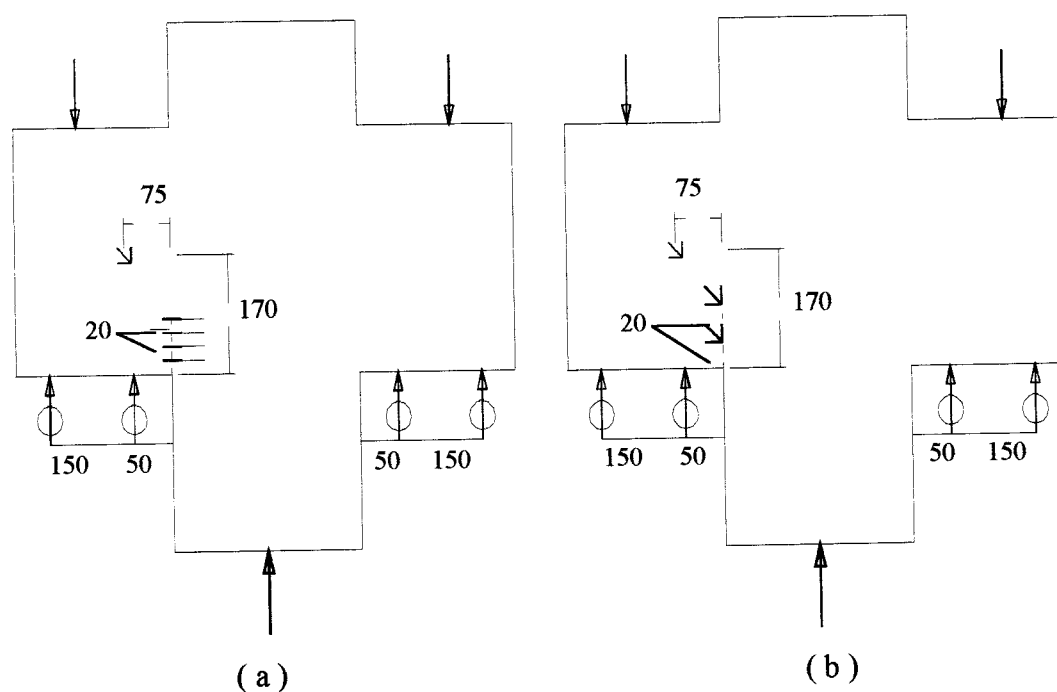


Figura 4.7 – Instrumentação na superfície do concreto

4.6 – ESQUEMA E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

O esquema de ensaio considerou os consolos de cabeça para baixo, ou seja, a estrutura foi ensaiada ao contrário de como ela normalmente é utilizada.

Os consolos foram colocados sobre apoios móveis metálicos, que reagiam em uma viga metálica. Esta viga se apoiava em um macaco de capacidade 5000 kN, que estava sobre uma viga de reação. Para reagir foi usado um pórtico metálico. A figura 4.8 ilustra como foi a montagem do ensaio.

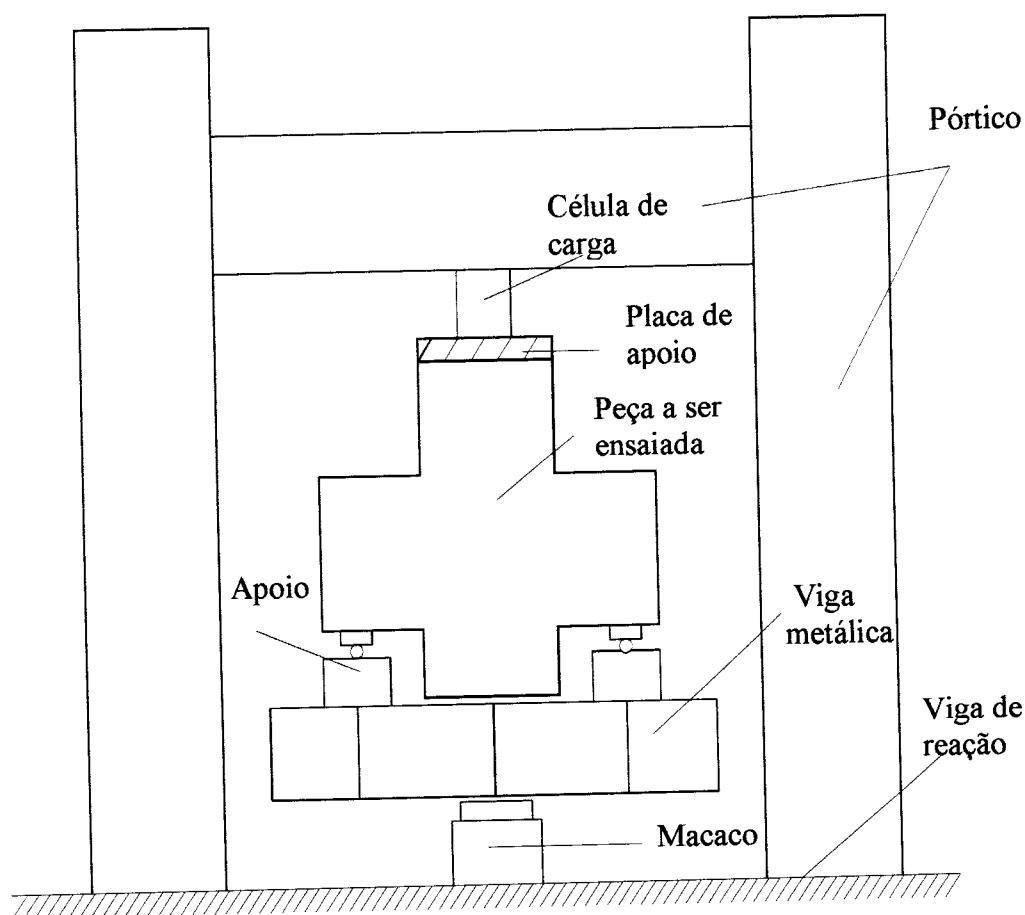


Figura 4.8 - Esquema de ensaio dos consolos

Antes de iniciar o ensaio, foram realizados testes com a instrumentação, aplicando incrementos de força de 20 kN até atingir 100 kN. Neste estágio o conjunto foi descarregado e a instrumentação verificada. Se a instrumentação estivesse funcionando, então iniciava-se o ensaio.

A fase inicial da aplicação de forças, que ia até o início da fissuração da peça, foi feita em incrementos de 20 kN e, após a fissuração, a força foi aplicada em incrementos de 50 kN, até a ruína da peça. A cada estágio de aplicação de forças, foram realizadas leituras na instrumentação e marcadas as fissuras. Em estágios mais avançados de carregamento, a marcação de fissuras foi suspensa devido a riscos de acidentes.

Os ensaios duravam em média de 20 a 30 minutos.

CAPÍTULO 5 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentadas e analisadas: as forças de início de fissuração no consolo junto ao pilar e na região da biela, as forças de ruína, os diagramas força aplicada versus deformação na armadura, força aplicada versus rotação do consolo em relação ao pilar, força aplicada versus ângulo de inclinação das tensões principais no centro geométrico dos consolos e o cálculo dos consolos de acordo com normas nacionais e internacionais. Ainda será apresentada uma análise paramétrica, em função da resistência do concreto e da taxa de armadura de distribuição dos consolos.

5.1 – DESENVOLVIMENTO DAS FISSURAS E MECANISMOS DE RUÍNA

Neste item, serão apresentadas as forças e o desenvolvimento das fissuras e as forças e os mecanismos de ruína.

5.1.1 – Desenvolvimento das fissuras

Inicialmente, as fissuras surgiram na ligação do consolo com o pilar. Estas fissuras surgiram com uma força variando de 160 kN a 200 kN. Com o aumento da força aplicada, estas fissuras iam se desenvolvendo.

Em estágios mais avançados, surgiram fissuras na região da biela comprimida, com a força variando de 250 kN a 400 kN.

A partir do aparecimento das fissuras na região da biela, quase não houve surgimento de novas fissuras. O que ocorreu foi o desenvolvimento e o aumento da abertura das já existentes. As forças de início de fissuração no consolo e na biela estão indicadas na tabela 5.1 e um exemplo típico do desenvolvimento das fissuras pode ser observado na figura 5.1.

Tabela 5.1 – Forças de fissuração e de ruína das peças

Consolo	Forças de fissuração (kN)		Força de ruína (kN)
	Início	Região da biela	
CH0V0	200	400	1000
CH5V5	160	400	1250
CH5V0	160	400	1070
CH0V5	200	400	965
CH4V4	180	320	1080
CH4V0	180	400	1160
CH6V0	200	350	1195
CH4V4*	160	250	790

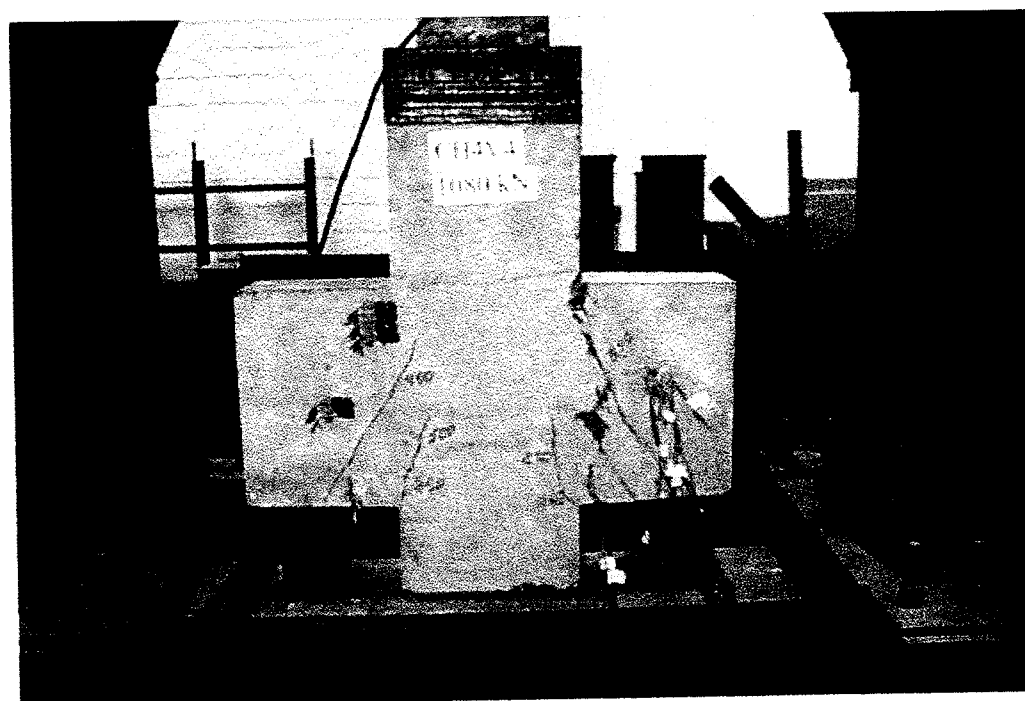


Figura 5.1 – Exemplo de fissuração e ruína dos consolos

5.1.2 – Mecanismos de ruína

Como os consolos foram dimensionados e detalhados para que só ocorresse ruína por fendilhamento da biela comprimida, foi somente este tipo de ruína que ocorreu.

De maneira geral, a ruína nos consolos ocorreu com uma pequena quantidade de fissuras na região da biela comprimida. Entretanto, estas fissuras já apresentavam aberturas consideráveis.

O valor da força de ruína nas peças ensaiadas sofreu interferência da resistência do concreto e da taxa de armadura distribuída. Os valores das forças de ruína podem ser observados na tabela 5.1 e um exemplo típico dos mecanismos de ruína pode ser visto na figura 5.1.

5.2 - DIAGRAMAS FORÇA APLICADA VERSUS DEFORMAÇÃO NA ARMADURA

Em todas as peças, foram colocados extensômetros elétricos para medir a deformação das barras de aço em cada estágio de carregamento. Através dos valores obtidos nos ensaios, foram traçados gráficos de força aplicada versus deformação na armadura.

De maneira geral, para a armadura principal, as curvas apresentaram um trecho quase reto, bastante inclinado com relação à horizontal. Em seguida, estas curvas tinham um trecho curvo ou reto, porém com uma redução na inclinação, indicando que as barras passaram a ser mais solicitadas. Geralmente, esta mudança de inclinação surgiu após a força de fissuração da peça.

As curvas força aplicada versus deformação na armadura, para as barras da armadura de costura, foram bastante semelhantes às da armadura principal. Entretanto, estas curvas sofreram variações bruscas, próximas às forças de fissuração na biela. As curvas também sofreram influências do posicionamento das barras da armadura e dos extensômetros.

Observando estes diagramas, pode-se notar a importância da armadura de costura, pois, na maioria dos consolos, quando a força aplicada estava próxima à força de ruína, a deformação na primeira camada da armadura de costura foi maior que a deformação na armadura principal.

Para as barras que compunham os estribos verticais, as curvas força aplicada versus deformação na armadura indicaram que, em consolos com relação a/d próxima a 0,5, esta armadura praticamente não funciona com forças aplicadas próximas das solicitações de serviço.

A armadura formada pelos estribos verticais começou a funcionar após a força de fissuração do consolo na região da biela comprimida e teve um aproveitamento significativo quando a força aplicada estava próxima à força de ruína da peça.

Com base nas observações já mencionadas, nota-se que a armadura composta por estribos verticais, trabalhando junto com a armadura de costura, tem a função de ajudar na redistribuição dos esforços e melhorar a ductilidade e, em pequena quantidade, a resistência final da peça.

A seguir, serão apresentadas as figuras 5.2 a 5.9, nas quais são apresentados os gráficos força aplicada versus deformação na armadura, para todos os consolos.

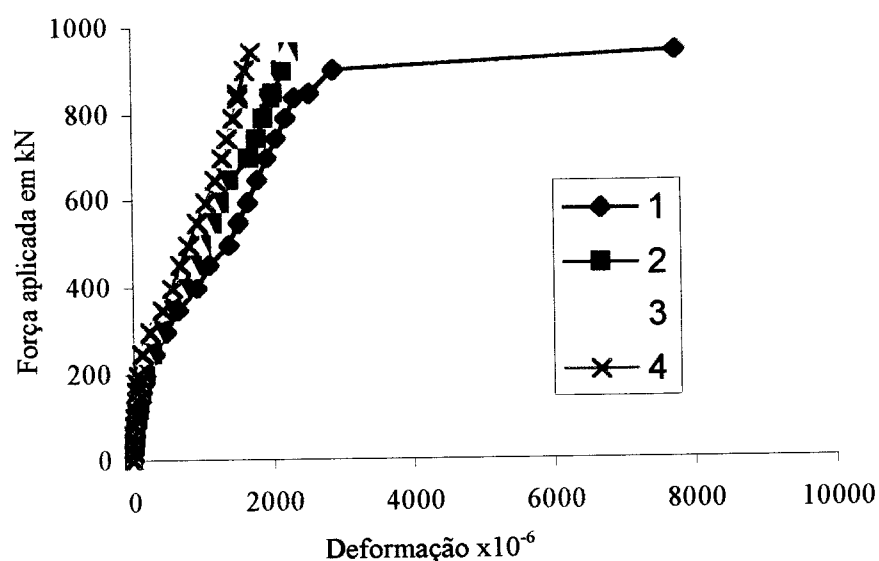


Figura 5.2 - Diagramas força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH0V0

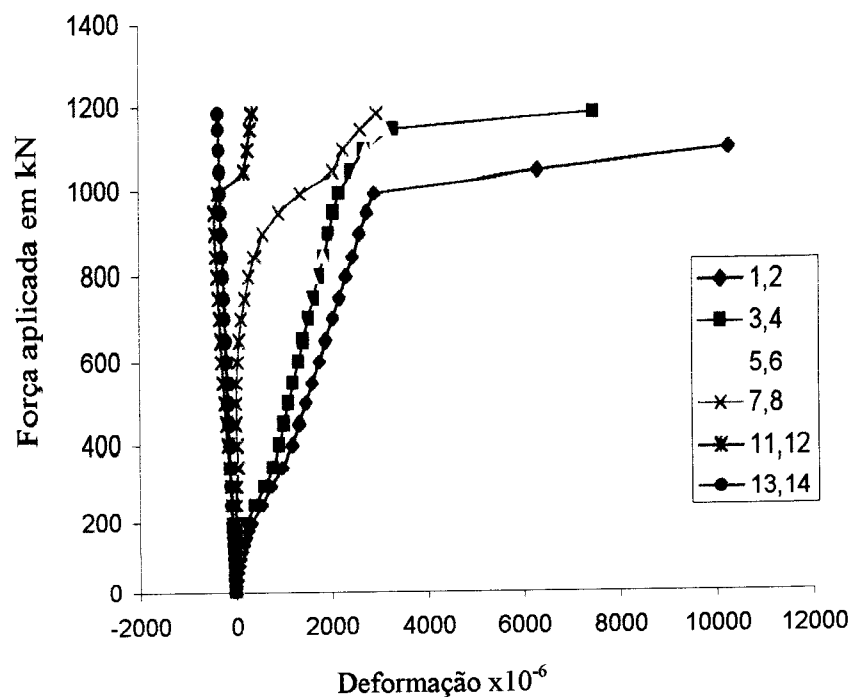


Figura 5.3 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH5V5

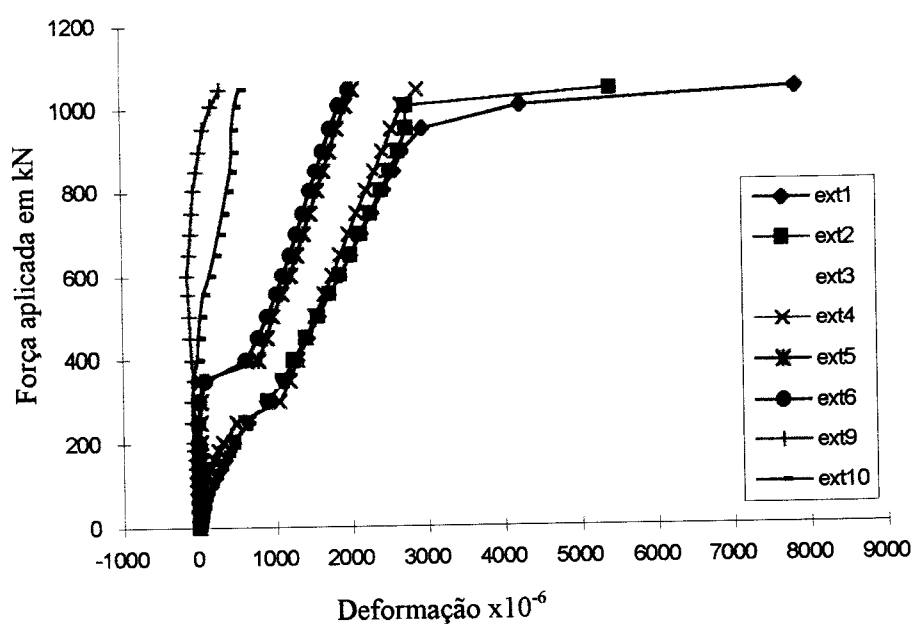


Figura 5.4 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH5V0

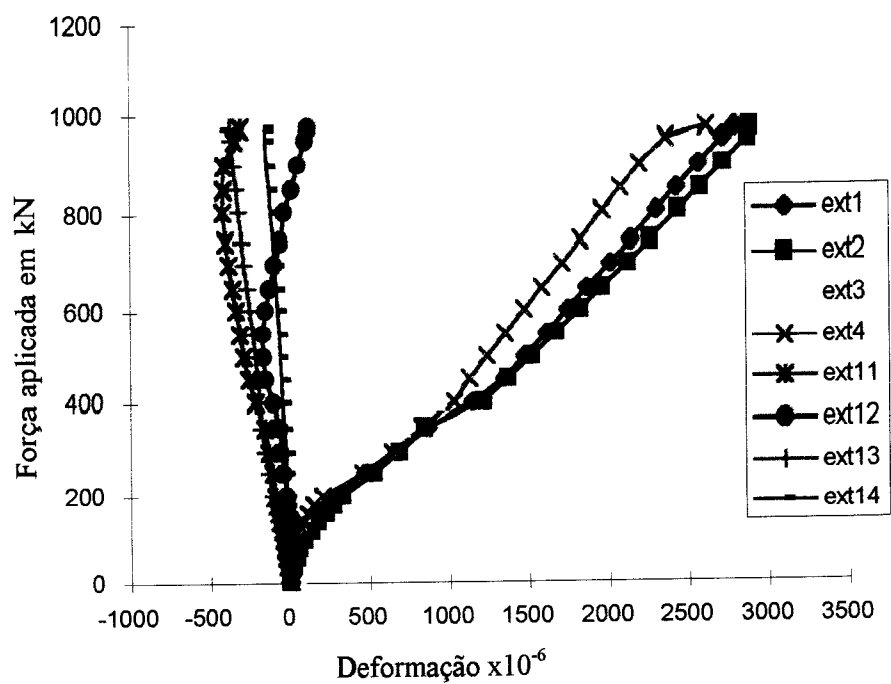


Figura 5.5 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH0V5

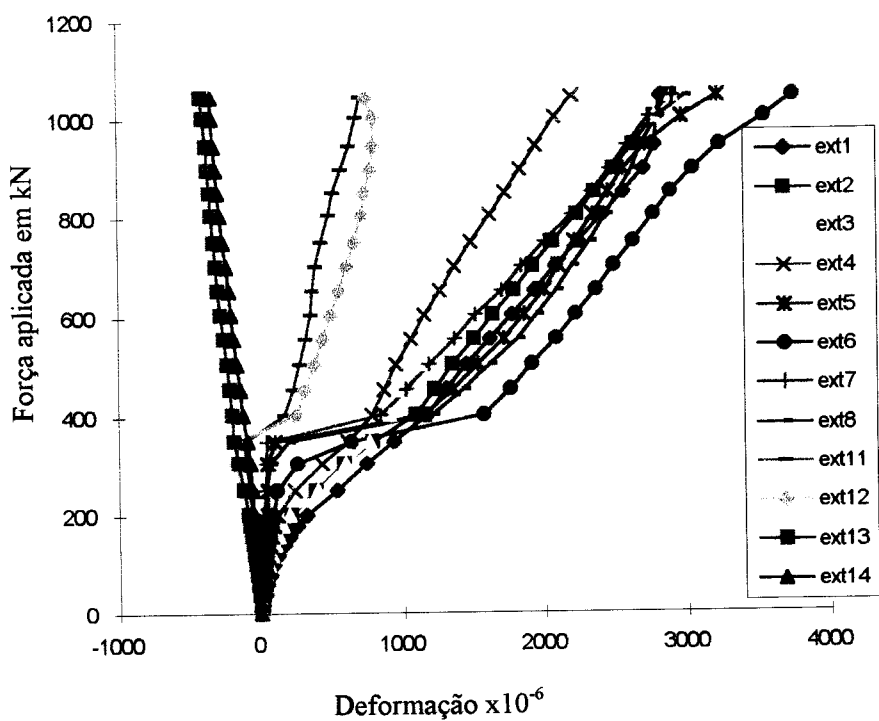


Figura 5.6 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH4V4

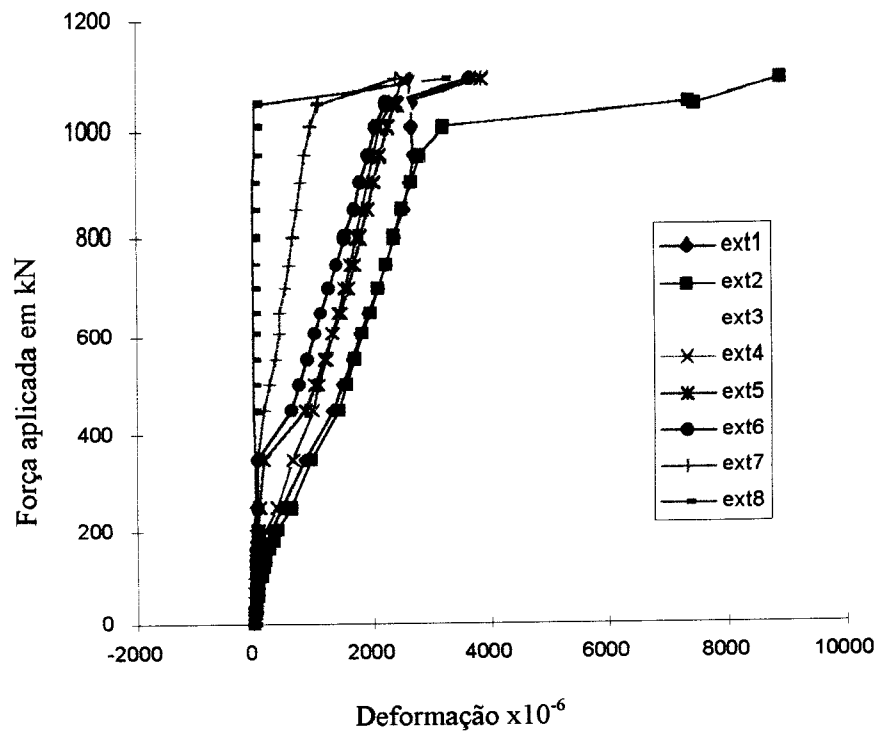


Figura 5.7 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH4V0

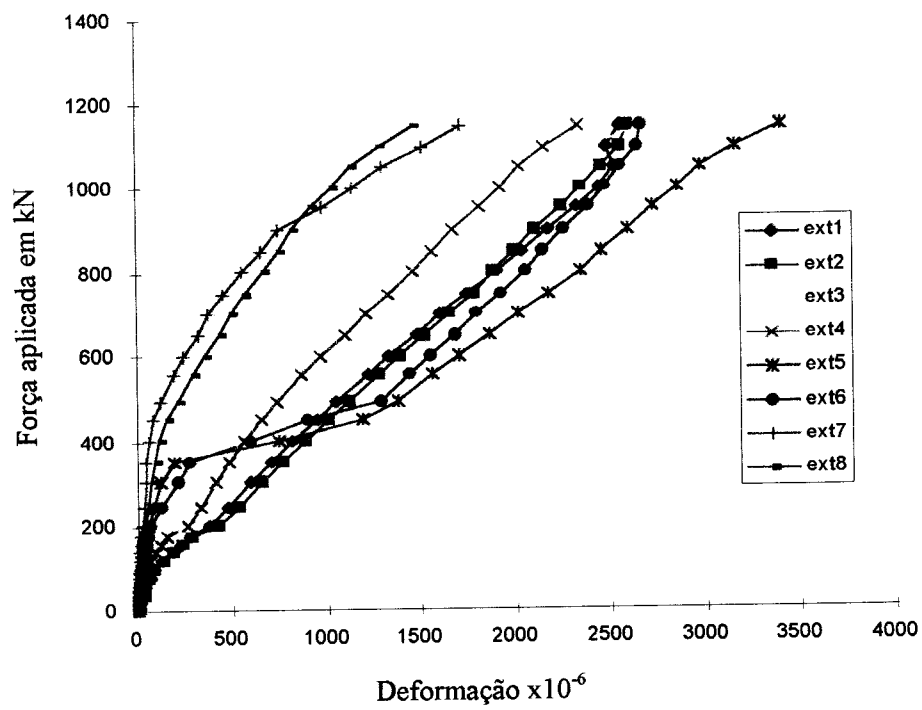


Figura 5.8 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH6V0

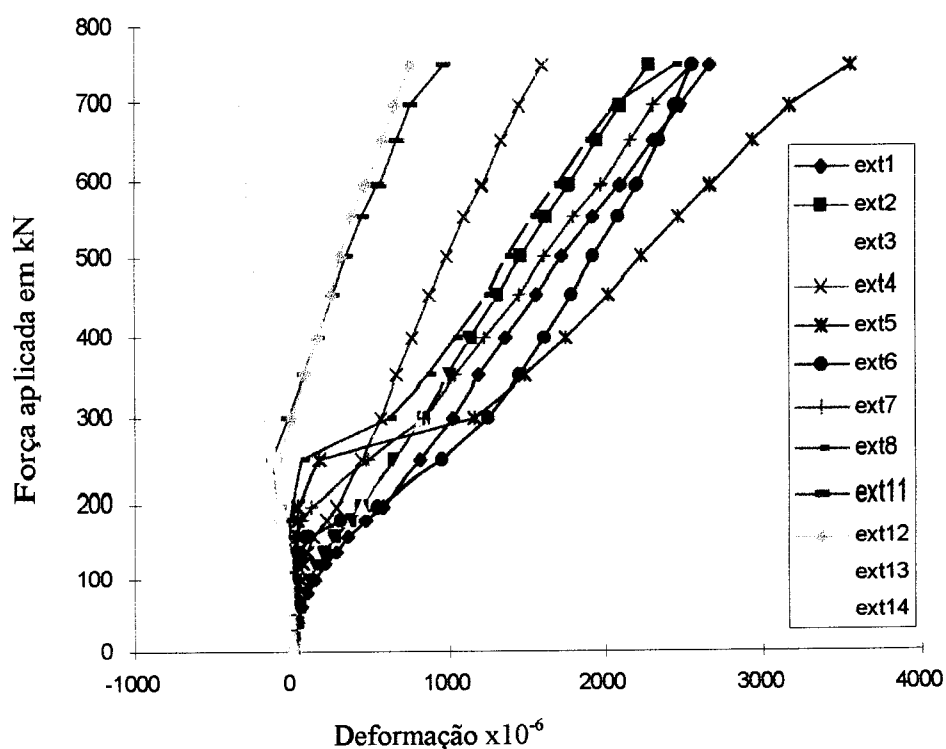


Figura 5.9 – Diagrama força aplicada versus deformação na armadura para consolo CH4V4*

5.3 – DIAGRAMAS FORÇA APLICADA VERSUS ROTAÇÃO DO CONSOLO EM RELAÇÃO AO PILAR

Nas faces inferiores dos consolos, foram colocados defletômetros, fixados no pilar, para medir o deslocamento relativo do consolo com o pilar. Com os deslocamentos e com a distância entre os pontos de colocação dos defletômetros, foi calculada a rotação do consolo em relação ao pilar. Este procedimento foi realizado para cada nível de força aplicada.

A partir das rotações os consolos em relação aos pilares, foram montados gráficos de força aplicada versus rotação do consolo em relação ao pilar. Estes gráficos podem ser observados nas figuras 5.10 a 5.17.

Com base nos gráficos, observa-se que quanto maior a taxa de armadura de costura, menor a rotação do consolo em relação ao pilar, para um mesmo nível de força aplicada. Nota-se ainda que quanto maior a taxa de armadura de costura e de

estribos verticais, mais próximos foram os valores das rotações dos dois consolos em relação ao pilar central.

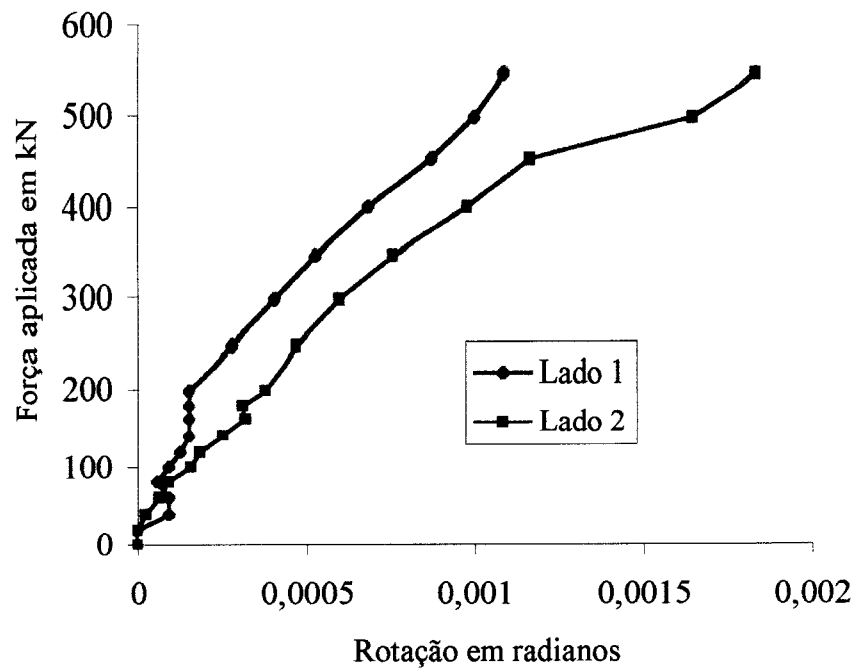


Figura 5.10 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH0V0

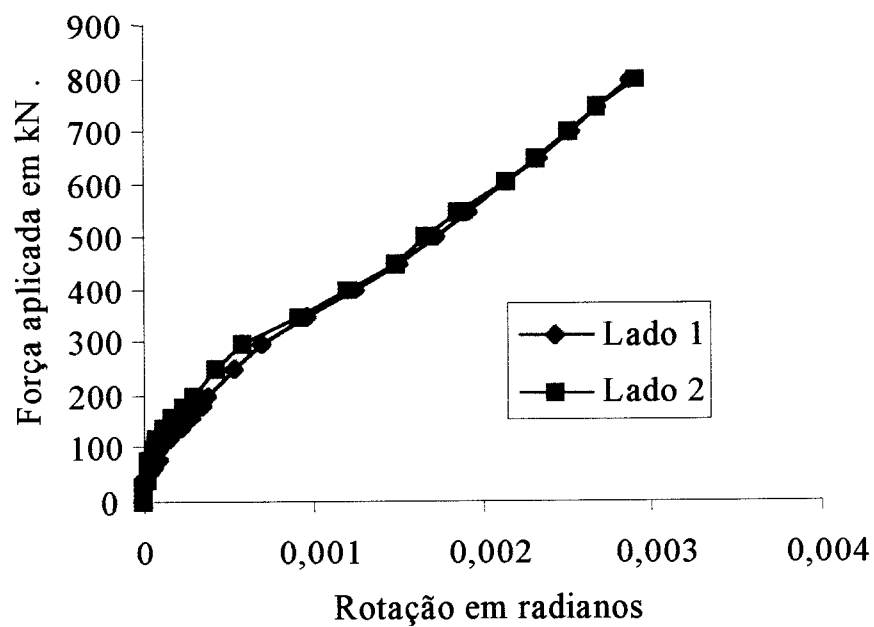


Figura 5.11 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH5V5

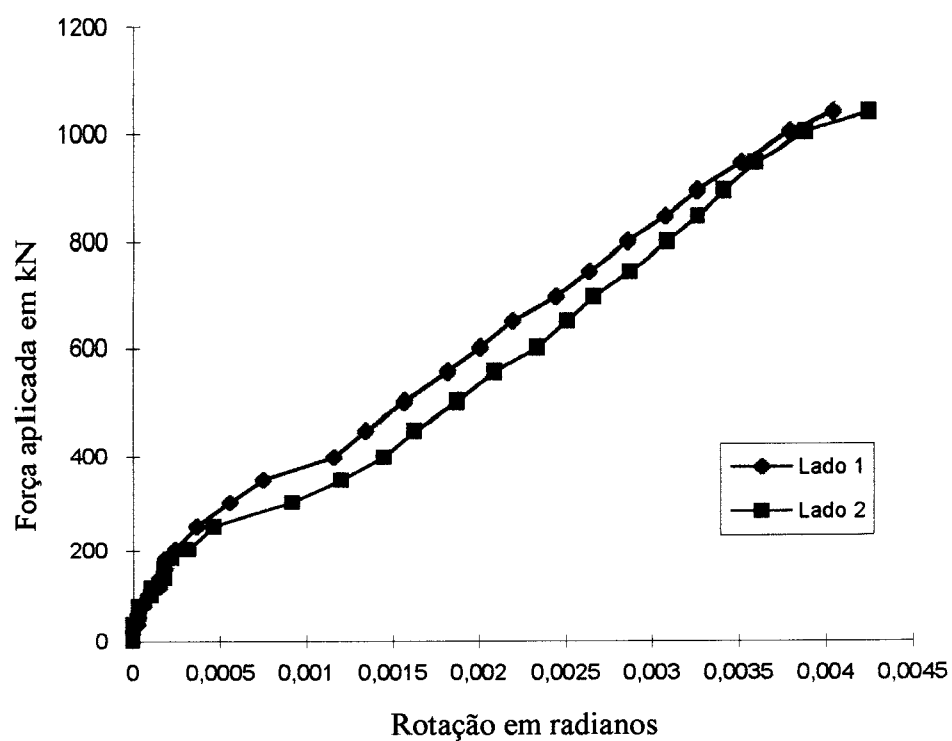


Figura 5.12 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH5V0

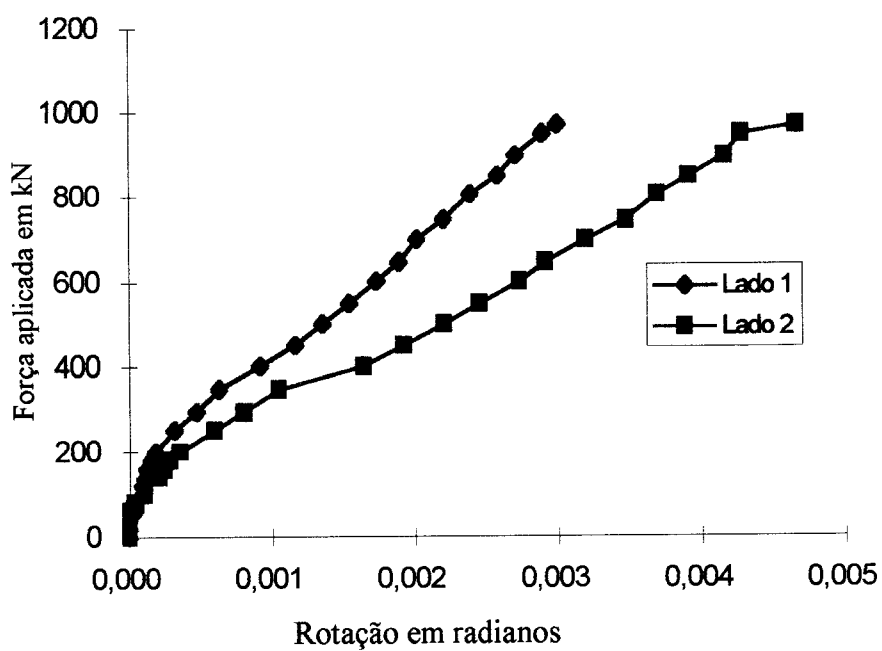


Figura 5.13 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH0V5

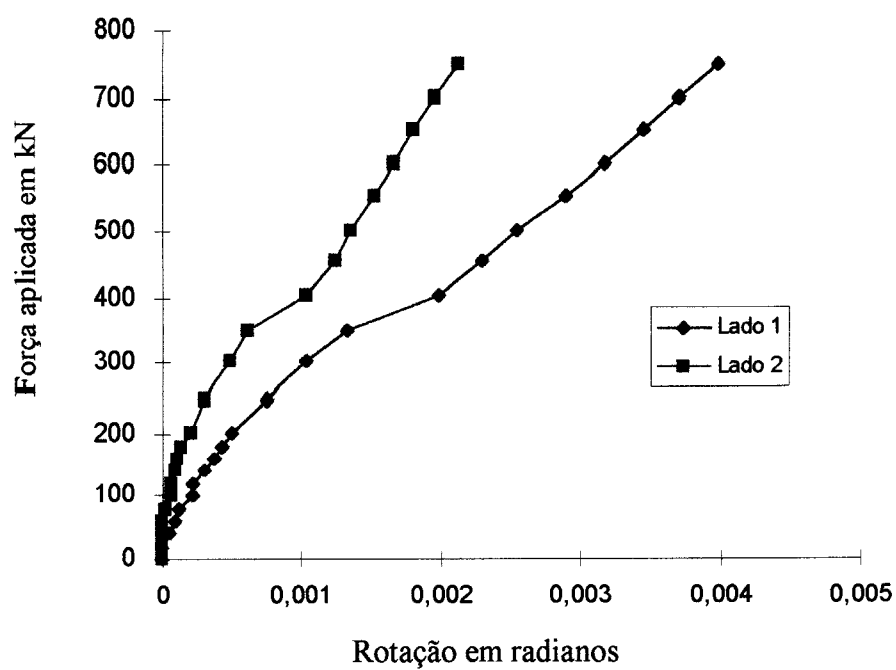


Figura 5.14 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH4V4

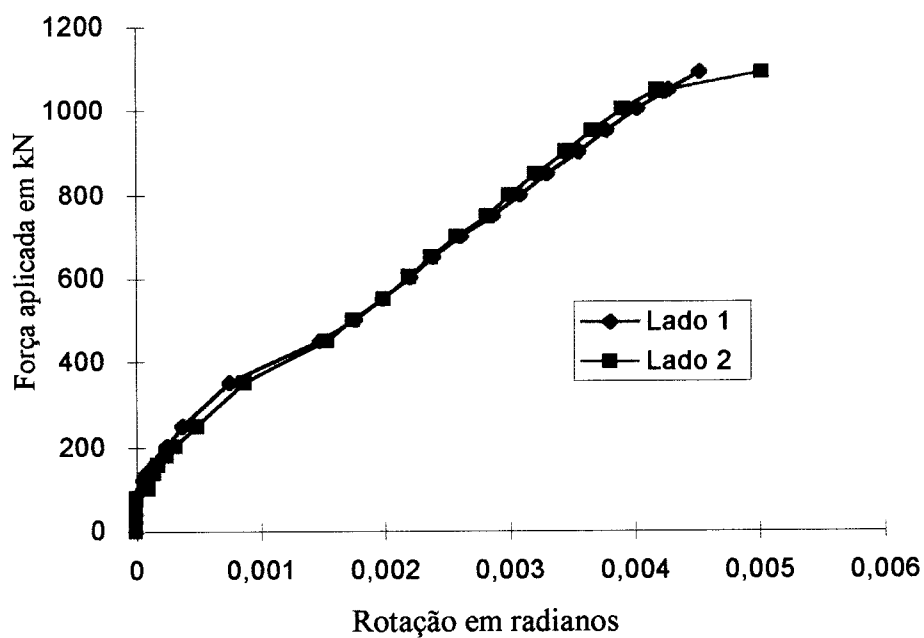


Figura 5.15 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH4V0

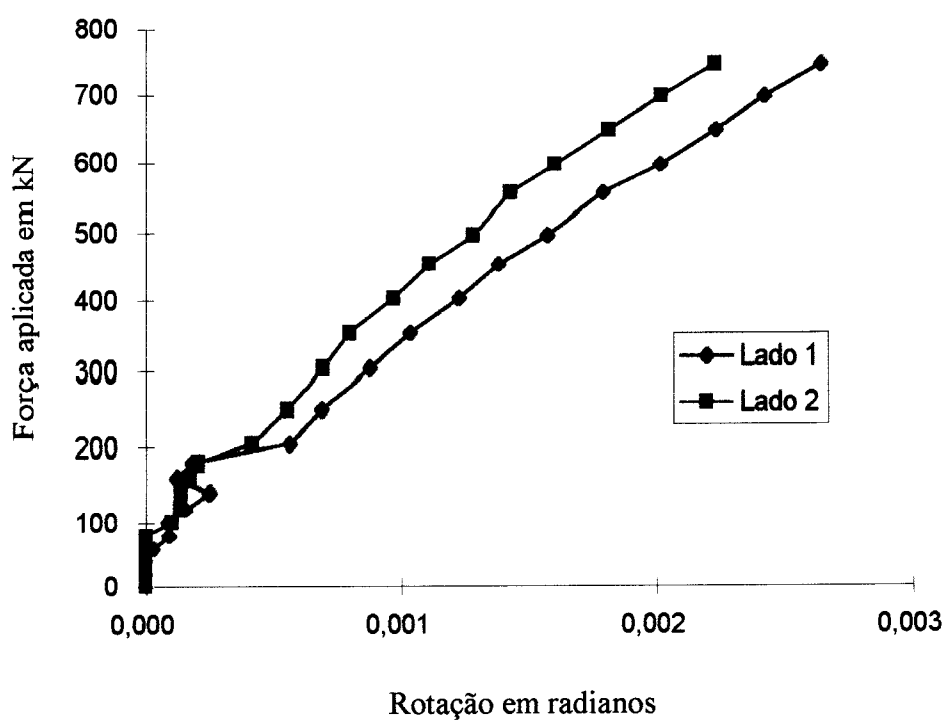


Figura 5.16 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH6V0

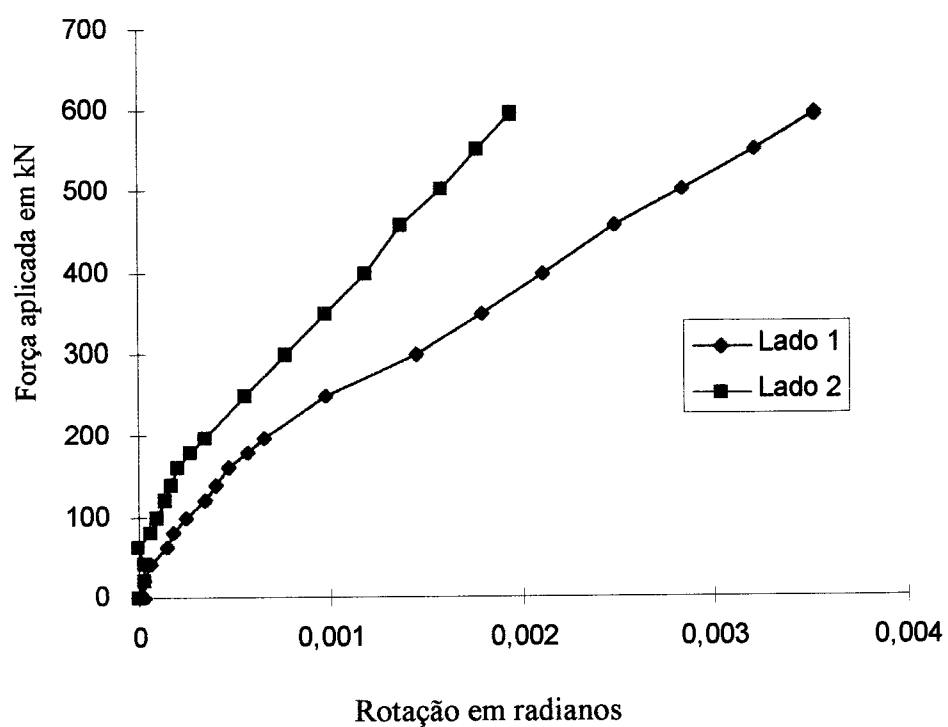


Figura 5.17 - Diagramas força aplicada x rotação do consolo em relação ao pilar para o consolo CH4V4*

5.4 – ANÁLISE DOS CONSOLOS SEGUNDO NORMAS INTERNACIONAIS E NACIONAIS

Os consolos ensaiados foram calculados segundo os modelos estruturais recomendados pelas normas americana ACI-318M-89, canadense CAN3-A23.3-M1984 e brasileira NBR-9062. Feito isto, as forças de ruína previstas pelos métodos de cálculo foram comparadas com a força de ruína experimental.

Com o objetivo de determinar a força de ruína teórica, usando as normas, foram retirados todos os coeficientes de segurança.

A tabela 5.2 contém os valores das forças de ruína teóricas e experimentais das peças ensaiadas, os valores da relação força de ruína (F_T) dividida por força de ruína calculada (F_C), os valores médios e o desvio padrão da relação F_T/F_C , para cada uma das normas analisadas.

Com base na média e no desvio padrão dos valores de F_T/F_C , nota-se que todas as normas apresentaram resultados contra a segurança e que a norma que teve o melhor desempenho foi a Norma Brasileira, seguida pela Norma Americana e por fim a Norma Canadense.

Observa-se que quanto maior a taxa de armadura de costura, mais próximos são os valores da força de ruína calculada e da experimental.

A norma que apresentou os piores resultados foi a Norma Canadense, pois esta não possui nenhum critério bem definido para verificação da ruína por cisalhamento ou ruína na região da biela comprimida.

É importante ressaltar que nenhuma das normas utilizadas foi desenvolvida para cálculo de consolos de concreto de alta resistência.

Tabela 5.2 – Cálculo dos consolos segundo as normas

Consolo	Força de Ruína(kN)	Força de Ruína Calculada (kN)					
		ACI	F_r/F_c	CAN	F_r/F_c	NBR	F_r/F_c
CH0V0	1000	1020	0,98	1255	0,80	1127	0,82
CH5V5	1250	1257	0,99	1250	1,00	1194	1,05
CH5V0	1070	1257	0,85	1242	0,80	1142	0,94
CH0V5	965	1020	0,95	1239	0,78	1123	0,96
CH4V4	1080	1084	1,00	1240	0,87	1141	0,95
CH4V0	1160	1084	1,07	1266	0,92	1252	0,93
CH6V0	1195	1320	0,91	1246	0,96	1164	1,03
CH4V4*	790	945	0,84	1182	0,67	833	0,95
Média			0,949		0,85		0,954
Desvio Padrão			0,078		0,108		0,069

5.5 – ANÁLISE DO ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DAS TENSÕES PRINCIPAIS NO CENTRO DO CONSOLOS

Com base na figura 5.18, observa-se que de maneira geral, o ângulo de inclinação das tensões principais, em relação à horizontal, aumenta com o aumento da força aplicada. Alguns saltos ocorridos nas curvas se devem principalmente ao aparecimento de novas fissuras, próximas à região onde foi colocada a roseta.

De maneira geral, o ângulo de inclinação das tensões principais variou, com forças aplicadas próximas às forças de ruína, de 63° a 68° com a horizontal. Estes valores são bastante semelhantes aos ângulos de inclinação da biela indicados pelos cálculos, que variaram de 62° a 67°.

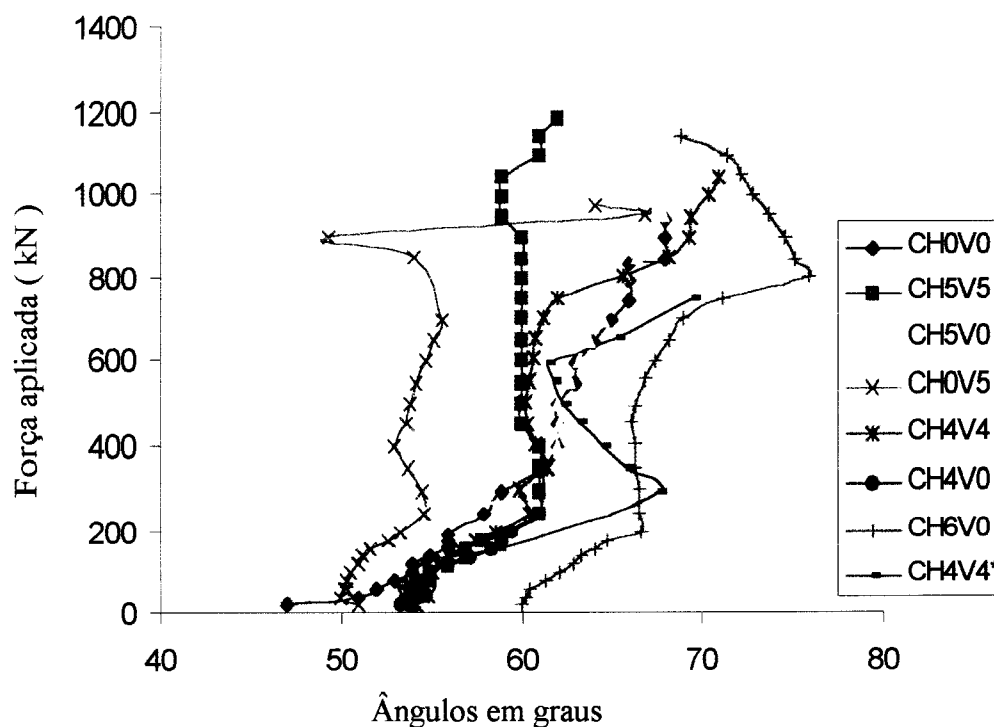


Figura 5.18 - Diagrama força aplicada x inclinação das tensões principais no centro dos consolos

5.6 – ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para a realização das análises paramétricas, foram traçados dois gráficos, que estão ilustrados nas figura 5.19 e 5.20. O gráfico da figura 5.19 foi montado para

analisar a relação $\frac{F_r}{f_c b d}$ versus a taxa de armadura de costura dos consolos. O

segundo gráfico, o da figura 5.20, apresenta a análise da resistência do concreto

versus a relação $\frac{F_r}{A_s f_y + A_{sh} f_y}$.

Com base no gráfico da figura 5.19, pode-se afirmar, observando a linha de tendência, que, dentro de certos limites, quanto maior a taxa de armadura de costura, melhor é o aproveitamento do concreto. Isto, tomando o cuidado para que a peça não venha a ruir antes por escoamento da armadura principal.

Observando o gráfico da figura 5.20, pode-se afirmar que quanto maior a resistência do concreto, melhor será o aproveitamento da armadura.

Com base nestas observações, pode-se afirmar que, dentro de certos limites, quanto maior a taxa de armadura de costura e maior a resistência do concreto, melhor será o aproveitamento da armadura principal. Conclue-se, portanto, que com concreto de alta resistência e com taxa de armadura de costura adequada, pode-se construir consolos bem menores do que os que seriam feitos de concreto de baixa resistência.

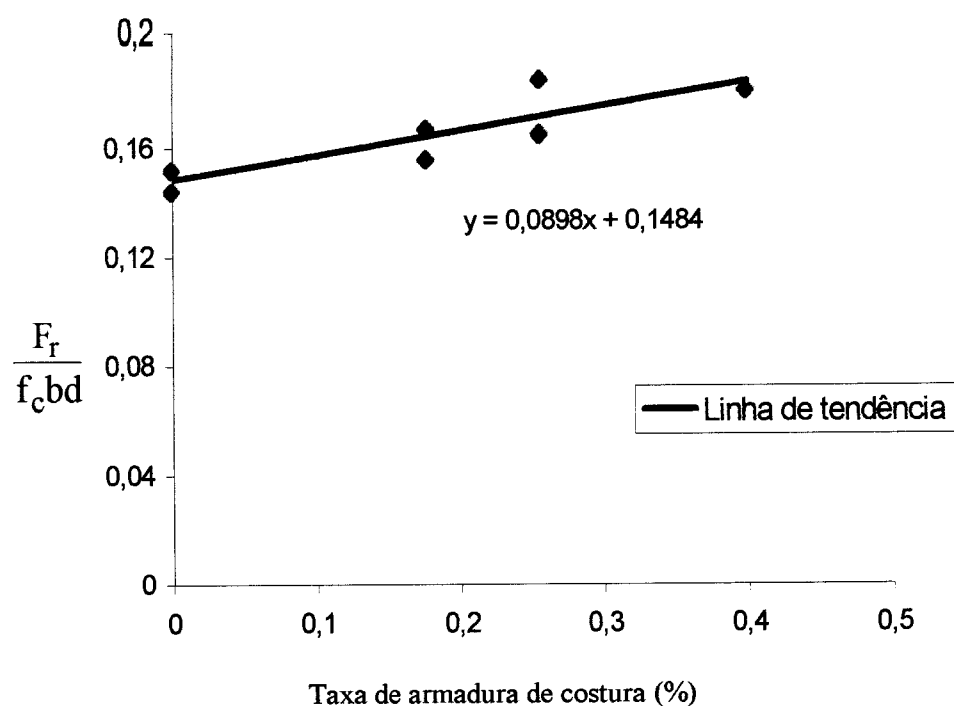


Figura 5.19 – Gráfico $\frac{F_r}{f_c b d}$ versus taxa de armadura de costura

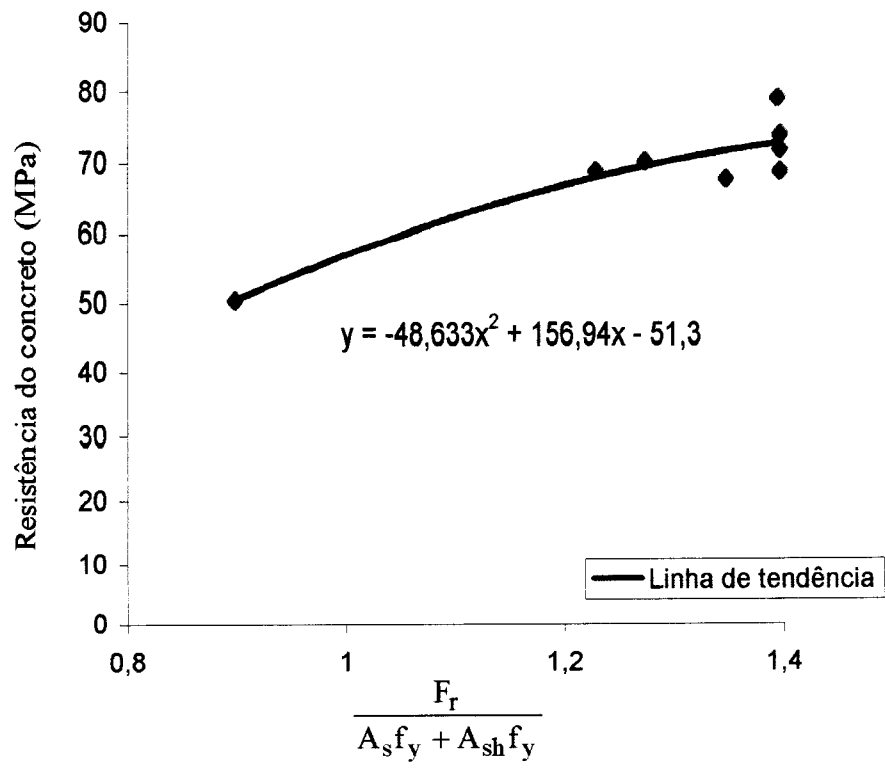


Figura 5.20 – Gráfico resistência do concreto versus $\frac{F_r}{A_s f_y + A_{sh} f_y}$

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 - CONCLUSÕES

Após o término da análise dos consolos, pode-se concluir que a taxa de armadura de costura influencia sobremaneira o comportamento e o cálculo dos consolos de acordo com as normas nacionais e internacionais.

Com base nas análises paramétricas realizadas nos capítulos 3 e 5, pode-se concluir que, dentro de certos limites, quanto maior é a taxa de armadura de costura, maior é o aproveitamento do concreto, e que quanto maior é a taxa de armadura de costura, maior é a resistência do concreto e melhor é o aproveitamento da armadura principal.

Em consolos com taxa de armadura muito pequena, os resultados foram muito conservadores, e em casos de consolos com taxa de armadura muito elevada, os resultados foram contra a segurança. Taxas de armadura muito alta ou muito baixa causaram grandes variações no resultado final da média e do desvio padrão da relação F_r/F_c .

Todas as normas tiveram um bom desempenho na verificação dos consolos com detalhamento similar ao indicado por elas, entretanto, quando os consolos tinham taxas de armadura muito baixas ou muito altas, os resultados foram ruins, apresentando grandes discrepâncias na relação F_r/F_c .

A teoria de atrito-cisalhamento adotada pela Norma Americana se mostrou conservadora, principalmente para consolos com baixa taxa de armadura e sem armadura de costura.

Os consolos com relações a/d muito pequenas (relação $a/d < 0,2$) apresentaram resultados muito conservadores quando calculados pelas normas ACI-318M/89 e NBR-9062/85. Para o caso da norma CAN3-A23.3-M1984, os resultados foram contra a segurança.

No que diz respeito à força horizontal, pode-se concluir que as normas utilizadas apresentaram um bom desempenho médio no cálculo de consolos com força horizontal aplicada, principalmente em consolos com armadura de costura. Entretanto, o desvio padrão indica que se deve ter cuidado, pois há uma grande variabilidade nos resultados, indicando que muitos consolos tiveram seus cálculos contra a segurança.

Observando as forças de ruína e os diagramas força aplicada versus deformação da armadura, para os consolos ensaiados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, nota-se que a armadura formada pelos estribos verticais praticamente não trabalhou quando a força aplicada estava próxima à força em serviço. Entretanto, esta armadura proporcionou um aumento de ductilidade e um pequeno acréscimo da resistência final do consolos.

Com respeito à rotação do consolo em relação ao pilar, concluiu-se que a existência apenas da armadura de costura proporcionou um comportamento mais homogêneo dos consolos ligados ao pilar.

Com relação a resistência do concreto, nota-se que para consolos de concreto com resistência variando de 15 a 50 MPa, a resistência do concreto não influenciou de maneira significativa a relação F_r/F_c .

O uso de concreto de alta resistência proporciona a confecção de peças com menores dimensões. Entretanto, neste caso, as taxas de armadura principal e de costura devem ser mais elevadas.

O cálculo de consolos de concreto de alta resistência usando as normas se mostrou contra a segurança, indicando a necessidade da implementação de um coeficiente de efetividade da resistência do concreto, conforme indica NAEGELI (1997).

Com base no estudo do ângulo de inclinação das tensões principais no centro geométrico dos consolos, observa-se que os valores do ângulo de inclinação das

tensões próximas às forças de ruína são muito semelhantes aos valores do ângulo de inclinação da biela, indicado pelo cálculos.

Com relação aos estados limites de utilização, nota-se que com o uso de concreto de alta resistência deve-se tomar um cuidado redobrado, pois, de maneira geral, os consolos após a fissuração na região da biela não perdem a capacidade resistente, mas apresentam fissuras de aberturas excessivas, indicando um comportamento indesejável da peça. Para tal, devem ser tomadas precauções, colocando uma armadura adicional para combater esta fissuração.

6.2 - SUGESTÕES

Para dar continuidade a este trabalho, sugere-se o estudo dos estados limites de utilização para consolos de concreto de alta resistência, buscando principalmente indicar a quantidade e a disposição de armadura para combater a fissuração na biela comprimida.

Sugere-se ainda analisar o comportamento experimental de uma armadura de costura inclinada, para combater a fissuração na biela.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1995). *NBR-9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). *ACI 318-1989 - Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, ACI.
- CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (1985). *CAN3-A23.3-M84 - Design of concrete structures for buildings*. Canadian Portland Cement Association.
- COMITÉ-EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1991). CEB-FIP model code 1990. *Bulletin d'Information*, n. 203-205, July.
- FATTUHI, N. I. (1987). SFRC corbels tests. *ACI Structural Journal*, v. 84, n. 2, p. 119-123.
- FATTUHI, N. I.; HUGHES, B.P. (1989). Ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fiber or stirrups. *ACI Materials Journal*, v. 86, n. 6, p. 644-651.
- FATTUHI, N. I.; HUGHES, B.P. (1989). Reinforced steel fiber concrete corbels with various shear span-to-depth ratios. *ACI Materials Journal*, v. 86, n. 6, p. 590-596.
- FATTUHI, N. I. (1990). Column-load effect on reinforced concrete corbels. *Journal of Structural Engineering*, v. 116, n. 1, p. 188-197.
- FATTUHI, N. I. (1990). Strength of SFRC corbels subjected to vertical load. *Journal of Structural Engineering*, v. 116, n. 3, p. 701-718.
- FATTUHI, N. I. (1994). Reinforced corbels made with high-strength and various secondary reinforcements. *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 4, p. 376-382.

- FATTUHI, N. I. (1994). Reinforced corbels made with plain and fibrous concrete. *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 5, p. 530-536.
- FATTUHI, N. I. (1994). Strength of FRC corbels in flexure. *Journal Structural Engineering*,
v. 120, n. 2, p. 360-377.
- FOSTER, S.J.; POWELL, R.E.; SELIM, H. S. (1989). Performance high-strength concrete corbels. *ACI Structural Journal*, v. 93, n. 5, p. 555-563.
- FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. (1963). Die Bewehrung von Konsolen and gedrungeenen Balken. *Beton -und Stahlbetonbau*, v.58, n.5, p.112-120.
- HAGBERG, T. (1983). Design of concrete brackets: on the application of the truss analogy. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 80, n. 1, p. 3-12.
- HERMANSEN, B.R.; COWAN, J. (1974). Modified shear-friction theory for bracket design. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 71, n. 7, p. 55-60.
- HUGHES, B.P.; FATTUHI, N. I. (1989). Reinforced steel and polypropylene fibre concrete corbels tests. *The Structural Engineer*, v. 67, n. 4, p. 68-72.
- KRIZ, L.B.; RATHS, C.H. (1965). Connections in precast concrete structure: strength of corbels. *Journal Prestressed Concrete Institute*, v. 10, n. 1, p. 16-61.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, F. (1978). *Construções de concreto*. Rio de Janeiro, Interciência. v.2, p.51-58.
- MATTOCK, A.H. (1976). The behavior reinforced concrete corbels. *Journal Prestressed Concrete Institute*, v. 21, n. 2, p. 52-77.
- MATTOCK, A.H.; CHEN, K.C.; SOONGSWANG, K. (1976). Design proposals for reinforced concrete corbels. *Journal Prestressed Concrete Institute*, v. 21, n. 3, p. 18-42.

- NAEGELI, C.H. (1988). *Estudo experimental de consolos em concreto armado*. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.
- NAEGELI, C.H. (1997). *Estudo de consolos de concreto armado*. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ.
- PARK, R.; PAULAY, T. (1983). *Reinforced concrete structures*. New York, John Wiley & Sons. p.690-700.
- REIS, A.P.A.; TORRES, F.M. (1996). *Estudo experimental de consolos em concreto armado*. Goiânia, Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil. (Projeto final de curso).
- ZIELINSKI, Z.A.; RIGOTTI, M. (1995). Tests on shear capacity of reinforced concrete. *Journal Structural Engineering*, v. 121, n. 11, p. 1600-1666.
- YOUNG, Y.K.; BALAGURU, P. (1994). Behavior of reinforced high-strength - concrete corbels. *Journal Structural Engineering*, v. 120, n. 4, p. 1182-1201.
- YOUNG, Y.K.; DOUGLAS, H.; NAWY, E.G. (1985). Reinforced corbels high-strength concrete. In: RUSSELL, H.G., *High-Strength Concrete*. Detroit, ACI, p. 197-212. (SP 87).

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- ABDUL-WAHAB, H.M.S. (1989). Strength of reinforced corbels with fibers. *ACI Structural Journal*, v. 86, n. 1, p. 60-66.
- CHAKRABARTI, P.R.; KASHOU, S.I. (1989). Precompressed concrete corbels. *Journal of Testing and Evaluation*, v. 17, n. 4, p. 247-254.
- CHAKRABARTI, P.R.; FARAHANI, D.J.; KASHOU S.I. (1989). Reinforced and precompressed concrete corbels - an experimental study. *ACI Structural Journal*, v. 86, n. 4, p. 405-412.
- EL DEBS, M.K. (1996). *Estruturas pré-moldadas de concreto*. São Carlos, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. (Notas de aula).
- GIONGO, J.S.; MELGES, J.L.P. (1996). *Consolos*. São Carlos, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. (Notas de aula).
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1984). *Construções de concreto*. Rio de Janeiro, Interciência. v.3, p.209-214.
- MACGREGOR, J.G. (1988). *Reinforced concrete: mechanics and design*. Englewood Cliffs, Prentice Hall. p.752-757.
- NAWY, E.G. (1990). *Reinforced concrete: a fundamental approach*. 2.ed. Englewood Cliffs, Prentice Hall. p.182-197.
- ROBINSON, J.R. (1977). *Elementos constructivos singulares de hormigón armado*. Barcelona, Gustavo Gili. p.99-143.
- SILVA, R.C. (1991). *Concreto armado: aplicação de modelos de bielas e tirantes*. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SIAO, W.B. (1994). Shear strength of short reinforced concrete walls, corbels, and deep beams. *ACI Structural Journal*, v. 91, n. 2, p. 123-132.

SOLANKI, H.; SABNIS G.M. (1987). Reinforced concrete corbels: simplified. *ACI Structural Journal*, v. 84, n. 5, p. 428-432.

TAN, K.H.; MANSUR, M.A. (1992). Partial prestressing in concrete corbels and deep beams. *ACI Structural Journal*, v. 89, n. 3, p. 251-262.