



Universidade Federal de Santa Catarina
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE
DUAS ESTACAS, SOB CARGA CENTRADA, PARA
ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA.**

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

LEONARDO ALVES DE CAMPOS

Florianópolis, dezembro de 2007.

**“ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS
ESTACAS, SOB CARGA CENTRADA, PARA ESTRUTURA PRÉ-
FABRICADA.”**

LEONARDO ALVES DE CAMPOS

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Profº. Glicério Trichês, Dr. – Coordenador do PPGEC

Profº. Narbal Ataliba Marcellino, Dr. – Orientador

COMISSÃO EXAMINADORA:

Profº. Dr. Daniel Domingues Loriggio – ECV/UFSC

Profª. PhD. Henriette Lebre La Rovere – ECV/UFSC

Prof. Dr. José Samuel Giongo – EESC/USP

*Dedico este trabalho aos meus pais Mário e Marialice
e a minha irmã Letícia.*

*"Diante do esforço que fizeram por mim, sacrificando por muitas vezes
seus momentos de lazer para contribuir com a minha educação; a única
palavra que cabe é gratidão."*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por tudo.

Aos meus pais Mario Luiz Moraes de Campos e Marialice Alves de Campos, pelo amor que sempre me dedicaram e pela educação dada.

A minha irmã Letícia Araújo e ao meu cunhado Edvar Araújo, pelo amor e incentivo.

Aos meus avós Nilo e Loiva Campos pelas constantes mensagens e orações ao meu favor.

A minha namorada Suelen, obrigado pelo amor, incentivo e compreensão nos momentos difíceis, pois sem o teu apoio tudo seria mais difícil.

Aos meus amigos e irmãos Cristiano, Igon, Luciano e Waldi, obrigado pelo apoio e incentivo dado sempre que eu voltava pra casa.

Em especial ao professor Narbal Ataliba Marcelino, obrigado pela orientação, dedicação, confiança e amizade.

Aos professores Daniel Loriggio e Henriette Lebre La Rovere pelas sugestões e contribuições dadas no exame de qualificação

Às amigadas que conquistei em Florianópolis, Marcos Souza Amaral (Marquito), Márcio Wrague Moura, Rodrigo Carvalho da Mata, Fábio Ascenço (Fabão), David Pedrozo, Francisco Dornelles (Chico), valeu pelo grande apoio durante a realização dos ensaios e pelos momentos de descontração.

Aos demais professores da pós-graduação que transmitiram seus conhecimentos nas disciplinas nas quais participei.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	I
-------------------------------	----------

LISTA DE TABELAS.....	V
------------------------------	----------

RESUMO	VI
---------------------	-----------

ABSTRACT.....	VII
----------------------	------------

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	1
-------------------------------------	----------

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:.....	1
1.1.1 FUNDAÇÕES - PRÉ-FABRICADOS:	2
1.1.2 FUNDAÇÕES – CONCEITOS:	3
1.1.3 BLOCOS SOBRE ESTACAS:.....	4
1.2 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TRABALHO:	9
1.3 OBJETIVO:	10
1.3.1 OBJETIVO GERAL:	10
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....	10
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO:	11

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
---	-----------

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:.....	12
2.2 MODELO DE BIELAS E TIRANTES:.....	12
2.2.1 HISTÓRICO:	12
2.2.2 FUNDAMENTOS DO MODELO:	14
2.2.2.1 <i>Definição Geométrica:</i>	15
2.2.2.2 <i>Definição das Regiões B e D:</i>	17

2.2.2.3	<i>Análise Estrutural:</i>	18
2.2.2.4	<i>Processo do Caminho de Carga (blocos sobre estacas):</i>	19
2.2.2.5	<i>Otimização do Modelo (blocos sobre estacas):</i>	21
2.2.2.6	<i>Dimensionamento das Bielas:</i>	23
2.2.2.7	<i>Dimensionamento dos Tirantes:</i>	27
2.2.2.8	<i>Dimensionamento dos Nós:</i>	28
2.3	DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS:	39
2.3.1	PROJETO E DIMENSIONAMENTO:.....	40
2.3.2	LIGAÇÃO PILAR X FUNDAÇÃO POR MEIO DE CÁLICE DE FUNDAÇÃO:.....	42
2.3.3	MODELO E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO DA EMPRESA MUNTE (MELO, 2004):.....	44
2.3.3.1	<i>Dimensionamento do Colarinho:</i>	45
2.3.3.2	<i>Dimensionamento da Base do Bloco:</i>	50
2.4	ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS:	53
2.4.1	ENSAIOS DE BLÉVOT E FRÉMY (1967):.....	53
2.4.2	ENSAIOS DE MAUTONI (1972):.....	57
2.4.3	ENSAIOS DE TAYLOR E CLARKE (1976):.....	59
2.4.4	ENSAIOS DE ADEBAR, KUCHMA E COLLINS (1990):.....	61
2.4.5	ENSAIOS DE MIGUEL (2000):.....	66
2.4.6	ENSAIOS DE DELALIBERA (2006):.....	68

CAPÍTULO 3 – INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL 74

3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS:	74
3.2	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS INVESTIGADOS:	76
3.3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO:	77
3.3.1	ARMADURAS:.....	77
3.3.2	CONCRETO:.....	77
3.4	DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS:	81
3.4.1	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES:.....	82
3.4.2	DIMENSIONAMENTO DO COLARINHO:.....	85
3.4.3	DIMENSIONAMENTO DA BASE DO BLOCO:.....	86
3.4.3.1	<i>Considerações Iniciais:</i>	86
3.4.3.2	<i>Modelo de Bielas e Tirantes:</i>	87
3.4.3.3	<i>Dimensionamento:</i>	89
3.4.3.4	<i>Detalhamento dos Blocos:</i>	94
3.5	INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS:	101
3.5.1	EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS:.....	101
3.5.2	POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS:.....	103
3.5.3	POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO:.....	105

3.6	CONFECÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS:.....	107
------------	--	------------

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 111

4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS:.....	111
4.2	COMPORTAMENTO GERAL DOS MODELOS:.....	111
4.3	ABERTURA DAS FISSURAS:.....	114
4.4	REAÇÕES NAS ESTACAS:	120
4.5	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS:	121
4.6	DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS:	123
4.6.1	DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO:	123
4.6.2	DEFORMAÇÕES DA ARMADURA PRINCIPAL DO PILAR:	128
4.7	ANÁLISE DOS RESULTADOS:	131
4.7.1	COMPORTAMENTO GERAL DOS MODELOS:	131
4.7.2	ABERTURA DE FISSURAS NAS FACES:	131
4.7.3	DISTRIBUIÇÃO DA FORÇA NAS ESTACAS:.....	132
4.7.4	INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO NA RIGIDEZ DOS BLOCOS:	133
4.7.5	TENSÕES NA ZONA NODAL INFERIOR:.....	134
4.7.6	DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS PRINCIPAIS DE TRAÇÃO E DO PILAR (CORRELAÇÃO):.....	135
4.7.7	MODOS DE RUÍNA:	139

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÃO 141

5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS:.....	141
5.2	COMPORTAMENTO GERAL:.....	141
5.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS:.....	142

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 144

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 – BLOCO DE FUNDAÇÃO PRÉ-FABRICADO SOBRE DUAS ESTACAS A ESPERA DO PILAR.....	2
FIGURA 1.2 – BLOCOS DE FUNDAÇÃO UTILIZADOS EM ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS.	4
FIGURA 2.1 – EXEMPLOS DE APLICAÇÕES DE MODELOS DE BIELAS E TIRANTES.	15
FIGURA 2.2 – DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA DO MODELO (SILVA E GIONGO, 2000).	16
FIGURA 2.3 – EXEMPLOS DE REGIÕES D E SEUS CONTORNOS (ADAPTADO DE SILVA E GIONGO, 2000).	18
FIGURA 2.4 – APLICAÇÃO DO CAMINHO DAS CARGAS – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS (ADAPTADO DE MUNHOZ, 2004).	21
FIGURA 2.5 - MODELO DE BIELAS E TIRANTES TRIDIMENSIONAL PARA BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS (ADAPTADO DE ADEBAR ET AL., 1990)	22
FIGURA 2.6 – CONFIGURAÇÕES TÍPICAS DE CAMPOS DE TENSÃO DE COMPRESSÃO (ADAPTADO DE TJHIN E KUCHMA, 2002).	23
FIGURA 2.7 – EXEMPLO DE RESISTÊNCIA REDUZIDA F_{cd2} (CM CEB-FIP, 1990 - ADAPTADA DE SILVA E GIONGO, 2000).	25
FIGURA 2.8 – CLASSIFICAÇÃO DAS REGIÕES NODAIS CONFORME O ACI-318 (2002).	30
FIGURA 2.9 – NÓS SOMENTE COM FORÇAS DE COMPRESSÃO (CM CEB-FIP, 1990).	32
FIGURA 2.10 – NÓS COM ANCORAGEM SOMENTE DE BARRAS PARALELAS (CM CEB-FIP, 1990).	32
FIGURA 2.11 – NÓ TIPO1 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	35
FIGURA 2.12 – NÓ TIPO2 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	36
FIGURA 2.13 – NÓ TIPO3 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	36
FIGURA 2.14 – NÓ TIPO4 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	36
FIGURA 2.15 – NÓ TIPO5 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	37
FIGURA 2.16 – NÓ TIPO6 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	37
FIGURA 2.17 – NÓ TIPO7 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	38
FIGURA 2.18 – NÓ TIPO8 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	38
FIGURA 2.19 – NÓ TIPO9 (SCHLAICH E SCHAFFER, 1991).	39
FIGURA 2.20 – MODELO CLÁSSICO DE CÁLCULO – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS.	40
FIGURA 2.21 – CÁLICES DE FUNDAÇÃO.	43
FIGURA 2.22 – MODELO TEÓRICO DA EMPRESA MUNTE PARA CÁLICE COM INTERFACE RUGOSA. (ADAPTADO DE MELO, 2004).	45
FIGURA 2.23 – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA $A_{s,HFT}$ NO TOPO DA PAREDE TRANSVERSAL 1 (ADAPTADO DE MELO, 2004).	47

FIGURA 2.24 – INDICAÇÕES PARA VERIFICAÇÃO DA PAREDE COMO CONSOLO CURTO (ADAPTADO DE EL DEBS, 2000).	48
FIGURA 2.25 – TRANSMISSÃO DAS FORÇAS DE ATRITO $F_{AT,SUP,D}$ E $F_{AT,INF,D}$ PARA O CENTRO DAS PAREDES 1 E 2 DO COLARINHO. (ADAPTADO DE MELO, 2004).	49
FIGURA 2.26 – ARRANJO DE ARMADURA DO CÁLICE (ADAPTADO DE EL DEBS, 2000).	49
FIGURA 2.27 – ÂNGULO DA BIELA DE ENTRADA DA CARGA (ADAPTADO DE MELO, 2004).	51
FIGURA 2.28 – MODELOS DE BIELAS E TIRANTES COM SUPERFÍCIE RUGOSA E LISA (LEONHARDT E MÖNNING, 1977) (ADAPTADO DE CANHA, 2004).	52
FIGURA 2.29 – MODELOS DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS (BLÉVOT E FRÉMY, 1967).....	53
FIGURA 2.30 – ARRANJOS DE ARMADURAS PARA BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS (BLÉVOT E FRÉMY, 1967).....	54
FIGURA 2.31 – ARRANJOS DE ARMADURAS PARA BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS.....	56
(BLÉVOT E FRÉMY, 1967).....	56
FIGURA 2.32 – MODELOS DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS ENSAIADOS POR MAUTONI (1972)....	58
FIGURA 2.33 – ESQUEMA DE ENSAIO E PANORAMA DE FISSURAÇÃO NO BLOCO ENSAIADO POR MAUTONI (1972) – (FONTE SOUZA, 2004).	58
FIGURA 2.34 – TIPOS DE ARMADURA E ANCORAGEM UTILIZADAS NOS BLOCOS	60
(TAYLOR E CLARKE 1976).....	60
FIGURA 2.35 – TIPOS DE RUPTURA POR CISALHAMENTO (TAYLOR E CLARKE, 1976).	60
FIGURA 2.36 – BLOCOS ENSAIADOS POR ADEBAR ET AL. (1990).	62
FIGURA 2.37 – TRAJETÓRIAS DE TENSÕES ELÁSTICO-LINEARES E MODELO REFINADO DE BIELAS E TIRANTES SUGERIDOS POR ADEBAR ET AL. (1990)	65
FIGURA 2.38 – ARRANJOS DE ARMADURAS PARA BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS (MIGUEL, 2000). ..	66
FIGURA 2.39 – ESQUEMA DE ENSAIO (MIGUEL, 2000).	67
FIGURA 2.40 – BLOCOS DA SÉRIE B45P25 E B45P50 (DELALIBERA,2006).....	70
FIGURA 2.41 – ESQUEMAS DE ENSAIO (DELALIBERA, 2006).....	71
FIGURA 3.1 – ESQUEMA DE ENSAIO DOS MODELOS ENSAIADOS.	75
FIGURA 3.2 – DIMENSÕES DAS CHAVES DE CISALHAMENTO.....	77
FIGURA 3.3 – CONSISTÊNCIA DO CONCRETO UTILIZADO NOS MODELOS ENSAIADOS.....	79
FIGURA 3.4 – EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA RETIFICAÇÃO E ENSAIO DOS CORPOS-DE-PROVA.	80
FIGURA 3.5 – DETALHE DA ARMADURA DE FRETAGEM.	83
FIGURA 3.6 – DETALHAMENTO DO PILAR.	84
FIGURA 3.7 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES – <i>MODELO C1</i>	88
FIGURA 3.8 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES – <i>MODELO C2</i>	89
FIGURA 3.9 – MODELO DE BIELAS E TIRANTES – <i>MODELO C3</i>	89
FIGURA 3.10 – PLANTA DE FÔRMAS – <i>MODELO C1</i>	95
FIGURA 3.11 – ARMADURA DO BLOCO – <i>MODELO C1</i>	96
FIGURA 3.12 – PLANTA DE FÔRMAS – <i>MODELO C2</i>	97
FIGURA 3.13 – ARMADURA DO BLOCO – <i>MODELO C2</i>	98
FIGURA 3.14 – PLANTA DE FÔRMAS – <i>MODELO C3</i>	99

FIGURA 3.15 – ARMADURA DO BLOCO – MODELO C3.....	100
FIGURA 3.16 – CÉLULAS DE CARGA UTILIZADAS NOS ENSAIOS.	101
FIGURA 3.17 – TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO UTILIZADOS NOS ENSAIOS.	102
FIGURA 3.18 – SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS UTILIZADO NOS ENSAIOS.	102
FIGURA 3.19 – PRENSA HIDRÁULICA UTILIZADA NOS ENSAIOS.	103
FIGURA 3.20 - POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS.	104
FIGURA 3.21 - EXTENSÔMETROS INSTALADOS NA ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO.....	105
FIGURA 3.22 – EXTENSÔMETROS INSTALADOS NA ARMADURA DO PILAR.....	105
FIGURA 3.23 – DETALHE DA ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO.....	105
FIGURA 3.24 – PILAR PRONTO PARA SER CONCRETADO.	105
FIGURA 3.25 - POSICIONAMENTO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO (<i>LVD</i> T's).	106
FIGURA 3.26 – LVDT – MEDIDAS VERTICAIS.	106
FIGURA 3.27 – LVDT – MEDIDAS HORIZONTAIS.	106
FIGURA 3.28 – MODELO ESQUEMÁTICO DAS FÔRMAS UTILIZADAS.....	107
FIGURA 3.29 – ARMADURAS E FÔRMAS DO BLOCO E DO PILAR.	108
FIGURA 3.30 - ETAPAS DE CONFECÇÃO E MONTAGEM DOS MODELOS.	109
FIGURA 3.31 – COLOCAÇÃO DO BLOCO SOBRE AS ESTACAS METÁLICAS.....	110
FIGURA 4.1 – CARACTERIZAÇÃO DAS FISSURAS SURGIDAS NOS MODELOS.	112
FIGURA 4.2 – RUÍNA DO COBRIMENTO DO PILAR (MODELO C3).	114
FIGURA 4.3 – FISSURAS MONITORADAS NO MODELO C1.	115
FIGURA 4.4 – FISSURAS MONITORADAS NO MODELO C2.	116
FIGURA 4.5 – FISSURAS MONITORADAS NO MODELO C3.	117
FIGURA 4.6 – FISSURAS APRESENTADAS NO MODELO C1.	119
FIGURA 4.7 – FISSURAS APRESENTADAS NO MODELO C2.	119
FIGURA 4.8 – FISSURAS APRESENTADAS NO MODELO C3.	119
FIGURA 4.8 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTO – MODELO C1.....	121
FIGURA 4.9 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTO – MODELO C2.....	121
FIGURA 4.10 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTO – MODELO C3.....	122
FIGURA 4.11 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTO – TRANSDUTOR T1.....	122
FIGURA 4.12 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTO – TRANSDUTOR T2.....	122
FIGURA 4.13 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTO – TRANSDUTOR T3	122
FIGURA 4.14 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 3 - MODELO C1	124
FIGURA 4.15 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 3 - MODELO C2	124
FIGURA 4.16 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 3 - MODELO C3	125
FIGURA 4.17 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 4 - MODELO C1	125
FIGURA 4.18 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 4 - MODELO C2	125
FIGURA 4.19 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 4 - MODELO C3	125
FIGURA 4.20 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 5 - MODELO C1	125
FIGURA 4.21 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 5 - MODELO C2	125
FIGURA 4.22 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – EXTENSÔMETROS NA BARRA 5 - MODELO C3	126

FIGURA 4.23 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – VALORES MÉDIOS - MODELO C1	126
FIGURA 4.24 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – VALORES MÉDIOS - MODELO C2.....	126
FIGURA 4.25 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – VALORES MÉDIOS - MODELO C3.....	126
FIGURA 4.26 – EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES MÉDIAS NOS BLOCOS ENSAIADOS.	127
FIGURA 4.27 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – PILAR – MODELO C1.....	129
FIGURA 4.28 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – PILAR – MODELO C2.....	129
FIGURA 4.29 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – PILAR – MODELO C3.....	129
FIGURA 4.30 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – PILAR – MÉDIA POSIÇÃO 5 CM.	129
FIGURA 4.31 - CURVA CARGA X DEFORMAÇÃO – PILAR – MÉDIA POSIÇÃO 24 CM.	129
FIGURA 4.32 – EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES MÉDIAS NOS PILARES ENSAIADOS.	130
FIGURA 4.33 - CURVA CARGA X CARGA TOTAL – MODELO C1.	132
FIGURA 4.34 - CURVA CARGA X CARGA TOTAL – MODELO C2.	132
FIGURA 4.35 - CURVA CARGA X CARGA TOTAL – MODELO C3.	132
FIGURA 4.36 - CURVA CARGA X DESLOCAMENTOS – VALORES MÉDIOS T1-T1’.....	133
FIGURA 4.37 - CURVA CARGA X EMB. DO PILAR X ARMADURA NO TIRANTE.....	133
FIGURA 4.38 - CURVA CARGA X FORÇA NO TIRANTE – MODELO C1.	136
FIGURA 4.39 - CURVA CARGA X FORÇA NO TIRANTE – MODELO C2.	136
FIGURA 4.40 - CURVA CARGA X FORÇA NO TIRANTE – MODELO C3.	137
FIGURA 4.41 - CURVA CARGA X FORÇA NO PILAR – POSIÇÃO 5 CM.....	138
FIGURA 4.42 - CURVA CARGA X FORÇA NO PILAR – POSIÇÃO 24 CM.....	138
FIGURA 4.43 - CURVA FORÇA NO PILAR – POSIÇÃO 5 CM X FORÇA NO TIRANTE – SEÇÃO DO MEIO DO VÃO.....	139
FIGURA 4.44 - CURVA FORÇA NO PILAR – POSIÇÃO 24 CM X FORÇA NO TIRANTE – SEÇÃO DO MEIO DO VÃO.....	139
FIGURA 4.45 - CURVA FORÇA NO PILAR – POSIÇÃO 5 CM X FORÇA NO TIRANTE – SEÇÃO DO MEIO DA ESTACA.	139
FIGURA 4.46 - CURVA FORÇA NO PILAR – POSIÇÃO 24 CM X FORÇA NO TIRANTE – SEÇÃO DO MEIO DA ESTACA.	139

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DAS BIELAS: F_{CD1} PARA ZONAS NÃO FISSURADAS E F_{CD2} PARA ZONAS FISSURADAS (CM CEB-FIP, 1990 - ADAPTADA DE SILVA E GIONGO, 2000).....	26
TABELA 2.2 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DAS BIELAS (FUSCO, 1994 - ADAPTADA DE SILVA E GIONGO, 2000).	26
TABELA 2.3 – LIMITES DE VARIAÇÃO DO ÂNGULO ENTRE ESCORAS E TIRANTES (SOUZA, 2004).	29
TABELA 2.4 – VALORES MÍNIMOS DO COMPRIMENTO DE EMBUTIMENTO DO PILAR (ℓ_{EMB}) SEGUNDO MELO (2004) E A NBR 9062 (1985).	45
TABELA 2.5 – COMPRIMENTOS MÍNIMOS PARA ANCORAGEM DAS BARRAS (MELO, 2004).	52
TABELA 2.6 – GRUPOS DE MODELOS DE ENSAIO (MIGUEL, 2000).....	66
TABELA 2.7 - PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS ANALISADOS EXPERIMENTALMENTE (DELALIBERA, 2006).....	70
TABELA 3.1 - PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS ANALISADOS EXPERIMENTALMENTE.	76
TABELA 3.2 – DOSAGEM UTILIZADA EM OUTROS TRABALHOS EXECUTADOS NO LEE.	78
TABELA 3.3 – DOSAGEM UTILIZADA NOS MODELOS ENSAIADOS.	79
TABELA 3.4 – RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO OBTIDA NOS ENSAIOS.	81
TABELA 3.5 – FORÇAS ATUANTES NO COLARINHO SEGUNDO MELO (2004).....	85
TABELA 3.6 – VERIFICAÇÃO DAS PAREDES COMO CONSOLO CURTO.	86
TABELA 3.7 – ARMADURAS COMPLEMENTARES DO CÁLICE.	86
TABELA 3.8 – VERIFICAÇÃO DA TENSÃO NA REGIÃO NODAL INFERIOR.	91
TABELA 3.9 – ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO.	92
TABELA 3.9 – VERIFICAÇÃO DA ANCORAGEM.	93
TABELA 4.1 – VALORES DAS FORÇAS OBTIDAS NOS ENSAIOS.	113
TABELA 4.2 – EVOLUÇÃO DAS FISSURAS NO MODELO C1 (FIGURA4.3).	118
TABELA 4.3 – EVOLUÇÃO DAS FISSURAS NO MODELO C2 (FIGURA4.4).	118
TABELA 4.4 – EVOLUÇÃO DAS FISSURAS NO MODELO C3 (FIGURA4.5).	118
TABELA 4.5 – EXCENTRICIDADES APRESENTADAS NOS MODELOS.....	120
TABELA 4.6 – DESLOCAMENTOS REGISTRADOS PELOS TRANSDUTORES T1, T1' E T2.	121
TABELA 4.7 – DEFORMAÇÕES NA ARMADURA PRINCIPAL DE TRAÇÃO.	124
TABELA 4.8 – DEFORMAÇÕES NA ARMADURA PRINCIPAL DOS PILARES.	128
TABELA 4.9 – TENSÕES EFETIVAS NA REGIÃO NODAL INFERIOR.	134
TABELA 4.10 – FORÇAS DE TRAÇÃO NO TIRANTE.	136
TABELA 4.11 – FORÇAS DE INTERNAS NO PILAR.	138

RESUMO

Este trabalho analisa e discute o comportamento de blocos de fundação para estruturas pré-fabricadas de concreto sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada. Como ligação pilar-fundação utilizou-se o cálice de fundação com interface rugosa. O Modelo de Bielas e Tirantes é utilizado para modelar a transmissão de esforços do pilar para as estacas e a avaliação experimental verifica a validade desses modelos. A investigação experimental dos blocos teve como objetivo observar a colaboração do comprimento de embutimento do pilar para o dimensionamento da base do bloco e as diferenças na formação dos campos e trajetórias de tensões. Foram ensaiados três blocos em escala 1:2 sendo três alturas de colarinho diferentes. Para a instrumentação utilizou-se extensômetros elétricos posicionados nas armaduras principais de tração no bloco e na armadura principal do pilar e transdutores de deslocamento posicionados nas faces do bloco. Para o dimensionamento dos modelos foram seguidas as recomendações sugeridas por MELO (2004) assim como as indicações contidas na NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (1985).

Em função dos resultados obtidos por meio da análise experimental fica claro que não é necessário se considerar a altura de 2/3 do comprimento de embutimento do pilar para a transferência das forças por atrito, no caso específico de ação de força centrada, limite esse indicado por MELO (2004). A partir dessas conclusões se torna possível desenvolver modelos de bielas e tirantes mais apropriados a esse tipo de bloco sobre duas estacas.

Palavras-Chave: blocos sobre estacas; fundações; concreto pré-fabricado; investigação experimental.

ABSTRACT

This work analyses and discusses the pile caps behavior for concrete precast structures on two piles submitted to the action of centered force. As column-foundation connection, rough interface foundation socket was used. The strut-and-tie model is used to shape the effort transmission from the column to the pile-caps, confirmed by the experimental analyses. This investigation observed the cooperation of the column embending for the pile caps basis design and the differences in the formation of regions and trajectories of stress. In the procedure, there were three 1:2 scale pile caps, in three different heights of pedestal walls. For the instrumentalization were used strain gages positioned on the principal stress reinforcement, on the pile caps and on the principal reinforcement column. LVDT's were positioned on the surface of the pile caps, also. For the models design were followed the indications from MELO (2004) as well as the indications from the rules NBR 6118 (2003) and NBR 9062 (1985).

The obtained results from the experimental analyses show that it is not necessary to consider the $2/3$ embending length height of the pile caps for the friction forces transference, in case of load centered action, indicated by MELO (2004). As a conclusion, it is possible to develop strut-and-tie models appropriated to two pile caps.

Keywords: pile caps; foundations; precast concrete; experimental analysis.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:

O uso de concreto pré-moldado em edificações está amplamente relacionado a uma forma de construir econômica, durável, estruturalmente segura e com versatilidade arquitetônica. A indústria de pré-fabricados está continuamente inovando para atender as demandas da sociedade, como por exemplo: economia, eficiência, desempenho técnico, segurança, condições favoráveis de trabalho e de sustentabilidade.

A pré-fabricação das estruturas de concreto é um processo industrializado com grande potencial para o futuro. Todavia, geralmente a pré-fabricação ainda é vista por projetistas inexperientes como se fosse apenas uma variante técnica das construções de concreto moldadas no local. Nesse caso, a pré-fabricação significa apenas que partes da edificação são pré-moldadas em usinas fora do canteiro, para serem montadas depois na obra, como se o conceito inicial de uma estrutura moldada no local fosse obtido novamente. Esse ponto de vista é completamente equivocado. Todo sistema construtivo tem suas próprias condições, as quais contribuem de forma relevante para uma maior ou menor influência na definição da estrutura tais como, largura do vão, sistemas de estabilidade, etc. Para conseguir melhores resultados o projeto deveria, desde o início, respeitar as demandas específicas e particulares estruturais dos sistemas construtivos pré-moldados.

Na busca de mercado cada vez maior para o concreto pré-moldado, os engenheiros têm-se motivado a procurar soluções mais econômicas sem afetar a segurança estrutural. Baseado nisso, uma das principais alavancas para a otimização do cálculo estrutural e o desenvolvimento de inovações tecnológicas no campo das estruturas de concreto pré-moldado são as atividades de pesquisa, nas quais merece destaque o estudo das ligações entre peças e o desenvolvimento de elementos de fundação especiais para a utilização em estruturas pré-fabricadas.

1.1.1 Fundações - Pré-fabricados:

As obras em pré-fabricados normalmente são contratadas de modo que toda a estrutura fique a cargo de uma única empresa. Neste caso, as indústrias fornecedoras de elementos pré-fabricados acabam assumindo também a construção das fundações, seja quando o terreno exige fundações profundas ou sapatas.

As usinas de pré-fabricados, normalmente, têm um departamento ou empresas associadas que executam no local as fundações profundas. O projeto é realizado sob orientação do engenheiro consultor de solos, que verifica no local, por meio de sondagens, as propriedades peculiares do terreno, definindo, assim, o tipo de fundação e o tipo de ligação pilar-fundação. A ligação pilar-bloco utilizada neste trabalho consiste em encaixar o pilar em um nicho (colarinho) cujas paredes são dotadas de rugosidades objetivando melhor solidarização entre as peças.



Figura 1.1 – Bloco de fundação pré-fabricado sobre duas estacas a espera do pilar.

Por condições de mercado, quando o transporte assume papel importante na planilha de custos, pode-se optar por realizar e concretar os blocos moldados no local, muitas vezes usando como fôrma o próprio terreno escavado, diminuindo a quantidade e a complexidade das fôrmas de madeira a serem utilizadas.

É necessário um cuidado especial ao orçar os custos dos blocos de fundação verificando qual é a melhor opção, se pré-fabricados ou moldados no local, a fim de manter o custo global competitivo. O objetivo é que o conjunto formado pela estrutura, fundações profundas e blocos tenha o menor custo, o que se torna, muitas vezes, fator determinante na definição final de um projeto.

1.1.2 Fundações – Conceitos:

O estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de um edifício. A escolha do tipo adequado de fundação envolve estudos relativos às propriedades do solo, tais como sua deformabilidade e resistência. Além disso, essa escolha deve ser compatível com as condições estruturais da superestrutura.

De um modo geral, uma boa fundação deve satisfazer aos seguintes requisitos:

- Deve-se situar a uma profundidade adequada, para evitar danos causados por escavações ou por futuras construções nas suas vizinhanças;
- Deve ser segura quanto à possibilidades de deslizamentos;
- Deve oferecer condições de evitar a ruptura do solo;
- Seus recalques devem ser compatíveis com a capacidade de acomodação da estrutura, especialmente os recalques diferenciais.

A análise desses requisitos é objetivo de estudos da Geotecnia que usa conhecimentos de Geologia e Mecânica dos Solos, devendo-se recorrer à bibliografia especializada.

Com o conhecimento dos parâmetros do solo, da intensidade das ações, das posições das edificações limítrofes e dos tipos de fundações disponíveis no mercado do local da obra, o projetista deve escolher qual a melhor alternativa para satisfazer técnica e economicamente o caso em questão.

1.1.3 Blocos sobre Estacas:

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais de fundação cuja finalidade é transmitir às estacas as ações oriundas da superestrutura como mostra a Figura 1.1. O uso deste tipo de fundação se justifica quando não se encontram camadas superficiais de solo resistentes, sendo necessário atingir camadas mais profundas que servirão de apoio à fundação.

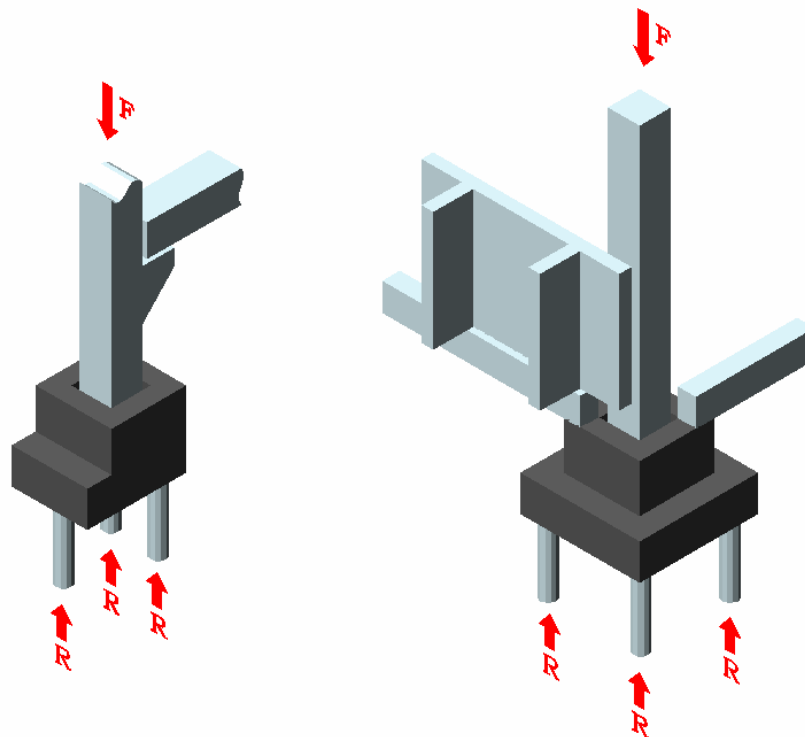


Figura 1.2 – Blocos de fundação utilizados em estruturas pré-fabricadas.

Os blocos sobre estacas são estruturas tridimensionais, ou seja, todas as dimensões têm a mesma ordem de grandeza, tornando seu funcionamento complexo.

O comportamento mecânico do conjunto aço/concreto, a determinação de vinculações e a existência da interação solo/estrutura são problemas que agravam o grau de complexidade.

Esses elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente, não permitem inspeção visual quando em serviço, sendo assim, importante o conhecimento de seu real comportamento.

Os métodos para dimensionamento destes elementos utilizados até os dias atuais tratam-os de modo simplificado, além disso, há diferentes parâmetros adotados pelas normas e processos. A norma brasileira NBR 6118 (2003) considera os blocos sobre estacas como elementos estruturais especiais, que não respeitam a hipótese de seções planas, por não serem suficientemente longos para que se dissipem as perturbações localizadas. Classifica o comportamento estrutural de blocos em rígidos ou flexíveis. No caso de blocos rígidos o modelo estrutural adotado para cálculo e dimensionamento deve ser tridimensional, linear ou não, e modelos de biela-tirante tridimensionais, sendo esses últimos os preferidos por definir melhor a distribuição de forças nas bielas e tirantes. A NBR-6118 (2003) não fornece em seu texto um roteiro e informações suficientes para que se façam verificações e o próprio dimensionamento destes elementos.

O código americano ACI-318 (1994) adota hipóteses bem simplificadas para o dimensionamento de blocos. Recomenda o uso da teoria da flexão e a verificação da altura mínima do bloco para resistir à força cortante. Define como bloco rígido aquele em que a transferência de forças se dá por meio do modelo de bielas e tirantes.

Os métodos usuais empregados para o projeto de blocos sobre estacas utilizados pelo meio técnico no Brasil são os Métodos do CEB-FIP (1970) e o das Bielas.

O Método das Bielas, que foi desenvolvido considerando análise de resultados experimentais de modelos ensaiados por BLÉVOT (1967), considera no interior do bloco uma treliça composta por barras tracionadas e barras comprimidas. As forças de tração que atuam nas barras horizontais da treliça são resistidas pela armadura enquanto que as de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto. Consiste no cálculo da força de tração e na verificação da tensão de compressão nas bielas. É recomendado para ações centradas, mas pode ser empregado no caso de ações excêntricas, desde que se admita que todas as estacas estejam submetidas à maior força transferida.

O Método do CEB-FIP (1970) é aplicável a blocos cuja distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada varia entre um terço e a metade da altura do bloco. O método sugere um cálculo à flexão considerando uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Para verificações da capacidade resistente à força cortante, define-se uma seção de referência externa distante da face do pilar de um comprimento igual à metade da altura do bloco, e no caso de blocos sobre estacas vizinhas ao pilar a seção é considerada na própria face do pilar.

Uma análise criteriosa para definir o comportamento estrutural de blocos sobre estacas é a que considera o modelo de bielas e tirantes, afinal, trata-se de regiões descontínuas onde não são válidas as hipóteses de Bernoulli. No modelo de bielas e tirantes as verificações de compressão nas bielas podem ser feitas com as considerações do Código Modelo do CEB-FIP (1990), pois as regiões nodais têm geometria diferente das sugeridas por BLÉVOT (1967). O modelo de bielas e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, utilizando o processo do

caminho das cargas. Essas tensões podem ser obtidas por meio de uma análise elástico-linear, utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

O comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas tem sido estudado experimentalmente por poucos pesquisadores. HOBBS e STEIN (1957) desenvolveram um modo de solução pela teoria da elasticidade bidimensional e ensaiaram setenta modelos, com armaduras compostas por barras retas e curvas nas extremidades. Eles concluíram que os blocos com barras curvas foram mais eficientes que aqueles com barras retas. MAUTONI (1972), estudando a resistência dos blocos sobre duas estacas em relação à força cortante, formulou um critério para o cálculo da força de ruína e para a determinação da porcentagem de armadura crítica, a qual determina a forma de ruína.

BLÉVOT e FRÉMY (1967) realizaram ensaios em cem blocos sobre estacas com a finalidade de estudar a influência de diferentes arranjos de armadura. Em blocos sobre quatro estacas eles constataram que, distribuindo a armadura uniformemente, a força última é reduzida de 20% em comparação com blocos com a mesma taxa de armadura, porém, dispostas sobre as estacas. Em blocos sobre três estacas essa redução foi de 50%.

CLARKE (1973) ensaiou quinze blocos (escala 1:2) sobre quatro estacas para estudar a influência da disposição da armadura e a ancoragem das barras. Distribuindo a armadura uniformemente encontrou uma redução da força de ruína de 14% e, para os blocos com armadura concentrada sobre estacas, observou que a ancoragem das barras foi influenciada pela ação confinante das bielas de compressão.

ADEBAR, KUCHMA e COLLINS (1990) conduziram ensaios em seis modelos de blocos sobre quatro estacas, para examinar a viabilidade do modelo tridimensional de bielas e tirantes em projetos de blocos sobre

estacas. Eles concluíram que o modelo de bielas e tirantes pode estimar, com exatidão, o comportamento e a força de ruína dos blocos sobre estacas.

IYER e SAM (1991) estudaram o comportamento de blocos sobre três estacas por meio de uma análise elástico-linear tridimensional (método dos elementos finitos) e concluíram que a analogia de treliça, aplicada a blocos sobre estacas utilizada por BLÉVOT e FRÉMY (1967) não é satisfatória, pois esta não fornece as localizações e magnitudes de tensões máximas com precisão. Os mesmos autores, em 1995, estudaram o comportamento de blocos sobre duas e quatro estacas por meio de uma análise tridimensional não-linear, também utilizando o método dos elementos finitos, e contribuíram, em 1996, com uma análise tridimensional fotoelástica para o estudo desses elementos estruturais.

MIGUEL (2000) estudou o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas. Ensaiou modelos conservando a armadura principal e variando as armaduras secundárias com o objetivo de estudar o desenvolvimento de fissuras e o modo de ruína dos mesmos. A partir dos ensaios realizados, a autora concluiu que o método das bielas desenvolvido por BLÉVOT (1967) mostra-se conservador, indicando margem de segurança mínima de 12%.

Segundo TJHIN e KUCHMA (2002) a orientação mais adequada para seleção de modelos apropriados de bielas e tirantes pode ser verificada em SCHLAICH et al. (1987), que propõem arranjar os elementos da treliça do modelo utilizando as trajetórias de tensões principais obtidas de uma solução elástico-linear. Essas aproximações permitem verificar os estados limites últimos e de serviço.

MUNHOZ (2004) estudou o comportamento de blocos rígidos de concreto armado sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas, submetidos à ação de força centrada. A partir de análises numéricas, utilizando-se programa baseado no Método dos Elementos Finitos, concluiu que o modelo de treliça utilizado em projetos é simplificado e foram feitas algumas

sugestões para a utilização de um modelo de bielas e tirantes mais refinado. A autora estudou também a influência da variação da geometria de estacas e de pilares no projeto de blocos sobre estacas.

Recentemente DELALIBERA (2006) apresentou um estudo completo sobre o comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Desenvolveu uma análise numérica tridimensional não-linear levando em consideração a fissuração do concreto e a influência das armaduras no comportamento estrutural dos blocos. Realizou, também, uma investigação experimental com o intuito principal de observar, de modo mais abrangente, a geometria das bielas de compressão e determinar com maior exatidão a distribuição do fluxo das tensões principais de compressão. Constatou, assim, que a geometria observada nos modelos numéricos analisados difere da usualmente sugerida por vários autores e que somente parte da estaca é solicitada de maneira mais intensa, ou seja, considerar que a estaca esteja submetida em toda sua seção transversal pela mesma tensão de compressão não é correto. Também analisou a eficiência dos ganchos das barras de aço que compõem os tirantes, verificando que os ganchos podem ser omitidos sem prejuízo da segurança estrutural dos blocos. Com base nos resultados obtidos, DELALIBERA (2006) sugeriu dois métodos de dimensionamento para blocos sobre estacas, fundamentados na analogia de bielas e tirante.

1.2 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TRABALHO:

A evolução dos sistemas construtivos, associados a grande utilização de peças pré-moldadas, torna necessário, cada vez mais, estudos aprofundados no sentido de oferecer métodos e modelos de projeto que descrevam de maneira mais real o comportamento estrutural de determinadas peças, entre elas os blocos de fundação.

Nos trabalhos revisados observou-se que existem ótimos trabalhos científicos que contemplam o estudo de blocos de fundação convencionais,

entre eles os de DELALIBERA (2006) e de MUNHOZ (2000), entretanto, constatou-se a inexistência de trabalhos experimentais com blocos de fundação usados especialmente em estruturas pré-fabricadas. Em virtude disso, espera-se com esse estudo avaliar se modelos analíticos e numéricos utilizados no dimensionamento de blocos de fundação usuais (peça monolítica: pilar-bloco-estacas) oferecem um dimensionamento estruturalmente seguro em blocos de fundação usados em estruturas pré-moldadas.

1.3 OBJETIVO:

1.3.1 Objetivo Geral:

O objetivo geral é avaliar o comportamento estrutural do bloco de fundação para estruturas pré-fabricadas sobre duas estacas visando definir suas diretrizes e propriedades para que se possa fazer, de forma racional e segura, seu dimensionamento e detalhamento.

1.3.2 Objetivos Específicos:

Levantar o estado da arte para o bloco sobre duas estacas utilizados em estruturas pré-fabricadas e as recomendações dos códigos normativos vigentes;

Avaliar e comprovar experimentalmente a eficiência e a contribuição da ligação pilar-colarinho no dimensionamento da base do bloco verificando a influência da altura do bloco e o ângulo formado entre a horizontal assim como analisar o modo de ruína deste tipo de bloco de fundação;

Comprovar experimentalmente o comportamento e a pertinência do processo de dimensionamento adotado no trabalho.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO:

- **Capítulo 1 – Introdução:** este capítulo faz um breve histórico e descreve a evolução nos estudos tanto para blocos sobre estacas quanto para o Método das Bielas e Tirantes. A seguir mostra as justificativas do trabalho e os principais objetivos.
- **Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica:** este capítulo faz uma revisão bibliográfica dos principais ensaios realizados com blocos sobre estacas e suas respectivas conclusões. É feita, também, uma revisão dos princípios conceituais do Método das Bielas e Tirantes.
- **Capítulo 3 – Investigação Experimental:** este capítulo traz o projeto dos modelos experimentais submetidos aos ensaios em laboratório, assim como o modo construtivo, os materiais empregados, controle desses materiais, a instrumentação e a metodologia utilizada nos ensaios.
- **Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados:** este capítulo traz os resultados dos ensaios e a análise dos mesmos assim como críticas com relação a alguns resultados.
- **Capítulo 5 – Conclusão:** este capítulo traz as conclusões obtidas no trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras que envolvem o tema. Finalmente, seguem as Referências Bibliográficas.
- **Referências Bibliográficas:** traz os livros, normas e artigos citados nesta dissertação.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:

Neste capítulo apresenta-se um apanhado geral das pesquisas desenvolvidas com blocos sobre estacas englobando, principalmente, a linha de análise que considera a ruína do bloco, ou seja, o Modelo de Bielas e Tirantes.

O capítulo também descreve os principais ensaios experimentais realizados em blocos sobre estacas encontrados na literatura técnica nacional e internacional e uma revisão sobre os critérios utilizados no Modelo de Bielas e Tirantes.

2.2 MODELO DE BIELAS E TIRANTES:

2.2.1 Histórico:

A utilização de modelos de treliça associados aos modelos de vigas de concreto armado para o dimensionamento das armaduras remonta ao início do século XX, quando RITTER e MÖRSCH introduziram a clássica “Analogia de Treliça”. Após várias décadas de estudo, numerosos pesquisadores sugeriram modificações no modelo original no sentido de aperfeiçoá-lo e adequá-lo aos resultados experimentais.

Elementos estruturais de concreto armado como os consolos e apoios em dentes são, ainda hoje, dimensionados utilizando-se as idéias básicas do modelo de treliça. Podemos citar também o caso das sapatas isoladas e dos blocos sobre estacas, cujo dimensionamento das armaduras e a verificação de possível ruptura à compressão do concreto são feitos por meio do “método das bielas comprimidas”.

No modelo de bielas e tirantes os elementos comprimidos, ou bielas, representam campos de tensão de compressão no concreto e os elementos tracionados, ou tirantes, representam campos de tensão de tração que são usualmente absorvidos pelas barras da armadura. Eventualmente, essas tensões de tração podem ser absorvidas pelo concreto desde que respeitadas as condições de segurança.

A analogia da treliça clássica, idealizada por RITTER e MÖRSCH e analisada experimentalmente pelo segundo no início do século XX, foi uma das concepções mais duradouras da história do concreto armado. Após décadas, as pesquisas sugeriram apenas modificações e aperfeiçoamentos na teoria inicial, mantendo, no entanto, sua idéia básica que é a analogia entre uma treliça e uma viga de concreto armado.

Os resultados de ensaios sugeriram a adoção de uma treliça chamada “Treliça de Mörsch Generalizada”, cuja inclinação das bielas comprimidas com o eixo da viga passou a ser adotada de forma compatível com o comportamento observado nos ensaios.

Na década de 80, SCHLAICH e SCHAFER (1987), pesquisadores de Stuttgart, Alemanha, sugeriram a utilização de modelos de bielas e tirante de modo generalizado para o dimensionamento de outros elementos estruturais, tais como: vigas-parede, apoios em dentes e aberturas em vigas, consolos, ligações viga-pilar, sapatas e blocos sobre estacas.

MARTI (1985), utilizando a teoria da plasticidade, propôs a aplicação dos modelos ao dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais de uma viga. Um conjunto de critérios básicos, utilizando os conceitos de bielas, tirantes, nós, leque e arcos, tornou possível o desenvolvimento de modelos adequados.

Por meio da comparação com resultados de ensaios, COOK e MITCHELL (1988) confirmaram a adequação dos modelos ao projeto de vigas-parede, apoios em dentes e consolos.

2.2.2 Fundamentos do Modelo:

Os modelos de bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais de concreto armado. As bielas são idealizações dos campos de tensão de compressão no concreto e os tirantes são os campos de tensão de tração que normalmente são absorvidos por uma ou mais camadas de armadura; em alguns casos podem ser absorvidos pelo concreto, em locais onde não se posicionam barras de armadura, são supostos tirantes de concreto. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas, ligando-as por meio de nós.

Os nós são análogos às articulações de uma treliça; são regiões onde são transferidas forças entre bielas e tirantes. Como resultado, estas regiões estão sujeitas a um estado de tensão multidirecional. Os nós são classificados conforme os tipos de força que recebem.

Conhecendo-se um modelo adequado para uma determinada região de uma estrutura, as forças nas bielas e tirantes serão automaticamente calculadas por meio do equilíbrio entre forças internas e externas.

Na Figura 2.1 pode-se observar alguns exemplos de regiões modeladas com bielas e tirantes.

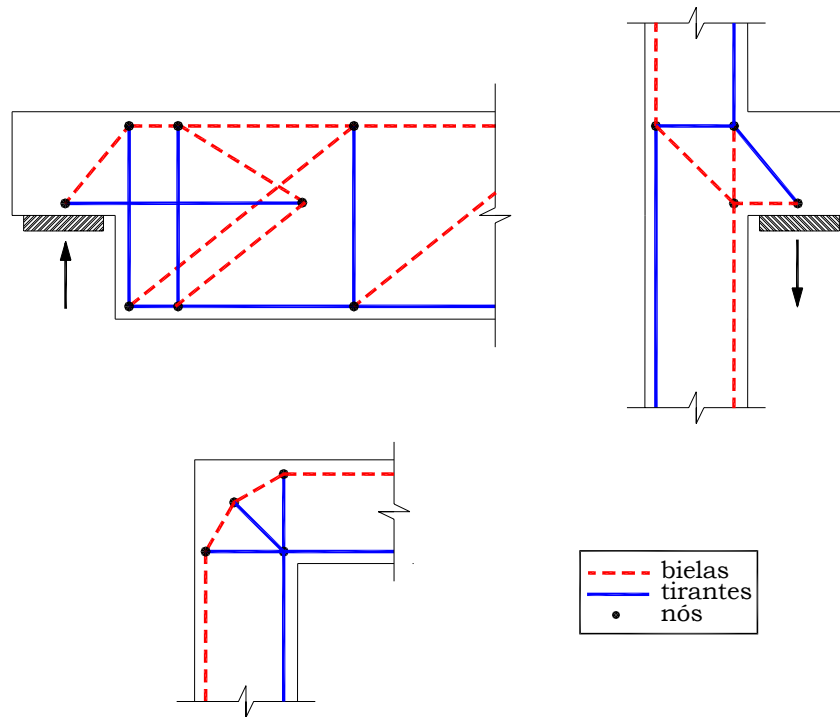


Figura 2.1 – Exemplos de aplicações de modelos de bielas e tirantes.

SILVA e GIONGO (2000), assim como outros autores, descrevem que os modelos de bielas e tirantes podem ser projetados considerando o fluxo de tensões na estrutura, usando o processo do caminho de carga. Dispondo-se das tensões elásticas e suas direções principais, obtidas por meio de uma análise elástico-linear, o desenvolvimento do modelo é imediato. Tal análise pode ser feita utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

TJHIN e KUCHMA (2002) concluíram que as trajetórias de tensões principais obtidas de uma solução elástico-linear satisfazem aos estados limites de serviço e últimos, mas advertem que se trata de uma aproximação.

2.2.2.1 Definição Geométrica:

Segundo SILVA e GIONGO (2000), a geometria do modelo pode ser obtida analisando os seguintes aspectos:

- Tipos de ações atuantes;

- Ângulos entre bielas e tirantes;
- Área de aplicação das ações e reações;
- Número de camadas de armadura;
- Cobrimento da armadura.

Os ângulos entre as bielas e os tirantes são determinados por meio de distribuição de tensões elásticas produzidas pelas ações atuantes. As dimensões das bielas e regiões nodais dependem da área de aplicação das ações e reações, do número de camadas e do cobrimento da armadura. A Figura 2.2a apresenta o modelo para uma viga-parede simplesmente apoiada, submetida a uma força concentrada no meio do vão. As áreas escuras representam as regiões nodais. As bielas e os tirantes são dispostos de tal maneira que os centros de gravidade de cada membro da treliça e as linhas de ação de todas as ações externamente aplicadas coincidam em cada nó, como mostra a Figura 2.2a. Esta exigência pode limitar as dimensões das bielas. A região nodal do apoio ilustrada na Figura 2.2a é redesenhada com a armadura distribuída em camadas na Figura 2.2b e com um cobrimento maior na Figura 2.2c. De forma simples, o modelo pode ser representado como mostra a Figura 2.2d, sendo que as bielas de compressão são substituídas por linhas tracejadas e os tirantes, por linhas contínuas.

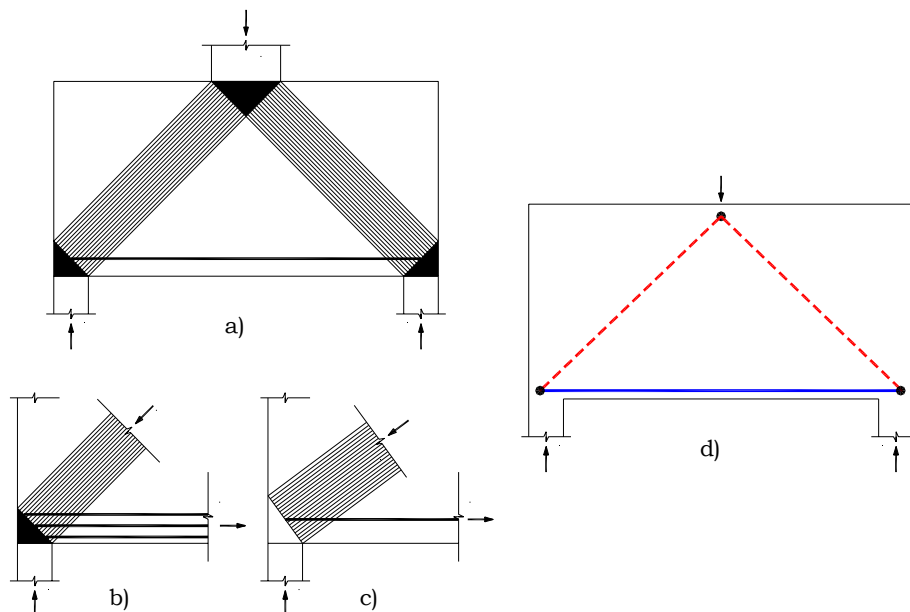


Figura 2.2 – Definição geométrica do modelo (SILVA e GIONGO, 2000).

2.2.2.2 Definição das Regiões B e D:

Para efeito de aplicação do modelo de bielas e tirantes na concepção de um projeto estrutural em concreto armado, é apropriado classificar regiões da estrutura em regiões contínuas e descontínuas. Segundo SCHLAICH *et al.* (1987) as regiões contínuas, denominadas regiões **B**, são aquelas em que as hipóteses de **Bernoulli**, ou seja, que apresentam distribuição linear de deformações ao longo da seção transversal, são válidas. As regiões **descontínuas**, regiões **D**, são regiões onde a distribuição de tensões é não-linear, ou seja, há uma variação complexa de tensão. Essas regiões podem ser produzidas por descontinuidades estáticas (ações concentradas e reações) e geométricas (aberturas em vigas, nós em pórtico e mudanças abruptas na geometria).

Segundo SILVA e GIONGO (2000) a subdivisão da estrutura em regiões B e D pode ser feita considerando-se as trajetórias de tensões nas proximidades das regiões descontínuas. Conforme o Princípio de Saint-Venant, há uma região definida por dimensões da mesma ordem de grandeza da seção transversal do elemento carregado, na qual se processa a regularização das tensões. Partindo deste princípio, pode-se delimitar as regiões D considerando-se, a partir das descontinuidades, geométricas ou estáticas, distâncias iguais à altura das regiões B adjacentes. A Figura 2.3 apresenta alguns exemplos de regiões D e seus limites.

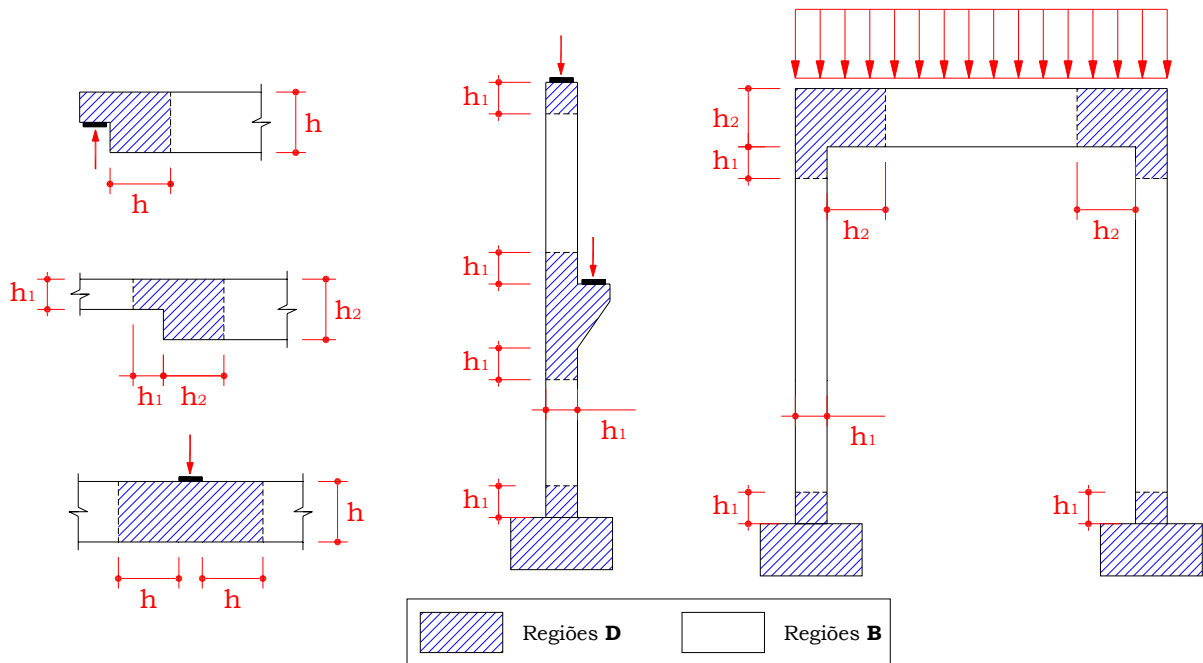


Figura 2.3 – Exemplos de regiões D e seus contornos (adaptado de SILVA e GIONGO, 2000).

TJHIN e KUCHMA (2002) relatam que a maioria dos problemas em estruturas de concreto se dá em regiões D. Esses problemas são motivados por, ainda hoje, os tipos mais familiares de regiões D, como por exemplo, vigas paredes, consolos, nós de pórticos e blocos sobre estacas serem projetados por meio de aproximações com base em análise experimental ou em considerações consagradas pela prática da engenharia. Para maior parte de outros tipos de regiões D, as normas fornecem pequenas orientações para projetos.

2.2.2.3 Análise Estrutural:

Para a maioria dos projetos, torna-se bastante trabalhosa a modelagem da estrutura inteira usando modelos de bielas e tirantes. Por isso, torna-se conveniente efetuar uma análise estrutural e dividir a estrutura em regiões B e D.

Segundo SILVA e GIONGO (2000), o projeto das regiões B pode ser efetuado aplicando-se os modelos de treliça. Para projetar as regiões D, deve-se conhecer os esforços solicitantes no contorno dessas regiões. Esses

esforços são obtidos através da análise estrutural e do projeto das regiões B adjacentes.

Para estruturas que consistem unicamente em regiões D, como as vigas-paredes e blocos sobre estacas, as forças no contorno são as ações aplicadas e as reações de apoio. SILVA e GIONGO (2000) dão destaque para a importância da divisão correta das regiões B e D e a definição dos esforços no contorno, possibilitando, assim, delinear o caminho das tensões no interior da estrutura.

O modelo adotado para a estrutura é função da geometria e das ações atuantes em seu contorno. Estruturas de mesma geometria e ações diferentes são modeladas de maneiras diferentes. Sendo assim, fica claro que parâmetros geométricos não são suficientes, assim como o uso de relações como ℓ/h , usualmente adotadas na classificação de elementos como consolos e vigas-parede podem ser insuficientes.

Estruturas tridimensionais podem ser subdivididas em planos individuais e tratadas separadamente com o objetivo de facilitar a obtenção dos modelos. Mesmo que em geral apenas modelos bidimensionais sejam considerados, a interação de modelos em planos diferentes deve ser levada em consideração por meio de condições de contorno apropriadas.

2.2.2.4 Processo do Caminho de Carga (blocos sobre estacas):

Sendo feita a verificação do equilíbrio externo e determinação de todos os esforços atuantes no contorno, os modelos de bielas e tirantes podem ser sistematicamente desenvolvidos por meio do fluxo de tensões dentro da estrutura pelo processo do caminho de carga. O caminho das forças no interior da estrutura ocorre por meio de campos de tensões de tração e compressão que serão representados no modelo por tirantes e bielas, respectivamente.

O processo do caminho das cargas deve ser executado a partir dos seguintes critérios:

- Nas regiões onde houver ações uniformemente distribuídas no contorno, estas devem ser substituídas por forças concentradas equivalentes, de forma que as ações de um lado da estrutura, depois de percorrerem um determinado caminho de carga, sejam equilibradas por ações do outro lado da estrutura;
- Duas ações opostas devem ser interligadas por caminhos de carga os mais curtos possíveis.
- Todos os caminhos de carga devem ser desenhados de tal forma que fiquem alinhados e não cruzem um pelo outro.
- No caso de ser possível a utilização de mais de um modelo de bielas e tirantes para a estrutura, utilizar, sempre, o que possuir o caminho de carga mais curto.
- Havendo necessidade acrescentam-se bielas e tirantes para obter equilíbrio nos nós.

Segundo o Código Modelo CEB-FIP (1990), a orientação feita pelas trajetórias de tensões elásticas é mais importante para as bielas do que para os tirantes, podendo estes serem dispostos paralelamente às extremidades do elemento, seguindo considerações práticas de arranjo das armaduras.

A Figura 2.4 apresenta um exemplo simples de aplicação do processo do caminho de carga para um bloco sobre duas estacas.

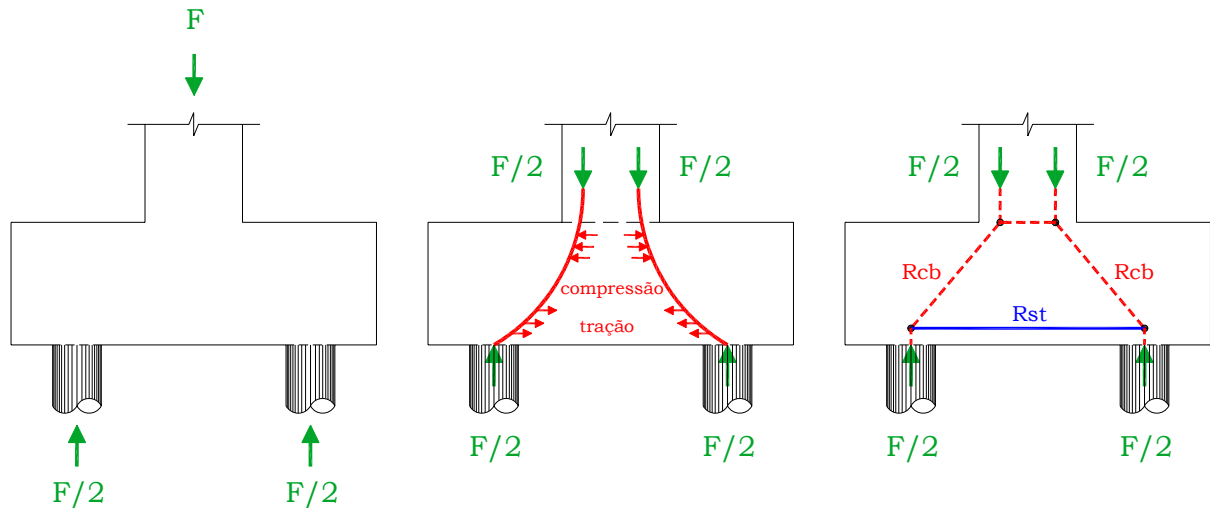


Figura 2.4 – Aplicação do caminho das cargas – bloco sobre duas estacas
(adaptado de MUNHOZ, 2004).

2.2.2.5 Otimização do Modelo (blocos sobre estacas):

A obtenção de modelos otimizados é uma tarefa difícil e que exige bastante experiência já que o projeto de uma estrutura ou determinada região da mesma, utilizando o modelo de bielas e tirantes, pode oferecer mais do que uma treliça possível para cada caso de força.

Entretanto, segundo TJHIN e KUCHMA (2002) há um número pequeno de soluções viáveis para cada região de projeto em virtude da ductilidade limitada no concreto estrutural.

Dentre os critérios mais utilizados para se obter soluções seguras e mais econômicas estão os fornecidos por SCHLAICH *et al.* (1987), que diz: “percebe-se que as ações tentam utilizar o caminho de mínimas forças e deformações. Como os tirantes, normalmente formados por barras de armadura, são muito mais deformáveis que as bielas de concreto e baseando-se no caminho das mínimas forças ou deformações, fica evidente que o melhor modelo é aquele que apresenta uma treliça na qual os comprimentos dos tirantes sejam os mais curtos. Esse critério pode ser formulado matematicamente da seguinte forma:

$$\sum F_i \cdot \lambda_i \cdot \varepsilon_{mi} = \text{mínimo} \quad [2.1]$$

Onde:

F_i → força;

λ_i → comprimento;

ε_{mi} → deformação específica média;

i → refere-se ao número da biela ou tirante;

Esta equação é baseada no Princípio da Energia de Deformação Mínima para comportamento elástico-linear de bielas e tirantes após a fissuração. A contribuição das bielas pode, usualmente, ser omitida porque suas deformações são geralmente muito menores do que aquelas dos tirantes”.

A Figura 2.5 apresenta um modelo de bielas e tirantes tridimensional para blocos sobre quatro estacas sugerido por ADEBAR *et al.* (1990).

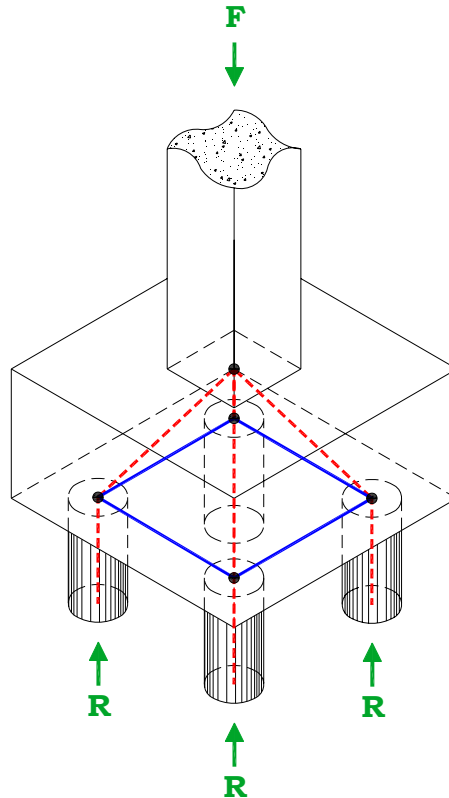


Figura 2.5 - Modelo de bielas e tirantes tridimensional para blocos sobre quatro estacas (adaptado de ADEBAR *et al.*, 1990)

2.2.2.6 Dimensionamento das Bielas:

As bielas apresentam-se, no modelo, como representações discretas de campos de tensão de compressão no concreto. Dependendo da forma de como as tensões de compressão se distribuem através da estrutura, têm-se campos de tensão de compressão diferentes, sendo que, para cobrir todos os tipos, pode-se enumerar três configurações típicas como mostra a Figura 2.6.

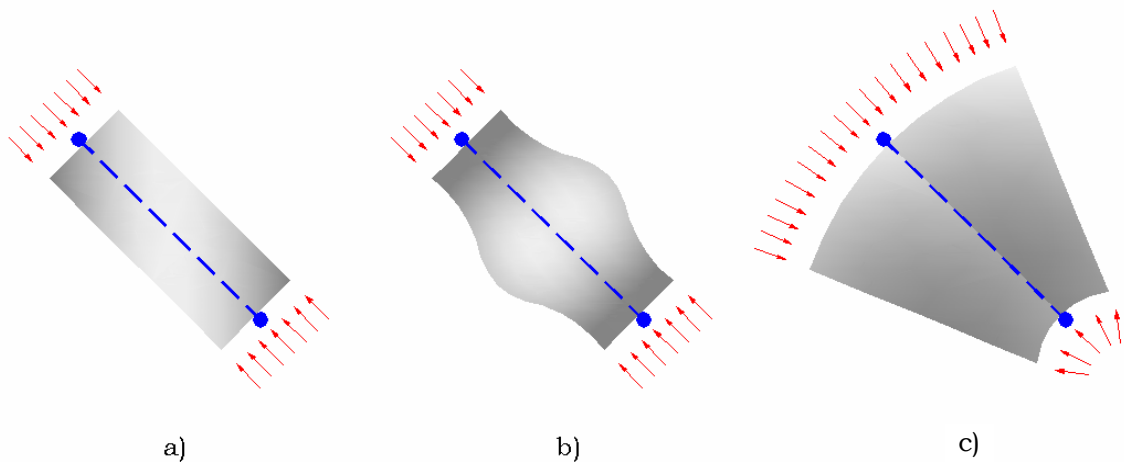


Figura 2.6 – Configurações típicas de campos de tensão de compressão (adaptado de TJHIN e KUCHMA, 2002).

a) Distribuição paralela de tensões: ocorre quando as tensões se distribuem uniformemente sem perturbação. Este campo é típico de regiões B e evidentemente não desenvolve tensões de tração transversais.

b) Distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento da seção: ocorre quando forças concentradas são introduzidas e propagadas por meio de curvaturas acentuadas. A difusão dessas tensões provoca compressão biaxial ou triaxial abaixo da força e tensões de tração transversais consideráveis, que combinadas com a compressão longitudinal podem provocar fissuras longitudinais ocasionando uma ruptura prematura. Como a resistência do concreto à tração é muito pequena, normalmente se dispõem barras de aço na direção transversal.

c) Distribuição radial de tensões: é a representação de um campo de tensão com curvatura desprezível. Normalmente encontrada nas regiões

D, esse tipo de distribuição de tensões propaga de maneira suave as forças concentradas que são introduzidas. Na distribuição radial de tensões não se desenvolvem tensões de tração transversais.

SILVA e GIONGO (2000) destacam que a resistência de um elemento estrutural ou de um nó, depende, substancialmente, do seu estado multiaxial de tensões e das perturbações causadas pelas fissuras e armaduras. Por esse motivo a compressão transversal, principalmente se ocorre em ambas as direções transversais, é favorável.

Quando um tirante cruza uma biela de compressão, a deformação produzida (efeitos de tração) pode reduzir a sua capacidade de resistir às forças de compressão. Por isso, a resistência à compressão das bielas acaba sendo menor que a dos banzos comprimidos. Em blocos sobre estacas este cruzamento ocorre apenas sobre as estacas.

SCHAFFER e SCHLAICH (1988) propõem os seguintes valores de resistência para as bielas de compressão:

- $0,85. f_{cd}$ – para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação;
- $0,68. f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $0,51. f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras inclinadas.

Em outro trabalho, SCHLAICH e SCHAFFER (1991) propõem que os valores limites de resistência para as bielas de compressão sejam:

- $1,0. f_{cd}$ – para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação;
- $0,8. f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- $0,6. f_{cd}$ – para campos de compressão com fissuras inclinadas.

O FIB (1999) mantém os mesmos valores sugeridos pelo Código Modelo CEB-FIP (1990), ou seja, a resistência de projeto de uma região sob compressão uniaxial pode ser determinada por meio de um diagrama simplificado de tensões uniformes para o concreto, ao longo de toda altura, de bielas a banzos comprimidos. A tensão média nas bielas, para valores de f_{ck} em MPa, pode ser calculada pela expressão:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \rightarrow \text{para zonas não fissuradas} \quad [2.2]$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \rightarrow \text{para zonas fissuradas} \quad [2.3]$$

Em zonas fissuradas a resistência do concreto à compressão pode ser reduzida pelo efeito de tração transversal da armadura e pela necessidade de transmitir forças por meio das fissuras como mostra a Figura 2.7.

Os valores de tensão sugeridos são válidos, desde que a deformação de compressão máxima no concreto, para valores de f_{ck} em MPa, seja igual a:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 - 0,002 \cdot \frac{f_{ck}}{100} \quad [2.4]$$

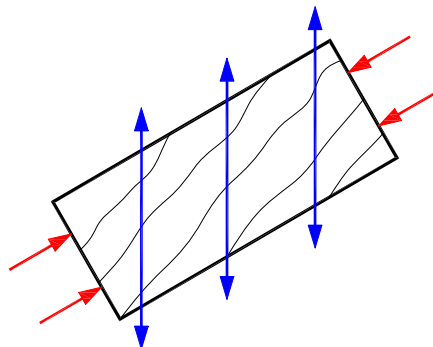


Figura 2.7 – Exemplo de resistência reduzida f_{cd2} (CM CEB-FIP, 1990 - adaptada de SILVA e GIONGO, 2000).

A Tabela 2.1 mostra os valores dos parâmetros de resistência das bielas para diversas classes de resistência do concreto.

Tabela 2.1 – Parâmetros de resistência das bielas: f_{cd1} para zonas não fissuradas e f_{cd2} para zonas fissuradas (CM CEB-FIP, 1990 - adaptada de SILVA e GIONGO, 2000).

Concreto	f_{cd1}	f_{cd2}
C20	$0,782.f_{cd}$	$0,552.f_{cd}$
C25	$0,765.f_{cd}$	$0,540.f_{cd}$
C30	$0,748.f_{cd}$	$0,528.f_{cd}$
C35	$0,731.f_{cd}$	$0,516.f_{cd}$
C40	$0,714.f_{cd}$	$0,504.f_{cd}$
C50	$0,680.f_{cd}$	$0,480.f_{cd}$

A Tabela 2.2 apresenta os valores de σ_{cd} propostos por FUSCO (1994) para o dimensionamento das bielas.

Tabela 2.2 – Parâmetros de resistência das bielas (FUSCO, 1994 - adaptada de SILVA e GIONGO, 2000).

Tipo da biela	$f_{ck} \leq 40MPa$	$f_{ck} > 40MPa$
Confinada em estado plano de tensões	f_{cd}	$0,90.f_{cd}$
Não confinada	$0,85.f_{cd}$	$0,80.f_{cd}$
Não confinada e fissurada	$0,60.f_{cd}$	$0,50.f_{cd}$

O Apêndice A do ACI-318 (2002) apresenta os seguintes critérios de resistência para as bielas:

$$\phi \cdot F_{ns} \leq \gamma F_u \quad [2.5]$$

$$F_{ns} = f_{cu} \cdot A_C \quad [2.6]$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_S \cdot f'_C \quad [2.7]$$

Sendo:

f'_C → resistência característica do concreto (para o quantil de 1%);

$$\phi = 0,85$$

E β_S poderá ter os seguintes valores conforme a influência da fissuração e a possível presença de armadura transversal.

- $\beta_s = 1,0$, para bielas de seção constante;
- $\beta_s = 0,75$, para bielas do tipo garrafa com armadura que satisfaça o item A.3.3 do Apêndice A do ACI-318 (2002);
- $\beta_s = 0,40$, para bielas que atravessam zonas fissuradas;
- $\beta_s = 0,60$, para bielas do tipo garrafa com armadura que não satisfaça o item A.3.3 do Apêndice A do ACI-318 (2002);
- $\beta_s = 0,60$, para todos os demais casos.

2.2.2.7 Dimensionamento dos Tirantes:

Usualmente, as forças nos tirantes são absorvidas pela armadura e o eixo que contém o centro de gravidade das barras de armadura deve coincidir com o eixo do tirante no modelo adotado. A área de armadura necessária é obtida diretamente por meio da força no tirante e da resistência de escoamento de cálculo do aço considerando o Estado Limite Último dada por:

$$A_s = \frac{\gamma_f \cdot R_{st}}{f_{yd}} \quad [2.8]$$

Segundo SILVA e GIONGO (2000), deve-se dar atenção especial à ancoragem das barras de armadura nas extremidades das regiões nodais. Uma ancoragem adequada e a utilização de bitolas menores com um maior número de camadas contribuem na definição da geometria e, conseqüentemente, na resistência das bielas e regiões nodais.

Em alguns casos há o surgimento de tirantes de concreto, pois, o equilíbrio em alguns modelos só pode ser obtido se forças de tração forem consideradas em locais onde, por razões práticas, não se pode colocar armadura. Nestes casos deve ser verificada a resistência à tração do concreto. Apesar da dificuldade de se obter um critério de projeto adequado

nestes casos, pode-se considerar, de forma simplificada, a resistência à tração do concreto para equilíbrio das forças, apenas quando se espera ruptura frágil ou zonas de ruptura local. Nesse caso, mesmo no concreto não fissurado, solicitações causadas por deformações impostas e microfissuras devem ser consideradas.

2.2.2.8 Dimensionamento dos Nós:

Uma região nodal, por definição, pode ser tida como um volume de concreto que envolve as intersecções das bielas comprimidas, em combinação com forças de ancoragem e/ou forças de compressão externas (ações concentradas ou reações de apoio). No modelo de bielas e tirantes os nós são análogos às articulações de uma treliça, e é onde ocorrem mudanças bruscas na direção das forças e transferência das mesmas entre bielas e tirantes. Os nós podem ser considerados uma idealização simplificada da realidade levando em conta que as mudanças bruscas de direção nos elementos estruturais reais ocorrem com certas dimensões, ou seja, comprimento e largura, ao contrário do que ocorre nos modelos de bielas e tirantes (treliça).

Os nós necessitam de cuidado bastante especial, de maneira a possibilitar a transferência adequada de forças entre as bielas e os tirantes.

Entre esses cuidados podemos citar, em particular, a escolha do ângulo existente entre uma biela e um tirante que chegam a um nó, tendo certeza de que esse ângulo não seja muito pequeno. Isso se deve ao fato de que conforme se tem menores valores do ângulo θ , formado entre o eixo da biela e o eixo do tirante, menor será a resistência à compressão de uma biela inclinada.

A Tabela 2.3 apresentada por SOUZA (2004) traz limites de variação recomendados para o ângulo θ de inclinação entre bielas e tirantes,

propostos por diversos pesquisadores e por alguns códigos normativos bastante influentes no cenário mundial.

Tabela 2.3 – Limites de variação do ângulo entre escoras e tirantes (SOUZA, 2004).

Norma ou Pesquisador	Ângulo de Variação
CSA (1984) apud Campos (1995)	$15^\circ \leq \theta \leq 75^\circ$
Schäfer; Schlaich (1988, 1991)	$45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$
EUROCODE 2 (1989)	$31^\circ \leq \theta \leq 59^\circ$
CEB-FIP Model Code 1990 (1993)	$18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Fusco (1994)	$26^\circ \leq \theta \leq 63^\circ$
Projeto de Revisão do EUROCODE 2 (1999)	$21^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$
Código Suíço (Swiss Code) apud Fu (2001)	$26^\circ \leq \theta \leq 64^\circ$
ACI-318 (2002)	$25^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$
NBR 6118 (2003)	$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Normalmente os nós podem ser dimensionados de tal modo que todas as forças sejam ancoradas e equilibradas de maneira segura. Segundo o Código Modelo CEB-FIP (1990), em geral, as tensões de compressão nos nós precisam ser verificadas somente onde forças concentradas são aplicadas à superfície do elemento estrutural. Uma verificação das tensões nos nós internos da estrutura torna-se necessária no caso de descontinuidades geométricas. Um dos fatores que afetam a resistência das regiões nodais é a existência de armadura tracionada e o modo como são distribuídas e ancoradas, assim como, o modo de confinamento existente.

Assim como para verificação das bielas, existem vários códigos normativos e pesquisadores que recomendam parâmetros para a resistência efetiva das regiões nodais e suas formas geométricas.

O ACI-318 (2002) traz a classificação das regiões nodais conforme descrição a seguir:

- CCC - É uma região nodal circundada apenas por bielas;
- CCT - É uma região nodal circundada por bielas e por um único tirante;

- CTT - É uma região nodal circundada por uma biela e por tirantes em uma ou mais direções;
- TTT - É uma região nodal circundada por três ou mais tirantes.

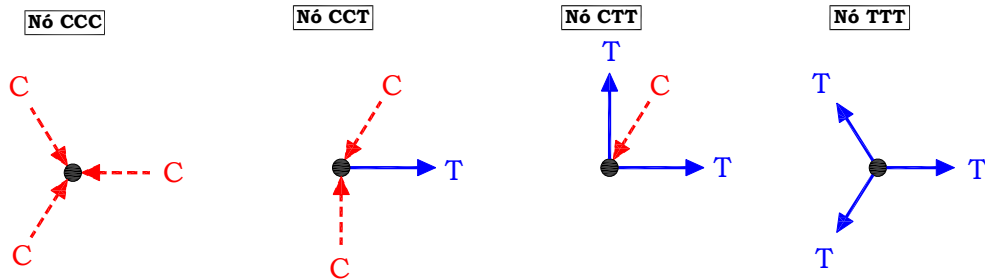


Figura 2.8 – Classificação das regiões nodais conforme o ACI-318 (2002).

Os parâmetros de resistência média das regiões nodais de acordo com o apêndice A do ACI-318 (2002) são descritos a seguir:

$$\phi \cdot F_{mn} \geq F_u \quad [2.9]$$

$$F_{mn} = f_{cu} \cdot A_n \quad [2.10]$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_n \cdot f'_c \quad [2.11]$$

Sendo que se pode adotar os seguintes valores de β_n conforme as propriedades da região nodal:

- $\beta_n = 1,0$, para regiões nodais circundadas por escoras ou placas de apoio, ou ambas (nós CCC)
- $\beta_n = 0,8$, para regiões nodais ancorando um único tirante (nós CCT);
- $\beta_n = 0,6$, para regiões nodais ancorando dois ou mais tirantes (nós CTT ou TTT).

Sendo que A_n é um dos seguintes valores:

- Área da face da região nodal tomada perpendicularmente à linha de ação da força no nó;

- Área da seção tomada perpendicularmente à linha de ação da força resultante na região nodal.

O Código Modelo CEB-FIP (1990) apresenta quatro exemplos típicos de regiões nodais:

- Nós somente com forças de compressão;
- Nós com ancoragem somente de barras paralelas;
- Nós com barras dobradas;
- Nós com tirantes em direções ortogonais.

Serão apresentados apenas os dois primeiros tipos de regiões nodais, os quais serão de maior importância para a análise da segurança de blocos sobre estacas.

Nós somente com forças de compressão:

Conforme o Código Modelo CEB-FIP (1990), tais nós ocorrem sob forças concentradas (Figura 2.9a), acima de apoios intermediários de vigas contínuas (Figura 2.9b), em apoios com cabos protendidos ancorados e em vértices reentrantes comprimidos. A região do nó pode ser suposta limitada por um polígono não necessariamente com ângulos retos, e as tensões ao longo da superfície do nó podem ser consideradas uniformemente distribuídas.

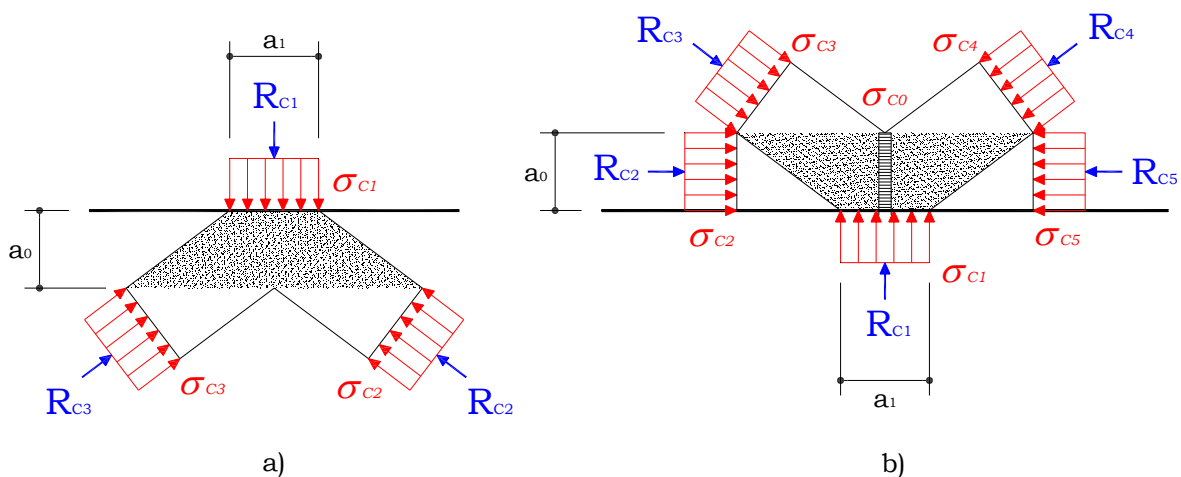


Figura 2.9 – Nós somente com forças de compressão (CM CEB-FIP,1990).

Para as regiões nodais das Figuras 2.9a e 2.9b é suficiente verificar somente a tensão σ_{C1} . Essa verificação é feita da seguinte forma:

$$\sigma_{C1} = \frac{R_{C1}}{a_1 \cdot b} \quad [2.12]$$

Sendo que b é a largura da peça.

Entretanto, se a altura a_0 dos nós for limitada por uma fissura ou pela largura das bielas R_{C2} e R_{C5} , como no caso de banzos comprimidos de vigas ilustrado na Figura 2.9b, a tensão σ_{C0} na direção ortogonal à placa de apoio também deve ser verificada.

Nós com ancoragem somente de barras paralelas:

Os nós com ancoragem somente de barras paralelas ocorrem quando um tirante encontra duas ou mais bielas. Alguns exemplos desse tipo de região nodal são os apoios extremos de vigas-parede e abaixo de forças concentradas que são aplicadas a consolos. A idealização típica desse nó é ilustrada na Figura 2.10.

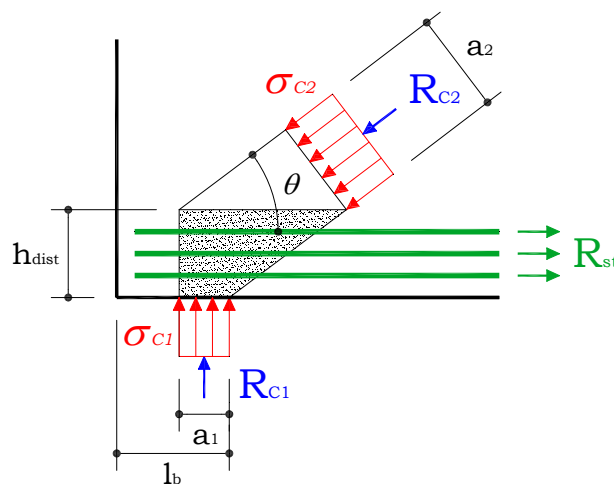


Figura 2.10 – Nós com ancoragem somente de barras paralelas (CM CEB-FIP,1990).

SCHLAICH e SCHAFER (1991) apresentam algumas expressões para verificação das tensões neste tipo de região nodal:

$$\sigma_{C1} = \frac{R_{C1}}{a_1 \cdot b} \quad \text{e} \quad \sigma_{C2} = \frac{R_{C2}}{a_2 \cdot b} = \frac{R_{C1}}{a_2 \cdot b \cdot \text{sen} \theta} \quad [2.13 \text{ e } 2.14]$$

Sendo a largura a_2 calculada da seguinte forma:

$$a_2 = (a_1 + h_{dist} \cdot \text{cot} \theta) \cdot \text{sen} \theta = a_1 \cdot \left(1 + \frac{h_{dist}}{a_1} \cdot \text{cot} \theta \right) \cdot \text{sen} \theta \quad [2.15]$$

A partir daí tem-se:

$$\sigma_{C2} = \frac{\sigma_{C1}}{\left(1 + \frac{h_{dist}}{a_1} \cdot \text{cot} \theta \right) \cdot \text{sen}^2 \theta} \quad [2.16]$$

A altura h_{dist} , onde devem ser distribuídas as barras de armadura do tirante, pode ser calculada com a seguinte expressão:

$$h_{dist} = n \cdot \phi + 2 \cdot c + (n - 1) \cdot s \quad [2.17]$$

em que:

n = número de camadas;

c = cobertura;

s = espaçamento vertical entre as barras da armadura.

De acordo com o Código Modelo CEB-FIP (1990), deve-se, obrigatoriamente, verificar a tensão σ_{C2} em apoios extremos de vigas parede em que:

$$h_{dist} < a_1 \cdot \text{cot} \theta \quad [2.18]$$

Os parâmetros de resistência média das regiões nodais indicados pelo Código Modelo CEB-FIP (1990) são os mesmos parâmetros sugeridos para as bielas de compressão que podem, também, ser aplicados às regiões nodais em estado multiaxial de tensão ficando, portanto, definido como limites para as tensões médias em qualquer superfície ou seção de um nó singular, os seguintes parâmetros:

- f_{cd1} , para nós onde só chegam bielas de compressão (Figura 2.9);
- f_{cd2} , para nós onde barras tracionadas são ancoradas (Figura 2.10).

A resistência f_{cd1} também pode ser aplicada a outros nós se o ângulo entre os tirantes e bielas não for inferior a 55° e se a armadura for detalhada com cuidado especial na região do nó; isto é, disposta em várias camadas com tirantes transversais.

O FIB (1999) adota os mesmos valores que o Código Modelo CEB-FIP (1990) e, além disso, acrescenta um valor intermediário para verificação das tensões nas regiões nodais:

$$f_{cd3} = 0,70 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot f_{cd} \quad [2.19]$$

O valor da resistência intermediária f_{cd3} é definida para nós com tirantes ancorados apenas em uma direção.

Os limites para as tensões médias de compressão nos contornos dos nós, sugeridos por SCHLAICH e SCHAFER (1988), são:

- $0,935 \cdot f_{cd}$ – em nós onde só se encontram bielas comprimidas, criando estado de tensão biaxial ou triaxial;
- $0,68 \cdot f_{cd}$ – em nós onde a armadura é ancorada.

Em outro trabalho SCHLAICH e SCHAFER (1991) sugerem valores um pouco diferentes para os limites de tensões médias de compressão:

- $1,1 \cdot f_{cd}$ – em nós onde só se encontram bielas comprimidas, criando estado de tensão biaxial ou triaxial;
- $0,8 \cdot f_{cd}$ – em nós onde a armadura é ancorada.

De forma a complementar seus trabalhos, SCHLAICH e SCHAFER (1988, 1991) descreveram, de modo adicional, uma série de formatos geométricos para nós singulares fornecendo, também, as diversas verificações possíveis para esses nós, de forma simplificada, com o objetivo de garantir a segurança dessas regiões.

Os nós típicos descritos pelos autores são apresentados, de forma sucinta, a seguir:

O Nó *Tipo1* é um nó típico CCC, com as bielas alcançando as faces da estrutura, conforme ilustra a Figura 2.11. Considera-se este tipo de nó seguro se σ_1, σ_2 e $\sigma_3 \leq 1,1 \cdot f_{cd}$.

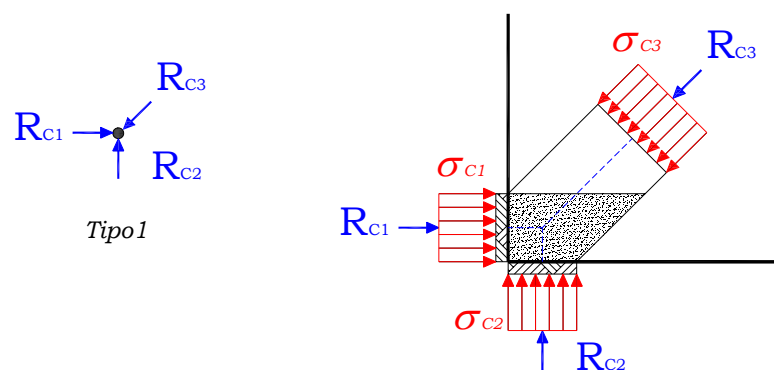


Figura 2.11 – Nó *Tipo1* (SCHLAICH e SCHAFER, 1991).

Já o Nó *Tipo2* é uma combinação de dois nós do *Tipo1*, conforme mostra a Figura 2.12. Para este tipo de nó, torna-se conveniente escolher dimensões adequadas para as bielas de maneira que a tensão na placa de apoio seja a tensão predominante no projeto do nó, com $\sigma_1 = 1,1 \cdot f_{cd}$.

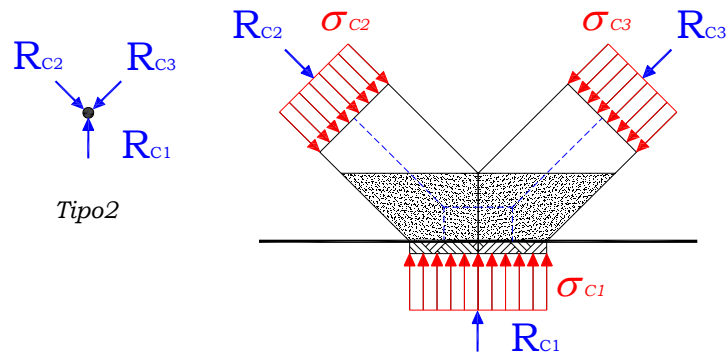


Figura 2.12 – Nó Tipo2 (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

Os Nós Tipo3 e Tipo4, conforme Figura 2.13 e Figura 2.14 respectivamente, são nós típicos que representam pontos de introdução de forças ou reações de apoio nas faces da estrutura. Estes tipos de nós são considerados seguros se σ_1 e $\sigma_2 \leq 1,1 \cdot f_{cd}$ e se a tensão no interior do nó for $\leq 1,1 \cdot f_{cd}$.

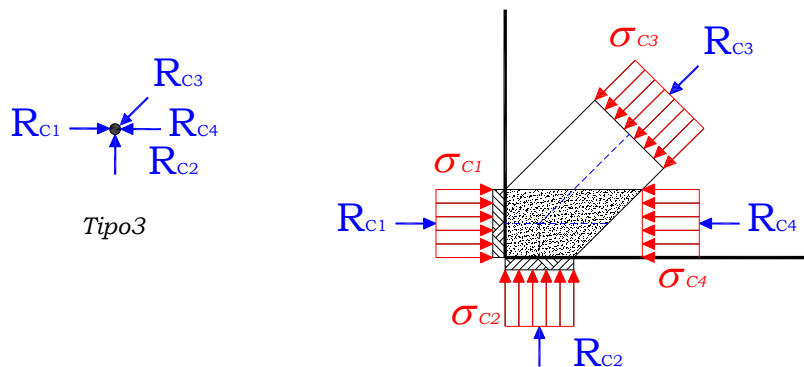


Figura 2.13 – Nó Tipo3 (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

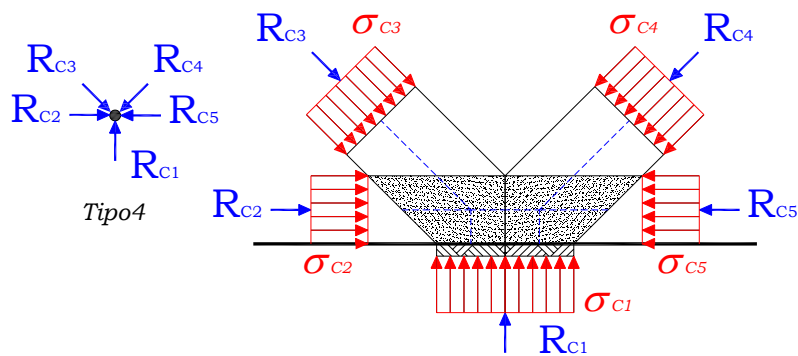


Figura 2.14 – Nó Tipo4 (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

O Nó *Tipo5*, ilustrado na Figura 2.15, representa a ancoragem de tirantes afastados das faces da estrutura, isto é, nós no interior da estrutura. Assim como todos os outros nós com tirantes, o comprimento de ancoragem deve ser verificado.

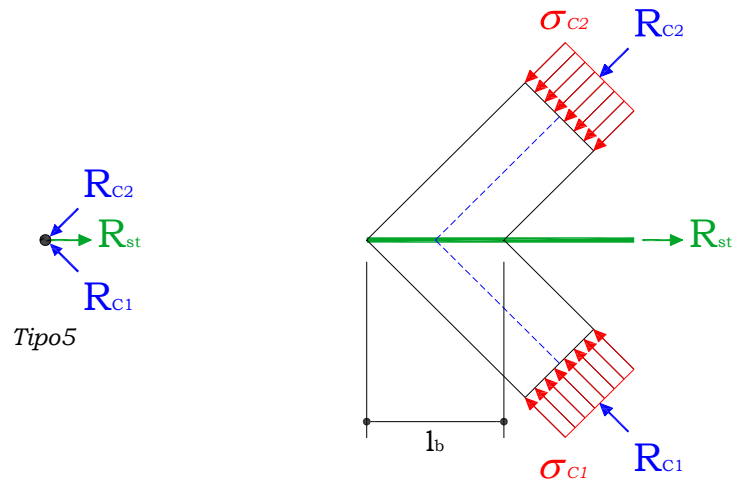


Figura 2.15 – Nó *Tipo5* (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

O Nó *Tipo6* é uma representação típica das regiões de apoio, como mostra a Figura 2.16. Considera-se o nó seguro desde que σ_1 e $\sigma_2 \leq 0,8 \cdot f_{cd}$. As expressões para verificação das tensões σ_1 e σ_2 neste tipo de região nodal já foram demonstradas anteriormente.

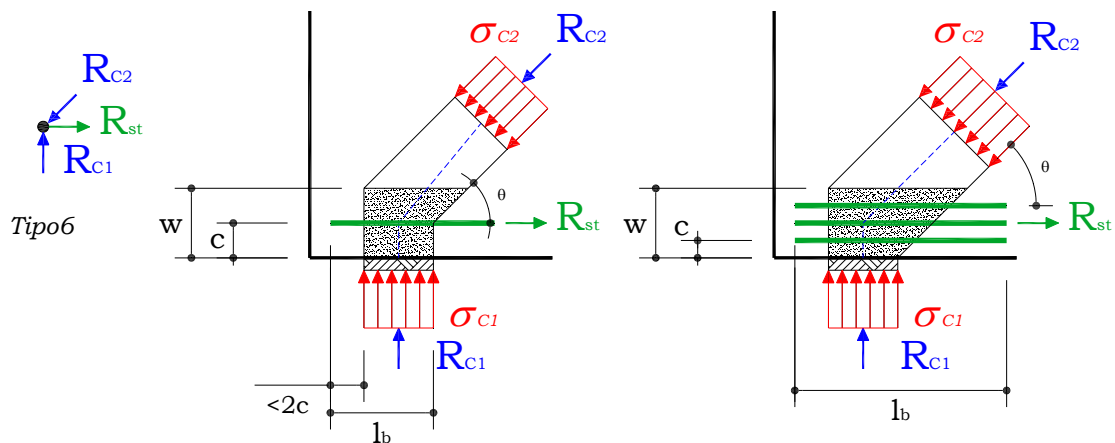


Figura 2.16 – Nó *Tipo6* (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

O Nó *Tipo7* é normalmente encontrado em banzos tracionados de vigas ou vigas-parede e também em dentes gerber, conforme ilustra a Figura 2.17. As barras do tirante R_{st2} devem ser bem distribuídas e de pequeno diâmetro

e posicionadas de forma que abracem o tirante R_{st1} . O nó é considerado seguro desde que $\sigma_1 \leq 0,8.f_{cd}$.

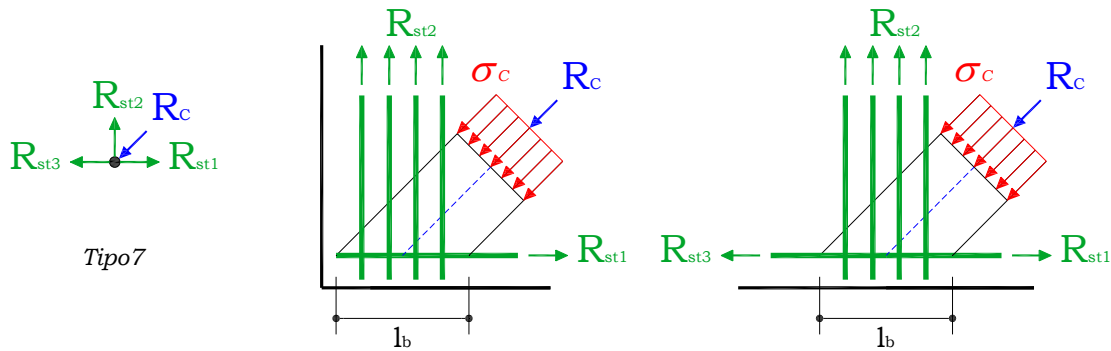


Figura 2.17 – Nó *Tipo7* (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

O Nó *Tipo8* é uma junção dos nós *Tipo1* e *Tipo6*, como mostra a Figura 2.18. As regras utilizadas para verificação da segurança devem ser as mesmas aplicadas para o nó *Tipo6*. Além disso, deve-se verificar se $\sigma_1, \sigma_2 \leq f_{cd}$.

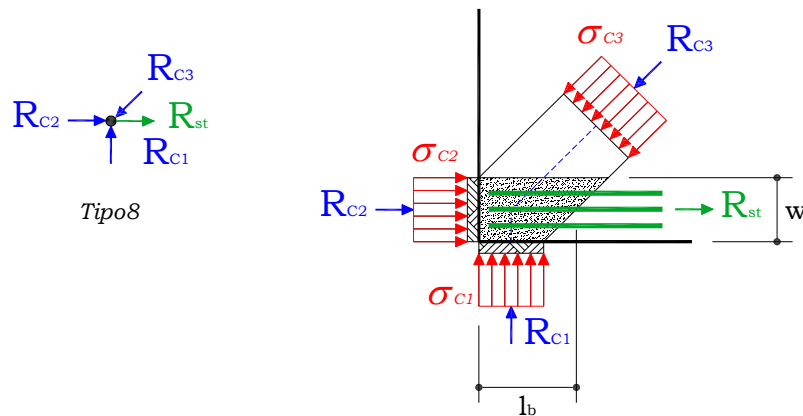


Figura 2.18 – Nó *Tipo8* (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

O Nó *Tipo9* é composto por dois nós do *Tipo8* e sua verificação é feita de acordo com este tipo de nó, conforme ilustra a Figura 2.19. Este tipo de nó é encontrado, principalmente, sobre apoios de vigas contínuas.

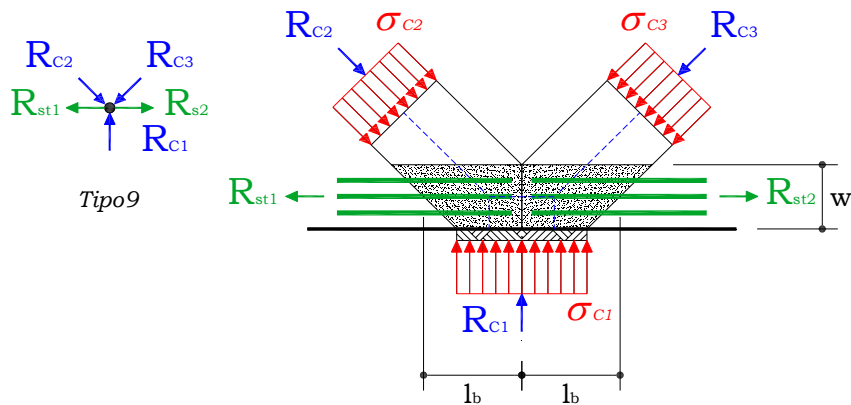


Figura 2.19 – Nó Tipo9 (SCHLAICH e SCHAFFER, 1991).

SOUZA (2004), no sentido de estabelecer parâmetros ajustados com a NBR 6118 (2003), propõe valores médios obtidos do enquadramento das expressões existentes julgadas mais relevantes. Desta maneira, o autor sugere a adoção dos seguintes valores:

- $f_e = 0,58.f_{ck}$, para regiões nodais circundadas por escoras ou placas de apoio (CCC);
- $f_e = 0,46.f_{ck}$, para regiões nodais ancorando um único tirante (CCT);
- $f_e = 0,40.f_{ck}$, para regiões nodais ancorando vários tirantes (CTT).

SILVA e GIONGO (2000) advertem sobre a divergência de valores dos parâmetros de resistência existentes, citando que, em uma mesma referência podem surgir dúvidas em relação a que valor deve-se adotar para cada caso. Os autores recomendam que, no caso de dúvida, se use os critérios propostos pelo Código Modelo do CEB-FIP (1990).

2.3 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS:

Segundo GIONGO (2000) o método clássico utilizado na determinação dos esforços solicitantes, em blocos rígidos, é baseado na teoria das bielas a qual se encaixa, perfeitamente, ao cálculo de blocos rígidos sobre duas estacas, respeitadas as condições de aplicabilidade do método, como por exemplo, o ângulo de inclinação das bielas. Ainda segundo o autor, o método

das bielas é o método mais difundido para o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas e é baseado nos trabalhos experimentais realizados por BLÉVOT e FRÉMY (1967).

O método das bielas consiste em representar no interior do bloco sobre duas estacas, uma treliça plana composta por barras tracionadas e barras comprimidas. Como já foi visto neste capítulo, as barras tracionadas (tirantes), ficam situadas no plano médio das armaduras. No caso específico de blocos, essas armaduras são horizontais e se localizam logo acima do plano de arrasamento das estacas. As barras comprimidas (bielas) são inclinadas e definidas a partir da intersecção do eixo das estacas com o plano médio das armaduras. Essa intersecção é definida como região nodal.

2.3.1 Projeto e Dimensionamento:

Para o projeto de blocos sobre duas estacas considera-se uma treliça constituída de barras tracionadas, localizadas logo acima do arrasamento (R_{st}), e barras comprimidas inclinadas, com extremidades junto a cabeça da estaca e da região de apoio dos pilares (R_{cb}), como ilustra a Figura 2.20.

A inclinação das bielas, de acordo com o triângulo das forças da Figura 2.20, fica sendo:

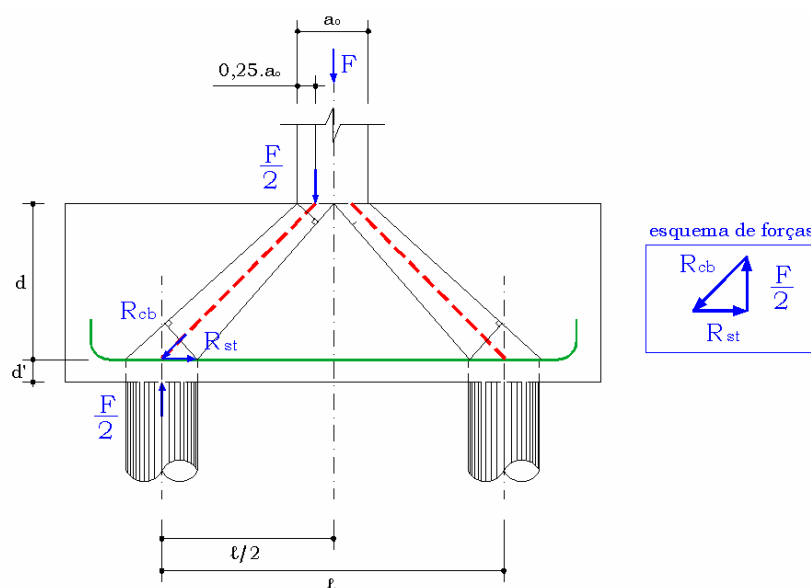


Figura 2.20 – Modelo clássico de cálculo – bloco sobre duas estacas.

$$\tan \theta = \left(\frac{d}{\frac{\lambda}{2} - \frac{a_o}{4}} \right) \quad [2.20]$$

Sendo: d é altura útil do bloco;
 a_o é a largura do pilar e
 ℓ é a distância entre eixos de estacas.

A força de tração é dada pela expressão:

$$R_{st} = \frac{F}{2} \cdot \frac{1}{\tan \theta} = \frac{F \cdot (2\lambda - a_o)}{8 \cdot d} \quad [2.21]$$

A força de compressão na biela fica sendo:

$$R_{cb} = \frac{F}{2 \cdot \sin \theta} \quad [2.22]$$

Como bielas apresentam seções variáveis ao longo da altura do bloco se torna necessário verificar a tensão máxima atuante nas seções junto ao pilar e junto à estaca.

Segundo BLÉVOT (1967), o ângulo da biela de compressão deve ser $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$, pois estando neste intervalo os blocos têm o comportamento adequado para a formulação sugerida.

Substituindo-se os valores de θ no intervalo por seus valores limites, pode-se determinar o intervalo de variação para a altura útil d :

$$0,5 \cdot \left(\lambda - \frac{a_o}{2} \right) \leq d \leq 0,71 \cdot \left(\lambda - \frac{a_o}{2} \right) \quad [2.23]$$

A armadura necessária para absorver a força de tração é:

$$A_s = \frac{1,4 \cdot 1,15 \cdot F \cdot (2 \cdot \lambda - a_o)}{8 \cdot d} \quad [2.24]$$

A tensão de compressão máxima no concreto, na biela junto ao pilar é expressa a seguir:

$$\sigma_{cd} = \frac{1,4 \cdot F}{A_{\text{pilar}} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 0,4 \cdot f_{cd} \quad [2.25]$$

A tensão de compressão máxima no concreto, na biela junto a estaca é expressa a seguir:

$$\sigma_{cd} = \frac{1,4 \cdot F}{2 \cdot A_{\text{estacas}} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 0,4 \cdot f_{cd} \quad [2.26]$$

Segundo ARAÚJO (2003) não haverá perigo de esmagamento das bielas junto às estacas, desde que a tensão de serviço nas estacas seja limitada em 20% da resistência característica à compressão do concreto.

$$\sigma_{ke} \leq 0,20 \cdot f_{ck} \quad [2.27]$$

2.3.2 Ligação Pilar x Fundação por meio de Cálice de Fundação:

Segundo CANHA (2004) a ligação pilar-fundação por meio de cálice consiste no embutimento de um certo trecho do pilar (base ou, comprimento de embutimento ou engastamento) em uma conformação no elemento estrutural da fundação, que possibilite o encaixe do pilar. O posicionamento do pilar em planta e referente ao nível é feito geralmente por meio de dispositivos de centralização. Para a fixação temporária no prumo, são utilizadas cunhas de madeira. Após a colocação do pilar, o espaço vazio entre os dois elementos é preenchido com concreto ou graute. O cálice pode ser moldado no local ou pré-moldado, podendo-se recorrer também à pré-moldagem apenas do colarinho que constitui as paredes em torno do pilar.

Como principais vantagens, têm-se:

- Facilidade e rapidez na montagem;
- Menor sensibilidade às imprecisões de projeto e montagem, facilitando os ajustes aos desvios de execução;
- Boa capacidade de transmissão de forças e momentos, com comportamento muito próximo ao de uma estrutura monolítica;
- Dispensa cuidados especiais de proteção contra agentes atmosféricos e fogo.

As principais desvantagens são:

- Fundação bastante pronunciada, sendo, portanto, usualmente escondida;
- O uso do colarinho em divisas só é possível quando existe uma determinada distância entre o pilar e a divisa;
- Exige-se um certo cuidado no preenchimento da cavidade do encaixe, principalmente na região inferior ao pilar;

Na Figura 2.21 são mostradas variantes desse tipo de ligação (pilar x bloco).

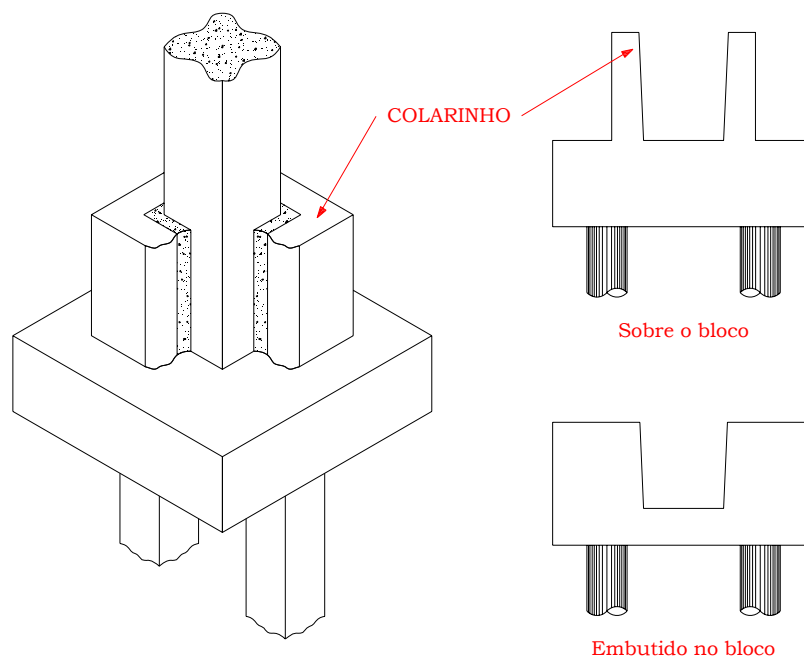


Figura 2.21 – Cálices de Fundação.

2.3.3 Modelo e Recomendações de Projeto da Empresa Munte (MELO, 2004):

A seguir é apresentado um roteiro de projeto para blocos sobre estacas utilizados em estruturas pré-fabricadas conforme uma das publicações nacionais mais recentes no que se refere a pré-fabricados: **Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto**, organizado por MELO (2004).

Para o projeto estrutural de blocos sobre estacas devem-se estudar os seguintes aspectos:

- Dimensionamento;
- Estudo das estacas;
- Escolha do estaqueamento;
- Escolha do colarinho;
- Escolha do bloco de fundação.

O dimensionamento dos blocos é realizado em duas partes:

- ***Dimensionamento do colarinho;***
- ***Dimensionamento da base do bloco.***

Para o dimensionamento da base do bloco (ênfase deste trabalho) deve ser estudado:

- Verificação da biela de compressão;
- Cálculo da armadura do tirante;
- Verificação da ancoragem da estaca;
- Cálculo da armadura de suspensão;
- Verificação à punção.

2.3.3.1 Dimensionamento do Colarinho:

A Empresa Munte recomenda o uso obrigatório de ranhuras nas interfaces do colarinho e do pilar, com o objetivo de consolidar a ligação do cálice de fundação, na qual se dá com o preenchimento do espaço vazio entre os dois elementos. Segundo MELO (2004) e a NBR 9062 (1985) o comprimento de embutimento deve respeitar os limites apresentados na Tabela 2.4

Tabela 2.4 – Valores mínimos do comprimento de embutimento do pilar (ℓ_{emb}) segundo MELO (2004) e a NBR 9062 (1985).

Paredes	$M_d / N_d \leq 0,15.h$	$M_d / N_d \geq 2.h$
Lisas	$1,5.h$	$2,0.h$
Rugosas	$1,2.h$	$1,6.h$
Valores intermediários devem ser interpolados.		
$\ell_{emb} \geq 40 \text{ cm}$		

Na Figura 2.22, apresenta-se o modelo teórico de MELO (2004) para cálice com interface rugosa em que o atrito entre o colarinho e o pilar é o grande responsável pela transmissão.

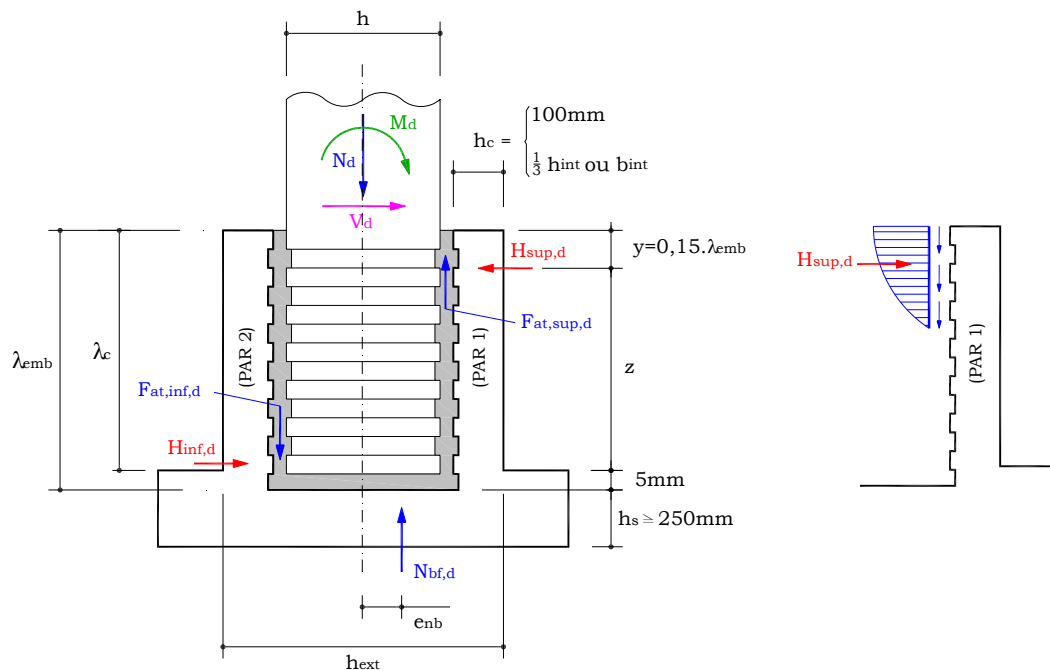


Figura 2.22 – Modelo teórico da Empresa Munte para cálice com interface rugosa. (adaptado de MELO, 2004).

Os esforços atuantes no colarinho são decompostos nas várias distribuições de esquemas resistentes, isto é, composição das forças

equivalentes. Nenhum conjunto de esforços equivalentes atua de maneira única e exclusiva, mas pode-se avaliar a parcela atuante em cada um deles. Desta forma, para cada esforço atuante, têm-se os esforços resistentes equivalentes de equilíbrio conforme as seguintes equações:

$$M_d = F_{at1,d} \cdot h + H_{sup,d} \cdot z + N_{bf,d} \cdot e_{nb} \quad [2.28]$$

$$N_d = F_{at,sup,d} - F_{at,inf,d} + N_{bf,d} \quad [2.29]$$

$$V_d = H_{sup,d} - H_{inf,d} \quad [2.30]$$

Para cada parcela resistente ao momento solicitante M_d do pilar, adota-se um percentual para cada termo, conforme os coeficientes multiplicadores de M_d nas Equações 2.31, 2.32 e 2.33. A soma percentual dos três termos destas equações é maior que os 100% do esforço solicitante M_d , pois não foi determinado o valor exato de cada parcela resistente, embutindo-se nas porcentagens os coeficientes de segurança adequados. Totalizando-se, têm-se 7 equações e 7 incógnitas:

$$F_{at1,d} \cdot h = 0,45 \cdot M_d \quad [2.31]$$

$$H_{sup,d} \cdot z = 0,85 M_d + 1,2 V_d \cdot z \quad [2.32]$$

$$N_{bf,d} \cdot e_{nb} = 0,1 M_d \quad [2.33]$$

$$N_d = N_{bf,d} + F_{at,sup,d} - F_{at,inf,d} \quad [2.34]$$

$$N_{bf,d} = 0,1 N_d \quad [2.35]$$

$$F_{at,inf,d} = F_{at1,d} - F_{at2,d} \quad [2.36]$$

$$F_{at2,d} = (N_d - N_{bf,d}) / 2 \quad [2.37]$$

Pode-se observar que na Equação 2.35, a força normal atuante na base da fundação é estipulada em 10% da força normal atuante N_d . Com o resultado da Equação 2.35, obtém-se $N_{bf,d}$ e substituindo-se este valor na Equação 2.33, encontra-se o valor da excêntrica da reação normal na base da fundação em relação ao centro do pilar, e_{nb} . Caso $e_{nb} > h/2$, deve-se adotar $e_{nb} = h/2$ como valor máximo para e_{nb} e redefinir um novo percentual para cada parcela resistente ao momento atuante, aumentando os percentuais das Equações 2.31 e 2.32 de maneira que a soma dos três percentuais das Equações 2.31, 2.32 e 2.33 seja mantida em $1,4M_d$.

Para o dimensionamento da armadura de flexão $A_{s,hft}$ disposta no topo da parede transversal 1, admite-se que as tensões de compressão atuantes nessa região geram momentos co-relacionados a uma viga engastada em suas extremidades, de acordo com a Figura 2.23. Otimiza-se essa armadura com o momento de $(H_{sup,d} / b_{int})(b_{int} + h_c)^2 / 18$, ao considerar a plastificação desse momento de engastamento. Segundo EL DEBS (2000), o dimensionamento da armadura $A_{s,hft}$ deve ser feito apenas nos casos de interface lisa, sendo esta disposta no topo da parede transversal 1 ($\ell_{emb}/3$), adotando-se a maior entre $A_{s,hft}$ e $A_{s,hsup}$.

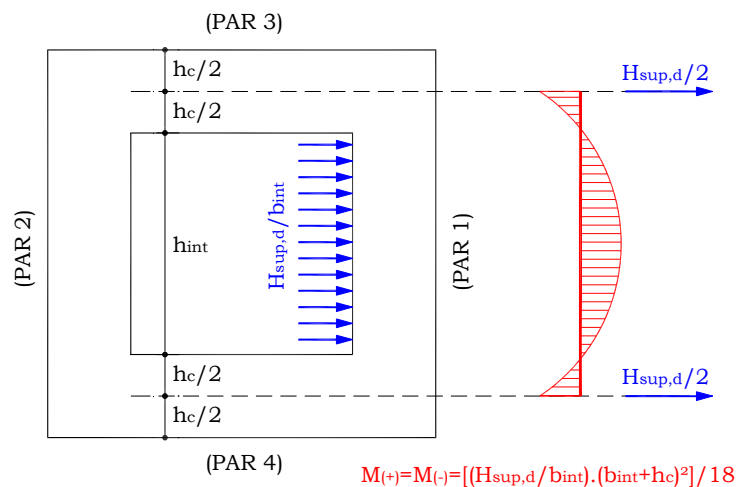
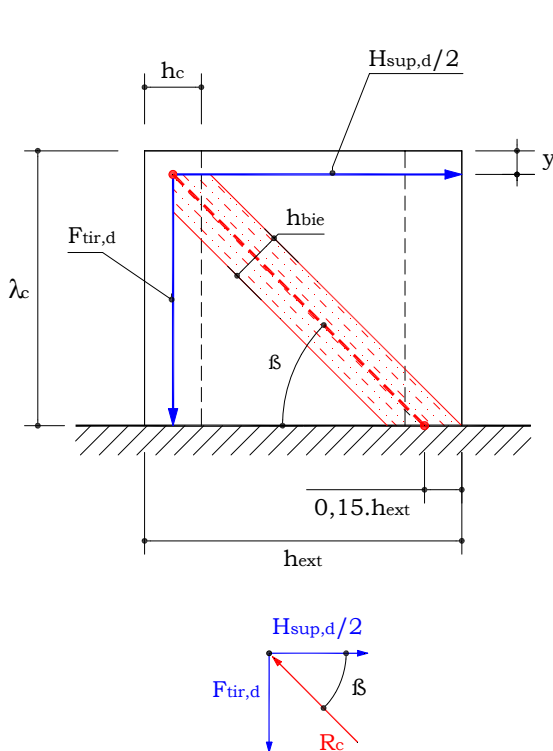


Figura 2.23 – Dimensionamento da armadura $A_{s,hft}$ no topo da parede transversal 1 (adaptado de MELO, 2004).

O dimensionamento da armadura que transmite a força $H_{sup,d}$ é dado por:

$$A_{s,h\ sup} = \frac{H_{sup,d}}{2 \cdot f_{yd}} \quad [2.38]$$

As paredes 3 e 4 devem ser dimensionadas como consolo curto ($0,5 \leq \tan \beta \leq 1,0$) e para sua armadura vertical do tirante $A_{s,tir}$, deve-se considerar, além da força oriunda do consolo, uma parcela da força de atrito inferior transmitida para a parede transversal 2, segundo ilustra a Figura 2.24. Essa força de atrito, contudo, só deve ser considerada quando tracionar a parede transversal 2, ou seja, seu sentido estiver para cima na interface colarinho-junta com os esforços atuantes de acordo com a Figura 2.25. EL DEBS (2000) sugere que seja feita a verificação da biela de compressão no consolo considerando a Equação 2.42. A força no tirante $F_{tir,d}$ do consolo, a área da armadura $A_{s,tir}$ e a verificação do esmagamento do concreto podem ser feitos da seguinte forma:



$$\beta = \arctan \frac{(\lambda_c - y)}{(0,85h_{ext} - h_c / 2)} \quad [2.39]$$

$$\frac{h_{bie}}{2} = 0,15h_{ext} \cdot \text{sen} \beta \quad [2.40]$$

$$R_c = \frac{H_{sup,d}}{2 \cos \beta} \quad [2.41]$$

$$\sigma_c = \frac{R_c}{h_{bie} \cdot h_c} \leq 0,85 f_{cd} \quad [2.42]$$

$$F_{tir,d} = \frac{H_{sup,d}}{2} \cdot \tan \beta + 0,7 F_{at,inf,d} \quad [2.43]$$

Figura 2.24 – Indicações para verificação da parede como consolo curto (adaptado de EL DEBS, 2000).

$$A_{s,tir} = \frac{F_{tir,d}}{f_{yd}} \quad [2.44]$$

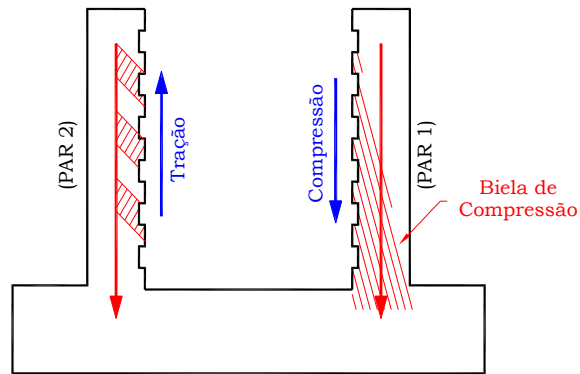


Figura 2.25 – Transmissão das forças de atrito $F_{at,sup,d}$ e $F_{at,inf,d}$ para o centro das paredes 1 e 2 do colarinho. (adaptado de MELO, 2004).

Segundo EL DEBS (2002), o arranjo de armadura considerando pequenas excentricidades, caso deste trabalho, pode ser disposto conforme Figura 2.26.

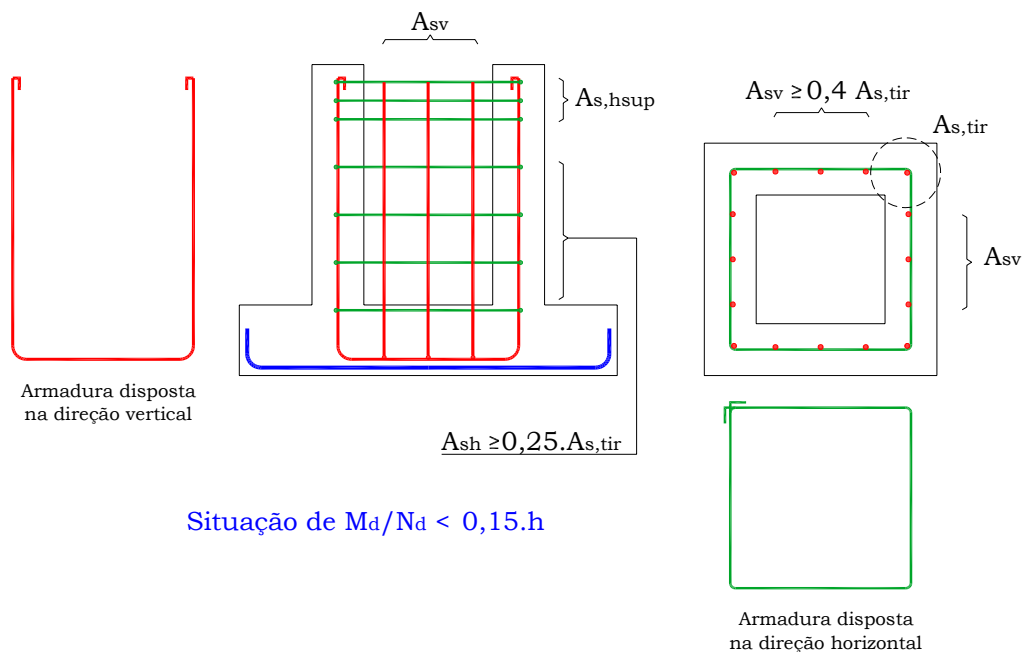


Figura 2.26 – Arranjo de armadura do cálice (adaptado de EL DEBS, 2000).

Conforme EL DEBS (2000), no detalhamento do cálice, ainda devem ser atendidas as seguintes disposições construtivas:

- O concreto de preenchimento deve ter qualidade equivalente ou superior à do concreto do pilar ou do colarinho e seu adensamento deve ser feito por vibrador de agulha;

- As superfícies laterais do pilar e das paredes internas do colarinho, quando rugosas, devem ter profundidade mínima das nervuras igual a 1 cm a cada 10 cm, segundo a NBR 9062 (1985);
- A espessura do colarinho deve ser maior ou igual a 1/3 da menor distância interna entre as paredes do colarinho, e no mínimo igual a 100 mm (ver Figura 2.22);
- O comprimento de embutimento do pilar deve ser maior que 40 cm, conforme a NBR 9062 (1985);
- O cobrimento da armadura nas faces internas do cálice pode ser reduzido;
- O espaço mínimo entre as paredes internas do colarinho e o pilar deve ser suficiente para permitir a entrada do vibrador de agulha; recomenda-se que não seja inferior a 50 mm, exceto quando da utilização de graute for auto-adensável;
- Conforme LEONHARDT e MÖNNIG (1977), quando se dispuser de comprovação experimental, no caso de interface rugosa, a armadura A_{shp} disposta no topo das paredes 3 e 4 para resistir à força $H_{sup,d}$ pode ser reduzida em virtude da contribuição da aderência mecânica. Essa contribuição ocasiona uma inclinação da biela de compressão em relação à horizontal (β) maior que a admitida no cálculo do consolo, como indica a Figura 2.24. Nas paredes transversais, deve ser disposta a mesma armadura $A_{s,h sup}$ embora, devido também à aderência mecânica, somente parte de $H_{sup,d}$ atue no topo da parede transversal 1, formando-se nessa região um arco atirantado;
- A espessura da base do cálice não deve ser inferior a 200 mm.

2.3.3.2 Dimensionamento da Base do Bloco:

No dimensionamento da base do bloco, deve ser considerada a capacidade nominal das estacas como cargas atuantes. Diferentemente do colarinho, a base do bloco dependerá somente das condições de posicionamento das estacas.

A parte do elemento de fundação abaixo do plano da superfície inferior do pilar deve medir, em geral, 25 cm. Conforme a geometria pode-se adicionar os 5 cm obrigatórios da estaca que penetra no bloco.

Com a existência das superfícies rugosas, tanto no pilar quanto no colarinho, não há necessidade de verificação de punção para a carga total N_d na seção imediatamente inferior ao apoio do pilar, mas é exigida a verificação para o peso próprio do pilar durante sua montagem.

Ângulo da Biela de Compressão:

A disposição das estacas deve ser a ideal para resistir aos esforços atuantes na fundação e, principalmente, se adequar à geometria do colarinho do bloco de apoio, de maneira a não haver aumento do volume de concreto desnecessariamente.

Os blocos devem ser rígidos, e, portanto, o ângulo da biela de compressão para as estacas não deve ser inferior a 50° . Adota-se usualmente, o ângulo de 50° , que deve ser medido a partir do eixo da estaca ao eixo da face superior do colarinho ($h_c / 2$). Não é permitido que o ponto de intersecção seja maior que o terço superior de L_{eng} , pois na região de dois terços de L_{eng} é onde ocorre a transferência de cargas por atrito.

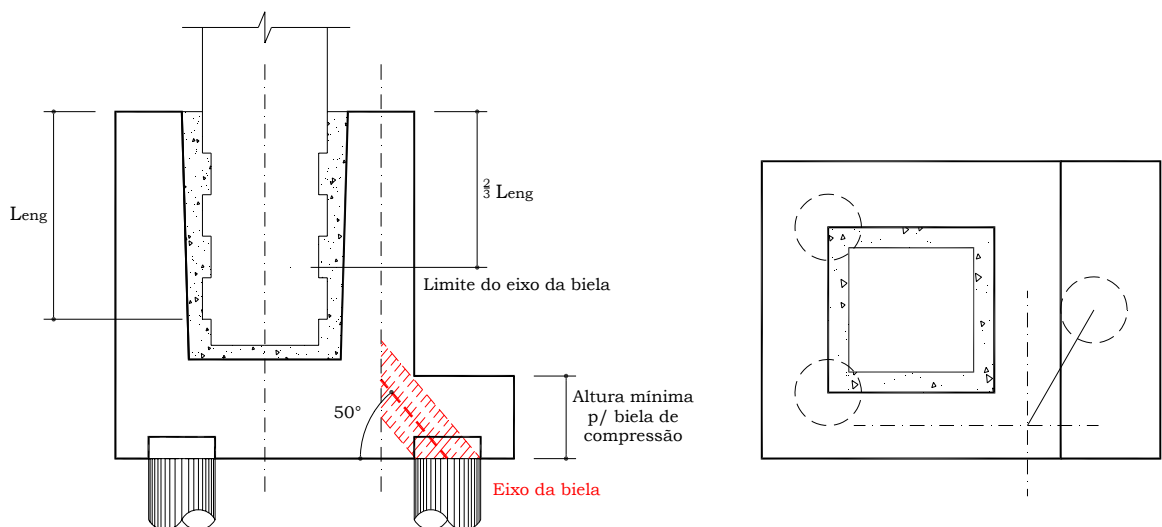


Figura 2.27 – Ângulo da biela de entrada da carga (adaptado de MELO, 2004).

Já LEONHARDT e MÖNNING (1977) propõem um modelo de bielas e tirantes que não considera esse trecho de dois terços do comprimento de engastamento do pilar para a transferência de cargas por atrito, como ilustra a Figura 2.28.

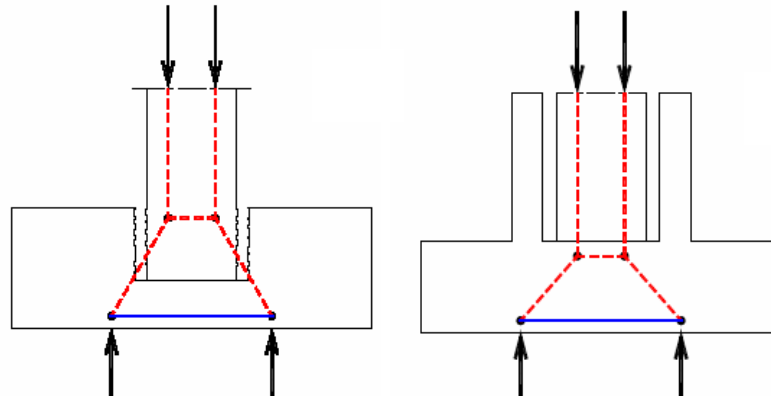


Figura 2.28 – Modelos de bielas e tirantes com superfície rugosa e lisa (LEONHARDT e MÖNNING, 1977) (adaptado de CANHA, 2004).

Cálculo da Armadura do Tirante:

Para o cálculo da armadura do tirante, deve-se utilizar o triângulo de forças do eixo da estaca ao centro geométrico do colarinho. Para blocos de 3 e 4 estacas, as forças devem ser decompostas nos sentidos das armações sobre as estacas.

A distância entre estacas pré-fabricadas deve ser de no mínimo $2,5.\phi_{est}$ e a distância entre o eixo da estaca e final do bloco é, em geral, $1.\phi_{est}$. Essa medida pode ser alterada em função da ancoragem da armação do tirante. No mínimo, deve ser adotado $0,7.\phi_{est}$ ou aba de 5 cm. A Tabela 2.5 traz os comprimentos mínimos para as ancoragens das barras. Deve-se adicionar um cobrimento mínimo de 3 cm, pelo menos.

Tabela 2.5 – Comprimentos mínimos para ancoragem das barras (MELO, 2004).

Barras	Distância mínima
10 mm	19 cm
12,5 mm	24 cm
16 mm	31 cm
20 mm	38 cm
25mm	48 cm

2.4 ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCOS SOBRE ESTACAS:

2.4.1 Ensaios de BLÉVOT e FRÉMY (1967):

As primeiras análises experimentais de blocos sobre estacas realizadas a fim de estudar e verificar a aplicabilidade da teoria das bielas foram feitas por BLÉVOT e FRÉMY (1967). Foram realizados ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas sendo que todos os modelos ensaiados foram submetidos à ação de força centrada e variação da disposição das armaduras com a finalidade de estudar o comportamento em relação aos estados limites últimos e à formação de fissuras.

Para os modelos sobre duas estacas foram adotados blocos com largura de 40 cm, pilares de 30 cm x 30 cm e inclinação da biela em relação à face inferior do bloco maior que 40°. Utilizaram-se blocos armados com dois tipos de arranjos diferentes: barras lisas com ganchos (Figura 2.29a) e barras com mossas e saliências sem ganchos (Figura 2.29b).

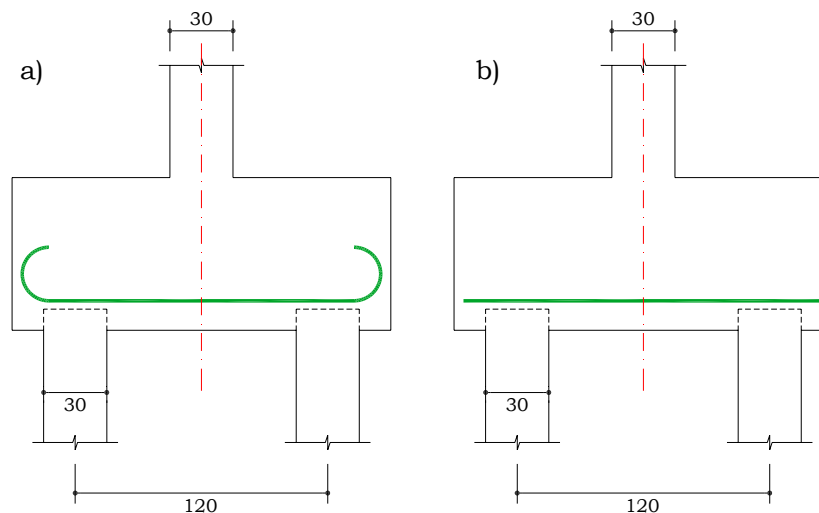


Figura 2.29 – Modelos de blocos sobre duas estacas (BLÉVOT e FRÉMY, 1967).

Dentre as principais conclusões dos ensaios realizados com blocos sobre duas estacas podem ser citadas:

- Esmagamento da biela junto ao pilar, ou junto à estaca, ou junto à estaca e ao pilar;

- Ocorrência de várias fissuras antes da ruína;
- Escorregamento das barras com mossas e saliências;
- Junto ao pilar, a tensão de compressão excedeu cerca de 40% da resistência à compressão do concreto;
- A força na armadura excedeu em 15% a força calculada para o tirante;
- Ângulo de inclinação da biela deve ficar entre $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

Para os blocos sobre três estacas, BLÉVOT e FRÉMY (1967) investigaram cinco disposições de armadura (Figura 2.30) a fim de verificar, não só a aplicabilidade do método das bielas com relação à ruptura, como também a punção e a influência do tipo de arranjo das armaduras na ruptura ou na fissuração. Os tipos de arranjos de armaduras foram os seguintes: *a) Armadura unindo as estacas; b) Armadura em cintas contornando as estacas; c) Armadura em medianas passando pela projeção do pilar; d) Armaduras em medianas passando pela projeção do pilar mais armaduras unindo as estacas e e) Armadura em malha.*

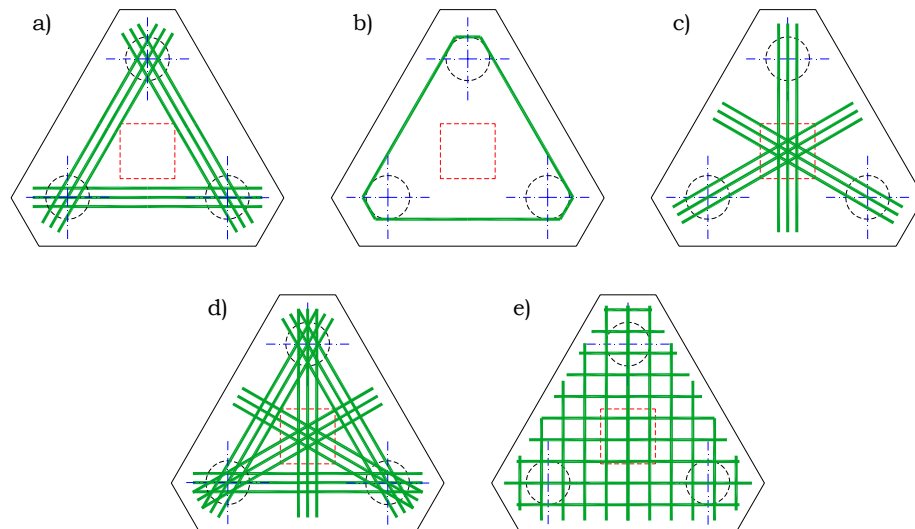


Figura 2.30 – Arranjos de armaduras para blocos sobre três estacas (BLÉVOT e FRÉMY, 1967).

As disposições de armaduras *a)*, *b)*, *c)* e *d)* mostraram-se eficientes desde que, na última delas, a porcentagem de armaduras segundo os lados

prepondere. As disposições c) e e) apresentaram forças de ruína muito pequenas.

A ruína por tração do concreto ocorreu pelo rompimento de uma parte do bloco através do surgimento de fissuras partindo da estaca. A ruína provocada pelas fissuras vindas das estacas se deu em blocos com armadura em medianas passando pelo pilar e unindo as estacas (Figura 2.30c), mostrando a necessidade de armar o bloco com armadura transversal.

De acordo com SOUZA (2004), estas são as conclusões mais importantes dos ensaios realizados em blocos sobre três estacas por BLÉVOT e FRÉMY (1967):

- Todos os modos de ruína se deram de forma complexa e com ações inferiores aos indicados pelo Método das Bielas e ocorreram após o escoamento da armadura principal, não havendo ruína por punção.
- As armaduras em cintas ou segundo os lados, acrescidas de malhas, suportam melhor os carregamentos, não dando origem à fissuração;
- As armaduras dispostas em cintas segundo os lados, acrescidas de armaduras segundo as medianas, suportam aos carregamentos, não dando origem a fissuração, contanto que seja atendida a distribuição de armadura indicada pelos ensaios;
- A tensão de compressão no concreto, junto ao pilar, é cerca de 75% superior a resistência à compressão do concreto;
- O intervalo de inclinação para as escoras também deve estar no limite $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

BLÉVOT e FRÉMY (1967) ensaiaram também modelos de blocos sobre quatro estacas com cinco arranjos diferentes de armadura (Figura 2.31). Os tipos de arranjos de armaduras foram os seguintes: a) *Armadura segundo os lados do bloco*; b) *Armadura em cintas contornando as estacas*; c) *Armadura segundo as diagonais*; d) *Combinação das armaduras segundo as medianas com cintas* e e) *Armadura em malha*.

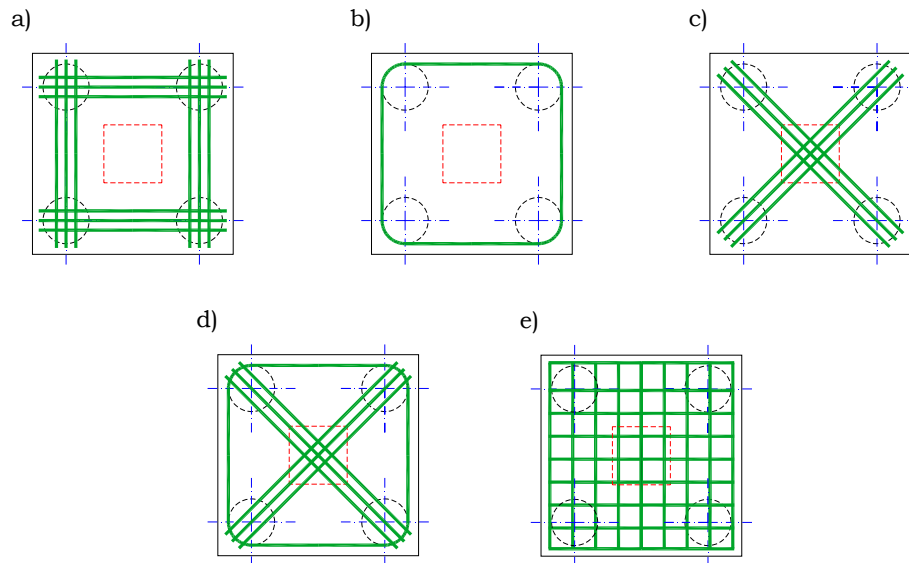


Figura 2.31 – Arranjos de armaduras para blocos sobre quatro estacas (BLÉVOT e FRÉMY, 1967).

As quatro primeiras disposições de armaduras mostraram-se igualmente eficientes, enquanto a que o modelo em malha (Figura 2.31e) apresentou uma eficiência de 80%. O bloco com armadura segundo as diagonais (Figura 2.31c) apresentou fissuras laterais excessivas para força relativamente reduzida.

As armaduras contornando as estacas possibilitaram o aparecimento de fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de acrescentar a armadura em malha. O bloco com a quarta disposição (Figura 2.31d) de armadura apresentou melhor comportamento quanto à fissuração.

A ruína se deu pelo desenvolvimento da fissura saindo das estacas, ocasionando o destacamento de uma parte do bloco. Em nenhum caso ocorreu ruína por punção. Os resultados encontrados se mostraram coerentes com o Método das Bielas.

De acordo com SOUZA (2004), estas são as principais conclusões para os ensaios realizados em blocos sobre quatro estacas por BLÉVOT e FRÉMY (1967):

- As ruínas obtidas foram complexas, com carregamentos superiores aos indicados pelo cálculo, por meio do Método das Bielas;
- As disposições das armaduras segundo os lados, em cintas, e segundo as diagonais, apresentaram sensivelmente a mesma segurança, diferentemente da armação em malha;
- A armadura segundo as diagonais apresentou fissuras laterais excessivas para cargas relativamente reduzidas;
- As armaduras dispostas segundo os lados deram origem a fissuras na parte inferior do bloco, mostrando a necessidade de se acrescentar nessa face uma malha de distribuição;
- A disposição em cintas e segundo as diagonais apresentou melhor comportamento quanto à fissuração e em nenhum caso ocorreu ruptura por punção;
- O intervalo de inclinação para as escoras também deve estar no limite $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$.

2.4.2 Ensaios de MAUTONI (1972):

O objetivo dos ensaios de MAUTONI (1972) foi caracterizar os mecanismos de ruptura, além é claro de determinar os valores das cargas de ruptura, tendo em vista a ruptura das bielas. O autor estabeleceu um método para a determinação dos mesmos por meio da expressão da taxa crítica de armadura (ρ_{crit}) deduzida por ele.

Os modelos foram feitos para estudo de blocos sobre dois apoios, mas se prestam, também, ao estudo de consolos sem armadura de costura. Foram ensaiados 20 blocos com dois diferentes tipos de armadura; laçada contínua na horizontal (Figura 2.32a) e “armadura em bigode” (Figura 2.32b).

Os ensaios foram realizados em modelos com as seguintes dimensões:

- Foi utilizado um diâmetro de estacas igual a 10 cm;
- Os espaçamentos entre estacas adotados foram 31 cm, 32 cm, 35 cm, 40 cm e 45 cm;
- Largura do bloco igual a 15 cm;
- Altura do bloco igual a 25 cm;
- Dimensões do pilar 15 cm x 15 cm.

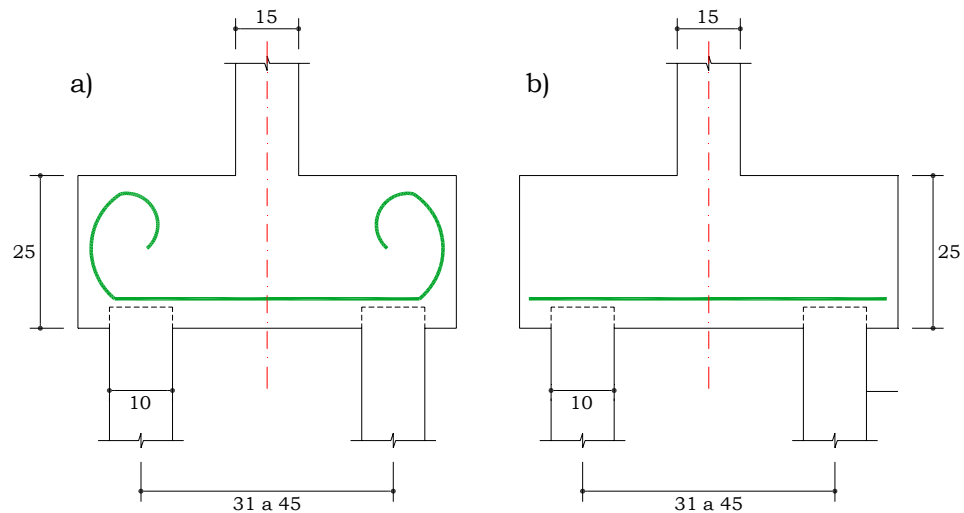


Figura 2.32 – Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por MAUTONI (1972).

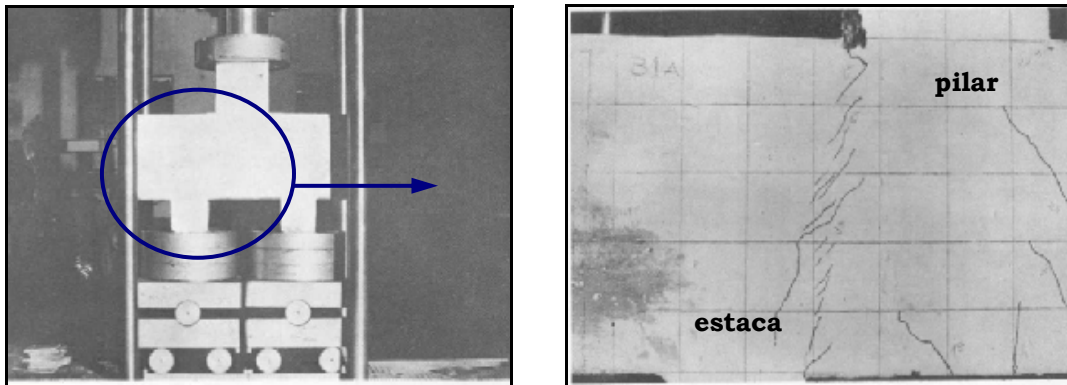


Figura 2.33 – Esquema de ensaio e panorama de fissuração no bloco ensaiado por MAUTONI (1972) – (Fonte SOUZA, 2004).

Pode-se observar que as primeiras fissuras ocorreram com forças próximas a 40 % da força de ruína. As fissuras deram-se, inicialmente, no meio do vão, na zona inferior do bloco, junto à armadura longitudinal de tração. Para cargas próximas a 70 % não se formam novas fissuras, porém,

aumentaram as aberturas das já existentes. As fissuras se desenvolveram, em sua grande maioria, paralelamente às bielas comprimidas de concreto.

Dentre as principais conclusões do trabalho de MAUTONI (1972) pode-se citar:

- Estabelecimento de um método para determinar a força de ruína do bloco e a determinação do mecanismo de colapso.
- A ruína dos modelos ocorreu sempre por esmagamento da biela de compressão com plano de fratura entre a face interna da estaca e a face do pilar.
- A armadura em “bigode” apresenta grande consumo de aço e pode apresentar inconvenientes nas ancoragens.
- Segundo MIGUEL (2000), o método de MAUTONI (1972) parece ser mais realista que o de BLÉVOT (1967), pois este não observou o alargamento da biela junto à estaca, o que levaria a um aumento da seção transversal da mesma. Conseqüentemente há um acréscimo da força de ruína e não uma elevação da resistência à compressão no concreto. Entretanto, junto ao pilar a interpretação de BLÉVOT (1967) continua válida.

2.4.3 Ensaios de TAYLOR e CLARKE (1976):

TAYLOR e CLARKE (1976) apresentaram resultados experimentais que mostram a influência dos diferentes tipos de arranjos de armadura e ancoragens na eficiência estrutural tanto de blocos sobre estacas quanto de consolos curtos, ligações de viga-pilar e ligações de laje-pilar.

Os ensaios foram realizados em modelos com as seguintes dimensões:

- Foi utilizado um diâmetro de estacas igual a 20 cm;
- O espaçamento entre estacas adotado foi 40 cm;
- Blocos quadrados com 75 e 95 cm de lado;
- Altura do bloco igual a 45 cm;
- Dimensões do pilar 15 cm x 15 cm.

Foram ensaiados blocos com três disposições diferentes de armadura e quatro tipos de ancoragens, como ilustra a Figura 2.34.

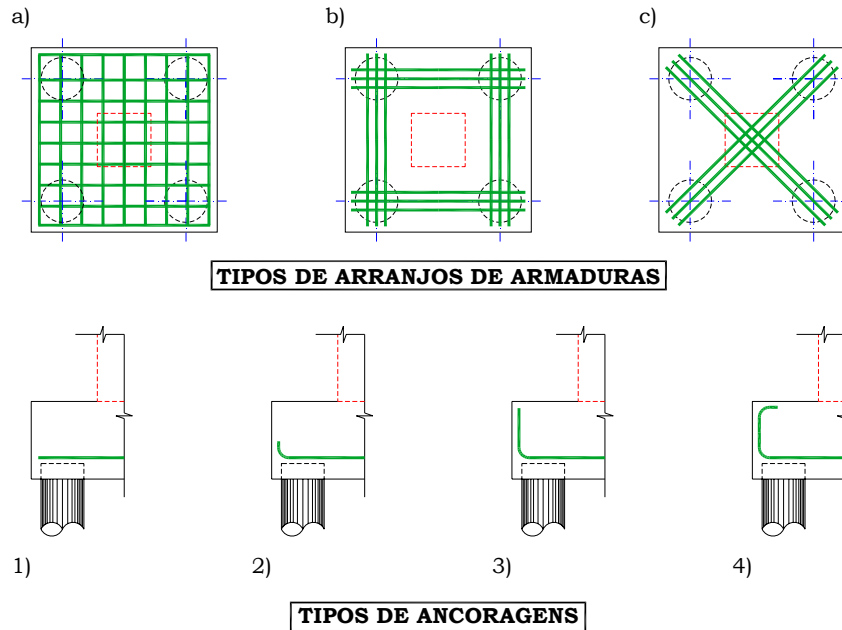


Figura 2.34 – Tipos de armadura e ancoragem utilizadas nos blocos (TAYLOR e CLARKE 1976).

Iniciado o carregamento foi observado que todos os blocos apresentaram um comportamento de certa forma semelhante, ou seja, com o aparecimento de fissuras verticais formadas nas linhas de eixo das estacas nas quatro faces do bloco. Observou-se também que na maioria dos casos, a ruína se deu por cisalhamento, com a formação repentina de fissuras diagonais em duas ou mais faces e do bloco. Foram registrados dois tipos diferentes de ruína por cisalhamento, um referente a barras sem ganchos (semelhante à ruína por cisalhamento de uma viga) e o segundo referente a barras com ganchos, conforme Figura 2.35.

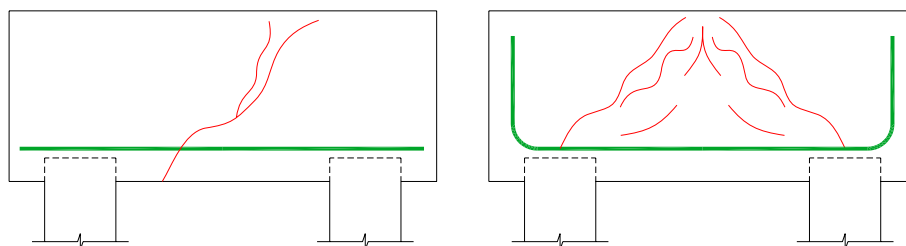


Figura 2.35 – Tipos de ruptura por cisalhamento (TAYLOR e CLARKE, 1976).

Os blocos com esquemas de ancoragem 1 e 2 e distribuição de armadura segundo os lados (arranjo b) apresentaram carga de ruptura cerca de 15% maiores que os blocos armados em malha (arranjo a). Os blocos com armadura segundo as diagonais (arranjo c) tiveram, praticamente, a mesma carga de ruptura para os blocos com armadura em malha.

No que diz respeito aos tipos de ancoragem, o bloco com armadura distribuída em malha foi o que sofreu a maior influência em suas forças de ruptura. A ancoragem tipo 3 aumentou a força de ruptura em aproximadamente 30%. Segundo TAYLOR e CLARKE (1976) esse aumento ocorreu, provavelmente, pelo aumento da capacidade resistente à força cortante proveniente do seu desempenho como armadura de suspensão fora das regiões das estacas.

2.4.4 Ensaios de ADEBAR, KUCHMA e COLLINS (1990):

ADEBAR, KUCHMA e COLLINS (1990) conduziram ensaios de seis modelos de blocos, sendo cinco deles sobre quatro estacas e um sobre seis estacas, no intuito de examinar a viabilidade do modelo tridimensional de bielas e tirantes em projetos de blocos sobre estacas.

Os ensaios foram realizados em blocos com altura média de 60 cm e com força aplicada em uma área de 30 cm x 30 cm. As estacas eram em concreto armado de 20 cm de diâmetro e com 10 cm da cabeça do fuste embutido no bloco de concreto. Os tipos de blocos se diferenciavam pelo arranjo da armadura, como ilustra a Figura 2.36. Sendo assim, definiram-se os cinco primeiros tipos de bloco com quatro estacas e o último com seis estacas, como se segue:

- **Bloco A** - Dimensionado segundo o ACI 318 (1983), a força de ruína prevista era em torno de 2000 kN.
- **Bloco B** - Dimensionado pelo Modelo de Bielas e Tirantes, a força de ruína prevista era em torno de 2000 kN.

- **Bloco C** - Dimensionado pelo Modelo de Bielas e Tirantes, sendo prevista uma força de ruína de 3000 kN.
- **Bloco D** - Projetado com o dobro de armadura do Bloco B.
- **Bloco E** - Igual ao Bloco D, com armadura distribuída sugerida pelo ACI.
- **Bloco F** - Igual ao Bloco D, embora os quatro cantos do bloco de concreto foram retirados com a finalidade de testar a hipótese de comportamento de viga.

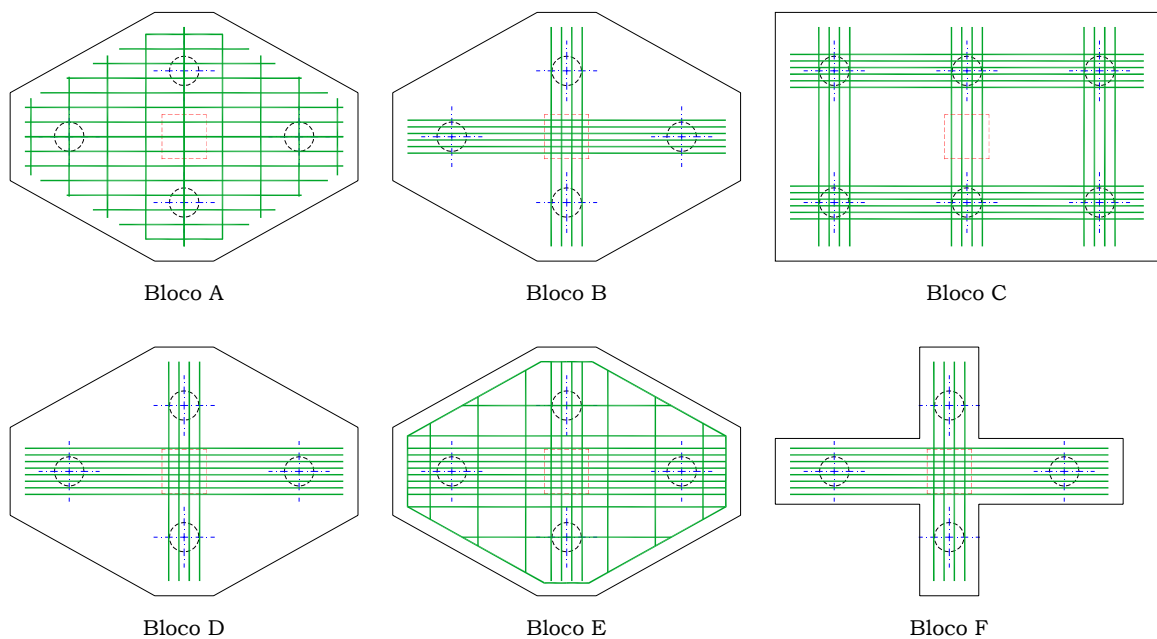


Figura 2.36 – Blocos ensaiados por ADEBAR et al. (1990).

Instrumentação e metodologia:

Os autores utilizaram células de carga para medir a força aplicada nos blocos sobre estacas e a força suportada por cada estaca. Os deslocamentos verticais e horizontais dos blocos foram obtidos através da leitura de transdutores de deslocamentos e extensômetros mecânicos.

Em vários locais ao longo das barras da armadura e sobre algumas superfícies do concreto foram instalados extensômetros elétricos (*strain-gages*). As deformações localizadas dentro do concreto foram obtidas também por extensômetros elétricos (*strain-gages*) embutidos e distribuídos no concreto dos blocos.

A força foi aplicada nos blocos em aproximadamente 10 estágios de deformação até atingir a força de ruína. Entre esses estágios, foram realizadas leituras das deformações e foi observado o comportamento dos blocos, com relação ao progresso de fissuração.

Observações experimentais:

As observações experimentais se concentraram nos seguintes pontos:

- Relações força x deslocamento;
- Deslocamento central do bloco sobre estacas;
- Força distribuída entre estacas;
- Deformações nas barras da armadura e forças de fissuração e ruína.

Comportamento dos blocos:

- **Bloco A** – Ocorreu a ruína com 1781 kN, aproximadamente 83 % da força prevista utilizando os critérios do ACI 318 (1983). A ruína se deu em forma de cone e a armadura de flexão sofreu escoamento antes da ruptura do concreto.
- **Bloco B** - Um maior quinhão de força foi inicialmente suportado pelas duas estacas junto ao pilar. Depois que, na direção de menor comprimento entre estacas, o tirante escoou, a distribuição da força entre as estacas sofreu alteração. O bloco rompeu antes que ocorresse uma redistribuição significativa da força entre estacas e resistiu a uma força máxima de 2189 kN, sendo 10 % maior que a prevista. O tirante não sofreu escoamento na direção de maior distância entre estacas.
- **Bloco C** - O maior quinhão de força foi resistido pelas duas estacas junto ao pilar, enquanto as outras quatro estacas suportaram menores forças. A deformação do tirante entre as duas estacas centrais, embora pequena, atingiu a deformação limite de escoamento. A ruína ocorreu sob força de 2892 kN. O cone de punção se estendeu desde as faces externas do pilar até as bordas internas das estacas. A força suportada pelas estacas junto ao pilar foi de 1150 kN.

- **Blocos D e E** - Esses blocos romperam antes do escoamento do tirante e apresentaram cones de punção bastante característicos. O bloco D rompeu com força de 3222 kN e as estacas suportaram uma força de 1119 kN. Já o bloco E rompeu com 2709 kN e as suas estacas suportaram força máxima de 1655 kN.
- **Bloco F** - O bloco se comportou como duas vigas interceptadas ortogonalmente pelo meio. A ruína ocorreu quando a viga mais curta rompeu por cisalhamento com força de 3026 kN e força nas estacas de 1077 kN. Nenhuma armadura longitudinal escoou.

A partir dos resultados obtidos, os autores concluíram que algumas hipóteses adotadas pelo ACI (1983) não foram verificadas para os resultados experimentais como, por exemplo, a que considera a largura do bloco uniformemente resistente a um momento fletor aplicado. As deformações por compressão na superfície mostraram-se relativamente pequenas e não uniformes, indicando que o momento fletor foi resistido, em grande parte, pela porção central do bloco, como indicado pelo Método das Bielas. Foi possível observar, também, que as deformações por compressão alcançaram seus valores máximos no local onde o método sugere que seja o centro das bielas de compressão.

Acredita-se que a ruptura do tirante diagonal no concreto foi o mecanismo crítico envolvido nas ruínas por cisalhamento dos blocos sobre estacas ensaiados. A ausência de armadura para controlar a fissuração na diagonal permitia que essa fissuração ocorresse por causa da propagação rápida das tensões nas bielas através do bloco. Com essas constatações ADEBAR *et al.* concluíram que um modelo mais refinado de bielas e tirantes deve ser adotado, como mostra a Figura 2.37.

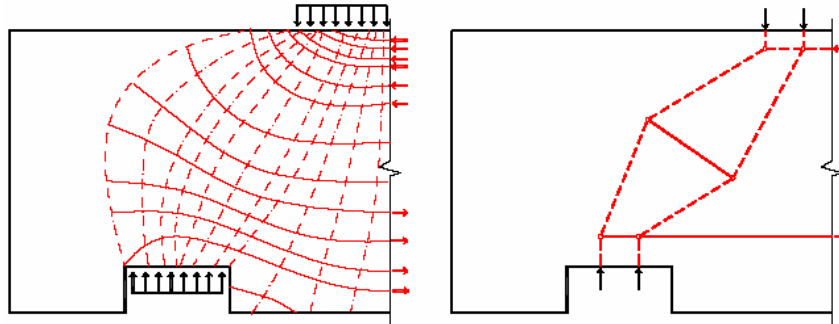


Figura 2.37 – Trajetórias de tensões elástico-lineares e Modelo refinado de Bielas e Tirantes sugerido por ADEBAR et al. (1990)

Dentre as diversas conclusões obtidas pelos autores podemos citar:

- Os procedimentos indicados no ACI 318 (1983) não foram compatíveis com os resultados experimentais. Isso se deveu porque o código americano não leva em conta a altura útil do bloco e não considera a influência da quantidade e distribuição das barras da armadura.
- Blocos com grandes alturas, ou seja, muito rígidos, sofreram grandes deformações pouco antes da ruína por não terem a flexibilidade necessária para distribuir uniformemente as forças nas estacas.
- Definitivamente os blocos sobre estacas não se comportaram como vigas sendo, que somente uma zona na região central do bloco resistiu significativamente à força.
- O modelo de bielas e tirantes representou melhor o comportamento estrutural dos blocos.
- As bielas de compressão não romperam por esmagamento do concreto. A ruína ocorreu depois que uma biela de compressão sofreu cisalhamento longitudinal em decorrência das tensões transversais causadas pela expansão das tensões de compressão, conforme Figura 2.37.
- As tensões nas bielas devem ser limitadas pela resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

2.4.5 Ensaios de MIGUEL (2000):

MIGUEL (2000) estudou, por meio de ensaios experimentais de modelos em escala real, o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas dimensionados pelo Método das Bielas (BLÉVOT e FRÉMY, 1967), submetidos à ação de força centrada. No que diz respeito às armaduras, foi mantida a armadura principal, porém, variaram-se as armaduras secundárias e foram adotadas estacas de 20 cm e 30 cm de diâmetro sendo que a armadura principal foi constituída por barras unindo as estacas. Juntamente com o estudo experimental foi desenvolvida uma análise numérica tridimensional e não linear, pelo método dos elementos finitos, considerando os mesmos elementos estruturais, embora sem considerar as armaduras.

Foi ensaiado um total de 9 modelos com estacas de 20 cm e 30 cm. A caracterização dos modelos é mostrada na Tabela 2.6 e na Figura 2.38.

Tabela 2.6 – Grupos de modelos de ensaio (MIGUEL, 2000).

Série	Grupo 1($\phi_{\text{estaca}}=20\text{ cm}$)	Grupo 2($\phi_{\text{estaca}}=30\text{ cm}$)
A1	Armadura principal unindo as estacas	
3 blocos	1 bloco	2 blocos
A2	Armadura principal + Armadura passando pelo pilar	
2 blocos	1 bloco	1 bloco
A3	Armadura principal + Armadura em malha	
2 blocos	1 bloco	1 bloco
A4	Armadura principal + Armadura em "gaiola"	
2 blocos	1 bloco	1 bloco

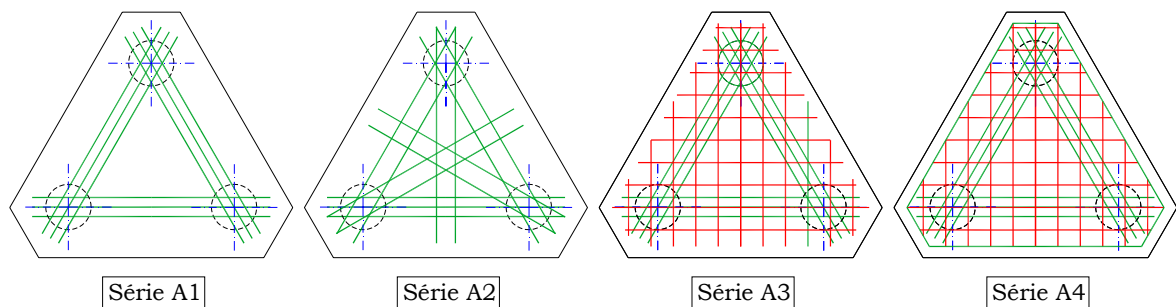


Figura 2.38 – Arranjos de armaduras para blocos sobre três estacas (MIGUEL, 2000).
Instrumentação e metodologia:

Os ensaios dos modelos foram realizados com intensidades crescentes de carregamento até a ruína, por meio de um macaco hidráulico de capacidade de 5000 kN, acionado por bomba hidráulica elétrica. Procurou-se observar o modo de ruína, as deformações e as tensões nas fases de serviço.

Os blocos foram instrumentados de modo a se obter os valores das forças aplicadas no pilar, as reações nas estacas, as deformações nas armaduras e no concreto e os deslocamentos verticais da face inferior. As faces laterais dos blocos foram instrumentadas com extensômetros de modo a registrar as deformações no concreto. Os deslocamentos na base foram obtidos por sete deflectômetros mecânicos.

As armaduras foram instrumentadas com extensômetros elétricos (*strain-gages*) com a finalidade de se obter as deformações nas posições referentes aos centros das barras, nas zonas nodais inferiores, nas regiões sem apoio de estacas e no centro geométrico da base do bloco. As deformações nas regiões das bielas de compressão foram medidas posicionando-se barras de aço de 6,3 mm de diâmetro, instrumentadas com extensômetros elétricos (*strain-gages*), e dispostas com a mesma inclinação das bielas. Para as deformações de tração usava-se o mesmo procedimento, porém com as barras de aço posicionadas em plano perpendicular ao plano médio da biela. A Figura 2.39 mostra a posição de alguns extensômetros elétricos, o esquema de ensaio e as fissuras em um dos modelos.

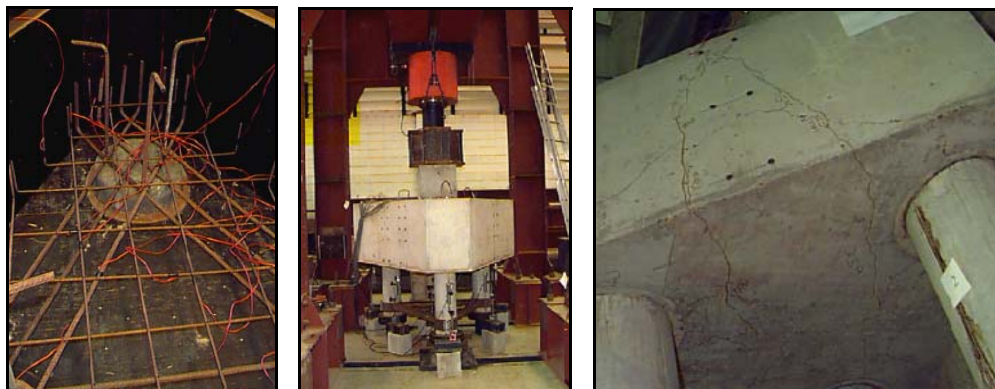


Figura 2.39 – Esquema de ensaio (MIGUEL, 2000).

Comportamento dos blocos e conclusões:

- Os blocos romperam por fendilhamento das bielas comprimidas de concreto, seguido de escoamento das barras das armaduras em uma direção. Os modelos das séries A2 e A4 apresentaram maiores forças últimas, seguidos dos modelos das séries A3 e A1 respectivamente;
- O Método das Bielas (BLÉVOT e FRÉMY 1967) mostrou-se conservador, pois os valores das forças últimas experimentais (F_u), para todos os modelos, foram maiores que as forças teóricas (F_{teo}) indicando margem de segurança mínima de 12 %;
- Os blocos de estacas com diâmetro de 30 cm apresentaram maiores relações entre as tensões de compressão na zona nodal superior e as resistências médias à compressão (σ_{zns}/f_{cm}), principalmente aqueles das séries A4 e A3;
- Os valores teóricos das tensões nas zonas nodais superiores, para os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm e 30 cm foram superiores aos valores experimentais para todas as séries ensaiadas.
- Entre os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm, aqueles da série A1 apresentaram menor dispersão entre os valores teóricos e experimentais das tensões nas zonas nodais superiores. Entre os blocos com estacas de diâmetro de 30 cm essa dispersão se mostrou menor no bloco da série A2.
- O método das bielas foi muito conservador no cálculo das forças nos tirantes. As diferenças entre os valores teóricos e experimentais desses esforços se apresentaram mais expressivas para os blocos com estacas de diâmetro de 20 cm, principalmente para os da série A2.
- Os caminhos traçados pelas fissuras nos modelos experimentais e seus modos de ruína se assemelharam aos encontrados nos modelos experimentais de BLÉVOT e FRÉMY (1967), principalmente aqueles das séries A1 e A2.

2.4.6 Ensaios de DELALIBERA (2006):

A pesquisa de DELALIBERA (2006) teve como objetivo analisar e discutir o comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas

submetidos à ação de força centrada e excêntrica. O autor desenvolveu uma análise numérica tridimensional não-linear de blocos de concreto armado sobre duas estacas. A análise numérica levou em consideração a fissuração do concreto e a influência das armaduras no comportamento estrutural dos blocos. Por meio da análise numérica, foi possível perceber o comportamento e a forma geométrica das bielas de compressão, com isso, obteve-se melhor entendimento do modelo de Bielas (Escoras) e Tirantes aplicado a blocos de concreto armado sobre duas estacas. A geometria observada nos modelos numéricos analisados preliminarmente difere da usualmente sugerida por vários autores.

DELALIBERA (2006) realizou uma investigação experimental, com o fim principal de observar, de modo mais abrangente, a geometria das bielas de compressão. A instrumentação foi posicionada nas faces dos blocos com extensômetros espaçados de modo a ocuparem boa parte da largura e, conseqüentemente, indicarem as suas geometrias. A análise experimental de blocos sobre duas estacas submetidos à ação de força excêntrica permitiu observar o comportamento das bielas e tirantes que diferem dos observados quando a força é centrada. Também foi analisada a eficiência dos ganchos das barras de aço que compõem os tirantes, verificando-se que os ganchos podem ser omitidos sem prejuízo da segurança estrutural dos blocos. Em função dos resultados obtidos por meio das análises experimental e numérica, DELALIBERA (2006) desenvolveu modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre duas estacas.

Para o dimensionamento dos modelos utilizou as recomendações sugeridas por BLÉVOT e FRÉMY (1967) bem como as indicações contidas na NBR 6118 (2003). Ensaiou quatorze blocos sobre duas estacas com variações nos arranjos das armaduras, no ângulo de inclinação das bielas de compressão (altura do bloco), nas seções transversais dos pilares e na posição da aplicação da força de compressão (excentricidades iguais e diferentes de zero).

As propriedades geométricas dos modelos ensaiados por DELALIBERA (2006) pode ser vista na Tabela 2.7 e na Figura 2.40.

Tabela 2.7 - Propriedades geométricas dos modelos analisados experimentalmente (DELALIBERA, 2006).

Série	Blocos	Estacas (cm)	Pilar (cm)	Lx (cm)	Ly (cm)	e _{adot} (mm)	h (cm)
B35P25	B35P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	0	35
	B35P25E25e2,5	25x25	25x25	117,5	25	25	35
	B35P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	0	35
	B35P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	0	35
	B35P25E25e0CG	25x25	25x25	117,5	25	0	35
B45P25	B45P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	0	45
	B45P25E25e5	25x25	25x25	117,5	25	50	45
	B45P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	0	45
	B45P25E25e0	25x25	25x25	117,5	25	0	45
	B45P25E25e0CG	25x25	25x25	117,5	25	0	45
B35P50	B35P50E25e0	25x25	25x50	117,5	25	0	35
	B35P50E25e12,5	25x25	25x50	117,5	25	125	35
B45P50	B45P50E25e0	25x25	25x50	117,5	25	0	45
	B45P50E25e12,5	25x25	25x50	117,5	25	125	45

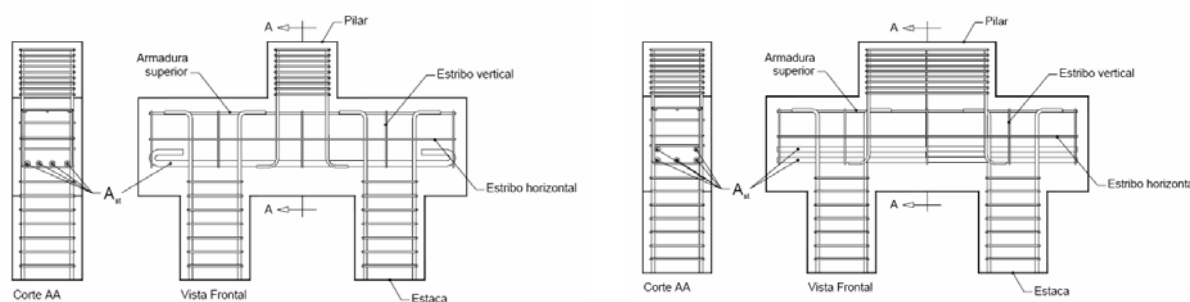


Figura 2.40 – Blocos da série B45P25 e B45P50 (DELALIBERA,2006).

Instrumentação e metodologia:

Como o objetivo da pesquisa era obter informações sobre a forma geométrica da biela de compressão, uma das faces dos blocos foi instrumentada por meio de pastilhas de aço que serviram de pontos de medidas para as deformações do concreto (Figura 2.41c). As medidas dos deslocamentos relativos entre as pastilhas de aço foram obtidas por meio de extensômetro mecânico removível. Possuíam aproximadamente 10 mm de diâmetro e 2 mm de espessura. As pastilhas foram dispostas de maneira a formar uma roseta retangular (Figura 2.41a), pois, em função das

deformações obtidas nas três direções consideradas (0° , 45° e 90°) foi possível determinar as deformações principais e suas direções em cada ponto analisado.

Além das deformações na face do concreto, também foram analisadas as deformações nas armaduras, para isto, utilizaram-se extensômetros elétricos (*strai-gages*) nas barras das armaduras principal de tração (tirante), complementar superior e nos estribos verticais e horizontais. Os deslocamentos verticais e horizontais foram medidos por meio de transdutores de deslocamentos com curso máximo de 50 mm. Em todos os modelos, foram instalados cinco transdutores de deslocamento, três destinados à obtenção dos valores de deslocamentos verticais e dois de horizontais.

Os ensaios foram realizados em etapas crescentes de carregamento até o colapso com a finalidade de analisar o modo de ruína, as deformações e tensões nas fases de serviço e última. As intensidades das forças aplicadas foram medidas por meio de células de carga. Sobre o pilare foi instalada uma rótula de aço (Figura 2.41b), que permitiu com maior rigor controlar a excentricidade aplicada ao modelo.

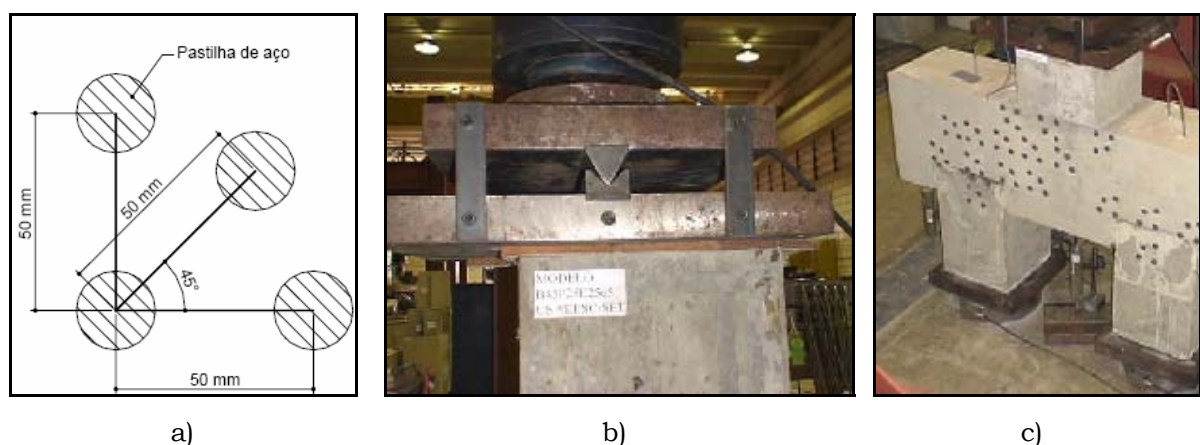


Figura 2.41 – Esquemas de ensaio (DELALIBERA, 2006).

Comportamento dos blocos e conclusões:

Em geral, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. A primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar. As demais fissuras surgiram ao longo do carregamento com inclinação similar à primeira fissura. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas, o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou processo de esmagamento do concreto do bloco junto ao pilar. DELALIBERA (2006) constatou que, em função das tensões de tração existentes na direção perpendicular as bielas de compressão (fendilhamento).

Em todos os modelos observou-se claramente, após o colapso, a formação de um arco de compressão, semelhante ao observado na análise numérica, delineando a trajetória do fluxo de tensões de compressão. Nos modelos com pilares com seção transversal retangular com dimensões iguais a 25 cm e 50 cm, ocorreram simultaneamente esmagamentos no concreto junto à estaca mais solicitada e junto ao pilar. Isso aconteceu, provavelmente, em função da força transmitida diretamente do pilar para estaca, pois, nestes modelos parte do pilar estava posicionada sobre as estaca. Todos os modelos apresentaram colapso defeinado por esmagamento do concreto e cisalhamento, ou seja, após o esmagamento do concreto junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formou-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco provocado pela ação de força cortante.

Como já era esperado, nos modelos em que o ângulo de inclinação da biela de compressão foi igual a $54,5^\circ$, as forças aplicadas foram maiores quando comparadas com as forças dos modelos com ângulo de inclinação da biela de compressão igual a 45° . Os modelos que foram construídos com pilares com seção transversal retangular suportaram mais carga que os modelos construídos com pilares com seção transversal quadrada, em função, do aumento da área da biela de compressão junto ao pilar.

As deformações de todas as barras de aço foram menores que a deformação de escoamento das barras de aço (ε_y). As forças de tração nos

tirantes, obtidas por meio de suas deformações, também foram menores que as propostas pelo modelo de BLÉVOT e FRÉMY (1967).

Nos modelos em que a excentricidade foi diferente de zero, a capacidade portante diminuiu com relação aos modelos com excentricidade igual a zero, lembrando que os modelos foram construídos com mesmo arranjo de armadura. Por meio dos resultados, conclui-se que, em média, as primeiras fissuras surgiram para uma força correspondente a vinte por cento da força última suportada por cada modelo, ou seja, $F_r/F_u = 0,19$.

Por meio dos resultados obtidos nos ensaios, o autor pôde concluir que o valor da força de projeto apresentado por BLÉVOT e FRÉMY (1967) é extremamente conservador, pois a relação F_d/F_u em média foi de 0,42. Se, o Estado Limite de Abertura das Fissuras for considerado atingido para os valores de F_d , os blocos apresentariam fissuras a partir de 49% de F_d , ou seja, apenas 20% da força última.

Com relação à utilização de ganchos no detalhamento dos blocos sobre estacas, verificou-se não haver nenhuma influência no que tange a força última do elemento (nos ensaios desenvolvidos). Portanto, a utilização dos ganchos pode ser revista já que os valores das deformações na extremidade do tirante e no gancho são muito pequenas.

Capítulo 3

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL**3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:**

Este capítulo descreve o dimensionamento e construção dos blocos sobre duas estacas, assim como todos os detalhes dos ensaios realizados no LEE-UFSC - Laboratório de Experimentação em Estruturas. Para o dimensionamento dos modelos foram seguidas as recomendações sugeridas por MELO (2004) assim como as indicações contidas na NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (1985).

O programa experimental consistiu no ensaio de três blocos para estruturas pré-moldadas (com colarinho) sobre duas estacas submetidos à ação centrada. Uma dúvida freqüente no que diz respeito à investigação experimental é qual escala utilizar. Neste ensaio os blocos foram moldados na escala 1:2 tendo como objetivo a facilidade de execução assim como a adequação as condições físicas do LEE - UFSC. Os modelos ensaiados tiveram variações na altura do colarinho (λ_c) e por conseqüência no comprimento de embutimento do pilar (λ_{emb}) e do ângulo de inclinação das bielas de compressão. Esses fatores foram determinados com o objetivo de se obter a parcela de contribuição desta interação (pilar x colarinho) para o dimensionamento da base do bloco de fundação.

Todos os modelos foram contruídos com a superfície interna do cálice e seu respectivo pilar com rugosidade a fim de se obter uma ligação

monolítica. Também foi deixado em todos os modelos um nicho de 10 cm x 10 cm na base do bloco para o encaixe das estacas metálicas. Na Figura 3.1 é apresentado o esquema de ensaio dos modelos físicos.

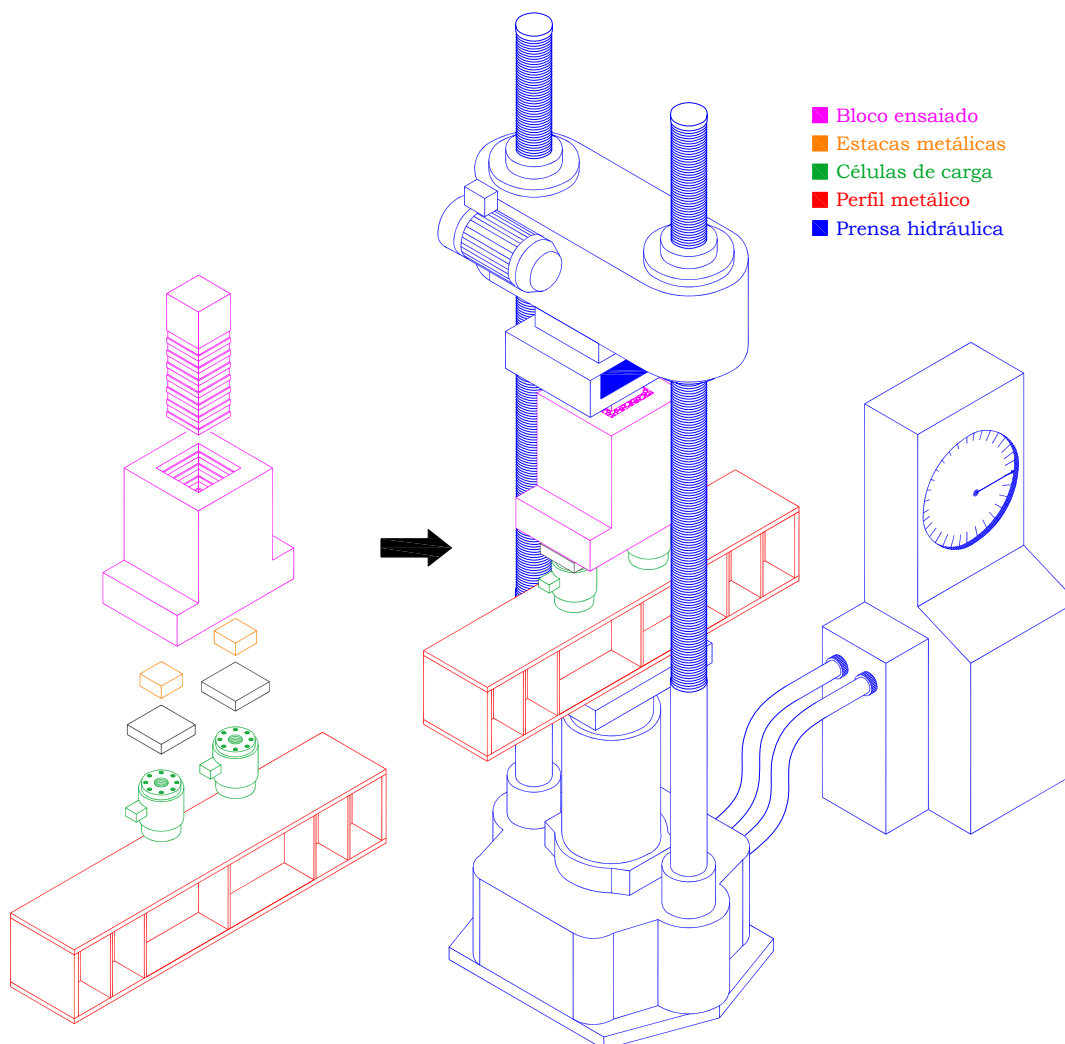


Figura 3.1 – Esquema de ensaio dos modelos ensaiados.

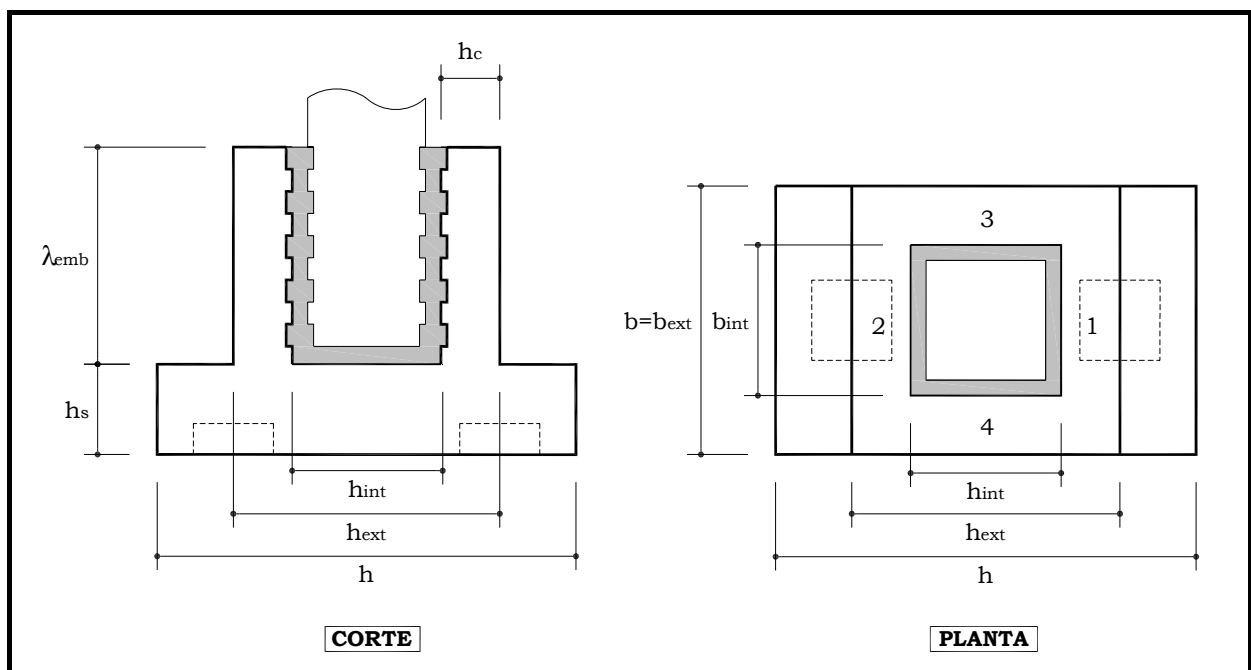
Os ensaios foram realizados com etapas crescentes de carregamento até a ruína com a finalidade de analisar o modo de ruína, as deformações e tensões nas fases de serviço. Os detalhes de moldagem e instrumentação dos modelos são descritos neste capítulo.

3.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS INVESTIGADOS:

Os modelos construídos na escala 1:2 tiveram sua geometria definida a partir de um pilar de seção quadrada 15 cm x 15 cm, dimensão usual em edifícios de concreto pré-moldado (30 cm x 30 cm). Para a largura da parede do colarinho (h_c) utilizou-se 7,5 cm em todos os modelos, respeitando o valor mínimo segundo a NBR 9062 (1985) igual a um terço da distância interna entre as paredes do colarinho ($h_c / 3$). Utilizou-se para o espaçamento das chaves de cisalhamento a rugosidade mínima recomendada pela NBR 9062 (1985), 1 cm a cada 10 cm de junta.

Na Tabela 3.1 são apresentadas as propriedades geométricas dos modelos analisados. Na Figura 3.2, é ilustrado o detalhe das dimensões das chaves de cisalhamento (dentes) utilizadas tanto nos pilares quanto nos colarinhos.

Tabela 3.1 - Propriedades geométricas dos modelos analisados experimentalmente.



Modelos	h_c (cm)	ℓ_{emb} (cm)	h (cm)	h_{int} (cm)	h_{ext} (cm)	b (cm)	b_{int} (cm)	b_{ext} (cm)	h_s (cm)	Pilar (cm)
Modelo C1	7,5	37,5	55	20	35	35	20	35	12,5	15 x 15
Modelo C2	7,5	27,5	55	20	35	35	20	35	12,5	15 x 15
Modelo C3	7,5	17,5	55	20	35	35	20	35	12,5	15 x 15

Em todos os modelos foram deixados nichos de 10 cm x 10 x 2,5 cm para o encaixe das estacas metálicas.

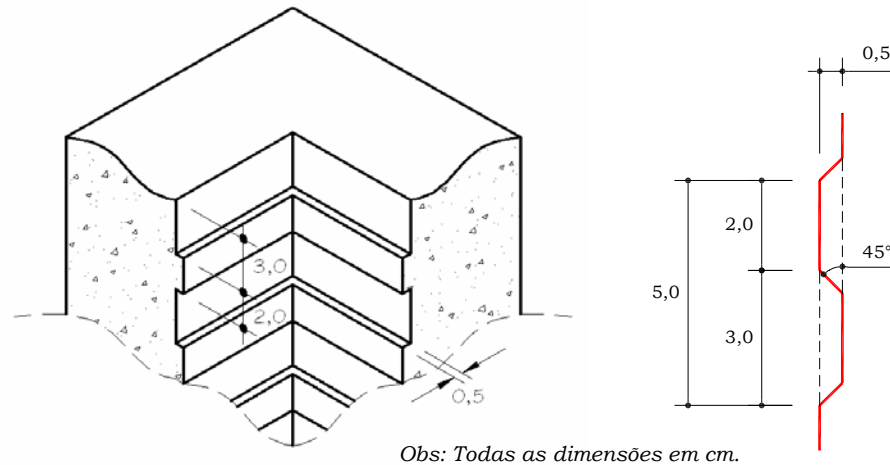


Figura 3.2 – Dimensões das chaves de cisalhamento.

3.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS E ENSAIOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO:

3.3.1 Armaduras:

Para as armaduras foi utilizado aço da classe CA-50 (diâmetros de 8,0, 10,0 e 12,5 mm) e CA-60 (diâmetros de 5,0 e 6,3 mm) fabricado pela Siderúrgica Gerdau. Utilizou-se o catálogo do fabricante como fonte na determinação de suas propriedades geométricas e físicas. Para o módulo de elasticidade E_s da armadura adotou-se o valor nominal de 210 GPa indicado pela NBR 6118 (2003) e resistência característica ao escoamento f_{yk} de 500 MPa e 600 MPa respectivamente.

3.3.2 Concreto:

Para a moldagem do bloco e do pilar de todos os modelos, assim como o concreto utilizado no preenchimento da junta, foi utilizado concreto produzido no LEE-UFSC com participação direta do autor.

A resistência característica à compressão do concreto foi adotada igual a 25 MPa para o bloco de fundação, para o pilar e para o concreto de preenchimento (resistência equivalente à do pilar).

O traço utilizado no trabalho teve como referência os valores utilizados por uma empresa fornecedora de concreto da região metropolitana de Florianópolis. Este traço foi obtido consultando outros trabalhos realizados no LEE que se utilizaram desta dosagem, confirmando sua resistência estimada assim como sua adequação aos materiais disponíveis na região.

Como os modelos foram construídos na escala 1:2 a largura da junta de preenchimento entre o pilar e o cálice ficou pequena, cerca de 2,5 cm, sendo necessário, então, a utilização de um concreto com granulometria relativamente fina, com razoável consistência e que proporcionasse resistência equivalente à prevista para o pilar após a ruptura de corpos-de-prova.

A dosagem original previa a utilização de aditivo superplastificante e de areia artificial como indica a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Dosagem utilizada em outros trabalhos executados no LEE.

CONCRETO 25 MPa – Slump 10 ± 2 cm	
Material	Consumo por m ³ de Concreto
Cimento CP V ARI-RS	308 kg
Areia fina	293 kg
Areia artificial	244 kg
Brita 0	234 kg
Brita 1	701 kg
Água	195 ℓ
Aditivo superplast.	1,078 ℓ
Traço em massa	1:095:0,79:0,76:2,26:0,63:0,35%

A partir destes valores foi feito um estudo preliminar utilizando os materiais disponíveis no Laboratório a fim de avaliar as propriedades estimadas. Para a produção do concreto, utilizou-se Cimento Portland de alta resistência inicial CP V ARI-RS da marca Votorantin, areias de origem fluvial ao invés de areia artificial, classificadas como areias média e fina, pedra britada de origem granítica e classificada como brita 1 e 0. Foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 10 cm e altura 20 cm sendo que a metade destes foi feito o acréscimo de superplastificante à mistura. Os corpos-de-prova foram desmoldados após 24 horas e colocados

em câmara climatizada, com temperatura média de 26,5°C, até atingir a idade de ensaio de 7 dias.

Com relação às resistências estimadas, os resultados dos dois lotes foram satisfatórios e forneceram valores muito semelhantes nos ensaios realizados aos 7 dias. A determinação da consistência do concreto foi realizada por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone (*Slump Test*) e os resultados apresentaram diferenças significativas para os dois lotes. O lote no qual foi utilizado o superplastificante apresentou pouca consistência, “slump” em torno de 2cm. Já o lote sem acréscimo de superplastificante apresentou boa consistência e trabalhabilidade, com “slump” em torno de 10 cm.

A partir dos resultados obtidos com esse estudo preliminar da dosagem do concreto, optou-se, então, em utilizar uma mistura de areia fluvial disponível no laboratório e sem o acréscimo de superplastificante. A dosagem utilizada na produção de concreto dos modelos é apresentada na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Dosagem utilizada nos modelos ensaiados.

CONCRETO 25 MPa – Slump 10 ± 2 cm	
Material	Consumo por m ³ de Concreto
Cimento CP V ARI-RS	308 Kg
Areia fina	293 Kg
Areia média (fluvial)	244 Kg
Brita 0	234 Kg
Brita 1	701 Kg
Água	195 ℓ
Traço em massa	1:095:0,79:0,76:2,26:0,63



Figura 3.3 – Consistência do concreto utilizado nos modelos ensaiados.

O controle das resistências médias à compressão do concreto utilizado na construção dos blocos foi realizado por meio de ensaios de compressão axial em corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 10 cm e altura 20 cm, executados a cada concretagem. O controle da consistência do concreto foi realizado por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone “Slump Test”

também a cada concretagem. A moldagem dos corpos-de-prova e os ensaios citados seguiram as recomendações dos métodos NBR 7223 (1992), NBR 5738 (2003) e NBR 5739 (1994).

Para os ensaios de resistência à compressão axial foram construídos e ensaiados uma média de 7 (sete) corpos-de-prova para cada modelo de bloco. Os corpos-de-prova foram desmoldados após 24 horas e colocados em câmara climatizada, com temperatura média de 26,5°C, até atingir a idade de ensaio. Como cada modelo é composto por três etapas distintas de concretagem (bloco+pilar+junta) decidiu-se ensaiar os corpos-de-prova com as mesmas idades em que os modelos (C1, C2 e C3) foram ensaiados. Antes dos ensaios todos os corpos-de-prova tiveram suas superfícies aplainadas (retificadas) com o auxílio de uma máquina retificadora no Laboratório de Construção Civil da UFSC como mostra Figura 3.4a. Os ensaios de resistência à compressão foram realizados em uma máquina universal Shimatzu UH-2000KNA, também no Laboratório de Construção Civil da UFSC, como mostra a Figura 3.4b.

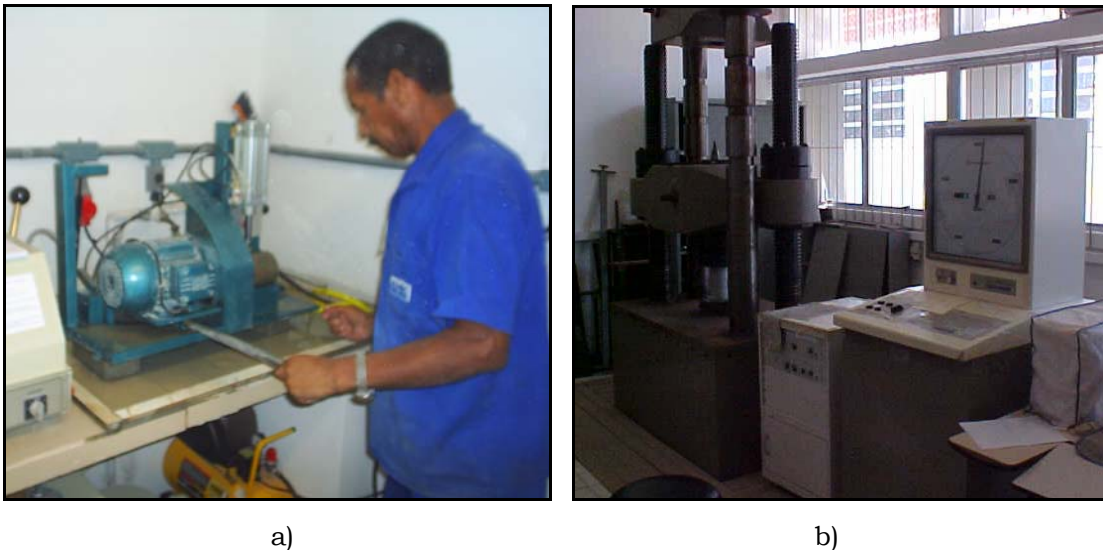


Figura 3.4 – Equipamentos utilizados na retificação e ensaio dos corpos-de-prova.

Os resultados desses ensaios assim com as idades dos respectivos corpos-de-prova se encontram na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resistência à compressão obtida nos ensaios.

PEÇA	Idade (dias)	f_c (Mpa)	f_{cm} (MPa)	Abatimento (cm)
PILAR	41	25,21	27,3	12,1
		27,50		
		28,39		
		28,14		
MODELO C2 + PILAR	59	22,92	26,3	10,4
		29,28		
		30,56		
		27,88		
		25,46		
		26,36		
		24,45		
		25,59		
24,45				
MODELO C3 + PILAR	48	28,01	25,6	12,2
		25,46		
		26,74		
		24,83		
		23,68		
		26,23		
23,94				
MODELO C1	46	24,19	25,9	10,6
		32,09		
		24,19		
		25,08		
		24,19		
JUNTA DE PREENCHIMENTO	44	30,56	26,6	10,5
		26,23		
		22,92		
		26,74		

f_c – resistência à compressão do corpo-de-prova ensaiado; f_{cm} – resistência a compressão média de cada concretagem; Abatimento – valor obtido através do ensaio “Slump-test”.

3.4 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS:

O dimensionamento dos modelos foi realizado em três partes:

- Dimensionamento do pilar;
- Dimensionamento do colarinho;
- Dimensionamento da base do bloco.

Os modelos foram dimensionados seguindo as recomendações sugeridas por MELO (2004) e BLÉVOT & FRÉMY (1967), assim como as indicações contidas na NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (1985).

3.4.1 Dimensionamento dos Pilares:

Seguindo o método utilizado em outros trabalhos, como em DELALIBERA (2006), o dimensionamento dos pilares seguiu os critérios de dimensionamento de pilares da norma brasileira com exceção de algumas propriedades geométricas, como, por exemplo, as dimensões mínimas e a área da seção transversal mínima, que não puderam atender às recomendações da NBR 6118 (2003) em virtude da escala utilizada.

Assim como no dimensionamento dos blocos, os coeficientes de minoração dos materiais γ_c (concreto) e γ_s (aço) e o de majoração dos esforços γ_f não foram levados em consideração.

Como já foi apresentado neste capítulo, a resistência característica do concreto à compressão adotada foi de 25 MPa e a resistência característica ao escoamento das barras de aço igual a 500 MPa.

Além de $F_{teo} = 300$ kN aplicada no pilar, foi levada em consideração a atuação de um momento mínimo de 1ª ordem, item 11.3.3.4.3 da NBR 6118 (2003) calculado através da equação abaixo.

$$M_{1d,min} = F_{teo,d} \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h), \text{ sendo } h \text{ em metros.} \quad [3.1]$$

Como o pilar está quase que em sua totalidade embutido no bloco, os efeitos de segunda ordem não foram considerados no dimensionamento.

Utilizando as tabelas para flexão composta em seção retangular com armadura simétrica desenvolvidas por ARAÚJO (2003), determinou-se o a área de aço necessária para os pilares.

$$\nu = \frac{F_{teo,d}}{h_x \cdot h_y \cdot \sigma_{cd}} \quad [3.2]$$

$$\mu = \frac{M_{1d,min}}{h_x^2 \cdot h_y \cdot \sigma_{cd}} \quad [3.3]$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot h_x \cdot h_y \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad [3.4]$$

A área de aço calculada também foi comparada com a área de aço mínima determinada pela NBR 6118 (2003), adotando-se o maior valor.

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{F_{teo,d}}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_{pilar} \quad [3.5]$$

Para a armadura transversal dos pilares, adotaram-se barras de aço com diâmetros de 5,0 mm, espaçadas a cada 5,5 cm. Além dos estribos foi necessária a inclusão de uma armadura de fretagem na cabeça do pilar. Essa armadura é indispensável para absorver as elevadas tensões nessa região em função da intensidade da força aplicada. Essa armadura era composta por barras de aço com diâmetro de 5,0 mm, disposta em quatro camadas, com espaçamento de 3,5 cm e cobrindo um trecho de 10,5 cm do pilar, como mostra a Figura 3.5.



Figura 3.5 – Detalhe da armadura de fretagem.

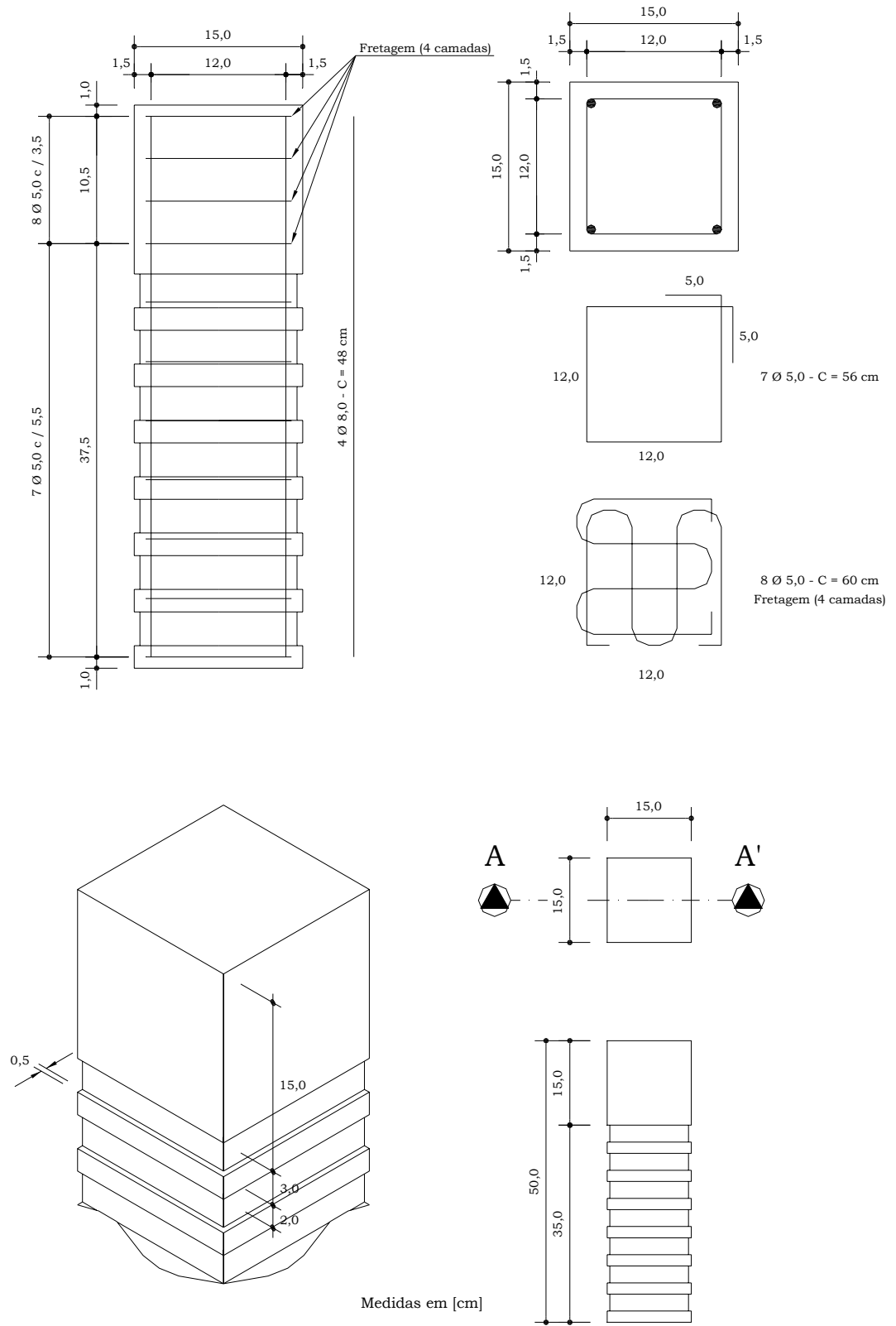


Figura 3.6 – Detalhamento do pilar.

3.4.2 Dimensionamento do Colarinho:

Um dos primeiros questionamentos feitos com relação ao dimensionamento do colarinho foi no que diz respeito às cargas, já que, como já foi visto no Capítulo 2, o dimensionamento se dá em função de solicitações verticais e horizontais e as paredes são verificadas como consolo curto. Como neste trabalho o interesse maior era avaliar o comportamento geral do bloco, especialmente o da base, optou-se pela aplicação de ação centrada. Com aplicação de ação centrada, as parcelas V_d e M_d , teoricamente, seriam nulas. Para que não houvesse qualquer problema com o colarinho, as paredes foram dimensionadas considerando a atuação do momento mínimo de 1ª ordem no pilar, calculado pela Equação 3.1, demonstrada anteriormente. Como já foi dito, para o dimensionamento dos blocos não foram utilizados coeficientes de minoração dos materiais γ_c (concreto) e γ_s (aço) e o de majoração dos esforços γ_f . Então o momento aplicado no pilar fica:

$$M_{1,min} = 300.(0,015 + 0,03.0,15) = 5,85kN.m$$

Os valores das forças no colarinho foram calculados pelas Equações 2.31, 2.32, 2.33, 2.34, 2.35, 2.36 e 2.37, conforme indicações de MELO (2004). Estes valores são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Forças atuantes no colarinho segundo MELO (2004).

		MODELOS		
		Modelo C1	Modelo C2	Modelo C3
FORÇAS ATUANTES NO COLARINHO	l_{emb} (cm)	37,5	27,5	17,5
	y (cm)	5,62	4,12	2,62
	z (cm)	31,88	23,38	14,88
	F_{at1} (kN)	17,55	17,55	17,55
	F_{at2} (kN)	135	135	135
	H_{sup} (kN)	15,6	21,27	33,42
	H_{inf} (kN)	15,6	21,27	33,42
	N_{bf} (kN)	30	30	30
	e_{nb} (cm)	1,95	1,95	1,95
	$F_{at,inf}$ (kN)	-117,45	-117,45	-117,45
	$F_{at,sup}$ (kN)	152,55	152,55	152,55

Os valores de β , h_{bie} , R_c foram calculados conforme as indicações para verificação das paredes como consolo curto apresentadas por EL DEBS (2000), já revisadas no Capítulo 2, mais especificamente na Figura 2.24. Para o cálculo da armadura do tirante vertical F_{tir} utilizou-se a Equação 2.43. Não foi preciso considerar a parcela da força de atrito neste dimensionamento já que, segundo MELO (2004), esta parcela só deve ser considerada quando tracionar a parede transversal 2, ou seja, ter valor positivo. Estes valores são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Verificação das paredes como consolo curto.

Modelos	l_{emb} (cm)	h_c (cm)	H_{sup} (kN)	y (cm)	β	h_{bie} (cm)	R_c (kN)	F_{tir} (kN)
Modelo C1	37,5	7,5	15,60	5,62	50,8°	8,14	12,34	9,56
Modelo C2	27,5	7,5	21,27	4,12	42,0°	7,02	14,31	9,57
Modelo C3	17,5	7,5	33,42	2,62	29,8°	5,21	19,26	9,56

Os valores de $A_{s,hsup}$, $A_{s,tir}$ e a verificação de σ_c foram obtidos pelas equações 2.38, 2.44 e 2.42 respectivamente. Já os valores de A_{sh} e A_{sv} foram calculados conforme o arranjo de armadura apresentado na Figura 2.26 para a situação de $M_d / N_d \cdot h < 0,15$. Estes valores são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Armaduras complementares do cálice.

Modelos	$A_{s,hsup}$ (cm ²)	$A_{s,tir}$ (cm ²)	* A_{sh} (cm ²)	* A_{sv} (cm ²)	** σ_c (kN/cm ²)
Modelo C1	0,16	0,19	0,05	0,08	0,20
Modelo C2	0,21	0,19	0,05	0,08	0,27
Modelo C3	0,33	0,19	0,05	0,08	0,49
* Valores mínimos apresentados na Figura 2.26. ** $\sigma_c \leq 0,85 \cdot f_{cd}$					

O detalhamento das armaduras do colarinho é apresentado no próximo item, após o dimensionamento da base do bloco.

3.4.3 Dimensionamento da Base do Bloco:

3.4.3.1 Considerações Iniciais:

A etapa inicial para o dimensionamento de um bloco sobre estacas consiste na determinação do número de estacas a serem utilizadas e de suas

reações. Como já foi mencionado, todos os blocos ensaiados foram construídos sobre duas estacas metálicas. Após isso, verificam-se as tensões nas regiões nodais superior (junto ao pilar) e inferior (junto à estaca mais solicitada). Realizada esta etapa, dimensiona-se a quantidade de barras de aço necessárias para equilibrar as tensões de tração existentes na parte inferior do bloco e faz-se o detalhamento das barras.

Segundo DELALIBERA (2006), no dimensionamento de um elemento estrutural que será analisado experimentalmente, primeiramente deve-se definir o que se pretende investigar. Definida essa etapa, determina-se a máxima força que tal elemento suportará e a quantidade necessária de barras de aço.

Como o modelo de bielas e tirantes utilizado neste trabalho era uma incógnita com relação ao comportamento em serviço, não se tinha certeza se o bloco viria à ruína por esmagamento ou fendilhamento de suas bielas de compressão ou por escoamento do aço. Pois, a real transferência de forças na interface pilar-colarinho por meio de atrito também era uma questão a ser discutida. Este fato dificulta a definição das questões a serem investigadas sendo que essa interação pilar-colarinho é elemento fundamental na escolha de um modelo de bielas e tirantes adequado já que qualquer mudança no ponto de aplicação das cargas vindas do pilar interfere diretamente na configuração do modelo escolhido e, conseqüentemente, no ângulo de inclinação da biela e nas tensões de tração existentes na parte inferior do bloco. Levando em consideração todos esses fatos, os ensaios tiveram a finalidade de analisar o comportamento geral dos blocos, o modo de ruína e as deformações e tensões nas fases de serviço.

3.4.3.2 Modelo de Bielas e Tirantes:

Para a escolha de um modelo de bielas e tirantes que estivesse de acordo com MELO (2004) foram levadas em consideração algumas recomendações feitas pelo autor, entre elas:

- No dimensionamento da base do bloco, deve ser considerada a capacidade nominal das estacas como cargas atuantes.
- A parte do elemento de fundação abaixo do plano da superfície inferior do pilar deve medir, em geral, 25 cm.
- Conforme a geometria pode-se adicionar os 5 cm obrigatórios da estaca que entra no bloco.
- A disposição das estacas deve ser a ideal para resistir aos esforços atuantes na fundação e, principalmente, se adequar à geometria do colarinho do bloco de apoio, de maneira a não haver aumento do volume de concreto.
- Na região de dois terços de λ_{eng} é onde ocorre a transferência de cargas por atrito.

Com base nestas recomendações foi feita a escolha de um modelo de bielas e tirantes simplificado como mostram as Figuras 3.7, 3.8 e 3.9 para os Modelos C1, C2 e C3 respectivamente.

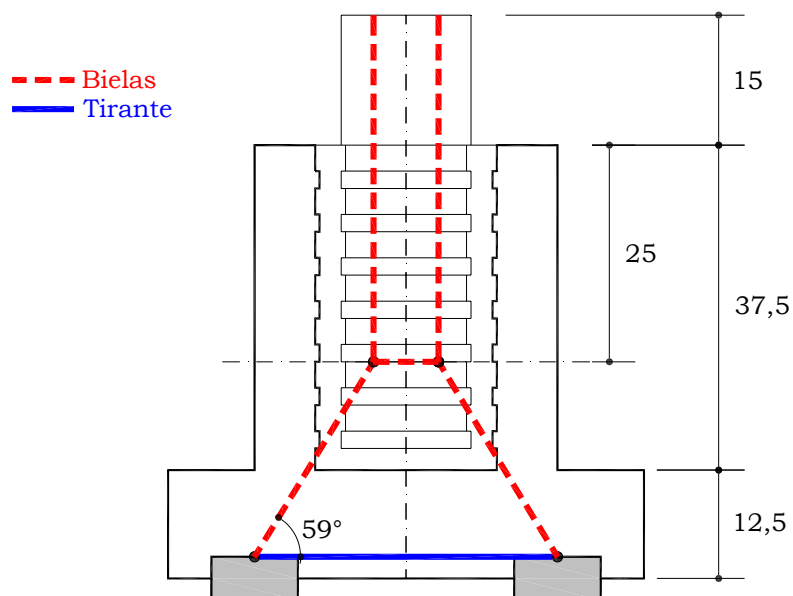


Figura 3.7 – Modelo de bielas e Tirantes – *Modelo C1*.

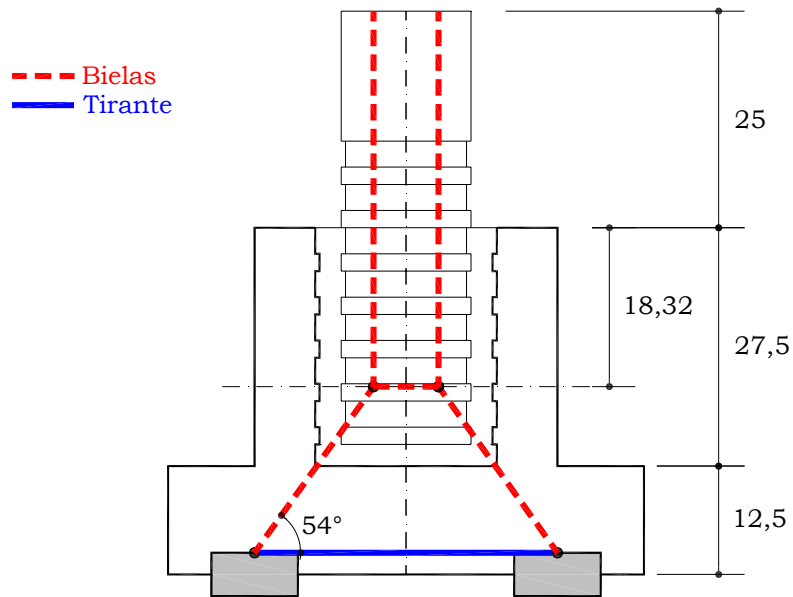


Figura 3.8 – Modelo de bielas e Tirantes – *Modelo C2*.

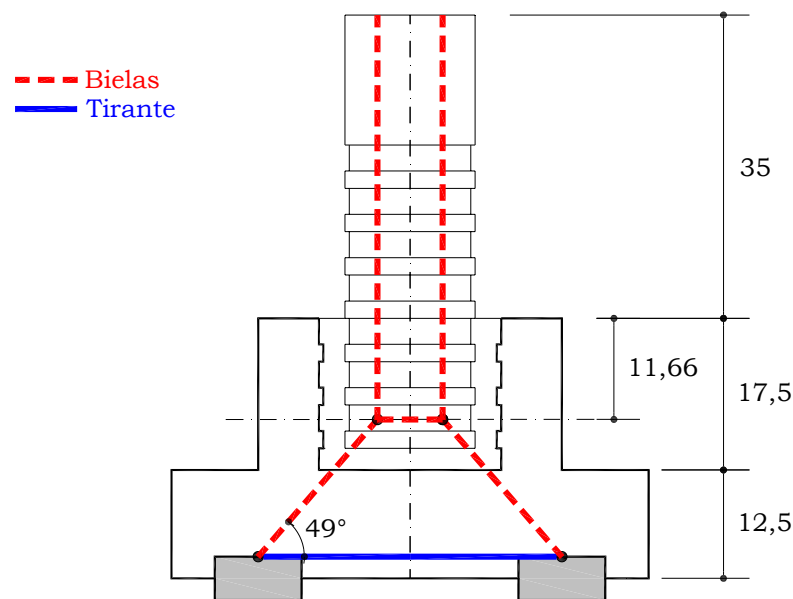


Figura 3.9 – Modelo de bielas e Tirantes – *Modelo C3*.

3.4.3.3 Dimensionamento:

Segundo MELO (2004) os blocos devem ser rígidos, e, portanto, o ângulo de inclinação da biela de compressão não deve ser inferior a 50° ; e BLÉVOT & FRÉMY (1967) sugerem que esta inclinação deva ser de $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$. Como o objetivo desta pesquisa era avaliar o comportamento geral dos blocos e a contribuição do comprimento de embutimento no dimensionamento da base do bloco foram escolhidos três comprimentos de

embutimento diferentes tentando satisfazer às condições impostas pelos autores.

No dimensionamento dos blocos não se utilizaram os fatores de segurança, ou seja, os coeficientes de majoração das ações e minoração das resistências dos materiais. A base dos blocos foi dimensionada considerando as estacas metálicas com seção quadrada de lado igual a 10 cm e capacidade nominal de 150 kN. A força característica no pilar, considerada para o dimensionamento dos modelos, foi duas vezes a capacidade de carga das estacas, ou seja, 300 kN. Como já foi apresentado neste capítulo, a resistência característica do concreto à compressão adotada foi de 25 MPa e a resistência característica ao escoamento das barras de aço igual a 500 MPa.

Verificação da Regiões Nodais:

Determinado o modelo de bielas e tirantes a ser utilizado no dimensionamento, a próxima etapa é a verificação das tensões nas regiões nodais superior e inferior.

Segundo BLÉVOT & FRÉMY (1967), a tensão na região nodal superior, ou seja, junto ao pilar é verificada por meio da Equação 3.6, enquanto que a tensão na região nodal inferior junto à estaca é determinada aplicando a Equação 3.7.

$$\sigma_{cd,z\ sup} = \frac{F_d}{A_{pilar} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 1,4 \cdot f_{cd} \quad [3.6]$$

$$\sigma_{cd,z\ inf} = \frac{F_d}{2 \cdot A_{estacas} \cdot \text{sen}^2 \theta} \leq 1,4 \cdot f_{cd} \quad [3.7]$$

A verificação da biela é realizada apenas na região junto à estaca já que, segundo MELO (2004), a verificação da biela na região junto ao pilar

não se faz necessária, pois o pilar pré-fabricado transmite a força para o colarinho através da força de atrito nas laterais. Logo, a medida equivalente da seção de entrada da carga é maior que a seção junto à estaca.

A verificação da tensão na região nodal inferior é apresentada na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Verificação da tensão na região nodal inferior.

Modelos	θ	$\sigma_{c,inf}$ (kN/cm ²)	$\leq 3,5 \text{ kN/cm}^2$
<i>Modelo C1</i>	59°	2,04	
<i>Modelo C2</i>	54°	2,29	
<i>Modelo C3</i>	49°	2,63	
<i>* este valor corresponde a $1,4 \cdot f_{ck}$</i>			

Armadura Principal de Tração:

Feitas as verificações nas regiões nodais pode-se dimensionar a quantidade de barras de aço necessária para absorver às tensões de tração na face inferior do bloco. Fazendo o equilíbrio do nó junto à zona nodal inferior (Figura 2.20), foi possível determinar a força de tração oriunda do modelo de bielas e tirantes.

$$R_{st} = \frac{F_{teo}}{2 \cdot \tan \theta} \quad [3.8]$$

Sendo a área de armadura determinada da seguinte forma:

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yk}} \quad [3.9]$$

Todos os modelos apresentam armadura principal constituída de três barras unindo as estacas. A Tabela 3.9 apresenta a força de tração no tirante assim como a área de armadura calculada.

Tabela 3.9 – Armadura principal de tração.

Modelos	θ	R_{st} (kN)	$A_{s,calc}$ (cm ²)	Armadura	$A_{s,ef}$ (cm ²)
Modelo C1	59°	90,13	1,80	3 ϕ 10 mm	2,40
Modelo C2	54°	108,98	2,18	2 ϕ 12,5 mm + 1 ϕ 6,3 mm	2,73
Modelo C3	49°	130,39	2,60	2 ϕ 12,5 mm + 1 ϕ 10 mm	3,30

Ancoragem da Armadura Principal de Tração:

A ancoragem da armadura do tirante foi verificada por meio das recomendações sugeridas pela NBR 6118 (2003). Esta indica que as barras de armadura dispostas nas faixas definidas pelas estacas devem se estender de face a face do bloco e terminar em gancho nas duas extremidades. A ancoragem das armaduras de cada uma dessas faixas deve ser garantida e medida a partir da face interna das estacas. Pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal às barras, decorrente da compressão das bielas.

Neste trabalho, utilizou-se, ancoragem com ganchos a noventa graus em todos os modelos. Não foram adotados coeficientes de segurança assim como não foi adotado coeficiente para diminuição da força a ancorar e adotou-se como comprimento disponível para alojar a armadura de tração a partir da face interna da estaca.

A seguir são apresentados os critérios utilizados na verificação da ancoragem da armadura principal de tração, iniciando pelo comprimento de ancoragem básico que, segundo a NBR 6118 (2003), é o comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s \cdot f_{yd}$ nessa barra, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} . O comprimento de ancoragem básico foi calculado por meio da Expressão 3.10.

$$\lambda_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{s,ef}}{f_{bk}} \quad , \quad \sigma_{s,ef} - \text{tensão efetiva na armadura de tração.} \quad [3.10]$$

O valor da resistência de aderência pode ser calculado a partir da Equação 3.11 e 3.12, ou seja:

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk} \quad [3.11]$$

sendo:

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para $\theta < 32$ mm.

$$f_{ctk} = f_{ctk,inf}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [3.12]$$

O comprimento de ancoragem necessário pode ser calculado por meio da Expressão 3.13.

$$\lambda_{b,nec} = \alpha \cdot \lambda_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \lambda_{b,min} \quad [3.13]$$

Sendo:

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3\phi$;

$$\lambda_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \lambda_b \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases}$$

A Tabela 3.10 traz as verificações realizadas para os três modelos.

Tabela 3.9 – Verificação da ancoragem.

Modelos	ϕ (cm)	$\sigma_{s,ef}$ (MPa)	$f_{ctk,inf}$ (MPa)	f_{bk} (MPa)	l_b (cm)	$A_{s,calc}$ (cm ²)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	$l_{b,nec}$ (cm)	$l_{b,disp}$ (cm)
Modelo C1	1	357,54	1,80	4,05	23,24	1,80	2,40	12,20	14,00
Modelo C2	1,25	399,19	1,80	4,05	30,88	2,18	2,73	17,26	14,00
Modelo C3	1,25	395,12	1,80	4,05	30,56	2,60	3,30	16,86	14,00

Armadura de Distribuição:

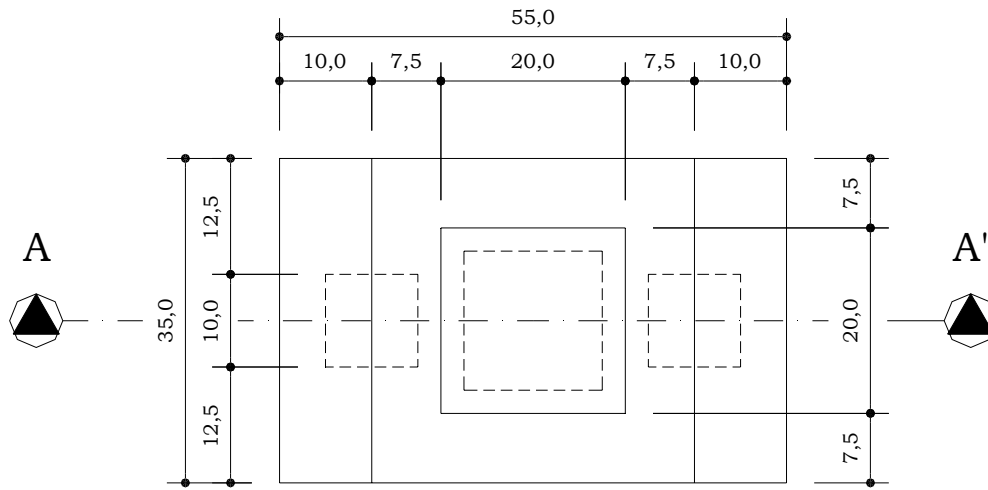
Foi utilizada nos modelos uma armadura em forma de malha tendo como objetivo facilitar a montagem das armaduras principais de tração assim como evitar fissuras no sentido perpendicular ao tirante já que a largura do bloco é considerável com relação à dimensão da estaca.

A NBR 6118 (2003) traz recomendações para armadura de distribuição e suspensão. A armadura de distribuição deve ser prevista para controlar a fissuração, sendo colocada na forma de uma malha adicional uniformemente distribuída nas duas direções para complementar a armadura principal que é distribuída na faixa sobre as estacas. Para o cálculo das áreas das barras das armaduras deve ser considerado no máximo 20% da força adotada para o dimensionamento da armadura principal. A resistência de cálculo da armadura deve ser igual a 80% de f_{yd} . Em alguns casos, a NBR 6118:2003 sugere o uso de armadura de suspensão, nos casos em que a armadura de distribuição for prevista para mais de 25% da força adotada para o cálculo da armadura principal ou se o espaçamento entre estacas for maior que três vezes seu diâmetro.

MELO (2004) sugere que a armadura deva ser distribuída nas duas direções e que caso a base do bloco seja da mesma dimensão que o colarinho, a própria armadura deste realiza a função de armadura de distribuição e suspensão, não sendo assim, necessária uma armadura adicional. Se apenas uma parte do bloco for maior que o colarinho, é possível a colocação de armadura proporcional só nessa região ancorando-a com a armadura do colarinho.

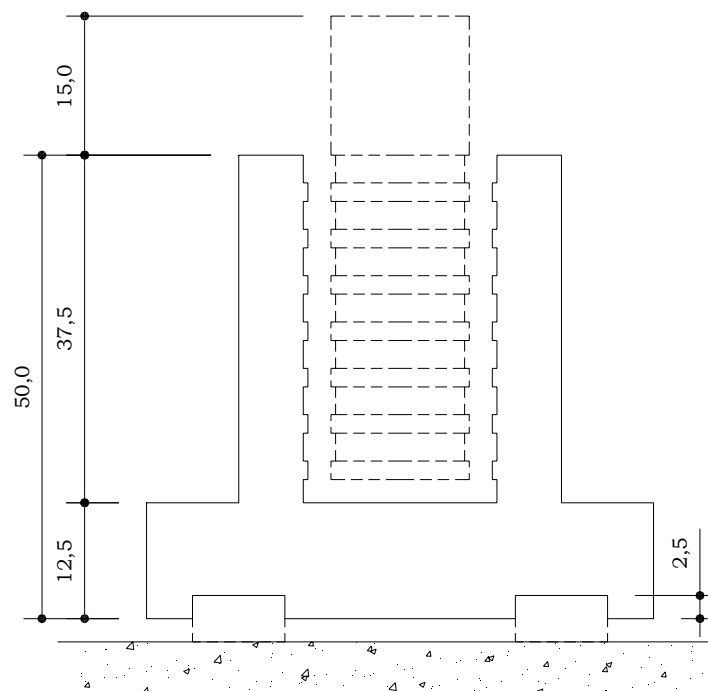
3.4.3.4 Detalhamento dos Blocos:

Nas Figuras 3.10, 3.11, 3.12, 3.14, 3.15 e 3.16 é apresentado todo o detalhamento (formas e armaduras) para os três modelos.



PLANTA BAIXA

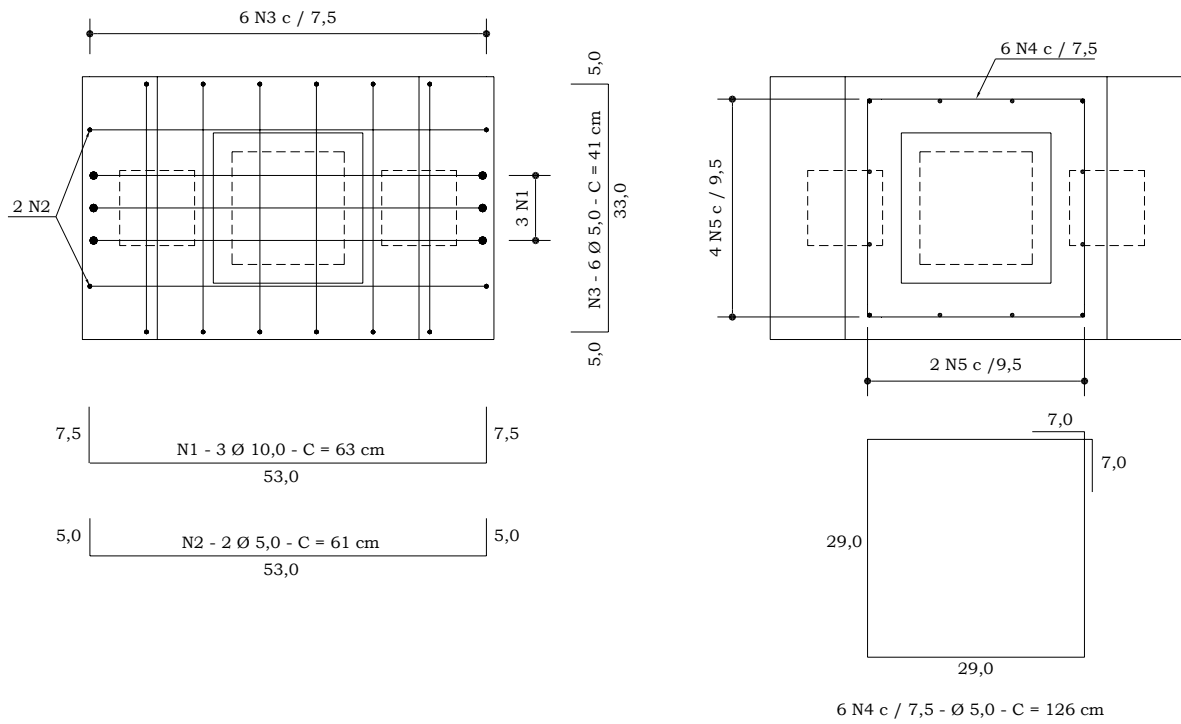
Medidas em [cm]



CORTE AA'

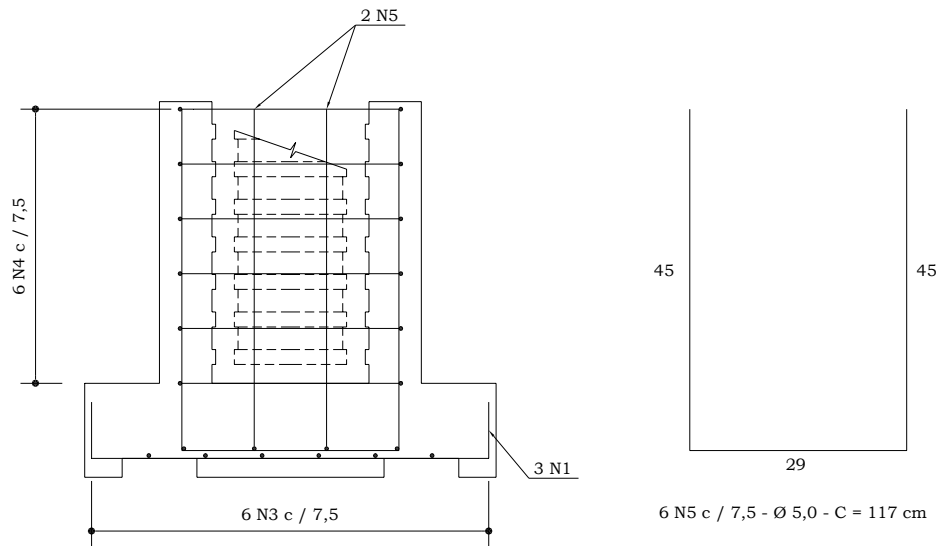
Medidas em [cm]

Figura 3.10 – Planta de fôrmas – Modelo C1.



PLANTA BAIXA

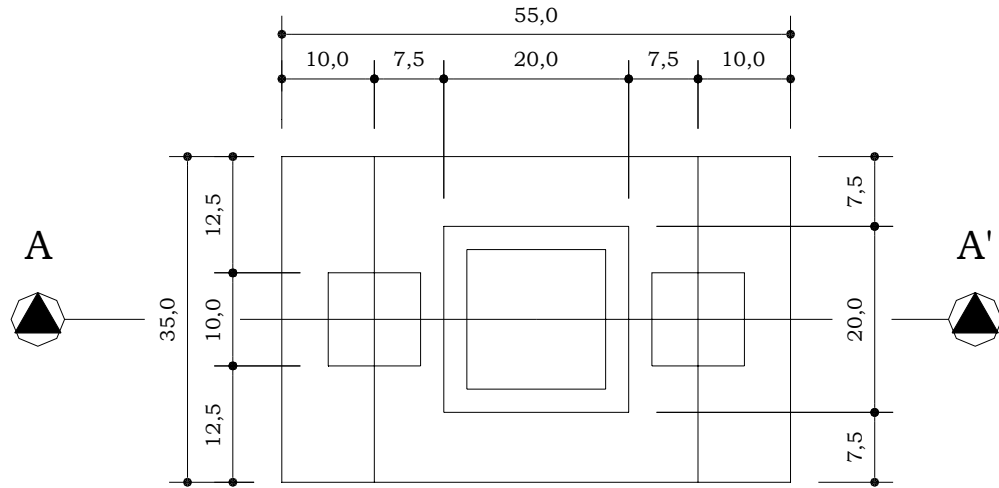
Medidas em [cm]



CORTE AA'

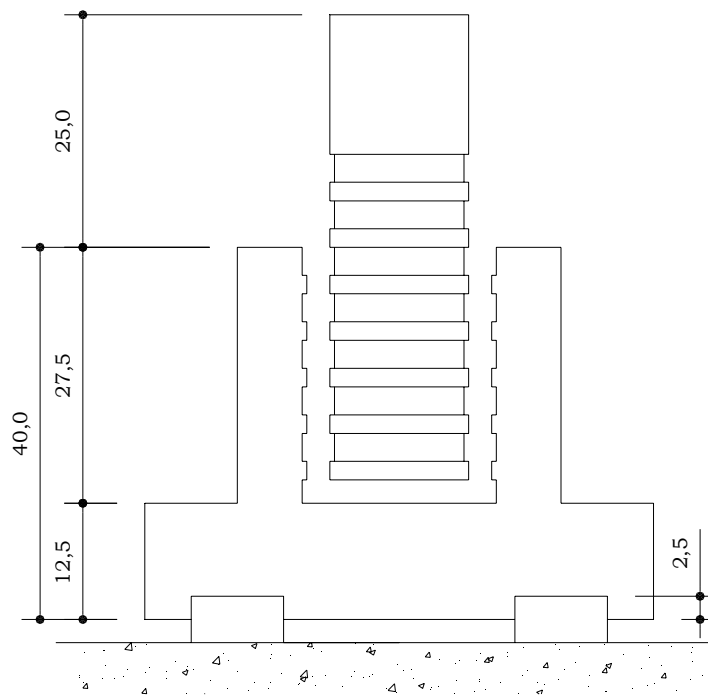
Medidas em [cm]

Figura 3.11 - Armadura do bloco – Modelo C1.



PLANTA BAIXA

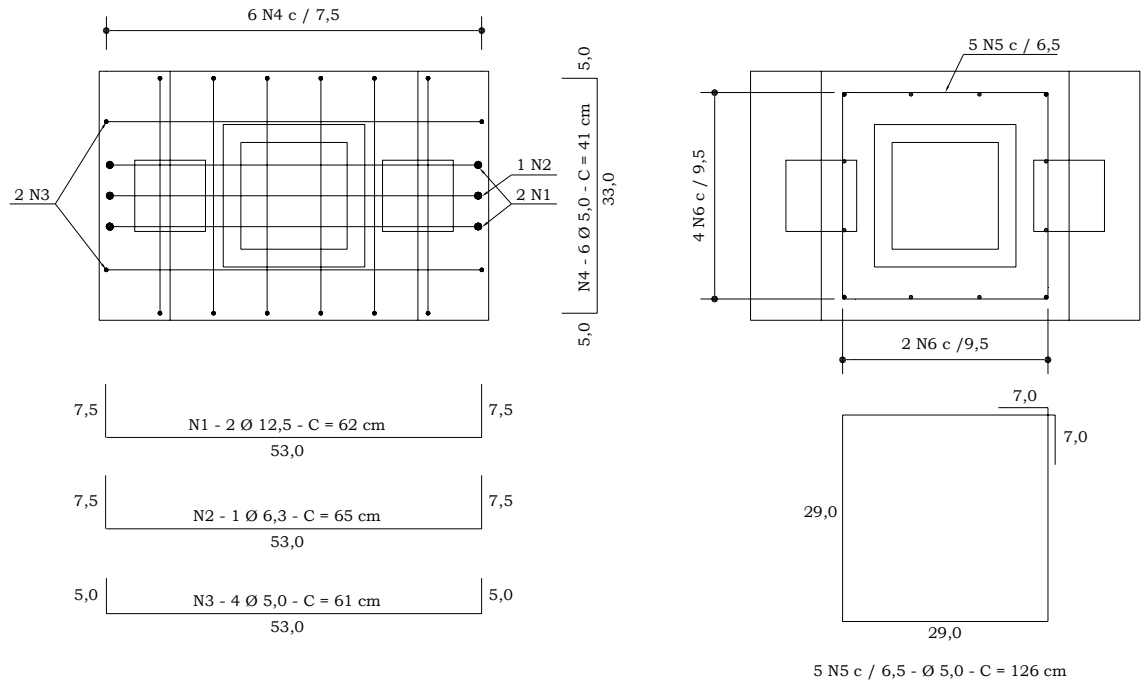
Medidas em [cm]



CORTE AA'

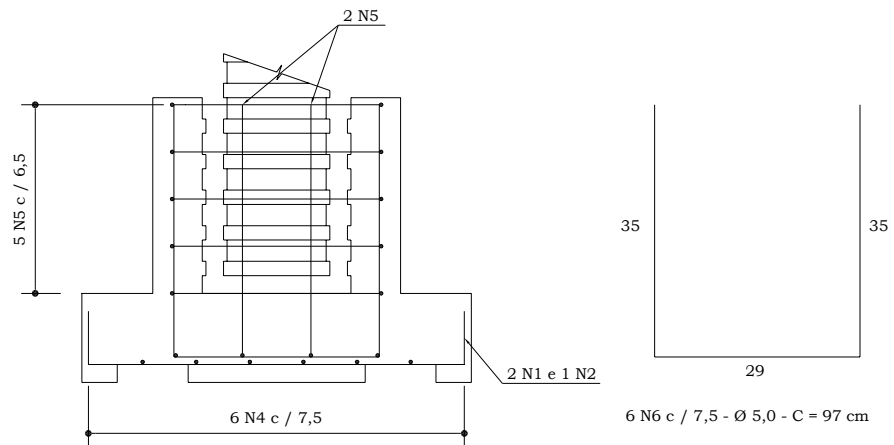
Medidas em [cm]

Figura 3.12 – Planta de fôrmas – Modelo C2.



PLANTA BAIXA

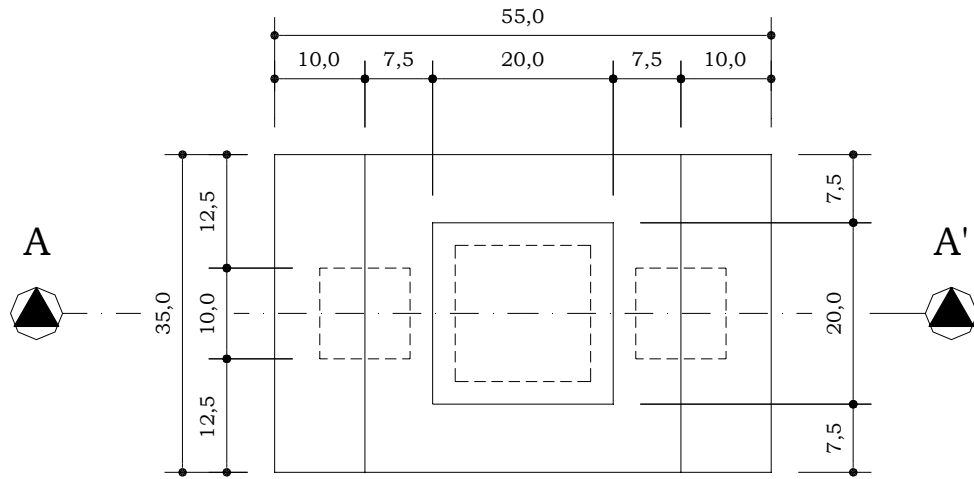
Medidas em [cm]



CORTE AA'

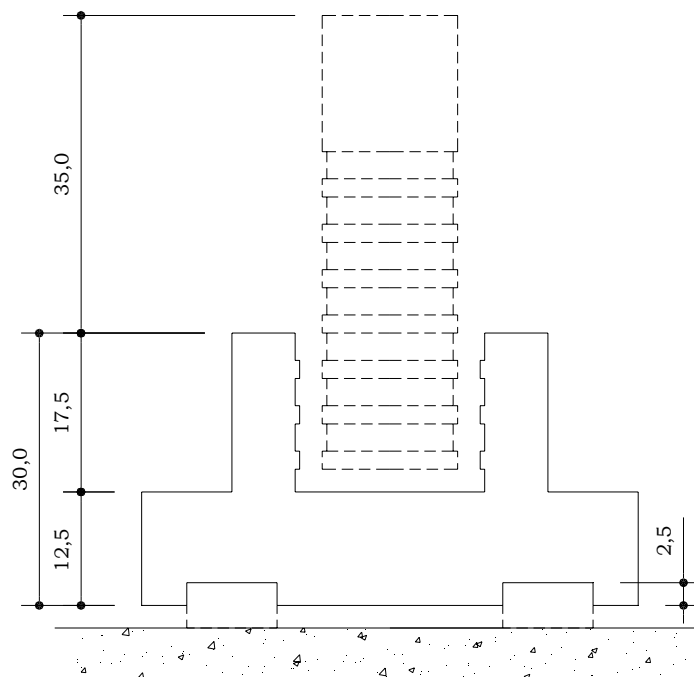
Medidas em [cm]

Figura 3.13 – Armadura do bloco – Modelo C2.



PLANTA BAIXA

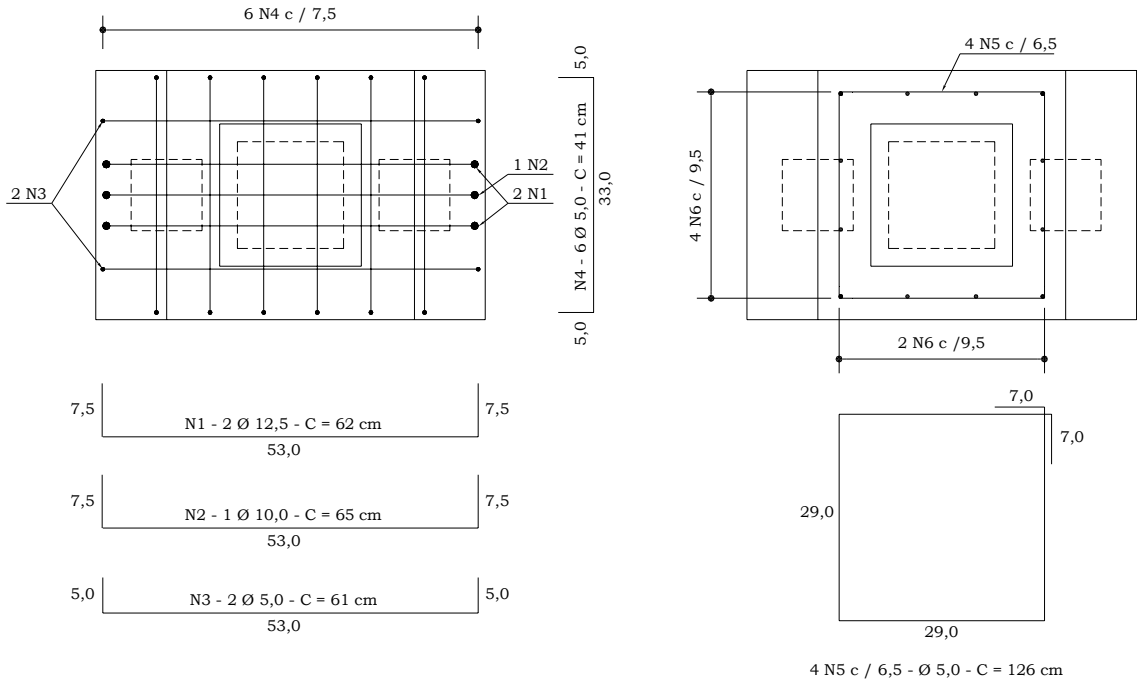
Medidas em [cm]



CORTE AA'

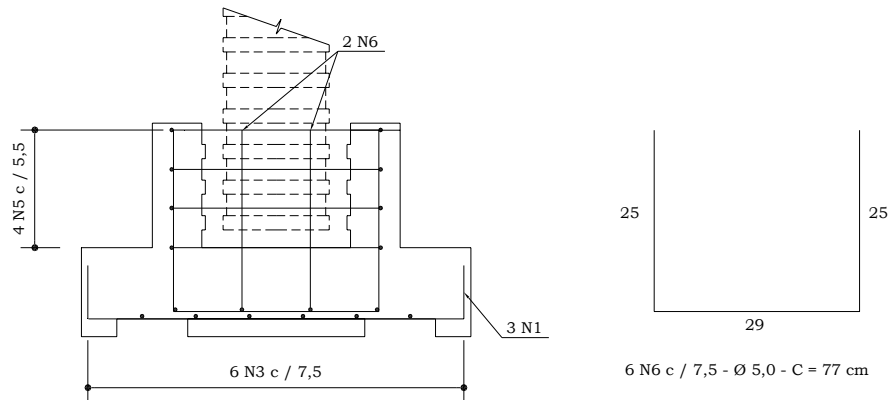
Medidas em [cm]

Figura 3.14 – Planta de fôrmas – Modelo C3.



PLANTA BAIXA

Medidas em [cm]



CORTE AA'

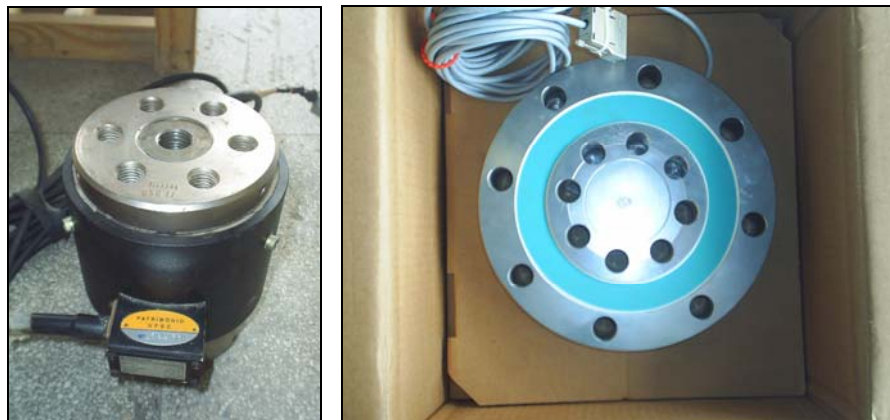
Medidas em [cm]

Figura 3.15 – Armadura do bloco – Modelo C3.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO DOS MODELOS ENSAIADOS:

3.5.1 Equipamentos Utilizados nos Ensaios:

Os blocos submetidos aos ensaios de laboratório foram instrumentados com a finalidade de se obter dados na fase de serviço e na fase de ruína, portanto foram instrumentados de modo a obterem os valores da força aplicada no pilar, as reações nas estacas, as deformações nas armaduras e os deslocamentos verticais da face inferior e lateral do bloco. As leituras da força no pilar e das reações nas estacas foram realizadas por meio de células de carga sendo uma da marca Kratos (Figura 3.16a) e outra da marca HBM (Figura 3.16b), ambas com capacidade de 500 KN.



a)

b)

Figura 3.16 – Células de carga utilizadas nos ensaios.

Os valores dos deslocamentos na base do bloco foram obtidos por meio de transdutores de deslocamento, conhecidos como LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), com curso máximo de 20 mm (Figura 3.17a) e na lateral do bloco o deslocamento foi obtido por meio de transdutor de deslocamento de 10 mm de curso (Figura 3.17b). Ambos os transdutores eram da marca HBM e foram fixados por meio de suportes magnéticos com haste articulada.

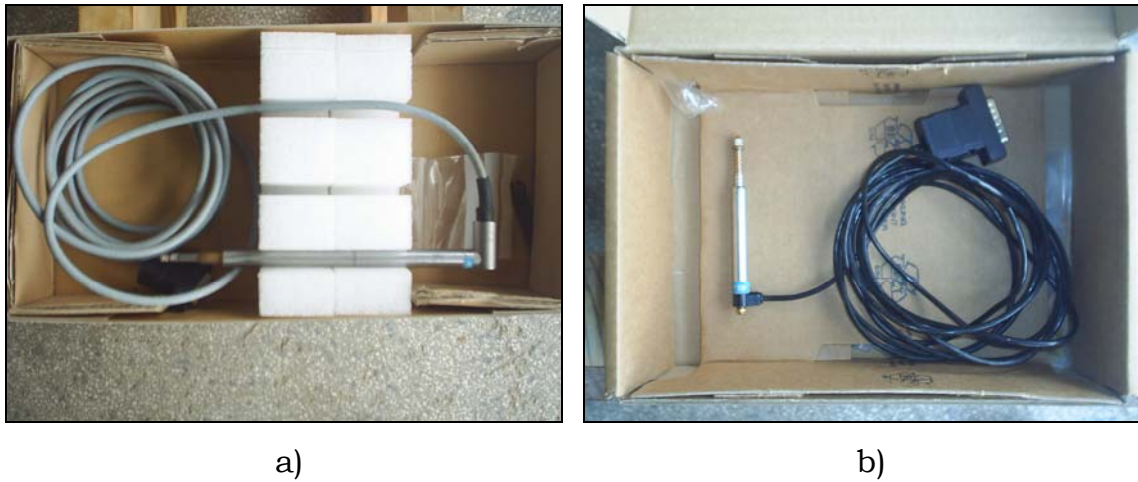


Figura 3.17 – Transdutores de deslocamento utilizados nos ensaios.

As armaduras foram instrumentadas com extensômetros elétricos, tipo PA-06-125AA-120, marca Excel, com *gage factor* igual a 2,09.

Para a aquisição de dados foram utilizados os equipamentos Spider 8 (forças e deslocamentos) e Spider 8-30 (deformações), fabricados pela HBM, e para gerenciar o sistema de aquisição foi utilizado o programa computacional Catman 4.5 do mesmo fabricante. A Figura 3.18 ilustra a utilização destes equipamentos.



Figura 3.18 – Sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios.

A força aplicada no topo do pilar foi exercida por meio de uma prensa hidráulica existente no LEE – Laboratório de Experimentação em Estruturas - UFSC, marca LOSENHAULSENWERK com capacidade de 3000 kN como mostra a Figura 3.19.

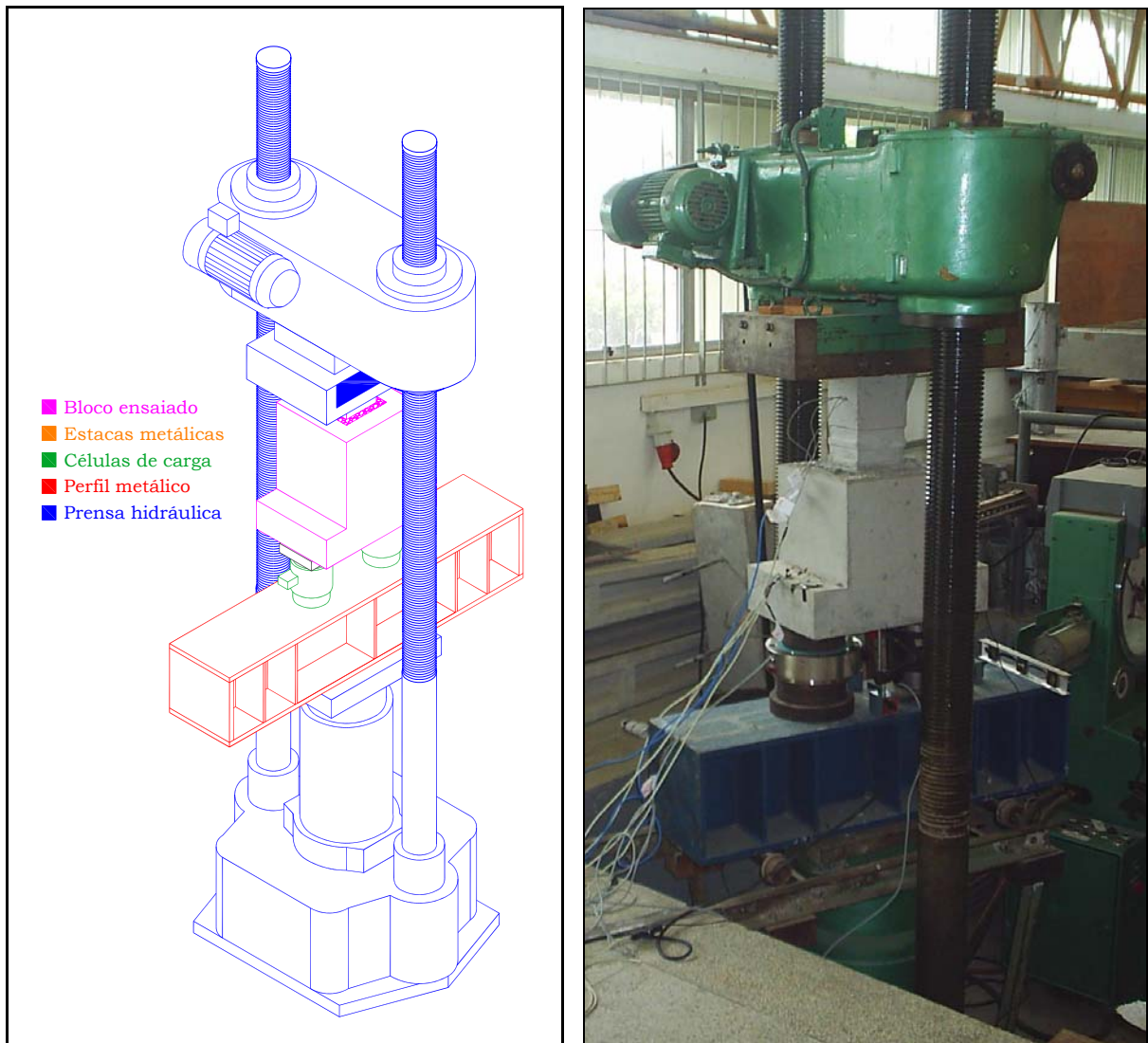


Figura 3.19 – Prensa hidráulica utilizada nos ensaios.

3.5.2 Posicionamento dos Extensômetros Elétricos:

Foram instalados extensômetros elétricos nas barras da armadura principal de tração (tirante) do bloco e na armadura principal do pilar. A finalidade destes extensômetros é de obter as deformações, no caso dos blocos, nas posições referentes ao centro das barras e nas zonas nodais inferiores e, no caso dos pilares, nas posições de 5 cm e 24 cm de altura medidas a partir da base do pilar. Essas posições foram escolhidas a fim de detectar a influência do comprimento de embutimento na distribuição de tensões ao longo do pilar.

A Figura 3.20 mostra o posicionamento e a identificação dos extensômetros elétricos utilizados.

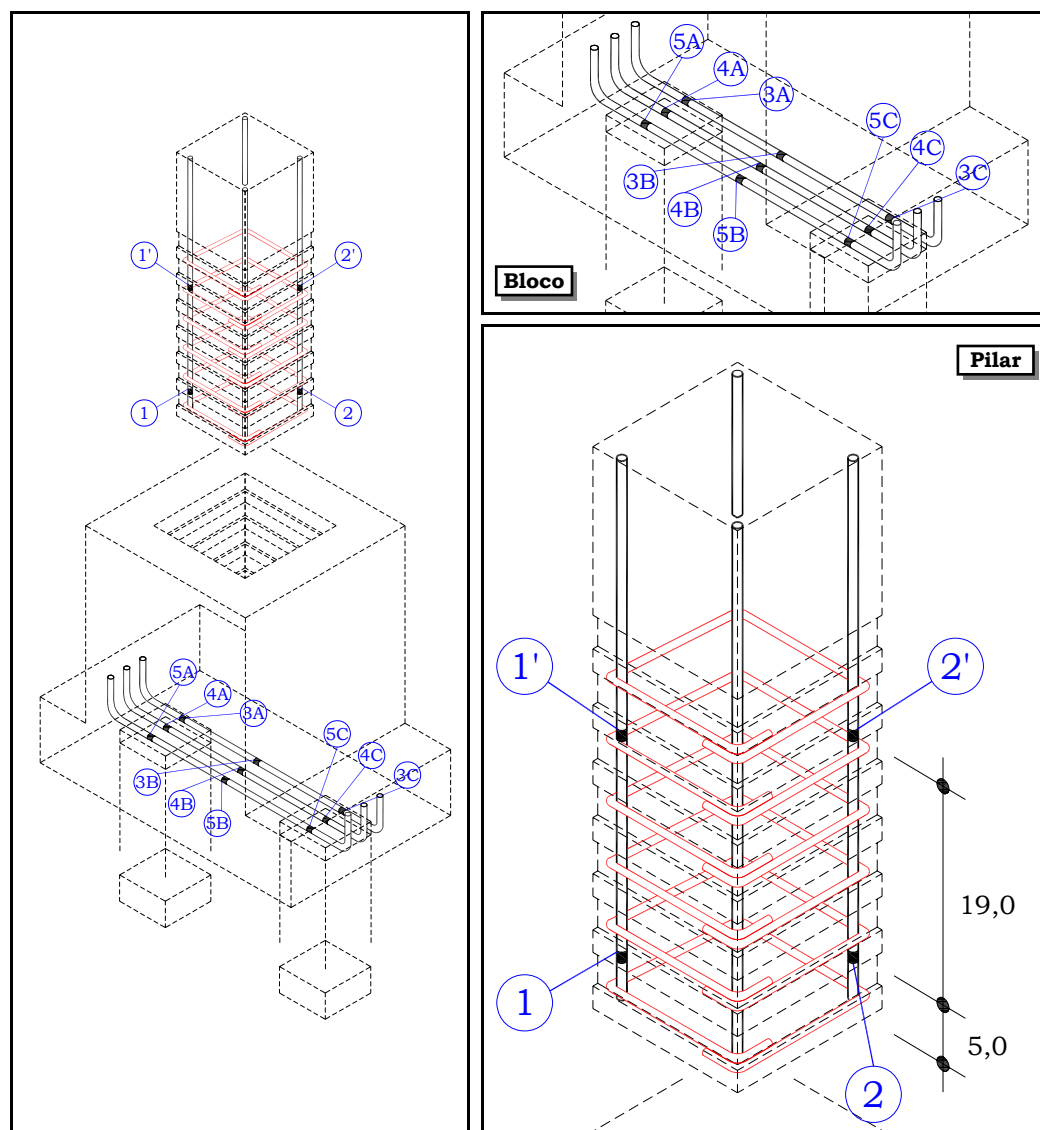


Figura 3.20 - Posicionamento dos extensômetros elétricos.

As Figuras 3.21, 3.22, 3.23 e 3.24 mostram extensômetros instalados nos modelos.

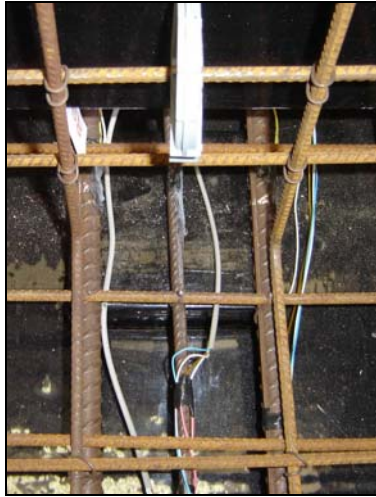


Figura 3.21 - Extensômetros instalados na armadura principal de tração.



Figura 3.22 - Extensômetros instalados na armadura do pilar.



Figura 3.23 - Detalhe da armadura principal de tração.

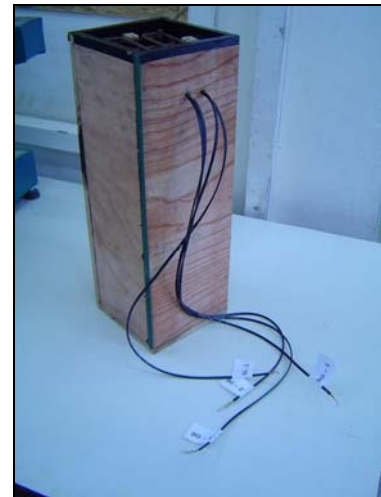


Figura 3.24 - Pilar pronto para ser concretado.

3.5.3 Posicionamento dos Transdutores de Deslocamento:

Os deslocamentos verticais e horizontais foram medidos por meio de transdutores de deslocamentos, como já foi dito. Em todos os modelos foram instalados um total de três transdutores de deslocamento sendo dois destinados à obtenção dos valores de deslocamentos verticais e um de deslocamentos horizontais.

Os transdutores instalados para obter valores de deslocamentos verticais foram posicionados em seções afastadas 9 cm de cada face do bloco conforme Figura 3.26. Essas posições foram escolhidas em função da grande

largura do bloco, o que, em virtude da transmissão da carga por meio do colarinho, poderia ocasionar deformações maiores nas extremidades do que na seção do vão central quando próximo ao Estado Limite Último.

Já, o transdutor instalado para obter deslocamento horizontal foi posicionado de modo a obter o deslocamento paralelo ao eixo longitudinal dos modelos ensaiados, como mostra a Figura 3.27.

A Figura 3.25 traz o posicionamento dos transdutores de deslocamentos instalados e suas respectivas identificações.

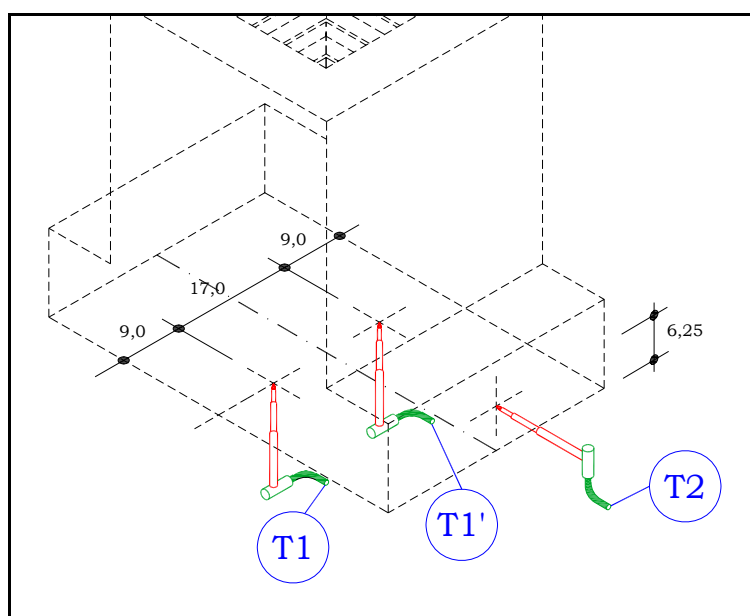


Figura 3.25 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento (LVDT's).



Figura 3.26 – LVDT – medidas verticais.



Figura 3.27 – LVDT – medidas horizontais.

3.6 MOLDAGEM DOS MODELOS ENSAIADOS:

As fôrmas utilizadas foram montadas na carpintaria do LEE – UFSC e para a construção foi utilizada madeira compensada de ótica qualidade com 13 mm de espessura doada pelo GIEM-UFSC – Grupo Interdisciplinar de Estudos da Madeira. Todas as fôrmas foram revestidas com um papel adesivo (“*papel contact*”) com objetivo de dar um bom acabamento aos modelos e boa impermeabilidade às fôrmas. Foi construído um único conjunto de fôrmas já que o material utilizado era de ótica qualidade e o número de reutilizações das fôrmas seria pequeno. A Figura 3.28 apresenta um modelo esquemático das fôrmas que foram utilizadas.

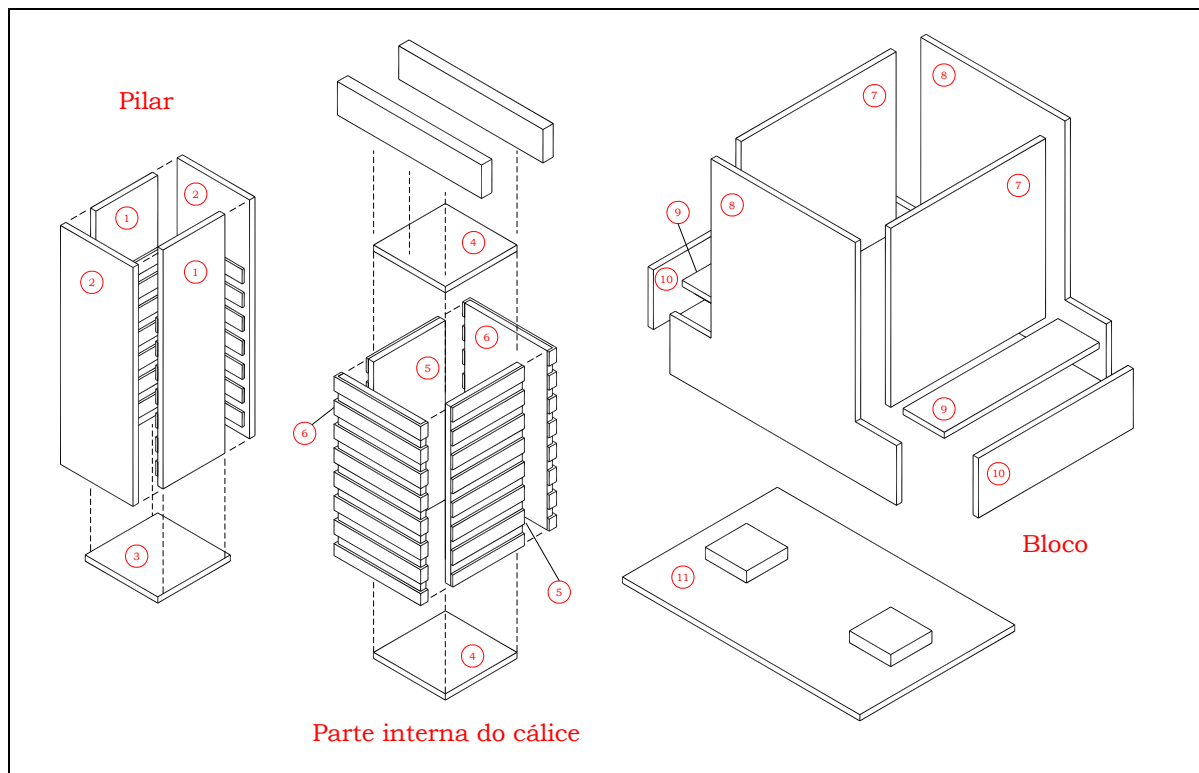


Figura 3.28 – Modelo esquemático das fôrmas utilizadas.

Uma das preocupações era de que modo seriam feitas as chaves de cisalhamento e de que modo seria feita a desfôrma da interna do cálice. Em seu trabalho, CANHA (2004) fez um estudo experimental sobre os critérios de dimensionamento do cálice, tanto para paredes lisas quanto para paredes rugosas. Em seus modelos com paredes rugosas a autora utilizou poliestireno expandido (“*isopor*”) revestido na moldagem das chaves de

cisalhamento e a retirada da parte interna das fôrmas foi feita dissolvendo-se com solvente o poliestireno expandido da fôrma.

Neste trabalho as chaves de cisalhamento, tanto no pilar quanto no cálice, também foram confeccionadas em poliestireno expandido (“isopor”) com espessura de 5 mm, coladas diretamente na madeira e revestidas com papel adesivo (“papel contact”). Ao contrario do trabalho de CANHA (2004) a fôrma interna do cálice foi construída de modo a ser reutilizada. Esta fôrma foi confeccionada de maneira que fosse toda desmontável, portanto ela foi toda parafusada e estruturada por meio de cantoneiras de aço parafusadas internamente. O papel adesivo gerou um acabamento perfeito das chaves de cisalhamento não sendo necessário qualquer processo para eliminar eventuais asperezas oriundas do poliestireno expandido. A Figura 3.29 mostra as fôrmas de madeira utilizadas nas moldagens dos blocos e pilares.



Detalhe da armadura de fretagem do pilar.



Fôrma do pilar com chaves de cisalhamento.



Fôrma do pilar pronta para ser concretada.



Pilares prontos.



Parte interna da fôrma do cálice.



Fôrma do bloco pronta para iniciar a concretagem.



Colocação da fôrma da parte interna do cálice.



Bloco pronto.

Figura 3.29 – Armaduras e fôrmas do bloco e do pilar.

Algumas das etapas de confecção dos modelos e montagem para o ensaio são mostradas na Figura 3.30.



Montagem da armadura do pilar.



Pilar pronto para concretagem.



Concretagem do pilar.



Armadura da base do bloco.



Fôrma pronta para iniciar a concretagem.



Coconcretagem da base do bloco.



Fechamento da fôrma (abas laterais).



Colocação da fôrma da parte interna do cálice.



Ajuste e fixação da forma da parte interna do cálice para concretagem do restante do bloco.



Colocação e ajuste do pilar no bloco.



Concretagem da junta preenchimento.



Içamento e colocação do bloco sobre as estacas.



Modelo pronto para ensaiar.

Figura 3.30 - Etapas de confecção e montagem dos modelos.

Foi moldado no mesmo dia um conjunto pilar+bloco tendo início pela concretagem do pilar. Após a colocação da armadura do cálice e da base do

bloco fez-se o fechamento da fôrma dando início, assim, a concretagem do bloco. Foram deixadas abertas as tampas das abas laterais para facilitar a concretagem da base assim como propiciar um adensamento adequado. Quando o concreto chegou no nível correspondente ao fundo do cálice, as tampas das abas laterais foram fechadas e travadas e, em seguida, colocada a fôrma da parte interna do cálice. Esta etapa necessitou de cuidados já que qualquer erro no ajuste desta fôrma implicaria no erro de espessura das paredes do colarinho assim como no desaprumo das mesmas. Após esta etapa, deu-se continuidade a concretagem das paredes do colarinho até a altura que corresponde a cada modelo. Como existia um único conjunto de fôrmas a desfôrma foi realizada, aproximadamente, 48 horas após a concretagem. A próxima etapa realizada foi o ajuste correto da posição do pilar e seu travamento no cálice e logo em seguida concretou-se a junta. Passados 44 dias fez-se o içamento do conjunto até a prensa hidráulica, ajustes na colocação e posicionamento das estacas e foram conectados todos os equipamentos para a realização do ensaio. Esses procedimentos de içamento, concretagem da junta e conexão dos equipamentos foram feitos para cada modelo separadamente. A Figura 3.31 mostra a colocação do bloco sobre as estacas metálicas.



Figura 3.31 – Colocação do bloco sobre as estacas metálicas.

No total foram produzidos no LEE - UFSC, 0,27 m³ de concreto e foram consumidos cerca de 13,25 kg de barras de aço para a construção dos modelos.

Capítulo 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:

Este capítulo apresenta e analisa os valores dos resultados experimentais, assim como, apresenta análises comparativas entre os resultados dos ensaios dos três modelos. Apresenta, também, descrição sobre o modo de ruína e o comportamento geral dos modelos ensaiados.

4.2 COMPORTAMENTO GERAL DOS MODELOS:

De forma geral, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. A primeira fissura surgiu na face inferior do bloco próximo ao meio do bloco e propagou-se pelas laterais do bloco. Ao longo do carregamento surgiram fissuras transversais na base do bloco próximas às estacas. Nas laterais perpendiculares ao sentido das estacas surgiram várias fissuras verticais que partiram da base até o pilar, entretanto, nas laterais paralelas ao sentido das estacas surgiram fissuras inclinadas que partiram da base e se espalharam pelas paredes do colarinho. Apesar das fissuras apresentarem grandes aberturas, o bloco só deixou de resistir à força aplicada no instante em que se iniciou processo de esmagamento do concreto do pilar.

As Figuras 4.1a e 4.1b apresentam respectivamente a posição da primeira fissura junto à base do bloco e as fissuras verticais devidas ao fendilhamento.

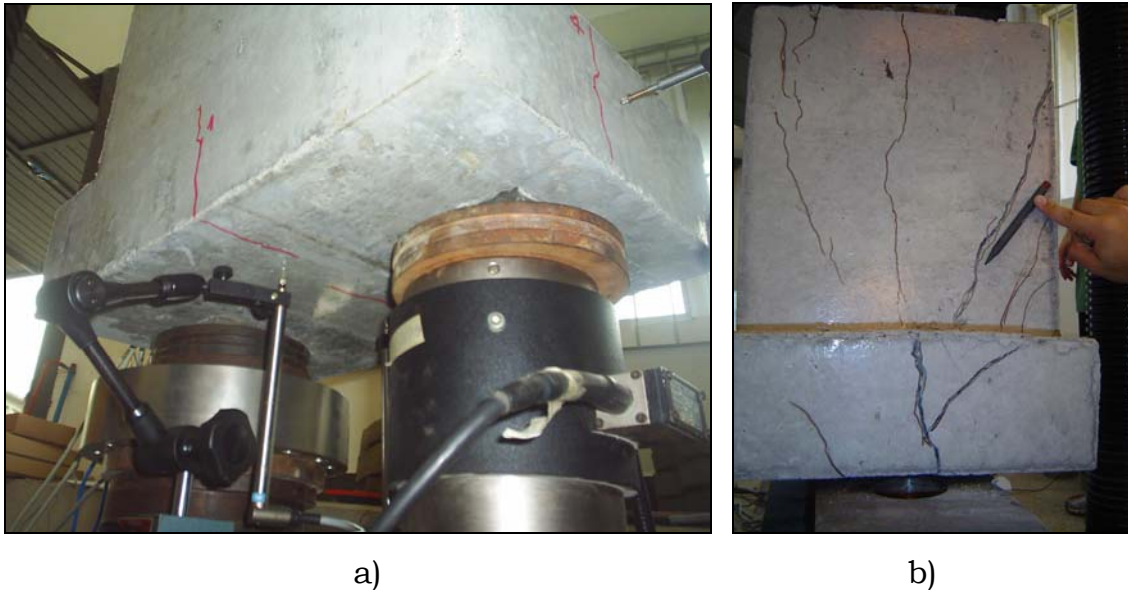


Figura 4.1 – Caracterização das fissuras surgidas nos modelos.

Embora a grande largura do bloco com relação às estacas tenha dificultado uma análise mais detalhada do colapso do bloco, observou-se que o esmagamento da biela ocorreu simultaneamente no concreto junto às estacas e junto ao pilar. Isso aconteceu, provavelmente, em função da força transmitida diretamente pelo colarinho para as estacas, pois, parte do colarinho estava posicionado sobre as estacas.

Com a realização dos ensaios foi possível quantificar a força aplicada nos modelos por meio das células de carga e do painel de medição da prensa hidráulica. Assim, foi possível determinar a força de fissuração (F_r) e a força última (F_u) nos modelos, apresentadas na Tabela 4.1. Como já foi visto no capítulo 3, a força teórica (F_{teo}), estipulada em função da capacidade portante das estacas, é de 300 kN. A força de projeto (F_{proj}) foi estipulada em função da armadura principal de tração existente em cada modelo. A relação entre as forças teóricas e última (F_{teo}/F_u), entre as forças de fissuração e última (F_r/F_u), entre a força teórica e última (F_{teo}/F_u), entre as forças de projeto e última (F_{proj}/F_u) e a relação entre as forças de projeto e de fissuração (F_{proj}/F_r) também são apresentadas na Tabela 4.1, com a

finalidade de melhor interpretação do comportamento dos modelos frente à ação centrada.

Tabela 4.1 – Valores das forças obtidas nos ensaios.

<i>Modelos</i>	f_{cm} (MPa)	F_u (kN)	F_r (kN)	F_{proj} (kN)	F_{teo} (kN)	F_{teo}/F_u	F_r/F_u	F_{teo}/F_r	F_{proj}/F_u	F_{proj}/F_r
Modelo C1	26,66	619,74	322,00	399,43	300,00	0,48	0,52	0,93	0,64	1,24
Modelo C2	26,47	574,10	388,00	375,75	300,00	0,52	0,68	0,77	0,65	0,97
Modelo C3	26,08	580,95	362,00	379,62	300,00	0,52	0,62	0,83	0,65	1,05
Valores Médios	-	-	-	-	-	0,51	0,61	0,84	0,65	1,09
<i>f_{cm} - resistência média a compressão do concreto, obtida por meio de ensaios de corpos-de-prova; F_{proj} - força estipulada em função da armadura principal de tração existente.</i>										

A força que originou a primeira fissura (F_r) foi determinada por meio visual, ou seja, foi registrada a força que originou a primeira fissura visível nas faces dos blocos; a seguir determinou-se o valor da força. As forças de fissuração obtidas apresentaram valores semelhantes para os três modelos e por meio da Tabela 4.1, conclui-se que, em média, as primeiras fissuras visíveis surgiram para uma força correspondente a sessenta por cento da força última de cada modelo, ou seja, $F_r/F_u = 0,61$.

Por meio dos resultados obtidos nos ensaios, pôde-se concluir que o dimensionamento feito a partir das recomendações de MELO (2004) e BLÉVOT & FREMY (1967) é conservador, pois as relações F_{teo}/F_u e F_{proj}/F_u foram em média de 0,51 e 0,65 respectivamente.

Constatou-se também, que, no caso de blocos sobre duas estacas, o dimensionamento do colarinho requer um cuidado especial já que houve o surgimento de fissuras de grande abertura nas faces perpendiculares ao sentido das estacas (ver Figura 4.1b) indicando uma força de tração nos estribos horizontais da armadura do colarinho.

No item 4.6 serão apresentados valores das deformações nas barras de aço, onde verifica-se que as deformações encontradas nos extensômetros localizados no centro da estaca são menores que as encontradas nos extensômetros localizados no centro das barras. Isso indica que a força no tirante nessa região é reduzida, portanto, a verificação do comprimento de ancoragem pode ser revisto e a consideração da seção de início da

ancoragem a partir da seção da estaca mais afastada da extremidade do bloco é correta.

Por meio da Figura 4.2, observa-se que ocorreu a ruptura do cobrimento do concreto do pilar nos três modelos. Foi observada, também, a ruptura do pilar nos três modelos em função da elevada força aplicada, já que os pilares foram dimensionados para $F_{teo} = 300$ kN. Embora tenha havido a ruptura do cobrimento dos pilares, esta não interferiu no comportamento dos blocos.



Figura 4.2 – Ruína do cobrimento do pilar (Modelo C3).

4.3 ABERTURA DAS FISSURAS:

As aberturas das fissuras foram determinadas fazendo a medição das mesmas com o auxílio de um fissurômetro. Embora esta maneira não seja o modo mais preciso de se obter as dimensões das fissuras, serve de forma eficaz para se ter um panorama geral da ordem de grandeza da fissuração surgida nos modelos. Como seria impossível a medição de todas as fissuras em diferentes valores de força, foram escolhidas três fissuras em cada modelo para serem monitoradas. Essas fissuras foram escolhidas conforme seu surgimento em cada modelo sendo a 1º, 2º e 3º. A localização destas fissuras é apresentada nas Figuras 4.3, 4.4 e 4.5.

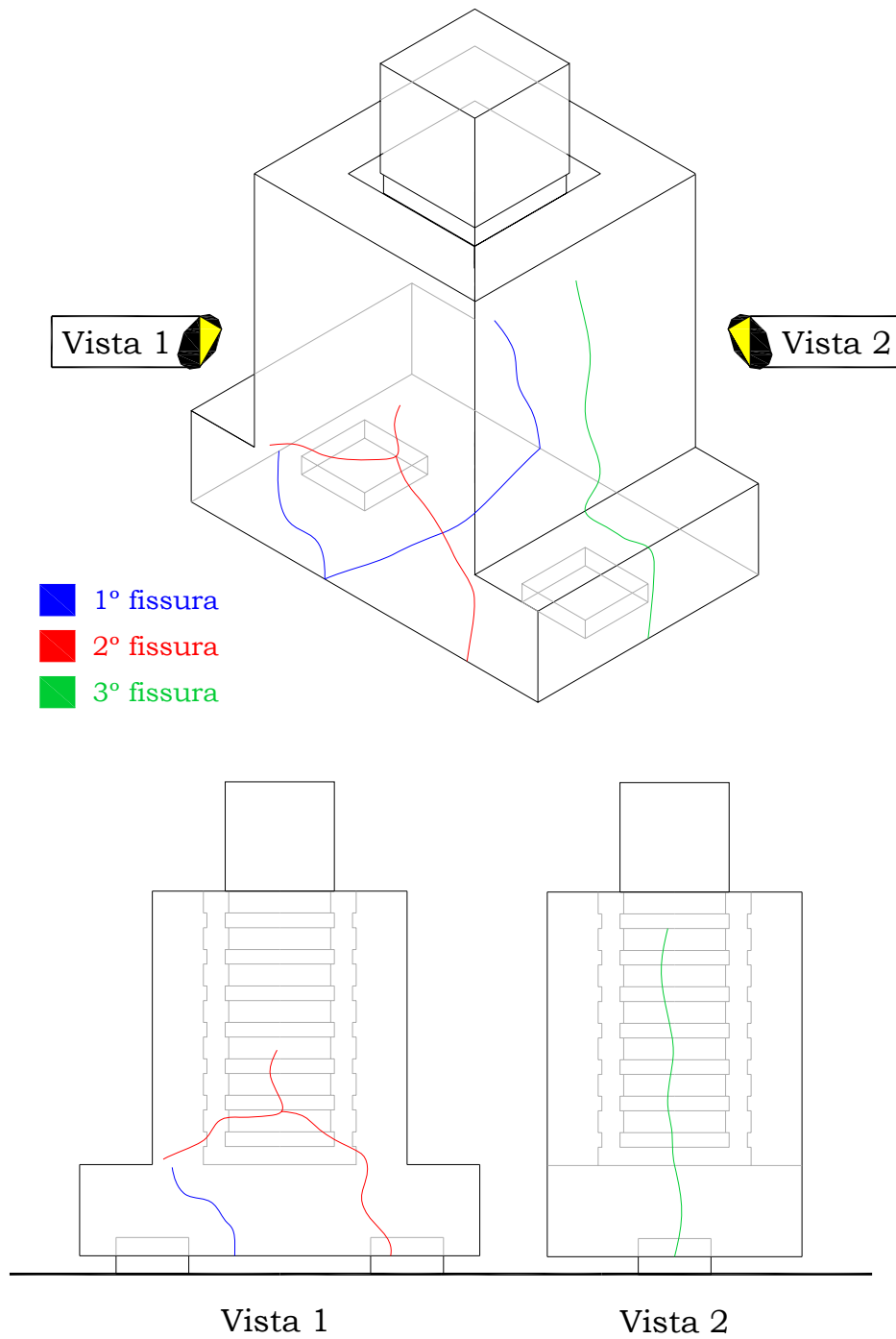


Figura 4.3 – Fissuras monitoradas no Modelo C1.

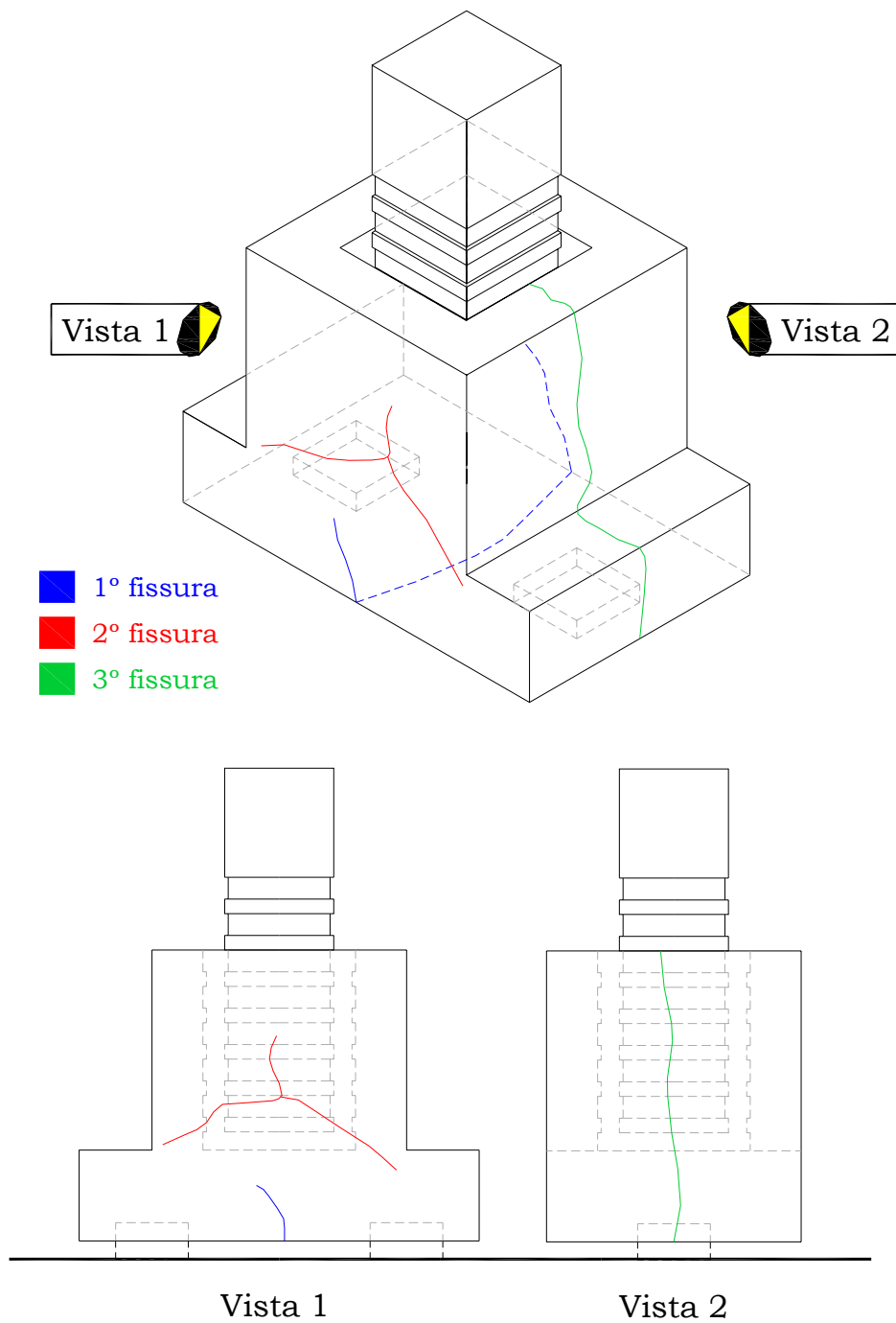


Figura 4.4 – Fissuras monitoradas no Modelo C2.

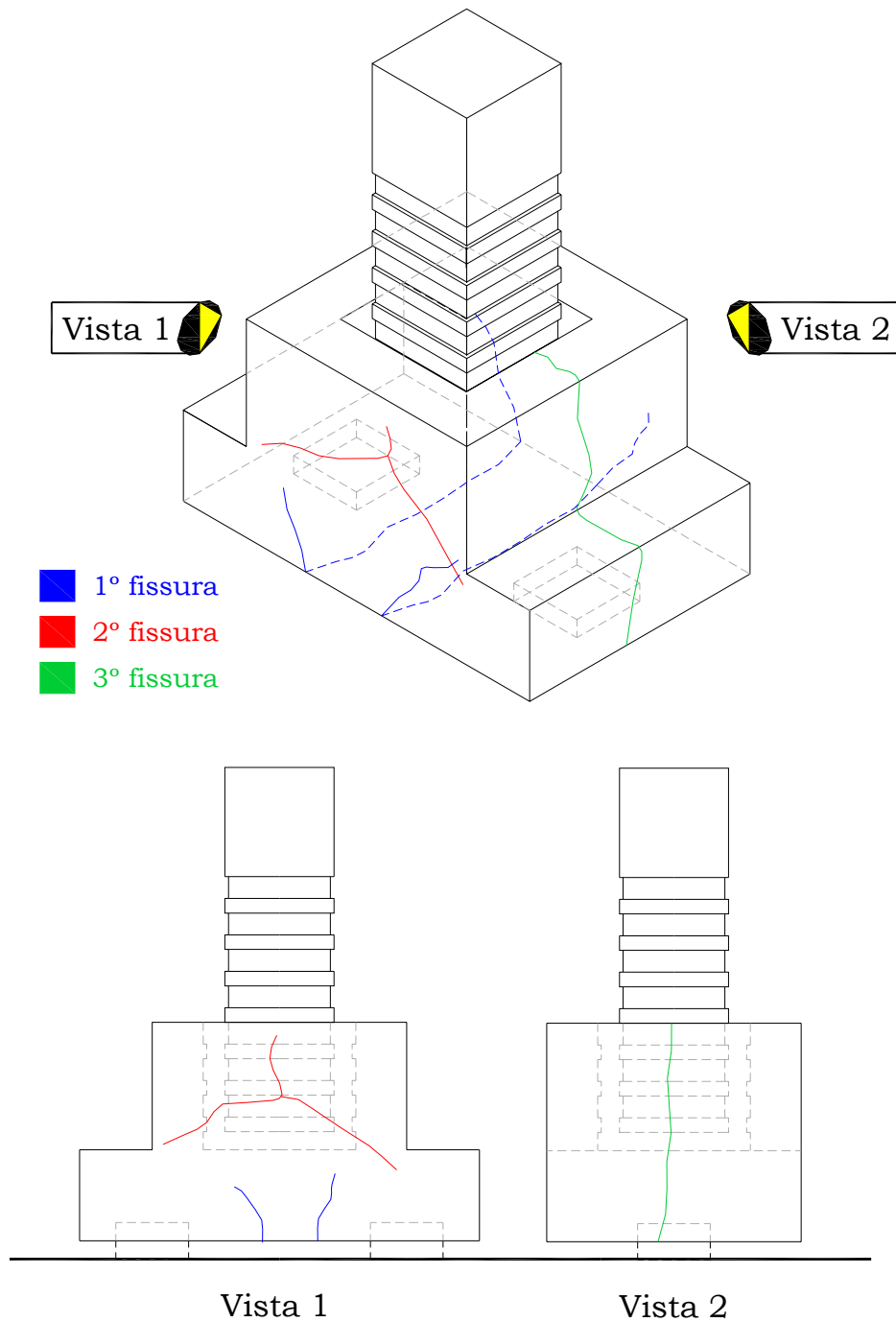


Figura 4.5 – Fissuras monitoradas no Modelo C3.

As aberturas das fissuras foram avaliadas, em média, até 90 % da força última. Foram medidos os maiores valores ao longo das fissuras, considerando precisão de décimo de milímetro. As Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4

trazem a evolução da abertura de fissuras para os três modelos ensaiados com seus respectivos valores aproximados.

Tabela 4.2 – Evolução das fissuras no Modelo C1 (Figura4.3).

MODELO C1 - $F_u = 619,74$ kN			
FORÇA (kN)	ABERTURA DAS FISSURAS (mm)		
	1° fissura	2° fissura	3° fissura
0,00	0	0	0
150,00	0	0	0
322,00	0,1	0	0
450,00	0,5	0,1	0,1
550,00	1,0	0,5	1,1

Tabela 4.3 – Evolução das fissuras no Modelo C2 (Figura4.4).

MODELO C2 - $F_u = 574,10$ kN			
FORÇA (kN)	ABERTURA DAS FISSURAS (mm)		
	1° fissura	2° fissura	3° fissura
0,00	0	0	0
150,00	0	0	0
388,00	0,1	0	0
450,00	0,5	0,1	0,1
550,00	1,0	0,5	1,2

Tabela 4.4 – Evolução das fissuras no Modelo C3 (Figura4.5).

MODELO C3 - $F_u = 580,95$ kN			
FORÇA (kN)	ABERTURA DAS FISSURAS (mm)		
	1° fissura	2° fissura	3° fissura
0,00	0	0	0
150,00	0	0	0
362,00	0,1	0	0
450,00	0,8	0,5	0,1
550,00	1,5	1,5	1,0

Além das fissuras apresentadas nas Tabelas acima, os modelos apresentaram fissuras inclinadas nas paredes perpendiculares ao sentido das estacas. Essas fissuras tiveram início nas bordas e inclinaram em direção as estacas. A evolução dessas fissuras apresentou diferença com relação as apresentadas anteriormente. As fissuras surgiram bem depois das três monitoradas, contudo, suas aberturas aumentaram rapidamente chegando a valores próximos de 2 mm. As Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 apresentam a evolução das fissuras nos modelos ensaiados:



Figura 4.6 – Fissuras apresentadas no Modelo C1.



Figura 4.7 – Fissuras apresentadas no Modelo C2.



Figura 4.8 – Fissuras apresentadas no Modelo C3.

Normalmente os blocos sobre estacas são cobertos por solo após sua construção ficando em contato direto com o mesmo. Em virtude disto, é conveniente que as fissuras tenham aberturas pequenas tendo como objetivo dificultar a penetração de água e outros materiais corrosivos no interior da massa de concreto. Os cobrimentos adotados em elementos de fundação, em geral, são maiores que quatro centímetros, correspondendo à classe de agressividade ambiental III, segundo classificação da NBR 6118 (2003). Para essa classe de agressividade, a NBR 6118 (2003) (Item 13.4.2) recomenda que a máxima abertura de uma fissura seja igual a 0,3mm.

4.4 REAÇÕES NAS ESTACAS:

Como já foi citado anteriormente, as reações nas estacas foram obtidas por meio de células de carga com capacidade de 500 kN. Assim como as reações nas estacas, foi possível determinar as excentricidades existentes em cada modelo. Embora os ensaios tenham sido planejados de forma que a força fosse aplicada centrada ocorram excentricidades acidentais por conta da construção dos modelos e montagem dos ensaios. A Tabela 4.5 apresenta os resultados obtidos para essas excentricidades.

Tabela 4.5 – Excentricidades apresentadas nos modelos.

Modelos	F_u (kN)	Estaca 1 (kN)	Estaca 2 (kN)	e_{acid} (mm)
<i>Modelo C1</i>	619,74	312,63	307,11	1,56
<i>Modelo C2</i>	574,10	284,72	289,38	1,42
<i>Modelo C3</i>	580,95	280,95	300,00	5,74
<i>e_{acid} – é a excentricidade proveniente de desaprumos na construção dos modelos ou na montagem dos ensaios.</i>				

Podemos verificar analisando a Tabela 4.5 que as excentricidades acidentais (e_{acid}) apresentaram valores muito pequenos, portanto, conclui-se que o comportamento dos blocos, quanto ao modo de ruína, não sofreu alterações significativas.

4.5 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E VERTICAIS:

Os deslocamentos, tanto horizontais quanto verticais, dos blocos foram determinados pela leitura dos transdutores dispostos nas faces dos blocos, conforme ilustram as Figuras 3.25, 3.26 e 3.27. As leituras registradas por meio dos transdutores de deslocamentos T1, T1' e T2 são apresentados na Tabela 4.6. Nesta tabela encontram-se os valores dos deslocamentos no sentido vertical e horizontal no instante do surgimento da primeira fissura e no instante da ruína dos modelos.

Tabela 4.6 – Deslocamentos registrados pelos transdutores T1, T1' e T2.

Modelos		T1 (mm)	T1' (mm)	T2 (mm)
Modelo C1	F_r=322,00 kN	1,51	1,75	-0,11
	F_u=619,74 kN	1,85	2,55	0,29
Modelo C2	F_r=388,00 kN	1,96	1,96	0,18
	F_u=574,10 kN	2,36	3,08	1,10
Modelo C3	F_r=362,00 kN	1,84	1,88	0,08
	F_u=580,95 kN	2,83	2,46	0,43

*F_r – força de fissuração;
F_u – força última.*

Nas Figuras 4.8 a 4.13 são apresentadas as curvas Carga x Deslocamento para cada modelo ensaiado assim como faz-se uma análise comparativa entre as leituras obtidas numa determinada posição para cada modelo.

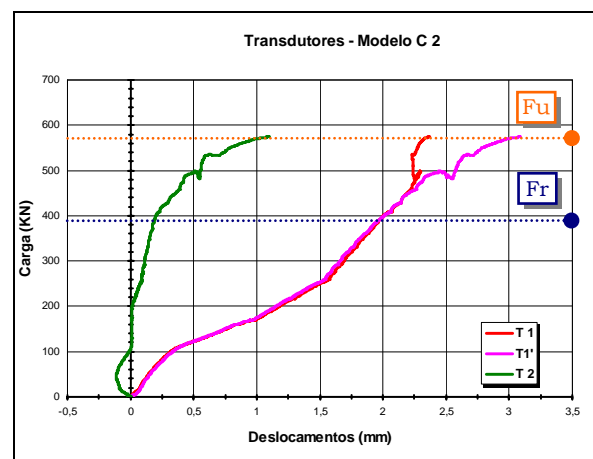
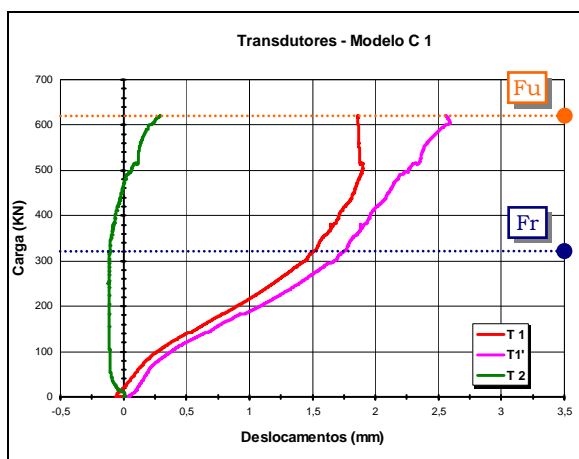


Figura 4.8 - Curva Carga x Deslocamento – Modelo C1

Figura 4.9 - Curva Carga x Deslocamento – Modelo C2

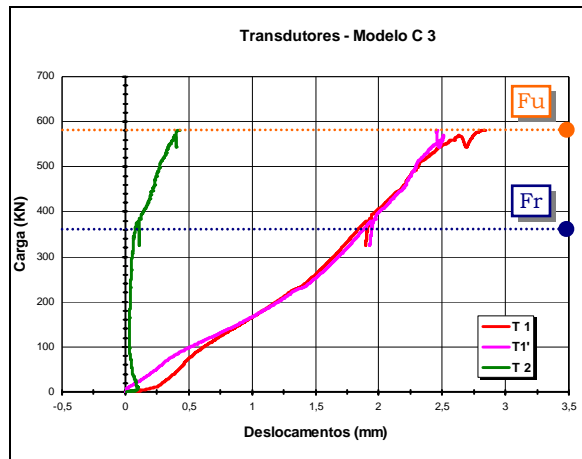


Figura 4.10 - Curva Carga x Deslocamento – Modelo C3.

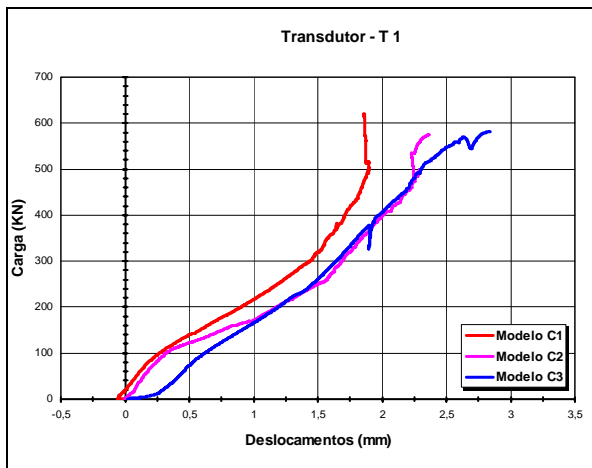


Figura 4.11 - Curva Carga x Deslocamento – Transdutor T1

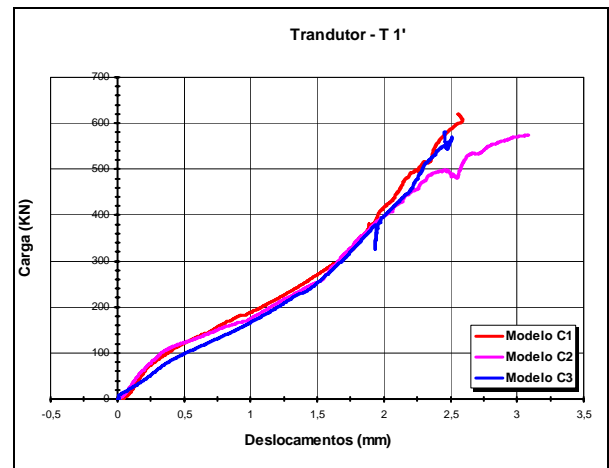


Figura 4.12 - Curva Carga x Deslocamento – Transdutor T2

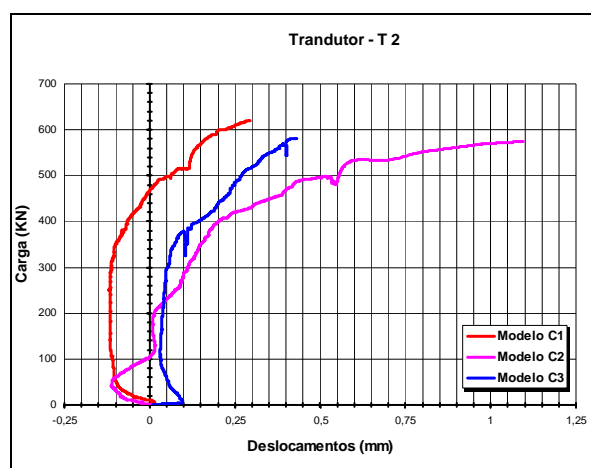


Figura 4.13 - Curva Carga x Deslocamento – Transdutor T3

Pode-se observar, por meio dos gráficos, que os deslocamentos são pequenos e que os valores registrados pelos transdutores T1 e T1' têm a mesma ordem de grandeza, apresentando pequenas diferenças entre suas leituras. Isso indica o bom funcionamento do esquema de ensaio não apresentando excentricidades significativas no sentido perpendicular ao bloco.

4.6 DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS:

Como já foi visto no Capítulo 3, as deformações nas barras de aço da armadura principal de tração dos blocos e da armadura principal do pilar foram obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência posicionados conforme Figura 3.20. A seguir são apresentados os valores das deformações nas armaduras nos três modelos por meio de gráficos e tabelas e é realizada uma análise comparativa entre os dados apresentados nos três modelos.

4.6.1 Deformações da Armadura Principal de Tração:

Em todos os modelos a armadura do tirante teve as três barras instrumentadas podendo, assim, fazer uma média entre os três valores de uma mesma posição. Como já foi visto anteriormente, as barras foram instrumentadas em regiões referentes ao meio do vão e ao meio da seção das estacas.

Alguns extensômetros apresentaram problemas antes mesmo da realização dos ensaios e outros durante os ensaios. Esses problemas se devem, provavelmente, por ineficiência no isolamento, interferência de equipamentos elétricos utilizados no laboratório durante os ensaios, como por exemplo, a ponte rolante ou, até mesmo, por problemas na fixação dos extensômetros nas barras. Os extensômetros instalados na armadura principal de tração que apresentaram defeitos foram: o 3A nos modelos C1, C2 e C3 e o 3C no modelo C3. Algumas barras da armadura principal de

tração atingiram o valor da deformação de escoamento, igual a 2,38 ‰. Este valor foi calculado em função de $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ e $E_s = 210 \text{ GPa}$.

A Tabela 4.7 apresenta os valores das deformações das barras de aço da armadura principal de tração referente às forças de fissuração e às forças últimas de cada modelo. É apresentado também a média das deformações para cada posição investigada.

Tabela 4.7 – Deformações na armadura principal de tração.

Modelos		Posição A (‰)			Posição B (‰)			Posição C (‰)		
		3A	4A	5A	3B	4B	5B	3C	4C	5C
Modelo C1	F_r	-	0,22	0,28	0,23	0,32	0,44	0,13	0,15	0,09
		0,25			0,33			0,12		
	F_u	-	0,56	1,44	0,81	1,59	1,60	0,97	1,04	0,87
1,00			1,33			0,96				
Modelo C2	F_r	-	0,12	0,27	0,60	0,66	0,45	0,82	0,19	0,24
		0,19			0,57			0,42		
	F_u	-	1,57	1,51	2,26	2,67	1,50	1,35	0,78	0,86
1,54			2,15			1,00				
Modelo C3	F_r	-	0,21	0,16	0,91	0,67	1,02	-	0,27	0,14
		0,19			0,87			0,21		
	F_u	-	1,08	2,44	2,62	2,77	2,62	-	2,31	2,20
1,76			2,67			2,25				

*F_r – força de fissuração;
 F_u – força última.
 Obs.: os valores em vermelho correspondem a média das deformações na respectiva posição.*

Nas Figuras 4.14 a 4.25 são apresentados gráficos com curvas Carga x Deformação das barras de aço da armadura principal de tração.

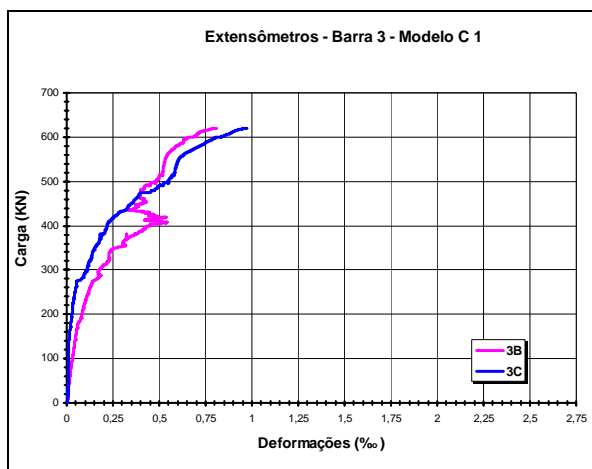


Figura 4.14 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 3 - Modelo C1

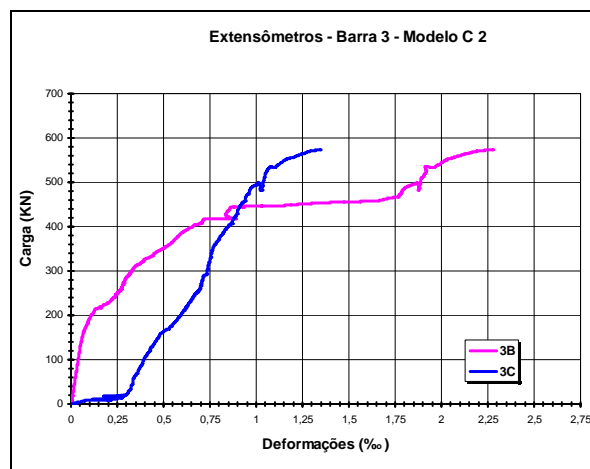


Figura 4.15 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 3 - Modelo C2

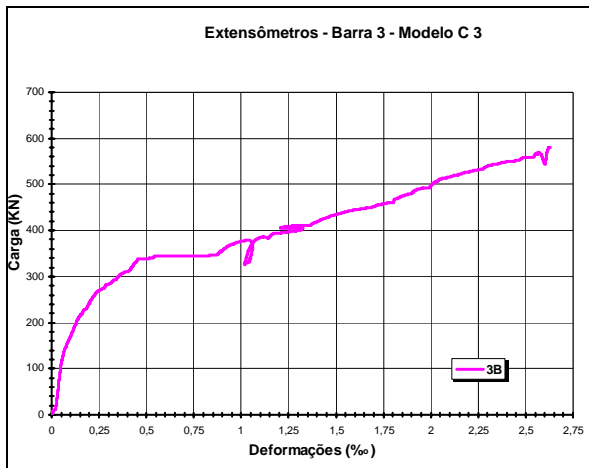


Figura 4.16 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 3 - Modelo C3

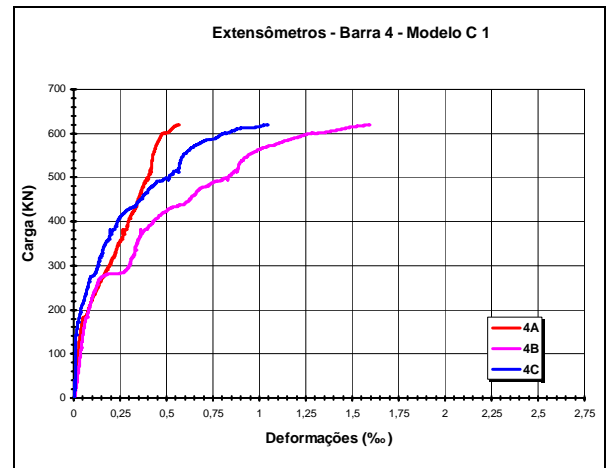


Figura 4.17 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 4 - Modelo C1

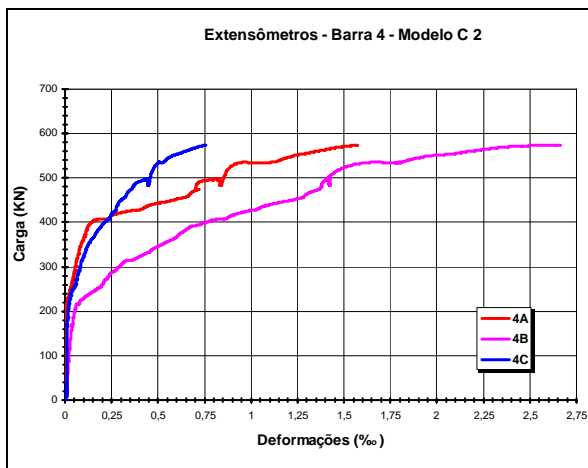


Figura 4.18 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 4 - Modelo C2

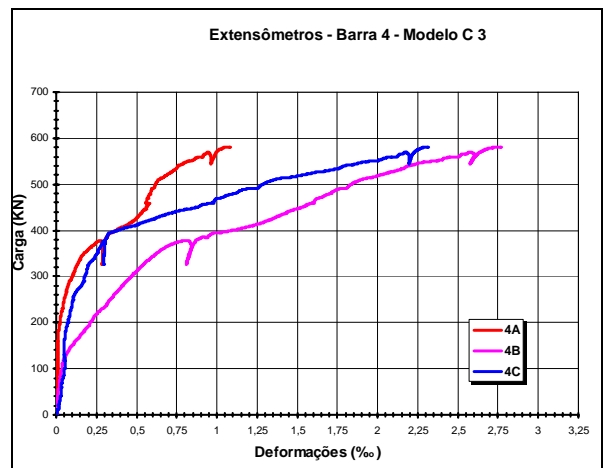


Figura 4.19 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 4 - Modelo C3

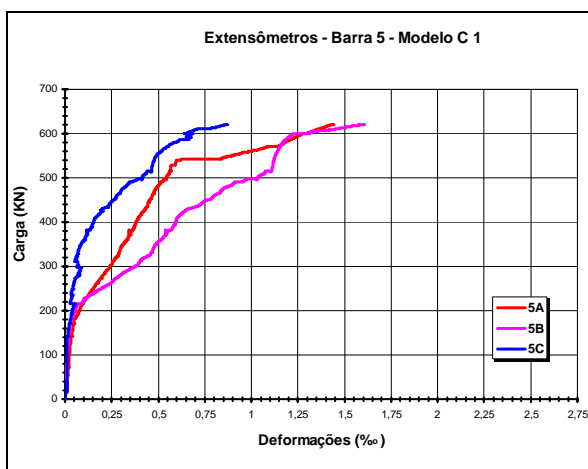


Figura 4.20 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 5 - Modelo C1

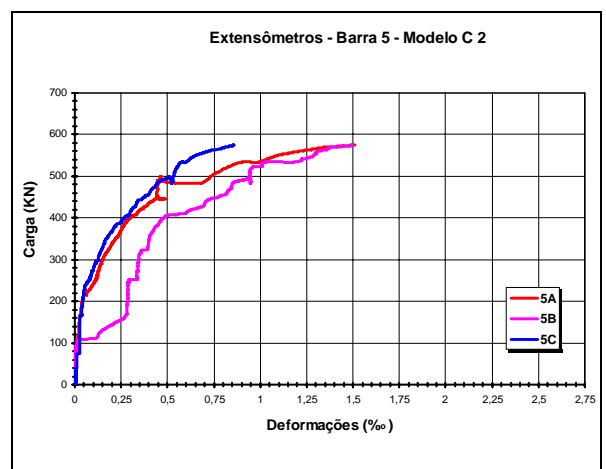


Figura 4.21 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 5 - Modelo C2

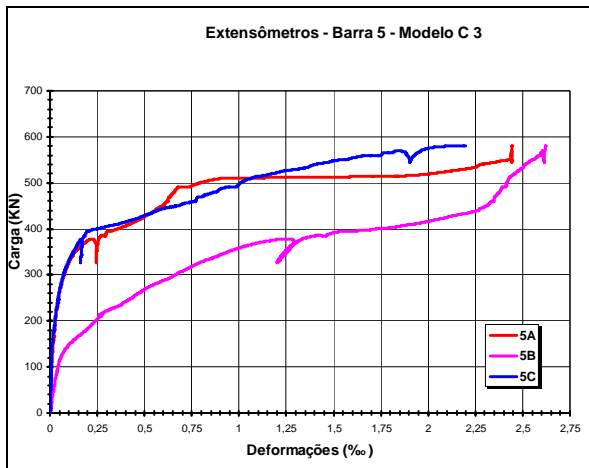


Figura 4.22 - Curva Carga x Deformação – Extensômetros na Barra 5 - Modelo C3

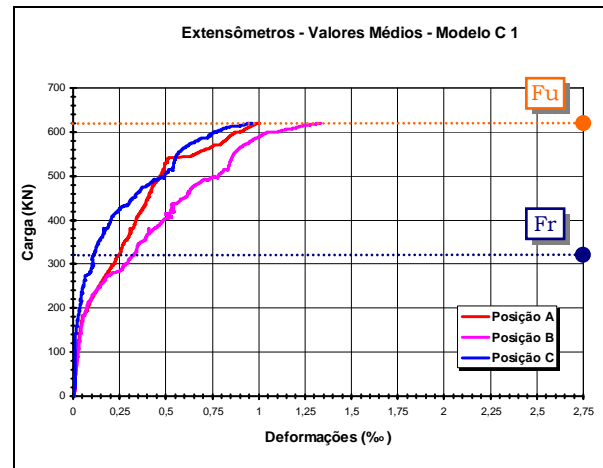


Figura 4.23 - Curva Carga x Deformação – Valores médios - Modelo C1

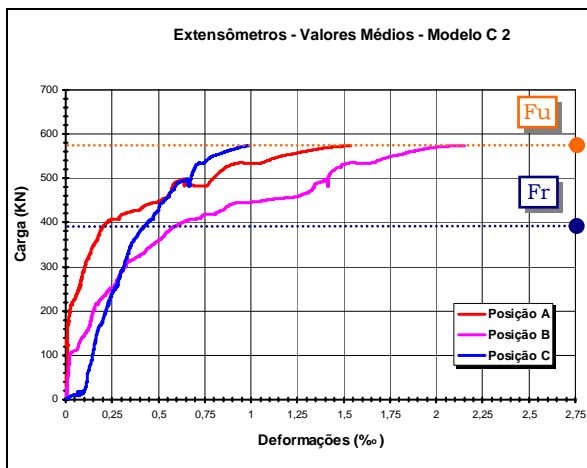


Figura 4.24 - Curva Carga x Deformação – Valores médios - Modelo C2

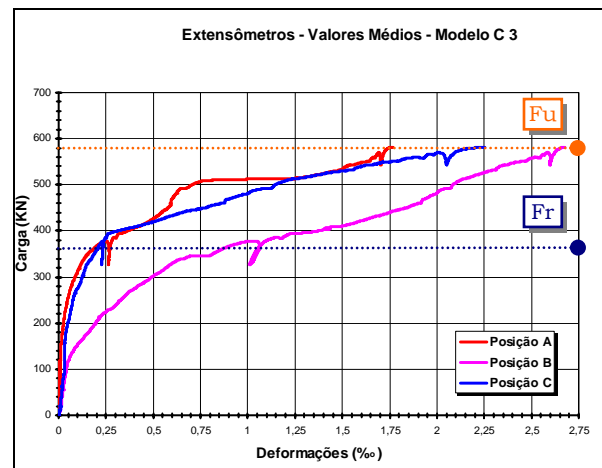


Figura 4.25 - Curva Carga x Deformação – Valores médios - Modelo C3

Analisando a Tabela 4.7 e as Figuras 4.14 a 4.25 nota-se que as deformações nas zonas nodais inferiores registradas para a armadura principal foram maiores para o bloco com menor comprimento de colarinho (Modelo C3). Pode-se observar, também, que as deformações médias nos modelos C1 e C2 não atingiram em nenhuma das posições o valor da deformação de escoamento do aço CA-50, igual a 2,38 ‰. Já para o modelo C3, a posição referente à seção central do bloco atingiu o valor da deformação de escoamento.

Analisando os gráficos anteriores, observa-se que as deformações e conseqüentemente as tensões nas barras de aço possuem a mesma ordem de grandeza na seção central do bloco e na seção central da estaca. Em

função da grande seção de entrada do pilar (pilar+colarinho) e possivelmente um ângulo de inclinação das bielas maior que o considerado para o dimensionamento dos blocos, a ação favorável das tensões de compressão oriundas das bielas não se deu de forma tão significativa.

A Figura 4.26 ilustra a evolução da média das deformações em cada posição para cada modelo ensaiado.

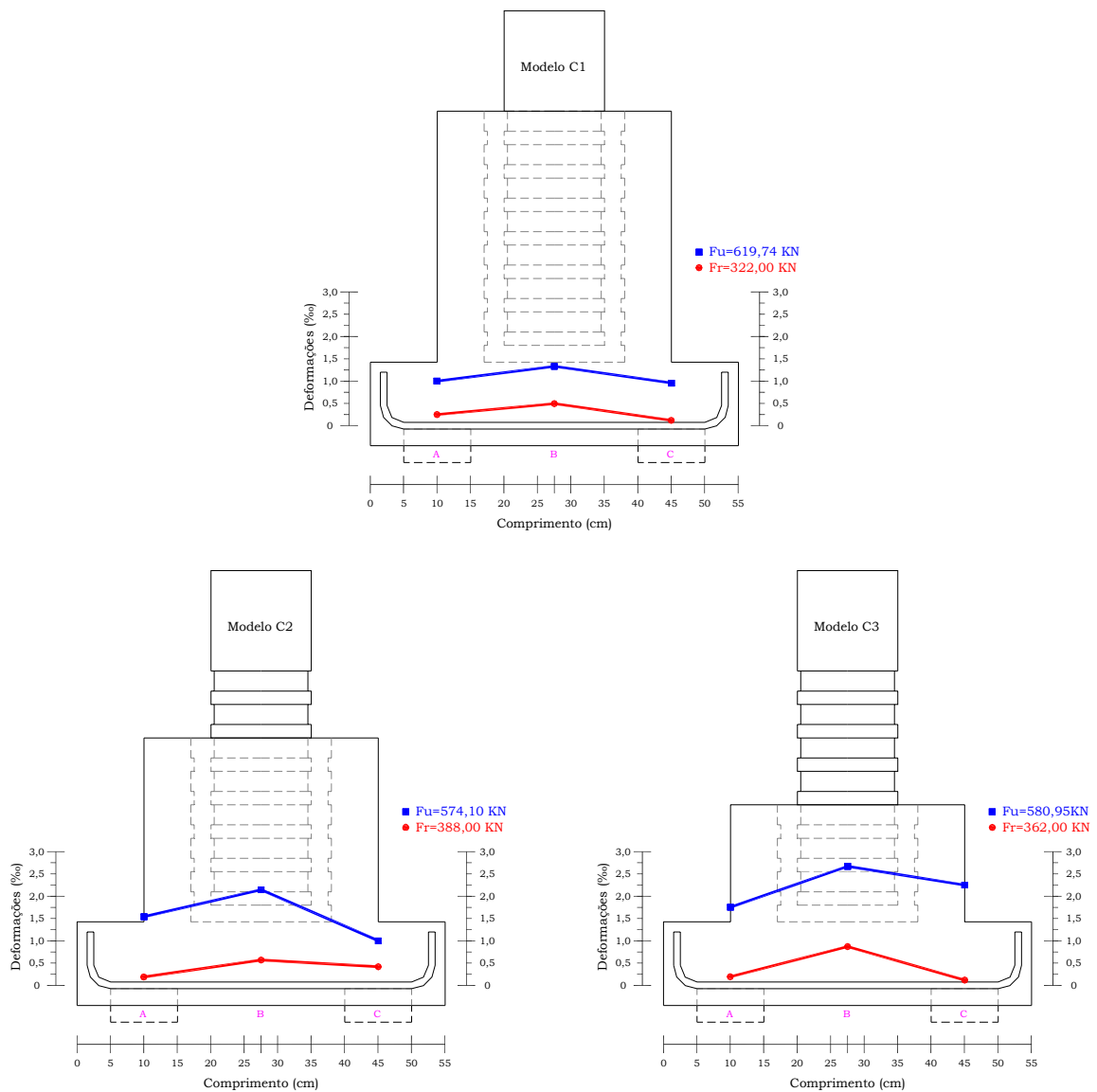


Figura 4.26 – Evolução das deformações médias nos blocos ensaiados.

4.6.2 Deformações da Armadura Principal do Pilar:

Em todos os modelos a armadura principal do pilar teve duas barras instrumentadas de um total de quatro. Essas barras foram instrumentadas em duas posições diferentes e em barras simétricas podendo, assim, fazer uma média entre os dois valores de uma mesma posição. Como já foi visto anteriormente (ver Figura 3.20), as barras foram instrumentadas nas posições de 5 cm e 24 cm de altura medidas a partir da base do pilar.

Assim como na armadura principal do bloco, alguns extensômetros apresentaram problemas antes mesmo da execução dos ensaios. Esses problemas se devem, provavelmente, por ineficiência no isolamento ou por defeitos na fixação dos extensômetros nas barras. Os extensômetros instalados na armadura principal do pilar que apresentaram defeitos foram: o 1 e 1' no modelo C3.

A Tabela 4.8 apresenta os valores das deformações das barras de aço da armadura principal do pilar referente às forças de fissuração e às forças últimas de cada modelo. É apresentado também a média das deformações para cada posição investigada.

Tabela 4.8 – Deformações na armadura principal dos pilares (mm/m).

Modelos		Posição 5 cm		Posição 24 cm	
		1	2	1'	2'
Modelo C1	F_r	-0,04	-0,05	-0,20	-0,33
		-0,05		-0,25	
	F_u	-0,19	-0,07	-0,39	-0,38
		-0,13		-0,39	
Modelo C2	F_r	-0,11	-0,06	-0,45	-0,35
		-0,09		-0,40	
	F_u	-0,56	-0,27	-0,75	-0,65
		-0,42		-0,70	
Modelo C3	F_r	-	-0,16	-	-0,59
		-0,16		-0,59	
	F_u	-	-0,33	-	0,88
		-0,33		-0,88	
<p>F_r – força de fissuração; F_u – força última. Obs.: os valores em vermelho correspondem a média das deformações na respectiva posição.</p>					

Nas Figuras 4.27 a 4.31 são apresentados gráficos com curvas Carga x Deformação das barras de aço da armadura principal do pilar.

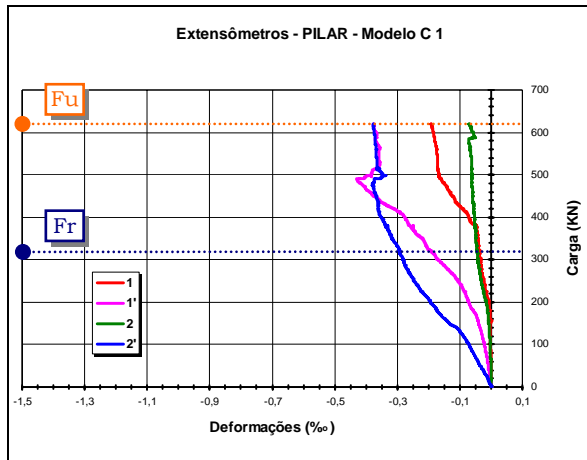


Figura 4.27 - Curva Carga x Deformação – Pilar – Modelo C1.

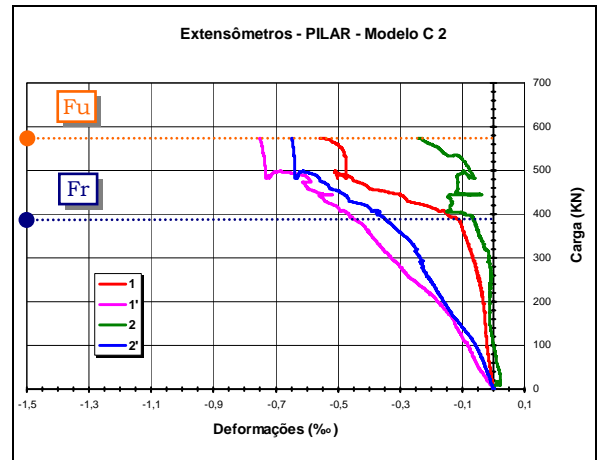


Figura 4.28 - Curva Carga x Deformação – Pilar – Modelo C2.

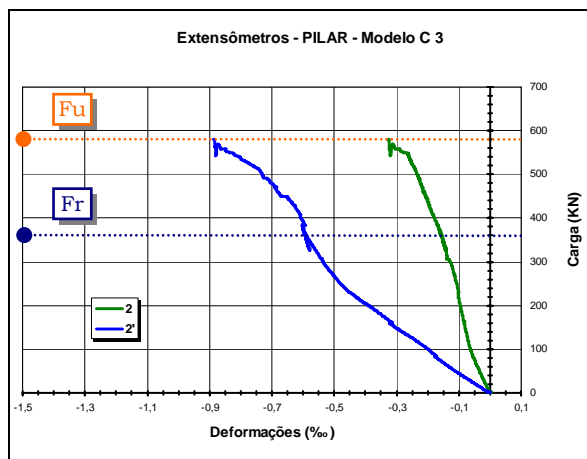


Figura 4.29 - Curva Carga x Deformação – Pilar – Modelo C3.

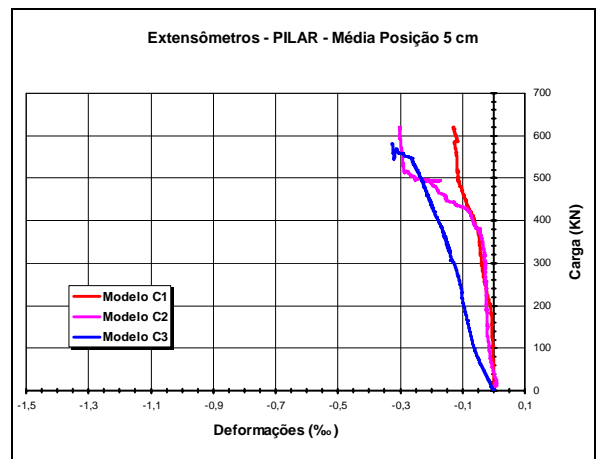


Figura 4.30 - Curva Carga x Deformação – Pilar – Média Posição 5 cm.

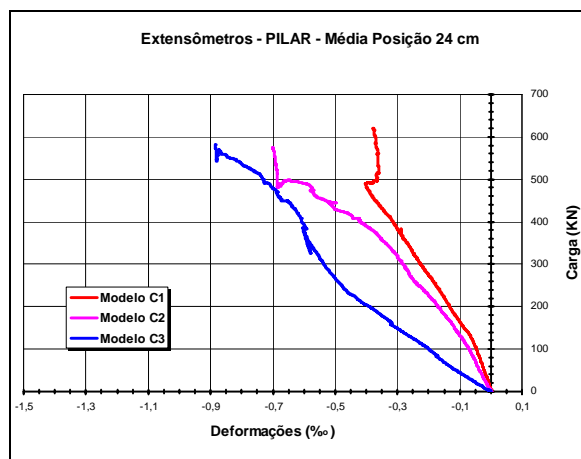


Figura 4.31 - Curva Carga x Deformação – Pilar – Média Posição 24 cm.

Analisando os gráficos anteriores, observa-se que as deformações e conseqüentemente as tensões nas barras de aço aumentaram conforme se diminui o comprimento de embutimento do pilar. Observa-se, também, que as deformações médias na posição 5 cm, ou seja, posição mais próxima da base do bloco, apresentaram valores pequenos, indicando assim, o bom funcionamento da ligação pilar-colarinho com paredes rugosas.

A Figura 4.32 ilustra a evolução da média das deformações em cada posição para cada pilar ensaiado.

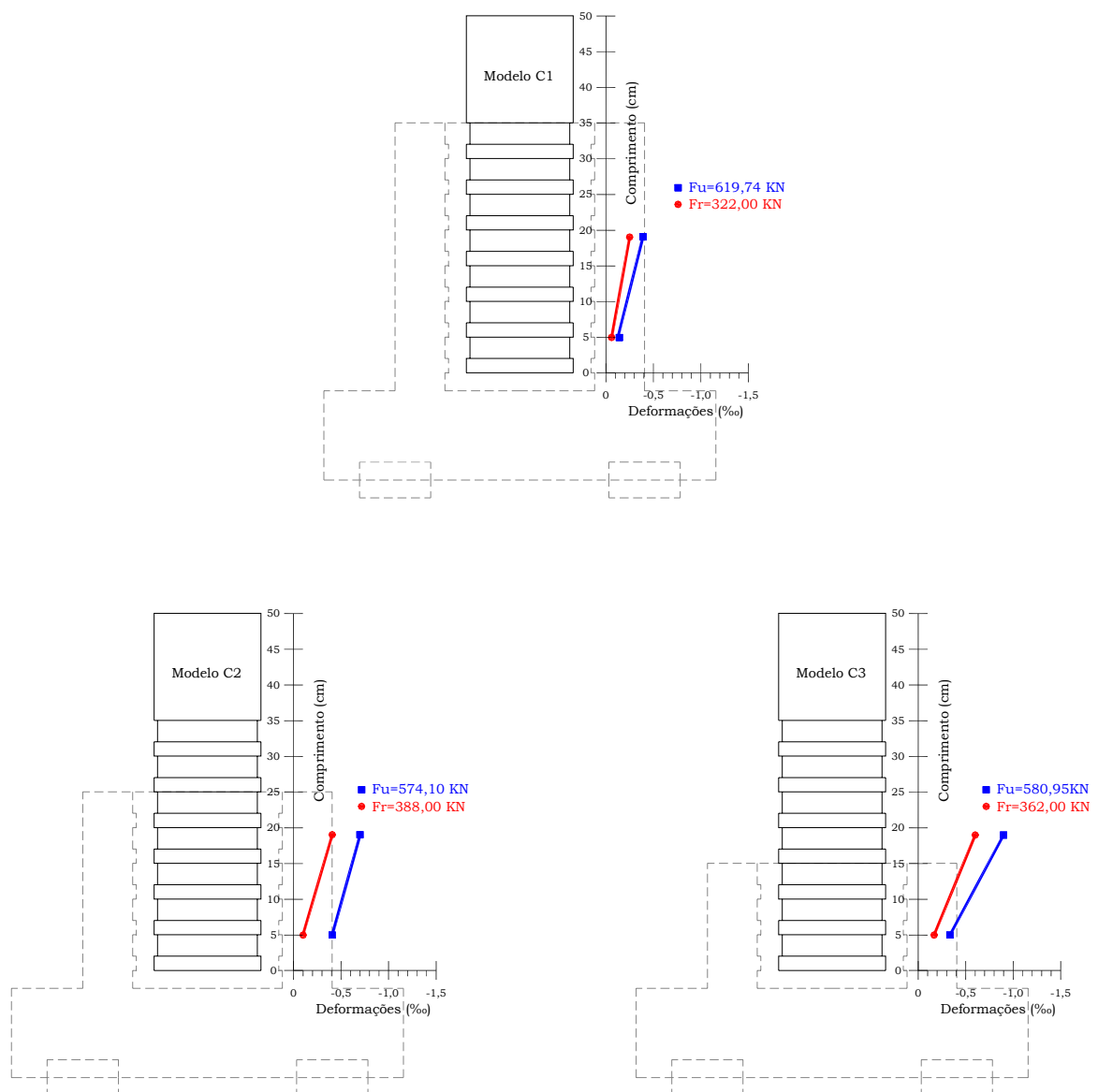


Figura 4.32 – Evolução das deformações médias nos pilares ensaiados.

4.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS:

4.7.1 Comportamento Geral dos Modelos:

Como já foi descrito anteriormente, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante. As cargas últimas apresentaram a mesma ordem de grandeza obtendo o valor para os modelos C1, C2 e C3, respectivamente, de 619,74 kN, 574,10 kN e 580,95 kN.

A força que originou a primeira fissura (F_r) foi determinada por meio visual, ou seja, foi registrada a força que originou a primeira fissura visível nas faces dos blocos; a segunda determinou-se o valor da força. As forças de fissuração obtidas apresentaram valores semelhantes para os três modelos e analisando a Tabela 4.1, conclui-se que, em média, as primeiras fissuras visíveis surgiram para uma força correspondente a sessenta por cento da força última de cada modelo, ou seja, $F_r/F_u = 0,61$.

Por meio dos resultados obtidos nos ensaios, pôde-se concluir que o dimensionamento feito a partir das recomendações de MELO (2004) e BLÉVOT & FREMY (1967) é seguro, pois as relações F_{teo}/F_u e F_{proj}/F_u foram em média de 0,51 e 0,65 respectivamente.

4.7.2 Abertura de Fissuras nas Faces:

Sob a força de fissuração (F_r), força esta referente à observação da primeira fissura visível nas faces, a abertura das mesmas não ultrapassou o valor limite de 0,30 mm, recomendado pela NBR 6118 (1978), em nenhuma das faces dos modelos. Esse limite só foi ultrapassado após essa intensidade de força, ou seja, após a força teórica, mostrando que os modelos apresentaram segurança quanto ao estado limite de fissuração.

Como já foi visto no item 4.3 o bloco que apresentou maiores aberturas de fissuras foi o modelo C3. Isso se deve a menor rigidez do

modelo C3 já que este bloco apresenta menor comprimento de embutimento e, por conseqüência, menor ângulo de inclinação da biela.

4.7.3 Distribuição da Força nas Estacas:

Como já apresentado anteriormente no item 4.4 a distribuição da força nas estacas se deu de forma uniforme, apresentando uma pequena excentricidade na aplicação da mesma. As Figuras 4.33, 4.34 e 4.35 ilustram a distribuição da força nas estacas nos modelos ensaiados.

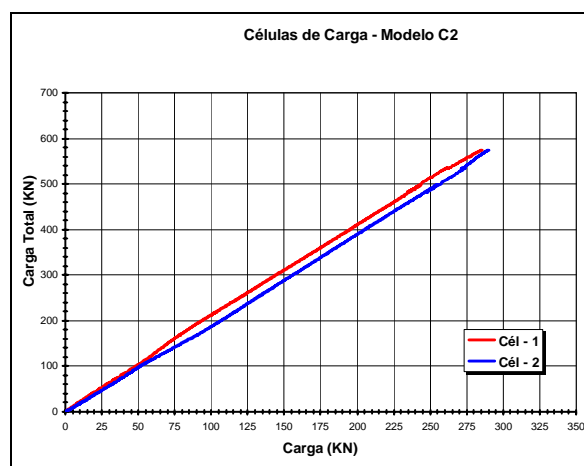
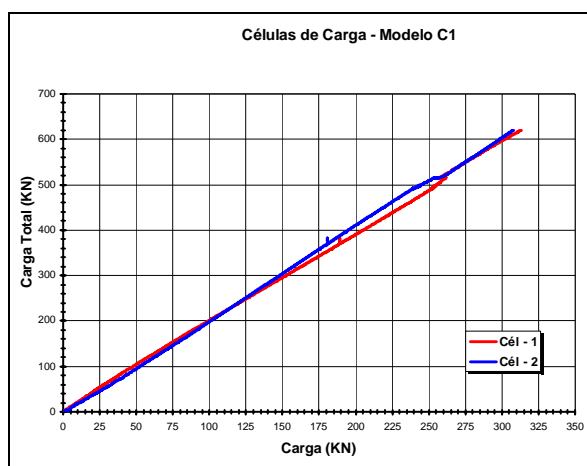


Figura 4.33 - Curva Carga x Carga Total – Modelo C1.

Figura 4.34 - Curva Carga x Carga Total – Modelo C2.

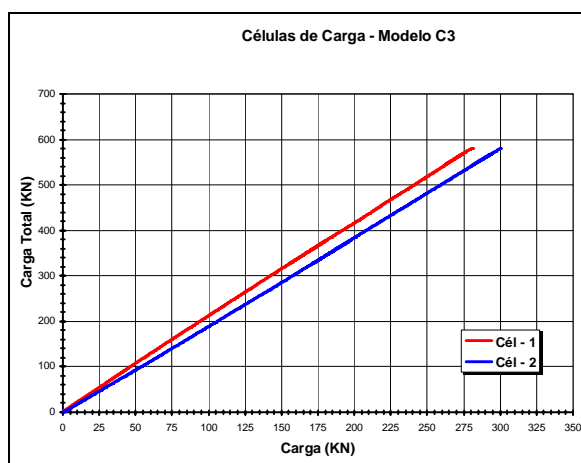


Figura 4.35 - Curva Carga x Carga Total – Modelo C3.

As pequenas excentricidades apresentadas nos modelos ocasionaram a ruptura do cobrimento em determinadas regiões do pilar, entretanto, esse fato não interferiu no comportamento dos modelos e nos resultados dos ensaios.

4.7.4 Influência do Comprimento de Embutimento na Rigidez dos Blocos:

Embora todos os modelos fossem dimensionados para a mesma carga, o modelo C1, como esperado, o bloco mais rígido, apresentou maior capacidade portante, em função do ângulo de inclinação da biela de compressão e do comprimento de embutimento do pilar.

Observa-se nas Figura 4.36 e 4.37 que os deslocamentos médios na seção central do bloco foram muito semelhantes nos três modelos. Isso se deve a uma alteração simultânea do comprimento de embutimento do pilar e da área da armadura principal de tração.

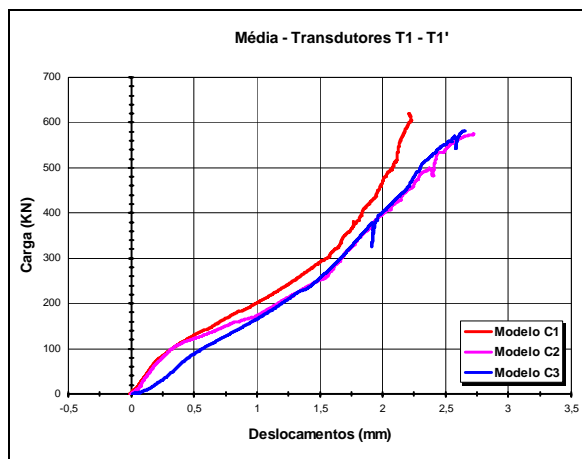


Figura 4.36 - Curva Carga x Deslocamentos – Valores Médios T1-T1’.

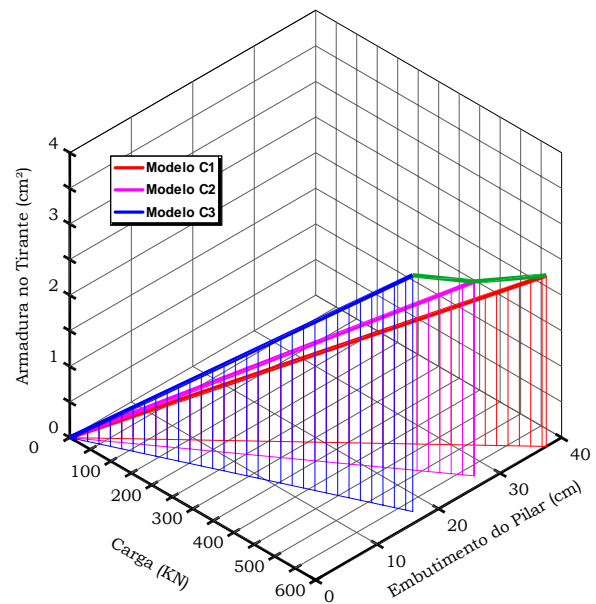


Figura 4.37 - Curva Carga x Emb. Do Pilar x Armadura no Tirante.

Esses resultados mostram que a utilização de blocos mais rígidos, ou seja, com o aumento do comprimento de embutimento, pode ser vantajoso do ponto de vista econômico, pois, além da utilização de menos aço, apresentam melhor comportamento estrutural no que diz respeito à capacidade portante e a abertura de fissuras.

É claro que quando se fala em alterar o comprimento de embutimento e conseqüentemente a altura do colarinho se faz necessário um estudo mais aprofundado do caso. Uma das pesquisas nacionais mais atuais sobre o

funcionamento do colarinho e critérios de dimensionamento é a de CANHA (2004). Nesse trabalho a pesquisadora faz um estudo sobre a influência da rugosidade das paredes assim como da altura do colarinho, entretanto, com ênfase no dimensionamento do cálice e não da fundação.

Outro estudo que se faz necessário é o de custo benefício entre os preços do concreto e aço, ao tempo de cada projeto em função do preço de mercado.

4.7.5 Tensões na Zona Nodal Inferior:

A Tabela 4.9 apresenta os valores das tensões efetivas nas zonas nodais inferiores de cada modelo, considerando área da estaca igual a 100,00 cm². Essas tensões efetivas foram correlacionadas com as resistências médias à compressão do concreto, obtidas para cada modelo, segundo a Tabela 3.4 do Capítulo 3.

Tabela 4.9 – Tensões efetivas na região nodal inferior.

Modelos	Tensões efetivas na Zona Nodal Inferior (MPa)			Relação ($\sigma_{c,zinf} / f_{cm}$)		
	F_{teo}	F_r	F_u	F_{teo}	F_r	F_u
Modelo C1	15	16,1	30,9	0,56	0,60	1,16
Modelo C2	15	19,4	28,7	0,57	0,73	1,08
Modelo C3	15	18,1	29,0	0,57	0,69	1,08
F_{teo} – força teórica; F_r – força de fissuração; f_u – força última; f_{cm} – resistência média a compressão obtida através de ensaios (ver Tabela 3.4)						

As relações entre as tensões nas zonas nodais inferiores e a resistência média à compressão apresentaram resultados muito semelhantes. Esses valores estiveram aquém daqueles recomendados por BLÉVOT & FREMY (1967) que considera a área da biela igual à área da estaca projetada em um plano inclinado para que não haja esmagamento do concreto na zona nodal inferior. Entretanto as tensões efetivas apresentaram valores de 8% a 16% maiores que as tensões médias de compressão do concreto levando a crer que, em função deste fato, os modelos romperam à compressão nessa região.

4.7.6 Deformação nas Armaduras Principais de Tração e do Pilar (correlação):

As deformações na armadura principal de tração, obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência, apresentadas no item 4.6.1, não são constantes ao longo do tirante como mostram os diagramas apresentados na Figura 4.26. A partir destes diagramas pode-se constatar que a hipótese de que as forças nos tirantes são constantes, adotada nos modelos de bielas e tirantes, não se confirma.

Outra constatação é a influência da seção de entrada da carga (pilar+colarinho) na redução das deformações quando as barras de aço da armadura principal de tração atravessam as bielas comprimidas. Neste caso a redução das deformações na seção referente ao meio das estacas não se deu de forma tão significativa. Em sua pesquisa DELALIBERA (2006), ensaiou blocos utilizando pilares com 25 cm e 50 cm de largura. Os blocos que utilizaram pilares com largura de 50 cm tinham parte da seção do pilar sobre as estacas e, por consequência, apresentaram reduções da força no tirante sobre a estaca em torno de 35% enquanto que o mesmo bloco, mas com o pilar de 25 cm de largura apresentou uma redução da força com maior intensidade, em torno de 55%.

As forças experimentais no tirante foram determinadas multiplicando as deformações pelo Módulo de Elasticidade do aço e pela área de aço existente no tirante, conforme a Equação 4.1.

$$R_{st,exp} = \varepsilon_{st} \times E_s \times A_s \quad [4.1]$$

Sendo que para a seção do meio do vão utilizou-se as deformações apresentadas na posição B e para a seção referente ao centro da estaca utilizou-se a deformação média entre as posições A e C.

A Tabela 4.10 apresenta resultados de forças de tração nos tirantes e traz relações entre as forças de tração na seção de meio do vão do bloco e na seção do meio da estaca para os modelos ensaiados.

Tabela 4.10 – Forças de tração no tirante.

Modelos	F_u (kN)	$R_{st,mv}$ (kN)	$R_{st,ce}$ (kN)	$R_{st,ce}/R_{st,mv}$
Modelo C1	619,74	67,29	49,44	0,73
Modelo C2	574,10	126,86	74,58	0,58
Modelo C3	580,95	185,18	139,22	0,75
Média dos valores				0,69
<i>$R_{st,mv}$ – força no tirante referente a seção do meio do vão (posição B); $R_{st,ce}$ – força no tirante referente a seção do centro da estaca (média entre posição A e C)</i>				

Analisando os resultados da Tabela 4.10, observa-se que existe uma redução da força no tirante, em média, de 31% na seção do meio da estaca. Assim como em DELALIBERA (2006), este valor levanta discussões quanto à força no tirante a ser considerada na verificação na ancoragem das barras e a partir de que ponto inicia-se o comprimento de ancoragem.

As Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 trazem as curvas que representam as forças no tirante para os modelos ensaiados sendo possível visualizar a redução das forças na seção referente ao centro das estacas.

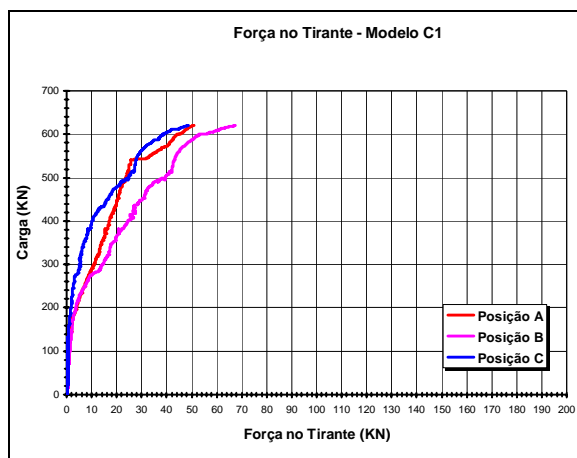


Figura 4.38 - Curva Carga x Força no Tirante – Modelo C1.

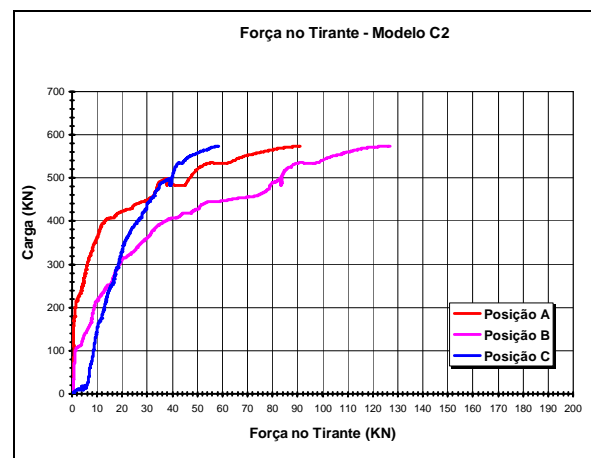


Figura 4.39 - Curva Carga x Força no Tirante – Modelo C2.

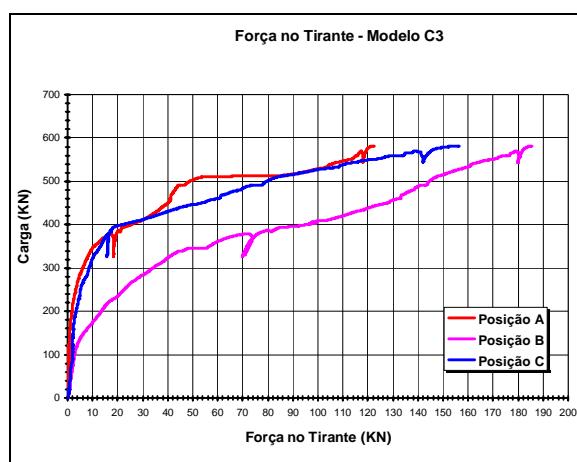


Figura 4.40 - Curva Carga x Força no Tirante – Modelo C3.

Em virtude desses resultados, considerar que a seção de início das ancoragens das barras de aço da armadura principal de tração é a seção localizada na extremidade mais afastada da estaca com relação à borda do bloco, ou seja, a face interna da estaca, adotando a força de tração das barras de aço referentes à seção meio do vão do bloco é acertada.

Embora, neste trabalho, a força no tirante na seção referente ao meio da estaca tenha apresentado uma redução média de 31% se faz necessário mais estudos com esse tipo específico de blocos tornando possível até, uma redução da força no tirante sobre a estaca possibilitando assim comprimentos de ancoragem menores.

As deformações na armadura principal do pilar, obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência, apresentadas no item 4.6.2, não são constantes ao longo da altura do pilar como mostram os diagramas apresentados na Figura 4.32. A partir destes diagramas podemos constatar o bom funcionamento da ligação pilar-fundação por meio do cálice.

As forças experimentais no pilar foram determinadas multiplicando as deformações pelo Módulo de Elasticidade do aço e pela área de aço existente no pilar mais a multiplicação das deformações pelo Módulo de elasticidade do concreto e pela área de concreto existente no pilar, conforme a Equação 4.2.

$$F_{pilar,exp} = (\varepsilon_{st} \times E_s \times A_s) + (\varepsilon_c \times E_c \times A_c) \quad [4.2]$$

Sendo que para as seções referentes a posição 5 cm e 24 cm utilizou-se a média das deformações obtidas entre os extensômetros 1-2 e 1'-2', respectivamente, utilizou-se a área de aço referente a 4 ϕ 8,0 mm e módulos de elasticidade para o aço e concreto iguais a 210 GPa e 28 GPa, respectivamente.

A Tabela 4.11 apresenta resultados das forças internas no pilar para as posições 5 cm e 24 cm para os modelos ensaiados.

Tabela 4.11 – Forças de internas no pilar.

Modelos	F _u (KN)	F _{pilar,5} (KN)	F _{pilar,24} (KN)	F _{pilar,5} /F _u	F _{pilar,24} /F _u	F _{pilar,5} /F _{pilar,24}
Modelo C1	619,74	88,49	254,32	0,14	0,41	0,35
Modelo C2	574,10	269,11	471,00	0,47	0,82	0,57
Modelo C3	580,95	219,11	595,23	0,38	1,02	0,37

*F_{pilar,5} – força no pilar referente a posição 5 cm (posição 1 - 2);
F_{pilar,24} – força no pilar referente a posição 24 cm (posição 1' - 2')*

As Figuras 4.41 e 4.42 trazem as curvas que representam as forças no pilar aproximadas para os modelos ensaiados sendo possível visualizar a redução das forças na seção referente a posição 5 cm.

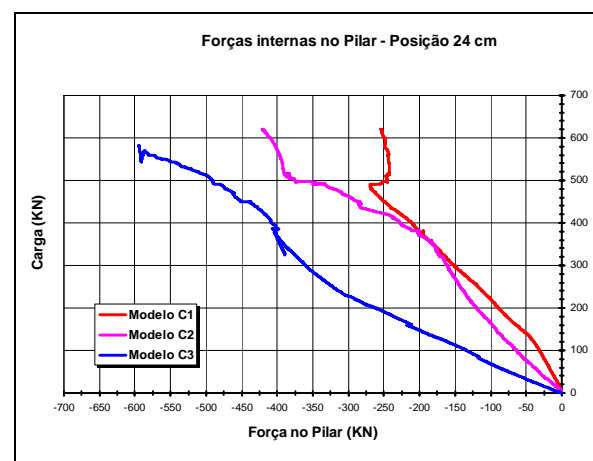
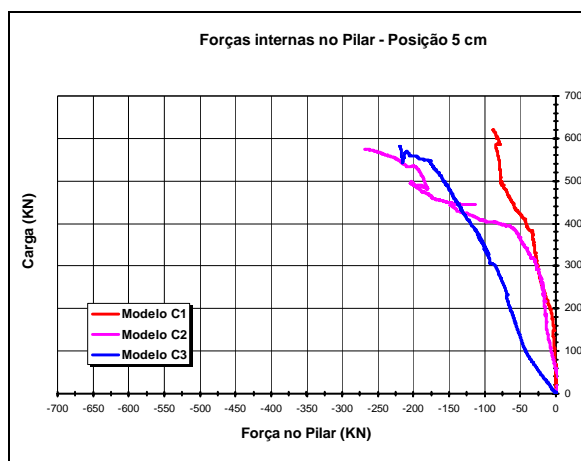


Figura 4.41 - Curva Carga x Força no Pilar – Posição 5 cm.

Figura 4.42 - Curva Carga x Força no Pilar – Posição 24 cm.

Em virtude desses resultados é possível constatar o bom funcionamento da ligação pilar-colarinho. Para o modelo C1 apenas 14%,

aproximadamente, da força aplicada na cabeça do pilar chega a sua base enquanto que para os outros dois modelos, como comprimentos de embutimento do pilar menores, cerca 40% da força aplicada na cabeça do pilar chega a sua base.

As Figuras 4.43 a 4.46 trazem as curvas que trazem correlações entre as forças internas nos pilares e as forças nos tirantes.

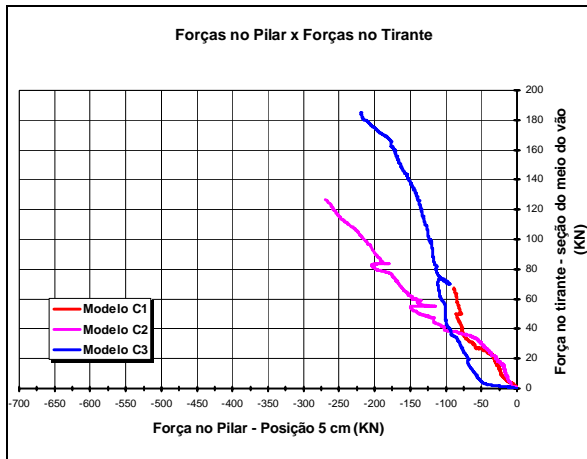


Figura 4.43 - Curva Força no Pilar – Posição 5 cm x Força no Tirante – Seção do meio do vão.

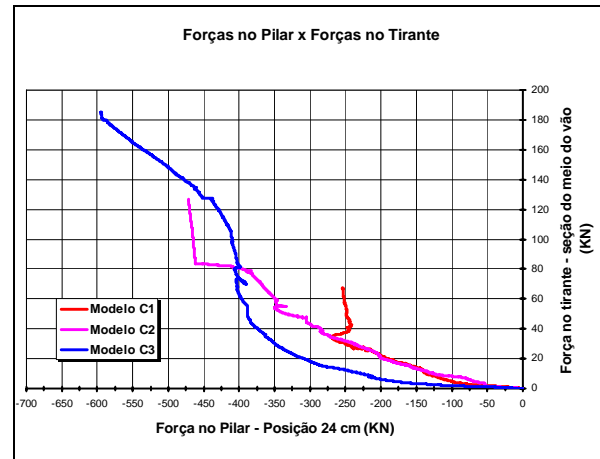


Figura 4.44 - Curva Força no Pilar – Posição 24 cm x Força no Tirante – Seção do meio do vão.

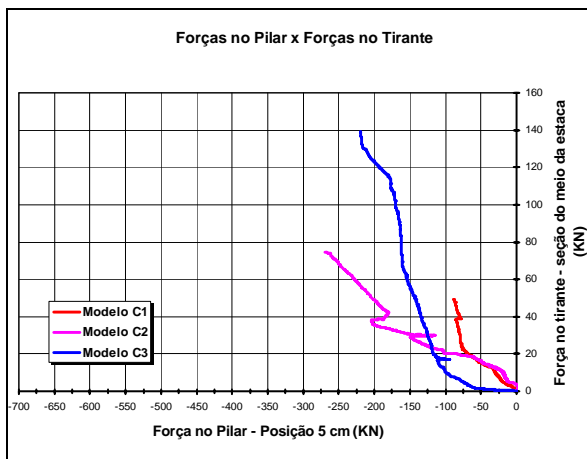


Figura 4.45 - Curva Força no Pilar – Posição 5 cm x Força no Tirante – Seção do meio da estaca.

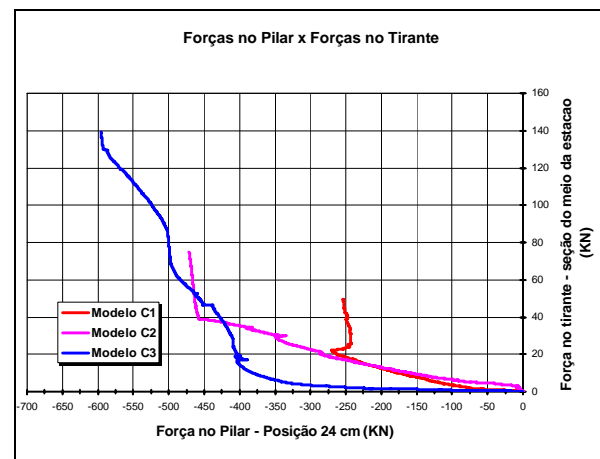


Figura 4.46 - Curva Força no Pilar – Posição 24 cm x Força no Tirante – Seção do meio da estaca.

4.7.7 Modos de Ruína:

Levando em consideração os valores das tensões na zona nodal inferior os modos de ruína dos modelos ensaiados, verificou-se que os mesmos

romperam por fendilhamento da biela de compressão junto à estaca e, no caso do modelo C3, ao mesmo instante de escoamento das barras das armaduras principal de tração.

As relações entre as tensões nas zonas nodais inferiores a resistências médias à compressão, referentes ao Estado Limite de Formação de Fissuras, obtidas para os modelos ensaiados, levou à sugestão do seguinte limite médio para as tensões na zona nodal inferior de modo que o bloco não atinja o Estado Limite Último, em função da ruína por fendilhamento da biela de compressão:

$$\sigma_{c,z\ inf} \leq 0,65.f_{cm} \quad [4.3]$$

Esses limites de tensões nas zonas nodais inferiores podem apresentar outros se analisados sob a força última, ou seja, para que não haja ruína do modelo. Para essa situação obteve-se, em média, o seguinte valor limite:

$$\sigma_{c,z\ inf} \leq 1,08.f_{cm} \quad [4.4]$$

Esses limites são menores que os apresentados por BLÉVOT & FREMY (1967) para blocos convencionais sobre duas estacas ($\sigma_{c,z\ inf} \leq 1,4.f_{ck}$) assim como a recomendação de MELO (2004) que diz não ser necessária a checagem da biela de compressão junto a estaca quando a tensão for $\sigma_{c,z\ inf} \leq 100\text{Kgf} / \text{cm}^2$ mostrou-se conservadora.

Os caminhos traçados pelas fissuras dos modelos ensaiados dão pistas do formato das bielas de compressão assim como seus possíveis ângulos de inclinação, mesmo que a largura do bloco com relação às estacas dificulte essa visualização.

Capítulo 5

CONCLUSÃO**5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:**

Esta pesquisa teve como intuito apresentar ao meio técnico e científico um estudo inicial com blocos de fundação para estruturas pré-fabricadas, sobretudo para blocos sobre duas estacas, portanto, todos os objetivos propostos no trabalho foram alcançados. Este capítulo traz algumas das conclusões obtidas com a realização do trabalho assim como sugestões para trabalhos futuros.

5.2 COMPORTAMENTO GERAL:

Por meio dos resultados obtidos nos ensaios, pôde-se concluir que o dimensionamento feito a partir das recomendações de MELO (2004) e BLÉVOT & FREMY (1967) é conservativo, pois as relações F_{teo}/F_u e F_{proj}/F_u foram em média de 0,51 e 0,65 respectivamente.

Analisando o resultado dos ensaios constatou-se a influência da seção de entrada da carga (pilar+colarinho) na redução das deformações quando as barras de aço da armadura principal de tração atravessam as bielas comprimidas. Neste caso a redução das deformações na seção referente ao meio das estacas não se dá tão significativa.

Os resultados mostram que a utilização de blocos mais rígidos, ou seja, com o aumento do comprimento de embutimento, pode ser vantajoso do ponto de vista econômico, pois, além da utilização de menos aço, apresentam melhor comportamento estrutural no que diz respeito à capacidade portante e a abertura de fissuras.

Com os resultados obtidos nos ensaios fica evidente a colaboração do comprimento de embutimento no dimensionamento da base do bloco. Fica evidente, também, que se faz necessário a realização de pesquisas mais abrangentes a fim de se obter modelos de bielas e tirantes adequados a estes tipos de blocos.

Pôde-se constatar através das deformações apresentadas nos pilares o bom funcionamento da ligação pilar-colarinho (interface rugosa) ficando evidente que a indicação de MELO (2004) na qual recomenda que se considere, para fins de dimensionamento, $2/3$ do comprimento de embutimento para a transmissão das forças por atrito é conservadora.

5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS:

Apesar de a pesquisa apresentar um avanço nesta área, existe a necessidade de se analisar diferentes tipos de blocos assim como um número maior de modelos. Com base nisto são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar investigações experimentais com blocos sobre três, quatro e cinco estacas com o objetivo de aumentar a abrangência dos métodos de dimensionamento.
- Realizar investigações experimentais com blocos submetidos à ação de força excêntrica a fim de se analisar o seu comportamento em situações mais próximas com as encontradas em serviço.

- Realizar estudos com outras possibilidades de comprimento de embutimento assim como analisar a influência de diferentes configurações para as chaves de cisalhamento no comportamento do bloco. Como neste trabalho não se utilizou estacas de concreto seria interessante uma investigação experimental com estacas ancoradas no bloco a fim de se avaliar a influência das mesmas no comportamento da base do bloco.
- Realizar análises por elementos finitos em blocos sobre três, quatro e cinco, com finalidade de observar a distribuição do fluxo das tensões principais de compressão possibilitando um melhor entendimento e a criação de novos modelos de bielas e tirantes para estes tipos de blocos.
- Com a inviabilidade de ensaios de blocos sobre estacas com fuste longo seriam necessárias análises numéricas com a finalidade de observar a distribuição das tensões ao longo dos fustes das estacas.
- Análise numérica de blocos sobre três, quatro, cinco e n estacas, com finalidade de observar a distribuição do fluxo das tensões principais de compressão e criar subsídios para novos modelos de bielas e tirantes.
- Análise experimental de blocos flexíveis sobre duas estacas, com finalidade de verificar se a analogia de bielas e tirantes pode ser aplicada nestes casos, além de estabelecer limites para as tensões nas zonas nodais inferior e superior.
- A fim de uma análise mais aprofundada a respeito do comportamento dos campos de tensões nas bielas, sugere-se que as mesmas sejam instrumentadas através de extensômetros elétricos (*strain gages*) embutidos no concreto assim como utilize-se extensômetros mecânicos colados nas faces do bloco a fim de se obter de forma precisa as deformações nas faces do bloco.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). **Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study**. ACI Structural Journal, v.87, p. 81-92, Jan-Feb.

ALONSO, U.R. (1983). **Exercícios de Fundações**, São Paulo, Edgard Blücher.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2002). **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95) - APPENDIX A: Strut-And-Tie Models**. Farmington Hills, Michigan, 2002.

ARAÚJO, J.M. (2003). **Curso de concreto armado**. Rio Grande, Editora Dunas, v.3 e v4.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 (1985) – **Projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 (1986) – **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7223 (1992) - **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 (1994) - **Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738 (2003) - **Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.** Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 (2003) - **Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro.

BALLARIN, A. W. (1993). **Desempenho das Ligações de Elementos Pré-Moldados de Concreto.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). **Semelles sur pieux.** Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v.20, n. 230, p. 223-295, fev.

CANHA, R. M. F. (2004). **Estudo Teórico-Experimental da Ligação Pilar-Fundação por meio de Cálices em Estruturas de Concreto Pré-moldado.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CLARKE, J. L. (1973). **Behaviour and design of pile caps with four piles.** London, Cement and Concrete Association. 19p. (Technical Report, n. 42489)

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1970). CEB-FIP **Recommandations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation**. Bulletin D'Information, Paris, n.73.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1990). **CEB-FIP model code for concrete structures**. Bulletin D'Information, Paris, n. 203-205, July.

COOK, W.; MITCHELL, D. (1988). **Studies of Disturbed Regions Near Discontinuities in Reinforced Concrete Members**. ACI Structural Journal, p.206-216.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2005). **Análise de variância aplicada a blocos sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada**. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Recife. Anais.

DELALIBERA, R. G. (2006). **Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

EL DEBS, M. K. (2000). **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos, Editora EESC USP.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (1999). **Structural concrete**. Fib Bulletin, Lausanne, n. 1-3. (3 volumes)

FUSCO, P.B. (1994). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo, Editora Pini Ltda.

GIONGO, J.S. (2000). **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – Notas de aula/SET 408 – Estruturas de Fundação. São Carlos.

IYER, P. K.; SAM, C. (1991). **3-D elastic analysis of three-pile caps**. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 117, n. 12, p. 2862-2883, Dec.

IYER, P. K.; SAM, C. (1992). **Three-dimensional analysis of pile caps**. Computers and Structures, v. 42, n. 3, p. 395-411, Feb.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. (1977). **Construções de Concreto: princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, Itterciência, v.3.

MARTI, P. (1985). **Truss Models in Detailing**. Concrete International, v.82, n.1, p. 66-73.

MAUTONI, M. (1972). **Bloco sobre dois apoios**. São Paulo, Grémio Politécnico.

MELO, C. E. E. (2004). **Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto**. São Paulo, Editora Pini.

MIGUEL, M. G. (2000). **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MIGUEL, M. G., GIONGO, J. S., ALBIERO, J. H. (2000) **Comportamento de Blocos Rígidos Sobre Três Estacas**. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 4., São Paulo. Anais.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A.; CABRE, M. (2000). **Hormigon Armado**. 14.a Edición Basada em EHE ajustada al Código Modelo y Eurocódig. Barcelona, Gustavo Gili.

MUNHOZ, F. S. (2004). **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. Dissertação

(Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MUNHOZ, F.S.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. (2005). **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre cinco estacas submetidos à ação centrada.** In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Recife. Anais.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K., JENNEWEIN, M. (1987). **Towards a consistent design of structural concrete.** PCI Journal, v.32, n.3, p.74-150, May-June.

SCHAFER, K., SCHLAICH, J. (1988). **Consistent design of structural concrete using strut and tie models.** In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO E PROJETO DE ESTRUTURAS, 5., Rio de Janeiro. Anais. PUC/RJ.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K. (1991). **Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models.** The Structural Engineer, v.69, n.6, p.113-125, March.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. (2000). **Modelos de bielas e tirantes.** Projeto REENGE, São Carlos, EESC – USP.

SOUZA, R. A. (2004). **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades.** Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

TAYLOR, H. P. J., CLARKE, J. L. (1976). **Some detailing problems in concrete frame structures.** The Structural Engineer, London, v.54, n. 1, p. 19-32, January.

TJHIN, T. N.; KUCHMA, D. (2002). **Computer-Based Tools for Design by Strut-and-Tie Method: Advances and Challenges**. ACI Structural Journal, p. 586-594, September-October.