

*Vinicius César Pereira Nunes*

***ESTUDO DE CÁLICE DE FUNDAÇÃO COM  
ÊNFASE NOS ESFORÇOS NAS PAREDES  
TRANSVERSAIS DO COLARINHO***

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

Orientador: Prof. Tit. Mounir Khalil El Debs

São Carlos

2009

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento  
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

N972e Nunes, Vinicius César Pereira  
Estudo de cálice de fundação com ênfase nos esforços nas paredes transversais do colarinho / Vinicius César Pereira Nunes ; orientador Mounir Khalil El Debs. -- São Carlos, 2009.

Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

1. Concreto pré-moldado. 2. Ligação. 3. Cálice de fundação. 4. Colarinho. 5. Paredes transversais. 6. Chave de cisalhamento. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro VINICIUS CESAR PEREIRA NUNES

(Dissertação defendida e julgada em 06/05/2009 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Titular MOUNIR KHALIL EL DEBS (Orientador)  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Dr. JOSÉ ROBERTO BRAGUIM  
(OSMB- Projetos e Consultoria Ltda)

APROVADO



Prof. Dr. LIBÂNIO MIRANDA PENHEIRO  
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO



Prof. Associado MARCIO ANTONIO RAMALHO  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)



Prof. Associado GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação



# *Dedicatória*

Aos meus pais, Maria De Lourdes Pereira e José Silvano Nunes. Sem o apoio de vocês, seria impossível a realização deste sonho.



# *Agradecimentos*

A Deus, por sempre iluminar o meu caminho.

Aos meus pais, José Silvano Nunes e Maria De Lourdes Pereira, e a minha irmã Viviane Cristine Pereira Nunes, pelo amor, dedicação e apoio. Esses três, sem dúvida, as pessoas que mais amo.

Ao professor Mounir Khalil El Debs, pela orientação, paciência e sobretudo pela amizade.

A Swami, pelo amor, apoio e compreensão.

A minha tia, Aparecida Góis e as minhas irmãs Sylvana e Suzanna, pelo apoio e incentivo.

Aos professores da UFRN, Márcio Medeiros, Petrus Nóbrega, Roberto Medeiros e Airton Cunha, pelo incentivo e pelos ensinamentos.

A turma da República Potiguar, Raimundo, Jônatas e Wanderson pela amizade e companheirismo nos primeiros anos em São Carlos.

Aos "veteranos" natalenses, Fagner França, Manoel Dênis e Karenina Karolina.

A minha atual "família" em São Carlos, Bruno Eizo, Ivan Ryuzo e Helder Nakaya.

Aos "Paraná", Robenson Minski e Fernando Portelinha.

A todos os colegas do Departamento de Estruturas que tive convívio neste período do mestrado.

A todos os professores do Departamento de Estruturas, em especial o professor José Samuel Giongo, pelas orientações e, sobretudo, pela amizade.

A Rejane, pelas sugestões e fornecimento de algumas figuras desta dissertação.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas por estarem sempre à disposição e executar com competência os serviços.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas, Amaury, Luiz Vareda, Mário,

Romeu, Valdir, Maury e Fabiano, pelo apoio e competência com que realizaram os serviços na fase de investigação experimental.

A CAPES pelo apoio financeiro.

A FAPESP pelo apoio financeiro repassado a essa pesquisa.

A Belgo Mineira pela doação das armaduras do pilar.

Aos funcionários da marcenaria, pela confecção das formas dos protótipos.

# *Sumário*

<b>Lista de Figuras</b> .....	<b>xi</b>
<b>Lista de Tabelas</b> .....	<b>xvii</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>xix</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>xxi</b>
<b>1 Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Considerações Iniciais .....	1
1.2 Objetivos.....	4
1.3 Justificativa.....	4
1.4 Metodologia .....	5
1.5 Apresentação da Dissertação .....	5
<b>2 Revisão bibliográfica</b> .....	<b>7</b>
2.1 Transmissão de esforços na ligação .....	7
2.2 Modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977).....	8
2.3 Modelo de projeto de WILLERT & KESSER (1983).....	24
2.4 Modelo e recomendações de projeto apresentados em OLIN <i>et al.</i> (1985).....	28
2.5 Modelo de projeto apresentado em ELLIOTT (1996) .....	34
2.5.1 Modelo de cálculo 1: atuação apenas da força normal excêntrica .....	34
2.5.2 Modelo de cálculo 2: atuação da força normal excêntrica combinada com a força cortante horizontal .....	35

2.6	Modelo de projeto de OSANAI <i>et al.</i> (1996) .....	37
2.7	Modelo de projeto proposto por CANHA (2004) .....	45
<b>3</b>	<b>Investigação experimental.....</b>	<b>53</b>
3.1	Considerações iniciais .....	53
3.2	Características dos protótipos analisados.....	57
3.2.1	Dimensionamento das armaduras - Modelo IL5 .....	57
3.2.2	Instrumentação - Modelo IL5 .....	64
3.2.3	Dimensionamento das armaduras - Modelo IR4 .....	67
3.2.4	Instrumentação - Modelo IR4.....	71
3.3	Dispositivos, equipamentos e instrumentos utilizados no ensaio dos Modelos ..	75
3.4	Construção dos protótipos .....	77
3.4.1	Montagem da armadura .....	77
3.4.2	Moldagem dos protótipos .....	82
3.4.3	Retirada das fôrmas dos protótipos.....	86
3.4.4	Montagem dos protótipos .....	87
3.4.5	Procedimento de ensaio .....	88
<b>4</b>	<b>Análise dos resultados.....</b>	<b>89</b>
4.1	Caracterização dos materiais .....	89
4.2	Ciclos de pré-carregamento .....	90
4.3	Resultados dos ensaios dos protótipos .....	91
4.3.1	Resistência e ruptura da ligação .....	91
4.3.2	Comportamento da armadura horizontal principal transversal.....	93
4.3.3	Deslocamentos .....	98
4.3.4	Fissuração .....	99
4.3.5	Comportamento da armadura horizontal superior longitudinal .....	102

4.3.6	Comportamento das armaduras verticais principais e secundárias . . . . .	104
4.4	Análise das forças resultantes nas armaduras principais dos protótipos . . . . .	108
4.4.1	Obtenção das resultantes experimentais na armadura vertical principal e nas armaduras horizontais principais da parede transversal 1 - Modelo IL5 . . . . .	109
4.4.2	Obtenção da resultante experimental de pressões no topo das paredes transversais - Modelo IR4 . . . . .	118
4.4.2.1	Flexo-tração - Paredes 1 e 2 - Modelo IR4 . . . . .	124
4.4.2.2	Tração - Paredes 1 e 2 - Modelo IR4 . . . . .	131
4.4.3	Análise da distribuição de tensões nas paredes transversais ao longo do comprimento de embutimento - Modelo IR4 . . . . .	133
4.4.3.1	Armaduras verticais principais e secundárias - Parede 1 - Modelo IR4 . . . . .	133
4.4.3.2	Armaduras verticais principais e secundárias - Parede 2 - Modelo IR4 . . . . .	135
<b>5</b>	<b>Considerações finais e conclusões . . . . .</b>	<b>139</b>
5.1	Conclusões . . . . .	139
5.2	Sugestões para futuras pesquisas . . . . .	140
	<b>Referências . . . . .</b>	<b>143</b>



# *Lista de Figuras*

Figura 1.1	tipos de ligação pilar fundação - adaptada de CANHA(2004) .....	2
Figura 1.2	Formas do cálice de fundação - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)	3
Figura 2.1	Transferência de esforços no cálice de fundação com interface lisa - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004) .....	8
Figura 2.2	Transferência de esforços no colarinho - LEONHARDT & MÖNNIG(1977) - adaptada de CANHA(2004) .....	9
Figura 2.3	Emprego de rugosidade no pilar e no cálice - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004) .....	10
Figura 2.4	Forças no colarinho conforme modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) - adaptada de CANHA(2004) .....	11
Figura 2.5	Características geométricas e resultantes de forças no cálice - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004) .....	12
Figura 2.6	Flexão e posicionamento da armadura $A_{s, hft}$ na parte superior da parede transversal 1 - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004) .....	14
Figura 2.7	Detalhamento e nomenclatura das armaduras do cálice de fundação ...	15
Figura 2.8	Indicações para o dimensionamento das paredes longitudinais admitindo-se comportamento de consolo curto - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004) .....	16
Figura 2.9	Cálculo das paredes longitudinais 3 e 4 pela teoria de flexão - adaptada de CANHA(2004) .....	18
Figura 2.10	Flexão oblíqua no cálice de fundação - adaptada de CANHA(2004) ..	20
Figura 2.11	Punção na base do cálice com interface pilar-colarinho rugosa - adaptada de CANHA(2004) .....	20
Figura 2.12	Força de atrito no cálice com pilar e paredes lisas - adaptada de CANHA(2004)	21
Figura 2.13	Arranjo da armadura do cálice - LEONHARDT & MÖNNIG (1977) -	

adaptada de CANHA(2004) .....	22
Figura 2.14 Armadura na extremidade inferior do pilar no caso de interface pilar-colarinho lisa - OLIN <i>et al</i> (1985) - adaptada de CANHA(2004) .....	23
Figura 2.15 Transmissão das forças de tração e compressão no pilar sob compressão excêntrica para a fundação com interface pilar-colarinho rugosa - LEONHARDT & MÖNNIG (1977) - adaptada de CANHA(2004) .....	23
Figura 2.16 Punção na base e armadura de suspensão no cálice com paredes lisas - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004) .....	24
Figura 2.17 Mecanismo de transmissão de forças no cálice com interface lisa - WILLERT & KESSER(1983) - adaptada de CANHA(2004) .....	25
Figura 2.18 Forças atuando na ligação do pilar com a fundação pelo cálice - OLIN <i>et al</i> (1985) - adaptada de CANHA(2004) .....	29
Figura 2.19 Tensões horizontais de aderência nas superfícies laterais do pilar - OLIN <i>et al.</i> (1985) - adaptada de CANHA(2004) .....	30
Figura 2.20 Tensões verticais de aderência nas superfícies laterais do pilar no E.L.U. - OLIN <i>et al.</i> (1985) - adaptada de CANHA(2004) .....	31
Figura 2.21 Armadura do colarinho - OLIN <i>et al.</i> (1985) - adaptada de CANHA(2004)	33
Figura 2.22 Método de projeto do cálice de fundação: (a) com a força normal excêntrica; (b) com a força normal excêntrica e a força cortante horizontal - ELLIOTT(1996) - adaptada de CANHA(2004) .....	34
Figura 2.23 Equilíbrio de forças na ligação - OSANAI <i>et al.</i> (1996) adaptada de CANHA(2004)	37
Figura 2.24 Modelo teórico - OSANAI <i>et al.</i> (1996) adaptada de CANHA(2004) ..	38
Figura 2.25 Distribuição de tensões na seção do pilar - OSANAI <i>et al.</i> (1996) - adaptada de CANHA(2004) .....	39
Figura 2.26 Distribuição de tensões na região de embutimento do pilar do modelo 2 - OSANAI <i>et al.</i> (1996) - adaptada de CANHA(2004) .....	40
Figura 2.27 Transferência de forças: (a) AIJ; (b) DIN1045 - adaptada de CANHA(2004)	42
Figura 2.28 Detalhamento dos modelos ensaiados por OSANAI <i>et al.</i> (1996) - adaptada de CANHA(2004) .....	43

Figura 2.29 Resultados teóricos e experimentais: curva força horizontal versus deformação na armadura horizontal superior do cálice - OSANAI <i>et al.</i> (1996) - adaptada de CANHA(2004) .....	44
Figura 2.30 Esquema de forças atuantes do modelo de projeto proposto para cálice com interface lisa - CANHA(2004) .....	46
Figura 2.31 Idealização da distribuição de pressões na parede transversal 1 do cálice com interface lisa .....	49
Figura 2.32 Modelagem do comportamento da parede transversal 1 do cálice com interface lisa - CANHA(2004) .....	50
Figura 2.33 Dimensionamento das armaduras verticais para cálice com interface rugosa - CANHA(2004) .....	51
Figura 3.1 Esquema de ensaio dos modelos físicos - CANHA(2004) .....	54
Figura 3.2 Nomenclatura das dimensões adotadas para os modelos físicos .....	56
Figura 3.3 Posicionamento das armaduras do cálice de fundação para o Modelo IL5 .....	58
Figura 3.4 Detalhamento das armaduras para o Modelo IL5 .....	59
Figura 3.5 Distribuição das armaduras verticais dos Modelos IL5 e IR4 .....	60
Figura 3.6 Detalhe da armadura horizontal para os Modelos IL5 e IR4 .....	61
Figura 3.7 Posicionamento das armaduras do pilar do Modelo IL5 .....	62
Figura 3.8 Detalhamento das armaduras do pilar do Modelo IL5 .....	63
Figura 3.9 Posição dos extensômetros do Modelo IL5 .....	65
Figura 3.10 Posição dos transdutores de deslocamento do Modelo IL5 .....	66
Figura 3.11 Posicionamento das armaduras do cálice de fundação para o Modelo IR4 .....	67
Figura 3.12 Detalhamento das armaduras para o Modelo IR4 .....	68
Figura 3.13 Posicionamento das armaduras do pilar do Modelo IR4 .....	69
Figura 3.14 Detalhamento das armaduras do pilar do Modelo IR4 .....	70
Figura 3.15 Posição dos extensômetros das armaduras verticais do Modelo IR4 .....	72
Figura 3.16 Posição dos extensômetros das armaduras horizontais do Modelo IR4 .....	73
Figura 3.17 Posição dos transdutores de deslocamento do Modelo IR4 .....	74

Figura 3.18 Detalhamento do esquema de ensaio dos modelos físicos - CANHA(2004)	
	75
Figura 3.19 Montagem das armaduras do protótipo IL5: (a) Posicionamento dos chumbadores; (b) Posicionamento das armaduras verticais; (c) Montagem da armadura da base da fundação; (d) Montagem das armaduras horizontais; (e) Aplicação da solda nos chumbadores; (f) Modelo montado	78
Figura 3.20 Montagem das armaduras do protótipo IR4: (a) Posicionamento dos chumbadores; (b) Posicionamento das armaduras verticais; (c) Montagem da armadura da base da fundação; (d) Montagem das armaduras horizontais; (e) Aplicação da solda nos chumbadores; (f) Modelo montado	80
Figura 3.21 Montagem das armaduras do protótipo IR4: (a) Posicionamento das armaduras; (b) Aplicação da solda nas barras transversais; (c) Solda finalizada; (d) Detalhe da face de topo do pilar; (e) Trecho superior do lance de pilar; (f) Detalhe interno;	81
Figura 3.22 Moldagem dos cálices: (a)Armadura montada; (b) Colocação da fôrma; (c) Armadura na fôrma; (d) Parte interna da fôrma utilizada na confecção do modelo IR4; (e)Ensaio <i>slump</i> ; (f) Concretagem da base da fundação; (g) Colocação da parte interna da fôrma; (h) Moldagem dos corpos de prova;	84
Figura 3.23 Moldagem dos pilares: (a)Armadura na fôrma; (b) Posicionamento da placa rugosa ; (c) Aspecto das chaves de cisalhamento; (d) Pilar acabado;	85
Figura 3.24 Retirada das fôrmas dos cálices: (a)Aplicação do solvente; (b) Retirada da parte interna da fôrma ; (c) Aspecto da parte interna do cálice; (d) Cálice pronto;	86
Figura 3.25 Montagem do ensaio: (a)Aplicação do desmoldante no pilar; (b) Içamento do pilar ; (c) Içamento do Modelo; (d) Travamento do pilar;(e) Concretagem da junta;(f) Montagem dos demais dispositivos;(g) Modelo pronto para o ensaio;	87
Figura 4.1 Comportamento da armadura vertical principal durante os ciclos de pré-carregamento - Modelo IL5	91
Figura 4.2 Comportamento da armadura vertical principal durante os ciclos de pré-carregamento - Modelo IR4	92

Figura 4.3	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação na primeira camada da armadura horizontal principal - Modelo IL5	93
Figura 4.4	Descolamento da junta entre os elementos constituintes da ligação do Modelo IL5	94
Figura 4.5	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação na armadura horizontal principal transversal - Modelo IL5	95
Figura 4.6	Curva força aplicada <i>versus</i> deformações medidas nas paredes transversais - Modelo IR4	97
Figura 4.7	Curva força aplicada <i>versus</i> deslocamentos medidos na parede transversal 1 - Modelo IL5	98
Figura 4.8	Curva força aplicada <i>versus</i> deslocamentos medidos na parede transversal 1 - Modelo IR4	99
Figura 4.9	Estado de fissuração da parede transversal 1 - Modelo IL5	100
Figura 4.10	Estado de fissuração da parede transversal 2 - Modelo IR4	101
Figura 4.11	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação na armadura horizontal principal longitudinal - Modelo IL5	102
Figura 4.12	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais principais e secundárias - Modelo IL5	104
Figura 4.13	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais secundárias - Modelo IL5	106
Figura 4.14	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação média nas armaduras verticais secundárias situadas nas paredes 2 e 4 - Modelo IL5	107
Figura 4.15	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais principais situadas em diferentes alturas na parede 1 - Modelo IR4	108
Figura 4.16	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais principais situadas em diferentes alturas na parede 2 - Modelo IR4	109
Figura 4.17	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais secundárias situadas em diferentes alturas na parede 1 - Modelo IR4	110
Figura 4.18	Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais secundárias situadas em diferentes alturas na parede 2 - Modelo IR4	111

Figura 4.19 Armaduras principais do protótipo IL5 .....	112
Figura 4.20 Detalhamento das armaduras verticais .....	113
Figura 4.21 Esquema estrutural e diagrama de momentos fletores no topo da parede transversal 1 (momentos fletores expressos em kN.cm) .....	115
Figura 4.22 Representação esquemática das armaduras do Modelo IR4. ....	119
Figura 4.23 Variáveis para o cálculo das resultantes de pressão no topo das paredes 1 e 2 - Modelo IR4 .....	120
Figura 4.24 Posicionamento dos ramos interno e externo da armadura horizontal principal - Modelo IR4 .....	123
Figura 4.25 Esquema estrutural e diagrama de momentos fletores no topo da parede transversal 1 - Modelo IR4 (momentos fletores expressos em kN.cm) ..	125
Figura 4.26 Esquema estrutural e diagrama de momentos fletores no topo da parede transversal 2 - Modelo IR4 (momentos fletores expressos em kN.cm) ..	129
Figura 4.27 Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais principais - Parede 1 - Modelo IR4 .....	134
Figura 4.28 Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais secundárias - Parede 1 - Modelo IR4 .....	135
Figura 4.29 Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais principais Parede 2 - Modelo IR4 .....	136
Figura 4.30 Curva força aplicada <i>versus</i> deformação nas armaduras verticais secundárias - Parede 2 - Modelo IR4 .....	137

# *Lista de Tabelas*

Tabela 2.1	Comprimento de embutimento mínimo do pilar segundo a NBR-9062/85 (1985) - El Debs(2000)	10
Tabela 2.2	Comprimento de embutimento mínimo do pilar segundo LEONHARDT & MÖNNIG (1977)	12
Tabela 2.3	Resultantes das tensões e ponto de aplicação de $H_{sup,d}$ no cálice	13
Tabela 3.1	Características geométricas dos modelos ensaiados	55
Tabela 3.2	Especificações dos equipamentos e instrumentos utilizados	76
Tabela 3.3	Especificação dos transdutores de deslocamento utilizados	77
Tabela 3.4	proporção dos materiais do concreto dos cálices	82
Tabela 3.5	proporção dos materiais do concreto dos pilares	82
Tabela 3.6	proporção dos materiais do concreto de preenchimento da junta	83
Tabela 4.1	Propriedades mecânicas das armaduras	89
Tabela 4.2	Propriedades mecânicas do concreto do cálice	90
Tabela 4.3	Propriedades mecânicas do concreto da junta de preenchimento	90
Tabela 4.4	Propriedades mecânicas do concreto do pilar	90
Tabela 4.5	Resistência experimental dos protótipos	93
Tabela 4.6	Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 supondo um comportamento à flexo-tração - Modelo IL5	118
Tabela 4.7	Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 - Supondo um comportamento à tração - Modelo IL5	118
Tabela 4.8	Dados geométricos do Modelo IR4	122
Tabela 4.9	Esforços atuantes na ligação com interface rugosa - Modelo IR4 (Esforços em kN e kN.m)	122

Tabela 4.10 Esforços atuantes no topo da parede 1 - Modelo IR4 (esforços em kN)	122
Tabela 4.11 Esforços atuantes no topo da parede 2 - Modelo IR4 (esforços em kN)	124
Tabela 4.12 Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1, supondo um comportamento à flexo-tração - Modelo IR4	131
Tabela 4.13 Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 2, supondo um comportamento à flexo-tração - Modelo IR4	131
Tabela 4.14 Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 - Tração - Modelo IR4	133
Tabela 4.15 Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 2 - Tração - Modelo IR4	133

# *Resumo*

NUNES, V.C.P. (2009). *Estudo de cálice de fundação com ênfase nos esforços nas paredes transversais do colarinho*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

Este trabalho apresenta uma análise da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, focando os esforços nas paredes transversais do colarinho. No programa experimental foram ensaiados dois protótipos submetidos à flexão com grande excentricidade: um com interface pilar-colarinho lisa e o outro com interface rugosa por meio de chaves de cisalhamento. Foi adotado um detalhamento diferenciado para as armaduras verticais principais concentrando - as próximas aos cantos, bem como foi adotada, para o colarinho, uma espessura inferior à recomendada pela literatura técnica. Com os resultados experimentais foi possível analisar a resistência dos protótipos, as deformações das armaduras e os deslocamentos das paredes. Foi realizada uma análise dos resultados experimentais com um modelo de cálculo da literatura técnica, no que diz respeito às forças resultantes nas armaduras verticais principais e nas armaduras horizontais principais situadas nas paredes transversais do colarinho, considerando duas situações distintas de comportamento para as paredes transversais: flexo-tração e tração. Em função dos resultados foi verificado que as armaduras verticais situadas próximo aos cantos contribuíram efetivamente para a resistência do protótipo com interface lisa. Comprovou-se que as paredes transversais foram submetidas a uma flexo-tração e que o modelo teórico aplicado considerando 15% de flexão e 85% de tração apresenta os melhores resultados, se comparados com os valores obtidos experimentalmente.

**Palavras-chave:** concreto pré-moldado; ligação; cálice de fundação; colarinho; paredes transversais; chave de cisalhamento.



# *Abstract*

NUNES, V.C.P. (2009). *Study of the socket base foundation with emphasis on the efforts of transverse walls*. Dissertation (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

This research presents an analysis of socket base connections of precast concrete structures, with emphasis on the efforts of transverse walls. In the experimental program were tested two prototypes subjected to bending with great eccentricity: one with smooth interface, and other with rough interface through shear keys. It adopted a different detail for main vertical reinforcement, concentrating them around the corner, and was adopted for the socket, a thickness small than that recommended by the technical literature. Based on experimental results were performed the analysis of the strength of prototypes, the deformations of the reinforcement, and the deflection of the walls. It was performed an analysis of experimental results with a design model of the technical literature regarding to the forces resulting in main vertical and horizontal reinforcement located on the transverse walls of socket, considering two different situations of behavior to transverse walls: bending-tension and tension. Analyzing the results, it was verified that the vertical reinforcement located near the corners effectively contributed to the strength of the prototype with smooth interface. It has been proved that the walls were subjected to a bending tension and that the theoretical model applied with 15 % of bending and 85 % of tension gives the best results, when compared with the values obtained experimentally.

**Keywords:** precast concrete; connection; socket foundation; pedestal walls; transverse walls; shear key.



## 1.1 Considerações Iniciais

Com o avanço da tecnologia, a busca pela otimização dos processos construtivos assume fundamental importância. O sistema estrutural em concreto pré-moldado é uma opção bastante interessante quando se busca racionalização da construção.

Em relação ao comportamento estrutural, as ligações entre os elementos de concreto pré-moldado são de fundamental importância para o bom funcionamento dessas estruturas, já que possuem grande influência na rigidez das mesmas.

A ligação pilar fundação por meio de cálice é uma alternativa bastante utilizada no Brasil e em todo o mundo, pois apresenta uma série de vantagens, dentre as quais pode-se destacar:

- Facilidade e rapidez durante a montagem;
- Proporciona, com mais facilidade, ajustes aos desvios de execução;
- Boa capacidade de transmissão de esforços internos, apresentando comportamento próximo de uma ligação monolítica;
- Como não apresenta armaduras expostas, a ligação se torna menos susceptível às intempéries, como fogo e agentes corrosivos.

Como principais desvantagens, podemos citar:

- Por ser bastante pronunciada, usualmente a ligação é escondida, onerando a fundação;
- O uso do colarinho em divisas só é possível quando existe certa distância entre o pilar e a divisa;

- São exigidos certos cuidados no preenchimento do espaço entre o colarinho e a face do pilar, principalmente na região inferior.

As ligações entre elementos estruturais têm como principal função, a transmissão de esforços solicitantes. No caso de ligações pilar-fundação, ocorre predominância de força normal, momento fletor e força cortante, sendo esta última oriunda principalmente de ações horizontais. Os quatro tipos básicos de ligação pilar-fundação são mostrados na Figura 1.1

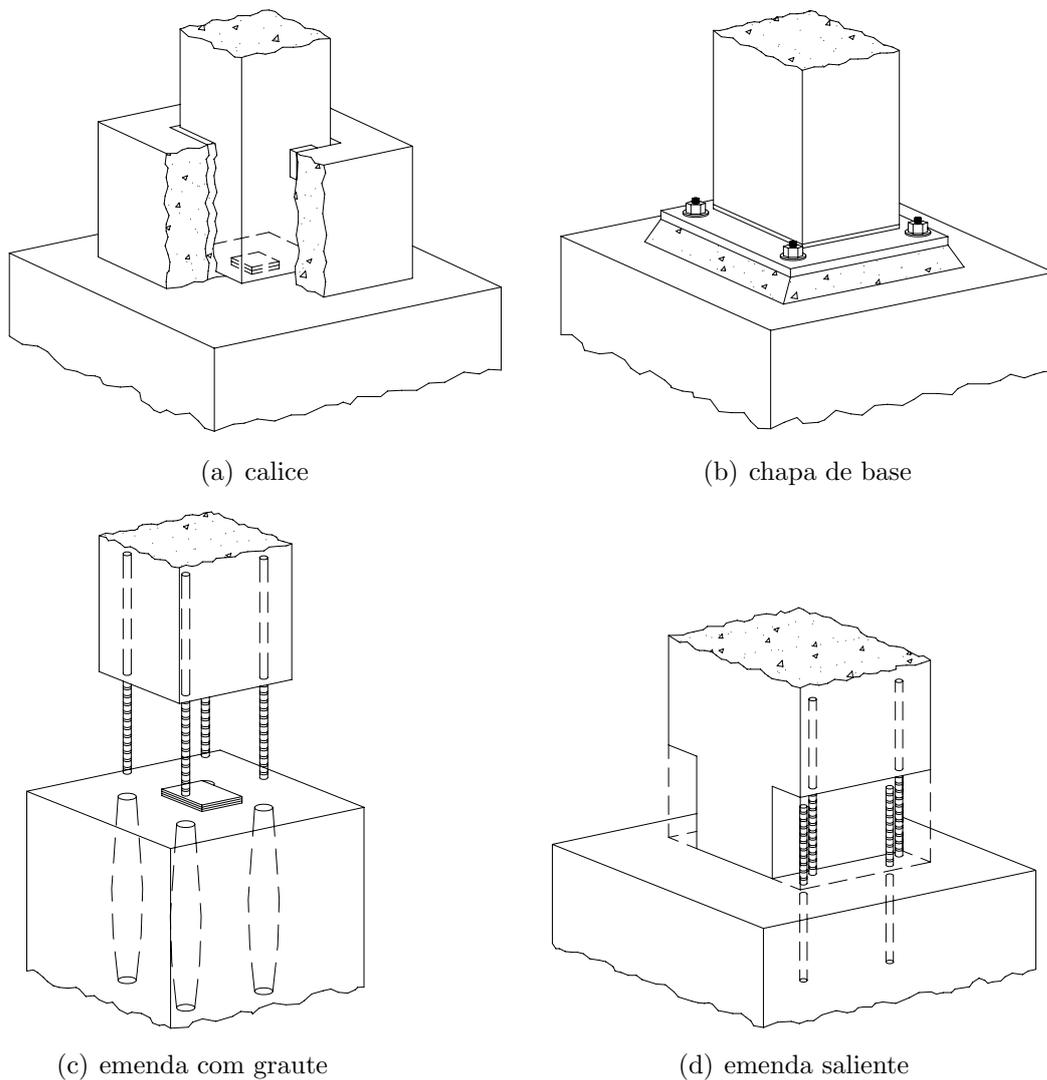


Figura 1.1: tipos de ligação pilar fundação - adaptada de CANHA(2004)

A ligação por meio de cálice é feita embutindo certo trecho do pilar em um nicho no elemento estrutural de fundação, que possibilite a acomodação do pilar. São utilizados dispositivos de centralização para possibilitar o correto posicionamento, em planta e em nível, do pilar. O prumo e a fixação temporária são garantidos utilizando cunhas de

madeira, por exemplo.

Posteriormente, a ligação é efetivada preenchendo-se o espaço vazio entre o pilar e o cálice com graute ou concreto. A seguir, na Figura 1.2 são apresentadas as variantes do cálice de fundação. Para esta pesquisa foi adotada a variante do cálice de fundação com colarinho externo sobre sapata.

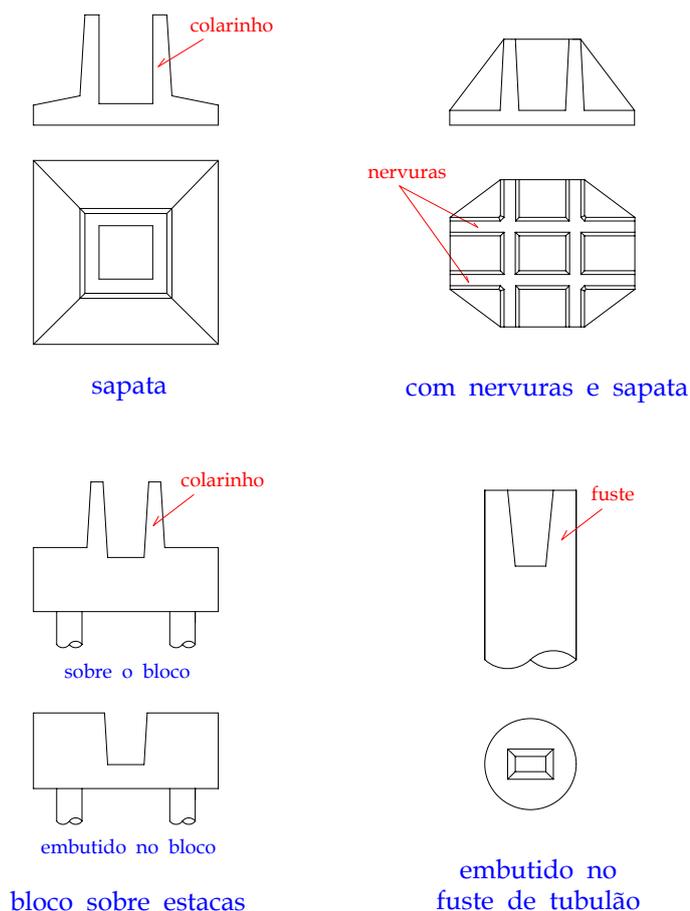


Figura 1.2: Formas do cálice de fundação - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

As ligações através de chapas de base são executadas por meio de chapa unida à armadura principal do pilar, porcas, chumbadores e argamassa de enchimento. O nível e o prumo do pilar são ajustados com o uso de porcas e contra - porcas. Após a montagem, o espaço entre a fundação e a chapa é preenchido com graute ou argamassa seca.

Em relação à ligação por meio de emenda da armadura com graute e bainha, a armadura do pilar ou da fundação é projetada para fora do elemento, de tal forma que durante a fase de montagem, seja introduzida em bainha previamente colocada no elemento adjacente.

Outra alternativa de ligação pré-moldada pilar-fundação, consiste na emenda entre esperas de armaduras salientes, tanto do pilar, quanto da fundação. Essas emendas

são realizadas mediante, usualmente, solda ou acopladores. Em uma fase posterior é feita a concretagem da emenda. Este tipo de ligação assemelha-se a situação das estruturas de concreto moldado no local.

## 1.2 Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa consiste em avançar no conhecimento sobre a ligação pilar-fundação por meio de cálice, em estruturas de concreto pré-moldado, iniciado por CANHA(2004) na Escola de Engenharia de São Carlos - EESC USP, avançando no conhecimento a respeito deste tipo de ligação. Para isto foram realizados ensaios em modelos físicos buscando analisar o comportamento experimental da ligação.

Mais especificamente, os principais objetivos deste trabalho consistem em:

1. Analisar o comportamento da ligação no que se refere às paredes transversais ao sentido da solicitação;
2. Avaliar o comportamento das armaduras verticais situadas nas proximidades da intersecção das paredes transversais e longitudinais.
3. Confrontar os resultados experimentais das resultantes nas armaduras verticais principais e horizontais principais com os valores calculados pelo modelo de projeto proposto por CANHA(2004).
4. Analisar a transmissão das tensões de compressão nas paredes transversais do cálice com interface pilar colarinho-rugosa.

## 1.3 Justificativa

A ligação pilar-fundação por meio de cálice é uma das mais utilizadas no Brasil e no mundo inteiro. Entretanto existem muitas divergências a respeito do comportamento estrutural da mesma. Um reflexo disto são as variações nos resultados obtidos no dimensionamento realizado por diferentes modelos de projeto disponíveis.

Este trabalho visa dar continuidade a pesquisa iniciada por CANHA(2004), estendida por JAGUARIBE JR e EBELING(2006), procurando analisar o comportamento das paredes transversais do colarinho, analisando o comportamento da ligação quando se utiliza um detalhamento diferenciado para as armaduras verticais. Também é analisada

a distribuição de tensões de compressão nas paredes transversais do modelo com interface pilar-colarinho rugosa.

## 1.4 Metodologia

A metodologia utilizada para a realização dessa pesquisa consiste em; revisão bibliográfica; investigação experimental; análise crítica dos resultados; comparação dos resultados experimentais com o modelo de projeto proposto por CANHA(2004).

A partir da análise dos resultados e do confronto dos mesmos com os obtidos utilizando o modelo proposto por CANHA(2004), são apresentadas as conclusões desta pesquisa.

## 1.5 Apresentação da Dissertação

A dissertação está dividida em 5 capítulos, sendo que no Capítulo 1 é feita uma introdução sobre a ligação estudada, bem como são apresentados os objetivos a justificativa e a metodologia utilizada para a elaboração desta pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, destacando a evolução dos procedimentos técnico-científicos e os modelos de projeto disponíveis para o dimensionamento da ligação.

O Capítulo 3 consiste na investigação experimental, onde são apresentados o detalhamento dos Modelos, o processo construtivo e o procedimento de ensaio dos mesmos.

No Capítulo 4 é realizada a análise dos resultados obtidos experimentalmente e a comparação dos mesmos com o Modelo de projeto proposto por CANHA(2004).

No Capítulo 5 são feitas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas relacionadas à ligação pilar-fundação por meio de cálice.



## Revisão bibliográfica

### 2.1 Transmissão de esforços na ligação

A Figura 2.1 ilustra o mecanismo de transmissão de esforços na ligação com interface lisa.

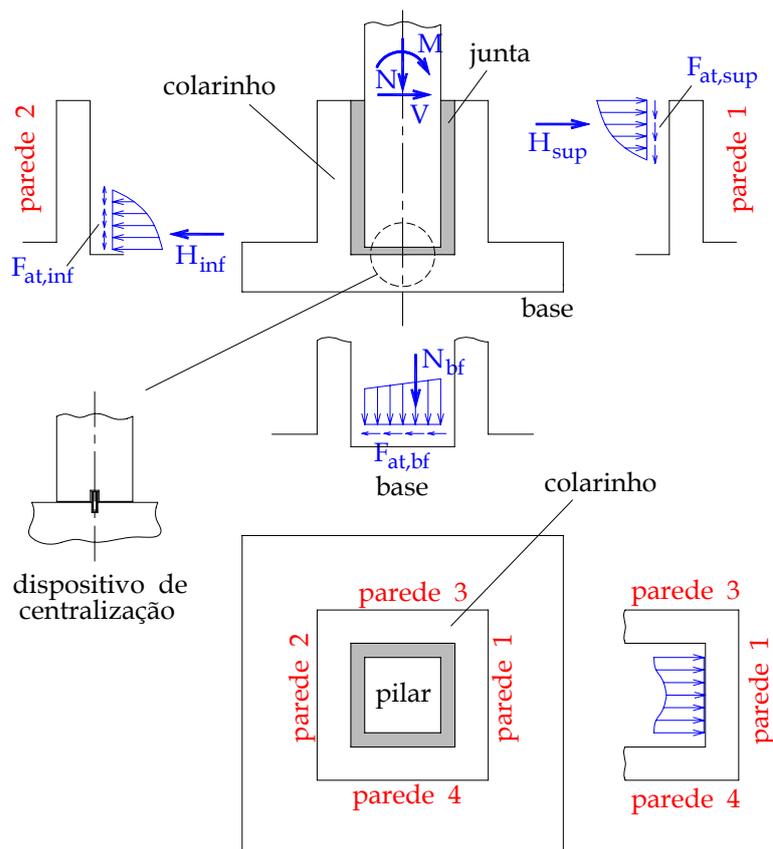


Figura 2.1: Transferência de esforços no cálice de fundação com interface lisa - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

Essa transferência de esforços ocorre basicamente da seguinte maneira:

- As esforços solicitantes são transmitidas do pilar, através do concreto de preenchimento

da junta, para as paredes transversais 1 e 2 do cálice;

- As pressões manifestadas nessas paredes também mobilizam força de atrito. Por sua vez, a força de atrito na parede 1 atua no mesmo sentido da solicitação ao esforço normal. O mesmo pode não ocorrer na parede 2, pois o sentido da força de atrito dependerá da relação entre as solicitações e da sua geometria;
- A força normal, proveniente do pilar, reduzida pela força de atrito, é transmitida para o fundo do cálice e também mobiliza atrito;
- As pressões na parede 1 são transmitidas por flexão, praticamente em sua totalidade nos casos usuais, para as paredes 3 e 4, já que estas possuem maior rigidez para a transferência de esforços para a base. Estas por sua vez, se comportam como consolos engastados na fundação e, por isso, são dimensionados como tal (Figura 2.1).

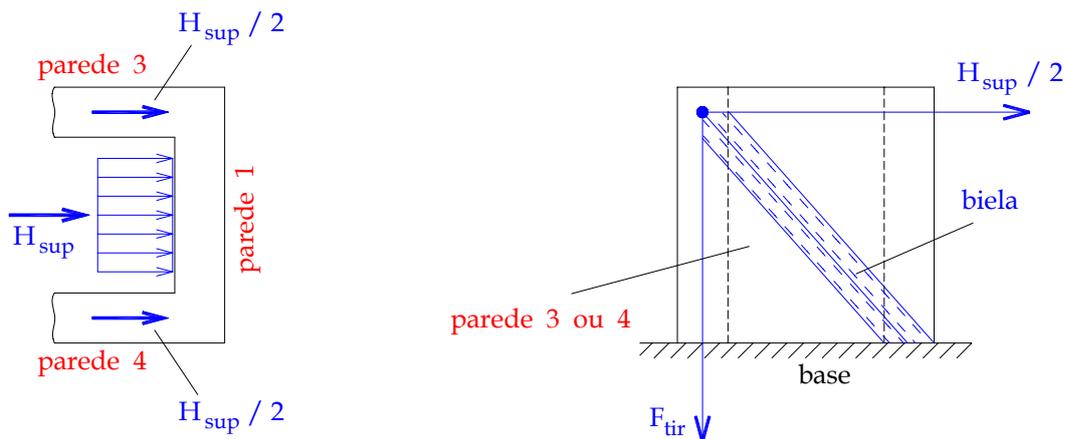


Figura 2.2: Transferência de esforços no colarinho - LEONHARDT & MÖNNIG(1977) - adaptada de CANHA(2004)

Com o objetivo de melhorar a transmissão de forças no cálice, recorre-se ao uso de rugosidade na parte externa do pilar e interna do cálice, conforme ilustrado na Figura 2.3).

Com o emprego de rugosidade, além da força de atrito existe transmissão das forças por chaves de cisalhamento, que se desenvolve praticamente em toda a altura das paredes 1 e 2. Essa transferência de cisalhamento ocorre de forma direta para as paredes 3 e 4.

O efeito de puncionamento na base da sapata devido à força normal do pilar é diminuído, pois esta é distribuída na área pilar mais o colarinho.

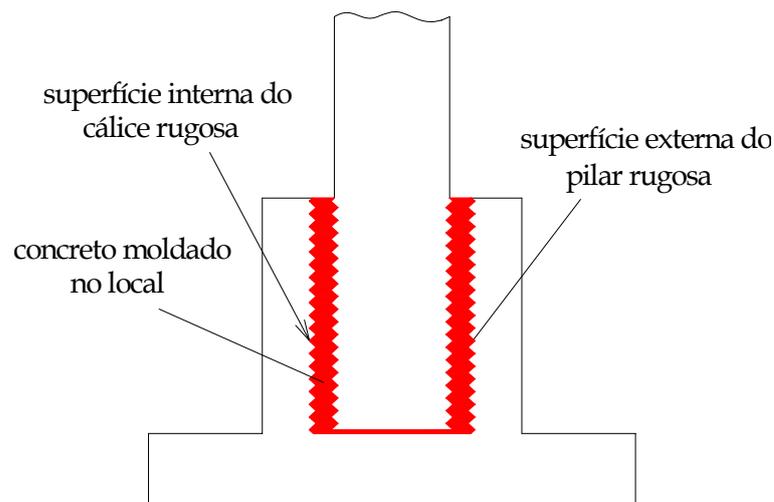


Figura 2.3: Emprego de rugosidade no pilar e no cálice - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

## 2.2 Modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977)

Uma das formulações mais utilizadas para o dimensionamento do cálice, que entretanto conduz a resultados conservadores, é a proposta por LEONHARDT & MÖNNIG (1977). Neste modelo, apresentado da Figura 2.4, é considerado apenas as duas situações limites quanto à conformação superficial das paredes do pilar e do cálice: Interface lisa e rugosa.

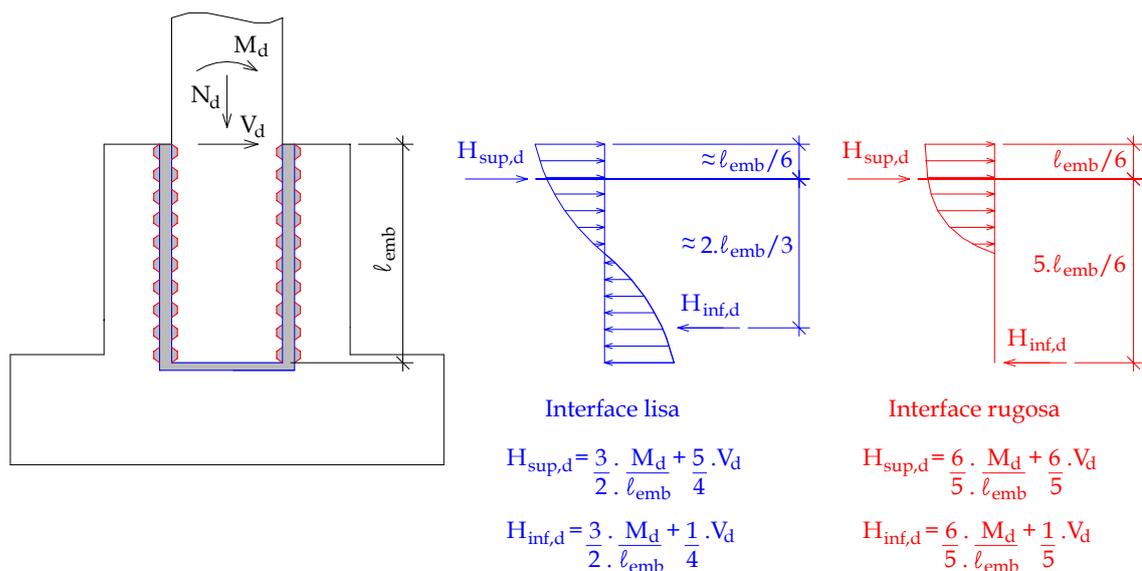


Figura 2.4: Forças no colarinho conforme modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977) - adaptada de CANHA(2004)

A seguir, são apresentadas as principais recomendações de projeto segundo LEONHARDT

& MÖNNIG (1977), NBR-9062 (1985) e EL DEBS (2000)

Na Figura 2.5 são indicadas as características geométricas e as resultantes de forças com suas respectivas distâncias no cálice.

Conforme as Tabelas 2.1 e 2.2 , observa-se que, com exceção do comprimento de embutimento mínimo de  $1,2h$  para o caso de pequena excentricidade e interface rugosa, os valores apresentados em LEONHARDT & MÖNNIG (1977) são mais conservadores que os oriundos da NBR-9062/85 (1985).

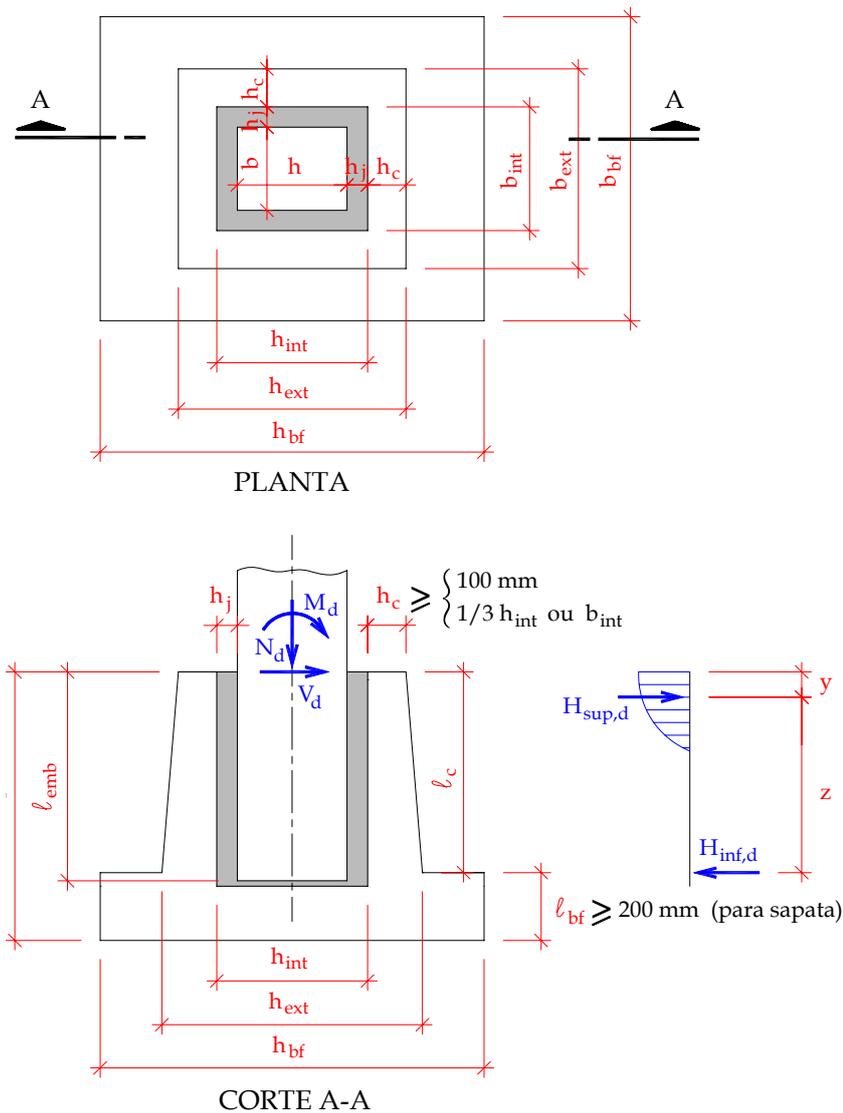


Figura 2.5: Características geométricas e resultantes de forças no cálice - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

A NBR-9062/85 determina que a conformação das paredes internas do cálice deve ter pelo menos a mesma característica superficial do pilar. De acordo com a rugosidade dos elementos, pode ocorrer a transferência total ou parcial da força normal pela interface.

Tabela 2.1: Comprimento de embutimento mínimo do pilar segundo a NBR-9062/85 (1985) - El Debs(2000)

Paredes	$M_d/N_d \leq 0,15h$	$M_d/N_d \geq 2,0h$
Lisas	$1,5h$	$2,0h$
Rugosas	$1,2h$	$1,6h$

Tabela 2.2: Comprimento de embutimento mínimo do pilar segundo LEONHARDT &amp; MÖNNIG (1977)

Paredes	$M_d/N_d \leq 0,15h$	$M_d/N_d \geq 2,0h$
Lisas	$1,68h$	$2,8h$
Rugosas	$1,2h$	$2,0h$

Na Tabela 2.3 são indicadas as resultantes de pressão  $H_{sup,d}$ ,  $H_{inf,d}$  e o ponto de aplicação  $y$  de  $H_{sup,d}$ .

Como as paredes 3 e 4 possuem elevada rigidez à flexão e ocorre a transferência de forma praticamente direta da pressão inferior na parede 2 para a base da fundação, apenas o terço superior da parede 1 é solicitado significativamente à flexão, como ilustra a Figura 2.6. Deve-se ainda limitar a tensão de contato em  $0,6f_{cd}$  nessa região. Esta tensão de contato é calculada pela razão entre a resultante de pressões superior e a área de contato da junta, delimitada pelo terço superior do comprimento de embutimento e a dimensão interna da parede do colarinho.

Tabela 2.3: Resultantes das tensões e ponto de aplicação de  $H_{sup,d}$  no cálice

Paredes	$H_{sup,d}$	$H_{inf,d}$	$y$
Lisas	$1,5 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1,25V_d$	$1,5 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,25V_d$	$0,167\ell_{emb}^*$
Rugosas	$1,2 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1,2V_d$	$1,2 \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,2V_d$	$0,15\ell_{emb}^{**}$

\*Conforme LEONHARDT & MÖNNIG(1977) e NBR9062/85

\*\*Conforme NBR9062/85

Apresenta-se na Figura 2.7, o esquema e nomenclatura da armadura do cálice, considerando as duas situações de conformação superficial da interface pilar-colarinho: Lisa e rugosa. Distribui-se a armadura  $A_{s,hp}$  em uma altura igual a  $2y$  nas paredes longitudinais 3 e 4, onde  $y$  é a distância entre a face superior da parede transversal 1 e a

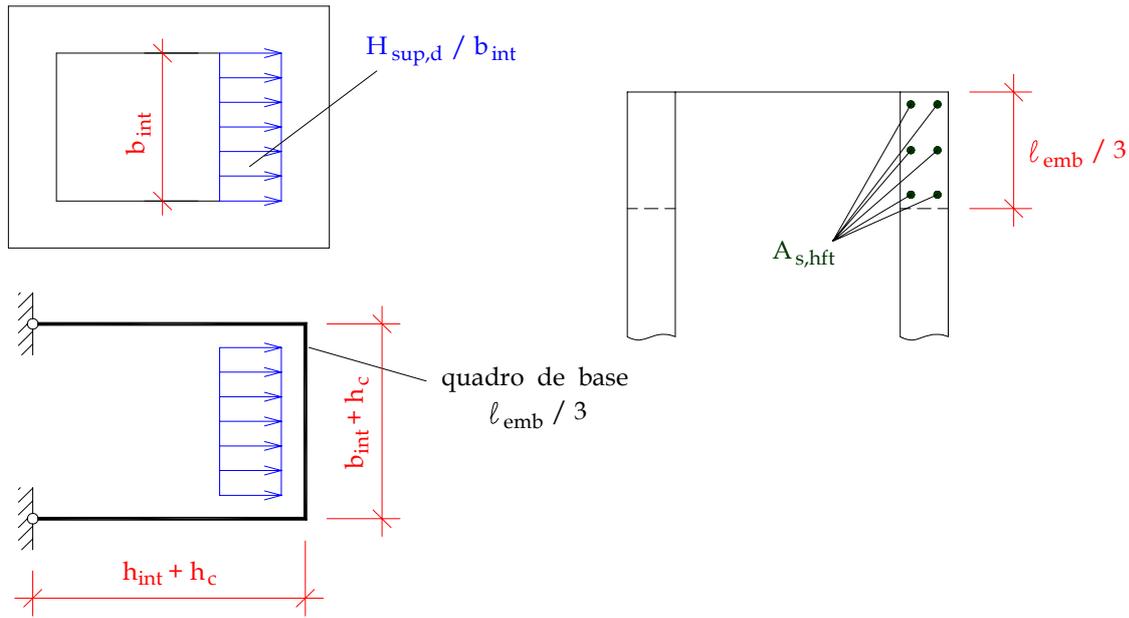


Figura 2.6: Flexão e posicionamento da armadura  $A_{s,hft}$  na parte superior da parede transversal 1 - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

resultante de pressão  $H_{sup,d}$  (vide Figura 2.5) repetindo-se nas paredes transversais 1 e 2, tanto para interface lisa como rugosa. No caso de interface lisa, o colarinho não prescinde a armadura  $A_{s,hft}$ , cujo procedimento de cálculo é apresentado em EL DEBS (2000). Essa armadura deve ser disposta no terço superior da parede transversal 1, adotando-se o maior valor entre  $A_{s,hft}$  e  $A_{s,hp}$ .

A armadura  $A_{s,hp}$  é calculada conforme a seguinte expressão:

$$A_{s,hp} = \frac{H_{sup,d}}{2f_{yd}} \quad (2.1)$$

As paredes longitudinais apresentam comportamento estrutural de consolo. Em função disso, a armadura vertical principal pode ser dimensionada por três modelos distintos, dependendo do tipo de consolo no qual as paredes se enquadrem, bem como deve ser disposta também no lado comprimido do colarinho. No caso de consolo curto é permitido o uso do modelo de bielas e tirantes para o cálculo da referida armadura. No caso de consolo muito curto, o dimensionamento deve seguir o modelo de atrito-cisalhamento. Em se tratando de consolo longo, o dimensionamento pode ser feito considerando a teoria de flexão. O modelo a ser adotado para o dimensionamento dependerá da tangente do ângulo de inclinação  $\beta$  da biela:

- Consolo muito curto ( $\text{tg}\beta \leq 0,5$ );

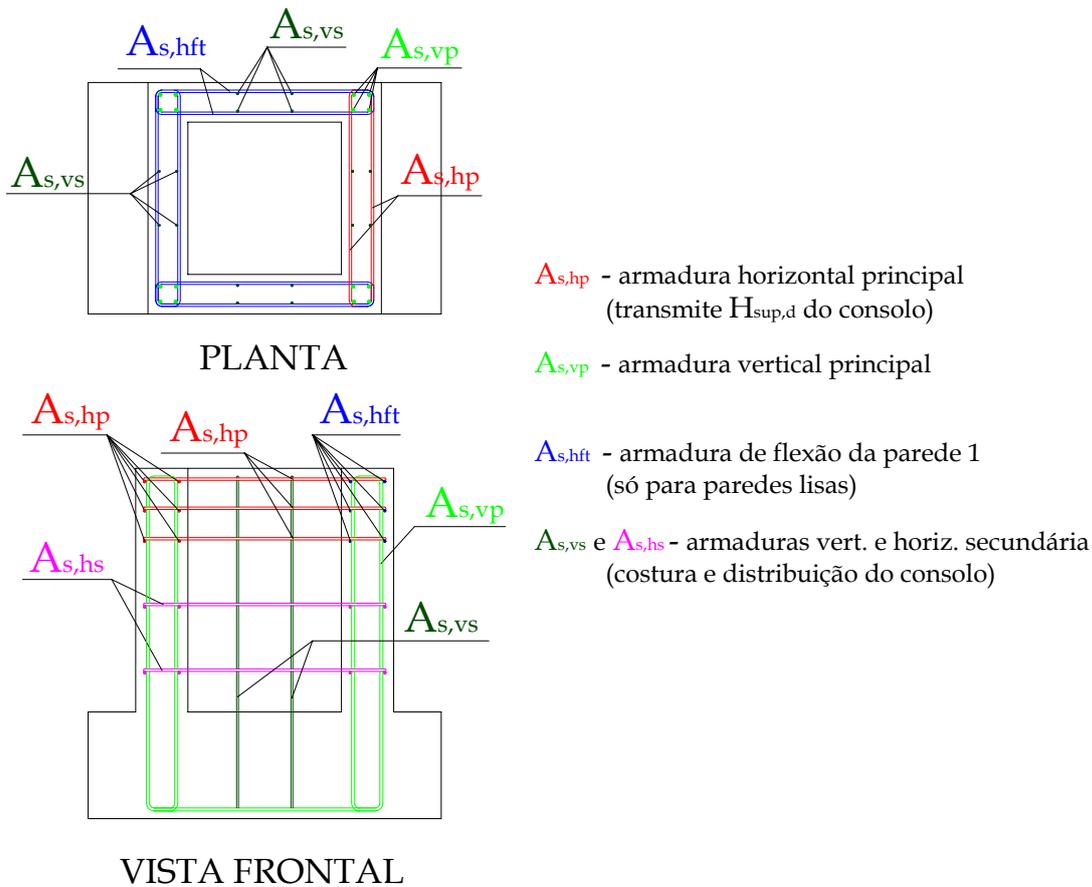


Figura 2.7: Detalhamento e nomenclatura das armaduras do cálice de fundação

- Consolo curto ( $0,5 \leq tg\beta \leq 1$ ) ;
- Consolo longo ( $tg\beta \geq 1$ ) ;

Na ocorrência de comportamento de consolo muito curto, o dimensionamento é feito admitindo o modelo de atrito-cisalhamento. Quando da verificação do esmagamento do concreto comprimido, o valor da tensão atuante pode ser limitado em função de uma tensão tangencial de referência, de acordo com as seguintes equações:

$$\tau_{wd} = \frac{H_{sup,d}}{2h_c d_c} \leq \tau_{wu} \leq \begin{cases} 3,0 + 0,9\rho f_{yd} (MPa) \\ 0,30f_{cd} \\ 6MPa \end{cases} \quad (2.2)$$

onde  $\rho$  é a taxa geométrica de armadura do tirante.

A armadura vertical principal pode ser calculada utilizando a seguinte equação:

$$A_{s,vp} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \frac{0,8 \left( \frac{H_{sup,d}}{2} \right)}{\mu} \quad (2.3)$$

onde  $\mu$  pode assumir os seguintes valores:

- $\mu = 1,4$  para concreto lançado monoliticamente;
- $\mu = 1,0$  para concreto lançado sobre concreto endurecido intencionalmente rugoso (5mm de profundidade a cada 30mm);
- $\mu = 0,6$  para concreto lançado sobre concreto endurecido com interface lisa.

Considerando a primeira das Equações 2.2, a armadura vertical principal também poderá ser calculada fazendo-se uso da seguinte equação:

$$A_{s,vp} = \frac{(H_{sup,d}/2) - 3h_c \cdot d_c}{0,9f_{yd}} \quad (2.4)$$

É recomendada a adoção da maior área de armadura entre as calculadas pelas Equações 2.3 e 2.4. Além disso, essa armadura não deve ser inferior àquela calculada considerando o consolo como curto, procedimento este que será apresentado posteriormente. A tensão na armadura deve ser limitada ao valor de 435MPa.

Para o caso de consolo muito curto, os valores das áreas de armadura vertical e horizontal secundárias devem ser superiores aos calculados por meio das seguintes equações, respectivamente:

Armadura vertical secundária:

$$A_{s,vs} = 0,5 \cdot A_{s,vp} \quad (2.5)$$

Armadura horizontal secundária:

$$A_{s,hs} \geq \begin{cases} 0,15\% h_c \cdot h_{ext} \\ 0,2 \cdot A_{s,vp} \end{cases} \quad (2.6)$$

Recomenda-se que o espaçamento dessas armaduras esteja no intervalo entre 15 e 30cm, bem como que as mesmas sejam distribuídas também nas paredes transversais do colarinho.

No caso de consolo curto, o dimensionamento das paredes longitudinais deverá ser feito admitindo-se o modelo de bielas e tirantes. A Figura 2.8 apresenta o modelo de bielas e tirantes admitido, bem como fornece indicações para o cálculo das paredes longitudinais: O cálculo da armadura vertical principal, bem como a verificação do esmagamento da biela

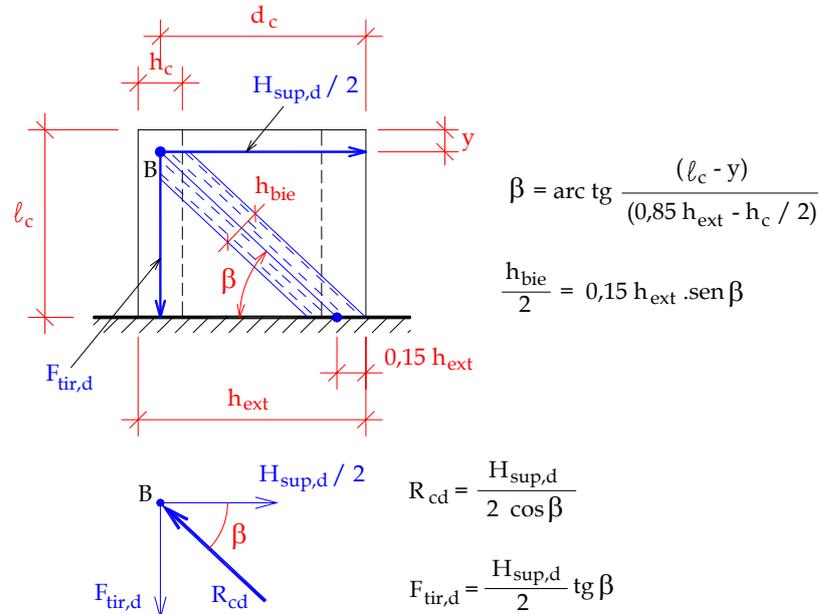


Figura 2.8: Indicações para o dimensionamento das paredes longitudinais admitindo-se comportamento de consolo curto - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

comprimida devem ser realizados por intermédio das seguintes equações, respectivamente:

Armadura vertical principal:

$$A_{s,vp} = \frac{F_{tir,d}}{f_{yd}} \quad (2.7)$$

Verificação da biela:

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{h_{bie} \cdot h_c} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \quad (2.8)$$

Deve-se adotar para as armaduras verticais secundárias  $A_{s,vsl}$  e horizontais secundárias  $A_{s,hs}$  nas paredes longitudinais do colarinho, os seguintes valores:

Armadura vertical secundária:

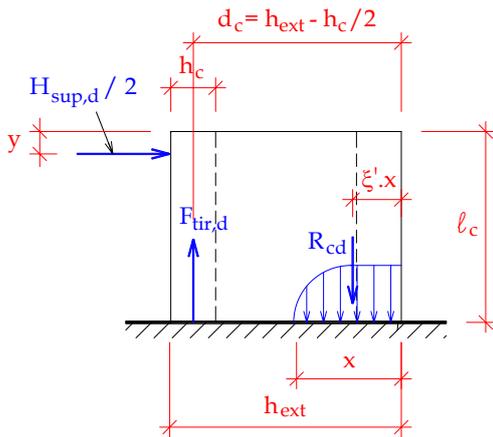
$$A_{s,vsl} = 0,4 \cdot A_{s,vp} \quad (2.9)$$

Armadura horizontal secundária:

$$A_{s, hsl} \geq \begin{cases} 0,15\%h_c \cdot h_{ext} \\ 0,2 \cdot A_{s, vp} \end{cases} \quad (2.10)$$

Seguindo as indicações para consolo muito curto, o espaçamento dessas armaduras deve estar contido no intervalo de 15 a 30cm, bem como as mesmas devem ser dispostas nas paredes transversais 1 e 2.

Quando o caso recair em consolo longo, o dimensionamento das paredes deve ser feito com base na a teoria de flexão, na qual admite-se a parede longitudinal engastada na fundação, com uma força horizontal  $H_{sup,d}/2$  aplicada no topo. Essa força é resultante da distribuição de pressões transmitida do pilar para o topo da parede transversal 1, e é aplicada na extremidade em balanço das paredes longitudinais 3 e 4. A Figura 2.9 ilustra o processo de cálculo:



$$F_{tir,d} = \frac{(H_{sup,d}/2) \cdot (\ell_c - y)}{(d_c - \xi'.x)} = A_{s,tir} \cdot f_{yd}$$

$$R_{cd} = F_{tir,d} = \alpha \cdot \sigma_{cd} \cdot h_c \cdot x$$

Considerando a posição  $x$  da L.N. entre os domínios 3 e 4:

Diagrama de tensões do concreto

• parábola-retângulo:

$$\alpha = 0,8095 \quad \text{e} \quad \xi' = 0,416$$

• retangular:

$$\alpha = 0,8 \quad \text{e} \quad \xi' = 0,4$$

Figura 2.9: Cálculo das paredes longitudinais 3 e 4 pela teoria de flexão - adaptada de CANHA(2004)

O cálculo das armaduras verticais principal e secundária deve ser feito por meio das seguintes equações:

Armadura vertical principal:

$$A_{s, vp} = \frac{(H_{sup,d}/2) \cdot (\ell_c - y)}{(d_c - \xi'.x) \cdot f_{yd}} \quad (2.11)$$

Armadura vertical secundária:

$$A_{s, vsl} = A_{s, vst} = 0,1\%h_c \cdot h_{ext} \quad (2.12)$$

Vale a pena salientar que a armadura vertical secundária neste caso é calculada como uma armadura de pele, comum em vigas com altura superior a 60cm. O espaçamento dessa armadura deve ser o menor valor entre  $d_c/3$  e 20cm.

A armadura horizontal secundária para resistir ao esforço cortante poderá ser dimensionada segundo os dois modelos de cálculo contidos na NBR6118/2003 para elementos lineares sujeitos à força cortante, em função do ângulo de inclinação da biela( $\beta$ ):

Modelo de cálculo I ( $\beta = 45^\circ$ ):

$$\frac{A_{s,hsl}}{s} = \frac{A_{s,hst}}{s} = \frac{H_{sup,d}/2 - 0,6f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c}{0,9d_c \cdot f_{yd}} \quad (2.13)$$

Modelo de cálculo II ( $45^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$ )

$$\frac{A_{s,hsl}}{s} = \frac{A_{s,hst}}{s} = \frac{H_{sup,d}/2 - 0,6f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c}{0,9d_c \cdot f_{yd} \cdot \cot g\beta} \quad (2.14)$$

Se

$$H_{sup,d}/2 \leq 0,6f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c$$

$$\frac{A_{s,hsl}}{s} = \frac{A_{s,hst}}{s} = \frac{H_{sup,d}/2}{0,9d_c \cdot f_{yd} \cdot \cot g\beta} \quad (2.15)$$

Se

$$H_{sup,d}/2 = 0,54\alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot h_c \cdot d_c \cdot \text{sen}^2\beta \cdot \cot g\beta$$

Os valores intermediários devem ser interpolados.

Onde  $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$  com  $f_{ck}$  em MPa.

Também deve ser adotado para esse caso o maior valor das áreas de todas as armaduras(vertical principal, vertical secundária e horizontal secundária) calculadas admitindo a teoria de flexão e comportamento de consolo curto.

No caso do pilar estar submetido à flexão composta oblíqua de acordo com a Figura 2.10, o cálculo das armaduras pode ser feito considerando a atuação isolada dos momentos, desde que sejam respeitadas as seguintes condições:

- reduzir a tensão última de contato de  $0,6f_{cd}$  para  $0,5f_{cd}$ ;
- sobrepôr as armaduras verticais principais do consolo calculadas nas duas direções,

por exemplo, sendo  $A_{s,vp3x}$  e  $A_{s,vp3y}$  as armaduras para os momentos  $M_{xd}$  e  $M_{yd}$ , respectivamente;

- sobrepor a armadura  $A_{s,hp}$  para transmitir a força  $H_{sup,d}$  com a armadura de flexão  $A_{s,hft}$ .

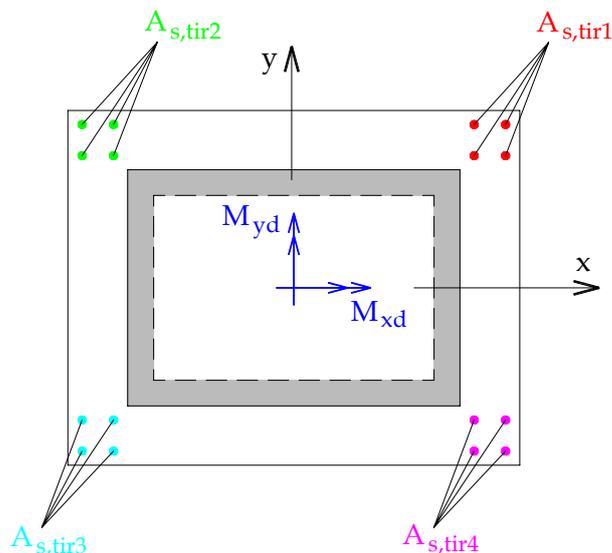


Figura 2.10: Flexão oblíqua no cálce de fundação - adaptada de CANHA(2004)

No dimensionamento da fundação do cálce, deve ser considerada a existência ou não de rugosidade no pilar e nas paredes, conforme exposto a seguir:

a) Parede rugosa:

Neste caso admite-se que a transmissão das solicitações seja feita pelo conjunto pilar-colarinho. Assim sendo, o dimensionamento da fundação é feito considerando o pilar com as dimensões externas do colarinho. Desta forma, no caso de sapata, a verificação à punção é feita de acordo com a figura 2.11:

b) Parede lisa:

Neste caso, normalmente é admitida a situação extrema de que toda a força normal do pilar seja aplicada na base. Dessa maneira, a verificação do puncionamento da sapata é feita com as dimensões do pilar.

É válido salientar que a força que chega à base do pilar pode ser reduzida pelo atrito mobilizado pelo colarinho, conforme mostrado na Figura 2.12. Essa consideração só pode ser feita com atuação simultânea do momento fletor e força normal.

Na Figura 2.13 é apresentado o arranjo de armadura do cálce, tanto para situações de grande excentricidade(situação geral), como para pequena excentricidade. No caso de

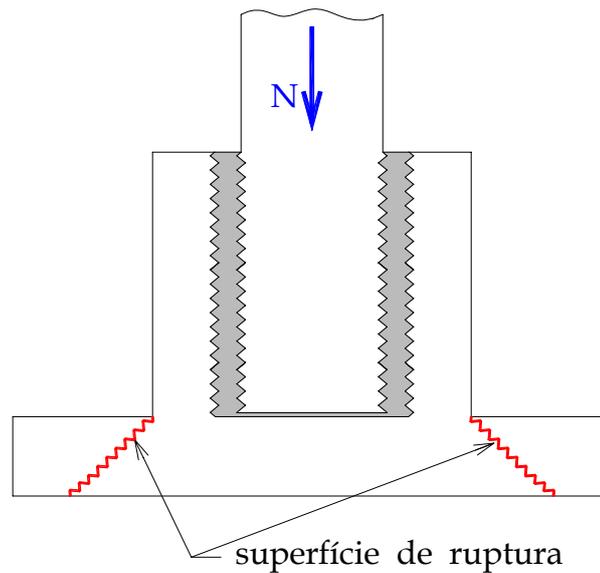


Figura 2.11: Punção na base do cálice com interface pilar-colarinho rugosa - adaptada de CANHA(2004)

flexão oblíqua, a recomendação apresentada nessa figura a respeito da não superposição das armaduras  $A_{s,hsup}$  e  $A_{s,hft}$ , deixa de ser válida.

No tocante ao detalhamento do cálice, é necessário ater-se às seguintes disposições construtivas:

- O concreto de preenchimento deve apresentar resistência igual ou superior à do concreto do pilar ou do colarinho, bem como seu adensamento deverá ser feito com uso de vibrador de agulha;
- Segundo a NBR-9062/85, as superfícies laterais do pilar e das paredes internas do colarinho, quando rugosas, devem apresentar rugosidade mínima igual a 1 cm a cada 10 cm;
- O comprimento de embutimento do pilar deve ser maior que 40 cm, segundo a NBR-9062/85 (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 10 cm;
- O espaçamento entre o pilar e o colarinho deve ser suficiente para a passagem do vibrador de agulha, com o valor mínimo recomendável de 50 mm, exceto quando se utilizar graute autoadensável;
- O cobrimento da armadura nas faces internas do cálice pode ser reduzido;

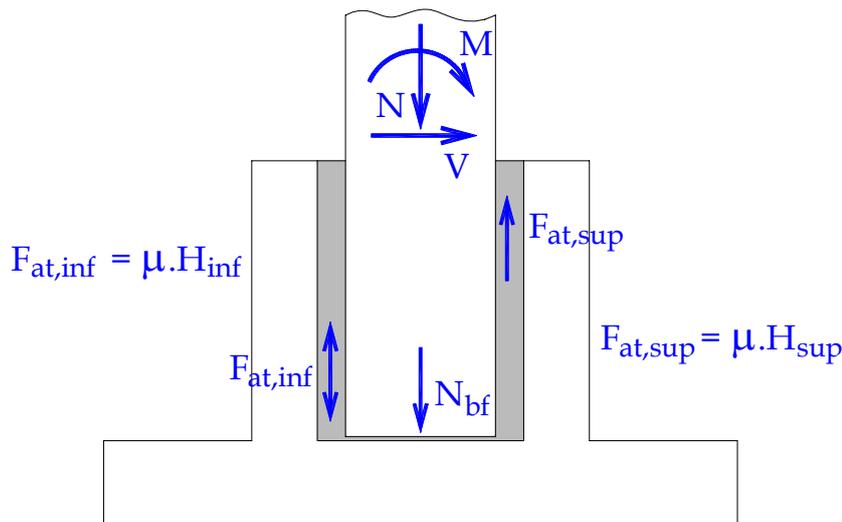
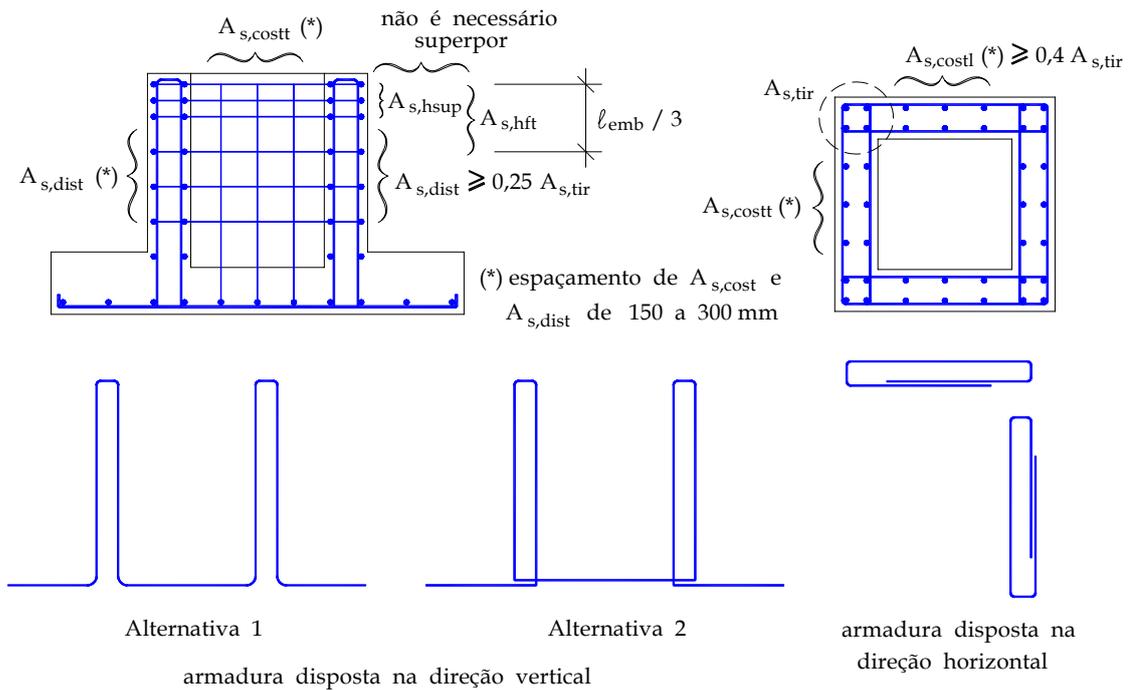
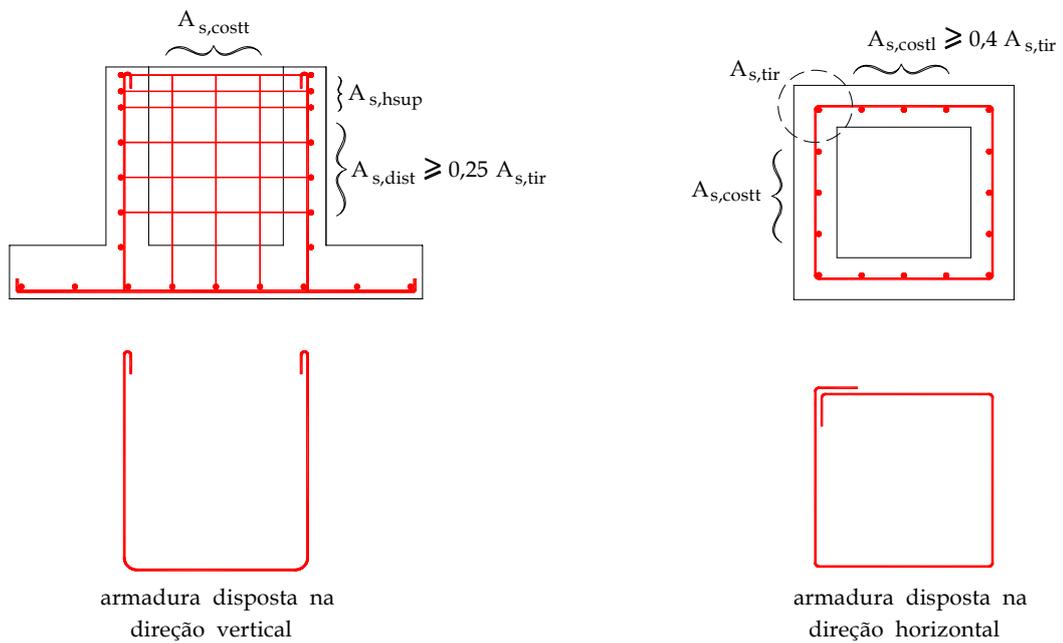


Figura 2.12: Força de atrito no cálice com pilar e paredes lisas - adaptada de CANHA(2004)

- No caso de paredes lisas, recomenda-se para a armadura do pilar na região de emenda: 1) dispor uma armadura transversal adicional (estribos) para resistir à força cortante de valor  $H_{inf,d}$ , podendo o dimensionamento ser feito com flexo-compressão; essa precaução resulta em uma armadura transversal mais pesada na região da ligação; 2) Dispor uma armadura em forma de U na base do pilar para resistir ao esforço  $H_{inf,d}$  de acordo com a Figura 2.14. 3) Verificar a ancoragem da armadura na extremidade do pilar, considerando seu início na posição da resultante  $y$ . No caso de parede rugosa deve ser verificada a emenda por traspasse entre a armadura do pilar e a armadura vertical do colarinho;
- Conforme LEONHARDT & MÖNNIG (1977), quando se dispuser de comprovação experimental, no caso de interface rugosa, a armadura  $A_{s,hp}$  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 que ocasiona uma inclinação da biela de compressão em relação à horizontal ( $\beta$ ) maior que a admitida no cálculo do consolo, como indica a Figura 2.15. Nas paredes transversais, deve ser disposta a mesma armadura  $A_{s,hp}$ , 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;
- No caso de paredes lisas, pode-se considerar que parte da força normal que chega até a base seja transmitida para o colarinho, conforme ilustrado na Figura 2.16, se houver armadura de suspensão calculada para tal. Sugere-se em EL-DEBS(2000) que este valor não seja superior a 0,5 da força normal;



Situação geral



Situação de  $M_d / (N_d \cdot h) < 0,15$

Figura 2.13: Arranjo da armadura do cálce - LEONHARDT & MÖNNIG (1977) - adaptada de CANHA(2004)

- A espessura da base do cálce não deve ser inferior a 200 mm.

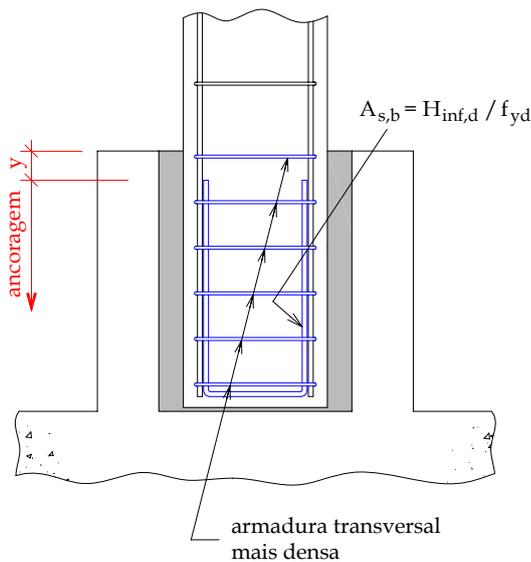


Figura 2.14: Armadura na extremidade inferior do pilar no caso de interface pilar-colarinho lisa - OLIN *et al*(1985) - adaptada de CANHA(2004)

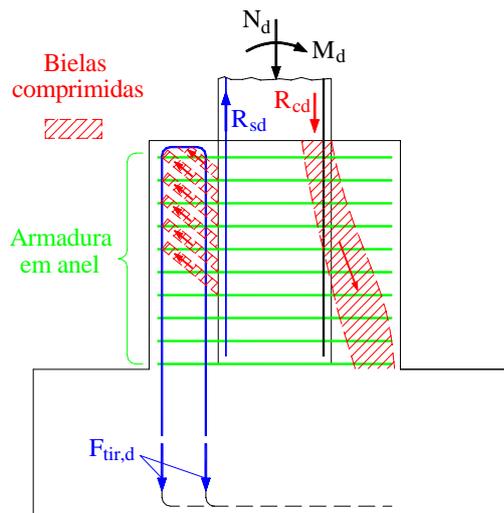


Figura 2.15: Transmissão das forças de tração e compressão no pilar sob compressão excêntrica para a fundação com interface pilar-colarinho rugosa - LEONHARDT & MÖNNIG (1977) - adaptada de CANHA(2004)

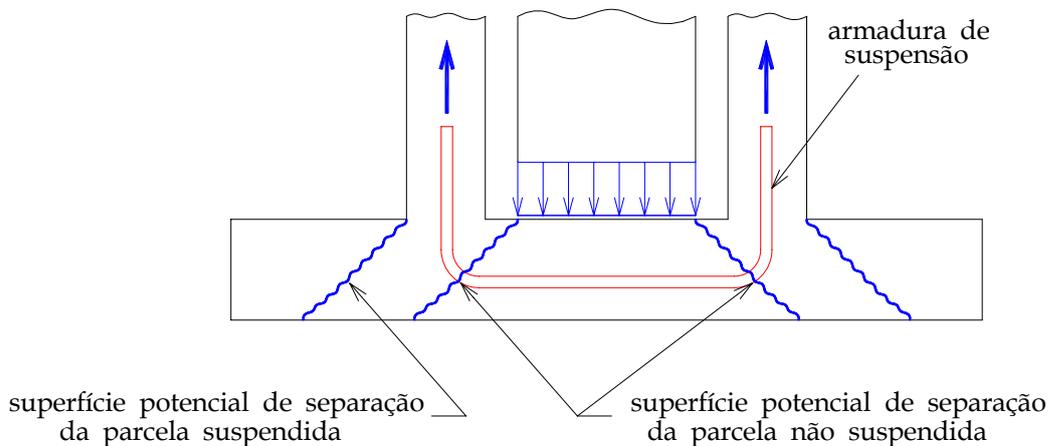


Figura 2.16: Punção na base e armadura de suspensão no cálice com paredes lisas - EL DEBS(2000) - adaptada de CANHA(2004)

## 2.3 Modelo de projeto de WILLERT & KESSER (1983)

Outro modelo de projeto presente na literatura técnica é o proposto por WILLERT & KESSER (1983). Esse modelo teórico foi apresentado com o objetivo de verificar a transmissão de esforços na ligação com interface lisa entre o pilar e o colarinho. No entanto, como o modelo considera o atrito na interface através do coeficiente  $\mu$ , este pode ser ajustado, proporcionando o uso também para o caso de interface pilar-colarinho rugosa. Os autores sugerem o valor de  $2/3$  para o coeficiente de atrito no caso de interface lisa. A

Figura 2.17 ilustra o mecanismo de transferência de esforços na ligação. As forças de atrito são consideradas apenas quando atuarem forças verticais simultaneamente, isto é, as forças de atrito são mobilizadas apenas no caso do pilar trabalhar à flexo-compressão. Todavia, o deslocamento da reação normal  $N_{bf,d}$  em relação ao centro do pilar é desprezado.

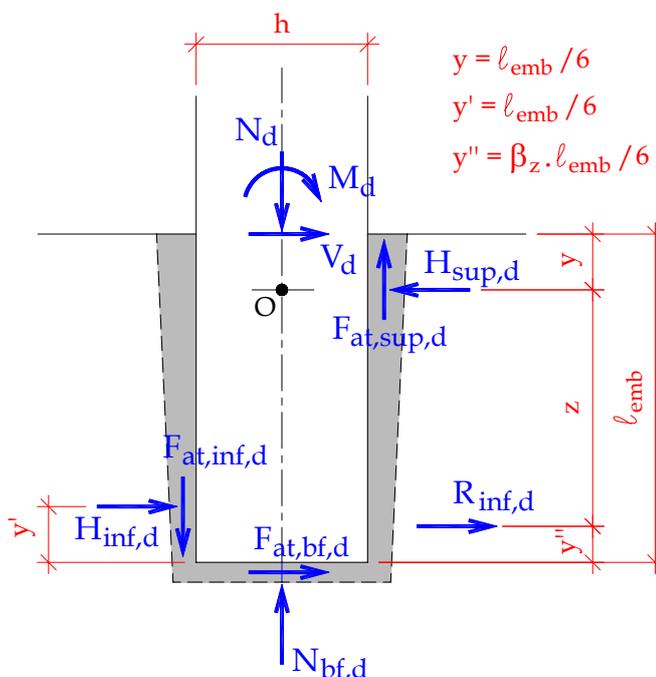


Figura 2.17: Mecanismo de transmissão de forças no cálice com interface lisa - WILLERT & KESSER(1983) - adaptada de CANHA(2004)

Os autores sugerem que o valor do comprimento de embutimento esteja contido no intervalo dado pela seguinte relação:

$$1,5h \leq l_{emb} \leq 3,0h \quad (2.16)$$

Apesar de não estar explícito, os valores extremos de  $l_{emb}$  parecem ser indicados para cálice liso com pequena e grande excentricidade, respectivamente, pois são próximos dos valores de LEONHARDT & MÖNNIG (1977). A formulação do modelo parte das seguintes condições de equilíbrio:

Equilíbrio das forças verticais:

$$N_{bf,d} - F_{at,inf,d} + F_{at,sup,d} - N_d = 0 \quad (2.17)$$

Equilíbrio de forças horizontais:

$$H_{\text{sup},d} - H_{\text{inf},d} - F_{\text{at},\text{bf},d} - V_d = 0 \quad (2.18)$$

Equilíbrio de momentos em relação ao ponto O:

$$\frac{5.F_{\text{at},\text{bf},d}.\ell_{\text{emb}}}{6} + \frac{2.H_{\text{inf},d}.\ell_{\text{emb}}}{3} + \frac{h}{2}.(F_{\text{at},\text{sup},d} + F_{\text{at},\text{inf},d}) - M_d - \frac{V_d.\ell_{\text{emb}}}{6} = 0 \quad (2.19)$$

Acrescentam-se as seguintes equações complementares:

$$R_{\text{inf},d} = H_{\text{inf},d} + F_{\text{at},\text{bf},d} \quad (2.20)$$

$$F_{\text{at},\text{sup},d} = \mu.R_{\text{inf},d} \quad (2.21)$$

$$F_{\text{at},\text{inf},d} = \mu.H_{\text{inf},d} \quad (2.22)$$

$$F_{\text{at},\text{bf},d} \leq \mu.N_{\text{bf},d} \quad (2.23)$$

$$N_{\text{bf},d} \geq 0 \quad (2.24)$$

O braço de alavanca  $z$  é calculado a partir da excentricidade da carga  $e/h$ , através do fator que considera a variação desse,  $\beta_z$ , que pode ser representado com excelente aproximação pela função exponencial da expressão 2.25:

$$\beta_z = 1 - \exp\left(-\frac{2e}{3h}\right) \quad (2.25)$$

com

$$0 < \beta_z \leq 1$$

- Para o caso de pequena excentricidade( $e/h < 1/6$ )

$$\beta_z \approx 0$$

$$z \approx \frac{5.\ell_{\text{emb}}}{6}$$

- Para o caso de média excentricidade( $e/h \approx 1$ )

$$\beta_z \approx 0,5$$

$$z \approx \frac{3 \cdot \ell_{emb}}{4}$$

- Para o caso de grande excentricidade ( $e/h > 6$ )

$$\beta_z \approx 1$$

$$z \approx \frac{2 \cdot \ell_{emb}}{3}$$

com:

$$\frac{e}{h} = \frac{M_O}{N_d \cdot h} = \frac{6 \cdot M_d + V_d \cdot \ell_{emb}}{6 \cdot N_d \cdot h} \quad (2.26)$$

A distância do ponto de aplicação da força  $R_{inf,d}$  à base da fundação é dada por:

$$y'' = \beta_z \cdot \frac{\ell_{emb}}{6} \quad (2.27)$$

Escrevendo  $z$  em função de  $\ell_{emb}$  e  $\beta_z$  ficamos com:

$$z = \frac{\ell_{emb}}{6} \cdot (5 - \beta_z) \quad (2.28)$$

As seguintes considerações foram levadas em conta para a determinação do braço de alavanca  $z$  :

- Em se tratando de flexão composta com pequena excentricidade, isto é, quando a força normal predomina em relação ao momento fletor, a força de atrito na base,  $F_{at,bf,d}$ , assume um valor alto. Em contrapartida, a força horizontal  $H_{inf,d}$  que atua na parede transversal 2 é pequena.
- No caso de flexão composta com grande excentricidade, ou seja, quando há predominância do momento fletor em relação à força normal, a resultante horizontal na parede transversal 2,  $H_{inf,d}$ , aumenta. Todavia, a força de atrito na base da fundação,  $F_{at,bf,d}$ , torna-se pequena.

Combinando as expressões acima com as Equações de equilíbrio (2.17 a 2.19) obtemos a força resultante horizontal na base do pilar. Desta forma temos:

$$R_{\text{inf},d} = \frac{6.M_d + V_d.\ell_{emb}}{\ell_{emb}.(5 - \beta_z) + 3.\mu.h.(1 + \beta_z)} \quad (2.29)$$

As demais reações são obtidas a partir das seguintes equações:

$$H_{\text{sup},d} = R_{\text{inf},d} + V_d \quad (2.30)$$

$$F_{\text{at,sup},d} = \mu.R_{\text{inf},d} \quad (2.31)$$

$$H_{\text{inf},d} = \beta_z.R_{\text{inf},d} \quad (2.32)$$

$$F_{\text{at,inf},d} = \mu.H_{\text{inf},d} = \mu.\beta_z.R_{\text{inf},d} \quad (2.33)$$

$$F_{\text{at,bf},d} = R_{\text{inf},d} - H_{\text{inf},d} = (1 - \beta_z).R_{\text{inf},d} \quad (2.34)$$

$$N_{\text{bf},d} = N_d - F_{\text{at,sup},d} + F_{\text{at,inf},d} = N_d - \mu.(1 - \beta_z).R_{\text{inf},d} \quad (2.35)$$

## 2.4 Modelo e recomendações de projeto apresentados em OLIN *et al.* (1985)

OLIN *et al.*(1985) apresentaram um modelo para a distribuição de forças na ligação, as quais são visualizadas na Figura 2.18. Neste modelo proposto são considerados a força de atrito mobilizada devido a atuação da força  $H_{\text{sup},d}$  e o valor da excentricidade  $e_{nb}$  da reação normal  $N_{\text{bf},d}$  em relação ao centro do pilar. Essa excentricidade depende da magnitude da força atuante e das dimensões do colarinho. Essas considerações contribuem para o aumento da capacidade da ligação do cálice. Para o caso usual de ligação rígida, os autores sugerem a adoção do valor  $h/6$  para essa excentricidade. A força de atrito atuante na extremidade inferior do pilar não é levada em consideração, pois acredita-se que essa força não se desenvolve totalmente nesta região.

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao ponto A, chegamos ao seguinte valor para a força  $H_{\text{sup},d}$  :

$$H_{\text{sup},d} = \frac{M_d - 0,17.h.N_d + 0,9.\ell_{emb}.V_d}{0,8.\ell_{emb} + 0,33.\mu.h} \quad (2.36)$$

Os autores propõem a adoção de um comprimento de embutimento não inferior a  $1,3h$ , onde  $h$  assume o valor da maior dimensão da seção transversal do pilar. Quando do dimensionamento da ligação, os autores consideram as duas situações limites para a conformação superficial da interface; lisa e rugosa.

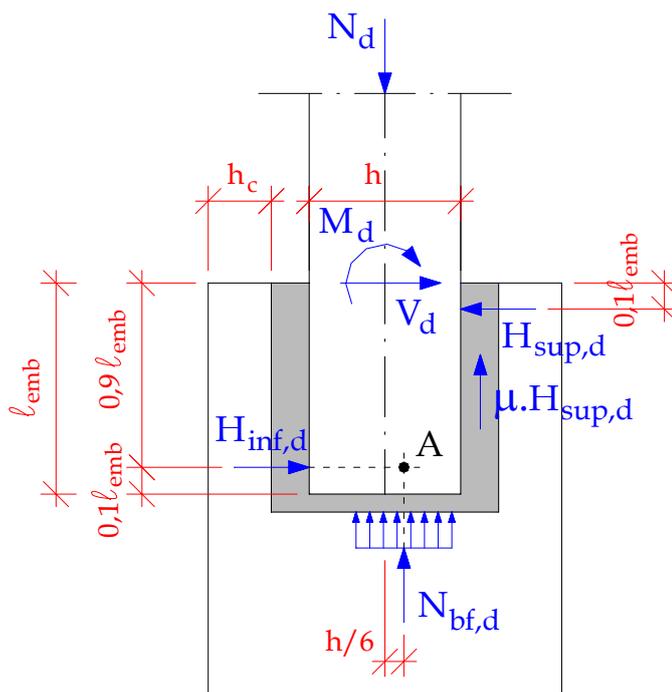


Figura 2.18: Forças atuando na ligação do pilar com a fundação pelo cálice - OLIN et al(1985) - adaptada de CANHA(2004)

No caso de interface lisa ( $\mu = 0,6$ ) fazendo as devidas substituições chegamos ao seguinte valor para a força  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = 1,14 \cdot \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,03 \cdot V_d - 0,15 \cdot N_d \quad (2.37)$$

Fazendo o equilíbrio das forças horizontais, chegamos à seguinte expressão para o valor de  $H_{inf,d}$ :

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - V_d \quad (2.38)$$

As forças de adesão e atrito existentes na superfície entre o pilar e o concreto de preenchimento provocam o aparecimento de tensões de cisalhamento nesta interface. Como a intensidade da força de atrito depende da magnitude da força externa de compressão, esse atrito é levado em conta quando da adoção do coeficiente  $\mu$ , que dependerá da qualidade dessa superfície.

Nas paredes longitudinais do cálice, as tensões de cisalhamento são oriundas apenas da adesão entre a superfície do pilar e do cálice, pois neste caso não atuam forças horizontais perpendiculares à referida superfície. A direção e a magnitude dessas

tensões de aderência podem ser determinadas em função do deslocamento do pilar, e estas são decompostas segundo as direções vertical e horizontal. Como em OLIN *et al.* (1985) é mencionada esta última tensão com a ocorrência de deslizamento, torna-se mais conveniente denominá-la de tensão de aderência.

A Figura 2.19 ilustra a distribuição das tensões horizontais de aderência e a força resultante desta,  $F_{bu,x}$ . como boa aproximação poderia adotar-se  $F_{bu,x}$  igual a  $H_{sup,d}$ , já que a diferença na posição dessas duas forças não influencia expressivamente o projeto da ligação. De acordo com os autores, As tensões distribuídas ao longo da parede do colarinho exigem praticamente a mesma armadura quando se considera a força concentrada  $H_{sup,d}$ .

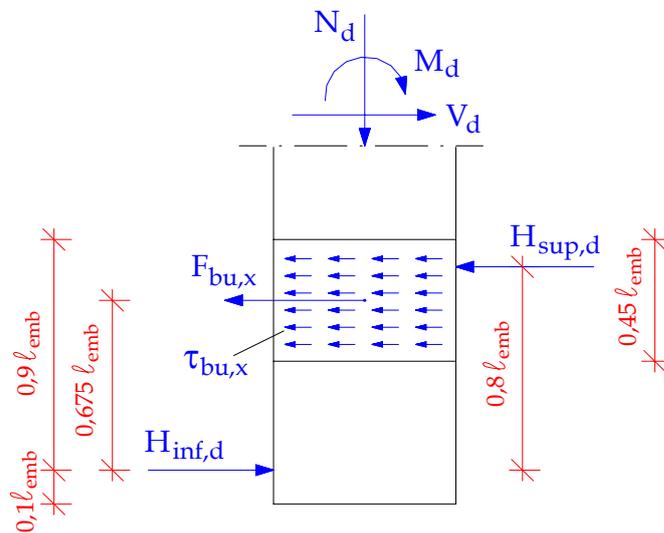


Figura 2.19: Tensões horizontais de aderência nas superfícies laterais do pilar - OLIN *et al.*(1985) - adaptada de CANHA(2004)

Existem incertezas quanto a determinação da direção e intensidade da resultante oriunda da distribuição das tensões verticais de aderência. Assim, essa determinação é baseada nas hipóteses de que no Estado Limite Último o valor do escorregamento é grande, e que portanto a ligação apresenta comportamento dúctil. A partir dessas considerações, a força provocada pela tensão vertical de aderência pode ser determinada conforme a Figura 2.20:

$$F_{bu,y} = 0,5 \cdot \tau_{bu,y} \cdot \ell_{emb} \cdot h \quad (2.39)$$

Em se tratando de interface rugosa ( $\mu = 0,6$ ), levando-se em consideração a tensão vertical de aderência da Expressão 2.39 e tomando o somatório de momentos em relação ao ponto A da Figura 2.18 obtém-se a seguinte equação para o cálculo de  $H_{sup,d}$ :

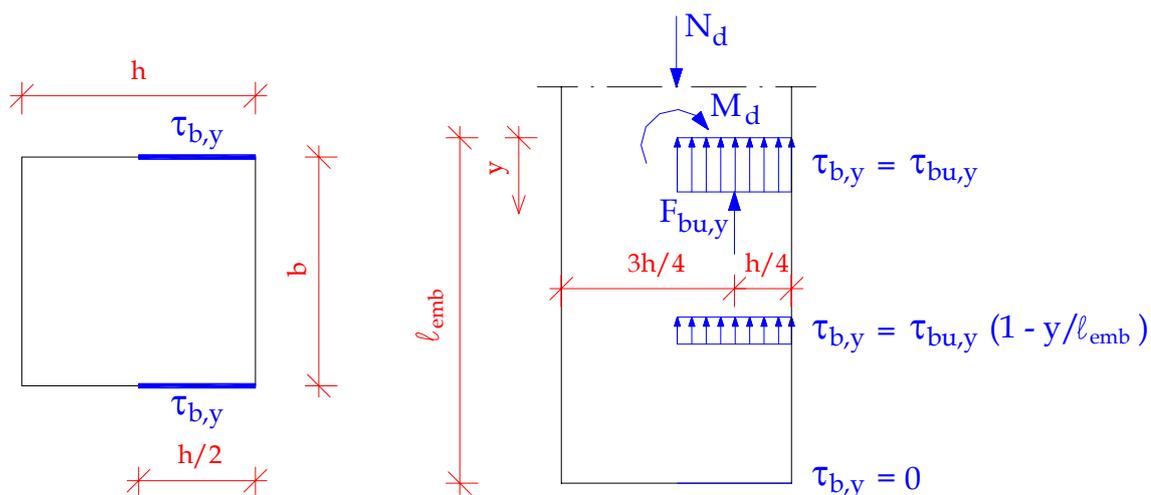


Figura 2.20: Tensões verticais de aderência nas superfícies laterais do pilar no E.L.U. - OLIN *et al.*(1985) - adaptada de CANHA(2004)

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - 0,17.h.N_d + 0,9.\ell_{emb}.V_d - 0,083.h.F_{bu,y}}{0,8.\ell_{emb} + 0,33.\mu.h} \quad (2.40)$$

Substituindo o valor do coeficiente de atrito ( $\mu = 0,6$ ), bem como o comprimento de embutimento por  $1,3h$ , resulta a seguinte expressão para o cálculo de  $H_{sup,d}$  :

$$H_{sup,d} = 1,05.\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,95.V_d - 0,13.N_d - 0,06.F_{bu,y} \quad (2.41)$$

De acordo com o RUNKO-BES-TUTKIMUS<sup>1</sup> *apud* Olin *et al.* (1985) a tensão última de aderência é determinada em função da resistência à tração do concreto de preenchimento da junta de acordo com a Equação 2.42:

$$\tau_{bu,y} = \tau_{bu} = 0,3.f_{ctd} \quad (2.42)$$

Substituindo esse valor na Equação 2.39 temos o valor da resultante vertical de aderência  $F_{bu,y}$  em função de  $f_{ctd}$ . Então vem:

$$F_{bu,y} = 0,15.f_{ctd}.\ell_{emb}.h \quad (2.43)$$

Devido a grande concentração de tensões provocada pela força normal atuante, deve ser prevista uma armadura de fendilhamento, no caso de interface rugosa, de maneira

<sup>1</sup>Runko-BES-tutkimus. Helsinki 1983, Suomen Betoniteollisuuden Keskusjärjestö, Julkaisut 1 - 7. 188p.

a evitar esse tipo de ruína da ligação, bem como não prejudicar a aderência da ligação. Os autores recomendam a adoção de uma armadura em forma de estribos ao longo da altura do colarinho, com uma área mínima dada pela Equação 2.44 :

$$A_{s,dist} = 0,17.h.s.\frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \quad (2.44)$$

onde:

$h$ : altura da seção transversal do pilar;

$s$ : espaçamento entre estribos;

$f_{ctk}$ : resistência característica do concreto à tração;

$f_{yk}$ : resistência característica ao escoamento do aço.

De maneira similar ao apresentado no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG (1977), o cálculo da armadura para suportar  $H_{sup,d}$  é feito de acordo com a Equação 2.45:

$$A_{s,h\sup} = \frac{H_{sup,d}}{2.f_{yd}} \quad (2.45)$$

A armadura a ser disposta na região inferior do colarinho pode ser calculada utilizando a Equação 2.46 :

$$A_{s,h\inf} = \frac{H_{inf,d} - \mu.N_{bf,d}}{2.f_{yd}} \quad (2.46)$$

sendo  $H_{inf,d}$  dado pela Equação 2.38 e  $N_{bf,d}$  dado pela equação 2.47 :

$$N_{bf,d} = N_d - \mu.H_{sup,d} - F_{bu,y} \quad (2.47)$$

Quando a força de atrito na base da fundação  $\mu.N_{bf,d}$  é superior à resultante de compressão inferior  $H_{inf,d}$ , a região inferior do colarinho prescindirá a armadura  $A_{s,hinf}$ . Do exposto, conclui-se que este modelo é indicado nos casos onde a excentricidade seja grande o suficiente para mobilizar uma reação  $H_{inf,d}$  ainda que atue a força de atrito na extremidade inferior do pilar.

A armadura vertical do cálice deve ser calculada para a transferência total do momento na ligação colarinho-base da fundação, ou seja, como se a ligação fosse monolítica.

Na Figura 2.21 é ilustrado o esquema das armaduras do colarinho.



na base devido, respectivamente, às pressões de contato nas laterais e na base do pilar. Todavia, como não foi considerada a força de atrito na base do pilar  $\mu \cdot N_{bf,d}$ , a resultante de pressões superior  $H_{sup,d}$  assume o mesmo valor da resultante inferior  $H_{inf,d}$  e, conseqüentemente, as forças de atrito verticais assumem o mesmo valor  $\mu \cdot H_{sup,d}$ .

As resultantes  $H_{sup,d}$  e  $H_{inf,d}$  formam um binário cujo braço de alavanca  $z$  é adotado como sendo o maior valor dentre os calculados mediante uso das Equações 2.48 e 2.49:

$$z = (\ell_{emb} - 0,1\ell_{emb})/2 = 0,45\ell_{emb} \quad (2.48)$$

$$z = (\ell_{emb} - c)/2 \quad (2.49)$$

onde:

$c$ : cobrimento da armadura  $A_{s,hp}$  referente ao topo do colarinho.

Fazendo o equilíbrio de momentos em relação ao ponto  $A$  da Figura 2.22a temos:

$$N_d \cdot e - \mu \cdot H_{sup,d} \cdot h - 0,45\ell_{emb} \cdot H_{sup,d} = 0 \quad (2.50)$$

$$H_{sup,d} = \frac{N_d \cdot e}{\mu \cdot h + 0,45\ell_{emb}} < 0,4f'_{cd} \cdot b(0,45\ell_{emb}) \quad (2.51)$$

onde:

$0,4f'_{cd}$ : resistência do concreto de preenchimento medida em corpos de prova cúbicos.

Como comentado em METHA & MONTEIRO (1994), considera-se que a resistência medida em corpos de prova cilíndricos de 15cm x 30cm,  $f_{cd}$ , está contida no intervalo de valores dado pela Equação 2.52:

$$1,10f'_{cd} \leq f_{cd} \leq 1,15f'_{cd} \quad (2.52)$$

Resolvendo para  $e$  a Equação 2.51, chegamos ao valor limite para essa excentricidade, dado pela Equação 2.53:

$$e \leq \frac{0,375f'_{cd} \cdot b \cdot h^2}{N_d} \quad (2.53)$$

## 2.5.2 Modelo de cálculo 2: atuação da força normal excêntrica combinada com a força cortante horizontal

Neste segundo método, além da força normal excêntrica, temos a atuação da força cortante horizontal (Figura 2.22b).

A distribuição de pressões no topo da parede transversal 1, referente à força cortante  $V_d$ , possui como limite o valor da resistência de cálculo à compressão do concreto de preenchimento, que vale  $0,4f'_{cd}$ , bem como atua na faixa de distribuição referente a largura do pilar. A altura desta distribuição de pressões é dada pela Equação 2.54:

$$\ell_v = \frac{V_d}{0,4f'_{cd} \cdot b} \quad (2.54)$$

Deve ser observado que o valor de  $\ell_v$  é contado a partir de  $0,1\ell_{emb}$ , sendo este tomado a partir do topo da parede do colarinho.

Com o objetivo de determinar a faixa de influência referente à força  $H_{sup,d}$ , é feito o equilíbrio de momentos em relação ao ponto  $A$  da Figura 2.22b. Então vem:

$$N_d \cdot e + V_d \cdot (0,1\ell_{emb} + 0,5\ell_v) = (\mu \cdot 0,4f'_{cd} \cdot b \cdot h \cdot \ell_h) + [0,4f'_{cd} \cdot b \cdot \ell_h (0,9\ell_{emb} - \ell_v - \ell_h)] \quad (2.55)$$

Portanto o valor de  $\ell_h$  é obtido mediante a resolução da Equação 2.56:

$$\ell_h^2 - (\mu \cdot h + 0,9\ell_{emb} - \ell_v) \cdot \ell_h + \frac{M_d + V_d \cdot (0,1\ell_{emb} + 0,5\ell_v)}{0,4f'_{cd} \cdot b} = 0 \quad (2.56)$$

Por fim, a resultante de pressões superior pode ser calculada fazendo-se uso da Equação 2.57:

$$H_{sup,d} = 0,4f'_{cd} \cdot b \cdot \ell_h \quad (2.57)$$

Vale salientar que deve ser adotado o maior valor entre  $0,1\ell_{emb}$  e o cobrimento do colarinho, para o início da contagem de  $\ell_v$ . Como o efeito da força cortante já foi considerado para o cálculo de  $\ell_v$ , a força de atrito vertical só é considerada no comprimento  $\ell_h$ , pois ela é mobilizada apenas quando ocorre flexão.

As tensões nas interfaces opostas não devem se sobrepor, então:

$$\ell_v + 2\ell_h < 0,9.(0,9\ell_{emb}) \quad (2.58)$$

Com o objetivo de resistir à força horizontal total na região superior da ligação  $((V_d + H_{sup,d})/2)$  mais metade da força lateral devido à inclinação do encaixe de  $N_d.tg5^\circ$ , deve ser dimensionada uma armadura superior em volta do pilar de acordo com a Equação 2.59. essa armadura deve ser distribuída na metade superior do comprimento de embutimento.

$$A_{s,h\ sup} = \frac{[0,4f'_{cd}.b.(l_v + l_h) + N_d.tg5^\circ]/2}{0,87f_{yk}} \quad (2.59)$$

ELLIOTT(1996) sugere a adoção do valor de  $1,5.h$  para o comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$ . Para o coeficiente de atrito,  $\mu$ , o autor recomenda o valor de 0,7 no caso de interface lisa.

## 2.6 Modelo de projeto de OSANAI *et al.*(1996)

No modelo proposto por OSANAI *et al.*(1996), o qual é ajustado a estruturas sob ações sísmicas, considera-se a excentricidade da reação normal na base do pilar e as forças de atrito mobilizadas na interface pilar-colarinho.

Apresenta-se na Figura 2.23 o equilíbrio das forças atuantes na ligação.

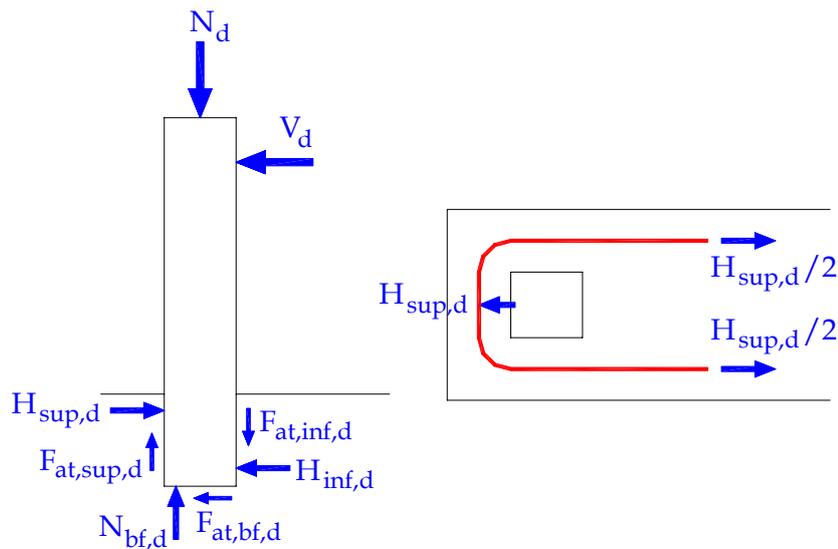


Figura 2.23: Equilíbrio de forças na ligação - OSANAI *et al.*(1996) adaptada de CANHA(2004)

Para melhor compreensão da dedução das equações de equilíbrio, o modelo total

(Figura 2.23) foi subdividido em dois outros: o modelo 1, no qual as cargas são resistidas pelas forças de reação horizontal e axial, e o modelo 2, cujas cargas são resistidas pelas forças de reação horizontal e forças de atrito. Essa subdivisão é apresentada na figura 2.24.

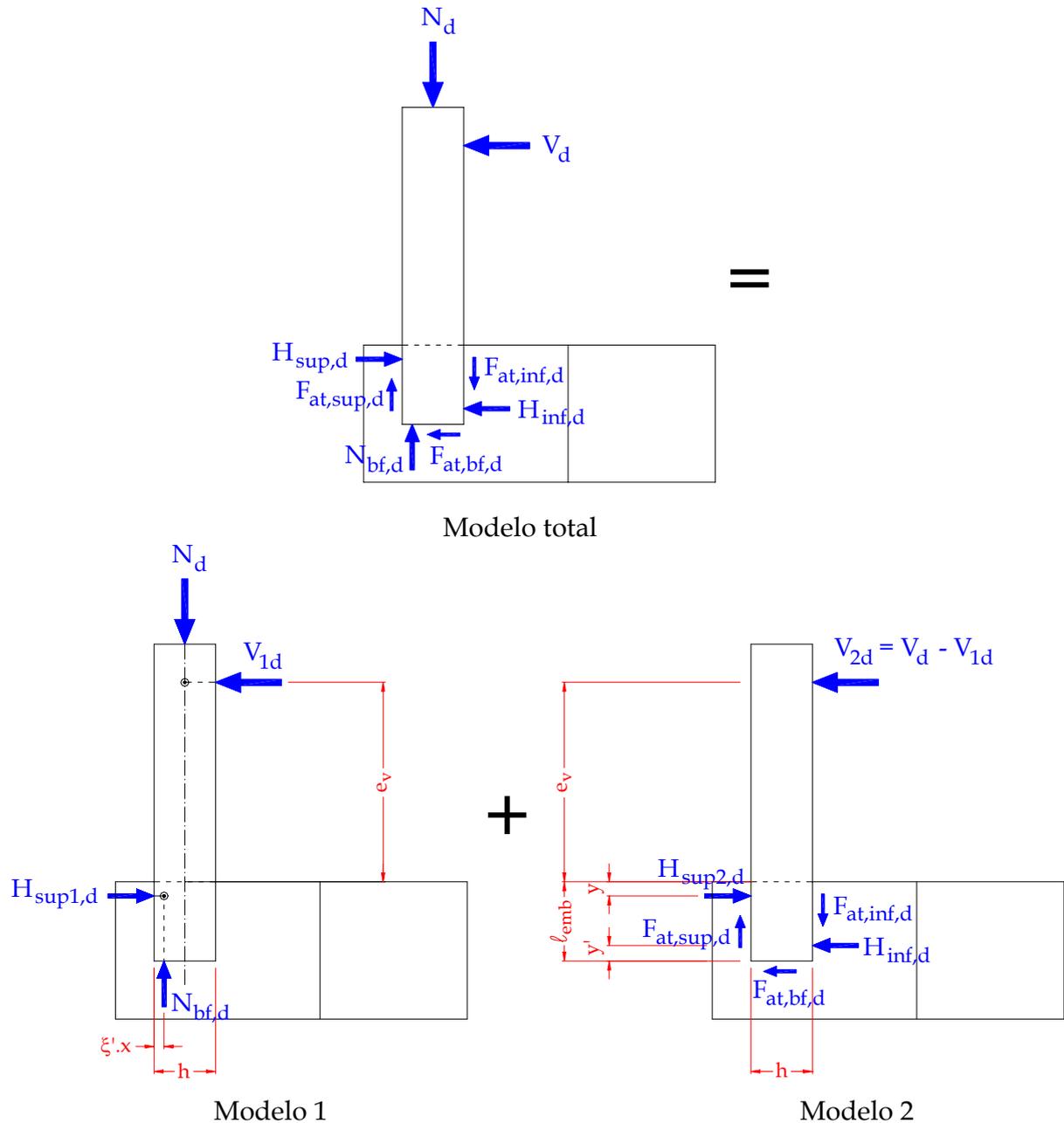


Figura 2.24: Modelo teórico - OSANAI *et al.*(1996) adaptada de CANHA(2004)

As seguintes hipóteses foram consideradas quando da formulação das equações de equilíbrio:

- Despreza-se a resistência à tração do concreto da fundação;

- Apenas a armadura principal da fundação é considerada para resistir aos esforços de tração, sendo as armaduras auxiliares desconsideradas;
- As forças de atrito mobilizadas na interface pilar-colarinho são consideradas;
- A reação vertical atua na face inferior do pilar.

No tocante ao cálculo da posição da resultante de compressão do concreto  $\xi'.x$ , considera-se a hipótese de que as seções planas permanecem planas após a deformação da peça. A Figura 2.25 apresenta a distribuição de tensões em uma seção transversal de um pilar submetido à flexo-compressão e as respectivas resultantes.

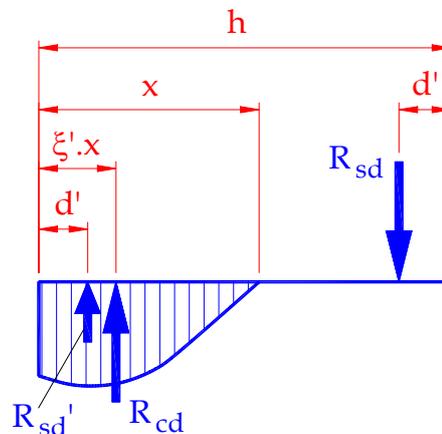


Figura 2.25: Distribuição de tensões na seção do pilar - OSANAI *et al.*(1996) - adaptada de CANHA(2004)

onde:

$R_{cd}$ : força de compressão do concreto devido à força normal do pilar e o momento atuante na seção do pilar;

$R'_{sd}$ : força de compressão da armadura do pilar devido à força normal do pilar e o momento atuante na seção do pilar;

$h$ : altura da seção transversal do pilar;

$d'$ : distância da fibra extrema tracionada e comprimida ao centróide da armadura de tração e compressão, respectivamente;

$R_{sd}$ : força de tração na armadura do pilar devido à força normal do pilar e o momento atuante na seção do pilar;

$x$ : distância da fibra extrema de compressão à linha neutra;

$\xi'.x$ : distância da fibra extrema de compressão ao ponto de atuação de  $R_{cd}$ .

Dessa forma, a força  $V_{1d}$  e a reação horizontal  $H_{sup1,d}$  do modelo 1, são calculadas mediante uso da Expressão 2.60:

$$H_{sup1,d} = V_{1d} = \frac{M_{1d}}{e_v + y} \cong \frac{M_{1d}}{e_v} = \left( \frac{h}{2} - \xi' \cdot x \right) \cdot \frac{N_d}{e_v} \quad (2.60)$$

onde  $N_d = N_{bf,d}$  e  $y$  é desprezível, se comparado com  $e_v$ .

Com o objetivo de determinar as outras reações, apresenta-se na Figura 2.26 a distribuição de tensões na região de embutimento do pilar, de acordo com o modelo 2.

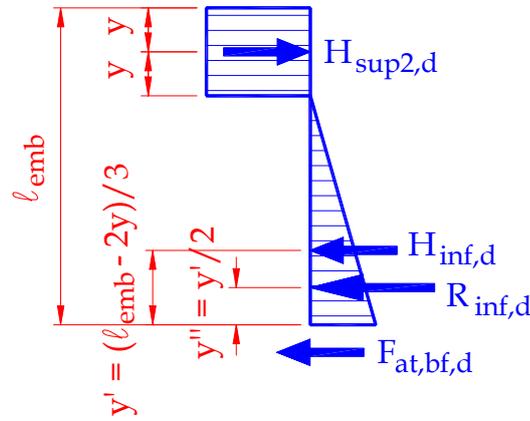


Figura 2.26: Distribuição de tensões na região de embutimento do pilar do modelo 2 - OSANAI et al.(1996) - adaptada de CANHA(2004)

- Equilíbrio de momentos:

$$V_{2d} \cdot (\ell_{emb} + e_v) + R_{inf,d} \cdot y'' - H_{sup2,d} \cdot (\ell_{emb} - y) - F_{at,sup,d} \cdot h = 0 \quad (2.61)$$

- Equilíbrio de forças verticais:

$$F_{at,sup,d} = F_{at,inf,d} \quad (2.62)$$

- Equilíbrio de forças horizontais:

$$H_{sup2,d} = V_{2d} + R_{inf,d} \quad (2.63)$$

As forças de atrito na interface pilar-colarinho são definidas por:

$$F_{at,sup,d} = \mu_{sup} \cdot H_{sup2,d} \quad (2.64)$$

$$F_{at,inf,d} = \mu_{inf} \cdot H_{inf,d} \quad (2.65)$$

Combinando as Equações 2.61 a 2.65 e somando com a Equação 2.60, a reação  $H_{sup,d}$  transmitida para a armadura da fundação, pode ser calculada a partir da Equação 2.66:

$$H_{sup,d} = H_{sup1,d} + H_{sup2,d} \quad (2.66)$$

A equação final para o cálculo de  $H_{sup,d}$  é formulada a partir da consideração da excentricidade da reação normal na base do pilar em relação ao seu centro de gravidade  $e_{nb} = 0,5\ell_{emb} - \xi'.x$ . Então vem:

$$H_{sup,d} = \frac{\frac{e_{nb}}{e_v} \cdot (\mu \cdot h - e_v - y) \cdot N_d + \left( \frac{5\ell_{emb}}{6} + \frac{y}{3} + e_v \right) \cdot V_d}{\frac{5\ell_{emb}}{6} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h} \quad (2.67)$$

A Equação 2.67 só pode ser usada para o cálice sob força normal centrada e cortante. Com o objetivo de comparar os resultados com os outros modelos de projeto, CANHA(2004) adaptou esta equação de maneira a considerar a atuação combinada entre força normal, momento fletor e força cortante. Então a Equação 2.67 pode ser escrita como:

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - \left[ e_{nb} - \frac{\mu^2(0,5h+e_{nb})}{1+\mu^2} \right] \cdot N_d + \left[ \frac{5\ell_{emb}}{6} + \frac{y}{3} + \frac{\mu(0,5h+e_{nb})}{1+\mu^2} \right] \cdot V_d}{\frac{5\ell_{emb}}{6} - \frac{2y}{3} + \mu \cdot h} \quad (2.68)$$

Segundo o AIJ, <sup>2</sup> são desprezadas as forças de atrito  $F_{at,sup,d}$ ,  $F_{at,inf,d}$  e  $F_{at,bf,d}$ , bem como a reação vertical  $N_{bf,d}$  deslocada.

A Figura 2.27a apresenta o esquema de transmissão de forças na ligação. Através do equilíbrio de momentos em relação ao centro do pilar, obtém-se a Equação 2.69 para o cálculo da resultante  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = \frac{M_d + V_d \cdot (0,5\ell_{emb} - y')}{\ell_{emb} - y - y'} \quad (2.69)$$

A resultante  $H_{inf,d}$  pode ser determinada segundo a Equação 2.71:

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - V_d \quad (2.70)$$

<sup>2</sup>AIJ (1990). Recommendations for the design and fabrication of tubular structures in steel. Architectural Institute of Japan. p.237-42.

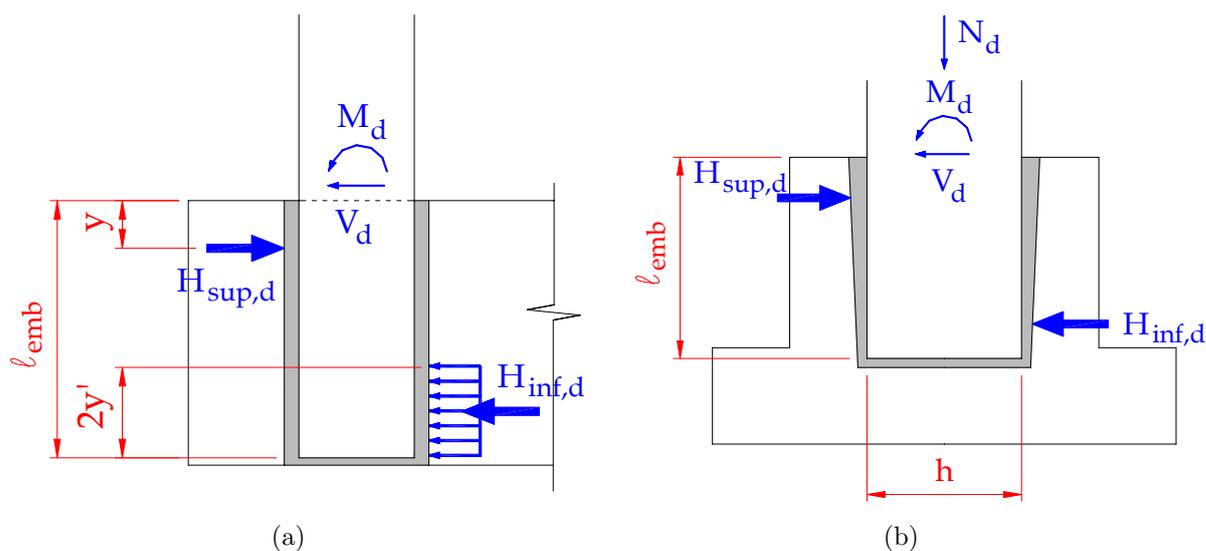


Figura 2.27: Transferência de forças: (a) AIJ; (b) DIN1045 - adaptada de CANHA(2004)

O momento provocado pela força cortante não foi considerado quando da formulação da Equação 2.69, pois o termo  $(0,5\ell_{emb} - y')$  substitui  $(\ell_{emb} - y')$ .

A DIN1045<sup>3</sup> considera a reação  $H_{sup,d}$  (Figura 2.27b) segundo as duas situações extremas de conformação superficial da interface: lisa e rugosa.

- Superfície lisa:

$$H_{sup,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_d}{\ell_{emb}} + \frac{5}{4} \cdot V_d \quad (2.71)$$

- Superfície rugosa:

$$H_{sup,d} = \frac{6}{5} \cdot \frac{M_d}{\ell_{emb}} + \frac{6}{5} \cdot V_d \quad (2.72)$$

Com o objetivo de validar o modelo proposto, os autores realizaram uma investigação experimental em modelos com as duas situações de conformação superficial da interface: lisa e rugosa. O comprimento de embutimento também sofreu variações, assumindo os seguintes valores:  $\ell_{emb} = h(50cm)$ ;  $\ell_{emb} = 1,25h(62,5cm)$  e  $\ell_{emb} = 1,5h(75cm)$ . Na Figura 2.28 é apresentado o detalhamento dos modelos ensaiados.

Os gráficos da Figura 2.29 apresentam a comparação entre os resultados obtidos na investigação experimental, com as previsões teóricas do modelo proposto pelos autores.

A partir da comparação das previsões teóricas com os resultados experimentais, os autores chegaram a algumas importantes conclusões:

<sup>3</sup>DIN 1045 (1972). Cálculo e execução de obras de concreto armado.

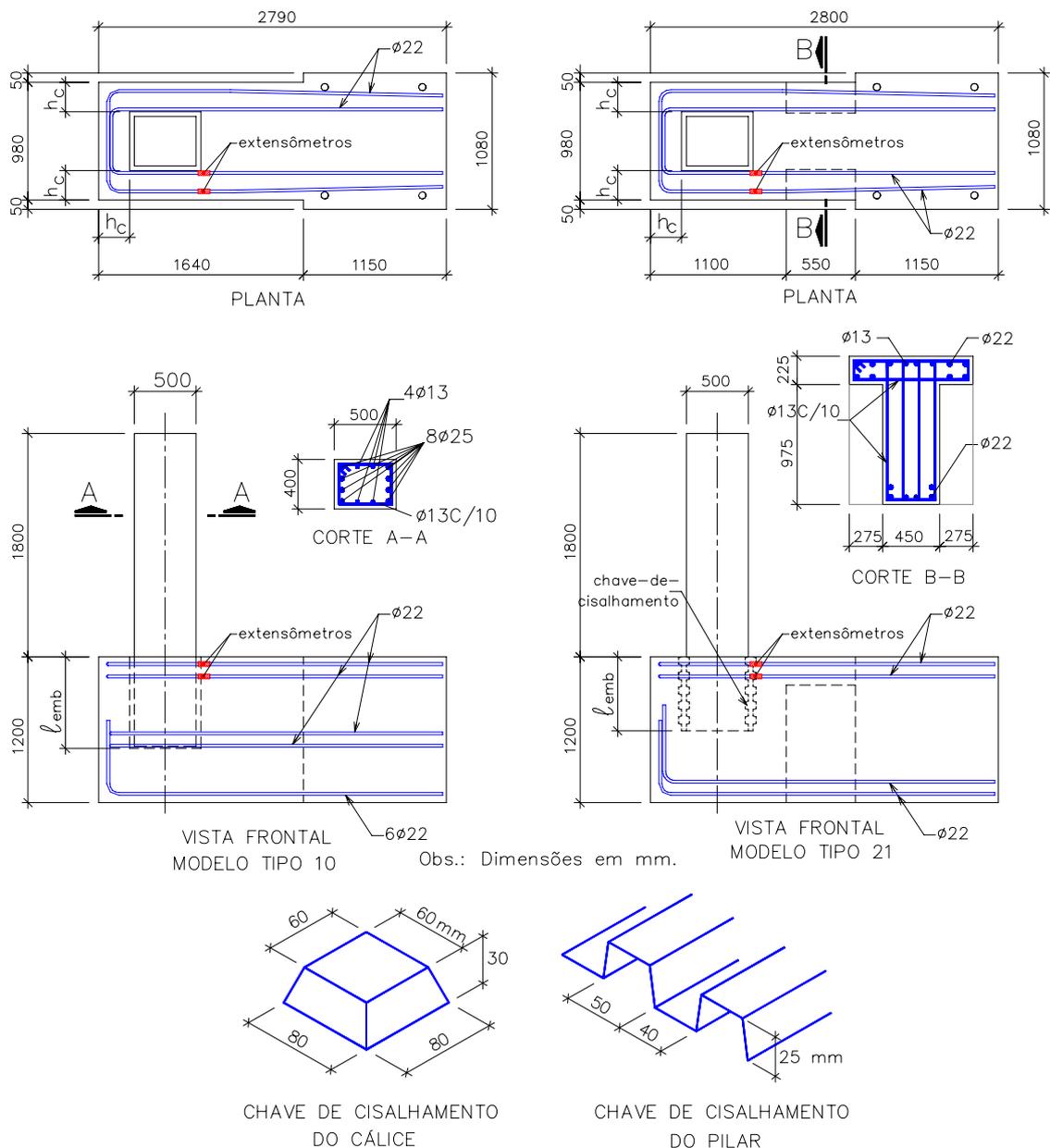


Figura 2.28: Detalhamento dos modelos ensaiados por OSANAI *et al.*(1996) - adaptada de CANHA(2004)

- Se o comprimento de embutimento  $\ell_{emb}$  for maior ou igual a  $1,5h$ , se comporta como rígida, mesmo sem presença de chaves de cisalhamento (interface lisa);
- A utilização de chaves de cisalhamento melhora a capacidade de transmissão de esforços da ligação. As ligações com comprimento de embutimento maior ou igual a  $h$  com interface rugosa apresentam resultados semelhantes àquelas com comprimento igual a  $1,5h$  e interface lisa, podendo alcançar a resistência limite do pilar.
- Quando o comprimento de embutimento é menor que  $1,25h$  em ligações com interface lisa, estas não apresentam rigidez suficiente, embora o pilar possa atingir sua resistência

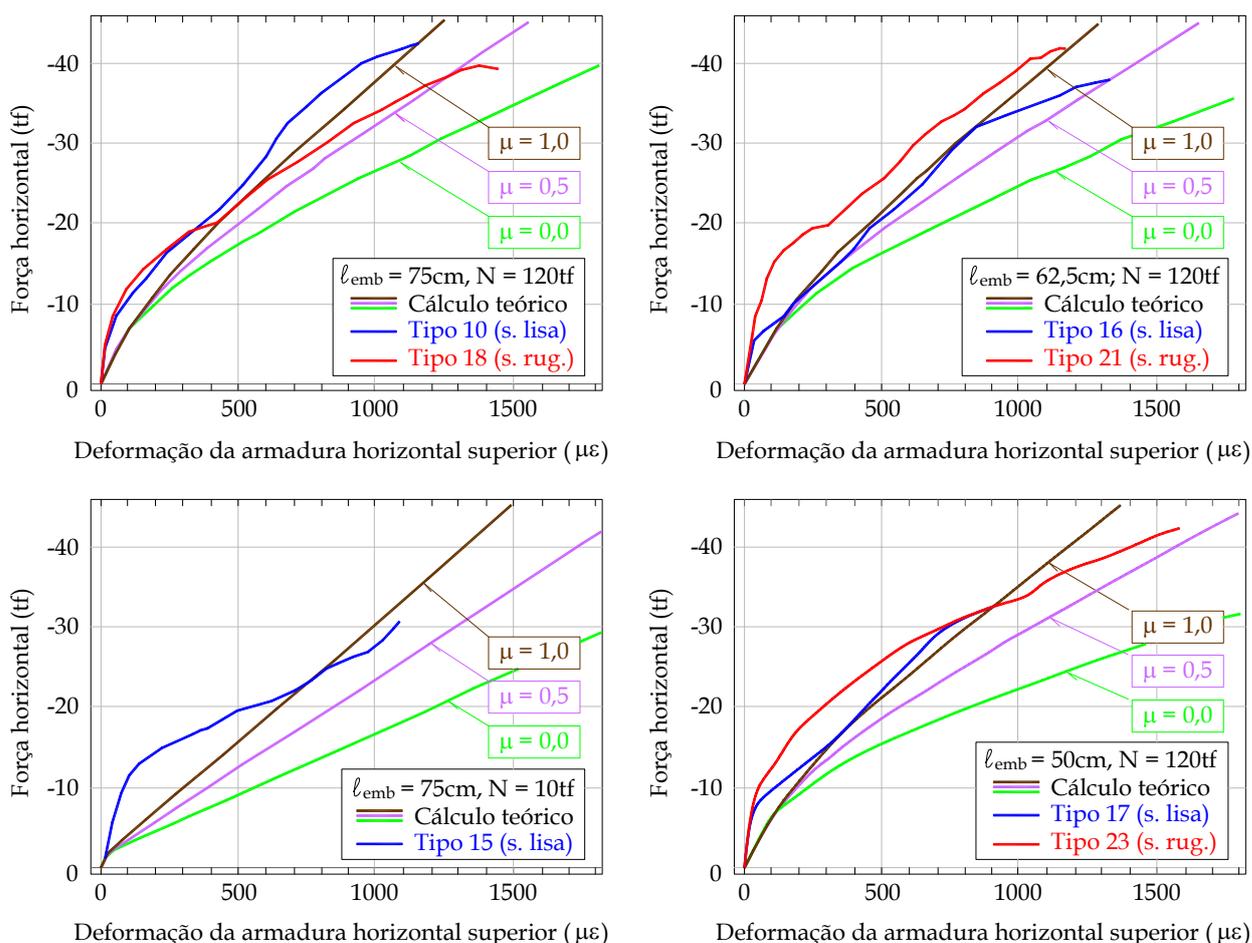


Figura 2.29: Resultados teóricos e experimentais: curva força horizontal versus deformação na armadura horizontal superior do cálice - OSANAI *et al.*(1996) - adaptada de CANHA(2004)

limite para grandes flechas.

- São recomendados os seguintes coeficientes de atrito a serem adotados quando do projeto da ligação:  $\mu = 1,0$  para  $\ell_{emb} \geq 1,5h$  com interface lisa, ou  $\ell_{emb} \geq 1,25h$  com interface rugosa;  $\mu = 1,5$  para  $\ell_{emb} = h$  com interface rugosa;
- A perda de rigidez pode ser retardada em ligações com interface rugosa;
- As previsões teóricas adotando-se o modelo proposto forneceram resultados mais próximos dos valores experimentais, em relação aos modelos de cálculo nas normas DIN 1045 e AIJ. As curvas carga *versus* deformação da armadura do cálice ficaram próximas aos valores experimentais, quando se utilizou coeficientes de atrito iguais a 0,5 e 1,0.

## 2.7 Modelo de projeto proposto por CANHA (2004)

No programa experimental realizado pela autora, foram ensaiados 5 protótipos em escala 1:1, submetidos à flexão reta com grande excentricidade. Destes, 3 possuíam interface pilar-colarinho lisa, e 2 possuíam interface pilar-colarinho rugosa. Em dois protótipos com interface pilar-colarinho lisa, procurou-se retirar a adesão aplicando desmoldante nas faces externas do pilar e internas do colarinho. Essa precaução visa obter uma condição mais desfavorável para a ligação, sendo esta a condição para o dimensionamento. Nos protótipos com interface rugosa procurou-se, também, retirar a adesão entre o concreto da junta e dos demais elementos constituintes da ligação (pilar e colarinho), usando desmoldante. Nestes protótipos também variou-se a configuração das chaves de cisalhamento.

Foi proposto um modelo de cálculo para o cálice liso, considerando o atrito na interface pilar-colarinho. O cálculo das paredes longitudinais é realizado considerando-as como consolos.

Para o dimensionamento da ligação com interface rugosa foi proposto um modelo para o cálculo das armaduras verticais considerando a transmissão total de esforços, ou seja, a ligação é tratada como monolítica. Em relação às paredes longitudinais, também é adotada a teoria de consolos para o dimensionamento das mesmas.

A autora indica as recomendações encontradas em LEONHARDT & MÖNNIG(1977) e NBR9062/85, quanto às dimensões geométricas do cálice, a saber:

- O comprimento de embutimento recomendado pela NBR-9062/85 (1985) conforme a tabela 2.1;
- A espessura da parede do colarinho  $h_c$  de no mínimo 10 cm e maior ou igual a um terço da menor distância interna entre as paredes do colarinho ( $b_{int}$  ou  $h_{int}$ );
- A espessura da junta  $h_j$  de no mínimo 5 cm e que possibilite a entrada do vibrador, no caso de concreto de granulometria fina confeccionado no local. Para graute autoadensável, essa espessura pode ser reduzida, devendo-se analisar a trabalhabilidade da mistura;
- As dimensões da base da fundação conforme o tipo de fundação adotado. No caso de sapata, recomenda-se uma altura mínima de 20 cm, podendo-se reduzi-la com a utilização de armadura de suspensão e a verificação da punção na base.

Em relação ao dimensionamento das paredes do cálice, a figura 2.30 apresenta o esquema de forças adotado:

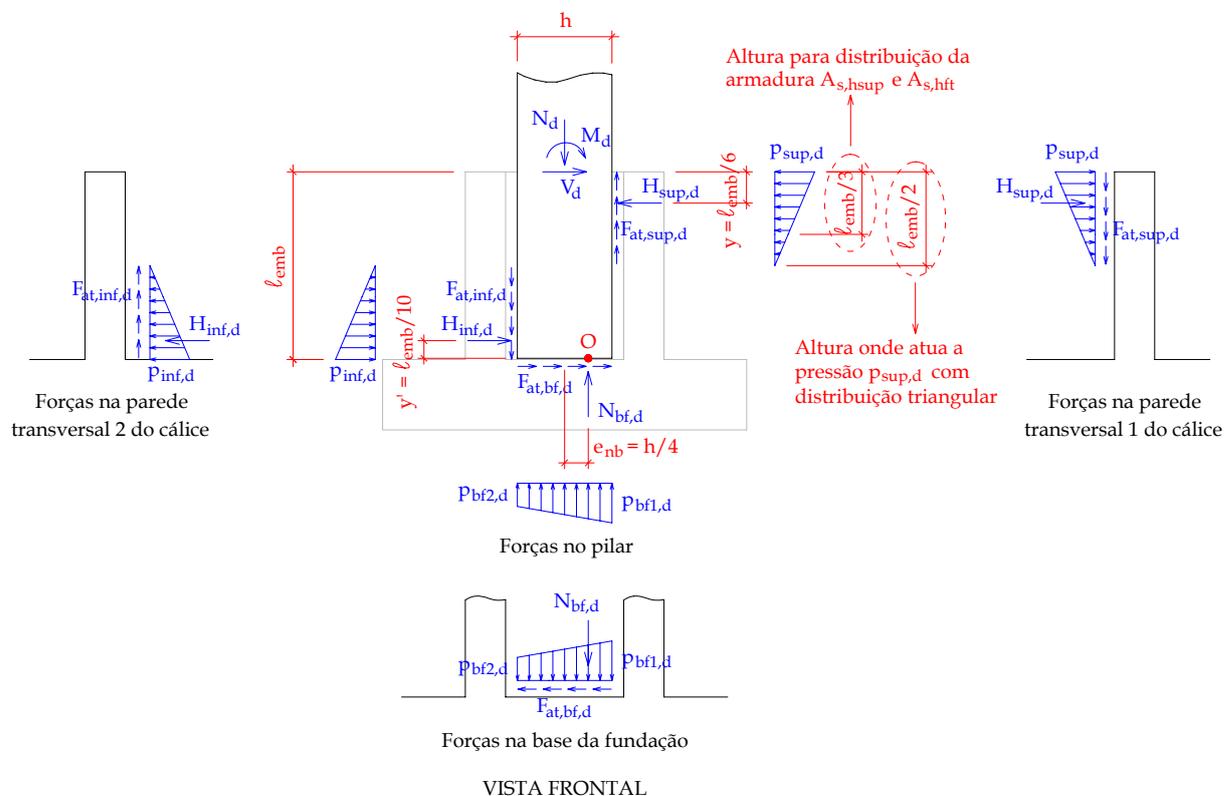


Figura 2.30: Esquema de forças atuantes do modelo de projeto proposto para cálice com interface lisa - CANHA(2004)

As forças de atrito superior, inferior e na base da fundação são definidas pela multiplicação do coeficiente de atrito pela força normal correspondente conforme as equações abaixo:

$$F_{at,sup,d} = \mu \cdot H_{sup,d} \quad (2.73)$$

$$F_{at,inf,d} = \mu \cdot H_{inf,d} \quad (2.74)$$

$$F_{at,bf,d} = \mu \cdot N_{bf,d} \quad (2.75)$$

Das condições de equilíbrio, resultam as seguintes equações:

Equilíbrio de forças verticais:

$$N_d - N_{bf,d} - F_{at,sup,d} + F_{at,inf,d} = 0 \quad (2.76)$$

Equilíbrio de forças horizontais:

$$V_d + F_{at,bf,d} - H_{sup,d} + H_{inf,d} = 0 \quad (2.77)$$

Equilíbrio de momentos no ponto O:

$$M_d - N_d \cdot e_{nb} + V_d \cdot \ell_{emb} - H_{sup,d} \cdot (\ell_{emb} - y) + H_{inf,d} \cdot y' - F_{at,sup,d} \cdot (0, 5h - e_{nb}) + \\ - F_{at,inf,d} \cdot (0, 5h + e_{nb}) = 0 \quad (2.78)$$

Combinando-se as Equações 2.76 e 2.77 e substituindo-se os valores das Equações 2.73 a 2.75, têm-se, respectivamente, para  $F_{at,bf,d}$  e  $H_{inf,d}$ :

$$F_{at,bf,d} = \frac{\mu \cdot N_d - \mu^2 \cdot V_d}{1 + \mu^2} \quad (2.79)$$

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - \frac{\mu \cdot N_d + V_d}{1 + \mu^2} \quad (2.80)$$

Os valores de  $H_{inf,d}$ ,  $F_{at,sup,d}$  e  $F_{at,inf,d}$  são então substituídos na Equação 2.78, o que resulta na Expressão 2.81 para o cálculo de  $H_{sup,d}$ .

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - N_d \cdot \left( e_{nb} + \frac{\mu \cdot y' - \mu^2 (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right) + V_d \left( \ell_{emb} - \frac{y' - \mu \cdot (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{\ell_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \quad (2.81)$$

No caso das ligações ensaiadas em que a força cortante horizontal  $V_d$  é nula e  $M_d = N_d \cdot e$ , tem-se a seguinte equação para  $H_{sup,d}$ :

$$H_{sup,d} = \frac{N_d \cdot \left( e - e_{nb} - \frac{\mu \cdot y' - \mu^2 (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{\ell_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \quad (2.82)$$

De maneira a calibrar a equação acima com a força última experimental, variou-se os parâmetros  $e_{nb}$ ,  $y'$  e  $y$ . Utilizou-se o coeficiente  $\mu=0,6$ , usual para interface lisa. Podem ser adotados os parâmetros  $e_{nb}=h/4$ ,  $y=\ell_{emb}/6$  e  $y'=\ell_{emb}/10$ .

Segundo CANHA (2004), como a posição  $e_{nb}$  da força de compressão  $R_{cb}$  resultante do dimensionamento do pilar para o limite entre os domínios de deformação 3 e 4 fica em torno de  $h / 4$ , recomenda-se usar esse valor para  $e_{nb}$ .

Em relação ao valor recomendado para  $y$ , a autora considera que as tensões de compressão na parede transversal 1 sejam distribuídas triangularmente, pois adotando-se uma distribuição parabólica, os resultados teóricos diferem dos obtidos experimentalmente. Desta forma, apesar da armadura horizontal principal ser distribuída no terço superior desta parede, onde ocorre a maior concentração de tensões, deve ser adotado o valor de  $y = \ell_{emb}/6$  para este coeficiente.

Em relação ao valor de  $y'$ , apesar da força de compressão  $H_{inf,d}$  ser absorvida diretamente pela base da fundação, recomenda-se usar o valor de  $y' = \ell_{emb}/10$ , de maneira a abranger o intervalo de flexo-tração como um todo.

este modelo de cálculo deve ser aplicado nos casos de grande excentricidade, onde a predominância do momento fletor sobre a força normal tende a mobilizar a força de atrito  $F_{at,bf,d}$ , na base da fundação e  $F_{at,inf,d}$  na parede transversal 2, como indicado na Figura 2.30.

Em relação ao dimensionamento da armadura horizontal principal da parede 1, CANHA(2004) apresenta uma sugestão para a distribuição das pressões nesta parede com o objetivo de propor um modelo de cálculo menos conservador para o dimensionamento dessa armadura, modelo este que foi calibrado em função dos resultados obtidos experimentalmente.

Conforme os resultados experimentais, foi observado que a armadura  $A_{s,hft}$  foi submetida a esforços de flexo-tração, pela constatação de fissuras inclinadas na região dos cantos. Também foi observada uma fissura entre a junta e a parede transversal 1, indicando o deslocamento do trecho central e que as pressões são nulas nessa região. Segundo a autora, além dessas pressões, existe a mobilização da força de atrito resultante da pressão de contato do pilar com a junta e a parede do cálice, que não é direcionada para os apoios. Essa força de atrito não é considerada nos cálculos. As Figuras 2.31 e 2.32 apresentam, respectivamente, a distribuição idealizada de tensões juntamente com as forças atuantes na parede transversal 1, e a modelagem do seu comportamento.

Realizando a calibração do modelo com os resultados experimentais das deformações das armaduras dos protótipos, A autora chegou aos seguintes valores:  $H_{sup1,d}/H_{sup,d}=0,35$ ,  $H_{sup2,d}/H_{sup,d}=0,65$  e  $n_1=5$ , indicando que a maior parcela de  $H_{sup,d}$  é direcionada para os apoios. A força de atrito  $F_{at,hft,d}$  não foi considerada nos cálculos e adotou-se  $\theta = 45$  graus.

Analisando o comportamento dos modelos rugosos, CANHA (2004) chegou a conclusão que a resistência se aproxima bastante da capacidade de uma ligação monolítica,

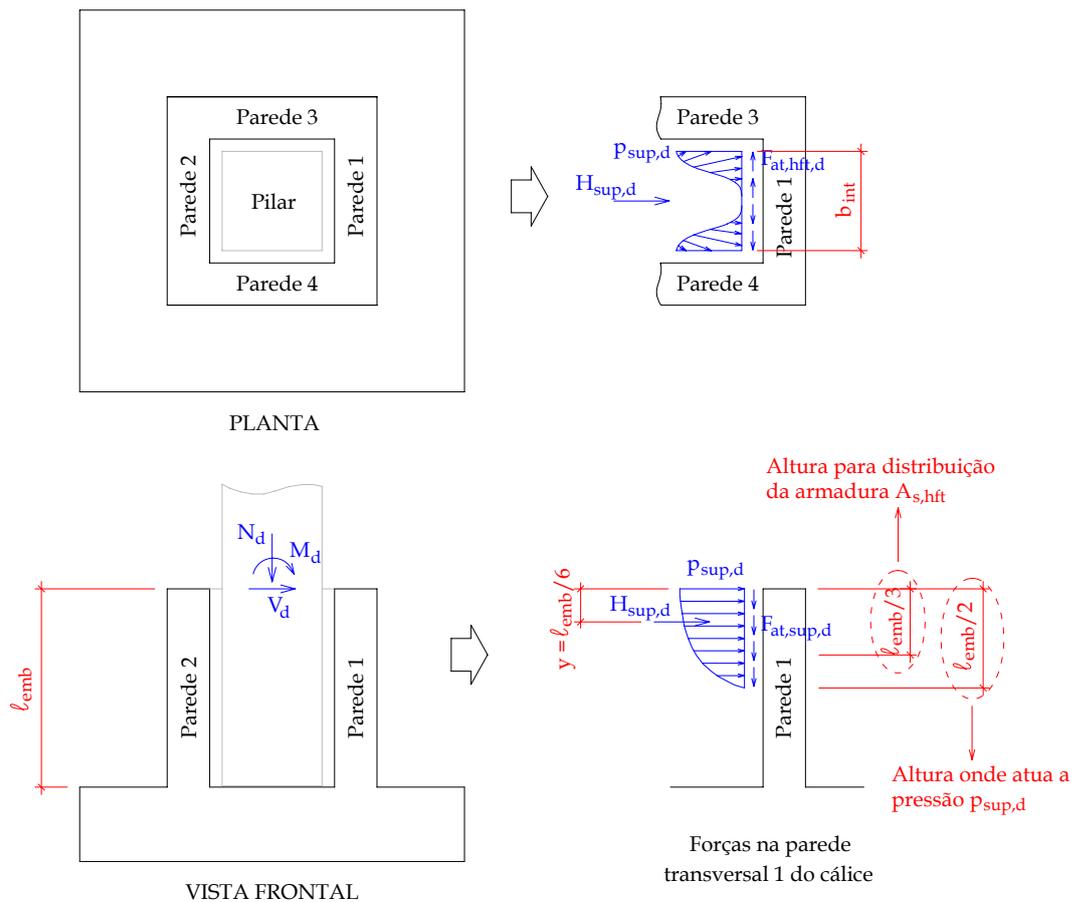


Figura 2.31: Idealização da distribuição de pressões na parede transversal 1 do cálice com interface lisa

e que, para fins de dimensionamento, pode-se considerar a transferência total do momento fletor e força normal oriundos do pilar para a base da fundação. Assim, a capacidade da ligação é determinada para a seção de concreto flexo-comprimida, com área de seção transversal equivalente às dimensões externas do colarinho.

A resultante  $R_{cd}$  é determinada considerando-se o valor da resistência média a compressão  $f_{cm}$  do concreto do cálice e a distribuição de tensões parabólica-retangular. A linha neutra fica situada no domínio  $2a$  e as armaduras comprimidas não são levadas em conta.

De maneira a facilitar os cálculos, e por apresentar resultados próximos aos valores encontrados experimentalmente, sugere-se adotar apenas as armaduras verticais situadas na parede transversal 2 contribuindo para a resistência do cálice, e a distribuição de tensões retangular, como apresentado na Figura 2.33. No entanto, segundo a autora, esse procedimento deve ser utilizado quando a armadura de costura for determinada segundo a NBR9062/85.

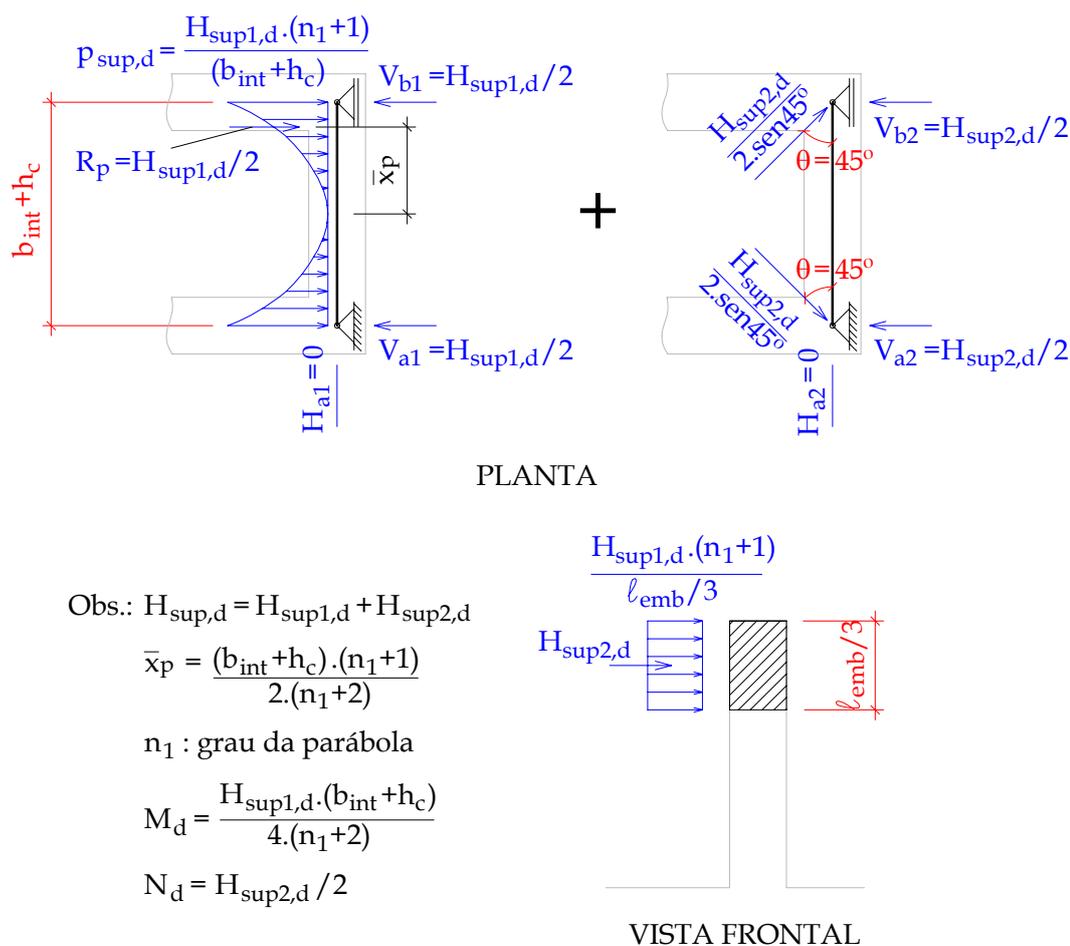


Figura 2.32: Modelagem do comportamento da parede transversal 1 do cálice com interface lisa - CANHA(2004)

Para o dimensionamento das armaduras, são adotados os critérios apresentados a seguir:

Para o cálice com interface lisa, conhecidos as forças externas atuantes no pilar, realiza-se o dimensionamento da armadura  $A_{s,hp}$  para transmitir a força  $H_{sup,d}$  de acordo com a Equação 2.81, adotando-se os parâmetros  $\mu=0,6$ ,  $e_{nb}=h/4$ ,  $y=\ell_{emb}/6$  e  $y'=\ell_{emb}/10$ .

Em relação ao dimensionamento da armadura vertical principal (tirante do consolo)  $A_{s,vp}$  e a resistência à compressão do concreto, devem ser feitos conforme LEONHARDT & MÖNNIG(1977), ou seja, considerando as paredes 3 e 4 como consolos engastados na fundação. No que diz respeito às armaduras horizontais e verticais secundárias,  $A_{s,hs}$  e  $A_{s,vs}$  devem ser calculadas conforme as recomendações da NBR9062/85 para consolos.

Para o dimensionamento das armaduras verticais do cálice rugoso, sugere-se adotar o Modelo 2 da figura 2.33, ou seja, efetuar o cálculo da ligação monolítica pela teoria de flexão, com a contribuição das armaduras verticais principal e secundária, da

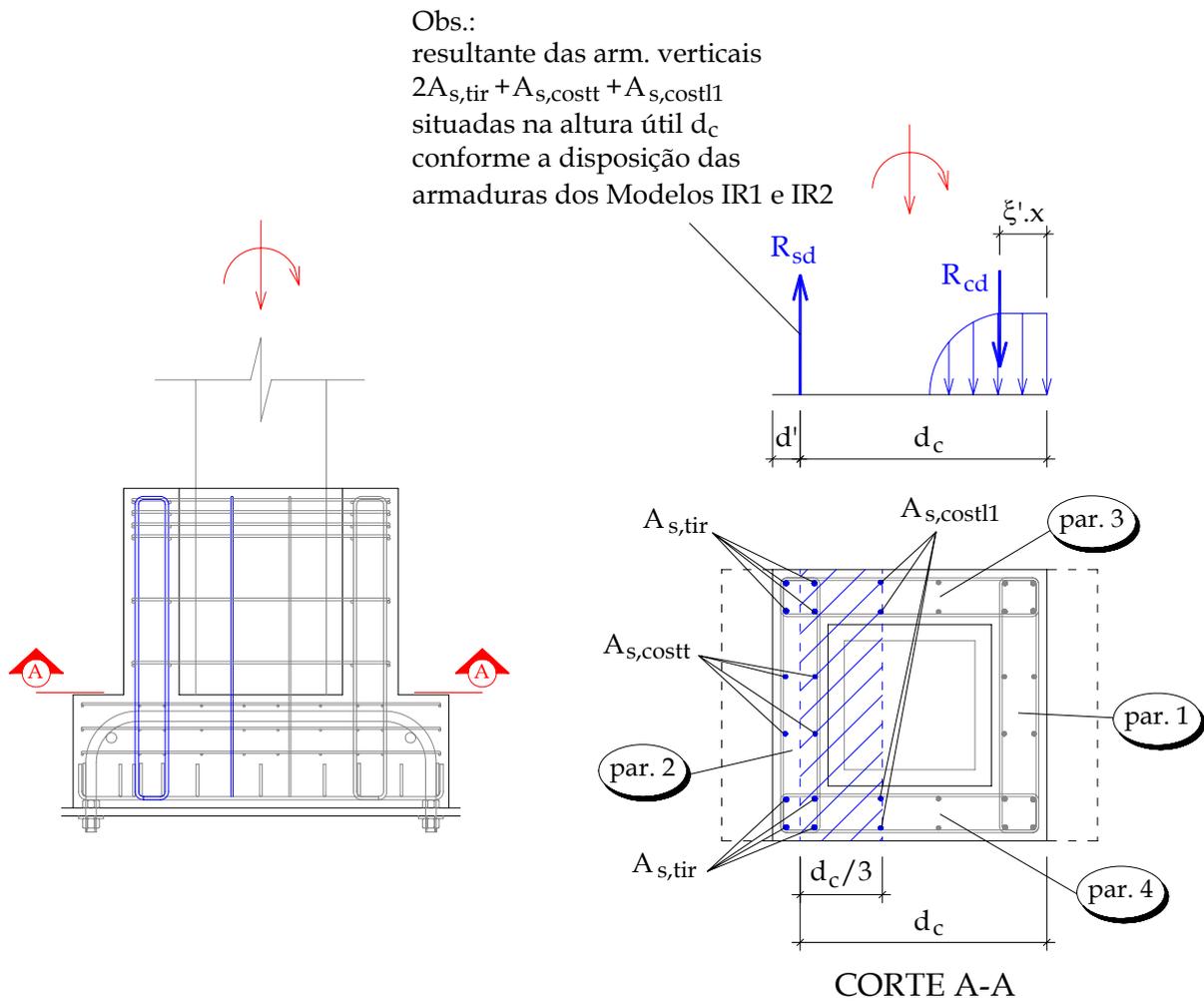


Figura 2.33: Dimensionamento das armaduras verticais para cálice com interface rugosa - CANHA(2004)

parede transversal 2 ( $2A_{s,vp} + A_{s,vs}$ ). Contudo, deve-se adotar para a armadura vertical secundária um percentual da armadura vertical principal conforme o tipo de consolo que a parede longitudinal se classifica segundo as recomendações da NBR9062/85.

---

---

# Investigação experimental

## 3.1 Considerações iniciais

Dando continuidade à pesquisa iniciada por CANHA(2004), utilizou-se para a investigação experimental modelos na escala 1:1. A adoção de modelos nesta escala foi viável devido a existência de uma estrutura de reação previamente dimensionada, na ocasião de serviços externos ao Laboratório de Estruturas da EESC-USP, em ensaios de ligação pilar-fundação com chapa de base.

Posteriormente, ocorreu uma adaptação desta estrutura de reação, com o objetivo de adaptá-la para ligação com cálice de fundação. Essa adaptação foi realizada na ocasião da pesquisa iniciada por CANHA(2004). A Figura 3.1 apresenta o modelo, juntamente com as peças metálicas componentes do esquema de ensaio.

O modelo foi fixado com o uso de chumbadores ao dispositivo metálico de transição, que por sua vez, foi conectado numa base metálica de reação. Na extremidade superior do pilar foi fixada uma viga metálica, com o objetivo de transmitir as solicitações do tipo esforço normal e momento fletor, caracterizando um comportamento à flexão normal composta, para o modelo. Entre a viga metálica e o atuador servo-hidráulico, foram fixadas duas rótulas de maneira a permitir o movimento vertical e horizontal para essa viga. O atuador foi fixado numa base metálica de reação, e quando da sua utilização, ocorria o deslocamento do pistão para baixo, tracionando o conjunto de rótulas e viga, ocorrendo a transmissão dos esforços primeiramente para a viga principal e posteriormente para o modelo. Com isso, tinha-se um dispositivo auto-equilibrado de ensaio.

Numa primeira investigação, realizada por CANHA(2004), foram ensaiados 5 modelos sob flexão normal composta com grande excentricidade, dos quais três possuíam a interface pilar colarinho lisa (IL1, IL2, IL3) e dois com interface rugosa (IR1 IR2) e propriedades geométricas determinados segundo recomendações de LEONHARDT &

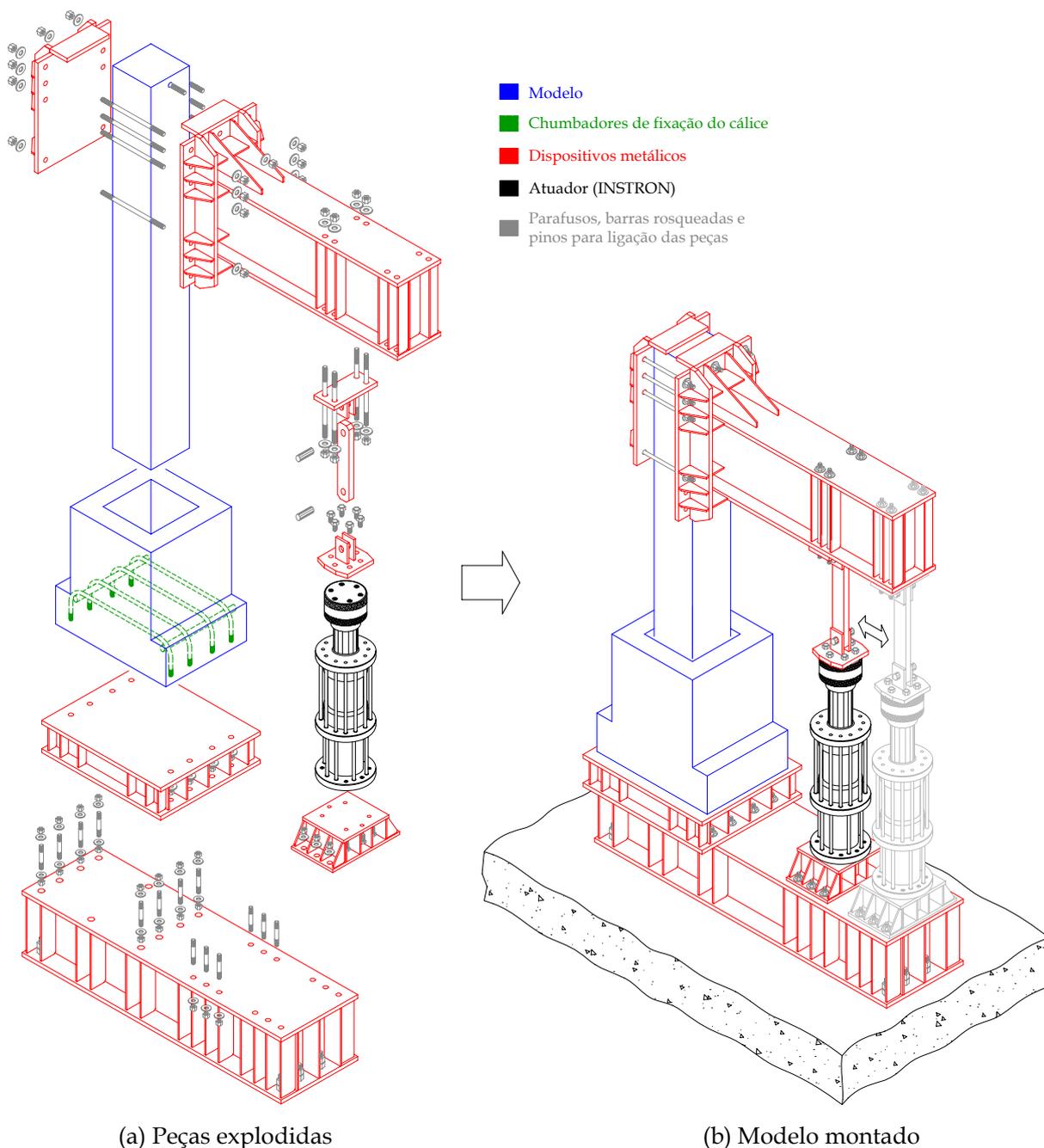


Figura 3.1: Esquema de ensaio dos modelos físicos - CANHA(2004)

MÖNNIG(1977) e NBR 9062(1985). Os comprimentos de embutimento utilizados ( $\ell_{emb} = 2,0h$  para interface lisa e  $\ell_{emb} = 1,6h$  para interface rugosa) são os mínimos recomendados pela NBR 9062(1985).

Posteriormente, em pesquisa realizada por JAGUARIBE JR.(2005), foram ensaiados dois modelos; um com interface pilar-colarinho lisa (IL4) e outro com interface rugosa(IR3). Utilizou-se as mesmas propriedades e esforços da pesquisa anterior, contudo adotou-se comprimentos de embutimento reduzidos ( $\ell_{emb} = 1,6h$  para interface lisa e  $\ell_{emb} = 1,2h$

para interface rugosa).

Com objetivo de dar continuidade a essas pesquisas, resolveu-se neste trabalho ensaiar mais dois modelos; um com interface pilar colarinho lisa (IL5) e outro com interface rugosa (IR4). Apesar dos modelos possuírem as mesmas propriedades e serem submetidos aos mesmos esforços, foram realizadas algumas modificações na geometria, detalhamento e instrumentação.

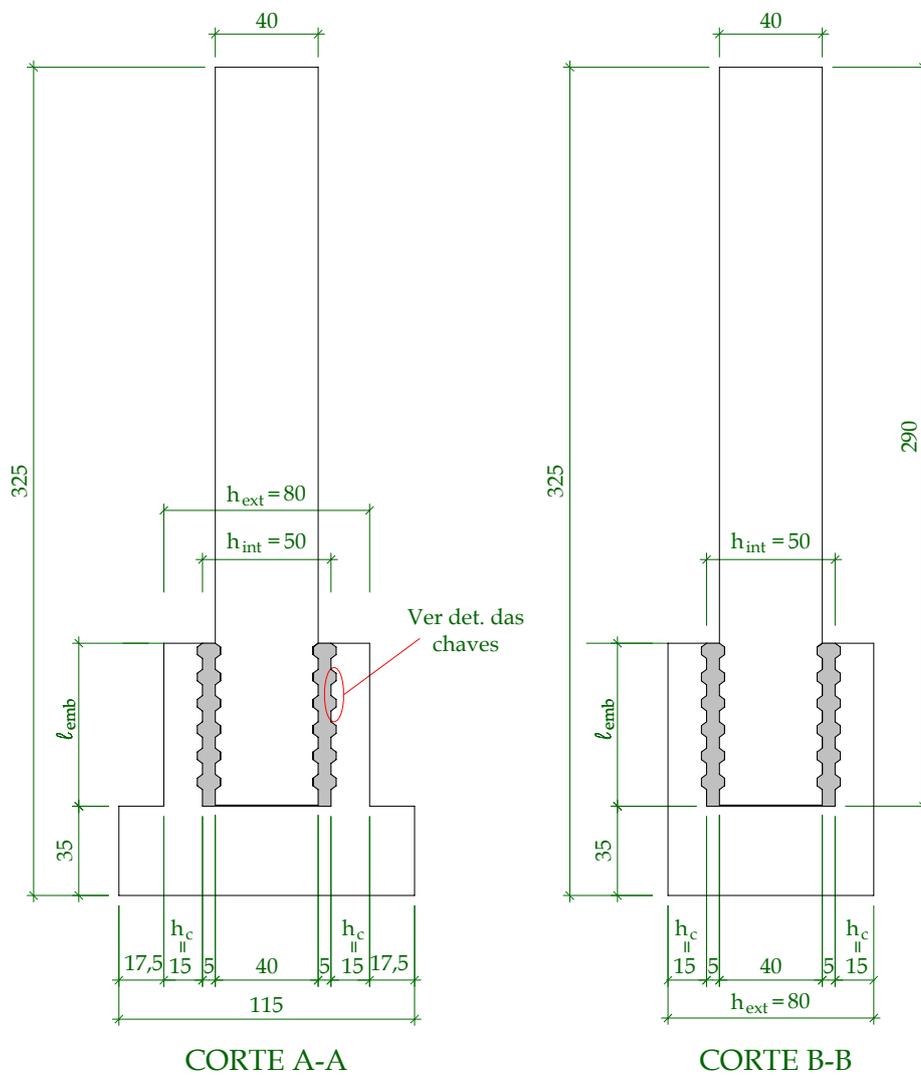
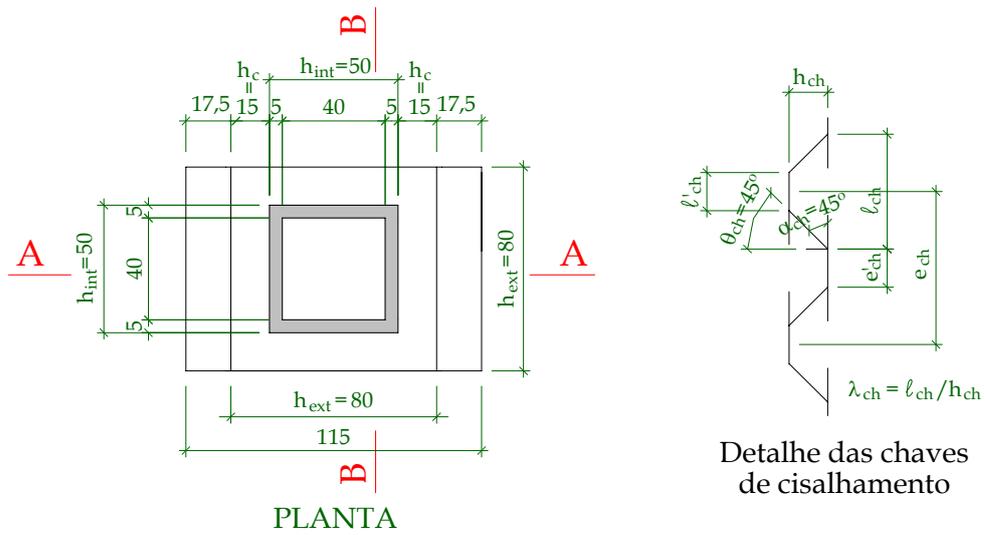
Portanto, como dito anteriormente, optou-se por construir um modelo com interface pilar-colarinho lisa (IL5) e comprimento de embutimento igual a  $2,0h$ , e outro com interface rugosa (IR4) e comprimento de embutimento igual a  $1,6h$ . A mudança em termos de geometria do cálice, deveu-se à redução da espessura da parede do colarinho ( $h_c = h_{int}/3,5 = 15cm$ ) ao contrário do valor mínimo recomendado por LEONHARDT & MÖNNIG(1977) ( $h_c = h_{int}/3 = 17cm$ ). A Tabela 3.1 e a Figura 3.2 apresentam, respectivamente, um resumo das características geométricas e a nomenclatura da geometria dos modelos físicos contemplados, inclusive os ensaiados por CANHA(2004) e JAGUARIBE JR.(2005).

Tabela 3.1: Características geométricas dos modelos ensaiados

Modelo	Interface	$e$ (cm)	$\ell_{emb}$ (cm)	$h_c$ (cm)	$\alpha_{ch}$	$h_{ch}$ (cm)	$\ell_{ch}$ (cm)	$e'_{ch}$ (cm)
IL1	Lisa	185	80	17	-	-	-	-
IL2	Lisa	185	80	17	-	-	-	-
IL3	Lisa	120	80	17	-	-	-	-
IL4	Lisa	120	64	17	-	-	-	-
IL5	Lisa	120	80	15	-	-	-	-
IR1	Rugosa	120	64	17	45°	1	6	4
IR2	Rugosa	120	64	17	45°	1	3	1
IR3	Rugosa	120	48	17	45°	1	6	4
IR4	Rugosa	120	64	15	45°	1	6	4

A geometria dos modelos foi definida a partir de um pilar de seção transversal quadrada, de seção  $40 \times 40$  cm, dimensão mínima usual em edificações que utilizam o sistema pré-moldado na sua concepção estrutural. Como dito anteriormente, os comprimentos de embutimento ( $\ell_{emb}$ ) adotados foram os mínimos recomendados pela NBR 9062(1985);  $2,0h$  para interface lisa e  $1,6h$  para interface rugosa, bem como a espessura da parede do colarinho ( $h_c$ ), foi adotada como sendo  $h_c = h_{int}/3,5 = 15cm$ . O dimensionamento das armaduras do colarinho foi realizado segundo recomendações de LEONHARDT & MÖNNIG(1977) e NBR 9062(1985).

Nos ensaios realizados por CANHA(2004), inicialmente foi utilizada uma excentricidade de força normal igual a  $1,85m(4,6h)$ . Conhecida a capacidade resistente do modelo IL2,



Obs.: dimensões em cm

Figura 3.2: Nomenclatura das dimensões adotadas para os modelos físicos

essa excentricidade foi reduzida para um valor igual a  $1,20m(3,0h)$ , sendo adotada para os outros modelos, e posteriormente por JAGUARIBE JR.(2005) nos seus ensaios. Portanto, adotou-se o valor de  $1,20m$  para esta excentricidade de força normal nos modelos IL5 e IR4.

Em relação à adesão na interface pilar colarinho, resolveu-se retirá-la, com a aplicação de desmoldante na face interna do colarinho e face externa do pilar, na região de embutimento. Esse procedimento é perfeitamente plausível, pois não se garante uma perfeita adesão entre os elementos estruturais no caso de uma situação real de projeto. Portanto, com a retirada da adesão, apenas a parcela do atrito é mobilizada na interface pilar-colarinho.

As dimensões das chaves de cisalhamento do modelo rugoso foram adotadas como sendo as mínimas recomendadas pela NBR 9062(1985) ( $1cm$  a cada  $10cm$  de junta).

## 3.2 Características dos protótipos analisados

A seguir são apresentadas as principais propriedades dos modelos físicos ensaiados, bem como são destacadas as modificações em relação ao detalhamento e instrumentação dos mesmos.

### 3.2.1 Dimensionamento das armaduras - Modelo IL5

O dimensionamento das armaduras do colarinho foi realizado com base no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG(1977), que é o mais utilizado na prática atual de projetos, bem como seguiu-se as recomendações da NBR 9062(1985) e EL DEBS(2000).

Com o objetivo de analisar a ruptura do cálice de fundação, este dimensionamento foi realizado de maneira inversa: Primeiramente foi adotada a armadura vertical principal( $A_{s,vp}$ ). A partir desse valor, foi calculada a armadura vertical secundária( $A_{s,vs}$ ) e posteriormente a armadura horizontal principal ( $A_{s,hp}$ ) para transmitir  $H_{sup,d}$ . As Figuras 3.3 e 3.4 apresentam, respectivamente, o posicionamento e o detalhamento das armaduras para o Modelo IL5.

Em relação ao detalhamento das armaduras, devem ser observadas as seguintes considerações:

- Com o objetivo de analisar o comportamento da região dos vértices das paredes

do colarinho, a armadura vertical secundária foi posicionada próximo a esta região, de maneira que a mesma funcione como armadura vertical principal. A Figura 3.5 apresenta um detalhe, em planta, do espaçamento adotado em relação à armadura vertical principal situada no vértice do colarinho.

- Com o objetivo de facilitar a montagem e instrumentação dos Modelos, utilizou-se o mesmo detalhamento das armaduras horizontais adotado por JAGUARIBE JR.(2005), no qual é disposta uma armadura perimetral externa, complementada por quatro barras internas em forma de  $U$ , por camada. A Figura 3.6 ilustra o detalhe da armadura horizontal adotado para os dois Modelos.

Como o objetivo de analisar a ruptura do colarinho, as armaduras do pilar foram dimensionadas para uma solicitação à flexão normal composta, com grande excentricidade, considerando a máxima capacidade do atuador, e a excentricidade de  $1,85m$ . Portanto adotou-se o mesmo detalhamento e armaduras utilizados por CANHA(2004). A figura 3.7 e 3.8 apresentam, respectivamente, o posicionamento e detalhamento adotados para o pilar do Modelo IL5.

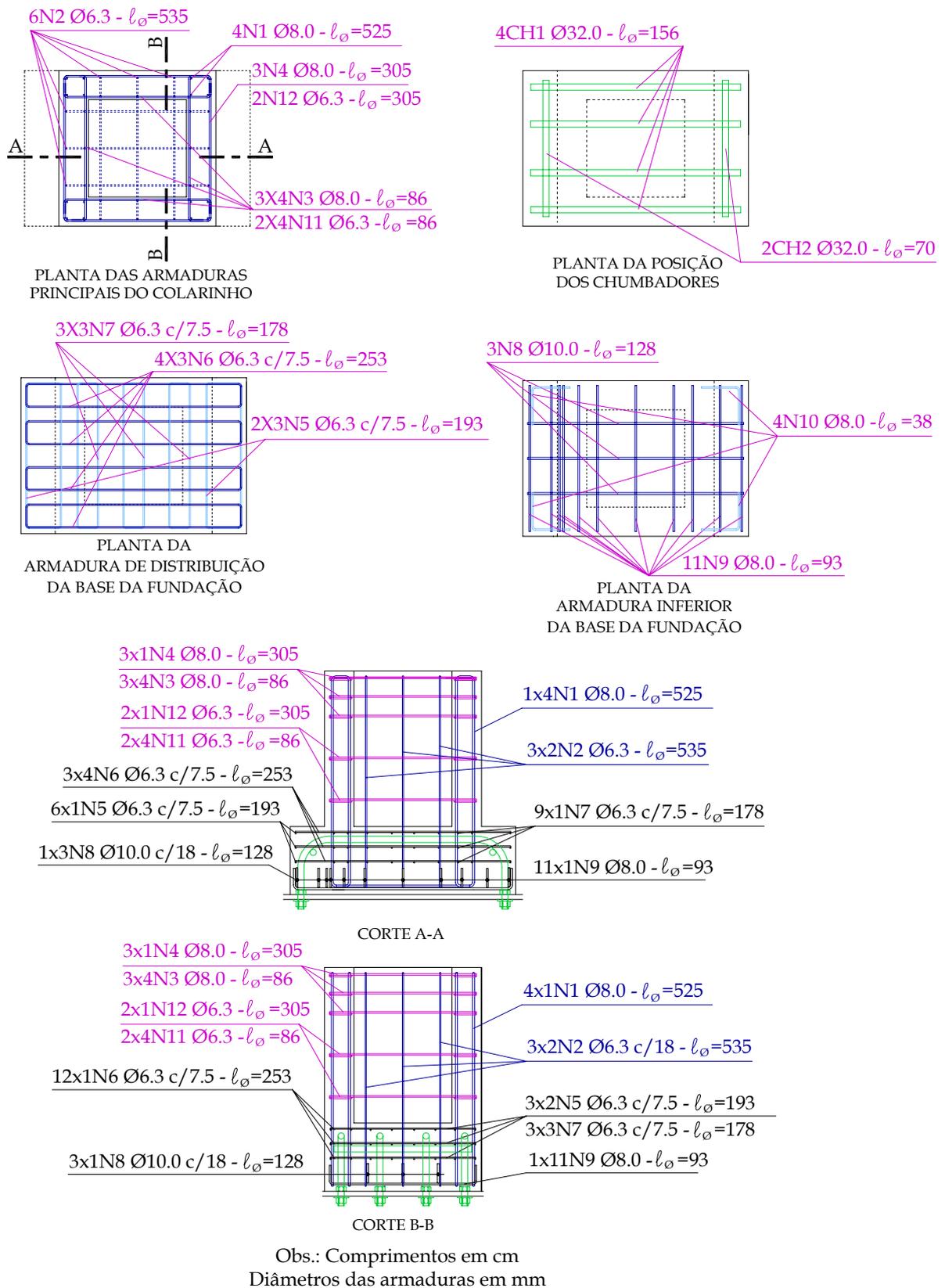
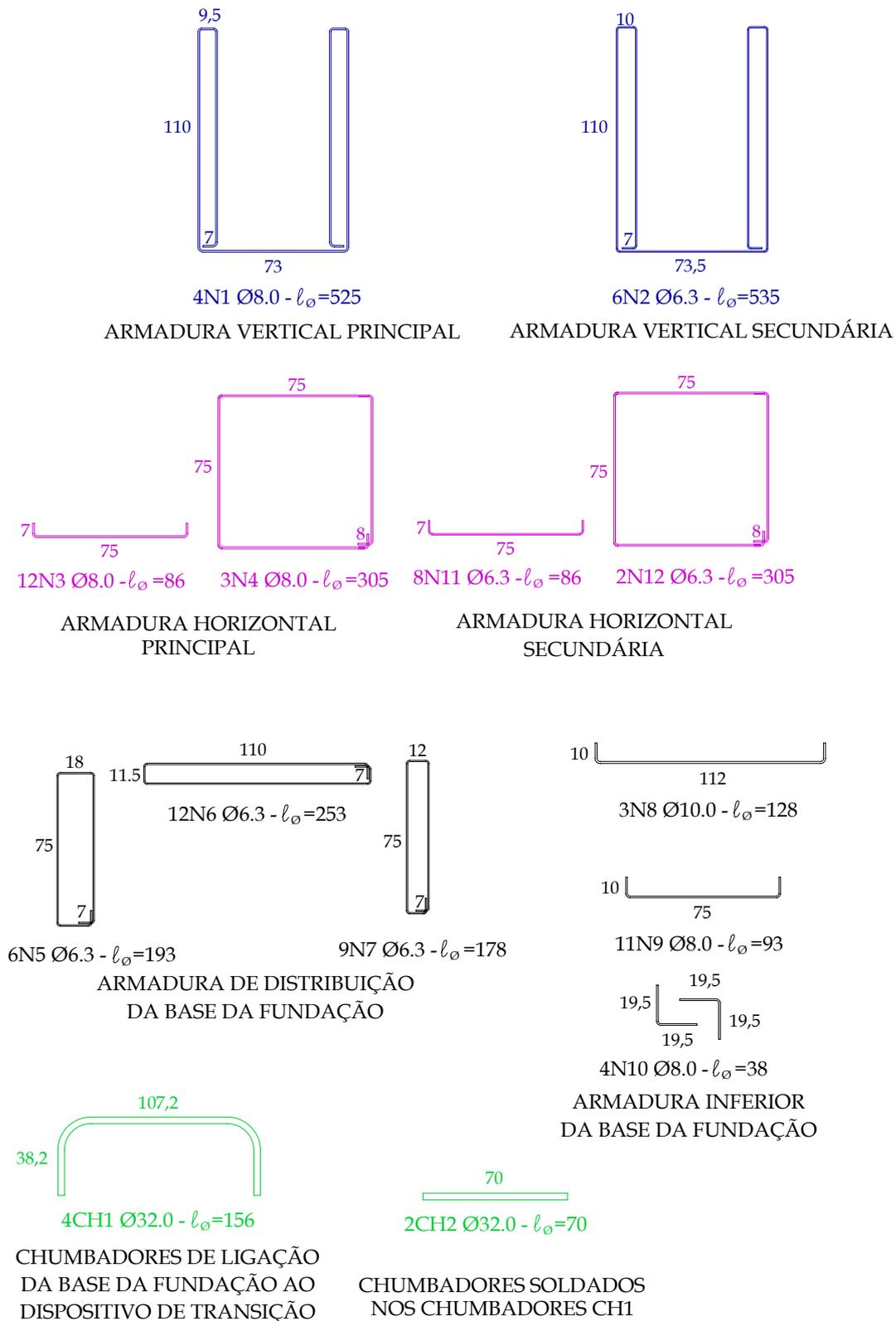
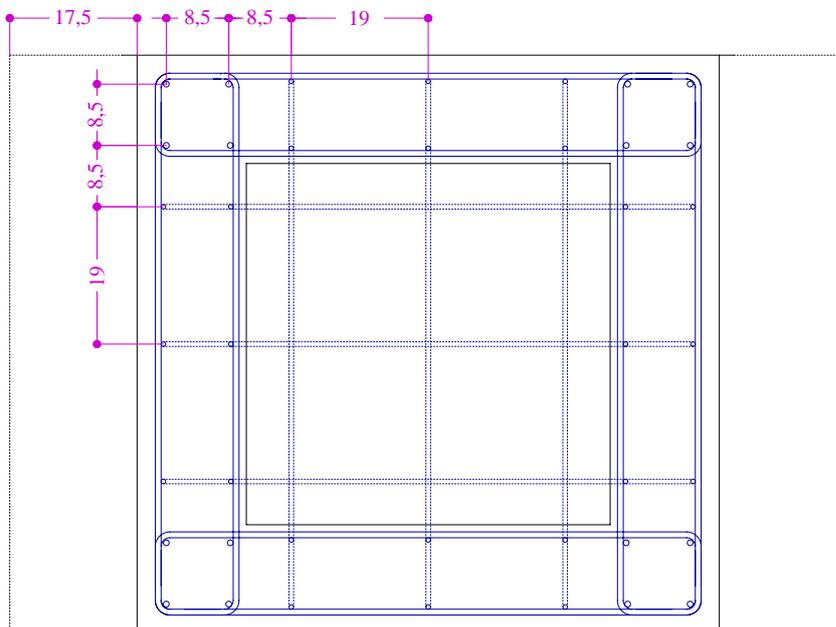


Figura 3.3: Posicionamento das armaduras do cálice de fundação para o Modelo IL5



Obs.: Comprimentos em cm  
Diâmetros das armaduras em mm

Figura 3.4: Detalhamento das armaduras para o Modelo IL5



Obs.: Cotas em cm.

Figura 3.5: Distribuição das armaduras verticais dos Modelos IL5 e IR4

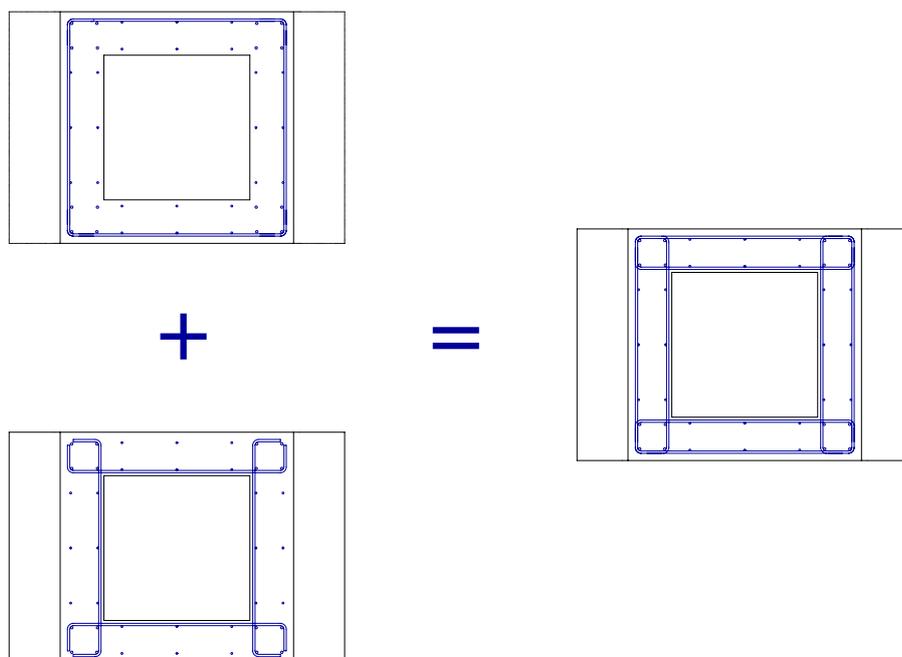
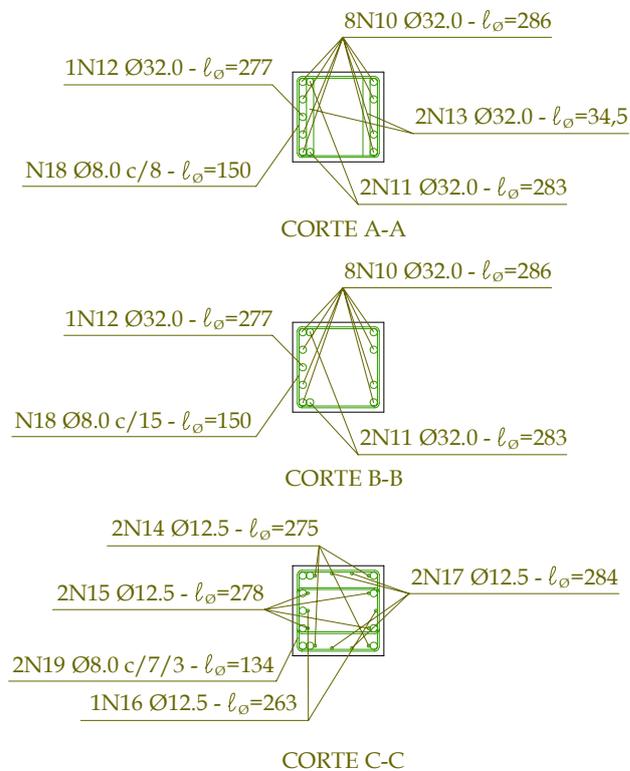
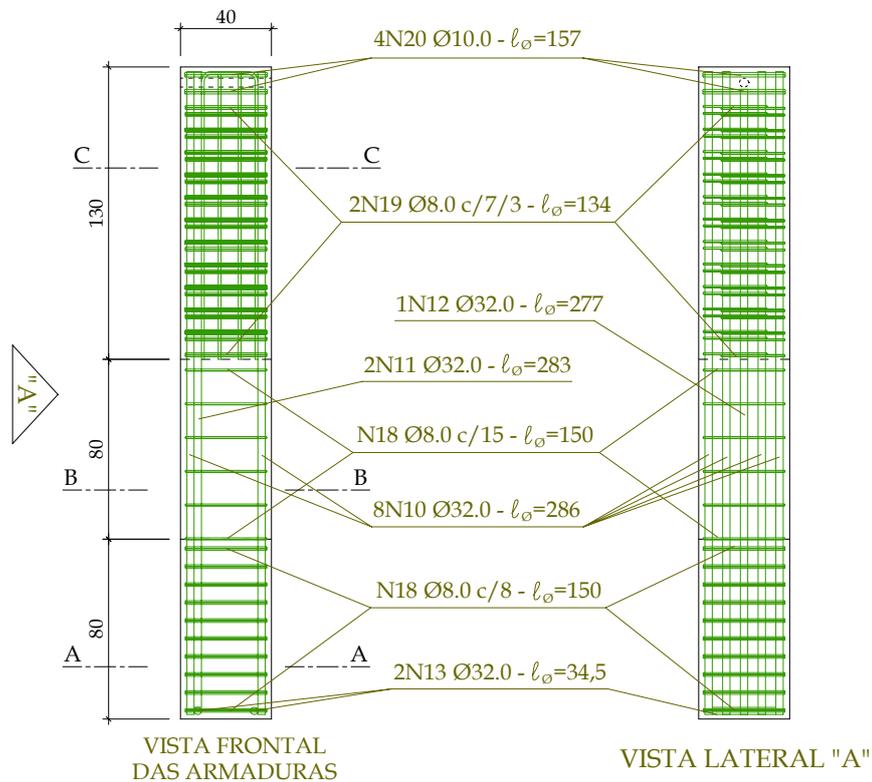
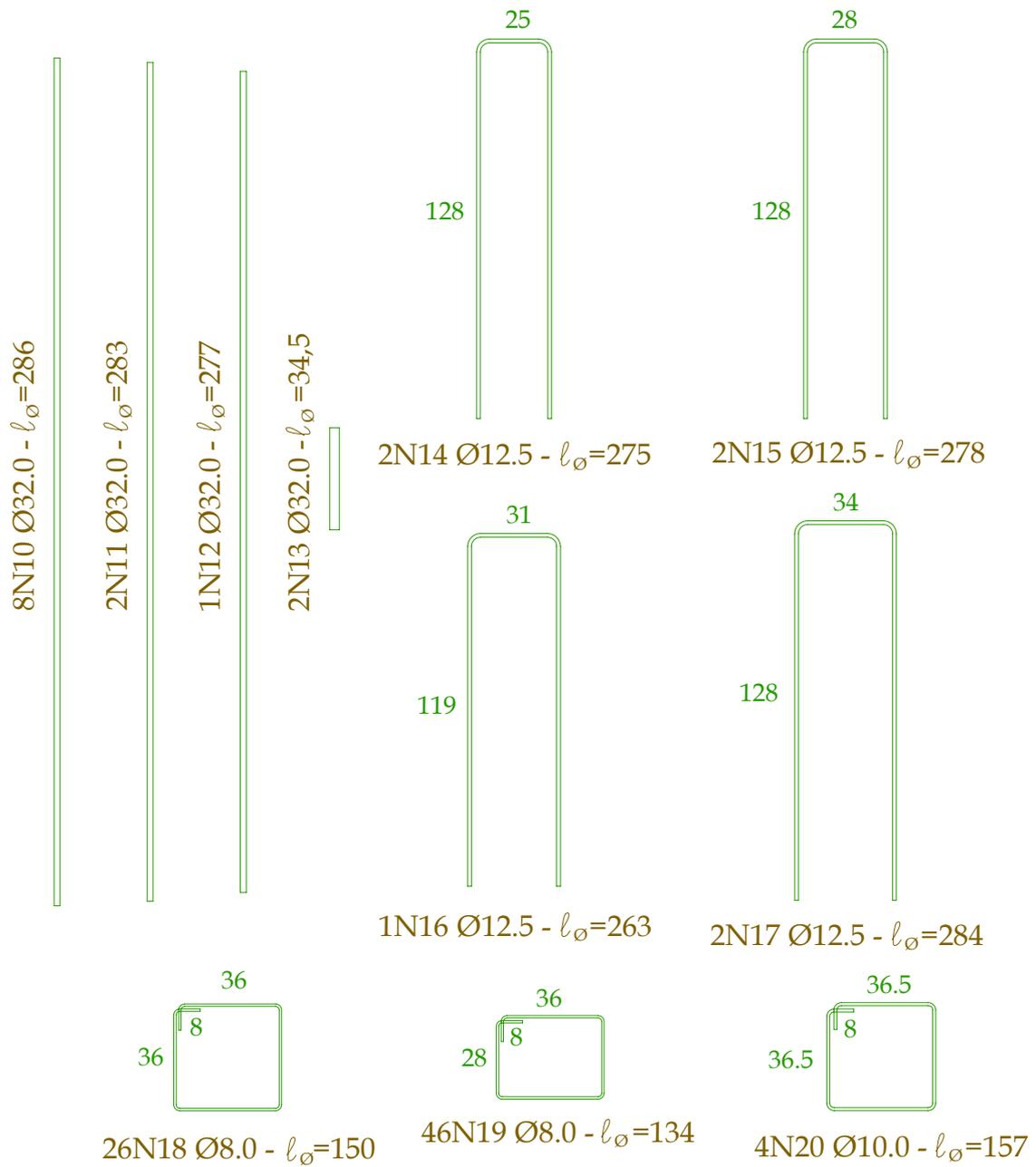


Figura 3.6: Detalhe da armadura horizontal para os Modelos IL5 e IR4



Obs.: Comprimentos em cm  
Diâmetros das armaduras em mm.

Figura 3.7: Posicionamento das armaduras do pilar do Modelo IL5



Obs.: Comprimentos em cm  
 Diâmetros das armaduras em mm.

Figura 3.8: Detalhamento das armaduras do pilar do Modelo IL5

### 3.2.2 Instrumentação - Modelo IL5

Com o objetivo de analisar o comportamento do cálice, foram dispostos extensômetros apenas nas armaduras principais do colarinho. Portanto, dispuseram-se extensômetros nas armaduras verticais principais, na posição de ligação colarinho-base da fundação, de maneira a avaliar o funcionamento dessas armaduras. De modo a avaliar o comportamento das armaduras verticais secundárias, foram posicionados extensômetros na mesma posição referente às armaduras verticais principais, inclusive nas que se situam próximo aos vértices.

Com relação às armaduras horizontais, foram instrumentadas tanto as armaduras situadas nas paredes transversais, para verificar a flexão dessas paredes, como as situadas nas paredes longitudinais, para obtenção da força máxima transmitida por esta armadura. Como na pesquisa realizada por CANHA(2004), verificou-se a presença de esforços de flexo-tração significativos na parede transversal frontal, resolveu-se aumentar o número de pontos de instrumentação das armaduras horizontais principais. A mesma precaução foi tomada em relação às armaduras horizontais principais da parede transversal posterior, embora para os Modelos com interface lisa a flexão desta parede não seja significativa. Na Figura 3.9 apresenta-se a instrumentação adotada para o Modelo IL5.

Os transdutores de deslocamento foram posicionados de maneira a avaliar a deformabilidade do modelo como um todo. Utilizou-se a mesma quantidade em relação aos modelos analisados por JAGUARIBE JR.(2005), todavia o posicionamento da segunda camada foi alterado, passando a se localizar na metade do comprimento de embutimento. A Figura 3.10 ilustra o posicionamento e nomenclatura adotados para os transdutores de deslocamento do Modelo IL5.

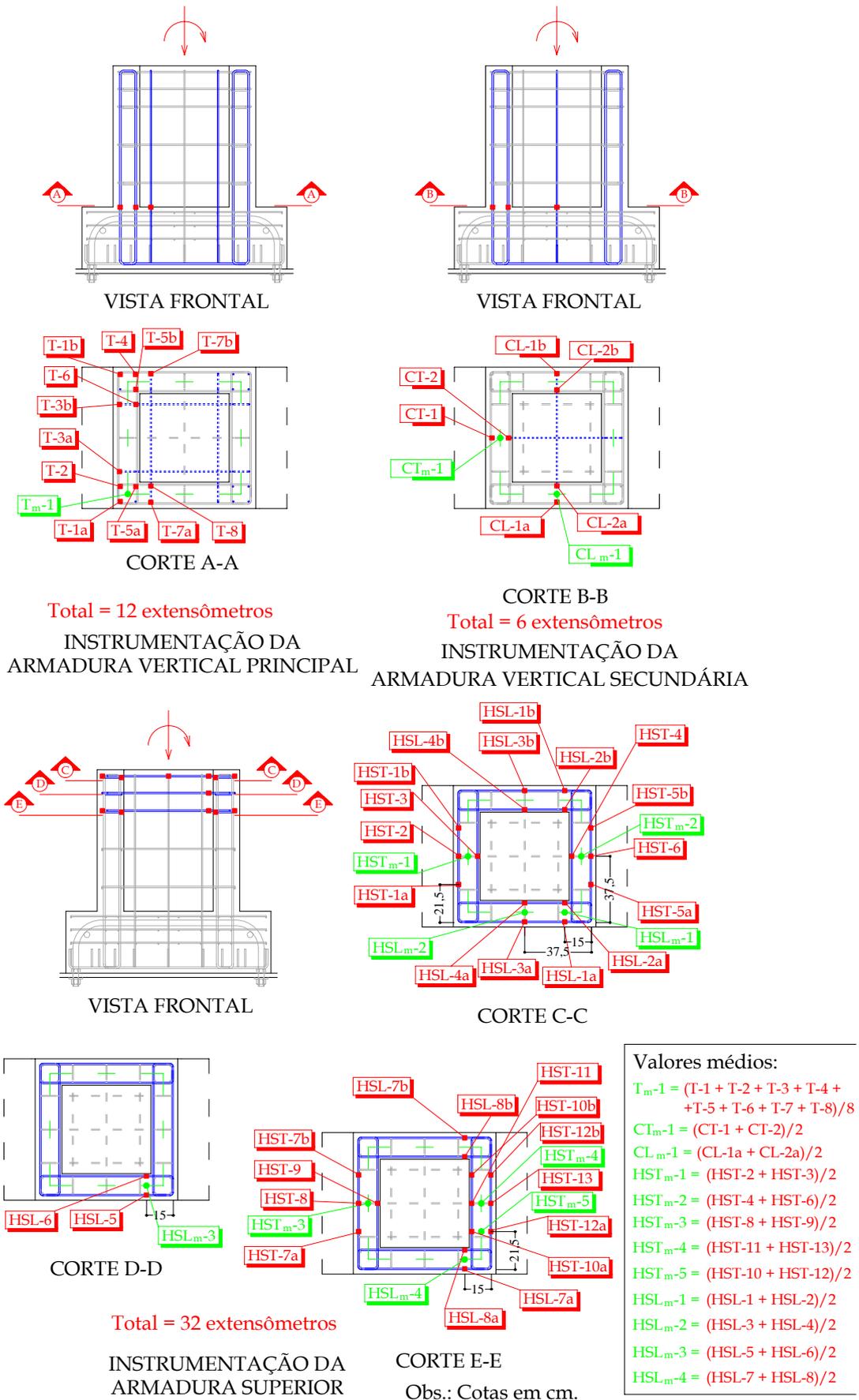


Figura 3.9: Posição dos extensômetros do Modelo IL5

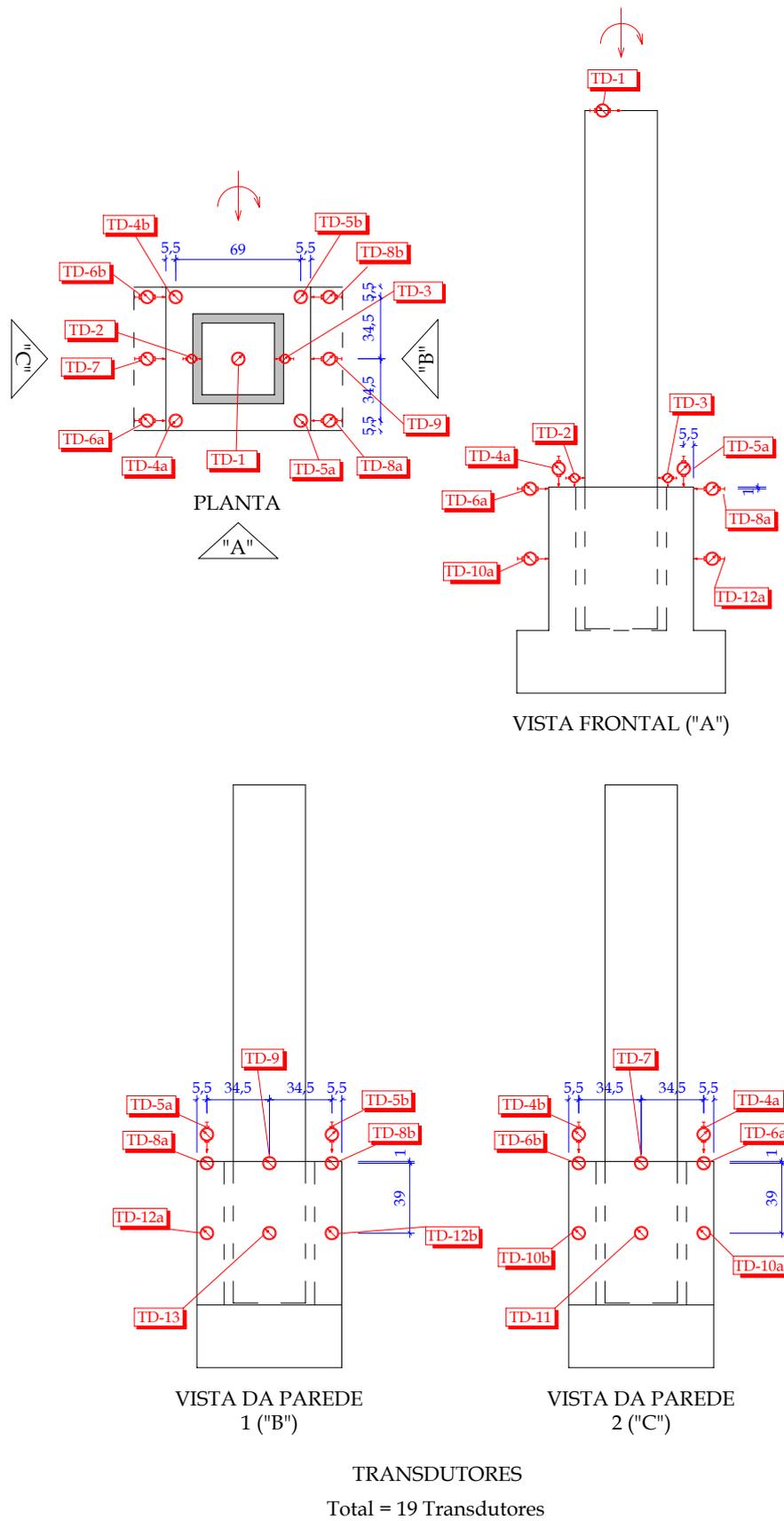


Figura 3.10: Posição dos transdutores de deslocamento do Modelo IL5

### 3.2.3 Dimensionamento das armaduras - Modelo IR4

Assim como no Modelo IL5, o dimensionamento das armaduras do colarinho para o Modelo IR4 foi realizado com base no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG(1977), bem como seguiu-se as recomendações da NBR 9062(1985) e EL DEBS(2000).

Utilizou-se a mesma quantidade de armadura vertical principal( $A_{s,vp}$ ) e armadura vertical secundária( $A_{s,vs}$ ), com diferença na altura. Com o objetivo de utilizar o mesmo diâmetro de armadura horizontal principal, ( $A_{s,hp}$ ), foi acrescentada uma camada dessa armadura, na região superior do comprimento de embutimento. As Figuras 3.11 e 3.12 apresentam, respectivamente, o posicionamento e o detalhamento das armaduras para o Modelo IR4.

Em relação ao detalhamento das armaduras, utilizou-se o mesmo esquema de detalhamento do Modelo IL5, no que diz respeito ao posicionamento das armaduras verticais secundárias e a composição das armaduras horizontais. As Figuras 3.5 e 3.6 apresentaram esse detalhamento.

Em relação à armadura do pilar, apenas alterou-se a quantidade de estribos disposta ao longo do comprimento de embutimento. A Figura 3.13 e 3.14 apresentam, respectivamente, o posicionamento e detalhamento adotados para o pilar do Modelo IR4.

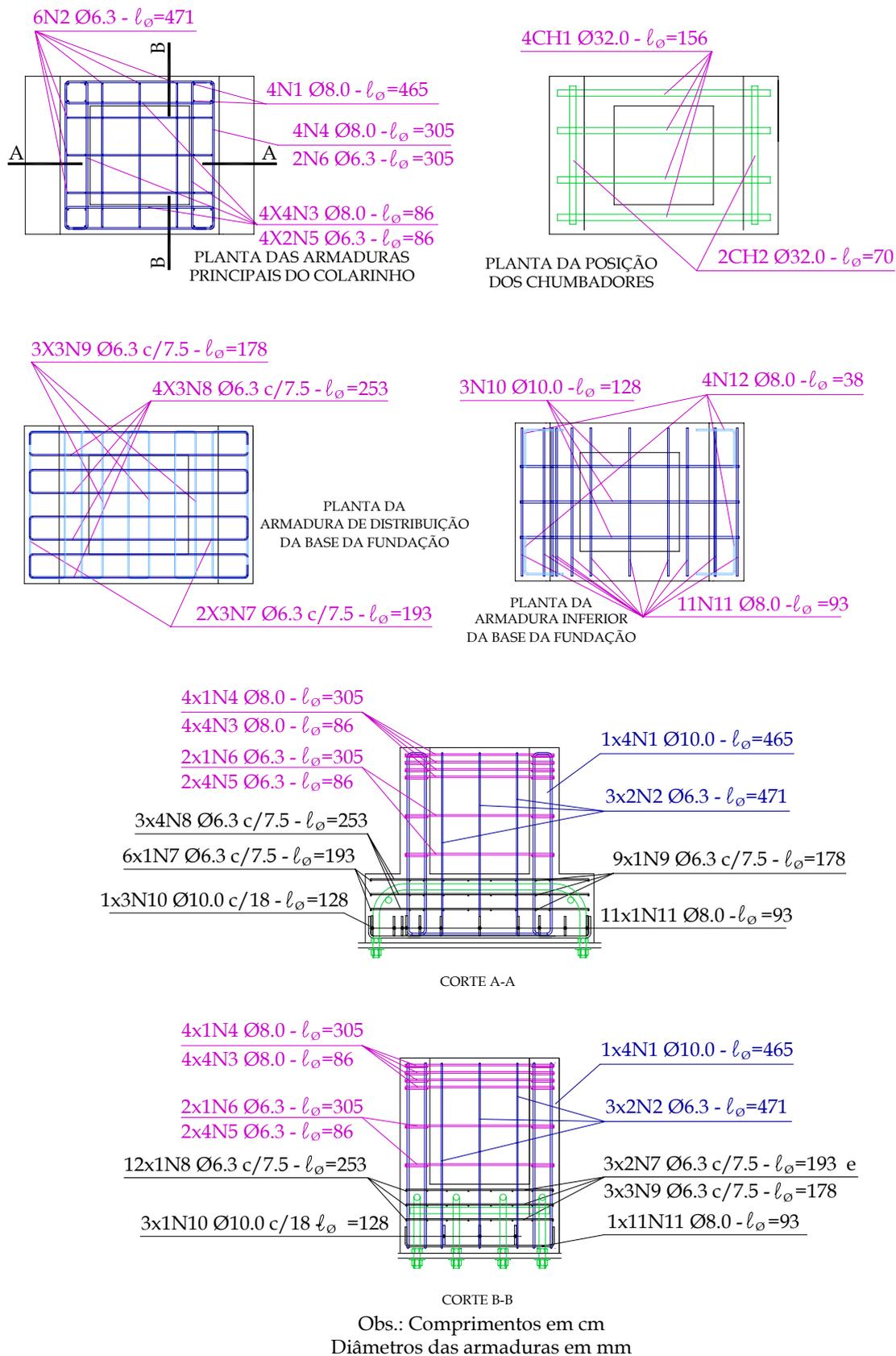
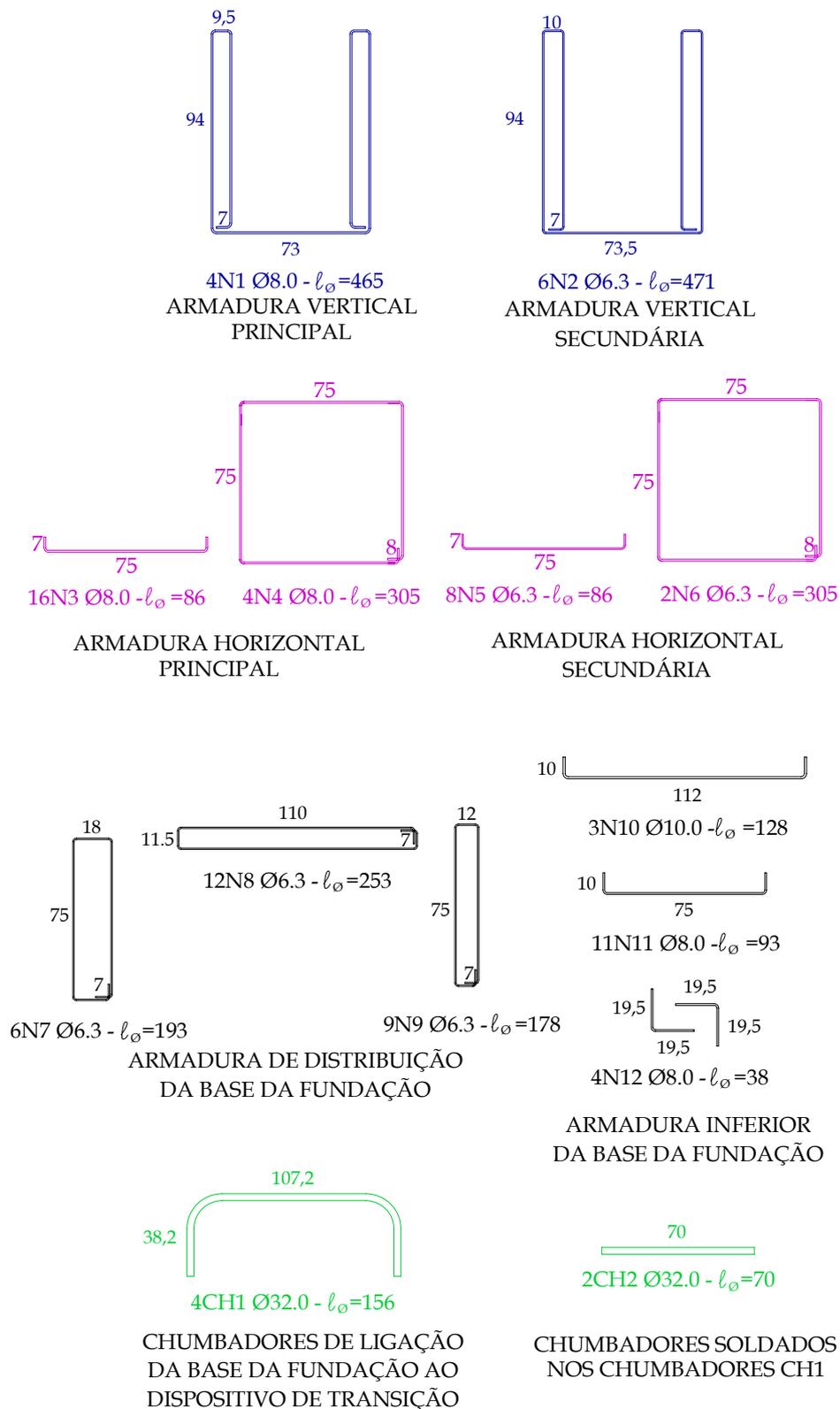


Figura 3.11: Posicionamento das armaduras do cálice de fundação para o Modelo IR4



Obs.: Comprimentos em cm  
Diâmetros das armaduras em mm

Figura 3.12: Detalhamento das armaduras para o Modelo IR4

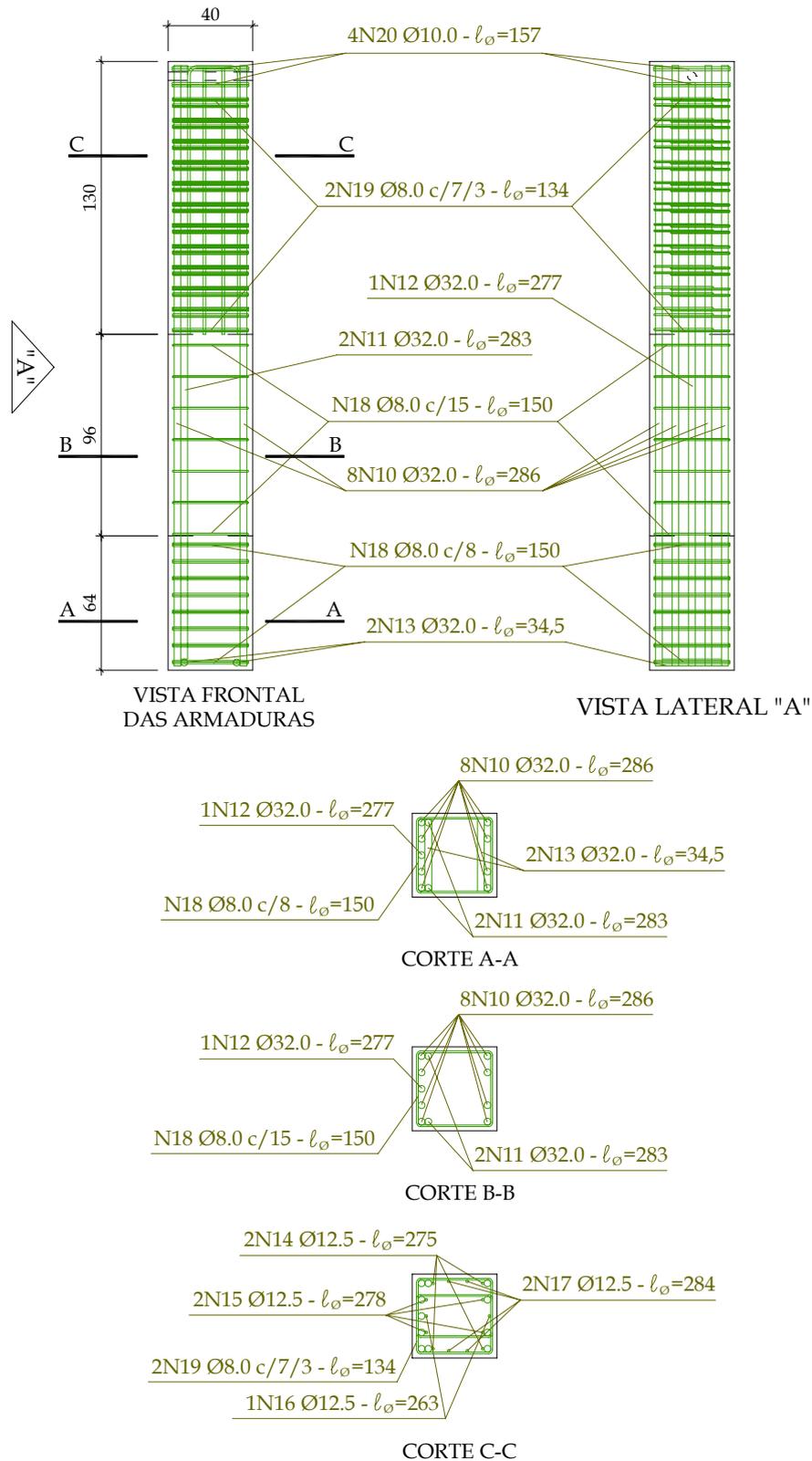
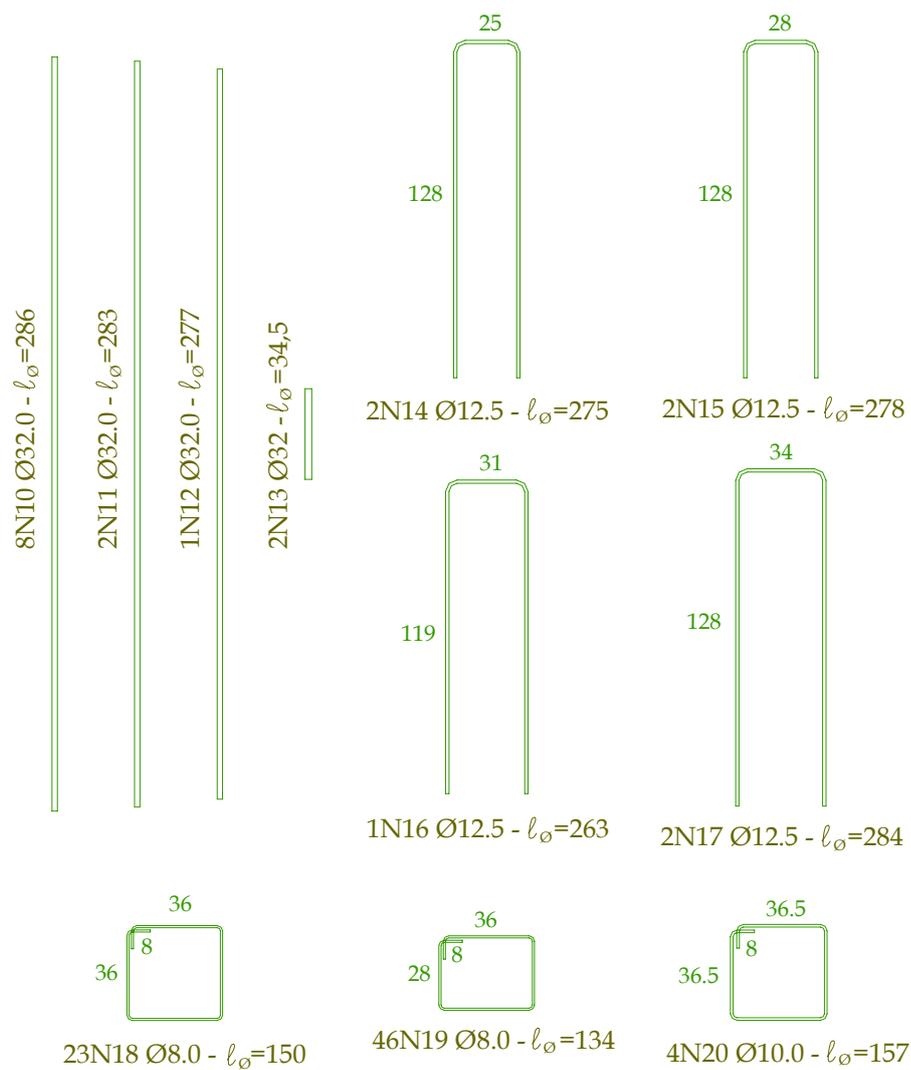


Figura 3.13: Posicionamento das armaduras do pilar do Modelo IR4



Obs.: Comprimentos em cm  
Diâmetros das armaduras em mm.

Figura 3.14: Detalhamento das armaduras do pilar do Modelo IR4

### 3.2.4 Instrumentação - Modelo IR4

Com o objetivo de avaliar a forma de dissipação das tensões de compressão das paredes transversais do colarinho para a base da fundação, foram dispostos extensômetros em três níveis, nas armaduras verticais principais e nas armaduras verticais secundárias centrais das paredes transversais do colarinho. Devido à limitação de pontos de leitura do sistema de aquisição de dados (aproximadamente 70 pontos), foi possível apenas instrumentar a camada inferior da armadura vertical secundária de uma das paredes longitudinais do colarinho. Também por esse motivo, não objetivou-se analisar o comportamento das armaduras verticais secundárias, situadas próximo aos vértices do cálice.

Com relação às armaduras horizontais, foi instrumentada apenas uma camada das armaduras horizontais principais, visto que na pesquisa realizada por CANHA(2004), comprovou-se que as deformações nos níveis superior e inferior dessa armadura não variam significativamente. Com o objetivo de avaliar a flexão das paredes transversais nos níveis inferiores do comprimento de embutimento, foi instrumentada uma camada da armadura horizontal secundária. Como na pesquisa realizada por CANHA(2004) verificou-se a presença de esforços de flexo-tração significativos nas duas paredes transversais, resolveu-se aumentar o número de pontos de instrumentação das armaduras horizontais principais. Na Figuras 3.15 e 3.16 apresentam-se a instrumentação adotada para o Modelo IR4.

Os transdutores de deslocamento foram posicionados de maneira a avaliar a deformabilidade do modelo como um todo. Utilizou-se a mesma quantidade de transdutores adotada para o modelo IL5, bem como a segunda camada foi posicionada na metade do comprimento de embutimento. A Figura 3.17 ilustra o posicionamento e nomenclatura adotados para os transdutores de deslocamento do Modelo IR4.

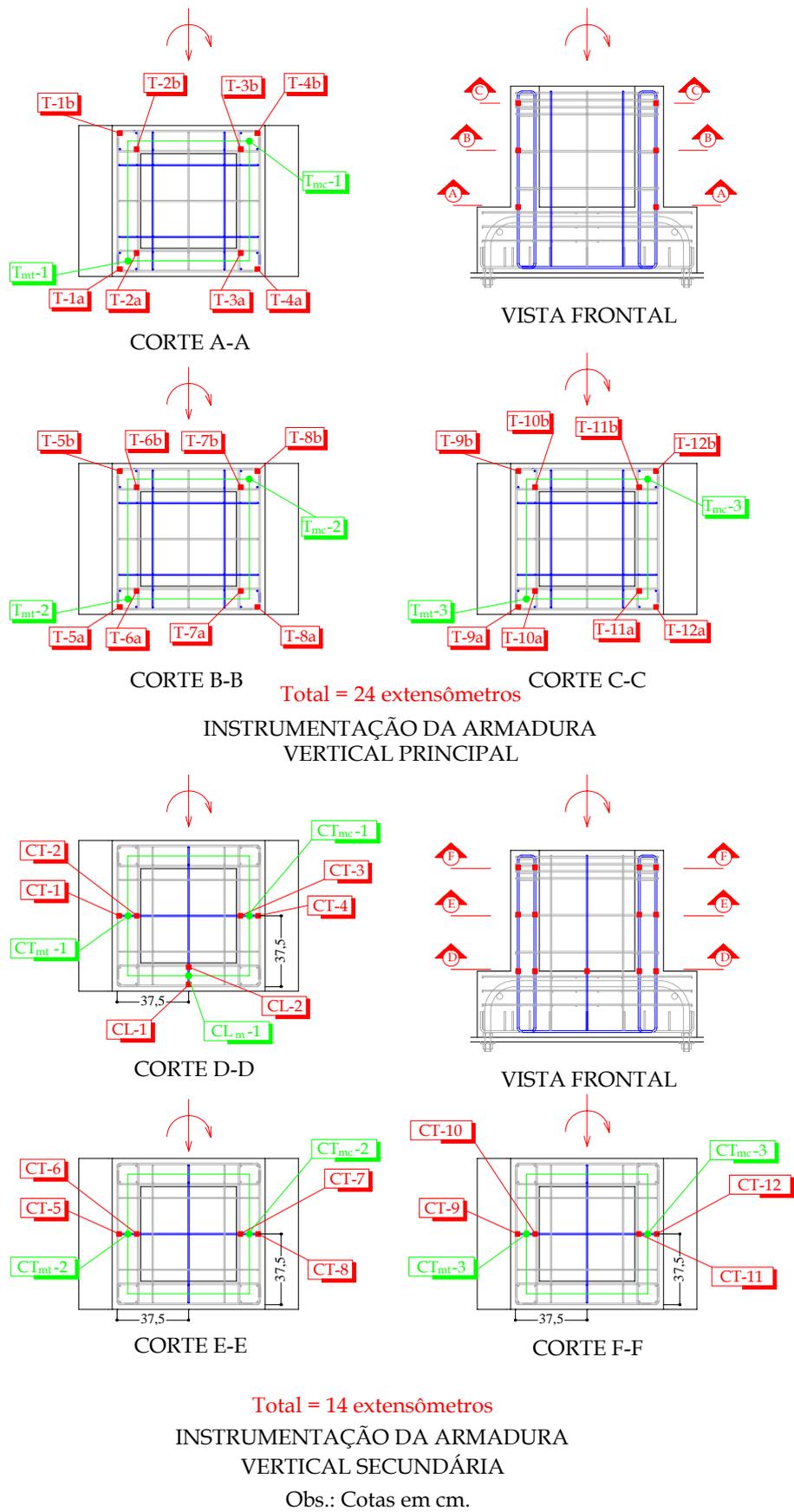
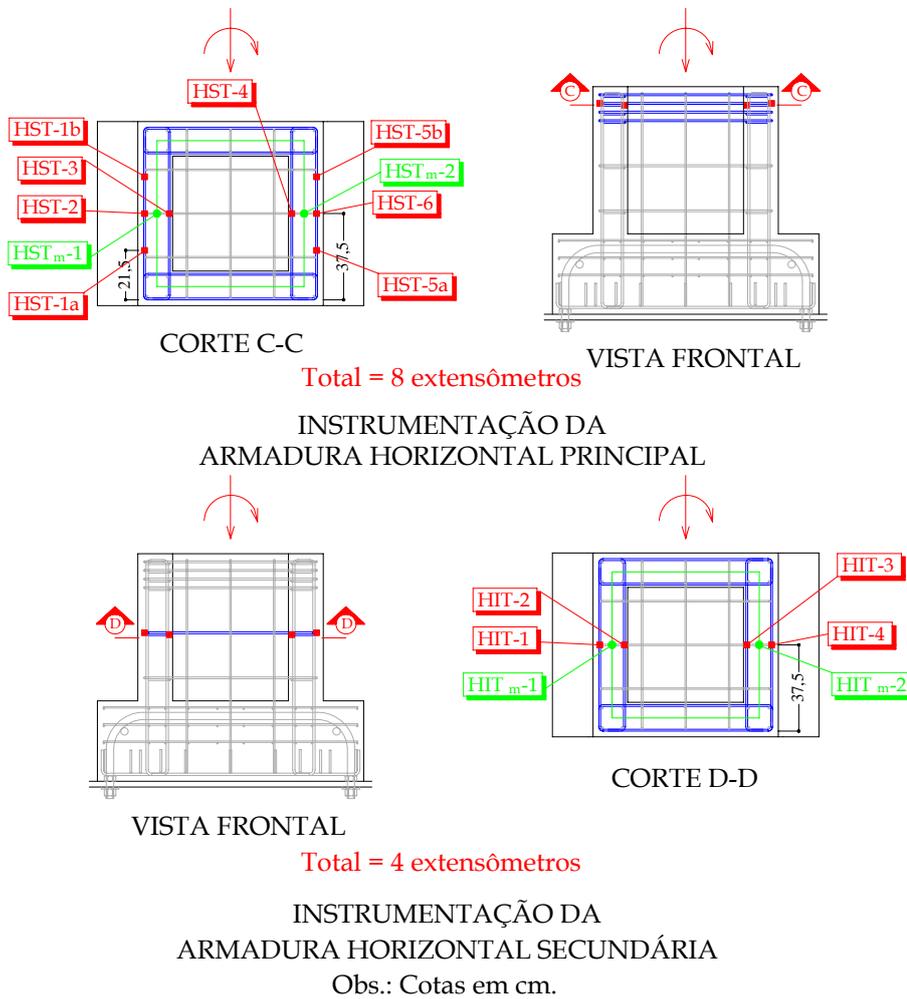


Figura 3.15: Posição dos extensômetros das armaduras verticais do Modelo IR4



Valores médios:	
$T_{mt-1}$	$= (T-1 + T-2)/2$
$T_{mt-2}$	$= (T-5 + T-6)/2$
$T_{mt-3}$	$= (T-9 + T-10)/2$
$T_{mc-1}$	$= (T-3 + T-4)/2$
$T_{mc-2}$	$= (T-7 + T-8)/2$
$T_{mc-3}$	$= (T-11 + T-12)/2$
$CT_{mt-1}$	$= (CT-1 + CT-2)/2$
$CT_{mt-2}$	$= (CT-5 + CT-6)/2$
$CT_{mt-3}$	$= (CT-9 + CT-10)/2$
$CT_{mc-1}$	$= (CT-3 + CT-4)/2$
$CT_{mc-2}$	$= (CT-7 + CT-8)/2$
$CT_{mc-3}$	$= (CT-11 + CT-12)/2$
$CL_{m-1}$	$= (CL-1 + CL-2)/2$
$HST_{m-1}$	$= (HST-2 + HST-3)/2$
$HST_{m-2}$	$= (HST-5 + HST-6)/2$
$HIT_{m-1}$	$= (HIT-1 + HIT-2)/2$
$HIT_{m-2}$	$= (HIT-3 + HIT-4)/2$

Figura 3.16: Posição dos extensômetros das armaduras horizontais do Modelo IR4

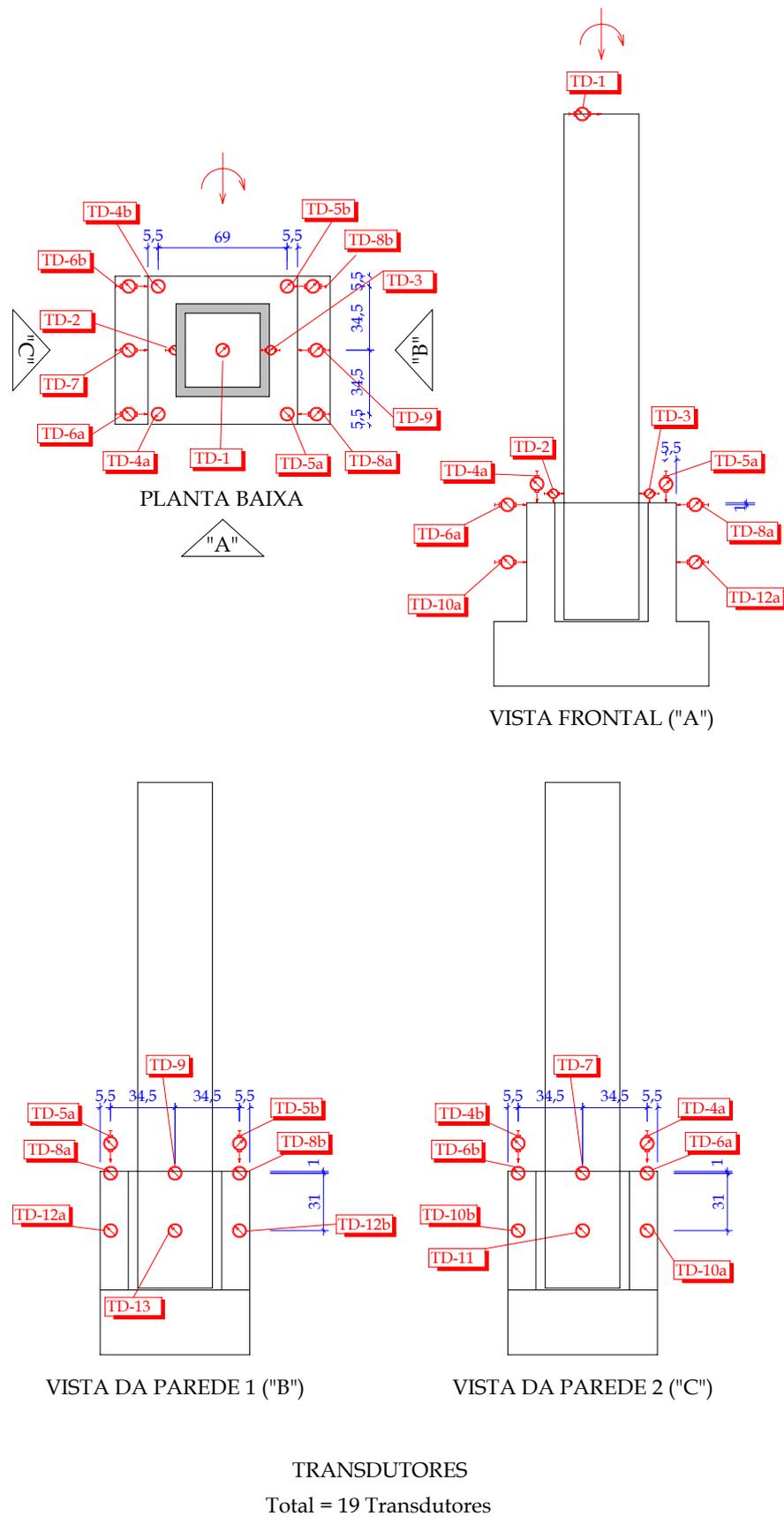


Figura 3.17: Posição dos transdutores de deslocamento do Modelo IR4

### 3.3 Dispositivos, equipamentos e instrumentos utilizados no ensaio dos Modelos

Na Figura 3.18 apresenta-se o detalhamento do ensaio dos modelos físicos. Devido à limitação da altura de içamento, foi necessário tomar um cuidado especial quanto ao projeto das alças para içar os modelos no que diz respeito à altura desta, visto que, qualquer erro nesta altura poderia comprometer o posicionamento dos Modelos na base metálica de reação.

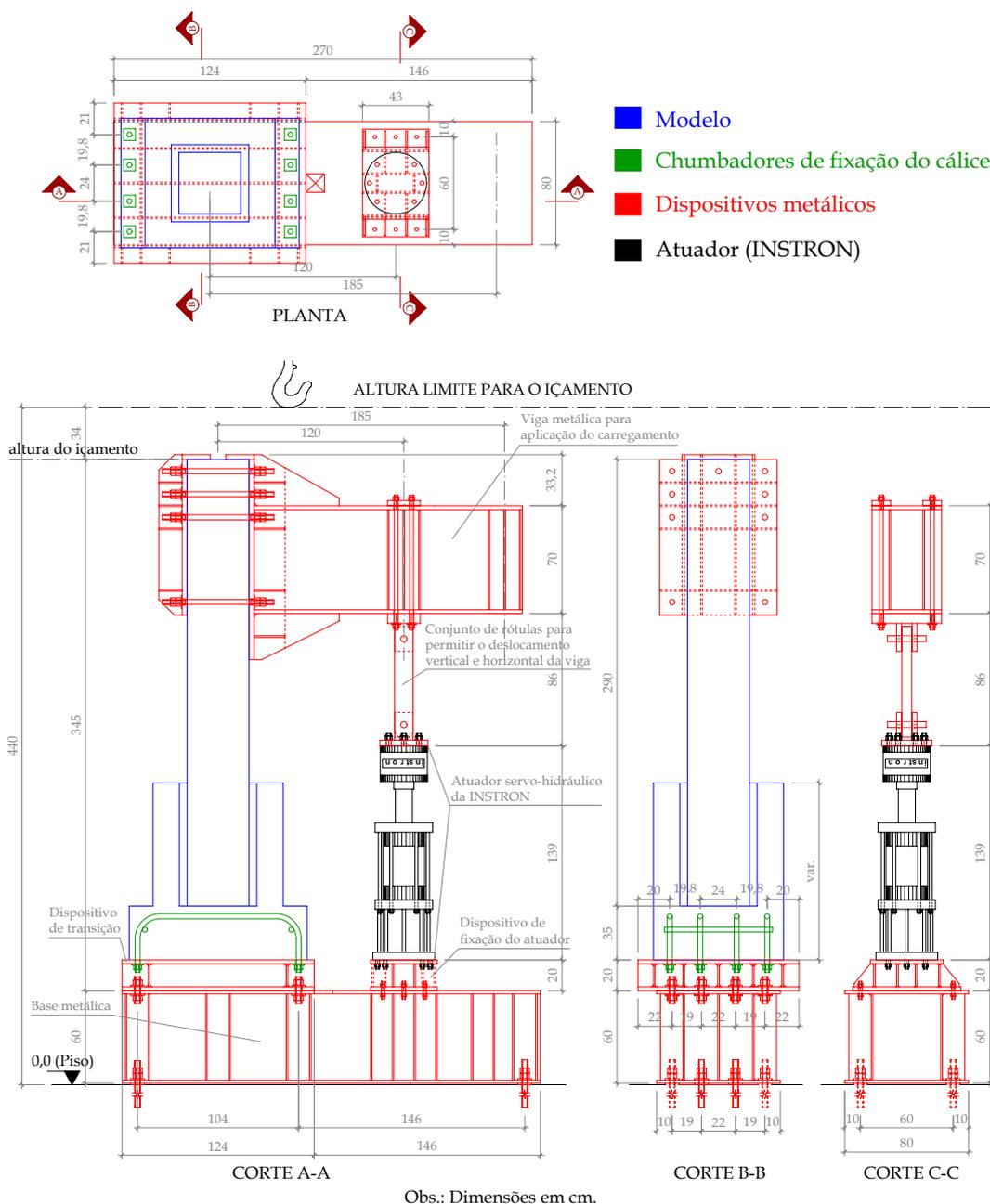


Figura 3.18: Detalhamento do esquema de ensaio dos modelos físicos - CANHA(2004)

Na Tabela 3.2 são apresentadas as características dos equipamentos e extensômetros utilizados no ensaio dos Modelos. As especificações dos transdutores de deslocamento são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.2: Especificações dos equipamentos e instrumentos utilizados

Equipamento \ instrumento	Marca	Modelo	Características	Finalidade
Sistema de aquisição de dados de extensometria	Vishay Measurements Group, Inc.	SYSTEM 5000	-	Aquisição automática de dados
Atuador servo-hidráulico	INSTRON	A1891Y-101	Controle de deslocamento do pistão	Aplicação do carregamento nos modelos
Máquina de ensaio servo-hidráulica	INSTRON	8506	Controle de deslocamento do pistão	Caracterização do concreto à compressão e das armaduras e chumbadores
Máquina hidráulica automática	ELE	Autotest 2000	Controle de força	Caracterização do concreto à tração por comp. diametral e na flexão
Extensômetros elétricos de resistência	KYOWA	KFG-5-120-C1-11	GF = 2, 12	Medição das deformações do aço
Extensômetro removível	MSI	-	Base de medida = 20 cm	Medição de deslocamento no concreto para determinar o módulo $E_{ci}$

Tabela 3.3: Especificação dos transdutores de deslocamento utilizados

Marca	Finalidade	Tipo	Base (mm)	Resolução (mm)
KYOWA	Medição de deslocamentos	DT-10D	10	0,003
		DT-20D	20	0,005
		DT-100A	100	0,02

## 3.4 Construção dos protótipos

Após a verificação da viabilidade de montagem dos Modelos, optou-se por montar os elementos de forma simultânea, ou seja, primeiramente foram montados os dois cálices e, numa fase posterior, foram montados os pilares.

### 3.4.1 Montagem da armadura

A confecção dos Modelos foi iniciada pela instrumentação das armaduras dos cálices. Após a instrumentação das armaduras do cálice com interface lisa (IL5), foram posicionados os chumbadores no gabarito metálico. Após a fixação dos mesmos, bem como das armaduras verticais, foi iniciada a montagem da armadura da base da fundação, que mereceu cuidados especiais nesta fase, pois qualquer erro comprometeria toda a montagem das armaduras do colarinho. Após a montagem das armaduras da base da fundação, foi iniciada a montagem das armaduras do colarinho. O posicionamento e fixação destas armaduras foi bastante facilitado pela adoção do detalhamento das armaduras horizontais.

A Figura 3.19 apresenta a seqüência de montagem das armaduras do protótipo IL5.

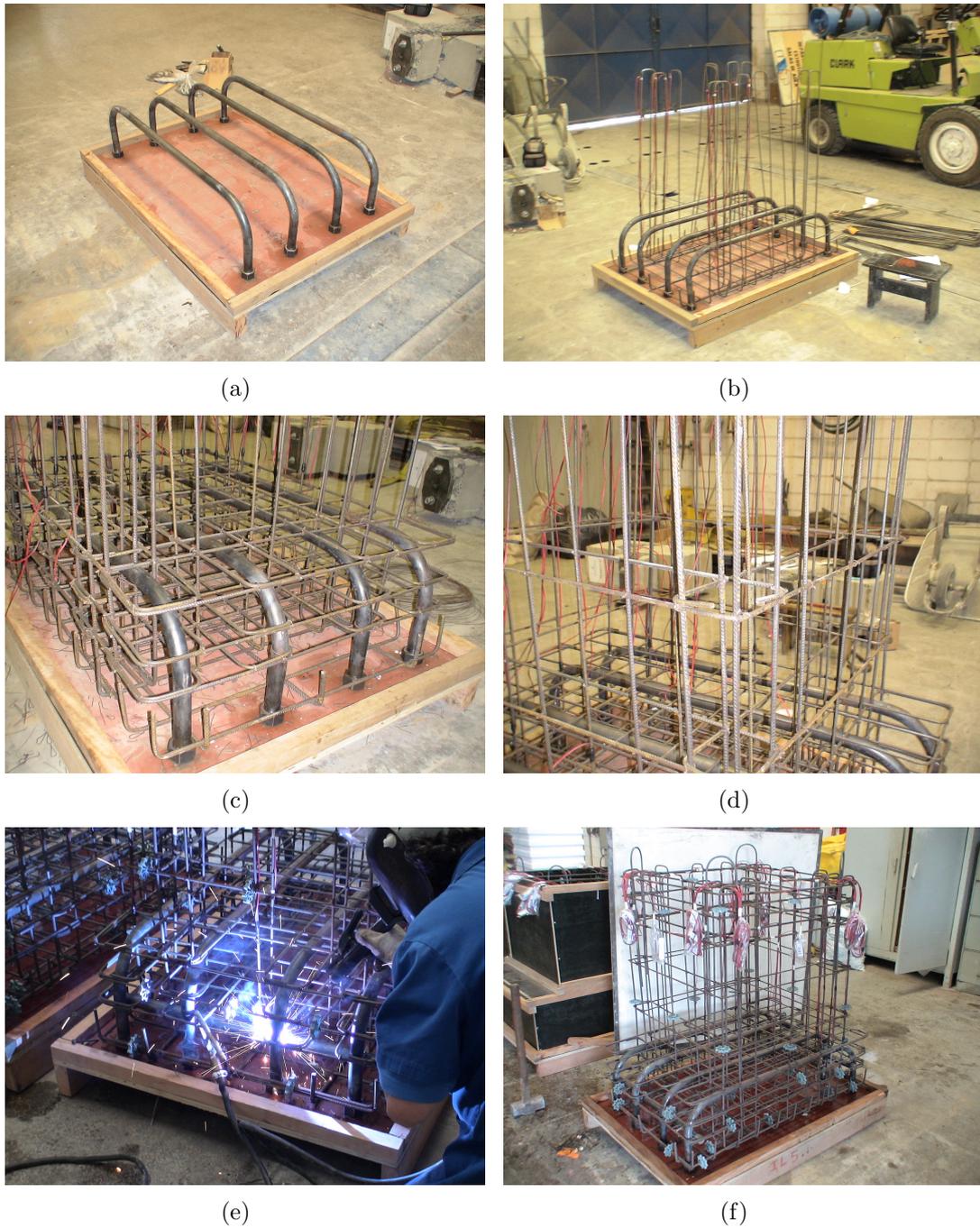


Figura 3.19: Montagem das armaduras do protótipo IL5: (a) Posicionamento dos chumbadores; (b) Posicionamento das armaduras verticais; (c) Montagem da armadura da base da fundação; (d) Montagem das armaduras horizontais; (e) Aplicação da solda nos chumbadores; (f) Modelo montado

A seqüência de montagem das armaduras do Modelo rugoso (IR4) foi a mesma adotada para o modelo liso, descrita anteriormente. A Figura 3.20 ilustra a montagem das armaduras do Modelo IR4:

Após a montagem dos dois cálices, procedeu-se a montagem dos pilares. Primeiramente foram posicionadas as armaduras longitudinais sobre cavaletes. Posteriormente foram colocados e posicionados os estribos. Após toda a amarração destes, foram colocadas as armaduras em forma de  $U$  na face de topo do pilar, na região próxima à passagem do parafuso de ligação da viga metálica. Após a fixação das armaduras longitudinais e transversais do pilar, foram soldadas barras transversais na face inferior, com objetivo de ancorar as armaduras longitudinais. Utilizou-se barras de mesmo diâmetro destas armaduras, ou seja, 32 mm. A Figura 3.21 ilustra a montagem das armaduras dos pilares.

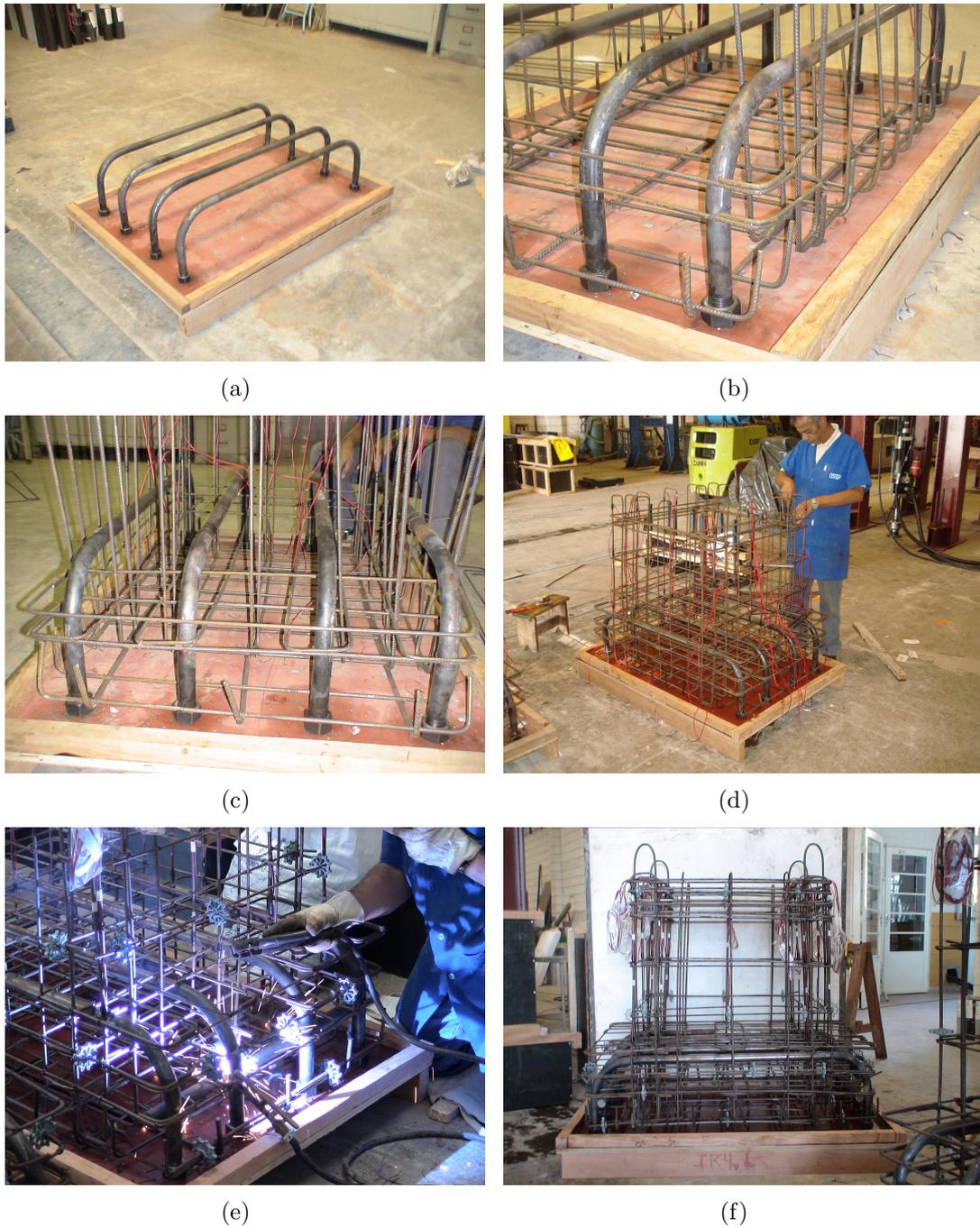


Figura 3.20: Montagem das armaduras do protótipo IR4: (a) Posicionamento dos chumbadores; (b) Posicionamento das armaduras verticais; (c) Montagem da armadura da base da fundação; (d) Montagem das armaduras horizontais; (e) Aplicação da solda nos chumbadores; (f) Modelo montado

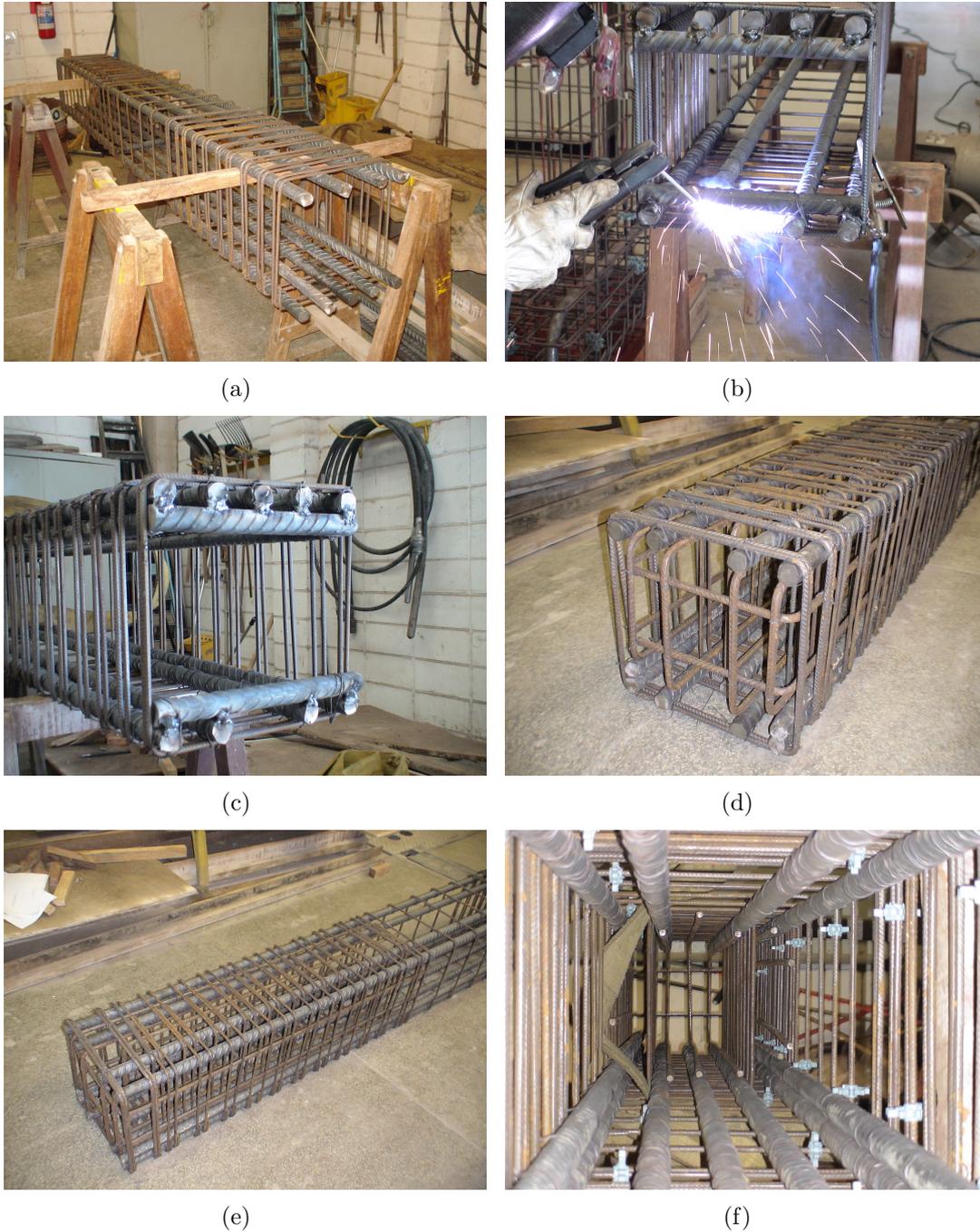


Figura 3.21: Montagem das armaduras do protótipo IR4: (a) Posicionamento das armaduras; (b) Aplicação da solda nas barras transversais; (c) Solda finalizada; (d) Detalhe da face de topo do pilar; (e) Trecho superior do lance de pilar; (f) Detalhe interno;

### 3.4.2 Moldagem dos protótipos

Para a moldagem dos pilares e cálices, utilizou-se concreto usinado da empresa *Vibrato* de São Carlos. Para o concreto da junta foi utilizado concreto confeccionado na própria EESC-USP, já que este era em menor quantidade.

Para o concreto dos cálices utilizou-se concreto C25. Para o concreto dos pilares e junta de preenchimento, utilizou-se concreto com resistência à compressão de  $35\text{MPa}$ . As Tabelas 3.4 e 3.5 apresentam os traços e consumo de materiais fornecidos pela empresa *Vibrato*:

Para o concreto de preenchimento da junta, utilizou-se o mesmo traço estudado anteriormente por CANHA(2004). O traço e consumo de materiais deste concreto são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.4: proporção dos materiais do concreto dos cálices

Material	Consumo por $m^3$ de concreto
Cimento	272Kg
Pedrisco	426Kg
Areia média	924Kg
Brita 1	640Kg
Água	100ℓ
Superplastificante	1,36ℓ
Traço em massa	1 : 1,56 : 3,4 : 2,35 : 0,36 : 0,5%

Tabela 3.5: proporção dos materiais do concreto dos pilares

Material	Consumo por $m^3$ de concreto
Cimento	358Kg
Pedrisco	435Kg
Areia média	825Kg
Brita 1	653Kg
Água	115ℓ
Superplastificante	1,79ℓ
Traço em massa	1 : 1,22 : 2,3 : 1,82 : 0,32 : 0,5%

Tabela 3.6: proporção dos materiais do concreto de preenchimento da junta

Material	Consumo por $m^3$ de concreto
Cimento	423Kg
Areia	761Kg
Pedrisco	1142Kg
Água	190ℓ
Superplastificante	2, 12ℓ
Traço em massa	1 : 1, 8 : 2, 7 : 0, 45 : 0, 5%

Primeiramente foram concretados os cálices IR4 e IL5(no mesmo dia). A Figura 3.22 ilustra a seqüência adotada para moldagem dos cálices:

Primeiramente foi aplicado óleo na superfície interna das fôrmas, com o objetivo de facilitar a retirada das mesmas. Após isso, as fôrmas foram içadas, com auxílio da ponte rolante, e posicionadas. A concretagem da base da fundação foi feita sem a parte interna da fôrma, com objetivo de garantir que o concreto fosse bem adensado. Posteriormente foi colocada a parte interna da fôrma e moldadas as paredes do colarinho. Vale salientar que foi realizada a coleta dos corpos de prova referentes ao concreto utilizado, bem como realizado o ensaio *slump*.

A concretagem dos pilares ocorreu após 3 semanas, seguindo a ordem de prioridades do Laboratório de Estruturas da EESC - USP. A Figura 3.23 ilustra a seqüência de moldagem dos pilares. Esta concretagem se deu com os pilares em posição horizontal, o que facilitou bastante o adensamento e acabamento dos mesmos. O acabamento mereceu certos cuidados, tanto em relação à conformação das chaves de cisalhamento, quanto em relação à superfície do pilar. Foi feita a extração dos corpos de prova e realizado o ensaio *slump* para este concreto.



Figura 3.22: Moldagem dos cálices: (a) Armadura montada; (b) Colocação da fôrma; (c) Armadura na fôrma; (d) Parte interna da fôrma utilizada na confecção do modelo IR4; (e) Ensaio *slump*; (f) Concretagem da base da fundação; (g) Colocação da parte interna da fôrma; (h) Moldagem dos corpos de prova;



Figura 3.23: Moldagem dos pilares: (a) Armadura na fôrma; (b) Posicionamento da placa rugosa ; (c) Aspecto das chaves de cisalhamento; (d) Pilar acabado;

### 3.4.3 Retirada das fôrmas dos protótipos

Após alguns dias ocorreu a retirada das fôrmas dos cálices. Primeiramente foi retirada a fôrma do cálice IL5. Com objetivo de facilitar a retirada da parte interna da fôrma, realizou-se a dissolução da placa de poliestireno expandido localizada na interface fôrma-colarinho fazendo-se uso de solvente. Após a dissolução da placa, a fôrma foi retirada com auxílio da ponte rolante. Após a retirada da mesma, foi realizada a limpeza da parte interna do colarinho. A Figura 3.24 ilustra o processo de retirada das fôrmas dos cálices.

Utilizou-se os mesmos procedimentos para a retirada da fôrma do cálice IR4.



Figura 3.24: Retirada das fôrmas dos cálices: (a)Aplicação do solvente; (b) Retirada da parte interna da fôrma ; (c) Aspecto da parte interna do cálice; (d) Cálice pronto;

### 3.4.4 Montagem dos protótipos

Após a desmoldagem dos elementos estruturais (cálices e pilares), foi realizada a montagem dos protótipos, conforme ilustra a Figura 3.25. Os procedimentos de montagem

e ensaio foram feitos para cada protótipo separadamente.

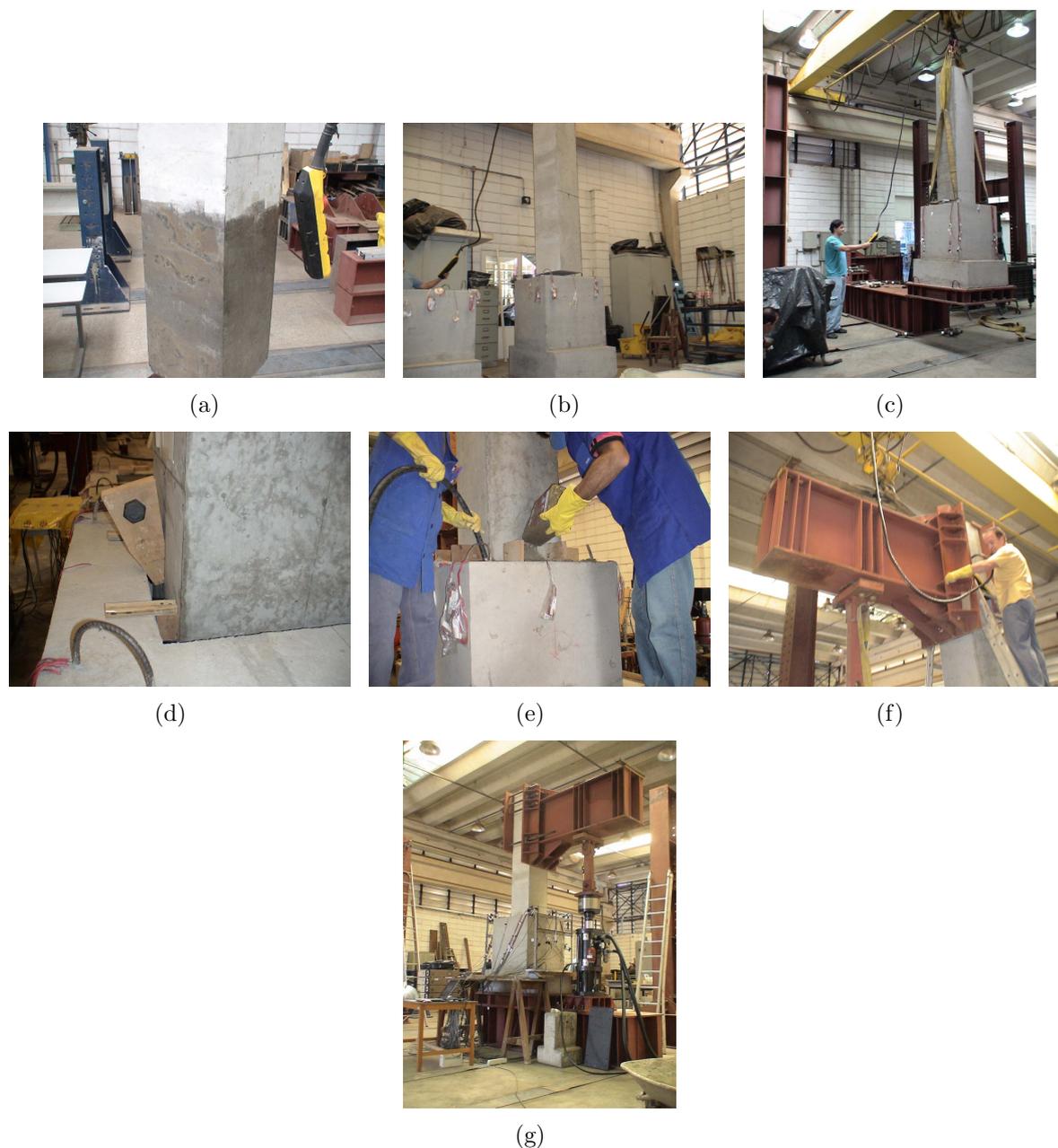


Figura 3.25: Montagem do ensaio: (a) Aplicação do desmoldante no pilar; (b) Içamento do pilar; (c) Içamento do Modelo; (d) Travamento do pilar; (e) Concretagem da junta; (f) Montagem dos demais dispositivos; (g) Modelo pronto para o ensaio;

Procurou-se retirar a adesão existente entre os elementos utilizando-se desmoldante na superfície externa do pilar e interna do cálice, ao longo do comprimento de embutimento. Após isso, o pilar foi içado e posicionado no interior do cálice. Para garantir o correto posicionamento do pilar no cálice, fez-se o uso de cunhas de madeira. Feito isso, ocorreu a moldagem da junta de preenchimento. Após a moldagem e cura desse concreto, foram montados os demais dispositivos metálicos e posicionou-se os transdutores de deslocamento

do cálice.

Posteriormente foram conectados os extensômetros e transdutores no sistema de aquisição de dados, ficando o protótipo completo e pronto para ser ensaiado.

### 3.4.5 Procedimento de ensaio

No que diz respeito a ordem de ensaio dos protótipos, primeiramente ensaiou-se o Modelo IL5. Posteriormente foi realizado o ensaio do Modelo IR4. Tendo em vista os ensaios realizados por JAGUARIBE JR(2005), foi colocada uma chapa metálica na base do atuador, de maneira a evitar uma inclinação excessiva da viga metálica, o que causaria o surgimento de uma componente horizontal que poderia danificar o atuador.

O carregamento foi aplicado de cima para baixo pelo atuador servo-hidráulico com controle de deslocamento do pistão.

Com o objetivo de se verificar o funcionamento dos instrumentos e eliminar acomodações do modelo durante o início do ensaio, foi realizado o "*escorvamento*" do protótipo, que consistiu na aplicação de uma força de 25kN. Com o objetivo de provocar o descolamento da junta entre os elementos e tendo em vista os ensaios realizados por JAGUARIBE JR(2005), foram aplicados intencionalmente 20 ciclos de pré-carregamento com carga máxima de 65 kN.

Após a avaliação do funcionamento dos instrumentos, foi realizado o ensaio dos Modelos. Ambos foram levados praticamente até a ruptura. Os ensaios foram interrompidos no momento em que o atuador não conseguia aplicar um acréscimo significativo de carregamento, bem como a fissuração estava com uma intensidade tal que, se o ensaio não fosse interrompido, corria-se o risco de uma ruptura brusca dos Modelos.



---

---

## Análise dos resultados

### 4.1 Caracterização dos materiais

Em relação ao concreto utilizado nos protótipos, com o objetivo de realizar o ensaio o mais rápido possível, foi utilizado concreto usinado em central para o cálice e para o pilar. O concreto de preenchimento da junta foi moldado no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Utilizou-se para o concreto do cálice um  $f_{ck}$  igual a 25 MPa. Para o concreto do pilar e da junta de preenchimento foi utilizado concreto com resistência à compressão de 35 MPa.

A caracterização do concreto à compressão e obtenção do módulo de elasticidade foram realizadas na máquina universal INSTRON. Para a obtenção dos valores de resistência à tração, foi utilizada a máquina ELE. Foram ensaios 11 corpos de prova cilíndricos de 15x30 cm, dos quais 4 foram destinados à obtenção da resistência a compressão, 4 destinados à obtenção da resistência à tração e 3 utilizados para obter-se o módulo de elasticidade longitudinal. Os ensaios de caracterização das armaduras foram realizados na máquina universal INSTRON. Nas tabelas 4.1 a 4.4 são apresentados os valores médios dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais utilizados nos protótipos. A idade do concreto refere-se ao tempo decorrido entre a moldagem do concreto e a data do ensaio. Vale salientar que os valores das propriedades mecânicas do concreto do pilar são referentes ao utilizado no protótipo IR4. A razão disso é o fato dos pilares terem sido moldados com o mesmo concreto, bem como os mesmos possuíam importância secundária nesta pesquisa.

Tabela 4.1: Propriedades mecânicas das armaduras

$\phi$	$f_{ym}$ (MPa)	$\varepsilon_{ym}$ (‰)	$f_{stm}$ (MPa)
6.3	592	2,82	719
8.0	585	2,78	711

Tabela 4.2: Propriedades mecânicas do concreto do cálice

Protótipo	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	Idade(dias)
IL5	35,5	3,13	30,02	118
IR4	41,5	3,30	32,5	189

Tabela 4.3: Propriedades mecânicas do concreto da junta de preenchimento

Protótipo	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	Idade(dias)
IL5	59,9	4,10	39,1	118
IR4	64,5	4,15	40,5	189

Tabela 4.4: Propriedades mecânicas do concreto do pilar

Protótipo	$f_{cm}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	$E_{cm}$ (GPa)	Idade(dias)
IR4	46,64	7,10	34,4	189

Onde:

$f_{cm}$ : Resistência média à compressão do concreto;

$f_{ctm}$ : Resistência média à tração por compressão diametral;

$E_{cm}$ : Módulo de deformação longitudinal tangente do concreto;

$f_{ym}$ : Resistência média ao escoamento.

$\varepsilon_{ym}$ : Deformação média ao escoamento.

$f_{stm}$ : Resistência média à tração das armaduras;

## 4.2 Ciclos de pré-carregamento

Antes de começar os ensaios finais dos modelos, foram aplicados ciclos de pré-carregamento com o objetivo de retirar a adesão existente na interface pilar-colarinho, entre o concreto da junta e dos elementos (cálice e pilar). Foram aplicados 20 ciclos de 65kN cada, igualmente ao realizado por JAGUARIBE JR(2005). A figuras 4.1 e 4.2 apresentam, respectivamente, o comportamento da armadura vertical principal ao longo dos ciclos de pré-carregamento para os Modelos IL5 e IR4.

Analisando as Figuras 4.1 e 4.2 percebe-se que houve pouca alteração na rigidez durante o re-carregamento e as deformações residuais nas armaduras verticais principais situadas na parede 2 foram muito pequenas.

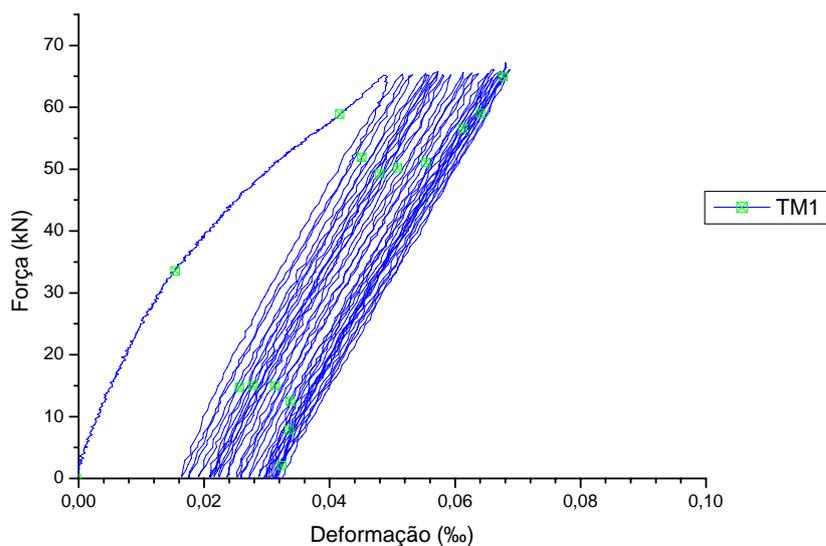


Figura 4.1: Comportamento da armadura vertical principal durante os ciclos de pré-carregamento - Modelo IL5

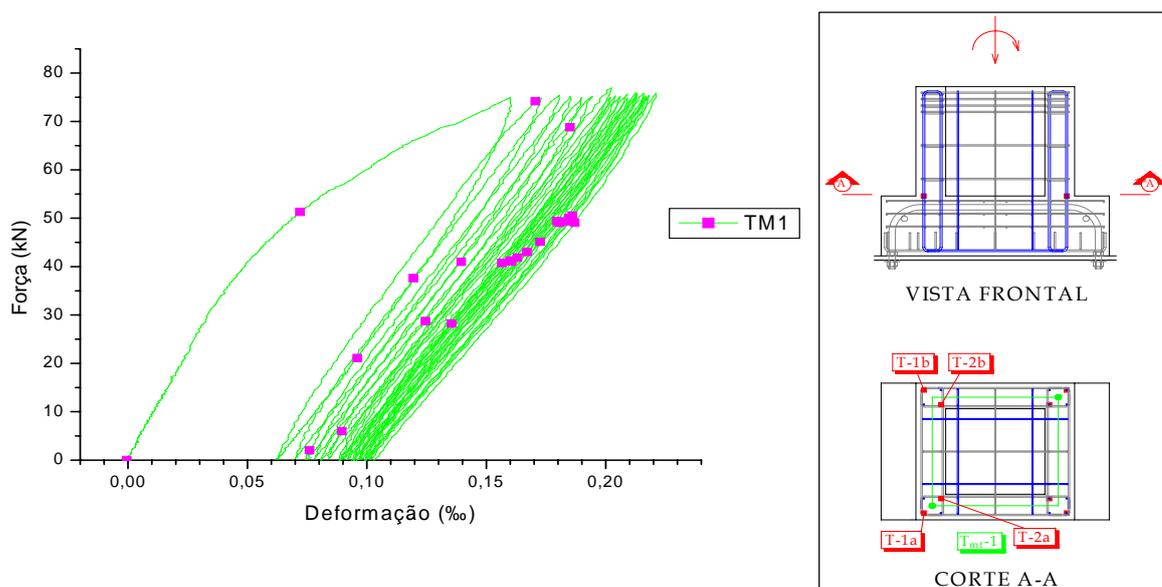


Figura 4.2: Comportamento da armadura vertical principal durante os ciclos de pré-carregamento - Modelo IR4

### 4.3 Resultados dos ensaios dos protótipos

Em relação à capacidade de transmissão de esforços, como o pilar foi dimensionado para a capacidade máxima do atuador (de tal maneira que a ruptura ocorresse no cálice), a resistência dos dois Modelos foi determinada pela força última absorvida pelo cálice de fundação, com predominância do escoamento das armaduras verticais principal e

secundária, situadas na parede 2 e nas paredes longitudinais 3 e 4, como será explicitado mais adiante.

### 4.3.1 Resistência e ruptura da ligação

A tabela 4.5 apresenta os resultados experimentais da força normal última e momento fletor último dos Modelos ensaiados. Como esperado, o Modelo IR4 apresentou uma maior capacidade resistente em relação ao Modelo IL5.

Tabela 4.5: Resistência experimental dos protótipos

Modelo	$e$ (m)	$N_u$ (kN)	$M_u$ (kN.m)
IL5	1,2	287,6	345,1
IR4	1,2	388,9	466,7

A Figuras 4.3 e 4.4 apresentam, respectivamente, a curva força normal *versus* deformação média na primeira camada da armadura horizontal principal, situada no terço superior da parede transversal 1 e o descolamento da junta entre os elementos do Modelo IL5.

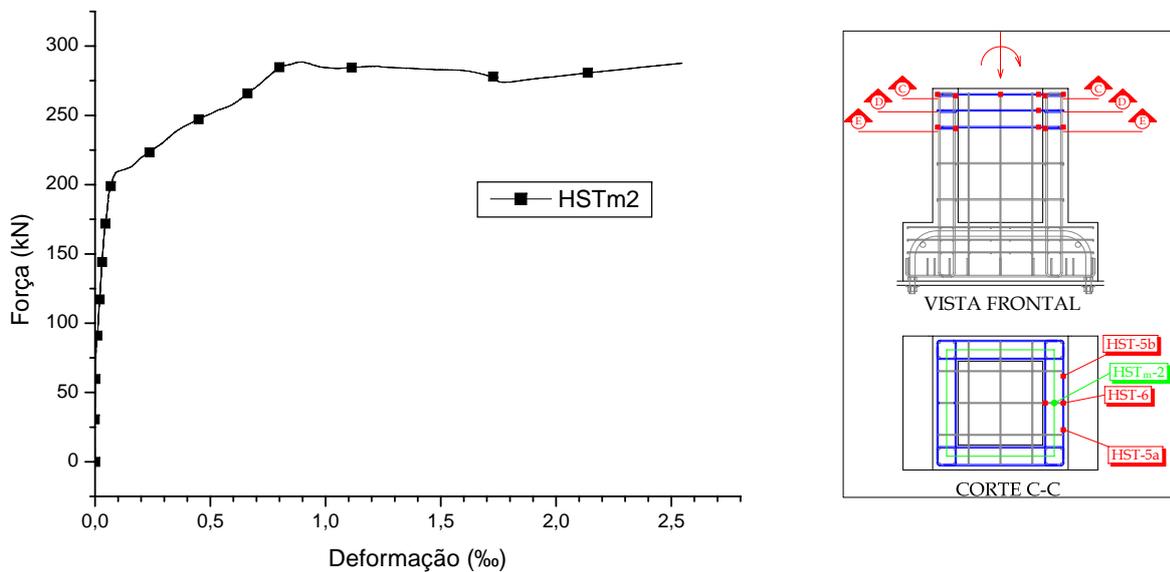


Figura 4.3: Curva força aplicada *versus* deformação na primeira camada da armadura horizontal principal - Modelo IL5

Analisando as Figuras 4.3 e 4.4, constata-se que a ruptura do concreto da junta ocorreu com aproximadamente 70% do valor da força normal última alcançada (pois a



Figura 4.4: Descolamento da junta entre os elementos constituintes da ligação do Modelo IL5

partir desse instante ocorre mobilização significativa da armadura analisada), ao contrário do que se esperava, já que foi aplicado desmoldante entre a junta e os elementos (cálce e pilar). Em relação ao Modelo IR4, a ruptura ocorreu com aproximadamente 77% do valor da força normal última alcançada.

### 4.3.2 Comportamento da armadura horizontal principal transversal

Apresenta-se na Figura 4.5 a curva força aplicada versus deformação, para as armaduras horizontais principais situadas na região superior da parede transversal 1, do Modelo IL5. Como esperado, essas armaduras foram efetivamente solicitadas a partir do momento em que ocorreu uma pequena fissura na região da junta de preenchimento e conseqüentemente o deslizamento do pilar na região de embutimento, caracterizando a ruptura da adesão existente entre os elementos.

A partir deste momento ocorre a mobilização efetiva da resultante de pressões  $H_{sup}$  no topo da parede transversal 1. Como esperado, os dois ramos das armaduras horizontais principais foram tracionados. Além disso, como pode ser observado, no momento em que ocorre o deslizamento do pilar na região de embutimento (força de aproximadamente 105kN), os extensômetros HST4 e HST11 sofreram deformações negativas, indicando que a região interna da parede transversal 1 estava comprimida, caracterizando

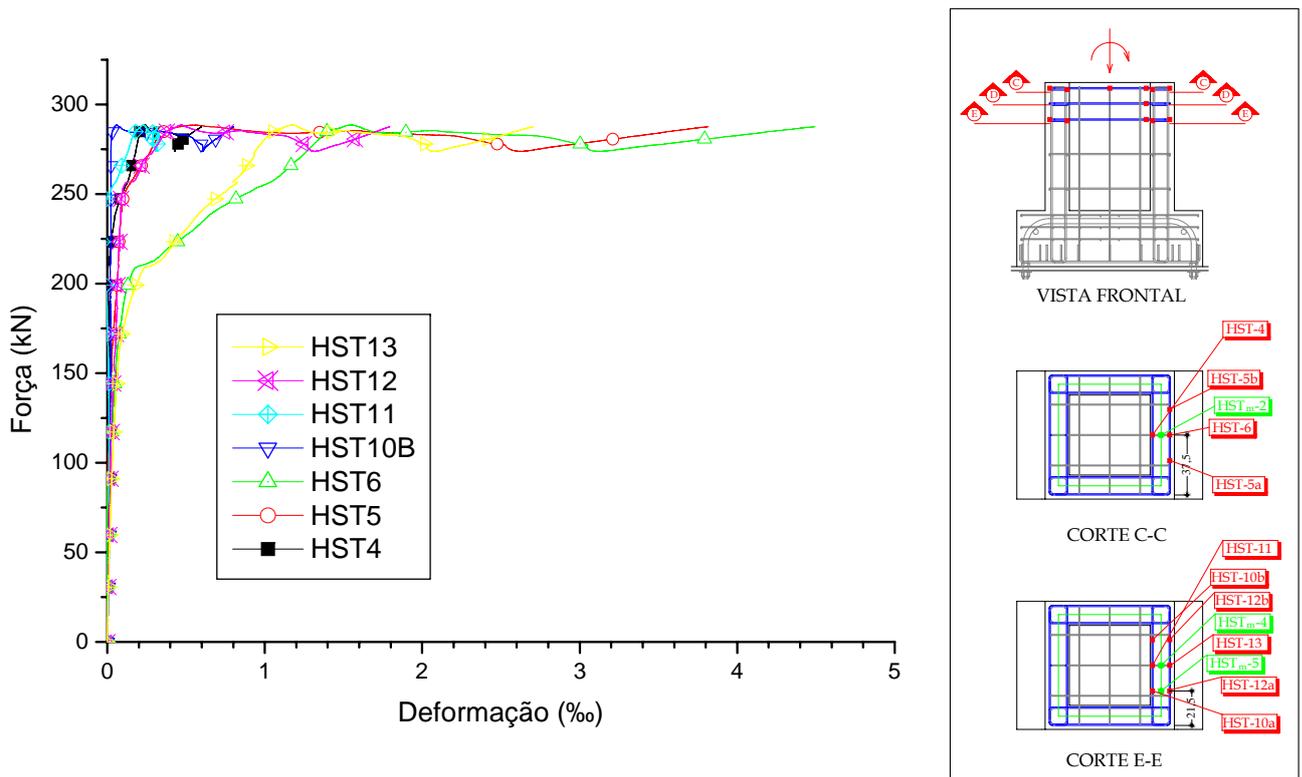


Figura 4.5: Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal principal transversal - Modelo IL5

portanto uma flexo-tração dessa parede.

Nota-se também que a partir do instante em que ocorre o rompimento da adesão entre o concreto da junta e dos elementos, o Modelo sofre uma redistribuição de esforços e conseqüentemente as regiões centrais dos ramos externos da armadura transversal horizontal principal nas duas camadas analisadas se deformam com uma rigidez menor que no início do ensaio.

Como dito anteriormente, a deformação nos níveis superior e inferior destas armaduras não sofreram variações significativas, indicando que a consideração do comprimento  $\ell_{emb}/3$  para o dimensionamento e detalhamento das armaduras é bastante coerente.

De maneira semelhante aos Modelos ensaiados por CANHA (2004), as deformações dessa armadura continuaram a aumentar por efeito da carga mantida, ou seja, houve um instante onde as fissuras continuavam a surgir, sem que ocorresse aumento de carga no Modelo. Resolveu-se, portanto manter o carregamento aplicado, com o objetivo de estudar melhor o comportamento deste Modelo.

Como mostrado anteriormente, ocorreu apenas um pequeno destacamento da interface pilar-colarinho, indicando que embora se tenha tentado retirar a adesão entre

o concreto da junta e dos elementos, a mesma contribuiu para que as deformações das armaduras horizontais principais fossem pequenas. Isso confirma a hipótese que a ligação apresenta um comportamento muito próximo do monolítico até o momento em que ocorre a perda de adesão entre o concreto da junta e dos elementos.

Na Figura 4.6 apresenta-se a curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal principal do Modelo IR4.

Como esperado, essas armaduras foram pouco solicitadas na maior parte do ensaio, pois, com a presença das chaves de cisalhamento, a ligação apresenta um comportamento muito próximo ao de uma ligação monolítica.

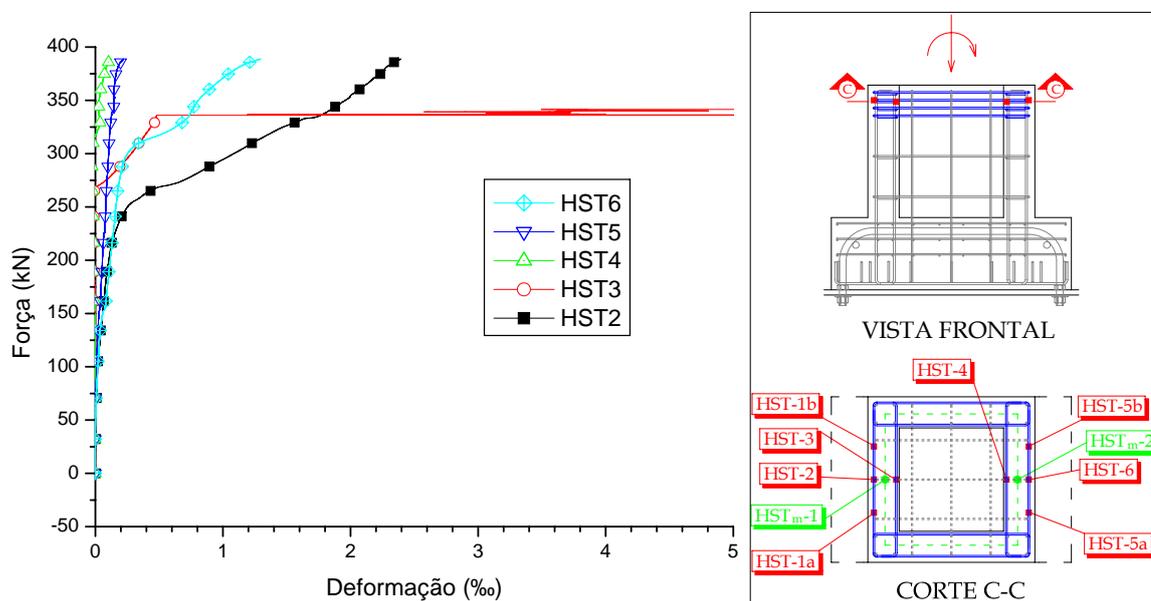


Figura 4.6: Curva força aplicada *versus* deformações medidas nas paredes transversais - Modelo IR4

### 4.3.3 Deslocamentos

A Figuras 4.7 e 4.8 mostram as curvas força aplicada *versus* deslocamentos, medidos na parede transversal 1 dos Modelos IL5 e IR4, respectivamente. Esses deslocamentos tiveram aumento significativo a partir do momento em que houve o rompimento da adesão entre o concreto da junta e dos elementos. Observa-se que esses deslocamentos foram diminuindo conforme o afastamento em direção à base da fundação.

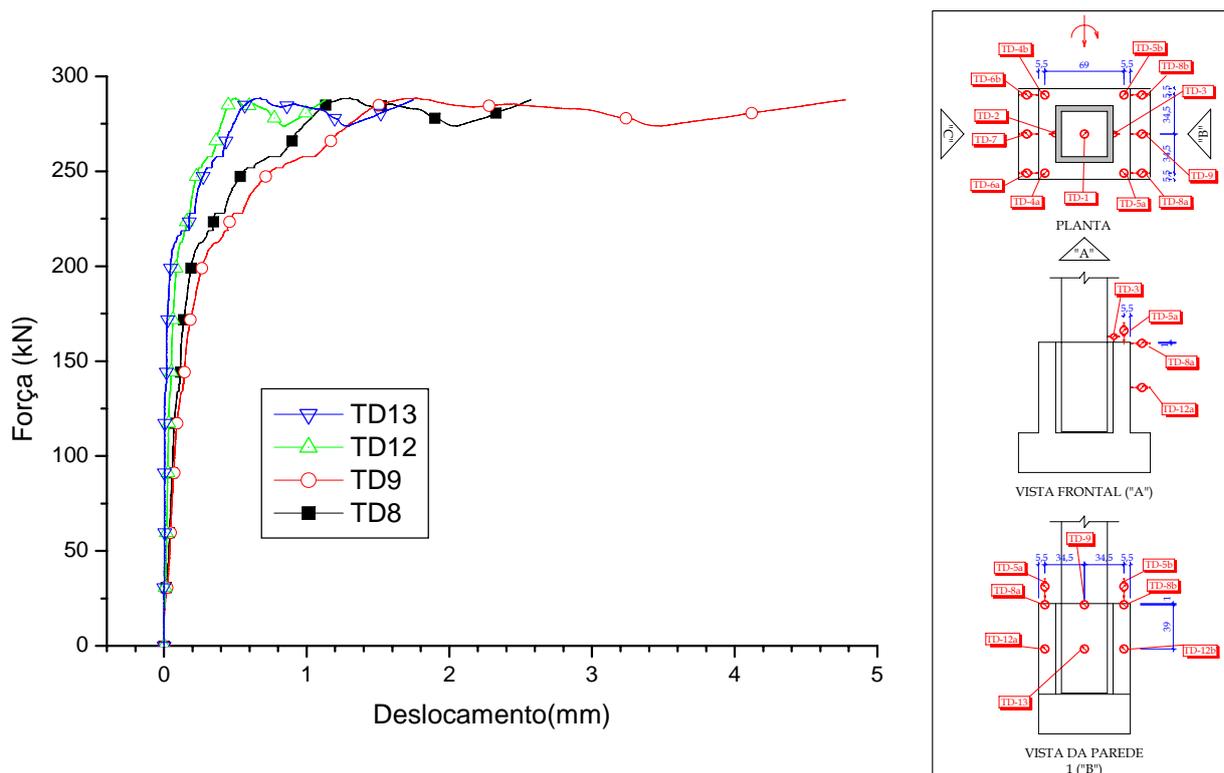


Figura 4.7: Curva força aplicada *versus* deslocamentos medidos na parede transversal 1 - Modelo IL5

Além disso, observa-se que em uma mesma camada, os transdutores posicionados no centro da mesma deslocam-se mais que os situados nas extremidades da parede 1, comprovando a hipótese de que ocorre flexão nesta parede.

### 4.3.4 Fissuração

As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam o estado de fissuração da parede transversal 1 do Modelo IL5 e transversal 2 do Modelo IR4 no fim do ensaio. Apesar de os modelos terem apresentado poucas fissuras, se comparados aos modelos ensaiados por CANHA (2004) e JAGUARIBE JR (2005), o panorama de fissuração mostra a evidência de um comportamento à flexo-tração para esta parede, pois a pressão na região superior oriunda

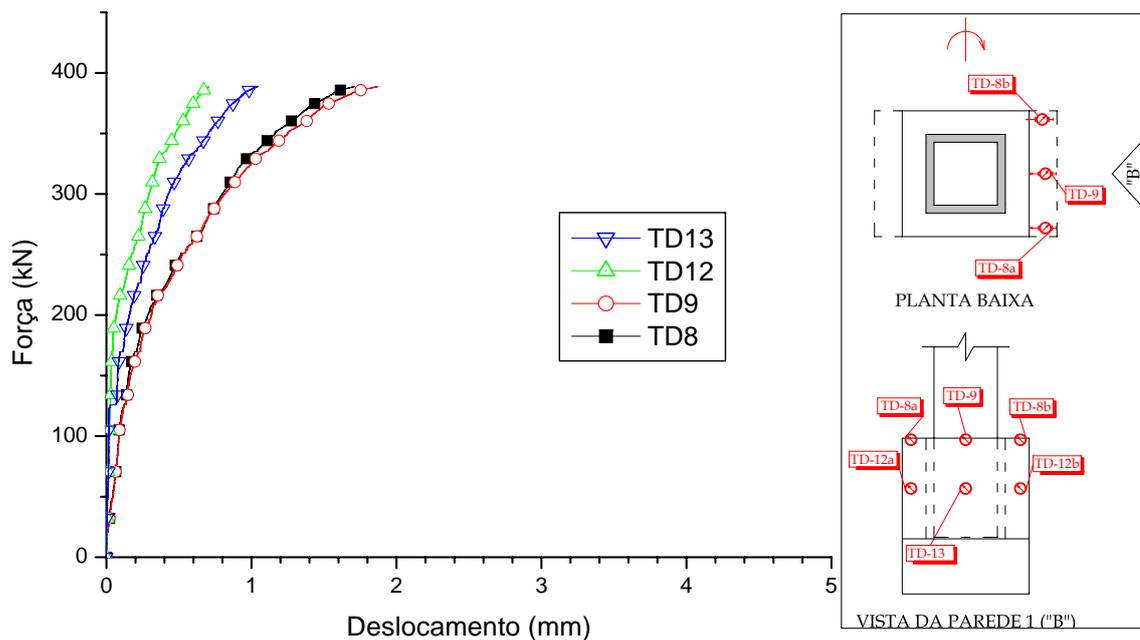


Figura 4.8: Curva força aplicada *versus* deslocamentos medidos na parede transversal 1 - Modelo IR4

do pilar é transmitida para os cantos, na região de ligação com as paredes longitudinais 3 e 4, bem como as fissuras se encaminham para essa região com inclinação de aproximadamente 45 graus.



Figura 4.9: Estado de fissuração da parede transversal 1 - Modelo IL5

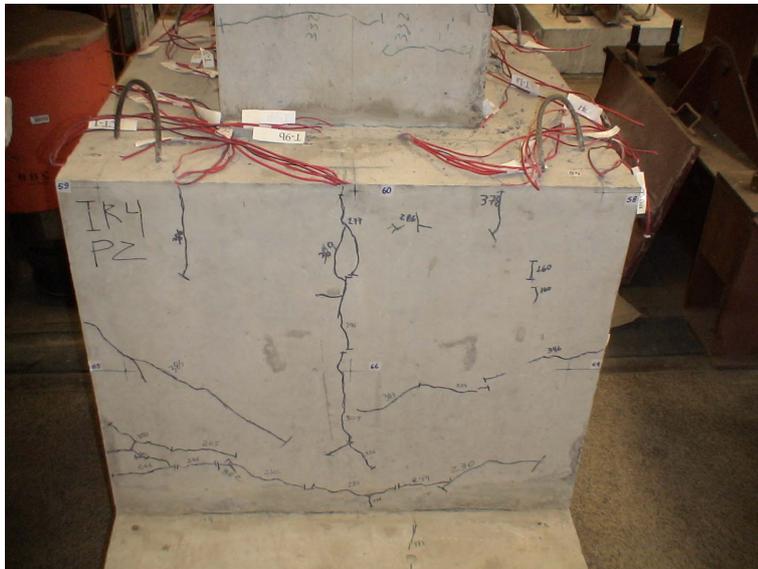


Figura 4.10: Estado de fissuração da parede transversal 2 - Modelo IR4

### 4.3.5 Comportamento da armadura horizontal superior longitudinal

Embora o principal foco deste trabalho esteja no estudo das paredes transversais do colarinho, são apresentados, a seguir, alguns resultados referentes ao comportamento das paredes longitudinais do Modelo IL5. Em virtude do limite de pontos de aquisição de dados, não foi possível a instrumentação das armaduras situadas nas paredes longitudinais do Modelo IR4.

Na Figura 4.11 apresenta-se a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras horizontais principais longitudinais do Modelo IL5.

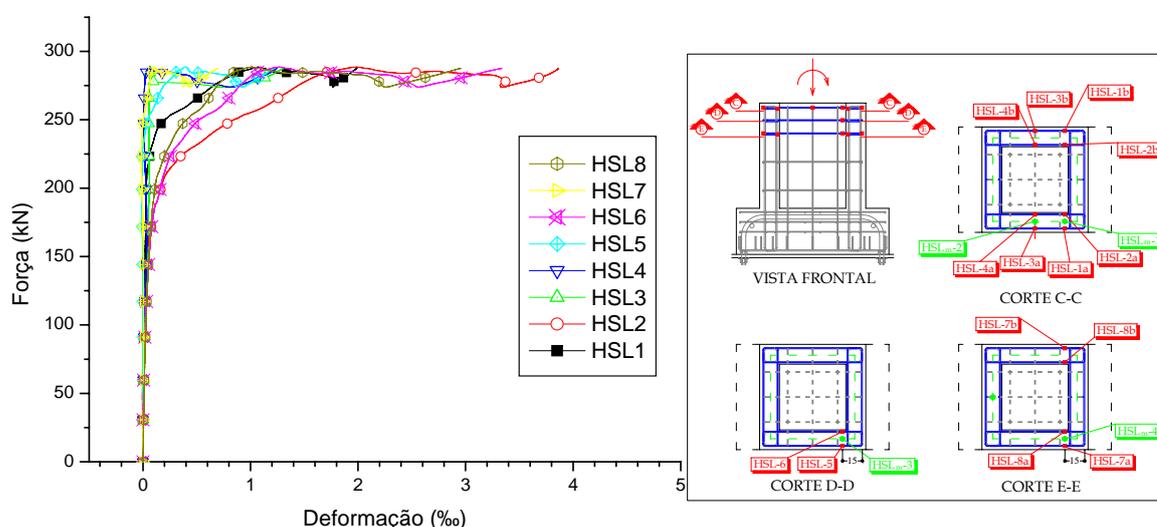


Figura 4.11: Curva força aplicada *versus* deformação na armadura horizontal principal longitudinal - Modelo IL5

Analisando a Figura 4.11 observa-se que os ramos internos dessa armadura sofreram maiores deformações que os ramos externos, bem como alcançaram o escoamento. Observa-se que essas armaduras foram efetivamente solicitadas a partir do momento em que houve o deslizamento do pilar na região de embutimento, caracterizando a ruptura da adesão existente entre a junta e os demais elementos constituintes da ligação. A análise da Figura 4.11 também permite a visualização da tendência de diminuição das deformações dos estribos inferiores em relação aos superiores.

### 4.3.6 Comportamento das armaduras verticais principais e secundárias

Como comentado anteriormente, a ruptura da ligação, nos dois Modelos, ocorreu com o escoamento das armaduras verticais principais situadas na parede 2. No Modelo IL5, com o objetivo de avaliar a contribuição das armaduras verticais secundárias posicionadas próximo aos cantos, resolveu-se dispor extensômetros nessas armaduras. A Figura 4.12 apresenta a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais e secundárias situadas nas paredes transversal 2 e longitudinais.

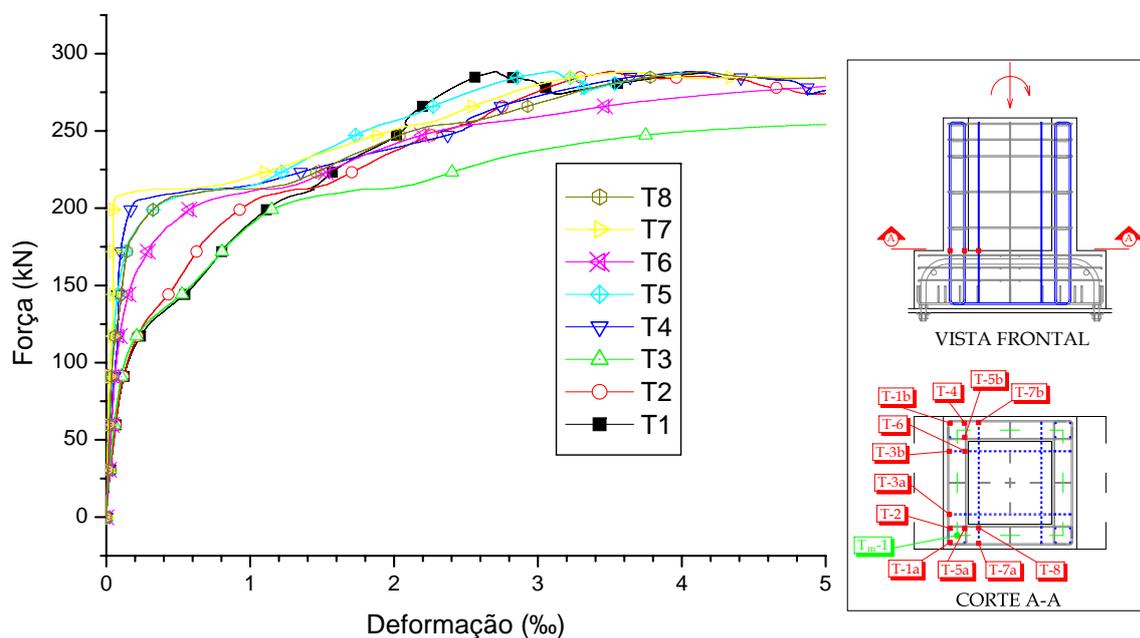


Figura 4.12: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais e secundárias - Modelo IL5

Como esperado, ocorreu o escoamento de todos os ramos das armaduras verticais principais. Esse comportamento já havia sido observado por CANHA(2004), entretanto como já dito anteriormente, para este trabalho utilizou-se um detalhamento diferente para as armaduras verticais. Esta diferença consiste na concentração das armaduras verticais secundárias próximo aos cantos, mais precisamente na união com as paredes 3 e 4. Analisando a Figura 4.12, observa-se que essas armaduras contribuíram para a resistência da ligação, inclusive os ramos presentes nas paredes longitudinais (T7 e T8).

A Figura 4.13 apresenta a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias situadas nas paredes 2, 3 e 4. Observa-se que os ramos situados na parede transversal 2 foram bastante solicitados, atingindo o escoamento e plastificação.

Verifica-se que as armaduras verticais situadas nas paredes longitudinais 3 e 4 foram realmente mobilizadas no momento da ruptura da adesão existente entre a junta e os elementos. Observa-se que apenas um dos ramos dessa armadura atingiu o escoamento (CL2).

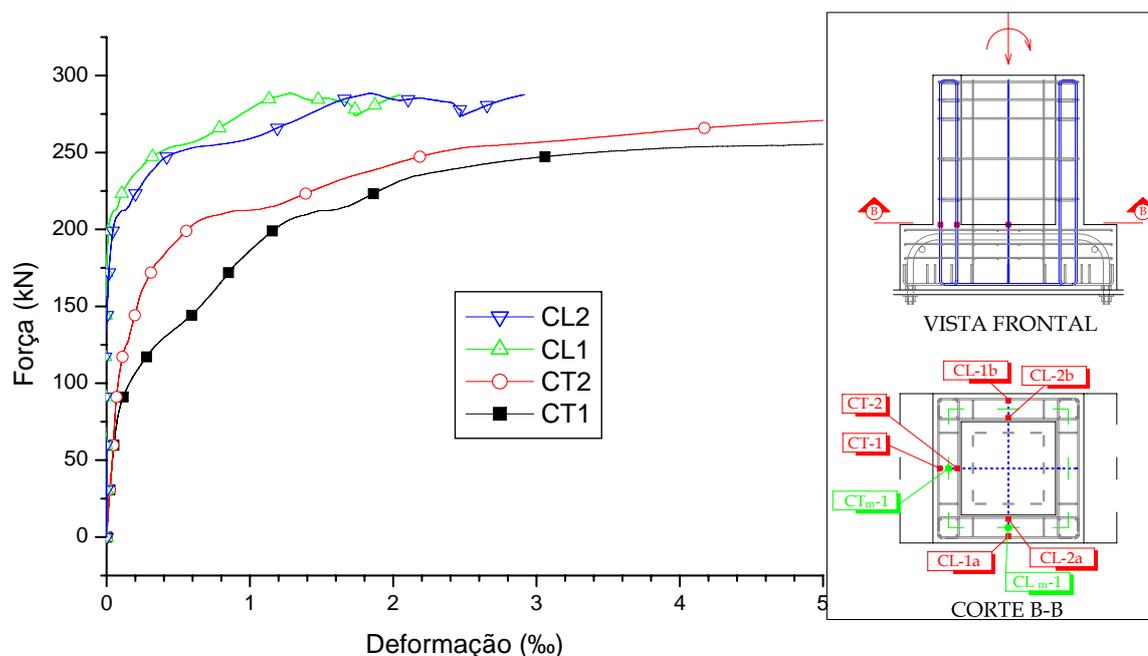


Figura 4.13: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias - Modelo IL5

Apresenta-se na Figura 4.14 a curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras verticais secundárias situadas nas paredes 2 e 4. Observa-se que as armaduras situadas na parede 2 foram significativamente solicitadas, contribuindo para a resistência da ligação. As armaduras situadas nas paredes longitudinais 3 e 4 não foram efetivamente solicitadas até o momento em que houve o rompimento da adesão existente entre os elementos, onde a partir deste momento ocorreu uma redistribuição de esforços e conseqüentemente alteração da rigidez, atingindo uma deformação máxima de 2,5‰.

A Figura 4.15 apresenta a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais situadas em diferentes alturas, na parede 1 do Modelo IR4. Observa-se que essas armaduras foram comprimidas e apresentaram um comportamento semelhante, com exceção do extensômetro T4, onde verifica-se a ocorrência de um problema com o mesmo.

A Figura 4.16 mostra a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras

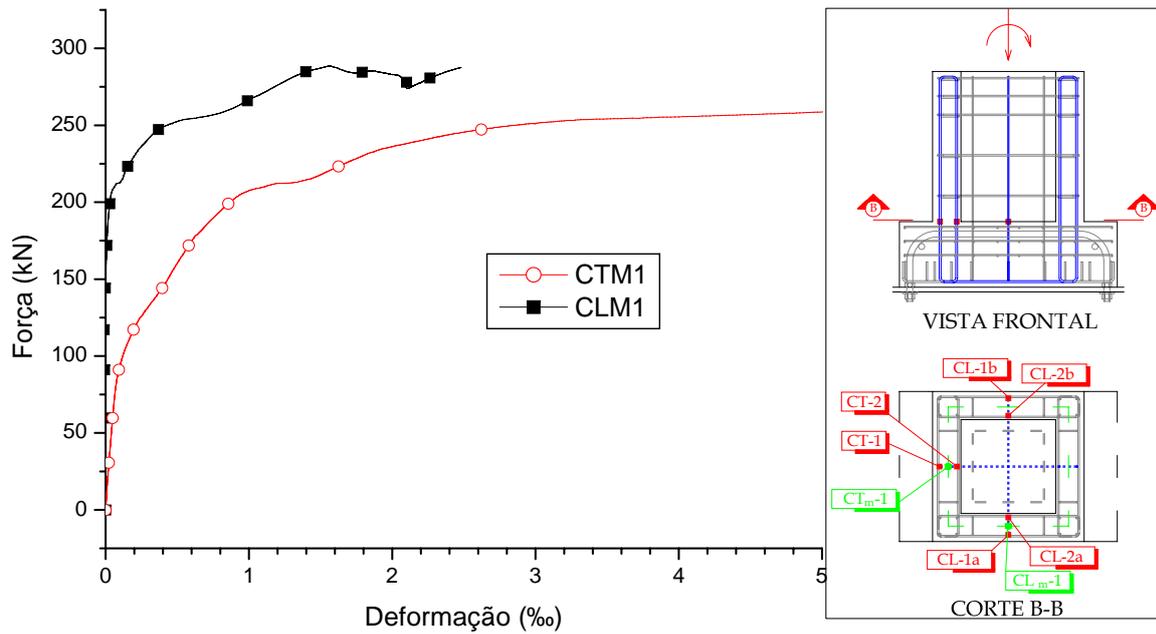


Figura 4.14: Curva força aplicada *versus* deformação média nas armaduras verticais secundárias situadas nas paredes 2 e 4 - Modelo IL5

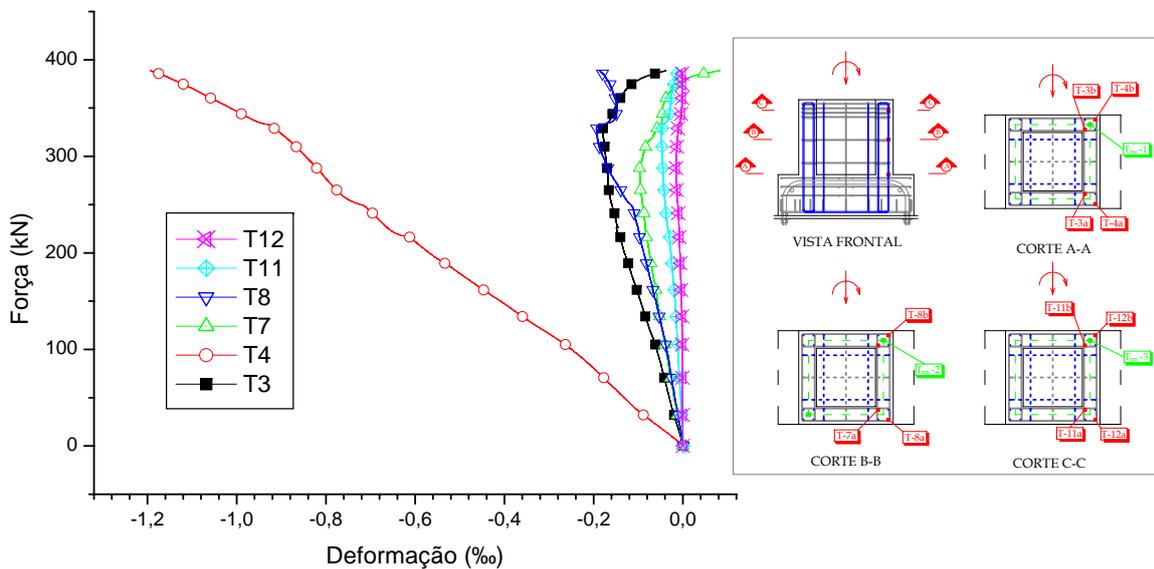


Figura 4.15: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais situadas em diferentes alturas na parede 1 - Modelo IR4

verticais principais situadas em diferentes alturas, na parede 2 do Modelo IR4.

Observando a Figura 4.16 verifica-se que as armaduras verticais principais situadas na parede 2 contribuíram significativamente para a resistência da ligação, alcançando o

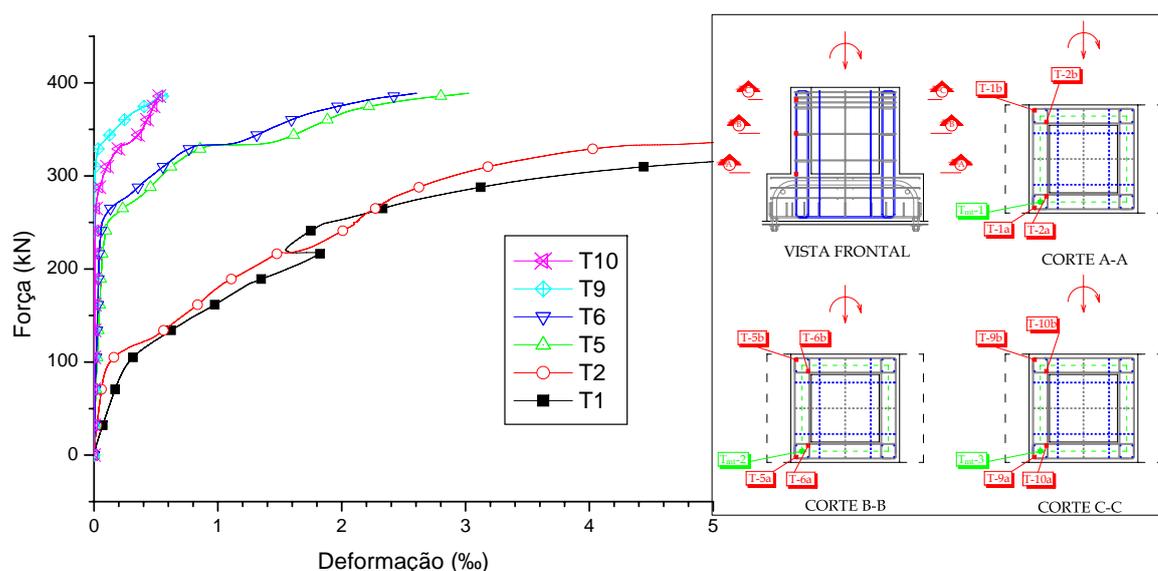


Figura 4.16: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais situadas em diferentes alturas na parede 2 - Modelo IR4

escoamento, tanto na região central ao longo do comprimento de embutimento, como na junção com a base da fundação. Observa-se que à medida que o ramo da armadura se aproxima do topo da parede, as deformações diminuem, mostrando que a hipótese de que as bielas formadas pelas chaves de cisalhamento diminuem de inclinação, em relação à direção horizontal, à medida que se aproximam do trecho superior do comprimento de embutimento, é bastante coerente.

A Figura 4.17 apresenta a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias situadas em diferentes alturas, na parede 1 do Modelo IR4. Devido a um problema ocorrido com o módulo de aquisição de dados, não foi possível obter as curvas de deformação dos extensômetros CT-11, CT-12. Observa-se que essas armaduras foram comprimidas, apresentando um comportamento semelhante entre os extensômetros CT-7 e CT-8.

A Figura 4.18 mostra a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias situadas em diferentes alturas, na parede 2 do Modelo IR4. Observa-se que essas armaduras contribuíram para a resistência da ligação, alcançando o escoamento na junção da parede com a base da fundação. Verifica-se que à medida que o ramo dessa armadura se aproxima do topo da parede 2 as deformações tendem a diminuir, exceto o extensômetro CT-9, que alcançou o escoamento. Isso pode ser explicado pelo fato do mesmo estar em uma posição tal que na ruptura, ocorre flexo-tração nessa região da

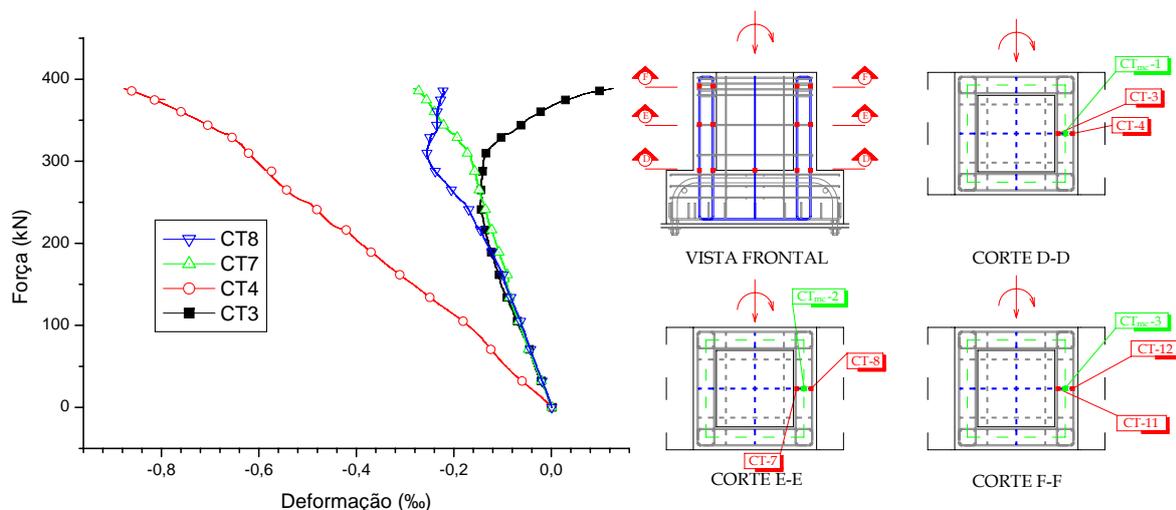


Figura 4.17: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias situadas em diferentes alturas na parede 1 - Modelo IR4

parede, como mostrado anteriormente.

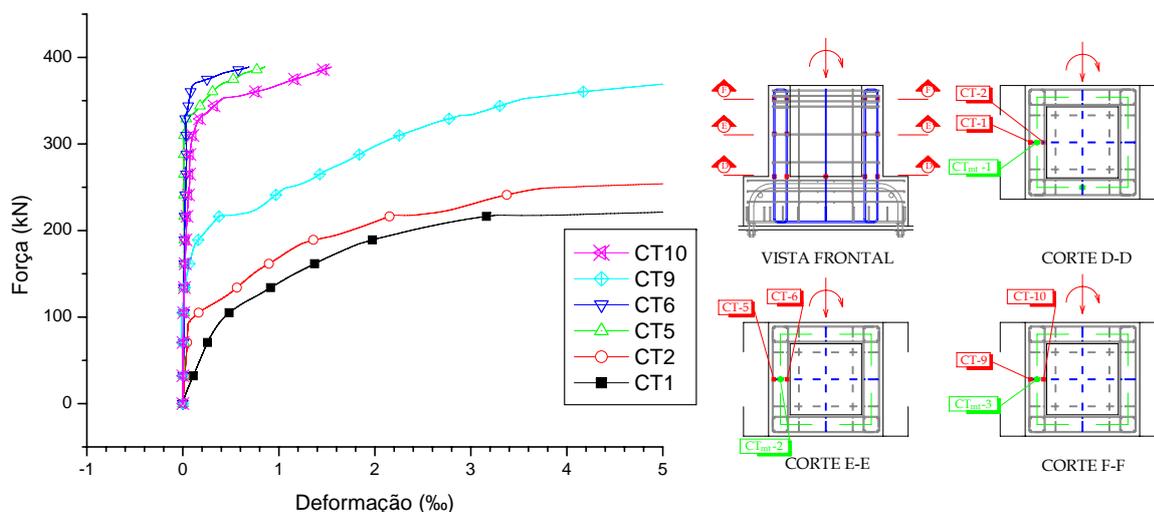


Figura 4.18: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias situadas em diferentes alturas na parede 2 - Modelo IR4

## 4.4 Análise das forças resultantes nas armaduras principais dos protótipos

A seguir, são apresentados os resultados referentes as forças atuantes nas armaduras verticais principais e horizontais principais dos protótipos analisados experimentalmente.

#### 4.4.1 Obtenção das resultantes experimentais na armadura vertical principal e nas armaduras horizontais principais da parede transversal 1 - Modelo IL5

A Figura 4.19 apresenta as armaduras do Modelo IL5. Nela, as indicações P1 a P4 referem-se às 4 paredes do colarinho, sendo P1 e P2 referentes às paredes transversais 1 e 2 respectivamente. De maneira análoga, P3 e P4 referem-se às paredes longitudinais 3 e 4 respectivamente.

onde:

$A_{s,hp}$ : Armadura horizontal principal ;

$A_{s,hs}$ : Armadura horizontal secundária ;

$A_{s,vp}$ : Armadura vertical principal ;

$A_{s,vs}$ : Armadura vertical secundária ;

Como dito anteriormente, o detalhamento das armaduras verticais foi diferenciado, consistindo na aproximação das armaduras verticais secundárias para a região próxima à intersecção entre as paredes longitudinais e transversais. A Figura 4.20 mostra esse detalhamento.

A obtenção da força resultante na armadura vertical principal foi baseada nos valores das deformações medidas nos extensômetros posicionados na mesma.

Desta forma, a força transmitida por cada ramo da armadura fica em função das deformações específicas medidas durante o ensaio. Vale salientar que, no caso de se obter uma deformação específica última maior que a deformação de escoamento, adota-se esta.

Portanto a força na armadura vertical vale:

$$F_{tirexp} = 29,19 + 29,19 + 18,65 + 29,19 + 18,65 + 18,65 + 29,19 + 18,65$$

$$F_{tirexp} = 191,4kN$$

De maneira a obter um valor teórico de comparação com esse resultado experimental, aplicou-se o modelo de CANHA(2004) utilizando como parâmetros os valores recomendados pela autora, bem como os valores últimos de força normal e momento fletor obtidos no

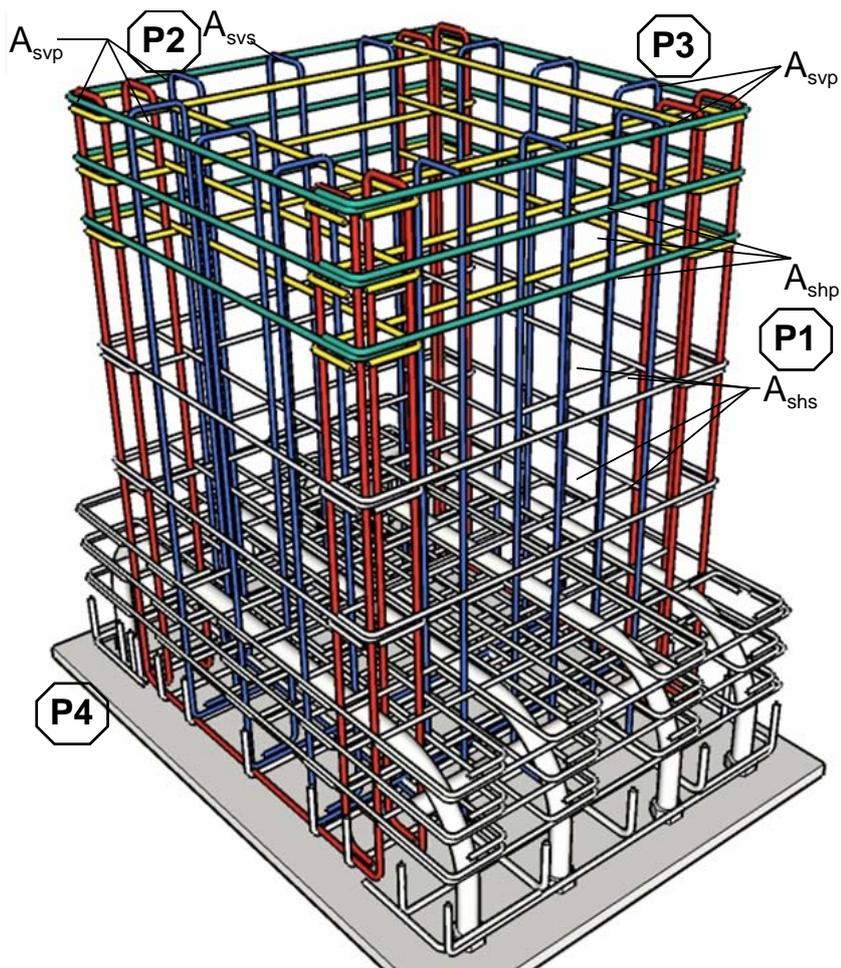


Figura 4.19: Armaduras principais do protótipo IL5

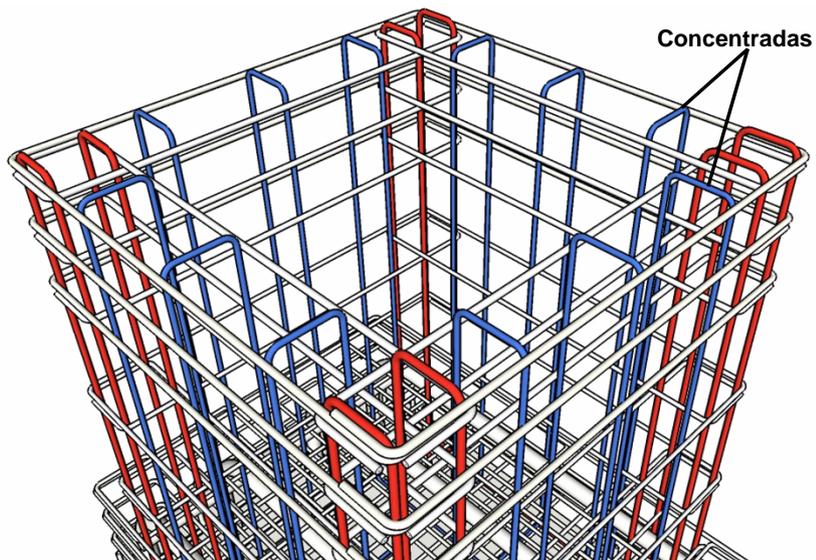


Figura 4.20: Detalhamento das armaduras verticais

ensaio. Assim:

$$y = l_{emb}/6$$

$$y' = l_{emb}/10$$

$$e_{nb} = h_{pilar}/4$$

$$e = 1,20m$$

$$N_u = 287,6kN$$

$$M_u = 345,1kN$$

Desta forma temos que:

$$H_{sup,d} = 393,6kN$$

Em função da geometria do cálice, o ângulo formado pela biela comprimida da parede longitudinal com a direção horizontal vale:

$$\beta = arctg\left(\frac{l_c - y}{0,85h_{ext} - h_c\sqrt{2}}\right)$$

$$\beta = 47,87^\circ$$

A força na armadura vertical principal é obtida por:

$$F_{tir} = \frac{H_{sup,d}}{2}tg\beta$$

$$F_{tir} = 217,6kN$$

A resultante experimental de pressões ( $H_{sup,d}$ ) foi obtida com base nos valores das deformações, medidos no encontro entre a parede longitudinal e a parede transversal 1. Portanto o valor resultante experimental de pressões no topo da parede transversal 1 vale:

$$H_{sup,d} = 255,1kN$$

Com o objetivo de realizar uma análise comparativa entre resultados teóricos e experimentais, foi aplicado o modelo de CANHA(2004) para obtenção das resultantes nos ramos interno e externo da armadura horizontal principal da parede transversal 1. Serão analisadas duas situações: Numa primeira análise, considera-se que 85% da resultante  $H_{sup,d}$  mobilize tração nessa parede e apenas 15% mobilize flexão na mesma.

Na segunda situação, considera-se que toda a resultante de pressões  $H_{sup,d}$  mobilize tração integralmente na parede transversal 1.

a) Situação 1 (flexo-tração)

$$H_{sup,tr} = 0,85H_{sup,d} = 216,8kN$$

$$H_{sup,fl} = 0,15H_{sup,d} = 38,3kN$$

a.1) Tração:

$$F_{tr,tot} = \frac{H_{sup,tr}}{2\text{sen}\theta} \cos\theta = 108,4kN$$

Adotando  $\theta = 45^\circ$  e sabendo que a armadura possui dois ramos, temos:

$$F_{tr} = \frac{108,4}{2} = 54,2kN$$

Portanto:

$$F_{tr_{ramoext}} = F_{tr_{ramoint}} = 54,2kN$$

a.2) Flexão:

Para a análise da flexão da parede transversal 1 são feitas as seguintes observações:

- A carga uniformemente distribuída equivalente foi obtida pela razão entre a força  $H_{sup,fl}$  e o comprimento de abrangência da mesma, ou seja;

$$q = \frac{H_{sup,fl}}{0,50m} = 76,6kN/m$$

A figura 4.21 mostra o esquema estrutural adotado e o diagrama de momentos fletores obtido:

- Objetivando a obtenção do valor da força resultante nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal, foram adotadas as seguintes simplificações:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}$$

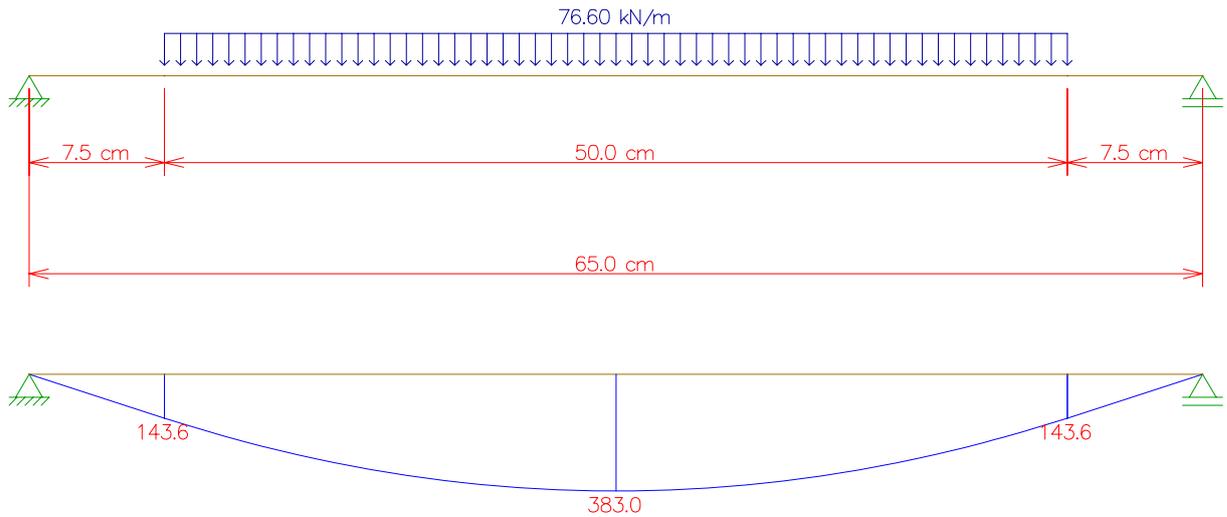


Figura 4.21: Esquema estrutural e diagrama de momentos fletores no topo da parede transversal 1 (momentos fletores expressos em kN.cm)

onde:

$$z = 0,9d$$

O esquema estrutural adotado corresponde à situação de ruptura. Deve ser salientado que foi desprezada a contribuição do concreto que envolvia os ramos interno e externo na armadura horizontal principal, pois como foi observado, essa região apresenta uma maior concentração de esforços de tração.

Sabendo que:

$$A_{s\phi 8} = 0,5\text{cm}^2$$

$$z = 0,9 \times 0,13 = 0,117\text{m}$$

então:

$$\sigma_s = \frac{383}{3 \times 0,5 \times 11,7} = 21,8\text{kN/cm}^2$$

Como

$$F_s = \sigma_s \times A_s$$

Então a força em cada ramo é dada por:

$$F_{fl_{ramoext}} = -F_{fl_{ramoint}} = 21,8 \times 1,5 = 32,7\text{kN/ramo}$$

Realizando a superposição de efeitos, temos que:

1) Ramo externo:

$$F_{totramoexterno} = F_{trramoexterno} + F_{flramoexterno}$$

$$F_{totramoexterno} = 54,2 + 32,7$$

$$F_{totramoexterno} = 86,9kN$$

2) Ramo interno:

$$F_{totramointerno} = F_{trramointerno} + F_{flramointerno}$$

$$F_{totramointerno} = 54,2 - 32,7$$

$$F_{totramointerno} = 21,5kN$$

Concluindo, temos então os seguintes valores das forças resultantes nos ramos interno e externo da armadura horizontal principal no topo da parede 1, para a primeira situação:

$$F_{totramoexterno} = 86,9kN$$

$$F_{totramointerno} = 21,5kN$$

b) Situação 2 (Tração)

Nesta situação, supõe-se que a região compreendida no terço superior da parede transversal 1 é submetida apenas a esforços de tração, ficando os de flexão desprezados. Portanto:

$$H_{sup,tr} = H_{sup,d} = 255,1kN$$

$$H_{\text{sup},fl} = 0$$

$$F_{tr} = \frac{H_{\text{sup},tr}}{2\text{sen}\theta} \cos\theta = 127,6\text{kN}$$

Tendo em vista o panorama de fissuração dessa região, Adota-se  $\theta = 45^\circ$  e sabendo que a armadura possui dois ramos, temos:

$$F_{tr} = \frac{127,6}{2} = 63,8\text{kN}$$

Portanto:

$$F_{tr_{\text{ramoext}}} = F_{tr_{\text{ramoint}}} = 63,8\text{kN}$$

As Tabelas 4.6 e 4.7 apresentam a comparação entre os resultados teóricos e experimentais considerando flexo-tração e tração, respectivamente, para os ramos interno e externo das armaduras horizontais principais situadas no topo da parede transversal 1 do Modelos IL5:

Tabela 4.6: Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 supondo um comportamento à flexo-tração - Modelo IL5

Protótipo	Modelo	Ramo externo(kN)	Ramo interno(kN)
IL5	CANHA	86,9	21,5
EXPERIMENTAL		86,4	14,7

Tabela 4.7: Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 - Supondo um comportamento à tração - Modelo IL5

Protótipo	Modelo	Ramo externo(kN)	Ramo interno(kN)
IL5	CANHA	63,8	63,8
EXPERIMENTAL		86,4	14,7

Analisando a Tabela 4.6, constata-se uma aproximação razoável comparando os resultados experimentais com os obtidos teoricamente, ficando as diferenças em torno de 0,5% para o ramo externo e em torno de 49% para o ramo interno da armadura horizontal principal. Comparando os valores da Tabela 4.7 constata-se uma discrepância maior dos

resultados, mostrando que o modelo de cálculo proposto por CANHA(2004), considerando o comportamento à flexo-tração, é mais coerente com os resultados experimentais.

#### 4.4.2 Obtenção da resultante experimental de pressões no topo das paredes transversais - Modelo IR4

A Figura 4.22 apresenta as armaduras do Modelo IR4. Nela, as indicações P1 a P4 referem-se às 4 paredes do colarinho, sendo P1 e P2 referentes às paredes transversais 1 e 2 respectivamente. De maneira análoga, P3 e P4 referem-se às paredes longitudinais 3 e 4 respectivamente.

onde:

$A_{s,hp}$ : Armadura horizontal principal ;

$A_{s,hs}$ : Armadura horizontal secundária ;

$A_{s,vp}$ : Armadura vertical principal ;

$A_{s,vs}$ : Armadura vertical secundária ;

A Figura 4.23 apresenta as variáveis para o cálculo das resultantes de pressão no topo das paredes 1 e 2 para o cálice com interface rugosa. No lado comprimido(parede 1) aparecem bielas devido à transferência da resultante de compressão do pilar para a parede 1, resultando na força de compressão  $R_{cs,b}$  na base do cálice. Devido a essas bielas comprimidas, uma pressão  $H_1$  atua na parede 1. Esta pressão é mais concentrada no topo da parede 1, pois nessa região as bielas possuem uma menor inclinação em relação à direção horizontal. A resultante de pressões no topo da parede 1  $H_{top1}$  é uma parcela de  $H_1$ .

O valor de  $H_1$  é dado pela Equação 4.1:

$$H_1 = \frac{R_{csb}}{\tan \beta_1} \quad (4.1)$$

Onde  $\beta_1$  é o ângulo de inclinação das bielas comprimidas, que pode ser admitido como  $45^\circ$ .

A resultante de pressões na base do cálice pode ser obtida a partir da Equação 4.2:

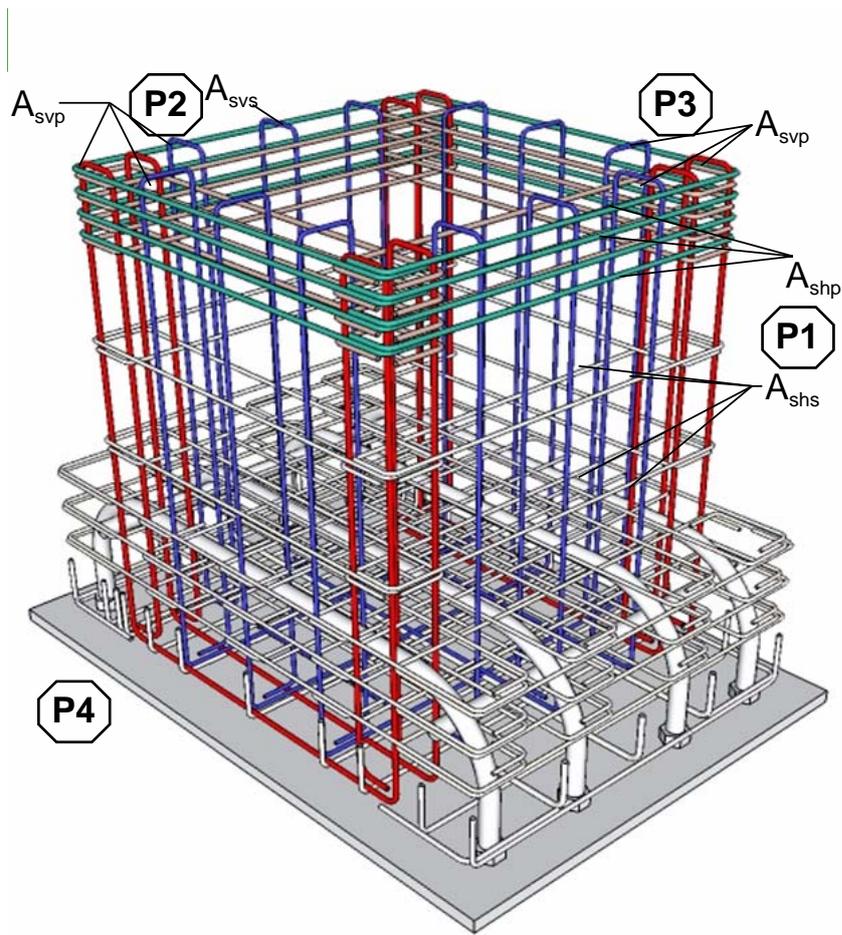


Figura 4.22: Representação esquemática das armaduras do Modelo IR4.

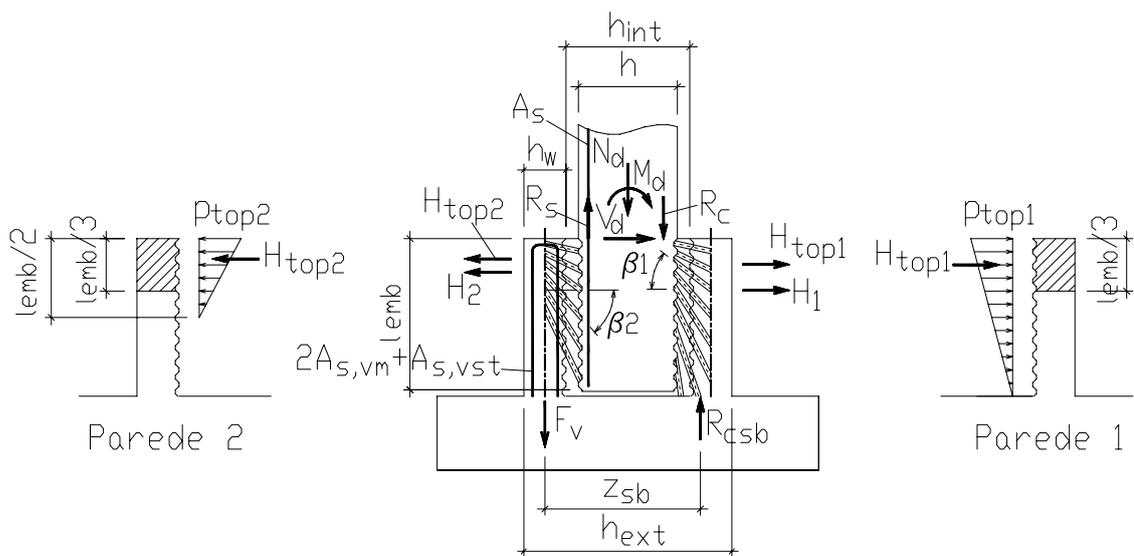


Figura 4.23: Variáveis para o cálculo das resultantes de pressão no topo das paredes 1 e 2 - Modelo IR4

$$R_{csb} = \frac{[M_{bd} + N_d \cdot (0.5h_{ext} - 0.5h_w)]}{z_{sb}} \quad (4.2)$$

Onde:

$$M_{bd} = M_d + V_d \cdot \ell_{emb}$$

$$z_{sb} \approx 0.9d_{sb}$$

e

$$d_{sb} \approx 0.9h_{ext}$$

A resultante  $H_{top1}$  é a resultante de pressões do trapézio formado no topo da parede 1, e pode ser admitida como:

$$H_{top1} \approx 0.6H_1$$

Devido a transmissão por bielas de grande parte da força de tração oriunda do pilar para a parede 2, resultando na força  $F_v$ , uma pressão com resultante  $H_2$  atua na parede 2. Esta pressão é mais concentrada no topo da parede 2, pois nessa região as bielas possuem uma menor inclinação em relação à direção horizontal. Como o comportamento dessa parede é similar ao da parede 1 do Modelo com interface lisa, a distribuição de pressões é aproximadamente triangular. A resultante de pressões no topo da parede 2 é chamada  $H_{top2}$ . A força  $H_2$  é calculada segundo a Equação 4.3:

$$H_2 = \frac{F_v}{\tan \beta_2} \quad (4.3)$$

O valor de  $\beta_2$ , que pode ser admitido como  $45^\circ$ , representa uma média dos ângulos das bielas comprimidas.

A força  $F_v$  representa a força atuante em todas as armaduras situadas na parede 2, ou seja, as armaduras verticais principais situadas nos cantos e a armadura vertical secundária situada na região central da parede transversal 2, e pode ser calculada segundo a Equação 4.4:

$$F_v = \frac{[M_{bd} - N_d \cdot (z_{sb} + 0.5h_w - 0.5h_{ext})]}{z_{sb}} \quad (4.4)$$

A resultante  $H_{top2}$  é admitida como sendo aproximadamente  $H_2$ .

A Tabela 4.8 apresenta os dados geométricos do Modelo IR4:

Tabela 4.8: Dados geométricos do Modelo IR4

Geometria (m)	
$h_w$	0,15
$h_{ext}$	0,80
$z_{sb}$	0,648
$\ell_{emb}$	0,64
$\beta$	45°

Aplicando as Equações 4.1 a 4.4 no Modelo IR4 obtemos os esforços atuantes na ligação, mostrados na Tabela 4.9:

Tabela 4.9: Esforços atuantes na ligação com interface rugosa - Modelo IR4 (Esforços em kN e kN.m)

Esforços	
$M_u$	466,6
$N_u$	388,9
$V_u$	0
$M_{bd}$	466,6
$F_v$	526,3
$R_{cs,b}$	915,13

A Tabela 4.10 apresenta os esforços obtidos experimentalmente nos ramos internos e externo da armadura horizontal principal situada no topo da parede 1 do Modelo IR4: A figura 4.24 mostra o posicionamento dos ramos interno e externo da armadura horizontal principal do Modelo IR4.

Tabela 4.10: Esforços atuantes no topo da parede 1 - Modelo IR4 (esforços em kN)

Parede 1	
$R_{shmt1,e}$	54,43
$R_{shmt1,i}$	5,12
$H_1$	915
$H_{top1}$	549

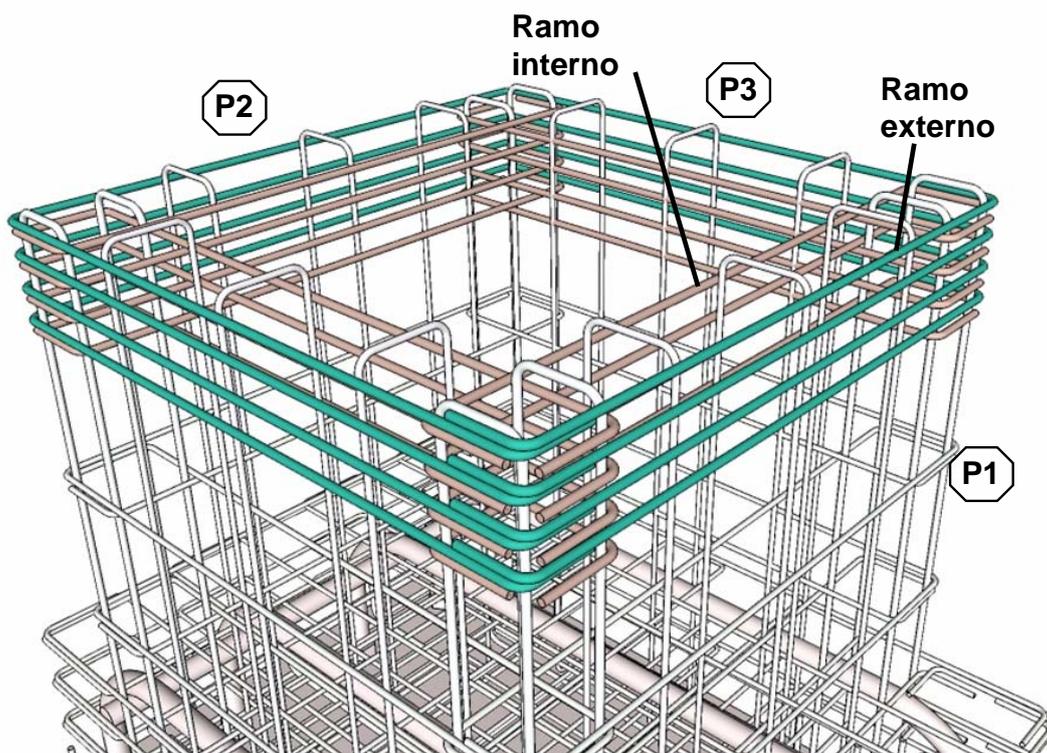


Figura 4.24: Posicionamento dos ramos interno e externo da armadura horizontal principal - Modelo IR4

A Tabela 4.11 apresenta os esforços obtidos experimentalmente nos ramos internos e externo da armadura horizontal principal situada no topo da parede 2 do Modelo IR4:

Tabela 4.11: Esforços atuantes no topo da parede 2 - Modelo IR4 (esforços em kN)

Parede 2	
$R_{shmt2,e}$	100, 55
$R_{shmt2,i}$	116, 76
$H_2$	526, 3
$H_{top2}$	526, 3

Com o objetivo de realizar uma análise comparativa entre resultados teóricos e experimentais, foi aplicado o modelo de CANHA(2004) para obtenção das resultantes nos ramos interno e externo da armadura horizontal principal das paredes transversais 1 e 2 do Modelo IR4. Serão analisadas duas situações: Numa primeira análise, considera-se que 85% da resultante  $H_{sup,d}$  mobilize tração nas paredes, e apenas 15% mobilize flexão na mesma. Na segunda situação, considera-se que toda a resultante de pressões  $H_{sup,d}$  mobilize tração integralmente nas paredes transversais 1 e 2.

#### 4.4.2.1 Flexo-tração - Paredes 1 e 2 - Modelo IR4

a) Flexo-tração: Primeiramente será feita a análise da região superior da parede 1 do Modelo IR4:

a.1) Flexo-tração - Parede 1 - Modelo IR4:

De acordo com a Tabela 4.10, o valor da resultante  $H_{top1}$  vale:

$$H_{top1} = 549kN$$

$$H_{sup,tr} = 0,85H_{top1} = 466,7kN$$

$$H_{sup,fl} = 0,15H_{top1} = 82,3kN$$

a.1.1) Tração:

$$F_{tr,tot} = \frac{H_{sup,tr}}{2\text{sen}\theta} \cos\theta = 233,35kN$$

Adotando  $\theta = 45^\circ$  e sabendo que a armadura possui dois ramos, temos:

$$F_{tr} = \frac{233,35}{2} = 116,7kN$$

Portanto:

$$F_{tr_{ramoest}} = F_{tr_{ramoint}} = 116,7kN$$

a.1.2) Flexão:

Para a análise da flexão da parede transversal 1 são feitas as seguintes observações:

- A carga uniformemente distribuída equivalente foi obtida pela razão entre a força  $H_{sup,fl}$  e o comprimento de abrangência da mesma, ou seja;

$$q = \frac{H_{sup,fl}}{0,50m} = 164,6kN/m$$

A figura 4.25 mostra o esquema estrutural adotado e o diagrama de momentos fletores obtido:

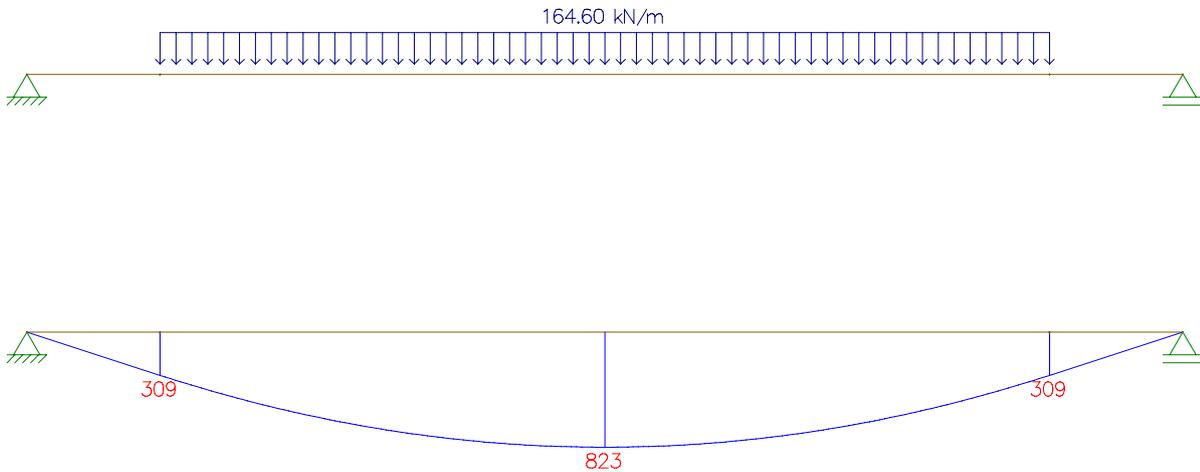


Figura 4.25: Esquema estrutural e diagrama de momentos fletores no topo da parede transversal 1 - Modelo IR4 (momentos fletores expressos em kN.cm)

- Objetivando a obtenção do valor da força resultante nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal, foram adotadas as seguintes simplificações:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}$$

onde:

$$z = 0,9d$$

Também foi desprezada a contribuição do concreto que envolvia os ramos interno e externo na armadura horizontal principal, pois como foi observado, essa região apresenta uma maior concentração de esforços de tração.

Sabendo que:

$$A_{s\phi 8} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$z = 0,9 \times 0,13 = 0,117 \text{ m}$$

então:

$$\sigma_s = \frac{823}{4 \times 0,5 \times 11,7} = 35,2 \text{ kN/cm}^2$$

Como

$$F_s = \sigma_s \times A_s$$

Então a força em cada ramo é dada por:

$$F_{fl_{ramoext}} = -F_{fl_{ramoint}} = 35,2 \times 2,0 = 70,4 \text{ kN/ramo}$$

Realizando a superposição de efeitos, temos que:

1) Ramo externo:

$$F_{tot_{ramoexterno}} = F_{tr_{ramoexterno}} + F_{fl_{ramoexterno}}$$

$$F_{tot_{ramoexterno}} = 116,7 + 70,4$$

$$F_{tot_{ramoexterno}} = 187,1 \text{ kN}$$

2) Ramo interno:

$$F_{tot_{ramointerno}} = F_{tr_{ramointerno}} + F_{fl_{ramointerno}}$$

$$F_{tot_{ramointerno}} = 116,7 - 70,4$$

$$F_{tot_{ramointerno}} = 46,3 \text{ kN}$$

Concluindo, temos então os seguintes valores das forças resultantes nos ramos interno e externo da armadura horizontal principal no topo da parede 1, para a primeira situação:

$$F_{tot_{ramoexterno}} = 187,1 \text{ kN}$$

$$F_{tot_{ramointerno}} = 46,3 \text{ kN}$$

a.2) Flexo-tração - Parede 2 - Modelo IR4

De acordo com a Tabela 4.11, o valor da resultante  $H_{top2}$  vale:

$$H_{top2} = 526,3kN$$

$$H_{sup,tr} = 0,85H_{top2} = 447,4kN$$

$$H_{sup,fl} = 0,15H_{top2} = 78,9kN$$

1)Tração:

$$F_{tr,tot} = \frac{H_{sup,tr}}{2\text{sen}\theta} \cos\theta = 223,7kN$$

Adotando  $\theta = 45^\circ$  e sabendo que a armadura possui dois ramos, temos:

$$F_{tr} = \frac{233,35}{2} = 111,9kN$$

Portanto:

$$F_{tr_{ramoext}} = F_{tr_{ramoint}} = 111,9kN$$

2)Flexão:

Para a análise da flexão da parede transversal 1 são feitas as seguintes observações:

- A carga uniformemente distribuída equivalente foi obtida pela razão entre a força  $H_{sup,fl}$  e o comprimento de abrangência da mesma, ou seja;

$$q = \frac{H_{sup,fl}}{0,50m} = 157,8kN/m$$

A figura 4.26 mostra o esquema estrutural adotado e o diagrama de momentos fletores obtido:

- Objetivando a obtenção do valor da força resultante nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal, foram adotadas as seguintes simplificações:

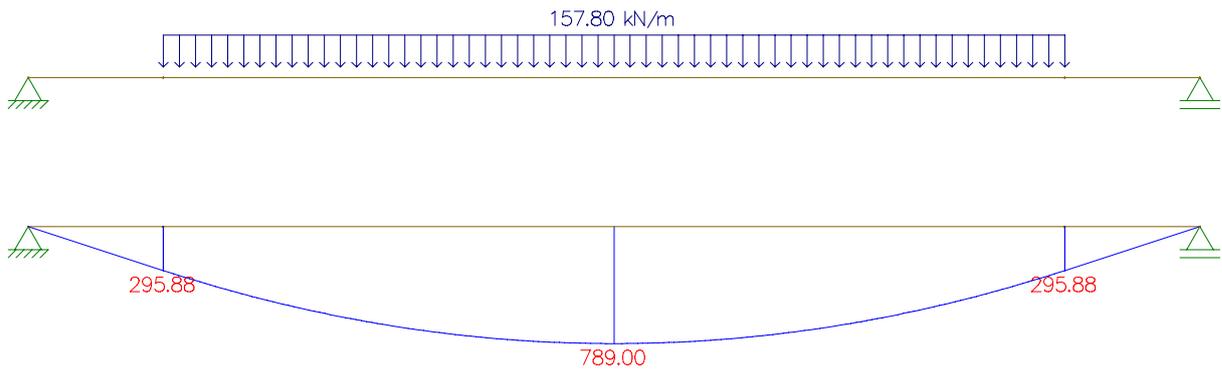


Figura 4.26: Esquema estrutural e diagrama de momentos fletores no topo da parede transversal 2 - Modelo IR4 (momentos fletores expressos em kN.cm)

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}$$

onde:

$$z = 0,9d$$

Sabendo que:

$$A_{s\phi 8} = 0,5\text{cm}^2$$

$$z = 0,9 \times 0,13 = 0,117\text{m}$$

então:

$$\sigma_s = \frac{789}{4 \times 0,5 \times 11,7} = 33,7\text{kN/cm}^2$$

Como

$$F_s = \sigma_s \times A_s$$

Então a força em cada ramo é dada por:

$$F_{fl_{ramoext}} = -F_{fl_{ramoint}} = 33,7 \times 2,0 = 67,4\text{kN/ramo}$$

Realizando a superposição de efeitos, temos que:

1) Ramo externo:

$$F_{totramoexterno} = F_{trramoexterno} + F_{flramoexterno}$$

$$F_{totramoexterno} = 111,9 + 67,4$$

$$F_{totramoexterno} = 179,3kN$$

2) Ramo interno:

$$F_{totramointerno} = F_{trramointerno} + F_{flramointerno}$$

$$F_{totramointerno} = 111,9 - 67,4$$

$$F_{totramointerno} = 44,5kN$$

Concluindo, temos então os seguintes valores das forças resultantes nos ramos interno e externo da armadura horizontal principal no topo da parede 2, para a primeira situação:

$$F_{totramoexterno} = 179,3kN$$

$$F_{totramointerno} = 44,5kN$$

A Tabela 4.12 apresenta a comparação entre as forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 do Modelo IR4, considerando um comportamento à flexo-tração para esta parede. A tabela 4.13 apresenta a comparação entre as forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 2 do Modelo IR4, considerando um comportamento à flexo-tração para esta parede.

De posse dos resultados experimentais, verifica-se que, como esperado, a parede 2 é mais solicitada se comparada com a parede 1. Observa-se também que o modelo

Tabela 4.12: Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1, supondo um comportamento à flexo-tração - Modelo IR4

Protótipo	Modelo	Ramo externo(kN)	Ramo interno(kN)
IR4	CANHA	187, 1	46, 3
EXPERIMENTAL		54, 4	5, 12

Tabela 4.13: Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 2, supondo um comportamento à flexo-tração - Modelo IR4

Protótipo	Modelo	Ramo externo(kN)	Ramo interno(kN)
IR4	CANHA	179, 3	44, 5
EXPERIMENTAL		100, 6	116, 8

teórico fornece melhores resultados para os esforços atuantes na parede 2. Verifica-se que os ramos externos da armadura horizontal principal situada na parede 1, foram mais solicitados que os ramos internos. O mesmo não é válido para a parede 2, onde observa-se um maior valor para o ramo interno. Entretanto essa diferença não parece significativa, em virtude das condições de ensaio.

#### 4.4.2.2 Tração - Paredes 1 e 2 - Modelo IR4

Nesta outra análise, partiu-se da suposição que o topo das paredes transversais trabalham predominantemente sob esforços de tração, ficando os de flexão, desprezados.

a) Parede 1

Na Tabela 4.10 são apresentados os valores dos esforços atuantes na parede transversal 1, portanto:

$$H_{\text{sup},tr} = H_{\text{top1}} = 549kN$$

$$H_{\text{sup},fl} = 0$$

Adotando  $\theta = 45^\circ$ , temos para o valor da força de tração atuante na parede 1:

$$F_{tr,tot} = \frac{H_{\text{sup},tr}}{2\text{sen}\theta} \cos\theta = 274,5kN$$

Sabendo que a armadura possui dois ramos, temos:

$$F_{tr} = \frac{274,5}{2} = 137,25kN/ramo$$

Portanto:

$$F_{tr_{ramoext}} = F_{tr_{ramoint}} = 137,25kN$$

b) Parede 2

Na Tabela 4.11 são apresentados os valores dos esforços atuantes na parede transversal 2. Desta forma, temos:

$$H_{sup,tr} = H_{top2} = 526,3kN$$

$$H_{sup,fl} = 0$$

De maneira análoga à parede 1, o valor da resultante de tração na parede transversal 2 pode ser calculado por:

$$F_{tr,tot} = \frac{H_{sup,tr}}{2sen\theta} \cos\theta = 263,15kN$$

Adotando  $\theta = 45^\circ$  e sabendo que a armadura possui dois ramos, temos:

$$F_{tr} = \frac{274,5}{2} = 131,57kN$$

Portanto:

$$F_{tr_{ramoext}} = F_{tr_{ramoint}} = 131,57kN$$

Nas Tabelas 4.14 e 4.15 são apresentados os esforços finais obtidos experimental e teoricamente para os ramos externo e interno das armaduras horizontais principais situadas nas paredes 1 e 2, respectivamente, considerando apenas esforços de tração para essas paredes.

Observando essas Tabelas, percebe-se uma incoerência nos resultados obtidos

Tabela 4.14: Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 1 - Tração - Modelo IR4

Protótipo	Modelo	Ramo externo(kN)	Ramo interno(kN)
IR4	CANHA	137,25	137,25
EXPERIMENTAL		54,4	5,12

Tabela 4.15: Forças atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal da parede 2 - Tração - Modelo IR4

Protótipo	Modelo	Ramo externo(kN)	Ramo interno(kN)
IR4	CANHA	63,8	63,8
EXPERIMENTAL		100,6	116,8

segundo o cálculo teórico, pois verifica-se que, como esperado a parede 2 apresentou uma maior intensidade de esforços de tração. De acordo com o modelo teórico, os esforços na parede 1 são mais intensos em relação aos que atuam na parede 2.

Observa-se que ocorreu uma discrepância significativa dos resultados experimentais dos ramos interno e externo da parede transversal 1. Isso pode ser explicado como um provável problema com a aquisição dos dados. Observa-se também que os ramos internos da parede transversal 2 foram mais solicitados que os ramos externos, entretanto essa diferença não é significativa, dada a diversidade de variáveis existentes em ensaios experimentais.

### 4.4.3 Análise da distribuição de tensões nas paredes transversais ao longo do comprimento de embutimento - Modelo IR4

A seguir são apresentados os resultados das deformações das armaduras verticais situadas nas paredes transversais do Modelo IR4 ao longo do ensaio. Foram extraídos os valores de deformação correspondentes a percentuais da carga máxima alcançada. Assim, foram obtidos valores de deformação correspondentes a 20,40,60,80 e 100 % da carga máxima.

#### 4.4.3.1 Armaduras verticais principais e secundárias - Parede 1 - Modelo IR4

A Figuras 4.27 e 4.28 apresentam, respectivamente, as curvas força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais e secundárias situadas na parede transversal 1, ao longo do comprimento de embutimento, do Modelo IR4.

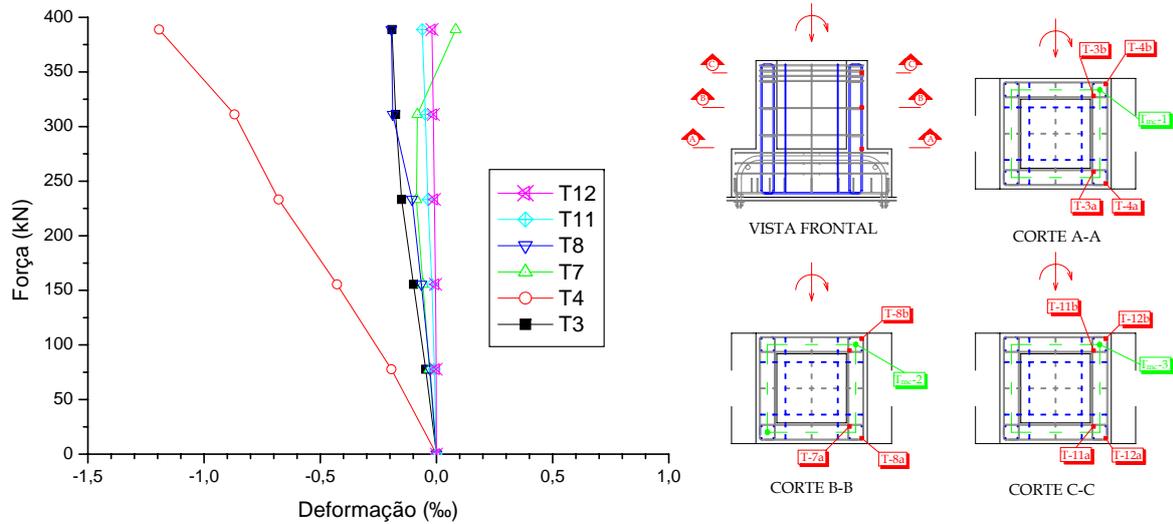


Figura 4.27: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais - Parede 1 - Modelo IR4

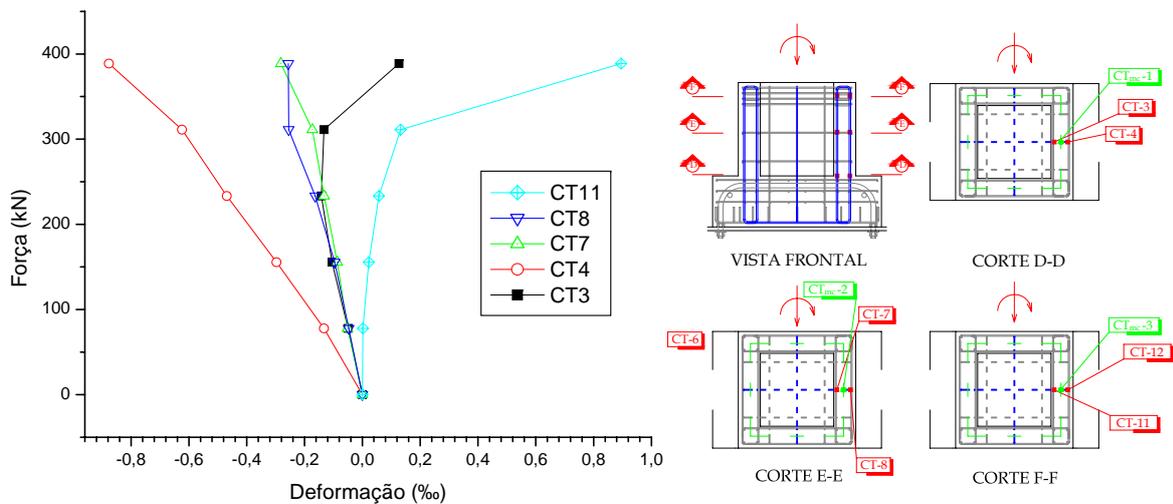


Figura 4.28: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias - Parede 1 - Modelo IR4

Observa-se que, com exceção do extensômetro T-4, os ramos das armaduras verticais principais foram pouco solicitados até o momento onde ocorreu a ruptura da junta, situada na interface entre o pilar e o colarinho. A partir deste momento ocorre uma mobilização das armaduras, indicando que a região mais comprimida desta parede situa-se na porção inferior do comprimento de embutimento. À medida que o ramo da armadura vertical se aproxima do topo do comprimento de embutimento, este vai sendo menos solicitado a compressão, indicando coerência na hipótese de que as bielas

comprimidas possuem uma menor inclinação em relação à direção horizontal na região superior do colarinho.

Analisando a Figura 4.28 observa-se que, com exceção do extensômetro CT-11, as armaduras verticais secundárias situadas na parede transversal 1 foram comprimidas, com tendência de diminuição de intensidade à medida que os ramos se aproximam da região superior do comprimento de embutimento.

#### 4.4.3.2 Armaduras verticais principais e secundárias - Parede 2 - Modelo IR4

A Figura 4.29 e 4.30 apresentam a curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais e secundárias situadas na parede transversal 2, ao longo do comprimento de embutimento, do Modelo IR4.

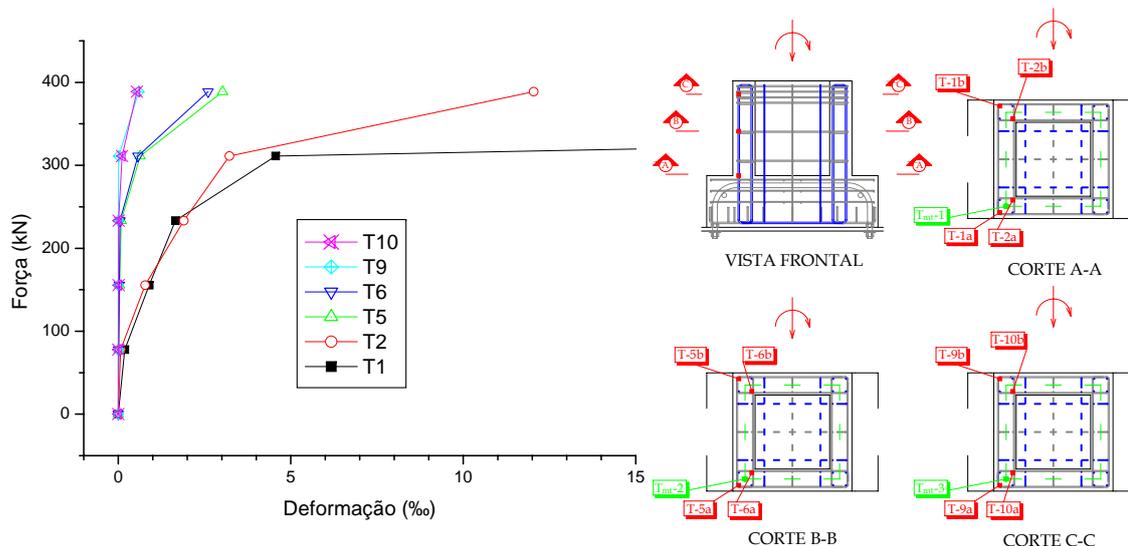


Figura 4.29: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais principais Parede 2 - Modelo IR4

Analisando as Figuras 4.29 e 4.30 verifica-se que a partir do momento onde há a ruptura da junta, ocorre uma mobilização das armaduras verticais, indicando que a região inferior da parede 2 é mais solicitada à tração. À medida que os ramos das armaduras verticais se aproximam do topo da parede transversal 2, os mesmos são menos solicitados, mostrando que ocorre uma tendência das bielas comprimidas, formadas pelas chaves de cisalhamento, terem uma menor inclinação em relação à direção horizontal no topo da parede 2 do colarinho.

Da análise da Figura 4.30, constata-se que a região inferior do ramo da armadura vertical secundária, situada na parede 2 do Modelo IR4, foi bastante tracionada, alcançando

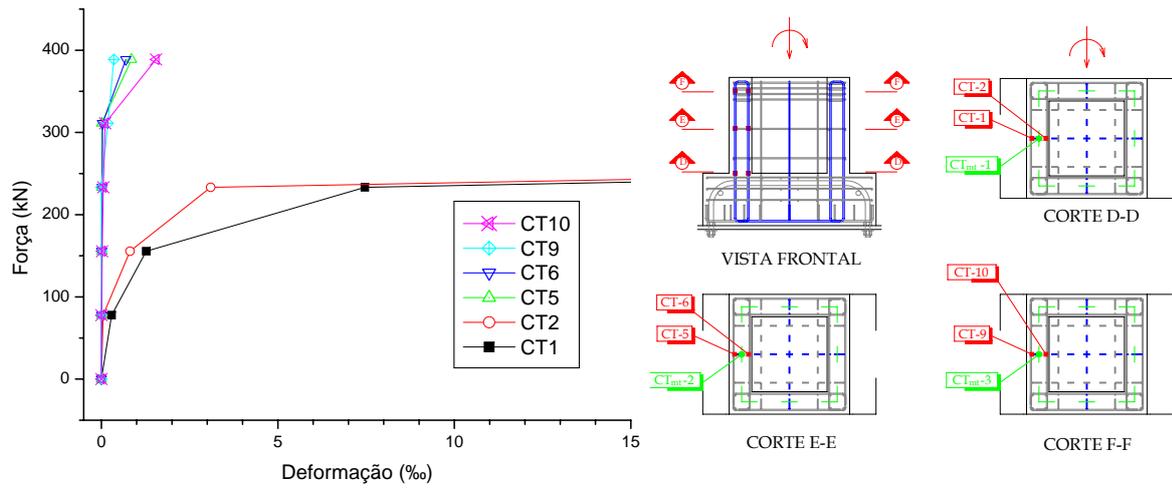


Figura 4.30: Curva força aplicada *versus* deformação nas armaduras verticais secundárias - Parede 2 - Modelo IR4

o escoamento. O mesmo não se observa á medida que o ramo se aproxima da região superior do comprimento de embutimento.

---

## Considerações finais e conclusões

---

### 5.1 Conclusões

Tendo em vista os resultados obtidos nesta pesquisa e após uma análise crítica dos mesmos, puderam ser feitas as seguintes conclusões:

*Modelo IL5:*

O Modelo IL5 apresentou um comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica até o momento em que ocorreu a ruptura da adesão existente entre a junta e os elementos da ligação (pilar e cálice). A partir deste momento as armaduras horizontais principais foram efetivamente solicitadas, tracionando os ramos externo e interno desta armadura. Foi constatada a presença de valores negativos para as deformações dos ramos internos desta armadura, caracterizando um comportamento à flexo-tração para a região que compreende o terço superior do comprimento de embutimento, comprovando que a consideração desta região para o dimensionamento e detalhamento das armaduras horizontais principais é bastante coerente.

Foi constatado o escoamento das armaduras verticais principais quando da ruptura da ligação. Este escoamento foi constatado tanto nas armaduras verticais situadas no encontro da parede 2 com as paredes longitudinais 3 e 4, quanto nas armaduras verticais situadas nas proximidades dos cantos, indicando que não apenas a região de intersecção, mas uma faixa que se estende para a parede 2 e para as paredes longitudinais, contribui para a resistência da ligação. Verificou-se também o escoamento da armadura vertical secundária situada no centro da parede transversal 2.

Verificou-se que o modelo de cálculo proposto por CANHA(2004) forneceu bons resultados para o valor das resultantes de força atuantes nos ramos externo e interno da armadura horizontal principal situada no topo da parede transversal 1. As discrepâncias foram menores quando da consideração de um comportamento à flexo-tração, para essa

parede, ficando as diferenças em torno de 0.5% e 49% para os ramos externo e interno, respectivamente.

#### Modelo IR4:

Para o Modelo IR4 também foi constatado um comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica até o momento em que ocorreu a ruptura da adesão existente entre a junta e os elementos da ligação. A partir deste momento as armaduras horizontais principais foram efetivamente solicitadas, acarretando tração nos ramos externo e interno. Foi constatado que o topo da parede transversal 2 é mais solicitado se comparado com os resultados obtidos para a parede 1.

Foi observado que o modelo teórico proposto por CANHA(2004) fornece resultados mais próximos aos experimentais para a parede 2. Constata-se que o modelo teórico aplicado na análise da parede transversal 2 apresentou resultados mais próximos aos experimentais supondo um comportamento à tração para esta parede, ficando as diferenças em torno de 57% e 83% para os ramos externo e interno, respectivamente.

Constatou-se que os ramos das armaduras verticais principais da parede 1 foram pouco solicitados até o momento onde ocorre a ruptura da junta entre os elementos constituintes da ligação. A partir desse momento essas armaduras são efetivamente mobilizadas, ficando a região inferior do colarinho comprimida. À medida que o ramo da armadura vertical se aproxima da região superior do colarinho, este vai sendo menos solicitado à compressão, indicando coerência na hipótese de que na região superior do colarinho ocorre uma diminuição no ângulo formado entre as bielas e a direção horizontal. Este mesmo comportamento foi observado para as armaduras verticais secundárias.

Para as armaduras verticais principais situadas na parede 2, foi constatado que a região inferior do colarinho foi mais solicitada à tração. À medida que o ramo da armadura vertical principal se aproxima da região superior do colarinho, essa vai sendo menos solicitada à tração, indicando coerência na hipótese de que as bielas diminuem de inclinação em relação à direção horizontal à medida que se aproximam da região superior do colarinho.

## 5.2 Sugestões para futuras pesquisas

Apesar dos resultados da pesquisa, a ligação pilar fundação por apresentar comportamento bastante complexo, necessita investigação mais aprofundada. Desta forma, são apresentadas

a seguir algumas sugestões para pesquisas futuras, com o objetivo de avançar ainda mais sobre o comportamento da ligação pilar-fundação por meio de cálice:

- Obter um modelo numérico onde se possa avaliar a contribuição da região próxima à intersecção entre a parede transversal 2 e as paredes longitudinais, na resistência da ligação;
- Obter um modelo numérico onde se possa analisar a distribuição das bielas nas paredes transversais do cálice com interface pilar-colarinho rugosa;
- Estudar a ligação pilar-fundação com colarinho embutido;
- Analisar o comportamento da ligação quando submetida a efeitos dinâmicos;
- Avaliar o comportamento da ligação quando da combinação da força normal, força cortante e momento fletor combinados, de modo a calibrar o modelo de cálculo proposto por CANHA(2004).



## Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 - *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, ABNT,(1985).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6118 - *Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, ABNT,(2003).
- CANHA, R.M.F. *Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado*. 279p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, (2004).
- CANHA, R.M.F.; JAGUARIBE JR., K. B.; EL DEBS, A. L. H. C.; EL DEBS, M. K.; *Analysis of the behaviour of transverse walls of socket base connections*. 34p. Revista Engineering Structures. (Artigo aguardando publicação).
- CANHA, R.M.F.; JAGUARIBE JR., K. B.; EL DEBS, A. L. H. C.; EL DEBS, M. K.; *Behaviour of socket base connections emphasizing on pedestal walls*. ACI Structural Journal. (Artigo submetido).
- CANHA, R.M.F.; EBELING, E. B.; EL DEBS, A. L. H. C.; EL DEBS, M. K.; *Analysing the base of precast column in socket foundations with smooth interfaces Materials and Structures*. P.1, (2008) (On line)
- CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE. CNR-10025 - *La normativa sui prefabbricati*. Milano,(1984).
- EL DEBS, M.K. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. 1.ed. São Carlos, SP, Publicação EESC-USP,(2000).
- ELLIOTT, K.S. *Multi-storey precast concrete framed structures*. Oxford, Blackwell Science,(1996).
- FUSCO, P.B. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. 1.ed. São Paulo, Pini, (1995).
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado*. 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. v.3,(1977).

MELO, C.E.E. *Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto*. São Paulo, Pini,(2004).

OLIN, J.; HAKKARAINEN, T.; RÄMÄ, M. *Connections and Joints between precast concrete units*. Espoo, Julkaisija-Utgivare,(1985).

OSANAI, Y.; WATANABE, F.; OKAMOTO, S. *Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns*. ACI Structural Journal, v.93, n.3, p.266-276, May/June,(1996).

WILLERT, O.; KESSER, E. *Foundations for botton-end fixed precast concrete columns*. Betonwerk+Fertigteil-Technik, v.49, n.3, p.137-142,(1983).