



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Tatiane Capellani Sanches

**Avaliação da resistência de consolos pré-moldados monolíticos e
concretados posteriormente ao pilar**

Rio de Janeiro

2019

Tatiane Capellani Sanches

Avaliação da resistência de consolos pré-moldados monolíticos e concretados posteriormente ao pilar

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof.^a Dra. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S194 Sanches, Tatiane Capellani.
Avaliação da resistência de consolos pré-moldados monolíticos e concretados posteriormente ao pilar / Tatiane Capellani Sanches. – 2019.
159f.

Orientador: Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Engenharia de estruturas - Teses. 3. Colunas - Teses. 4. Ancoragem (Engenharia de estruturas) - Teses. 5. Concreto - Teses. I. Tavares, Maria Elizabeth da Nóbrega. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.166

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Tatiane Capellani Sanches

Avaliação da resistência de consolos pré-moldados monolíticos e concretados posteriormente ao pilar

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 1 de novembro de 2019.

Banca Examinadora:

Prof.^a Dra. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares (Orientadora)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Luiz Antônio Vieira Carneiro
Departamento de Engenharia Civil - UFF

Prof.^a Dra. Ana Maria Abreu Jorge Teixeira
Departamento de Ciência e Tecnologia - IME

Rio de Janeiro

2019

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, meu alicerce.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me dar esperança, coragem e toda força necessária para conquistar meu objetivo.

Ao meu pai, Herminio Barroso Sanches, por todo suporte, me ensinar a lutar e a ir sempre mais longe.

À minha mãe, Mara Lúcia Capellani Sanches, pela compreensão e perseverança quando não conseguia mais ver esperança.

Ao meu irmão, Estevão Capellani Sanches, por sempre ajudar quando é preciso, acreditar na minha capacidade e sempre me apoiar.

À professora Doutora Maria Elizabeth, pela orientação e por acreditar na elaboração deste trabalho.

Aos amigos Augusto Soares, Paulo Barreto e Beatriz Bravin por toda a ajuda e suporte na elaboração dos modelos e execução dos ensaios experimentais no Laboratório de Engenharia Civil.

A todos aqueles, que embora não citados, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

À empresa Holcim pelo fornecimento de cimento e apoio à pesquisa.

A percepção do desconhecido é a mais fascinante das experiências. O homem que não tem os olhos abertos para o misterioso passará pela vida sem ver nada.

Albert Einstein

RESUMO

SANCHES, Tatiane Capellania. *Avaliação da resistência de consolos pré-moldados monolíticos e concretados posteriormente ao pilar*. 2019. 159f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

As estruturas de concreto pré-moldado apresentam facilidade de execução e de controle de qualidade de seus elementos. Porém, as ligações entre os elementos são o principal problema. A máxima economia do projeto ocorre quando os elementos de ligação possuem desempenho adequado e fácil montagem. Uma forma de ligação entre pilar e viga é através de consolo de concreto. Consolos são elementos estruturais que se projetam de pilares para servir de apoio para outras partes da estrutura. O presente trabalho apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos principais conceitos para a pesquisa e engloba um programa experimental no qual foram ensaiados seis modelos em escala reduzida com consolos curtos de mesma dimensão. Quatro modelos apresentaram taxas de armadura iguais, variando o método de ancoragem do tirante e a forma de concretagem do consolo: monolíticos ou em etapa posterior à execução do pilar. Dois modelos possuem taxa de armadura do pilar superior e taxa de armadura de costura inferior aos dos modelos mencionados anteriormente. Estes dois modelos foram monolíticos e a forma de ancoragem do tirante foi variada. Dessa forma, foi possível avaliar o comportamento e a segurança de consolos curtos monolíticos e concretados em etapa posterior à execução do pilar com estribos na região de ancoragem. Foram avaliadas a influência de estribos na região de ancoragem, a contribuição da armadura de costura na resistência dos consolos e a influência da variação das taxas de armadura do pilar e do consolo no modo de ruptura. Todos os modelos comportaram-se de forma dúctil e apresentaram cargas últimas maiores que o previsto por normas. Os modelos de cálculo teóricos forneceram valores mais próximos aos observados experimentalmente devido ao fato deles considerarem a contribuição da armadura de costura no cálculo da resistência. Constatou-se que os estribos na região de ancoragem contribuíram para aumentar a rigidez do consolo e que o modo de ruptura do modelo depende do trabalho conjunto entre a armadura do consolo e do pilar.

Palavras chave: Consolos; Armadura de costura; Ancoragem.

ABSTRACT

SANCHES, Tatiane Capellania. *Strength evaluation of monolithic precast corbels and post-installed to the pillar*. 2019. 159f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019

Precast structures have easy execution and quality control of their elements. However, the connections design is the main problem. Maximum economy in the design is achieved when the connections have adequate performance and quick assembly. One type of connection between column and beam is through corbel. Corbels are structural elements projected from columns to support other parts of the structure. The work presents a literature review about the main concepts that are important to the research. It also contains an experimental program with six small scale specimens with short corbels of the same size. Four models had the same reinforcement rate, different type of anchorage of the tie rod and different conceptions: monolithic or post-installed corbels. Two other models had high reinforcement ratio at the column and low reinforcement ratio of vertical and horizontal stirrups. These two models were monolithic and had different types of tie rod anchorage. Thus, it was possible to evaluate the behavior and safety of monolithic and post-installed short corbels with stirrups in the anchorage of the tie rod. The influence of the stirrups in the anchorage, the contribution of the horizontal stirrup to the strength of the corbel and the influence of the different reinforcement rates of the column and the corbel in the rupture mode were evaluated. All of the specimens presented failure in a ductile manner and ultimate loads higher than foreseen by standards. The calculation models provided ultimate loads closer to experimental ultimate loads because the calculation models consider the contribution of the horizontal stirrups in strength of the corbel. It was found that the stirrups in the anchorage contributed to increase the stiffness of the corbel and that the failure mode of specimens depends on the interaction between the corbel and column reinforcements.

Keywords: Corbels; Horizontal stirrup; Anchorage.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Consolo.....	22
Figura 2 - Treliça simples idealizada para o comportamento do consolo (LEONHARDT e MÖNNING, 1978).....	23
Figura 3 – Trajetória das tensões principais em consolos com $a/d = 0,5$ (LEONHARDT e MÖNNING, 1978).....	27
Figura 4 - Treliça simples idealizada para o comportamento do consolo (LEONHARDT e MÖNNING, 1978).....	27
Figura 5 - Modos de ruptura de consolos (MACHADO e PIMENTA (2000) <i>apud</i> DAMASCENO, 2016)	29
Figura 6 - Modos de ruptura secundários em consolos (MACHADO e PIMENTA (2000) <i>apud</i> DAMASCENO, 2016).....	29
Figura 7 - Modelo de cálculo de consolos sem armadura de costura proposto por CAMPIONE <i>et al.</i> (2005), (CAMPIONE <i>et al.</i> , 2005)	31
Figura 8 - Modelo de cálculo de consolos com armadura de costura proposto por CAMPIONE <i>et al.</i> (2005), (CAMPIONE <i>et al.</i> , 2005).	31
Figura 9 – Proposta I de FERNANDES e EL DEBS (2005), (FERNANDES e EL DEBS, 2005)	32
Figura 10 - Proposta II de FERNANDES e EL DEBS (2005), (FERNANDES e EL DEBS, 2005)	33
Figura 11 - Etapas da concretagem do consolo: (a) armadura do consolo na forma; (b) consolo concretado; (c) consolo desformado, (COSTA 2009)	34
Figura 12 - Epatas da concretagem do pilar, (COSTA 2009)	35
Figura 13 - Modelos do programa experimental, (DAMASCENO, 2016).....	35
Figura 14 - Forma dos elementos ensaiados, (DAMASCENO, 2016).....	36
Figura 15 - Armação dos modelos, (DAMASCENO, 2016).	36
Figura 16 - Armação do consolo do modelo A (monolítico), (DAMASCENO, 2016). ..	37
Figura 17 - Armação do consolo do modelo B, (DAMASCENO, 2016).	38
Figura 18 - Armação do consolo do modelo C, (DAMASCENO, 2016).....	39
Figura 19 - Comparação entre as medidas dos extensômetros na linha do tirante, (DAMASCENO, 2016).....	40
Figura 20 - Ruptura do modelo, (DAMASCENO, 2016)	41

Figura 21 – Comparação entre as forças verticais de ruína dos modelos de cálculo normatizados com resultados experimentais, (ARAÚJO <i>et al.</i> , 2016).....	42
Figura 22 - Comparação das forças verticais de ruína dos modelos de cálculo de HAGBERG, FERNANDS e EL DEBS e CAMPIONE <i>et al.</i> com resultados experimentais, (ARAÚJO <i>et al.</i> , 2016).....	43
Figura 23 - Modelo de bielas e tirantes proposto pelo EUROCODE 2, (EUROCODE 2, 2004)	48
Figura 24 - Modelo de bielas e tirantes proposto pelo PCI, (Manual do PCI, 2010)..	51
Figura 25 - Parâmetros do programa experimental	60
Figura 26 - Parâmetros dos modelos experimentais compostos por pilares com taxa de armadura mínima (P1).....	61
Figura 27- Parâmetros dos modelos experimentais compostos por pilares com taxa de armadura de 3% (P2)	61
Figura 28 - Nomenclatura dos modelos.....	62
Figura 29 - Forma dos modelos (dimensões em centímetro)	64
Figura 30 - Armadura do pilar P1	64
Figura 31 - Armadura da sapata.....	65
Figura 32 - Armadura do consolo M1	66
Figura 33 - Armadura do consolo M2	66
Figura 34 - Armadura do pilar P2	67
Figura 35 - Armadura do consolo do modelo P2M1MON	68
Figura 36 - Armadura do consolo do modelo P2M2MON	68
Figura 37 - Modelo Monolítico pronto para concretagem	69
Figura 38 - Modelo com consolo pós-concretado preparado para concretagem.....	70
Figura 39 - Modelo Monolítico concretado	70
Figura 40 - Concretagem do pilar do modelo com consolo pós-concretado.....	71
Figura 41 - Martetele mecânico utilizado para apicoar a superfície do pilar.....	75
Figura 42 - Paquímetro utilizado para caracterização da interface	76
Figura 43 - Caracterização da interface entre pilar e consolo dos modelos	76
Figura 44 - Posição dos transdutores L1 e L2 abaixo do consolo	77
Figura 45 - Posição do transdutor L3	78
Figura 46 - Extensômetros na armadura dos modelos P1M1MON e P1M1PC.....	79
Figura 47 - Extensômetros na armadura dos modelos P1M2MON e P1M2PC.....	80
Figura 48 - Extensômetros na armadura do modelo P2M1MON.....	81

Figura 49 - Extensômetros na armadura do modelo P2M2MON.....	82
Figura 50 - Extensômetros no concreto nos modelos P1M1MON e P1M2MON	83
Figura 51 - Extensômetros no concreto no modelo P1M1PC.....	85
Figura 52 - Extensômetros no concreto no modelo P1M2PC.....	86
Figura 53 - Extensômetros no concreto no modelo P2M1MON	87
Figura 54 - Extensômetros no concreto no modelo P2M2MON	89
Figura 55 - Configuração do ensaio dos modelos P1M1MON e P1M2MON	90
Figura 56 - Configuração do ensaio dos demais modelos.....	91
Figura 57 - Ruptura do modelo P1M1MON	92
Figura 58 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M1MON	93
Figura 59 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M1MON.....	93
Figura 60 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nas armaduras de costura - Modelo P1M1MON.....	94
Figura 61 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M1MON	95
Figura 62 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no meio do pilar - Modelo P1M1MON.....	95
Figura 63 - Ruptura do modelo P1M1PC	96
Figura 64 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M1PC.....	97
Figura 65 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M1PC	97
Figura 66 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nas armaduras de costura - Modelo P1M1PC	98
Figura 67 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no consolo - Modelo P1M1PC.....	99
Figura 68 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M1PC.....	99
Figura 69 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P1M1PC.....	100
Figura 70 - Ruptura do modelo P1M2MON	101
Figura 71 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M2MON	101
Figura 72 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M2MON.....	102

Figura 73 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na armadura de costura - Modelo P1M2MON.....	103
Figura 74 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nos estribos - Modelo P1M2MON.....	103
Figura 75 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M2MON	104
Figura 76 - Gráfico força x deformação do extensômetro no pilar - Modelo P1M2MON.....	104
Figura 77 - Ruptura do modelo P1M2PC	105
Figura 78 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M2PC.....	106
Figura 79 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M2PC	106
Figura 80 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na armadura de costura - Modelo P1M2PC	107
Figura 81 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nos estribos - Modelo P1M2PC	107
Figura 82 - Gráfico força x deformação dos extensômetros do consolo - Modelo P1M2PC	108
Figura 83 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M2PC.....	109
Figura 84 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P1M2PC	109
Figura 85 - Ruptura do modelo P2M1MON	110
Figura 86 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P2M1MON	111
Figura 87 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P2M1MON	111
Figura 88 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na armadura de costura - Modelo P2M1MON	112
Figura 89 - Gráfico força x deformação do extensômetro na armadura longitudinal do pilar - Modelo P2M1MON	112
Figura 90 - Gráfico força x deformação do extensômetro no consolo - Modelo P2M1MON.....	113
Figura 91 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P2M1MON	114

Figura 92 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P2M1MON.....	114
Figura 93 - Ruptura do modelo P2M2MON.....	115
Figura 94 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P2M2MON	116
Figura 95 - Gráfico força x deformação do extensômetro na armadura longitudinal do pilar - Modelo P2M2MON	116
Figura 96 - Gráfico força x deformação do extensômetro no consolo - Modelo P2M2MON.....	117
Figura 97 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P2M2MON	118
Figura 98 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P2M2MON.....	118
Figura 99 - Diagrama de esforços da treliça com contribuição da armadura de costura de CAMPIONE et. al. (2005) no modelo P2M1MON	123
Figura 100 - Diagrama de esforços da treliça simples de CAMPIONE et. al. (2005) no modelo P2M1MON	124
Figura 101 - Comparação entre as medidas dos transdutores no consolo dos modelos com pilar P1	125
Figura 102 - Comparação entre as medidas dos transdutores no consolo dos modelos com pilar P2.....	125
Figura 103 - Comparação entre as medidas dos transdutores no pilar - Modelos com taxa de armadura longitudinal mínima (P1).....	126
Figura 104 - Comparação entre as medidas dos transdutores no pilar - Modelos com taxa de armadura longitudinal de 3% (P2)	127
Figura 105 - Comparação da deformação no tirante entre os modelos monolíticos.....	128
Figura 106 - Comparação da deformação no tirante entre os modelos com consolo concretado posteriormente.....	128
Figura 107 - Comparação da deformação no tirante principal entre os modelos com ancoragem em gancho.....	129
Figura 108 - Comparação da deformação no tirante principal entre os modelos com ancoragem reta	129
Figura 109 - Comparação da deformação das armaduras de costura entre os modelos monolíticos.....	130

Figura 110 - Comparação da deformação das armaduras de costura entre os modelos com ancoragem em gancho	130
Figura 111 - Comparação da deformação das armaduras de costura entre os modelos com ancoragem reta	131
Figura 112 - Comparação da deformação na altura do tirante na interface	132
Figura 113 - Comparação da deformação na biela de compressão	132
Figura 114 - Comparação da deformação no pilar	133
Figura 115 - Treliça simples de CAMPIONE <i>et. al.</i> (2005) no modelo P2M1MON..	156
Figura 116 - Diagrama de esforços da treliça simples de CAMPIONE <i>et. al.</i> (2005) no modelo P2M1MON	157
Figura 117 - Treliça com contribuição da armadura de costura de CAMPIONE <i>et. al.</i> (2005) no modelo P2M1MON.....	158
Figura 118 - Diagrama de esforços da treliça com contribuição da armadura de costura de CAMPIONE <i>et. al.</i> (2005) no modelo P2M1MON	159

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Modelos do programa experimental de CAMPIONE et al. (2005), (CAMPIONE et al., 2005).	30
Tabela 2 - Características dos modelos ensaiados, (COSTA 2009)	34
Tabela 3 - Carga última prevista para os ensaios (kN), (DAMASCENO, 2016)	39
Tabela 4 - Relação entre força experimental e força prevista nos ensaios, (DAMASCENO, 2016)	40
Tabela 5 - Valores dos coeficientes β_s e β_c , (NBR 9062:2017)	56
Tabela 6 - Descrição dos modelos	62
Tabela 7 - Taxas de armaduras adotadas.....	63
Tabela 8 - Características físicas do agregado miúdo	72
Tabela 9 - Características físicas do agregado graúdo	73
Tabela 10 - Propriedades do aditivo (Adaptado do catálogo da Silicon)	74
Tabela 11- Composição do concreto utilizado nos modelos P1M1MON e P1M1PC.	74
Tabela 12- Composição do concreto utilizado nos demais modelos.	74
Tabela 13 - Caracterização do concreto.....	75
Tabela 14- Caracterização da interface entre pilar e consolo.	77
Tabela 15 - Modo de ruptura dos modelos.....	119
Tabela 16 - Carga última prevista (kN).....	120
Tabela 17 - Relação entre força experimental e força prevista	120
Tabela 18 - Tensões para as cargas de fissuração e de ruptura na biela de compressão.....	121
Tabela 19 – Resultados experimentais do modelo P2M1MON	122
Tabela 20 - Ensaio de resistência à compressão do concreto (ABNT NBR 5739:2007)	138
Tabela 21 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral do concreto (ABNT NBR 7222:2011).....	139
Tabela 22 - Módulo de deformação secante do concreto do modelo P1M1MON e do pilar do P1M1PC (ABNT NBR 8522:2017)	140
Tabela 23 - Módulo de deformação secante do concreto do modelo P1M2MON e do pilar do P1M2PC (ABNT NBR 8522:2017)	141

Tabela 24 - Módulo de deformação secante do concreto do consolo do P1M1PC (ABNT NBR 8522:2017).....	142
Tabela 25 - Módulo de deformação secante do concreto do consolo do P1M2PC (ABNT NBR 8522:2017).....	144
Tabela 26 - Módulo de deformação secante do concreto do modelo P2M1MON e P2M2MON (ABNT NBR 8522:2017)	145
Tabela 27 - Caracterização da interface do modelo P1M1PC.....	147
Tabela 28 - Caracterização da interface do modelo P1M2PC.....	148

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
CEB	Comité Euro-Internacional Du Béton
EUROCODE	European Committee for Standardisation
LEC	Laboratório de Engenharia Civil
PCI	Precast/Prestressed Concrete Institute
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

LISTA DE SÍMBOLOS

a	distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do pilar
a_c	distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do pilar
A_s	área da armadura atravessando, perpendicularmente, a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes
$A_{s\text{ cost}}$	área da armadura de costura
$A_{s\text{ cost min}}$	é a área mínima de aço da armadura de costura.
$A_{s,\text{lnk}}$	armadura de costura
$A_{s,\text{main}}$	área do tirante principal
$A_{s,\text{min}}$	área mínima do tirante principal
$A_{s,\text{tir}}$	área do tirante principal
A_{sw}	área da seção transversal dos estribos de força cortante
a_v	distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, na peça
b	largura do consolo
b_w	é a largura do consolo
c	comprimento do consolo
cc	cobrimento de concreto na ponta do tirante
d	altura de cálculo do consolo
E	módulo de elasticidade
f'_c	resistência de cálculo do concreto
F_{calc}	força calculada
f_{cc}	resistência à compressão do concreto
f_{cd}	resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ctd}	resistência à tração do concreto
f_{cu}	compressão máxima no nó do modelo de bielas e tirantes
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
F_d	força de cálculo do consolo
F_{exp}	força experimental
F_{md}	valor médio da força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v
F_{wd}	é a força de cálculo do consolo

f_{yd}	resistência de cálculo do aço
f_{ywd}	é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70 % desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa
h	altura do consolo na seção de engastamento
h_c	altura do consolo
H_d	força horizontal aplicada no consolo
k_1	constante do EUROCODE 2, que vale 1,18
l_m	comprimento da avaliação
N_u	força horizontal
R_a	coeficiente de rugosidade
R_{sd}	força resultante no conjunto de armaduras
s	espaçamento
s_{cost}	espaçamento entre os elementos da armadura de costura
V_c	é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça
V_{Rd2}	é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
V_{Rd3}	é a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal
$V_{rdt,ct}$	força de cisalhamento resistente
V_{sd}	é a força cortante solicitante de cálculo na seção
V_{sw}	é a parcela resistida pela armadura transversal
V_u	força de cisalhamento na seção
x	altura da linha neutra
z	braço de alavanca
μ	coeficiente de atrito
μ_e	coeficiente de atrito
α	fator de interação
β_c	coeficiente de minoração aplicado ao concreto
β_n	coeficiente recomendado pelo PCI, que vale: 1,0 para nós que recebem apenas forças de compressão; 0,8 para nós onde chega um tirante; 0,6 para nós onde chegam mais de um tirante
β_s	coeficiente de minoração aplicado à armadura
γ_c	coeficiente de minoração da resistência do concreto

θ	é o ângulo da biela de compressão
κ	fator de interação
ξ	coeficiente de minoração da resistência do concreto confinado
ρ	taxa de armadura
T_c	tensão de adesão
T_{sd}	tensão de aderência de cálculo
T_u	tensão última de cisalhamento na interface
Φ	fator de redução de resistência

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	22
<u>Considerações iniciais</u>	<u>22</u>
<u>Objetivos</u>	<u>24</u>
<u>Metodologia de pesquisa</u>	<u>24</u>
<u>Apresentação da dissertação</u>	<u>25</u>
1. CONSOLOS DE CONCRETO	26
<u>1.1. Introdução</u>	<u>26</u>
<u>1.2. Modos de ruptura</u>	<u>28</u>
<u>1.3. Estudos sobre consolo de concreto pré-moldado</u>	<u>30</u>
<u>1.4. Prescrições normativas</u>	<u>44</u>
1.4.1. NBR 9062:2017.....	44
1.4.2. EUROCODE 2	47
1.4.3. PCI	49
2. ADERENCIA ENTRE CONCRETO DE DIFERENTES IDADES	52
<u>2.1. Prescrições normativas para avaliação da rugosidade</u>	<u>55</u>
2.1.1. ABNT NBR 9062:2017	55
2.1.2. CEB-2010	56
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
<u>3.1. Projeto dos modelos</u>	<u>63</u>
<u>3.2. Fabricação dos modelos</u>	<u>69</u>
<u>3.3. Caracterização dos materiais</u>	<u>71</u>
3.3.1. Agregado miúdo.....	71
3.3.2. Agregado graúdo	72
3.3.3. Cimento.....	73
3.3.4. Água.....	73
3.3.5. Aditivo	73
<u>3.4. Caracterização do concreto</u>	<u>74</u>
<u>3.5. Caracterização da interface entre pilar e consolo</u>	<u>75</u>
<u>3.6. Instrumentação dos modelos</u>	<u>77</u>
3.6.1. Instrumentação para medição dos deslocamentos	77
3.6.2. Instrumentação das armaduras.....	78

3.6.3.	Instrumentação do concreto.....	82
<u>3.7.</u>	<u>Metodologia experimental</u>	<u>89</u>
4.	RESULTADOS	92
<u>4.1.</u>	<u>Pilar P1</u>	<u>92</u>
4.1.1.	Modelo P1M1MON.....	92
4.1.2.	Modelo P1M1PC	96
4.1.3.	Modelo P1M2MON.....	100
4.1.4.	Modelo P1M2PC	105
<u>4.2.</u>	<u>Pilar P2</u>	<u>110</u>
4.2.1.	Modelo P2M1MON.....	110
4.2.2.	Modelo P2M2MON.....	115
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	119
5.1.1.	Análise da deformação das armaduras.....	127
5.1.2.	Análise da deformação no concreto.....	131
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	134
<u>6.1.</u>	<u>Conclusões</u>	<u>134</u>
<u>6.2.</u>	<u>Sugestões para trabalhos futuros</u>	<u>135</u>
	REFERÊNCIAS.....	136
	ANEXO A – CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO.....	138
	ANEXO B – CARACTERIZAÇÃO DA SUPERFÍCIE DA INTERFACE.....	147
	ANEXO C – DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS.....	150
	ANEXO D - CÁLCULO DA TRELIÇA DE CAMPIONE	154

INTRODUÇÃO

Considerações iniciais

Segundo EL DEBS (2017), a construção civil tem sido considerada uma indústria atrasada quando comparada a outros ramos industriais. Isto se deve ao fato dela apresentar baixa produtividade, grande desperdício de materiais, morosidade e baixo controle de qualidade. Uma das formas de buscar a redução desse atraso é com técnicas associadas à utilização de elementos pré-moldados de concreto.

As estruturas de concreto pré-moldado apresentam facilidade de execução e de controle de qualidade de seus elementos. Porém, as ligações entre os elementos são o principal problema. São elas, em geral, as partes mais importantes do projeto.

Uma forma de ligação entre pilar e viga é através de consolo de concreto. Consolos são elementos estruturais que se projetam de pilares para servir de apoio para outras partes da estrutura, conforme Figura 1.

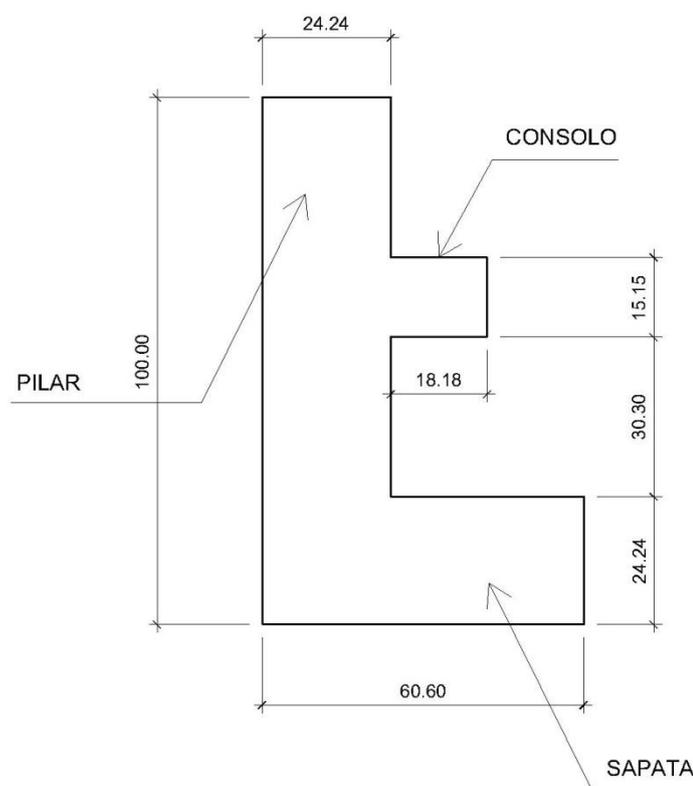


Figura 1 - Consolo

O dimensionamento de consolos consiste no emprego de uma modelo de treliça simples, formada por uma barra tracionada, o tirante, e uma diagonal comprimida, a biela de compressão, conforme indicado na Figura 2.

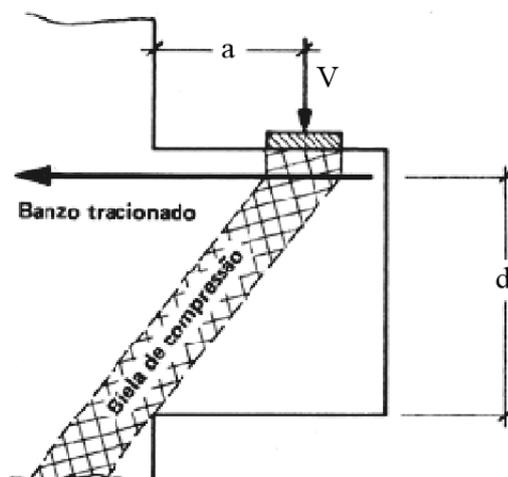


Figura 2 - Treliça simples idealizada para o comportamento do consolo (LEONHARDT e MÖNNING, 1978)

Além da armadura do tirante, existe outra armadura disposta na direção horizontal, que recebe o nome de armadura secundário ou armadura de costura. Sua função é reduzir a abertura de fissuras na interface entre o consolo e o pilar e propiciar ductilidade para a biela de compressão. HAGBERG (1983), CAMPIONE *et al.* (2005), FERNANDES e EL DEBS (2005) e ARAÚJO *et al.* (2016) estudaram a contribuição da armadura de costura na resistência do consolo. Eles concluíram que é possível considerar sua participação na resistência do consolo, de forma a reduzir a armadura do tirante.

Com a finalidade de otimizar a linha de produção dos elementos pré-moldados, DAMASCENO (2016) estudou consolos instalados em etapa posterior à concretagem do pilar com auxílio de adesivo químico. Seus modelos mostraram comportamento estrutural satisfatório, porém, apresentaram uma fissura no pilar evidenciando o surgimento de tensões de tração na região de ancoragem do tirante principal. É proposto pelo autor que sejam estudados modelos com estribos na região de ancoragem para combater estas tensões de tração.

A presente dissertação avaliará o comportamento e a segurança de consolos curtos monolíticos e concretados em etapa posterior à execução do pilar com estribos na região de ancoragem. Serão analisadas a influência de estribos na

região de ancoragem e a contribuição da armadura de costura na resistência dos consolos. Para isto, os parâmetros estudados são a forma de ancoragem do tirante principal, o método construtivo, a variação da taxa de armadura de costura e a variação da taxa de armadura do pilar.

A proposta de execução de consolos em etapa posterior à do pilar é vantajosa porque evita recortes nas formas, possibilitando maior reaproveitamento das mesmas, justificando a continuidade da pesquisa de DAMASCENO (2016). Além do mais, os modelos de cálculo normativos não consideram a contribuição da armadura de costura na resistência do consolo. Sendo assim, em vista do avanço do processo produtivo, justifica-se esta pesquisa.

Objetivos

O objetivo geral da pesquisa é avaliar o comportamento e a segurança de consolos curtos monolíticos e concretados em etapa posterior à execução do pilar com estribos na região de ancoragem.

Os objetivos específicos são:

- avaliar a contribuição da armadura de costura na resistência do consolo;
- avaliar a influência da presença de estribos na região de ancoragem;
- avaliar a carga última e os modos de ruptura.

Neste trabalho, serão apresentados resultados experimentais e serão feitas comparações com prescrições normativas e modelos analíticos com o objetivo de avaliar os modelos ensaiados.

Metodologia de pesquisa

A pesquisa consiste em um programa experimental que envolve o ensaio de consolos monolíticos e consolos concretados posteriormente à execução do pilar, além da revisão bibliográfica acerca dos fundamentos do comportamento de consolos e aderência entre concretos de diferentes idades.

A investigação experimental foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), sendo composta por

ensaios de seis modelos com as mesmas dimensões e diâmetro do tirante principal, variando o método construtivo, a forma de ancoragem do tirante principal, a taxa da armadura de costura e a taxa de armadura do pilar.

Apresentação da dissertação

O presente documento está dividido em sete capítulos. Inicia-se por uma introdução sobre o tema a ser desenvolvido, os objetivos que se propõe cumprir e uma breve descrição da metodologia a ser empregada no decorrer do estudo.

No capítulo 1 realiza-se uma revisão bibliográfica sobre o comportamento de consolos de concreto armado, apresentando pesquisas anteriores, modelos analíticos de dimensionamento e prescrições normativas.

O capítulo 2 aborda a aderência entre concretos de diferentes idades através de pesquisas anteriores e prescrições normativas.

O capítulo 3 relata sobre a metodologia experimental aplicada nesta pesquisa. Explica em detalhes a confecção, instrumentação e ensaio dos corpos de prova, sobre os equipamentos utilizados na realização dos ensaios e o procedimento de ensaio.

No capítulo 4 se expõem e se analisam os resultados obtidos dos experimentos, apresentam-se gráficos, tabelas e análises dos resultados e comparações dos mesmos. Examina-se o comportamento dos modelos ensaiados e o comportamento teórico esperado.

O capítulo 5 apresenta conclusões da pesquisa e recomendações para pesquisas futuras.

O sexto capítulo se refere à bibliografia empregada, constando dos artigos científicos baseados em experimentos similares, da literatura sobre os temas desenvolvidos e das teses e dissertações realizadas que contribuíram para a realização deste documento.

1. CONSOLOS DE CONCRETO

1.1. Introdução

A norma ABNT NBR 9062:2017 considera consolo como sendo o elemento em balanço onde a relação a/d é menor que 1, sendo “a” a distância entre a face do pilar e a posição de aplicação da carga e “d” a distância do eixo da armadura principal (tirante) à face inferior do consolo. Outros autores apresentam definições complementares, entre eles YASSIN *et al.* (2015), que descrevem o consolo como um elemento curto em balanço que se projeta da face de pilares ou paredes para suportar elevados carregamentos provenientes de vigas ou de outros elementos estruturais.

Os consolos foram estudados teórica e experimentalmente por FRANZ e NIEDENHOFF (1963) *apud* LEONHARDT e MÖNNING (1978) e, posteriormente, por MEHMEL e FREITAG (1967) *apud* LEONHARDT e MÖNNING (1978).

FRANZ E NIEDENHOFF (1963) *apud* LEONHARDT e MÖNNING (1978) realizaram estudos experimentais de fotoelasticidade e, desta forma, determinaram as trajetórias de tensões em consolos com $a/d = 0,5$. Estes estudos revelaram que em consolos retangulares o canto inferior é livre de tensões, sendo, portanto, dispensável. Por isso, têm comportamento semelhante ao dos consolos chanfrados. Em todo o comprimento entre o ponto de aplicação da carga e o engastamento, as tensões de tração são praticamente constantes. A diagonal comprime-se junto ao canto inferior do consolo e as tensões são fortemente inclinadas. A Figura 3 mostra a trajetória das tensões principais.

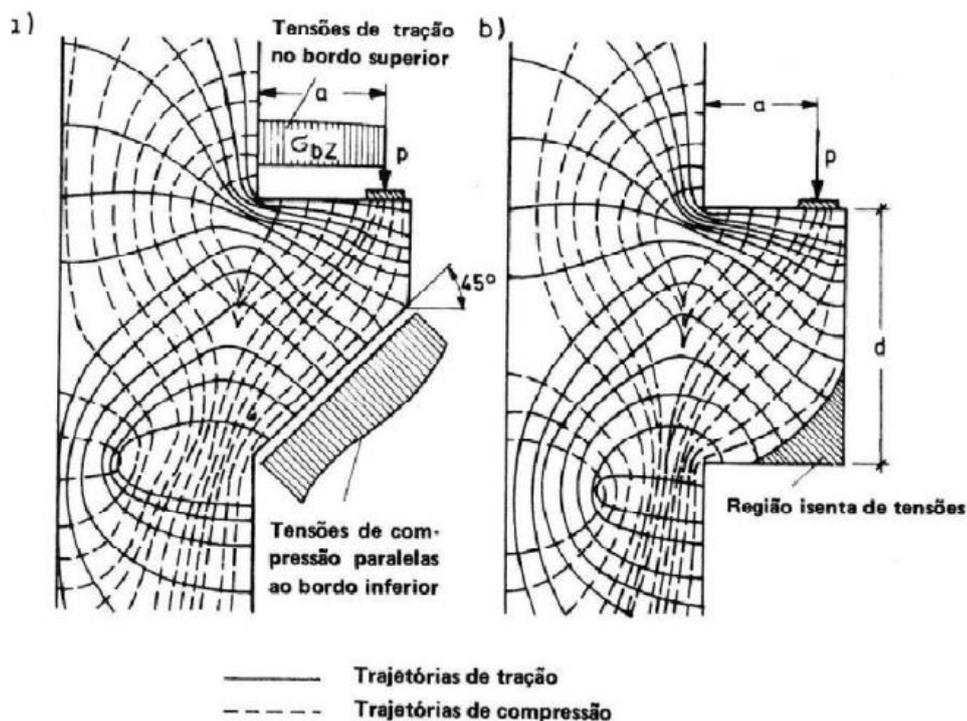


Figura 3 – Trajetória das tensões principais em consolos com $a/d = 0,5$ (LEONHARDT e MÖNNING, 1978)

De acordo com LEONHARDT e MÖNNING (1978), as tensões de tração no bordo superior, praticamente horizontais, e as tensões de compressão inclinadas sugerem que o consolo resiste à força solicitante como uma treliça simples, conforme apresentada na Figura 4.

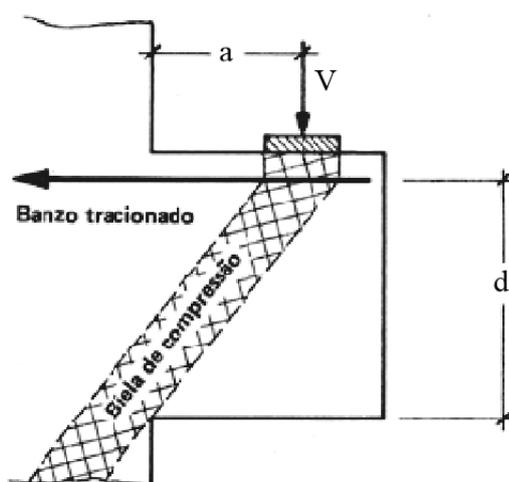


Figura 4 - Treliça simples idealizada para o comportamento do consolo (LEONHARDT e MÖNNING, 1978)

Por motivo de simplificação, embora o fluxo das tensões de tração no bordo superior seja levemente inclinado, o tirante é idealizado como sendo horizontal, assim como a armadura utilizada para resistir a essas tensões. A armadura do tirante principal deve ser dimensionada para resistir aos esforços verticais e horizontais sobre o consolo. O fluxo das tensões de compressão tem uma direção que vai do ponto de aplicação da força até a base do consolo. Nesta mesma direção, portanto, é idealizada uma biela de compressão com a resistência do concreto. Entretanto, em consolos muito curtos ($a/d < 0,5$), a forma de ruptura não evidencia o modelo de bielas e tirantes, porque a diagonal comprimida se aproxima da vertical e o esforço cortante se torna predominante na interface entre o consolo e o pilar. Para este caso, o melhor modelo a ser utilizado é o modelo de atrito-cisalhamento.

1.2. Modos de ruptura

De acordo com COSTA (2009) os três modos principais de ruptura de consolos são a ruptura por flexão, por fendilhamento da biela de compressão e por cisalhamento. Eles irão depender da quantidade de armadura utilizada, da resistência à compressão do concreto e da razão a/d .

MACHADO e PIMENTA (2000) *apud* DAMASCENO (2016) descrevem estes modos de ruptura:

- Ruptura na flexão: caracterizada pela ruptura por compressão no canto inferior do consolo junto ao pilar. Pode ocorrer ruptura na flexão por tração ou por compressão. Quando ocorre por tração, surge grande abertura de fissura na parte superior do consolo na interface, com escoamento da armadura e grande rotações (Figura 5a). Quando ocorre por compressão, a ruptura ocorre por compressão do concreto sem escoamento da armadura (Figura 5b);
- Ruptura por fendilhamento da biela: inicialmente ocorre a fissuração de flexão seguida do fendilhamento inclinado da biela de compressão (Figura 5c);

- Ruptura por cisalhamento: este modo de ruptura é típico de consolos muito curtos. É caracterizado por fissuras na interface e a ruptura ocorre neste plano (Figura 5d).

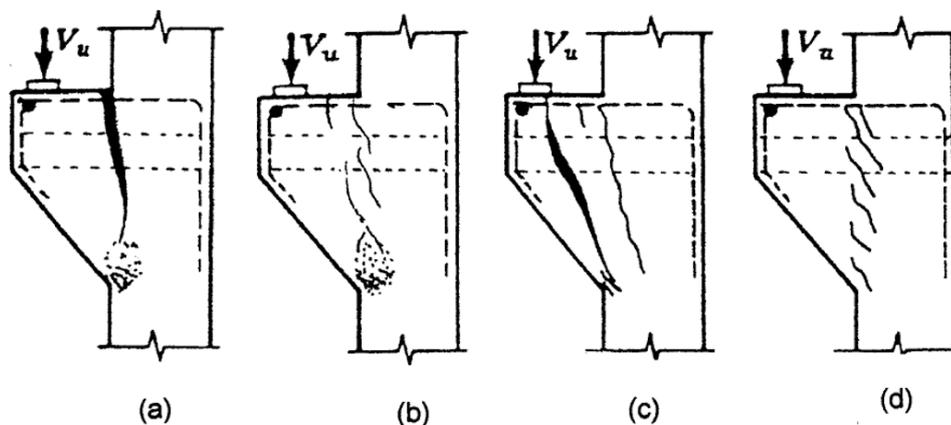


Figura 5 - Modos de ruptura de consolos (MACHADO e PIMENTA (2000) *apud* DAMASCENO, 2016)

Os autores descrevem também modos de ruptura secundários que são decorrentes de detalhamento inadequado do consolo. São eles:

- Ruptura por fendilhamento na ancoragem (Figura 6a);
- Ruptura por esmagamento localizado no concreto (Figura 6b);
- Ruptura por falta de altura em consolo com força horizontal (Figura 6c).

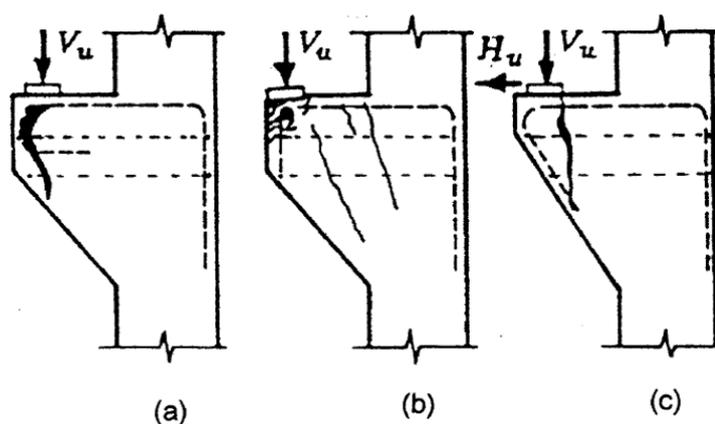


Figura 6 - Modos de ruptura secundários em consolos (MACHADO e PIMENTA (2000) *apud* DAMASCENO, 2016)

1.3. Estudos sobre consolo de concreto pré-moldado

Diversos estudos sobre consolos foram realizados desde a década dos anos de 1960. Neste item serão apresentadas as principais pesquisas.

HAGBERG (1983) *apud* ARAÚJO *et al.* (2016) propôs um modelo analítico para o cálculo da resistência de consolos à flexão ou ao cisalhamento. Seu modelo prevê a contribuição da armadura de costura na resistência do consolo, considerando uma posição fictícia onde o tirante e a armadura de costura estariam concentrados. Com isso, calcula-se a altura equivalente d' e a força como se houvesse apenas um tirante com a área de aço resultante da soma da área do tirante e da armadura de costura. Importante ressaltar que a armadura de costura deve estar localizada em $2d/3$, onde d é a altura de cálculo do consolo. HAGBERG (1983) *apud* DAMASCENO (2016) verificou a aplicação de seu modelo em diversos ensaios experimentais, obtendo boa aproximação entre seu modelo e os ensaios já realizados.

CAMPIONE *et al.* (2005) realizaram, em sua pesquisa, estudo analítico e experimental referente ao comportamento de consolos. Os autores avaliaram a presença de fibras de aço na matriz de concreto, de armadura principal e transversal de aço e de reforço em polímero reforçado com fibra de carbono. Eles compararam o consolo tradicional, composto pelo tirante principal e estribos, com consolos com fibras de aço na matriz de concreto e consolo reforçado com fibra de carbono. A Tabela 1 mostra os seus modelos.

Tabela 1 - Modelos do programa experimental de CAMPIONE *et al.* (2005), (CAMPIONE *et al.*, 2005).

Consolo	Armadura do tirante principal (mm)	Armadura transversal (mm)	Fibras de aço na matriz de concreto	Polímero reforçado com fibra de carbono
1	-	-	-	-
2	-	-	1,0	-
3	2x10	-	-	-
4	2x10	4x6	-	-
5	2x10	-	1,0	-
6	2x10	-	-	1

Os autores concluíram que as duas técnicas não convencionais mostraram-se eficazes na melhoria da força máxima. E que o modelo com fibras de aço na matriz de concreto apresentou comportamento mais dúctil.

Com base no programa experimental, eles propõem também um modelo de cálculo para consolos sem armadura de costura e outro para consolos com armadura de costura. Para o caso dos consolos sem armadura de costura é realizado um equilíbrio entre a força das barras de aço e da biela de compressão, conforme a treliça simplificada mostrada na Figura 7.

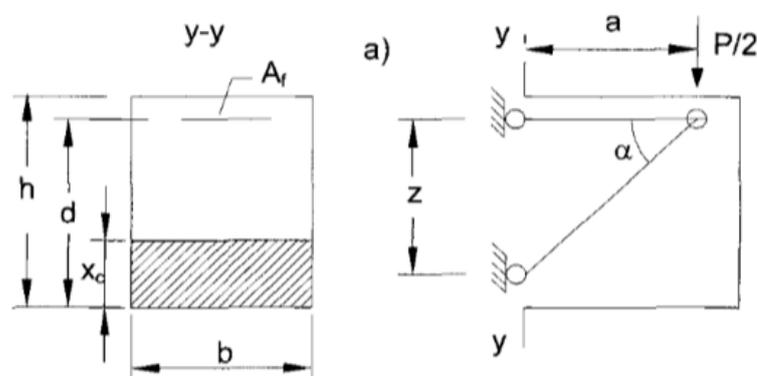


Figura 7 - Modelo de cálculo de consolos sem armadura de costura proposto por CAMPIONE *et al.* (2005), (CAMPIONE *et al.*, 2005)

Para o caso de consolos com armadura de costura é proposta uma treliça secundária composta pela resultante da armadura de costura. Desta forma, a força atuante no consolo é dividida entre as duas treliças de acordo com a rigidez delas, Figura 8.

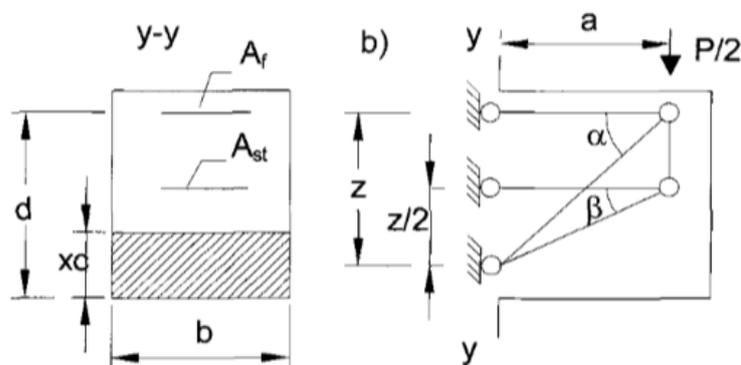


Figura 8 - Modelo de cálculo de consolos com armadura de costura proposto por CAMPIONE *et al.* (2005), (CAMPIONE *et al.*, 2005).

Segundo os autores, os modelos analíticos mostraram boa concordância com os resultados experimentais.

FERNANDES e EL DEBS (2005) analisaram a contribuição efetiva da armadura de costura na resistência de consolos curtos e muito curtos e apresentaram duas propostas de biela e tirante para o cálculo da resistência. Consideraram o Estado Limite Ultimo de escoamento das armaduras do tirante e de costura e a contribuição da armadura de costura, ou seja, com cada uma de suas barras concentrada ao longo da sua altura útil efetiva. Para validar as formulações foi realizada a aplicação em 245 modelos experimentais disponíveis na literatura, sendo 85 deles com armadura de costura. A proposta I foi baseada no refinamento do modelo de HAGBERG (1983). O modelo refinado consiste em várias treliças interconectadas em um mesmo nó, onde cada armadura horizontal do tirante e de costura forma uma treliça com sua respectiva biela, conforme Figura 9.

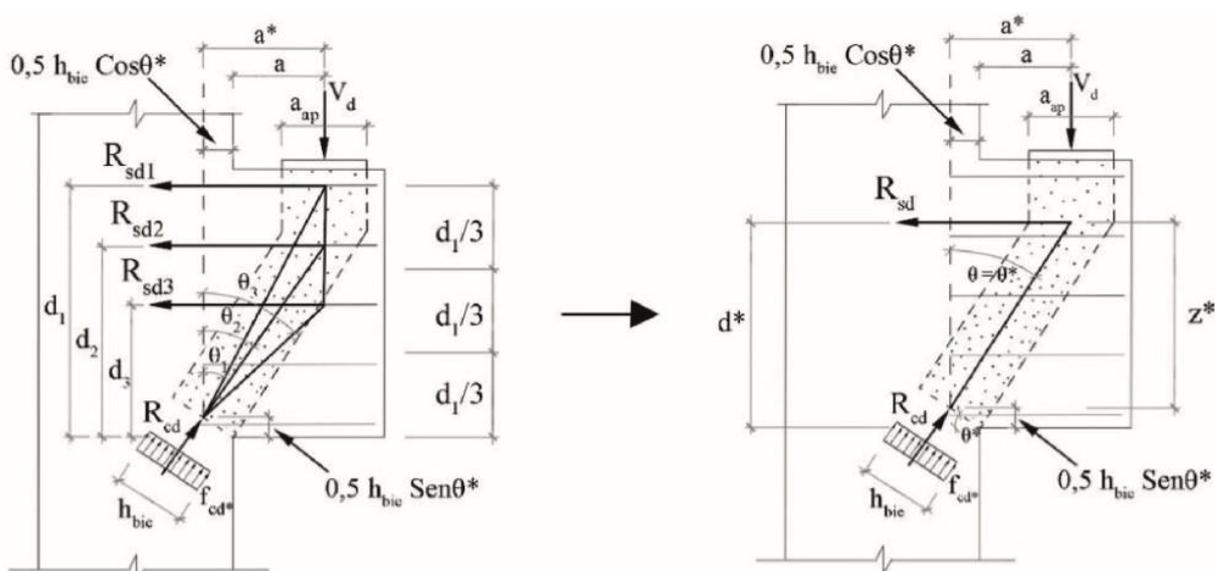


Figura 9 – Proposta I de FERNANDES e EL DEBS (2005), (FERNANDES e EL DEBS, 2005)

A proposta II baseia-se em uma adaptação do modelo de biela e tirante de LEONHARDT e MÖNNING (1977) onde a contribuição da armadura de costura é adicionada. Essa formulação consiste no somatório das parcelas de contribuição das armaduras do tirante principal e de costura até $2d_i/3$. A Figura 10 apresenta esta proposta.

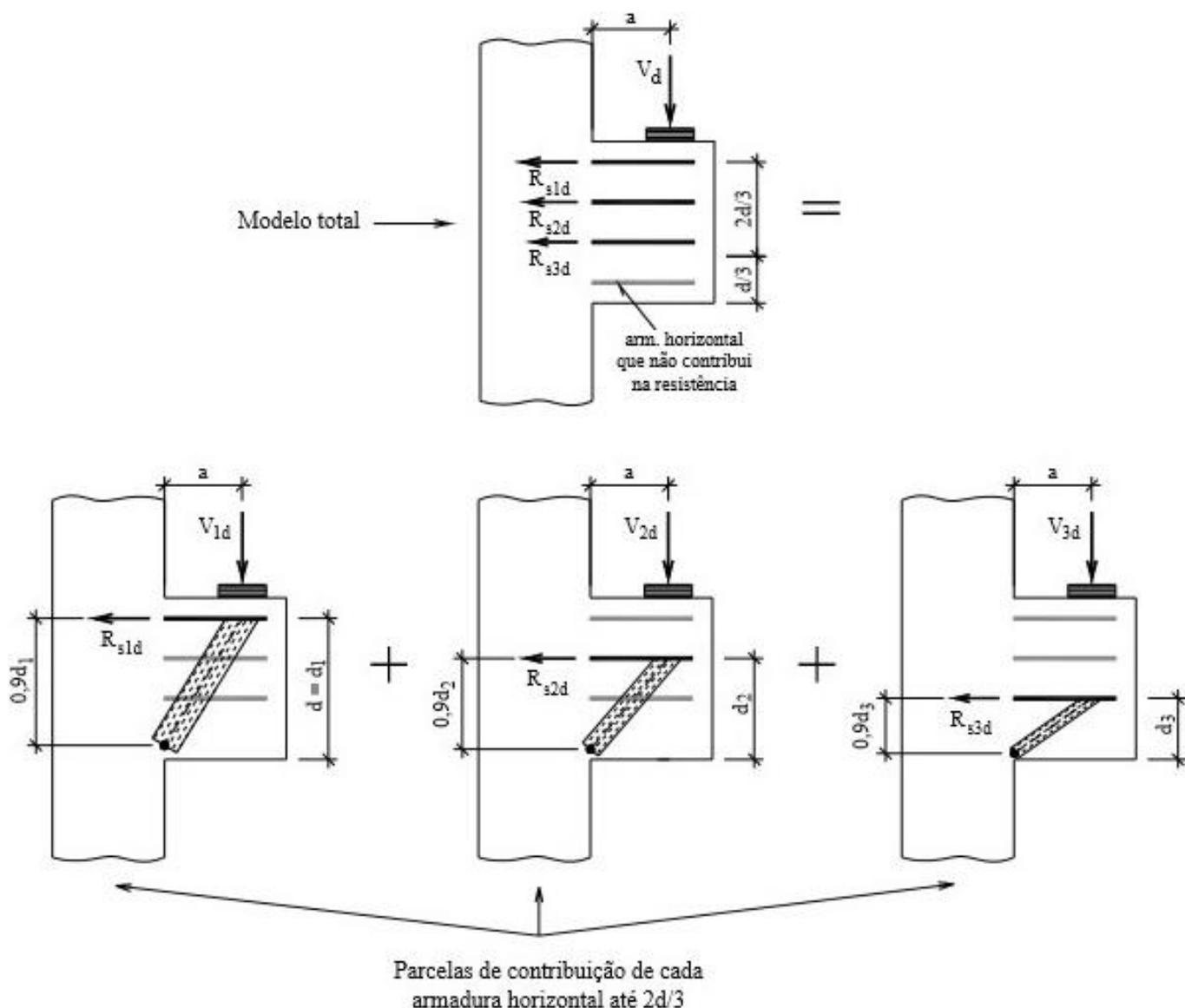


Figura 10 - Proposta II de FERNANDS e EL DEBS (2005), (FERNANDES e EL DEBS, 2005)

Os autores concluíram que entre os consolos com armadura de costura, 98% apresentaram resultados a favor da segurança para as formulações propostas. E que dos consolos com armadura de costura que tiveram a sua resistência menor que a calculada, apenas um apresentou diferença superior a 10% em relação ao valor experimental. Entretanto, os autores apontam que suas formulações podem ser aplicadas apenas para a parcela da força vertical. O dimensionamento deve ser realizado separadamente para a força vertical e a horizontal. Para a força horizontal, podem-se aplicar as formulações desprezando a contribuição da armadura de costura.

COSTA (2009) ensaiou consolos com a moldagem em etapa distinta a do pilar e com fibras de aço em gancho incorporadas à matriz de concreto. Os consolos eram concretados e, posteriormente, unidos ao pilar para a concretagem deste. Neste estudo foram variadas a taxa de armadura do pilar e a presença de um novo arranjo de detalhamento de armadura de costura. A Tabela 2, a Figura 11 e a Figura 12 mostram as características dos modelos ensaiados e as etapas de concretagem do consolo e do pilar respectivamente.

Tabela 2 - Características dos modelos ensaiados, (COSTA 2009)

Modelo	Armadura principal (tirante)	Armadura de costura	a/d	Resistência do concreto (MPa)	Porcentagem de fibras de aço consolo (%)
MBS1	2 ϕ 12,5mm	não	0,75	65,0	2,00
MBC2	2 ϕ 12,5mm	sim	0,75	65,0	2,00
MMS3	3 ϕ 16,0mm	não	0,75	65,0	2,00
MMC4	3 ϕ 16,0mm	sim	0,75	65,0	2,00
MMC5	3 ϕ 16,0mm	sim	0,75	65,0	2,00
MAC6	4 ϕ 20,0mm	sim	0,75	65,0	2,00
MRC7	4 ϕ 20,0mm	sim	0,75	40,0	-

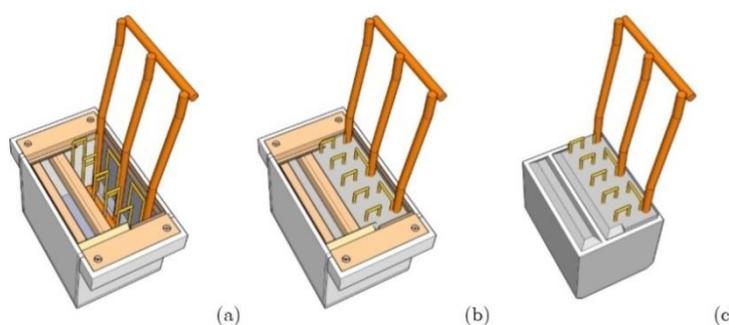


Figura 11 - Etapas da concretagem do consolo: (a) armadura do consolo na forma; (b) consolo concretado; (c) consolo desformado, (COSTA 2009)

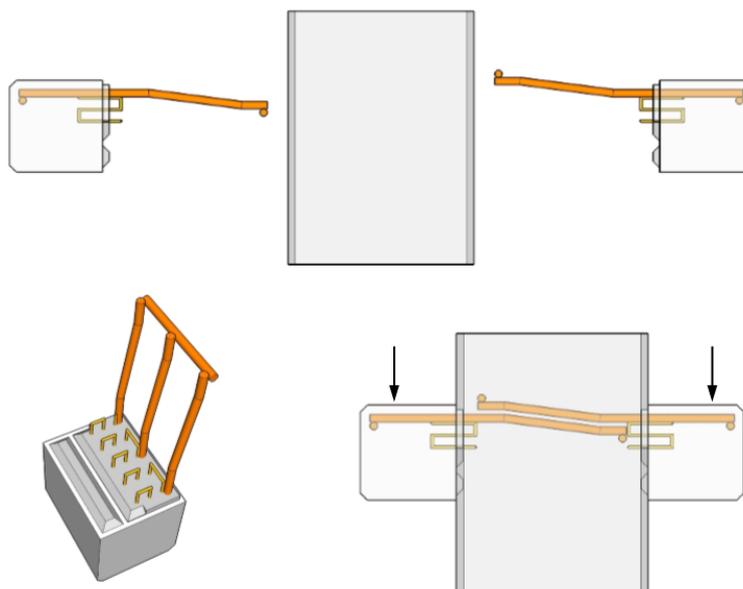


Figura 12 - Epatas da concretagem do pilar, (COSTA 2009)

O autor concluiu que a adição de fibras ao consolo reduziu a fissuração na biela de compressão e aumentou a resistência à ruptura dos consolos, que apresentaram comportamento dúctil. Os modelos concretados em etapas distintas apresentaram abertura de fissuras na interface maiores que o monolítico, porém, a fissuração diminuiu conforme o aumento da taxa de armadura do tirante.

Com o objetivo de aperfeiçoar a técnica de produção de pilares pré-moldados, DAMASCENO (2016) ensaiou consolos instalados em etapa posterior à execução do pilar com auxílio de adesivo químico variando o comprimento de ancoragem do tirante principal. Também ensaiou um modelo monolítico para servir de comparação. As figuras a seguir mostram as características dos modelos ensaiados.

MODELO	MONOLITICO/PÓS-INSTALADO	ANCORAGEM	COMPRIENTO DE ANCORAGEM
A	Monolítico	Gancho 90°	Confome NBR 6118:2014
B	Pós-instalado	Reta com ancoragem química	Idem modelo A
C	Pós-instalado	Reta com ancoragem química	Conforme especificação do fabricante do adesivo químico

Figura 13 - Modelos do programa experimental, (DAMASCENO, 2016)

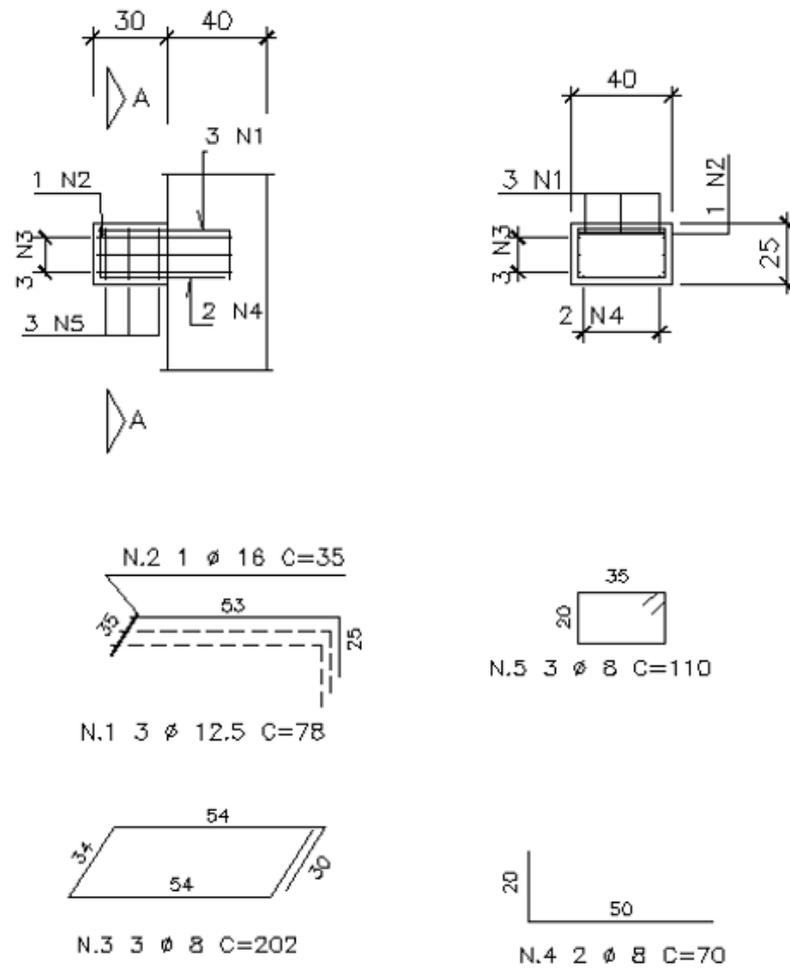


Figura 16 - Armação do consolo do modelo A (monolítico), (DAMASCENO, 2016).

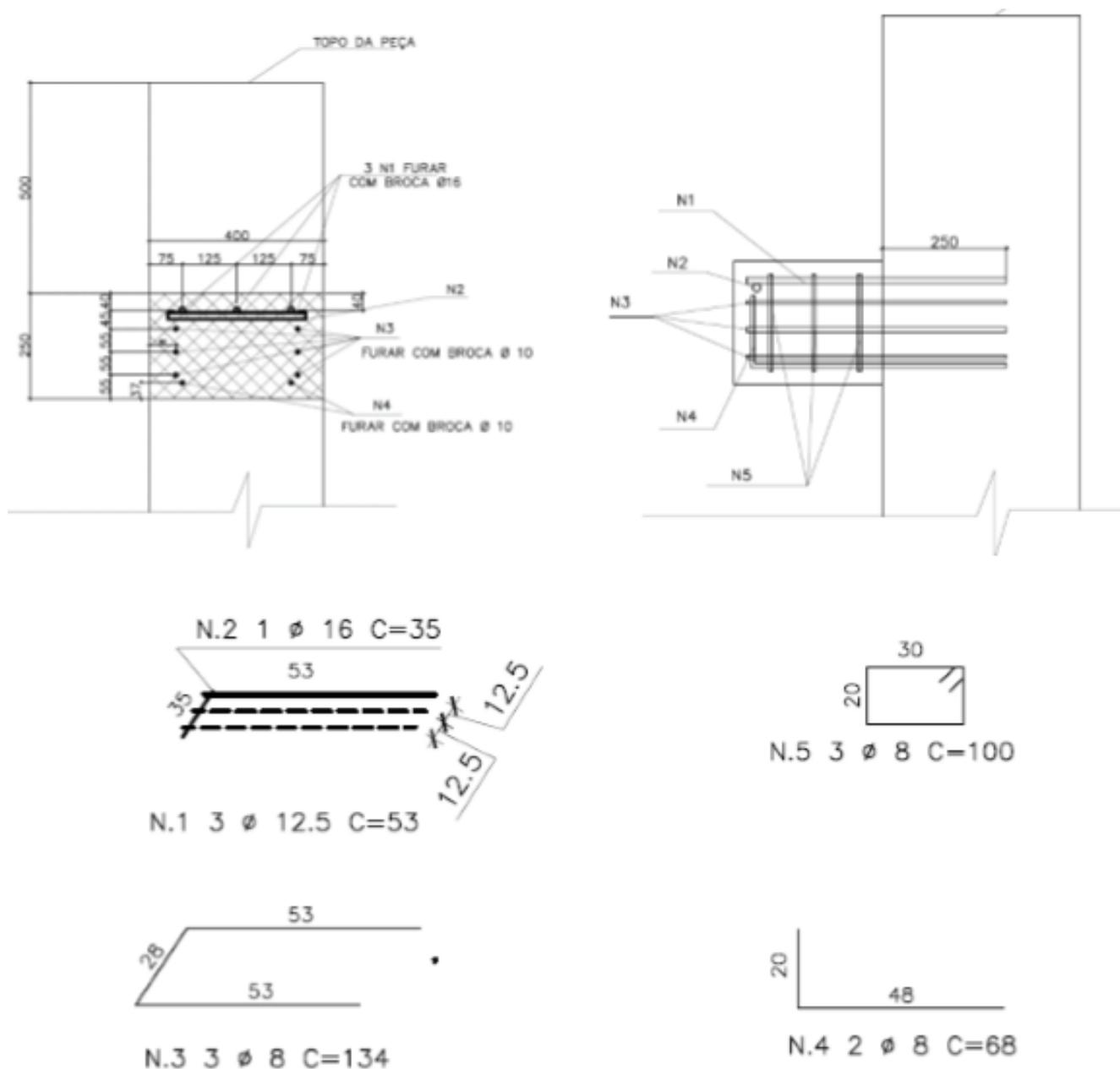


Figura 17 - Armadura do consolo do modelo B, (DAMASCENO, 2016).

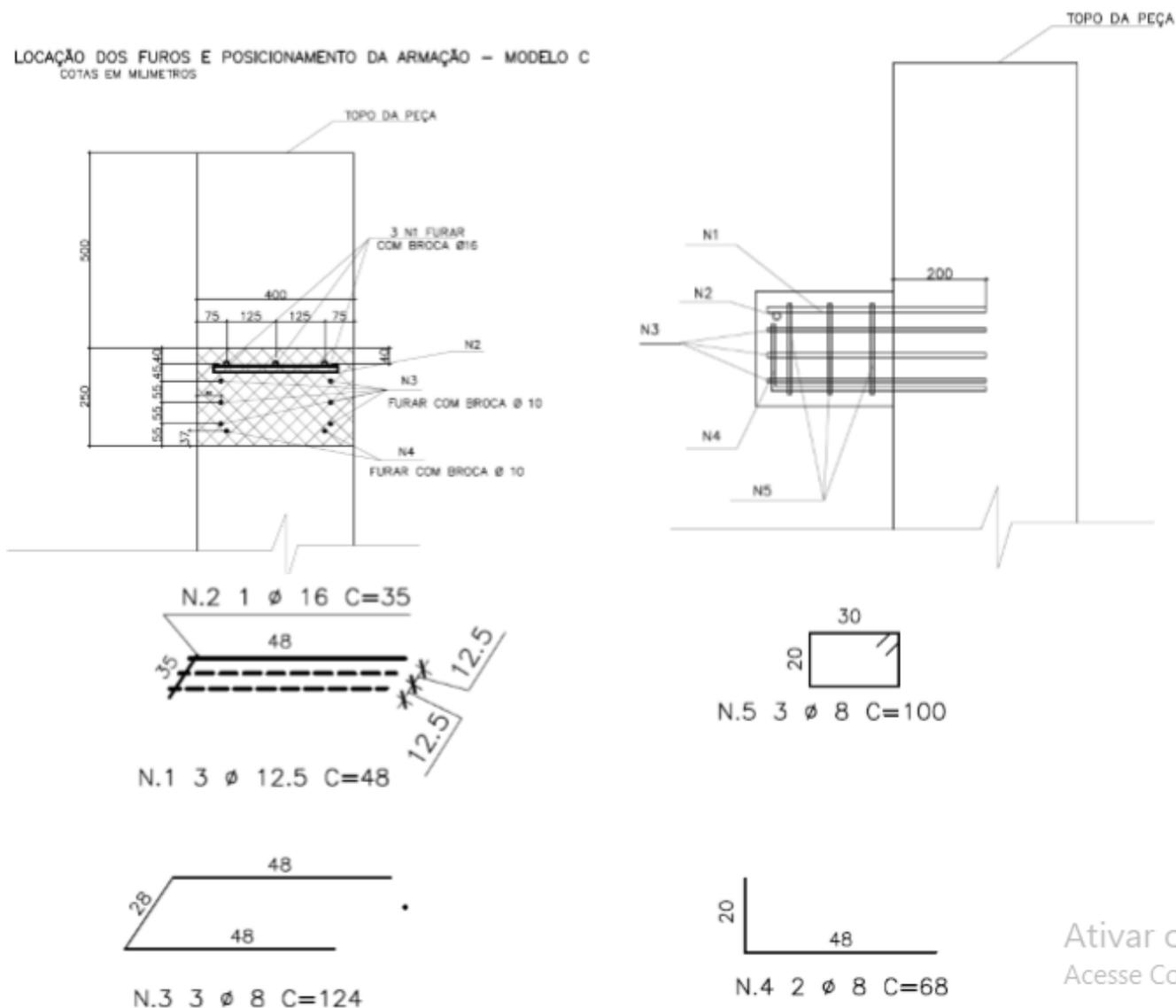


Figura 18 - Armação do consolo do modelo C, (DAMASCENO, 2016).

Dentre os resultados apresentados por DAMASCENO (2016), destacam-se a Tabela 3, a

Tabela 4 e a Figura 19. Foram utilizados extensômetros eletromecânicos.

Tabela 3 - Carga última prevista para os ensaios (kN), (DAMASCENO, 2016)

Modelo	HAGBERG (1983)	NBR 9062	Eurocode 2	ACI 318	Ensaio
A	231.6	216.0	213.3	216.6	400
B	232.0	216.0	214.9	217.0	340
C	238.4	221.5	221.1	222.9	377

Tabela 4 - Relação entre força experimental e força prevista nos ensaios, (DAMASCENO, 2016)

Modelo	HAGBERG (1983)	NBR 9062	Eurocode 2	ACI 318
A	1.73	1.85	1.88	1.85
B	1.47	1.57	1.58	1.57
C	1.58	1.70	1.71	1.69
Média	1.59	1.71	1.72	1.70

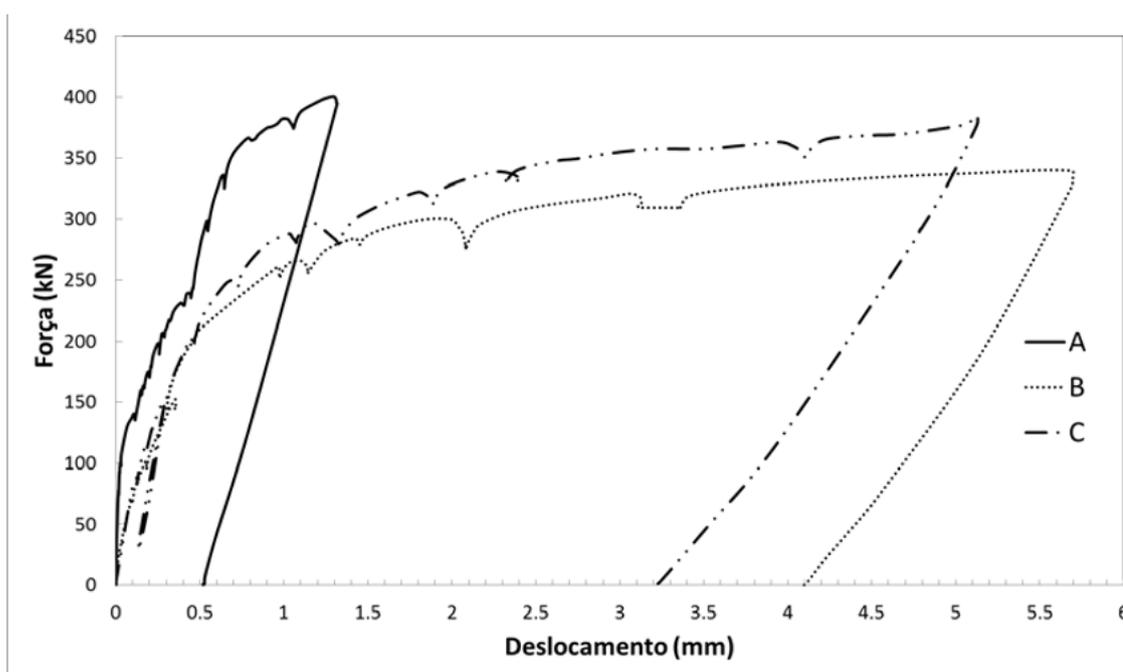


Figura 19 - Comparação entre as medidas dos extensômetros na linha do tirante, (DAMASCENO, 2016)

Os modelos com consolos pós-instalados tiveram, na ruína, carga acima dos valores previstos pelas recomendações normativas NBR 9062, EUROCODE 2 e ACI 318 e pelo modelo teórico de HAGBERG (1983), porém, ligeiramente menor que do modelo monolítico. E apresentaram rigidez menor que o modelo monolítico. Os extensômetros, localizados na linha do tirante, apresentaram medidas diretas da abertura de fissuras de flexão, maior nos modelos com consolo pós-instalado em relação ao monolítico. Nos modelos pós-instalados apareceu uma fissura no pilar, conforme Figura 20, na qual o autor atenta para uma nova distribuição de tensões na região de ancoragem do tirante. É sugerido pelo autor que sejam realizados ensaios experimentais com estribos na região de ancoragem para combater essas

tensões de tração. O autor concluiu que a solução apresentou comportamento estrutural satisfatório.

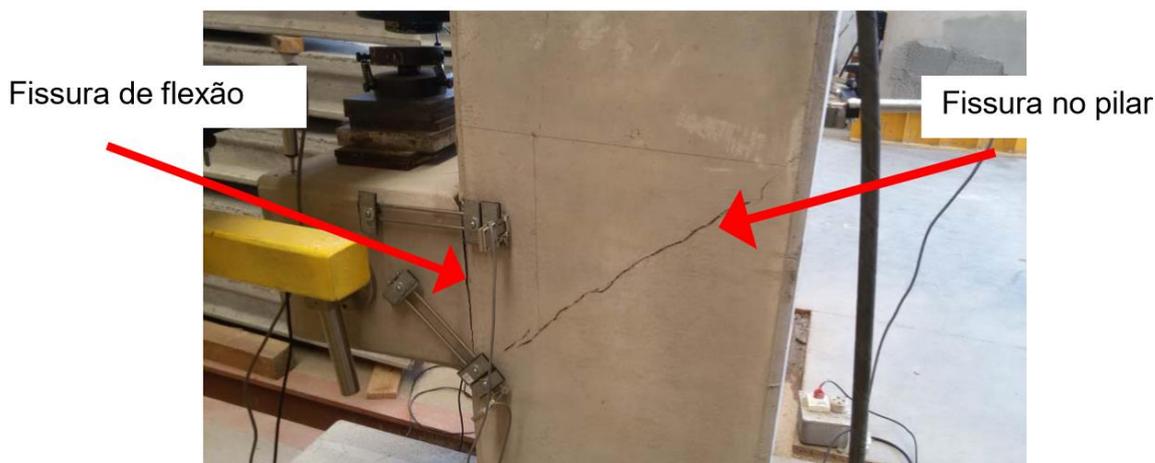


Figura 20 - Ruptura do modelo, (DAMASCENO, 2016)

ARAÚJO *et al.* (2016) realizaram uma análise comparativa entre os modelos de cálculo de consolos pré-moldados analíticos e de recomendações normativas. Os modelos analisados foram:

- ABNT NBR 9062;
- Eurocode 2;
- Manual de projeto americano (PCI);
- Modelo proposto por HAGBERG (1983);
- Modelo proposto por CAMPIONE *et al.* (2005);
- Modelo proposto por FERNANDES e EL DEBS (2005).

Seus objetivos foram comparar e identificar os modelos que melhor representassem a força de ruína dos consolos e identificar a contribuição da armadura de costura na resistência do consolo. Os autores concluíram, que para consolos com armadura de costura, todos os modelos normativos subestimaram a força de ruína devido a não consideração da armadura de costura.

A Figura 21 apresenta a relação entre a força de ruína experimental (F_{exp}) e a prevista pelas normas (F_{calc}), em função da área da seção do tirante principal. A força de ruína dos modelos normativos foi calculada sem e com os coeficientes de segurança e/ou majoração definidos em cada modelo. Os autores notaram um sensível aumento de resistência dos consolos com armadura de costura. Todos os

modelos normativos forneceram valores inferiores aos valores experimentais do banco de dados, ou seja, os consolos analisados obtiveram a relação F_{exp}/F_{calc} acima da reta limite. Em suas avaliações, o modelo do PCI foi o que mais se aproximou dos valores experimentais, com diferença média de 20%. E o modelo do EUROCODE 2 se mostrou o mais conservador apresentando diferença média de 67%.

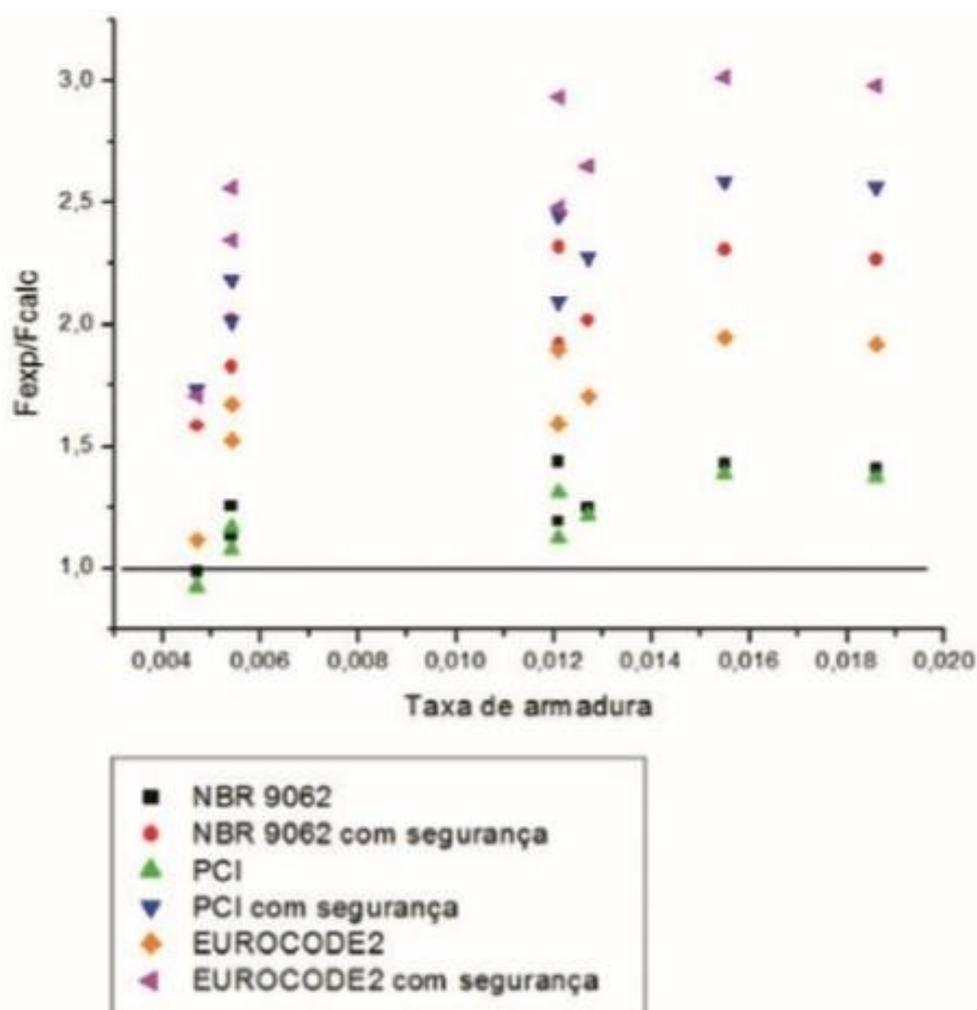


Figura 21 – Comparação entre as forças verticais de ruína dos modelos de cálculo normatizados com resultados experimentais, (ARAÚJO *et al.*, 2016)

Segundo os autores, o modelo proposto por HAGBERG (1983) foi o mais preciso na avaliação da resistência em consolos com armadura de costura. Os valores fornecidos através deste foram, em média, 4% superiores aos experimentais e apresentaram baixo desvio padrão. Por meio do teste de hipótese os autores perceberam que este modelo representa com precisão a força de ruína dos ensaios

experimentais do seu banco de dados ($F_{exp}/F_{calc}=1$). O modelo de CAMPIONE *et al.* (2005) representou com maior precisão a força de ruína na biela. Segundo os autores, isso indica que para avaliar a largura da biela comprimida o modelo é mais adequado. A Figura 22 apresenta a comparação da força vertical de ruína dos modelos de cálculo analíticos com os resultados experimentais de seu banco de dados.

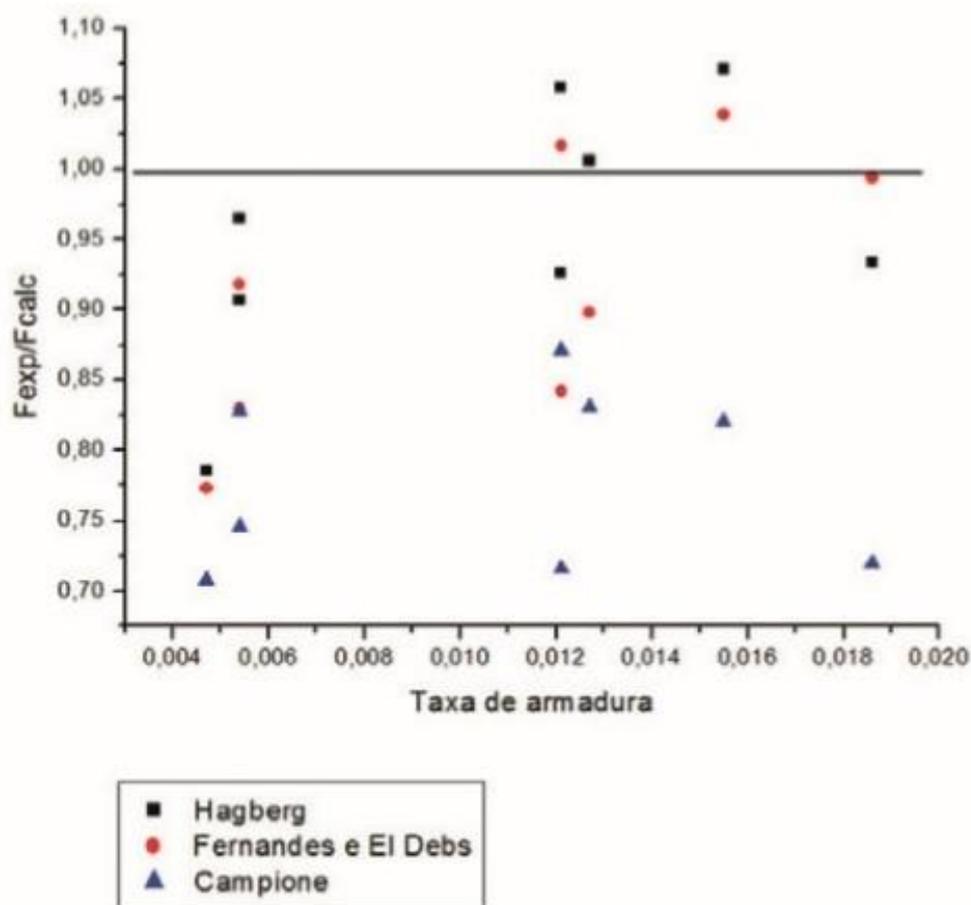


Figura 22 - Comparação das forças verticais de ruína dos modelos de cálculo de HAGBERG, FERNANDS e EL DEBS e CAMPIONE *et al.* com resultados experimentais, (ARAÚJO *et al.*, 2016)

Os autores consideram ser possível utilizar a armadura de costura como elemento resistente, de modo que a armadura do tirante principal possa ser diminuída, admitindo uma probabilidade de falha de 10^{-5} ($\beta=4,5$).

1.4. Prescrições normativas

1.4.1. NBR 9062:2017

A NBR 9062:2017 recomenda que os efeitos de forças horizontais que comprimam o plano de ligação entre o consolo e o elemento de sustentação sejam desprezados e considera que as forças horizontais que gerem efeitos de tração no plano de ligação sejam absorvidas integralmente pelo tirante. Considera ainda que o método de dimensionamento dos consolos deve ser de acordo com a relação $\frac{a}{d}$ destes, sendo a a distância do ponto de aplicação da carga até a face do pilar e d a altura útil do consolo.

- $1,0 < a/d \leq 2,0$: dimensionamento conforme viga em balanço seguindo as recomendações da NBR 6118;
- $0,5 < a/d \leq 1,0$: dimensionamento conforme modelo de bielas e tirantes;
- $a/d \leq 0,5$: dimensionamento é feito supondo a ruptura ao longo da interface e pode-se considerar o efeito favorável de engrenamento dos agregados desde que a interface seja atravessada por barras de aço perpendiculares.

1.4.1.1. Verificação da biela de compressão

A NBR 9062 recomenda que a tensão de compressão não pode ultrapassar os valores abaixo:

- f_{cd} , para carga direta;
- $0,85f_{cd}$, para carga indireta.

Sendo f_{cd} o valor de cálculo da resistência à compressão do concreto.

1.4.1.2. Armadura do tirante

Segundo a NBR 9062 o tirante de consolos curtos e muito curtos não pode diminuir a seção transversal entre o ponto de aplicação da carga e o engastamento. A armadura do total do tirante é obtida conforme a Equação 1.

$$A_{s,tir} = A_{sv} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (1)$$

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (2)$$

Onde:

$A_{s,tir}$ é a área total de aço concentrada no tirante;

H_d é a força horizontal aplicada no consolo;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço;

F_d é a força de cálculo no consolo.

1.4.1.3. Armadura de costura

A NBR 9062 afirma que a utilização da armadura de costura é obrigatória e deve ser distribuída em $2d/3$ adjacentes ao tirante. Para consolos curtos, ela é obtida por meio da Equação 3, respeitando o limite mínimo fornecido pela Equação 4.

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} = 0,4 \left(\frac{A_{sv}}{d}\right) \quad (3)$$

$$A_{s\ cost\ min} = 0,15b\ cm^2/m \quad (4)$$

Onde:

$A_{s\ cost}$ é a área total de aço da armadura de costura;

s_{cost} é o espaçamento entre os elementos da armadura de costura;

d é a altura útil do consolo;

$A_{s\ cost\ min}$ é a área mínima de aço da armadura de costura.

1.4.1.4. Armadura transversal

Segundo a NBR 9062:2017 consolos curtos e muito curtos devem ter a taxa de armadura transversal calculado conforme NBR 6118:2014 fazendo $V_{co} = 0$. Quando submetidos à carga direta, deve-se obedecer a taxa mínima de $0,15\% \cdot b_w \cdot h$.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (5)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (6)$$

Onde:

b_w é a largura do consolo;

h a altura do consolo na seção de engastamento;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

$V_c = V_{co} = 0$ é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal.

A NBR 6118:2014 prescreve dois modelos de cálculo para a armadura transversal. O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{Sd} . O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variando entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{Sd} . Entretanto, para o caso de consolos admite-se $V_c = V_{co} = 0$.

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_wd \quad (7)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8)$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s)0,9df_{ywd}(\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (9)$$

Onde:

f_{cd} resistência de cálculo do concreto;

f_{ck} resistência característica à compressão do concreto;

A_{sw} área da seção transversal dos estribos de força cortante;

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70 % desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0}(1 + M_0/M_{Sd,máx}) \leq 2V_{c0}$ na flexo-compressão;

$V_{c0} = 0,6f_{ctd}b_wd$;

$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$.

1.4.2. EUROCODE 2

O modelo de cálculo recomendado pelo EUROCODE 2 (2004) para consolos com $a_c < z_0$ é o mostrado na Figura 23. A inclinação da biela (θ) é limitada por $1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$.

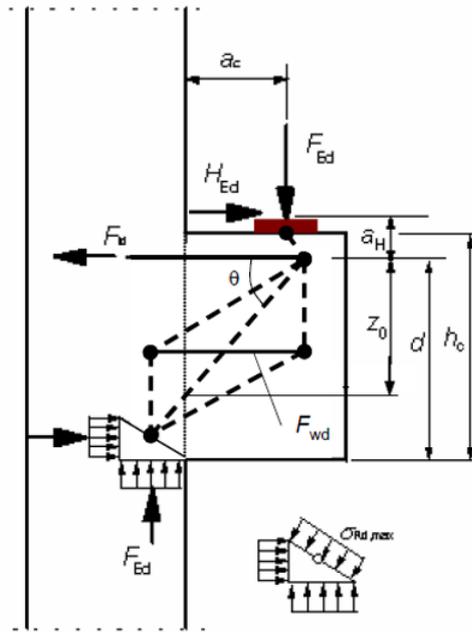


Figura 23 - Modelo de bielas e tirantes proposto pelo EUROCODE 2, (EUROCODE 2, 2004)

Para consolos com $a_c < 0,5h_c$ deve ser utilizada armadura de costura com área mínima de 50% da área do tirante principal, conforme Equação 10.

$$A_{s,lnk} \geq 0,5A_{s,main} \quad (10)$$

Onde:

$A_{s,lnk}$ é a área total de aço concentrada na armadura de costura;

$A_{s,main}$ é a área total de aço concentrada no tirante;

a_c é a distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do pilar;

h_c é a altura do consolo;

z_0 braço de alavanca;

θ é o ângulo da biela de compressão.

Para consolos com $a_c > 0,5h_c$ e $F_{ed} > V_{Rd,ct}$ o EUROCODE 2 recomenda que sejam utilizados estribos verticais fechados com área de aço calculada conforme a Equação 11.

$$A_{s,lnk} \geq F_{wd}/f_{yd} \quad (11)$$

Onde:

$A_{s,lnk}$ é a área total de aço concentrada na armadura de costura;

F_{wd} é a força de cálculo do consolo;
 f_{yd} resistência de cálculo da armadura.

1.4.3. PCI

Segundo o manual do PCI (2010), existem dois modelos de cálculo possíveis para um consolo de concreto: o de viga em balanço (*cantilever beam*) e o de bielas e tirantes.

1.4.3.1. Modelo de cálculo de viga em balanço

O Manual do PCI (2010) prescreve o método de cálculo de viga em balanço baseado no modelo do ACI-318. Para aplicação deste modelo as seguintes limitações devem ser observadas:

- $a/d \leq 1$;
- $N_u \leq V_u$;
- Usar o coeficiente de minoração de $\phi = 0,75$ para todos os cálculos;
- A ancoragem do tirante principal na extremidade deve ser por meio de barra soldada ou outro sistema de ancoragem mecânica.

Por esse modelo, a área de aço do tirante (A_s) é o maior valor entre a Equação 12 e a Equação 13.

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right] \quad (12)$$

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[\frac{2V_u}{3\mu_e} + N_u \right] \quad (13)$$

Onde:

A_s é a área de aço concentrada no tirante;

ϕ é o fator de redução de resistência;

f_y é a resistência à tração do aço;

V_u é a força de cisalhamento na seção;

a é a distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do consolo;

d é a altura de cálculo do consolo;

N_u é a força horizontal aplicada no consolo;

h é a altura do consolo;

μ_e é o coeficiente de atrito.

Sendo a armadura mínima definida na Equação 14.

$$A_{s,min} = 0,04 \frac{f'_c}{f_y} bd \quad (14)$$

Onde:

$A_{s,min}$ é a armadura mínima concentrada no tirante;

f'_c é a resistência à compressão do concreto;

f_y é a resistência à tração do aço;

b é a largura do consolo;

d é a altura de cálculo de consolo.

Quando a altura de cálculo do consolo for maior que a prevista no seu dimensionamento, pode-se adotar a altura de cálculo reduzida, desde que o mesmo possua a quantidade mínima de estribos horizontais, fornecida pela Equação 15. Essa armadura deve ser distribuída em $2d/3$ a partir da parte superior.

$$A_s > 0,5(A_s - A_n) \quad (15)$$

Onde:

A_s é a área de aço concentrada no tirante;

A_n é a área de armadura que resiste à força de tração.

1.4.3.2. Modelo de bielas e tirantes

O modelo de biela e tirante do Manual do PCI é baseado no modelo do ACI-318 e sugere uma treliça com mais elementos. Os tirantes são compostos pela armadura do tirante principal do consolo e pela armadura longitudinal do pilar, que são os trechos on e nm da Figura 24. Existem também duas bielas de compressão que são os trechos op e pn .

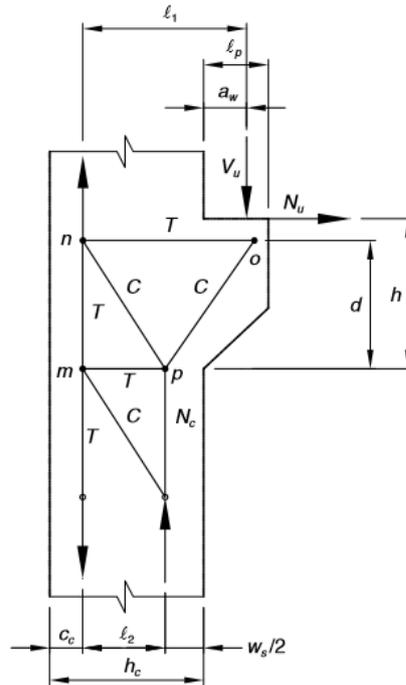


Figura 24 - Modelo de bielas e tirantes proposto pelo PCI, (Manual do PCI, 2010)

O manual do PCI considera que a análise pelo modelo de bielas e tirantes é composta pelas etapas a seguir:

- Determinação da dimensão da área de contato do apoio sobre o consolo;
- Determinação da geometria da treliça;
- Determinação das forças nos elementos da treliça;
- Dimensionamento dos tirantes;
- Dimensionamento dos nós da treliça;
- Verificação das tensões nas bielas de compressão;
- Determinação da área das armaduras;
- Detalhamento da armadura.

Segundo o manual do PCI, deve-se utilizar um coeficiente de redução de $\phi = 0,75$ na resistência do consolo, no dimensionamento dos tirantes e na verificação das tensões nas bielas e nos nós da treliça. E a tensão de compressão nos nós deve ser limitada por $f_{cu} = 0,85\beta_n f'_c$.

2. ADERENCIA ENTRE CONCRETO DE DIFERENTES IDADES

Segundo SOUZA e RIPPER (2005), a perda de aderência pode acontecer entre concretos de diferentes idades, na interface de duas concretagens, ou no contato entre barra de aço e concreto. Este efeito pode levar a um baixo desempenho da estrutura.

De acordo com SANTOS e JULIO (2009), a colocação de concreto novo sobre concreto existente é uma operação comum em obras de reabilitação e reforço de estruturas e em estruturas pré-moldadas onde, habitualmente, algumas partes são concretadas *in situ*. O comportamento monolítico destes elementos só é conseguido se a transferência de esforços entre as camadas de concreto for assegurada, sendo, significativamente, influenciada pela rugosidade da superfície do concreto do substrato.

BEUSHAUSEN e ALEXANDER *apud* DORIA (2015) citam que é comum haver a união de concretos de diferentes idades na junção de elementos de concreto pré-moldado. A sobreposição de concretos de diferentes idades pode levar ao aparecimento de fissuras e descolamento dos elementos que se pretendia unir. As causas que levam à ineficiência desta união são relacionadas a fatores como a preparação da superfície do substrato, a forma de aplicação do concreto mais novo, o procedimento de cura e até mesmo fatores ambientais. Entretanto, as principais influências negativas da ligação entre concreto novo e antigo são a má execução da ligação e a retração de diferentes magnitudes entre os materiais com diferença de idade. Procedimentos como a limpeza da superfície, lançamento do concreto e cura devem ser meticulosamente conduzidos, até que se desenvolva uma resistência de união suficientemente elevada para que ocorra a acomodação das tensões.

De acordo com LEONHARDT e MÖNNING (1978), o mecanismo de transferência de esforços de cisalhamento pela superfície de contato é semelhante à transferência de esforços de barras de aço para o concreto por tensões de aderência. Ele pode ser dividido em três parcelas:

- Transferência por adesão ou aderência: é o primeiro mecanismo mobilizado ao aplicar-se esforços de cisalhamento em uma interface de concreto. Para baixas solicitações, os esforços são resistidos pela

adesão entre as partículas internas do aglomerante. Esse efeito, isoladamente, não é suficiente para uma boa transferência, pois é destruído no caso de pequenos deslocamentos;

- Transferência por atrito: uma vez rompida a adesão, para o menor deslizamento relativo, aparece uma resistência por atrito entre as superfícies em contato, desde que existam tensões normais à interface. Essas tensões podem surgir pela aplicação de forças externas ou pela reação da armadura normal à interface quando é solicitada à tração. Essa parcela de resistência possui um importante papel na transferência dos esforços de cisalhamento após ocorrer o deslizamento entre as partes em contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície;
- Transferência por ação mecânica: através do engrenamento mecânico e do tipo de encaixe entre as duas superfícies em contato formam-se “dentes de concreto” que são solicitados ao corte quando ocorre o deslizamento relativo entre as superfícies. O tipo de ligação mais representativa dessa forma de transferência é a ligação por chave de cisalhamento. Entretanto, em superfícies rugosas, essa forma de transferência pode ser garantida pelo agregado graúdo atravessando a interface de deslizamento, uma vez que ocorre um engrenamento entre os agregados fixados em lados opostos da interface.

PRETTO (2007) afirma que o uso de concreto de alta resistência, o uso de desmoldante e emprego de fôrmas plastificadas são fatores que cada vez mais contribuem para a superfície do concreto tornar-se lisa e de baixa porosidade superficial. Dessa forma, há prejuízo da absorção capilar que deve existir na camada superficial da base, de modo a permitir a penetração e a ancoragem dos produtos de hidratação da argamassa de revestimento no interior do substrato, garantindo a ancoragem mecânica. Sendo assim, seu estudo investigou a influência da rugosidade gerada pelos tratamentos superficiais realizados nos substratos de concreto na aderência dos revestimentos de argamassa. Os tratamentos analisados foram: lavagem por hidrojateamento, escovação com escova de cerda de aço, lixamento com lixadeira elétrica com disco diamantado e apicoamento por meio de martetele eletromecânico. O autor concluiu que o uso de desmoldante prejudica a sucção capilar de substratos de concreto de f_{ck} igual ou inferior a 35 MPa. Concretos

de 25 MPa possuem porosidade suficiente para garantir ancoragem mecânica, não necessitando de tratamento superficial. E, ao se utilizar chapisco convencional, a resistência de aderência aumenta à medida que se aumenta a rugosidade da superfície.

DORIA *et al.* (2015) estudaram a aderência entre aço e concreto e entre concretos de diferentes idades. Para isso, fizeram ensaios de tração por compressão diametral, cisalhamento oblíquo a 45° e cisalhamento vertical com corpos de prova que receberam três tipos de tratamentos distintos na interface entre os concretos:

- escovação;
- escovação e camada de argamassa igual à do concreto de substrato;
- escovação e camada de epóxi.

A aderência entre aço e concreto foi avaliada por ensaio de arrancamento nas condições da barra inserida no concreto ainda fresco e quando inserida no concreto endurecido com ponte de aderência de epóxi.

Os autores concluíram que, mesmo com o uso de tratamentos na interface entre os concretos de substrato e de recuperação, a aderência entre concreto de recuperação e concreto de substrato não se equipara ao valor de resistência à tração do elemento monolítico. Os resultados dos ensaios de aderência dos corpos de prova de concreto mostraram aumento na resistência de aderência por tração indireta de 15% e 37%; de 4% e 12%, para o ensaio de aderência por cisalhamento oblíquo, e de 108% e 178%, para o ensaio de cisalhamento vertical, respectivamente, para os corpos de prova cujas interfaces receberam, além de escovação, camada de argamassa e ponte de epóxi, em relação àqueles que somente receberam escovação. Os autores perceberam que no ensaio de arrancamento de barra de aço, houve perda insignificante (cerca de 0,52%) na aderência, quando compararam os resultados dos ensaios dos corpos de prova que tiveram a barra de aço inserida no concreto no estado endurecido com ponte de aderência epóxi, com os que tiveram a barra inserida no concreto no estado fresco.

2.1. Prescrições normativas para avaliação da rugosidade

2.1.1. ABNT NBR 9062:2017

Para a ABNT NBR 9062:2017, rugosidade é uma medida das variações do relevo que forma uma superfície. São saliências e reentrâncias conseguidas através de apicoamento do concreto endurecido ou de dispositivos, ou processos especiais por ocasião da moldagem do concreto, de maneira a criar irregularidade na superfície do elemento. Ela é medida pela relação entre as alturas das saliências ou reentrâncias e sua extensão.

De acordo com a NBR 9062:2017, peças compostas ou mistas são elementos de concreto executados em moldagens distintas e interligados de forma a atuarem em conjunto sob o efeito das ações aplicadas após a sua junção. A seção transversal de tal peça é denominada "seção composta" ou "seção mista". Para essas peças, o cálculo deve levar em conta as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente, a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.

Permite-se considerar as condições de cálculo como peça monolítica para duas situações:

- colaboração completa para o estado limite último;
- colaboração parcial para os estados limites de serviço.

O estado limite último deve ser verificado para a parte pré-moldada da peça composta.

Na falta de cálculo mais rigoroso, permite-se calcular a peça composta (ou mista) como peça monolítica, se a tensão de aderência de cálculo σ_{sd} satisfizer as condições:

$$\tau_{sd} \leq \beta_s \frac{f_{yd} A_s}{b_s} + \beta_c f_{ctd} < 0,25 f_{cd} \quad (16)$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v b} \quad (17)$$

Onde:

τ_{sd} é a tensão de aderência de cálculo;

β_s é o coeficiente de minoração aplicado à armadura;

f_{yd} é a resistência à tração de cálculo da armadura;

A_s é a área de armadura atravessando perpendicularmente a interface e totalmente ancorada nos elementos componentes;

b é a largura do consolo;

s é o espaçamento;

β_c é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto;

f_{ctd} é a resistência à tração de cálculo do concreto;

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto

F_{md} é o valor médio da força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v ;

a_v distância entre os pontos de momento nulo e máximo, respectivamente, na peça.

No caso da superfície de ligação ser intencionalmente áspera com rugosidade mínima de 0,5 cm em 3,0 cm, os valores dos coeficientes β_s e β_c são os definidos na tabela a seguir, interpolando-se linearmente para os valores intermediários. Para superfícies lisas ou naturalmente rugosas, os valores de β_s e β_c devem ser obtidos após ensaios específicos.

Tabela 5 - Valores dos coeficientes β_s e β_c , (NBR 9062:2017)

$A_s / b s \%$	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

2.1.2. CEB-2010

O CEB-2010 classifica a superfície baseada no valor da rugosidade média (R_a):

$$R_a = \frac{1}{l_m} \cdot \int_0^{l_m} y(x) \cdot dx \approx \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n y_i \quad (18)$$

- Muito lisa: não mensurável;
- Lisa: $R_a < 1,5 \text{ mm}$;
- Rugosa: $1,5\text{mm} \leq R_a < 3,0\text{mm}$;
- Muito rugosa: $R_a \geq 3,0\text{mm}$.

Onde:

R_a é o coeficiente de rugosidade;

l_m é o comprimento da avaliação;

$y(x)$ é a altura medida na posição x ;

n é a quantidade de alturas medidas;

O CEB-2010 considera que a tensão cisalhante última na interface pode ser calculada pela superposição dos mecanismos de aderência. Ela é calculada conforme equação abaixo:

$$\tau_u = \tau_c + \mu \cdot (\rho \cdot \kappa \cdot f_y + \sigma_n) + \alpha \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}} \leq \beta \cdot v \cdot f_{cc} \quad (19)$$

Onde:

τ_u é a tensão última de cisalhamento na interface;

τ_c é a tensão de adesão;

μ é o coeficiente de atrito;

ρ é a taxa de armadura;

κ é o fator de interação;

f_y é a resistência à tração do aço;

α é o fator de interação;

f_{cc} resistência à compressão do concreto;

O valor do coeficiente de atrito (μ) é obtido de acordo com a classificação da rugosidade da superfície:

- lisa: $0,5 \leq \mu \leq 0,7$;
- rugosa: $0,7 \leq \mu \leq 1,0$;
- muito rugosa: $1,0 \leq \mu \leq 1,4$;

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, são descritos os modelos experimentais, a instrumentação utilizada, os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais e as propriedades mecânicas dos concretos.

Os ensaios de caracterização dos materiais, de obtenção das propriedades mecânicas do concreto e os ensaios dos consolos foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UERJ, no Rio de Janeiro – RJ.

O programa experimental foi composto por seis modelos. Os parâmetros avaliados, conforme Figura 25, foram:

- 1) método de concretagem do consolo:
 - a. monolítico;
 - b. consolo concretado após a concretagem do pilar;
- 2) ancoragem do tirante principal do consolo:
 - a. ancoragem reta;
 - b. gancho em ângulo reto (90°);
- 3) influência de estribos na região de ancoragem do tirante principal;
- 4) taxa de armadura de costura;
- 5) taxa de armadura do pilar.

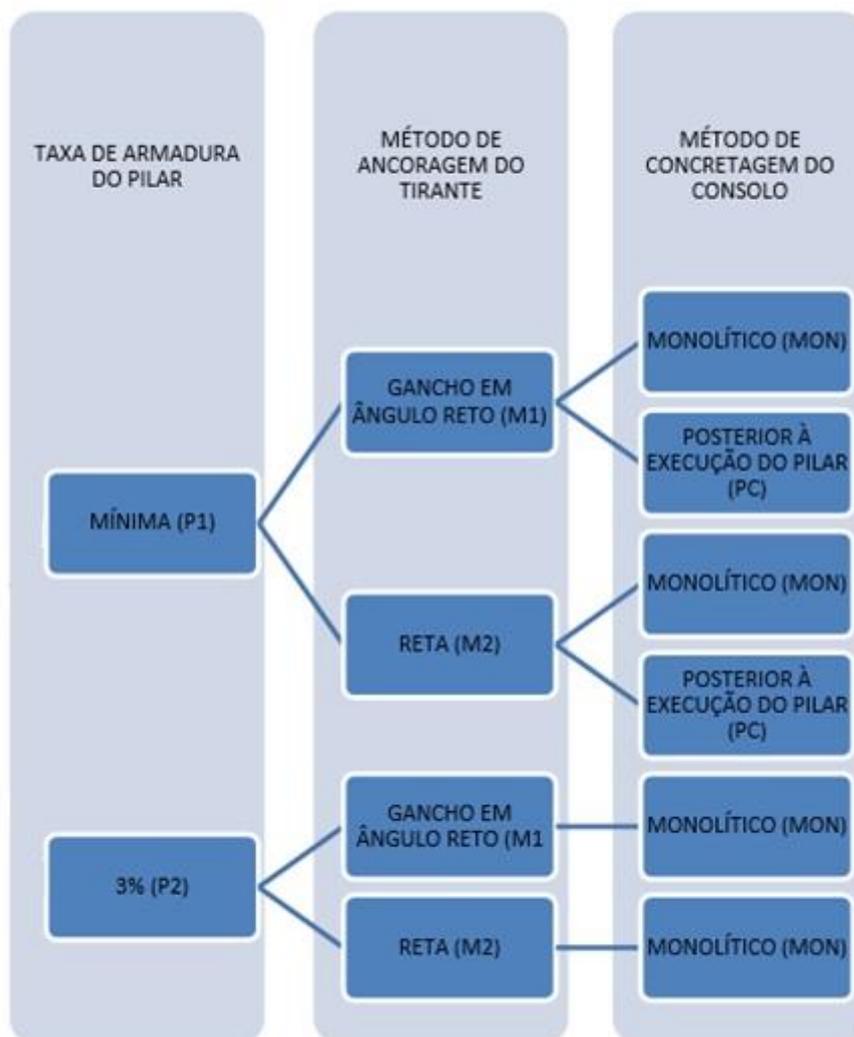


Figura 25 - Parâmetros do programa experimental

Os modelos M1 referem-se a consolos com a ancoragem do tirante principal em gancho em ângulo reto. Os modelos M2 referem-se a consolos com a ancoragem reta e estribos na região de ancoragem.

Outro parâmetro analisado foi a taxa de armadura dos pilares. Foram confeccionados pilares com taxa de armadura mínima e de 3%. O objetivo era ter pilares com a taxa de armadura próxima aos limites mínimo e máximo propostos pela NBR 6118 (2014). Entretanto, a forma do modelo experimental teve restrição de dimensões devido ao equipamento de compressão para aplicação do carregamento, que será descrito no item 3.7. Desta maneira, a máxima taxa de armadura obtida para o modelo experimental foi de 3%. Os modelos com pilares P1, conforme Figura 26, possuem taxa de armadura mínima, e os modelos com pilares P2, conforme Figura 27, a taxa de armadura é 3%. A mesma restrição ocorreu quanto as taxas

máximas e mínimas da armadura de costura. Nos modelos com pilar P1 a taxa de armadura máxima foi de 1,59%. Nos com pilar P2, a taxa mínima foi de 0,63%. A Tabela 7 apresenta as taxas de armadura adota em cada modelo experimental.

Como referência produziu-se modelos monolíticos. A nomenclatura dos modelos é apresentada na Figura 28 e a descrição dos modelos é apresentada na Tabela 6.

O detalhamento da armadura dos modelos está no item 3.1 deste capítulo.

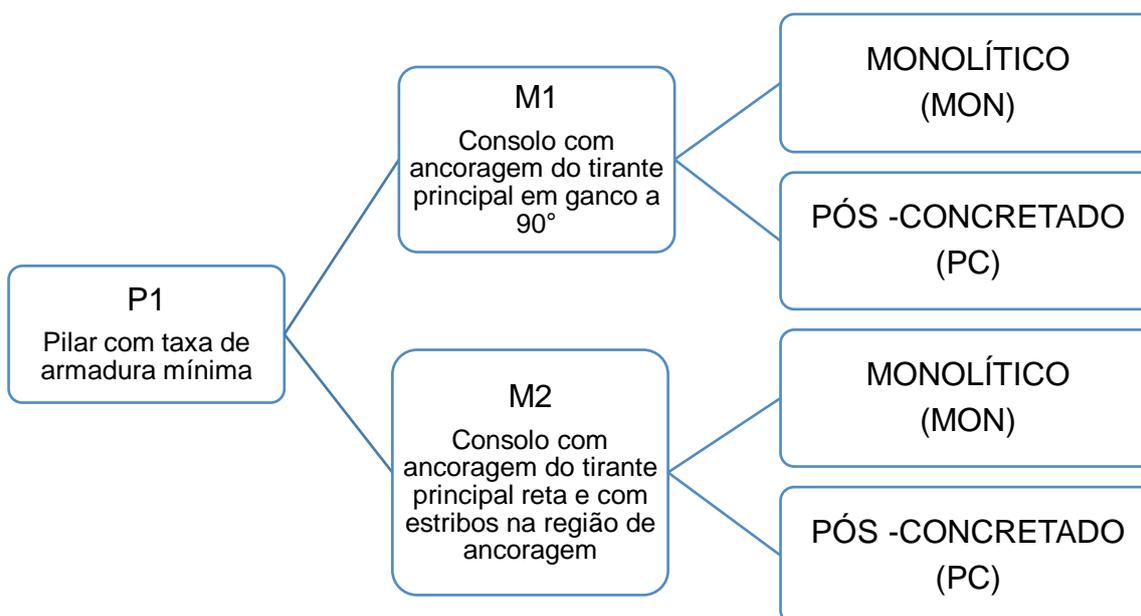


Figura 26 - Parâmetros dos modelos experimentais compostos por pilares com taxa de armadura mínima (P1)

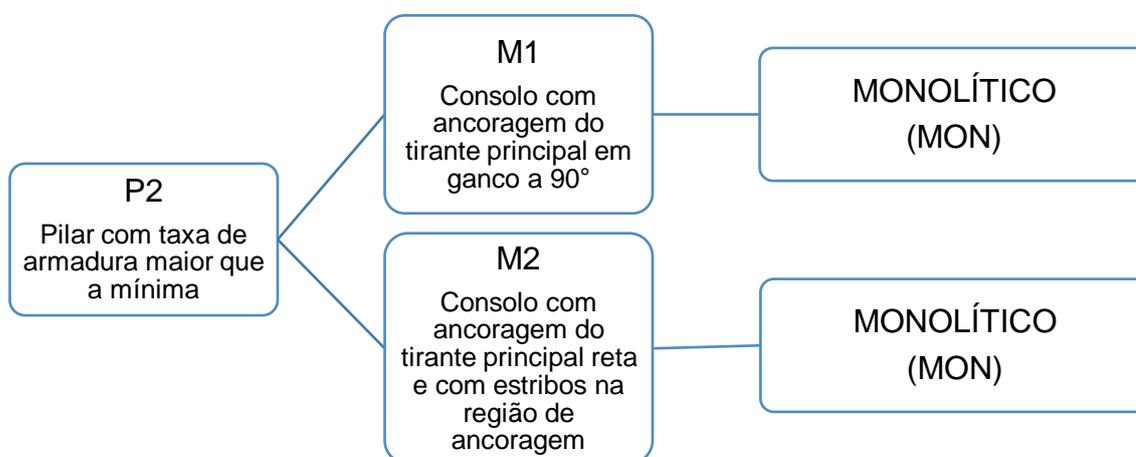


Figura 27- Parâmetros dos modelos experimentais compostos por pilares com taxa de armadura de 3% (P2)

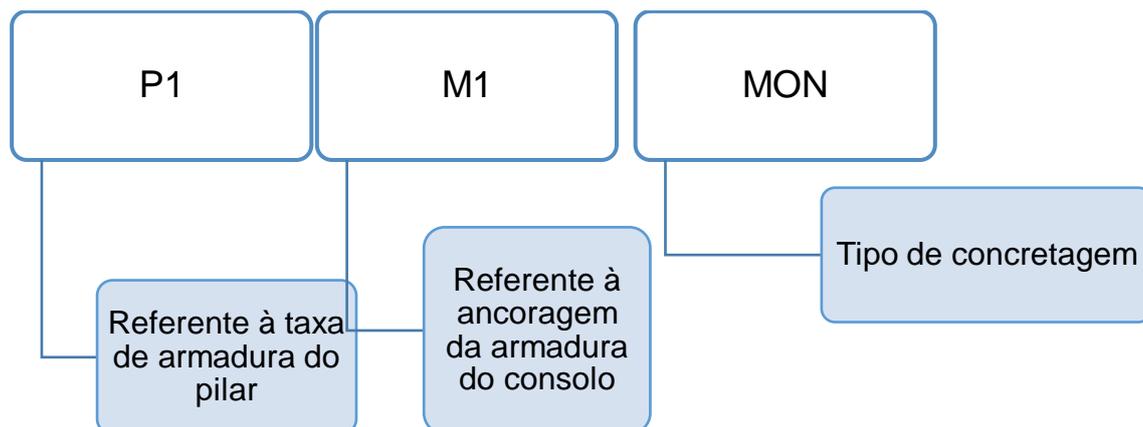


Figura 28 - Nomenclatura dos modelos

Tabela 6 - Descrição dos modelos

SIGLA	PILAR	ARMADURA DO TIRANTE PRINCIPAL	CONCRETAGEM DO CONSOLO	ANCORAGEM DO TIRANTE PRINCIPAL	ESTRIBOS NA REGIÃO DE ANCORAGEM
P1M1MON	P1	M1	Monolítico	Gancho em ângulo reto (90°)	Não
P1M1PC	P1	M1	Pós-concretado	Gancho em ângulo reto (90°)	Não
P1M2MON	P1	M2	Monolítico	Reta	Sim
P1M2PC	P1	M2	Pós-concretado	Reta	Sim
P2M1MON	P2	M1	Monolítico	Gancho em ângulo reto (90°)	Não
P2M2MON	P2	M2	Monolítico	Reta	Sim

Tabela 7 - Taxas de armaduras adotadas

	TIRANTE	ANCORAGEM DO TIRANTE	COSTURA	ESTRIBO NO CONSOLO	ESTRIBO NA ANCORAGEM DO TIRANTE	PILAR
P1M1MON	1,24%	Gancho em ângulo reto (90°)	1,59%	1,09%	-	0,53%
P1M1PC	1,24%	Gancho em ângulo reto (90°)	1,59%	1,09%	-	0,53%
P1M2MON	1,24%	Reta	1,59%	1,09%	1,45%	0,53%
P1M2PC	1,24%	Reta	1,59%	1,09%	1,45%	0,53%
P2M1MON	1,24%	Gancho em ângulo reto (90°)	0,63%	0,23%	-	3%
P2M2MON	1,24%	Reta	0,63%	0,23%	0,35%	3%

3.1. Projeto dos modelos

Os modelos monolíticos tem a função principal de servir como referência nos ensaios e de avaliar a variação das taxas de armadura de costura e do pilar. A intenção é comparar os modelos por meio das curvas força *versus* deformação, força *versus* deslocamento, força máxima resistente e quadro de fissuração.

Foi utilizado modelo reduzido de acordo com o ensaio de DAMASCENO (2016). O dimensionamento e detalhamento foram feitos seguindo as prescrições das normas NBR 9062:2006 e NBR 6118:2014.

A Figura 29, Figura 30 e Figura 31 apresentam a forma dos modelos, a armadura interna dos modelos com pilar P1 e a armadura interna da sapata dos modelos, respectivamente.

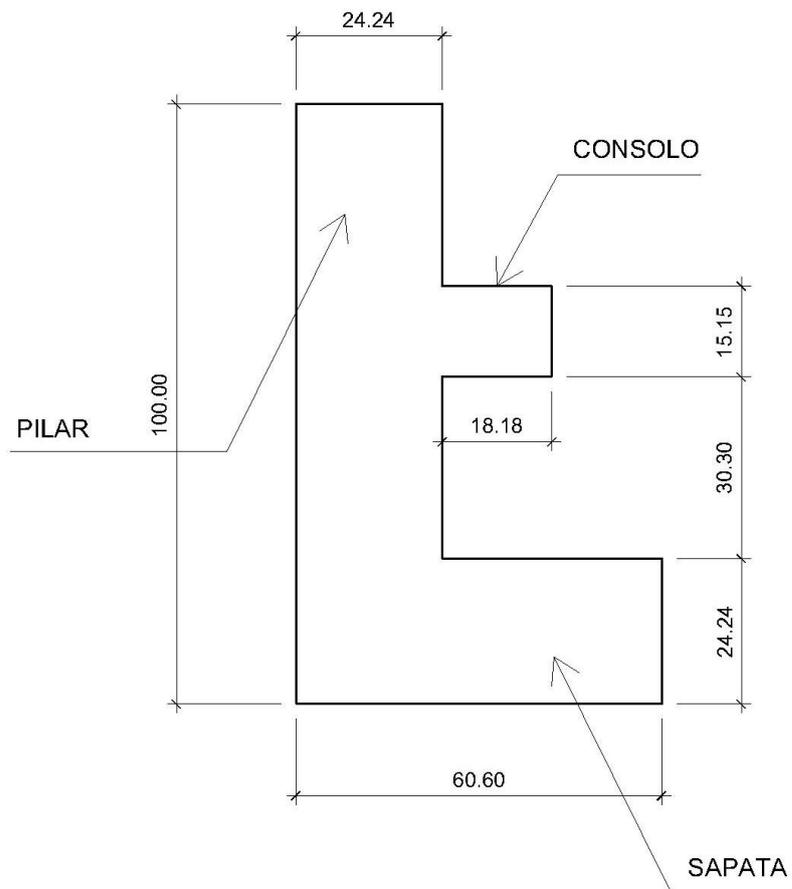


Figura 29 - Forma dos modelos (dimensões em centímetro)

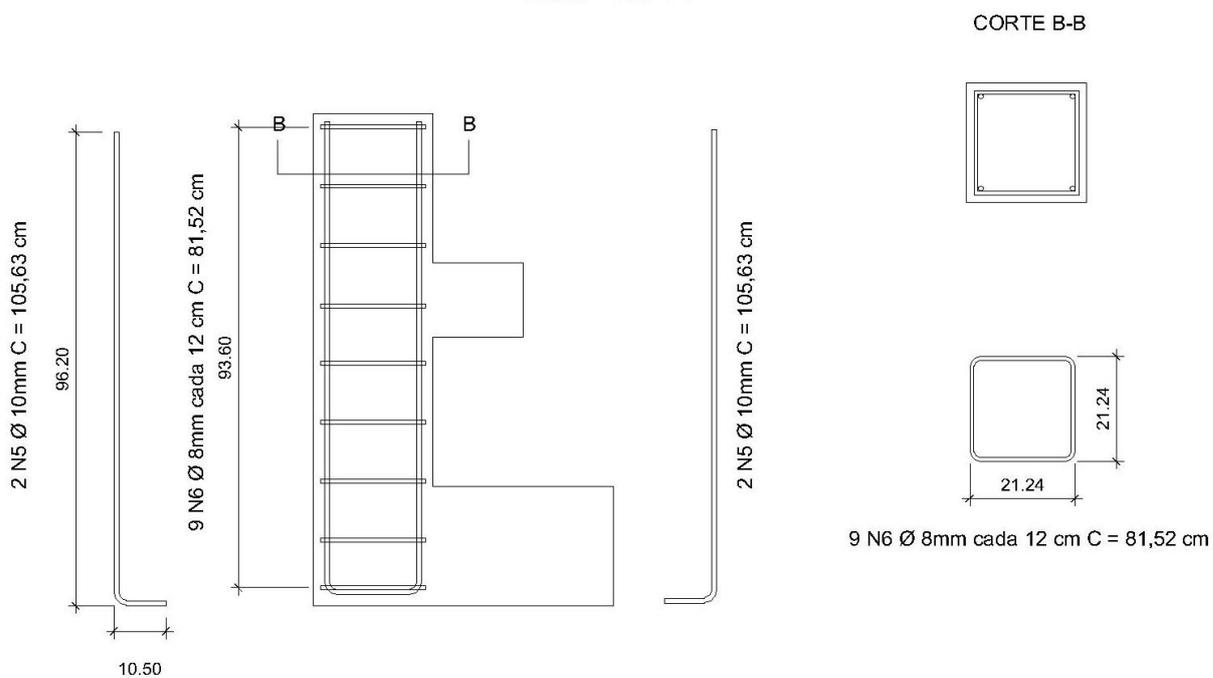


Figura 30 - Armadura do pilar P1

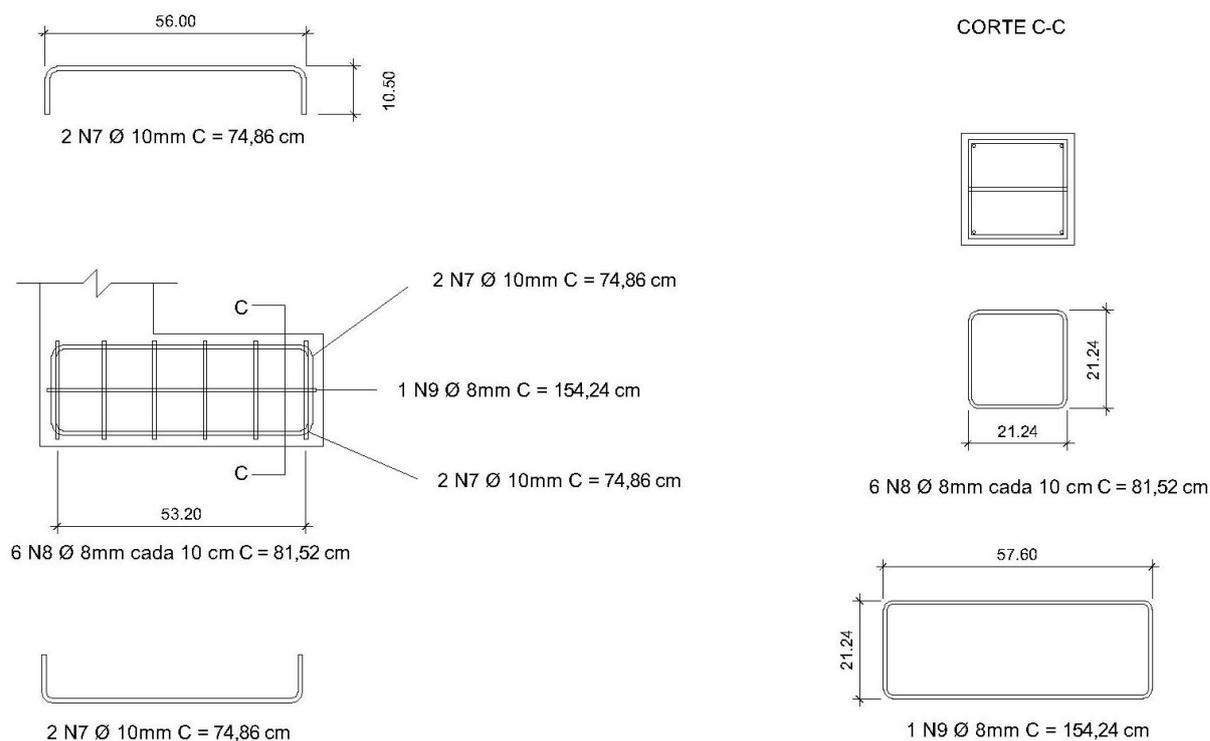


Figura 31 - Armadura da sapata

Em todos os modelos a taxa de armadura do tirante principal manteve-se constante em 1,24% variando somente o tipo de ancoragem. As taxas de armadura de costura e da armadura transversal foram variadas com o objetivo de analisar a influência destas na resistência e no comportamento dos consolos.

Os modelos M1 são compostos por consolos com ancoragem do tirante principal em gancho em ângulo reto (90°), possuem taxa de armadura de costura de 1,59% e armadura transversal somente no consolo com taxa de 1,09%. O projeto do consolo mostrado na Figura 32 pertence aos modelos P1M1MON e P1M1PC.

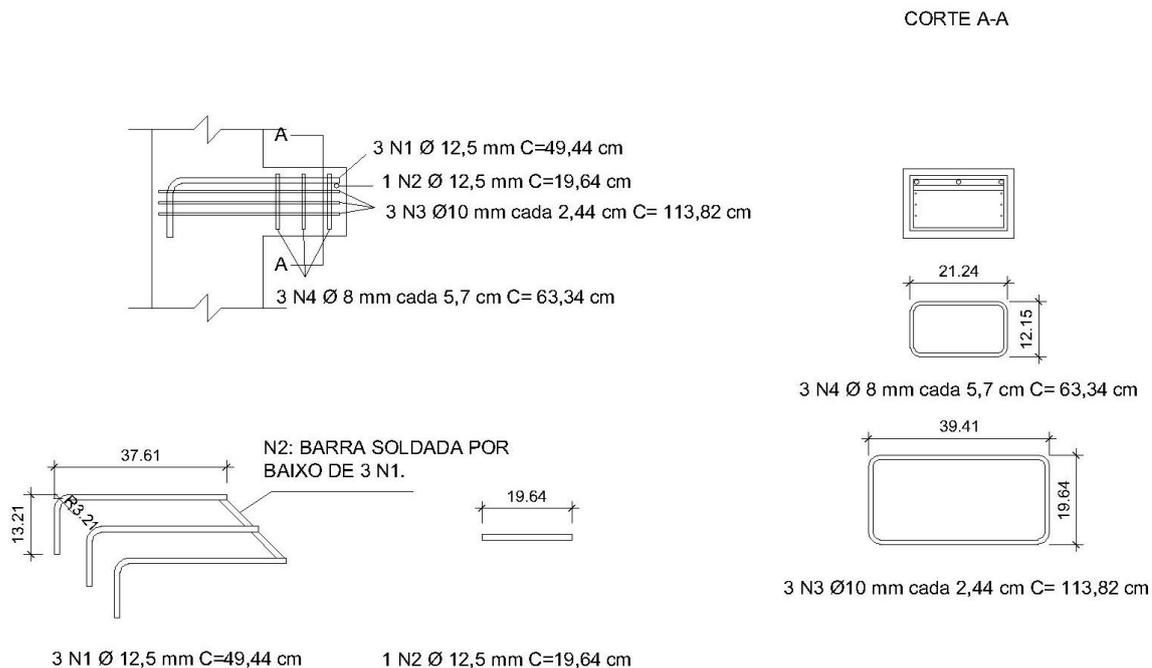


Figura 32 - Armadura do consolo M1

Os modelos M2 são compostos por consolos onde a ancoragem da armadura do tirante principal (N1) é reta e possuem estribos na região de ancoragem (N4). Estes possuem taxa de armadura de costura de 1,59%, taxa de armadura transversal de 1,09% no consolo e de 1,45% na ancoragem. O projeto do consolo mostrado na Figura 33 pertence aos modelos P1M2MON e P1M2PC.

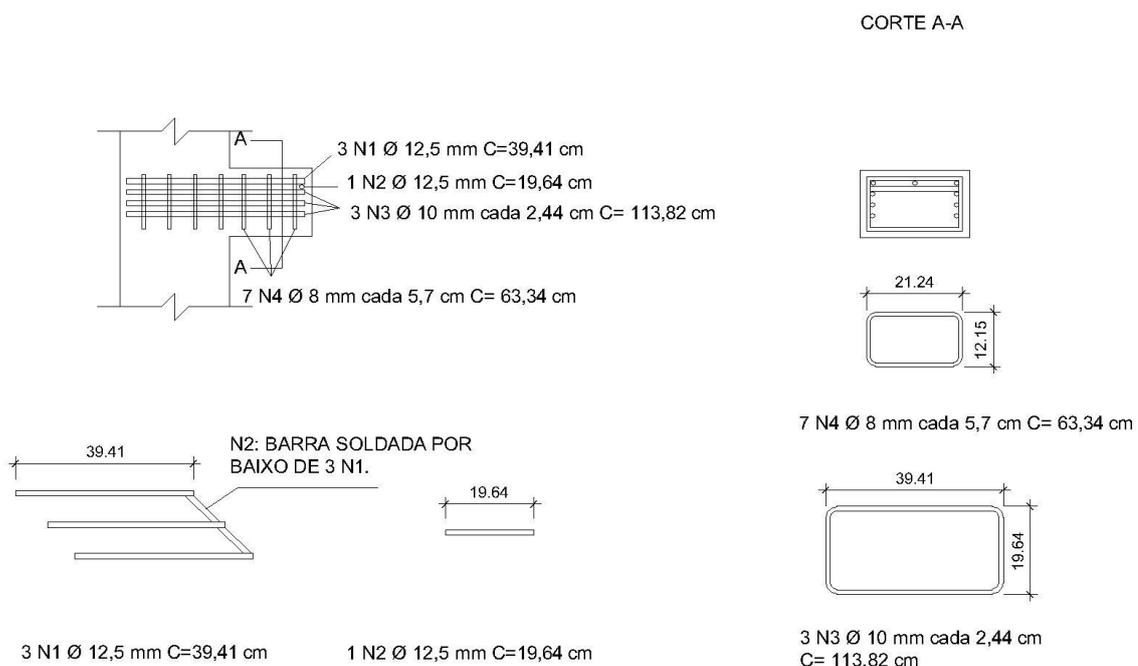


Figura 33 - Armadura do consolo M2

Os modelos P2M1MON e P2M2MON diferem dos modelos descritos anteriormente nas taxas de armadura do pilar, da armadura de costura e dos estribos. Aumentou-se a taxa de armadura do pilar e diminuíram-se as taxas das armaduras construtivas. A armadura do tirante principal permaneceu a mesma.

A Figura 34 apresenta o detalhamento dos pilares P2. Os pilares P2 possuem taxa de armadura de aproximadamente 3%. A taxa de armadura de costura nestes modelos foi de 0,63%, variando 0,96% em relação aos modelos anteriores. E a taxa de armadura transversal foi de 0,23% no consolo e 0,35% na região de ancoragem do tirante.

A Figura 35 e a Figura 36 apresentam o detalhamento da armadura dos modelos P2M1MON e P2M2MON.

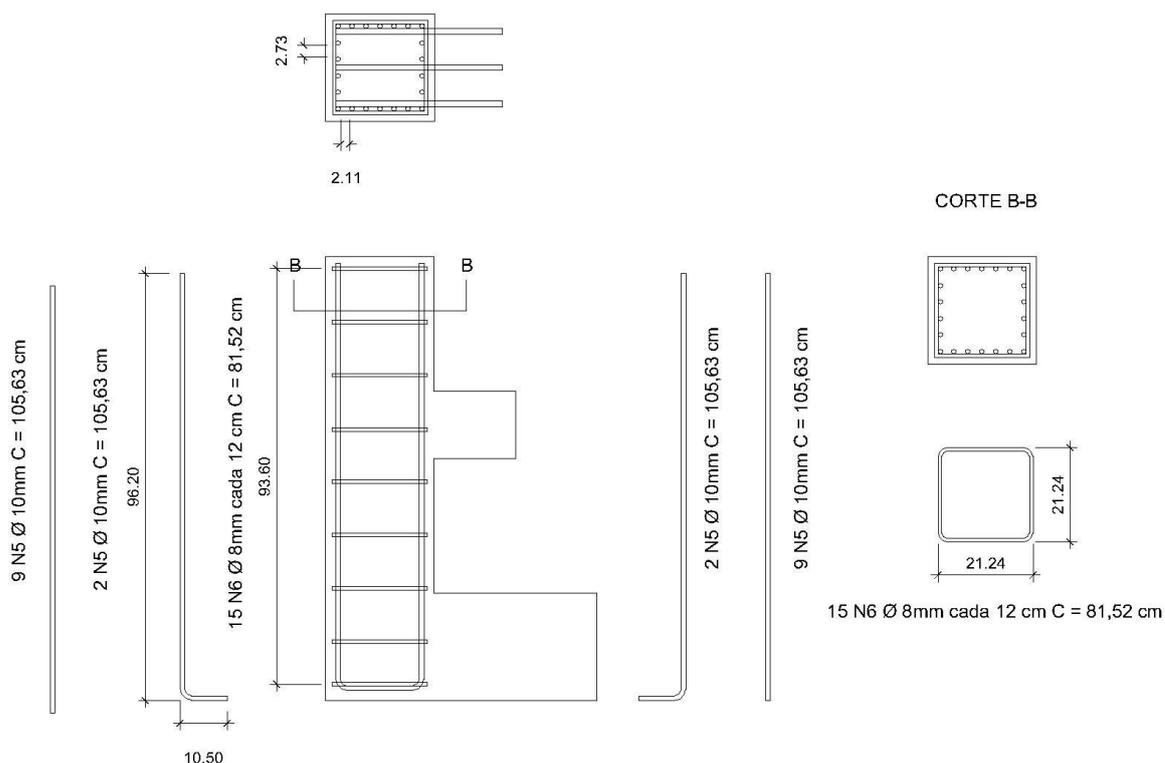


Figura 34 - Armadura do pilar P2

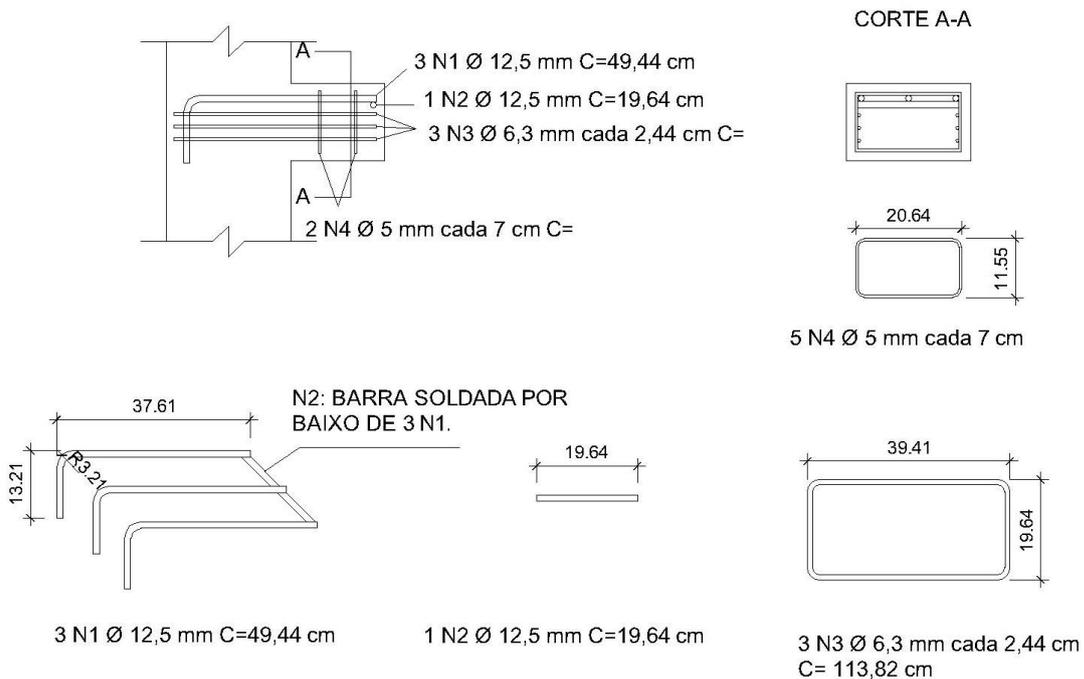


Figura 35 - Armadura do consolo do modelo P2M1MON

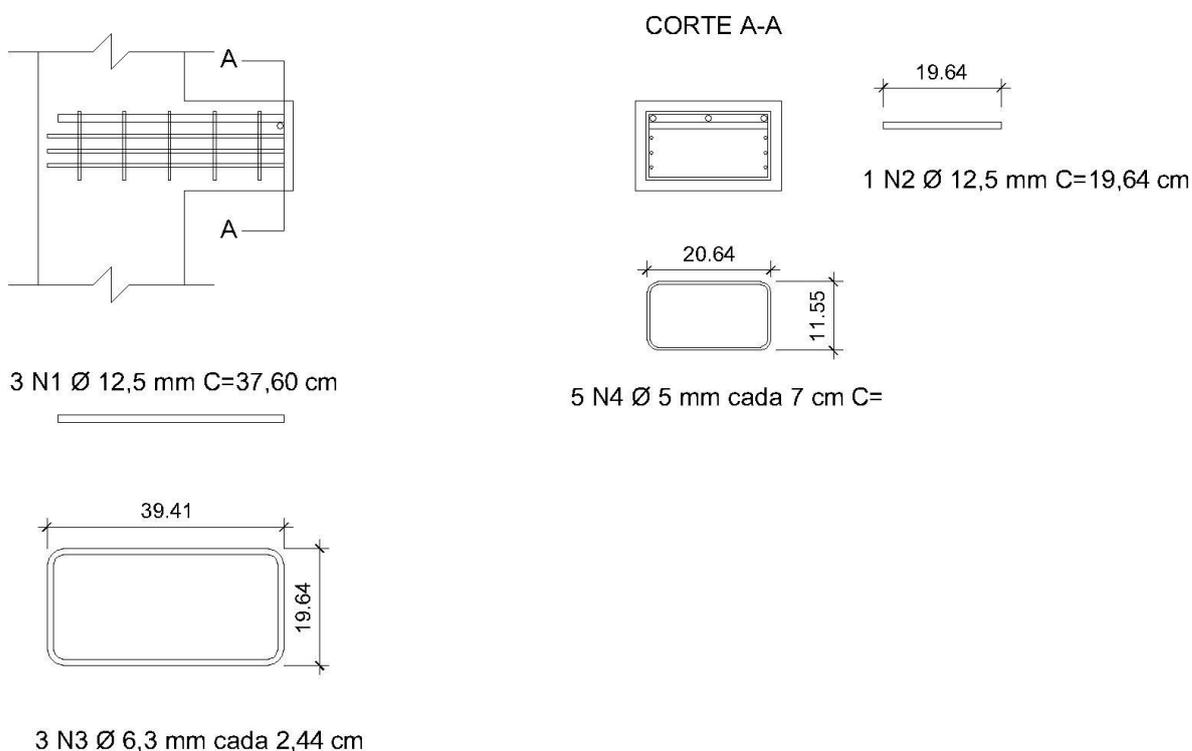


Figura 36 - Armadura do consolo do modelo P2M2MON

3.2. Fabricação dos modelos

Os modelos foram concretados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (LEC) em três dias diferentes. Em cada dia foram concretados dois modelos. A fabricação dos modelos experimentais com consolo pós concretado foi conforme as seguintes etapas:

- concretagem do pilar;
- tratamento da superfície do pilar;
- limpeza da superfície do pilar com jato de água;
- concretagem do consolo.

A Figura 37 e Figura 38 apresentam o modelo monolítico e com consolo pós concretado na forma, preparados para concretagem, respectivamente. A Figura 39 e Figura 40 apresentam os mesmos modelos concretados.



Figura 37 - Modelo Monolítico pronto para concretagem



Figura 38 - Modelo com consolo pós-concretado preparado para concretagem



Figura 39 - Modelo Monolítico concretado



Figura 40 - Concretagem do pilar do modelo com consolo pós-concretado

3.3. Caracterização dos materiais

3.3.1. Agregado miúdo

Na fabricação do concreto utilizado, utilizou-se areia natural lavada que foi caracterizada com base nas normas vigentes (NBR NM 248/2003, NBR NM 52/2009 e NBR NM 30/2001). A Tabela 8 apresenta as características físicas do agregado miúdo.

Tabela 8 - Características físicas do agregado miúdo

Peneiras		% Retida Média	% Retida Acumulada
nº	mm		
3/8"	9,5	0%	0%
1/4"	6,3	0%	0%
4	4,8	1%	2%
8	2,4	6%	8%
16	1,2	19%	27%
30	0,6	34%	61%
50	0,3	26%	87%
100	0,15	9%	97%
Fundo	<0,15	3%	100%
Módulo de finura			2,81
Dimensão máxima característica (mm)			4,8
Massa específica (g/cm ³)			2,54
Teor de umidade (%)			3,62
Massa unitária (g/cm ³)			1,44

3.3.2. Agregado graúdo

Como agregado graúdo, empregou-se a brita tipo 0 que foi caracterizada conforme as normas vigentes (NBR NM 248/2003, NBR NM 53/2009 e NBR NM 45/2006). A Tabela 9 apresenta as características físicas do agregado graúdo.

Tabela 9 - Características físicas do agregado graúdo

PENEIRAS		% Retida Média	% Retida Acumulada
nº	mm		
1/2"	12,5	0,65%	0,65%
3/8"	9,5	11,73%	12,38%
1/4"	6,3	48,99%	61,37%
4	4,8	25,41%	86,78%
8	2,4	12,09%	98,87%
16	1,2	0,45%	99,32%
30	0,6	0,00%	99,32%
50	0,3	0,00%	99,32%
100	0,15	0,00%	99,32%
Fundo	0	0,68%	100,00%
Módulo de finura			5,95
Dimensão máxima característica (mm)			12,50
Massa específica (g/cm ³)			2,65
Teor de umidade (%)			0,30
Massa unitária (g/cm ³)			1,38

3.3.3. Cimento

O cimento utilizado nos modelos P1M1MON e P1M1PC foi o cimento Mauá CPII F 32. Foi utilizado o cimento Holcim CPV – ARI nos demais modelos.

3.3.4. Água

A água utilizada para amassamento da mistura foi água potável da rede de abastecimento público da cidade do Rio de Janeiro – RJ.

3.3.5. Aditivo

Foi usado o aditivo superplastificante Silicon ns Mix 400 da marca Silicon, cujas propriedades fornecidas pelo fabricante estão especificadas na Tabela 10.

Tabela 10 - Propriedades do aditivo (Adaptado do catálogo da Silicon)

Recomendações	Dosagem	Aspecto/cor	ph	Massa específica (g/cm ³)
Aditivo para manutenção da plasticidade 200 min a 4h	480 ml - 1950 ml	Líquido translúcido / mel claro	3,0 +/- 1,0	1,04 +/- 0,02

3.4. Caracterização do concreto

A Tabela 11 e a Tabela 12 apresentam as quantidades de material por metro cúbico para a composição de concreto utilizada nos modelos.

Devido a problemas com a aquisição do cimento CPV-ARI, foi utilizado nos primeiros modelos concretados (P1M1MON e P1M1PC) o cimento CII 32 F. Os demais modelos foram concretados com cimento CPV-ARI.

Tabela 11- Composição do concreto utilizado nos modelos P1M1MON e P1M1PC.

Material para 1 m ³ de concreto (kg)	
Cimento CII 32 F	513,38
Areia	661,05
Brita 0	1025,35
Água	163,78
Superplastificante	0,51
Fator a/c	0,32

Tabela 12- Composição do concreto utilizado nos demais modelos.

Material para 1 m ³ de concreto (kg)	
Cimento CPV-ARI	513,38
Areia	661,05
Brita 0	1025,35
Água	163,78
Superplastificante	0,51
Fator a/c	0,32

A caracterização do concreto foi realizada mediante os ensaios de compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, respeitando as recomendações nas normas NBR 5739:2018, NBR

7222:2011 e NBR 8522:2017, respectivamente. Os resultados de todos os ensaios encontram-se no Anexo A. A

Tabela 13 mostra os valores médios obtidos.

Tabela 13 - Caracterização do concreto

Caracterização do concreto								
Modelo	Slump (mm)		f_{cm} (MPa)		f_{ctm} (MPa)		Módulo de elasticidade (GPa)	
	Pilar	Consolo	Pilar	Consolo	Pilar	Consolo	Pilar	Consolo
P1M1MON	25	25	50,0	50,0	2,69	3,30	30,3	30,3
P1M2MON	30	30	61,4	61,4	4,21	4,21	34,0	34,0
P1M1PC	25	35	50,0	46,2	2,69	3,24	30,3	29,7
P1M2PC	30	25	61,4	57,5	4,21	4,16	34,0	31,3
P2M1MON	25	25	59,7	59,7	4,06	4,06	36,1	36,1
P2M2MON	25	25	59,7	59,7	4,06	4,06	36,1	36,1

3.5. Caracterização da interface entre pilar e consolo

A superfície do pilar dos modelos com consolo pós instalado teve a superfície apicoada com o de martelete mecânico apresentado na Figura 41.



Figura 41 - Martelete mecânico utilizado para apicoar a superfície do pilar

A rugosidade da interface foi quantificada conforme prescrições do CEB (2010) com o parâmetro da rugosidade média (R_a). Para isso, uma régua metálica

foi fixada no pilar para atuar como linha de referência (Figura 43). A profundidade das irregularidades foi medida com um paquímetro (Figura 42), em pontos de leitura espaçados a cada três centímetros, na horizontal e na vertical, resultando na leitura de 40 pontos. Os resultados estão no Anexo B. A Tabela 14 mostra a classificação da interface.



Figura 42 - Paquímetro utilizado para caracterização da interface



Figura 43 - Caracterização da interface entre pilar e consolo dos modelos

Tabela 14- Caracterização da interface entre pilar e consolo.

MODELO	RUGOSIDADE MÉDIA (Ra)	CLASSIFICAÇÃO
P1M1PC	3,37	muito rugosa
P1M2PC	3,61	muito rugosa

3.6. Instrumentação dos modelos

Para aquisição de dados foram utilizados extensômetros e transdutores conectados ao sistema de compilação de dados NATIONAL INSTRUMENTS, modelo PXI 1050, com capacidade de leitura de 24 canais de extensômetros e 24 canais de deslocamentos.

3.6.1. Instrumentação para medição dos deslocamentos

As deformações foram obtidas através de extensômetros de resistência elétrica da marca Excel, tipo PA-06-250BA-120-L colados nas armaduras e do tipo PA-06-201BA-120L na superfície do concreto. Nas armaduras foi usada proteção de resina e borracha de silicone.

Dois transdutores, L1 e L2, da marca Gefran foram colocados no consolo para registrar seu deslocamento linear durante o ensaio conforme mostrado na Figura 44.

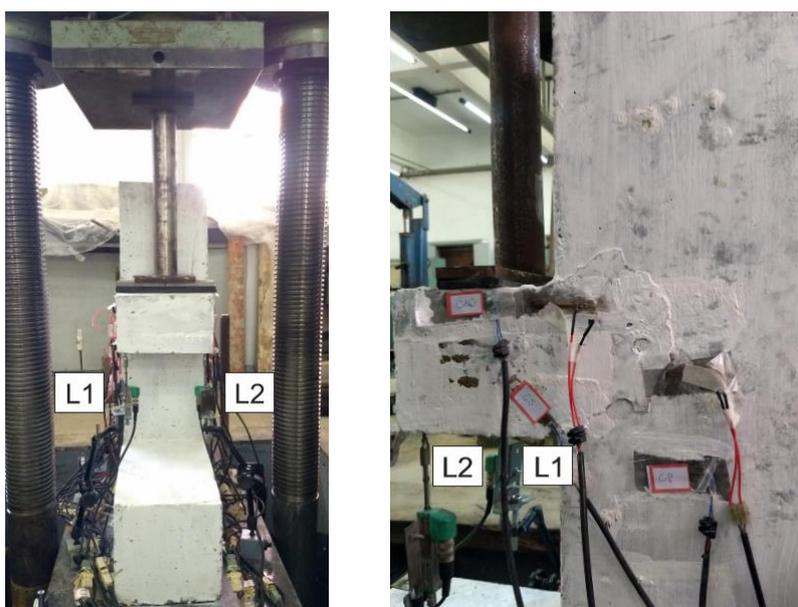


Figura 44 - Posição dos transdutores L1 e L2 abaixo do consolo

Na parte posterior do pilar foi posicionado um transdutor L3 para registro do seu deslocamento linear, conforme apresentado na Figura 45.



Figura 45 - Posição do transdutor L3

3.6.2. Instrumentação das armaduras

Nos modelos P1M1MON e P1M1PC, os extensômetros foram colocados no tirante principal (Ponto A – S1, S2 e S3, Ponto B: S4, S5 e S6), na segunda armadura de costura (Ponto C – S8 e S7) e na terceira armadura de costura (Ponto D – S9 e S10), conforme Figura 46.

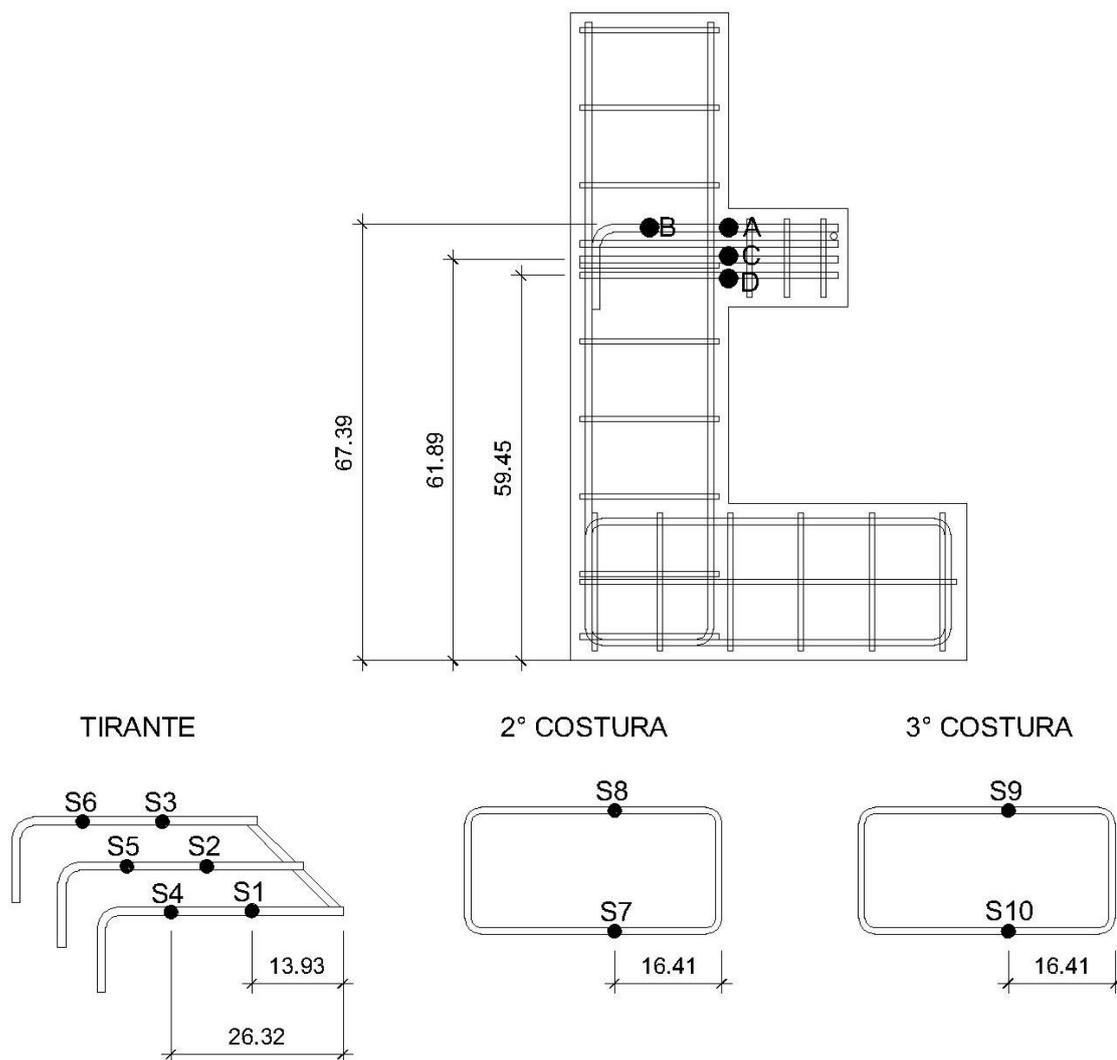


Figura 46 - Extensômetros na armadura dos modelos P1M1MON e P1M1PC

Nos modelos P1M2MON e P1M2PC, os extensômetros também foram colocados no tirante principal (Ponto A – S1, S2 e S3, Ponto B: S4, S5 e S6), na segunda armadura de costura (Ponto C – S8 e S7) e na terceira armadura de costura (Ponto D – S9 e S10). Além disso, foram acrescentados extensômetros em dois estribos situados na região de ancoragem (Ponto E – S11, S12 e S13, Ponto F – S14, S15 e S16), conforme apresentado na Figura 47.

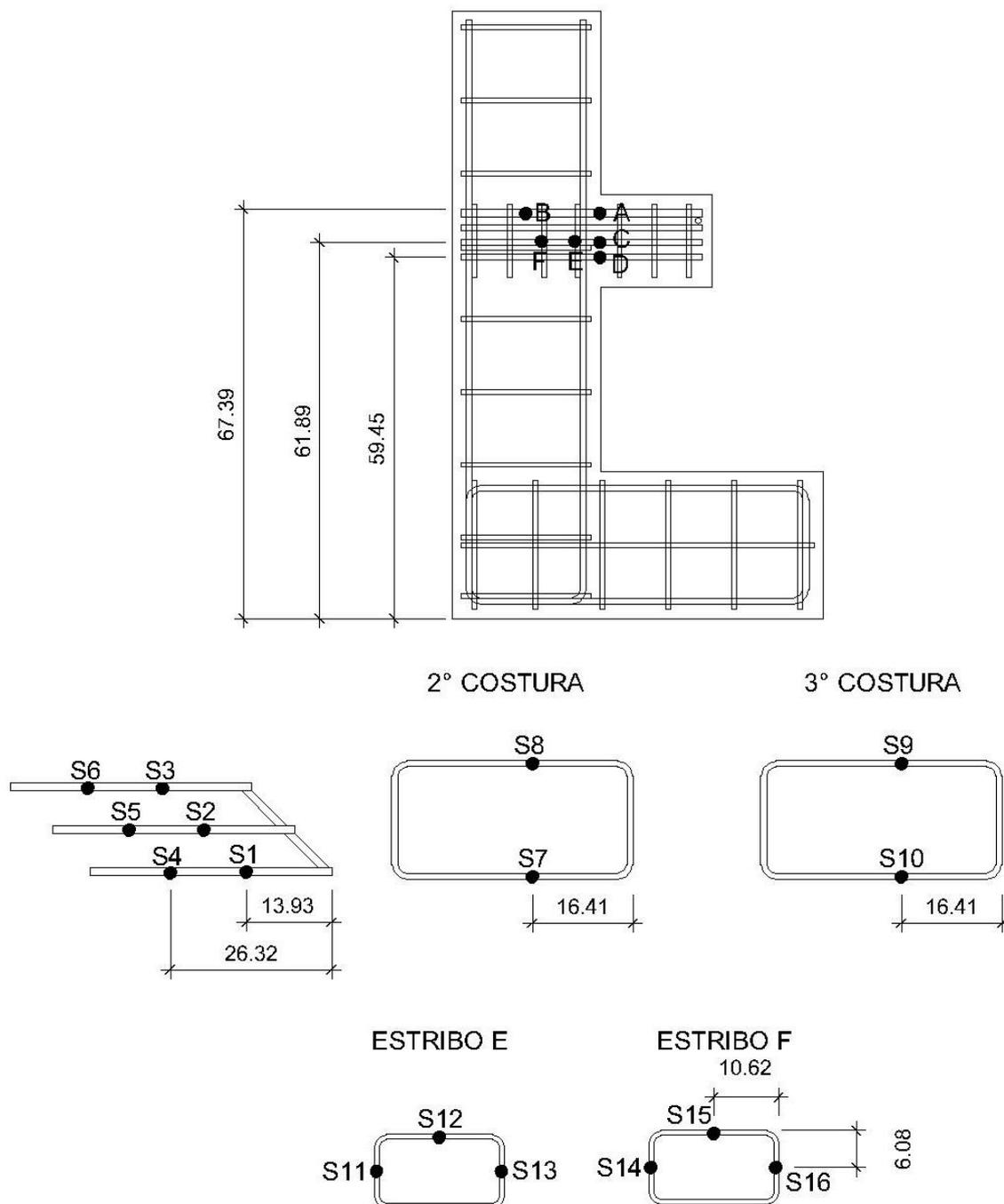


Figura 47 - Extensômetros na armadura dos modelos P1M2MON e P1M2PC

Nos modelos P2M1MON e P2M2MON, observou-se a necessidade de instrumentar a armadura longitudinal do pilar. Devido ao número de canais disponíveis no sistema de aquisição de dados, a quantidade de extensômetros em cada ponto foi modificada para haver instrumentação na armadura do pilar. Sendo assim, os extensômetros no modelo P2M1MON foram colocados na armadura do tirante principal (Ponto A – S2 e S3, Ponto B: S5 e S6), na segunda armadura de

costura (Ponto C – S7), na terceira armadura de costura (Ponto D – S9 e S10) e na armadura longitudinal do pilar (Ponto G – S17 e S18, Ponto H – S19 e S20), conforme Figura 48.

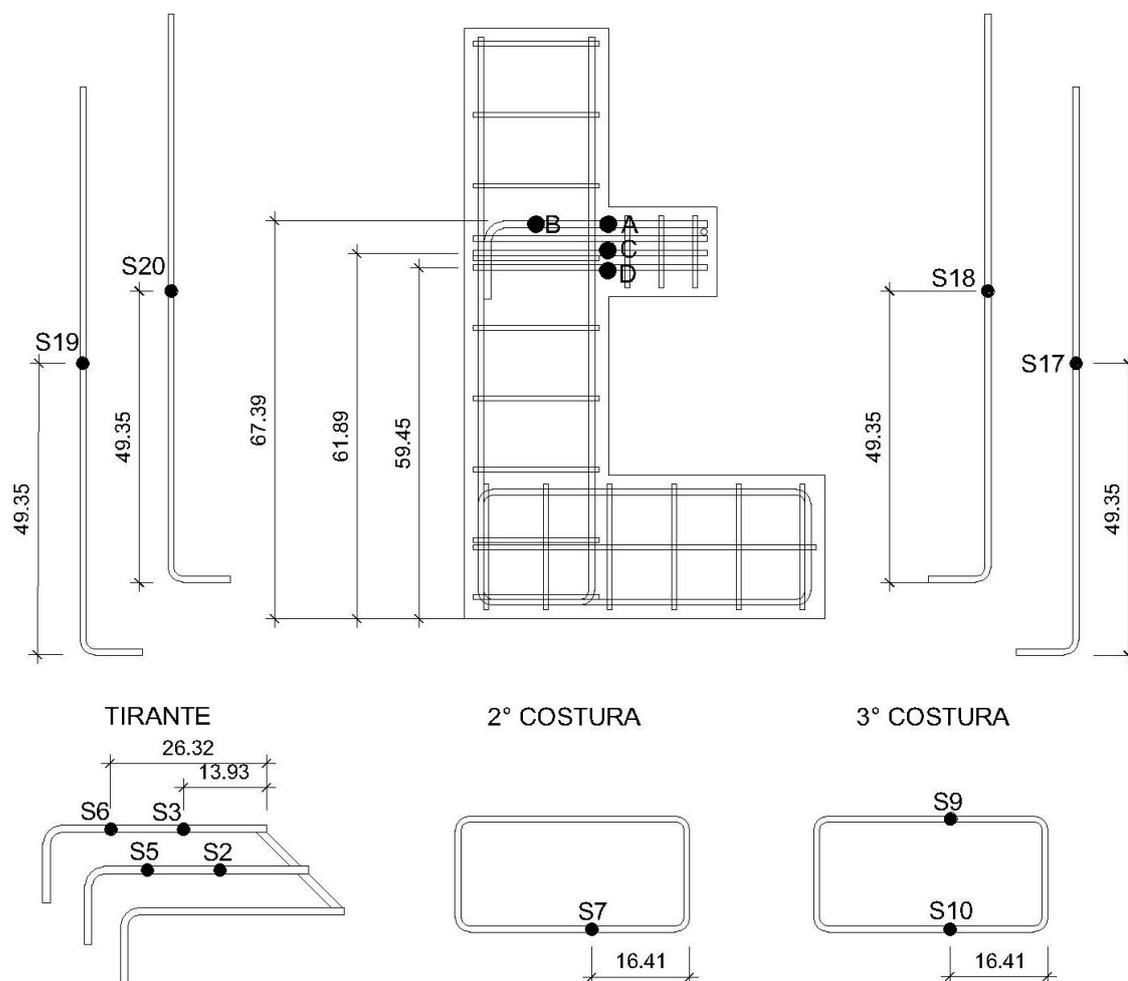


Figura 48 - Extensômetros na armadura do modelo P2M1MON

No modelo P2M2MON os extensômetros foram colocados na armadura do tirante principal (Ponto A – S2 e S3, Ponto B: S5 e S6), na segunda armadura de costura (Ponto C – S7), na armadura terceira armadura de costura (Ponto D – S9 e S10), em dois estribos situados na região de ancoragem (Ponto E – S11, S12 e S13, Ponto F – S14, S15 e S16) e na armadura longitudinal do pilar (Ponto G – S17 e S18, Ponto H – S19 e S20), conforme Figura 49.

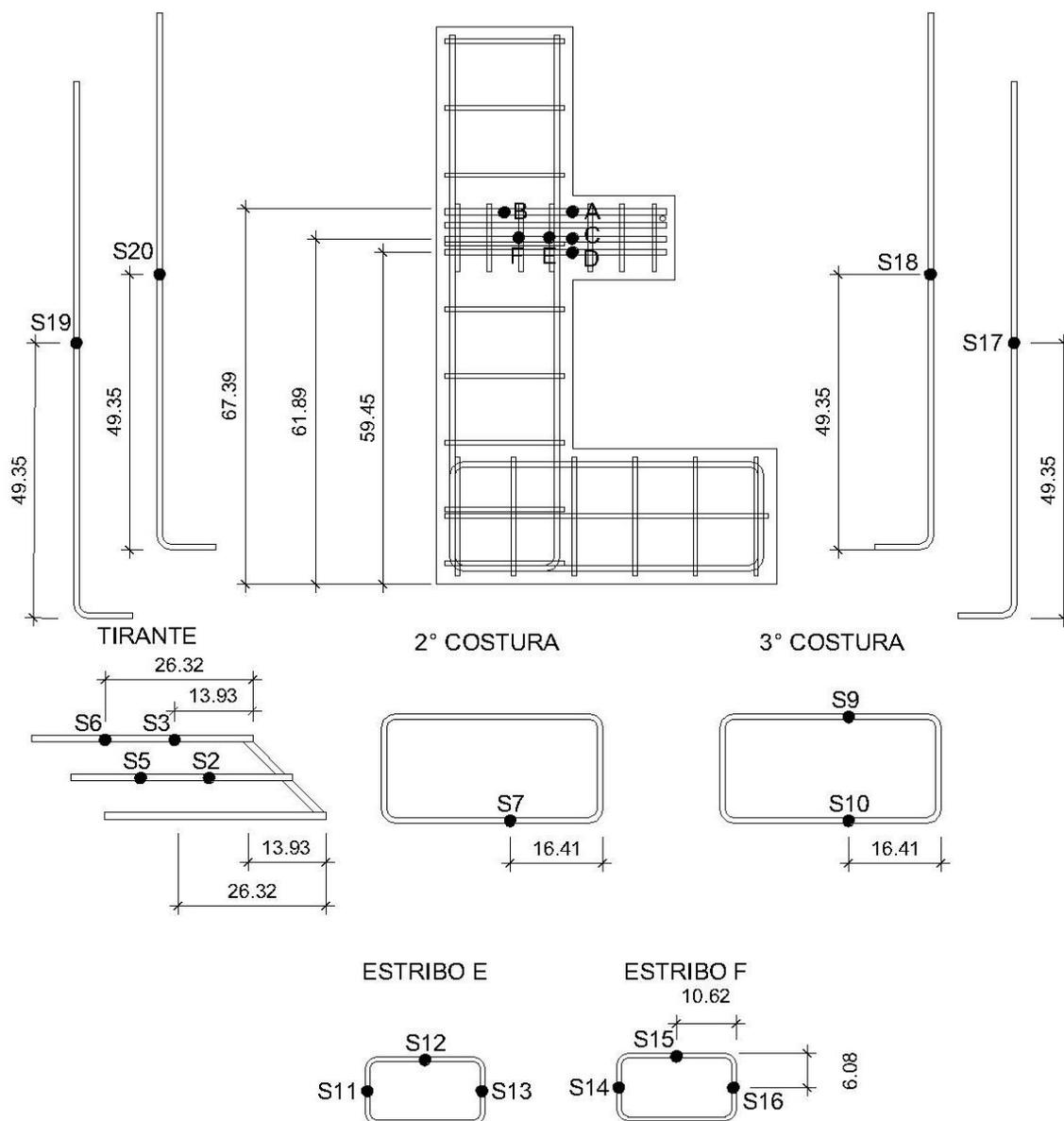


Figura 49 - Extensômetros na armadura do modelo P2M2MON

3.6.3. Instrumentação do concreto

Nos modelos P1M1MON e P1M2MON os extensômetros de concreto foram instalados nas duas faces do pilar, os resultados serão expostos através da média entre eles. Os pontos instrumentados, conforme se verifica na Figura 50, são:

- Ponto CB (Extensômetros C1 e C4): localizado na altura do tirante principal na interface;
- Ponto CF (Extensômetros C3 e C6): localizado no meio do pilar;

- Ponto CG (Extensômetros C2 e C5): inclinados, aproximadamente na inclinação da biela de compressão.

Essa instrumentação permaneceu em todos os modelos. Os demais pontos de instrumentação na superfície do pilar variaram conforme a evolução do programa experimental.

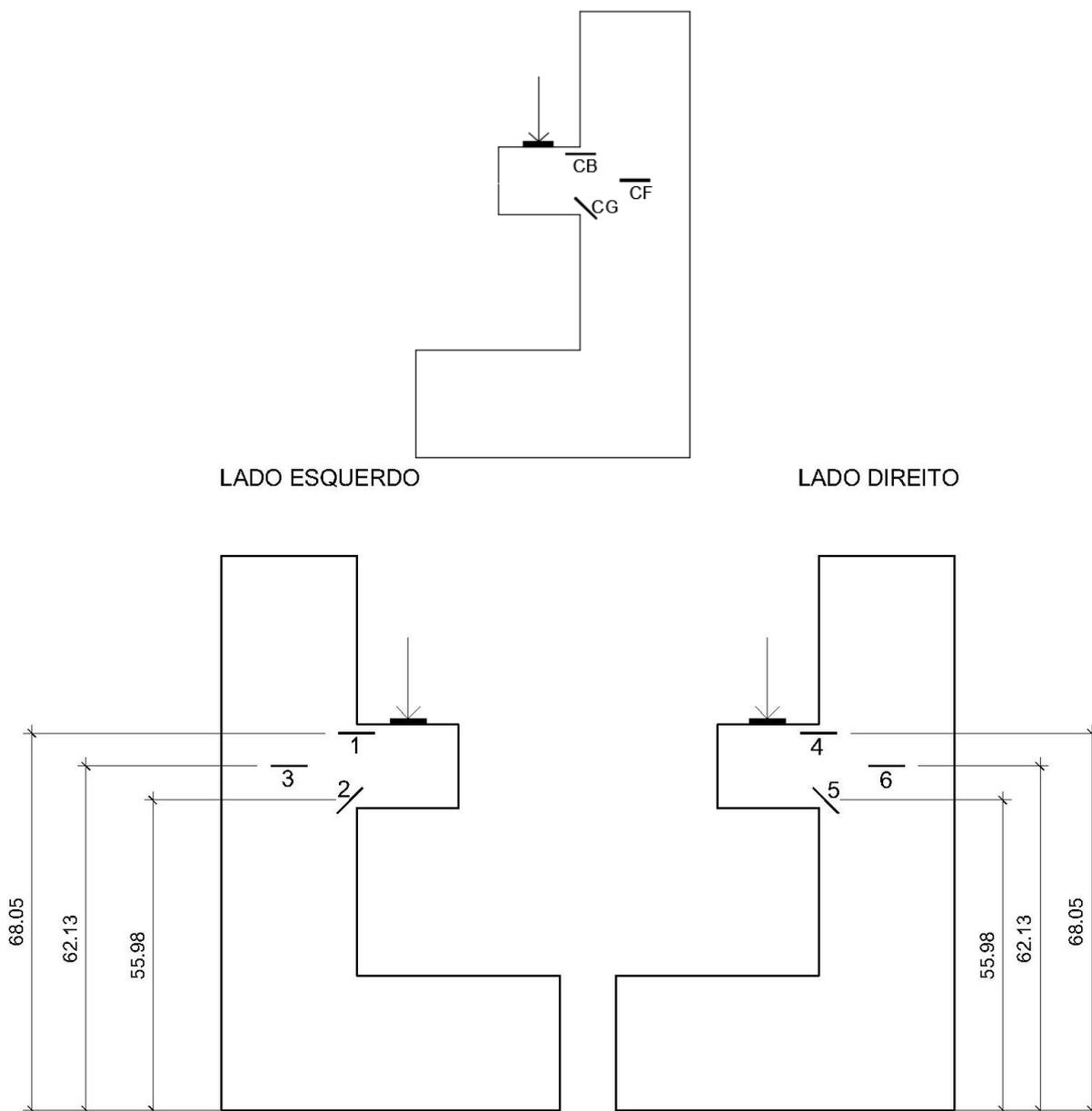


Figura 50 - Extensômetros no concreto nos modelos P1M1MON e P1M2MON

Além dos extensômetros descritos anteriormente, nos modelos com consolo pós-concretado P1M1PC e P1M2PC, foi verificada a necessidade de instrumentar o pilar. Sendo assim, a instrumentação dos modelos seguintes aumentou.

No modelo P1M1PC a instrumentação, conforme Figura 51, foi a seguinte:

- Ponto CA (Extensômetros C9 e C10): localizado abaixo do ponto de aplicação da carga;
- Ponto CB (Extensômetros C1 e C4): localizado na altura do tirante principal na interface;
- Ponto CC (Extensômetros C13 e C14): localizado no pilar na altura do tirante principal;
- Ponto CD (Extensômetros C11 e C12): localizado no meio do consolo;
- Ponto CF (Extensômetros C3 e C6): localizado no meio do pilar;
- Ponto CG (Extensômetros C2 e C5): inclinados, aproximadamente na inclinação da biela de compressão;
- Ponto CH (Extensômetros C7 e C8): localizado no pilar a 3,5 cm abaixo do consolo;
- Ponto CI (Extensômetros C15 e C16): localizado no pilar a 15,5 cm abaixo do consolo.

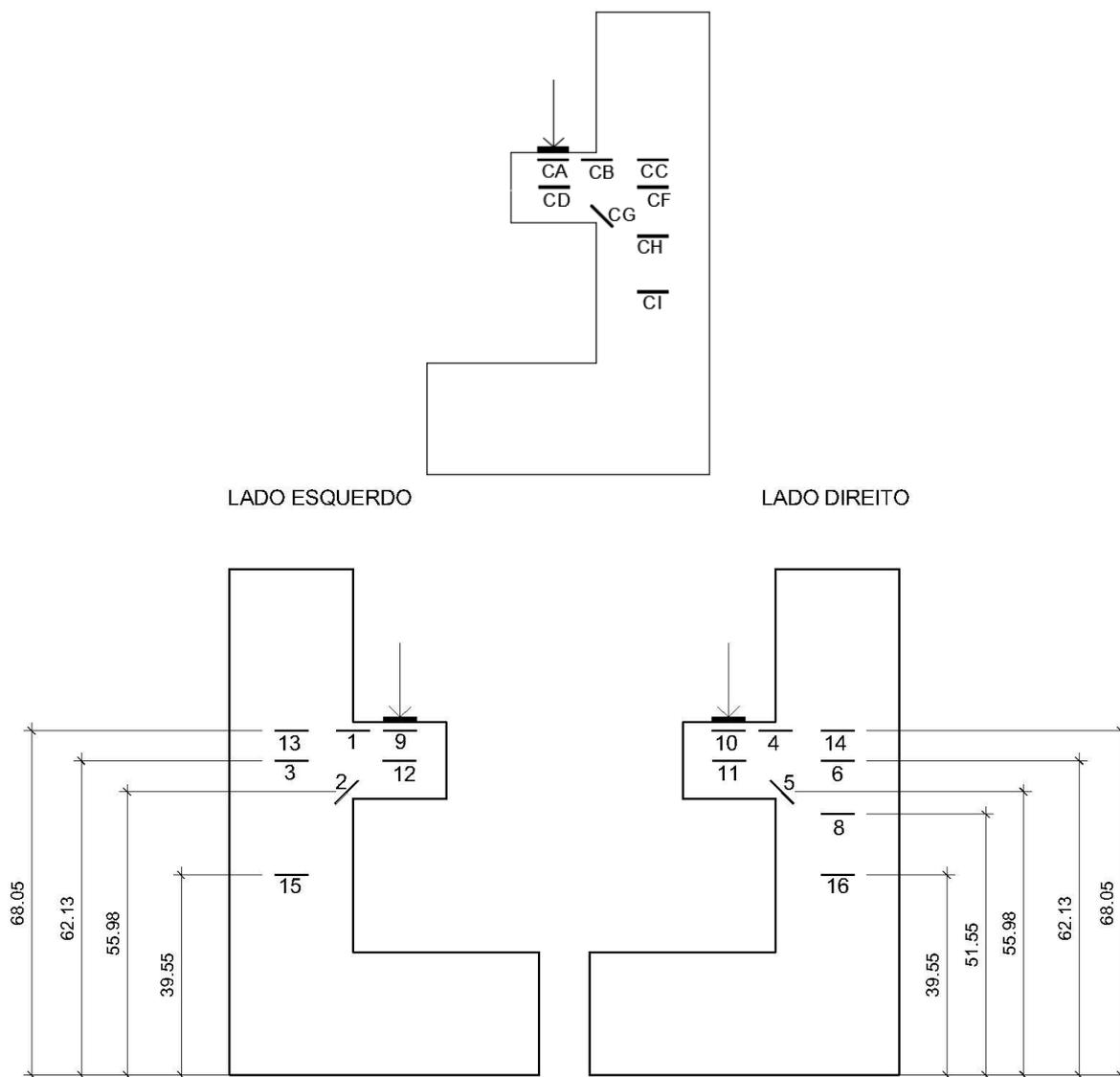


Figura 51 - Extensômetros no concreto no modelo P1M1PC

No modelo P1M2PC a instrumentação foi a seguinte (Figura 52):

- Ponto CA (Extensômetros C10): localizado abaixo do ponto de aplicação da carga;
- Ponto CB (Extensômetros C1 e C4): localizado na altura do tirante principal na interface;
- Ponto CE (Extensômetro C9): localizado na interface;
- Ponto CF (Extensômetros C3 e C6): localizado no meio do pilar;
- Ponto CG (Extensômetros C2 e C5): inclinados, aproximadamente na inclinação da biela de compressão;

- Ponto CH (Extensômetros C7 e C8): localizado no pilar a 3,5 cm abaixo do consolo;
- Ponto CI (Extensômetros C16): localizado no pilar a 15,5 cm abaixo do consolo.

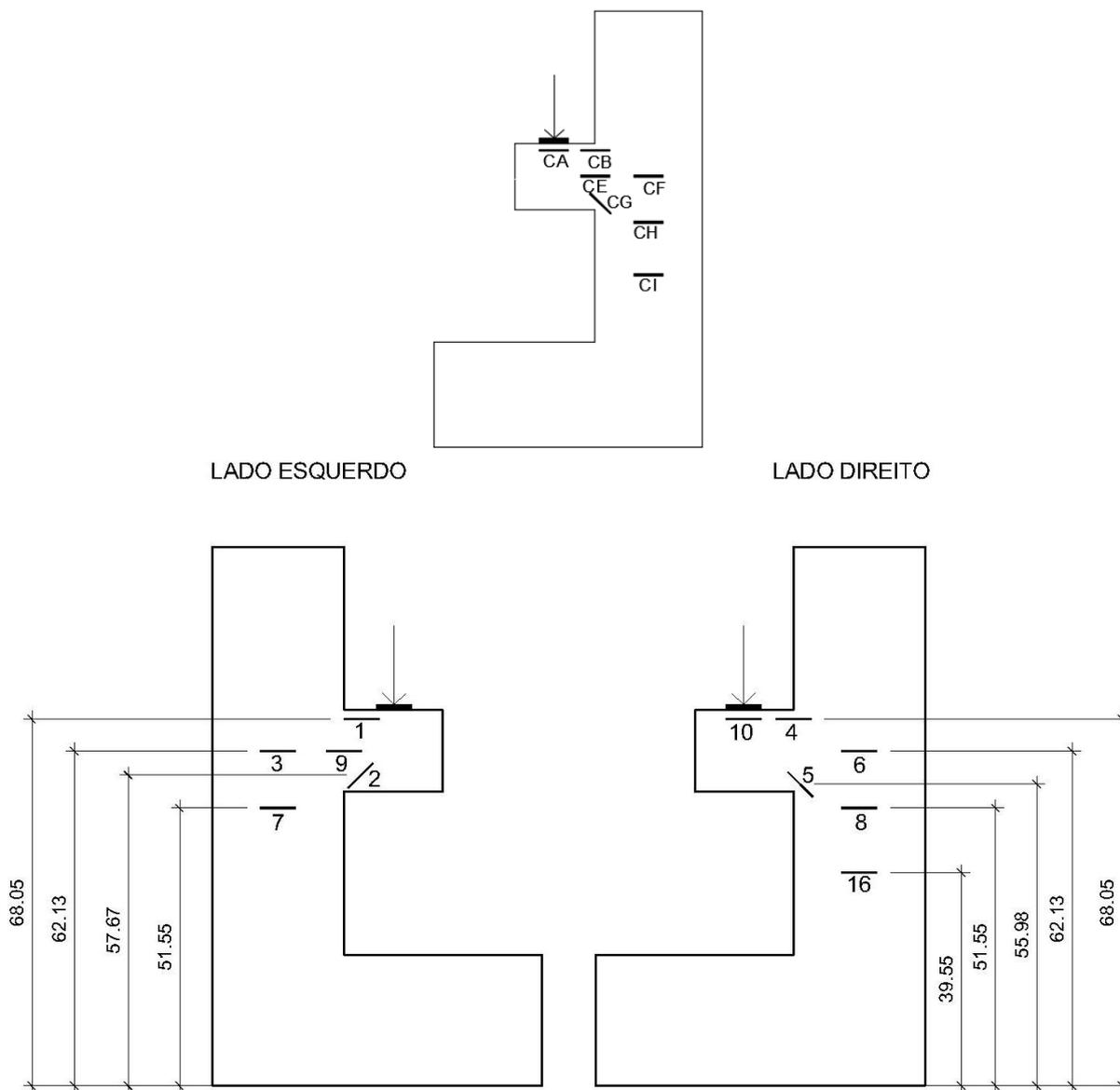


Figura 52 - Extensômetros no concreto no modelo P1M2PC

Nos modelos P2M1MON e P2M2MON foram acrescentados extensômetros no pilar na direção vertical (CJ e CK) para verificar o comportamento do mesmo.

A instrumentação do modelo P2M1MON, conforme Figura 53, foi a seguinte:

- Ponto CB (Extensômetros C1 e C4): localizado na altura do tirante principal na interface;
- Ponto CD (Extensômetros C11 e C12): localizado no meio do consolo;

- Ponto CF (Extensômetros C3 e C6): localizado no meio do pilar;
- Ponto CG (Extensômetros C2 e C5): inclinados, aproximadamente na inclinação da biela de compressão;
- Ponto CH (Extensômetros C8): localizado no pilar a 3,5 cm abaixo do consolo;
- Ponto CI (Extensômetros C15): localizado no pilar a 15,5 cm abaixo do consolo.
- Ponto CJ (Extensômetros C19 e C20): localizado no pilar;
- Ponto CK (Extensômetros C21 e C22): localizado no pilar.

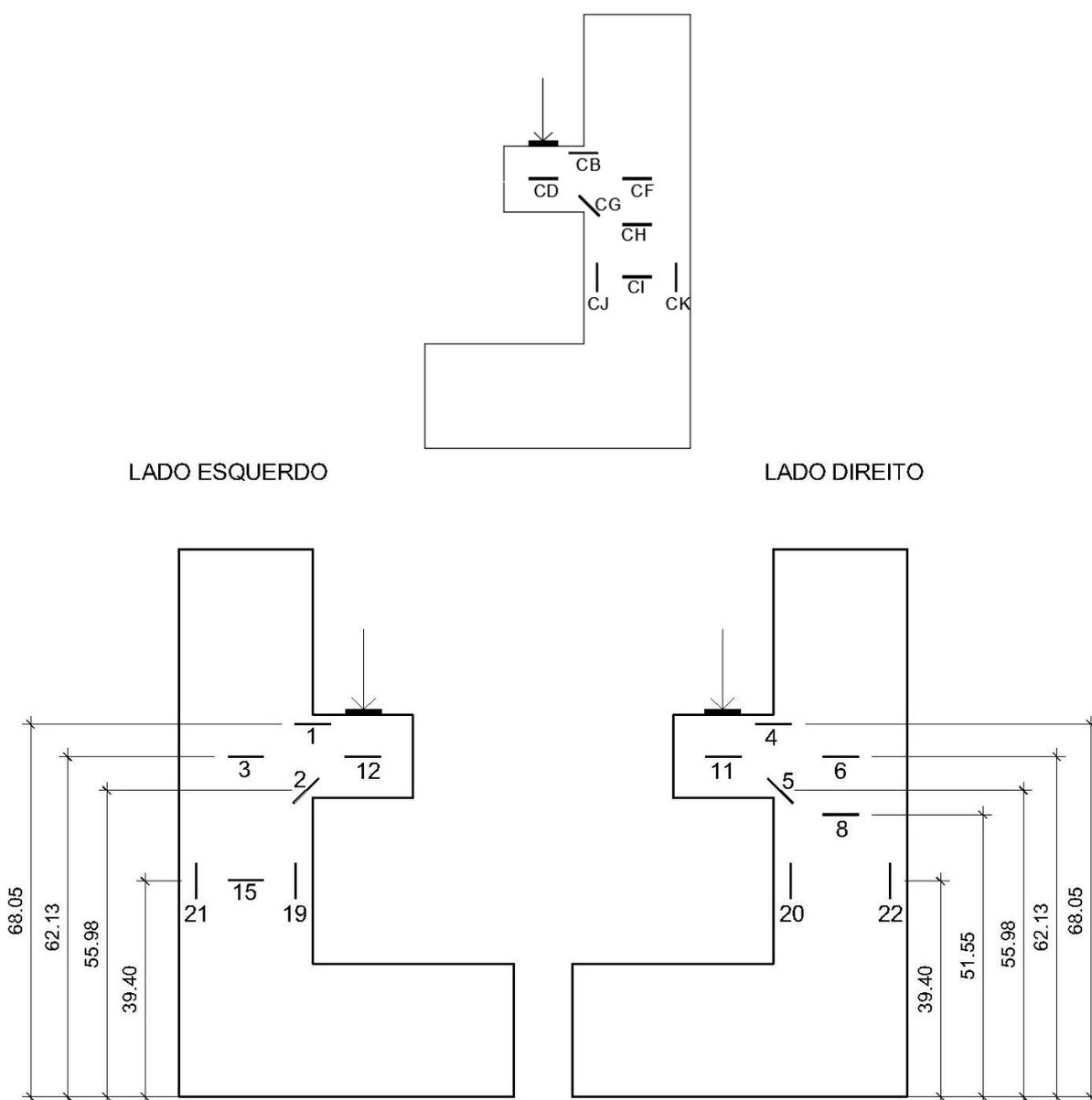


Figura 53 - Extensômetros no concreto no modelo P2M1MON

A instrumentação do modelo P2M2MON, conforme Figura 54, foi a seguinte:

- Ponto CA (Extensômetro C9): localizado abaixo do ponto de aplicação da carga;
- Ponto CB (Extensômetros C1 e C4): localizado na altura do tirante principal na interface;
- Ponto CC (Extensômetro C13): localizado no pilar na altura do tirante principal;
- Ponto CD (Extensômetros C11 e C12): localizado no meio do consolo;
- Ponto CE (Extensômetros C18 e C23): localizado na interface;
- Ponto CF (Extensômetros C3 e C6): localizado no meio do pilar;
- Ponto CG (Extensômetros C2 e C5): inclinados, aproximadamente na inclinação da biela de compressão;
- Ponto CH (Extensômetros C7): localizado no pilar a 3,5 cm abaixo do consolo;
- Ponto CJ (Extensômetros C19 e C20): localizado no pilar;
- Ponto CK (Extensômetros C21 e C22): localizado no pilar.

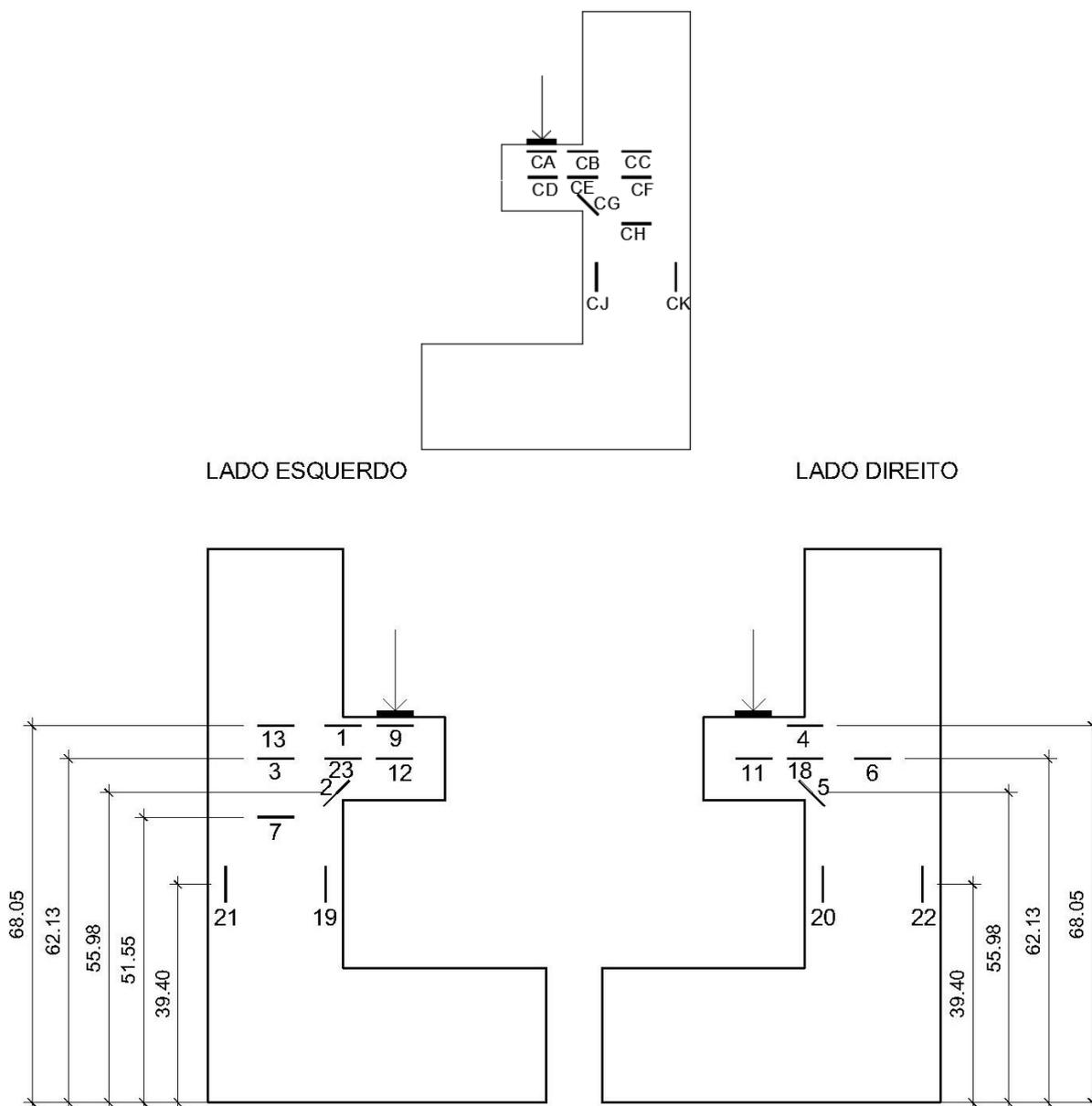


Figura 54 - Extensômetros no concreto no modelo P2M2MON

3.7. Metodologia experimental

O procedimento experimental consistiu no posicionamento do modelo experimental abaixo do equipamento de compressão e aplicação de carregamento monotônico no consolo. O equipamento de aquisição de dados foi da marca NATIONAL INSTRUMENTS, modelo PXI 1050, com capacidade de leitura de 24 canais de extensômetros e 24 canais de transdutores.

Inicialmente, utilizou-se nos modelos monolíticos uma placa de aço, medindo 24,0 x 14,5 cm, para distribuição da carga no consolo, e um tubo metálico vazado de

seção quadrada de 110 mm de lado e 7,1 mm de espessura de parede para aplicação da carga. A placa foi centralizada no consolo, conforme mostrado na Figura 55, e este ensaio teve relação a/d de 0,74, onde a é a distância entre o ponto de aplicação da carga e a face do pilar e d é a altura de cálculo do consolo.



Figura 55 - Configuração do ensaio dos modelos P1M1MON e P1M2MON

Após os resultados dos ensaios dos modelos monolíticos, observou-se necessidade de melhorar a distribuição da carga no consolo. Sendo assim, a chapa de distribuição da carga no consolo e o perfil metálico vazado foram trocados. A nova chapa possui dimensões de 25,0 x 6,5 cm e o perfil metálico foi substituído por um tubo de 6 cm de diâmetro, conforme apresentado na Figura 56. Com esta nova configuração o fator a/d do ensaio foi de 0,77.



Figura 56 - Configuração do ensaio dos demais modelos

4. RESULTADOS

4.1. Pilar P1

4.1.1. Modelo P1M1MON

4.1.1.1. Comportamento global

A primeira fissura ocorreu no pilar com aproximadamente 83 kN. O modelo atingiu a carga de 347,52 kN e então ocorreu a ruptura por flexo-compressão (Figura 57). A abertura de fissura no momento da ruptura foi de 1,9 mm.

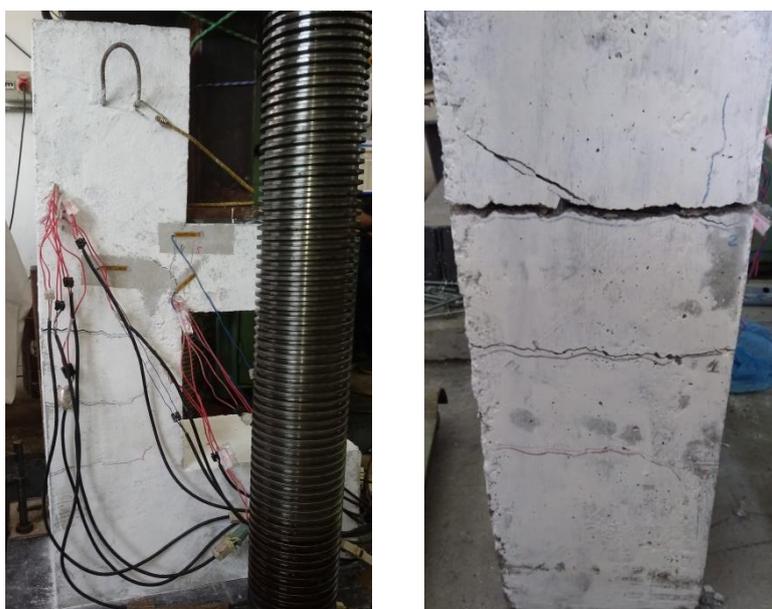


Figura 57 - Ruptura do modelo P1M1MON

Os dados coletados na instrumentação do modelo P1M1MON são mostrados nos gráficos a seguir. Foram descartados os resultados dos extensômetros que apresentaram problemas durante a aquisição de dados.

A Figura 58 apresenta os dados coletados pelos transdutores, localizados no consolo e no pilar, para medição do deslocamento linear do modelo. Por medida de segurança os equipamentos foram retirados próximo à carga de 300 kN, registrando deslocamento médio de 6,7 mm no consolo e de 7,1 mm no pilar.

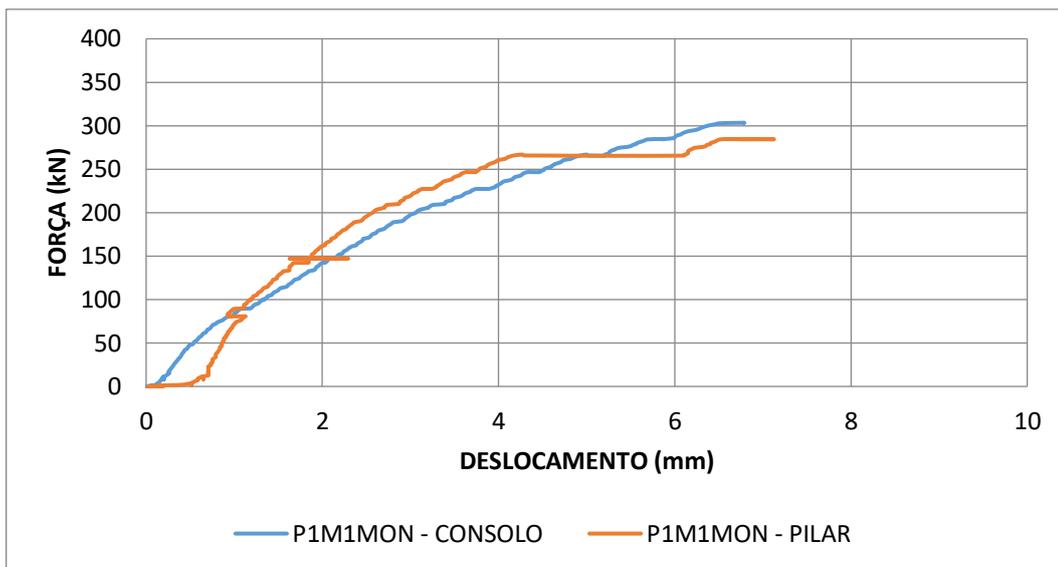


Figura 58 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M1MON

4.1.1.2. Deformações nas armaduras

A Figura 59 apresenta os resultados dos extensômetros da armadura do tirante principal na interface entre pilar e consolo (Ponto A – S1 e S3) e na região de ancoragem (Ponto B – S4 e S6). Registrou-se, na ruptura, deformação média de 3,9‰ na interface e de 1,33‰ na ancoragem. Pode-se observar que, durante o ensaio, a armadura do tirante principal esteve submetida à tração, conforme previsto em projeto.

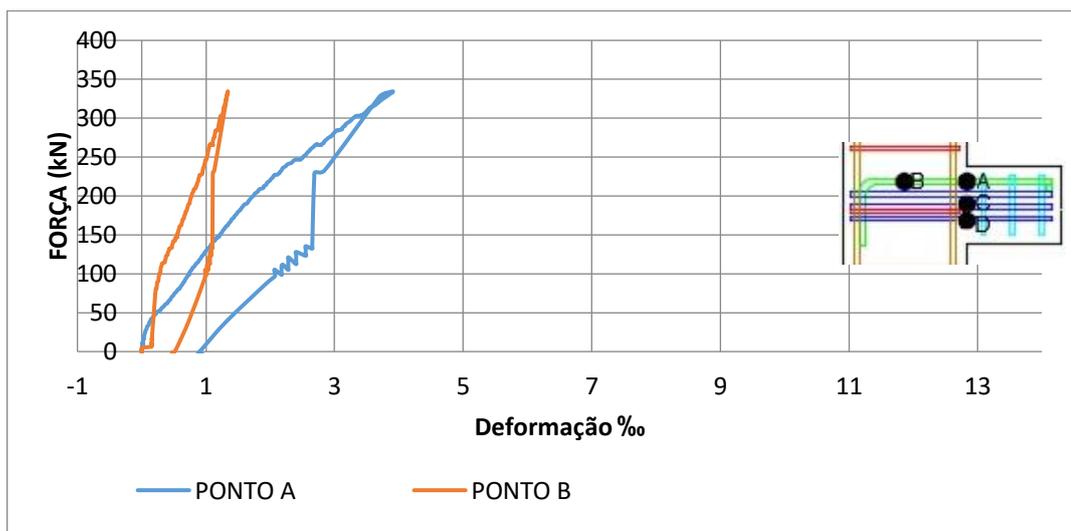


Figura 59 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M1MON

A Figura 60 apresenta os resultados dos extensômetros da segunda armadura de costura (Ponto C – S7 e S8) e da terceira armadura de costura (Ponto D – S9). Durante todo o ensaio a segunda armadura de costura esteve submetida à tração. A deformação média registrada na ruptura foi de 1,07‰. Já a terceira armadura de costura, no começo do ensaio esteve submetida à compressão. O esforço reverteu para tração após a carga de 175 kN e a deformação na ruptura foi de 0,25‰.

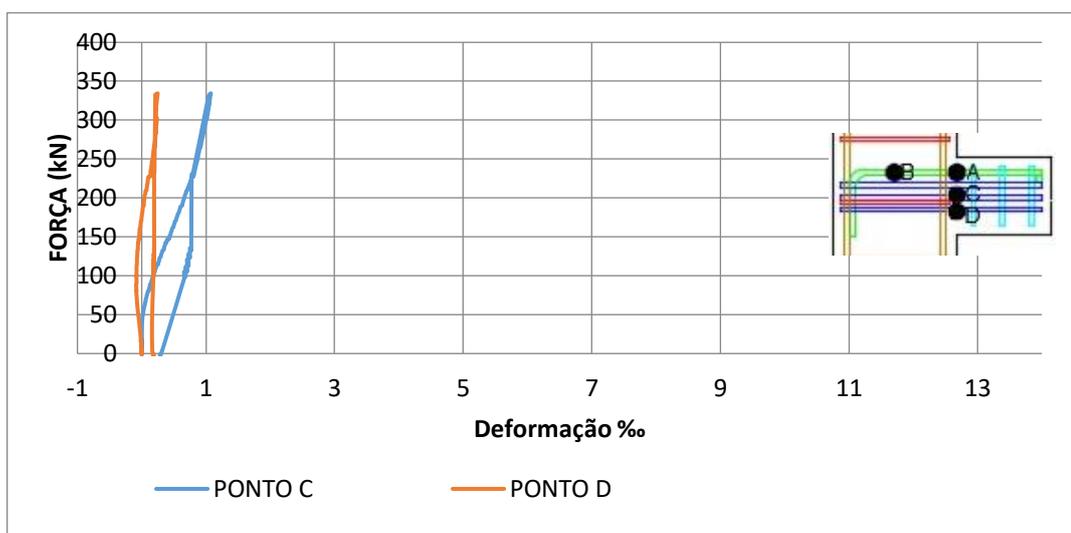


Figura 60 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nas armaduras de costura - Modelo P1M1MON

4.1.1.3. Deformações no concreto

A Figura 61 mostra os dados coletados pelos extensômetros na superfície do concreto na interface. O extensômetro localizado na região do tirante (CB) parou de funcionar devido à fissura que abriu na interface o entre consolo e o pilar. Os dados coletados por este foram desprezados após a carga desta fissura de 137,44 kN. Na parte inferior, o consolo foi submetido à compressão até 210 kN. Então, o esforço reverteu para tração, registrando na ruptura deformação média de 1,33‰.

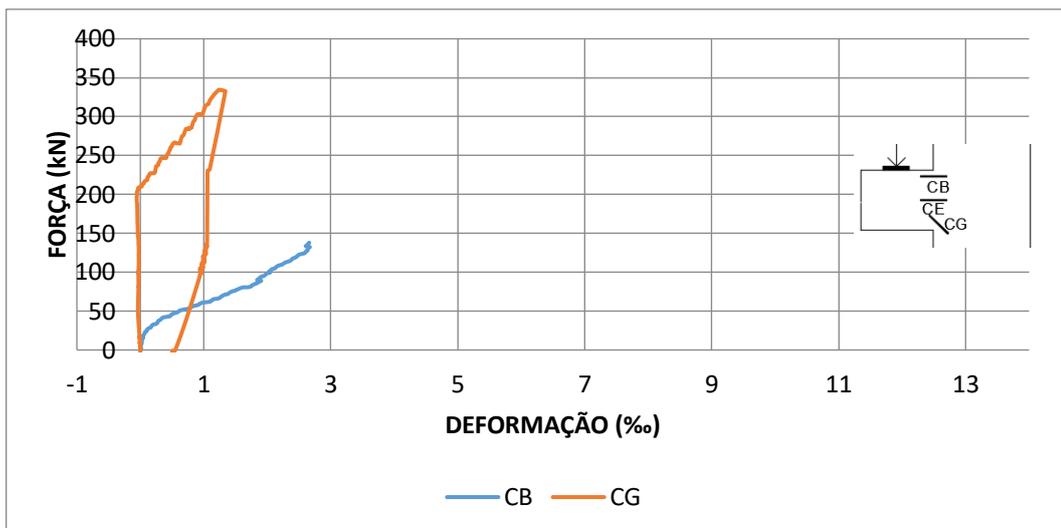


Figura 61 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M1MON

A Figura 62 apresenta os resultados dos extensômetros do pilar (CF). Pode-se observar que o mesmo esteve submetido à compressão.

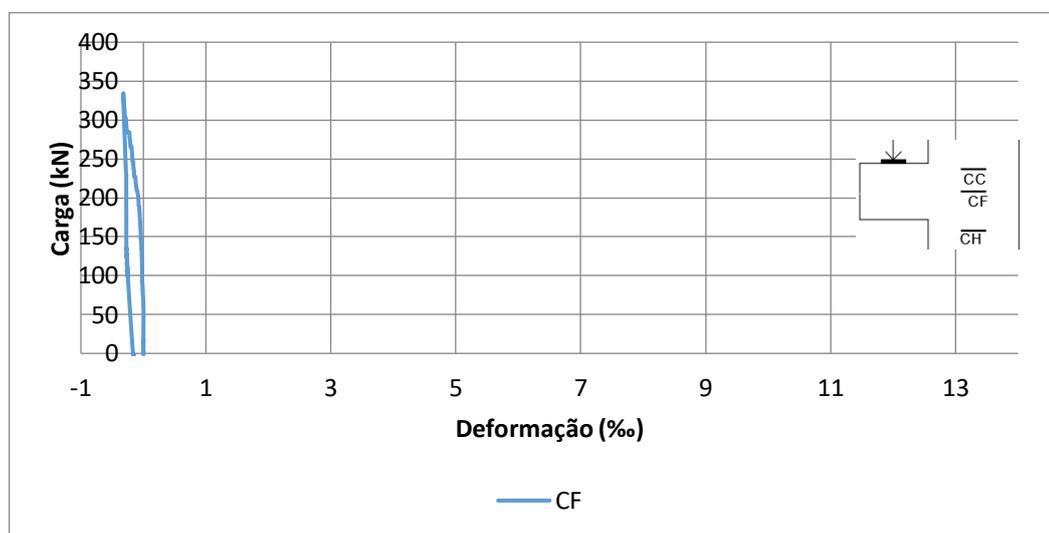


Figura 62 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no meio do pilar - Modelo P1M1MON

4.1.2. Modelo P1M1PC

4.1.2.1. Comportamento global

No modelo P1M1PC, a primeira fissura ocorreu no consolo com aproximadamente 63 kN. O modelo atingiu a carga de 248,24 kN com fissura bem desenvolvida no pilar e então ocorreu a ruptura por flexo-compressão (Figura 63). A abertura de fissura no momento da ruptura foi de 2,2 mm.



Figura 63 - Ruptura do modelo P1M1PC

A Figura 64 apresenta os dados coletados pelos transdutores, localizados no consolo e no pilar, para medição do deslocamento linear do modelo. Por medida de segurança os equipamentos foram retirados próximo à carga de 215 kN, registrando deslocamento médio de 12,7 mm no consolo e 4,3 mm no pilar.

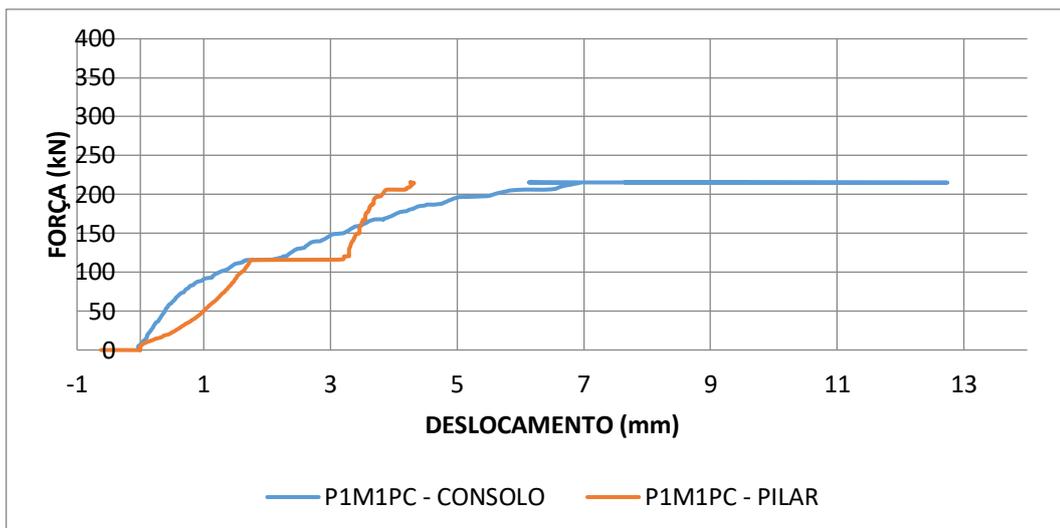


Figura 64 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M1PC

4.1.2.2. Deformações nas armaduras

A Figura 65 apresenta os resultados dos extensômetros da armadura do tirante principal na interface entre pilar e consolo (Ponto A – S1 e S3) e na região de ancoragem (Ponto B – S4 e S6). Registrou-se, na ruptura, deformação média de 4,14‰ na interface e de 1,37‰ na ancoragem. Pode-se observar que, durante o ensaio, a armadura do tirante principal esteve submetida à tração, conforme previsto em projeto.

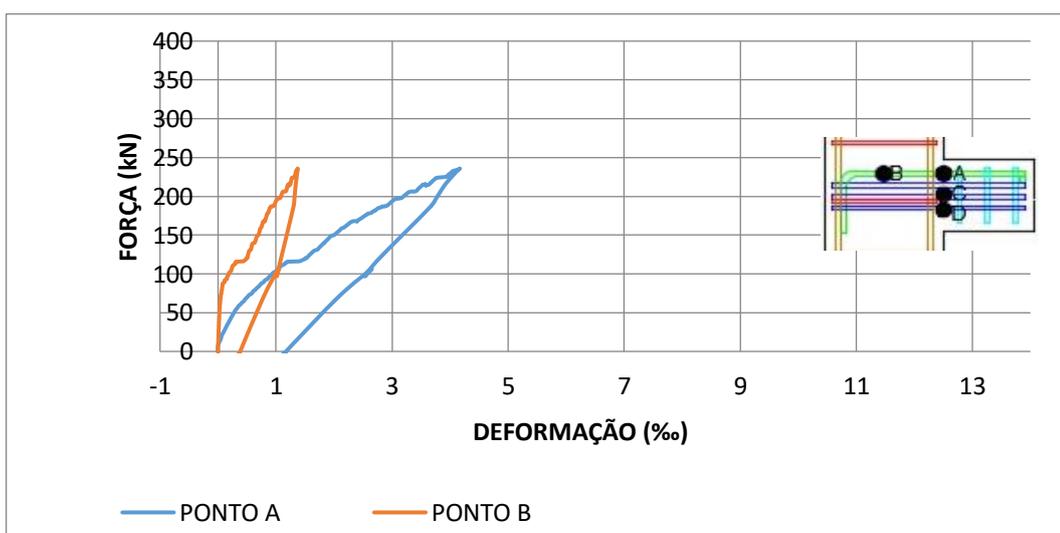


Figura 65 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M1PC

A Figura 66 apresenta os resultados dos extensômetros da segunda armadura de costura (Ponto C – S7 e S8) e da terceira armadura de costura (Ponto D – S9). Durante todo o ensaio a segunda armadura de costura esteve submetida à tração. A deformação média registrada na ruptura foi de 2,16‰. Já a terceira armadura de costura, no começo do ensaio esteve submetida à compressão. O esforço reverteu para tração após a carga de 116 kN e a deformação na ruptura foi de 0,50‰.

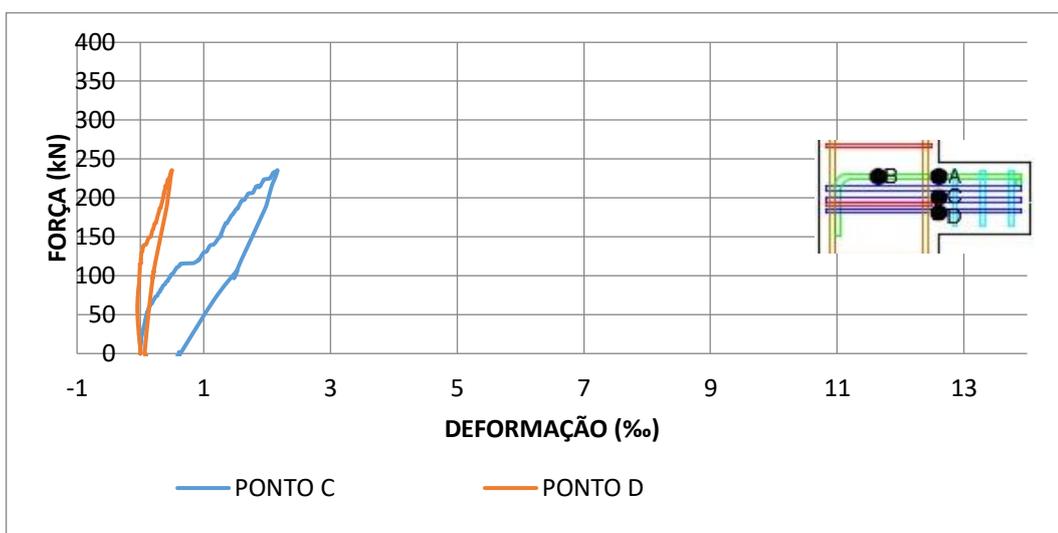


Figura 66 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nas armaduras de costura - Modelo P1M1PC

4.1.2.3. Deformações no concreto

A Figura 67 apresenta os resultados dos extensômetros localizados no consolo. Abaixo do ponto de aplicação do carregamento (CA) registrou-se deformação média de 0,35‰ na ruptura.

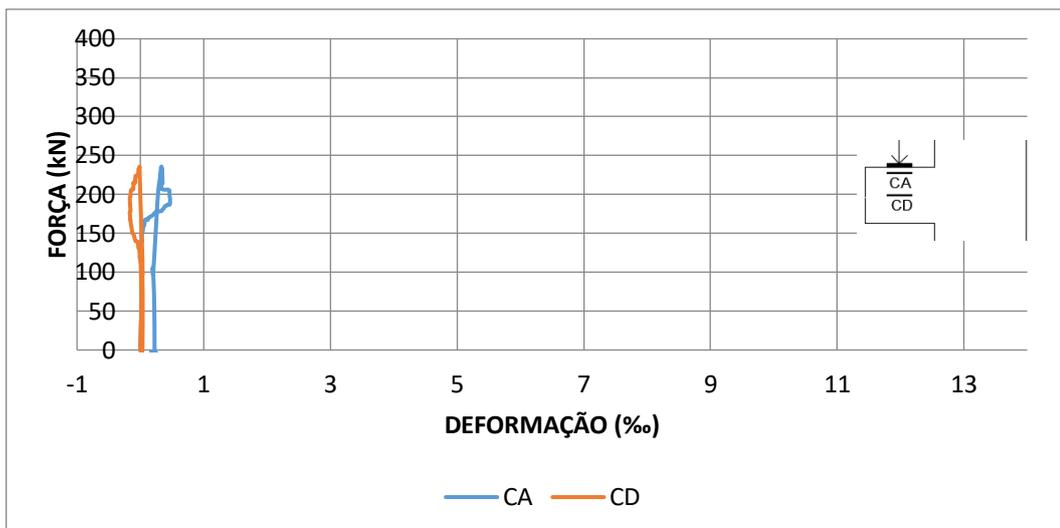


Figura 67 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no consolo - Modelo P1M1PC

A Figura 68 apresenta os resultados dos extensômetros na interface entre pilar e consolo. Na altura do tirante principal (CB), a partir de 68 kN, o extensômetro C4 apresentou erros nas leituras devido à fissura que abriu passando por ele. O mesmo ocorreu com o extensômetro C1 a partir de 91 kN. Os dados foram então desprezados, a partir de 68 kN. Na região inferior, o consolo foi submetido à compressão.

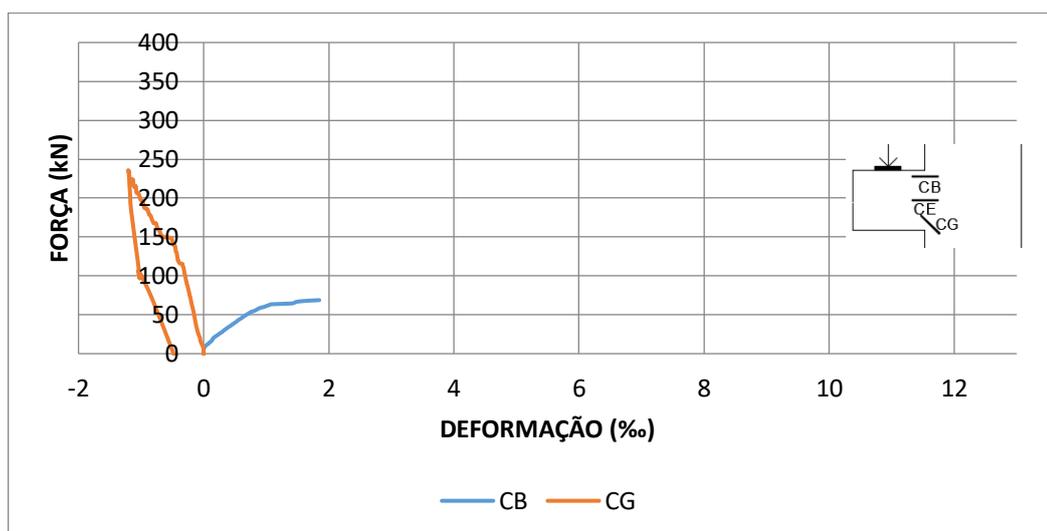


Figura 68 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M1PC

A Figura 69 apresenta os resultados dos extensômetros do pilar. Pode-se observar que o mesmo esteve submetido à compressão, conforme previsto em

projeto. O extensômetro localizado na altura do tirante (CC) registrou deformações de tração conforme previsto pelo modelo de bielas e tirantes da bibliografia.

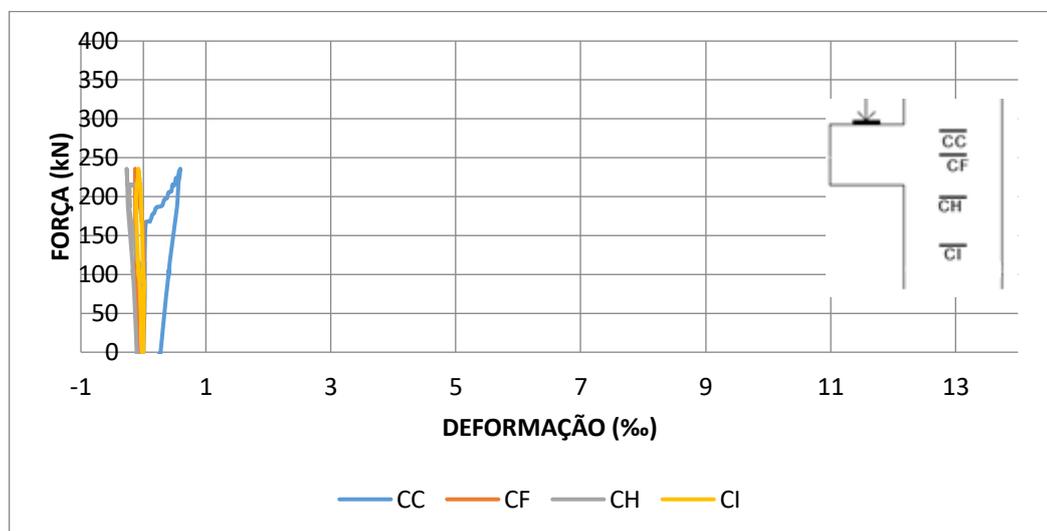


Figura 69 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P1M1PC

4.1.3. Modelo P1M2MON

4.1.3.1. Comportamento global

No modelo P1M2MON a primeira fissura ocorreu no pilar com aproximadamente 73,58 kN. O modelo atingiu a carga de 391,42 kN e então ocorreu a ruptura por flexo-compressão (Figura 70). A abertura de fissura no momento da ruptura foi de 2,0 mm.



Figura 70 - Ruptura do modelo P1M2MON

A Figura 71 apresenta os dados coletados pelos transdutores, localizados no consolo e no pilar, para medição do deslocamento linear do modelo. Por medida de segurança os equipamentos foram retirados próximo à carga de 308 kN, registrando deslocamento médio de 5,3 mm no consolo e de 9 mm no pilar.

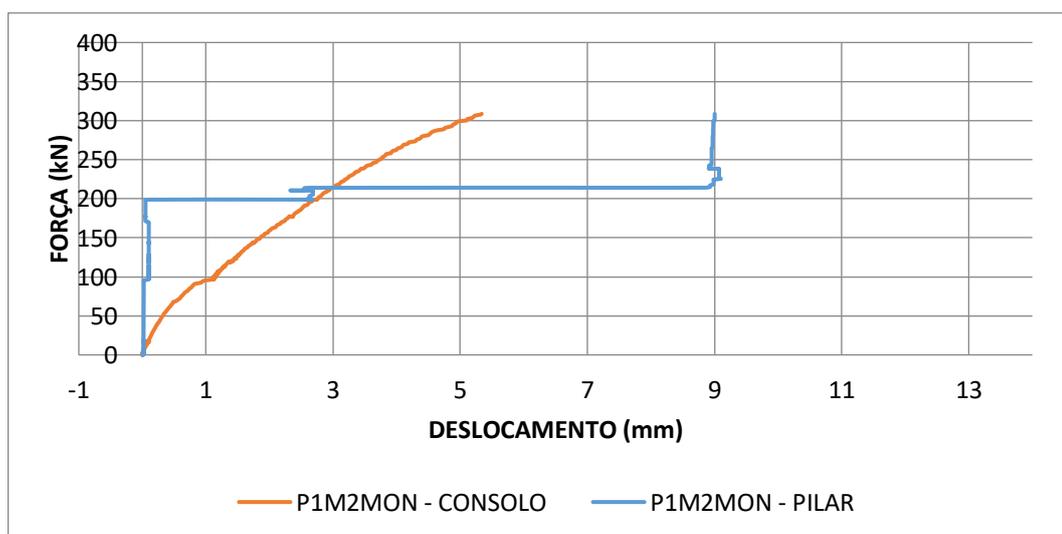


Figura 71 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M2MON

4.1.3.2. Deformações nas armaduras

A Figura 72 apresenta os resultados dos extensômetros da armadura do tirante principal na interface entre pilar e consolo (Ponto A) e na região de ancoragem (Ponto B). Registrou-se, na ruptura, deformação média de 3,25‰ na interface e de 1,07‰ na ancoragem. Pode-se observar que durante o ensaio a armadura do tirante principal esteve submetida à tração, conforme previsto em projeto.

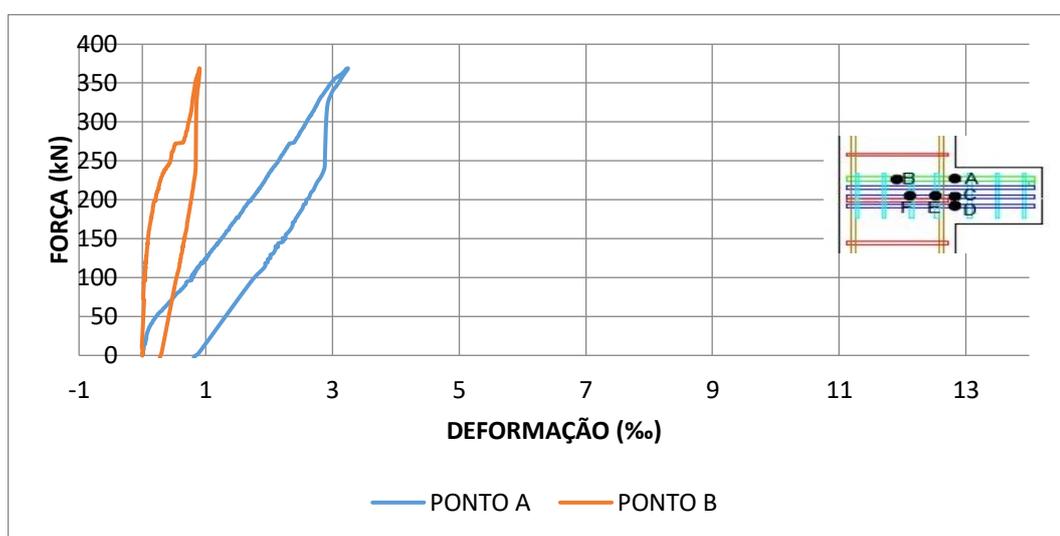


Figura 72 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M2MON

A Figura 73 apresenta os resultados dos extensômetros da segunda armadura de costura (Ponto C) e da terceira armadura de costura (Ponto D). Durante todo o ensaio elas estiveram submetidas à tração. A deformação média registrada na segunda armadura de costura na ruptura foi de 0,67‰. Já na terceira armadura de costura a deformação na ruptura foi de 0,81‰.

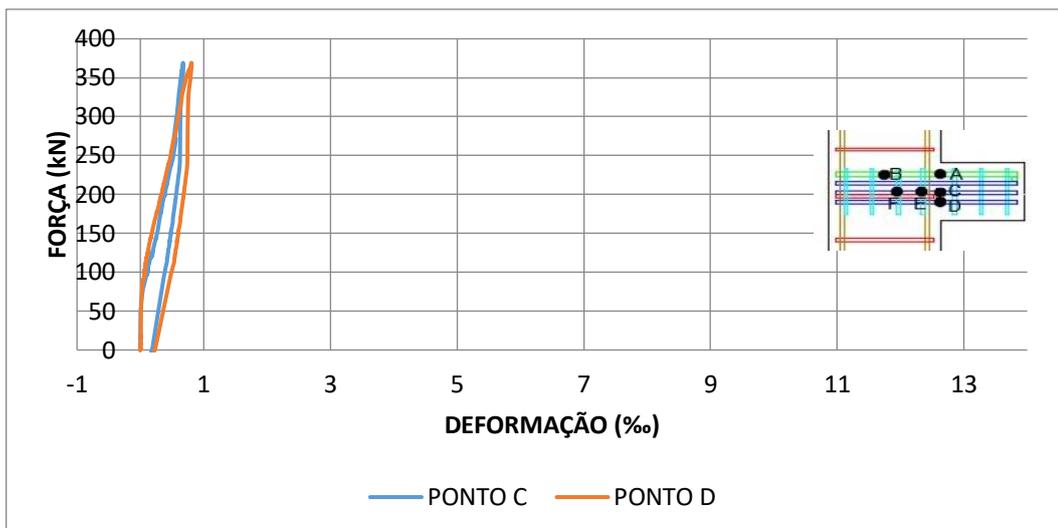


Figura 73 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na armadura de costura - Modelo P1M2MON

A Figura 74 apresenta os dados coletados pelos extensômetros no estribo F. Ele comprimiu nas laterais e tracionou na parte superior. Não sendo observadas grandes deformações.

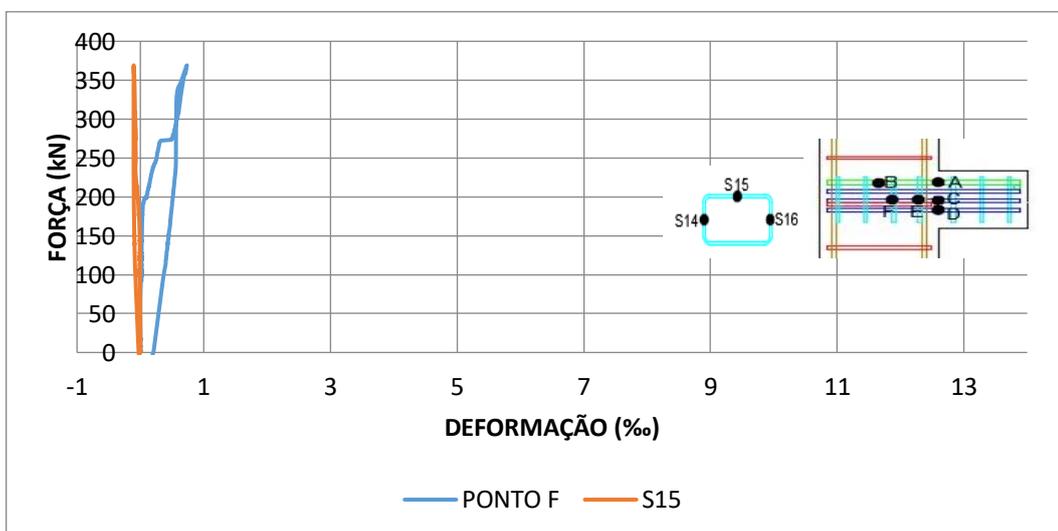


Figura 74 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nos estribos - Modelo P1M2MON

4.1.3.3. Deformações no concreto

A Figura 75 mostra os dados coletados pelos extensômetros na superfície do concreto na interface. A partir de 202 kN, o extensômetro C4 apresentou erros nas leituras devido a uma fissura que abriu. O mesmo ocorreu com o extensômetro C1

em 430 kN. Os dados do ponto CB foram considerados até a carga de 202 kN. A parte inferior do consolo esteve submetida à compressão durante todo o ensaio.

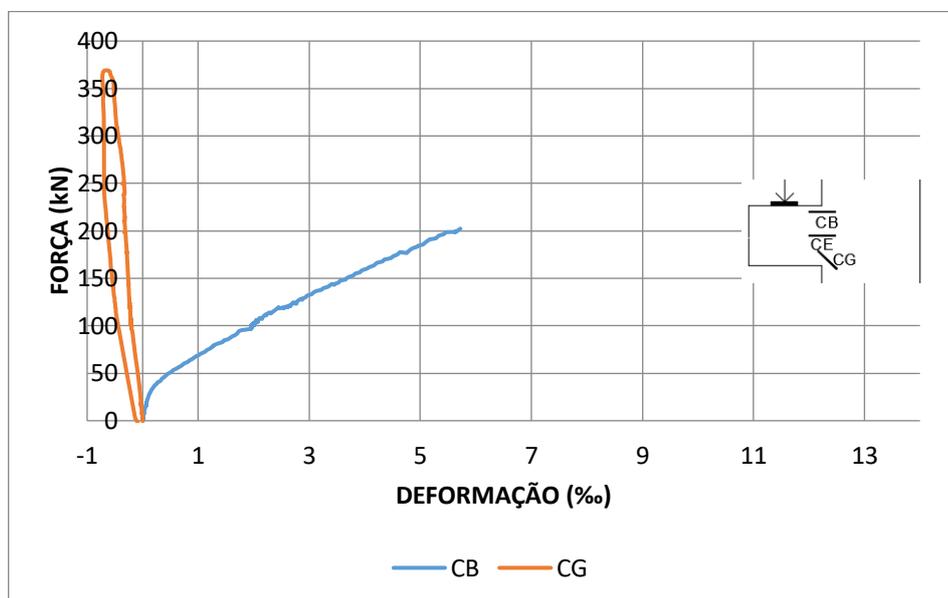


Figura 75 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M2MON

A Figura 76 apresenta os resultados dos extensômetros do pilar (CF). Pode-se observar que o mesmo esteve submetido à compressão.

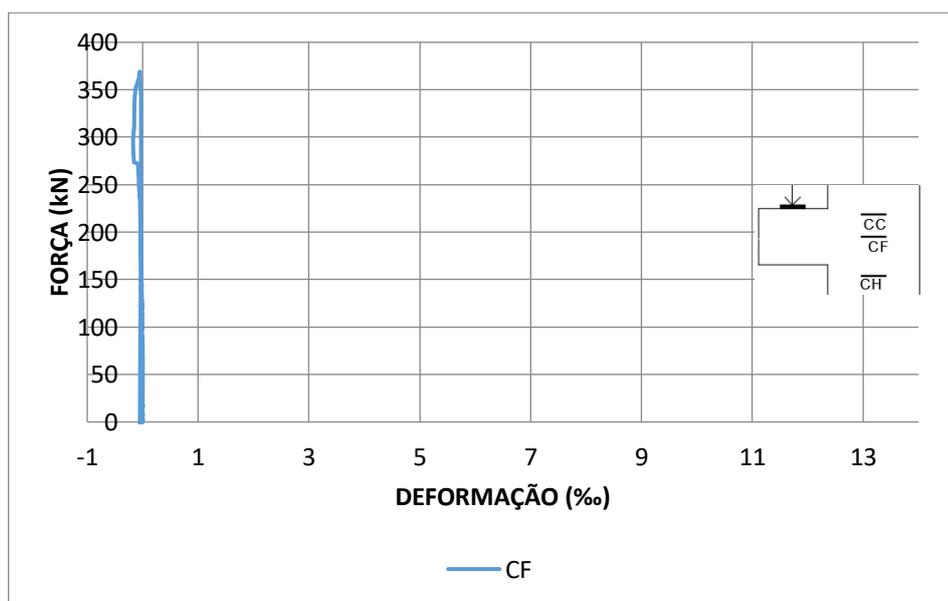


Figura 76 - Gráfico força x deformação do extensômetro no pilar - Modelo P1M2MON

4.1.4. Modelo P1M2PC

4.1.4.1. Comportamento global

No modelo P1M2PC a primeira fissura ocorreu no consolo com aproximadamente 73,58 kN. O modelo atingiu a carga de 264 kN e então ocorreu a ruína por flexo-compressão (Figura 77). A abertura de fissura no momento da ruptura foi de 1,8 mm.



Figura 77 - Ruptura do modelo P1M2PC

A Figura 78 apresenta os resultados dos transdutores localizados no consolo e no pilar para medição do deslocamento linear do modelo. Por medida de segurança os equipamentos foram retirados próximo à carga de 211 kN, registrando deslocamento médio de 5,2 mm no consolo e 1,2 mm no pilar.

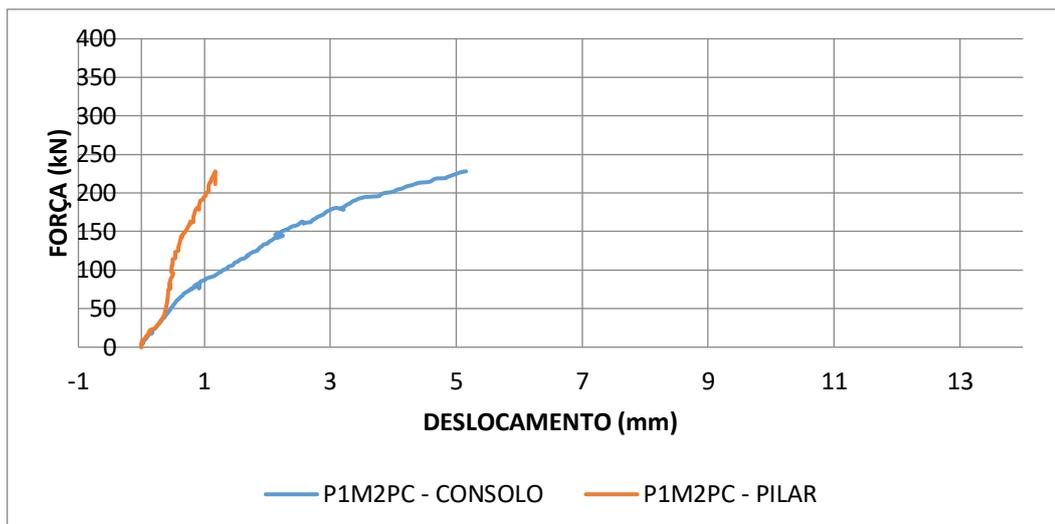


Figura 78 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P1M2PC

4.1.4.2. Deformações nas armaduras

A Figura 79 apresenta os resultados dos extensômetros da armadura do tirante principal na interface entre pilar e consolo (Ponto A) e na região de ancoragem (Ponto B). Registrou-se, na ruptura, deformação média de 3,00‰ na interface e de 0,87‰ na ancoragem. Pode-se observar que durante o ensaio a armadura do tirante principal esteve submetida à tração, conforme previsto em projeto.

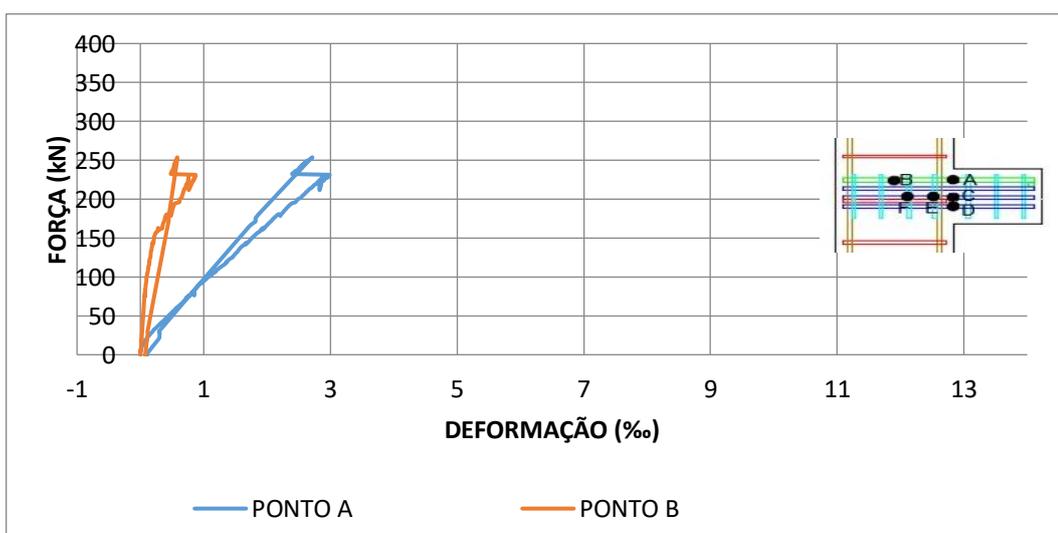


Figura 79 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P1M2PC

A Figura 80 apresenta os resultados dos extensômetros da segunda armadura de costura (Ponto C) e da terceira armadura de costura (Ponto D). Durante todo o ensaio elas estiveram submetidas à tração. A deformação média registrada na segunda armadura de costura na ruptura foi de 0,69%. Já na terceira armadura de costura a deformação na ruptura foi de 2,15%.

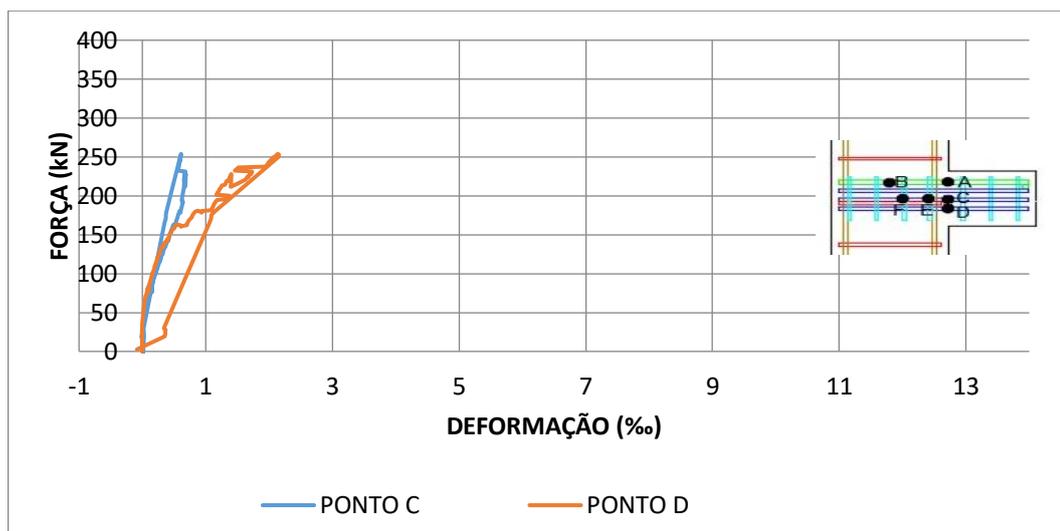


Figura 80 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na armadura de costura - Modelo P1M2PC

A Figura 81 apresenta os dados coletados pelos extensômetros nos estribos. Não foram observadas grandes deformações.

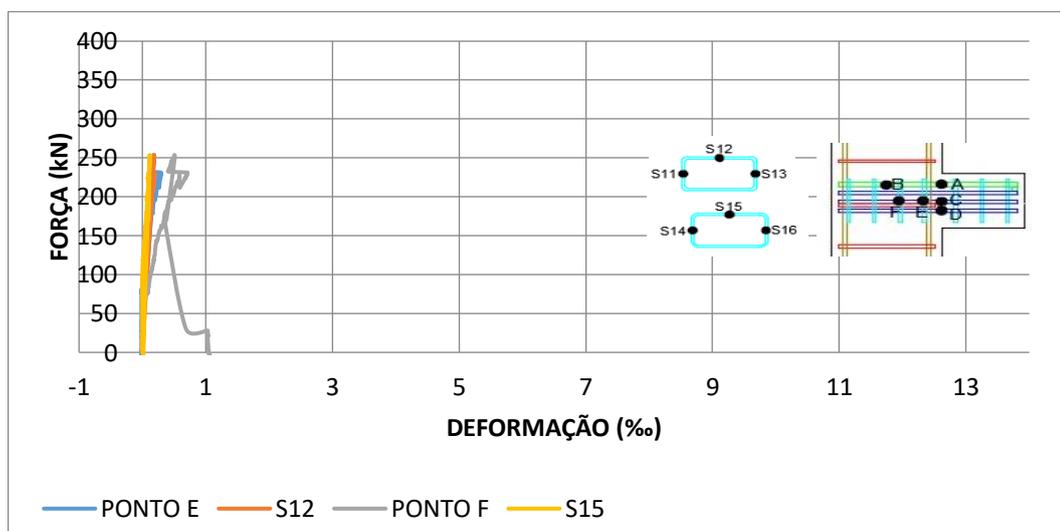


Figura 81 - Gráfico força x deformação dos extensômetros nos estribos - Modelo P1M2PC

4.1.4.3. Deformações no concreto

A Figura 82 apresenta a deformação abaixo do ponto de aplicação da carga (Ponto CA).

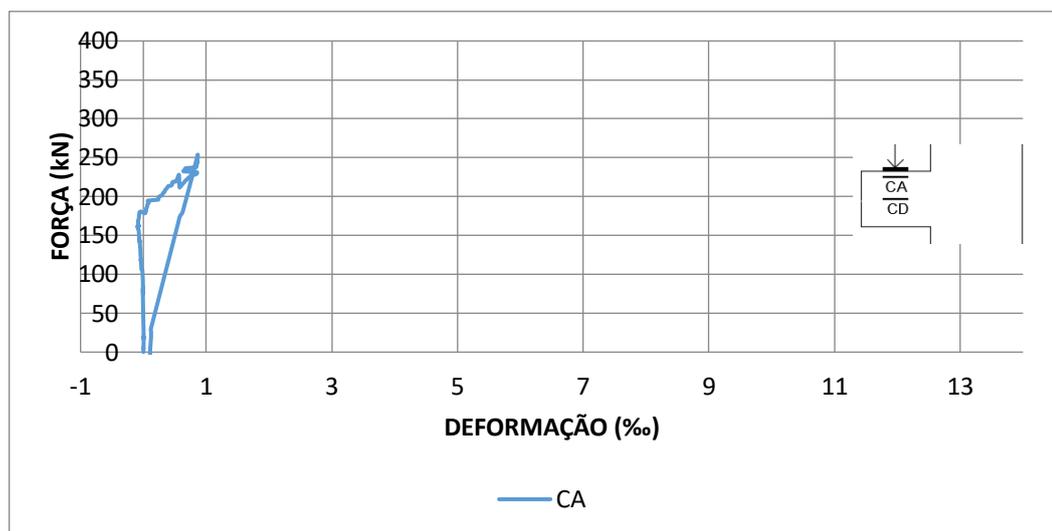


Figura 82 - Gráfico força x deformação dos extensômetros do consolo - Modelo P1M2PC

A Figura 83 apresentam os resultados na interface do consolo. A partir de 75 kN os extensômetros do ponto CB apresentaram erros nas leituras, os dados foram então descartados. O mesmo ocorreu com os extensômetros do ponto CE a partir de 82 kN. Ainda assim é possível observar que o comportamento do consolo foi o esperado, com tração da região superior e compressão na parte inferior.

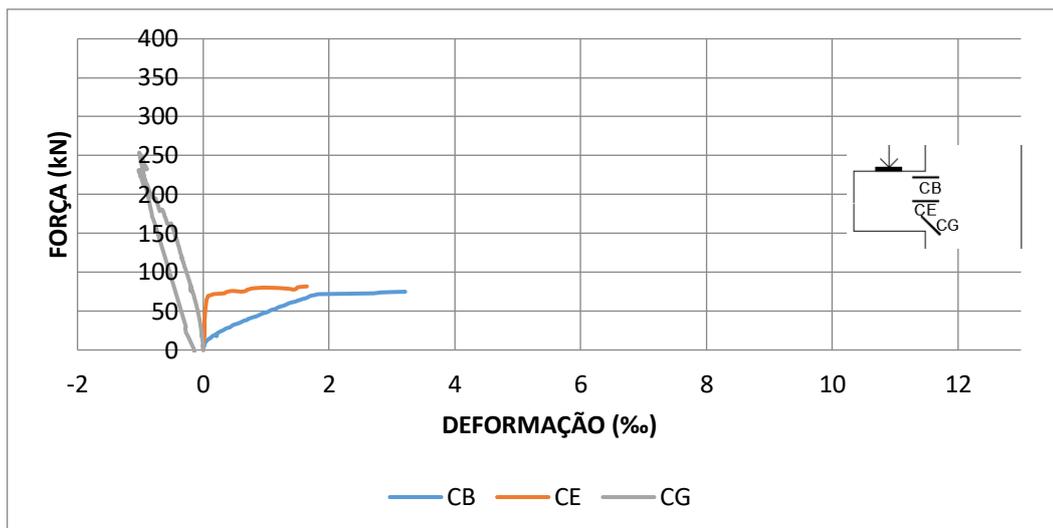


Figura 83 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P1M2PC

A Figura 84 apresenta os resultados dos extensômetros do pilar.

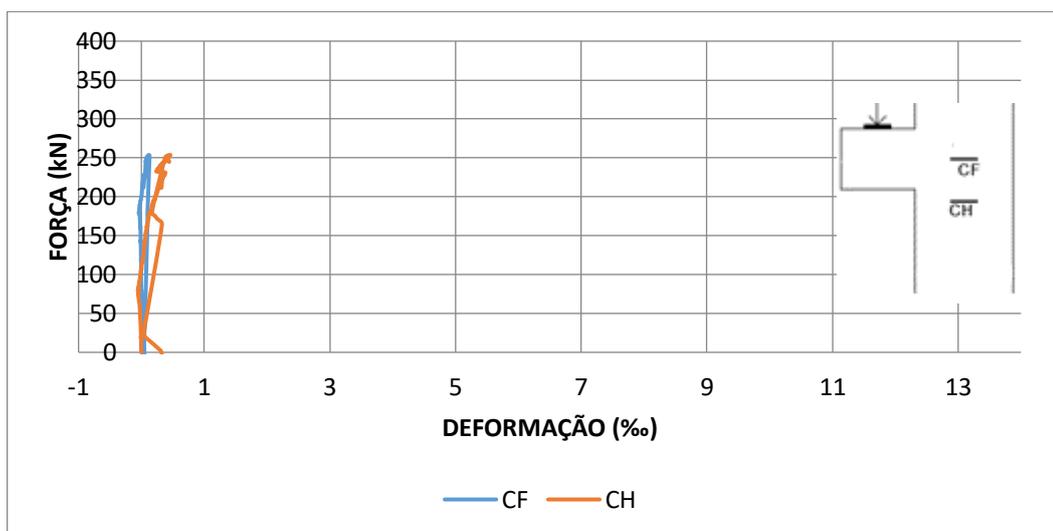


Figura 84 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P1M2PC

4.2. Pilar P2

4.2.1. Modelo P2M1MON

4.2.1.1. Comportamento global

No modelo P2M1MON a primeira fissura ocorreu no consolo com 86,47 kN. O modelo atingiu a carga de 325 kN e então ocorreu a ruptura por fendilhamento da biela de compressão. Inicialmente ocorreu a fissuração típica de flexão seguido do fendilhamento inclinado da biela de compressão. A Figura 85 mostra a ruptura do modelo.



Figura 85 - Ruptura do modelo P2M1MON

A Figura 86 apresenta os dados coletados pelos transdutores localizados no consolo e no pilar para medição do deslocamento linear do modelo. Registrou-se deslocamento médio de 5,4 mm no consolo e 0,3 mm no pilar.

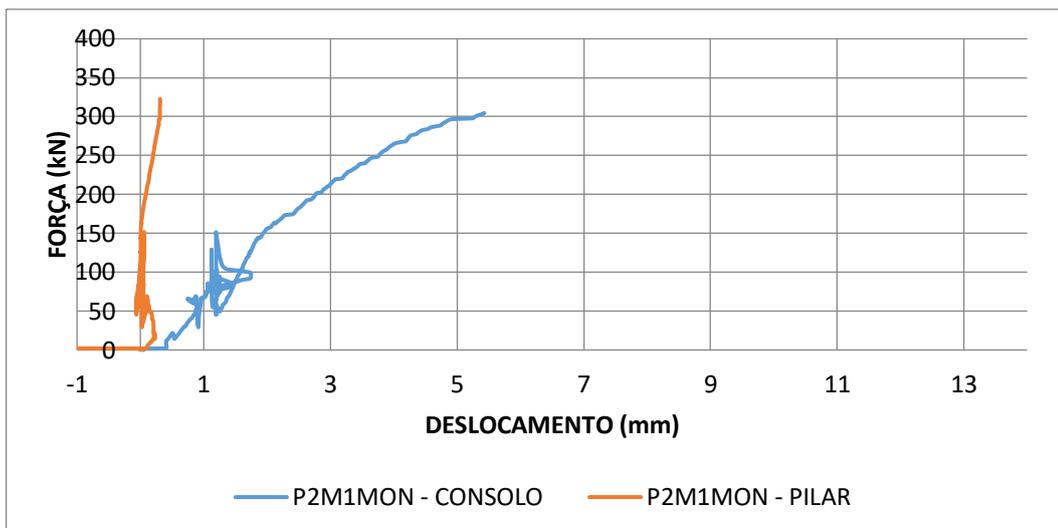


Figura 86 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P2M1MON

4.2.1.2. Deformações nas armaduras

A Figura 87 apresenta os resultados dos extensômetros da armadura do tirante principal na interface entre pilar e consolo (Ponto A) e na região de ancoragem (Ponto B). Registrou-se, na ruptura, deformação média de 13,10‰ na interface e de 2,05‰ na ancoragem. Pode-se observar que durante o ensaio a armadura do tirante principal esteve submetida à tração, conforme previsto em projeto.

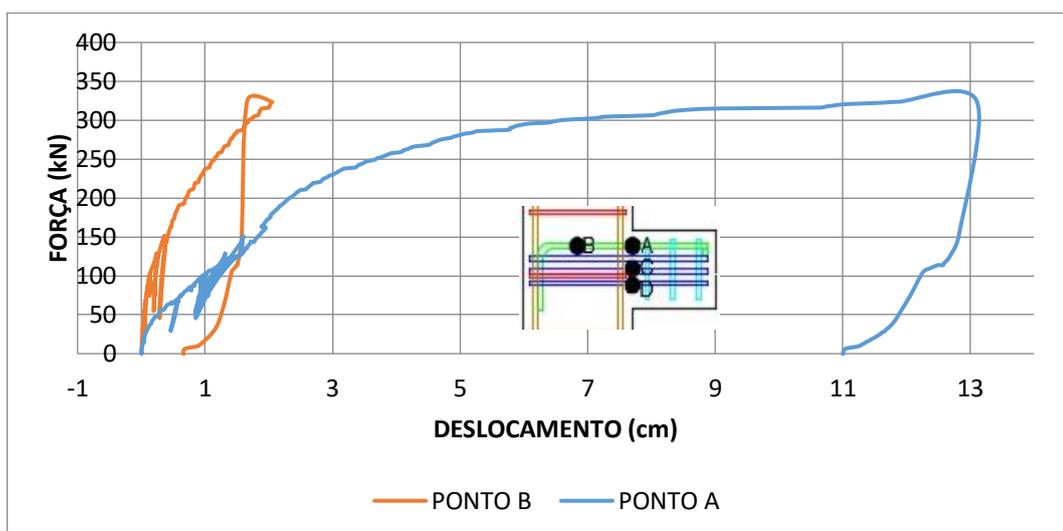


Figura 87 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no tirante principal - Modelo P2M1MON

A Figura 88 apresenta os resultados dos extensômetros da segunda armadura de costura (Ponto C) e da terceira armadura de costura (Ponto D). Durante todo o ensaio elas estiveram submetidas à tração. A deformação média registrada na segunda armadura de costura na ruptura foi de 3,95%. Já na terceira armadura de costura a deformação na ruptura foi de 2,00%.

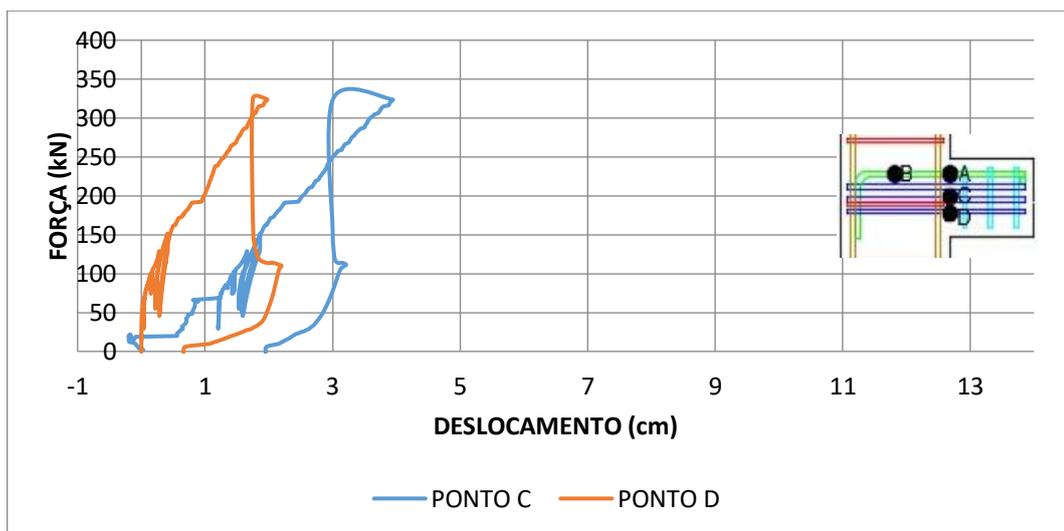


Figura 88 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na armadura de costura - Modelo P2M1MON

A Figura 89 apresenta a deformação na armadura longitudinal comprimida do pilar.

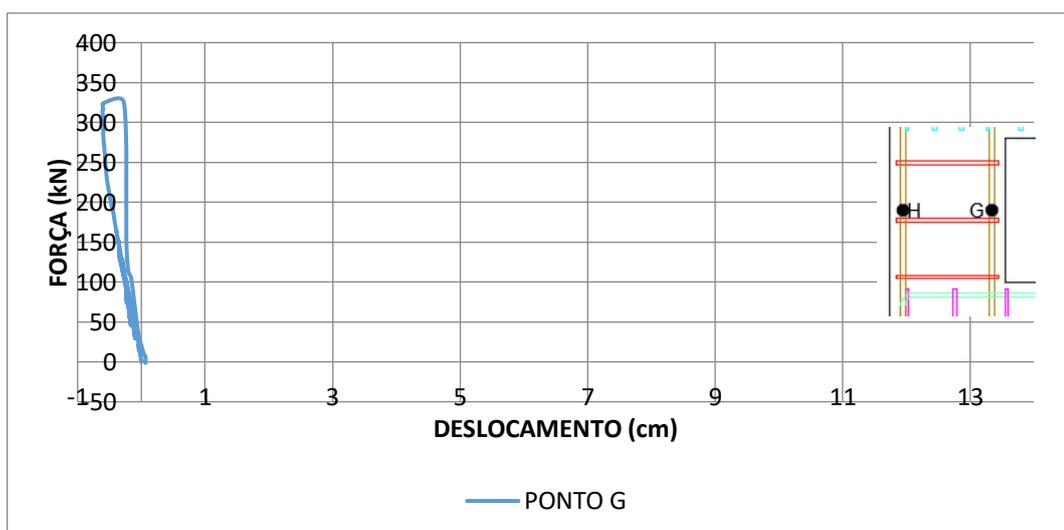


Figura 89 - Gráfico força x deformação do extensômetro na armadura longitudinal do pilar - Modelo P2M1MON

4.2.1.3. Deformações no concreto

A Figura 90 apresenta os dados coletados pelos extensômetros localizados no meio do consolo (CD).

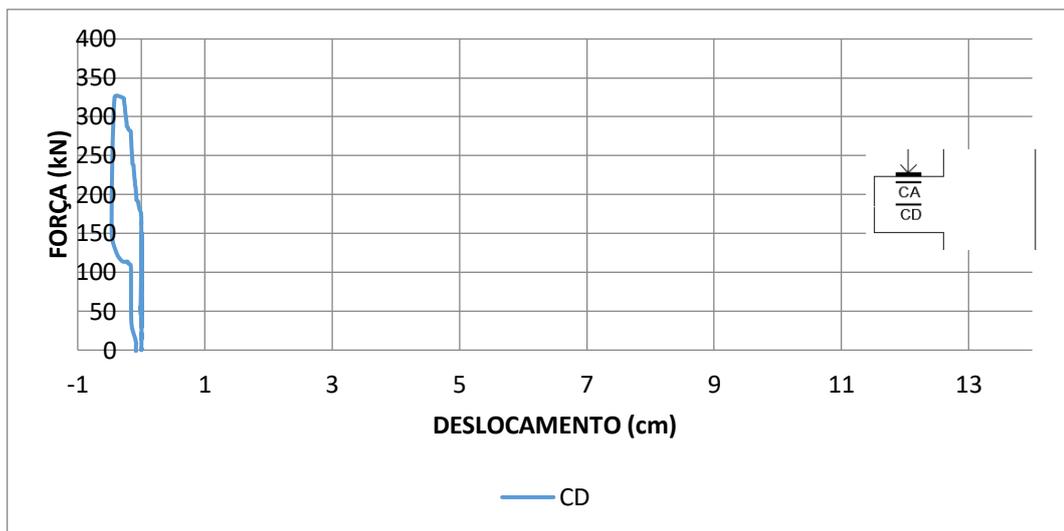


Figura 90 - Gráfico força x deformação do extensômetro no consolo - Modelo P2M1MON

A Figura 91 apresenta os resultados dos extensômetros localizados na interface entre pilar e consolo. A partir de, aproximadamente, 100 kN os extensômetros do ponto CB apresentaram erros nas leituras, os dados foram então descartados. O extensômetro inferior registrou deformação de compressão até a carga de 325 kN, revertendo para tração posteriormente.

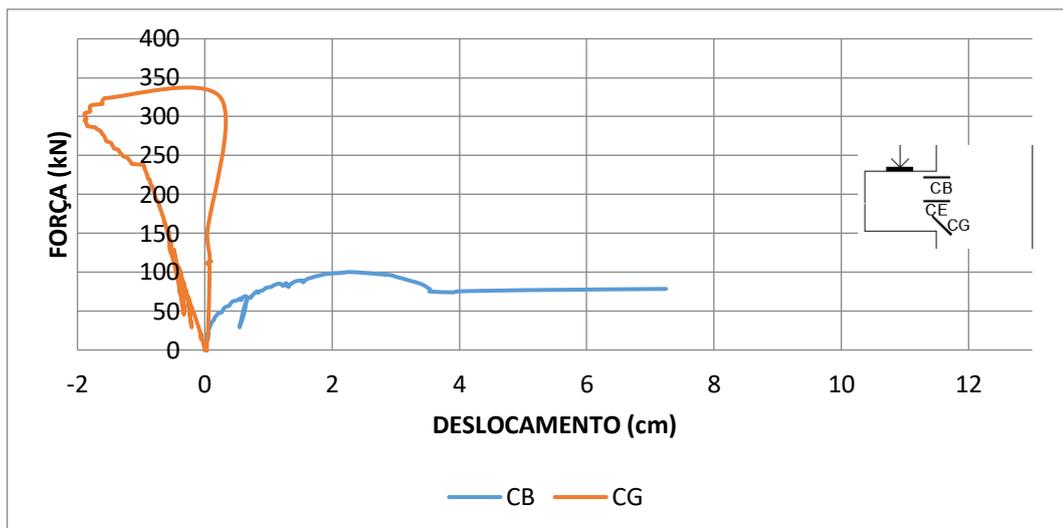


Figura 91 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P2M1MON

A Figura 92 apresenta os resultados dos extensômetros do pilar. Os dados coletados pelos extensômetros CJ e CK evidenciam o comportamento de flexo-compressão do pilar pois, eles foram submetidos à tração em sua parte posterior (CK) e à compressão na outra face (CJ).

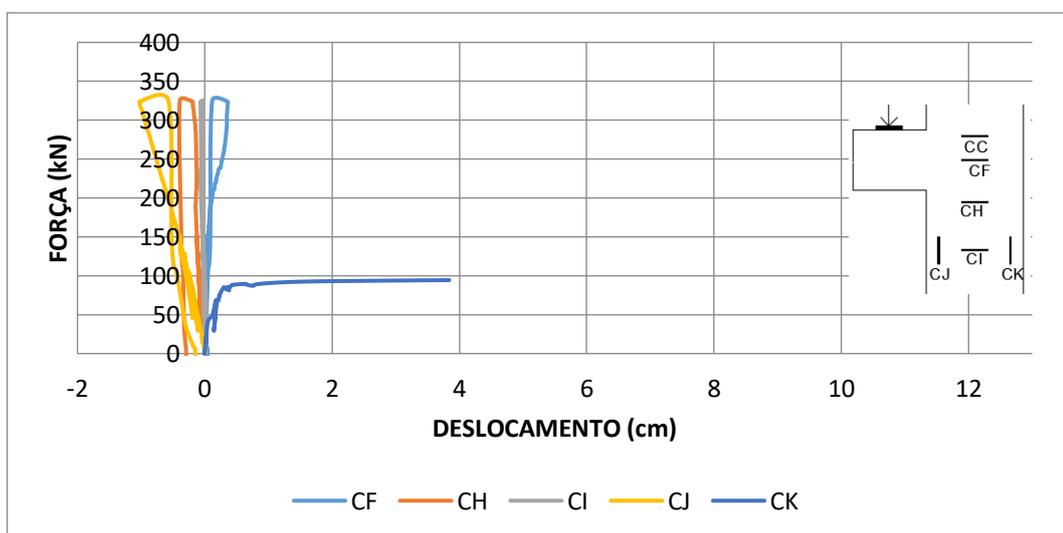


Figura 92 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P2M1MON

4.2.2. Modelo P2M2MON

4.2.2.1. Comportamento global

No modelo P2M2MON a primeira fissura ocorreu no consolo com 53,95 kN. O modelo atingiu a carga de 299,15 kN e então ocorreu a ruptura por fendilhamento diagonal (fendilhamento da biela de compressão). Inicialmente ocorreu a fissuração típica de flexão seguido do fendilhamento da biela de compressão. A Figura 93 mostra a ruptura do modelo.



Figura 93 - Ruptura do modelo P2M2MON

A Figura 94 apresenta os resultados dos transdutores localizados no consolo e no pilar para medição do deslocamento linear do modelo. Registrou-se deslocamento médio de 7,5 mm no consolo e de 0,9 mm no pilar.

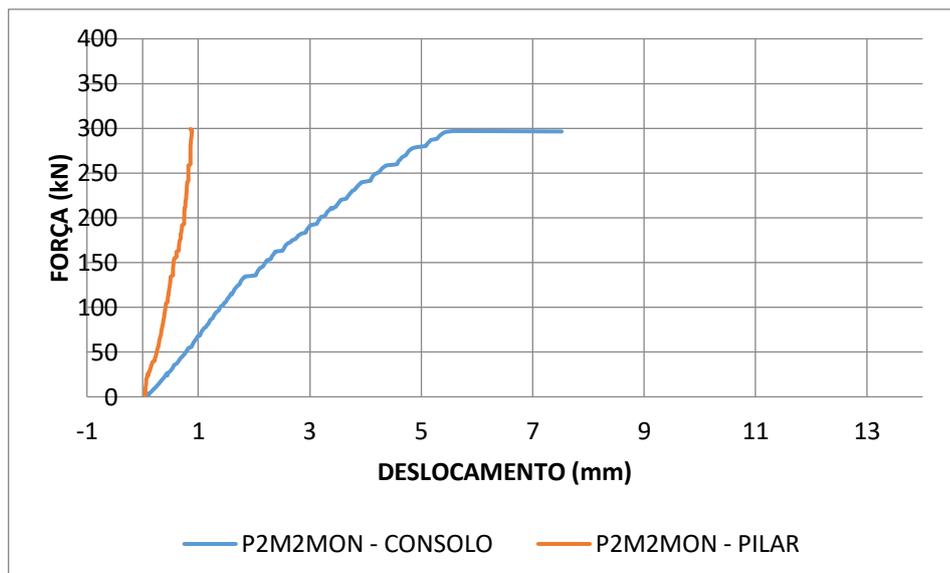


Figura 94 - Gráfico força x deslocamento – Modelo P2M2MON

4.2.2.2. Deformações nas armaduras

Durante o procedimento de concretagem deste modelo ocorreu um problema com o vibrador que prejudicou o funcionamento dos extensômetros das armaduras. Sendo assim, serão apresentados na Figura 95 os dados do extensômetro que não foi comprometido. A armadura longitudinal da parte posterior do pilar esteve submetida à tração.

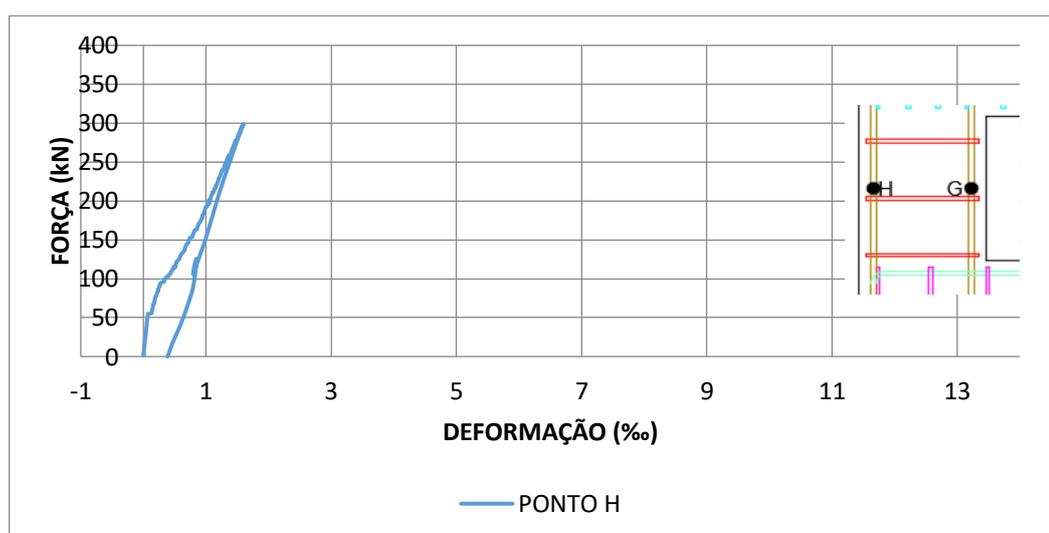


Figura 95 - Gráfico força x deformação do extensômetro na armadura longitudinal do pilar - Modelo P2M2MON

4.2.2.3. Deformações no concreto

A Figura 96 mostra os dados coletados pelos extensômetros no consolo.

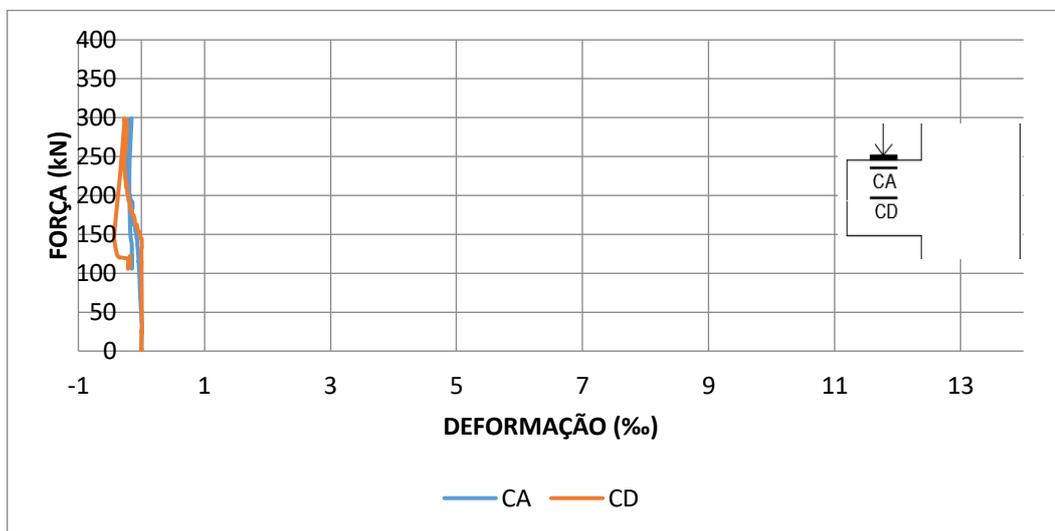


Figura 96 - Gráfico força x deformação do extensômetro no consolo - Modelo P2M2MON

A Figura 97 apresenta os resultados na interface do consolo. A partir de 50 kN os extensômetros do ponto CB apresentaram erros nas leituras, os dados foram então descartados. O mesmo ocorreu com os extensômetros do ponto CE a partir de 101 kN. Ainda assim é possível observar que o comportamento do consolo foi o esperado, com tração da região superior e compressão na parte inferior.

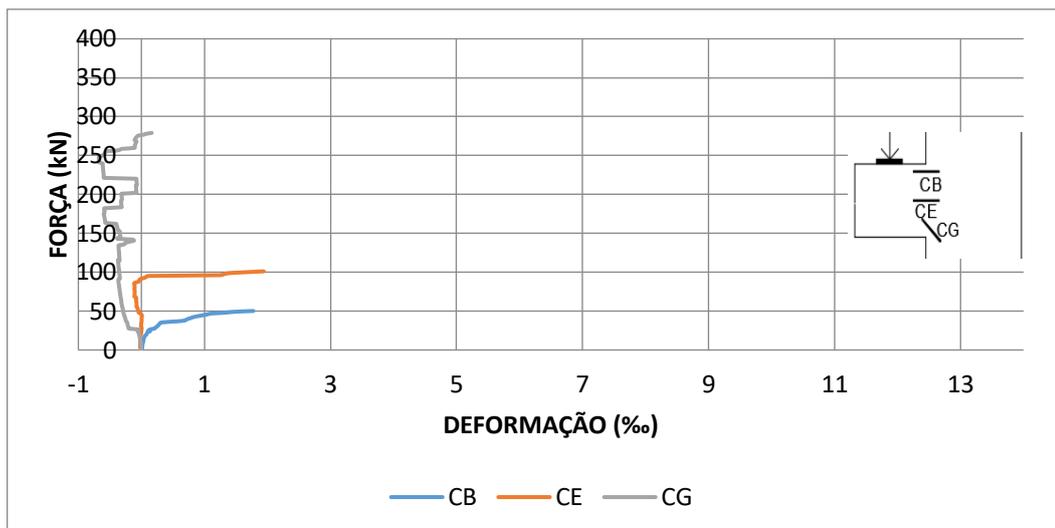


Figura 97 - Gráfico força x deformação dos extensômetros na interface entre pilar e consolo - Modelo P2M2MON

A Figura 98 apresenta os resultados dos extensômetros do pilar. O extensômetro CK apresentou erros na leitura a partir da carga de 94 kN. Ainda assim, os dados coletados pelos extensômetros CJ e CK evidenciam o comportamento de flexo-compressão do pilar, pois eles foram submetidos à tração em sua parte posterior (CK) e à compressão na outra face (CJ).

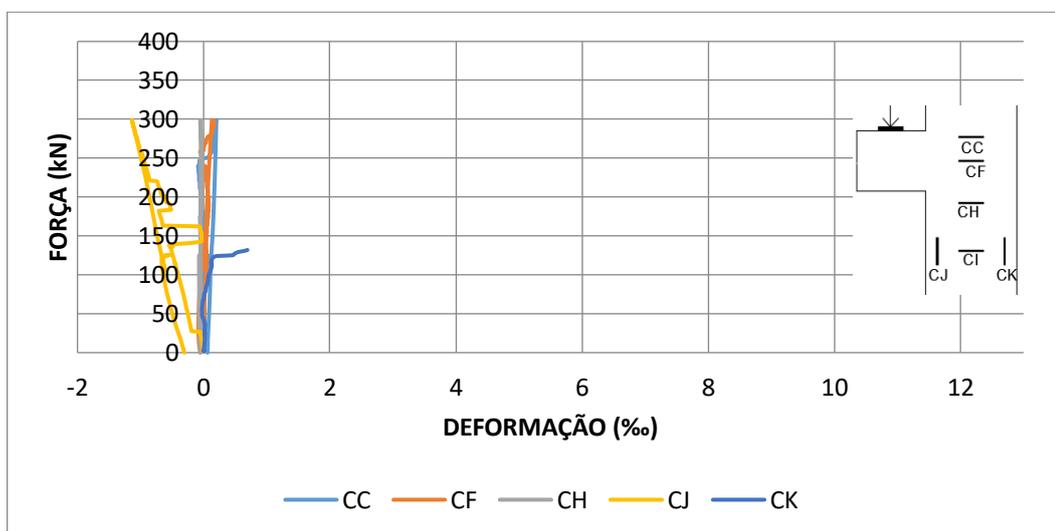


Figura 98 - Gráfico força x deformação dos extensômetros no pilar - Modelo P2M2MON

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foram obtidos nos ensaios dos modelos experimentais valores de forças máximas, deslocamento no consolo e no pilar, e deformações na armadura e concreto correspondentes a tais forças.

Os modelos ensaiados tiveram formas de rupturas diferentes em função das taxas de armadura adotadas tanto no consolo quanto no pilar. Os modelos com baixa taxa de armadura no pilar (P1) romperam por flexo-compressão normal. Já os modelos com armadura reforçada (P2) romperam no consolo por fendilhamento da biela de compressão. A análise da forma de ruptura dos modelos levou a confirmação que esta depende do trabalho conjunto das armaduras do consolo e do pilar.

A Tabela 15 apresenta os modos de ruptura dos modelos.

Tabela 15 - Modo de ruptura dos modelos

SIGLA	PILAR	ARMADURA DO TIRANTE PRINCIPAL	CONCRETAGEM DO CONSOLO	ANCORAGEM DO TIRANTE PRINCIPAL	INFLUÊNCIA DE ESTRIBOS NA REGIÃO DE ANCORAGEM	MODO DE RUPTURA
P1M1MON	P1	M1	Monolítico	Gancho em ângulo reto (90°)	Sem	Flexo-compressão
P1M1PC	P1	M1	Pós-concretado	Gancho em ângulo reto (90°)	Sem	Flexo-compressão
P1M2MON	P1	M2	Monolítico	Reta	Com	Flexo-compressão
P1M2PC	P1	M2	Pós-concretado	Reta	Com	Flexo-compressão
P2M1MON	P2	M1	Monolítico	Gancho em ângulo reto (90°)	Sem	Fendilhamento da biela
P2M2MON	P2	M2	Monolítico	Reta	Com	Fendilhamento da biela

As equações deduzidas por ARAÚJO *et al.* (2016) foram utilizadas para estimar a força de ruína dos consolos, sendo esta força comparada com os resultados experimentais de modo a avaliar os modelos ensaiados. A Tabela 16 apresenta os valores de resistência previstos pelas normas e pelos modelos

analíticos da bibliografia. A Tabela 17 mostra a relação entre a força experimental e a força calculada.

Tabela 16 - Carga última prevista (kN)

MODELO	EXPERIMENTAL	ABNT NBR 9062	EUROCODE 2	PCI	FERNANDES E EL DEBS	HAGBERG	CAMPIONE
P1M1MON	347,52	218,14	184,84	216,27	293,39	252,05	307,54
P1M1PC	248,24	209,80	176,95	207,12	280,73	238,57	292,17
P1M2MON	391,42	218,14	187,02	220,95	293,39	264,37	304,66
P1M2PC	264,04	209,80	179,17	212,62	280,73	252,04	289,44
P2M1MON	325,00	209,80	179,50	212,62	255,04	234,77	289,00
P2M2MON	299,15	209,80	179,50	212,62	255,04	234,77	289,00

Tabela 17 - Relação entre força experimental e força prevista

MODELO	ABNT NBR 9062	EUROCODE 2	PCI	FERNANDES E EL DEBS	HAGBERG	CAMPIONE
P1M1MON	1,59	1,88	1,61	1,18	1,38	1,13
P1M1PC	1,18	1,40	1,20	0,88	1,04	0,85
P1M2MON	1,79	2,09	1,77	1,33	1,48	1,28
P1M2PC	1,26	1,47	1,24	0,94	1,05	0,91
P2M1MON	1,55	1,81	1,53	1,27	1,38	1,12
P2M2MON	1,43	1,67	1,41	1,17	1,27	1,04
MÉDIA	1,47	1,72	1,46	1,13	1,27	1,06

Os modelos experimentais apresentaram valores maiores que os previstos pelas normas. Isso pode ser explicado pela contribuição da armadura de costura na flexão, que não é considerada nos modelos de cálculo normativos. A média da relação entre a carga experimental e a carga calculada no modelo do EUROCODE 2 foi próxima a verificada por DAMASCENO (2016) em seu programa experimental.

O modelo analítico que melhor representou a força de ruína experimental foi o de CAMPIONE *et al.* (2005). Porém, tanto neste quanto no proposto por FERNANDES e EL DEBS (2005), os modelos com consolos concretados posteriormente apresentaram carga de ruína inferior à proposta.

Analisando os modelos monolíticos é possível avaliar a contribuição da armadura de costura na resistência. Entre os modelos com ancoragem em gancho, o modelo P1M1MON rompeu com carga 6,48% maior que o modelo P2M1MON. Já entre os modelos com ancoragem reta, o modelo P1M2MON rompeu com carga

23,57% superior que o modelo P2M2MON. Vale ressaltar que nos modelos P1M1MON e P1M2MON a taxa de armadura de costura é maior.

A Tabela 18 apresenta as deformações e as tensões para as cargas de fissuração e de ruptura na biela de compressão. Próximo à carga de 150 kN o extensômetro do modelo P2M2MON parou de registrar as deformações adequadamente. Devido a isso, o cálculo da tensão na biela pode ser considerado somente até a carga de 153,78 kN. Observa-se que a tensão na biela de compressão em todos os modelos foi menor que a prevista pela NBR 9062:2017. Isto pode ser explicado pelo modelo de biela e tirante proposto por esta norma. Ela considera que o carregamento aplicado no consolo é resistido por uma treliça formada pela armadura do tirante e por uma única biela de compressão.

Tabela 18 - Tensões para as cargas de fissuração e de ruptura na biela de compressão

MODELO	FISSURAÇÃO				RUPTURA			
	Força de fissuração	ϵ_c fissuração	Tensão na biela fissuração	Tensão na biela fissuração NBR 9062	Força de ruptura	ϵ_c ruptura	Tensão na biela ruptura	Tensão na biela ruptura NBR 9062
P1M1MON	83,38	0,03	1,26	18,24	347,52	1,34	37,88	76,03
P1M1PC	63,76	0,19	7,94	14,21	248,24	1,2	34,31	55,31
P1M2MON	98,1	0,2	6,86	21,46	391,42	0,73	23,31	85,63
P1M2PC	73,57	0,17	5,98	16,39	264,04	1,02	30,98	58,84
P2M1MON	86,47	0,4	13,44	19,27	325,00	1,57	42,84	72,42
P2M2MON	53,95	0,3	10,22	12,02	153,78	0,37	21,89	34,27

O modelo de treliça que melhor representou a formada nos modelos experimentais foi a proposta por CAMPIONE *et. al.* (2005). Para analisa-la e verificar a contribuição da armadura de costura na resistência do consolo, aplicaram-se os resultados experimentais do modelo P2M1MON, conforme Tabela 19, nas treliças de CAMPIONE *et. al.* (2005).

Tabela 19 – Resultados experimentais do modelo P2M1MON

F	81,93 kN
$\epsilon_{\text{tirante}}$	1,01 ‰
$\epsilon_{\text{costura}}$	1,63 ‰
ϵ_{biela}	0,38 ‰

Por meio do diagrama de esforço normal da treliça, observa-se que a treliça secundária, formada pela armadura de costura e pela segunda biela, contribui na resistência do consolo, absorvendo parte do carregamento aplicado, conforme Figura 99. Ao comparar esta treliça com a treliça simples, formada pela armadura do tirante e pela primeira biela (Figura 100), o esforço na biela da treliça simples é maior. Pois este modelo considera que uma única treliça absorve todo o carregamento. Tal fato também foi observado na Tabela 18, onde a tensão na biela prevista pela NBR 9062:2017 foi maior do que a obtida experimentalmente.

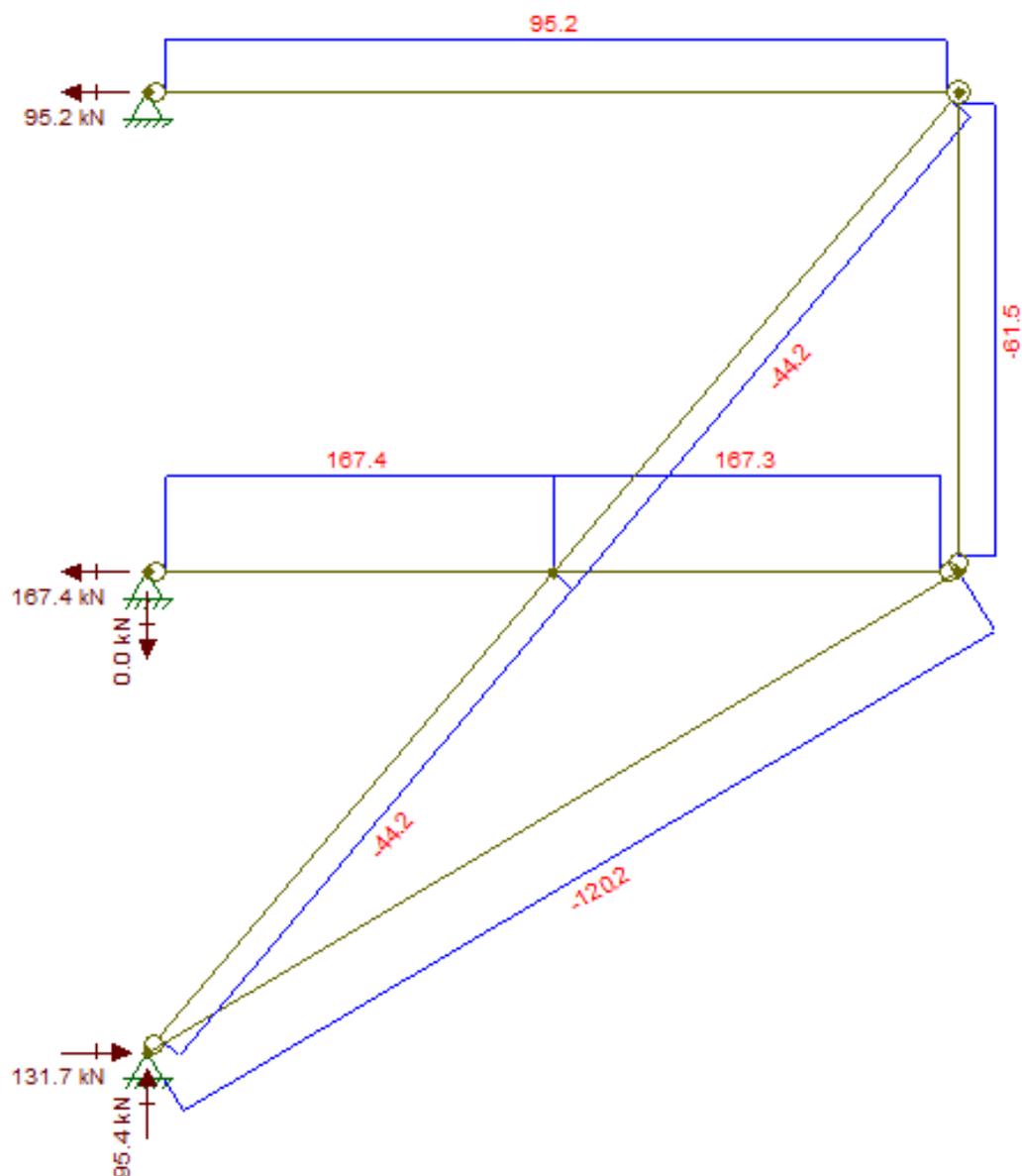


Figura 99 - Diagrama de esforços da treliça com contribuição da armadura de costura de CAMPIONE et. al. (2005) no modelo P2M1MON

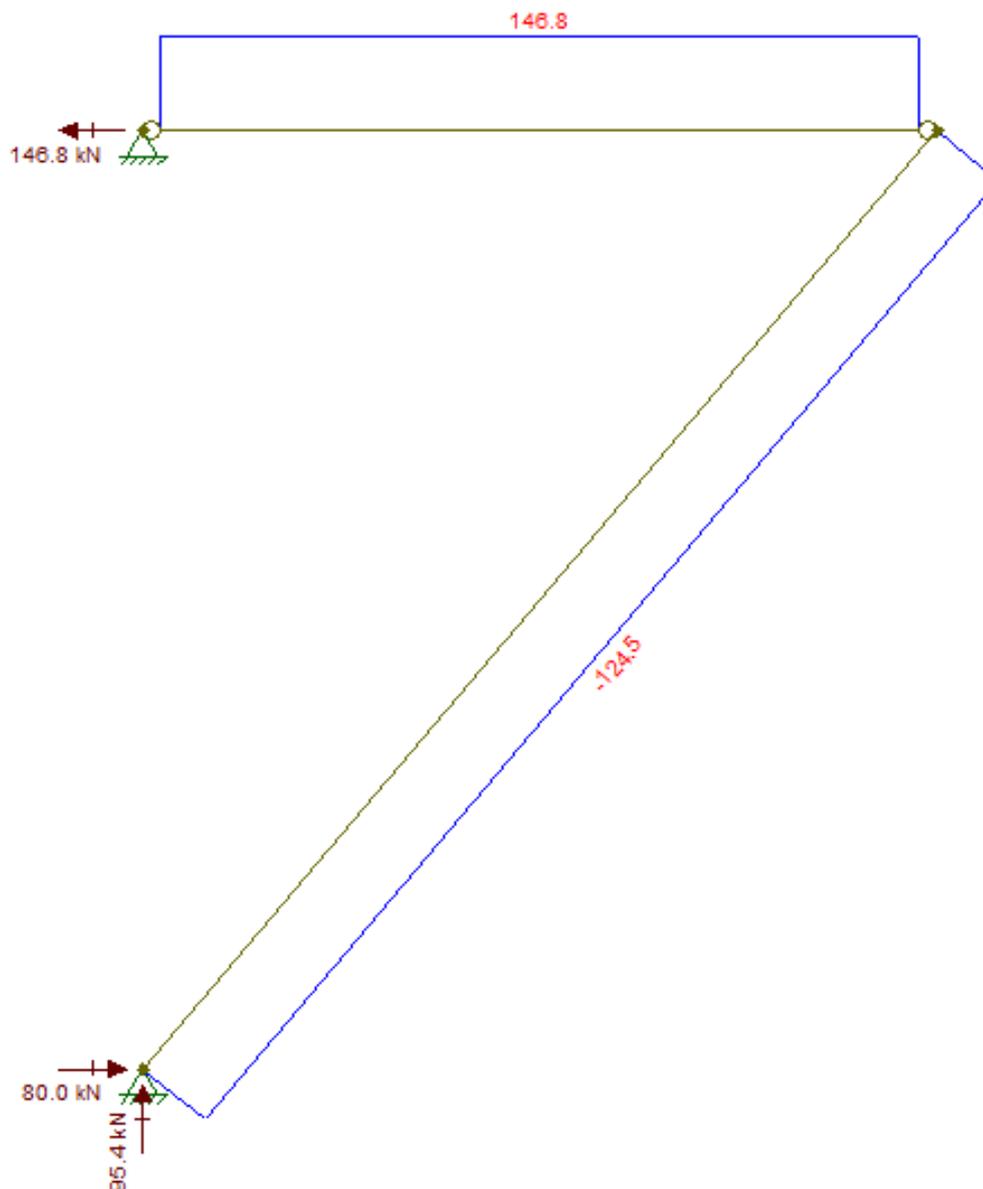


Figura 100 - Diagrama de esforços da treliça simples de CAMPIONE et. al. (2005) no modelo P2M1MON

Na Figura 101 são comparadas as curvas dos transdutores no consolo.

Os transdutores apresentaram nos modelos com taxa de armadura longitudinal do pilar mínima (P1M1MON, P1M1PC, P1M2MON e P1M2PC) medidas próximas até o carregamento de aproximadamente 100 kN. Já nos modelos P2M1MON e P2M2MON as medidas foram próximas até 50 kN. Os modelos monolíticos apresentaram comportamento mais rígido que os modelos com consolos concretados posteriormente. Porém, os modelos com ancoragem reta do tirante principal e estribos (P1M2MON e P1M2PC) se mostraram mais rígidos que os modelos com ancoragem em gancho (P1M1MON e P1M1PC). Isto pode ser

explicado devido ao aumento de rigidez e confinamento do concreto provocado pela presença de estribos na ancoragem.

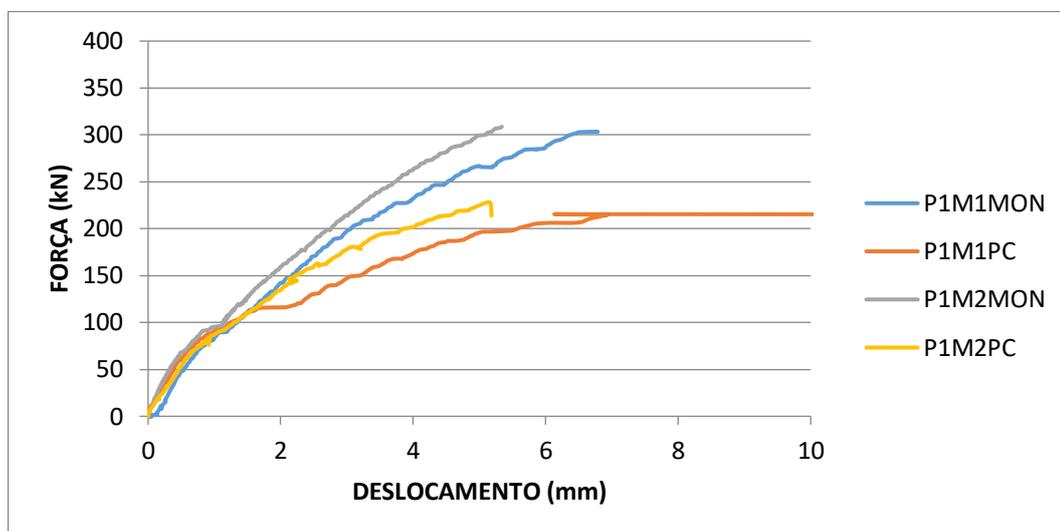


Figura 101 - Comparação entre as medidas dos transdutores no consolo dos modelos com pilar P1

Nos modelos com pilar P2, o diâmetro da armadura de costura e dos estribos foi inferior às dos modelos com pilar P1. Nestes, o modelo com ancoragem do tirante principal em gancho (P2M1MON) apresentou comportamento mais rígido que o modelo com ancoragem reta (P2M2MON), conforme Figura 102.

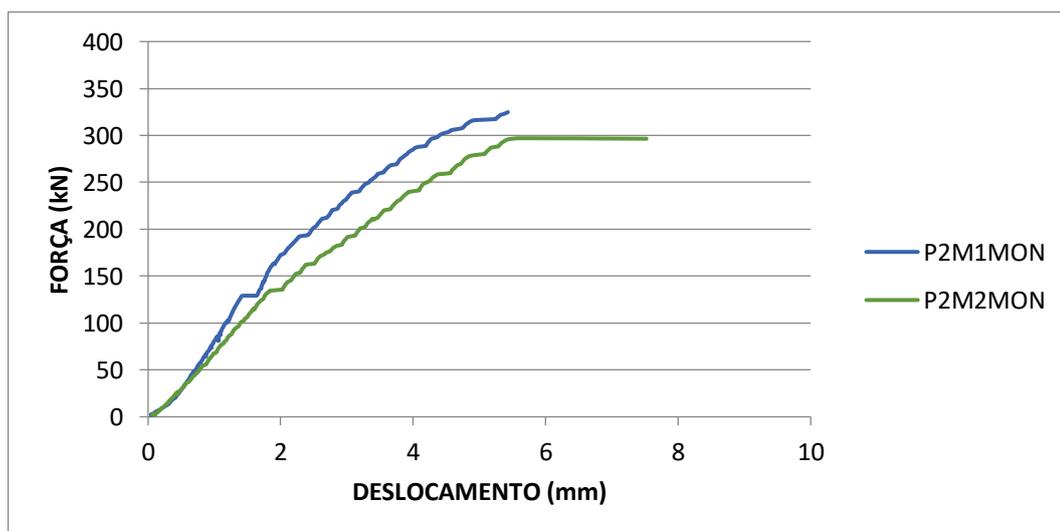


Figura 102 - Comparação entre as medidas dos transdutores no consolo dos modelos com pilar P2

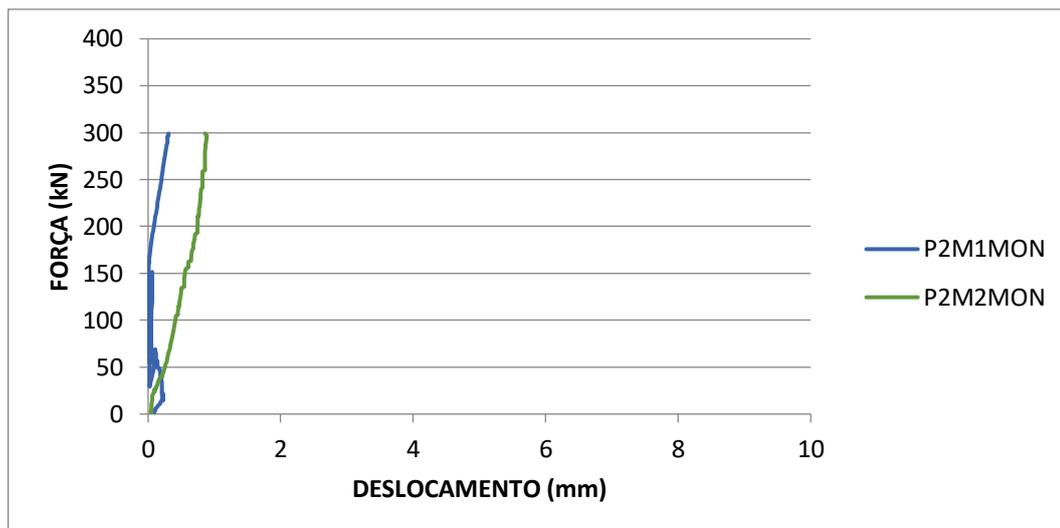


Figura 104 - Comparação entre as medidas dos transdutores no pilar - Modelos com taxa de armadura longitudinal de 3% (P2)

5.1.1. Análise da deformação das armaduras

A armadura do tirante principal na interface (Ponto A) comportou-se de forma semelhante entre os modelos monolíticos até aproximadamente 200 kN, quando, então, a curva do modelo P1M2MON desvia-se de P1M1MON e apresenta comportamento mais rígido, conforme pode ser observado na Figura 105. O mesmo foi observado nos modelos com consolo concretado posteriormente. Eles apresentaram deformações semelhantes até 120 kN. Após este nível de carga, o tirante do modelo P1M2PC mostrou comportamento mais rígido. Ao reforçar o pilar e diminuir as taxas das armaduras construtivas, armadura de costura e estribo, o tirante principal deformou mais, ou seja, foi mais solicitado durante a execução do ensaio. O mesmo foi observado na armadura de costura. A armadura do tirante principal esteve submetida à tração em todos os modelos experimentais, conforme previsto em projeto. A Figura 105 compara as deformações no tirante principal entre os modelos monolíticos e a Figura 106 entre os modelos com consolos concretados posteriormente.

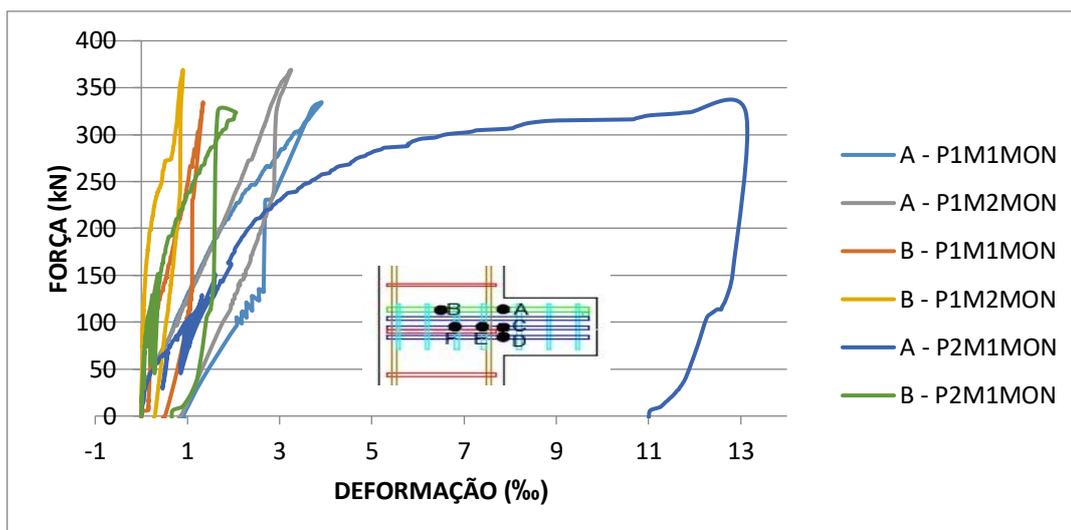


Figura 105 - Comparação da deformação no tirante entre os modelos monolíticos

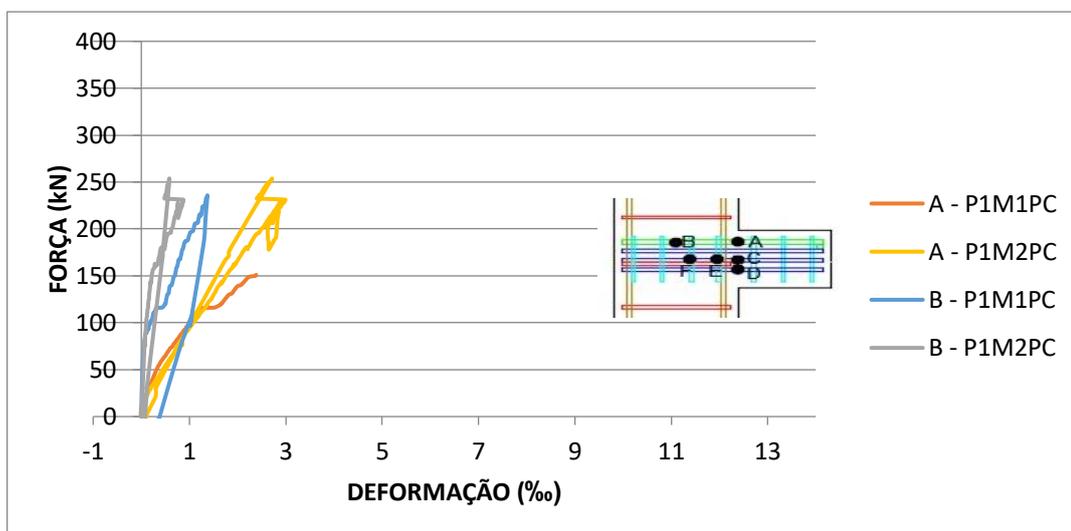


Figura 106 - Comparação da deformação no tirante entre os modelos com consolo concretado posteriormente

Conforme previsto e de acordo com a bibliografia, os modelos monolíticos apresentaram comportamento mais rígido que os com consolos concretados posteriormente. A Figura 107 e a Figura 108 comparam as deformações na armadura de costura entre os modelos monolíticos e conforme o método de ancoragem utilizado.

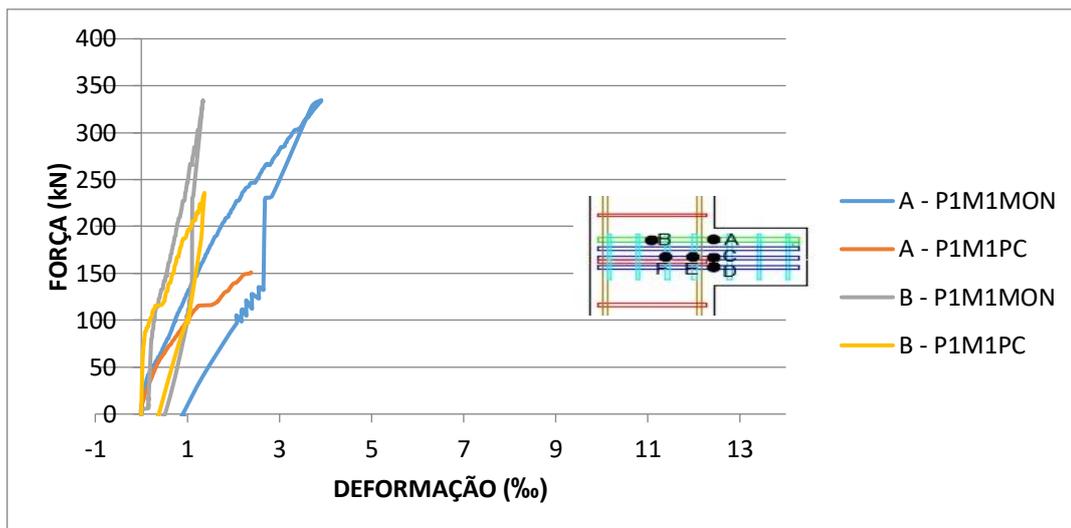


Figura 107 - Comparação da deformação no tirante principal entre os modelos com ancoragem em gancho

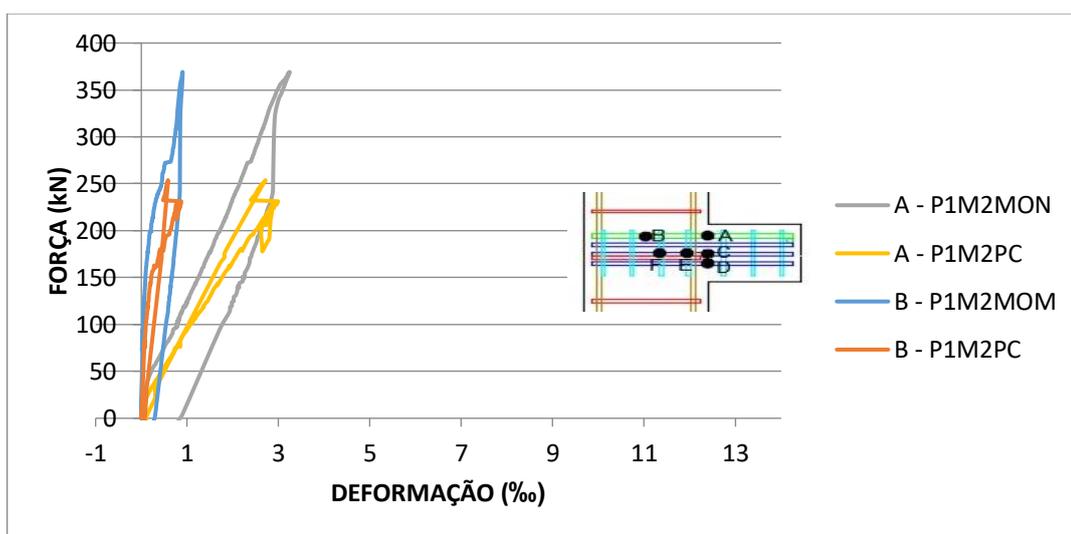


Figura 108 - Comparação da deformação no tirante principal entre os modelos com ancoragem reta

A Figura 109, a Figura 110 e a Figura 111 apresentam as comparações entre a deformação nas armaduras de costura.

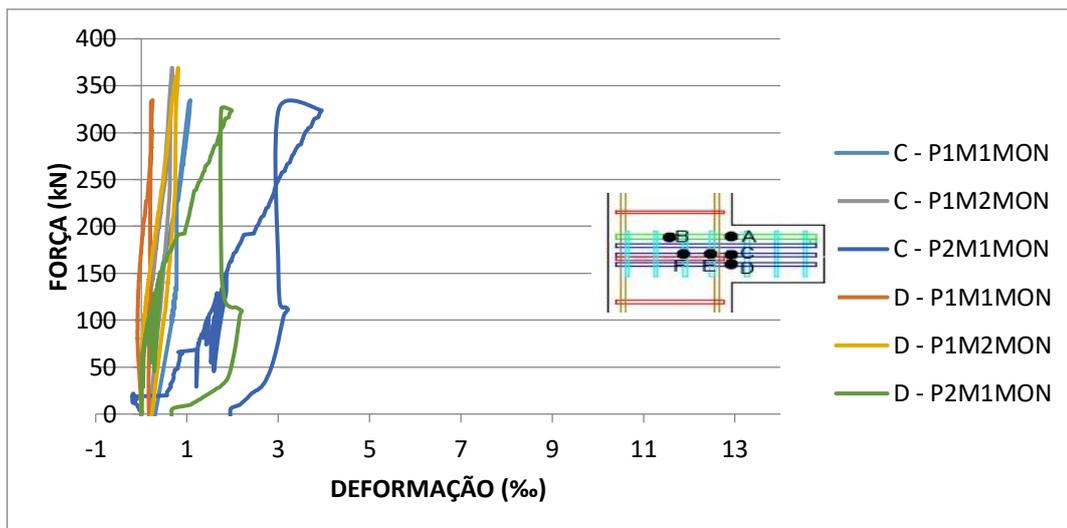


Figura 109 - Comparação da deformação das armaduras de costura entre os modelos monolíticos

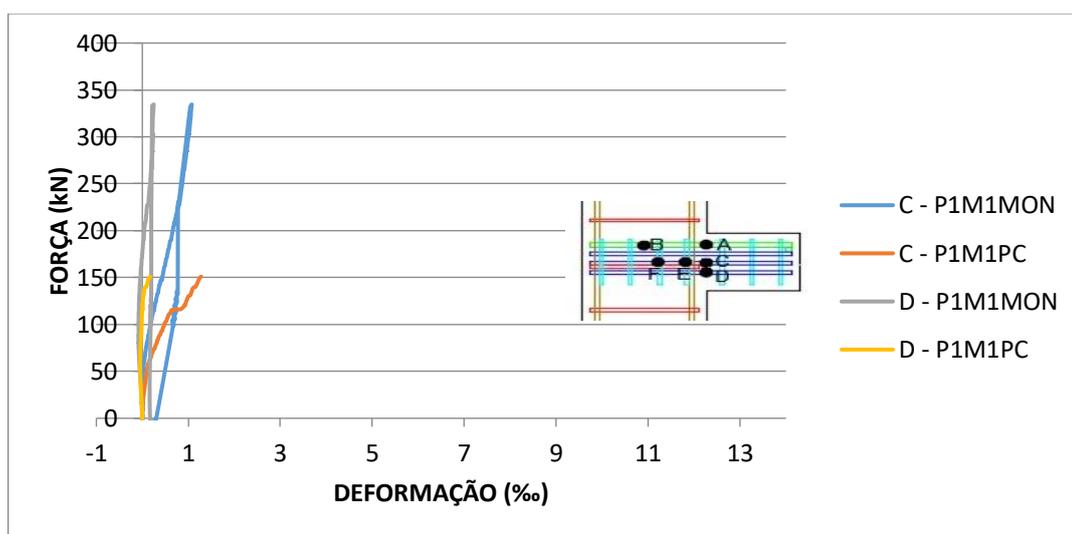


Figura 110 - Comparação da deformação das armaduras de costura entre os modelos com ancoragem em gancho

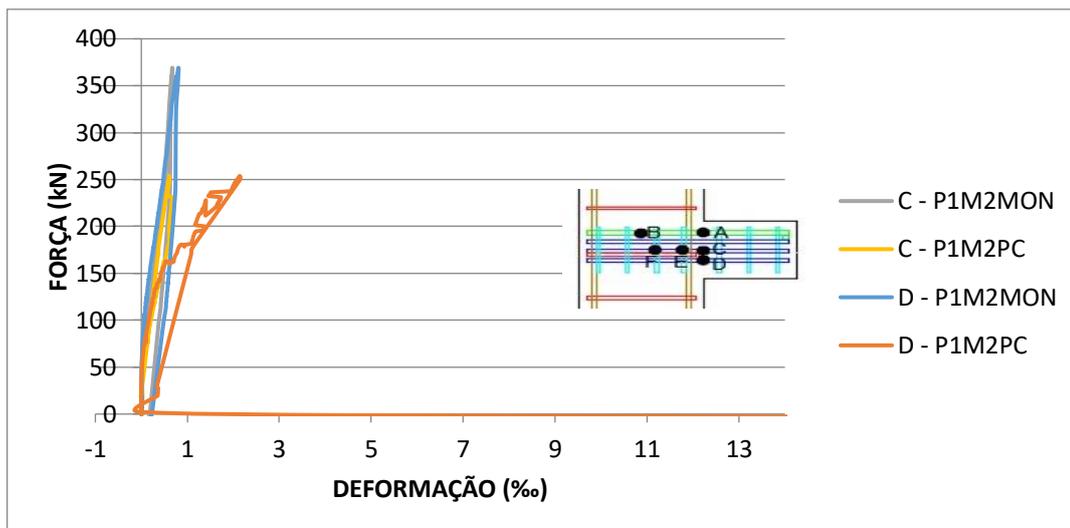


Figura 111 - Comparação da deformação das armaduras de costura entre os modelos com ancoragem reta

5.1.2. Análise da deformação no concreto

Os extensômetros posicionados na altura do pilar na interface tiveram a leitura de dados comprometida devido a uma fissura próxima a eles. Entretanto, os valores coletados são válidos até aproximadamente 50 kN. Entre os modelos com taxa de armadura do pilar baixa, os que possuíam ancoragem reta e estribos mostraram comportamento mais rígido que os com ancoragem em gancho. Ao reforçar o pilar e diminuir as taxas de armadura de costura e estribo do consolo, o modelo com ancoragem em gancho deformou menos que o com ancoragem reta, sendo este o comportamento conforme a bibliografia. Porém, o observado pela extensometria da armadura é também observado no concreto. A presença de estribos na região de ancoragem do consolo tornou a região mais rígida levando o modelo a romper no pilar por flexo-compressão.

A Figura 112 apresenta a comparação da deformação na altura do tirante na interface entre os modelos.

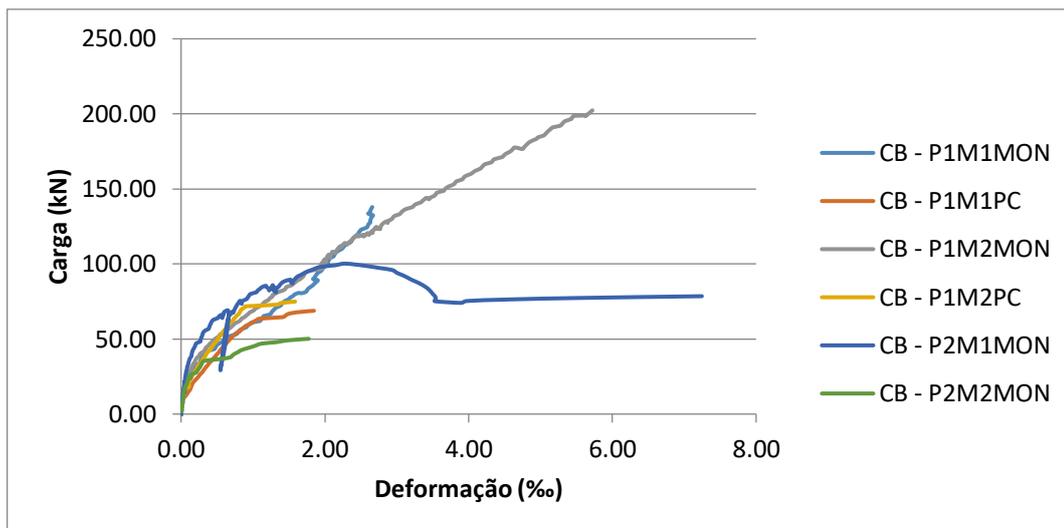


Figura 112 - Comparação da deformação na altura do tirante na interface

A Figura 113 mostra a comparação da deformação na biela de compressão entre os modelos.

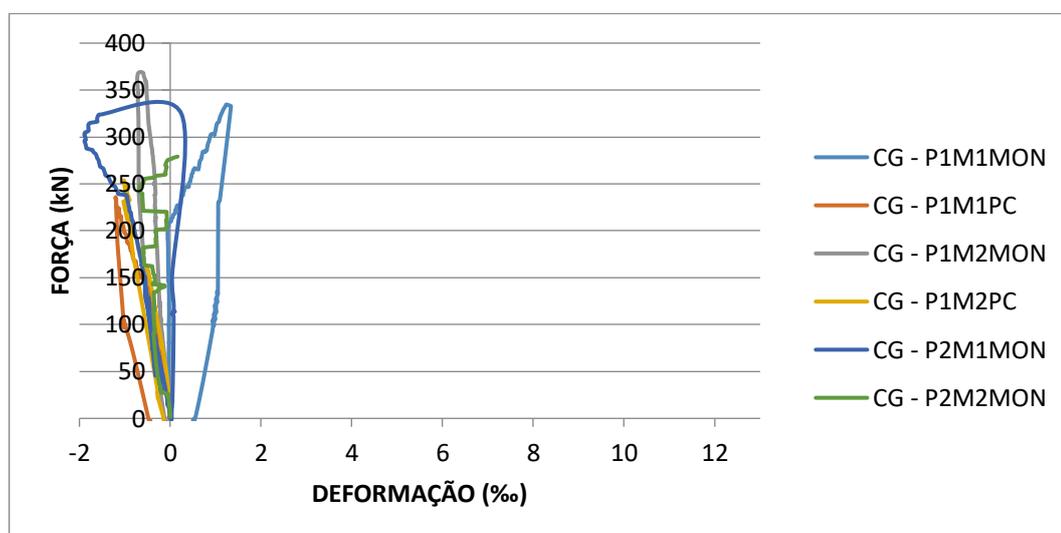


Figura 113 - Comparação da deformação na biela de compressão

A Figura 114 compara a deformação no pilar, no meio do consolo, entre os modelos.

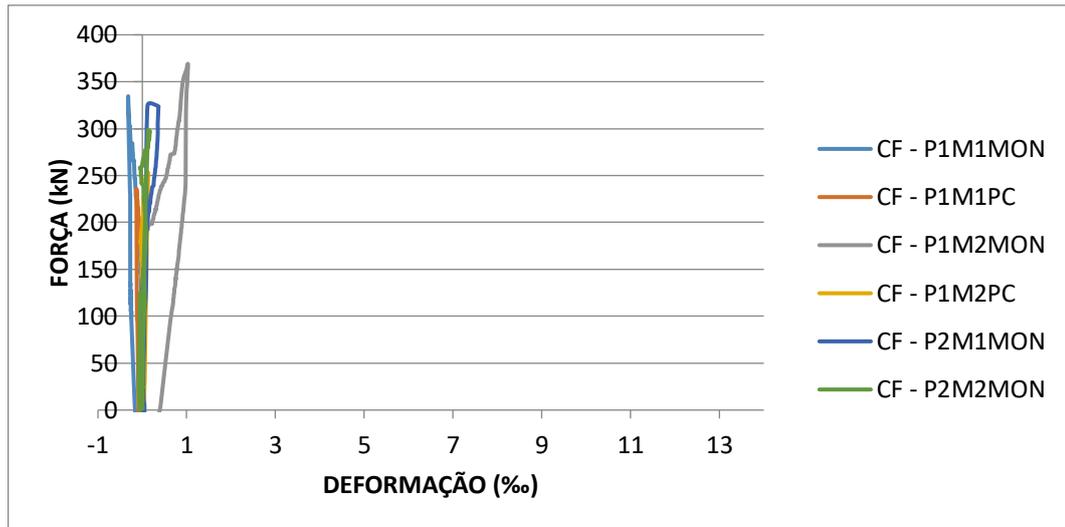


Figura 114 - Comparação da deformação no pilar

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. Conclusões

Com o programa experimental foi possível atingir os objetivos propostos.

Considera-se que o número de ensaios de modelos com consolos concretados posteriormente ao pilar seja insuficiente. Ainda assim, observou-se que estes modelos apresentaram carga última menor que os modelos monolíticos. No entanto, todos apresentaram carga última acima dos valores previstos pelas normas e pelo procedimento teórico de HAGBERG (1983). Entre os modelos analíticos da bibliografia, o modelo teórico que mais se aproximou do modelo obtido experimentalmente foi o proposto por CAMPIONE *et al.* (2005).

Todos os modelos analíticos consideram a contribuição da armadura de costura na resistência dos consolos. Eles forneceram valores maiores que os previstos pelas normas e mais próximos aos valores experimentais. A armadura de costura contribuiu na resistência dos modelos. Observou-se que ao diminuir a taxa de armadura de costura o modelo P2M1MON apresentou carga última 6,48% menor que o modelo P1M1MON. Já no modelo com ancoragem reta e presença de estribos, o modelo P2M1MON apresentou carga última 23,57% menor que o modelo P1M2MON.

A presença de estribos na região de ancoragem do tirante principal contribuiu para confinar o concreto e aumentar a rigidez do consolo, porém, não foram observadas deformações significativas. Vale ressaltar que em nenhum dos modelos experimentais ocorreram fissuras de tração no pilar na região do consolo. Os pilares estiveram submetidos à flexo-compressão apresentando fissuração conforme este comportamento.

Todos os modelos romperam com escoamento da armadura do tirante principal. Os modelos P1M1MON, P1M1PC, P1M2MON e P1M2PC possuíam taxas de armaduras de costura e transversal mais alta no consolo. Nestes a ruína se deu no pilar. Ao reforçar o pilar através do aumento da taxa de armadura deste e diminuir a taxa de armadura de costura e estribos, a ruína se deu no consolo. Isto ocorreu porque a forma de ruptura dos modelos depende das taxas de armadura do pilar e do consolo, pois elas desenvolvem um trabalho em conjunto.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros tem-se:

- Extensão do programa experimental de consolos com concretagem posterior à execução do pilar com ancoragem reta e estribos na região de ancoragem;
- Extensão do programa experimental para diferentes taxas de armadura do consolo e do pilar;
- Extensão do programa experimental para diferentes relações a/d ;
- Modelagem numérica da região de ancoragem com o objetivo de avaliar a real distribuição de tensões e o efeito do confinamento do concreto.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 318, **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary**, Farmington Hills, MI, 2011.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI Committee 318, **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary**, Farmington Hills, MI, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2017.
- ARAÚJO, D. L.; NETO, A. P. S.; LOBO, F. A.; EL DEBS, M. K. A. **Análise comparativa de modelos de cálculo para consolos de concreto**. IBRACON Structures and Materials Journal. Volume 9. Nº 3. 2016.
- BELLUCIO, E. K.; EL DEBS, M. K., **Proposta de execução de consolos moldados em etapa separada dos pilares pré-moldados**, 3o. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado, São Carlos, 2013.
- BEUSHAUSEN, H.; ALEXANDER, M. G. **Bond strength development between concretes of different ages**. Magazine of Concrete Research, v. 60, n. 1, 2008 , p. 65-74.
- CAMPIONE, G.; LA MENDOLA, L.; PAPIA, M. **Flexural behaviour of concrete corbels containing fibers or wrapped with FRP sheets**. Materials and Structures, v.38, 2005; p.617–625.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB FIP Model code 2010**, CEB Bulletin 55, First complete draft – Volume 1, 2010.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings**. Brussels, Belgium, 2004.
- COSTA, J. B.. **Estudo Experimental de Consolos de Concreto com Fibras Moldados em Etapas Distintas dos Pilares**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2009.
- DAMASCENO, JOÃO HENRIQUE LANNES. **Consolos instalados em etapa posterior à concretagem de pilar com auxílio de adesivo químico**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2016.
- DORIA, M. R. SALES, A. T. C. ANDRADE, N. F. de A. **Aderência aço-concreto e entre concretos de diferentes idades em recuperação de estruturas**. IBRACON Structures and Materials Journal. Volume 8. Nº 5. 2015.

EL DEBS, MOUNIR KHALIL. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações.** Oficina de textos. 2ª edição. São Paulo. 2017.

ELLIOT, K.S., **Precast Concrete Structures.** Inglaterra – Oxford, 1. ed. Butterworth Heinemann, 2002.

FERNANDES, R. M.; EL DEBS, M. K. **Análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.7, n.25, 2005; p.103–128.

FRANZ, G.; NIEDENHOFF, H. **Die bewehrung von Konsolen und gedrungene Balken.** *Beton und Stahlbetonbau*, v. 58, n. 5, p. 112-120, 1963.

HAGBERG, T., **Design of Concrete Brackets: On the Application of the Truss analogy.** ACI Journal, 1983.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado.** v.2.1., Rio de Janeiro: Interciência, 1978 (In Portuguese).

MACHADO, C.P.; PIMENTA, P. M. **Consolos Curtos de Concreto Armado: Melhoramento de Modelos Clássicos e Novos Critérios de Análise.** In: IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2000.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE – PCI. **PCI Design Handbook.** 7th Edition, 2010.

PRETTO, M.E.J. **Influência da rugosidade gerada pelo tratamento superficial do substrato de concreto na aderência do revestimento de argamassa.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2007.

SANTOS, P. M. D. JÚLIO, E. N. B. S. **Caracterização e Quantificação da Textura de Superfícies de Betão.** 1º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes Lisboa. 2009.

SOUZA, V. C. M; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo: PINI, 2005.

YASSIN, L. A. G.; SAYHOOD, E. K.; HASAN, Q. A. M. **Reinforced Concrete Corbels – State of the Art.** *Journal of Materials and Engineering Structures*, n. 2, p. 180205, 2015.

ANEXO A – CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

Tabela 20 - Ensaio de resistência à compressão do concreto (ABNT NBR 5739:2007)

ENSAIO COMPRESSÃO (ABNT NBR 5739:2007)									
Nº CP	CONCRETAGE M	F (Kgf)	fc (Mpa)	fcm ¹ (Mpa)	1.1) Avaliação estatística de desempenho do ensaio (Anexo B - NBR 5739:2007)				
					Ai (Mpa)	1.1.1) Desvio padrão (Se)			
1	M1MON E M1PC PILAR	38.960	49,63	50,04	3,17	Se cp2= 0,68			
2		38.200	48,66			Se cp5= 0,84			
3		40.690	51,83			Se cp2 é o desvio padrão dos concretos com cimento CP II e Se cp5 é o desvio padrão com cimento CPV-ARI.			
4	M2MON E M2PC PILAR	49.660	63,26	61,45	3,15	1.1.2) Coeficiente de variação do ensaio (Cve)			
5		47.190	60,11			fmc cp2= 48,49			
6		47.870	60,98			fmc cp5= 55,62			
7	CONSOLO M1PC	33.170	42,25	46,17	1,46	Cve= Se/fcm			
8		36.820	46,90			Cve cp2= 0,01			
9		35.670	45,44			Cve cp5= 0,02			
10	CONSOLO M2PC	44.570	56,78	57,54	1,27	Como o valor de Cve encontrado é menor ou igual à 3, o ensaio realizado foi considerado EXCELENTE (Nível 1), conforme categorização da Tabela B.2 da NBR 5739:2007 apresentada abaixo:			
11		45.360	57,78			NIVEL 1			
12		45.570	58,05			NIVEL 2			
13	M1MON E M2MON - 2º FASE	47.310	60,27	59,73	1,30	NIVEL 3			
14		46.290	58,97			NIVEL 4			
15		47.070	59,96			NIVEL 5			

Legenda

F: força máxima alcançada
 fcm¹: resistência a compressão média por concretagem.
 fc: resistência à compressão, calculada pela fórmula: $fc = (4F) / \pi \times d^2$
 fcm: resistência média à compressão (em Mpa)

FOTOS ENSAIO COMPRESSÃO AXIAL



Tabela 21 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral do concreto
(ABNT NBR 7222:2011)

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (ABNT NBR 7222:2011)											
Nº CP	CONCRETAGEM	F (kgf)	fct,sp (MPa)	fct (MPa)	fct,m ¹ (MPa)	1.1) Avaliação estatística de desempenho do ensaio (Anexo B - NBR 5739:2007)					
						Ai (MPa)	1.1.1) Desvio padrão (Se)				
1	M1MON E M1PC PILAR	9.500	3,03	2,72	3,30	0,06	Se cp2= 0,09				
2		9.300	2,96	2,67			Se cp5= 0,12				
3		13.500	4,30	3,87			Se cp2 é o desvio padrão dos concretos com cimento CPlI e Se cp5 é o desvio padrão com cimento CPV-ARI.				
4	M2MON E M2PC PILAR	14.200	4,52	4,07	4,21	0,29	1.1.2) Coeficiente de variação do ensaio (Cve)				
5		15.200	4,84	4,36			fct,m cp2= 3,51				
6		17.000	5,41	4,87			fct,m cp5= 4,14				
7	CONSOLO M1PC	10.600	3,38	3,04	3,24	0,40	Cve= Se/fcm				
8		12.000	3,82	3,44			Cve cp2= 0,03				
9		11.300	3,60	3,24			Cve cp5= 0,03				
10	CONSOLO M2PC	14.800	4,71	4,24	4,16	0,17	Como o valor de Cve encontrado é menor ou igual à 3, o ensaio realizado foi considerado EXCELENTE (Nível 1), conforme categorização da Tabela B.2 da NBR 5739:2007 apresentada abaixo:				
11		12.400	3,95	3,55							
12		14.200	4,52	4,07							
13	M1MON E M2MON - 2º FASE	14.100	4,49	4,04	4,06	0,17	NIVEL				
14		14.500	4,62	4,16			1	NIVEL 2	NIVEL 3	NIVEL 4	NIVEL 5
15		13.900	4,43	3,98			Cve ≤ 3	3 ≤ Cve ≤ 4	5 ≤ Cve ≤ 5	5 ≤ Cve ≤ 6	6 ≤ Cve ≤ 7

Legenda: F: força máxima alcançada

fct,sp: resistência à tração indireta

fct: resistência à tração direta

fct,m: resistência média à tração do concreto

FOTOS ENSAIO COMPRESSÃO DIAMETRAL

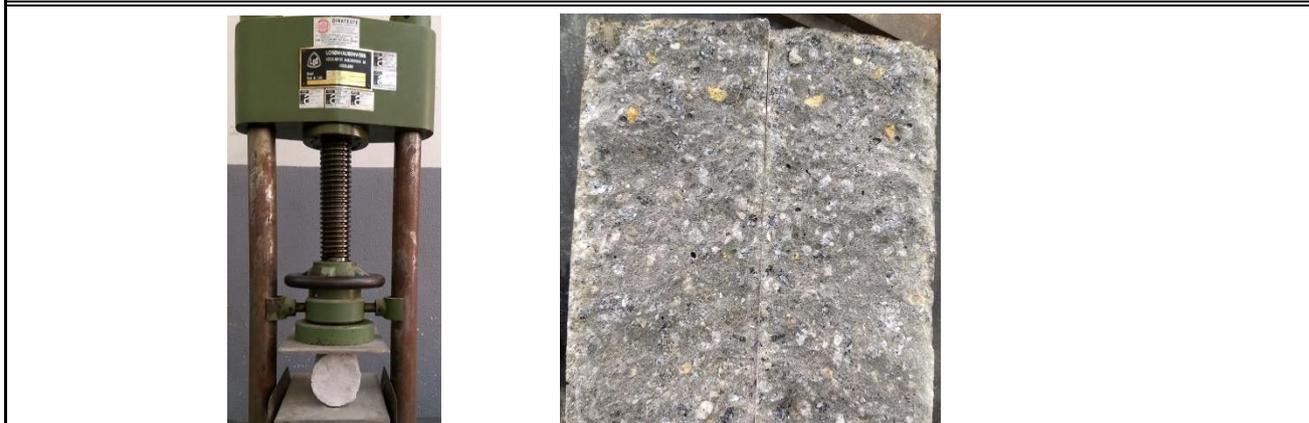


Tabela 22 - Módulo de deformação secante do concreto do modelo P1M1MON e do pilar do P1M1PC (ABNT NBR 8522:2017)

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (ABNT NBR 8522:2017)											
P1M1MON E PILAR DO P1M1PC											
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm ²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP1						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL (fc,ef)	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	5	5	5	0,00005	49,70	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
38960		12	7856,67	10,00	28	42	35	0,00035			31,68
CP2		13	11785,00	15,01	40	70	55	0,00055	fc,ef - fc		29,01
38200		14	15713,33	20,01	49	100	75	0,00075	0,32	OK	28,07
CP3		15	19641,67	25,01	57	136	97	0,00097			26,78
40690		16	23570,00	30,01	63	187	125	0,00125	20% fc	24,59	
fcm (MPa)		17	27498,33	35,01	75	196	136	0,00136	10,00	OK	26,45
50,02		18	31426,67	40,01	90	227	159	0,00159			25,74
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm ²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP2						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	3	2	3	0,00003	48,60	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
38960		12	7856,67	10,00	30	35	33	0,00033			31,68
CP2		13	11785,00	15,01	38	60	49	0,00049	fc,ef - fc		31,19
38200		14	15713,33	20,01	45	90	68	0,00068	1,42	OK	30,01
CP3		15	19641,67	25,01	50	120	85	0,00085			29,71
40690		16	23570,00	30,01	53	154	104	0,00104	20% fc	29,22	
fcm (MPa)		17	27498,33	35,01	65	185	125	0,00125	10,00	OK	28,17
50,02		18	31426,67	40,01	77	225	151	0,00151			26,61
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm ²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP3						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				

CP1	7854	10	393,00	0,50	8	2	5	0,00005	50,90	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
38960		12	7856,67	10,00	30	38	34	0,00034			32,8
CP2		13	11785,00	15,01	48	56	52	0,00052	fc,ef - fc		30,9
38200		14	15713,33	20,01	67	74	71	0,00071	0,88		29,8
CP3		15	19641,67	25,01	90	91	91	0,00091	20% fc	OK	28,7
40690		16	23570,00	30,01	112	112	112	0,00112			27,6
fcm (MPa)		17	27498,33	35,01	144	139	142	0,00142			10,00
50,02		18	31426,67	40,01	180	164	172	0,00172	10,00		23,7

Tabela 23 - Módulo de deformação secante do concreto do modelo P1M2MON e do pilar do P1M2PC (ABNT NBR 8522:2017)

P1M2MON E PILAR DO P1M2PC											
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP1						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL (fc,ef)	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	0	2	1	0,00001	60,40	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
49660		12	9648,00	12,28	36	39	38	0,00038			32,28
CP2		13	14472,00	18,43	62	49	56	0,00056	fc,ef - fc		32,89
47190		14	19296,00	24,57	88	63	76	0,00076	1,02		32,31
CP3		15	24120,00	30,71	115	77	96	0,00096	20% fc	OK	31,80
47870		16	28944,00	36,85	148	93	121	0,00121			30,42
fcm (MPa)		17	33768,00	42,99	186	109	148	0,00148			12,28
61,42		18	38592,00	49,14	227	124	176	0,00176	12,28		27,87
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP2						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	4	2	3	0,00003	60,90	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
49660		12	9648,00	12,28	37	30	34	0,00034			38,64

CP2		13	14472,00	18,43	57	47	52	0,00052	fc,ef - fc		36,58		
47190		14	19296,00	24,57	77	65	71	0,00071	0,52		35,39		
CP3		15	24120,00	30,71	98	85	92	0,00092			34,14		
47870		16	28944,00	36,85	120	107	114	0,00114	20% fc	OK	32,90		
fcm (MPa)		17	33768,00	42,99	147	132	140	0,00140	12,28		31,13		
61,42		18	38592,00	49,14	178	158	168	0,00168			29,48		
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP3							ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL				
					A	B	MÉDIA						
CP1	7854	10	393,00	0,50	2	7	5	0,00005	59,89	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-		
49660		12	9648,00	12,28	33	41	37	0,00037			36,26		
CP2		13	14472,00	18,43	62	57	60	0,00060	fc,ef - fc		32,59		
47190		14	19296,00	24,57	91	70	81	0,00081	1,53		31,67		
CP3		15	24120,00	30,71	122	83	103	0,00103			30,83		
47870		16	28944,00	36,85	163	99	131	0,00131	20% fc	OK	28,74		
fcm (MPa)		17	33768,00	42,99	203	113	158	0,00158	12,28		27,68		
61,42		18	38592,00	49,14	257	129	193	0,00193			25,80		

Tabela 24 - Módulo de deformação secante do concreto do consolo do P1M1PC (ABNT NBR 8522:2017)

CONSOLO DO P1M1PC												
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP1							MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL (fc,ef)	ACEITAÇÃO DO ENSAIO		
					A	B	MÉDIA					
CP1	7854	10	393,00	0,50	0	12	6	0,00006	51,69	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-	
33170		12	7044,00	8,97	26	38	32	0,00032			32,57	
CP2		13	10566,00	13,45	38	55	47	0,00047	fc,ef - fc		31,98	
36820		14	14088,00	17,94	49	76	63	0,00063	6,85		30,86	
CP3		15	17610,00	22,42	58	98	78	0,00078		OK	30,45	

35670		16	21132,00	26,91	62	122	92	0,00092	20% fc		30,70
fcm (MPa)		17	24654,00	31,39	75	148	112	0,00112	8,97		29,28
44,84		18	28176,00	35,87	85	172	129	0,00129			28,88
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP2						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	6	8	7	0,00007	52,48	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
33170		12	7044,00	8,97	33	32	33	0,00033			33,21
CP2		13	10566,00	13,45	48	50	49	0,00049	fc,ef - fc		30,84
36820		14	14088,00	17,94	64	75	70	0,00070	7,64	27,90	
CP3		15	17610,00	22,42	79	94	87	0,00087		27,57	
35670		16	21132,00	26,91	96	116	106	0,00106	20% fc	OK	26,67
fcm (MPa)		17	24654,00	31,39	117	146	132	0,00132	8,97		24,81
44,84		18	28176,00	35,87	140	175	158	0,00158			23,50
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP3						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	0	0	0	0,00000	46,94	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
33170		12	7044,00	8,97	32	31	32	0,00032			26,88
CP2		13	10566,00	13,45	54	44	49	0,00049	fc,ef - fc		26,43
36820		14	14088,00	17,94	85	52	69	0,00069	2,10	25,46	
CP3		15	17610,00	22,42	111	62	87	0,00087		25,34	
35670		16	21132,00	26,91	137	78	108	0,00108	20% fc	OK	24,56
fcm (MPa)		17	24654,00	31,39	172	96	134	0,00134	8,97		23,05
44,84		18	28176,00	35,87	220	118	169	0,00169			20,93

Tabela 25 - Módulo de deformação secante do concreto do consolo do P1M2PC (ABNT NBR 8522:2017)

CONSOLO DO P1M2PC											
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm ²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP1						MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL (fc,ef)	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	1	10	6	0,00006	66,16	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
44570		12	9033,33	11,50	37	40	39	0,00039			33,34
CP2		13	13550,00	17,25	52	62	57	0,00057	fc,ef - fc		32,53
45360		14	18066,67	23,00	76	86	81	0,00081	8,65	29,80	
CP3		15	22583,33	28,75	89	116	103	0,00103		OK	29,13
45570		16	27100,00	34,50	104	152	128	0,00128	20% fc		27,76
fcm (MPa)		17	31616,67	40,26	116	179	148	0,00148	11,50		28,00
57,51		18	36133,33	46,01	129	222	176	0,00176		26,77	
CP2											
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm ²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
					CP1	7854	10	393,00	0,50	1	9
44570	12	9033,33	11,50	42	37		40	0,00040	31,89		
CP2	13	13550,00	17,25	62	60		61	0,00061	fc,ef - fc	29,91	
45360	14	18066,67	23,00	78	92		85	0,00085	4,17	28,13	
CP3	15	22583,33	28,75	102	113		108	0,00108		OK	27,56
45570	16	27100,00	34,50	125	138		132	0,00132	20% fc		26,88
fcm (MPa)	17	31616,67	40,26	147	172		160	0,00160	11,50		25,73
57,51	18	36133,33	46,01	174	210		192	0,00192		24,33	
CP3											
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm ²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
					CP1	7854	10	393,00	0,50	3	5

44570		12	9033,33	11,50	33	46	40	0,00040		OK	30,99
CP2		13	13550,00	17,25	49	65	57	0,00057	fc,ef - fc		31,61
45360		14	18066,67	23,00	65	92	79	0,00079	5,52		30,21
CP3		15	22583,33	28,75	85	122	104	0,00104			28,40
45570		16	27100,00	34,50	120	148	134	0,00134	20% fc		26,16
fcm (MPa)		17	31616,67	40,26	130	172	151	0,00151	11,50		27,04
57,51		18	36133,33	46,01	164	205	185	0,00185			25,21

Tabela 26 - Módulo de deformação secante do concreto do modelo P2M1MON e P2M2MON (ABNT NBR 8522:2017)

P2M1MON E P2M2MON											
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP1						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL (fc,ef)	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	4	1	3	0,00003	66,08	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
53440		12	10485,00	13,35	43	34	39	0,00039			35,69
CP2		13	15727,50	20,02	64	54	59	0,00059	fc,ef - fc		34,56
51410		14	20970,00	26,70	85	73	79	0,00079	0,67		34,25
CP3		15	26212,50	33,37	107	96	102	0,00102		OK	33,21
fcm (MPa)		16	31455,00	40,05	130	118	124	0,00124	20% fc		32,55
66,75		17	36697,50	46,72	155	140	148	0,00148	13,35		31,88
		18	41940,00	53,40	185	165	175	0,00175		30,67	
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP2						
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL	ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					A	B	MÉDIA				
CP1	7854	10	393,00	0,50	6	0	3	0,00003	55,70	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-
53440		12	10485,00	13,35	40	31	36	0,00036			39,54

CP2		13	15727,50	20,02	62	48	55	0,00055	fc,ef - fc		37,55		
51410		14	20970,00	26,70	85	62	74	0,00074	11,05	OK	37,16		
CP3		15	26212,50	33,37	111	80	96	0,00096			35,54		
		16	31455,00	40,05	135	99	117	0,00117	20% fc		34,69		
fcm (MPa)		17	36697,50	46,72	159	121	140	0,00140	13,35		33,74		
66,75		18	41940,00	53,40	189	147	168	0,00168			32,06		
CARGA DE RUPTURA (Kgf)	ÁREA DO CORPO DE PROVA (mm²)	LEITURA	CARGA DE ENSAIO (Kgf)	TENSÃO (MPa)	CP3							ACEITAÇÃO DO ENSAIO	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE (Gpa)
					DEFORMAÇÕES			Deformação Específica	RUPTURA FINAL				
					A	B	MÉDIA						
CP1	7854	10	393,00	0,50	6	0	3	0,00003	69,15	fc,ef - fc < 20% fc → OK	-		
53440		12	10485,00	13,35	34	41	38	0,00038			37,24		
CP2		13	15727,50	20,02	53	61	57	0,00057	fc,ef - fc		36,16		
51410		14	20970,00	26,70	74	81	78	0,00078	2,40		35,17		
CP3		15	26212,50	33,37	98	104	101	0,00101		20% fc	33,55		
		16	31455,00	40,05	120	125	123	0,00123		33,10			
fcm (MPa)		17	36697,50	46,72	149	149	149	0,00149	13,35	OK	31,66		
66,75		18	41940,00	53,40	182	177	180	0,00180				29,97	

ANEXO B – CARACTERIZAÇÃO DA SUPERFÍCIE DA INTERFACE

Tabela 27 - Caracterização da interface do modelo P1M1PC

PONTO	PROFUNDIDADE (mm)
1	3,00
2	3,64
3	2,64
4	1,44
5	8,00
6	1,04
7	2,56
8	0,54
9	3,04
10	2,20
11	1,24
12	0,00
13	2,70
14	1,42
15	3,24
16	7,46
17	4,92
18	1,88
19	2,96
20	6,54
21	4,82
22	1,00
23	1,34
24	1,34
25	2,12
26	6,88
27	6,44
28	1,56
29	1,26
30	8,98
31	1,94
32	1,00
33	4,80
34	8,26
35	0,70
36	9,52
37	2,22

38	3,54
39	2,36
40	5,34
41	2,26

RUGOSIDADE MÉDIA (Ra)	3,37
DESVIO PADRÃO	2,51

Tabela 28 - Caracterização da interface do modelo P1M2PC

PONTO	PROFUNDIDADE (mm)
1	6,34
2	1,64
3	3,30
4	4,12
5	1,86
6	17,40
7	9,90
8	0,10
9	2,90
10	0,90
11	8,00
12	0,60
13	0,00
14	4,50
15	0,20
16	4,00
17	3,00
18	5,80
19	2,90
20	12,00
21	9,28
22	5,74
23	7,40
24	3,62
25	0,00
26	7,40
27	2,70
28	2,62
29	2,80

30	0,50
31	0,50
32	0,40
33	1,50
34	4,32
35	2,34
36	5,24
37	0,00
38	1,20
39	0,50
40	0,00
41	0,30

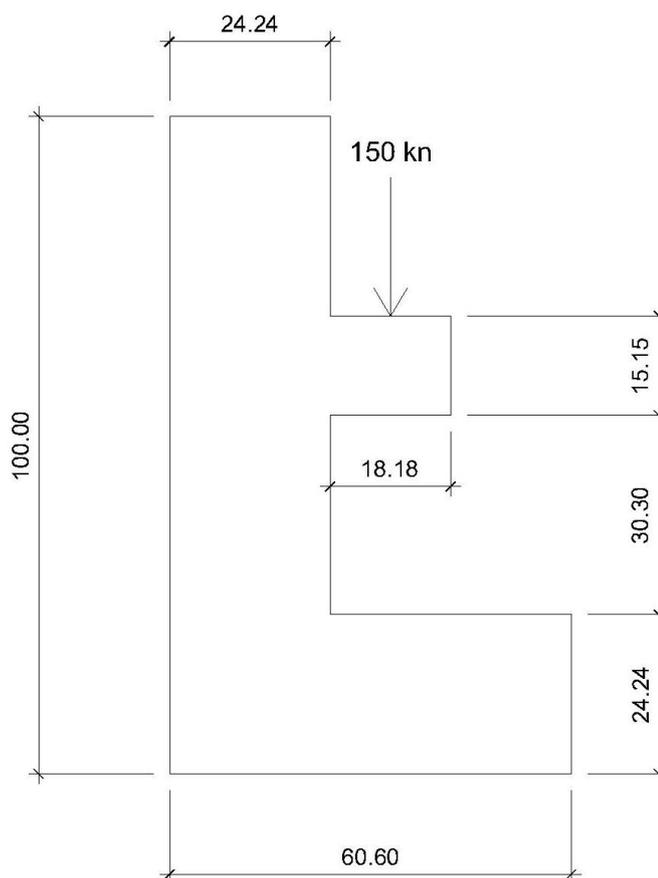
RUGOSIDADE MÉDIA (Ra)	3,61
DESVIO PADRÃO	3,72

ANEXO C – DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

DIMENSIONAMENTO DO CONSOLO

Premissas:

- Carga aplicada no consolo: peso próprio + carga;
- Pilar resiste ao peso próprio + carga;
- Sapata para equilibrar o pilar no ensaio;
- Ruptura por flexão com escoamento da armadura;
- Cobrimento mínimo: 15mm;



Verificação do consolo

Relação a/d:

$$\frac{a}{d} = \frac{9,09}{12,22} \cong 0,74 < 1$$

Consolo curto. Dimensionamento por bielas e tirantes.

Verificação do concreto

$$\frac{a}{d} = \frac{9,09}{12,22} \equiv 0,74 < 1, \text{ logo, devemos verificar ao cisalhamento.}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq 0,25 f_{cd}$$

$$\tau = \frac{150,17}{24,24 \times 12,22} = 0,507 \frac{kN}{cm^2} = 5,07 MPa \leq 0,25 \times 60 = 15 MPa \text{ OK!}$$

Armadura do tirante principal

$$A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{V_d \times a}{0,9 \times d} + 1,2 H_d \right)$$

$$A_{s,tir} = \frac{1}{500} \left(\frac{0,150 \times 0,0909}{0,9 \times 0,1222} + 1,2 \times 0,2 \times 0,150 \right) = 3,20 \text{ cm}^2$$

Armadura de costura

$$A_{sh} \geq 0,5 \times \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{V \times a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_{sh} \geq 0,5 \times \frac{1}{500} \left(\frac{0,150 \times 0,0909}{0,9 \times 0,1222} \right) = 1,26 \text{ cm}^2$$

Armadura Vertical

$$A_{sv} = 0,2 \times A_{s,tir}$$

$$A_{sv} = 0,2 \times 3,20 = 0,64 \text{ cm}^2$$

Taxa mecânica de Cálculo

$$\omega = \rho \times \frac{f_{yk}}{f_{ck}} > 0,04$$

$$\omega = \frac{3,68}{24,24 * 12,22} \times \frac{500}{60} = 0,10 > 0,04 \rightarrow \text{Ok!}$$

Verificação da biela comprimida

Inclinação da biela comprimida:

$$tg\theta = \frac{d - d'}{a - \frac{c}{2}}$$

$$tg\theta = \frac{12,22 - 2,925}{9,09 - \frac{10}{2}} = \frac{9,295}{14,09} = 0,659 < 1,4$$

Pode-se considerar toda a altura útil como efetiva.

$$\sin \theta = 0,55$$

$$\cos \theta = 0,835$$

$$\cot \theta = 1,517$$

Largura da biela de compressão:

$$u = 2d' = 5,85 \text{ cm}$$

$$c_2 = (c + u \cot \theta) \sin \theta = (10 + 5,85 \times 1,517) 0,55 = 18,87 \text{ cm}$$

Tensão no apoio:

$$\sigma_2 = \frac{V}{b \cdot c_2 \cdot \sin \theta} = \frac{150}{24,24 \times 18,87 \times 0,55} = 0,596 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 5,96 \text{ MPa} < f_c$$

Não há risco de esmagamento da biela.

DIMENSIONAMENTO DO PILAR

Premissas

- Carga: 152 kN;
- Excentricidade inicial: 21,21 cm;
- Classificação: Lateral e curto.

Momento Mínimo

$$M_{1,min} = N_d(0,015 \times 0,03h)$$

$$M_{1,min} = 152(0,015 \times 0,03 \times 0,2424) = 3,38 \text{ kNm}$$

Excentricidades

Excentricidade mínima:

$$e_{1,min} = \frac{M_{1,min}}{N} = \frac{3,38}{152} = 0,022 \text{ m}$$

Excentricidade acidental:

$$e_a = \theta_1 \times \frac{l}{2} = \frac{1}{100 \times \sqrt{1,12}} \times \frac{1,12}{2} = 0,005m$$

$$e = e_i + e_a = 0,2121 + 0,005 = 0,2171m$$

Momento de cálculo

$$M = 152 \times 0,2171 = 33 \text{ kNm}$$

Dados de entrada no ábaco

$$\frac{d'}{h} = \frac{1,5 + 0,8 + \frac{1}{2}}{24,24} = 0,11$$

$$\vartheta = \frac{N}{A_c \times f_{cd}} = \frac{152}{24,24 \times 24,24 \times 6} = 0,043$$

$$\mu = \frac{M}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{33}{24,24 \times 24,24 \times 24,24 \times 6} = 0,0386$$

$$\omega = 0 \rightarrow \text{compressão}$$

$$\omega = 0,1 \rightarrow \text{tração}$$

Cálculo da armadura

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_c}{f_y} = \frac{0,1 \times 24,24^2 \times 6}{50} = 7,05 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s,min} = \left(0,15 \times \frac{N}{f_y}\right) \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} = \left(0,15 \times \frac{152}{50}\right) \geq 0,004 \times 24,24 \times 24,24 = 0,456 \text{ cm}^2 < 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,35 \text{ cm}^2$$

Estribo

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm} \\ \text{menor dimensão da seção: } 24,24 \text{ cm} \\ 12\phi_l: \mathbf{12cm} \end{array} \right\}$$

$$\phi_t = \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} = 0,25mm \end{array} \right\}$$

Será adotado $\phi 8\text{mm}$ cada 12cm.

ANEXO D - CÁLCULO DA TRELIÇA DE CAMPIONE

MODELO P2M1MON

Dados experimentais

$$F = 81,93 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{\text{tirante}} = 1,01\text{‰}$$

$$\varepsilon_{\text{costura}} = 1,63\text{‰}$$

$$\varepsilon_{\text{biela}} = 0,38\text{‰}$$

Braço de alavanca (z)

Considerando braço de alavanca conforme EL DEBS (2017): $z=0,9d$

$$z = 0,9 \times 12,22 = 11 \text{ cm}$$

Linha neutra

Conforme equação proposta por CAMPIONE (2003)

$$z = d - \frac{x_c}{3}$$

$$x_c = 3,66 \text{ cm}$$

Área das bielas

$$A_{c1} = bx_c \cos \alpha = 24,24 \times 3,66 \times \cos 50 = 57,03 \text{ cm}$$

$$A_{c2} = bx_c \cos \beta = 24,24 \times 3,66 \times \cos 31 = 76,05 \text{ cm}$$

Força nas armaduras

Tirante

$$\sigma = \varepsilon E = 210000 \times 1,01 \times 10^{-3} = 212,1 \text{ MPa}$$

$$A_{s,tir} = 3\emptyset 12,5 \text{ mm} = 368,15 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A_{s,tir}} \therefore F = \sigma \times A_{s,tir} = 78,08 \text{ kN}$$

Costura

$$\sigma = \varepsilon E = 210000 \times 1,63 \times 10^{-3} = 342,3 \text{ MPa}$$

$$A_{s,tir} = 6\phi 6,3mm = 187,03 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A_{s,tir}} \therefore F = \sigma \times A_{s,tir} = \mathbf{64,02 \text{ kN}}$$

Força na biela de compressão

Força na biela calculada conforme NBR 6118:2014

$$\sigma_{b1} = 0,85f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

$$F = \sigma_{b1} \times A_{c1} = \mathbf{17,55 \text{ kN}}$$

Cálculo da Treliça

$$\Sigma F_y = 81,93 + 17,55 \times \sin 50^\circ = 95,37 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_x = 78,08 - 17,55 \times \cos 50^\circ = 66,80 \text{ kN}$$

Treliça simples proposta por CAMPIONE *et. al.* (2005)

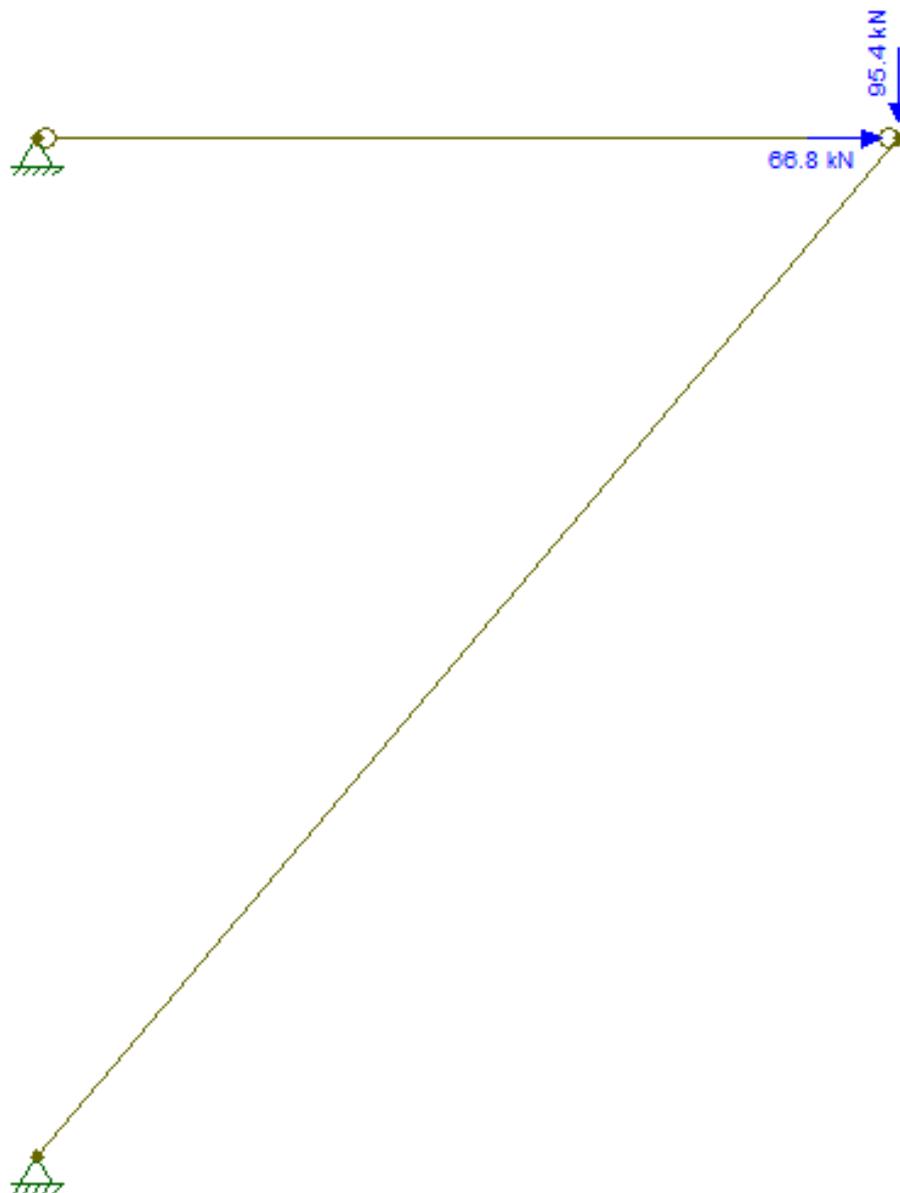


Figura 115 - Treliça simples de CAMPIONE *et. al.* (2005) no modelo P2M1MON

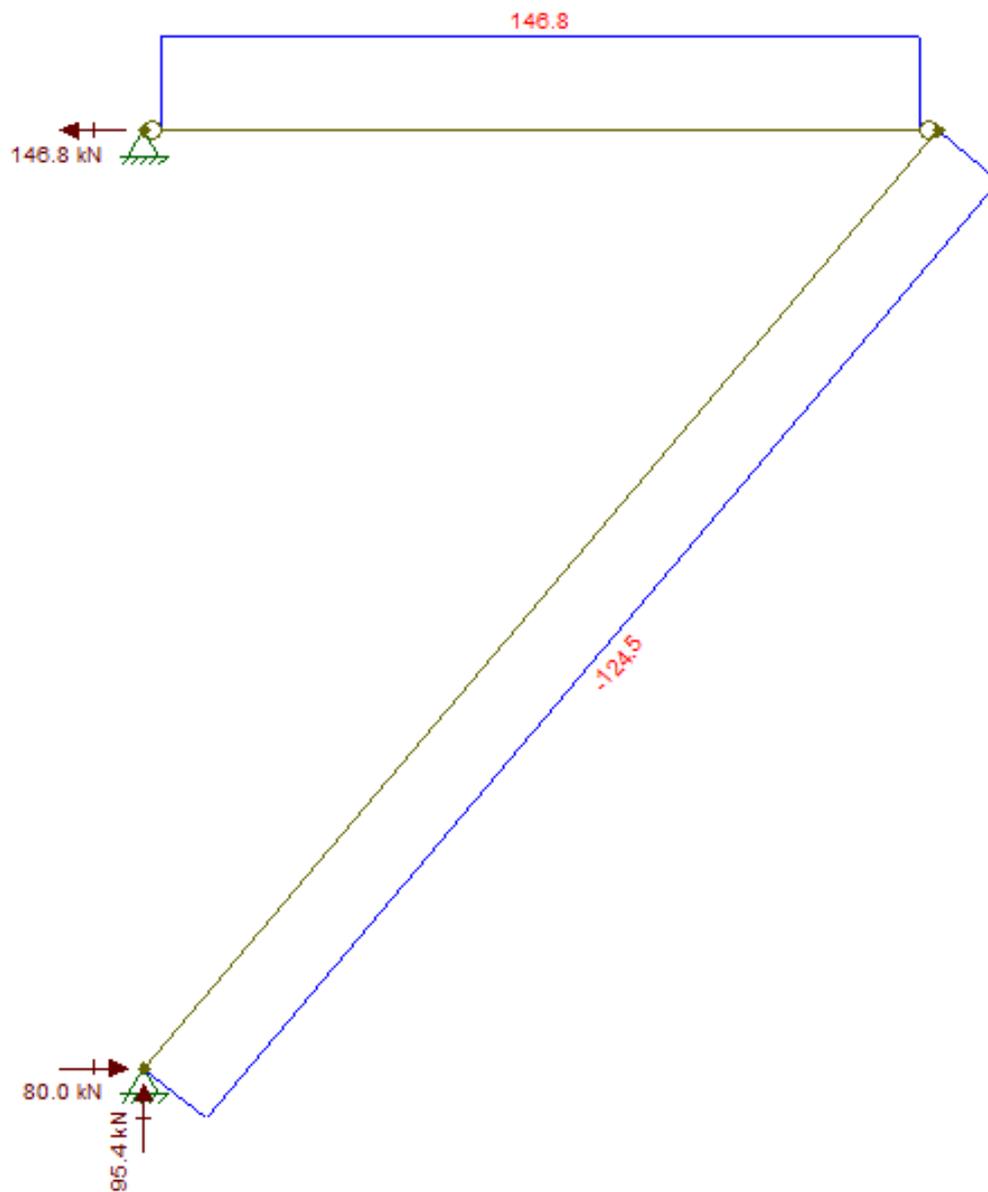


Figura 116 - Diagrama de esforços da treliça simples de CAMPIONE et. al. (2005) no modelo P2M1MON

Treliça com contribuição da armadura de costura proposta por CAMPIONE *et. al.* (2005)

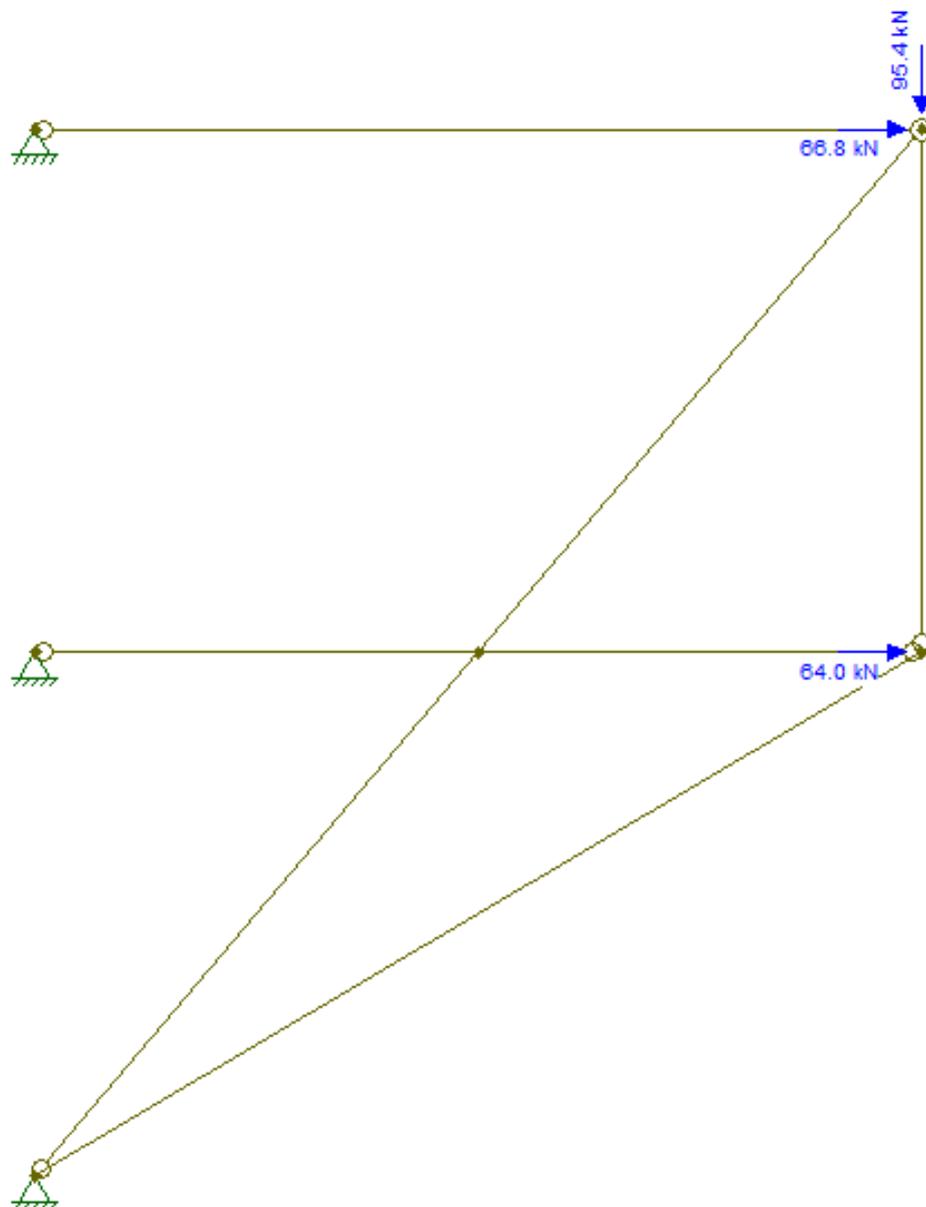


Figura 117 - Treliça com contribuição da armadura de costura de CAMPIONE *et. al.* (2005) no modelo P2M1MON

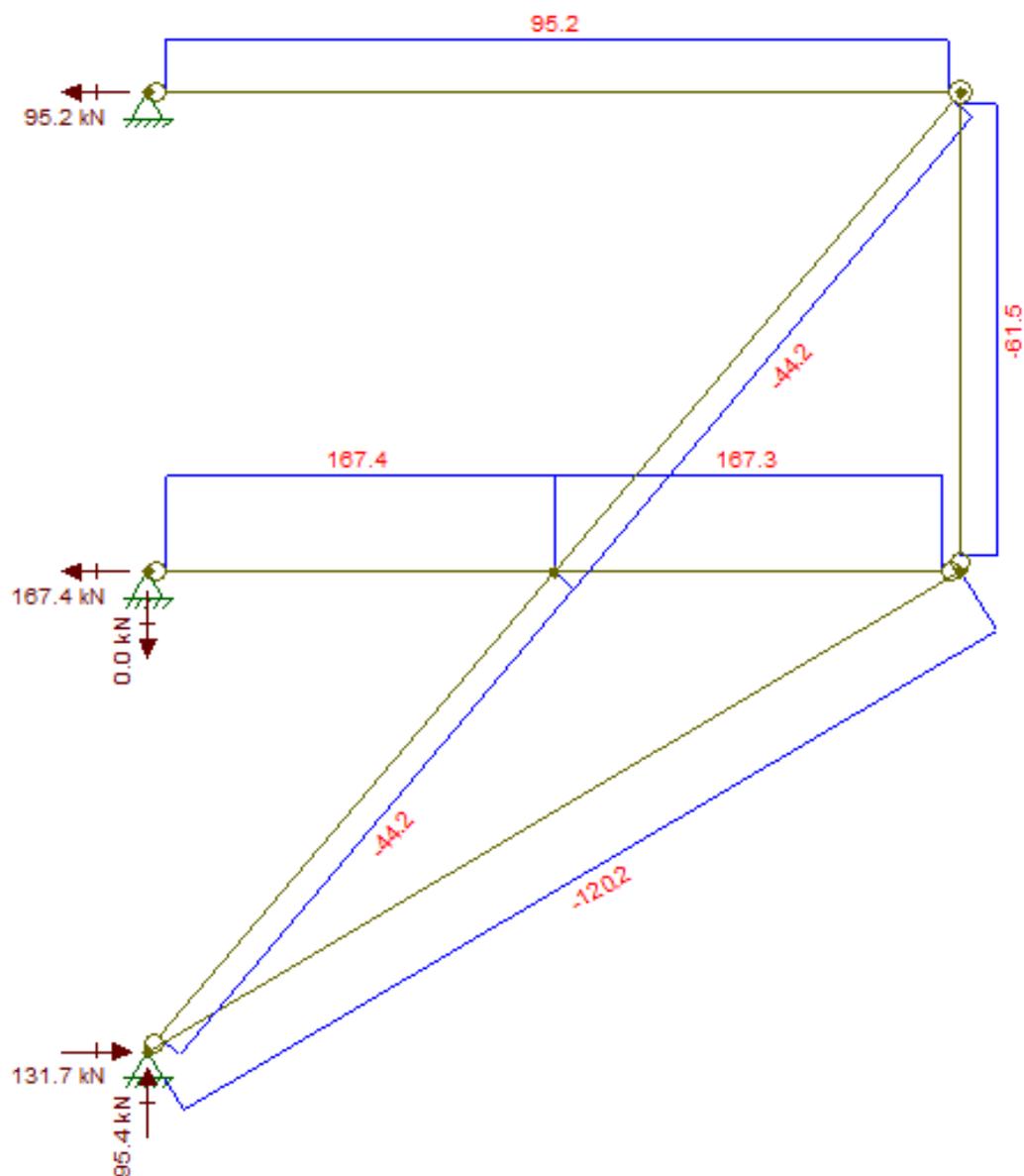


Figura 118 - Diagrama de esforços da treliça com contribuição da armadura de costura de CAMPIONE et. al. (2005) no modelo P2M1MON