UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

João Vitor Caldas Santos

Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas

São Carlos

2022

João Vitor Caldas Santos

Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas

VERSÃO CORRIGIDA
A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Titular Mounir Khalil El Debs

São Carlos
2022

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

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

Santos, João Vitor Caldas
S237a Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas / João Vitor Caldas Santos; orientador Mounir Khalil El Debs. São Carlos, 2022.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. ABAQUS. 2. análises numéricas. 3. cálice de fundação. 4. concreto pré-moldado. 5. ligação pilar-fundação. I. Título.

Eduardo Graziosi Silva - CRB - 8/8907

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **JOÃO VITOR CALDAS SANTOS.**

Título da dissertação: "Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas".

Data da defesa: 03/06/2022.

Comissão Julgadora	**Resultado**
Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs** **(Orientador)** (Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)	Aprovado
Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo** (Universidade Federal de Goiás/UFG)	Aprovado
Prof. Dr. **Rodrigo Barros** (Universidade Federal do Rio Grande do Norte/UFRN)	Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):
Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

Aos meus pais, Cláudio e Ana Dulce. Às minhas irmãs, Ana Carolina, Ana Célia e Ana Cláudia. E à nossa eterna Belinha.

Agradecimentos

A Deus, por todo o inexplicável da minha vida.

À minha família, em especial aos meus pais: Cláudio Caldas Santos e Ana Dulce Caldas Santos, por todo o amor e suporte. Vocês sempre serão o meu exemplo.

À minha noiva, Juliana Tanabe Assad dos Santos, e a sua família, por toda a alegria e diversão.

À conversa com seu Luiz, pai de Rods, no dia 28/10/2020.

Ao meu orientador e professor Mounir Khalil El Debs, pela orientação e, principalmente, por todo o incentivo, paciência e compreensão.

Aos professores Rodrigo Barros e Vladimir Haach pelas sugestões no exame de qualificação e durante a pesquisa. Ao professor Daniel Araújo pelas sugestões na defesa. A todos os meus professores da pós-graduação, por todos os ensinamentos.

À Universidade de São Paulo, em nome de todos os funcionários da instituição, em especial aos funcionários da secretaria do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP.

Aos meus amigos e colegas da jornada acadêmica, em especial Luan, Alex, Péricles, Fernanda e Dani, por todos os ensinamentos e as inúmeras ajudas.

A todos que participaram dessa trajetória.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

"Um cachorro não se importa se você é rico ou pobre, inteligente ou idiota, esperto ou burro. Um cão não julga os outros por sua cor, credo ou classe, mas por quem são por dentro. Dê seu coração a ele, e ele lhe dará o dele."

(John Grogan, Marley & Eu)

RESUMO

SANTOS, J. V. C. **Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas**. 2022. 222p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

Dentro do contexto de ligação pilar-fundação em estruturas de concreto pré-moldado, este trabalho visa analisar o cálice de fundação externo, semiembutido e embutido em blocos sobre duas estacas submetidos à força vertical centrada. A pesquisa teve como objetivos específicos: investigar o comportamento da ligação entre o pilar e o bloco de fundação; avaliar a contribuição do tirante principal do bloco e da armadura vertical e horizontal do cálice; analisar a influência da interface nas situações de conformação lisa e com chave de cisalhamento; e comparar o desempenho estrutural dos blocos monolíticos e dos blocos com cálice. Para tanto, como metodologia, realizaram-se análises numéricas das variáveis de interesse da ligação de um modelo calibrado experimentalmente. As simulações numéricas foram realizadas no software ABAQUS 2020 por meio do Método dos Elementos Finitos. Observou-se que quanto maior o grau de embutimento do cálice, menor é a razão entre a força última do bloco com cálice e do bloco monolítico de referência, alcançado valores de 135%, 92% e 45% para a conformação lisa, e de 166%, 131% e 97% para a conformação com chave de cisalhamento. A transferências de esforços em cálices com chave de cisalhamento é mais eficiente quando comparada aos cálices lisos, conferindo aumento na força última em 23%, 46% e 106% para os graus de embutimento externo, semiembutido e embutido, respectivamente. O tirante principal do bloco é a armadura de maior influência na carga última. A armadura vertical e horizontal do cálice são pouco influentes na situação de carregamento centrado.

Palavras-chave: ABAQUS; análises numéricas; cálice de fundação; concreto pré-moldado; ligação pilar-fundação.

ABSTRACT

SANTOS, J. V. C. **Numerical analysis of socket foundation in two-pile caps**. 2022. 222p. Thesis (Master's degree) - School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

Within the context of column-foundation connection in precast concrete structures, this study aims to contribute to the analysis of external, partially embedded and embedded socket foundations in two-pile caps subjected to axial compressive loading. Therefore, it was evaluated: the behavior of the connection between column and pile cap; the contribution of pile cap's and socket foundation's main reinforcements; the influence of interface in situations of smooth conformation and with shear key; and the structural performance of monolithic two-pile caps and socket foundations. The methodology consists of developing on software ABAQUS 2020, by Finite Element Method, numerical analyses of the connection based on an experimentally calibrated model. It was observed that the greater degree of embedding socket, lower is the ratio between ultimate strength of pile cap with socket and monolithic reference pile cap, reaching values of 135%, 92% and 45% for smooth interface, and 166%, 131% and 97% for shear key interface. Transfers of efforts in sockets with shear key are more efficient when compared to smooth sockets, conferring an increase in ultimate strength by 23%, 46% and 106% for external, partially embedded and embedded socket, respectively. Pile cap's main reinforcement is the reinforcement with the greatest influence on the ultimate strength of the pile cap. Socket foundation's main reinforcements (vertical and horizontal) are little influential in the centered loading situation.

Keywords: ABAQUS; numerical analyses; socket connection; precast concrete; column-foundation connection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Classificações do cálice de fundação de acordo com o grau embutimento 30
Figura 1.2 – Evolução temporal das 15 palavras-chave de maior ocorrência 32
Figura 1.3 – Evolução temporal do número de publicações 32
Figura 1.4 – Mapa dos dados bibliográficos de coocorrência de palavras-chave 33
Figura 1.5 – Fluxograma do processo no *ABAQUS* 2020 35
Figura 2.1 – Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação 40
Figura 2.2 – Exemplos de regiões B e D 43
Figura 2.3 – Modelo de atrito-cisalhamento 44
Figura 2.4 – Modelo de biela e tirante 44
Figura 2.5 – Resultante das forças na zona nodal 45
Figura 2.6 – Classificação dos nós 46
Figura 2.7 – Zonas extendidas 46
Figura 2.8 – Bloco sobre duas estacas de Blevot e Frémy (1967) 48
Figura 2.9 – Arranjo de armaduras em blocos de três estacas de Blevot e Frémy (1967) 48
Figura 2.10–Arranjo de armaduras em blocos de quatro estacas de Blevot e Frémy (1967) 49
Figura 2.11–Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Mautoni (1972) . . 50
Figura 2.12–Ruína do modelo ensaiado por Mautoni (1972) 50
Figura 2.13–Modelo de cálice liso de Leonhardt e Mönnig (1978) 52
Figura 2.14–Modelo de cálise rugoso de Leonhardt e Mönnig (1978) 53
Figura 2.15–Transferência de esforços segundo Leonhardt e Mönnig (1978) 54
Figura 2.16–Detalhamento das armaduras segundo Leonhardt e Mönnig (1978) . . . 54
Figura 2.17–Modelos testados (un: mm) 55
Figura 2.18–Detalhes dos modelos testados (un: mm) 56
Figura 2.19–Modelo simulado (un: cm) 56
Figura 2.20–Recomendações incorporadas em projeto de ponte em Shandong na China (un: m) 58
Figura 2.21–Modelos (un: cm) 58
Figura 2.22–Dimensões e detalhes estruturais dos modelos (un: mm) 59
Figura 2.23–Detalhamento (un: mm) 60
Figura 2.24–Dimensões e detalhes estruturais do modelo ensaiado (un: cm) 61
Figura 2.25–Estrutura ensaiada (un: mm) 62
Figura 2.26–Dimensões e detalhes estruturais do modelo (un: mm) 62
Figura 2.27–Detalhes geométricos e de armação do modelo de cálice embutido (un: mm) 63
Figura 2.28–Curva força lateral-deslocamento 64

Figura 2.29–Força axial em cálice embutido 64
Figura 2.30–Detalhes geométricos e das armações 65
Figura 2.31–Componentes de deslocamento nas amostras 66
Figura 2.32–Modelo proposto ensaiado por Canha (2004) (un: cm) 67
Figura 2.33–Modelo de dimensionamento de cálice liso proposto por Canha (2004) . 68
Figura 2.34–Projeto do bloco sobre duas estacas ensaiados por Delalibera (2009) . . 70
Figura 2.35–Modelos ensaiados por Barros (2013) 72
Figura 2.36–Transferência dos esforços nas paredes do colarinho dos cálices de interfaces lisas ou rugosas 73
Figura 2.37–Transferência dos esforços em cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade 74
Figura 2.38–Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Mautoni (1972) . . 75
Figura 2.39–Transferência dos esforços em cálices de interfaces com chaves de cisalhamento 76
Figura 3.1 – Máquina de ensaio 82
Figura 3.2 – Detalhes do ensaio 82
Figura 3.3 – Posição dos extensômetros nas armaduras do bloco e do cálice de fundação 83
Figura 3.4 – Propriedades geométricas do bloco monolítico de referência da série lisa 85
Figura 3.5 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série lisa . . . 85
Figura 3.6 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido da série lisa 86
Figura 3.7 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido da série lisa . . 86
Figura 3.8 – Propriedades geométricas do bloco monolítico de referência da série com chave de cisalhamento 86
Figura 3.9 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série com chave de cisalhamento 87
Figura 3.10–Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido da série com chave de cisalhamento 87
Figura 3.11–Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido da série com chave de cisalhamento 87
Figura 3.12–Modelo tensão-deformação das barras de aço 89
Figura 3.13–Superfície de escoamento do CDP no estado plano de tensões 92
Figura 3.14–Influência da razão f_{b0}/f_{c0} na curva força-deslocamento dos modelos . . 93
Figura 3.15–Influência do parâmetro K na superfície de plastificação do CDP no espaço tridimensional de tensões principais 94
Figura 3.16–Influência do parâmetro K na curva força-deslocamento dos modelos . 95
Figura 3.17–Função potencial plástico G no plano $p - q$ 97
Figura 3.18–Influência da excentricidade e na superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões 97
Figura 3.19–Influência da excentricidade e na curva força-deslocamento dos modelos 98

Figura 3.20–Influência do parâmetro ψ na superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões 99
Figura 3.21–Influência do ângulo de dilatância ψ na curva força-deslocamento dos modelos 100
Figura 3.22–Influência da viscosidade μ na curva força-deslocamento dos modelos . 102
Figura 3.23–Relação tensão-deformação no CDP 104
Figura 3.24–Modelo do diagrama tensão-deformação à compressão no concreto . . . 105
Figura 3.25–Diagrama tensão-deformação à compressão nos concretos 106
Figura 3.26–Modelo do diagrama tensão-deformação à tração no concreto 106
Figura 3.27–Diagrama tensão-abertura de fissura nos concretos 107
Figura 3.28–Modelo de dano 108
Figura 3.29–Armaduras embutidas nos elementos de concreto 109
Figura 3.30–Comportamento do contato 110
Figura 3.31–Interação de contato entre o pilar-graute e o graute-bloco 111
Figura 3.32–Ligação do bloco de fundação com as estacas 111
Figura 3.33–Condição de contorno de simetria 112
Figura 3.34–Condição de contorno do topo do pilar 113
Figura 3.35–Condição de contorno da base das estacas 114
Figura 3.36–Elementos finitos utilizados nos modelos numéricos 114
Figura 3.37–Influência da malha no comportamento da curva força-deslocamento . . 115
Figura 3.38–Discretização da malha dos modelos numéricos 117
Figura 3.39–Método iterativo e incremental de Newton-Raphson 120
Figura 3.40–Força-deslocamento do modelo MON_S_L 122
Figura 3.41–Bielas de compressão do modelo MON_S_L (MPa) 122
Figura 3.42–Força-deformação tirante do bloco do modelo MON_S_L 123
Figura 3.43–Panorama de fissuração do modelo MON_S_L 123
Figura 3.44–Força-deslocamento do modelo EXT_L 124
Figura 3.45–Bielas de compressão do modelo EXT_L (MPa) 124
Figura 3.46–Força-deformação tirante do bloco do modelo EXT_L 124
Figura 3.47–Panorama de fissuração do modelo EXT_L 125
Figura 3.48–Força-deslocamento do modelo SEM_L 126
Figura 3.49–Bielas de compressão do modelo SEM_L (MPa) 126
Figura 3.50–Força-deformação armaduras principais do modelo SEM_L 127
Figura 3.51–Panorama de fissuração do modelo SEM_L 127
Figura 3.52–Força-deslocamento do modelo SEM_AC_L 128
Figura 3.53–Bielas de compressão do modelo SEM_AC_L (MPa) 128
Figura 3.54–Força-deformação nas armaduras principais do modelo SEM_AC_L . . . 129
Figura 3.55–Panorama de fissuração do modelo SEM_AC_L 129
Figura 3.56–Força-deslocamento do modelo EMB_L 130

Figura 3.57–Bielas de compressão do modelo EMB_L (MPa) 130
Figura 3.58–Força-deformação nas armaduras principais do modelo EMB_L 131
Figura 3.59–Panorama de fissuração do modelo EMB_L 131
Figura 3.60–Força-deslocamento do modelo EMB_AC_L 132
Figura 3.61–Bielas de compressão do modelo EMB_AC_L (MPa) 132
Figura 3.62–Força-deformação nas armaduras principais do modelo EMB_AC_L . . 133
Figura 3.63–Panorama de fissuração do modelo EMB_AC_L 134
Figura 3.64–Força-deslocamento do modelo MON_S_C 134
Figura 3.65–Bielas de compressão do modelo MON_S_C (MPa) 135
Figura 3.66–Força-deformação tirante do bloco do modelo MON_S_C 135
Figura 3.67–Panorama de fissuração do modelo MON_S_C 136
Figura 3.68–Força-deslocamento do modelo EXT_C 136
Figura 3.69–Bielas de compressão do modelo EXT_C (MPa) 137
Figura 3.70–Força-deformação tirante do bloco do modelo EXT_C 137
Figura 3.71–Panorama de fissuração do modelo EXT_C 138
Figura 3.72–Força-deslocamento do modelo SEM_C 138
Figura 3.73–Bielas de compressão do modelo SEM_C (MPa) 139
Figura 3.74–Força-deformação nas armaduras principais do modelo SEM_C 140
Figura 3.75–Panorama de fissuração do modelo SEM_C 140
Figura 3.76–Força-deslocamento do modelo SEM_AC_C 141
Figura 3.77–Bielas de compressão do modelo SEM_AC_C (MPa) 141
Figura 3.78–Força-deformação nas armaduras principais do modelo SEM_AC_C . . 142
Figura 3.79–Panorama de fissuração do modelo SEM_AC_C 142
Figura 3.80–Força-deslocamento do modelo EMB_C 143
Figura 3.81–Bielas de compressão do modelo EMB_C (MPa) 144
Figura 3.82–Força-deformação nas armaduras principais do modelo EMB_C 144
Figura 3.83–Panorama de fissuração do modelo EMB_C 145
Figura 3.84–Força-deslocamento do modelo EMB_AC_C 145
Figura 3.85–Bielas de compressão do modelo EMB_AC_C (MPa) 146
Figura 3.86–Força-deformação das armaduras principais do modelo EMB_AC_C . . 147
Figura 3.87–Panorama de fissuração do modelo EMB_AC_C 147
Figura 4.1 – Curvas força-deslocamento dos blocos monolíticos de referência da série lisa 152
Figura 4.2 – Bielas de compressão dos blocos monolíticos de referência da série lisa (MPa) 153
Figura 4.3 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série lisa 153
Figura 4.4 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série lisa 154

Figura 4.5 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice externo de interface lisa 154
Figura 4.6 – Bielas de compressão dos blocos com cálice externo de interface lisa (MPa) . . . 155
Figura 4.7 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface lisa . . . 156
Figura 4.8 – Distribuição de deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface lisa . . . 156
Figura 4.9 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices externos de interface lisa . . . 157
Figura 4.10–Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices externos de interface lisa . . . 158
Figura 4.11–Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface lisa . . . 158
Figura 4.12–Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface lisa . . . 159
Figura 4.13–Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa . . . 159
Figura 4.14–Bielas de compressão dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa (MPa) . . . 160
Figura 4.15–Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa . . . 161
Figura 4.16–Distribuição de deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa . . . 161
Figura 4.17–Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface lisa . . . 162
Figura 4.18–Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface lisa . . . 163
Figura 4.19–Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface lisa . . . 163
Figura 4.20–Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface lisa . . . 164
Figura 4.21–Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice embutido de interface lisa . . . 165
Figura 4.22–Bielas de compressão dos blocos com cálice embutido de interface lisa (MPa) . . . 165
Figura 4.23–Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface lisa . . . 166
Figura 4.24–Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface lisa . . . 167

Figura 4.25–Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices embutidos lisos 167
Figura 4.26–Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices embutidos liso 168
Figura 4.27–Curvas força-deformação nas armaduras horizontal dos cálices embutidos lisos 168
Figura 4.28–Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface lisa 169
Figura 4.29–Curvas força-deslocamento dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento 170
Figura 4.30–Bielas de compressão dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento (MPa) 170
Figura 4.31–Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento 171
Figura 4.32–Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento 171
Figura 4.33–Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento 172
Figura 4.34–Bielas de compressão dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento (MPa) 172
Figura 4.35–Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento 173
Figura 4.36–Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento 174
Figura 4.37–Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento 175
Figura 4.38–Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento 175
Figura 4.39–Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento 176
Figura 4.40–Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento 176
Figura 4.41–Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento 177
Figura 4.42–Bielas de compressão dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento (MPa) 177
Figura 4.43–Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutidos de interface com chave de cisalhamento 179

Figura 4.44–Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento 179
Figura 4.45–Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento 180
Figura 4.46–Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento 180
Figura 4.47–Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento 181
Figura 4.48–Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento 181
Figura 4.49–Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento 182
Figura 4.50–Bielas de compressão dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento (MPa) 182
Figura 4.51–Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento 184
Figura 4.52–Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento 184
Figura 4.53–Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento 185
Figura 4.54–Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento 185
Figura 4.55–Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento 186
Figura 4.56–Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento 186
Figura 4.57–Influência do grau de embutimento 188
Figura 4.58–Conformação da interface 189
Figura 4.59–Influência do tirante principal do bloco nos modelos 189
Figura 4.60–Influência da armadura vertical do cálice nos modelos 190
Figura 4.61–Influência da armadura horizontal do cálice nos modelos 191
Figura A.1 – Propriedades geométricas dos pilares de concreto pré-moldado (cm) . . 205
Figura A.2 – Propriedades geométricas dos pilares de concreto pré-moldado (cm) . . 206
Figura A.3 – Propriedades geométricas das estacas (cm) 206
Figura A.4 – Propriedades geométricas do bloco monolítico da série lisa (cm) 207
Figura A.5 – Detalhamento do bloco monolítico da série lisa (cm) 208
Figura A.6 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série lisa (cm) 209
Figura A.7 – Detalhamento do bloco externo liso (cm) 210
Figura A.8 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido liso (cm) . 211

Figura A.9 – Detalhamento do bloco semiembutido liso (cm) 212
Figura A.10 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido liso (cm) . . . 213
Figura A.11 – Detalhamento do bloco embutido liso (cm) 214
Figura A.12 – Propriedades geométricas do bloco monolítico da série com chave de cisalhamento (cm) 215
Figura A.13 – Detalhamento do bloco monolítico da série com chave de cisalhamento (cm) 216
Figura A.14 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série com chave de cisalhamento (cm) 217
Figura A.15 – Detalhamento do bloco externo liso (cm) 218
Figura A.16 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido da série com chave de cisalhamento (cm) 219
Figura A.17 – Detalhamento do bloco semiembutido da série com chave de cisalhamento (cm) 220
Figura A.18 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido da série com chave de cisalhamento (cm) 221
Figura A.19 – Detalhamento do bloco embutido da série com chave de cisalhamento (cm) 222

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comprimento de embutimento ℓ_{emb} mínimo do pilar segundo Leonhardt e Mönnig (1978) . . . 53
Tabela 2.2 – Reusltantes das tensões e pontos de aplicação segundo Leonhardt e Mönnig (1978) . . . 53
Tabela 2.3 – Detalhes dos modelos (un: mm) . . . 60
Tabela 2.4 – Características geométricas modelos (un: mm) . . . 66
Tabela 2.5 – Comprimento de embutimento mínimo do pilar segundo Leonhardt e Mönnig (1978) . . . 73
Tabela 2.6 – Resumo dos documentos científicos estrangeiros da revisão bibliográfica 77
Tabela 2.7 – Resumo dos documentos científicos pontuados sobre análises numéricas 78
Tabela 3.1 – Correlação entre as nomenclaturas de Barros (2013) e do presente trabalho 84
Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas para a simulação do aço . . . 89
Tabela 3.3 – Parâmetros elásticos adotados na simulação . . . 91
Tabela 3.4 – Parâmetros de plastificação adotados para o *Concrete Damaged Plasticity* 103
Tabela 3.5 – Resistência à compressão f_{cm} ensaiada por Barros (2013) e correspondente deformação última ε_{c1} . . . 105
Tabela 3.6 – Resistência à tração f_{tm} ensaiada em compressão diametral por Barros (2013) e correspondente deformação última ε_{t1} . . . 106
Tabela 3.7 – Valor de G_{f0} (Nmm/mm^2) para $d_{máx}$ (mm) . . . 107
Tabela 3.8 – Energias de fratura G_F (Nmm/mm^2) adotadas na simulação . . . 107
Tabela 3.9 – Coeficientes de atrito encontrados na literatura . . . 110
Tabela 3.10–Comparação entre os custos computacionais para as simulações com os diferentes tamanhos de malha . . . 116
Tabela 3.11–Quantidade de elementos finitos e nós utilizados nos modelos numéricos 117
Tabela 3.12–Comparação da força última entre os modelos experimentais e os numéricos 148
Tabela 3.13–Inclinação da biela na iminência da ruína dos modelos numéricos comparado aos modelos experimentais . . . 149
Tabela 3.14–Tensões na iminência da ruína na região nodal pilar-bloco nos modelos experimentais e numéricos . . . 149
Tabela 4.1 – Nomenclatura dos blocos parametrizados . . . 151
Tabela 4.2 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 153
Tabela 4.3 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 155
Tabela 4.4 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 161
Tabela 4.5 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 166
Tabela 4.6 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 170
Tabela 4.7 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 173

Tabela 4.8 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 178
Tabela 4.9 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco . . . 183
Tabela 4.10–Razão entre a força última do bloco com cálice e do bloco monolítico . 187
Tabela 4.11–Razão entre a força última do bloco com cálice e do bloco monolítico para os modelos com armadura do tirante reduzida 188
Tabela 5.1 – Síntese do modelo numérico 193

SUMÁRIO

1 Introdução . . . 29
1.1 Considerações Iniciais . . . 29
1.2 Objetivos . . . 30
1.3 Justificativa . . . 31
1.4 Metodologia . . . 34
1.5 Apresentação da Dissertação . . . 36

2 Revisão Bibliográfica . . . 37
2.1 Ligações em Estruturas de Concreto Pré-moldado . . . 37
2.1.1 Aspectos gerais . . . 37
2.1.2 Pilar-fundação . . . 39
2.1.3 Modelos de transferência de esforços . . . 42
2.2 Bloco de Fundação . . . 47
2.2.1 Estudos clássicos . . . 47
2.2.2 Recomendações normativas da ABNT (2014) . . . 51
2.3 Cálice de Fundação . . . 52
2.3.1 Estudos clássicos . . . 52
2.3.2 Estudos recentes . . . 54
2.3.3 Recomendações normativas da ABNT (2017b) . . . 72
2.4 Considerações Finais . . . 76

3 Simulação Numérica . . . 81
3.1 Ensaios Experimentais de Barros (2013) . . . 81
3.2 Propriedades Geométricas . . . 83
3.3 Propriedades Mecânicas . . . 88
3.3.1 Aço . . . 88
3.3.2 Concreto . . . 89
3.4 Interações e Contatos . . . 108
3.4.1 Concreto-armadura . . . 108
3.4.2 Pilar-graute e graute-bloco . . . 109
3.4.3 Bloco-estaca . . . 111
3.5 Condições de Contorno . . . 112
3.5.1 Simetria do modelo . . . 112
3.5.2 Topo do pilar . . . 112
3.5.3 Base das estacas . . . 113
3.6 Malha . . . 114

3.7 Método de Solução . . . 119
3.8 Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos . . . 121
3.8.1 Monolítico de Referência para a Série Lisa . . . 121
3.8.2 Externo Liso . . . 123
3.8.3 Semiembutido Liso . . . 125
3.8.4 Semiembutido Liso com Armadura Complementar . . . 127
3.8.5 Embutido Liso . . . 129
3.8.6 Embutido Liso com Armadura Complementar . . . 132
3.8.7 Monolítico de Referência para a Série com Chave . . . 134
3.8.8 Externo com Chave de Cisalhamento . . . 136
3.8.9 Semiembutido com Chave de Cisalhamento . . . 138
3.8.10 Semiembutido com Chave de Cisalhamento com Armadura Complementar 140
3.8.11 Embutido com Chave de Cisalhamento . . . 143
3.8.12 Embutido com Chave de Cisalhamento com Armadura Complementar . 145
3.8.13 Resultados Gerais . . . 147

4 Análise Paramétrica . . . 151
4.1 Modelos para Parametrização . . . 151
4.2 Resultados . . . 152
4.2.1 Monolítico de Referência para a Série Lisa . . . 152
4.2.2 Externo Liso . . . 154
4.2.3 Semiembutido Liso . . . 159
4.2.4 Embutido Liso . . . 164
4.2.5 Monolítico de Referência para a Série com Chave de Cisalhamento . . . 169
4.2.6 Externo Chave . . . 171
4.2.7 Semiembutido Chave . . . 177
4.2.8 Embutido Chave . . . 182
4.3 Discussões . . . 187
4.3.1 Grau de Embutimento . . . 187
4.3.2 Conformação da Interface do Cálice . . . 188
4.3.3 Armadura do Tirante Principal do Bloco . . . 189
4.3.4 Armadura Vertical do Cálice . . . 190
4.3.5 Armadura Horizontal do Cálice . . . 191

5 Conclusão . . . 193
5.1 Modelo Numérico . . . 193
5.2 Análises Paramétricas . . . 194
5.3 Sugestões para Trabalhos Futuros . . . 195

Referências **197**

ANEXO A Propriedades Geométricas dos Modelos **205**
A.1 Pilares **205**
A.1.1 Pilares Monolíticos 205
A.1.2 Pilares de Concreto Pré-moldado 206
A.2 Estacas **206**
A.3 Bloco Monolítico de Referência da Série Lisa **207**
A.4 Cálice Externo Liso **209**
A.5 Cálice Semiembutido Liso **211**
A.6 Cálice Embutido Liso **213**
A.7 Bloco Monolítico de Referência da Série com Chave de Cisalhamento **215**
A.8 Cálice Externo Chave **217**
A.9 Cálice Semiembutido Chave **219**
A.10 Cálice Embutido Chave **221**

1 Introdução

Este capítulo se inicia com uma contextualização acerca do tema de pesquisa na seção 1.1. Além disso, são abordados os objetivos na seção 1.2, as justificativas na seção 1.3 e a metodologia do trabalho na seção 1.4. E, por fim, a seção 1.5 apresenta a organização geral da dissertação.

1.1 Considerações Iniciais

Na Engenharia Civil, mais especificamente na área de Estruturas, uma boa alternativa para otimizar a gestão de uma obra é a utilização de peças de concreto pré-moldado. Esse sistema construtivo proporciona rapidez na execução das tarefas, melhora no controle de qualidade dos elementos estruturais e, além de contribuir para a responsabilidade ambiental, garante segurança e higiene para o canteiro de obra.

Tratando-se de estruturas divididas em peças de concreto pré-moldado, as ligações entre os elementos passam a ser aspectos importantes para a concepção final do projeto. Essas conexões são fundamentais para garantir a estabilidade global da estrutura, devendo resistir às solicitações e transmitir os esforços para os outros elementos estruturais.

No que se refere à transmissão de cargas dos pilares para as fundações, o cálice é a ligação que tem mais destaque. As vantagens desse tipo de conexão estão relacionados à rapidez de montagem, à facilidade de ajustes e de desvios de execução, à boa capacidade de transmissão de esforços e à não necessidade de proteções especiais contra agentes agressivos.

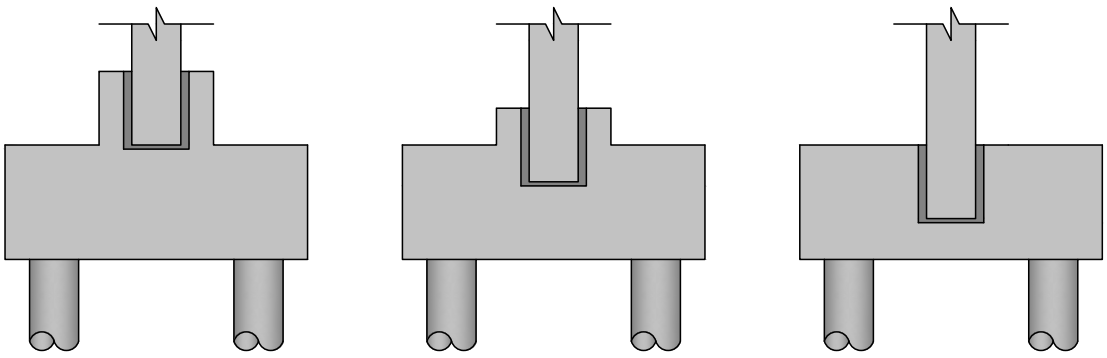
Sendo a escolha do tipo de fundação uma decisão baseada essencialmente em parâmetros técnicos e econômicos, diversos fatores são avaliados para que seja considerada a concepção da melhor solução em termos de fundação. Um dos fatores decisivos diz respeito à capacidade resistente das estratificações do solo, possibilitando o uso de fundações rasas ou restringindo a solução para fundações profundas. As fundações profundas são necessárias quando as camadas superiores do terreno não são capazes de mobilizar as tensões das ações provenientes da superestrutura, devendo-se recorrer a níveis mais profundos do solo.

O uso de fundações profundas requer um elemento estrutural intermediário, o

bloco de coroamento. Os blocos sobre estacas, assim também chamados, são estruturas de grandes volumes utilizadas para transferir às estacas as cargas da fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis (ABNT, 2014). Apesar de serem de fundamental importância para a segurança da superestrutura, os blocos de coroamento são elementos estruturais que, quando em serviço, não permitem inspeção visual de maneira simples, justificando a necessidade de um bom conhecimento do seu comportamento estrutural.

Diante do cenário exposto, para a concepção estrutural em concreto pré-moldado de uma fundação de um bloco de fundação, faz-se necessária a construção do elemento estrutural de ligação, sendo estudado no presente trabalho o cálice. Os cálices são concavidades externas ou internas no elemento de fundação sendo compostos por paredes, chamadas de colarinhos, que contornam a cavidade destinada ao encaixe dos pilares (ABNT, 2017b). De acordo com o grau de embutimento, os cálices são classificados como externos, com colarinho exposto; semiembutidos, com colarinho parcialmente embutido; e embutidos, sem a presença de colarinho. A Figura 1.1 apresenta as três possíveis configurações para o cálice.

Figura 1.1 – Classificações do cálice de fundação de acordo com o grau embutimento



(a) Externo **(b)** Parcialmente embutido **(c)** Embutido

Fonte: Autor.

Além disso, a depender da conformação superficial das paredes do colarinho, os cálices são classificados como de interface lisa, rugosa ou com chave de cisalhamento. Essa interface de contato entre as paredes do cálice e a região embutida do pilar interferem diretamente na transmissão dos esforços da ligação.

Na bibliografia técnica, observa-se que a maioria dos modelos de cálculo e dos métodos de projeto limita-se aos cálices externos. Assim, devido ao pouco conhecimento teórico e experimental do comportamento estrutural das demais configurações, preconiza-se uma pesquisa que contemple a análise da totalidade de modelos de cálices.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é analisar o cálice de fundação em ligações de estruturas de concreto pré-moldado entre pilar e bloco de fundação sobre duas estacas.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

1. Investigar o comportamento da ligação entre o pilar e o bloco de fundação no que se refere aos mecanismos de transferência de esforços, analisando a formação de bielas e o padrão de fissuração;
2. Avaliar a contribuição dos tirantes principais do bloco, das armaduras verticais e horizontais do cálice, analisando curvas força-deslocamento e força-deformação;
3. Analisar o comportamento da ligação com cálice externo, semiembutido e embutido, com interface de conformação lisa e com chave de cisalhamento;
4. Comparar o desempenho estrutural dos blocos monolíticos e dos blocos com cálice, analisando os diferentes graus de embutimento do cálice e as diferentes conformações de parede.

1.3 Justificativa

As justificativas do trabalho são baseadas em dados objetivos, por meio de indicadores bibliométricos, e em dados subjetivos, por meio da importância do tema da dissertação.

No que se refere aos indicadores bibliométricos, fez-se uma pesquisa, conforme o método proposto por Zupic e Čater (2015), compreendendo as etapas de pesquisa bibliográfica, de compilação dos bancos de dados, de análise dos dados bibliométricos e de visualização dos resultados.

A pesquisa bibliográfica inicial objetivou investigar, de forma mais abrangente, os assuntos relevantes no cenário científico sobre o tema da dissertação por meio do argumento de pesquisa "(*precast OR pre-cast*) *AND concrete AND* (*column OR foundation*)" nas bases de dados *Web of Science*, *Scopus* e *Science Direct* a partir do ano 2000. Como resultado, foram encontrados 5807 artigos científicos publicados.

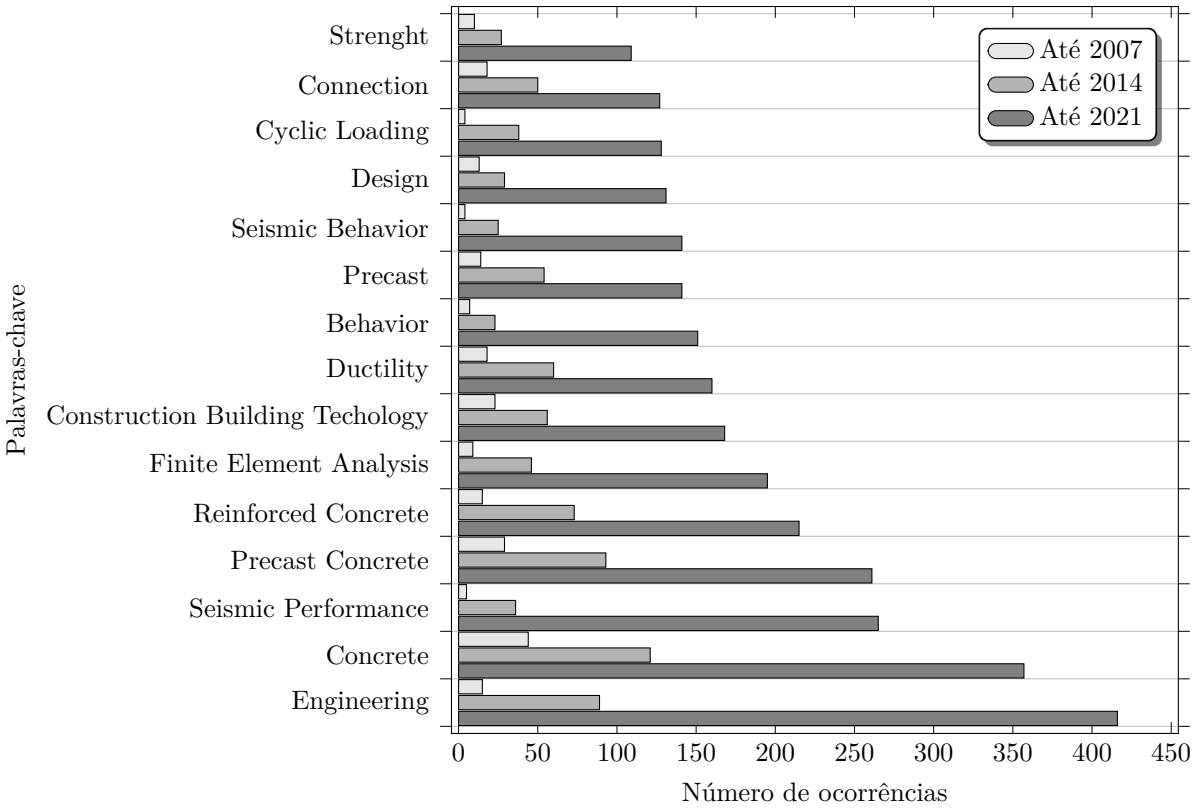
A Figura 1.2 apresenta as 15 palavras-chave de maior ocorrência encontradas. Destacaram-se, para o presente estudo, as palavras "*Precast Concrete*" (261 ocorrências), "*Finite Element Analysis*" (195 ocorrências), "*Design*" (131 ocorrências) e "*Connection*" (127 ocorrências). Todas essas palavras-chave apresentaram um aumento de ocorrências, o que evidencia a relevância desses termos.

Prosseguiu-se refinando a pesquisa utilizando os argumentos "(*socket* OR *connection*)", mostrando como resultado 1052 artigos científicos mais correlatos ao tema. Seguiu-se com esse novo banco de dados para as próximas etapas.

Do ponto de vista temporal, o número de publicações com esses termos tem tendência de alta. Dos anos de 2000 a 2020, a quantidade saiu de 2 artigos por ano

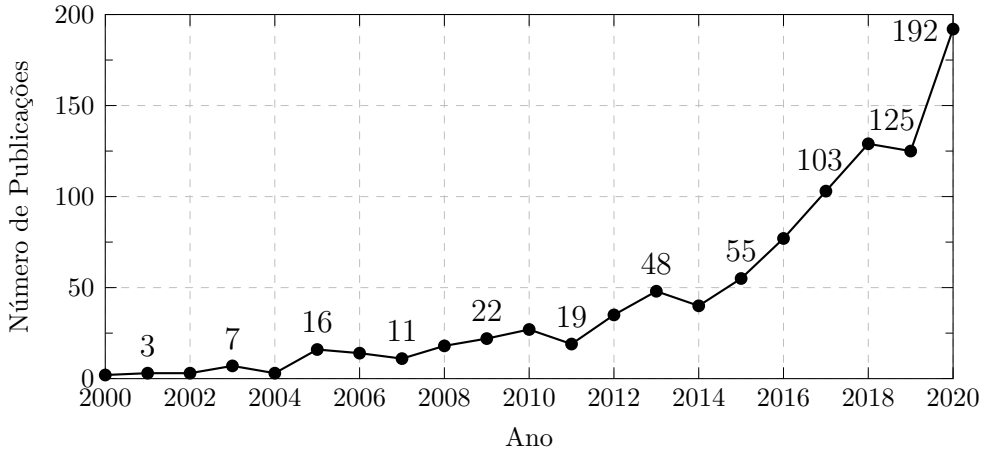
e atingiu o patamar de 192 artigos por ano, definindo uma taxa de crescimento de aproximadamente 26% ao ano. A Figura 1.3 mostra essa evolução anual das publicações encontradas na pesquisa bibliométrica.

Figura 1.2 – Evolução temporal das 15 palavras-chave de maior ocorrência



Fonte: Autor.

Figura 1.3 – Evolução temporal do número de publicações

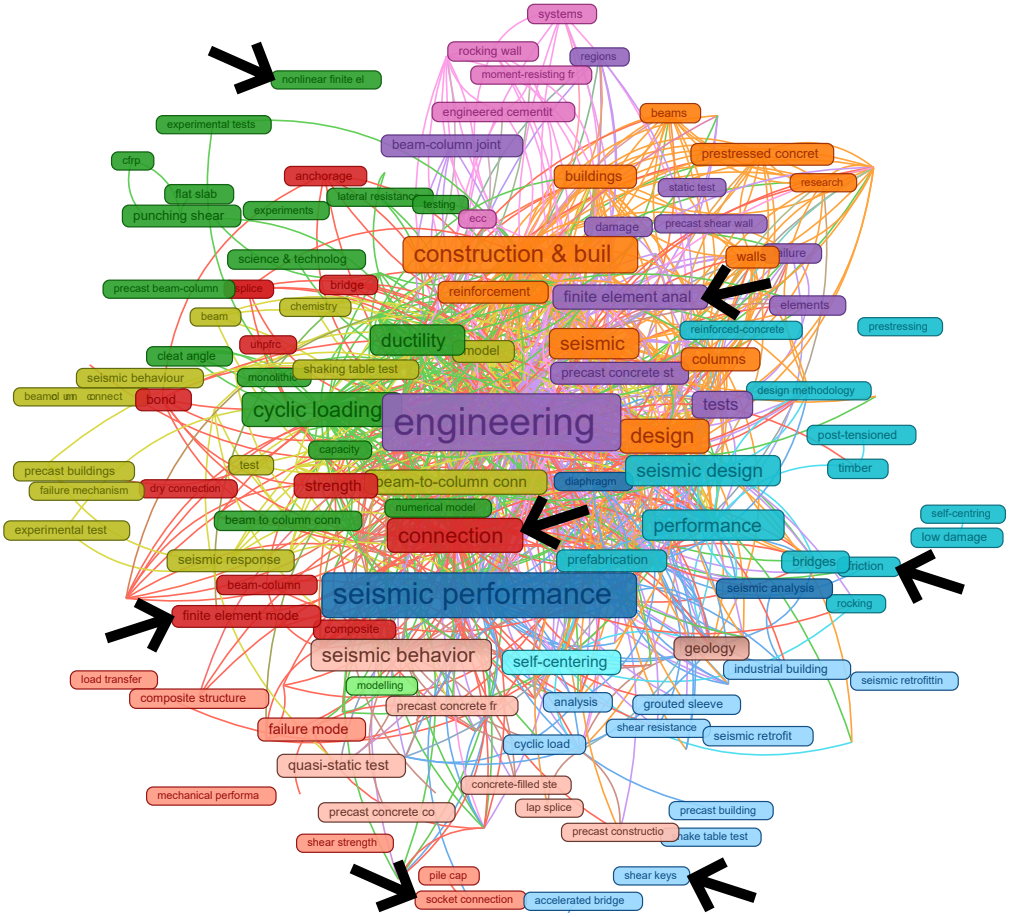


Fonte: Autor.

Conforme análise baseada na centralidade e na densidade da coocorrência das palavras-chave, foi elaborado o mapa apresentado na Figura 1.4. O tema de pesquisa está inserido em assuntos periféricos, indicados pelas setas, pouco conectados com os assuntos centrais, mas com crescente relevância. Como é de interesse científico a ampliação

das conexões dos temas periféricos, os resultados da pesquisa têm maiores chances de postulações contributivas ao meio acadêmico.

Figura 1.4 – Mapa dos dados bibliográficos de coocorrência de palavras-chave



Fonte: Autor.

Apesar da pesquisa bibliométrica não possuir natureza conclusiva, devido a influência da escolha das palavras-chave pelos autores ou equipe editorial e dos argumentos utilizados na pesquisa, a julgar pela quantidade e pela evolução temporal das publicações analisadas, percebe-se que o tema da dissertação está inserido em assuntos relevantes e em ascensão.

Do ponto de vista da importância do tema, conforme evidenciado anteriormente, as ligações entre elementos pré-moldados constituem uma das áreas de interesse dentro das pesquisas direcionados a essa concepção estrutural. Esse aspecto está fundamentalmente vinculado a sua competitividade para aplicação quando comparado com os métodos convencionais. Esse fato ocorre em razão das conexões serem concebidas como sendo articuladas ou rígidas, desconsiderando-se a influência da sua real deformabilidade, recaindo em erros que podem vir a acarretar em danos na utilização da estrutura.

No Brasil, outro fator relevante para a justificativa é a carência de estudos sobre o comportamento do cálice embutido e parcialmente embutido em bloco sobre estacas. A pouco literatura técnica a respeito de critérios para projeto, associado à escassez de

resultados experimentais e numéricos sobre o assunto, são fatores que indicam a importância das contribuições e dos resultados da pesquisa.

Diante desse cenário, o estudo se justifica pela importância, em estruturas de concreto pré-moldado, da aplicação da ligação e pelo pouco conhecimento do elemento nas situações de cálice totalmente e parcialmente embutido em blocos de fundação. Assim, a pesquisa contribui para o meio científico e para o meio técnico, com critérios de dimensionamento e de detalhamento de projeto. Para mais, dá-se prosseguimento aos estudos de ligações em estruturas de concreto pré-moldado, mais especificamente da ligação pilar-fundação por meio de cálice, no Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da EESC-USP.

1.4 Metodologia

A condução do trabalho, visando um melhor desenvolvimento da pesquisa, seguiu a seguinte metodologia.

Na primeira etapa deste trabalho, fez-se uma revisão bibliométrica para conhecer e aprofundar os estudos mais recentes da ligação pilar-fundação por meio de cálice de fundação, servindo de base para a pesquisa realizada. Por meio dessa etapa, foi possível compreender o atual estado de conhecimento acerca do tema proposto, facilitando a contextualização e justificativa deste trabalho. Dessa forma, foram elencados pontos interessantes de análise para o desenvolvimento da pesquisa com o objetivo de preencher lacunas com contribuições ao projeto de cálice de fundação em blocos sobre estacas.

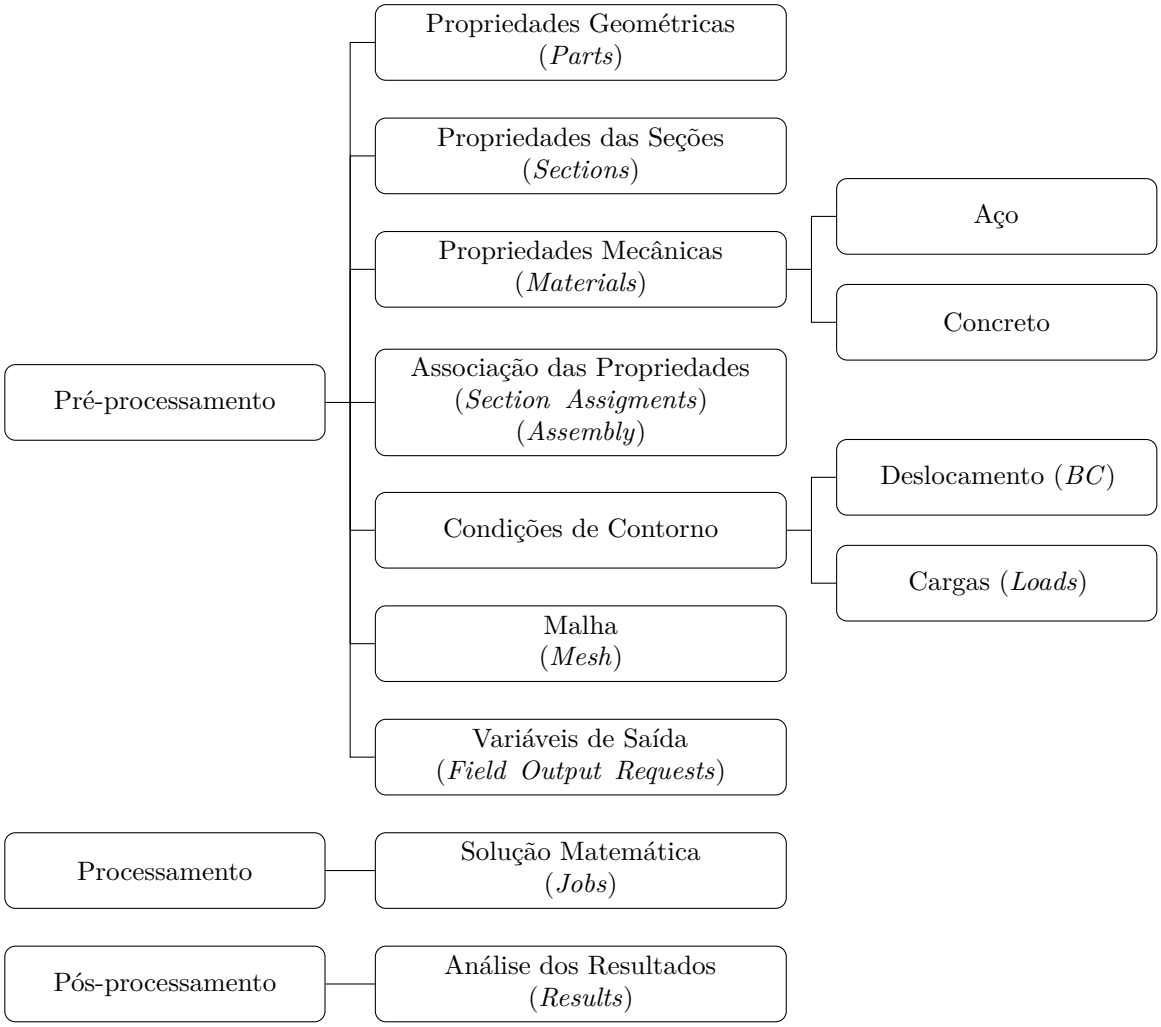
Juntamente com o refinamento da pesquisa bibliométrica, realizou-se um levantamento de materiais científicos, servindo de revisão bibliográfica e de fundamentação teórica para o trabalho. Nesta etapa, buscou-se desde pesquisas clássicas a artigos científicos atuais, abordando os assuntos do tema da dissertação.

Além disso, dentro desta primeira etapa, criou-se uma base de dados com resultados de ensaios experimentais apresentados em pesquisas científicas que, após serem refinados, serviram de referência para a calibração do modelo numérico proposto. Os dados foram armazenados e organizados de acordo com a autoria da pesquisa, apresentando os principais dados do ensaio como: propriedades geométricas, propriedades mecânicas dos materiais, condições de contorno em força e em deslocamento do ensaio, forças últimas, deslocamentos, tensões, deformações, padrões de fissuração e outras informações julgadas importantes.

No segundo momento do trabalho, foram realizadas simulações numéricas por meio do Métodos dos Elementos Finitos no *software* computacional *ABAQUS* 2020, conforme o fluxograma apresentado na Figura 1.5. Nesta etapa, concebeu-se um modelo numérico em que o concreto é representado por elementos sólidos quadráticos e as armaduras por elementos de treliça quadráticos. Essas escolhas foram baseadas de tal forma que, além de

representar o tema de estudo, fosse possível contribuir para as investigações que são de objetivo da pesquisa.

Figura 1.5 – Fluxograma do processo no *ABAQUS* 2020



Fonte: Autor.

Além disso, foram definidas propriedades geométricas para a ligação, propriedades mecânicas para os modelos constitutivos dos materiais, condições de contorno em força e em deslocamento para a estrutura, discretização suficientemente refinada da malha e adoção de métodos de solução para o problema matemático resultante. Essas adoções foram feitas com base em trabalhos da literatura e conforme análise de sensibilidade desenvolvida. Após a concepção de um modelo proposto final, calibrou-se com os dados experimentais organizados anteriormente. O final da segunda etapa consistiu-se em uma análise paramétrica, para compreender a contribuição das armaduras do bloco e do cálice, bem como o comportamento do concreto.

A terceira e última etapa se desenvolveu a partir da revisão bibliográfica e das análises de sensibilidade e paramétricas, de acordo com os objetivos específicos do trabalho. De maneira geral, buscou-se analisar o cálice de fundação, perpassando pela avaliação das armaduras principais dos modelos, pela comparação entre os desempenhos estruturais dos

blocos monolíticos de referência e dos blocos com cálice e pela análise dos diferentes graus de embutimento e conformação de interface dos cálices.

1.5 Apresentação da Dissertação

Para fins de organização, a dissertação é estruturada em cinco principais capítulos.

O presente capítulo, Capítulo 1, faz a introdução do tema, apresentando o contexto do trabalho, definindo os objetivos a serem alcançados na pesquisa e justificando a importância do estudo. Além disso, é descrito um breve resumo da metodologia que será empregada no desenvolvimento da pesquisa.

No Capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica geral da literatura técnica, abordando o estado de conhecimento da ligação pilar-fundação por meio de cálice de fundação. Para tanto, faz-se um apanhado geral dos trabalhos relacionados ao tema, discutindo os comportamentos mecânicos, os tipos de falha, os modelos de cálculo, os procedimentos de projetos e as lacunas existentes atualmente.

O Capítulo 3 apresenta as etapas da simulação numérica, descrevendo informações do modelo proposto quanto à geometria, às propriedades dos materiais, às condições de contorno, às condições de carregamento, à malha e ao método de solução. Além disso, faz comparação dos resultados numéricos do modelo calibrado com os resultados experimentais.

No Capítulo 4, são explicitadas as análises paramétricas desenvolvidas, extrapolando variáveis de interesse, para obter diferentes respostas para o concreto, para o tirante principal do bloco e, para a armadura vertical e horizontal do cálice. Ao longo da seção são apresentados, em cada seção específica, os resultados dos modelos paramétricos, expondo curvas de força-deslocamento e de força-deformação, ângulos de formação da biela e a distribuição das deformações nas principais armaduras no instante de força última. Ao final do capítulo, são discutidos e sintetizados os resultados obtidos.

O Capítulo 5 apresenta a síntese do modelo numérico utilizado e as conclusões das análises desenvolvidas no trabalho. Por fim, o capítulo sugere ideias para possíveis trabalhos futuros.

2 Revisão Bibliográfica

Algumas das principais pesquisas cientificas são apresentadas neste tópico para o embasamento teórico do projeto, buscando fazer um apanhado geral do estado de conhecimento do bloco sobre estacas com cálice. Para tanto, a revisão bibliográfica foi dividida em quatro partes distintas.

A primeira parte, seção 2.1, versa conceitos básicos e mais gerais das ligações em estruturas de concreto pré-moldado, restringindo até as ligações pilar-fundação. A seção 2.2 busca compreender os estudos gerais sobre o bloco de fundação. A terceira, seção 2.3, aborda as pesquisas com relação ao cálice de fundação. Na quarta, e última parte, seção 2.4, tem-se um resumo do estado da arte, condensando os assuntos discutidos e levantando considerações finais à revisão.

2.1 Ligações em Estruturas de Concreto Pré-moldado

Neste tópico são abordados os aspectos gerais das ligações, bem como os modelos de transferência de esforços em estruturas de concreto pré-moldado.

2.1.1 Aspectos gerais

Com o intuito de apresentar o cálice de fundação, bem como introduzir conceitos e variáveis importantes da ligação pilar-fundação por meio de cálice, classifica-se as ligações entre elementos pré-moldados, conforme apresentado em El Debs (2017). Faz-se comentários para restringir a ligação por meio de cálice.

1. Quanto ao tipo de vinculação com o momento fletor:

   ligação articulada: não transmite momento fletor;

   ligação semirrígida: transmite parcialmente o momento fletor;

   ligação rígida: transmite momento fletor.

   Geralmente, as ligação mais simples são consideradas articuladas, promovendo estruturas mais solicitadas aos momentos fletores. Em alternativa, ligações que

transmitem momento fletor tendem a ser mais complexas. O cálice de fundação, no entanto, é uma ligação de fácil montagem que apresenta boa capacidade de transmissão de momento.

2. Quanto ao emprego de concreto e argamassa no local:

   ligação seca: sem concreto e argamassa no local;

   ligação úmida: com concreto e argamassa no local.

   Quanto ao cálice, na montagem da ligação, emprega-se concreto ou graute no preenchimento dos espaços vazios entre os elementos conectados.

3. Quanto ao esforço principal transmitido:

   ligação solicitada à compressão

   ligação solicitada à tração

   ligação solicitada ao cisalhamento

   ligação solicitada ap momento fletor

   ligação solicitada ao momento torçor

   Normalmente, no projeto de ligação pilar-fundação, a demanda de transmissão é de esforços normais (compressão e tração), de cisalhamento e de momento fletor.

4. Quanto á colocação de material de amortecimento:

   ligação dura: com solda ou concreto moldado no local;

   ligação mole: com intercalação de material de amortecimento.

   A ligação por meio de cálice acontece com o emprego de concreto ou graute moldado no local, conferindo uma ligação classificada como dura. Atualmente, estuda-se elementos de preenchimento de alto desempenho, como o UHPC, e pouco retráteis.

De maneira geral, no projeto de ligações entre elementos pré-moldados, recorre-se de diversas estratégias, para a concepção da conexão.

armadura saliente e concreto moldado no local: as armaduras dos elementos são projetadas para fora e concretadas a outras armaduras salientes dos elementos adjacentes;

conformação por recortes, chaves de cisalhamento e encaixes: conformações ou cavidades são utilizadas em um dos elementos para encaixar ou para embutir trecho de outros elementos. Essa estratégia é empregada no concepção da ligação por meio de cálice, seja ele externo, semiembutido ou embutido;

cabos de protensão: a solidariedade entre os elementos é feita por meio de cabos protendidos colocados em bainhas cruzando a ligação nos dois elementos;

conectores metálicos, soldas e parafusos: quando recorre-se a elementos metálicos para a conexão, normalmente os conectores são fixados nas faces dos elementos, ligados às armaduras principais;

almofadas de apoio: recurso para evitar a concentração de tensões, promovendo uma distribuição mais uniforme no contato dos elementos pré-moldados;

argamassa e concreto de granulometria fina: estratégia utilizada para preencher vazios e para uniformizar tensões de contato. Esse conceito é aplicado no caso da ligação por meio de cálice, uma vez que é empregado um material fluído (graute) nas lacunas da ligação, promovendo a solidariedade dos elementos;

material de alto desemprenho: emprego de materiais de alto desempenho possibilitam ligações eficiente, possibilitando ótimo comportamento estrutural com utilização de pouco material.

2.1.2 Pilar-fundação

Independente do tipo de ligação pré-moldada, a finalidade primordial é a transmissão de esforços entre os elementos conectados. Espera-se uma transferência de esforços de compressão, de tração, de cisalhamento, de flexão e de torção.

No que se refere as ligações pilar-fundação em específico, busca-se, de maneira geral, projetar conexões que resistam a forças verticais, momentos e forças horizontais. Para tanto, existem vários tipos de ligações pré-moldadas para a conexão do pilar com a fundação. As principais propostas são indicadas na Figura 2.1.

A ligação por meio de cálice (Figura 2.1a) resume-se no embutimento de um trecho do pilar em uma cavidade acima ou dentro do próprio elemento de fundação, proporcionando o encaixe do pilar. Na montagem, são utilizados calços e cunhas, normalmente de madeira, para suporte e alinhamento. Em seguida, preenche-se o espaço vazio entre os elementos com concreto ou graute. Estudos recentes dessa ligação podem ser encontrados em Riva (2006), Mohebbi, Saiidi e Itani (2018b), Mohebbi, Saiidi e Itani (2018a), Mohebbi, Saiidi e Itani (2017), Mohebbi (2017), Osanai, Watanabe e Okamoto (1996), Mashal e Palermo (2004), Haraldsson *et al.* (2013), Khaleghi *et al.* (2012), Motaref, Saiidi e Sanders (2014), Motaref (2011).

Principais vantagens:

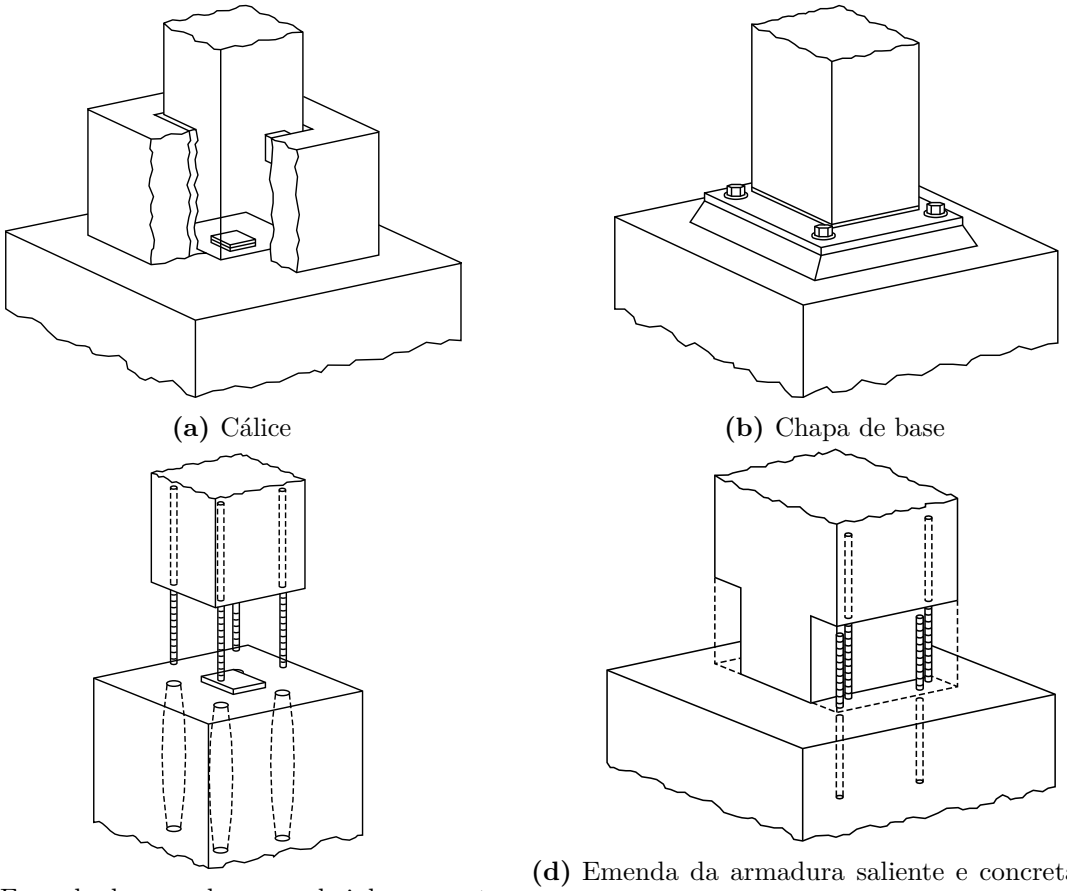
- Facilidade e rapidez de montagem;
- Facilidade de ajustes aos desvios de execução;

- Eficiente capacidade na transmissão de momentos fletores;
- Dispensa proteções especiais contra agentes agressivos.

Principais desvantagens:

- Fundação onerosa e robusta, demandando trabalho;
- Requer cuidados no preenchimento das lacunas do encaixe, principalmente na região da base do pilar;
- Dificuldade de armação quando solicitado à transmissão de esforços de tração.

Figura 2.1 – Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação



(a) Cálice

(b) Chapa de base

(c) Emenda da armadura com bainha e graute

(d) Emenda da armadura saliente e concretagem posterior

Fonte: Adaptado de PCI (1988)

A ligação por chapa de base (Figura 2.1b) é feita por meio da fixação das armaduras principais do pilar em uma chapa metálica (de dimensões iguais ou maiores que as do pilar), mediante chumbadores, porcas e argamassa de enchimento. Na montagem, os dispositivos são posicionados de forma a promover os encaixes, com ajustes finais de prumo e de nivelamento por sistemas de porcas e contraporcas. Por fim, o espaço entre a chapa e a fundação é preenchido com argamassa seca ou graute.

Principais vantagens:

- Facilidade de montagem e de prumo;
- Capacidade de transmissão de momentos fletores, a depender das dimensões da chapa;
- Possibilidade de ajustes e tolerâncias, quando superdimensionados os orifícios.

Principais desvantagens:

- Requer cuidados adicionais no manuseio do pilar, por conta da chapa;
- Custos com chapas espessas de grandes dimensões;
- Suscetibilidade à corrosão e a danos na chapa e nos chumbadores, quando não protegidos adequadamente;
- Possível necessidade de reforços após fundição.

A ligação por emenda da armadura com bainha e graute (Figura 2.1c) consiste em projetar as armaduras do pilar ou da fundação para fora do elemento, colocando dentro da bainha do elemento adjacente. Na montagem, a lacuna entre a barra e a bainha, e o pilar e a fundação, é preenchido por graute. Estudos recentes dessa ligação podem ser encontrados em Raynor, Lehman e Stanton (2002), Steuck, Eberhard e Stanton (2009), Tazarv (2014), Tazarv e Saiidi (2015), Zhou, Ou e Lee (2017), Riva (2006).

Principais vantagens:

- Eficiente capacidade na transmissão de momentos fletores;
- Ligação discreta de aplicação estética.

Principais desvantagens:

- Requer escoramento temporário;
- Pouca tolerância para desvios de execução, por dificuldade de ajustes quando as bainhas possuem diâmetros pequenos;
- Necessidade de um comprimento de bainha elevado em caso de armaduras de diâmetros maiores;
- Requer cuidados adicionais nos elementos estruturais, por conta da armadura saliente.

Na ligação por emenda da armadura saliente e concretagem posterior (Figura 2.1d), tem-se armadura saliente do pilar e da fundação emendadas por meio de solda ou acopladores. Logo após a montagem, faz-se a concretagem da emenda. Estudos recentes dessa ligação podem ser encontrados em Tazarv, Saiidi *et al.* (2015), Ameli e Pantelides (2017), Li *et al.* (2018), Wang *et al.* (2018).

Principais vantagens:

- Bom comportamento mecânico;
- Boa capacidade na transmissão dos esforços.

Principais desvantagens:

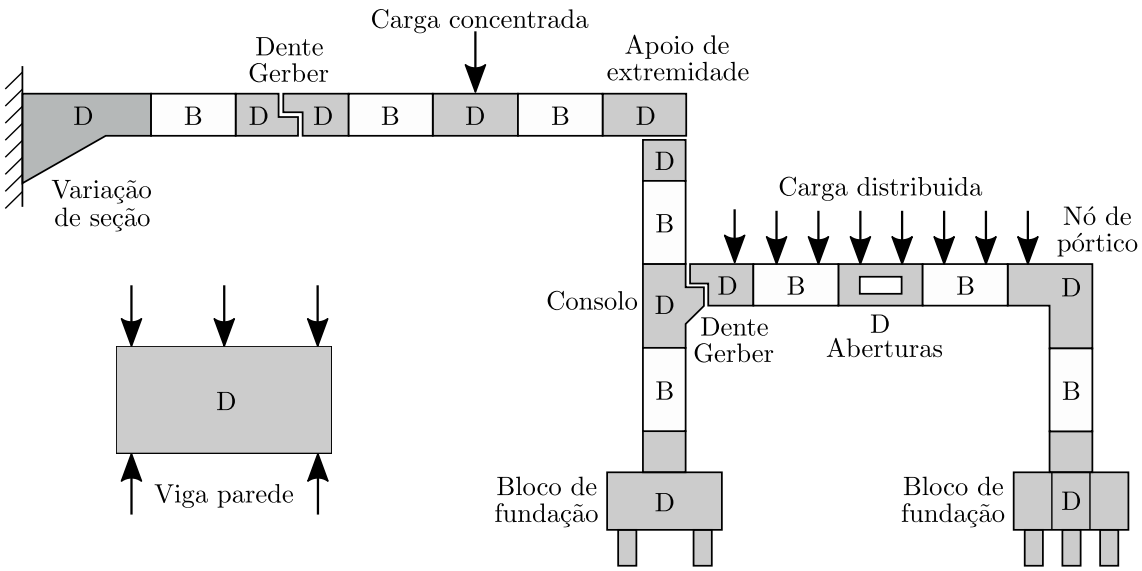
- Dificuldade de montagem;
- Dificuldade de solda de campo;
- Requer cuidados durante a concretagem da emenda.

2.1.3 Modelos de transferência de esforços

Para a análise das transferência de esforços é apropriado classificar locais da estrutura em regiões contínuas e descontínuas, baseado na distribuição de deformações ou de tensões (SCHLAICH; SCHÄFER; JENNEWEIN, 1987). As regiões contínuas, denominadas de regiões **B**, são aquelas em que as hipóteses de **B**ernoulli são válidas, ou seja, as deformações ao longo da seção transversal são regidas por distribuição linear, garantindo a manutenção da forma plana da seção. Os trechos **d**escontínuos, denominados de regiões **D**, são regiões onda a seção transversal apresenta distribuição de deformações não linear, ou seja, há uma variação complexa de tensão. Ainda conforme Schlaich, Schäfer e Jennewein (1987), as descontinuidades podem ser produzidas por irregularidades estáticas (ações concentradas) e geométricas (aberturas, nós e mudanças abruptadas na geometria). Conforme o Princípio de Saint-Venant, os trechos de descontinuidade podem ser delimitadas por regiões de dimensões da mesma ordem de grandeza da seção transversal do trecho, a partir do qual o fluxo de tensões se torna uniforme. A Figura 2.2 apresenta exemplos de regiões **B** e **D**.

Dessa forma, como a conexão pilar-fundação, por meio do cálice de fundação por exemplo, constitui região de descontinuidade, tem-se uma transferência de esforços localizada. Devido a essa particularidade no projeto de ligações, abortam-se os modelos de transferência de esforços localizados nas direções normal e transversal.

Figura 2.2 – Exemplos de regiões B e D



Fonte: Reginato (2020)

Modelo de atrito-cisalhamento

Nos Estados Unidos, na década de 60, os primeiros estudos do modelo de atrito-cisalhamento foram documentados pelos pesquisadores Birkeland e Birkeland (1966). Posteriormente, foi acrescentado a presença de fissuras e a sugestão de diferentes valores de coeficiente de atrito por Mast (1968), continuamente aperfeiçoado por Hermansen e Cowan (1974), Mattock, Chen e Soongswang (1976) (POWELL; FOSTER, 1994; PEREIRA, 2016).

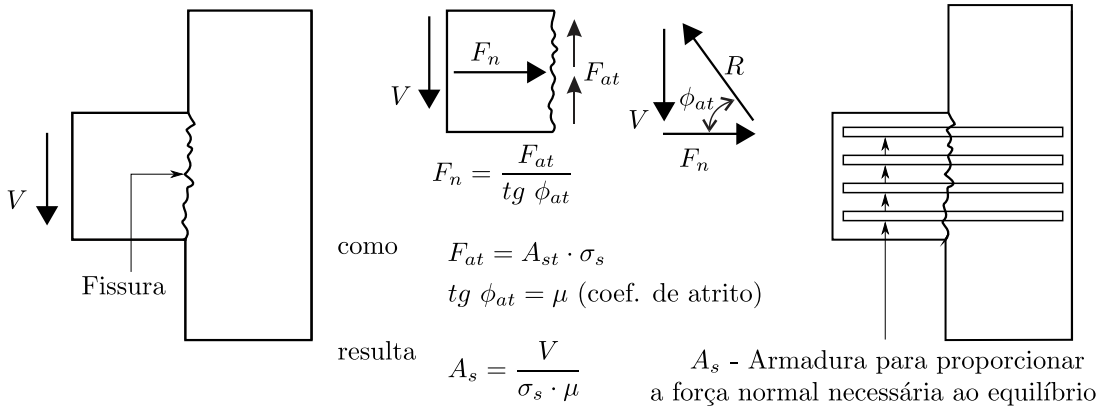
O modelo de atrito-cisalhamento fundamenta-se em admitir que a separação de duas superfícies de concreto ocorre devido à tensões de cisalhamento no plano da superfície de fissuração. Baseado nisso, para garantir a integridade das partes separadas pela potencial fissura, emprega-se armaduras cruzando a superfície definida pela fissura. Essas armaduras, na tendência de separação das partes, deforma, produzindo força normal de compressão à superfície. Dessa maneira, a força cortante é transmitida ao longo da fissura por meio do atrito resultante das partes, pelo engrenamento dos agregados e pelo efeito de pino da armadura, equilibrando o cisalhamento atuante. A Figura 2.3 ilustra o método e, de forma simplificada, o cálculo da armadura pela teoria de atrito de Coulomb.

Modelo de bielas e tirantes

O modelo de biela e tirante (*strut-and-tie model*) surgiu da analogia de treliça (*truss analogy*) desenvolvida por Ritter (1899) e Mörsch (1922) no início do século XX. Esse modelo consiste em idealizar o comportamento de um elemento estrutural no estado limite-último (ELU), ou de uma região de descontinuidade, por meio de elementos comprimidos (bielas ou escoras) e de elementos tracionados (tirantes). Esses elementos são conectados em nós para formar uma treliça isostática idealizada. Nessa treliça, as bielas substituem o

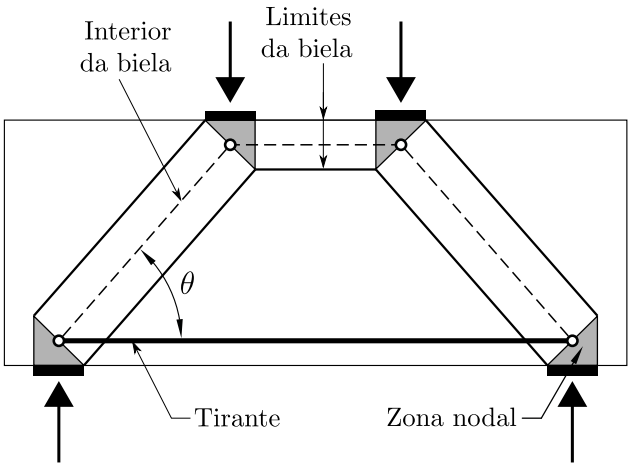
fluxo das tensões de compressão, os tirantes substituem o fluxo das tensões de tração e os nós interligam as bielas e os tirantes, equilibrando as forças resultantes. A Figura 2.4 esquematiza o modelo de biela e tirante aplicado a uma viga parede biapoiada com duas cargas concentradas.

Figura 2.3 – Modelo de atrito-cisalhamento



Fonte: Adaptado de El Debs (2017)

Figura 2.4 – Modelo de biela e tirante



Fonte: Adaptado de ACI (2019)

As dimensões da seção transversal de uma biela ou de um tirante são definidas em espessura e em largura, ambas direções perpendiculares ao eixo dos fluxos de tensão. A espessura é perpendicular ao plano analisado, enquanto a largura está no próprio plano.

De acordo com o ACI (2019), para a análise de uma região de descontinuidade, pelo método de bielas e tirantes, quatro etapas são necessárias.

1. Definir e isolar cada região D;

2. Calcular as forças resultantes nos limites de cada região D;

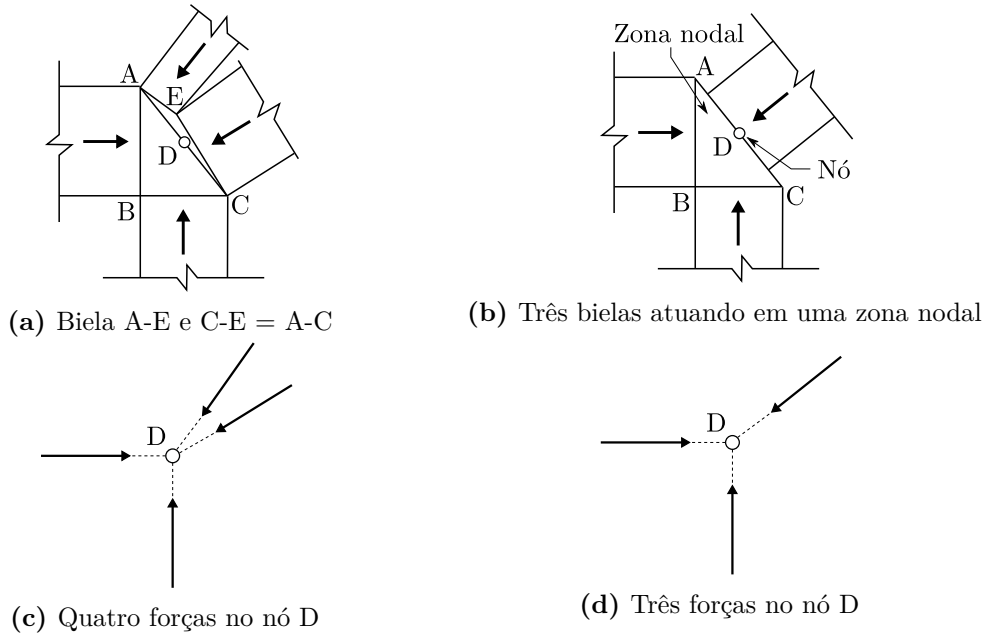
3. Conceber e calcular as forças de uma treliça que transfira os esforços em toda a região D, escolhendo eixos para as bielas e tirantes que coincidam aproximadamente com os fluxo de tensão de compressão e de tração;

4. As bielas, os tirantes e as zonas nodais são dimensionadas para resistirem e mobilizarem as forças idealizadas na treliça. Para tanto, as larguras e espessuras das bielas e das zonas nodais são determinadas considerando as resistências efetivas do concreto. As armaduras são determinadas de acordo com os tirantes, considerando as resistências efetivas do aço.

A geometria da treliça idealizada deve ser coerente com as dimensões das bielas, dos tirantes e das zonas nodais, que são dimensões finitas.

A Figura 2.5 ilustra um nó e a respectiva zona nodal. No nó, as forças verticais e horizontais equilibram as forças inclinadas.

Figura 2.5 – Resultante das forças na zona nodal



(a) Biela A-E e C-E = A-C

(b) Três bielas atuando em uma zona nodal

(c) Quatro forças no nó D

(d) Três forças no nó D

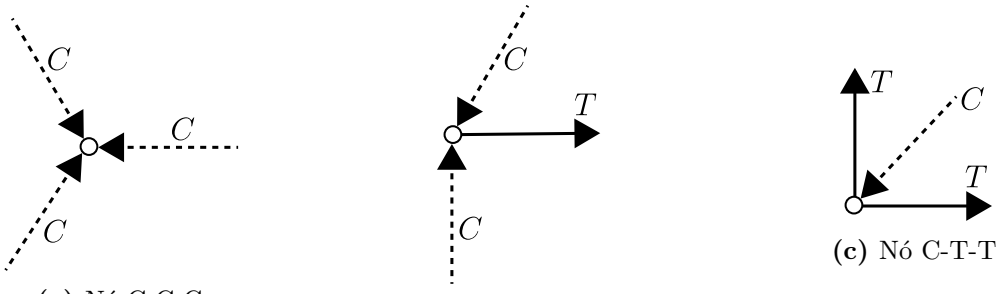
Fonte: Adaptado de ACI (2019)

Para a aplicação do método, a treliça idealizada deve ser isostática. Para tanto, em um modelo bidimensional, se mais de três forças atuarem em uma zona nodal, sugere-se calcular a resultante de algumas forças, para resultar em apenas três forças no nó. Assim, as forças atuando nas faces A-E e C-E na Figura 2.5a podem ser substituídas por apenas uma força atuando na face A-C, conforme a Figura 2.5b. A Figura 2.5c e a Figura 2.5d mostram a mesma análise sendo feita no nó D.

Visto que a resultante de todas as forças atuando em um nó resultará em apenas três forças, tem-se que as configurações possíveis em um nó são as apresentadas na Figura 2.6. Para o equilíbrio de pelo menos três forças, os nós podem ser classificados de acordo com

a natureza dessas forças. O nó C-C-C (Figura 2.6a) resiste a três forças compressivas, um nó C-C-T (Figura 2.6b) resiste a duas forças compressivas e uma força de tração e um nó C-T-T (Figura 2.6c) resiste a uma força de compressão e duas de tração.

Figura 2.6 – Classificação dos nós

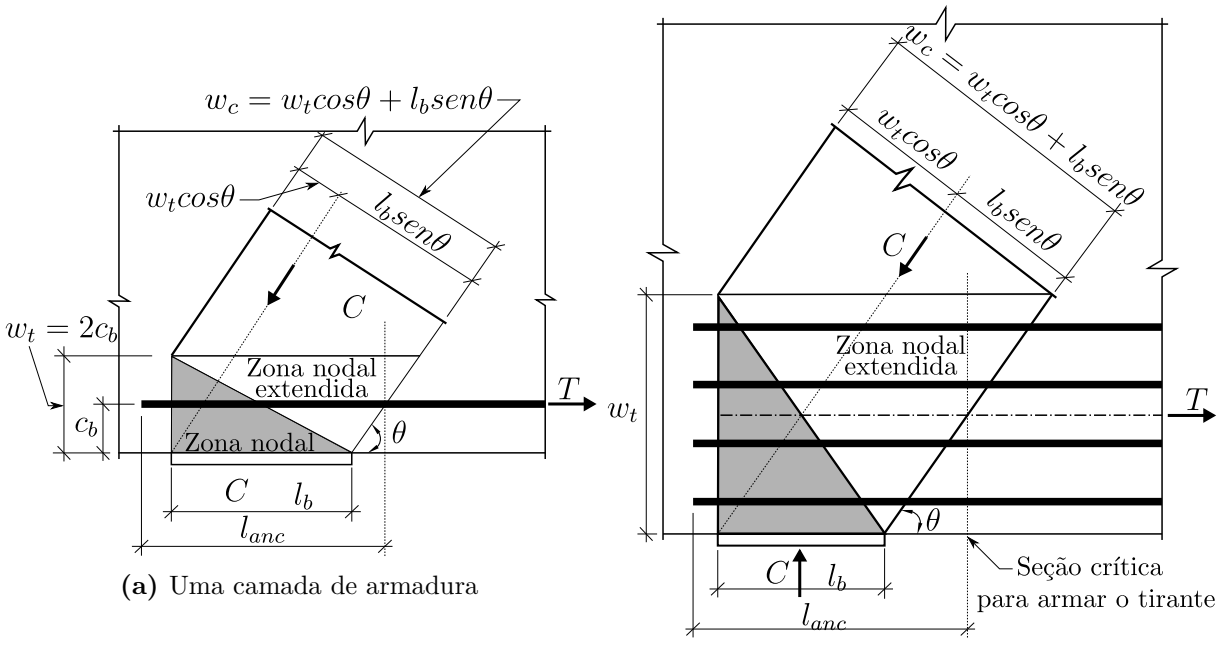


(a) Nó C-C-C **(b)** Nó C-C-T **(c)** Nó C-T-T

Fonte: Adaptado de ACI (2019)

Conforme a Figura 2.7, tem-se as dimensões efetivas das bielas w_c, dos tirantes w_t e das zonas nodais, juntamente com a das zonas estendidas. Para tanto, o eixo das armaduras deve coincidir com o eixo do tirante assumido no método.

Figura 2.7 – Zonas extendidas



(a) Uma camada de armadura **(b)** Quadro camadas de armadura

Fonte: Adaptado de ACI (2019)

Para o cálculo da área das bielas, tem-se a largura da biela, w_c, como a direção perpendicular ao eixo do fluxo de compressão no plano e a largura como a espessura do membro analisado. Devido a zona nodal estendida, o detalhamento da armadura influencia na dimensão de w_c.

No detalhamento das armaduras, a largura efetiva w_t pode variar a depender do número de camadas. Em caso de uma camada (Figura 2.7a), a largura efetiva pode

ser considerada o diâmetro das barras mais duas vezes a cobertura das superfícies das armaduras. Em caso de mais camadas, recomenda-se distribuir as armaduras ao longo da largura efetiva w_t. Além disso, deve-se garantir a ancoragem das armaduras, conforme o comprimento de ancoragem l_{anc}.

2.2 Bloco de Fundação

Neste tópico, são apresentados os principais estudos, juntamente com os resultados e as conclusões, desenvolvidos ao longo dos anos sobre o comportamento do bloco de fundação.

2.2.1 Estudos clássicos

Os primeiros estudos de grande reconhecimento científico sobre bloco de fundação foram realizados pelos pesquisadores Blevot e Frémy (1967) entre os anos de 1955 e 1961. Com o objetivo de observar os mecanismos resistentes associados às formas de ruína para os blocos de fundação dimensionados pelo método das bielas e tirantes, os autores franceses realizam ensaios experimentais em mais de cem blocos sobre duas, três e quatro estacas. Além disso, os pesquisadores avaliaram a capacidade resistente e o processo de desenvolvimento da fissuração, variando a altura do bloco e a distribuição de diversos arranjos de armadura.

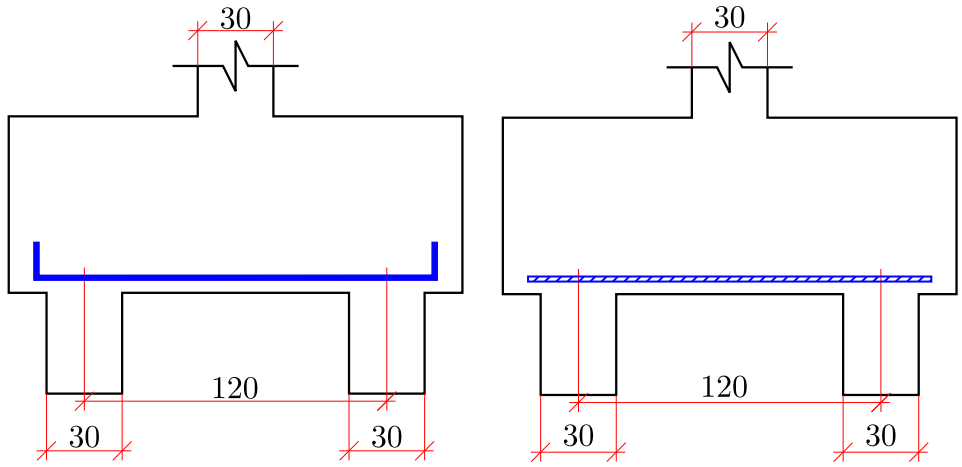
Os ensaios foram realizados em duas etapas distintas: na primeira etapa, entre 1955 e 1958, foram ensaiados 94 modelos de blocos de fundação em escalas reduzidas de 1:2 e de 1:3 do tamanho original; na segunda, entre 1958 e 1961, mais 22 modelos de blocos foram ensaiados em tamanho real.

Os modelos de blocos sobre duas estacas foram concebidos com 40 cm de largura e com pilares e estacas de seção transversal quadrada de 30 cm de dimensão. Quanto à armação, foram adotados dois tipos de arranjos para as barras de armadura: barras lisas com ganchos nas extremidades dispostas sobre as estacas (Figura 2.8a); e barras nervuradas sem ganchos (Figura 2.8b). Em todos os casos, o espaçamento entre as estacas foi de quatro vezes o lado delas, mantendo a biela de compressão sempre com ângulo de inclinação superior a 40º em relação à face inferior do bloco. Os esquemáticos dos modelos ensaios são representados pela Figura 2.8.

Após a fissuração ao longo das faces laterais e inferiores do bloco, Blevot e Frémy (1967) observaram três tipos de ruína: ruptura da biela de concreto próximo às estacas, ruptura da biela junto ao pilar e ruptura da biela de compressão próximo às estacas e ao pilar simultaneamente. Além disso, verificou-se que as tensões de compressão, no encontro do pilar com o bloco, superaram em aproximadamente 40% o valor da resistência característica à compressão do concreto. Para mais, em função dos resultados, os autores

concluíram que, para blocos de duas estacas, o ângulo de inclinação da biela deve estar compreendido entre 45º e 55º, já que, para ângulos inferiores, observou-se uma forma complexa de ruptura com forças últimas inferiores às dimensionadas, e, para ângulos superiores, ocorreu o fendilhamento das bielas.

Figura 2.8 – Bloco sobre duas estacas de Blevot e Frémy (1967)

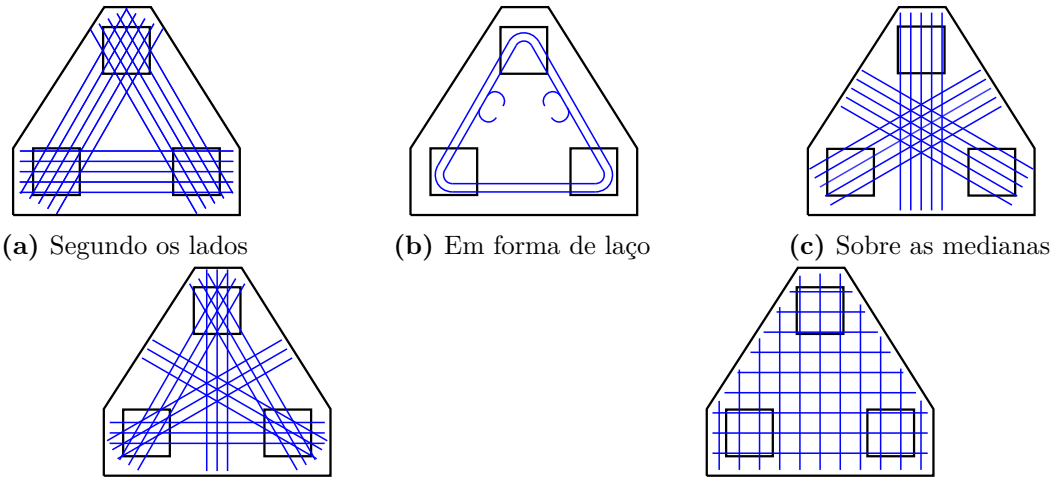


(a) Barras lisas com ganchos **(b)** Barras com saliências sem ganchos

Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967)

Quanto aos modelos de blocos sobre três estacas, foram analisadas cinco disposições diferentes de armação, conforme ilustra a Figura 2.9.

Figura 2.9 – Arranjo de armaduras em blocos de três estacas de Blevot e Frémy (1967)



(a) Segundo os lados **(b)** Em forma de laço **(c)** Sobre as medianas

(d) Segundo os lados e sobre as medianas **(e)** Distribuida em malha ortogonal

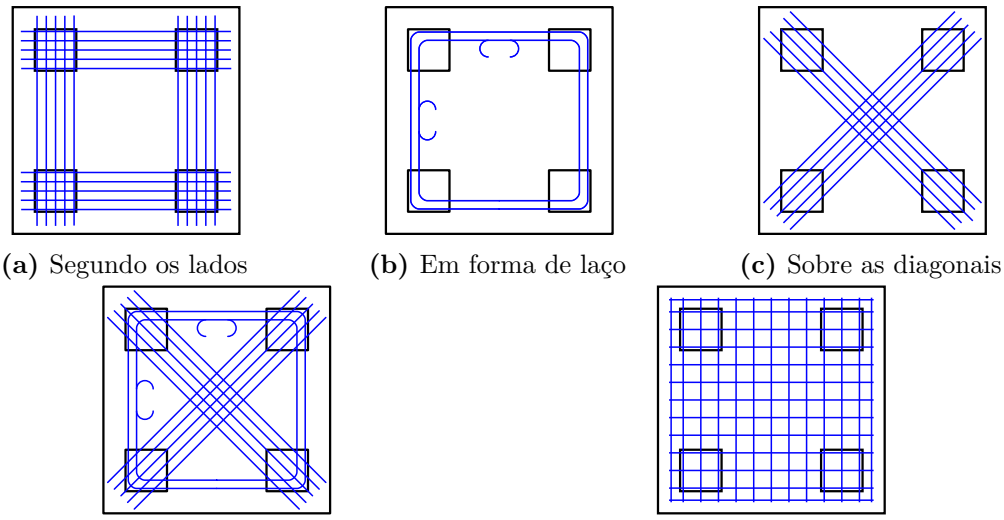
Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967)

Quanto à capacidade resistente do bloco de fundação, os arranjos da Figura 2.9a, da Figura 2.9b e da Figura 2.9d com armadura preponderante segundo os lados tiveram resultados satisfatórios. O bloco com o arranjo da Figura 2.9c, apesar de viável, apresentou força última menor, pela necessidade de um carregamento perfeitamente centrado para fazer coincidir o modelo experimental com o modelo analítico. O bloco com disposição do tipo da Figura 2.9e, devido à fissuração ao redor de uma das estacas, revelando insuficiência

de armadura para resistir às tensões de tração, rompeu com aproximadamente metade da força última dos outros modelos. A maioria dos modelos ruiu por fendilhamento da biela, provocando fissuração na região das estacas devido às tensões de tração no concreto.

Quanto aos modelos de blocos sobre quatro estacas, os pesquisadores analisaram cinco disposições diferentes de armação, conforme ilustra a Figura 2.10.

Figura 2.10 – Arranjo de armaduras em blocos de quatro estacas de Blevot e Frémy (1967)



(a) Segundo os lados **(b)** Em forma de laço **(c)** Sobre as diagonais

(d) Sobre as diagonais e em forma de laço **(e)** Distribuida em malha ortogonal

Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967)

Quanto à capacidade resistente, os blocos de fundação com arranjos da Figura 2.10a e da Figura 2.10d apresentaram resultados igualmente eficientes. Como era de se esperar, o arranjo da Figura 2.10e, devido a distribuição uniforme ao longo do bloco, teve força última 20% menor.

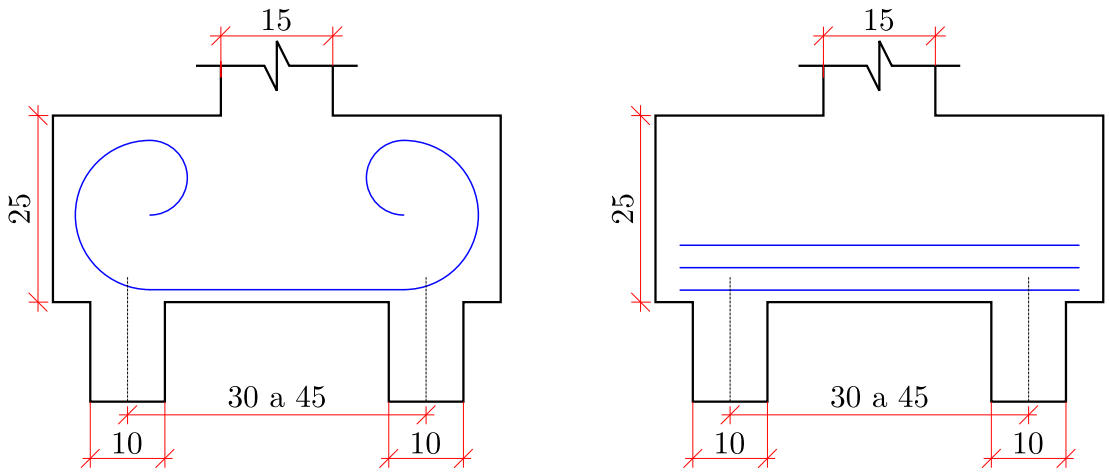
Quanto à fissuração, os blocos de disposição da Figura 2.10b e da Figura 2.10c, devido a falta de armaduras nas regiões centrais e laterais, respectivamente, apresentaram acelerado desenvolvimento de fissuração para pequenas intensidades de carregamento. Essas circunstâncias podem ser atenuadas, ou mesmo resolvido, pela adição de barras de aço em forma de malha nas regiões desprovidas de armaduras.

No que se refere a um dos primeiros trabalhos no Brasil no campo de análise de blocos de fundação, Mautoni (1972) realizou uma pesquisa experimental onde ensaiou vinte modelos de blocos sobre duas estacas. O autor tinha como objetivo caracterizar os mecanismos de ruptura e determinar a força última dos modelos, de acordo com o tipo de ruína, a partir de uma expressão, proposta por ele, da taxa crítica de armadura.

Para tanto, os modelos ensaiados foram pilares quadrados de dimensão transversal de 15 cm, em blocos prismáticos de 15 cm de largura por 25 cm de altura, apoiados em duas estacas quadradas de lado igual a 10 cm. Nos modelos foram adotados espaçamentos entre as estacas, variando entre 30 cm e 45 cm, e dois tipos de armadura: Figura 2.11a

- armadura em formato de bigode, com trechos semicirculares de ganchos, melhorando a ancoragem; Figura 2.11b - laçada contínua na horizontal, dispostas em camadas, com extremidades semicirculares e separadas por um trecho central reto. Os modelos são indicados conforme a Figura 2.11.

Figura 2.11 – Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Mautoni (1972)

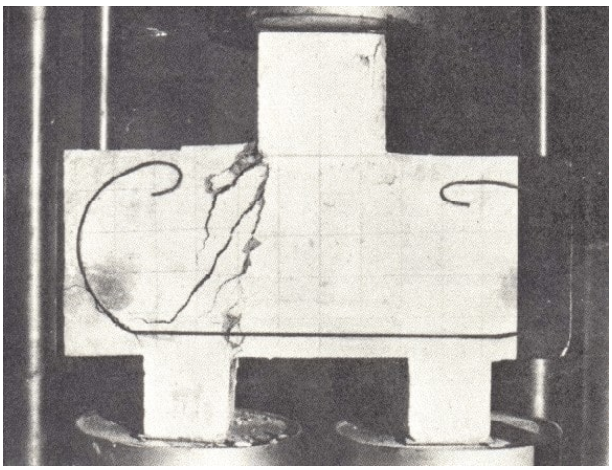


(a) Em fomato de bigode **(b)** Laçada contínua na horizontal

Fonte: Adaptado de Mautoni (1972)

Em todos os casos ensaiados por Mautoni (1972), as ruínas dos modelos ocorreram por fendilhamento das bielas comprimidas nas regiões localizadas entre a estaca e o pilar, conforme a Figura 2.12. Observa-se que as fissuras desenvolveram-se na direção paralela à da biela idealizada, expondo que a ruptura ocorreu em razão do campo de tensões de tração, perpendicular à biela de compressão.

Figura 2.12 – Ruína do modelo ensaiado por Mautoni (1972)



Fonte: Mautoni (1972)

De acordo com os resultados da pesquisa, Mautoni (1972) estabeleceu um método para determinar a força última do bloco e, por consequência, o mecanismo de colapso. Por fim, fez conclusões acerca de cada tipo de armadura. A armadura em formato de bigode, além de possuir inconveniências de ancoragem, apresentou um grande consumo de aço. Já

a armadura em laçada, além de apresentar complexidade de execução, provocou a redução da altura útil dos blocos, por conta das diversas camadas.

Os ensaios de Mautoni (1972) foram simulados numericamente por Souza (2004) através do *software DIANA*. A partir dos resultados de uma análise não-linear, o autor concluiu que existe uma grande variabilidade de valores e que o processo computacional, na época, foi oneroso, recomendando a análise não-linear somete um obras de grande porte que necessitem de investigações mais criteriosas. Porém, com a evolução dos computadores e dos *softwares* de elementos finitos, sabe-se que é possível simular numericamente os ensaios experimentais e garantir uma menor variabilidade de valores e um menor consumo computacional.

2.2.2 Recomendações normativas da ABNT (2014)

Segundo a ABNT (2014), de acordo com o comportamento estrutural, os blocos sobre estacas são divididos em dois tipos: os blocos rígidos e os blocos flexíveis. Nos blocos rígidos, o comportamento estrutural é caracterizado por:

- trabalho à flexão nas duas direções com predominância dos esforços de tração concentradas essencialmente nas linhas sobre as estacas, com faixa de largura igual a 1,2 vez o diâmetro da estaca;
- transmissão dos esforços do pilar para as estacas por meio essencialmente de fluxos de tensão de compressão de forma e dimensões complexas;
- trabalho ao cisalhamento nas duas direções, com ruína devido ao esmagamento do concreto nas bielas de compressão, e não por tração diagonal.

Para os blocos considerados flexíveis, deve-se recorrer a uma análise mais completa, avaliando desde a distribuição dos esforços nas estacas, nos tirantes de tração até a verificação quanto à punção.

Segundo a ABNT (2014), o critério para a classificação do bloco é baseado em parâmetros geométricos. Leva-se em consideração a dimensão do bloco em uma determinada direção (a), a dimensão do pilar na mesma direção (a_p) e a altura do bloco (h), conforme a expressão $h \geq \frac{a - a_p}{3}$. Caso a altura mínima do bloco seja respeitada, considera-se como bloco rígido.

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos sobre estacas, a ABNT (2014) aceita modelos tridimensionais lineares e não lineares e modelos de bielas e tirantes tridimensionais. Além disso, a norma exige a verificação dos efeitos de fendilhamento na região de contato entre o pilar e o bloco. Para mais, alerta para a necessidade de consideração da interação

solo-estrutura quando houver solicitação de forças horizontais significativas ou presença forte de assimetria.

Por fim, a ABNT (2014), ao longo da norma, descreve recomendações para o detalhamento das armaduras de flexão, de distribuição, de suspensão, de arranque dos pilares, das armaduras laterais e superiores.

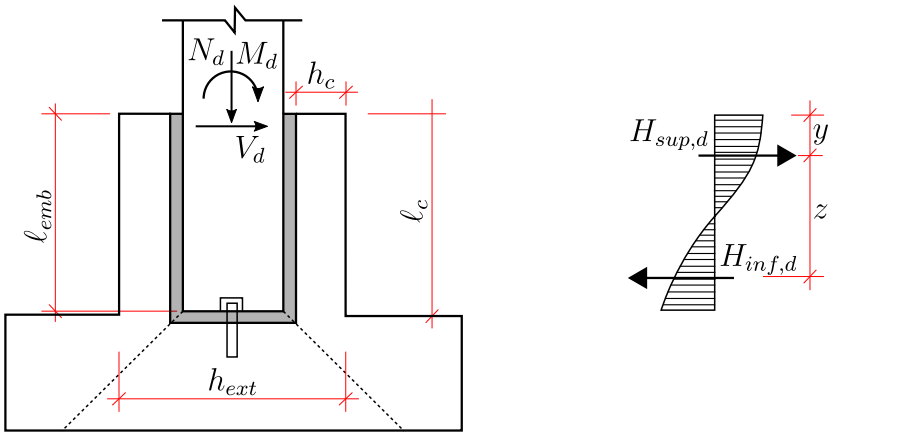
2.3 Cálice de Fundação

Neste tópico, são apresentados os principais estudos, juntamente com os resultados e as conclusões, desenvolvidos ao longo dos anos sobre o comportamento do cálice de fundação.

2.3.1 Estudos clássicos

Leonhardt e Mönnig (1978) publicaram estudos sobre o dimensionamento e o detalhamento da armadura do cálice de fundação que, apesar de conduzirem a resultados conservadores, são muito utilizados. De acordo com os pesquisadores, a transmissão dos esforços para a fundação depende da interação entre o pilar e as paredes do cálice. As propostas de Leonhardt e Mönnig (1978) são divididas em dois casos limites quanto à conformação das superfícies das paredes do pilar e do cálice: interface lisa (Figura 2.13) ou interface rugosa (Figura 2.14).

Figura 2.13 – Modelo de cálice liso de Leonhardt e Mönnig (1978)



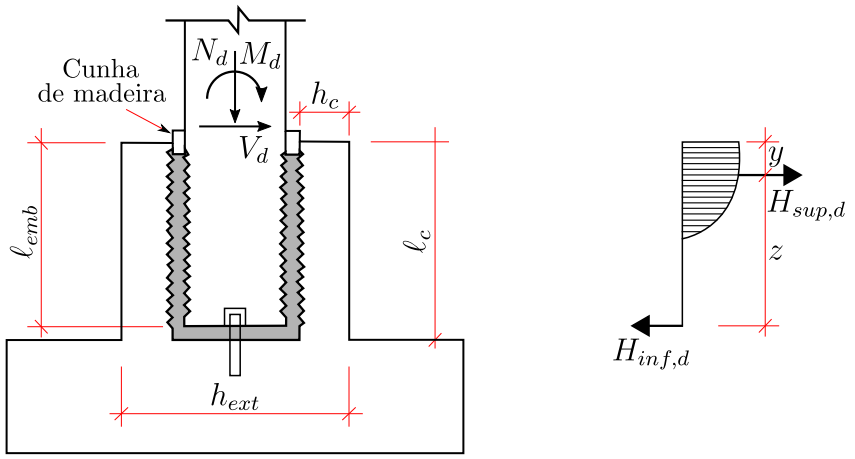
(a) Geometria **(b)** Transferência de esforços

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978)

Conforme Leonhardt e Mönnig (1978), o comprimento de embutimento do pilar no cálice de fundação é função da excentricidade relativa, segundo a intensidade das solicitações normais e de momento. Além disso, a conformação da superfície de contato entre o pilar e o colarinho também influencia na determinação do comprimento de embutimento. Na Tabela 2.1 são indicados os valores mínimos de comprimento de embutimento segundo os

pesquisadores.

Figura 2.14 – Modelo de cálise rugoso de Leonhardt e Mönnig (1978)



(a) Geometria **(b)** Transferência de esforços

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978)

Tabela 2.1 – Comprimento de embutimento ℓ_{emb} mínimo do pilar segundo Leonhardt e Mönnig (1978)

Paredes	$\frac{M_d}{N_d} \leq 0{,}15h$	$\frac{M_d}{N_d} \geq 2{,}00h$
Lisas	1,68 h	2,80 h
Rugosas	1,20 h	2,00 h

Valores intermediários podem ser interpolados

Fonte: Leonhardt e Mönnig (1978)

Os valores das forças horizontais atuantes na base do pilar são calculados conforme as equações da Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Reusltantes das tensões e pontos de aplicação segundo Leonhardt e Mönnig (1978)

Paredes	$H_{sup,d}$	$H_{inf,d}$	y	z
Lisas	$1{,}5\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1{,}25V_d$	$1{,}5\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0{,}25V_d$	$\frac{1}{6}\ell_{emb}$	$\frac{2}{3}\ell_{emb}$
Rugosas	$1{,}2\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1{,}2V_d$	$1{,}2\frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0{,}2V_d$	$\frac{1}{6}\ell_{emb}$	$\frac{5}{6}\ell_{emb}$

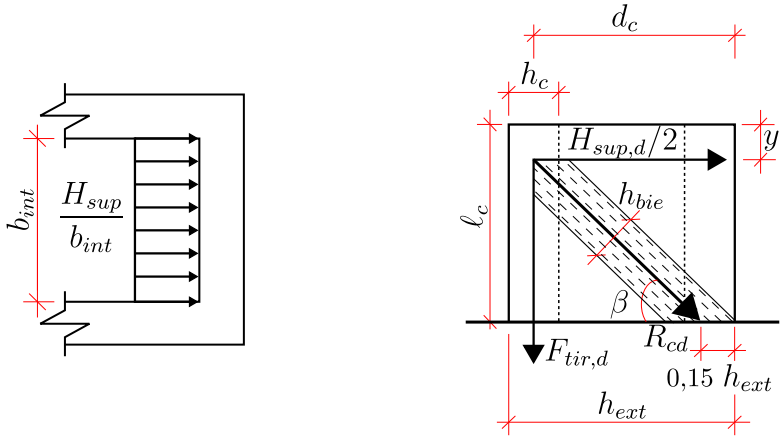
Fonte: Leonhardt e Mönnig (1978)

A Figura 2.15 mostra a transferência de esforços das paredes transversais para as paredes longitudinais (Figura 2.15a) e das paredes longitudinais para a fundação (Figura 2.15b). As paredes transversais são solicitadas à flexão e as paredes longitudinais, devido a elevada rigidez à flexão, transmitem os esforços direto para a base da fundação.

A armadura horizontal superior do cálice deve transmitir a carga horizontal $H_{sup,d}$ às paredes longitudinais, sendo dimensionada, em cada parede, para $\frac{H_{sup,d}}{2}$. As paredes longitudinais se comportam como consolos engastados na fundação, transmitindo a força

$H_{sup,d}$ por meio do triângulo de forças com $F_{tir,d}$ e R_{cd}. A armadura vertical deve transmitir a força de tração $F_{tir,d}$ e o concreto, a força de compressão R_{cd}. Já a força resultante $H_{inf,d}$, em cálice liso, é utilizada para o dimensionamento da armadura horizontal inferior. Em caso de cálice rugoso, a resultante de força $H_{inf,d}$ é transmitida diretamente à fundação sem necessidade de armadura. O detalhamento segue conforme a Figura 2.16.

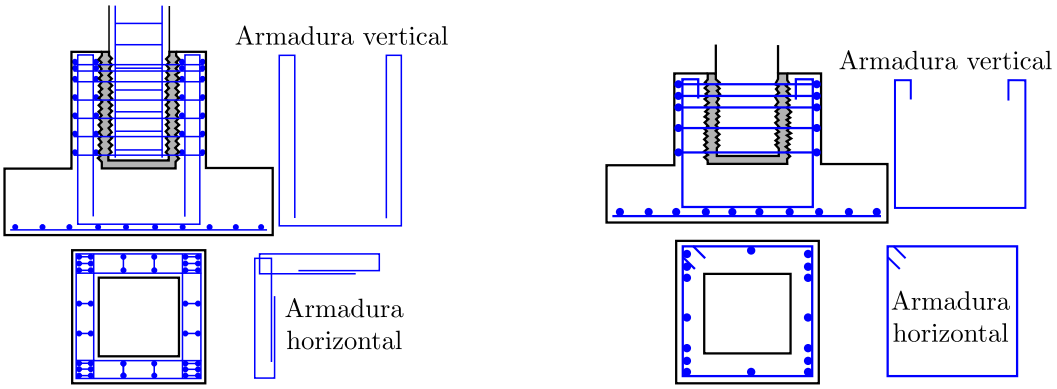
Figura 2.15 – Transferência de esforços segundo Leonhardt e Mönnig (1978)



(a) Parede transversal **(b)** Parede longitudinal

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978)

Figura 2.16 – Detalhamento das armaduras segundo Leonhardt e Mönnig (1978)



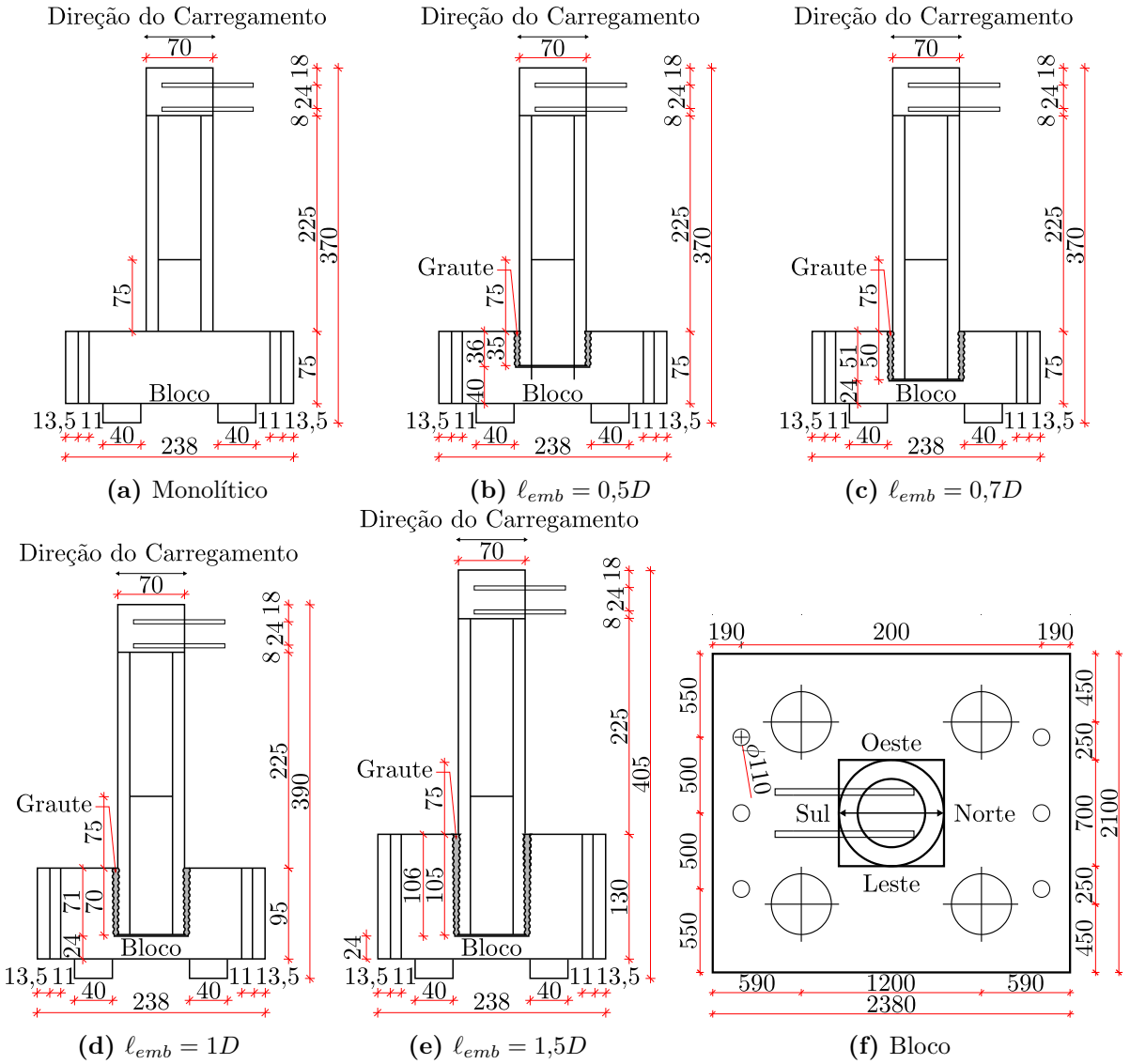
(a) $\frac{M_d}{N_d} \geq 2{,}00h$ **(b)** $\frac{M_d}{N_d} \leq 0{,}15h$

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978)

2.3.2 Estudos recentes

Xu *et al.* (2021) investigaram a influência do comprimento de embutimento ℓ_{emb} no desempenho sísmico de cálice embutido em fundação sobre quatro estacas. Os autores tinham o objetivo de encontrar o comprimento de embutimento mínimo capaz de transferir os esforços do pilar para a fundação. Para tanto, realizou-se um estudo experimental dinâmico e numérico em cinco modelos, sendo um pilar monolítico e quatro pré-moldados de cálice embutido com diferentes comprimentos de embutimentos. Os modelos são ilustrados na Figura 2.17. Já a Figura 2.17f apresenta o bloco sobre quatro estacas.

Figura 2.17 – Modelos testados (un: mm)



Fonte: Adaptado de Xu *et al.* (2021)

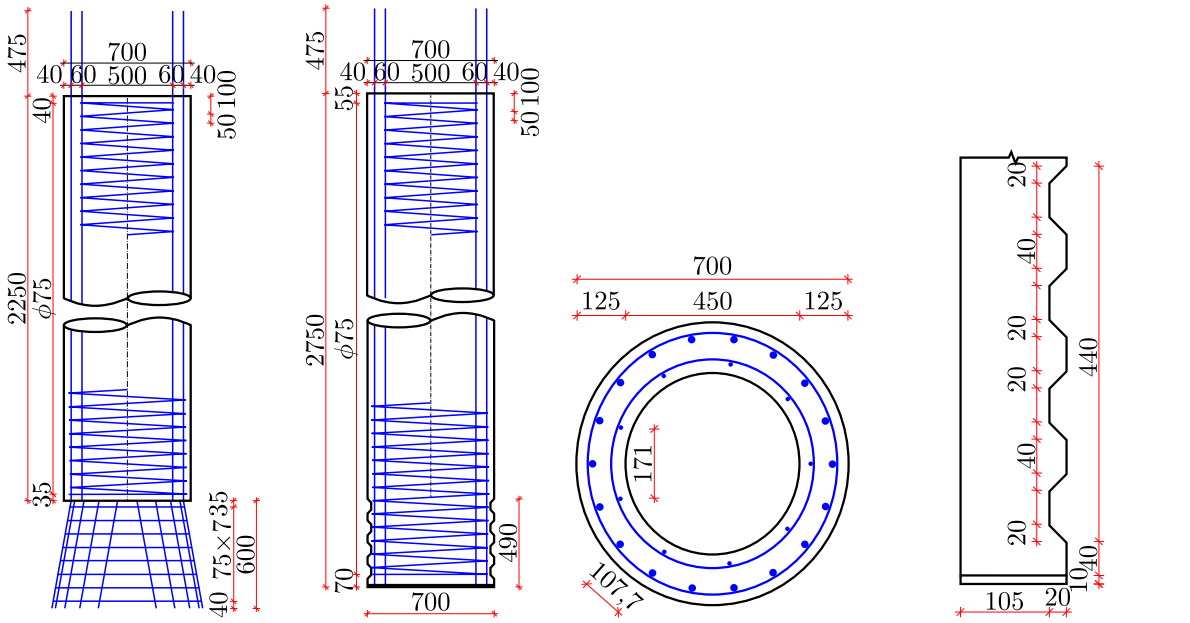
Os pilares foram armados conforme detalhamento da Figura 2.18a, Figura 2.18b e Figura 2.18c. As interfaces dos pilares e dos cálices foram todos de conformação com chaves de cisalhamento de acordo com a Figura 2.18d.

De acordo com os resultados experimentais, Xu *et al.* (2021) concluíram que, se o comprimento de embutimento ℓ_{emb} for suficiente, o desempenho sísmico do pilar com cálice embutido é semelhante e comparável com o pilar moldado *in loco*. Nessa situação, os dois casos atingiriam o mesmo modo de falha, com a ruína no pilar à flexão.

Segundo os autores, os resultados numéricos apontaram uma influência do comprimento de embutimento nas tensões da parede do cálice. Para atender a essa constatação, foi proposto um comprimento de embutimento mínimo de, pelo menos, $0{,}5D$, sendo D a maior dimensão do pilar. Essa proposta também foi fundamentada pelos ensaios experimentais, que também verificaram que $0{,}5D$ é suficiente para proteger a região da ligação e promover

a ruptura no pilar.

Figura 2.18 – Detalhes dos modelos testados (un: mm)

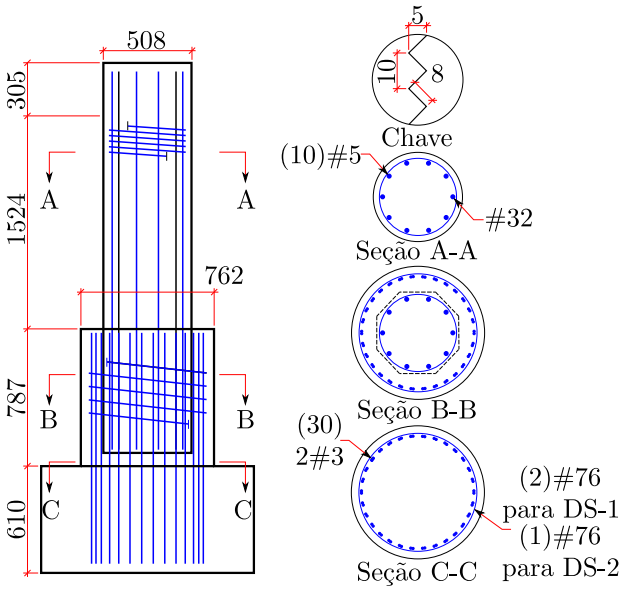


(a) Monolítico **(b)** Pré-moldado **(c)** Pilar **(d)** Chave de cisalhamento

Fonte: Adaptado de Xu *et al.* (2021)

Cheng *et al.* (2021) realizaram um estudo numérico em um modelo calibrado com base nos ensaios experimentais de Tran (2012) (Figura 2.19). Os objetivos eram de investigar o desempenho estrutural das ligações por meio de cálice e de formular diretrizes de projeto apropriadas para a conexão de pilares pré-moldados de ponte.

Figura 2.19 – Modelo simulado (un: cm)



Fonte: Adaptado de Cheng *et al.* (2021)

Posteriormente a validação do modelo numérico, os autores seguiram com um estudo paramétrico para expandir os resultados dos testes experimentais e para distinguir

os efeitos das variáveis principais do projeto de cálice. Para tanto, quatro parâmetros foram investigados: a relação entre o comprimento de embutimento e o diâmetro do pilar, variando as relações em 0,5 (E1), 0,6 (E2), 0,7 (E3), 1,0 (E4) e 1,5 (E5); a relação entre o diâmetros da conexão e o diâmetro do pilar, variando em 1,2 (D1), 1,4 (D2), 1,6 (D3) e 1,8 (D4); a relação da taxa volumétrica da armadura transversal do cálice, variando em 0,4% (T1), 0,2% (T2), 0,08% (T3) e 0,04% (T4); e a resistência do concreto da ligação, variando entre 28 MPa (C1), 62 MPa (C2) e 193 MPa (C3).

Quanto à relação entre o comprimento de embutimento e o diâmetro do pilar, o estudo paramétrico indicou que quanto maior o comprimento de embutimento do pilar, melhor é o desempenho da conexão. Aumentando a relação de 0,5 para 0,7, aumentou-se a resistência em 16%. Porém, esse efeito tornou-se insignificante quando o comprimento de embutimento excedeu um valor limite. Esse fato foi constatado devido as fissuras radiais ficarem limitadas a uma certa profundidade (0,7D), indicando ineficácia de um comprimento de embutimento excessivo.

Quanto à relação entre o diâmetros da conexão e o diâmetro do pilar, de maneira geral, quanto maior for a razão, maior a rigidez em termos de curva força-deslocamento. Os resultados numéricos indicaram um aumento de 76% para um aumento na relação de 1,2 para 1,6 e de 14,5% para um aumento de 1,6 para 1,8. Segundo os autores, esse fenômeno foi atribuído ao efeito de confinamento resultante da conexão com uma maior relação do diâmetro do cálice para o diâmetro da coluna.

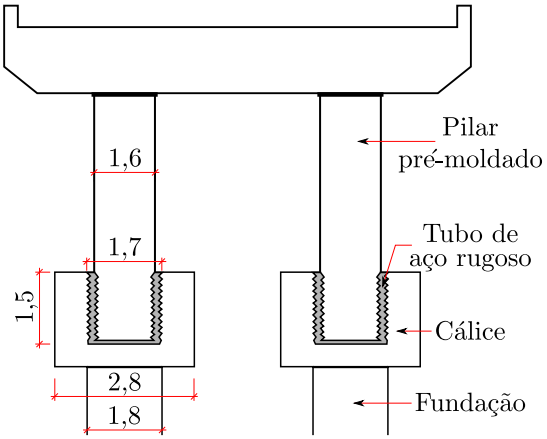
No que se refere à relação da taxa volumétrica da armadura transversal do cálice, os resultados indicaram um efeito limitado. Uma vez que a armadura só começou a trabalhar totalmente quado o concreto rompeu, todos os modelos exibiram um comportamento quase idêntico até o surgimento das primeiras fissuras no cálice. Contudo, tendo em vista que a armadura manteve o confinamento que restringe o movimento do pilar, após a ocorrência das fissuras, os autores notaram que o aumento da armadura transversal melhorou o desempenho pós-fissuração da ligação.

Com relação à resistência do concreto da ligação, os modelos de 28 MPa e de 62 MPa apresentaram uma progressão de fissuração comparável e exibindo um comportamento não linear após a fissuração. Em contrapartida, o modelo de 193 MPa, de propriedades mecânicas superiores do UHPC, manteve a capacidade de carga sem surgimento de fissuras, exibindo um comportamento linear mais dúctil, mas com uma queda de resistência devido à fissuração da conexão.

Por fim, determinados por meio de um procedimento iterativo, Cheng *et al.* (2021) propuseram valores de comprimento de embutimento em termos de diferentes diâmetros do cálice, taxas de armadura e resistências do concreto. Ainda de acordo com os autores, deve-se priorizar o uso de cálices com interfaces rugosas para garantir a resistência axial da conexão.

A implementação das recomendações propostas é ilustrada por meio de uma ponte construída em Shandong na China esquematizada na Figura 2.20.

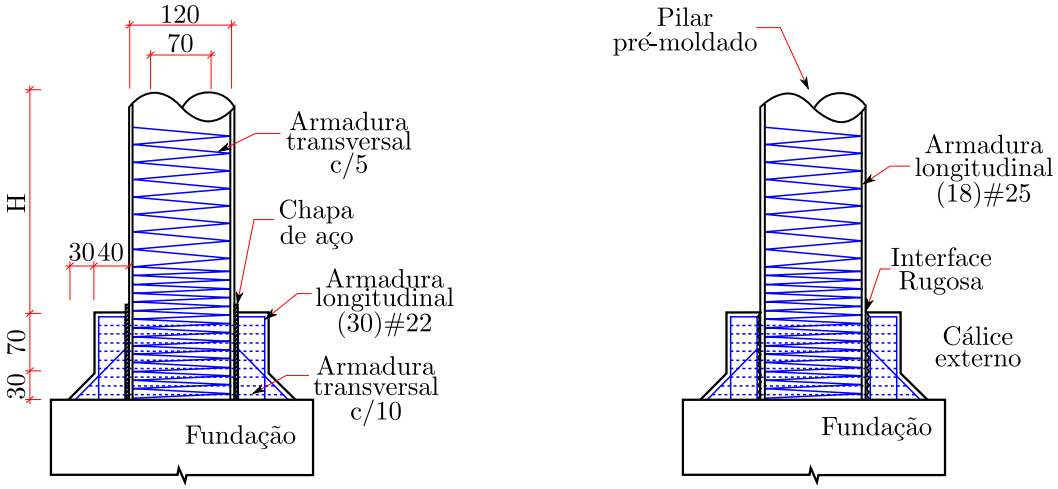
Figura 2.20 – Recomendações incorporadas em projeto de ponte em Shandong na China (un: m)



Fonte: Adaptado de Cheng *et al.* (2021)

Ma *et al.* (2020) investigaram o uso de cálices externos na ligação pilar-fundação em pontes. Os autores ensaiaram experimentalmente dois tipos de cálice: liso (Figura 2.21a) e rugoso (Figura 2.21b). Os resultados experimentais foram validados em uma análise numérica, resultando em uma proposta para o comportamento da conexão, bem como em recomendações de projeto para cálice externo.

Figura 2.21 – Modelos (un: cm)



(a) Liso **(b)** Rugoso

Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2020)

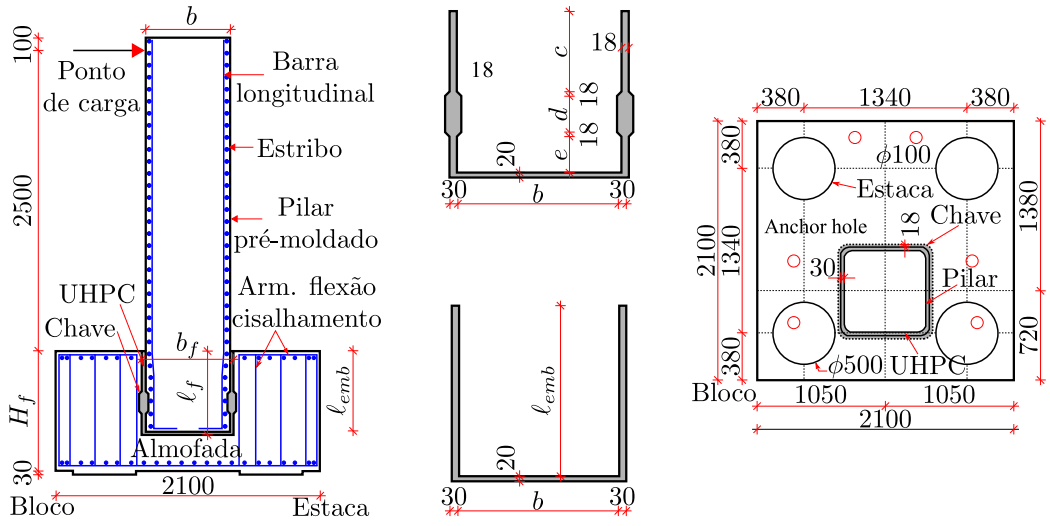
Ma *et al.* (2020) concluíram que, primeiramente, as tensões e deslocamentos laterais foram pequenos quando a carga é aplicada à condição de serviço, significando que o projeto atende aos requisitos da condição de serviço. Análogo a Cheng *et al.* (2021), Ma *et al.* (2020) observaram fissuras significativas medindo até $\frac{2}{3}$ do diâmetro do pilar no instante da ruptura do pilar, comprovadamente antes da ruína da ligação.

De acordo com os dois modelos, o cálice liso sofreu de efeito local com grandes tensões de compressão, o que não ocorreu com o cálice rugoso, garantindo uma maior rigidez em termos de deslocamento. Além disso, sob maiores carregamento horizontais, observou-se uma lacuna entre o pilar e o cálice liso, enquanto no cálice rugoso foram encontradas apenas pequenas fissuras. Os modelos numéricos comprovaram que a conexão lisa não restringia totalmente o pilar, enquanto a conexão rugosa garantia uma restrição total. Ainda de acordo com as interfaces, o comprimento de embutimento apresentou maior influência no comportamento do cálice liso em comparação ao rugoso.

A aplicação de concreto de alto desempenho UHPC como junta de preenchimento em cálice embutido foi objeto de estudo de Zhang *et al.* (2021). Os autores investigaram, experimentalmente e numericamente, o comportamento sísmico de pilares pré-moldados de pontes conectadas às fundações por meio de cálice preenchido com UHPC. Para tanto, compararam o desempenho com um pilar de referência monolítico.

Os pilares ensaiados no estudo foram baseados nos pilares de uma ponte da China em escala 1:3. Os parâmetros do experimento foram o comprimento de embutimento e a interface da conexão. A Figura 2.22 e Tabela 2.3 mostram os detalhes dos modelos.

Figura 2.22 – Dimensões e detalhes estruturais dos modelos (un: mm)



(a) Vista frontal **(b)** Interfaces **(c)** Bloco

Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2021)

O detalhamento das armaduras são apresentados na Figura 2.23. Os detalhes da forma e do arranjo das barras de aço do pilar estão na Figura 2.23a. Para os pilares pré-moldados, o detalhe das barras verticais dispostas no trecho de embutimento estão conforme a Figura 2.23b. A Figura 2.23c e Figura 2.23d mostram o detalhe da armação vertical e horizontal do bloco do cálice com chave de cisalhamento e do cálice liso, respectivamente.

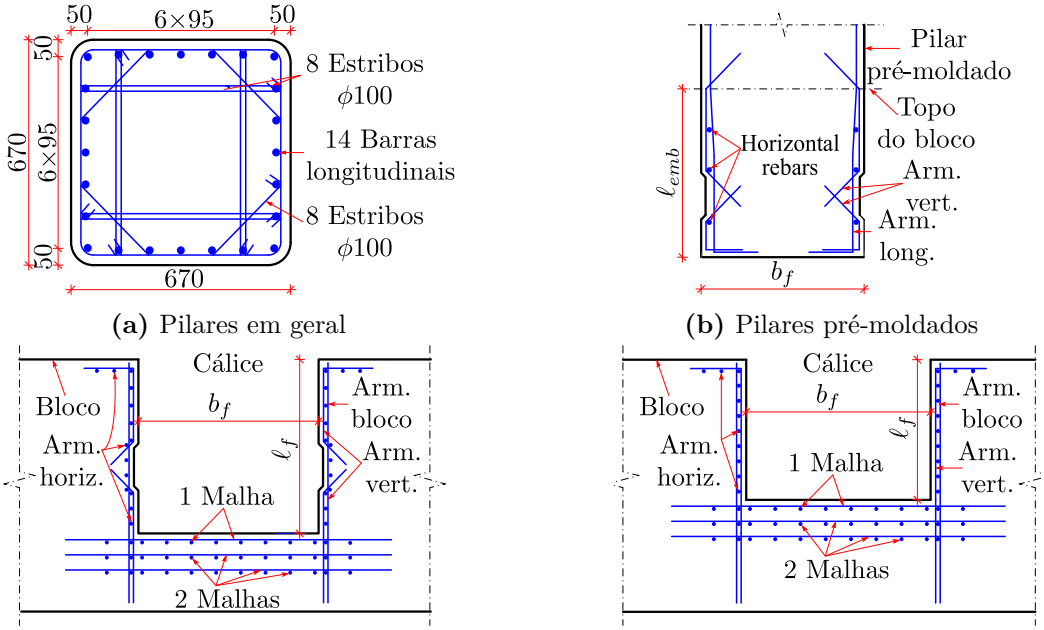
Os modelos foram submetidos à carga lateral cíclica (deslocamento horizontal máximo de 250 mm) e a carga axial constante (640 kN). O modelo foi instrumentado para a captação dos dados de interesse.

Tabela 2.3 – Detalhes dos modelos (un: mm)

Modelos	b	b_f	H_f	ℓ_f	ℓ_{emb}	$\ell_{emb} \div b$	Chave de cisalhamento c	d	e	Conexão
S1	670	730	1000	556	536	0,8	200	150	150	Cálice
S2							-	-	-	
S3				690	670	1,0	334	150	150	
S4		-		-	-	-	-	-	-	Monolítica

Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2021)

Figura 2.23 – Detalhamento (un: mm)



(a) Pilares em geral

(b) Pilares pré-moldados

(c) Cálice com chave de cisalhamento

(d) Cálice liso

Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2021)

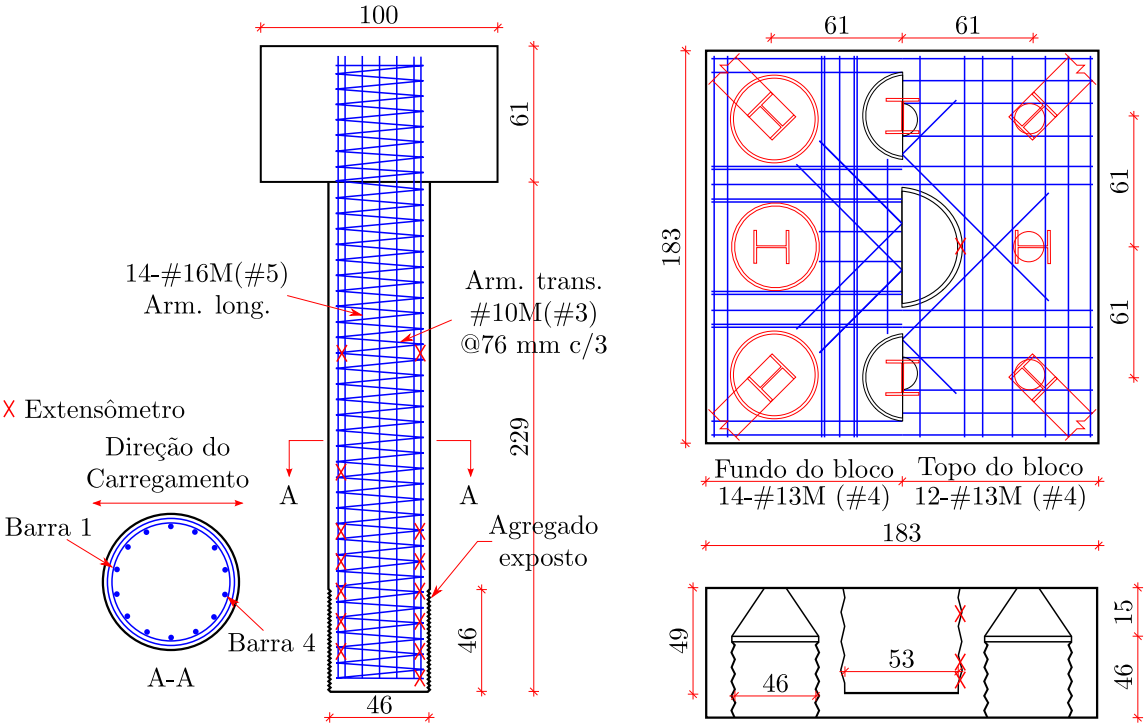
Após os testes experimentais e numéricos, Zhang *et al.* (2021) concluíram que a evolução do dano e os modos de falha para os pilares pré-moldados com cálice de fundação preenchido com UHPC foram semelhantes aos pilares ligados monoliticamente com a fundação, com pouca exceção na resposta sísmica. Os danos se concentraram na parte logo acima do bloco, sem danificar a ligação.

Quanto ao efeito da chave de cisalhamento, para o estudo, houve melhora insignificante na capacidade de carga do pilar. Porém, segundo os autores, pode melhorar o comportamento de ancoragem do pilar pré-moldado no trecho embutido e reduzir a transferência de esforços diretamente para o fundo do bloco. Ainda conforme Zhang *et al.* (2021), quando o comprimento de embutimento é de 0,8 vezes a largura do pilar pré-moldado, o comportamento sísmico da ligação preenchida com UHPC pode ser considerado aproximadamente monolítico.

Cheng e Sritharan (2020) investigaram o desempenho do sistema pilar pré-moldado-

bloco e bloco-estaca pré-moldada, bem como o comportamento das conexões. Para tanto, ensaiaram experimentalmente ao ar livre em um solo coeso. A Figura 2.24 apresenta os detalhes do modelo ensaiado por Cheng e Sritharan (2020).

Figura 2.24 – Dimensões e detalhes estruturais do modelo ensaiado (un: cm)



(a) Pilar **(b)** Bloco

Fonte: Adaptado de Cheng e Sritharan (2020)

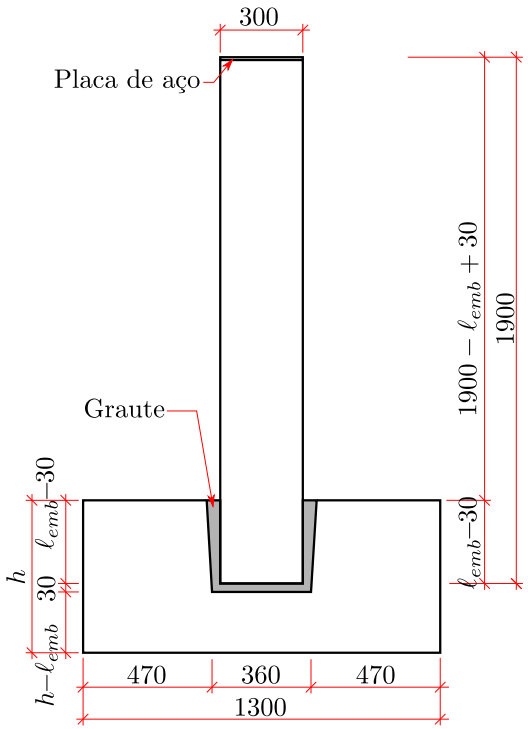
De maneira geral, Cheng e Sritharan (2020) concluíram que o sistema ensaiado é confiável quando submetido a altas cargas axiais e forças laterais mais baixas, ou seja, em regiões não sísmicas. Os autores não observaram danos nas ligações pilar-bloco e bloco-estaca, confirmando a segurança das ligações tanto quanto em situação monolítica convencional. Ainda segundo Cheng e Sritharan (2020), o comprimento de embutimento do pilar igual ao diâmetro do pilar é suficiente para transferir os esforços, enquanto que o comprimento de embutimento da estaca de 1,5 vezes o diâmetro da mesma também é suficiente para manter o sistema fixo.

Por fim, Cheng e Sritharan (2020) constataram que a flexibilidade da fundação compôs parcela significativa na resposta do sistema. Cerca de 40% do deslocamento horizontal no topo do pilar foi devido à flexibilidade da fundação antes das deformações plásticas do pilar. À medida que a fissuração progrediu no pilar, o efeito da flexibilidade da fundação reduziu, embora ainda representasse uma parcela importante de todo o deslocamento.

O desempenho sísmico de pilares pré-moldados ligados à fundação por meio de cálice liso embutido foi estudo por Han, Dong e Wang (2020). Os autores realizaram ensaios experimentais dinâmicos em três modelos pré-moldados, variando o comprimento

de embutimento ℓ_{emb} em 0,5D, 1,0D, 1,5D (sendo D o diâmetro da coluna), e em um modelo monolítico, para fins de comparação. O esquemático do modelo é ilustrado na Figura 2.25.

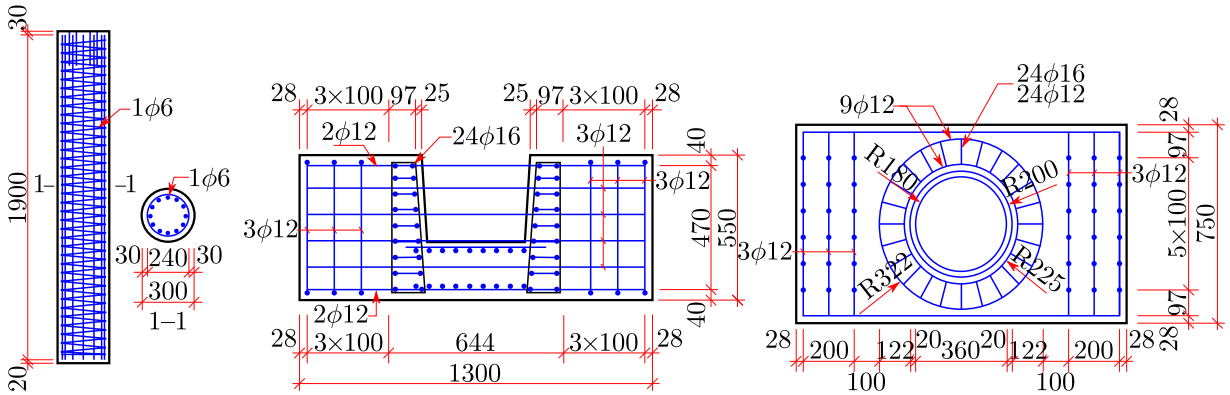
Figura 2.25 – Estrutura ensaiada (un: mm)



Fonte: Adaptado de Han, Dong e Wang (2020)

A Figura 2.26 apresenta os detalhes dos modelos pré-moldados ensaiados por Han, Dong e Wang (2020).

Figura 2.26 – Dimensões e detalhes estruturais do modelo (un: mm)



(a) Pilar **(b)** Cálice **(c)** Bloco

Fonte: Adaptado de Han, Dong e Wang (2020)

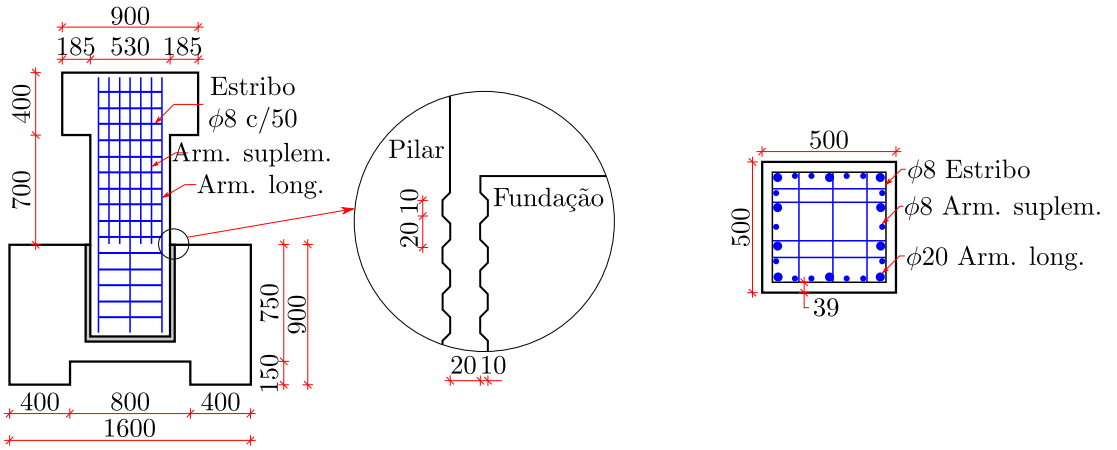
Após os ensaios experimentais, Han, Dong e Wang (2020) concluíram que o modo de falha dos modelos com comprimento de embutimento $\ell_{emb} \geq 1{,}0D$ é o mesmo que o modelo monolítico. A ruptura ocorreu no pilar, fora da região da ligação, devido à

insuficiência da capacidade de flexão. Observou-se também que o desempenho sísmico dos pilares pré-moldados, incluindo ductilidade de deslocamento e capacidade de dissipação de energia, é aprimorado à medida que o comprimento de embutimento ℓ_{emb} aumenta.

Apesar da capacidade de rigidez do modelo de $\ell_{emb} = 1{,}0D$ ter sido basicamente a mesma do modelo monolítico, a sua capacidade de dissipação de energia e ductilidade de deslocamento foram inferiores. Dessa forma, ao final, Han, Dong e Wang (2020) recomendaram um comprimento de embutimento mínimo de $1{,}5D$ para a construção de cálice embutido de interface lisa.

Em Wang *et al.* (2019) encontram-se mais comparações dinâmicas entre modelos monolíticos e com cálice embutido. Os autores realizaram ensaios experimentais e simulações numéricas para investigar o comportamento sísmico de ligações pré-moldadas. Foram analisadas uma ligação monolítica e uma com cálice embutido, dentre os quatro modelos de escala reduzida 1:3 estudados. O modelo de cálice embutido é mostrado na Figura 2.27.

Figura 2.27 – Detalhes geométricos e de armação do modelo de cálice embutido (un: mm)



(a) Estrutura **(b)** Pilar

Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2019)

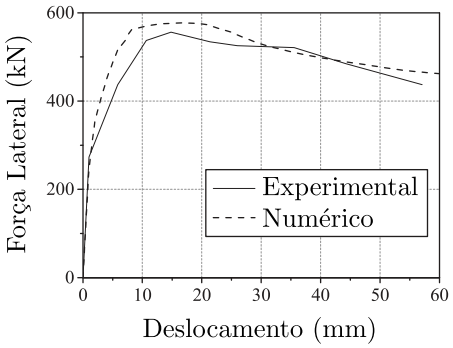
Os pilares foram submetidos a um sistema cíclico unidirecional de carregamento, seguindo um protocolo predefinido de deslocamentos e de forças. Os modelos também foram solicitados por força axial. Após os ensaios, foi calibrado um modelo numérico para acrescentar a investigação. A Figura 2.28 apresenta a curva força-deslocamento obtida numericamente e a curva experimental.

Assim, o modelo numérico pode simular o desenvolvimento de danos na estrutura por meio do endurecimento, do amolecimento e da fissuração do concreto e do escoamento das armaduras na ligação de cálice embutido.

Baseados nos resultados comparativos experimentais e numéricos, os pesquisadores notaram que o desenvolvimento de dano e o mecanismo de falha da ligação por meio de cálice foram semelhantes à ligação de referência monolítica. O comportamento sísmico e os parâmetros de desempenho foram equivalentes, com diferenças menores que 10%.

Wang *et al.* (2019) concluíram que a ligação por cálice de fundação embutido com chave de cisalhamento tem o mesmo, senão melhor, nível de desempenho que a ligação monolítica.

Figura 2.28 – Curva força lateral-deslocamento



Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2019)

A transferência de esforços por meio do mecanismo de cisalhamento em cálice de fundação foi objeto de pesquisa de Cheng e Sritharan (2019). Os pesquisadores investigaram os modos de falha por cisalhamento lateral em pilares pré-moldados embutidos em cálices de fundação projetados para transferir os esforços unicamente por atrito lateral da interface, de acordo com a Figura 2.29a da Figura 2.29.

Figura 2.29 – Força axial em cálice embutido



(a) Sem fundo **(b)** Com fundo

Fonte: Adaptado de Cheng e Sritharan (2019)

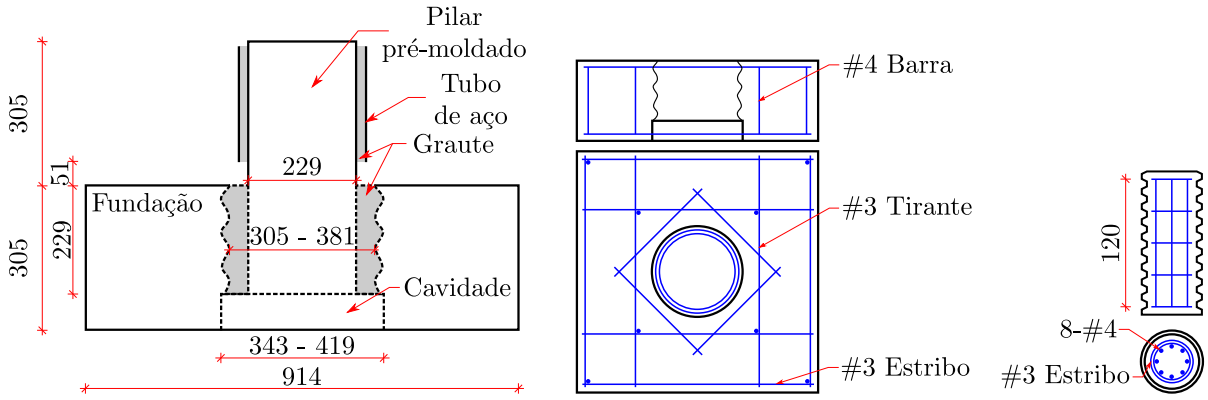
Segundo Cheng e Sritharan (2019), a resistência ao cisalhamento lateral depende majoritariamente do padrão da chave de cisalhamento, da textura da superfície da interface, da espessura da folga entre os elementos e a resistência do graute de fechamento.

Visando investigar os parâmetros citados, oito modelos foram construídos e ensaiados experimentalmente para avaliação da resistência ao cisalhamento lateral da conexão. Os parâmetros variados foram: as interfaces da ligação em liso, rugoso e com chave de cisalhamento de 13 mm e de 19 mm; a espessura da junta, em 38 mm e 7 mm; e a natureza do carregamento, em monotônico e cíclico. As características geométricas e o detalhamento dos modelos são indicados na Figura 2.30.

Para evitar que o trecho do pilar acima da fundação sofressem danos devido a alta força axial de compressão, o trecho foi confinado por um tubo de aço, conforme mostra a

Figura 2.30a.

Figura 2.30 – Detalhes geométricos e das armações



(a) Modelo **(b)** Bloco **(c)** Pilar

Fonte: Adaptado de Cheng e Sritharan (2019)

Nos testes, todos os modelos apresentaram um trecho linear até atingir a sua máxima resistência com alguma não linearidade. Após o pico de força, observou-se um amolecimento dúctil dos modelos.

Independentemente do carregamento, foi constatado dois tipos de falha: na interface pilar-graute e na interface graute-bloco. Os modelos que sofreram falha na interface pilar-graute foram os modelos lisos e chaves de 19 mm. Já os cálices que deslizaram na interface graute-bloco foram os modelos rugosos e com chaves de 13 mm, apresentando falha no concreto da fundação.

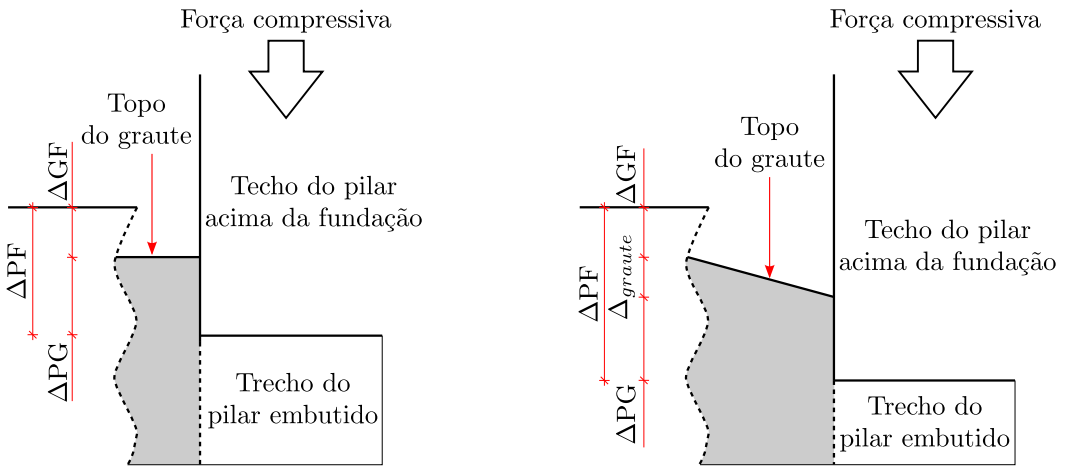
Após os ensaios, os resultados mostraram que todos os modelos, exceto o de superfície lisa, forneceram resistência significativa ao cisalhamento lateral contra a carga axial aplicada ao pilar. Nesse sentido, Cheng e Sritharan (2019) concluiram que para desenvolver resistência ao cisalhamento, deve-se intencionalmente tornar as superfícies do trecho embutido rugosas. Porém, as interfaces com chave de cisalhamento exibiram respostas mais dúcteis quando comparadas as superfícies rugosas com agregados expostos.

Além disso, com relação à espessura do graute, o modelo de maior espessura apresentou curva de comportamento mais suave, com maiores deslocamentos. O deslocamento total entre o pilar e a fundação ΔCF é composto pelo deslocamento entre a fundação e o graute ΔGF e pelo deslocamento entre o pilar e o graute ΔPG. Dessa forma, a diferença no desempenho é causada pelo deslocamento Δ_{graute} que surge com o aumento da espessura. As componentes do deslocamento são esquematizadas na Figura 2.31.

Ao final, Cheng e Sritharan (2019) recomendaram superfícies rugosas ou com chaves de cisalhamento com aplicação de graute de alta resistência para projetar cálices eficientes. Seguindo as recomendações, e com o concreto atingindo uma resistência à compressão mínima de 37,92 MPa, as tensões limitantes na interface pilar-graute e graute-fundação podem ser consideradas como 6,89 e 4,83 MPa, respectivamente. Assim sendo, foi proposto

o comprimento de embutimento mínimo para a ligação submetida a cargas axiais, em termos da carga P, do perímetro externo do graute p_e e do diâmetro externo do graute.

Figura 2.31 – Componentes de deslocamento nas amostras



(a) 38 mm **(b)** 76 mm

Fonte: Adaptado de Cheng e Sritharan (2019)

Considerada a pesquisa mais completa nacional, Canha (2004) realizou um estudo numérico e experimental com o objetivo de investigar a ligação pilar-fundação por meio de cálice externo, com ênfase no colarinho. Para tanto, a autora simulou e ensaiou, em escala real, submetidos a força normal com grande excentricidade, cinco modelos de diferentes superfícies de paredes do cálice: três de interface lisa e dois de rugosa.

As propriedades geométricas adotadas nos modelos foram baseadas nas recomendações da (ABNT, 2017b), versão de 1985 na época, e de Leonhardt e Mönnig (1978). Basicamente foi adotado: o comprimento de embutimento de 80 cm; a espessura das paredes de 17 cm; a altura da base de fundação de 35, maior que a dimensão mínima de 20 cm recomendada pela norma; e a espessura de junta de 5 cm, possibilitando o uso de vibrador no adensamento do concreto da junta. Os modelos propostos são apresentado na Tabela 2.4 e na Figura 2.32.

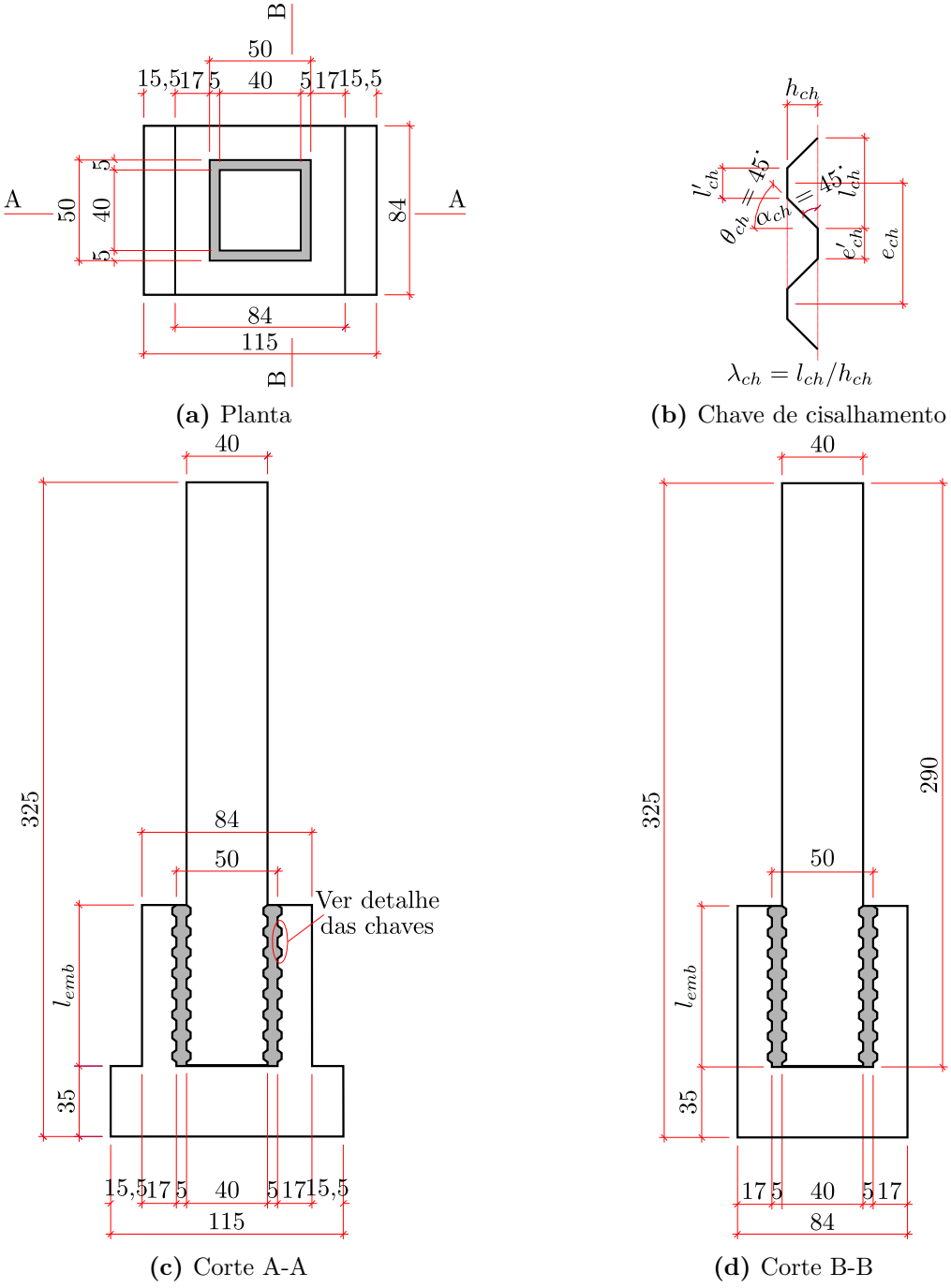
Tabela 2.4 – Características geométricas modelos (un: mm)

Série	Modelo	Interface	Cond. interface	e	ℓ_{emb}	h_c	α_{ch}	h_{ch}	ℓ_{ch}	e'_{ch}
-	Piloto	Lisa	Aderente	120	80	17	-	-	-	-
IL	IL1			185						
	IL2									
	IL3		S/adesão c/atrito	120						
IR	IR1	Rugosa		120	64	17	45º	1	6	4
	IR2			185					3	4

Fonte: Adaptado de Canha (2004)

Após os estudos, baseado nos resultados, Canha (2004) propôs um modelo de dimensionamento para o cálice com conformação lisa conforme a Figura 2.33.

Figura 2.32 – Modelo proposto ensaiado por Canha (2004) (un: cm)



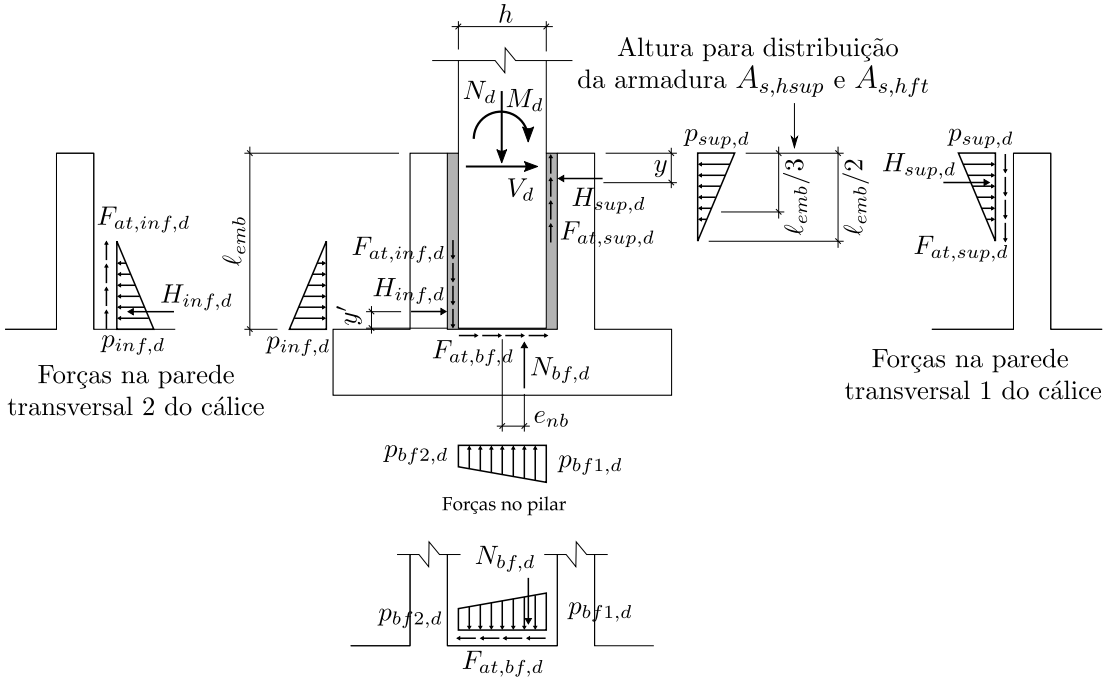
(a) Planta **(b)** Chave de cisalhamento

(c) Corte A-A **(d)** Corte B-B

Fonte: Canha (2004)

No modelo, considera-se a contribuição das forças de atrito $F_{at,sup,d}$, $F_{at,inf,d}$ e $F_{at,bf,d}$ (Equação 2.1), e a existência da excentricidade e_{nb} da força normal atuante na base do cálice. Assim, os valores de $H_{inf,d}$ e $H_{sup,d}$ podem ser calculados conforme a Equação 2.2 e Equação 2.3, respectivamente. A autora sugere para a excentricidade e_{nb} o valor de $\frac{h}{4}$, sendo h a menor dimensão as seção transversal do pilar. É considerado uma distribuição linear de pressões nas paredes do cálice, com o valor do coeficiente de atrito μ recomendado de 0,6.

Figura 2.33 – Modelo de dimensionamento de cálice liso proposto por Canha (2004)



Fonte: Adaptado de Canha (2004)

$$F_{at,bf,d} = \frac{\mu \cdot N_d - \mu^2 \cdot V_d}{1+\mu^2} \tag{2.1}$$

$$H_{inf,d} = H_{sup,d} - \frac{\mu \cdot N_d + V_d}{1+\mu^2} \tag{2.2}$$

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - N_d \cdot \left(e_{nb} + \dfrac{\mu \cdot y' - \mu^2 \left(0{,}5h + e_{nb}\right)}{1+\mu^2} \right) + V_d \left(\ell_{emb} - \dfrac{y' - \mu \cdot \left(0{,}5h + e_{nb}\right)}{1+\mu^2} \right)}{\ell_{emb} - y - y' + \mu \cdot h} \tag{2.3}$$

Para o cálice de conformação de superfície rugosa, devido à proximidade do comportamento do modelo com uma ligação monolítica, Canha (2004) recomenda o dimensionamento das armaduras verticais admitindo a transferência total dos esforços e das armaduras horizontais superiores com o comportamento das paredes longitudinais como consolos.

Com poucas pesquisas encontradas na literatura técnica brasileira, Campos (2007) foi um dos primeiros a analisar o comportamento de blocos de fundação sobre duas estacas com a utilização de cálice externo para a ligação do pilar pré-moldado com a fundação. O autor realizou um estudo experimental, ensaiando três modelos, em escala reduzida de 1:2, de blocos de fundação com cálice externo, apoiados sobre estacas metálicas, solicitados por uma força centrada. Os modelos tinham a altura do colarinho variada, com a finalidade de investigar o comprimento de embutimento, a influência do colarinho e a formação dos campos de tensão.

Os protótipos foram dimensionados em três etapas: dimensionamento do pilar, do colarinho e da base do bloco. Os dimensionamentos seguiram as orientações de Melo (2004), de Blevot e Frémy (1967) e das indicações contidas nas normas brasileiras ABNT (2014) (versão 2003) e ABNT (2017b) (versão de 2006).

Durante os ensaios, foram medidos os deslocamentos verticais da base da fundação, os deslocamento horizontais da face lateral do bloco, a força aplicada, as reações nas estacas e as deformações nas armaduras principais do bloco e do pilar.

Os resultados dos três modelos indicaram que o início da fissuração foi na superfície inferior, na região central do bloco, para um força de aproximadamente 60% da força última. Ao longo do ensaio a fissuração se propagou para as laterais do bloco. Além disso, foram observados quatro aspectos: a) as ruínas dos blocos ocorreram por fendilhamento das bielas nas proximidades das estacas e do pilar; b) as deformações dos tirantes, tanto no meio do vão quando no centro das estacas, apresentaram a mesma ordem de grandeza; c) as reações nas estacas foram praticamente as mesmas para os três ensaios; d) houve redução das tensões nas armaduras longitudinais do pilar com o aumento do comprimento de embutimento.

Por fim, de acordo com os resultados, Campos (2007) concluiu que, quanto maior o comprimento de embutimento dos pilares nos cálices, maior é a força última, menor a fissuração do bloco e menor o consumo de aço. Para mais, o autor confirma que a recomendação de Melo (2004) de $\frac{2}{3}$ de embutimento é conservadora.

Cronologicamente, Delalibera (2009) realizou estudo numérico e experimental em blocos sobre duas estacas com cálice embutido. A pesquisa dividiu-se em duas etapas. A primeira etapa tinha a finalidade, através da simulação numérica dos blocos de fundação, obter os parâmetros que tinham maior influência no comportamento estrutural do bloco. De posse desses fatores, a segunda etapa foi proceder com ensaios experimentais em laboratório. Foram considerados modelos com parede lisa e com rugosidade.

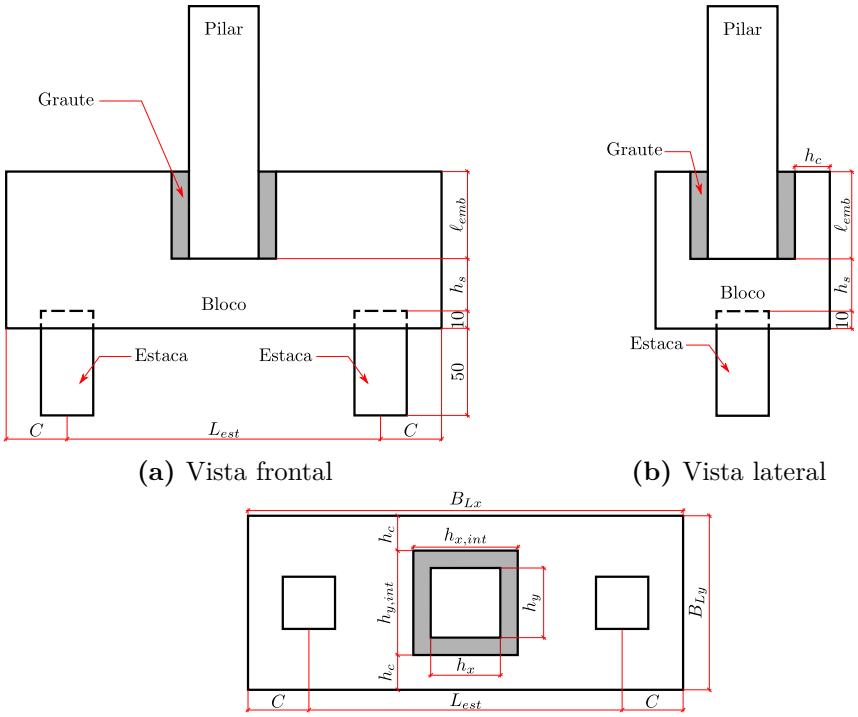
Da primeira etapa da pesquisa, o autor concluiu que os parâmetros que mais influíam no comportamento mecânico do bloco com cálice de parede lisa são o comprimento de embutimento do pilar e a distância entre o fundo do cálice e o fundo do bloco. Para o bloco de fundação com configuração de parede com rugosidade, esses parâmetros não foram relevantes, devido a presença da chave de cisalhamento, conferindo ao bloco um comportamento de ligação monolítica.

Na segunda etapa, em função dos resultados das simulações numéricas, o autor realizou ensaios experimentais em dois modelos de blocos com cálice embutido, variando a configuração das paredes do cálice em lisa e com rugosidade. A Figura 2.34 apresenta o projeto do bloco ensaiado por Delalibera (2009).

Posteriormente, Marek Filho (2010) realizou uma análise numérica sobre o com-

portamento de blocos de fundação apoiados sobre quatro estacas com cálice totalmente embutido para a ligação do pilar pré-moldado solicitado por força vertical e momentos nas duas direções. O estudo objetivou verificar a influência do comprimento de embutimento, da conformação das paredes do cálice, da altura do bloco e da excentricidade da força atuante.

Figura 2.34 – Projeto do bloco sobre duas estacas ensaiados por Delalibera (2009)



(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

(c) Vista superior

Fonte: Adaptado de Delalibera (2009)

Os modelos simulados por Marek Filho (2010) eram blocos de fundação de dimensões quadradas de 190 cm, pilares de seção transversal quadrada de 40 cm e estacas de seção quadrada de 30 cm. O espaçamento entre eixos de estacas foi maior que três vezes o lado da estaca, resultando em 110 cm. Foram variados: a) altura da laje de fundo em 20 cm e 30 cm; b) interface da parede do cálice em lisa e rugosa; c) comprimento de embutimento entre 60 cm e 80 cm para interface lisa e entre 48 cm e 64 cm para interface rugosa.

Com os resultados, o autor observou que, nos blocos com interface rugosa, o campo de tensões de compressão surgiu a partir da ligação entre o pilar e o cálice, estendendo-se até a cabeça das estacas, evidenciando as bielas de compressão. Em contrapartida, nos blocos com interface lisa, não houve a formação das bielas, sendo a força transmitida diretamente para o fundo do bloco.

A partir dessa diferença de fluxos de tensão, verificou-se que, nos blocos com interface rugosa, as armaduras mais solicitadas foram os tirante e as distribuídas no meio do bloco, por terem atingido o escoamento. Nos blocos com interface lisa, os tirantes não

foram solicitados e apenas as armaduras de distribuição no fundo do bloco atingiram o escoamento. Esse comportamento comprova o exposto anteriormente.

Quanto ao processo de fissuração, Marek Filho (2010) constatou que, nos blocos com interface rugosa, o surgimento e o aumento das fissuras foram repentinos. Enquanto que, nos blocos com interface lisa, o aparecimento e a abertura das fissuras foram graduais, surgindo na face inferior e no meio do bloco, progredindo em direção às faces laterais.

De maneira mais geral, Marek Filho (2010) recomenda, independentemente da altura, verificar a punção, já que, em todos os casos, as armaduras de distribuição foram solicitadas. Por fim, o pesquisador concluiu que o comportamento dos blocos com chave de cisalhamento assemelha-se ao modelo de bielas e tirante de Blevot e Frémy (1967) e que a ligação sem chave de cisalhamento não se verificava formação de bielas de compressão.

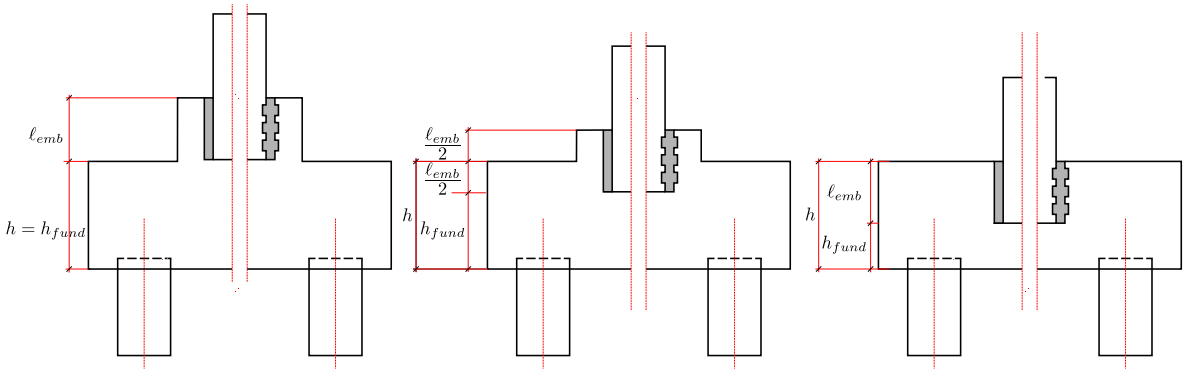
Pagnussat (2011), em sua pesquisa, realizou estudo, por meio de análise numérica não linear, do comportamento mecânico de dois blocos de fundação sobre quatro estacas, com cálice parcialmente embutido e solicitado por força vertical centrada e momentos nas duas direções. Os modelos dos blocos analisados fazem parte de um estudo de caso de edifícios industriais e comerciais tomados como referência.

As variações empregadas nos dois modelos numéricos foram relacionadas às armaduras adotadas e ao tipo de ligação entre pilar e colarinho (liso ou rugoso). A análise dos resultados foi em termos de verificação da força última, das tensões no concreto e nas armaduras, da fissuração e das reações nas estacas.

A partir dos resultados, Pagnussat (2011) pode concluir que a formação das bielas a partir do topo do colarinho ocorreram em ligações rugosas. Porém, afirma que o modelo espacial e o método de bielas e tirantes não descrevem com exatidão o seu comportamento, devido à tendência de bielas muito inclinadas, com transferência de carga diretamente para a estaca. Nos casos de ligação lisa, o pesquisador concluiu que a transferência do esforços do pilar para o bloco ocorreu por meio da força de atrito das paredes do pilar com o colarinho e do contato da base do pilar com o bloco.

Barros (2013) estudou o comportamento de bloco sobre duas estacas quando com a presença do cálice na ligação pilar-fundação de estruturas de concreto pré-moldado. O autor realizou estudo, experimental e numérico, de 14 blocos em escala reduzida 1:2, solicitado à carga vertical centrada. Para tanto, conforme Figura 2.35, variou o grau de embutimento do cálice (externo, semiembutido e embutido), a conformação das paredes do cálice e do pilar (liso e com chave de cisalhamento), e adicionou estribos complementares aos blocos. Todos os modelos foram comparados em quesitos de força última, de deslocamento máximo, de deformação nas armaduras, de tensões de compressão no concreto, de tensões de tração nos tirantes principais do bloco e dos ângulos de formação das bielas, com modelos de ligações monolíticas de referência.

Figura 2.35 – Modelos ensaiados por Barros (2013)



(a) Externo liso e com chave **(b)** Semiembutido liso e com chave **(c)** Embutido liso e com chave

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Com base nos resultados, Barros (2013) concluiu que a ordem decrescente, em termos de rigidez e força última, foi dos blocos monolíticos, blocos da série de interface rugosa e, por último, os de interface lisa. Observou-se que a armadura adicional repercutiu positivamente, na ordem de 15%, apenas nos blocos da série de interfaces lisas. Por fim, no caso de blocos com cálice embutido liso, constatou-se um comportamento de bloco flexível, contrário aos demais modelos.

2.3.3 Recomendações normativas da ABNT (2017b)

A ABNT (2017b) divide as ligações por meio de cálice em cálices de interfaces lisas, de interfaces rugosas ou de interfaces com chaves de cisalhamento, conforme mostrado na Figura 2.36. Vale ressaltar que essa atual classificação representa uma mudança em relação à versão anterior da referida norma.

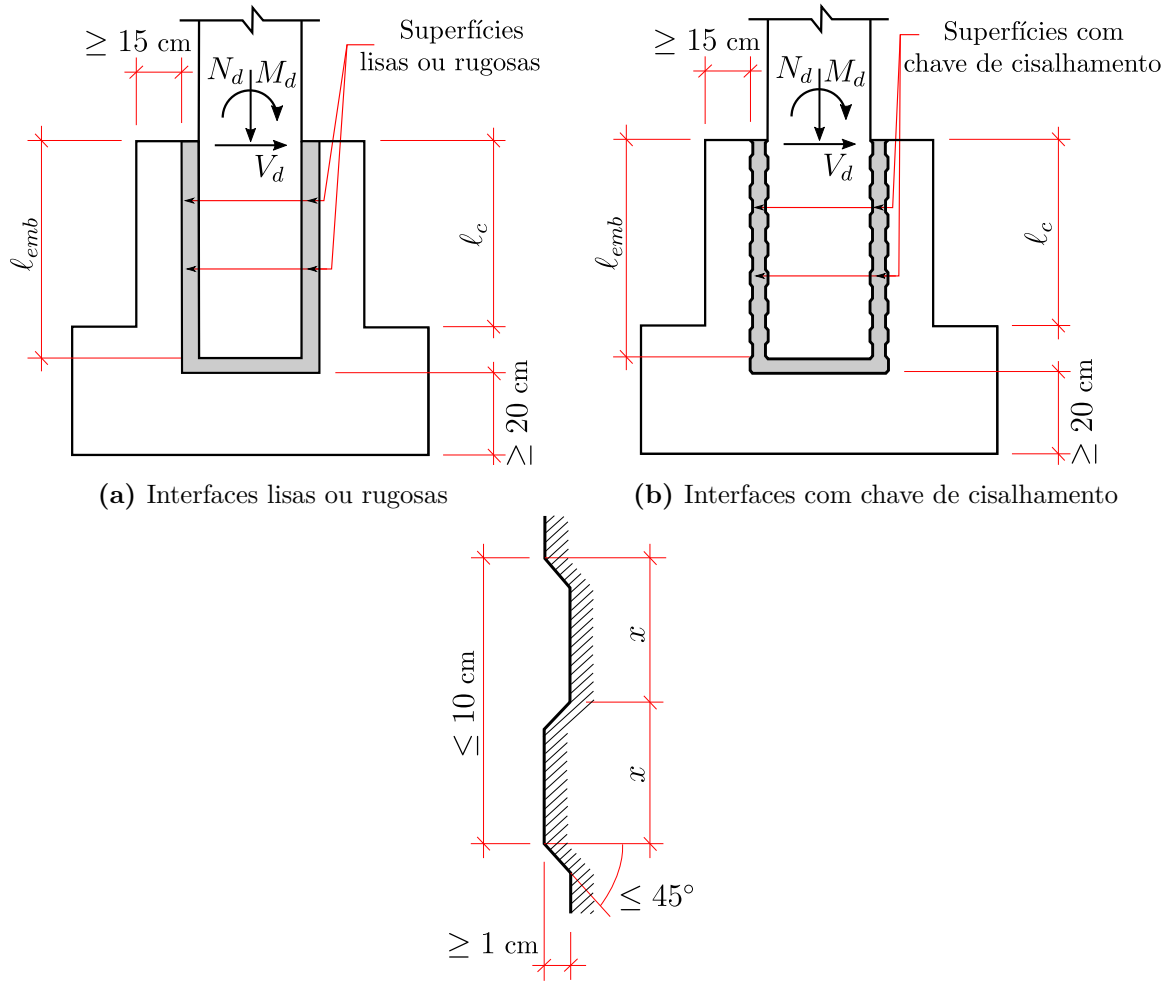
A consideração para cálice de interfaces rugosas (Figura 2.36a) ocorre quando houver uma rugosidade mínima de 3 mm a cada 3 cm nas superfícies de contato tanto do pilar quanto do cálice, ou seja, laterais e base dos dois elementos. Caso essa condição não seja atendida, o cálice é considerado de interfaces lisas (Figura 2.36a). Para a consideração do cálice com chaves de cisalhamento (Figura 2.36b) é necessário que a configuração das chaves apresente uma profundidade mínima de 1 cm a cada pelo menos 5 cm, na superfície interna do cálice e na superfície externa do pilar, ao longo de toda altura de embutimento.

Segundo a ABNT (2017b), o comprimento mínimo de embutimento do pilar na fundação deve ser de acordo com a Tabela 2.5, onde h é a dimensão da seção do transversal do pilar, paralela ao plano de ação do momento M_d.

O valor mínimo para o comprimento de embutimento ℓ_{emb} é de 40 cm e deve ser compatível com o comprimento de ancoragem da armadura do pilar. Em situação de pilar sujeito à tração, ℓ_{emb} deve ser sempre 2,0 h, além das interfaces não poderem ser lisas.

Caso o comprimento de embutimento ℓ_{emb} resulte maior que 180 cm, pode ser adotado valores diferentes dos definidos, sob condição de que seja realizado estudo da ligação. Além disso, independente da adoção dos valores apresentados na Tabela 2.5, deve-se comprovar a resistência e o comportamento da base do pilar, da superfície de contato do pilar com o cálice e do elemento de fundação.

Figura 2.36 – Transferência dos esforços nas paredes do colarinho dos cálices de interfaces lisas ou rugosas



(a) Interfaces lisas ou rugosas

(b) Interfaces com chave de cisalhamento

(c) Chaves de cisalhamento

Fonte: Adaptado da ABNT (2017b)

Tabela 2.5 – Comprimento de embutimento mínimo do pilar segundo Leonhardt e Mönnig (1978)

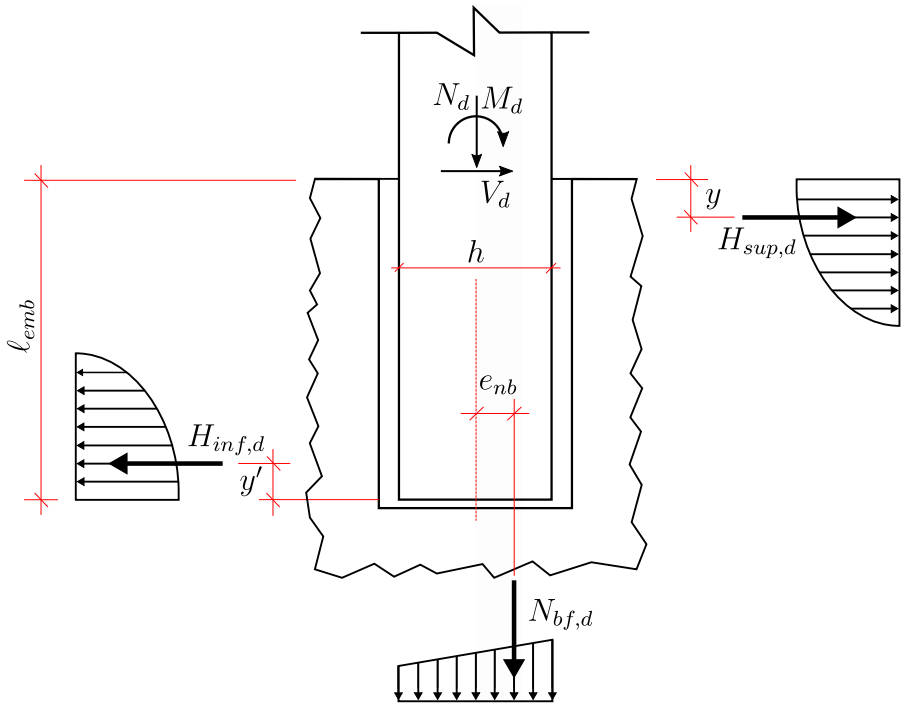
Interfaces	$\frac{M_d}{N_d h} \leq 0{,}15$	$\frac{M_d}{N_d h} \geq 2{,}00$
Lisas ou Rugosas	1,5 h	2,0 h
Com chaves de cisalhamento	1,2 h	1,6 h

Valores intermediários podem ser interpolados

Fonte: ABNT (2017b)

Na condição de cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade ($\frac{M_d}{N_d h} \geq 2{,}00$), a transferência de esforços do pilar para o colarinho é conforme a Figura 2.37.

Figura 2.37 – Transferência dos esforços em cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade



Fonte: Adaptado da ABNT (2017b)

De acordo com a ABNT (2017b), as resultantes de forças $H_{sup,d}$ e $N_{bf,d}$ consideram as forças de atrito e os valores de $e_{nb} = h/4$ e de $a = \ell_{emb}/10$ conforme a Equação 2.4 e Equação 2.5, respectivamente.

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - N_d \left[0{,}25h + \mu \left(\frac{0{,}1\ell_{emb} - 0{,}75\mu \cdot h}{1+\mu^2}\right)\right] + V_d \left[\ell_{emb} - \left(\frac{0{,}1\ell_{emb} - 0{,}75\mu \cdot h}{1+\mu^2}\right)\right]}{0{,}8\ell_{emb} + \mu \cdot h} \tag{2.4}$$

$$N_{bf,d} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1+\mu^2} \tag{2.5}$$

A ABNT (2017b) especifica valores limites para o coeficiente de atrito μ, sendo de no máximo 0,3 no caso de interfaces lisas, e de 0,6 no caso de interfaces rugosas.

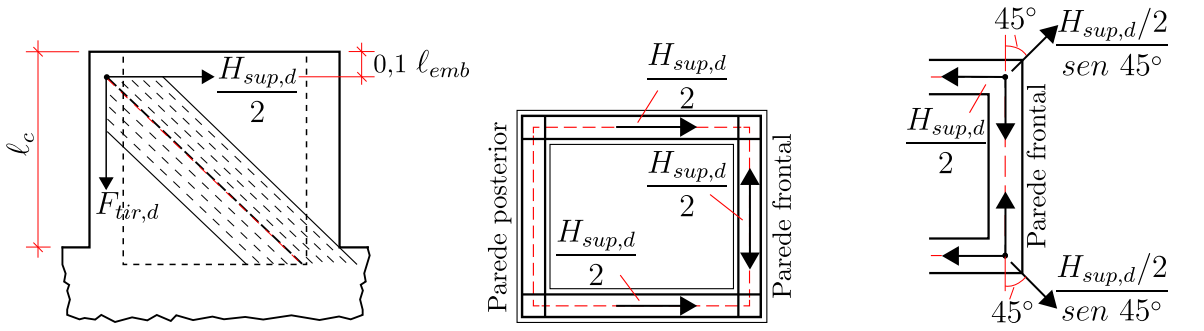
Ainda na condição de cálices de interfaces lisas ou rugosas, mas com pequena excentricidade ($\frac{M_d}{N_d h} \leq 0{,}15$), a transferência de esforços do pilar para o colarinho ainda é de acordo com a Figura 2.37 e conforme a Equação 2.4 e Equação 2.5. Contudo, deve-se ajustar os valores para $e_{nb} = 0$, $a = \ell_{emb}/6$ e coeficiente de atrito é nulo para interfaces lisas, e não deve ser considerado superior a 0,3 para interfaces rugosas.

Novamente, em situações de excentricidades intermediárias ($0{,}15 \geq \frac{M_d}{N_d h} \leq 2{,}00$), pode-se interpolar linearmente os valores obtidos para os casos extremos.

Para cálices externos e parcialmente embutidos, ou seja, com colarinhos, as pressões do pilar referentes à resultante $H_{sup,d}$ provocam flexo tração na parede frontal, podendo-se

considerar apenas tração. Dessa forma, os esforços na parede frontal são transferidos para a fundação por meio das paredes longitudinais. Os modelos de cálculo das armaduras horizontais e verticais no colarinho, utilizando $H_{sup,d}$ e $F_{tir,d}$, respectivamente, são apresentados na Figura 2.38.

Figura 2.38 – Modelos de blocos sobre duas estacas ensaiados por Mautoni (1972)



(a) Paredes longitudinais **(b)** Planta **(c)** Planta da parede frontal

Fonte: Adaptado da ABNT (2017b)

A ABNT (2017b) limita a tensão máxima de compressão na parede do colarinho em 0,4 f_{cd} verificada na região de 0,2 ℓ_{emb} da parede frontal do plano de consideração dos esforços. O valor de f_{cd} deve ser o menor dos valores de resistência à compressão de projeto entre os elementos de concreto do pilar, graute e bloco.

Na situação de embutimento de no mínimo 0,1 ℓ_{emb} do pilar na base do bloco de fundação não é necessário verificar as tensões na parede posterior no cálculo do colarinho.

A última verificação é quanto à punção da parte da fundação abaixo da base do pilar. Pode-se armar com armadura de suspensão que possibilite transferir até 50% da resultante, que chegaria à base, pelas parede do cálice. Ou seja, a parcela da resultante transferida seria de αN_d, com α de no máximo 0,5. A armadura de suspensão deve ser acrescida à armadura vertical de equilíbrio das outras solicitações e calculada conforme a Equação 2.6.

$$A_s = \alpha \frac{N_d}{f_{yd}} \tag{2.6}$$

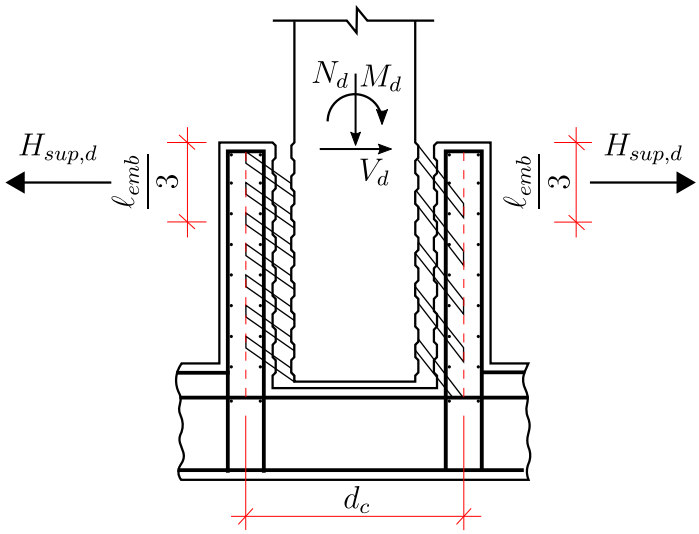
Na condição de cálices de interfaces com chaves de cisalhamento, a transferência das tensões de cisalhamento entre o pilar e o cálice ocorrem ao longo de todo o comprimento de embutimento ℓ_{emb}, conforme a Figura 2.39.

No modelo da ABNT (2017b), a transferência dos esforços do cálice para a fundação é realizada pela armadura vertical calculada com flexo compressão. Para cálices externos e parcialmente embutidos, ou seja, com colarinhos, o momento fletor vale $M_{bd} = M_d + V_d \cdot \ell_{emb}$, sendo a seção resistente a seção retangular vazada do colarinho.

As tensões horizontais transferidas pelas bielas atuam na parte superior do cálice com trecho indo até $\frac{\ell_{emb}}{3}$. Para cálices com colarinho, as forças resultantes das pressões

horizontais podem ser calculadas conforme a Equação 2.7 e Equação 2.8, onde d_c é a distância entre os planos médios das paredes frontal e posterior.

Figura 2.39 – Transferência dos esforços em cálices de interfaces com chaves de cisalhamento



Fonte: Adaptado da ABNT (2017b)

$$H_{sup,d} = \frac{[M_d + V_d \cdot \ell_{emb} + N_d\,(0{,}5 \cdot d_c)]}{2{,}60 \cdot d_c} \tag{2.7}$$

$$H_{spd} = \frac{[M_d + V_d \cdot \ell_{emb} - N_d\,(0{,}4 \cdot d_c)]}{0{,}63 \cdot d_c} \geq 0 \tag{2.8}$$

Os esforços advindos das pressões horizontais causam flexo tração nas paredes frontal e posterior, podendo considerar apenas transferência por tração, conforme a Figura 2.38c. A partir do maior valor das resultantes das pressões horizontais das paredes frontal e posterior, deve-se armar todo o colarinho.

Com relação a região inferior, a ABNT (2017b) considera a força de compressão na seção da base do pilar igual a 0,2 N_d. Na verificação à punção da fundação, em caso de cálice com colarinho, admite-se que a seção formada pelo pilar mais pelo concreto de enchimento e mais pelo colarinho participam na transferência da força de compressão.

2.4 Considerações Finais

O cálice em situação externa à fundação é bastante conhecido em termos dos mecanismos gerais de transferências de esforços. Porém, quanto ao cálice semiembutido e embutido, ainda existem dúvidas sobre o real comportamento mecânico da ligação, os métodos de dimensionamento e os detalhes de projeto.

A Tabela 2.6 mostra, em resumo, as informações principais dos documentos científicos apresentados anteriormente.

Tabela 2.6 – Resumo dos documentos científicos estrangeiros da revisão bibliográfica

Documento Científico	Estudo	Cálice	Fundação	Objeto de Estudo
Xu *et al.* (2021)	Exp./Num.	Emb.	Profunda	Comprimento de embutimento
Cheng *et al.* (2021)	Num.	Ext.	Rasa	Comprimento de embutimento Diâmetro do cálice Armadura transversal Resistência do concreto
Ma *et al.* (2020)	Exp./Num.	Emb.	Rasa	Interface lisa e rugosa Comprimento de embutimento
Zhang *et al.* (2021)	Exp./Num.	Emb.	Profunda	Comprimento de embutimento Modo de falha Comportamento sísmico Dissipação de energia Deformação residual
Cheng e Sritharan (2020)	Exp.	Emb.	Profunda	Comprimento de embutimento Comportamento sísmico Flexibilidade do bloco
Han, Dong e Wang (2020)	Exp.	Emb.	Rasa	Comprimento de embutimento Modo de falha Comportamento sísmico Dissipação de energia Deformação residual
Wang *et al.* (2019)	Exp./Num.	Emb.	Profunda	Comportamento sísmico
Cheng e Sritharan (2019)	Exp.	Emb.	Rasa	Comprimento de embutimento Interface lisa, rugosa e com chave Espessura da junta

Fonte: Autor.

Verifica-se que as variáveis de interesse no estudo do cálice de fundação se concentram majoritariamente no comprimento de embutimento e na interface pilar-cálice, uma vez que são variáveis importantes para o comportamento da ligação. Além disso, pesquisas com enfoque no diâmetro do pilar, nas armaduras do cálice, na resistência do concreto, na flexibilidade do bloco e na espessura do graute também são variáveis de ordem relevante. Por fim, nota-se que, internacionalmente, o estudo de cálice é mais voltado para o seu

comportamento sísmico, ou seja, em análise dinâmica, abordando variáveis como a de dissipação de energia. No Brasil, as pesquisas tem enfoque em análises estáticas, para o cálice externo, objetivando contribuições práticas de projeto.

A Tabela 2.7 mostra, em resumo, as características dos documentos científicos apresentados anteriormente com enfoque numérico.

Tabela 2.7 – Resumo dos documentos científicos pontuados sobre análises numéricas

Documento Científico	Software	Componente	Elemento Finito	Modelo Constitutivo
Xu *et al.* (2021)	OpenSEES	Concreto	Pórtico	Plasticidade distribuída
		Aço	Pórtico	Elasto-plástico multilinear
		Contato	"*Zero-length*"	Bond slip Rotação elástica
Cheng *et al.* (2021)	*ABAQUS*	Concreto	Sólido linear	Dano associado à plasticidade
		Aço	Treliça linear	Elasto-plástico multilinear
		Contato	*Tie* (Acoplado)	Rígido
Ma *et al.* (2020)	*ABAQUS*	Concreto	Sólido linear	Fissuração frágil
		Aço	Treliça linear	Elasto-plástico multilinear
		Contato	*Tie* (Acoplado)	Rígido
Zhang *et al.* (2021)	OpenSEES	Concreto	Pórtico	Plasticidade distribuída
		Aço	Pórtico	Elasto-plástico multilinear
		Contato	"*Zero-length*"	Bond slip Rotação elástica
Wang *et al.* (2019)	*DIANA*	Concreto	Sólido quadrático	Fissuração distribuída
		Aço	Reforço embutido	Elasto-plástico multilinear

Continua

Continuação

		Contato	Casca quadrático	Fissuração discreta
Barros (2013)	*DIANA*	Concreto	Sólido quadrático	Fissuração distribuída
		Aço	Reforço embutido	Elasto-plástico perfeito
		Contato	Casca quadrático	Mohr-Coulomb
Pagnussat (2011)	*DIANA*	Concreto	Sólido quadrático	Fissuração distribuída
		Aço	Reforço embutido	Elasto-plástico perfeito
		Contato	Casca quadrático	Mohr-Coulomb
Marek Filho (2010)	*DIANA*	Concreto	Sólido quadrático	Fissuração distribuída
		Aço	Reforço embutido	Elasto-plástico perfeito
		Contato	Casca quadrático	Mohr-Coulomb
Delalibera (2009)	*ANSYS*	Concreto	Sólido linear	Concrete
		Aço	Treliça linear	Elasto-plástico perfeito
		Contato	Casca linear	Mohr-Coulomb
Canha (2004)	*ANSYS*	Concreto	Sólido linear	Concrete
		Aço	Treliça linear	Elasto-plástico bilinear
		Contato	Casca linear	Coulomb

Fonte: Autor.

Observa-se a tendência no emprego dos elementos sólidos para a representação do concreto, com exceção das pesquisas com o uso do *software* OpeenSEES. Quanto à representação do aço, no que se refere ao uso do *software ABAQUS*, normalmente utiliza-se o elemento finito de treliça. Apesar das pequenas divergências entre os elementos finitos ou modelos constitutivos, as discordâncias não acarretam em diferenças significativas nos

resultados dos modelos numéricos, uma vez que são apenas abordagens diferentes para representar o mesmo comportamento. Quando se trata do componente de contato, há ainda mais divergência, principalmente a depender do *software* utilizado. Porém, em todo o caso, todas as representações são possíveis, desde de que fundamentadas teoricamente e embasadas por ensaios experimentais.

3 Simulação Numérica

Neste capítulo, da seção 3.1 a seção 3.7, são apresentadas as etapas de modelagem dos blocos de fundação sobre duas estacas, em escala reduzida 1:2, ensaiados experimentalmente por Barros (2013). Foram modelados os blocos monolíticos de referência e os blocos com cálice de fundação nas configurações externo, semiembutido e embutido, tanto de conformação superficial lisa quanto com chave de cisalhamento. As simulações numéricas foram desenvolvidas em modelos tridimensionais com comportamento não linear dos materiais por meio do *software* de elementos finitos *ABAQUS* 2020. Com a finalidade de obter um modelo representativo, durante as etapas de modelagem, foram feitas análises de sensibilidade para a investigação e avaliação das estratégias adotadas. Para a calibração dos modelos numéricos, confrontaram-se informações do ensaio experimental a respeito da curva força-deslocamento do modelo, força-deformação nas armaduras, do ângulo de inclinação da biela no instante de ruptura e do padrão de fissuração. Os resultados comparativos estão detalhados na seção 3.8.

3.1 Ensaios Experimentais de Barros (2013)

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Foi utilizada a maquina universal de ensaios servo-controlada, Instron 8506, com 2500 kN de capacidade nominal de força, apresentada na Figura 3.1a. Os blocos foram posicionados transversalmente à máquina e apoiados sobre duas células de carga com capacidade para 2000 kN cada uma, conforme a Figura 3.1b.

Abaixo das células, foram posicionadas bases de aço cilíndricas, como mostra Figura 3.2a, para nivelar e facilitar a centralização dos modelos na máquina de ensaio. A Figura 3.2b mostra o modelo já preparado para o ensaio.

Em termos de carga, os blocos foram submetidos a uma força vertical centrada no topo dos pilares por meio de um atuador hidráulico. A aplicação da carga foi feita por meio do controle de deslocamentos, com velocidade constante igual a 0,002 mm/s.

A Figura 3.3 mostra alguns dos elementos instrumentados por Barros (2013), bem como os seus respectivos extensômetros que foram analisados neste trabalho. A Figura 3.3a

mostra parte dos extensômetros posicionados no tirante principal dos blocos. Outros extensômetros também foram posicionados no tirante principal (mais precisamente nas seções acima das estacas) e nos estribos do bloco, porém, por não terem sido objeto de estudo nesse trabalho, foram omitidos. A Figura 3.3b mostra a posição dos extensômetros colocados apenas na armadura vertical dos cálices de fundação. O objetivo da investigação das deformações nessas barras era verificar se a transferência dos esforços do pilar ocorreria ao longo do comprimento de embutimento ou iria diretamente para a região inferior da base do pilar. Além dos extensômetros, Barros (2013) posicionou dois transdutores ao centro do fundo do bloco (T_1 e T_2), para obter os deslocamentos verticais na região central.

Figura 3.1 – Máquina de ensaio



(a) Instron 8506 **(b)** Bloco na Instron 8506

Fonte: Barros (2013)

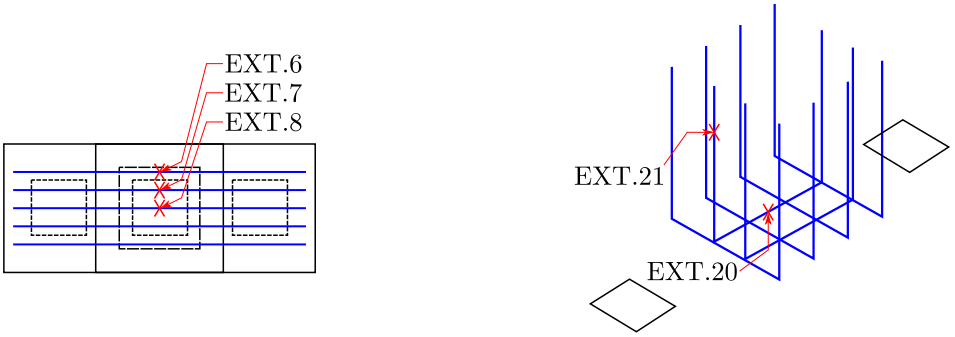
Figura 3.2 – Detalhes do ensaio



(a) Aparelho de apoio **(b)** Modelo posicionado

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Figura 3.3 – Posição dos extensômetros nas armaduras do bloco e do cálice de fundação



(a) Tirante principal do bloco **(b)** Armadura vertical do cálice

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

3.2 Propriedades Geométricas

Os modelos simulados numericamente são os propostos por Barros (2013). No entanto, os blocos com cálice externo M3 e M10 não foram simulados nesse trabalho por apresentarem ruína no pilar, que não é o elemento de interesse nesse estudo. A Tabela 3.1 apresenta e correlaciona os modelos. Dessa forma, foram modelados doze blocos, a saber:

- Dois blocos monolíticos de referência, um para cada série de cálices de interface lisa e com chave de cisalhamento. Os blocos M1 e M8, respectivamente;
- Dois blocos com cálice externo, um para cada tipo de interface. Os blocos M2 e M9;
- Quatro blocos com cálice semiembutido, dois para cada tipo de interface. Os blocos M4, M5, M11 e M12. A diferença entre os dois blocos de mesma interface (M4, M5 e M11, M12) é a presença de um estribo complementar interno nos blocos M5 e M12.
- Quatro blocos com cálice embutido, dois para cada tipo de interface. Os blocos M6, M7, M13 e M14. A diferença entre os dois blocos de mesma interface (M6, M7 e M13, M14) é a presença de um estribo complementar interno nos blocos M7 e M14.

De maneira geral, todos os modelos consistem em:

Pilar - Prisma de concreto armado de seção retangular de 15×15 cm^2 com comprimento variando entre os modelos. Para os blocos monolíticos de referência da série lisa e com chave de cisalhamento, os pilares têm comprimento de 22,5 cm e de 17,5 cm, respectivamente. Para os blocos de concreto pré-moldado, os pilares têm comprimento de 40 cm, dos quais 27,5 cm e 15,5 cm estão embutidos nos cálices lisos e com chave de cisalhamento, respectivamente;

Cálice - Prisma vazado de concreto armado de seção retangular externa de 35×35 cm^2, espessura de 7,5 cm e com comprimento variando entre os modelos. Os cálices lisos e com chave de cisalhamento têm comprimento de 22,5 cm e 17,5 cm, respectivamente;

Junta - Espaço entre o pilar e o cálice, preenchido por graute, de 2,5 cm de espessura;

Bloco - Prisma de concreto armado com 35 cm de largura, com comprimento e altura variando entre os modelos. Os blocos da série lisa têm 92,5 cm de comprimento e 35 cm de altura. Os blocos da série com chave de cisalhamento têm 85 cm de comprimento e 30 cm de altura;

Estacas - Prisma de concreto armado de seção retangular de 15×15 cm^2 com comprimento de 27,5 cm, dos quais 2,5 cm são embutidos no bloco.

Tabela 3.1 – Correlação entre as nomenclaturas de Barros (2013) e do presente trabalho

Interface	Bloco	Barros (2013)		Presente Trabalho
		Modelos	Código	
-	Monolítico	M1	BRF_SR	MON_S_L
Liso	Externo	M2	BEX_SR	EXT_L
	Semiembutido	M4	BPE_SR	SEM_L
	Semiembutido	M5	BPE_AC_SR	SEM_AC_L
	Embutido	M6	BEM_SR	EMB_L
	Embutido	M7	BEM_AC_SR	EMB_AC_L
-	Monolítico	M8	BRF_CR	MON_S_C
Liso	Externo	M9	BEX_CR	EXT_C
	Semiembutido	M11	BPE_CR	SEM_C
	Semiembutido	M12	BPE_AC_CR	SEM_AC_C
	Embutido	M13	BEM_CR	EMB_C
	Embutido	M14	BEM_AC_CR	EMB_AC_C

Fonte: Autor.

Quanto aos detalhamentos das armaduras de aço, os pilares foram dimensionadas com armaduras longitudinais, estribos transversais e armaduras de fretagem. Os blocos foram detalhados com armaduras inferiores (tirante principal), de pele, superiores e estribos. Os cálices foram dimensionados com armaduras verticais (principal e secundária) e horizontais (principal e secundária). Por fim, as estacas foram detalhadas com armaduras longitudinais e estribos transversais. Todas as propriedades geométricas dos elementos ensaiados podem ser consultados no Apêndice A deste trabalho. Maiores detalhes sobre a geometria e o seu dimensionamento são encontrados propriamente em Barros (2013).

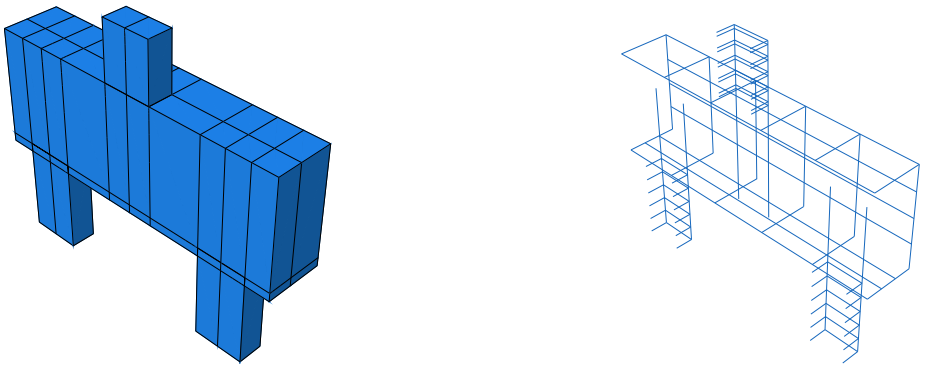
Os modelos numéricos seguiram, de maneira geral, as propriedades geométricas dos modelos ensaiados. Não obstante, foram adotadas as seguintes simplificações:

- A armadura de fretagem dos pilares foi modelada exatamente igual aos estribos transversais desses elementos;
- Não foram modelados os ganchos de ancoragem das armaduras, uma vez que no modelo numérico considerou-se a aderência perfeita na interação entre os elementos de aço e de concreto;

- Apenas metade da estrutura foi modelada, utilizando-se da propriedade da simetria. Apesar da simetria mais vantajosa para carregamento centrado ser 1/4, como a ideia inicial do trabalho envolvia flexão em apenas uma direção, era necessário utilizar 1/2. Com a mudança do escopo para carga centrada, optou-se por manter a modelagem com a simetria inicial.

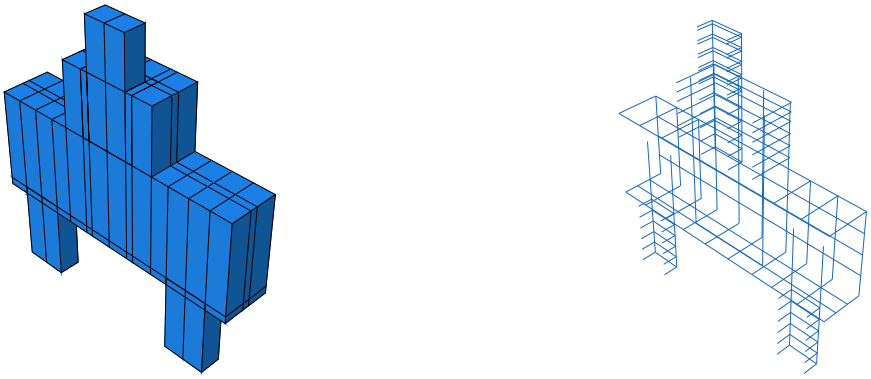
Da Figura 3.4 até a Figura 3.11 são apresentados os modelos numéricos simulados.

Figura 3.4 – Propriedades geométricas do bloco monolítico de referência da série lisa



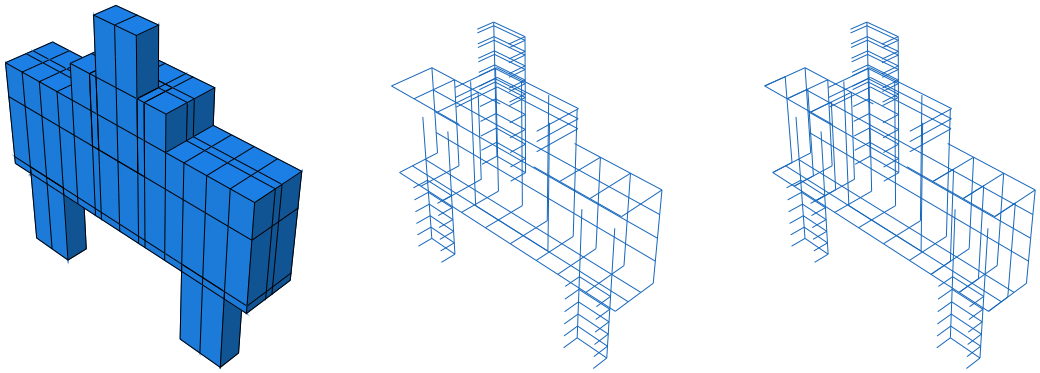
(a) Concreto - MON_S_L **(b)** Armaduras - MON_S_L

Figura 3.5 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série lisa



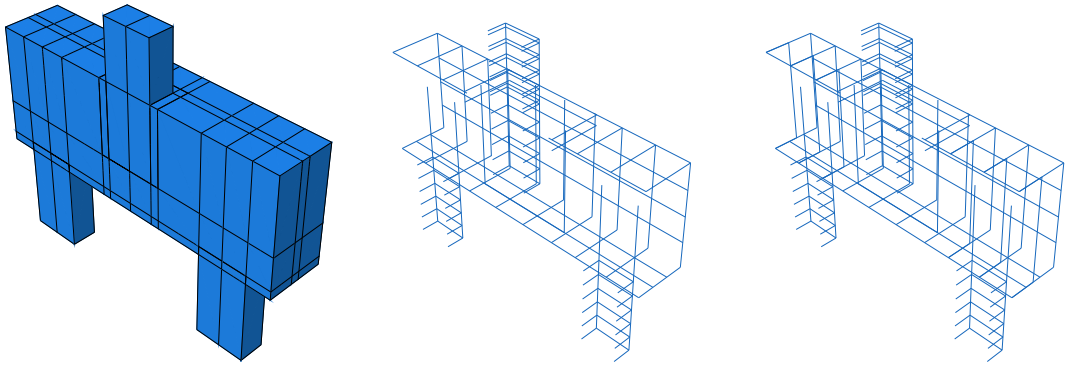
(a) Concreto - EXT_L **(b)** Armaduras - EXT_L

Figura 3.6 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido da série lisa



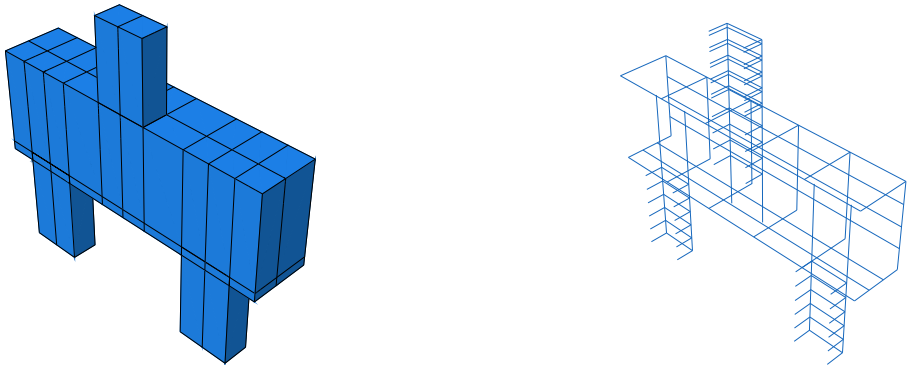
(a) Concreto - SEM_L e SEM_AC_L **(b)** Armaduras - SEM_L **(c)** Armaduras - SEM_AC_L

Figura 3.7 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido da série lisa



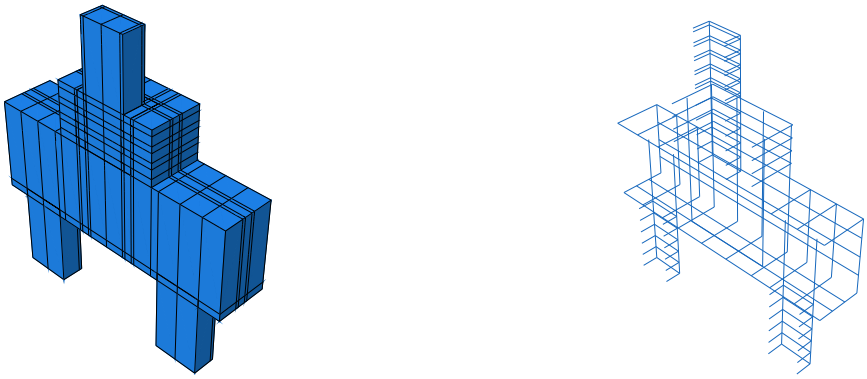
(a) Concreto - EMB_L e EMB_AC_L **(b)** Armaduras - EMB_L **(c)** Armaduras - EMB_AC_L

Figura 3.8 – Propriedades geométricas do bloco monolítico de referência da série com chave de cisalhamento



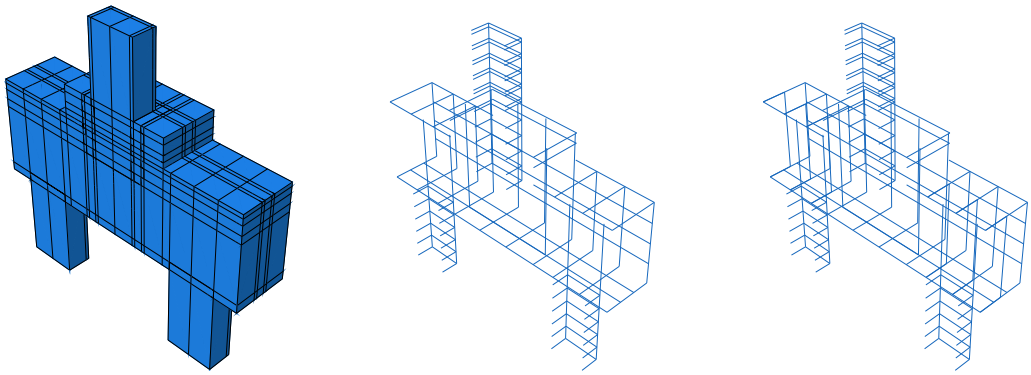
(a) Concreto - MON_S_C **(b)** Armaduras - MON_S_C

Figura 3.9 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série com chave de cisalhamento



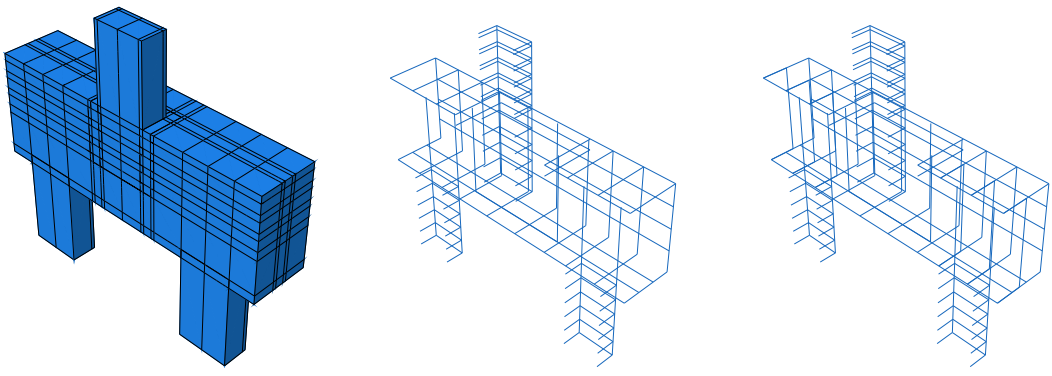
(a) Concreto - EXT_C **(b)** Armaduras - EXT_C

Figura 3.10 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido da série com chave de cisalhamento



(a) Concreto - SEM_C e SEM_AC_C **(b)** Armaduras - SEM_C **(c)** Armaduras - SEM_AC_C

Figura 3.11 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido da série com chave de cisalhamento



(a) Concreto - EMB_C e EMB_AC_C **(b)** Armaduras - EMB_C **(c)** Armaduras - EMB_AC_C

3.3 Propriedades Mecânicas

O comportamento mecânico dos materiais pode ser basicamente caracterizado, em termos de curva tensão-deformação, por um trecho elástico e por outro plástico. Na situação elástica, para pequenos níveis de tensões e deformações, essas grandezas são proporcionais, relacionadas por meio de uma função linear denominada Lei de Hooke. Nesse trecho, as deformações são consideradas elásticas, pois, cessadas as tensões atuantes, o material volta ao seu estado inicial. No regime plástico, as tensões e as deformações não são mais proporcionais e a função que relaciona essas grandezas é não linear. O material que atinge esse regime apresentará deformações residuais mesmo cessadas as tensões atuantes.

O concreto, um material compósito, devido aos seus efeitos na microestrutura - efeitos decorrentes da fissuração, da fluência, entre outros -, apresenta propriedades mecânicas dependentes da intensidade e até da natureza da solicitação. Por exemplo, comporta-se como material frágil quando submetido a tensões de tração, e dúctil sob compressão. Já o material aço, devido ao seu processo de fabricação controlado, tem propriedades mecânicas mais estabelecidas e previsíveis, comportando-se como elasto-plástico tanto na tração quanto na compressão.

A partir desse contexto, nesta seção, são discutidos os modelos constitutivos adotados para os materiais do concreto e do aço, considerando a não linearidade física.

3.3.1 Aço

O modelo constitutivo adotado para o aço foi do tipo bilinear de comportamento elasto-plástico com encruamento. Para a consideração do trecho elástico, tem-se o módulo de elasticidade (E_s) e coeficiente de Poisson (ν_s) do aço. Quanto ao patamar plástico, adotaram-se dois pares de tensão e de deformação plástica. Para o início do estágio plástico, tem-se a tensão inicial de valor igual à resistência de escoamento do aço (f_y) e a deformação plástica (ε_s^{pl}) nula. Para o final desse estágio, conforme os ensaios experimentais, adotou-se a tensão última (f_y^u) de valor igual a 1,2 da resistência de escoamento do aço, ou seja, $f_y^u = 1{,}2 f_y$ e a deformação plástica última (ε_s^u) de 15‰.

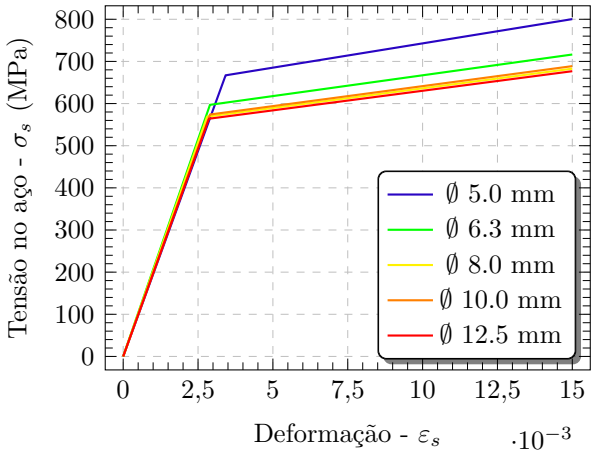
Com base nos ensaios realizados por Barros (2013), as propriedades mecânicas para a simulação do aço são apresentadas na Tabela 3.2 e os diagramas tensão-deformação são ilustrados na Figura 3.12.

Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas para a simulação do aço

Propriedade	∅ 5.0 mm	∅ 6.3 mm	∅ 8.0 mm	∅ 10.0 mm	∅ 12.5 mm
f_y (MPa)	667	597	569	574	564
E_s (MPa)	195000	206000	203000	198000	197000
ε_s	0,003421	0,002898	0,002803	0,002899	0,0028629
ν_s			0,3		

Fonte: Autor.

Figura 3.12 – Modelo tensão-deformação das barras de aço



Fonte: Autor.

3.3.2 Concreto

O modelo constitutivo adotado para a simulação do concreto é baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo, denominado no *ABAQUS* de *Concrete Damaged Plasticity* (CDP). O modelo foi proposto por Lubliner *et al.* (1989) e modificado por Lee e Fenves (1998).

Conforme a Teoria da Plasticidade, o modelo constitutivo do material é determinado essencialmente por três conceitos:

Critério de Escoamento (Yield Function): Lei que define, por meio do tensor de tensões, o critério para o nível de tensão no qual ocorrerá a plastificação do material, tendo como representação geométrica a superfície de plastificação/falha (yield/failure surface);

Regra de Endurecimento e Abrandamento (Hardening/Softening Law): Lei que define o comportamento do critério de escoamento com a evolução da deformação plástica;

Regra de Escoamento Plástico (Plastic Flow): Lei que define, por meio da deformação total e de suas componentes elásticas e plásticas, a evolução das deformações com a evolução das tensões.

Com a associação da Mecânica do Dano, é viável considerar a degradação do material por meio da multiplicação do módulo de elasticidade inicial E_0 pela parcela de danificação $(1-d)$. Nesse sentido, tem-se a variável d correspondente ao dano, variando no domínio de 0, sem degradação, a 1, totalmente degradado. De maneira física, a degradação do material acontece devido à evolução da fissuração na tração e do esmagamento na compressão.

Parâmetros de Entrada do *Concrete Damaged Plasticity*

A partir do exposto, nove parâmetros precisam ser estabelecidos para a definição do CDP no *ABAQUS*:

1. Módulo de elasticidade (E_c): Razão entre a tensão aplicada e a deformação elástica sofrida em regime linear. É uma grandeza proporcional à rigidez de um material;
2. Coeficiente de Poisson (ν): Razão entre a deformação transversal e a deformação longitudinal;
3. Relação tensão-deformação inelástica uniaxial na tração e na compressão ($\sigma_{t/c} \times \varepsilon^{im}_{t/c}$): Define a relação tensão-deformação;
4. Relação dano-deformação inelástica uniaxial na tração e na compressão ($d_{t/c} \times \varepsilon^{in}_{t/c}$): Define a relação dano-deformação;
5. Ângulo de dilatância (ψ): Valor calculado no plano tensão de pressão equivalente (p) – tensão desviadora equivalente (q) a elevadas pressões de confinamento, comumente interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto;
6. Excentricidade (e): Define a taxa a partir da qual a função plástica potencial se aproxima de sua assíntota;
7. f_{b0}/f_{c0}: Relação entre as tensões de escoamento equi-biaxial e uniaxial do concreto;
8. K_c: Razão entre as distâncias entre o eixo hidrostático e a idealização da hipótese de ruptura de Drucker-Prager;
9. Viscosidade (μ): Define a relaxação do tempo no sistema viscoplástico.

Parâmetros elásticos - módulo de elasticidade E_c e coeficiente de poisson ν_c

Barros (2013) aferiu experimentalmente, conforme prescrito na ABNT (2017a) (versão 2003), o valor do módulo de elasticidade estático ou módulo de deformação tangente inicial E_{ci}. O módulo de elasticidade secante E_c foi estimado pela Equação 3.1 conforme o Model Code 2010 (FIB, 2013). O coeficiente de poisson adotado foi de 0,2.

$$E_c = \alpha_i E_{ci} \tag{3.1}$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0{,}8 + 0{,}2\frac{f_{cm}}{88} \leq 1{,}0$$

Os parâmetros elásticos adotados na simulação numérica são indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Parâmetros elásticos adotados na simulação

Propriedade	Pilar	Graute	Bloco	Estaca
E_c (MPa)	26614	39539	22055	41193
ν_c		0,2		

Fonte: Autor.

Critério de escoamento (*Yield fuction*)

Uma vez que o comportamento dos materiais é caracterizado por dois regimes, faz-se necessário definir a condição inicial para o fim do regime elástico e, consequentemente, início do regime plástico. Em um carregamento uniaxial, a plastificação inicia-se quando é atingido a tensão de escoamento. Para um carregamento genérico, em um estado múltiplo de tensões, recorre-se a relações matemáticas que definem o critério de escoamento.

No CDP, o Critério de Escoamento é definido pela função F, conforme a Equação 3.2.

$$F = \frac{1}{1-\alpha}\left(q - 3\alpha p + \beta\left(\varepsilon^{pl}\right)\langle\sigma_{\max}\rangle - \gamma\langle-\sigma_{\max}\rangle\right) - \bar{\sigma}_c\left(\varepsilon_c^{pl}\right) = 0 \tag{3.2}$$

Onde:

$$p = \frac{\mathrm{tr}(\sigma)}{3}$$

$$q = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_1^3 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3)}$$

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2\,(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c\left(\varepsilon_c^{pl}\right)}{\bar{\sigma}_t\left(\varepsilon_t^{pl}\right)}(1-\alpha) - (1+\alpha)$$

$$\gamma = \frac{3\,(1-K)}{2K-1}$$

Sendo:

$\langle\bullet\rangle$ Operador de Macaulay;

p **e** q Distâncias, em unidades de tensão, medidas no eixo hidrostático e no plano desviador, respectivamente;

σ_{b0} **e** σ_{c0} Tensão equi-biaxial e uniaxial de escoamento à compressão, respectivamente;

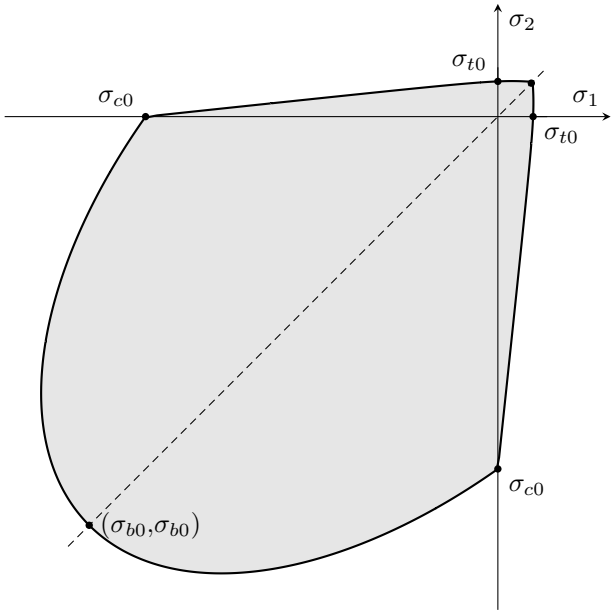
$\bar{\sigma}_c$ **e** $\bar{\sigma}_t$ Tensão de escoamento efetiva na compressão e na tração uniaxial, respectivamente;

$\sigma_{\max}$ Máxima tensão principal efetiva;

K Razão entre as distâncias, em unidade de tensão, do eixo hidrostático ao meridiano de compressão e de tração no plano desviador q.

A representação geométrica da função F no estado plano de tensões, definindo a superfície de falha, é apresentada na Figura 3.13.

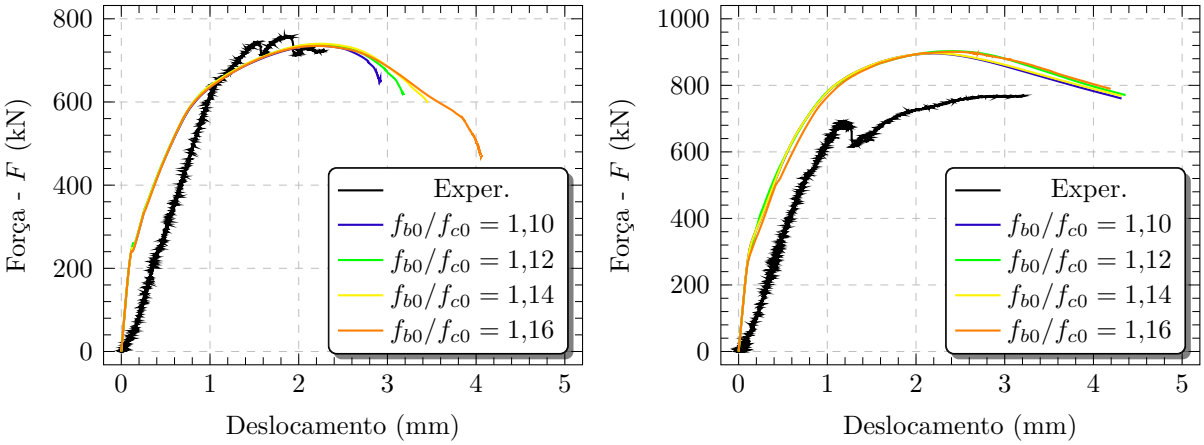
Figura 3.13 – Superfície de escoamento do CDP no estado plano de tensões



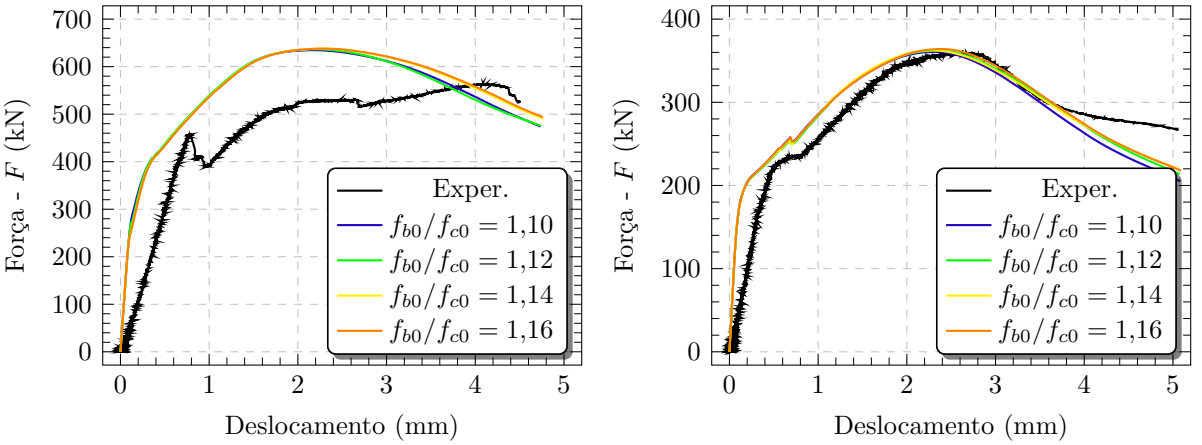
Fonte: Adaptado de Systèmes (2017)

A razão entre as tensões de escoamento equi-biaxial e uniaxial à compressão compõe parte dos critérios de escoamento do material. Valores experimentais do parâmetro f_{b0}/f_{c0} variam entre 1,10 e 1,16 (LUBLINER *et al.*, 1989). Na literatura, a grande maioria dos trabalhos adota o valor de 1,16 (BIRTEL; MARK, 2006; DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012; GENIKOMSOU; POLAK, 2015; EARIJ *et al.*, 2017; NANA *et al.*, 2017; ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017; CHENG *et al.*, 2021). A Figura 3.14 apresenta as curvas força-deslocamento para os modelos simulados, variando a razão f_{b0}/f_{c0} de 1,10 a 1,16 (demais parâmetros com valores constantes da Tabela 3.4).

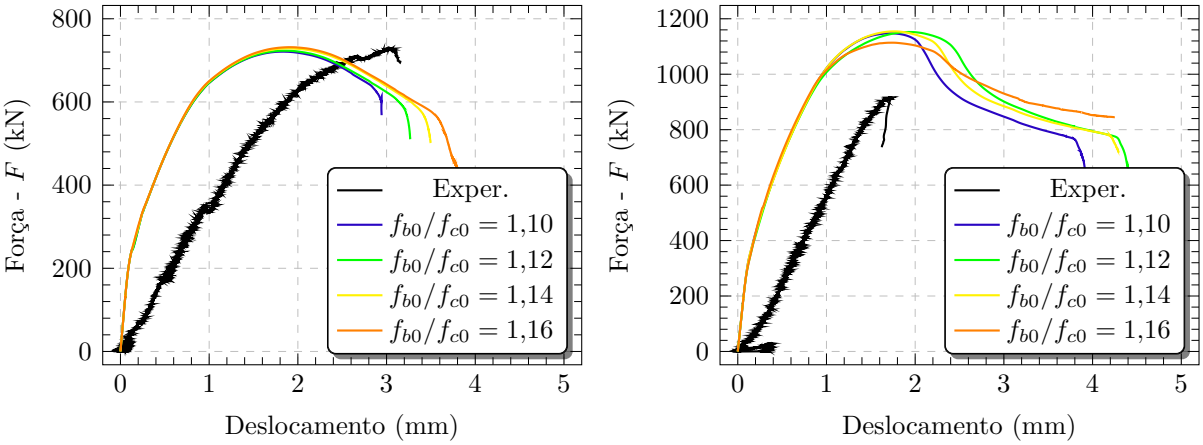
Figura 3.14 – Influência da razão f_{b0}/f_{c0} na curva força-deslocamento dos modelos



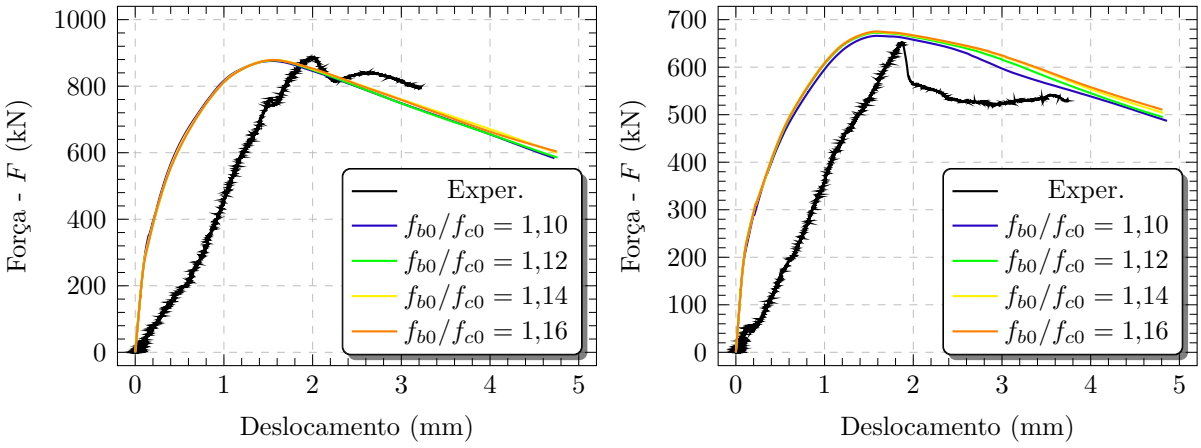
(a) MON_S_L **(b)** EXT_L



(c) SEM_L **(d)** EMB_L



(e) MON_S_C **(f)** EXT_C

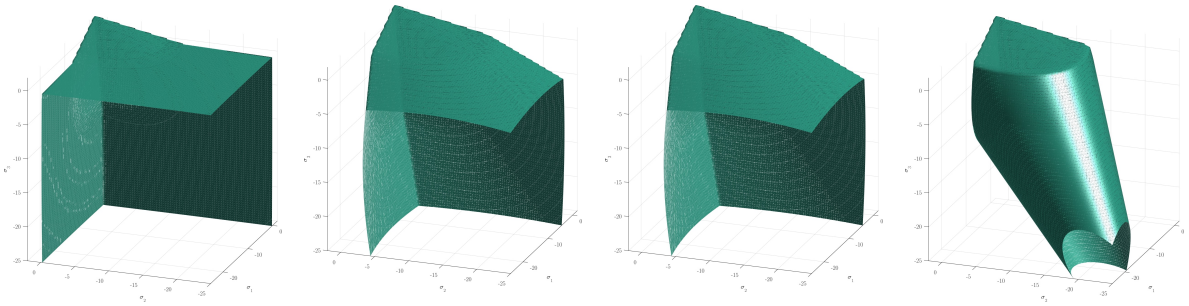


(g) SEM_C **(h)** EMB_C

Fonte: Autor.

A variável K compõe parte dos critérios de escoamento do material, definindo o formato da superfície de falha no plano desviador. O parâmetro K deve assumir valor maior do que 0,5 (Rankine) e menor do que a unidade (Von Mises), ou seja, $0{,}5 < K < 1$. Conforme Lubliner *et al.* (1989), os valores típicos variam entre 0,64 (SCHICKERT; WINKLER, 1977) e 0,66 (RICHART; BRANDTZÆG; BROWN, 1928) até 0,8 (MILLS; ZIMMERMAN, 1970). Quatro superfícies de escoamento F no espaço tridimensional de tensões principais são ilustradas na Figura 3.15.

Figura 3.15 – Influência do parâmetro K na superfície de plastificação do CDP no espaço tridimensional de tensões principais



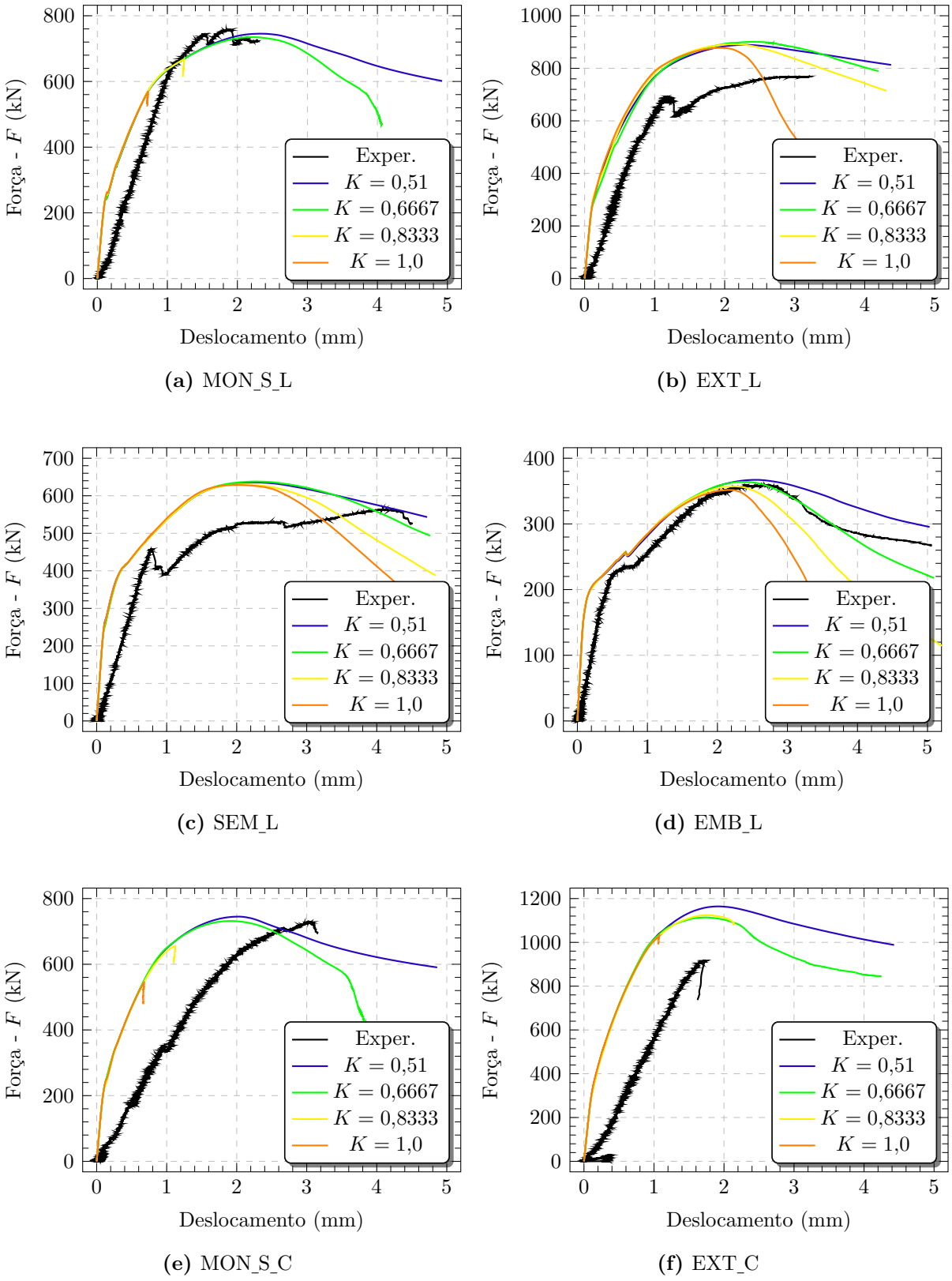
(a) $K = 0{,}51$ **(b)** $K = \frac{2}{3}$ **(c)** $K = \frac{5}{6}$ **(d)** $K = 1{,}0$

Fonte: Autor.

Observa-se, no aspecto geral, que o valor de K atua na transição do regime de tração para compressão, alterando também o formato da superfície. Na Figura 3.15a, para um baixo valor de K, tem-se uma transição suave, recaindo em um formato com faces quase perpendiculares aos eixos. Conforme a Figura 3.15b e a Figura 3.15c, para valores intermediários, tem-se uma transição menos suave, reincidindo em um formato arredondado. Por último, para valores de K próximos à unidade, segundo a Figura 3.15d, tem-se uma transição mais brusca, refletindo em um formato de cone. Na literatura técnica, a grande maioria dos trabalhos adota valores próximos de 2/3 (BIRTEL; MARK, 2006; DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012; GENIKOMSOU; POLAK, 2015; EARIJ *et al.*,

2017; NANA *et al.*, 2017; ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017; CHENG *et al.*, 2021). A Figura 3.16 apresenta as curvas força-deslocamento para os modelos simulados, variando o parâmetro K de 0,51 a 1,0 (demais parâmetros com valores constantes da Tabela 3.4).

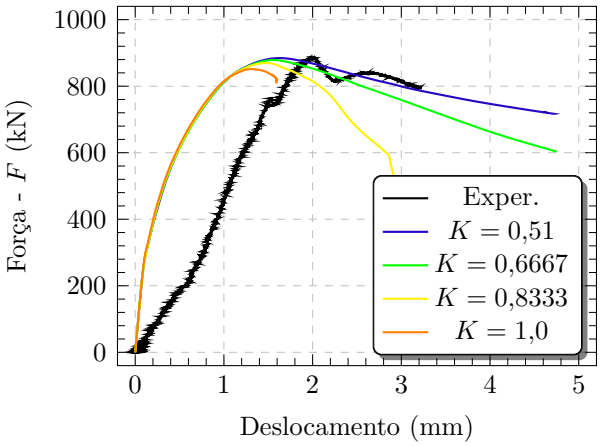
Figura 3.16 – Influência do parâmetro K na curva força-deslocamento dos modelos



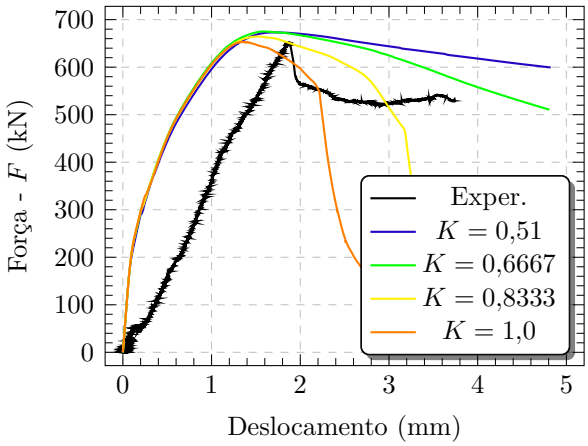
(a) MON_S_L **(b)** EXT_L

(c) SEM_L **(d)** EMB_L

(e) MON_S_C **(f)** EXT_C



(g) SEM_C



(h) EMB_C

Fonte: Autor.

Regra de escoamento plástico (*Plastic flow*)

O estado de deformação de um corpo não é determinado unicamente pelo conhecimento do estado de tensões atuantes, sendo dependente também do histórico de carregamento. Dessa forma, a evolução das deformações deve ser determinada pelos incrementos de deformações plásticas ao longo do carregamento. A lei de evolução das deformações com as tensões é definida matematicamente pela função potencial plástico.

A lei de fluxo é descrita pela função potencial plástico G. No CDP, o potencial plástico assume caráter não associativo, ou seja, $G \neq F$. Adotou-se a função hiperbólica de Drucker-Prager, apresentada na Equação 3.3 (SYSTÈMES, 2017).

$$G_{\text{CDP}} = \sqrt{(e\ \sigma_{t0}\ \tan\psi)^2 + q^2} + p\ \tan\psi \tag{3.3}$$

Sendo:

e - Excentricidade;

σ_{t0} - Tensão de escoamento uniaxial à tração;

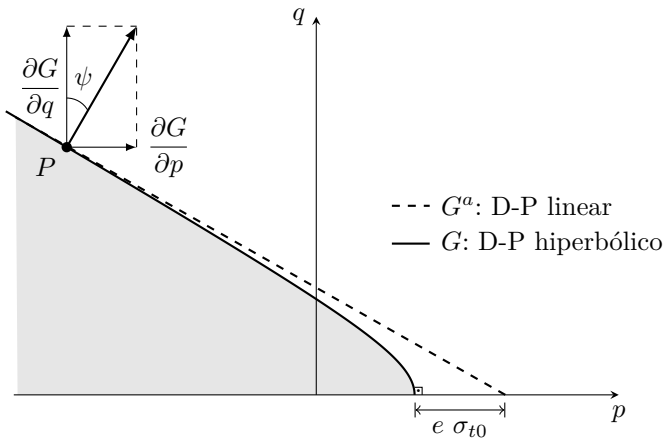
ψ - Ângulo de dilatância medida no plano $p - q$ quando $p \to -\infty$, ou seja, em altas pressões de confinamento;

A função potencial hiperbólica de Drucker-Prager no CDP (G_{CDP}) é contínua, proporcionando um fluxo plástico suave e de valor sempre distinto. No plano $p - q$, a curva representada por G_{CDP} se aproxima da assíntota dada pela função linear de Drucker-Prager G^a_{CDP} (Equação 3.4) em altas pressões de confinamento e intercepta o eixo hidrostático p formando ângulo de 90° (SYSTÈMES, 2017),como ilustra a Figura 3.17.

$$G^a_{\text{CDP}} = q + p\ \tan\psi \tag{3.4}$$

Ambas funções, G_{CDP} e G^a_{CDP}, podem ser expressas em termos da variável desviadora q, segundo a Equação 3.5 e a Equação 3.6.

Figura 3.17 – Função potencial plástico G no plano $p-q$



Fonte: Adaptado de Systèmes (2017)

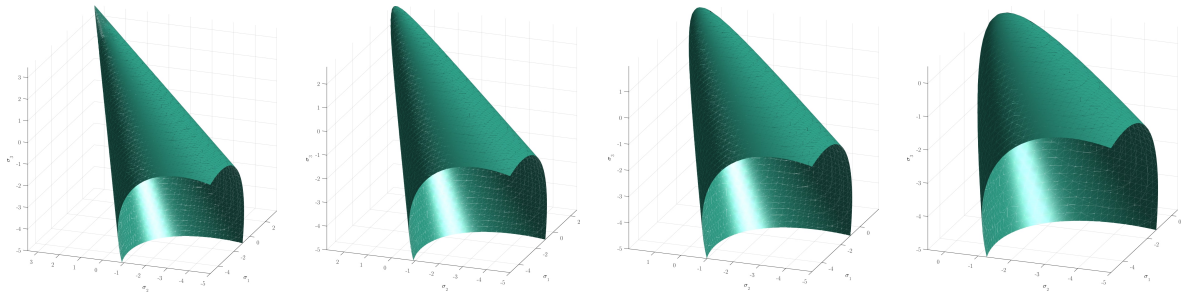
$$p(q) = -\sqrt{(e\ \sigma_{t0})^2 + \left(\frac{q}{\tan\psi}\right)^2} \tag{3.5}$$

$$p^a(q) = -\frac{q}{\tan\psi} \tag{3.6}$$

Na Figura 3.18 e Figura 3.20, é ilustrada a representação geométrica da função potencial plástico G_{CDP} no espaço tridimensional das tensões principais.

A excentricidade (e) compõe parte dos critérios plásticos, definindo a curvatura da superfície de Drucker-Prager, devendo sempre ser positiva. A Figura 3.18 mostra o efeito da excentricidade na superfície do potencial plástico. Observa-se que quanto maior o valor da excentricidade, maior é a curvatura da superfície, aumentando a taxa de crescimento do ângulo de dilatância com a redução das tensões de confinamento.

Figura 3.18 – Influência da excentricidade e na superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões



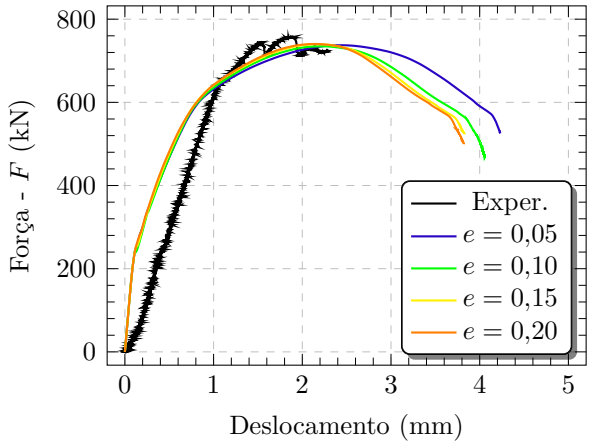
(a) $e = 0$ **(b)** $e = 0{,}2$ **(c)** $e = 0{,}4$ **(d)** $e = 0{,}8$

Fonte: Autor.

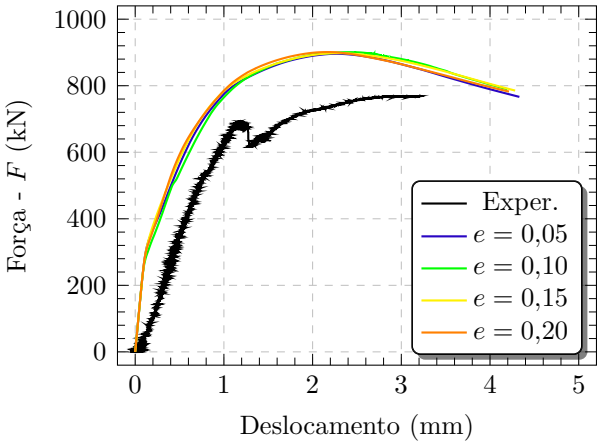
Na literatura, a grande maioria dos trabalhos adota o valor $e = 0{,}1$ (BIRTEL; MARK, 2006; DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012; GENIKOMSOU; POLAK, 2015; EARIJ *et al.*, 2017; NANA *et al.*, 2017; ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017; CHENG *et al.*, 2021). A Figura 3.19 apresenta as curvas força-deslocamento para os modelos simulados, variando a excentricidade e de 0,05 a 0,20 (demais parâmetros com

valores constantes da Tabela 3.4).

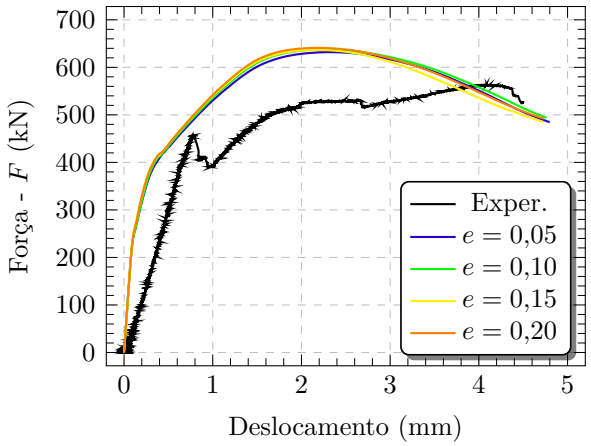
Figura 3.19 – Influência da excentricidade e na curva força-deslocamento dos modelos



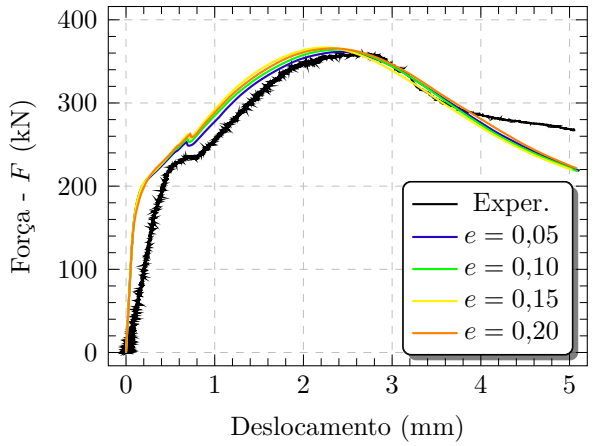
(a) MON_S_L



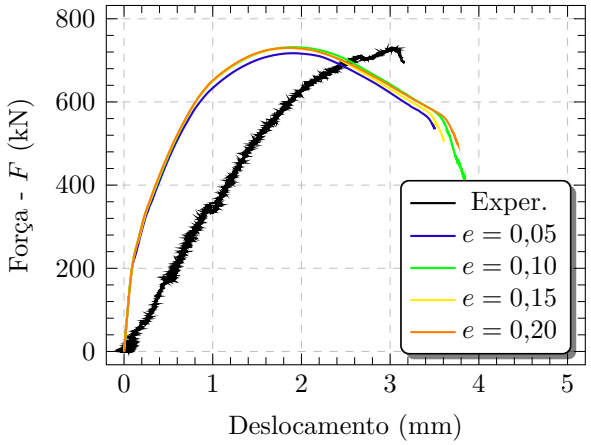
(b) EXT_L



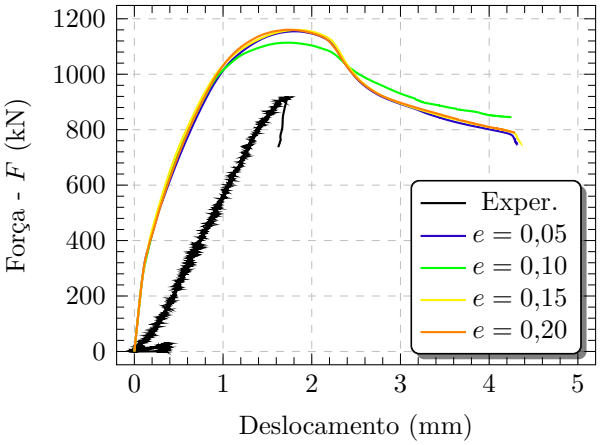
(c) SEM_L



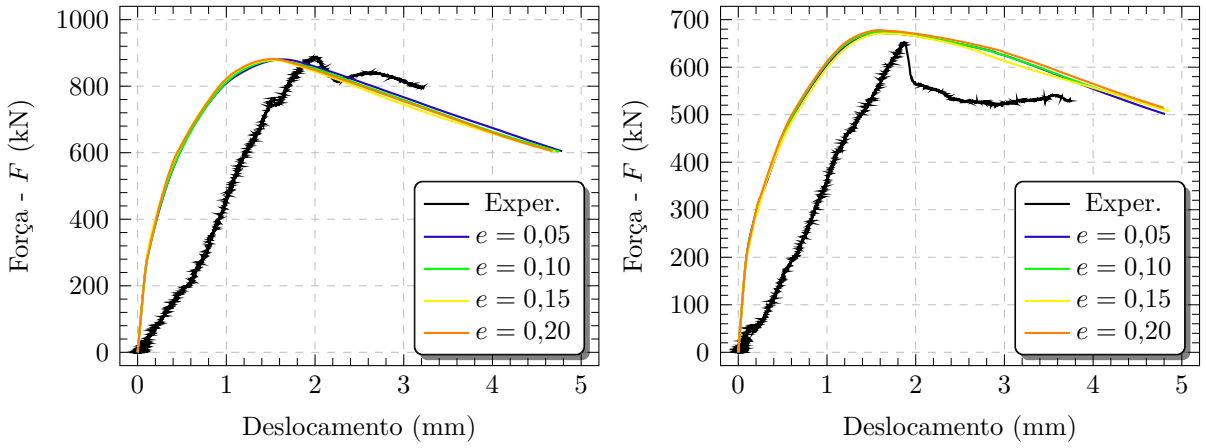
(d) EMB_L



(e) MON_S_C



(f) EXT_C

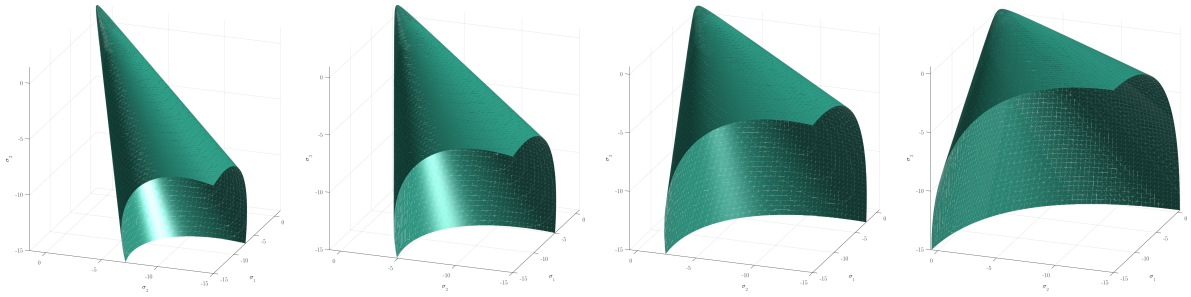


(g) SEM_C **(h)** EMB_C

Fonte: Autor.

O ângulo de dilatância (ψ) é interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto, devendo assumir valor maior do que zero e menor do que $arc\ tg(3/2)$ ou seja, $0° < \psi \lesssim 56{,}31°$. Conforme Grassl (2004), o aumento da dilatação do concreto em estado de compressão aumenta o efeito do confinamento, produzindo um comportamento mais dúctil do material. A influência desse ângulo na superfície do potencial plástico é ilustrada na Figura 3.20. Percebe-se que quanto maior o valor do ângulo de dilatância, maior é a abertura da superfície.

Figura 3.20 – Influência do parâmetro ψ na superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões

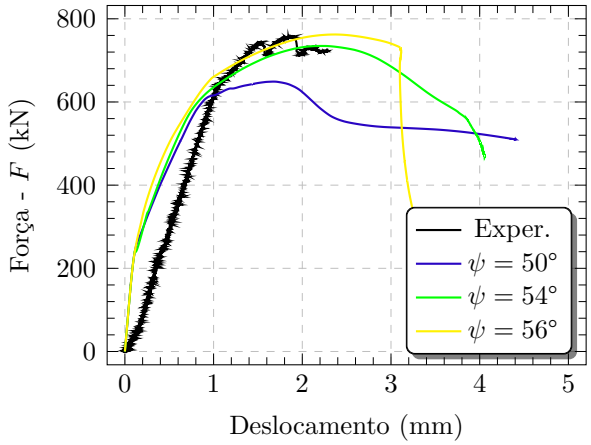


(a) $\psi = 29°$ **(b)** $\psi = 38°$ **(c)** $\psi = 47°$ **(d)** $\psi = 56°$

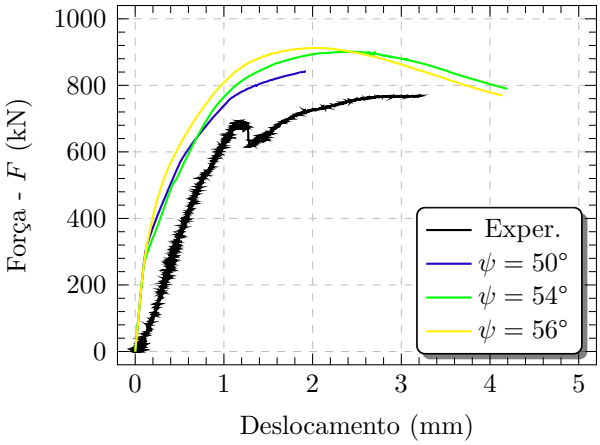
Fonte: Autor.

Na literatura técnica, encontram-se valores de ângulo de dilatância entre 1° e 56° (DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012; GENIKOMSOU; POLAK, 2015; DEMIR; OZTURK; DOK, 2016; EARIJ *et al.*, 2017; NANA *et al.*, 2017; ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017; CHENG *et al.*, 2021). A Figura 3.21 apresenta as curvas força-deslocamento para os modelos, variando o ângulo de dilatância ψ de 50° a 56° (demais parâmetros com valores constantes da Tabela 3.4).

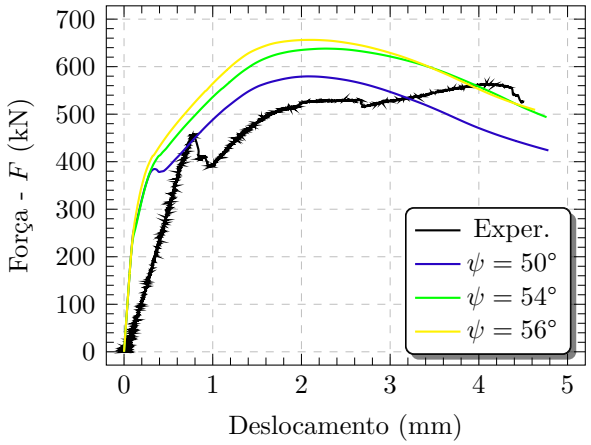
Figura 3.21 – Influência do ângulo de dilatância ψ na curva força-deslocamento dos modelos



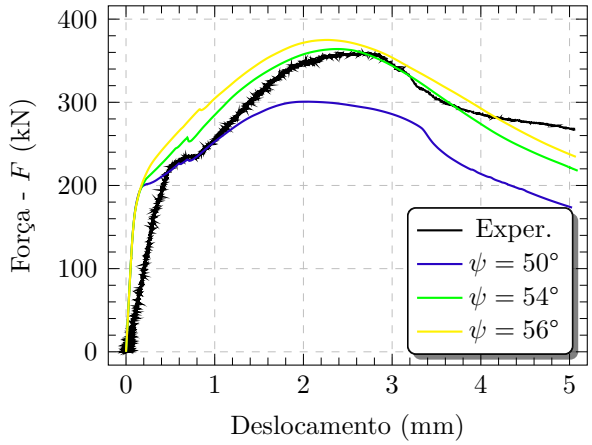
(a) MON_S_L



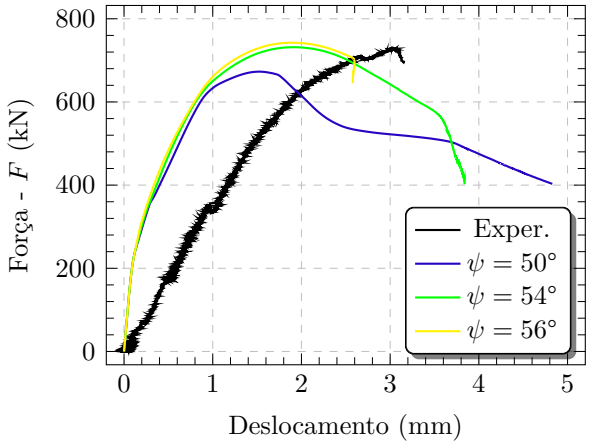
(b) EXT_L



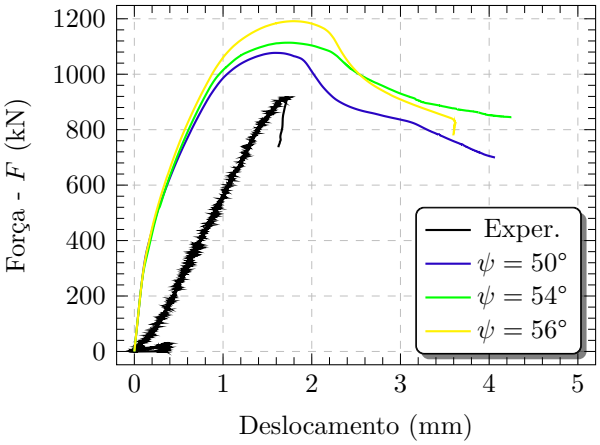
(c) SEM_L



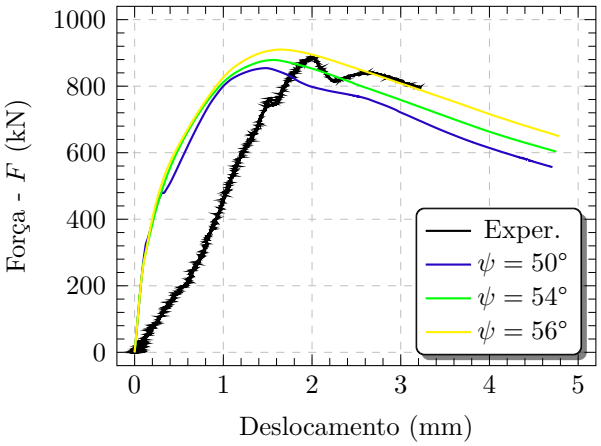
(d) EMB_L



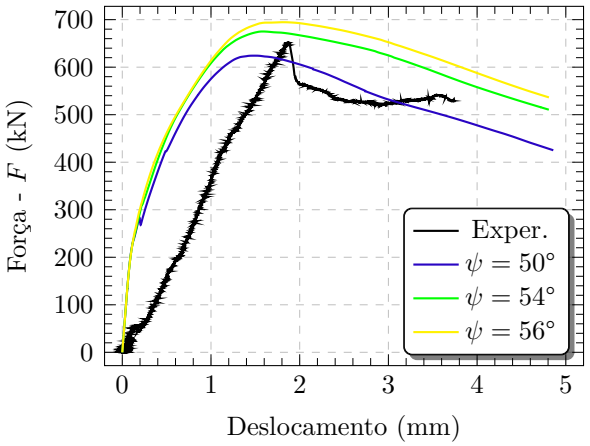
(e) MON_S_C



(f) EXT_C



(g) SEM_C



(h) EMB_C

Fonte: Autor.

Regularização viscoplástica

O CDP é um dos modelos que contemplam as mais importantes características para simulação de materiais quase frágeis. Porém, em modelos constitutivos complexos, como o CDP, durante o processamento, é observada uma grande dificuldade de convergência da solução numérica. Dessa forma, para contornar essa adversidade no processo iterativo, é inserido no modelo uma variável de regularização viscoplástica, permitindo tensões externas à superfície de falha. A regularização viscoplástica (μ) é uma variável de relaxação do tempo no sistema viscoplástico, para aliviar o critério de resistência. A utilização desse parâmetro é puramente numérica, inserindo erro no modelo, para contornar problemas de convergência.

Para a inserção da variável viscoplástica, é utilizada a regularização generalizada de Duvaut e Lions (1972). A taxa de deformação viscoplástica (ε_v^{pl}) é derivada do estado invíscido, ou seja, sem viscosidade, conforme a Equação 3.7.

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu}\left(\varepsilon^{pl} - \mathcal{E}_v^{pl}\right) \tag{3.7}$$

No *software ABAQUS* 2020, apesar do parâmetro poder assumir qualquer valor positivo, o valor padrão da viscosidade é zero, ou seja, sem consideração de regularização viscoplástica.

Além da deformação, a variável de dano também sofre uma relaxação, representado pela dano viscoplástico, segundo a Equação 3.8.

$$\dot{d}_v = \frac{1}{\mu}\left(d - d_v\right) \tag{3.8}$$

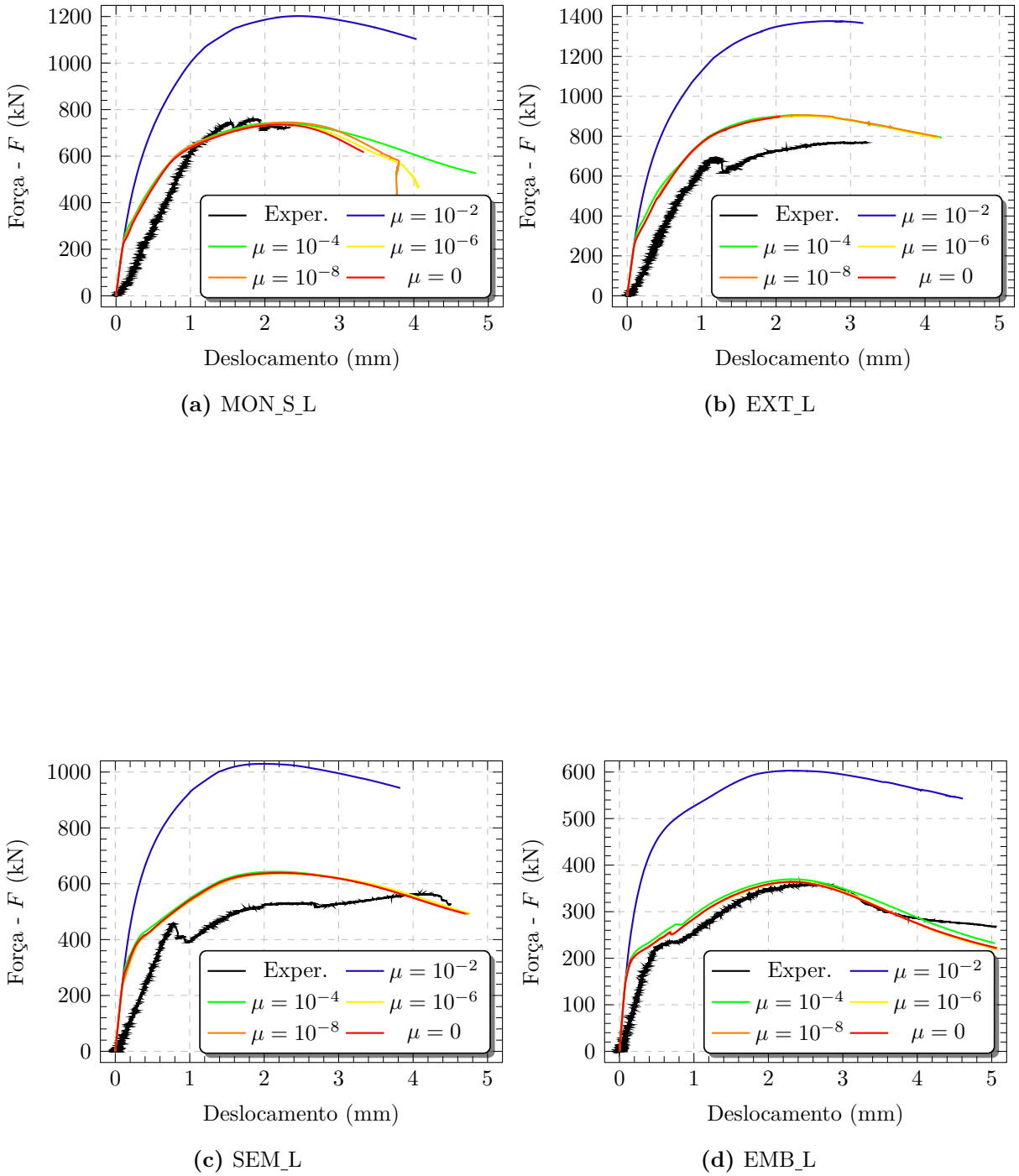
Dessa forma, a relação tensão-deformação final para o modelo viscoplástico é definido pela Equação 3.9.

$$\sigma = \left(1 - d_v\right) D_0^{el} : \left(\varepsilon - \varepsilon_v^{pl}\right) \tag{3.9}$$

Na literatura, são encontradores valores entre 0 e 0,01 (KMIECIK; KAMIŃSKI,

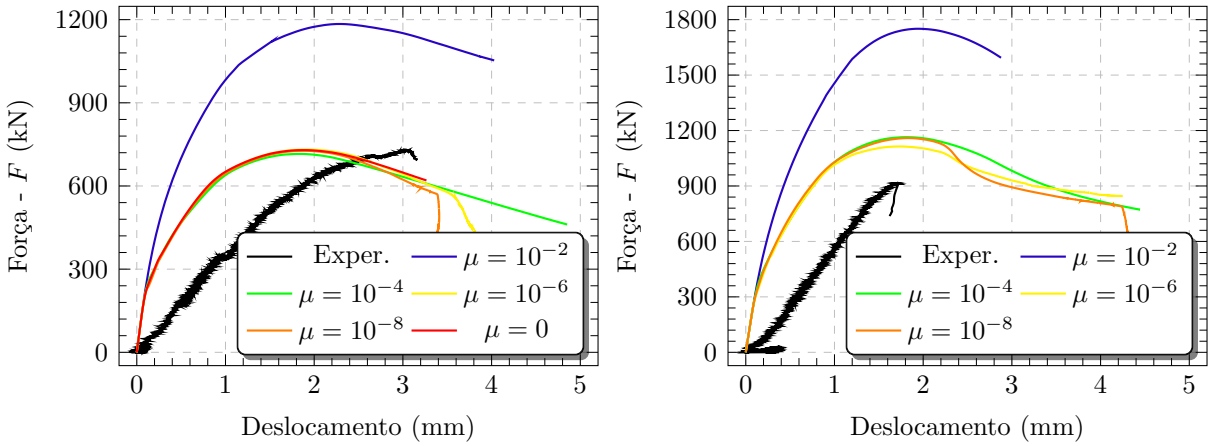
2011; DAWOOD; ELGAWADY; HEWES, 2012; LOPEZ-ALMANSA; ALFARAH; OLLER, 2014; REN *et al.*, 2015; KAUSHIK; DASGUPTA, 2019; HUSAIN; EISA; HEGAZY, 2019). A Figura 3.22 apresenta as curvas força-deslocamento para os modelos simulados, variando o parâmetro de viscosidade μ de 10^{-2} a 0 (demais parâmetros com valores constantes da Tabela 3.4).

Figura 3.22 – Influência da viscosidade μ na curva força-deslocamento dos modelos

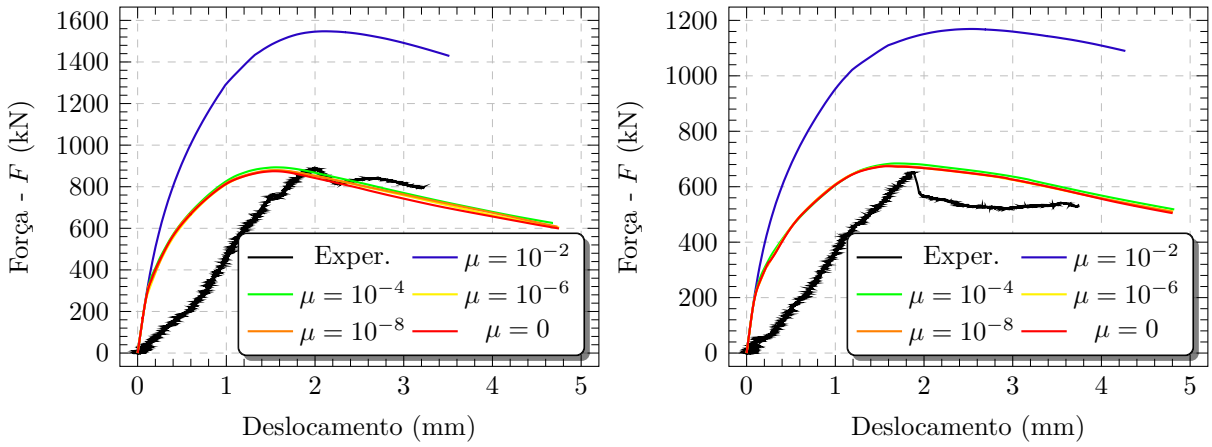


(a) MON_S_L **(b)** EXT_L

(c) SEM_L **(d)** EMB_L



(e) MON_S_C **(f)** EXT_C



(g) SEM_C **(h)** EMB_C

Fonte: Autor.

Com base nas análises de sensibilidade anteriores, os valores dos parâmetros adotados no CDP são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Parâmetros de plastificação adotados para o *Concrete Damaged Plasticity*

Ângulo de dilatância (ψ)	Excentricidade (e)	f_{b0}/f_{c0}	K	Viscosidade (μ)
54°	0,1	1,16	0,6667	10^{-6}

Fonte: Autor.

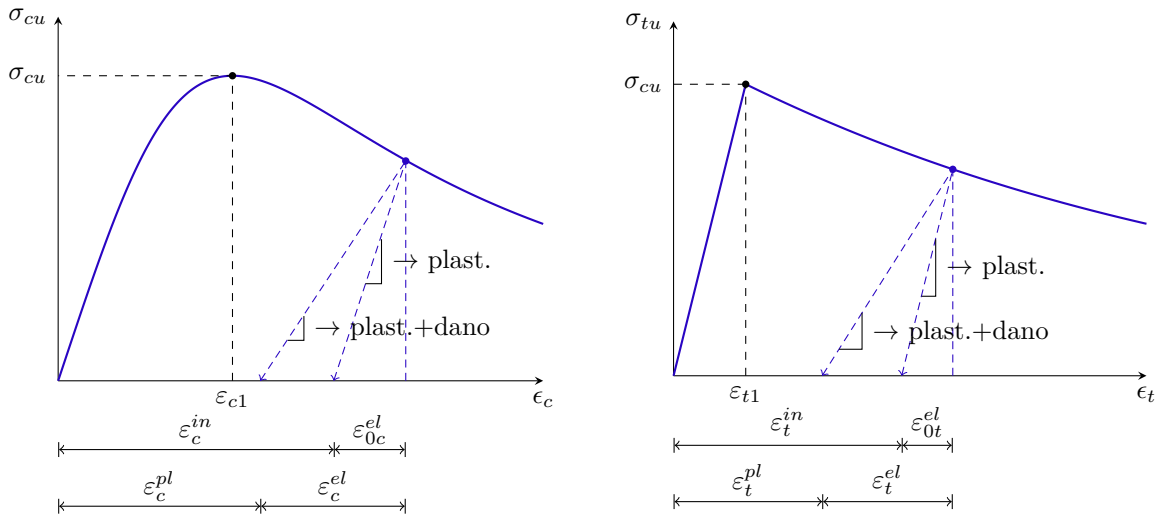
Regra de endurecimento/abrandamento (*Hardening/softening law*)

No CDP, a relação tensão-deformação do concreto para carregamentos uniaxiais é representada por dois trechos: endurecimento (*hardening*) e abrandamento (*softening*), conforme a Figura 3.23, onde a linha sólida representa um carregamento monotônico e a tracejada o descarregamento.

Para o comportamento à compressão (Figura 3.23a), o trecho pré-pico é dividido em regime elástico linear e plástico não linear (endurecimento). O regime elástico linear

é considerado até a tensão limite σ_{c0}. O regime plástico começa com o surgimento e propagação de microfissuras, reduzindo a rigidez do concreto, devido a diminuição do módulo de elasticidade, até atingir a tensão última de ruptura σ_{cu}. Após a ruptura, há a redução das tensões com o aumento das deformações devido a propagação de fissuras, caracterizando o trecho de abrandamento.

Figura 3.23 – Relação tensão-deformação no CDP



(a) Compressão **(b)** Tração

Fonte: Adaptado de Systèmes (2017)

Para o comportamento à tração (Figura 3.23b), o trecho pré-pico é considerado elástico e linear até a tensão última de ruptura (σ_{tu}). No trecho de abrandamento, já em regime plástico, a abertura das fissuras acarreta na diminuição das tensões e aumento das deformações.

Ainda de acordo com a Figura 3.23, cessados os carregamentos, tem-se o retorno elástico do material com o mesmo módulo de elasticidade inicial (E_0). O material, nessa situação, apresenta deformações elásticas (ε^{el}), que são as deformações reversíveis, e deformações plásticas (ε^{pl}), que são as residuais. No *ABAQUS* 2020, as deformações plásticas são chamadas de inelásticas ε^{in}, ou seja, $\varepsilon^{pl} = \varepsilon^{in}$.

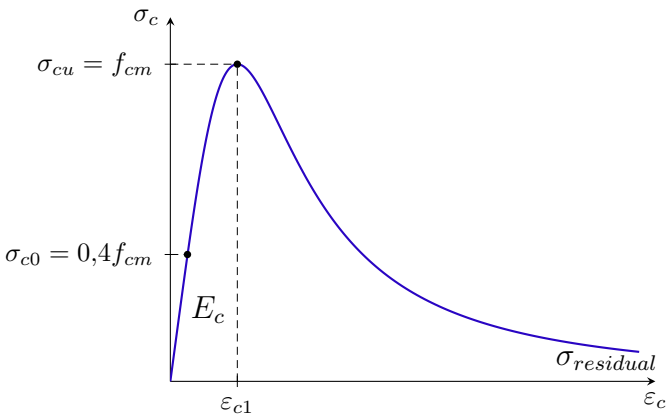
Relação tensão-deformação uniaxial do concreto à compressão - $\sigma_c \times \epsilon_c$

O diagrama tensão-deformação uniaxial à compressão adotado para o concreto foi dividido em três trechos: antes de $0{,}4f_{cm}$, entre $0{,}4f_{cm}$ e f_{cm} e após f_{cm}, como ilustra a Figura 3.24.

O primeiro trecho é considerado em regime elástico linear com módulo de elasticidade secante (E_c) até a tensão limite σ_{c0}, tomada como 40% da tensão última (σ_{cu}), conforme recomendação do Model Code 2010 (FIB, 2013). O segundo trecho, ainda ascendente, é de comportamento não linear até a tensão última de ruptura (σ_{cu}), correspondente à tensão f_{cm}, e compatível com a deformação ε_{c1}, estimada conforme o Eurocode 2 (BSI,

2004) (Tabela 3.5). O terceiro trecho, após a ruptura, já é descendente e também não linear, considerado até um tensão residual ($\sigma_{residual}$) de 2 MPa, para evitar possíveis instabilidades numérica devidos devido à tensões nulas (SYROKA; BOBIŃSKI; TEJCHMAN, 2011).

Figura 3.24 – Modelo do diagrama tensão-deformação à compressão no concreto



Fonte: Autor.

Tabela 3.5 – Resistência à compressão f_{cm} ensaiada por Barros (2013) e correspondente deformação última ε_{c1}

Propriedade	Pilar	Graute	Bloco	Estaca
f_{cm} (MPa)	37,7	64,2	33,1	70,5
ε_{c1}	$\varepsilon_{c1} = 0{,}7f_{cm}^{0{,}31} \leqslant 0{,}0028$			

Fonte: Autor.

O comportamento do trecho 2 e 3, de regime não linear, é descrito por meio de modelos analíticos da literatura. O modelo adotado foi o de Carreira e Chu (1985) de acordo com a Equação 3.10, onde o parâmetro β pode ser obtido pela Equação 3.11.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f_{cm}\left[\frac{\beta(\varepsilon_c/\varepsilon_{c1})}{\beta - 1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{c1})^{\beta}}\right] \tag{3.10}$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \dfrac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}E_{ci}}} \tag{3.11}$$

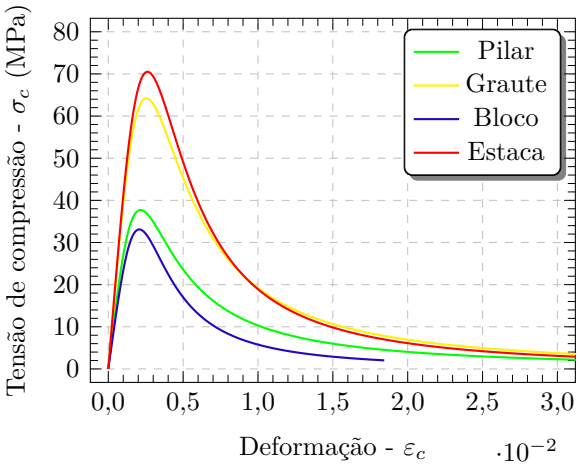
A Figura 3.25 apresenta os diagramas tensão-deformação na compressão utilizados para os concretos de cada elemento estrutural.

Relação tensão-deformação uniaxial do concreto à tração - $\sigma_t \times \epsilon_t$

O diagrama tensão-deformação uniaxial à tração adotado para o concreto foi dividido em dois trechos como ilustra a Figura 3.26.

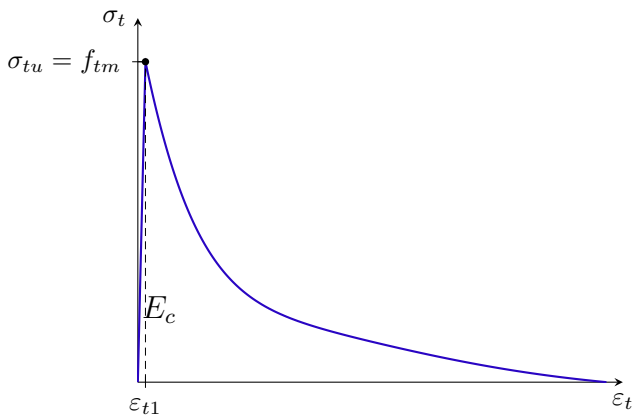
O primeiro trecho, ascendente, é considerado em regime elástico linear com módulo de elasticidade secante E_c até a tensão última σ_{tu}, correspondente à tensão última de ruptura f_{tm}, e compatível com a deformação ε_{t1} (Tabela 3.6). O segundo trecho, após a ruptura, é descendente e não linear, de acordo com o modelo analítico proposto por Hordijk (1992), conforme a Equação 3.12, onde as constantes $c_1 = 3$ e $c_2 = 6{,}93$.

Figura 3.25 – Diagrama tensão-deformação à compressão nos concretos



Fonte: Autor.

Figura 3.26 – Modelo do diagrama tensão-deformação à tração no concreto



Fonte: Autor.

Tabela 3.6 – Resistência à tração f_{tm} ensaiada em compressão diametral por Barros (2013) e correspondente deformação última ε_{t1}

Propriedade	Pilar	Graute	Bloco	Estaca
f_{tm} (MPa)	2,79	3,20	2,22	4,40
ε_{t1}	$1{,}0483 \cdot 10^{-4}$	$8{,}0933 \cdot 10^{-5}$	$1{,}0065 \cdot 10^{-4}$	$1{,}0681 \cdot 10^{-4}$

$$\sigma_t(w) = f_{tm}\left\{\left[1+\left(c_1\frac{w}{w_c}\right)^3\right]e^{-c_2\frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c}\left(1+c_1^3\right)e^{-c_2}\right\} \text{ onde } w_c = 5{,}14\frac{G_F}{f_{tm}} \quad (3.12)$$

O modelo de Hordijk (1992) é baseado no conceito de energia de fratura G_F, uma propriedade física do material proposta por Hillerborg, Modéer e Petersson (1976). Fundamentada no conceito de fratura frágil, a energia de fratura é a energia consumida para abrir uma unidade de área de fissura fictícia. Partindo dessa hipótese, a característica frágil do concreto é descrita por um comportamento tensão-abertura de fissura ($\sigma_t - w$). Assim, ao atingir a tensão última de ruptura σ_{tu} (f_{tm}), tem-se o início do processo de fissuração ($w = 0$). Com a redução da tensão, devido ao desenvolvimento das fissuras,

chega-se ao limite de $\sigma_t = 0$, correspondente a uma abertura de fissura crítica ($w = w_c$) (HILLERBORG; MODÉER; PETERSSON, 1976).

O valor da energia de fratura foi calculada pela Equação 3.13 conforme a formulação do Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993).

$$G_F = G_{f0} \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,7} \tag{3.13}$$

onde G_{f0} depende do tamanho máximo do agregado, interpolado conforme os valores apresentados na Tabela 3.7 (CEB-FIP, 1993).

Tabela 3.7 – Valor de G_{f0} (Nmm/mm^2) para $d_{máx}$ (mm)

$d_{máx}$ (mm)	G_{f0} (Nmm/mm^2)
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Fonte: CEB-FIP (1993)

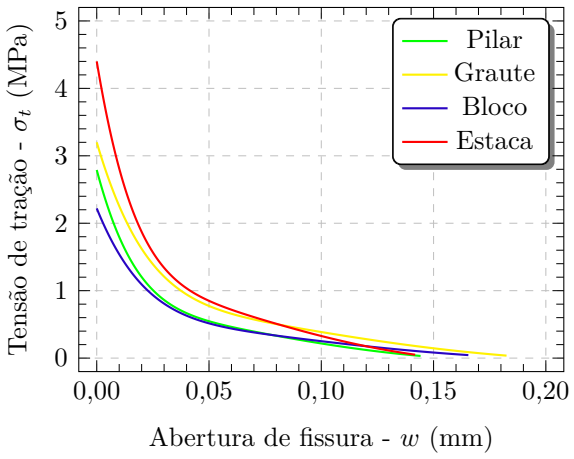
Os valores adotadas para a energia de fratura são apresentados na Tabela 3.8

Tabela 3.8 – Energias de fratura G_F (Nmm/mm^2) adotadas na simulação

Energia de Fratura	Pilar	Graute	Bloco	Estaca
G_F (Nmm/mm^2)	0,08925	0,12955	0,08148	0,13832

Por fim, a Figura 3.27 apresenta os diagramas tensão-abertura de fissura adotados para os concretos de cada elemento estrutural.

Figura 3.27 – Diagrama tensão-abertura de fissura nos concretos



Fonte: Autor.

Relação dano-deformação uniaxial do concreto - $d_{c/t} \times \epsilon_{c/t}$

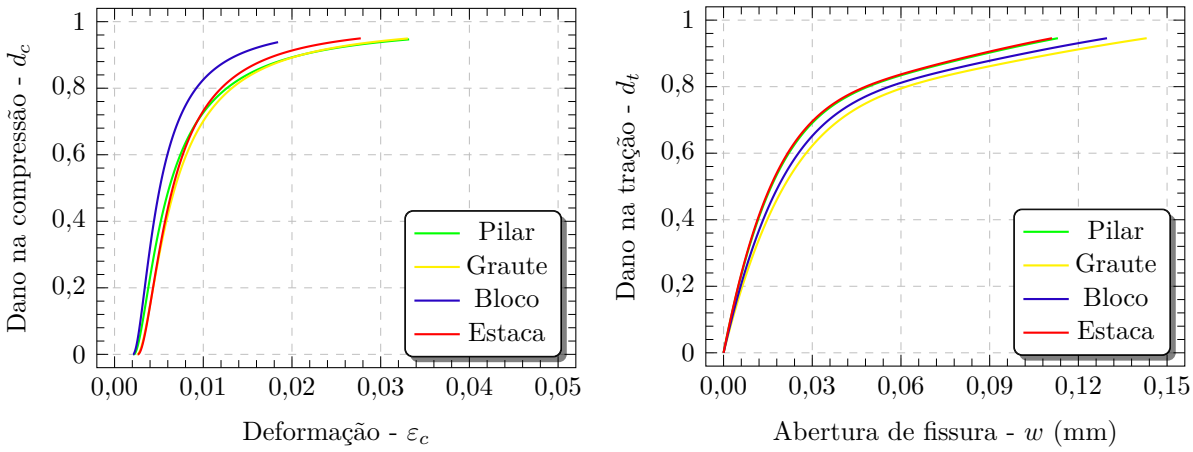
Dentre os modelos de dano presentes na literatura, considerou-se, tanto na compressão quanto na tração, o de Yu *et al.* (2010). O modelo de Yu *et al.* (2010) é de formulação

analítica simples, degradando o material logo após atingir a tensão de ruptura do concreto conforme a Equação 3.14.

$$d_{c/t} = 1 - \frac{\sigma_{c/t}}{f_{cm/tm}} \text{ para } \varepsilon_{c/t} \geq \varepsilon_{cu/tu} \tag{3.14}$$

A Figura 3.28a e Figura 3.28b apresentam os diagramas dano-deformação adotados na compressão e na tração, respectivamente.

Figura 3.28 – Modelo de dano



(a) Compressão **(b)** Tração

Fonte: Autor.

3.4 Interações e Contatos

Em simulações numéricas, a interação entre as partes constituintes é de fundamental importância para a concepção final do modelo numérico. Nesta seção são discutidas as interações e as propriedades de contato adotadas para a associação dos materiais do concreto e do aço em todo o modelo.

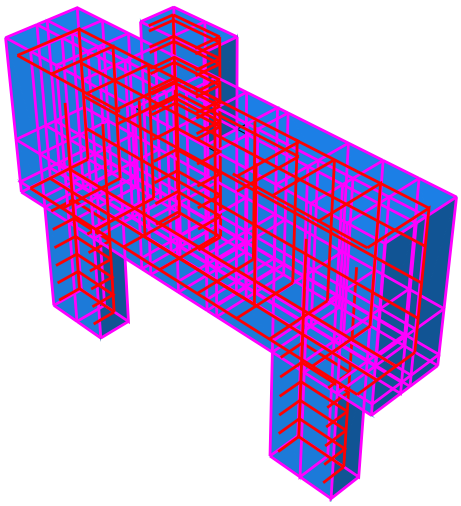
3.4.1 Concreto-armadura

Uma vez que os elementos de concreto e de aço foram modelados à parte, faz-se necessária a associação dessas partes para a simulação do concreto armado. Para tanto, empregou-se uma restrição do tipo embutimento, por meio da ferramento *embedded region constraint* do *ABAQUS* 2020. A Figura 3.29 ilustra essa consideração de restrição.

De acordo com o Systèmes (2017), esse tipo de restrição deve ser utilizado quando se tem um material embutido dentro de outro, como é o caso do concreto armado. A partir dessa adoção de restrição, os elementos embutidos, que simulam as barras de aço, possuem os graus de liberdade dos nós restringidos aos valores interpolados dos nós mais próximos do elemento matriz em que está contido, no caso a matriz de concreto. Esse artifício pressupõe aderência perfeita entre os materiais, alterando basicamente a rigidez

dos elementos hospedeiros.

Figura 3.29 – Armaduras embutidas nos elementos de concreto



Fonte: Autor.

3.4.2 Pilar-graute e graute-bloco

A modelagem da interação pilar-graute e graute-bloco envolve a possibilidade de deslizamento entre as superfícies, recaindo em um tipo de não linearidade da estrutura, denominada de não linearidade de contato.

O atrito é um fenômeno físico dissipativo que acontece na região de contato entre duas superfícies de todo sistema mecânico. A consequência desse fenômeno é uma força de reação tangencial às superfícies em contato que se opõe ao movimento relativo dos corpos. A força de atrito tem uma relação de proporcionalidade com a força de pressão entre as superfícies, independente da área de contato.

Dessa forma, o problema de contato do cálice de fundação foi simulado por meio das propriedades normais e tangenciais de interação das superfícies das partes, utilizando a ferramenta *surface-to-surface contact* do *ABAQUS* 2020. Para tanto, deve-se definir, em cada interface analisada, uma superfície como "*master*" e outra como "*slave*".

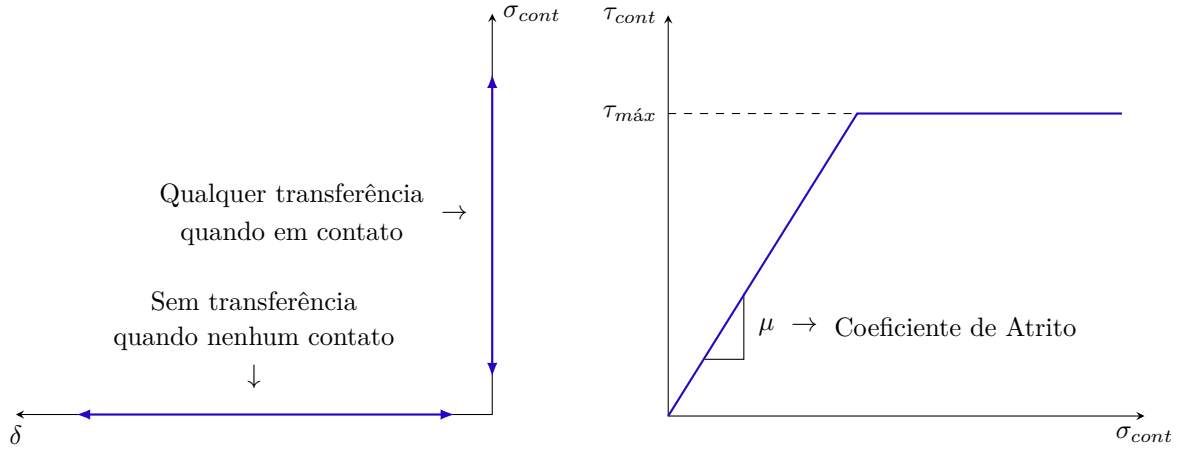
As propriedades da interação são simuladas por meio da concepção do comportamento normal e tangencial entre as superfícies. A Figura 3.30 esquematiza as estratégias adotadas para as propriedades de contato.

O comportamento normal às superfícies adotado foi o *hard-contact*, ilustrado na Figura 3.30a. Segundo essa estratégia, há transmissão de tensões normais, somente de compressão, e apenas quando as superfícies estão em contato. Além disso, não há limite para a tensão transmitida e as superfícies podem se separar ao longo da análise.

O comportamento tangencial adotado foi o de fricção (*friction model*), idealizado por meio do modelo de atrito de Coulomb (1785), representado pela Figura 3.30b. No

modelo de atrito de Coulomb (1785), as superfícies em contato, inicialmente paradas, irão deslizar a partir do momento em que é atingida a tensão de cisalhamento crítica ou limite $\tau_{máx}$. Conforme a Equação 3.15, a tensão de cisalhamento de contato τ_{cont} é relacionada à pressão normal de contato σ_{cont} por meio do coeficiente de atrito (μ).

Figura 3.30 – Comportamento do contato



(a) Normal **(b)** Tangencial

Fonte: Autor.

$$\tau_{cont} = \mu \cdot \sigma_{cont} \tag{3.15}$$

Na literatura, o atrito entre superfícies de concreto moldadas separadamente é mensurado por diferentes valores para o coeficiente de atrito, como mostra a Tabela 3.9. Neste trabalho, adotou-se $\mu = 0{,}6$, conforme recomendações do FIB (1998), Canha (2004) e ACI (2019).

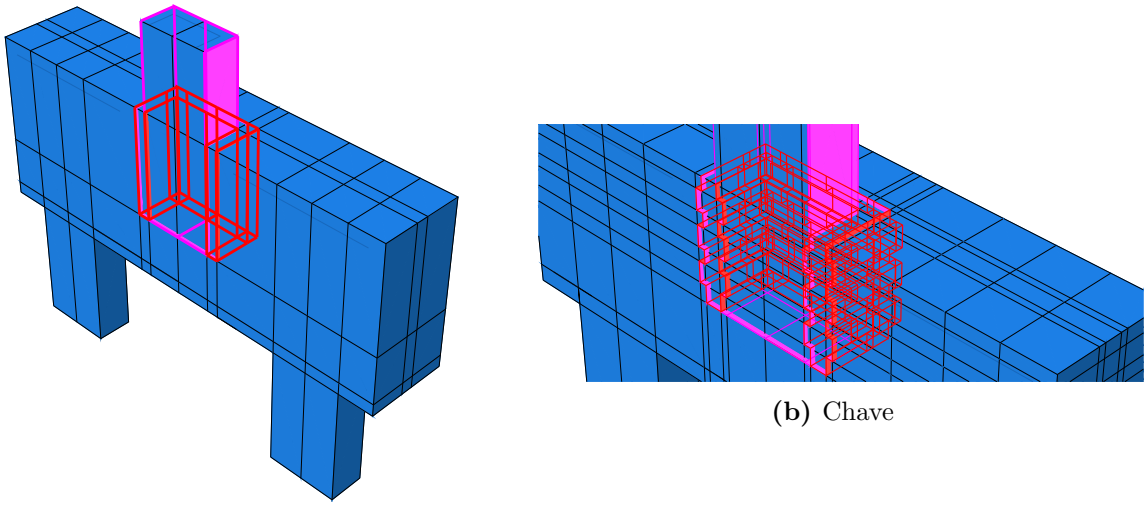
Tabela 3.9 – Coeficientes de atrito encontrados na literatura

Documento Científico	Coeficiente de Atrito
FIB (1998), Canha (2004), ACI (2019)	0,6
Franz (1959)	0,7
Zhou, Mickleborough e Li (2005)	0,72
Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990)	0,5 - 0,8
Wriggers e Zavarise (2004)	0,5 - 1,0
Nissen, Daschner e Kupfer (1986)	1,54

Fonte: Autor.

Foi adotado uma tensão de cisalhamento limite $\tau_{máx} = \dfrac{f_y}{\sqrt{3}}$, baseado na tensão de cisalhamento puro do critério de von Mises. Considerou-se, conforme Canha (2004), o valor de $f_y = 0{,}3 f_{cm}$, sendo utilizado o menor valor de f_{cm} dos elementos da interface. Assim, para a interface pilar-graute e graute-bloco, adotou-se os valores de $\tau_{máx} = 6{,}5298$ MPa e de $\tau_{máx} = 5{,}7331$ MPa, respectivamente. A Figura 3.31 ilustra a interação de contato adotada nas simulações numéricas.

Figura 3.31 – Interação de contato entre o pilar-graute e o graute-bloco



(a) Liso

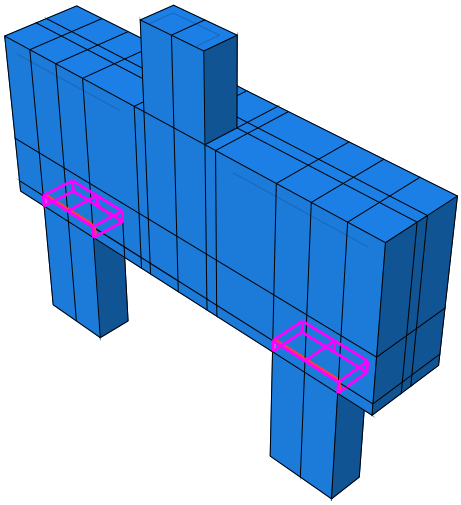
(b) Chave

Fonte: Autor.

3.4.3 Bloco-estaca

A modelagem da conexão entre o bloco de fundação e as estacas foi concebida como uma interação completa e perfeita por meio da ferramenta *tie constrain* do *ABAQUS* 2020.

Figura 3.32 – Ligação do bloco de fundação com as estacas



Fonte: Autor.

De acordo com o Systèmes (2017), esse tipo de interação acopla rigidamente os nós do bloco com os nós das estacas, garantindo os mesmos valores para os graus de liberdade dos nós. Dessa forma, tem-se a simulação da situação de estacas engastadas no bloco.

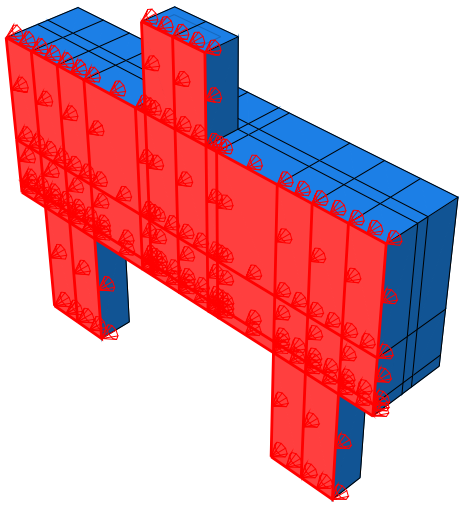
3.5 Condições de Contorno

As condições de contorno adotadas são relacionadas à simetria do modelo, aos controles de deslocamentos no topo do pilar e às restrições de apoio na base das estacas. Ao longo dessa seção, tomou-se a liberdade de ilustrar as condições de contorno apenas para o bloco de cálice embutido, uma vez que não há alteração para os demais casos.

3.5.1 Simetria do modelo

A adoção de simetria em modelos numéricos tem como principal objetivo diminuir o número de elementos finitos utilizados na modelagem, reduzindo, por consequência, o número de nós. Essa abordagem garante, como maior benefício, o menor custo computacional para a simulação, refletido no tempo de processamento dos modelos. Em algumas simulações numéricas de cálice de fundação, a depender da geometria do modelo e das condições de contorno, pode-se recorrer da estratégia de simetria (CANHA, 2004). Neste trabalho, adotou-se simetria no plano XY (ao longo da espessura) simulando somente metade do modelo. Para implementar a simetria no modelo, foram restringidos os deslocamentos na direção $\vec{z}$ do plano XY, como mostra a Figura 3.33.

Figura 3.33 – Condição de contorno de simetria



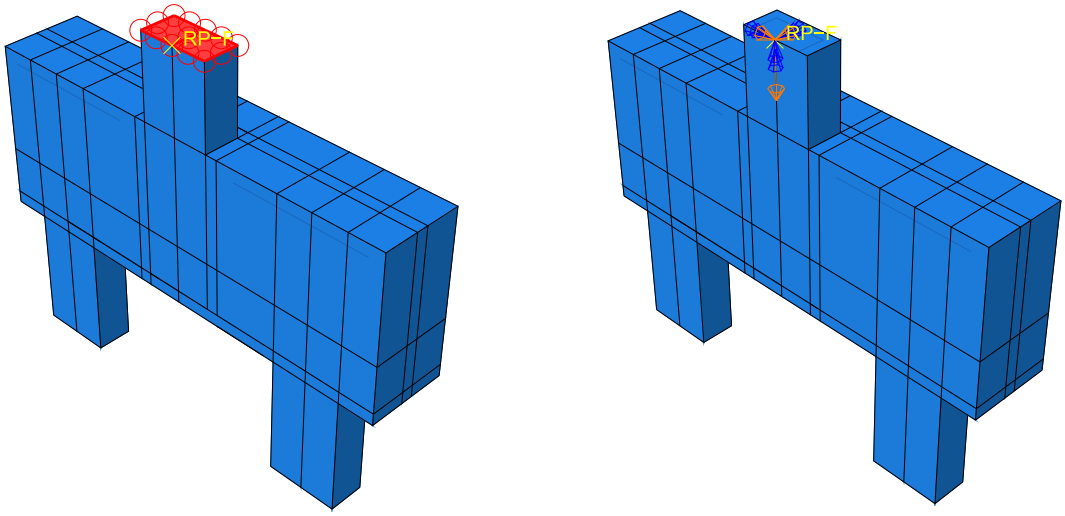
Fonte: Autor.

3.5.2 Topo do pilar

A condição de carregamento foi imposta por meio do controle de deslocamentos da superfície superior do pilar (Figura 3.34). Para tanto, foi imposto um deslocamento vertical a um ponto de referência "RP" associado por acoplamento nas três direções, $\vec{x}$, $\vec{y}$ e $\vec{z}$, à região do topo do pilar por meio da ferramenta *rigid body* do tipo *tie* do *ABAQUS* 2020. Essa estratégia facilita a aquisição da carga como resposta da estrutura à imposição do deslocamento. A Figura 3.34a mostra o ponto nomeado de "RP-F" acoplado à superfície

superior do pilar, enquanto que a Figura 3.34b mostra a imposição do deslocamento vertical e a restrição nos demais graus de liberdade.

Figura 3.34 – Condição de contorno do topo do pilar



(a) Condição de acoplamento **(b)** Controle de deslocamento

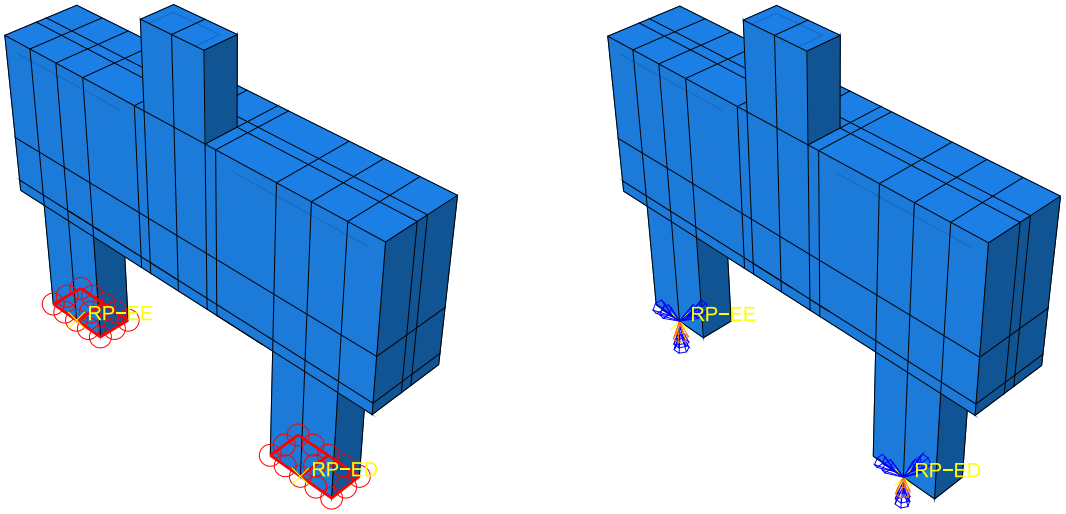
Fonte: Autor.

3.5.3 Base das estacas

As condições de vinculação de apoio do modelo foram adotadas nas bases das estacas. Na literatura, encontram-se diferentes abordagens para as condições de vinculação (BARROS, 2010; MAREK FILHO, 2010; PAGNUSSAT, 2011; TANNO, 2012; DELALIBERA; GIONGO, 2013; BARROS, 2013). Nos ensaios experimentais desenvolvidos por Barros (2013), o deslocamento lateral medido próximo da região inferior da estaca se manteve constante com valores próximo de 0,005 mm, com acréscimos de no máximo 0,5 mm próximo à ruína do modelo. Dessa forma, neste trabalho, adotou-se a restrição dos deslocamentos apenas na direção $\vec{y}$, conforme mostra a Figura 3.35.

Assim como no topo do pilar, foi acoplado, em cada base de estaca, um ponto de referência "RP", nomeado de "RP-EE" para a estaca esquerda e "RP-ED" para a estaca direita, como mostra a Figura 3.35a. A restrição então foi aplicada aos pontos de referência "RP-EE" e "RP-ED", restringido o deslocamento vertical em toda a base das estacas.

Figura 3.35 – Condição de contorno da base das estacas



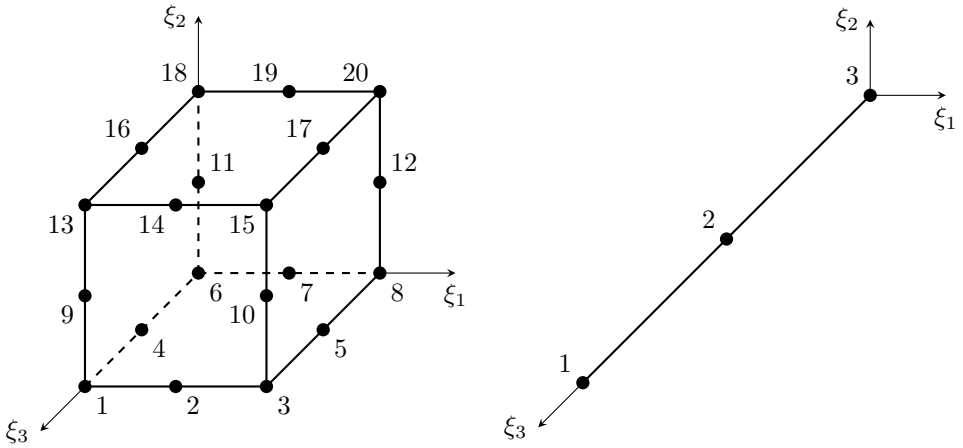
(a) *Rigid body* **(b)** Restrição dos deslocamentos

Fonte: Autor.

3.6 Malha

A geometria do modelo foi discretizada com elementos finitos disponíveis na vasta biblioteca do *ABAQUS* 2020 (Figura 3.36).

Figura 3.36 – Elementos finitos utilizados nos modelos numéricos



(a) C3D20 **(b)** T3D3

Fonte: Adaptado de Systèmes (2017)

O concreto foi modelado utilizando elementos quadráticos tridimensionais do tipo *brick* (C3D20), ilustrados na Figura 3.36a. O elemento finito C3D20 consiste em um sólido tridimensional de 20 nós, com 3 graus de liberdade de translação por nó, e com aproximação quadrática para os deslocamentos.

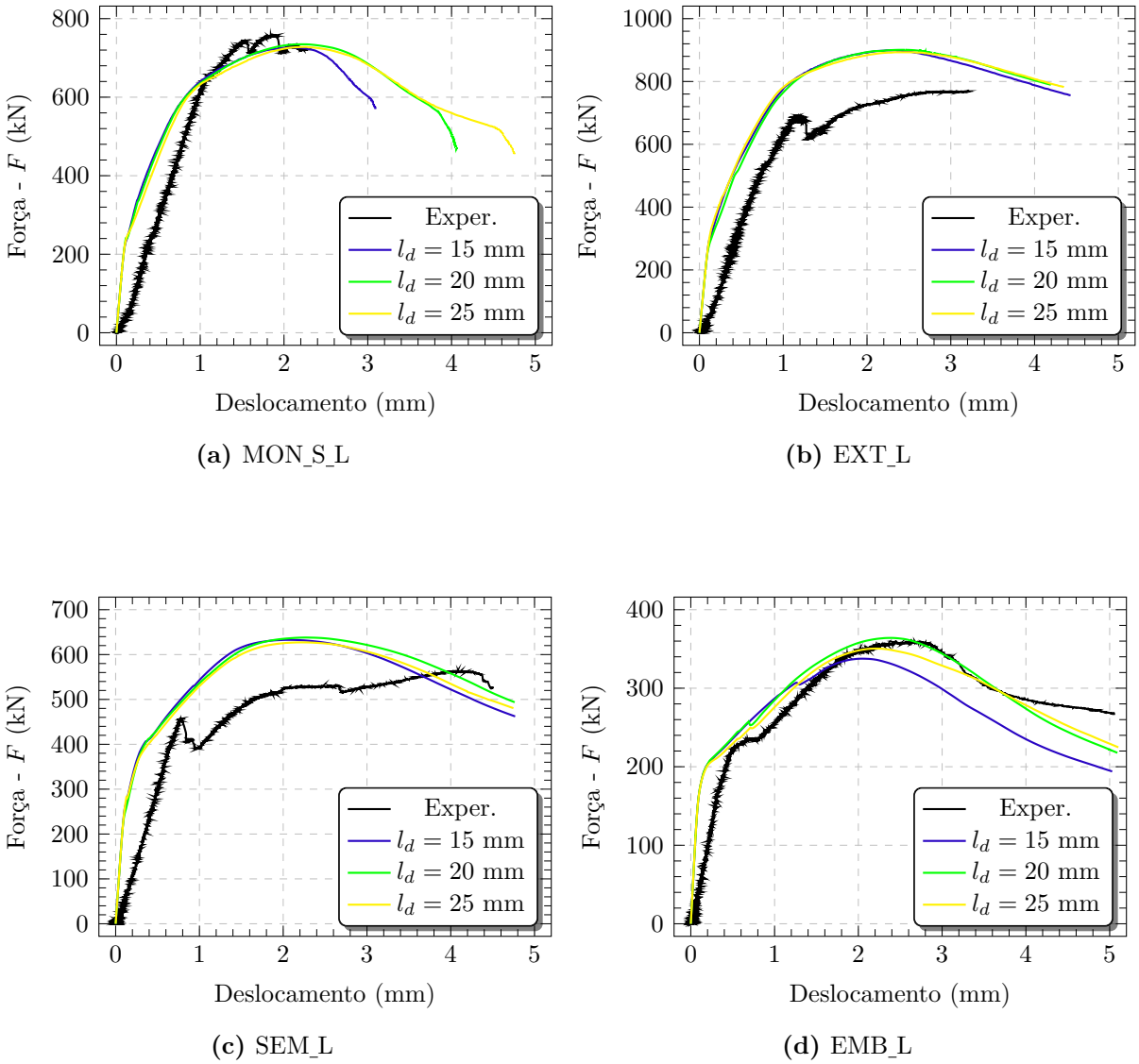
As armaduras foram discretizadas em elementos uniaxiais do tipo *truss* (T3D3), ilustrados na Figura 3.36b. O elemento finito T3D3 consiste em uma barra unidimensional de 3 nós, com 3 graus de liberdade por nó, e com aproximação quadrática para os

deslocamentos.

Para alcançar resultados representativos, é necessária uma malha de elementos regulares e com bom refinamento. Em vista disso, para se obter malhas uniformes e coincidentes, de elementos regulares, os modelos foram previamente particionados.

A densidade da malha também é uma variável importante nas simulações numéricas. Enquanto uma malha refinada significa analisar muitos pontos, uma discretização grosseira significa deixar de analisar certos pontos. Porém, o tamanho da malha, ou o elemento finito utilizado, impacta consideravelmente no custo computacional. Assim, faz-se necessário um teste de malha, para encontrar uma malha eficiente e com bom custo-benefício, além de garantir que o modelo apresente convergência de malha. Portanto, fez-se uma análise de sensibilidade de malha, variando o tamanho dos elementos (l_d) entre 15 mm e 25 mm. A Figura 3.37 apresenta as curvas força-deslocamento para os modelos simulados, variando a malha. Enquanto que a Tabela 3.10 compara os custos computacionais para cada modelo.

Figura 3.37 – Influência da malha no comportamento da curva força-deslocamento

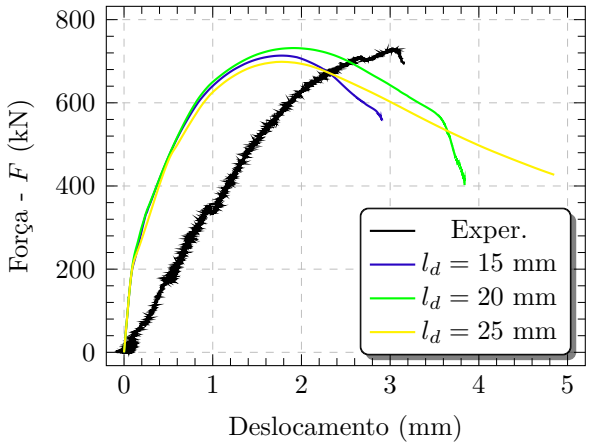


(a) MON_S_L

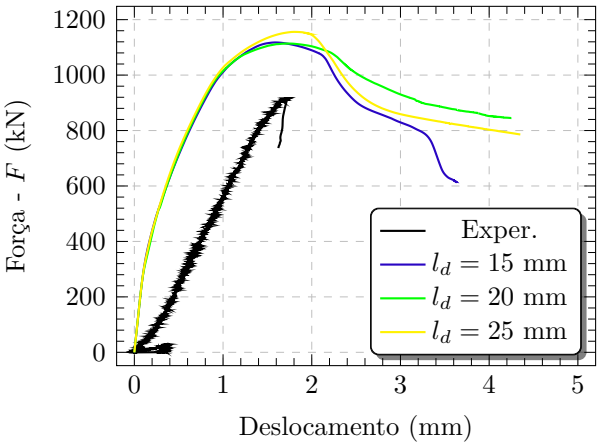
(b) EXT_L

(c) SEM_L

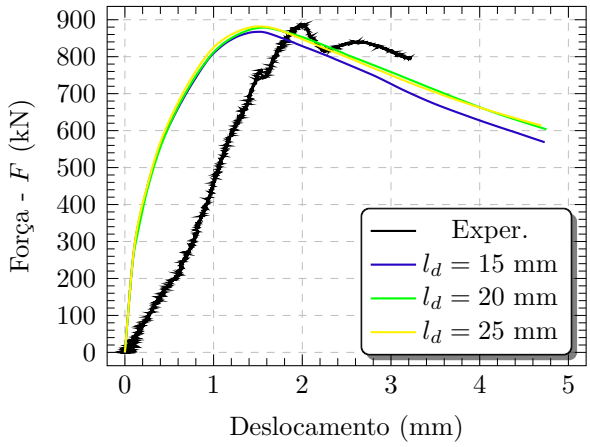
(d) EMB_L



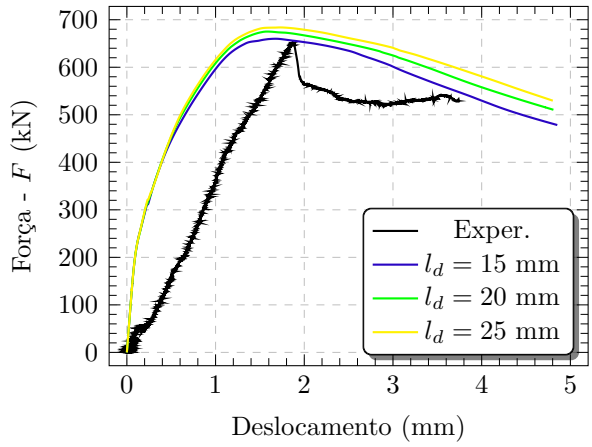
(e) MON_S_C



(f) EXT_C



(g) SEM_C



(h) EMB_C

Fonte: Autor.

Tabela 3.10 – Comparação entre os custos computacionais para as simulações com os diferentes tamanhos de malha

Modelo	15 mm		20 mm		25 mm	
	Tempo	F_{num}/F_{exp}	Tempo	F_{num}/F_{exp}	Tempo	F_{num}/F_{exp}
MON_S_L*	10h	0,959	16h	0,970	2h	0,960
EXT_L	31,5h	1,164	2h	1,163	1h	1,157
SEM_L	11,17h	1,123	2,5h	1,132	1h	1,113
EMB_L	9,67h	0,940	2h	1,014	0,85h	0,976
MON_S_C*	12h	0,979	22h	1,004	0,7h	0,958
EXT_C	16h	1,220	3,25h	1,263	1h	1,261
SEM_C	6,83h	0,977	2h	0,990	1,33h	0,993
EMB_C	9,67h	1,012	2h	1,035	0,83	1,049
Média	14,14h	1,047	2,29h	1,071	1h	1,058

*Modelos em que a simulação não foi completa, atingindo 85%

Fonte: Autor.

A partir do teste de malha, foi adotado o tamanho aproximado global dos elementos finitos (l_d) de 20 mm para os elementos sólidos e 10 mm para os elementos de treliça. A

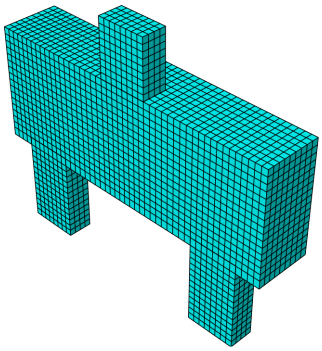
Figura 3.38 apresenta a discretização da malha e a Tabela 3.11 resume a quantidade de elementos finitos e nós resultantes para cada modelo.

Tabela 3.11 – Quantidade de elementos finitos e nós utilizados nos modelos numéricos

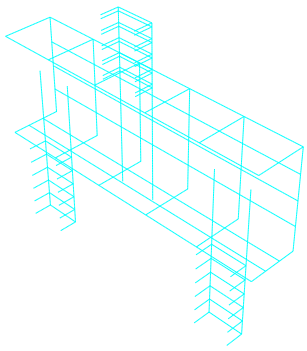
Modelo	Elementos		Nós
	C3D20	T3D3	
MON_S_L	8464	1784	43609
EXT_L	10246	2690	18548
SEM_L	9868	2361	52503
SEM_AC_L	9868	2637	53061
EMC_L	8464	2146	45672
EMB_AC_L	8464	2422	46230
MON_S_C	7124	1752	37621
EXT_C	8744	2433	48192
SEM_C	7934	2172	44014
SEM_AC_C	7934	2418	44512
EMB_C	7808	2044	43153
EMB_AC_C	7808	2290	43651

Fonte: Autor.

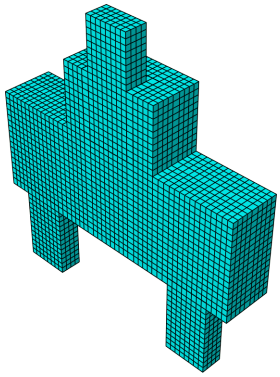
Figura 3.38 – Discretização da malha dos modelos numéricos



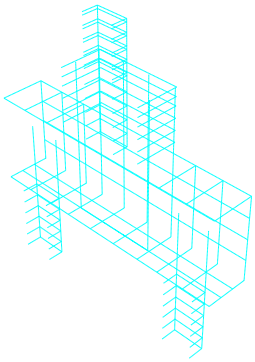
(a) MON_S_L



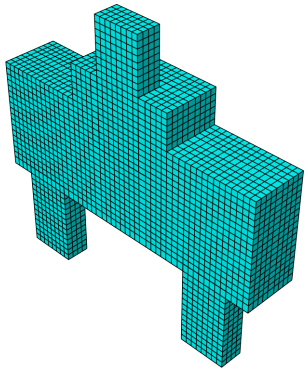
(b) MON_S_L



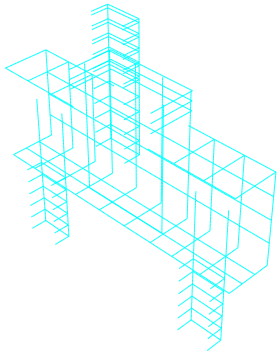
(c) EXT_L



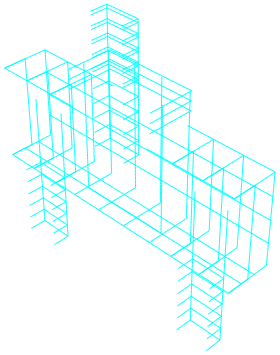
(d) EXT_L



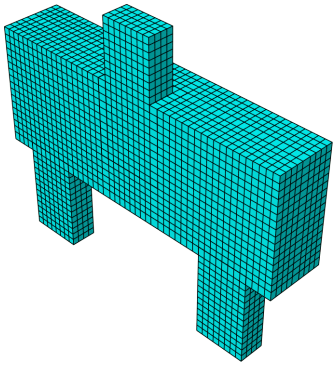
(e) SEM_L e SEM_AC_L



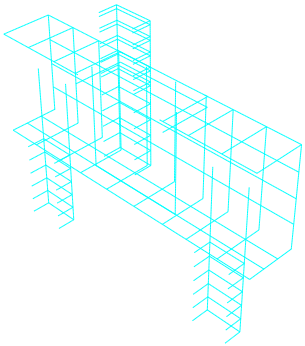
(f) SEM_L



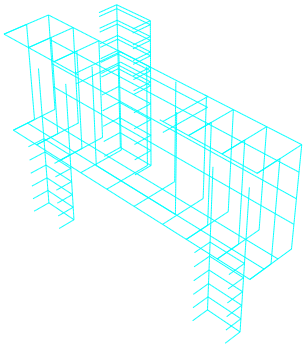
(g) SEM_AC_L



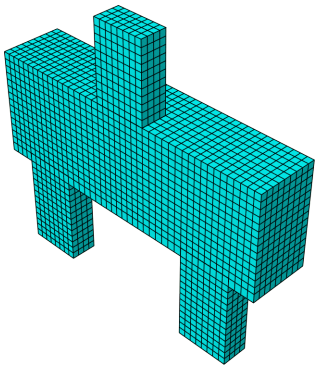
(h) EMB_L e EMB_AC_L



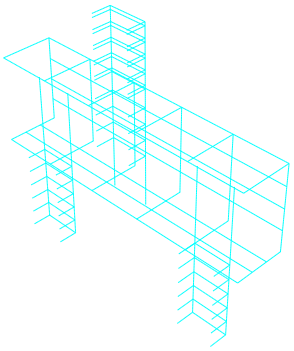
(i) EMB_L



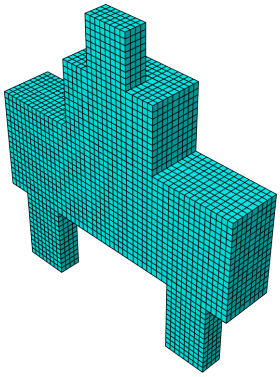
(j) EMB_AC_L



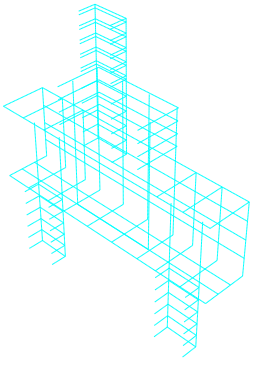
(k) MON_S_C



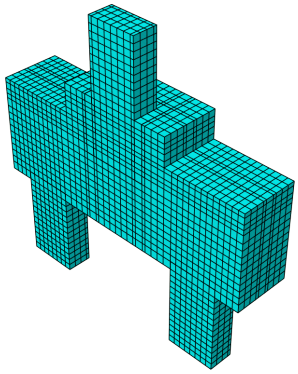
(l) MON_S_C



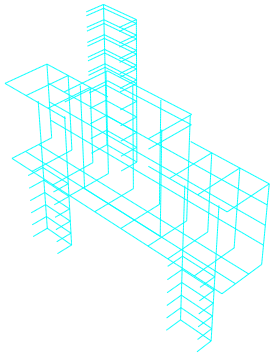
(m) EXT_C



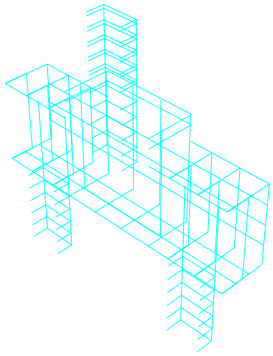
(n) EXT_C



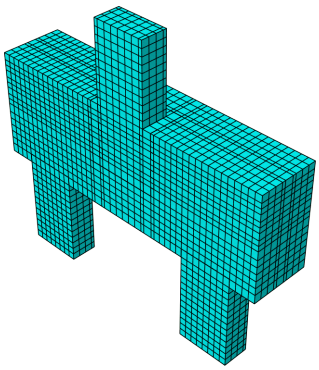
(o) SEM_C e SEM_AC_C



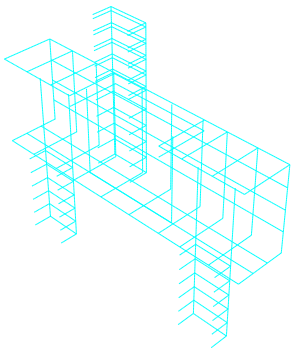
(p) SEM_C



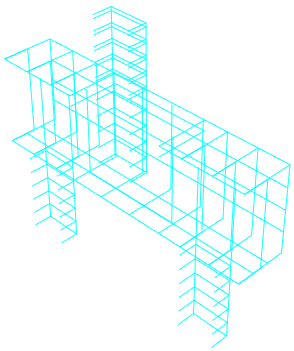
(q) SEM_AC_C



(r) EMB_C e EMB_AC_C



(s) EMB_C



(t) EMB_AC_C

Fonte: Autor.

3.7 Método de Solução

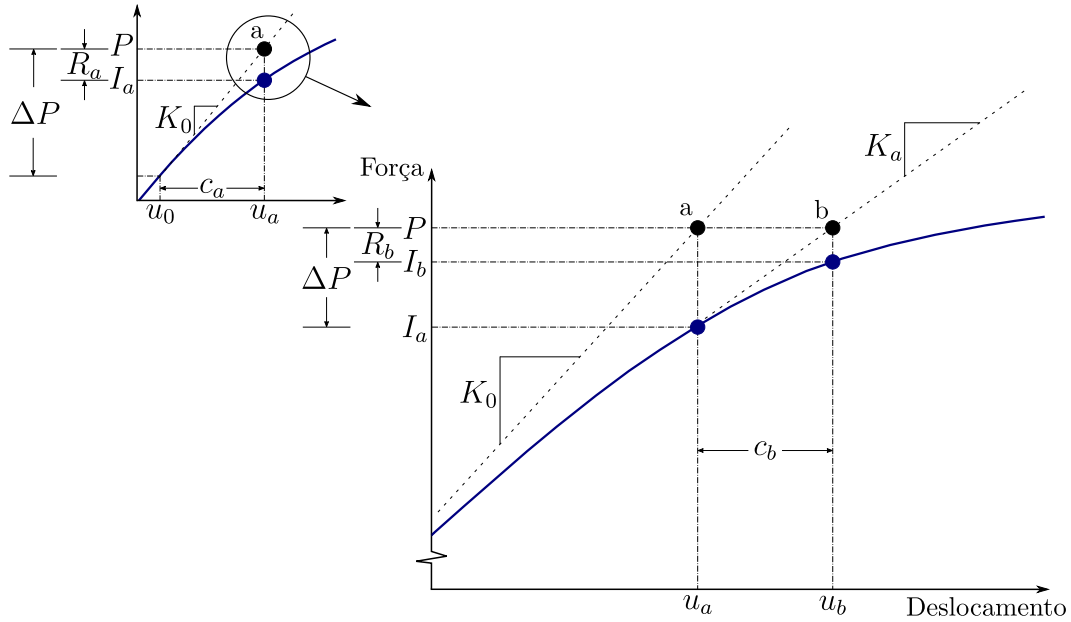
Em análises não lineares, a solução não advém da resolução de um único sistema de equações como em problemas lineares. Ao contrário, a solução é encontrada por meio de um método iterativo e incremental. Para tanto, divide-se toda a análise em vários pequenos incrementos e, por meio de sucessivas iterações, busca-se a configuração de equilíbrio aproximada ao final de cada incremento. A situação de equilíbrio é aquela em que há um balanço de forças internas e externas. O *ABAQUS/Standard* dispõe de diferentes algoritmos implícitos de solução como estratégia na resolução dos sistemas de equações não lineares. Neste trabalho, o método adotado foi o de Newton-Raphson.

No método de Newton-Raphson, a matriz de rigidez tangente é calculada e atualizada a cada iteração, necessitando de menos iterações para convergir ao resultado. Dessa forma, para cada incremento, vários Jacobianos são calculados conforme a necessidade de mais iterações para encontrar a solução de equilíbrio.

A Figura 3.39 esquematiza o processo iterativo e incremental de Newton-Raphson.

Considerando P as forças externas e I as forças internas atuando em um corpo, o estado de equilíbrio é alcançado quando há o balanço de forças $P - I = 0$.

Figura 3.39 – Método iterativo e incremental de Newton-Raphson



Fonte: Adaptado de Systèmes (2017)

A resposta não linear da estrutura ao pequeno incremento ΔP, por meio da rigidez tangente K_0 baseada na configuração u_0, promove o deslocamento c_a, levando a estrutura à configuração u_a. Nessa configuração u_a, as forças internas I_a são subtraídas da força externa P, resultando no residual de força R_a, ou seja, $R_a = P - I_a$.

Caso $R_a = 0$, o ponto "a" estaria exatamente na curva força-deslocamento e a estrutura estaria em uma configuração de equilíbrio. Porém, nos problemas não lineares, uma vez que o resíduo nunca é exatamente igual a zero, faz-se necessário um critério de convergência por meio de uma tolerância para a solução de equilíbrio. A tolerância adotada nas simulações numéricas foi de 0,5% em termos de força média para cada incremento. Além disso, para garantir a convergência desse pequeno incremento ΔP, o *ABAQUS/Standard* compara se o deslocamento c_a é aproximadamente igual ao incremento de deslocamento $\Delta u_a = u_a - u_0$, com uma tolerância de até 1%. Caso os dois critérios (força e deslocamento) estejam satisfeitos, a solução convergiu para esse incremento, podendo avançar na análise para um próximo incremento.

Caso a solução não convirja para a primeira interação, uma nova interação é feita para buscar a configuração mais próxima do equilíbrio. Nesse caso, uma nova rigidez tangente K_a é calculada baseada na nova configuração u_a, promovendo um novo deslocamento c_b, levando a estrutura à nova configuração u_b. Tem-se a força interna I_b subtraída da força externa P, resultando no residual de força R_b.

Essa estratégia é sucessiva até levar o sistema cada vez mais próximo da configuração de equilíbrio. Caso as interações estejam se afastando da configuração de equilíbrio, o processo iterativo é encerrado e é executado um incremento menor na tentativa de encontrar

a solução próxima do equilíbrio (SYSTÈMES, 2017). Nesse aspecto, foi utilizado o controle automático de incrementos do *ABAQUS*, onde essa estratégia identifica o incremento em que houve dificuldade de convergência e diminui o seu valor em 25%, ou identifica o incremento em que houve facilidade de convergência e aumenta o seu valor em 50% (SYSTÈMES, 2017).

Além disso, devido à forte não linearidade no problema, utilizou-se do algoritmo *line search*, para reduzir problemas de divergência. Dessa forma, ao longo das iterações de equilíbrio onde os resíduos são maiores, o algoritmo multiplica o valor da correção por um fator de escala s^{ls}. Ao longo do processamento, busca-se o valor de s^{ls} que minimize os resíduos. Para a plicação do algoritmo, vários parâmetros de controle são usados para limitar essa estratégia. Os parâmetros de controle adotados para o *line search* foram: $N^{ls} = 10$, que indica o número máximo de iterações para a obtenção do fator de escala; $s^{ls}_{máx} = 1{,}0$, que limita o valor máximo do fator de escala; $s^{ls}_{mín} = 0{,}0001$, que limita o mínimo; $f^{ls} = 0{,}25$, que limita o valor de redução do resíduo; e $\eta^{ls} = 0{,}01$ que limita a variação do fator de escala ao longo das iterações.

3.8 Comparação dos Resultados Experimentais e Numéricos

Os resultados dos ensaios experimentais realizados por Barros (2013) e das simulações numéricas por meio do *software ABAQUS* 2020 são apresentados nas seções seguintes. Para cada modelo, são analisadas as curvas força-deslocamento, marcando pontos importantes do decorrer do carregamento; tensão na biela; padrão de fissuração após os ensaios experimentais e no instante de força última numérica; e curva força-deformação das principais armaduras.

3.8.1 Monolítico de Referência para a Série Lisa

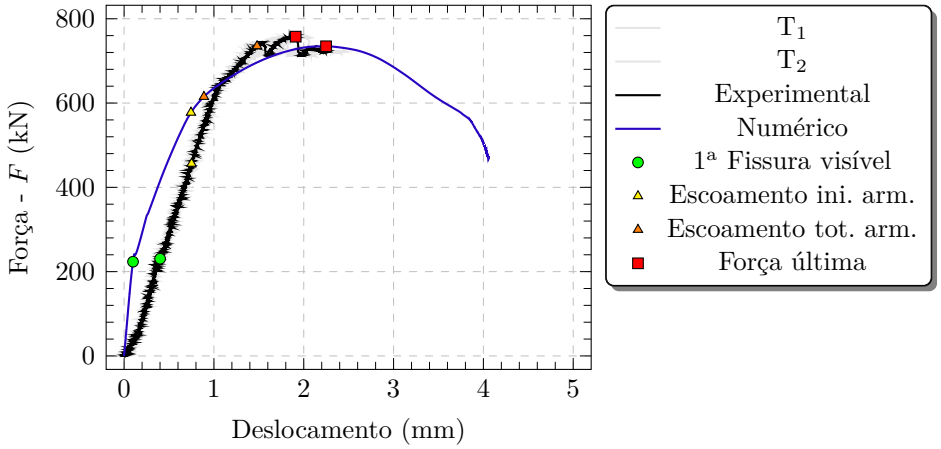
O bloco monolítico de referência para a série de cálices lisos apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco.

Na Figura 3.40, tem-se a curva força-deslocamento. A força máxima registrada experimentalmente foi de 757,53 kN, 3,02% maior que a força máxima numérica de 734,67 kN. Em todo caso, as duas forças foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

No instante de força última numérica, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 3.41. O ângulo de inclinação da biela foi de 64,14° para o modelo numérico, próximo do ângulo experimental de 66,19°. Observa-se uma formação de biela a partir do encontro

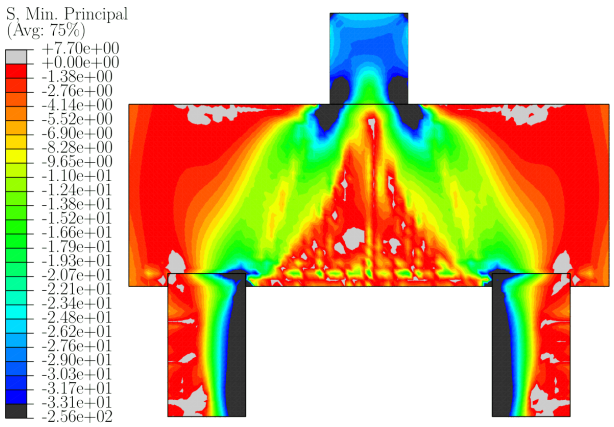
pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 12,4 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.40 – Força-deslocamento do modelo MON_S_L



Fonte: Autor.

Figura 3.41 – Bielas de compressão do modelo MON_S_L (MPa)

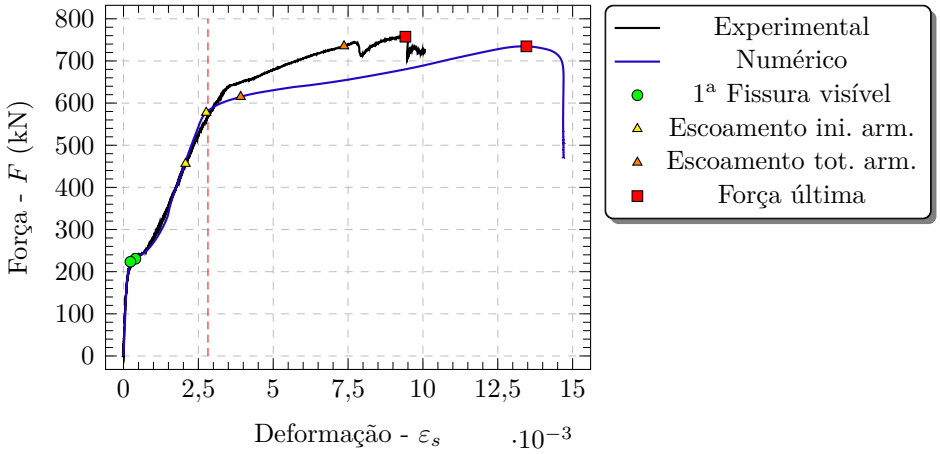


Fonte: Autor.

A Figura 3.42 apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. Observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 200 a 240 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região inferior da face lateral do bloco.

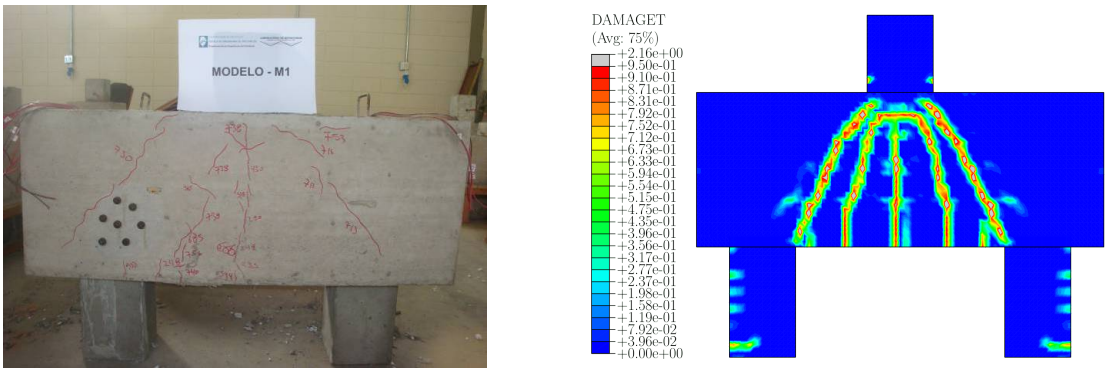
Tanto no ensaio quanto na simulação, as fissuras iniciais da região central se prolongaram até a região superior, formando planos visíveis de fissuras, como ilustram a Figura 3.43a e a Figura 3.43b.

Figura 3.42 – Força-deformação tirante do bloco do modelo MON_S_L



Fonte: Autor.

Figura 3.43 – Panorama de fissuração do modelo MON_S_L



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

Fonte: Autor.

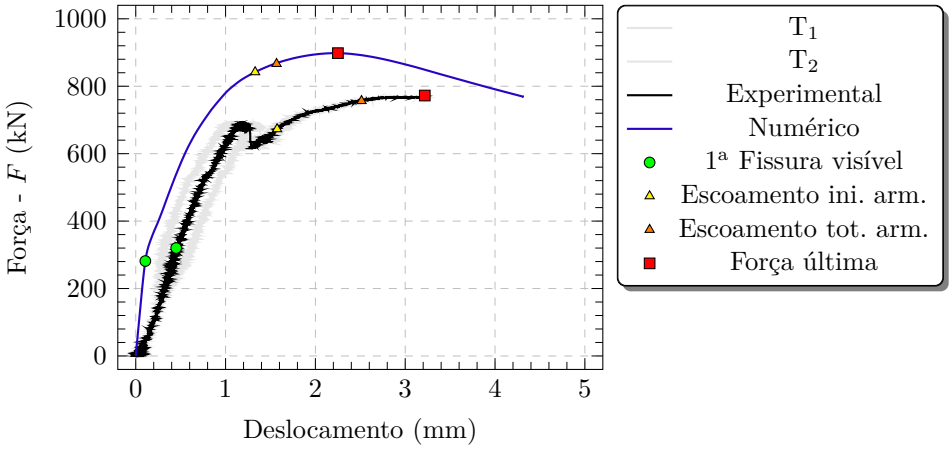
3.8.2 Externo Liso

O bloco de cálice externo liso apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco.

Na Figura 3.44, tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 772,41 kN, 16,28% menor que a força máxima numérica de 898.15 kN. Em todo caso, as duas forças foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

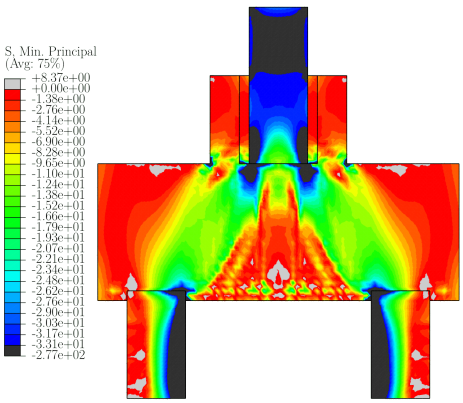
No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.45, com ângulo de inclinação de 70,91°, próximo do ângulo experimental de 68,36°. Observa-se uma tendência de formação de biela no encontro do pilar-cálice, sendo mais evidente ao final do comprimento de embutido. No encontro pilar-bloco, houve formação de biela. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 13,8 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.44 – Força-deslocamento do modelo EXT_L



Fonte: Autor.

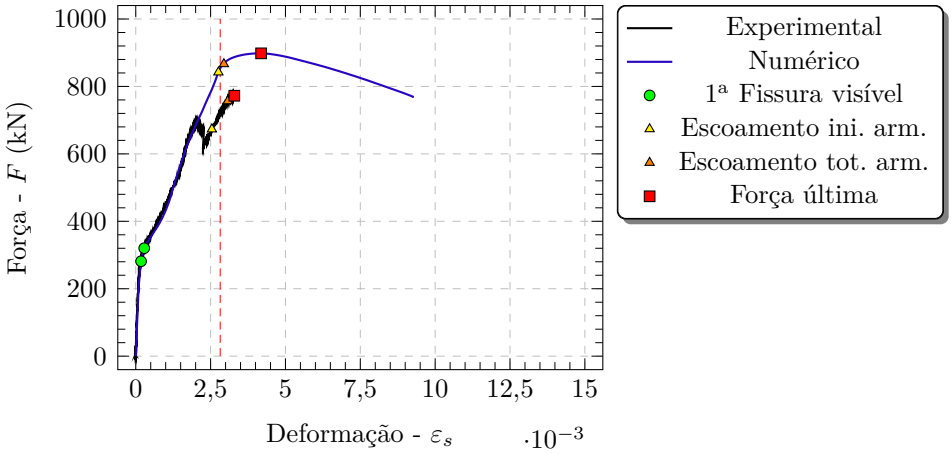
Figura 3.45 – Bielas de compressão do modelo EXT_L (MPa)



Fonte: Autor.

A Figura 3.46 apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. Observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 280 a 320 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região inferior central do bloco.

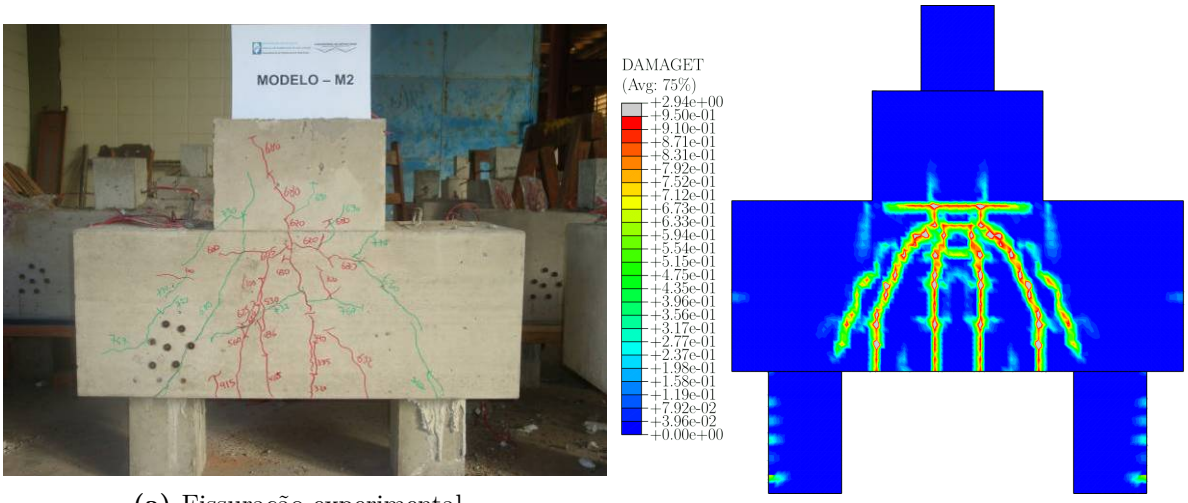
Figura 3.46 – Força-deformação tirante do bloco do modelo EXT_L



Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, as fissuras se prolongaram até a região superior, formando quatro linhas visíveis de fissuras na região central. Além disso, próximo ao encontro do bloco com o cálice, formou-se fissuras horizontais. O panorama de fissuração é ilustrado na Figura 3.47a e na Figura 3.47b.

Figura 3.47 – Panorama de fissuração do modelo EXT_L



(a) Fissuração experimental

(b) Fissuração numérica

Fonte: Autor.

3.8.3 Semiembutido Liso

O bloco de cálice semiembutido liso sem armadura complementar apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco. No ensaio experimental, após o escoamento das barras, ocorreu a ruptura do concreto do bloco.

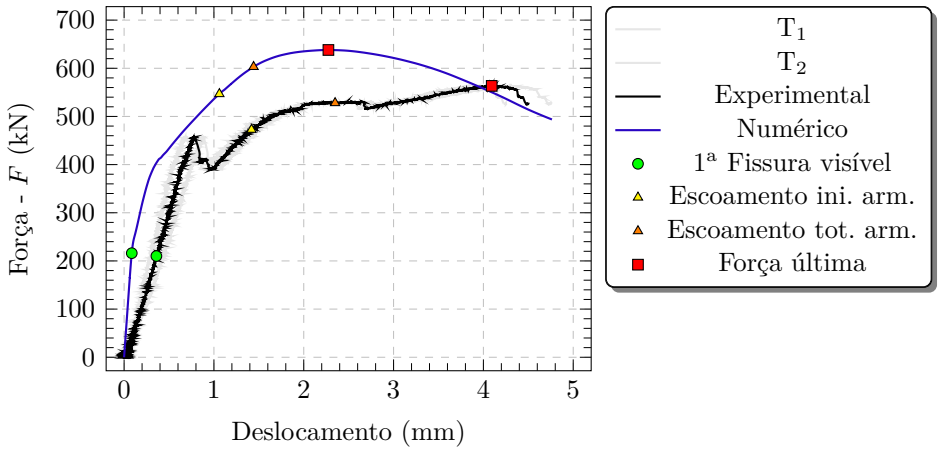
Na Figura 3.48, tem-se a curva força-deslocamento. A força máxima registrada experimentalmente foi de 563,42 kN, 13,23% menor que a força máxima numérica de 637,97 kN. A força experimental ficou próxima à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

No instante de força última numérica, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 3.49. O ângulo de inclinação da biela foi de 63,29° para o modelo numérico, próximo do ângulo experimental de 60,85°. Observa-se que, apesar da formação de uma pequena biela no encontro do pilar-cálice, a maior formação ocorreu no encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 12,4 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

A Figura 3.50a apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. Observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 190 a 220 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm)

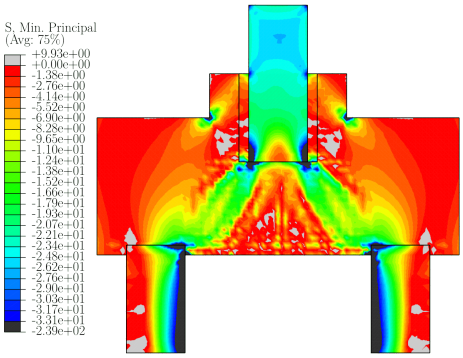
ocorreu na região central inferior do bloco.

Figura 3.48 – Força-deslocamento do modelo SEM_L



Fonte: Autor.

Figura 3.49 – Bielas de compressão do modelo SEM_L (MPa)

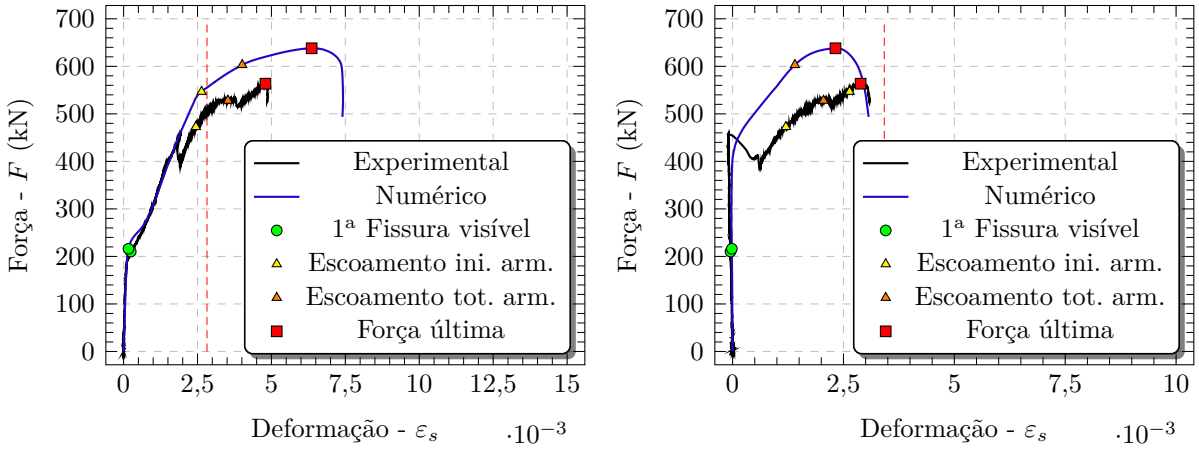


Fonte: Autor.

A Figura 3.50b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da faixa de 400 a 460 kN, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto.

Tanto no ensaio quanto na simulação, verificaram-se linhas de fissuras na região central do bloco, com algumas atravessando pela região inferior e surgindo na face oposta, dividindo o concreto do bloco. Além disso, não constatou-se fissuras atravessando a região de encontro do bloco com o colarinho. A Figura 3.51a e a Figura 3.51b ilustram o padrão de fissuração do modelo.

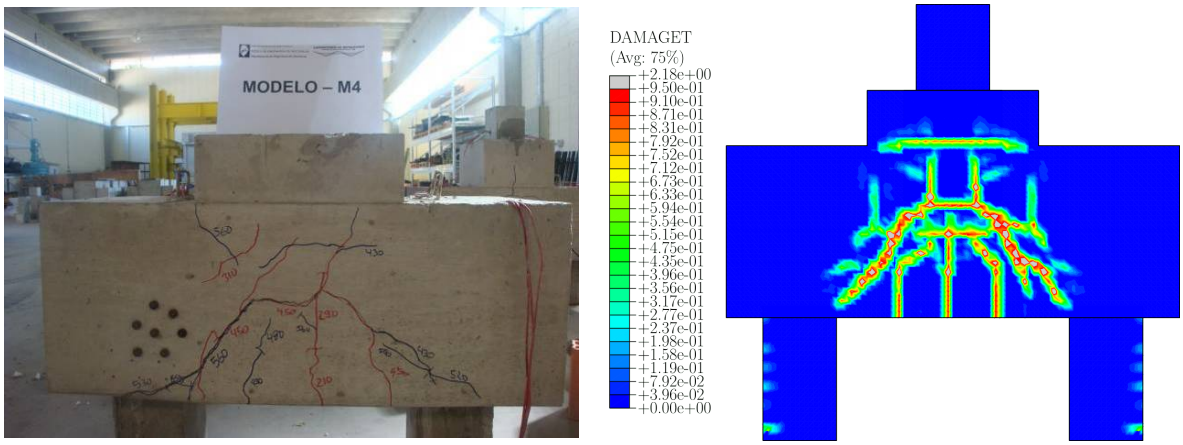
Figura 3.50 – Força-deformação armaduras principais do modelo SEM_L



(a) Força-deformação tirante do bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Figura 3.51 – Panorama de fissuração do modelo SEM_L



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

Fonte: Autor.

3.8.4 Semiembutido Liso com Armadura Complementar

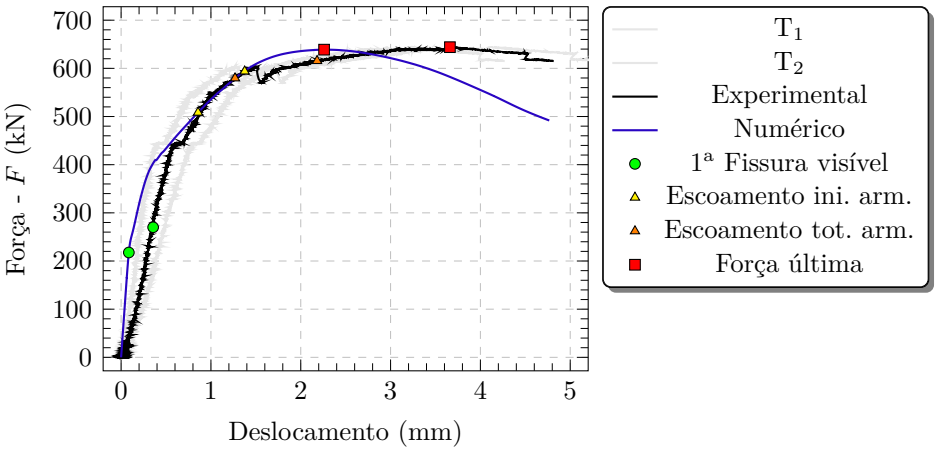
O bloco de cálice semiembutido liso com armadura complementar apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco. No ensaio experimental, após o escoamento das barras, ocorreu a ruptura do concreto do bloco.

Na Figura 3.52, tem-se a curva força-deslocamento. A força máxima registrada experimentalmente foi de 643,99 kN, 0,80% maior que a força máxima numérica de 638,84 kN. Em todo caso, as duas forças foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

No instante de força última numérica, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 3.53. O ângulo de inclinação da biela foi de 63,25° para o modelo numérico, próximo do ângulo experimental de 64,25°. Observa-se que, apesar da formação de uma pequena biela no encontro do pilar-cálice, a maior formação ocorreu no encontro pilar-bloco. A

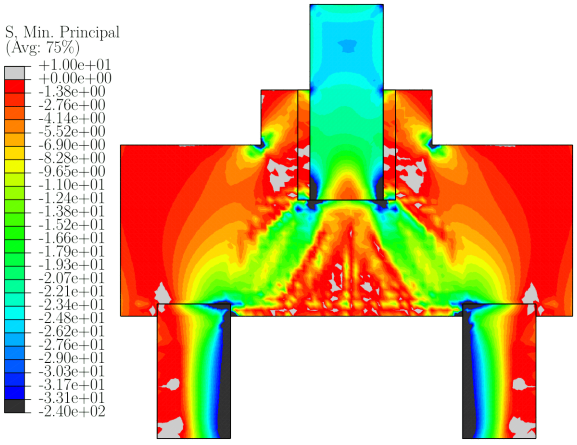
tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 12,4 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.52 – Força-deslocamento do modelo SEM_AC_L



Fonte: Autor.

Figura 3.53 – Bielas de compressão do modelo SEM_AC_L (MPa)



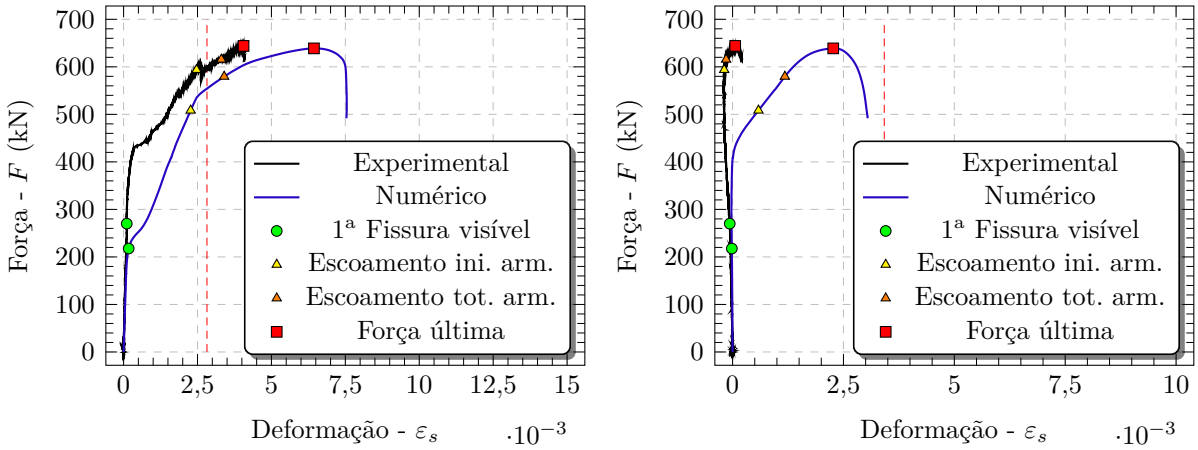
Fonte: Autor.

A Figura 3.54a apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. A primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região central inferior do bloco para uma força experimental de 270 kN e numérica de 220 kN. Observa-se que o bloco experimental apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima de 420 kN, enquanto que o numérico, de 220 kN.

A Figura 3.54b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 600 kN para o modelo experimental e de 410 kN para o numérico, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme

Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto.

Figura 3.54 – Força-deformação nas armaduras principais do modelo SEM_AC_L

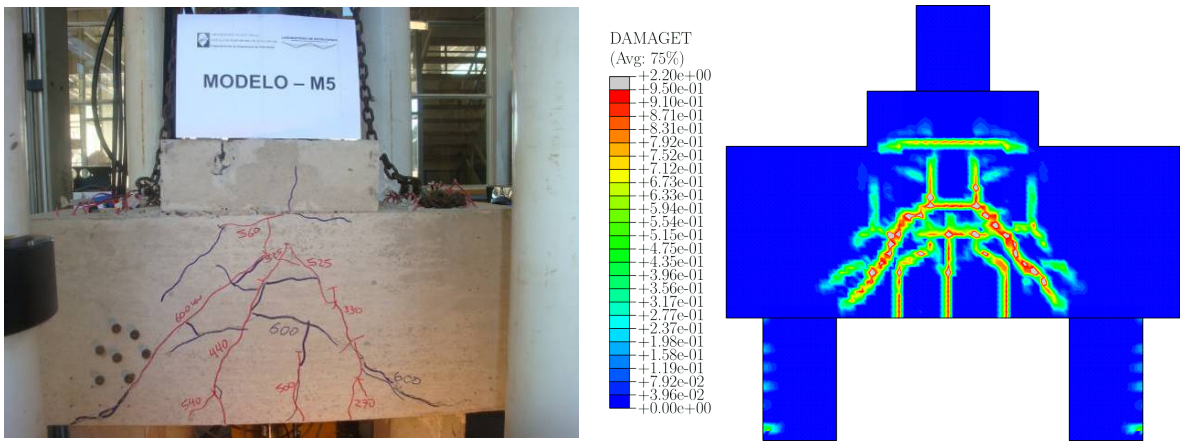


(a) Força-deformação tirante do bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, verificaram-se linhas de fissuras na região central do bloco, com algumas atravessando pela região inferior e surgindo na face oposta. Diferente do bloco com cálice semiembutido 1, sem armadura complementar, constatou-se fissuras atravessando a região de encontro do bloco com o colarinho. No entanto, essa fissuração não foi captada pelo modelo numérico. A Figura 3.55a e a Figura 3.55b ilustram o padrão de fissuração do modelo.

Figura 3.55 – Panorama de fissuração do modelo SEM_AC_L



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

Fonte: Autor.

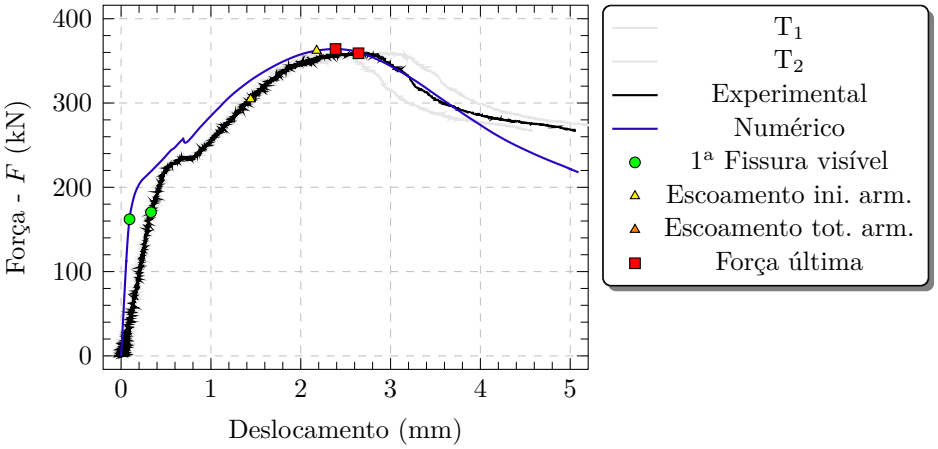
3.8.5 Embutido Liso

O bloco de cálice embutido liso sem armadura complementar apresentou comportamento de bloco flexível nos ensaios experimentais e nas simulações numéricas. Nas duas

situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de algumas barras da armadura principal do tirante do bloco, sem que ocorresse a ruptura do concreto do bloco.

Na Figura 3.56, tem-se a curva força-deslocamento. A força máxima registrada experimentalmente foi de 359,00 kN, 1,40% menor que a força máxima numérica de 364,04 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram inferiores a força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

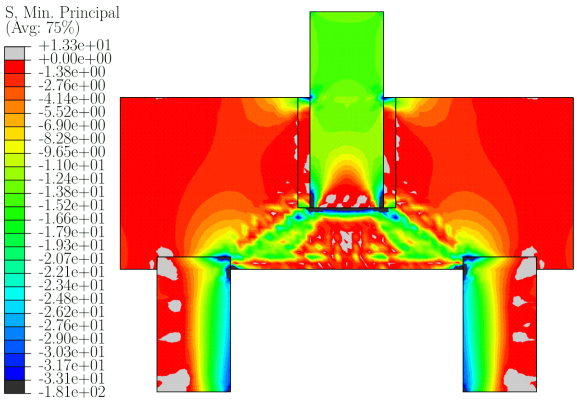
Figura 3.56 – Força-deslocamento do modelo EMB_L



Fonte: Autor.

No instante de força última numérica, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 3.57. O ângulo de inclinação da biela foi de 51,49° para o modelo numérico, próximo do ângulo experimental de 50,26°. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.57 – Bielas de compressão do modelo EMB_L (MPa)



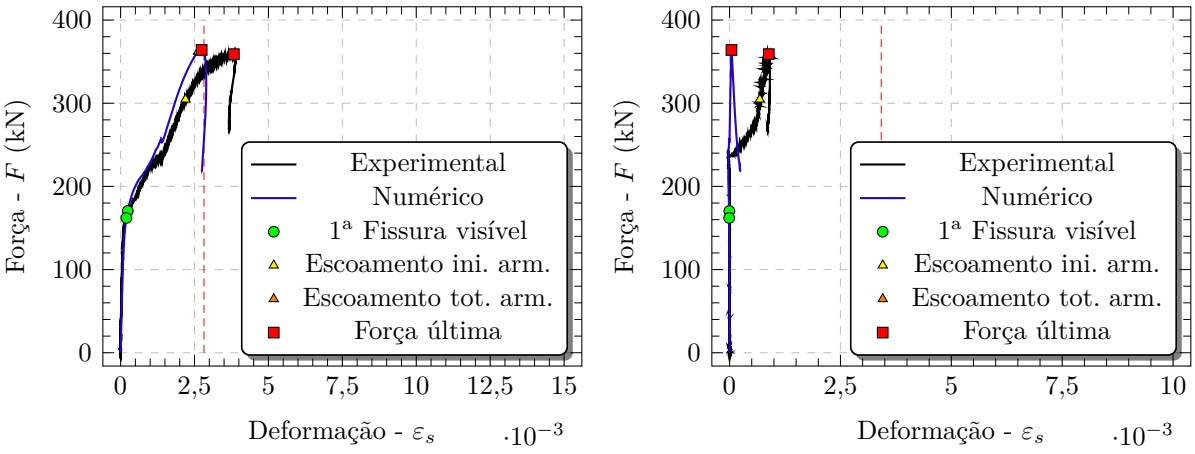
Fonte: Autor.

A Figura 3.58a apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. Observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 160 a 170 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região central inferior do bloco.

A Figura 3.58b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um

encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 230 a 240 kN, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto.

Figura 3.58 – Força-deformação nas armaduras principais do modelo EMB_L

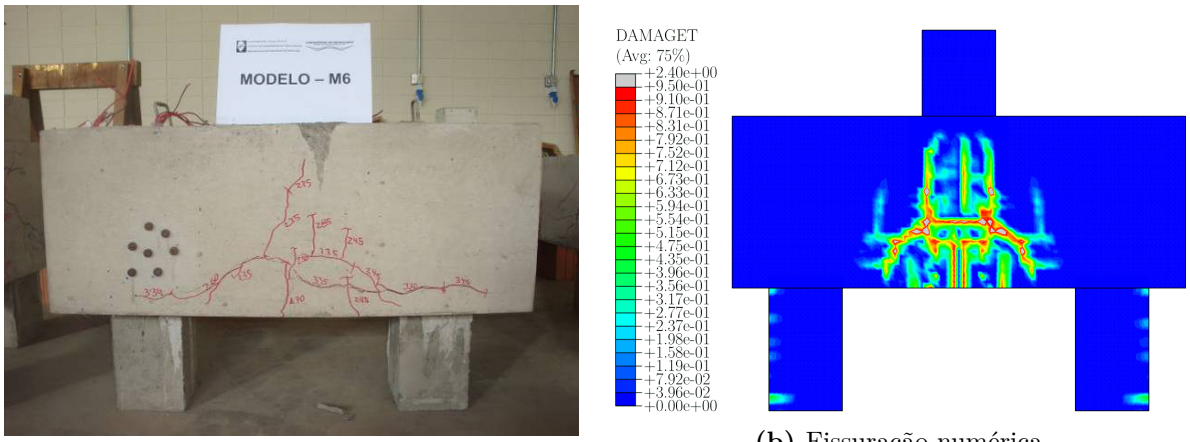


(a) Força-deformação tirante do bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, verificaram-se várias linhas de fissuras na região central do bloco, com algumas atravessando pela região inferior e surgindo na face oposta. A Figura 3.59a e a Figura 3.51b ilustram o padrão de fissuração do modelo.

Figura 3.59 – Panorama de fissuração do modelo EMB_L



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

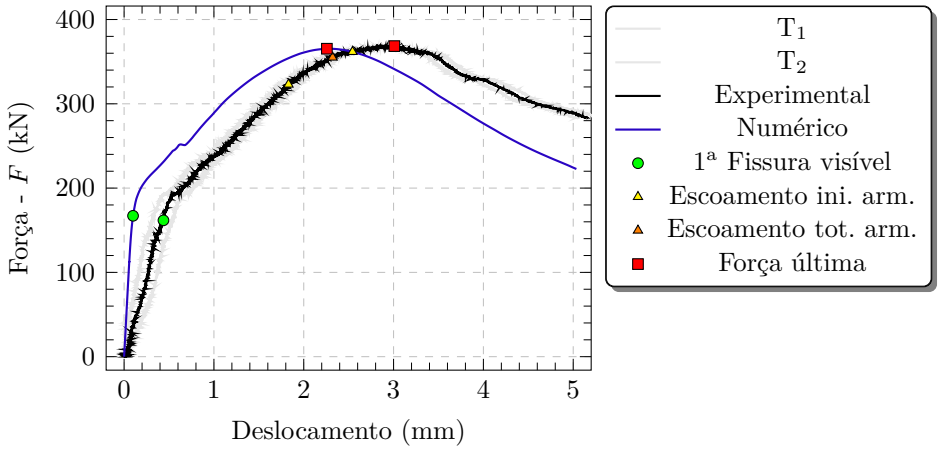
Fonte: Autor.

3.8.6 Embutido Liso com Armadura Complementar

O bloco de cálice embutido liso com armadura complementar apresentou comportamento de bloco flexível no ensaio experimental e na simulação numérica. Na situação experimental, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco, sem que ocorresse a ruptura do concreto do bloco. Já na situação numérica, as barras ficaram na iminência do escoamento.

Na Figura 3.60, tem-se a curva força-deslocamento. A força máxima registrada experimentalmente foi de 368,46 kN, 0,85% maior que a força máxima numérica de 365,34 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram inferiores a força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

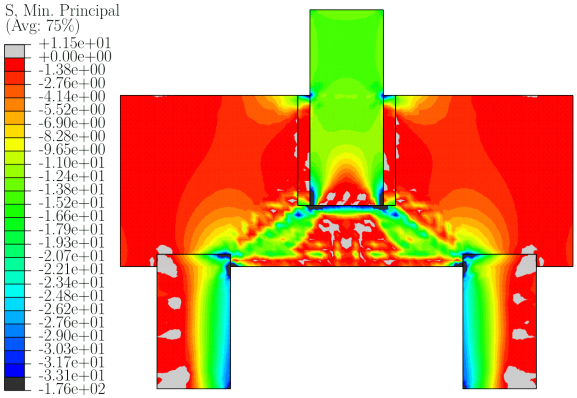
Figura 3.60 – Força-deslocamento do modelo EMB_AC_L



Fonte: Autor.

No instante de força última numérica, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 3.61. O ângulo de inclinação da biela foi de 52,12° para o modelo numérico, próximo do ângulo experimental de 49,94°. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.61 – Bielas de compressão do modelo EMB_AC_L (MPa)



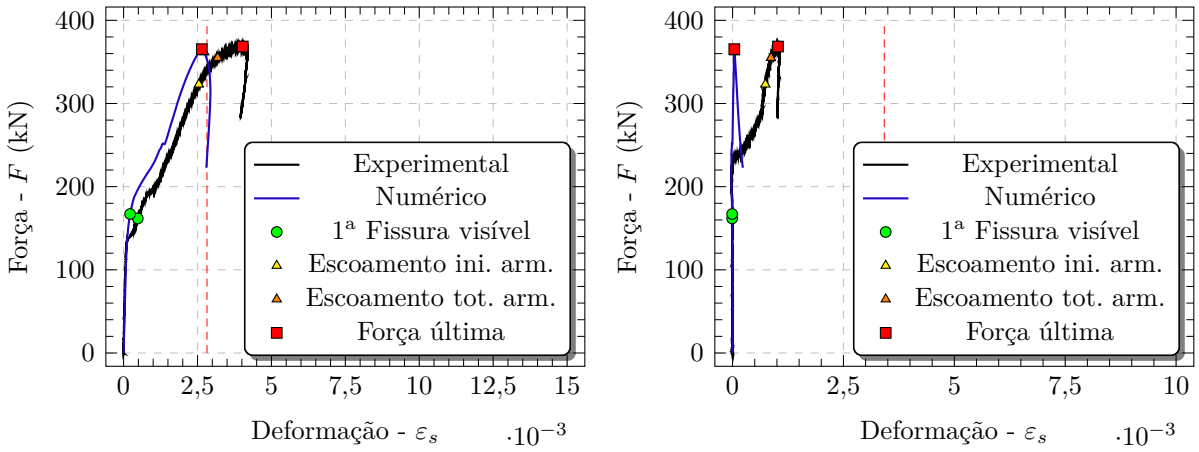
Fonte: Autor.

A Figura 3.62a apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. Observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força

próxima da faixa de 140 kN, para o modelo experimental, e de 170 kN, para o modelo numérico. Em ambas situações, a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região central inferior do bloco, para uma força de aproximadamente 160 kN.

A Figura 3.62b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 230 a 240 kN, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto.

Figura 3.62 – Força-deformação nas armaduras principais do modelo EMB_AC_L

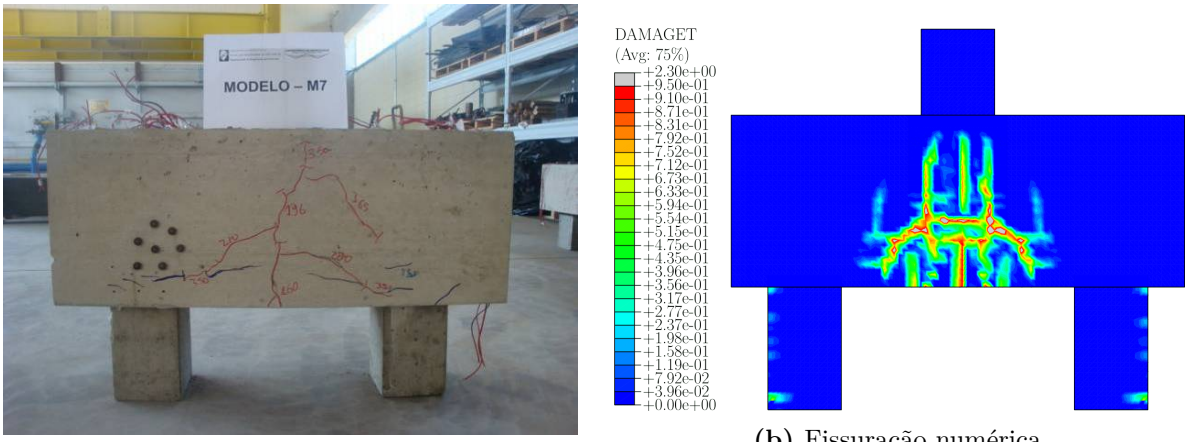


(a) Força-deformação tirante do bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, verificaram-se linhas de fissuras na região central do bloco, sendo uma única linha de fissura vertical, e algumas outras atravessando pela região inferior e surgindo na face oposta. A Figura 3.63a e a Figura 3.55b ilustram o padrão de fissuração do modelo.

Figura 3.63 – Panorama de fissuração do modelo EMB_AC_L



(a) Fissuração experimental

(b) Fissuração numérica

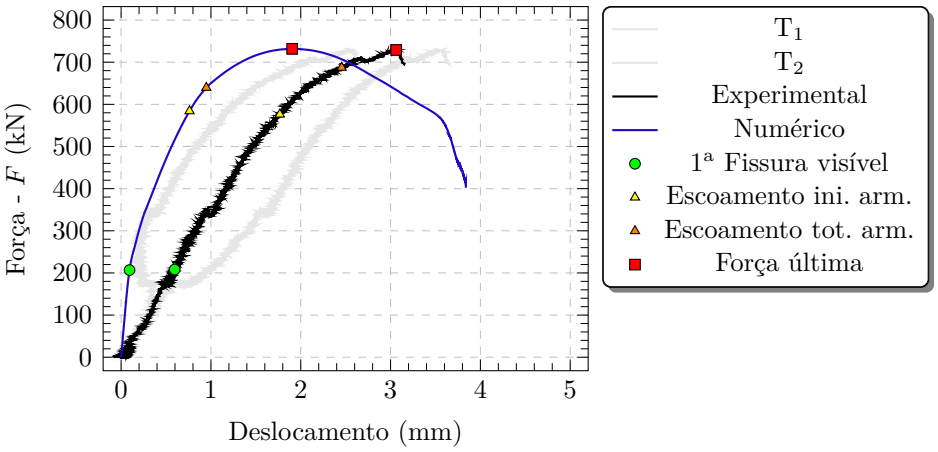
Fonte: Autor.

3.8.7 Monolítico de Referência para a Série com Chave

O bloco monolítico de referência para a série com chave de cisalhamento apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco.

Na Figura 3.64, tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 729 kN, 0,36% menor que a força máxima numérica de 731,65 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

Figura 3.64 – Força-deslocamento do modelo MON_S_C

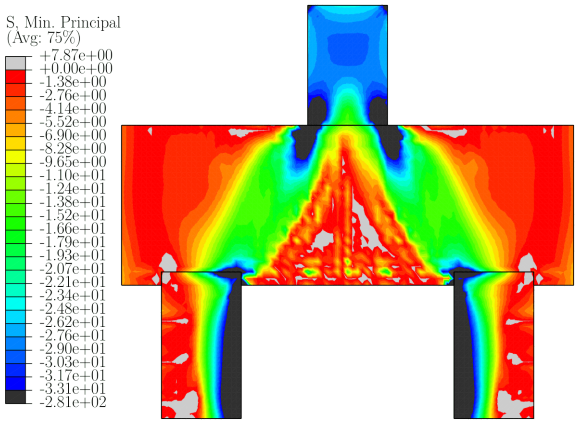


Fonte: Autor.

No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.65, com ângulo de inclinação de 64,25°, próximo do ângulo experimental de 66,81°. Observa-se uma formação de biela a partir do encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 15,2 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca

as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

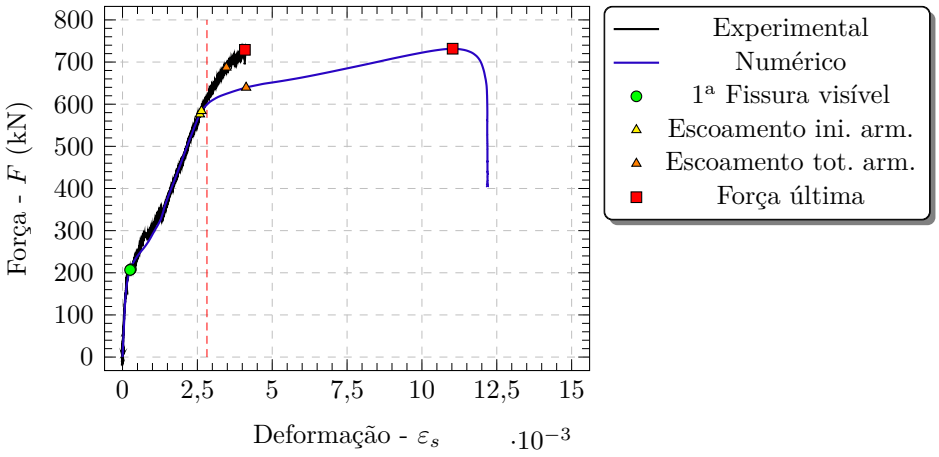
Figura 3.65 – Bielas de compressão do modelo MON_S_C (MPa)



Fonte: Autor.

Conforme a Figura 3.66, que apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco, observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 200 a 210 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região inferior da face lateral do bloco.

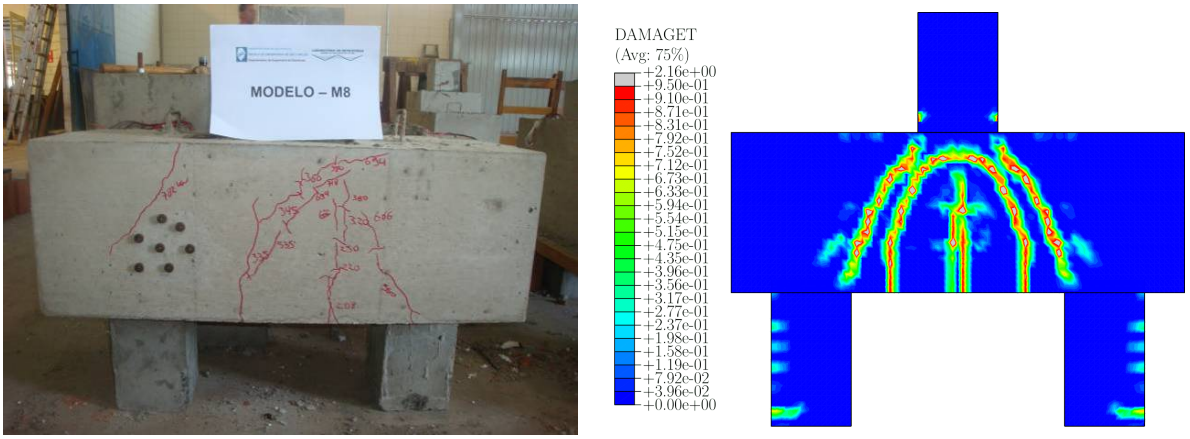
Figura 3.66 – Força-deformação tirante do bloco do modelo MON_S_C



Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, as fissuras se prolongaram até a região superior, formando planos visíveis de fissuras, como ilustram a Figura 3.67a e a Figura 3.67b.

Figura 3.67 – Panorama de fissuração do modelo MON_S_C



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

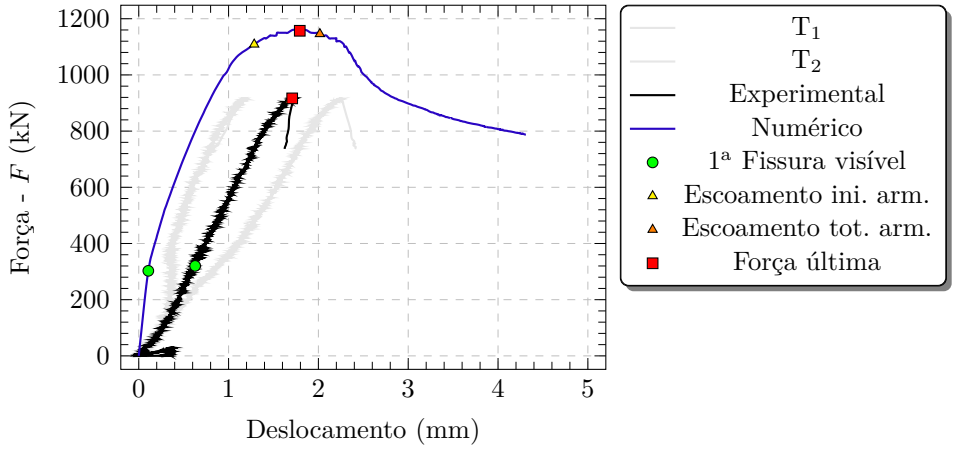
Fonte: Autor.

3.8.8 Externo com Chave de Cisalhamento

O bloco de cálice externo com chave de cisalhamento apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. No ensaio experimental, a ruína do modelo ocorreu por ruptura do concreto, com o escoamento apenas da barra central do tirante principal. No modelo numérico, foi observado o escoamento das três barras mais centrais do tirante principal, com as duas últimas barras na iminência de escoar.

Na Figura 3.68, tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 916,47 kN, 21,52% menor que a força máxima numérica de 1113,71 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

Figura 3.68 – Força-deslocamento do modelo EXT_C

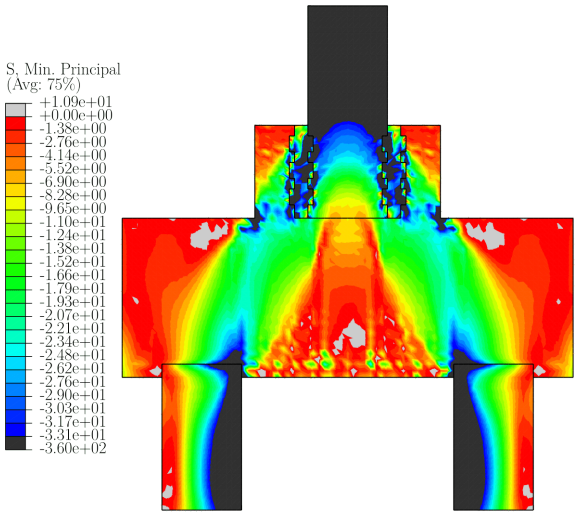


Fonte: Autor.

No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.69, com ângulo de inclinação de 74,64°, próximo do ângulo experimental de 73,26°. Observa-se

uma formação de biela a partir do encontro pilar-cálice. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 19,3 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

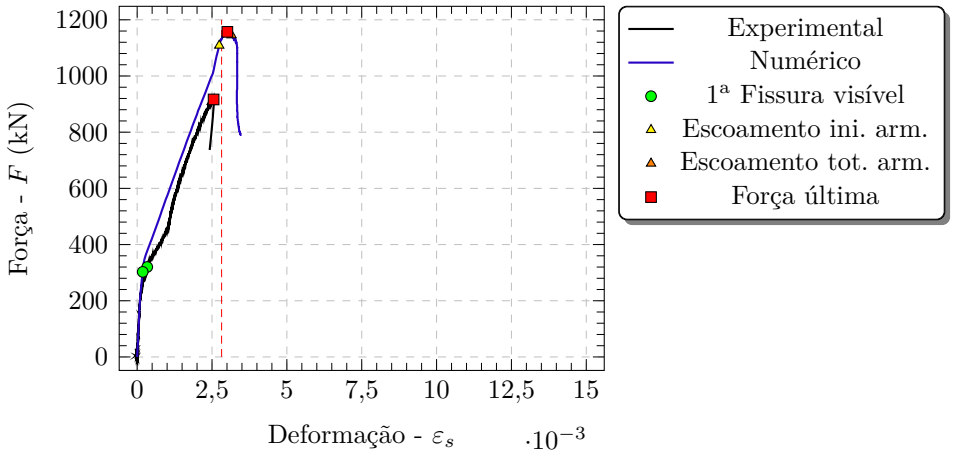
Figura 3.69 – Bielas de compressão do modelo EXT_C (MPa)



Fonte: Autor.

Conforme a Figura 3.70, que apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco, observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 290 a 330 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região inferior central do bloco.

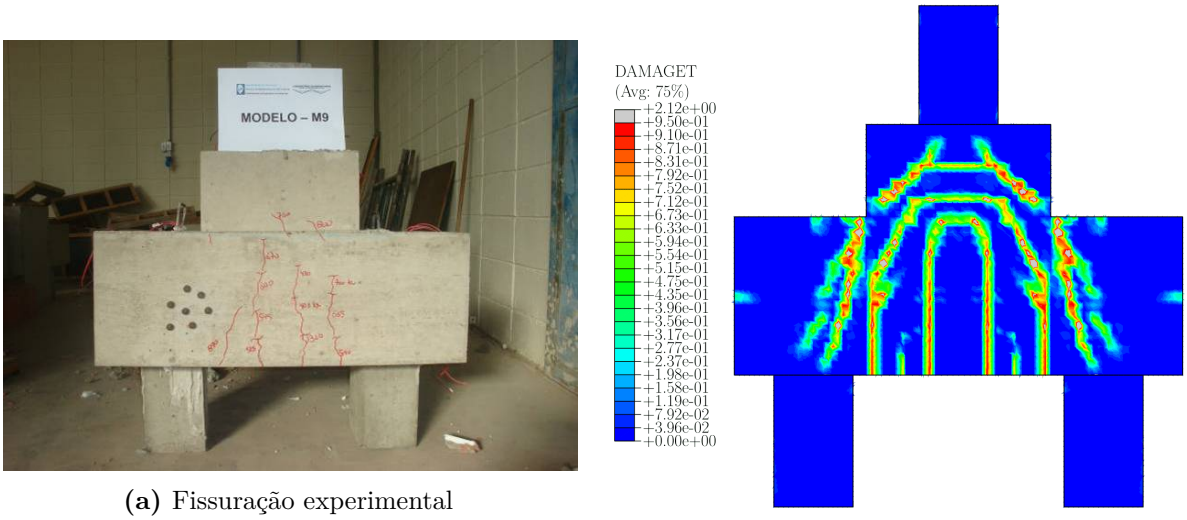
Figura 3.70 – Força-deformação tirante do bloco do modelo EXT_C



Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, as fissuras se prolongaram até a região superior, formando de três a quatro planos visíveis de fissuras verticais, como ilustram a Figura 3.71a e a Figura 3.71b. Nas duas situações, surgiram fissuras atravessando o bloco em direção ao colarinho.

Figura 3.71 – Panorama de fissuração do modelo EXT_C



(a) Fissuração experimental

(b) Fissuração numérica

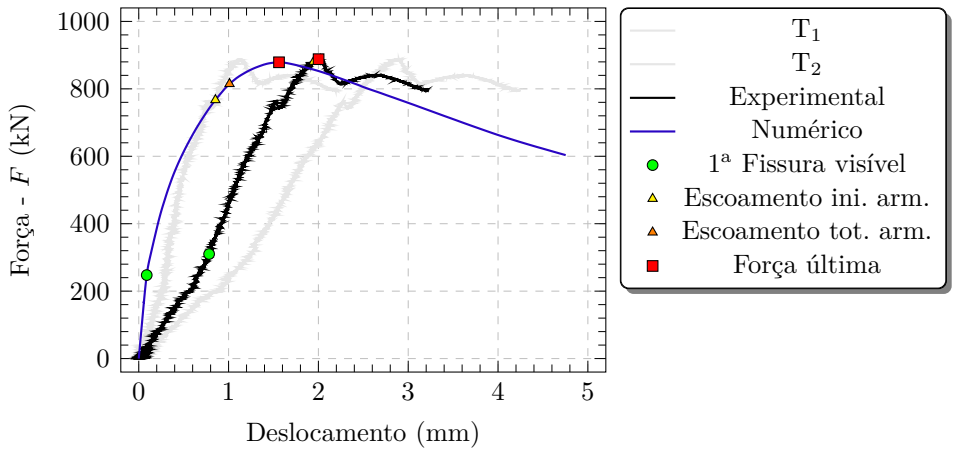
Fonte: Autor.

3.8.9 Semiembutido com Chave de Cisalhamento

O cálice semiembutido com chave de cisalhamento sem armadura complementar apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco.

Na Figura 3.72, tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 888,01 kN, 1,04% maior que a força máxima numérica de 878,78 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

Figura 3.72 – Força-deslocamento do modelo SEM_C

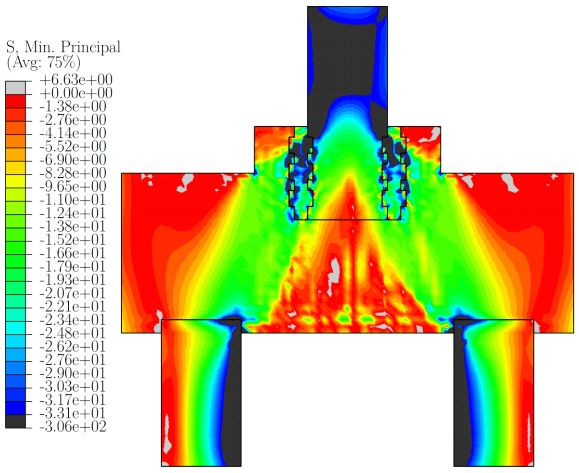


Fonte: Autor.

No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.73, com ângulo de inclinação de 69,52°, próximo do ângulo experimental de 71,11°. Observa-se uma formação de biela a partir do encontro pilar-cálice. A tensão principal mínima ao

longo da biela atingiu valores de até 15,2 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.73 – Bielas de compressão do modelo SEM_C (MPa)



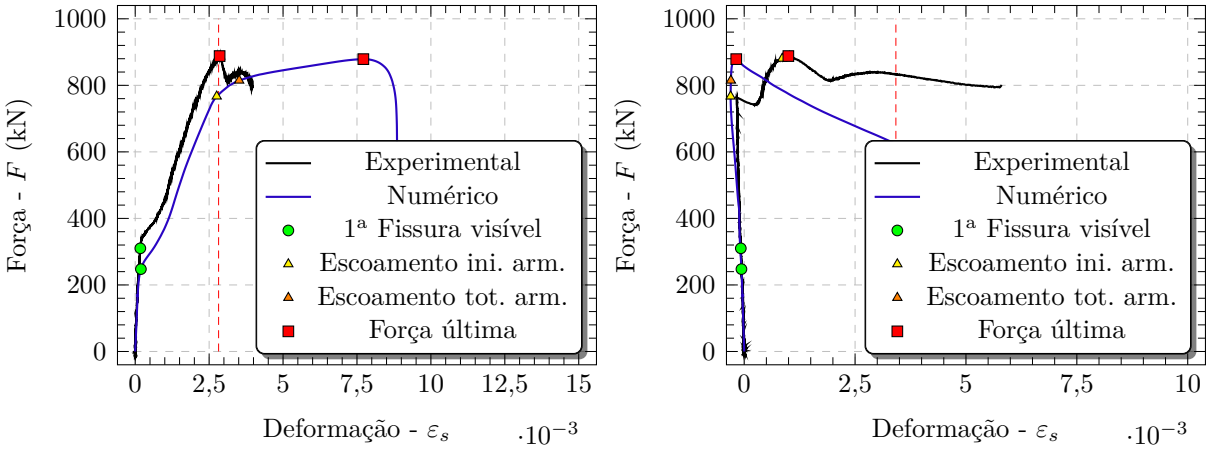
Fonte: Autor.

A Figura 3.74a apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco. Observa-se que o modelo experimental apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 320 a 340 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região central inferior do bloco. No modelo numérico, a primeira perda de rigidez ocorreu para forças menores, na faixa de 240 a 250 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu também na região central inferior do bloco.

A Figura 3.74b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 760 kN para o modelo experimental, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. No modelo numérico, apesar da armadura vertical do cálice também apresentar deformações de tração, isso ocorre somente depois de atingido a força última.

Tanto no ensaio quanto na simulação, diversas fissuras se prolongaram até a região superior, formando vários planos visíveis de fissuras verticais e algumas inclinadas, possivelmente na posição da biela, como ilustram a Figura 3.75a e a Figura 3.75b. Observou-se também fissuras na parte superior da parede do colarinho e fissuras que atravessaram o bloco passando pela parte inferior e surgindo na face oposta.

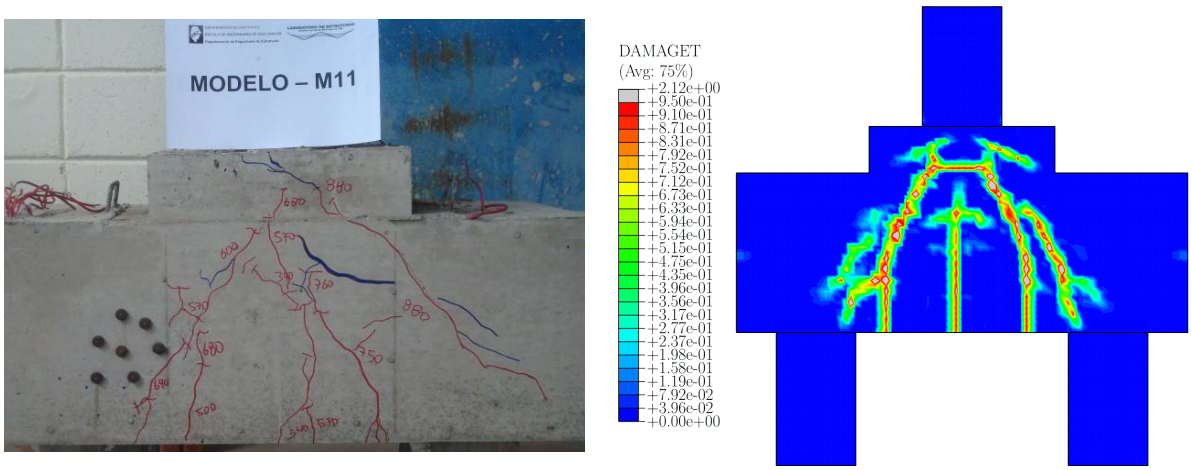
Figura 3.74 – Força-deformação nas armaduras principais do modelo SEM_C



(a) Força-deformação tirante do bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Figura 3.75 – Panorama de fissuração do modelo SEM_C



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

Fonte: Autor.

3.8.10 Semiembutido com Chave de Cisalhamento com Armadura Complementar

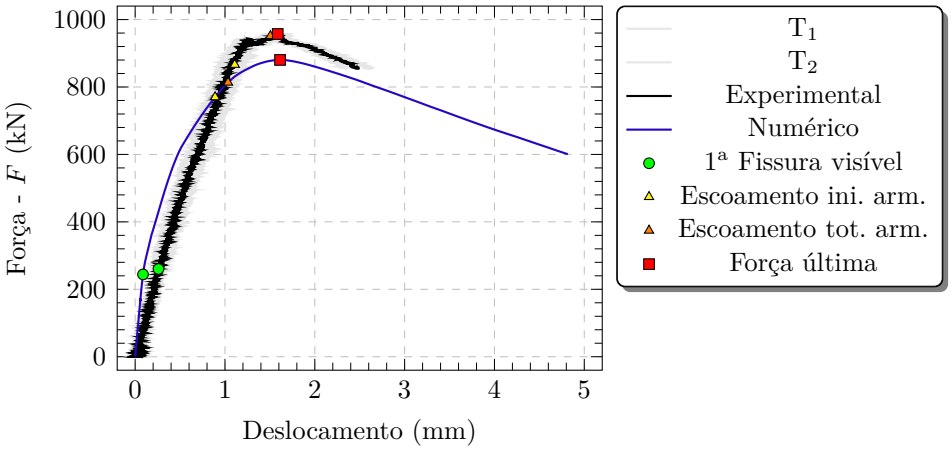
O cálice semiembutido com chave de cisalhamento com armadura complementar apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco.

Na Figura 3.76 tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 957,22 kN, 8,04% maior que a força máxima numérica de 880,30 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.77, com ângulo de inclinação de 69,62°, próximo do ângulo experimental de 72,21°. Observa-se

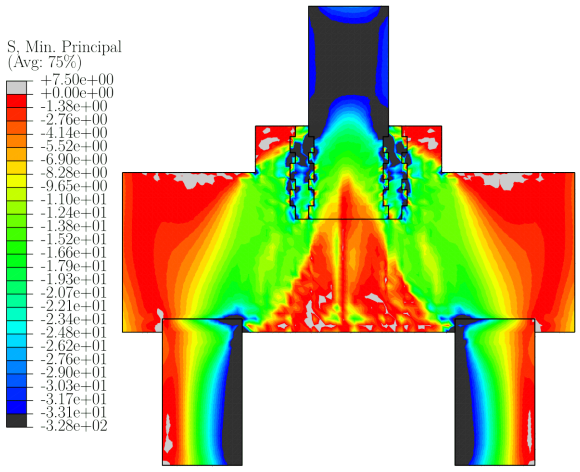
uma formação de biela a partir do encontro pilar-cálice. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 15,2 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.76 – Força-deslocamento do modelo SEM_AC_C



Fonte: Autor.

Figura 3.77 – Bielas de compressão do modelo SEM_AC_C (MPa)



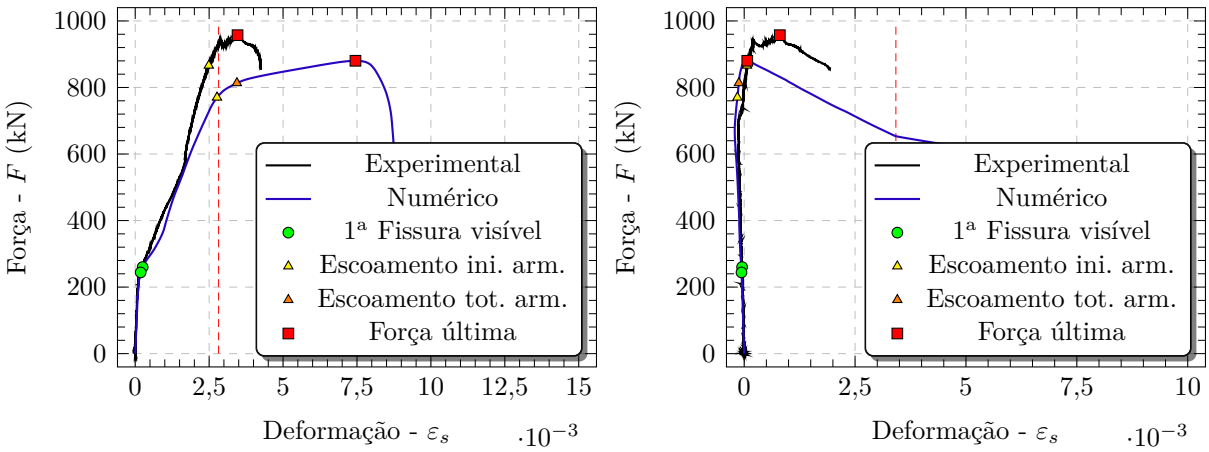
Fonte: Autor.

Conforme a Figura 3.78a, que apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco, observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 240 a 270 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região inferior do bloco.

A Figura 3.78b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 760 kN para o modelo experimental, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento

indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. No modelo numérico, apesar da armadura vertical do cálice também apresentar deformações de tração, isso ocorre somente depois de atingido a força última.

Figura 3.78 – Força-deformação nas armaduras principais do modelo SEM_AC_C

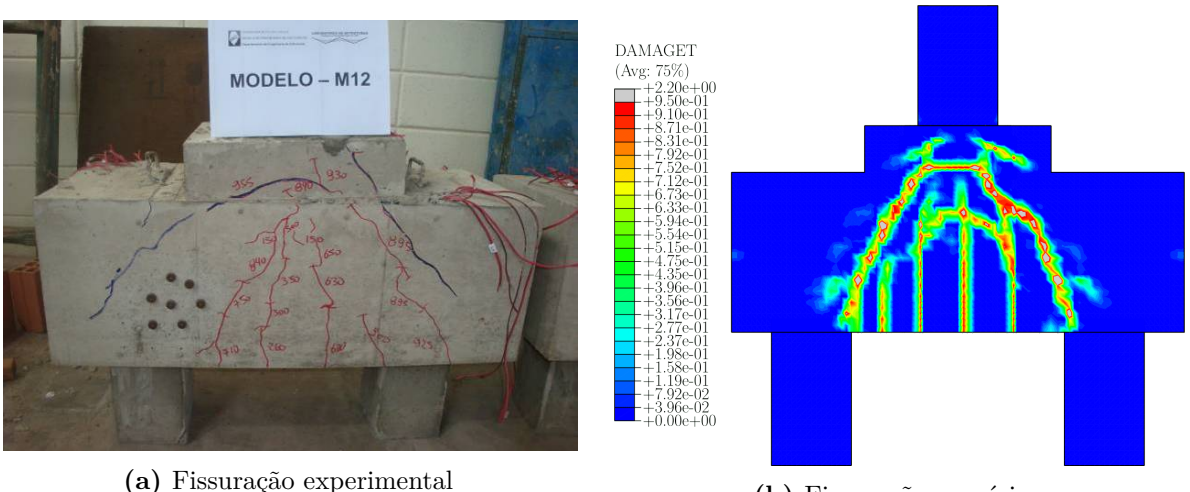


(a) Força-deformação tirante bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, diversas fissuras se prolongaram até a região superior, formando vários planos visíveis de fissuras verticais e algumas inclinadas, possivelmente na posição da biela, como ilustram a Figura 3.75a e a Figura 3.75b. Observou-se também fissuras na parte superior da parede do colarinho e fissuras que atravessaram o bloco passando pela parte inferior e surgindo na face oposta.

Figura 3.79 – Panorama de fissuração do modelo SEM_AC_C



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

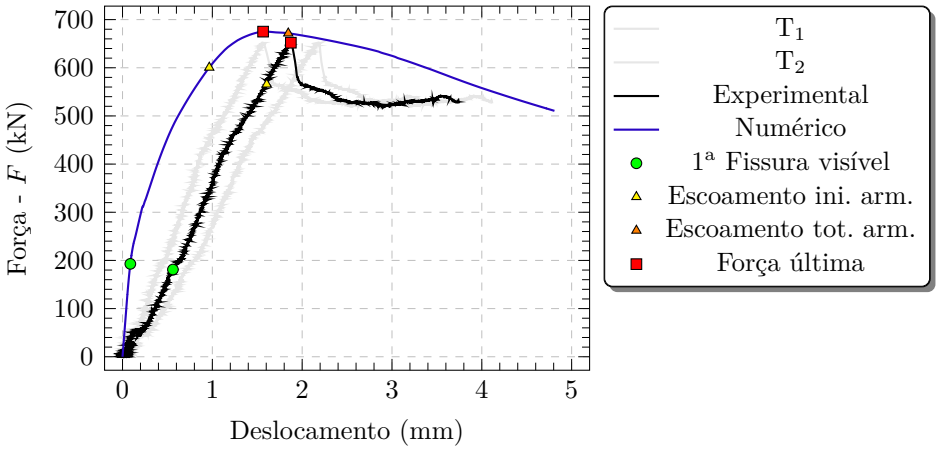
Fonte: Autor.

3.8.11 Embutido com Chave de Cisalhamento

O bloco de cálice embutido com chave de cisalhamento sem armadura complementar apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de algumas barras da armadura principal do tirante do bloco, ocorrendo a ruptura do concreto do bloco em seguida.

Na Figura 3.80, tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 652,01 kN, 3,53% menor que a força máxima numérica de 675,03 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

Figura 3.80 – Força-deslocamento do modelo EMB_C



Fonte: Autor.

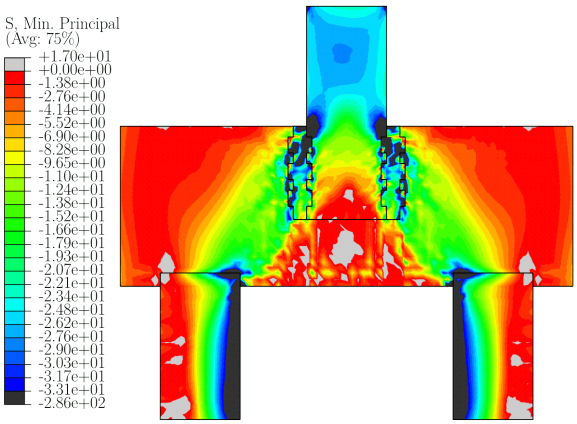
No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.81, com ângulo de inclinação de 65,45°, próximo do ângulo experimental de 65,40°. Observa-se uma formação de biela a partir do encontro pilar-cálice. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 15,2 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Conforme a Figura 3.82a, que apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco, observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 170 a 200 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região central inferior do bloco.

A Figura 3.82b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 500 a 530 kN, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas

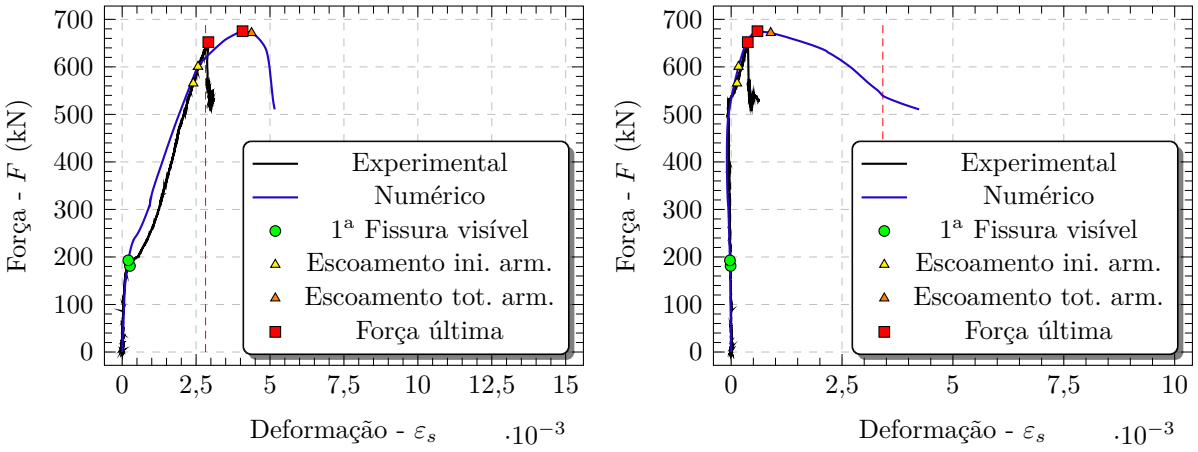
de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto.

Figura 3.81 – Bielas de compressão do modelo EMB_C (MPa)



Fonte: Autor.

Figura 3.82 – Força-deformação nas armaduras principais do modelo EMB_C

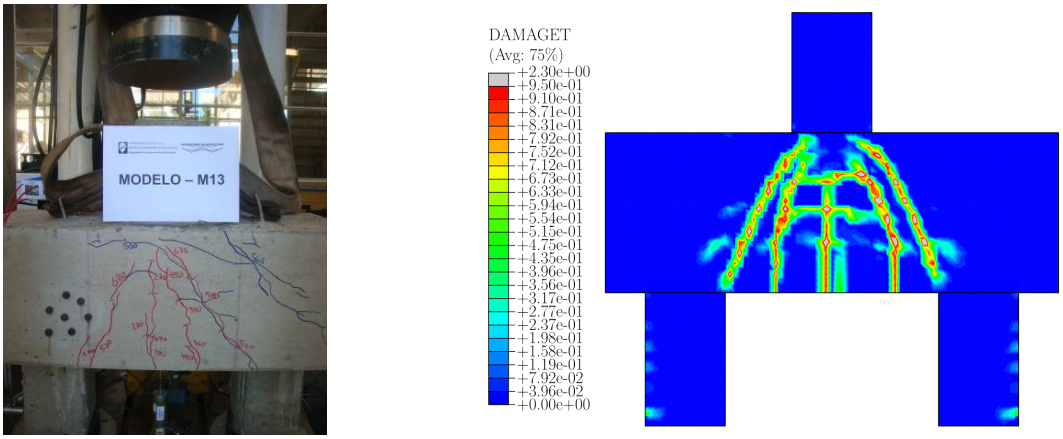


(a) Força-deformação tirante do bloco **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Tanto no ensaio quanto na simulação, diversas fissuras se prolongaram até a região superior, formando vários planos visíveis de fissuras verticais e algumas inclinadas, possivelmente na posição da biela. Várias dessas fissuras atravessavam o bloco pela região inferior, surgindo na face oposta. A Figura 3.83a e a Figura 3.83b mostram o panorama de fissuração.

Figura 3.83 – Panorama de fissuração do modelo EMB_C



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

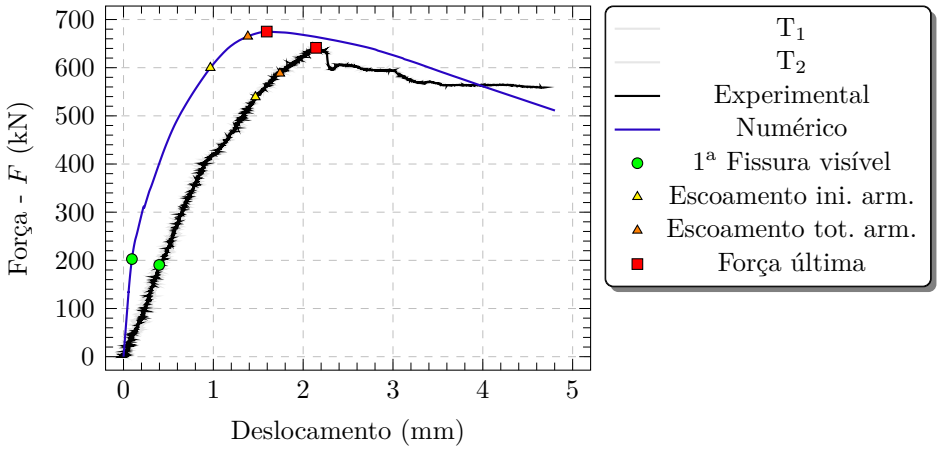
Fonte: Autor.

3.8.12 Embutido com Chave de Cisalhamento com Armadura Complementar

O bloco de cálice embutido com chave de cisalhamento com armadura complementar apresentou comportamento de bloco rígido no ensaio experimental e na simulação numérica. Nas duas situações, a ruína do modelo ocorreu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante do bloco, ocorrendo a ruptura do concreto do bloco em seguida.

Na Figura 3.84, tem-se as curvas força-deslocamento experimental e numérica. A força máxima registrada experimentalmente foi de 641,25 kN, 5,26% menor que a força máxima numérica de 675,00 kN. Nos dois casos, as forças últimas foram superiores à força de avaliação F_{ava} de 565 kN.

Figura 3.84 – Força-deslocamento do modelo EMB_AC_C

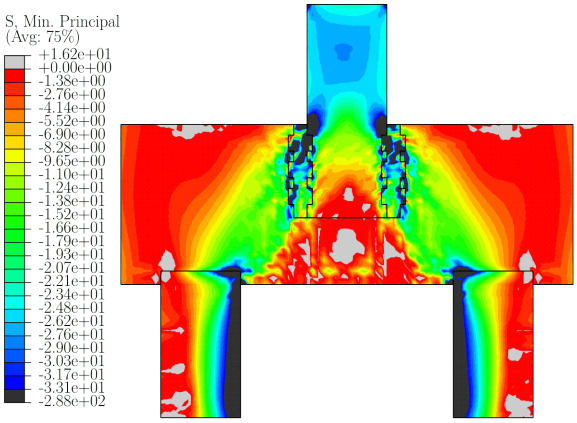


Fonte: Autor.

No instante de força última, as bielas de compressão são apresentadas na Figura 3.85, com ângulo de inclinação de 65,49°, próximo do ângulo experimental de 64,31°. Observa-se

uma formação de biela a partir do encontro pilar-cálice. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de até 15,2 MPa. Já nos encontros pilar-bloco e bloco-estaca as tensões principais mínimas alcançaram valores superiores à resistência à compressão do bloco.

Figura 3.85 – Bielas de compressão do modelo EMB_AC_C (MPa)



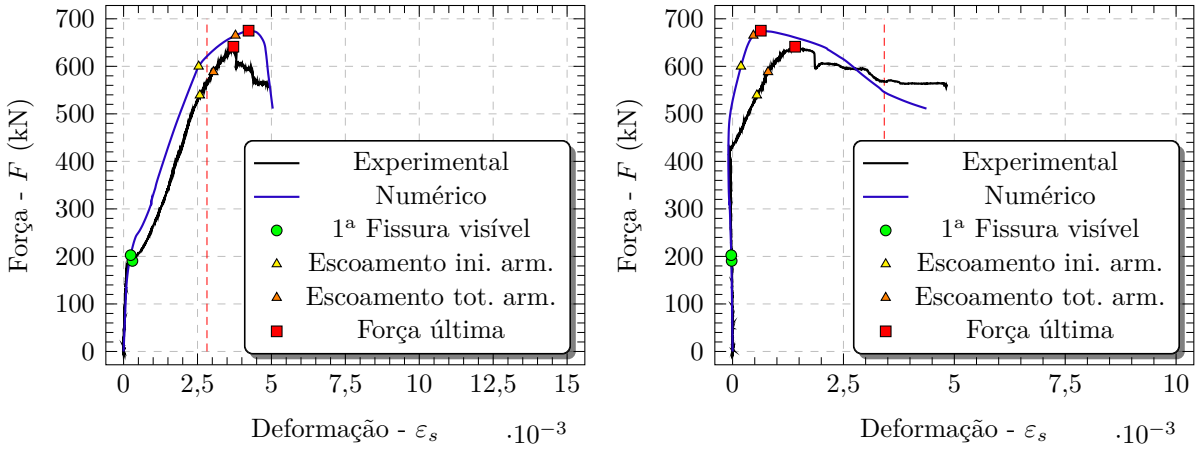
Fonte: Autor.

Conforme a Figura 3.86a, que apresenta o gráfico força-deformação média do tirante principal do bloco, observa-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força próxima da faixa de 180 a 200 kN, instante onde a primeira fissura visível (0,05 mm) ocorreu na região central inferior do bloco.

A Figura 3.86b apresenta o gráfico força-deformação na armadura vertical do cálice. Tanto no modelo experimental quanto no numérico, observa-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura. Esse encurtamento é, segundo Barros (2013), devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. A partir da força de 420 kN, para o modelo experimental, e de 500 kN para o numérico, a armadura passa a apresentar alongamentos, deformações oriundas de força de tração. Conforme Barros (2013), esse comportamento indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto.

Tanto no ensaio quanto na simulação, diversas fissuras se prolongaram até a região superior, formando vários planos visíveis de fissuras verticais e algumas inclinadas, possivelmente na posição da biela, como ilustram a Figura 3.87a e a Figura 3.87b. Várias dessas fissuras centrais atravessaram o bloco surgindo na face oposta. Além disso, verificou-se fissuras nos cantos e na região central das paredes do cálice, bem como no graute.

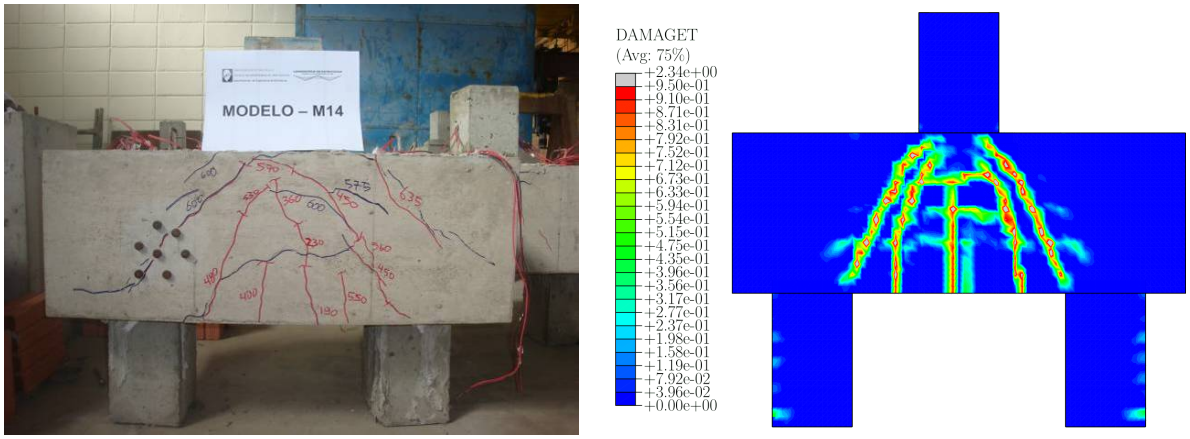
Figura 3.86 – Força-deformação das armaduras principais do modelo EMB_AC_C



(a) Embutido-2 **(b)** Força-deformação vertical do cálice

Fonte: Autor.

Figura 3.87 – Panorama de fissuração do modelo EMB_AC_C



(a) Fissuração experimental **(b)** Fissuração numérica

Fonte: Autor.

3.8.13 Resultados Gerais

A Tabela 3.12 apresenta a comparação entre as forças últimas dos modelos experimentais ($F_{u,exp}$) e dos numéricos ($F_{u,num}$).

A diferença na relação entre a força última numérica $F_{u,num}$ e experimental $F_{u,exp}$ resultou em um valor médio de 4,4%, com um desvio padrão de 0,096 e um coeficiente de variação de 9,214%. O coeficiente de determinação R^2, medida de ajuste de um modelo estatístico linear generalizado para atestar a qualidade da correlação entre as cargas últimas, foi de 0,886.

Em relação aos deslocamentos verticais na região central dos blocos, observou-se que os valores numéricos foram inferiores aos obtidos nos ensaios experimentais. A relação entre os deslocamentos numéricos e experimentais resultou em um valor médio de 81,2%, com desvio padrão de 0,191, coeficiente de variação de 23,524% e coeficiente de determinação de 0,471. Essa diferença pode ser atribuída a várias simplificações adotadas no modelo

numérico, como idealização da força centrada, perfeita simetria no modelo, aderência perfeita entre as armaduras e o concreto e inexistência de eventuais folgas nos ensaios experimentais.

Tabela 3.12 – Comparação da força última entre os modelos experimentais e os numéricos

Modelo	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,num}$ (kN)	$\frac{F_{u,num}}{F_{u,exp}}$	$\delta_{máx,exp}$ (mm)	$\delta_{máx,num}$ (mm)	$\frac{\delta_{máx,num}}{\delta_{máx,exp}}$	Ruína Exp.	Ruína Núm.
MON_S_L	757,53	734,67	0,970	1,91	2,25	1,177	T	T
EXT_L	772,41	898,15	1,163	3,22	2,25	0,699	T	T
SEM_L	563,42	637,97	1,132	4,09	2,27	0,556	T	T
SEM_AC_L	643,99	638,84	0,992	3,66	2,26	0,617	T	T
EMB_L	359,00	364,04	1,014	2,64	2,39	0,903	T	T
EMB_AC_L	368,46	365,34	0,992	3,01	2,26	0,903	T	T
MON_S_C	729,00	731,65	1,014	3,06	2,26	0,750	T	T
EXT_S_C	916,47	1157,11	1,263	1,71	1,79	1,049	C	T
SEM_C	888,01	878,78	0,990	2,00	1,56	0,780	T	T
SEM_AC_C	957,22	880,30	0,920	1,59	1,61	1,016	T	T
EMB_C	652,01	675,03	1,035	1,87	1,57	0,835	T	T
EMB_AC_C	641,25	675,00	1,053	2,14	1,59	0,744	T	T
Média			1,044			0,812		
Desvio Padrão Amostral			0,096			0,191		
Coeficiente de Variação			9,214%			23,524%		
R^2			0,866			0,471		

T: Esc. do Tirante / C: Rup. do Concreto

Fonte: Autor.

A partir das deformações obtidas na simulação numérica e do módulo de elasticidade do aço, calculou-se as tensões normais resultantes em cada barra do tirante principal do bloco. De posse da tensão, com base na área de aço de cada barra, calculou-se a força $R_{st,num}$ que atua na armadura principal do tirante do bloco. Levando em conta a força última obtida na simulação, é possível obter a força de compressão $R_{cb,num}$ atuante nas bielas, bem como o seu ângulo de inclinação na iminência da ruína. A Tabela 3.13 apresenta as forças $R_{st,num}$ e $R_{cb,num}$, assim como o ângulo de inclinação da biela nas simulações $\theta_{últ,num}$ e nos ensaios experimentais $\theta_{últ,exp}$, além da razão entre esses valores.

A diferença na relação entre o ângulo da biela ($\theta_{últ,exp}$) e numérica ($\theta_{últ,num}$) resultou em um valor médio de 0,4%, com um desvio padrão de 0,031, um coeficiente de variação de 3,13% e coeficiente de determinação de 0,931. Constatando a qualidade da correlação entres os ângulos de biela.

A partir do ângulo de inclinação da biela na iminência de ruína e das dimensões do pilar e da estaca, é possível, por meio do modelo de bielas e tirantes, estimar o valor das tensões nodais. Além disso, uma vez que a área do pilar é igual a área da estaca em todos os modelos, a tensão nodal será maior na região de encontro do bloco com o pilar, sendo

essa o valor limitante. A Tabela 3.14 apresenta os valores das tensões nodais na região de encontro do bloco com o pilar, bem como a razão entre essa tensão em cada modelo e a tensão nos blocos monolíticos de referência, e a relação entra a tensão em cada modelo e o valor médio da resistência à compressão do concreto dos blocos (33,1 MPa).

Tabela 3.13 – Inclinação da biela na iminência da ruína dos modelos numéricos comparado aos modelos experimentais

Modelo	$F_{u,num}$ (kN)	$R_{st,num}$ (kN)	$R_{cb,num}$ (kN)	$\theta_{últ,num}$ (°)	$\theta_{últ,exp}$ (°)	$\frac{\theta_{últ,num}}{\theta_{últ,exp}}$
MON_S_L	734,67	178,03	408,20	64,14	66,19	0,969
EXT_L	898.15	155.40	475.20	70,91	68,36	1,037
SEM_L	637,97	160,52	357,10	63,29	60,85	1,040
SEM_AC_L	637,46	160,67	356,93	63,25	64,25	0,984
EMB_L	364,04	144,82	232,60	51,49	50,26	1,024
EMB_AC_L	365,34	142,08	231,42	52,12	49,94	1,044
MON_S_C	731,65	176,48	406,17	64,25	66,81	0,962
EXT_C	1157,11	151,58	598,08	75,32	73,26	1,028
SEM_C	878,78	164,09	469,03	69,52	71,11	0,978
SEM_AC_C	880,30	163,54	469,55	69,62	72,21	0,964
EMB_C	675,03	154,15	371,05	65,45	65,40	1,001
EMB_AC_C	675,00	153,90	370,93	65,49	64,31	1,018
				Média		1,004
				Desvio Padrão Amostral		0,031
				Coeficiente de Variação		3,13%
				R^2		0,931

Fonte: Autor.

Tabela 3.14 – Tensões na iminência da ruína na região nodal pilar-bloco nos modelos experimentais e numéricos

Modelo	$\sigma_{b,p,exp}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{b,p,exp}}{\sigma_{b,p,exp,ref}}$	$\frac{\sigma_{b,p,exp}}{f_{cm}}$	$\sigma_{b,p,num}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{b,p,num}}{\sigma_{b,p,num,ref}}$	$\frac{\sigma_{b,p,num}}{f_{cm}}$
MON_S_L	40,22	1,00	1,22	40,32	1,00	1,22
EXT_L	39,73	0,99	1,20	44,70	1,11	1,35
SEM_L	32,83	0,82	0,99	35,53	0,88	1,07
SEM_AC_L	35,28	0,88	1,07	35,53	0,88	1,07
EMB_L	26,98	0,67	0,82	26,42	0,66	0,80
EMB_AC_L	27,96	0,70	0,84	26,06	0,65	0,80
MON_S_C	38,35	1,00	1,16	40,09	1,00	1,21
EXT_C	44,42	1,16	1,34	54,96	1,00	1,66
SEM_C	44,09	1,15	1,33	44,50	0,81	1,34
SEM_AC_C	46,96	1,22	1,42	44,53	0,81	1,35
EMB_C	35,05	0,91	1,06	36,26	0,66	1,10
EMB_AC_C	35,10	0,92	1,06	36,24	0,66	1,09

Fonte: Autor.

A partir da Tabela 3.14, observa-se que as tensões na região nodal pilar-bloco alcançaram valores superiores ao valor da resistência média à compressão do concreto do bloco, com exceção dos blocos com cálice de interface lisa. Como não houve nítida formação de biela nesses blocos, entende-se não ser apropriado utilizar o modelo de bielas e tirantes para esses casos (BARROS, 2013). Nos demais casos, aplicando as recomendações normativas no que diz respeito aos limites de tensões nas regiões nodais, Barros (2013) considera que as verificações conduzem a dimensionamentos seguros.

Por fim, verifica-se, por meio dos resultados apresentados, que, apesar das dificuldades para englobar todos os graus de embutimento, o modelo numérico foi capaz de representar suficientemente o comportamento geral dos blocos. O modelo conseguiu reproduzir os ensaios experimentais com relativa precisão no que diz respeito à força última, ao modo de ruptura, à deformação nas armaduras, ao ângulo de biela no instante de ruptura e ao padrão de fissuração. Esse fato se deve principalmente pela ruína ter sido governada pela armadura do tirante principal do bloco. A maior diferença ocorreu justamente no modelo experimental que rompeu previamente no concreto do pilar (EXT_C).

4 Análise Paramétrica

Neste capítulo, são apresentados os modelos parametrizados na seção 4.1; os resultados das análises paramétricas na seção 4.2; e as discussões acerca dos resultados na seção 4.3.

4.1 Modelos para Parametrização

As análises paramétricas realizadas nesse trabalho objetivaram investigar as forças últimas do bloco com cálice de fundação devido ao esmagamento do concreto e ao escoamento das principais armaduras do modelo: tirante principal do bloco, armadura vertical do cálice e armadura horizontal do cálice. Para tanto, cada modelo parametrizado foi dimensionado de forma que o objeto da investigação levasse o respectivo bloco à força última. Portanto, 28 blocos foram simulados: quatro modelos para cada grau de embutimento e conformação de interface e dois modelos monolíticos de referência para cada série de interface de cálice. A nomenclatura de todos os modelos é apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Nomenclatura dos blocos parametrizados

Bloco / Cálice		Concreto	Tirante do Bloco	Vertical do Cálice	Horizontal do Cálice
-	Monolítico	MON_S_L_C	MON_S_L_TB	-	-
Liso	Externo	EXT_L_C	EXT_L_TB	EXT_L_VC	EXT_L_HC
	Semiembutido	SEM_L_C	SEM_L_TB	SEM_L_VC	SEM_L_HC
	Embutido	EMB_L_C	EMB_L_TB	EMB_L_VC	EMB_L_HC
-	Monolítico	MON_S_C_C	MON_S_C_TB	-	-
Chave	Externo	EXT_C_C	EXT_C_TB	EXT_C_VC	EXT_C_HC
	Semiembutido	SEM_C_C	SEM_C_TB	SEM_C_VC	SEM_C_HC
	Embutido	EMB_C_C	EMB_C_TB	EMB_C_VC	EMB_C_HC

Fonte: Autor.

A partir dos mesmos blocos calibrados ao longo do Capítulo 3, multiplicou-se e dividiu-se as áreas das barras de aço, para forçar o tipo de ruína de interesse. Para o caso de ruptura no concreto, multiplicou-se as áreas de todas as armaduras do modelo por quatro, para que essas não escoassem e a ruína do bloco fosse governada pelo concreto.

Para os demais casos de ruína, governados pelas armaduras analisadas, multiplicou-se todas as áreas de aço por quatro, com exceção da armadura a ser investigada, que foi, na verdade, reduzida à metade. Dessa forma, o aumento na área das bitolas de aço eleva a resistência equivalente da armadura, deformando, consequentemente, menos para os mesmos níveis de tensão.

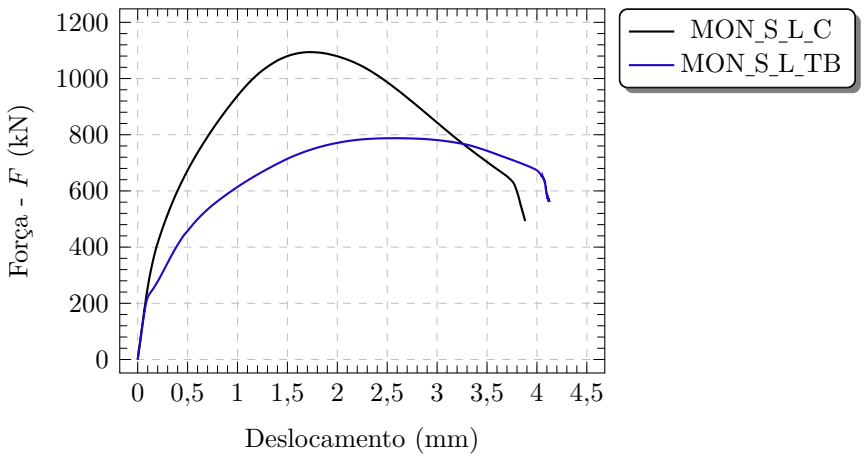
4.2 Resultados

Nesta seção, são apresentados os resultados dos modelos paramétricos. Para cada bloco, são analisadas as curvas força-deslocamento, bielas de compressão, curva força-deformação e distribuição de deformações das principais armaduras.

4.2.1 Monolítico de Referência para a Série Lisa

O bloco monolítico de referência para a série de cálices lisos apresentou comportamento de bloco rígido na situação de força última devido à ruptura do concreto e ao escoamento do tirante principal. Na Figura 4.1, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos monolíticos de referência da série lisa. A força máxima registrada na condição de força última do concreto foi de 1094,08 kN, 38,91% maior que na situação de escoamento do tirante que foi de 787,63 kN.

Figura 4.1 – Curvas força-deslocamento dos blocos monolíticos de referência da série lisa



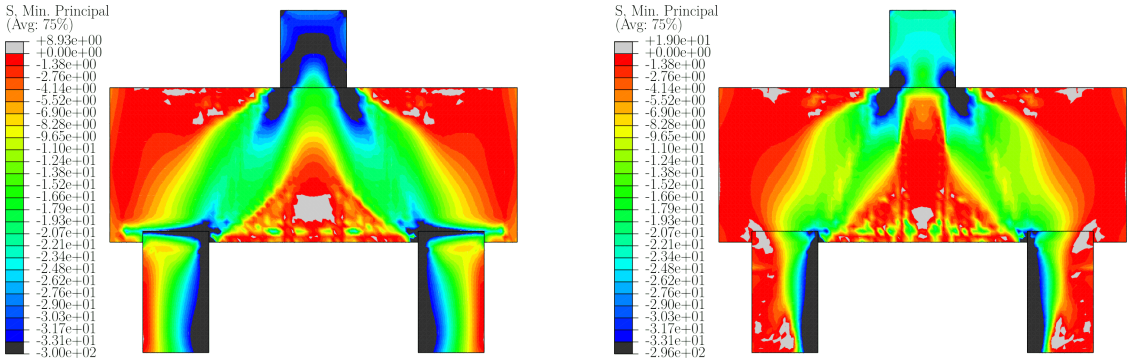
Fonte: Autor.

No instante de força última, as bielas de compressão são ilustradas na Figura 4.2. Nos dois casos, observou-se uma formação de biela a partir do encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 15,2 MPa, para o modelo com ruptura no concreto, e de 12,4 MPa, para o modelo com escoamento do tirante principal. A Tabela 4.2 resume as informações da força última, da força no tirante, da força na biela, do ângulo de inclinação da biela e do valor da tensão na região nodal pilar-bloco.

Na Figura 4.3, tem-se as curvas força-deformação nos tirante principais dos blocos

monolíticos de referência da série lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.2 – Bielas de compressão dos blocos monolíticos de referência da série lisa (MPa)



(a) MON_S_L_C **(b)** MON_S_L_TB

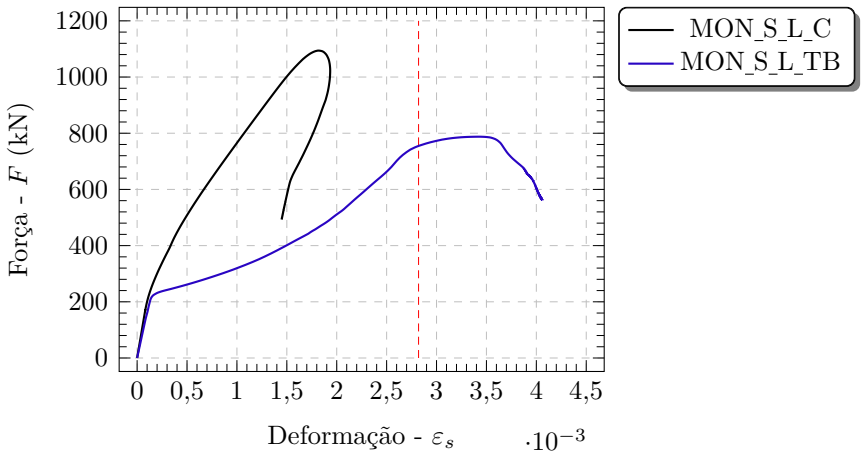
Fonte: Autor.

Tabela 4.2 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
MON_S_L_C	1094,08	389,50	671,54	54,55	73,28
MON_S_L_TB	787,63	76,91	401,25	78,95	36,34

Fonte: Autor.

Figura 4.3 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série lisa



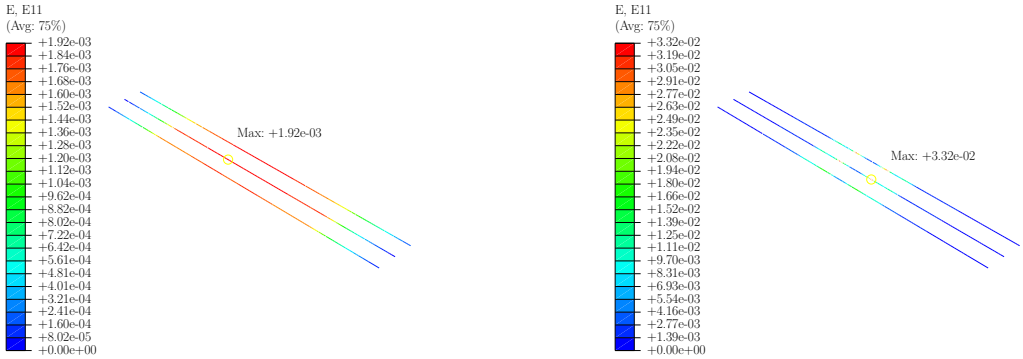
Fonte: Autor.

Na curva força-deformação do modelo MON_S_L_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 220 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso MON_S_L_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

A Figura 4.4 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série lisa para os pontos de máxima deformação no

instante de força última. Percebeu-se, nas duas situações, que a deformação máxima ocorreu na região central do tirante principal, coincidente com a região central do bloco, onde acontece o início do processo de fissuração.

Figura 4.4 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série lisa



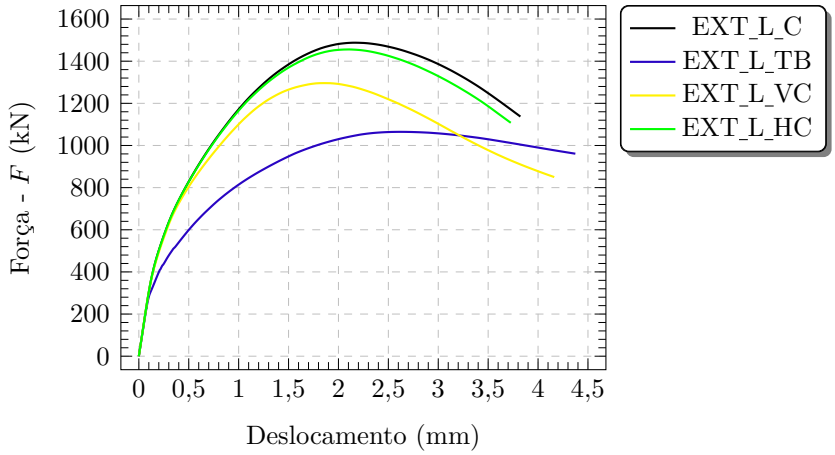
(a) MON_S_L_C **(b)** MON_S_L_TB

Fonte: Autor.

4.2.2 Externo Liso

O bloco com cálice externo de interface lisa apresentou comportamento de bloco rígido em todas as situações de força última. Na Figura 4.5, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos com cálice externo de interface lisa. Observou-se que a redução de maior impacto na força última do bloco foi a da armadura do tirante principal do bloco, seguida da armadura vertical do cálice e, por último, da armadura horizontal do cálice.

Figura 4.5 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice externo de interface lisa



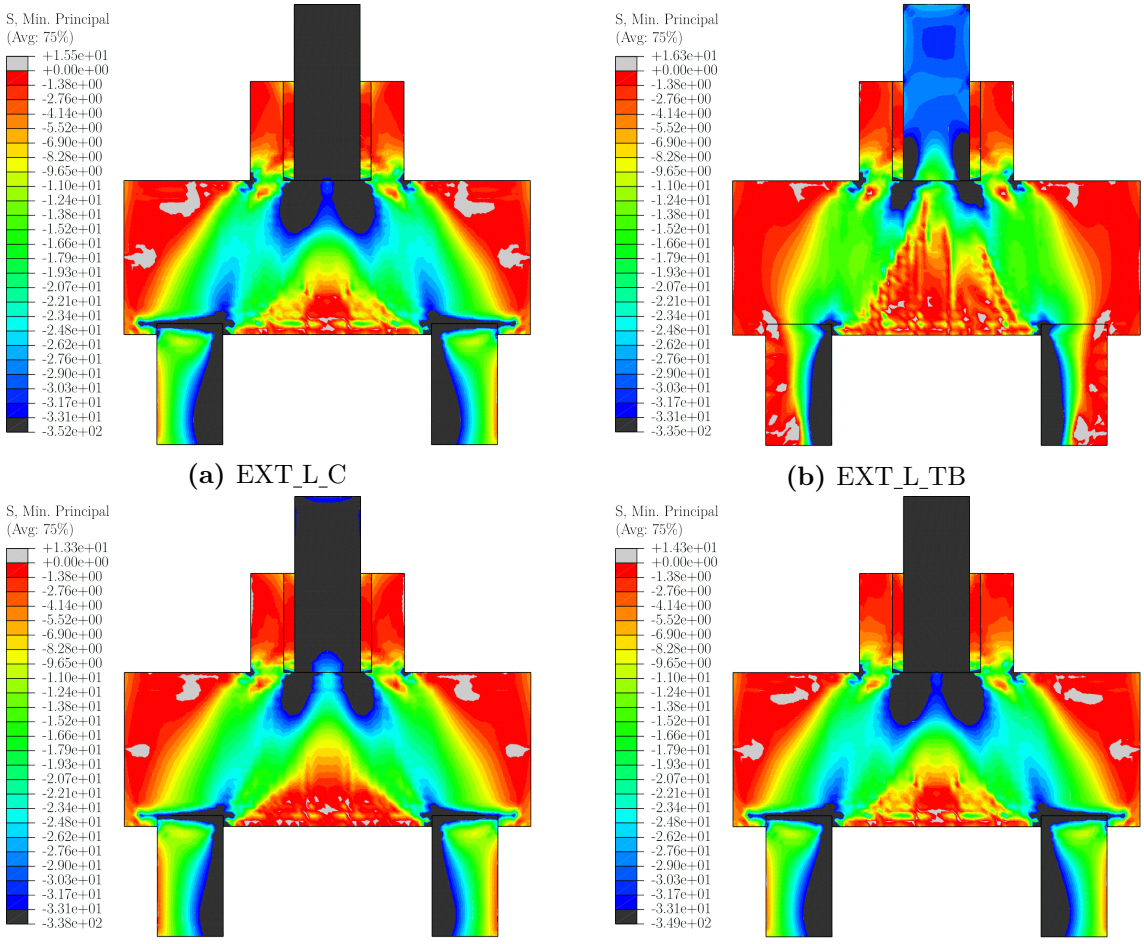
Fonte: Autor.

Na Figura 4.6, tem-se as bielas de compressão dos blocos com cálice externo de interface lisa.

Verificou-se que o bloco EXT_L_TB apresentou bielas diferentes do demais modelos, especialmente no que se refere à área. Em todos os casos, observou-se uma tendência de

formação de biela no encontro pilar-cálice, sendo mais evidente ao final do comprimento de embutimento. Porém, no encontro pilar-bloco, houve maior concentração de tensão. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 16,6 MPa, para o modelo com ruptura no concreto, 13,8 MPa, para o modelo com escoamento do tirante principal, 15,2 MPa, para o modelo com escoamento na armadura vertical, e 16,6 MPa, para a situação de escoamento da armadura horizontal. A Tabela 4.3 resume as informações da força última, da força no tirante, da força na biela, do ângulo de inclinação da biela e do valor da tensão na região nodal pilar-bloco.

Figura 4.6 – Bielas de compressão dos blocos com cálice externo de interface lisa (MPa)



(a) EXT_L_C **(b)** EXT_L_TB

(c) EXT_L_VC **(d)** EXT_L_HC

Fonte: Autor.

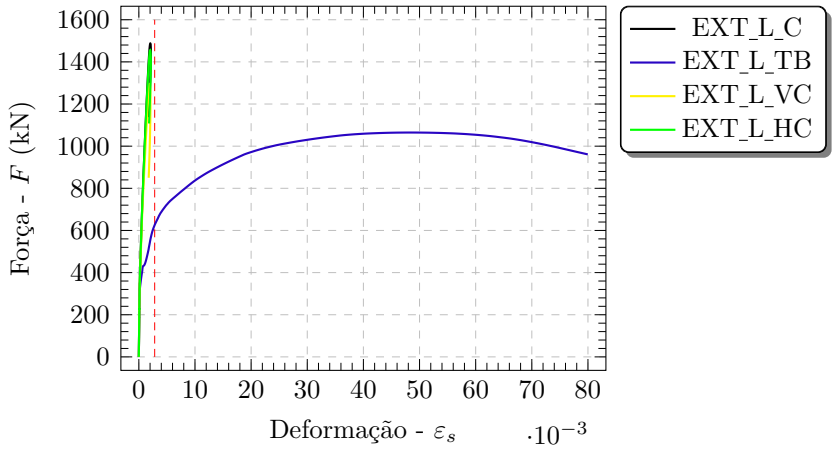
Tabela 4.3 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
EXT_L_C	1487,69	441,03	864,76	59,34	89,36
EXT_L_TB	1064,70	62,73	536,03	83,28	47,98
EXT_L_VC	1295,71	412,90	768,25	57,49	80,98
EXT_L_HC	1455,69	433,80	847,32	59,20	87,68

Fonte: Autor.

Na Figura 4.7, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.7 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface lisa

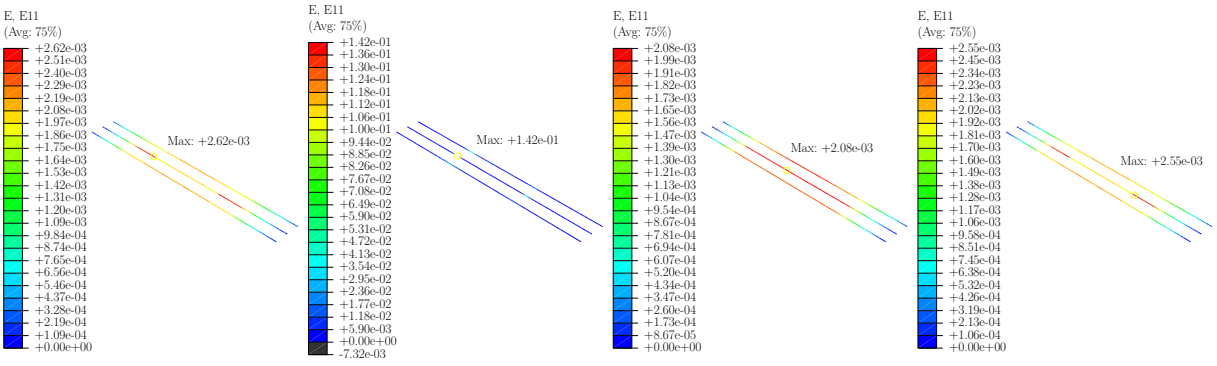


Fonte: Autor.

Na curva força-deformação do tirante do modelo EXT_L_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 400 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso EXT_L_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

A Figura 4.8 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.8 – Distribuição de deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface lisa



(a) EXT_L_C **(b)** EXT_L_TB **(c)** EXT_L_VC **(d)** EXT_L_HC

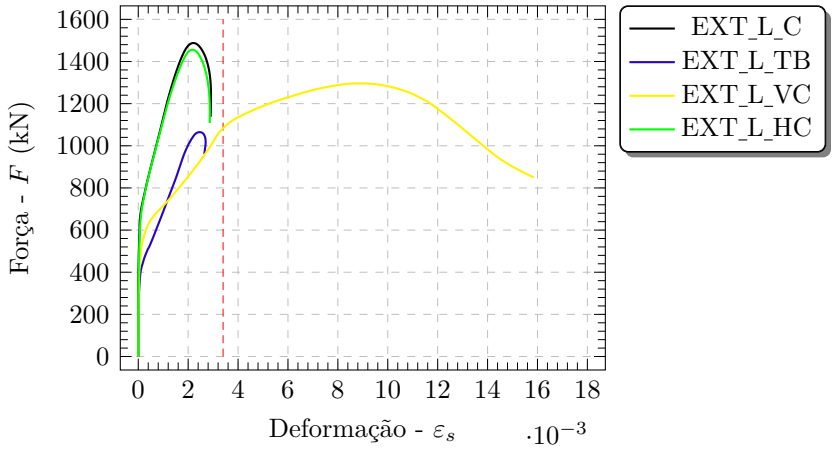
Fonte: Autor.

Conforme a Figura 4.8a e Figura 4.8d, observou-se que o ramo horizontal da armadura vertical do cálice reduziu as deformações centrais do tirante principal do bloco, uma vez que aquele mobilizou tensões de tração nessa região. Esse fato também pôde ser

observado na Figura 4.8b, onde a máxima deformação não ocorreu no meio do tirante, mas, sim, próximo à região da estaca. Já na Figura 4.8c, onde a armadura vertical do cálice foi bastante reduzida, a distribuição das deformações no tirante principal teve máxima no centro e mínima próximo às estacas. Assim, em todos os casos, nota-se a importância das armaduras na região inferior do bloco, mobilizando as tensões de tração que surgem do equilíbrio dos nós nas estacas.

A Figura 4.9 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices externos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.9 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices externos de interface lisa



Fonte: Autor.

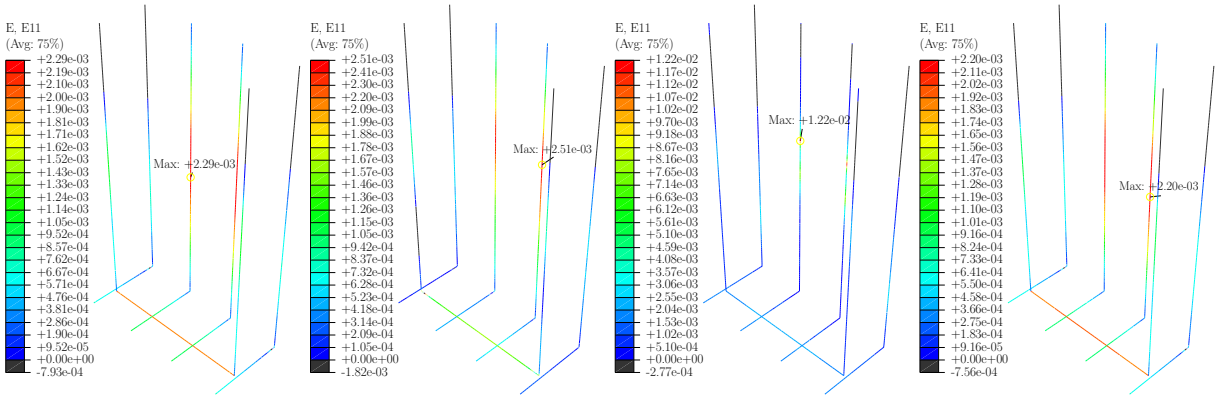
Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura vertical do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Para o modelo EXT_L_TB, EXT_L_VC, EXT_L_HC e EXT_L_C, essas forças foram de 400 kN, de 460 kN, de 650 kN e de 650 kN, respectivamente. Essas situações indicam o instante em que ocorre a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura vertical do cálice, não ocorre a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. No modelo EXT_L_VC, em específico, observou-se que a armadura vertical do cálice escoou antes da força última do bloco.

A Figura 4.10 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices externos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Em todos os modelos, é possível notar tensões de compressão na região superior da armadura vertical, indicando que a transferência de esforços ocorreu desde o encontro pilar-cálice. Além disso, em todos os casos, a máxima deformação ocorreu nos ramos verticais centrais, próxima à região entre o fundo do pilar e início do bloco. Na Figura 4.10a e na Figura 4.10d, a distribuição de deformações ocorreu de forma bem similar, bem como

na Figura 4.10b. No caso da Figura 4.10c, onde as deformações foram maiores, uma vez que está armadura foi consideravelmente reduzida nesse modelo, observou-se que o ponto de máximo é exatamente na interface entre o fundo do pilar e o início do bloco.

Figura 4.10 – Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices externos de interface lisa

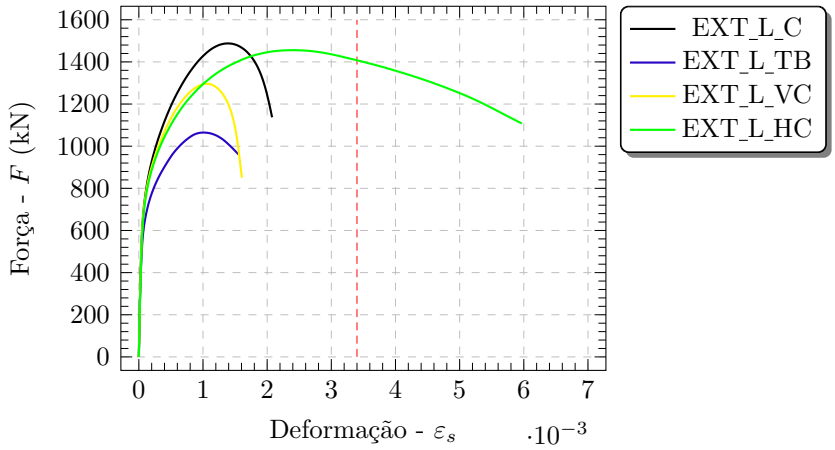


(a) EXT_L_C **(b)** EXT_L_TB **(c)** EXT_L_VC **(d)** EXT_L_HC

Fonte: Autor.

A Figura 4.11 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.11 – Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface lisa

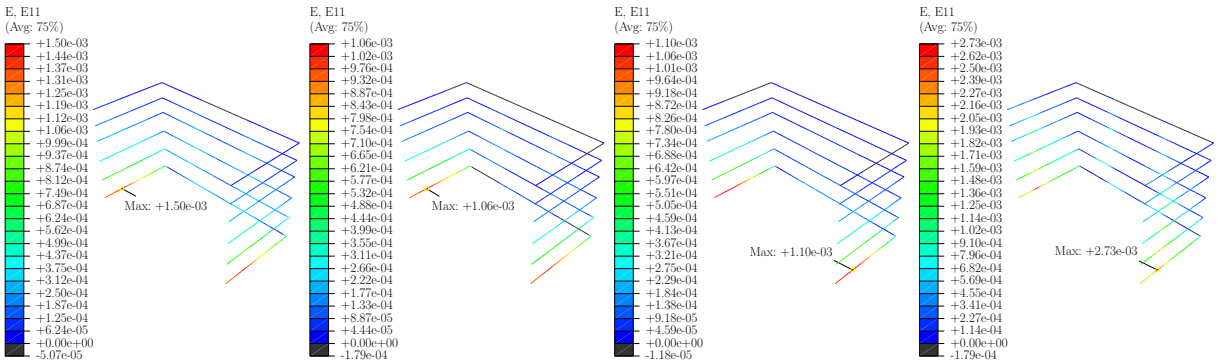


Fonte: Autor.

Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura horizontal do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Apesar da redução em metade da área, a armadura horizontal do cálice do modelo EXT_L_HC não chegou a escoar antes da força última, indicando que a armadura foi pouco solicitada.

A Figura 4.12 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.12 – Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface lisa



(a) EXT_L_C **(b)** EXT_L_TB **(c)** EXT_L_VC **(d)** EXT_L_HC

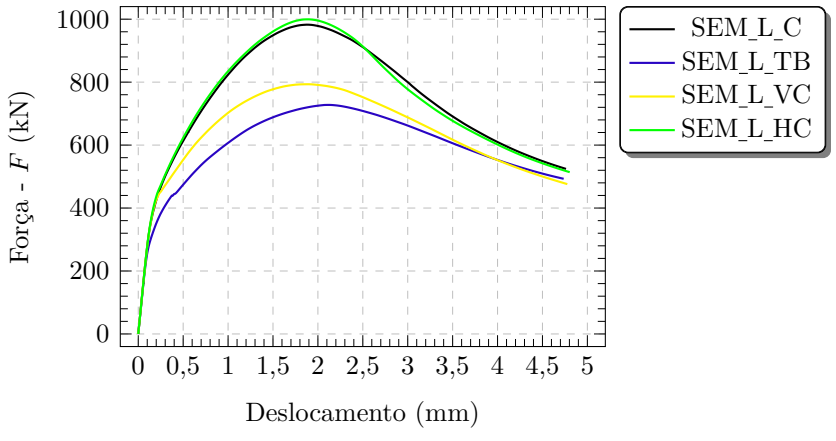
Fonte: Autor.

Verificou-se deformações majoritariamente de compressão nos ramos longitudinais ao bloco e deformações de tração nos ramos transversais ao bloco. A distribuição de deformações foi semelhante em todos os modelos, ou seja, independentemente do tipo de ruína. Observou-se deformações de tração menores nas barras superiores que vão aumentando à medida que as barras se aproximam mais da região inferior, justamente onde começa a formação das bielas. Em todos os modelos, a deformação máxima ocorreu na última barra, próximo ao eixo de simetria do modelo.

4.2.3 Semiembutido Liso

O bloco com cálice semiembutido de interface lisa apresentou comportamento de bloco rígido em todas as situações de força última. Na Figura 4.13, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa. Observou-se que a redução de maior impacto na força última do bloco foi a da armadura do tirante principal do bloco, seguida da armadura vertical do cálice. Já a redução da armadura horizontal do cálice provocou um pequeno aumento da força última do modelo.

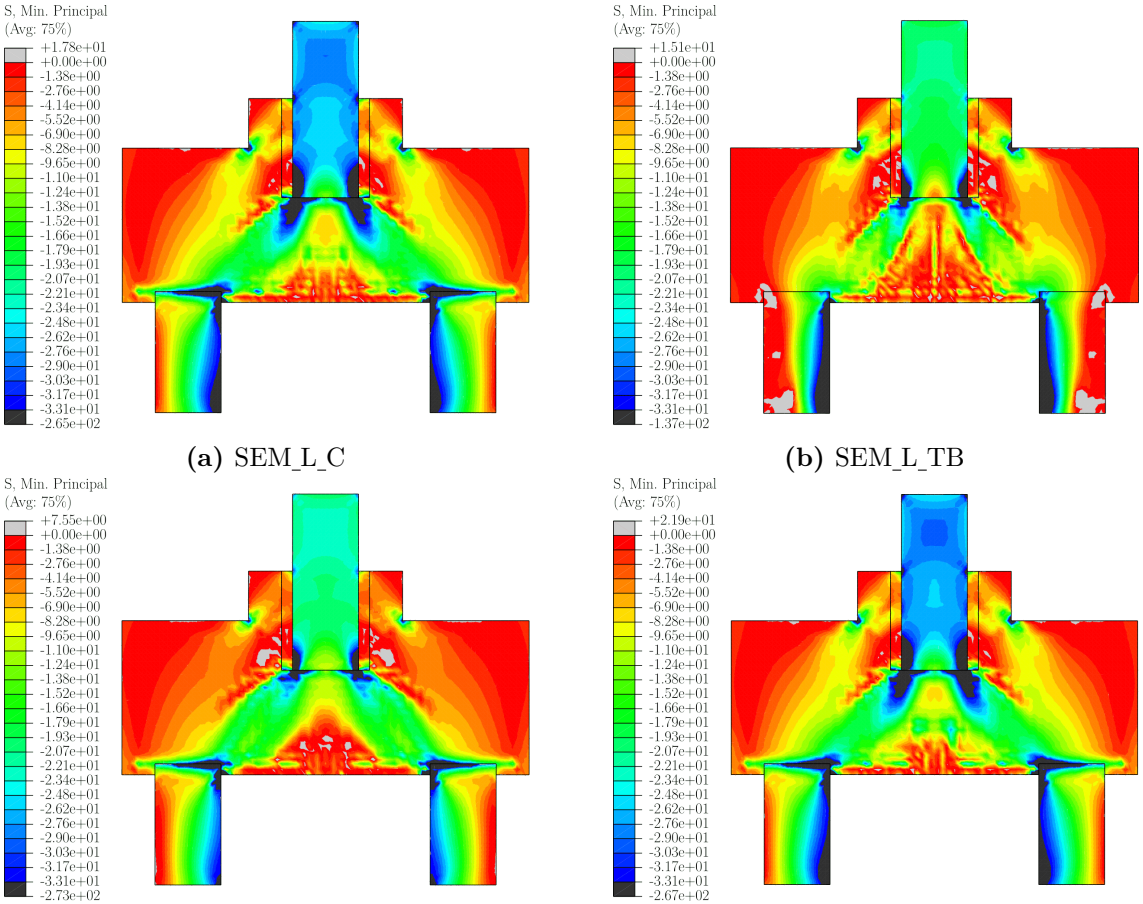
Figura 4.13 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa



Fonte: Autor.

Na Figura 4.14, tem-se as bielas de compressão dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa.

Figura 4.14 – Bielas de compressão dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa (MPa)



(a) SEM_L_C **(b)** SEM_L_TB

(c) SEM_L_VC **(d)** SEM_L_HC

Fonte: Autor.

Verificou-se que o bloco SEM_L_TB apresentou bielas diferentes do demais modelos, especialmente no que se refere à área. Observou-se uma forte tendência de formação de biela no encontro pilar-cálice, sendo mais evidente ao final do comprimento de embutimento. Apesar disso, a maior concentração e formação de biela ocorreu no encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 16,6 MPa, para o modelo com ruptura no concreto, 11,0 MPa, para o modelo com escoamento do tirante principal, 15,2 MPa, para o modelo com escoamento na armadura vertical, e 16,6 MPa, para a situação de escoamento da armadura horizontal. A Tabela 4.4 resume as informações da força última, da força no tirante, da força na biela, do ângulo de inclinação da biela e do valor da tensão na região nodal pilar-bloco.

Na Figura 4.15, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última. Na curva força-deformação do tirante do modelo SEM_L_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 360 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso

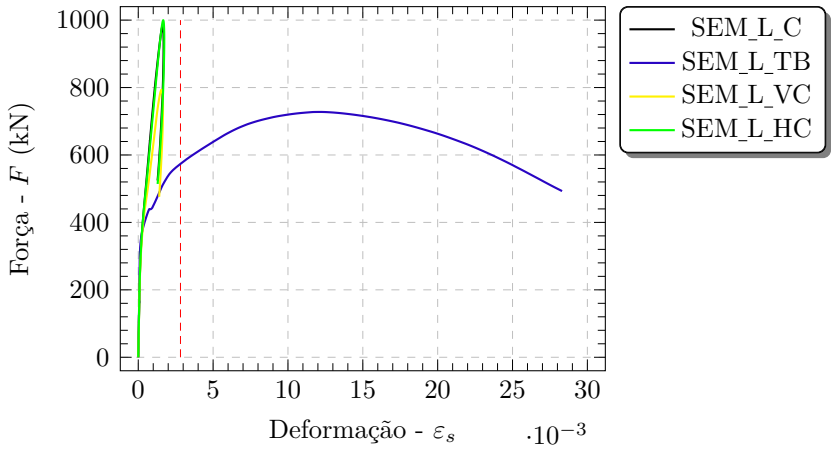
SEM_L_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

Tabela 4.4 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
SEM_L_C	982,52	350,07	603,23	54,53	65,84
SEM_L_TB	727,63	66,16	369,78	79,69	33,41
SEM_L_VC	793,29	349,83	528,87	48,59	62,68
SEM_L_HC	999,53	373,94	624,17	53,20	69,29

Fonte: Autor.

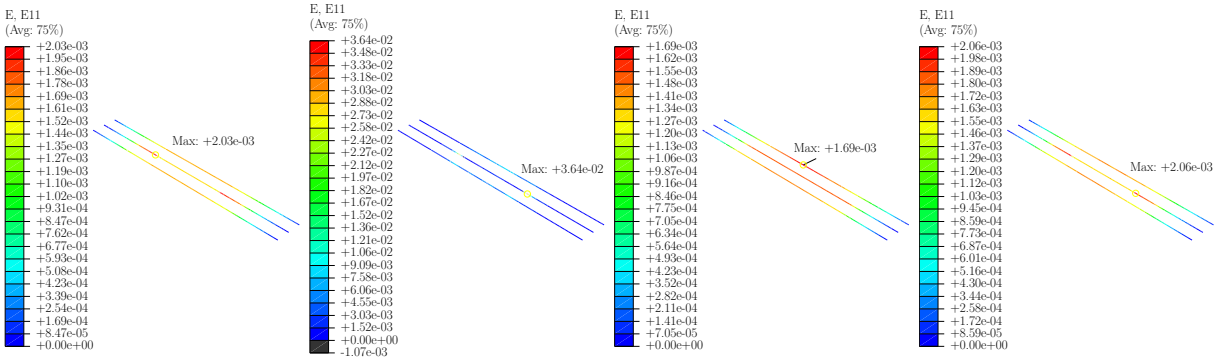
Figura 4.15 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa



Fonte: Autor.

A Figura 4.16 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.16 – Distribuição de deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface lisa



(a) SEM_L_C **(b)** SEM_L_TB **(c)** SEM_L_VC **(d)** SEM_L_HC

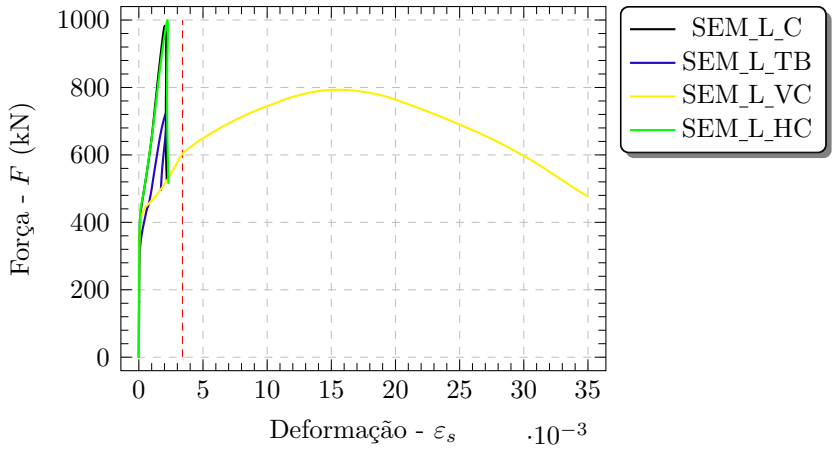
Fonte: Autor.

Conforme a Figura 4.16a e Figura 4.16d, observou-se que o ramo horizontal da armadura vertical do cálice reduziu as deformações centrais do tirante principal do bloco,

uma vez que aquele mobilizou tensões de tração nessa região. Esse fato também pôde ser observado na Figura 4.16b, onde a máxima deformação não ocorreu no meio do tirante, mas, sim, próximo à região da estaca. Já na Figura 4.16c, onde a armadura vertical do cálice foi bastante reduzida, a distribuição das deformações no tirante principal teve máxima no centro e mínima próximo às estacas. Assim, em todos os casos, nota-se a importância das armaduras na região inferior do bloco, mobilizando as tensões de tração que surgem do equilíbrio dos nós nas estacas.

A Figura 4.17 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.17 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface lisa



Fonte: Autor.

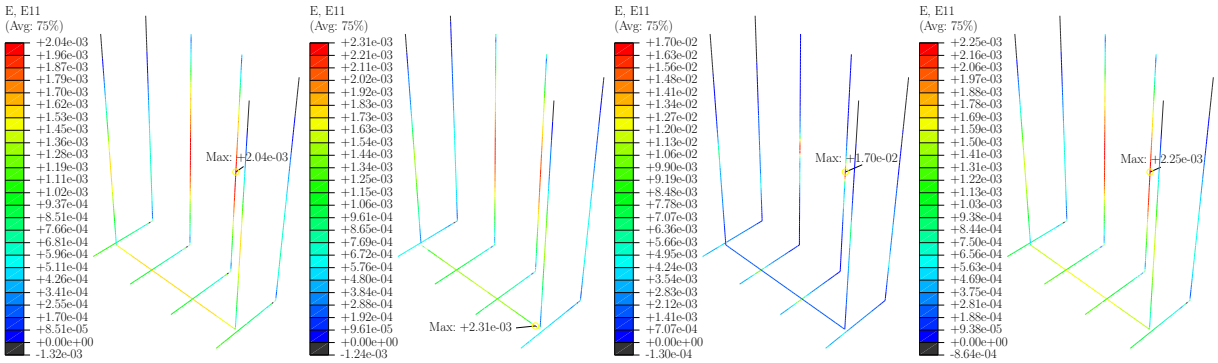
Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura vertical do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Para o modelo SEM_L_TB, SEM_L_VC, SEM_L_HC e SEM_L_C, essas forças foram de 360 kN, de 400 kN, de 440 kN e de 440 kN, respectivamente. Essa situação indica o instante da ruptura do maciço de concreto da porção inferior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorre a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. No modelo SEM_L_VC, em específico, a armadura vertical do cálice escoou antes da força última do bloco.

A Figura 4.18 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Em todos os modelos, é possível notar tensões de compressão na região superior da armadura vertical, indicando que as transferências de esforços ocorreram desde o encontro pilar-cálice. Além disso, em quase todos os casos, a máxima deformação ocorreu nos ramos verticais centrais, próxima à região entre o fundo do pilar e início do bloco. Com exceção

do modelo SEM_L_TB, em que a máxima deformação ocorreu no ramo horizontal, uma vez que o tirante principal nesse modelo, foi consideravelmente reduzido. Na Figura 4.18a e na Figura 4.18d, a distribuição de deformações ocorreu de forma bem similar, bem como na Figura 4.18b. No caso da Figura 4.18c, onde as deformações foram maiores, uma vez que está armadura foi consideravelmente reduzida nesse modelo, observou-se que o ponto de máximo é exatamente na interface entre o fundo do pilar e o início do bloco.

Figura 4.18 – Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface lisa

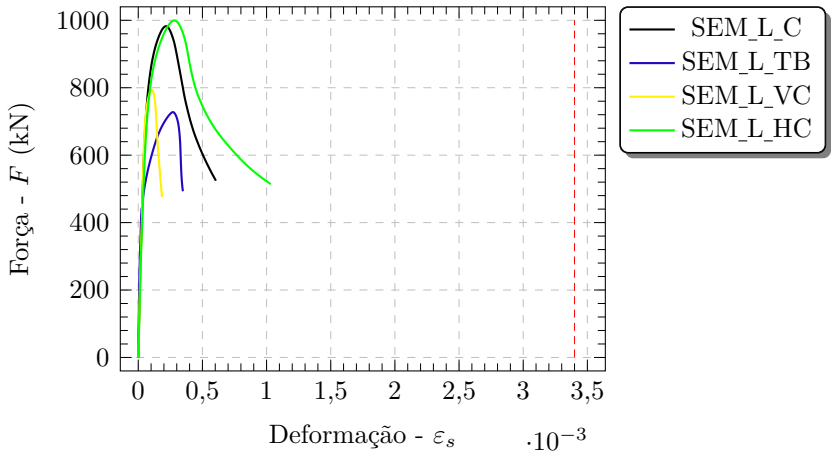


(a) SEM_L_C **(b)** SEM_L_TB **(c)** SEM_L_VC **(d)** SEM_L_HC

Fonte: Autor.

A Figura 4.19 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.19 – Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface lisa

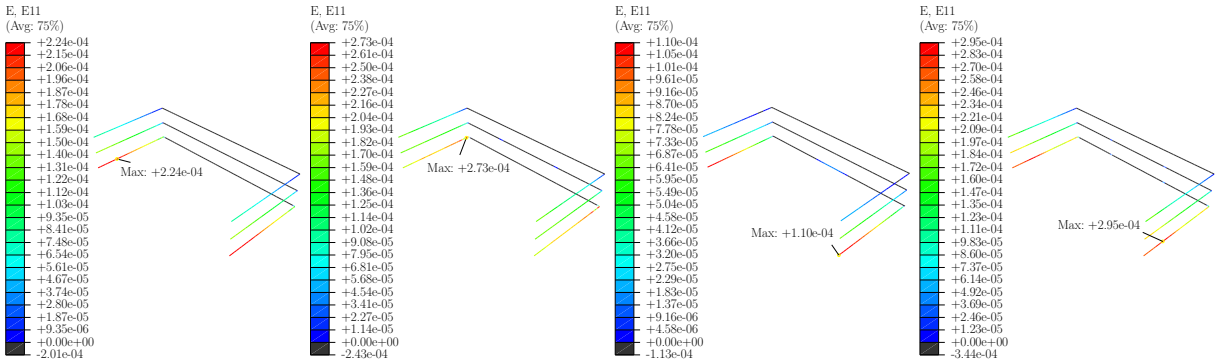


Fonte: Autor.

Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura horizontal do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Apesar da redução em metade da área, a armadura horizontal do cálice do modelo SEM_L_HC não chegou a escoar antes da força última, indicando que a armadura foi pouco solicitada.

A Figura 4.20 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.20 – Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface lisa



(a) SEM_L_C **(b)** SEM_L_TB **(c)** SEM_L_VC **(d)** SEM_L_HC

Fonte: Autor.

Verificou-se deformações majoritariamente de compressão nos ramos longitudinais ao bloco e deformações de tração nos ramos transversais ao bloco. A distribuição de deformações foi semelhante em todos os modelos, ou seja, independentemente do tipo de ruína. Observou-se deformações de tração menores nas barras superiores que vão aumentando à medida que as barras se aproximam mais da região inferior, justamente onde começa a formação das bielas. Em todos os modelos, a deformação máxima ocorreu na última barra.

4.2.4 Embutido Liso

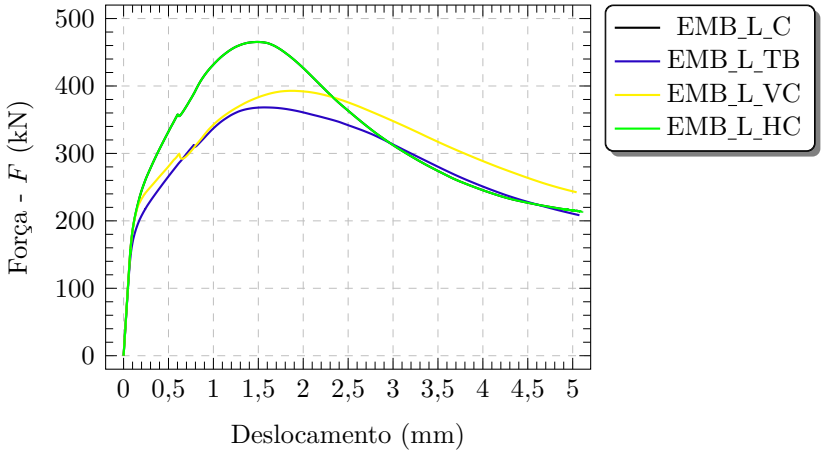
O bloco com cálice embutido de interface lisa foi o único que apresentou comportamento de bloco flexível, independentemente da situação de ruína. Na Figura 4.21, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos com cálice embutido de interface lisa. Observou-se que a redução de maior impacto na força última do bloco foi a da armadura do tirante principal do bloco, seguida da armadura vertical do cálice. Já a redução da armadura horizontal do cálice não alterou a curva força-deslocamento do modelo quanto comparado ao modelo com ruptura no concreto.

Na Figura 4.22, tem-se as bielas de compressão dos blocos com cálice embutido de interface lisa.

Diferente dos casos anteriores, nos blocos com cálices embutidos lisos não se formaram bielas nítidas de compressão, uma vez que a maior parte dos esforços foi transferida diretamente para o fundo do pilar, na região pilar-bloco. Verificou-se ainda que o bloco EMB_L_TB apresentou bielas diferentes do demais modelos. A Tabela 4.5 resume as informações da força última, da força no tirante, da força na biela, do ângulo

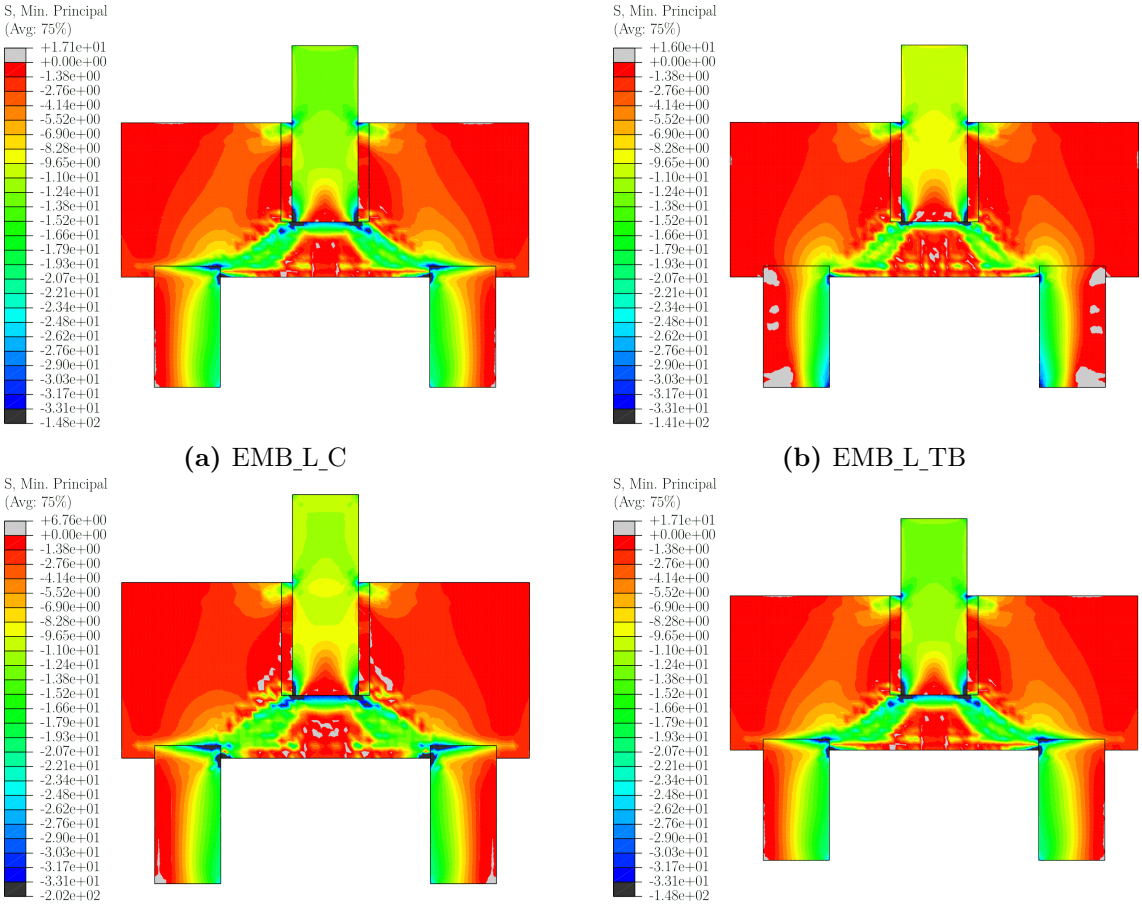
de inclinação da suposta biela e do valor da tensão na região nodal pilar-bloco.

Figura 4.21 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice embutido de interface lisa



Fonte: Autor.

Figura 4.22 – Bielas de compressão dos blocos com cálice embutido de interface lisa (MPa)



(a) EMB_L_C **(b)** EMB_L_TB

(c) EMB_L_VC **(d)** EMB_L_HC

Fonte: Autor.

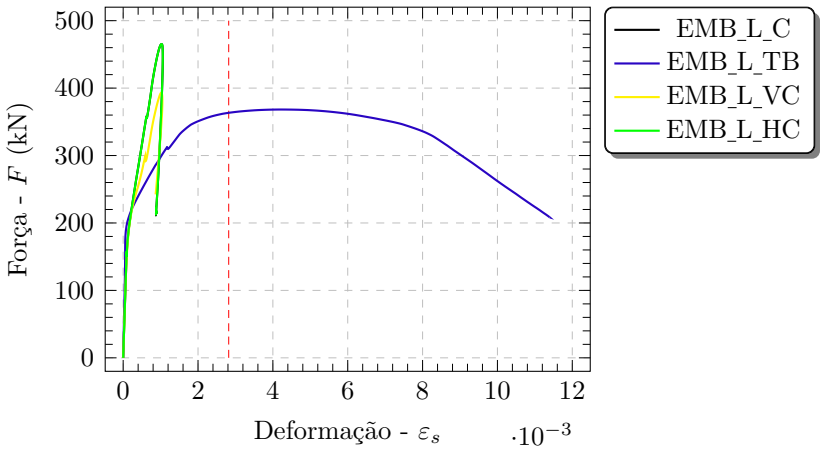
Na Figura 4.23, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Tabela 4.5 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
EMB_L_C	465,30	220,53	320,56	46,53	39,26
EMB_L_TB	368,24	59,31	193,44	72,15	18,06
EMB_L_VC	392,79	221,09	295,72	41,61	39,58
EMB_L_HC	465,30	223,32	322,48	46,17	39,73

Fonte: Autor.

Figura 4.23 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface lisa



Fonte: Autor.

Na curva força-deformação do tirante do modelo EMB_L_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 200 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso EMB_L_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

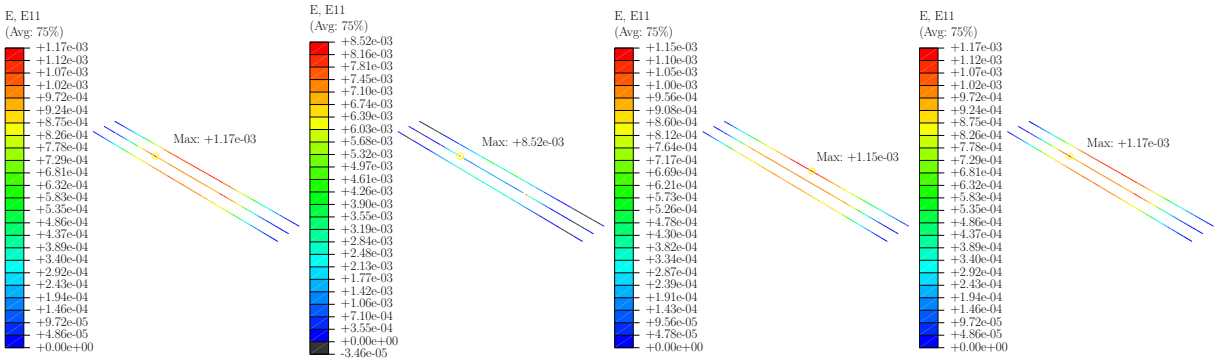
A Figura 4.24 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Conforme a Figura 4.24a e Figura 4.24d, observou-se que o ramo horizontal da armadura vertical do cálice reduziu as deformações centrais do tirante principal do bloco, uma vez que aquele mobilizou tensões de tração nessa região. Esse fato também pôde ser observado na Figura 4.24b, onde a máxima deformação não ocorreu no meio do tirante, mas, sim, próximo à região da estaca. Já na Figura 4.24c, onde a armadura vertical do cálice foi bastante reduzida, a distribuição das deformações no tirante principal teve máxima no centro e mínima próximo às estacas. Assim, em todos os casos, nota-se a importância das armaduras na região inferior do bloco, mobilizando as tensões de tração que surgem do equilíbrio dos nós nas estacas.

A Figura 4.25 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras verticais dos

cálices embutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

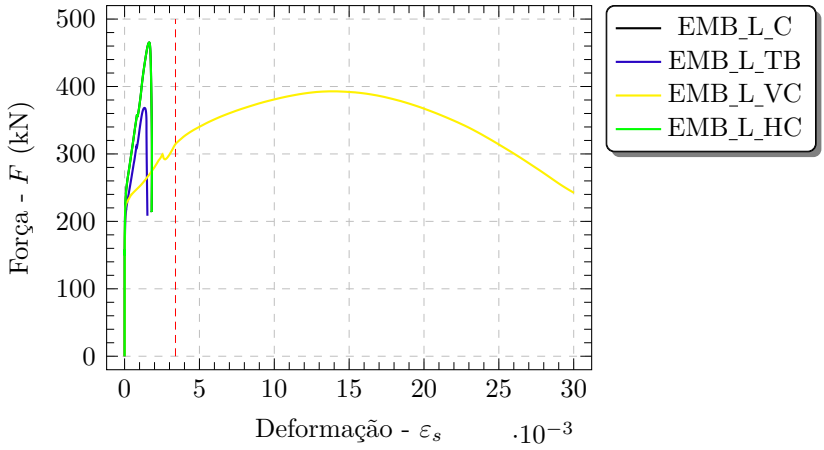
Figura 4.24 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface lisa



(a) EMB_L_C **(b)** EMB_L_TB **(c)** EMB_L_VC **(d)** EMB_L_HC

Fonte: Autor.

Figura 4.25 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices embutidos lisos



Fonte: Autor.

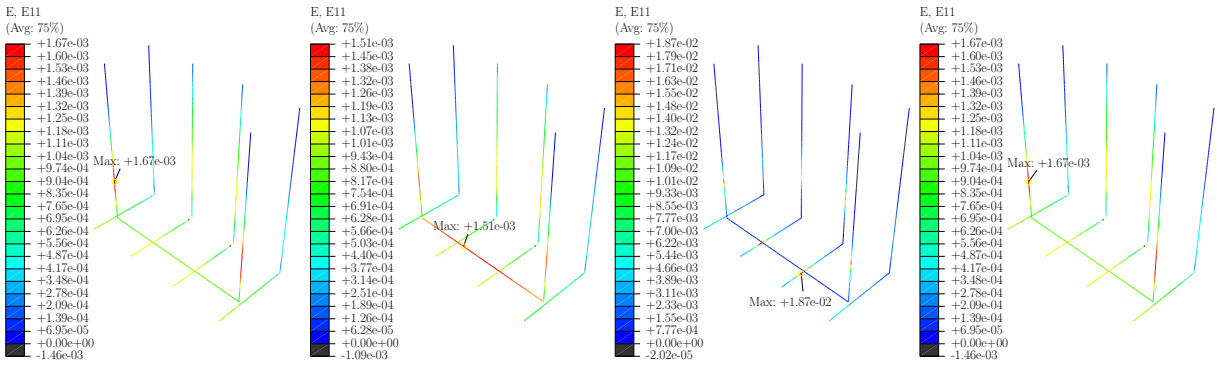
Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura vertical do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Para o modelo EMB_L_TB, EMB_L_VC, EMB_L_HC e EMB_L_C, as forças foram de 200 kN, de 220 kN, de 240 kN e de 240 kN, respectivamente. Essa situação indica o instante da ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorre a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. No modelo EMB_L_VC, em específico, a armadura vertical do cálice escoou antes da força última do bloco.

A Figura 4.26 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Diferentemente dos modelos anteriores, só é possível notar tensões de compressão na região superior da armadura vertical no modelo EMB_L_VC. Porém, em todos os casos,

a máxima deformação ocorreu nos ramos verticais centrais, próxima à região entre o fundo do pilar e início do bloco. Na Figura 4.26a e na Figura 4.26d, a distribuição de deformações ocorreu de forma bem similar. Novamente, nota-se à importância de armadura na região inferior do bloco, devido ao fato do modelo Figura 4.26b apresentar maiores deformações na região do tirante principal, justamente no modelo onde essa armadura é reduzida.

Figura 4.26 – Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices embutidos liso

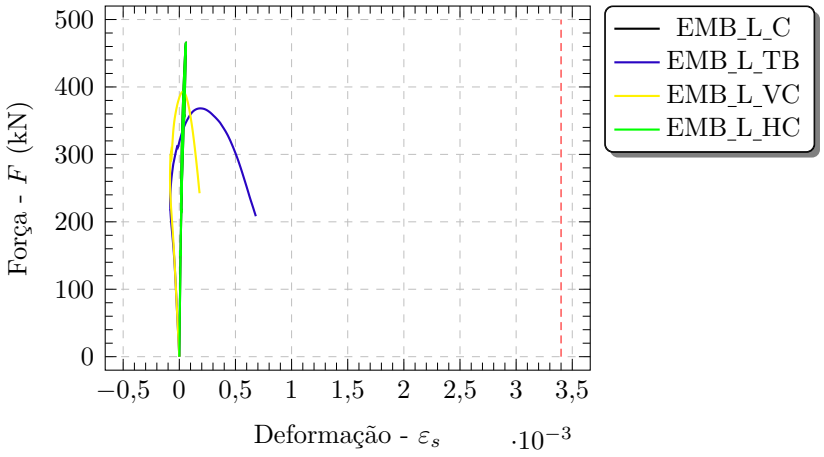


(a) EMB_L_C **(b)** EMB_L_TB **(c)** EMB_L_VC **(d)** EMB_L_HC

Fonte: Autor.

A Figura 4.27 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.27 – Curvas força-deformação nas armaduras horizontal dos cálices embutidos lisos

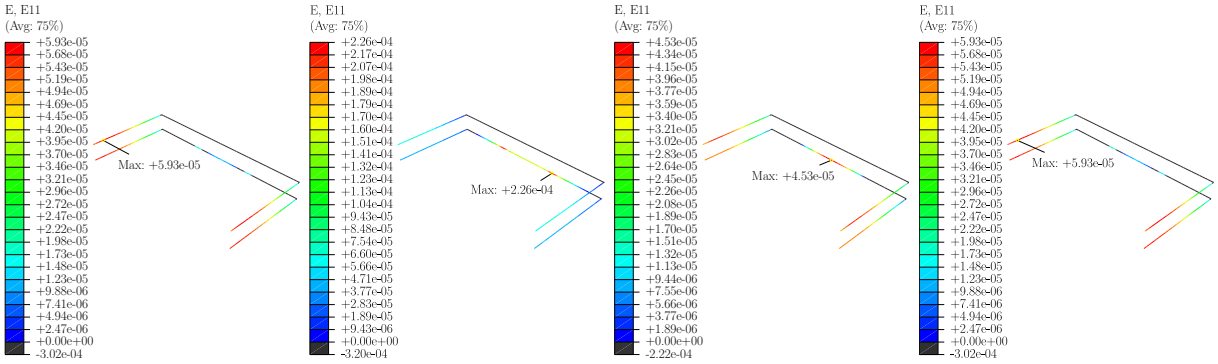


Fonte: Autor.

Para os modelos EMB_L_TB e EMB_L_VC, as armadura horizontais apresentaram encurtamento aproximadamente linear, até a faixa de 240 kN, quando inverteram as deformações e passaram a alongar. Esse comportamento não foi observado nos modelos EMB_L_C e EMB_L_HC. Além disso, em nenhum caso a armadura horizontal do cálice chegou a escoar antes de força última do bloco, indicando que a armadura foi pouco solicitada.

A Figura 4.28 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface lisa para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.28 – Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface lisa



(a) EMB_L_C **(b)** EMB_L_TB **(c)** EMB_L_VC **(d)** EMB_L_HC

Fonte: Autor.

Diferente dos modelos anteriores, os ramos longitudinais ao bloco apresentaram, além de encurtamentos, deformações de tração. Seguindo as curvas força-deformação, os modelos EMB_L_TB e EMB_L_VC tiveram a mesma distribuição de deformações, bem como os modelos EMB_L_C e EMB_L_HC. Os mesmo vale para a posição das deformações máximas.

4.2.5 Monolítico de Referência para a Série com Chave de Cisalhamento

O bloco monolítico de referência para a série de cálices com chave de cisalhamento apresentou comportamento de bloco rígido na situação de força última devido à ruptura do concreto e ao escoamento do tirante principal. Na Figura 4.29, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento. A força máxima registrada na condição de ruptura do concreto foi de 1059,2 kN, 36,3% maior que na situação de escoamento do tirante que foi de 777,29 kN.

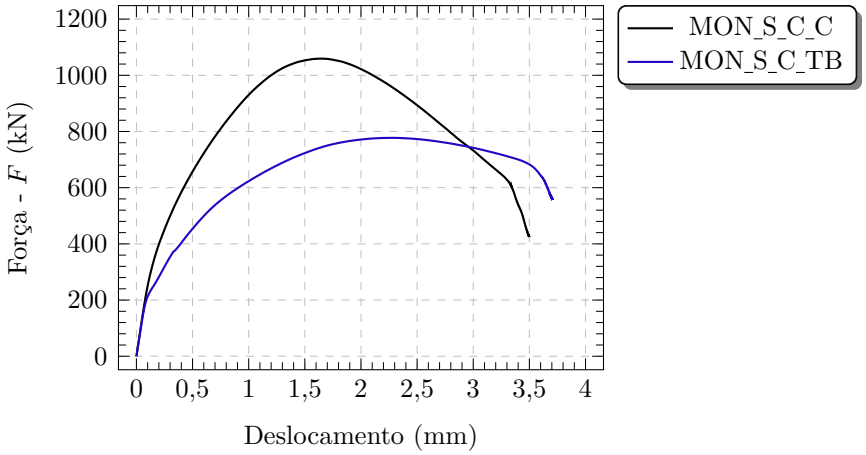
Na Figura 4.30, tem-se as bielas de compressão dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento.

Nos dois casos, observou-se uma formação de biela a partir do encontro pilar-bloco. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 15,2 MPa, para o modelo com ruptura no concreto, e de 13,8 MPa, para o modelo com escoamento do tirante principal. A Tabela 4.6 resume as informações da força última, da força no tirante, da força na biela, do ângulo de inclinação da biela e do valor da tensão na região nodal pilar-bloco.

Na Figura 4.31, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento para os pontos de máxima

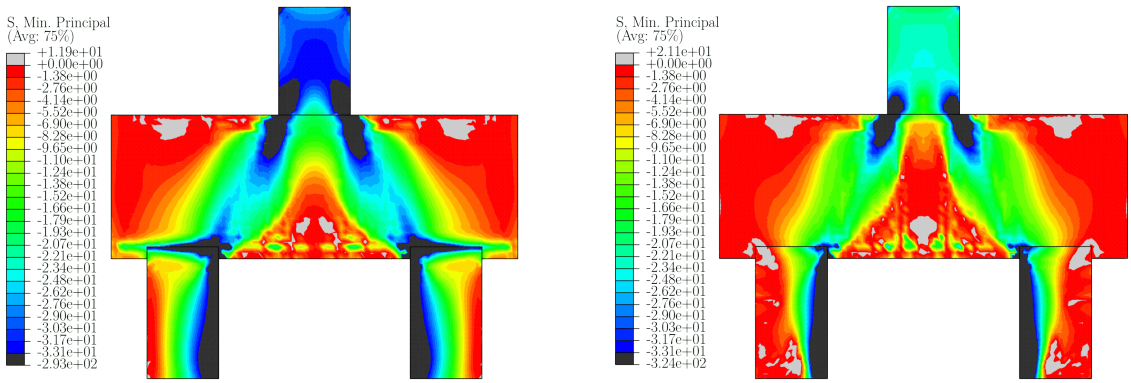
deformação no instante de força última.

Figura 4.29 – Curvas força-deslocamento dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

Figura 4.30 – Bielas de compressão dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento (MPa)



(a) MON_S_C_C **(b)** MON_S_C_TB

Fonte: Autor.

Tabela 4.6 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

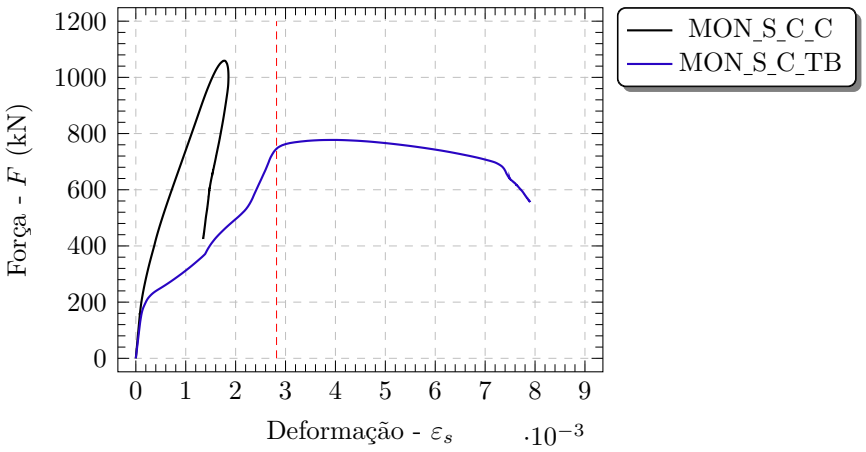
Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
MON_S_C_C	1059,22	380,28	652,00	54,32	71,35
MON_S_C_TB	777,29	77,85	396,37	78,67	35,93

Fonte: Autor.

Na curva força-deformação do modelo MON_S_C_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 180 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso MON_S_C_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

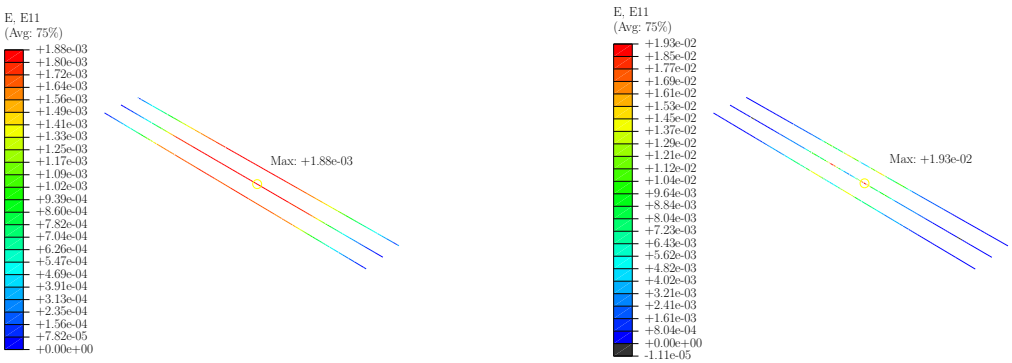
A Figura 4.32 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.31 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

Figura 4.32 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos monolíticos de referência da série com chave de cisalhamento



(a) MON_S_C_C **(b)** MON_S_C_TB

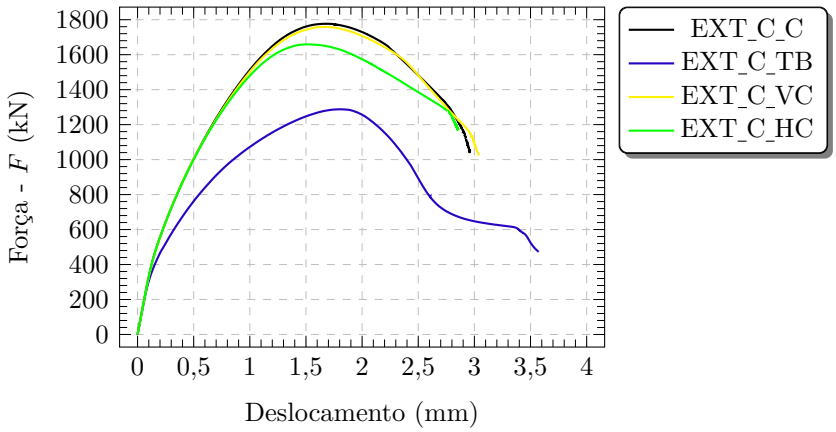
Fonte: Autor.

Percebeu-se, nas duas situações, que a deformação máxima ocorreu na região central do tirante principal, coincidente com a região central do bloco, onde tem-se o início do processo de fissuração.

4.2.6 Externo Chave

O bloco com cálice externo de interface com chave de cisalhamento apresentou comportamento de bloco rígido em todas as situações de força última. Na Figura 4.33, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento. Observou-se que a redução de maior impacto na força última do bloco foi a da armadura do tirante principal do bloco, seguida da armadura vertical do cálice e, por último, da armadura horizontal do cálice.

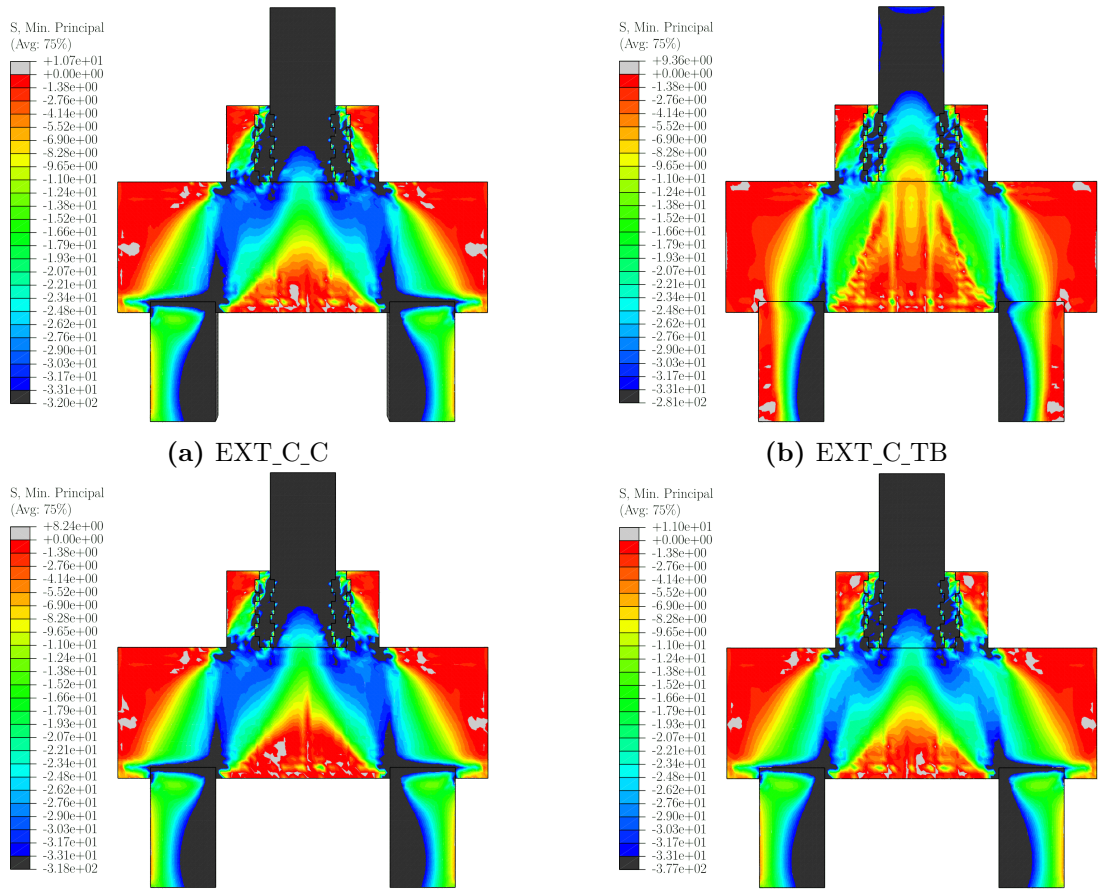
Figura 4.33 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

Na Figura 4.34, tem-se as bielas de compressão dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento.

Figura 4.34 – Bielas de compressão dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento (MPa)



(a) EXT_C_C **(b)** EXT_C_TB

(c) EXT_C_VC **(d)** EXT_C_HC

Fonte: Autor.

Diferente dos modelos com cálices lisos, observou-se que a utilização de chaves de cisalhamento na conformação superficial das interfaces garante uma melhor e mais eficiente

transferência de esforços ao longo do comprimento de embutimento. Verificou-se ainda que o bloco EXT_C_TB apresentou bielas diferentes do demais modelos, especialmente no que se refere à área. Em todos os casos, formaram-se bielas desdo o contato pilar-cálice. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 24,8 MPa, para o modelo com ruptura no concreto, 15,2 MPa, para o modelo com escoamento do tirante principal, 24,8 MPa, para o modelo com escoamento na armadura vertical, e 23,4 MPa, para a situação de escoamento da armadura horizontal. A Tabela 4.7 resume as informações de força última, força no tirante, força na biela, ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco.

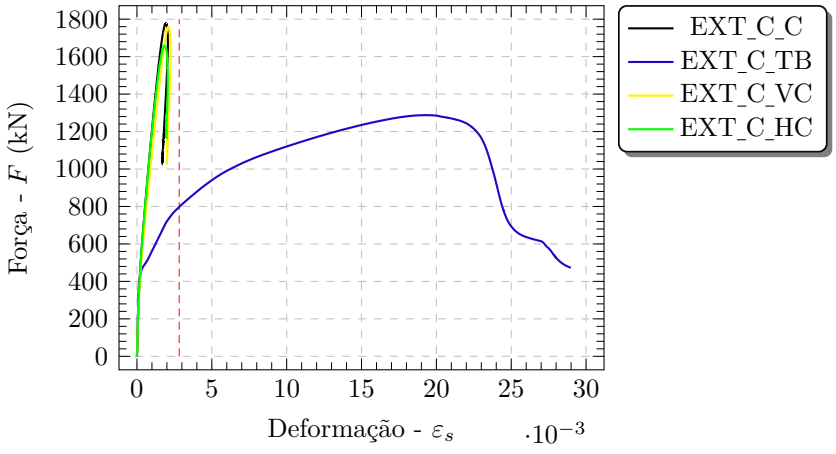
Tabela 4.7 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
EXT_C_C	1776,66	419,71	982,49	64,71	96,59
EXT_C_TB	1287,48	54,69	646,06	85,14	57,63
EXT_C_VC	1758,85	456,17	990,69	62,58	99,20
EXT_C_HC	1658,80	424,22	931,59	62,91	93,01

Fonte: Autor.

Na Figura 4.35, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.35 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento

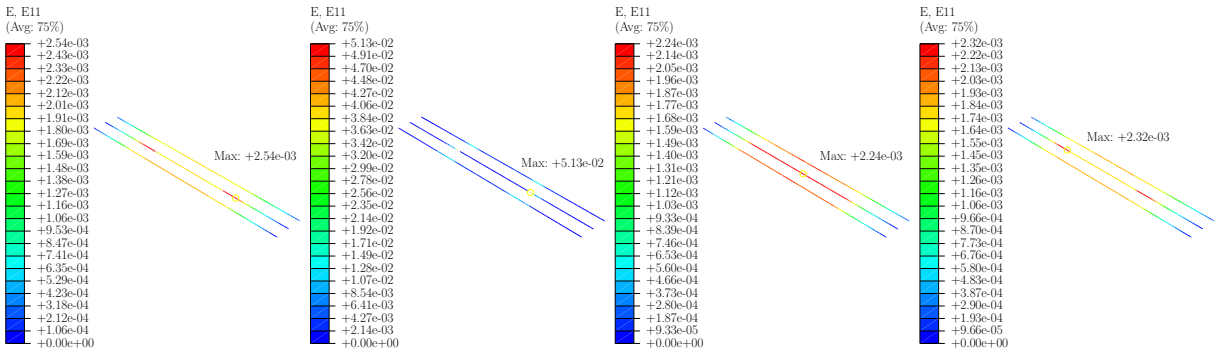


Fonte: Autor.

Na curva força-deslocamento do modelo EXT_C_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 480 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso EXT_C_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

A Figura 4.36 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.36 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice externo de interface com chave de cisalhamento



(a) EXT_C_C **(b)** EXT_C_TB **(c)** EXT_C_VC **(d)** EXT_C_HC

Fonte: Autor.

Conforme a Figura 4.36a e Figura 4.36d, observou-se que o ramo horizontal da armadura vertical do cálice reduziu as deformações centrais do tirante principal do bloco, uma vez que aquele mobilizou tensões de tração nessa região. Esse fato também pôde ser observado na Figura 4.36b, onde a máxima deformação não ocorreu no meio do tirante, mas, sim, próximo à região da estaca. Já na Figura 4.36c, onde a armadura vertical do cálice foi bastante reduzida, a distribuição das deformações no tirante principal teve máxima no centro e mínima próximo às estacas. Assim, em todos os casos, nota-se a importância das armaduras na região inferior do bloco, mobilizando as tensões de tração que surgem do equilíbrio dos nós nas estacas.

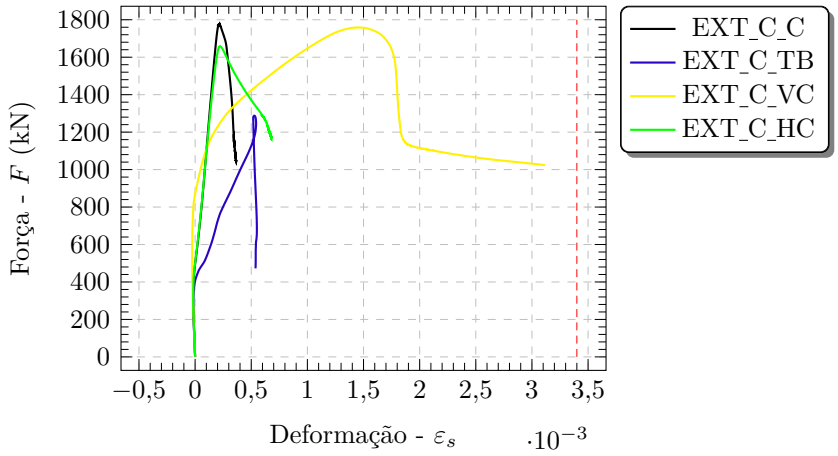
A Figura 4.37 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Em todos os modelos, observou-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura, devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. Porém, existe uma força específica em que a armadura vertical do cálice passa a apresentar alongamentos, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Para o modelo EXT_C_TB, EXT_L_VC, EXT_C_C e EXT_C_HC, essas forças foram de 400 kN, de 480 kN, de 480 kN e de 880 kN, respectivamente. Essa situação indica o instante de ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorre a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. Apesar da redução em metade da área, a armadura vertical do cálice no modelo EXT_C_VC não chegou a escoar antes da força última.

A Figura 4.38 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima

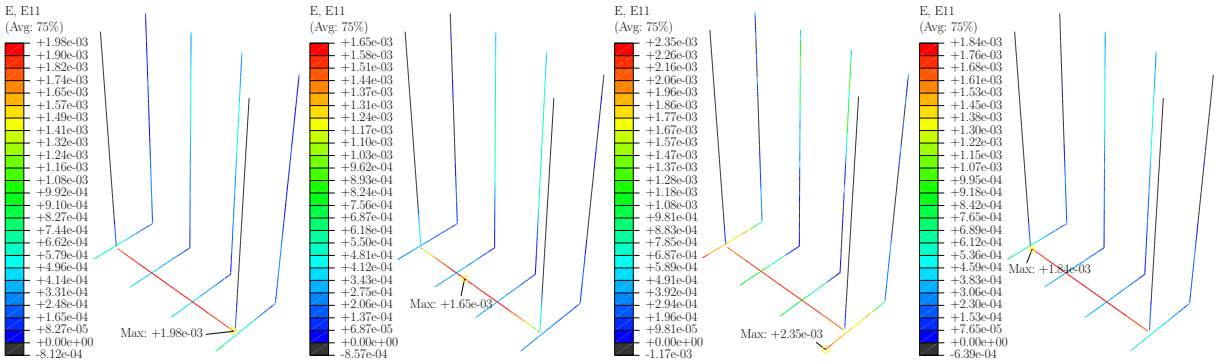
deformação no instante de força última.

Figura 4.37 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

Figura 4.38 – Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento



(a) EXT_C_C **(b)** EXT_C_TB **(c)** EXT_C_VC **(d)** EXT_C_HC

Fonte: Autor.

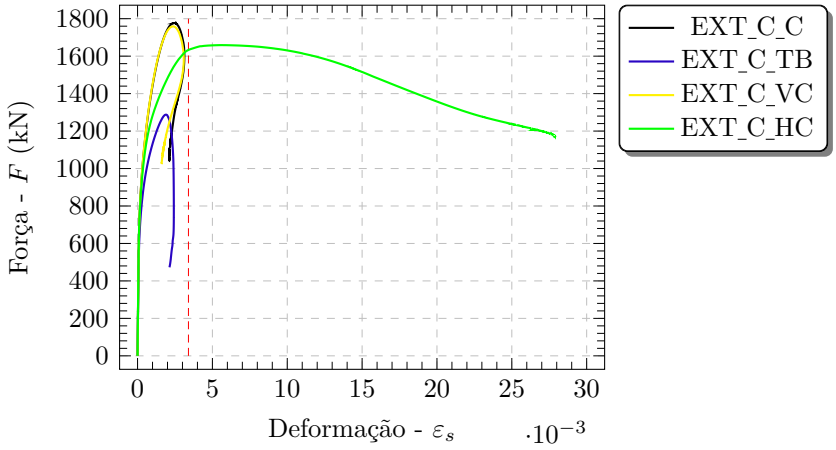
Em todos os modelos, é possível notar trechos de tensões de compressão na região superior da armadura vertical, indicando que a transferência de esforços ocorreu desde o encontro pilar-cálice e ao longo do comprimento de embutimento. Diferentemente do cálice externo liso, em todos os casos com chave de cisalhamento, a máxima deformação ocorreu nos ramos horizontais, próxima à região inferior do bloco, indicando à importância de armadura nessa região. Para todas as situações de força última, a distribuição de deformações ocorreu de forma bem similar.

A Figura 4.39 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura horizontal do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração.

No modelo EXT_C_HC, em específico, observou-se que a armadura horizontal do cálice escoou antes da força última do bloco.

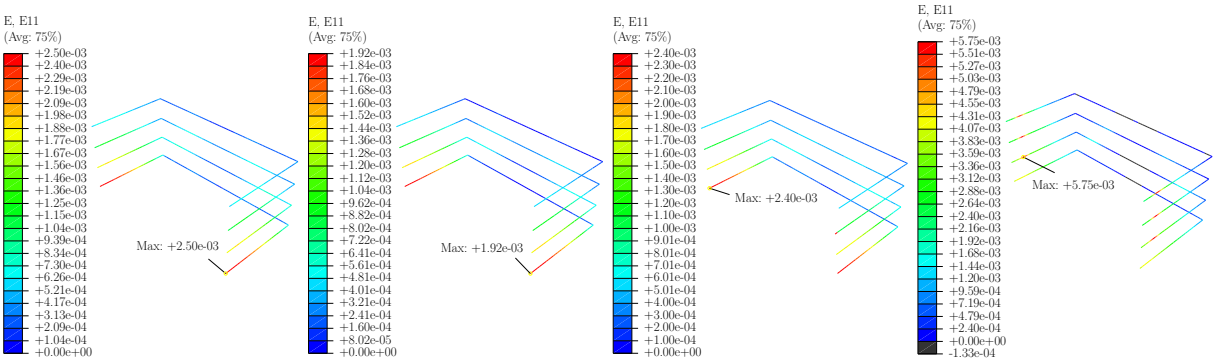
Figura 4.39 – Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

A Figura 4.40 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.40 – Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices externos de interface com chave de cisalhamento



(a) EXT_C_C **(b)** EXT_C_TB **(c)** EXT_C_VC **(d)** EXT_C_HC

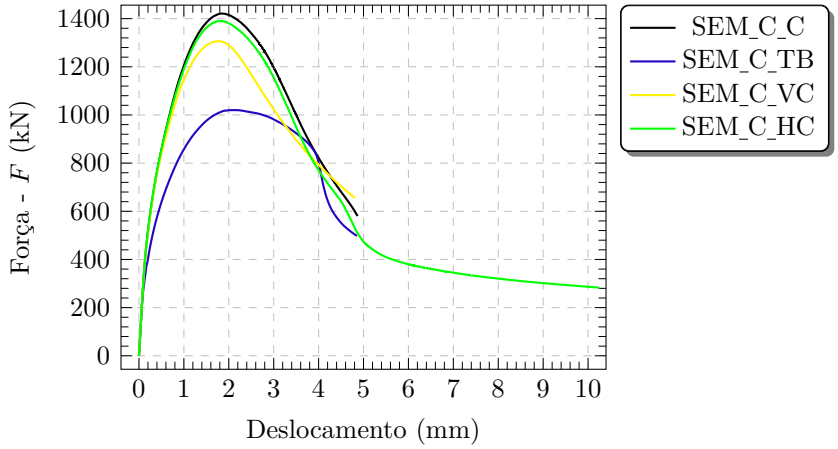
Fonte: Autor.

Verificou-se deformações majoritariamente nulas nos ramos longitudinais ao bloco e deformações de tração nos ramos transversais ao bloco. A distribuição de deformações foi semelhante em todos os modelos, ou seja, independentemente do tipo de ruína. Observou-se deformações de tração menores nas barras superiores que vão aumentando à medida que as barras se aproximam mais da região inferior. Em quase todos os modelos, a deformação máxima ocorreu na última barra, próximo ao eixo de simetria do modelo. O modelo EXT_C_HC, justamente o modelo em que foi reduzida a armadura horizontal do cálice, foi o único em que a deformação máxima não ocorreu na última barra e próximo do eixo de simetria.

4.2.7 Semiembutido Chave

O bloco com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento apresentou comportamento de bloco rígido em todas as situações de força última. Na Figura 4.41, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento. Observou-se que a redução de maior impacto na força última do bloco foi a da armadura do tirante principal do bloco, seguida da armadura vertical do cálice e, por último, da armadura horizontal do cálice.

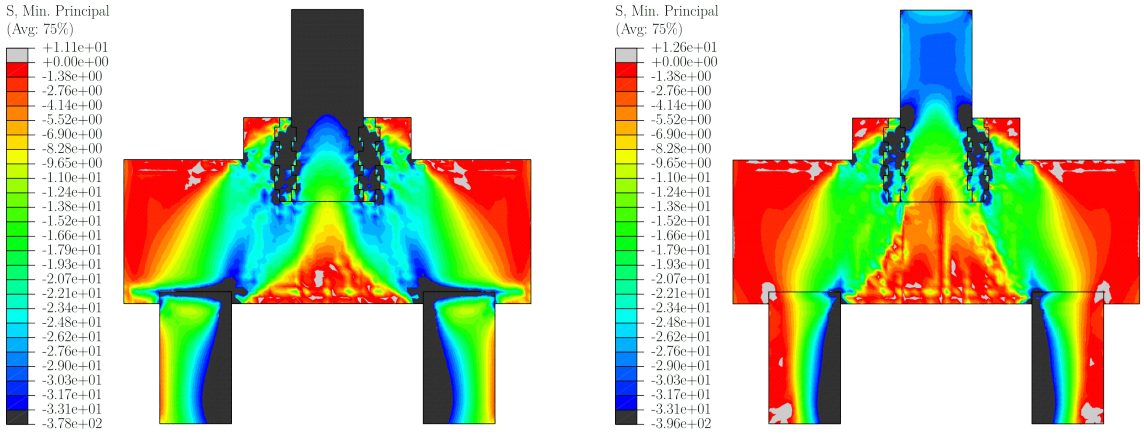
Figura 4.41 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento



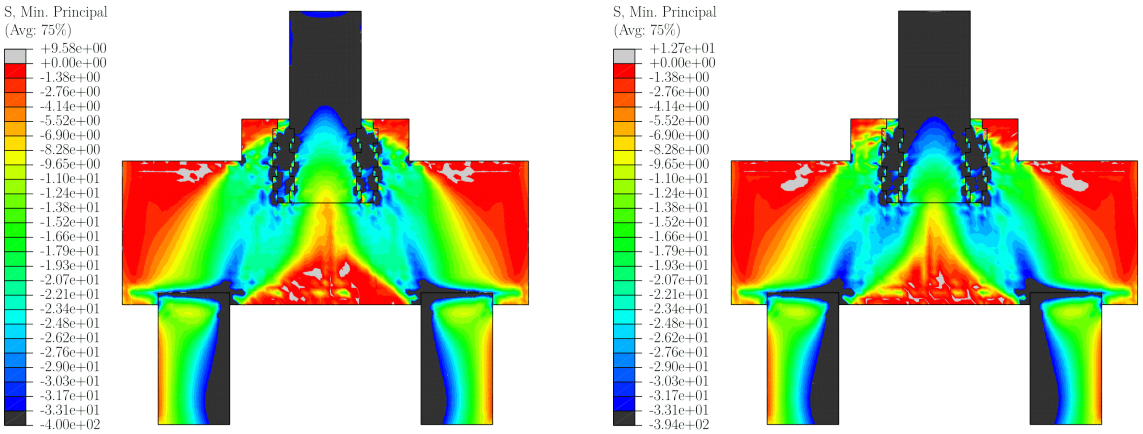
Fonte: Autor.

Na Figura 4.42, tem-se as bielas de compressão dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento.

Figura 4.42 – Bielas de compressão dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento (MPa)



(a) SEM_C_C **(b)** SEM_C_TB



(c) SEM_C_VC **(d)** SEM_C_HC

Fonte: Autor.

Assim, como na situação externa, o cálice semiembutido com chave de cisalhamento apresentou bielas ao longo do comprimento de embutimento. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 16,6 MPa para todos os modelos, com exceção do modelo com escoamento do tirante principal, que foi de 15,2 MPa. A Tabela 4.8 resume as informações da força última, da força no tirante, da força na biela, do ângulo de inclinação da biela e do valor da tensão na região nodal pilar-bloco.

Tabela 4.8 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
SEM_C_C	1421,08	405,57	818,14	60,28	83,74
SEM_C_TB	1020,22	66,91	514,48	82,53	46,12
SEM_C_VC	1305,97	397,21	764,30	58,69	79,52
SEM_C_HC	1389,86	423,46	813,78	58,64	84,71

Fonte: Autor.

Na Figura 4.43, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

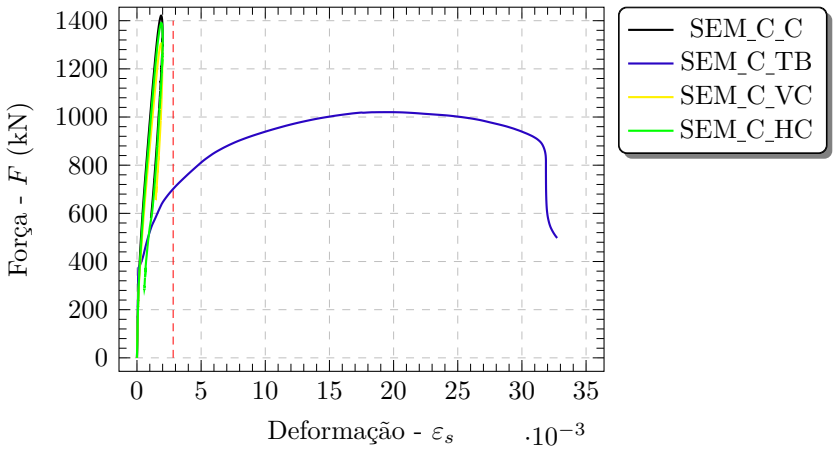
Na curva força-deslocamento do modelo SEM_C_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 380 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso SEM_C_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

A Figura 4.44 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Novamente, tem-se a armadura vertical do cálice reduzindo as deformações nas regiões centrais do tirante do bloco. Porém, diferentemente dos demais blocos anteriores, o

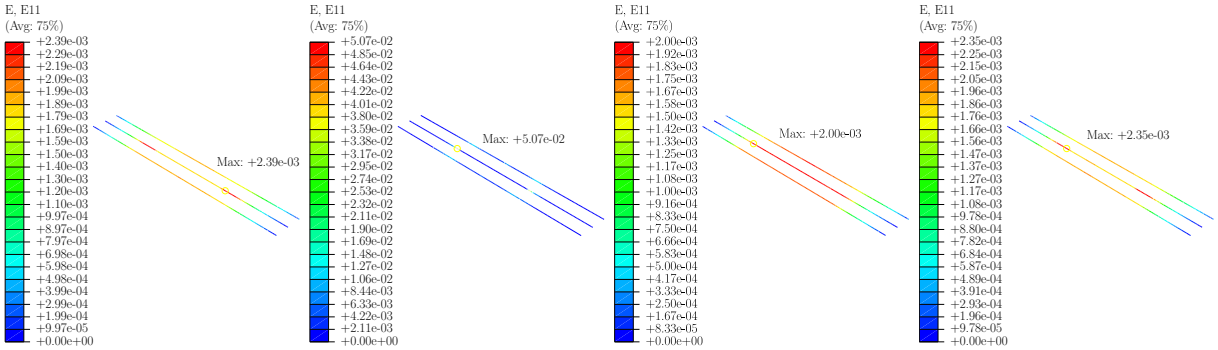
modelo SEM_C_VC, mesmo com a redução da armadura vertical do cálice, não apresentou deformação máxima na região central do tirante.

Figura 4.43 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutidos de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

Figura 4.44 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice semiembutido de interface com chave de cisalhamento



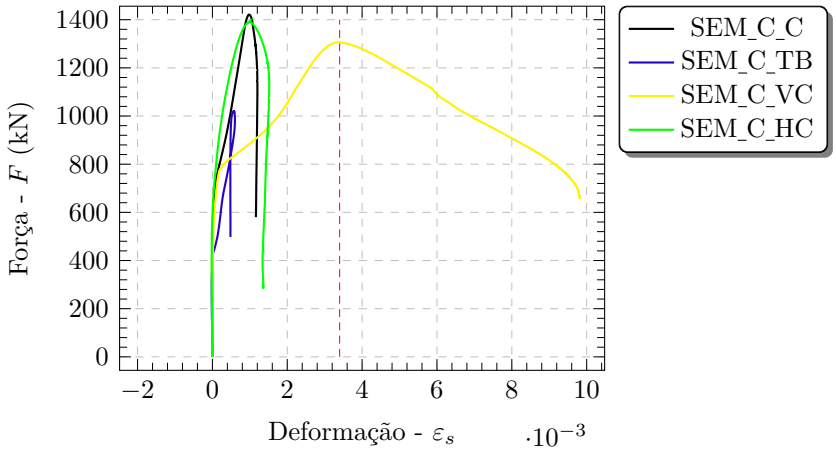
(a) SEM_C_C **(b)** SEM_C_TB **(c)** SEM_C_VC **(d)** SEM_C_HC

Fonte: Autor.

A Figura 4.45 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Em todos os modelos, o encurtamento linear inicial, devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento, foram bem menores quando comparados ao modelos anteriores. Porém, ainda existe uma força específica em que a armadura vertical do cálice passa a apresentar alongamentos, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Para o modelo SEM_C_TB, SEM_L_VC, SEM_C_C e SEM_C_HC, essas forças foram de 440 kN, 500 kN, 600 kN e 640 kN, respectivamente. Essa situação indica o instante da ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção de concreto. No modelo SEM_C_VC, em específico, a armadura vertical do cálice ficou na iminência de escoar antes da força última do bloco.

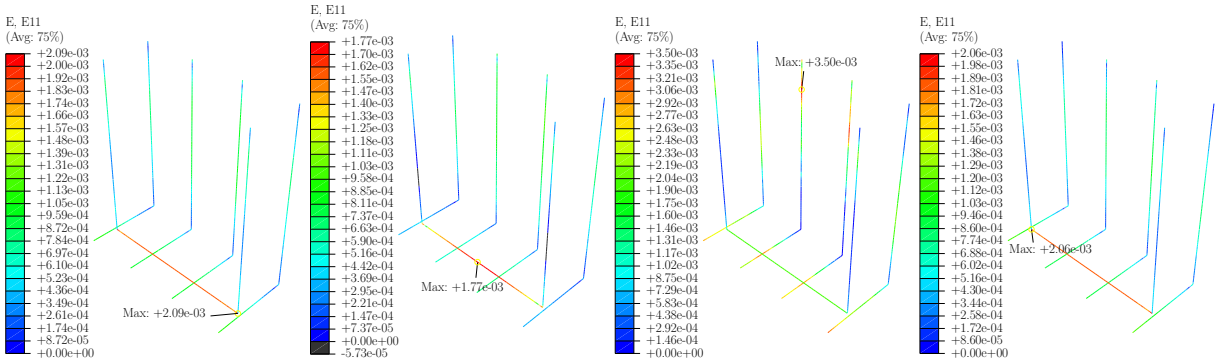
Figura 4.45 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

A Figura 4.46 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.46 – Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento



(a) SEM_C_C **(b)** SEM_C_TB **(c)** SEM_C_VC **(d)** SEM_C_HC

Fonte: Autor.

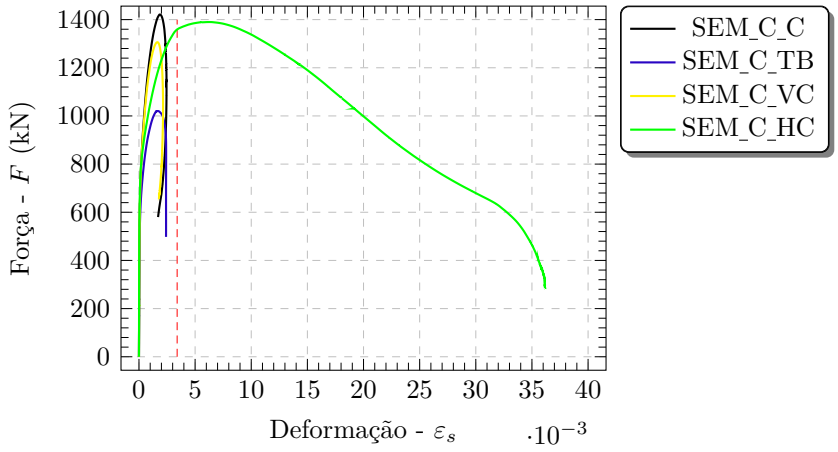
A maioria dos modelos apresentou a deformação máxima no ramo horizontal próximo à região inferior do bloco. Somente no modelo SEM_C_VC que a deformação máxima foi no ramo vertical em uma das armadura centrais. Nesse modelo, percebeu-se uma distribuição de deformações relativamente diferente, uma vez que nesse modelo a armadura vertical do cálice foi reduzida.

A Figura 4.47 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura horizontal do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração.

No modelo SEM_C_HC, em específico, observou-se que a armadura horizontal do cálice escoou antes da força última do bloco.

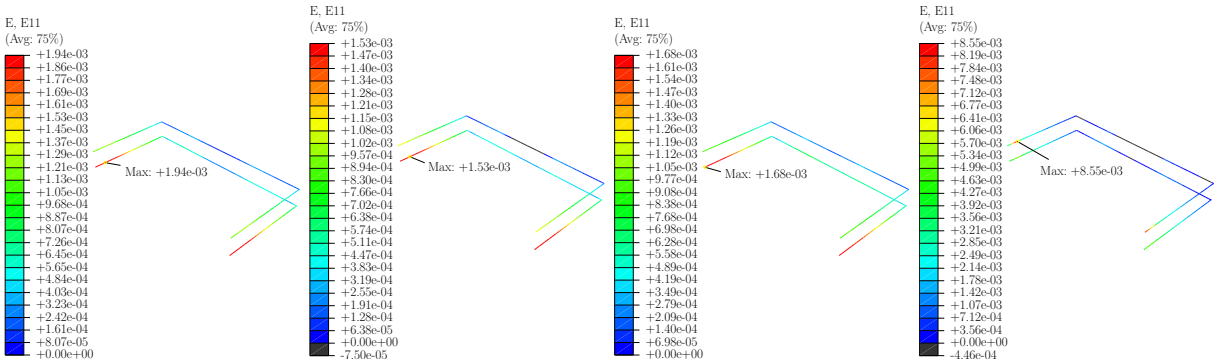
Figura 4.47 – Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

A Figura 4.48 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.48 – Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices semiembutidos de interface com chave de cisalhamento



(a) SEM_C_C **(b)** SEM_C_TB **(c)** SEM_C_VC **(d)** SEM_C_HC

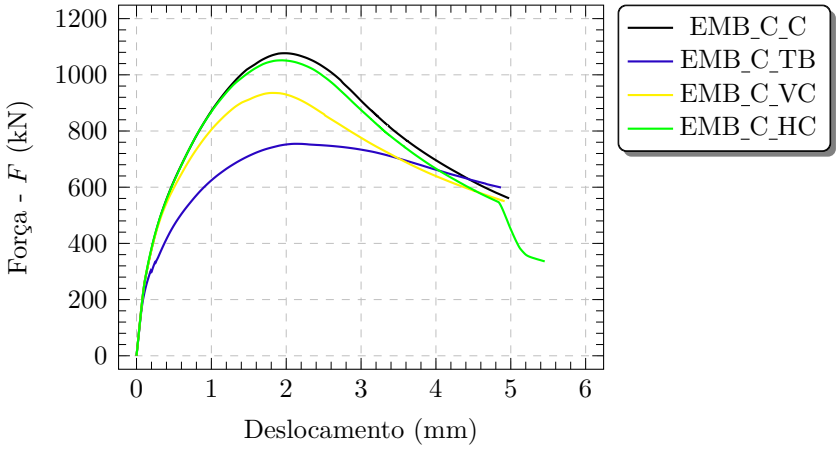
Fonte: Autor.

Verificou-se deformações majoritariamente nulas nos ramos longitudinais ao bloco e deformações de tração nos ramos transversais ao bloco. A distribuição de deformações foi semelhante em todos os modelos, ou seja, independentemente do tipo de ruína. Observou-se deformações de tração menores nas barras superiores que vão aumentando à medida que as barras se aproximam mais da região inferior. Em todos os modelos, com exceção do SEM_C_HC, a deformação máxima ocorreu na última barra, próximo ao eixo de simetria do modelo.

4.2.8 Embutido Chave

Diferente da situação lisa, o bloco com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento apresentou comportamento de bloco rígido em todas as situações de força última. Na Figura 4.49, tem-se as curvas força-deslocamento dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento. Observou-se que a redução de maior impacto na força última do bloco foi a da armadura do tirante principal do bloco, seguida da armadura vertical do cálice e, por último, da armadura horizontal do cálice.

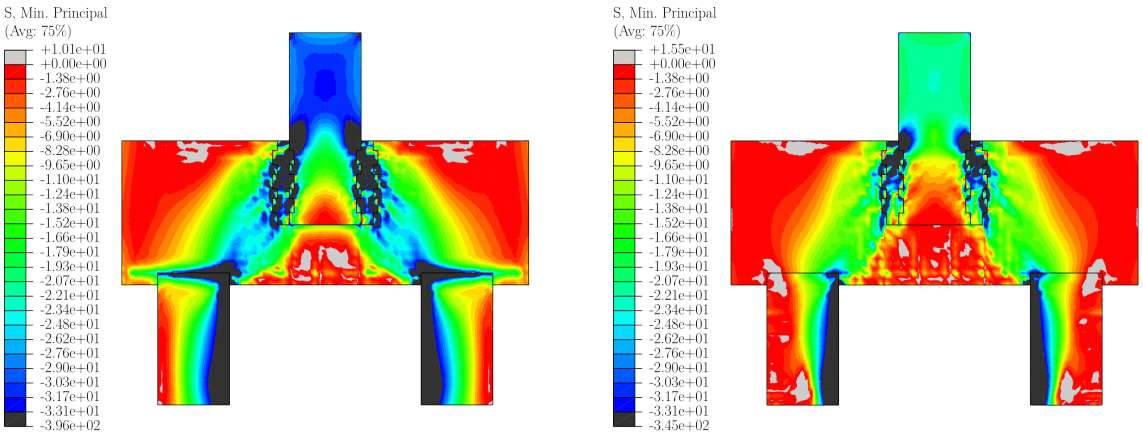
Figura 4.49 – Curvas força-deslocamento dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento



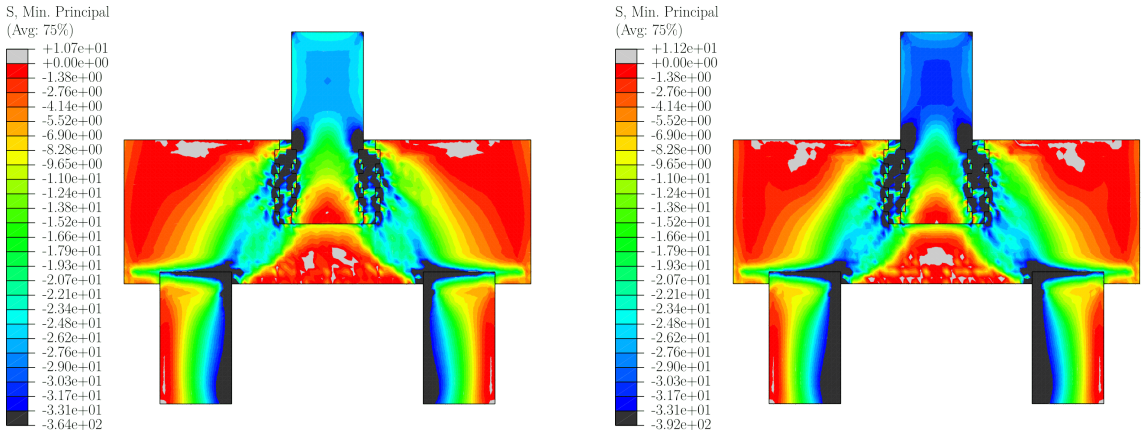
Fonte: Autor.

Na Figura 4.50, tem-se as bielas de compressão dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento.

Figura 4.50 – Bielas de compressão dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento (MPa)



(a) EMB_C_C **(b)** EMB_C_TB



(c) EMB_C_VC **(d)** EMB_C_HC

Fonte: Autor.

Diferentemente dos blocos com cálices embutidos lisos, nos modelos com chave de cisalhamento, a formação das bielas ocorreu desde o contato pilar-cálice, ocorrendo transferência de esforços ao longo do comprimento de embutimento. A tensão principal mínima ao longo da biela atingiu valores de 15,2 MPa para todos os modelos, com exceção do modelo com escoamento do tirante principal, que foi de 12,4 MPa. A Tabela 4.9 resume as informações de força última, força no tirante, força na biela, ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco.

Tabela 4.9 – Ângulo de inclinação da biela e tensão na região nodal pilar-bloco

Modelo	$F_{máx}$ (kN)	R_{st} (kN)	R_{cb} (kN)	$\theta_{últ}$ (°)	$\sigma_{b,p}$ (MPa)
EMB_C_C	1076,80	379,49	658,70	54,82	71,63
EMB_C_TB	754,42	61,24	382,15	80,78	34,41
EMB_C_VC	935,56	332,56	573,95	54,59	62,60
EMB_C_HC	1051,60	336,32	624,16	57,40	65,86

Fonte: Autor.

Na Figura 4.51, tem-se as curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

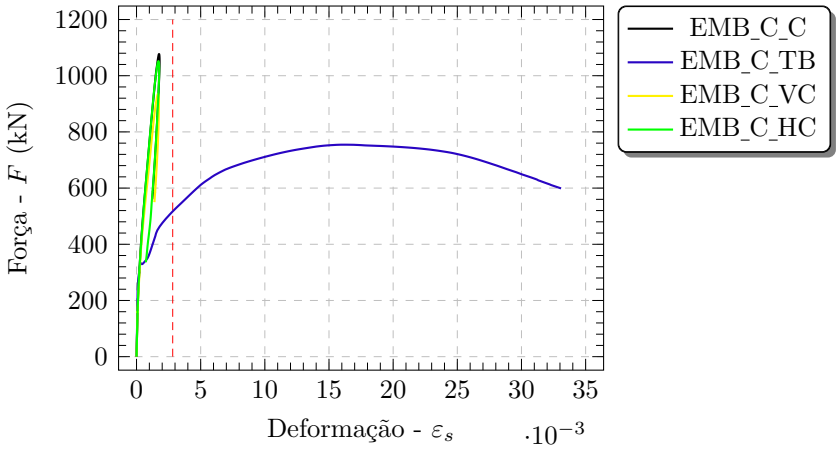
Na curva força-deslocamento do modelo EMB_C_TB, observou-se que o bloco apresentou a primeira perda de rigidez para uma força de aproximadamente 360 kN, devido às primeiras fissuras na região inferior central do bloco. Ainda para o caso EMB_C_TB, as armaduras do tirante principal ultrapassaram a deformação de escoamento indicada pela linha vertical tracejada vermelha antes da força última.

A Figura 4.52 apresenta a distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Novamente, tem-se a armadura vertical do cálice reduzindo as deformações nas

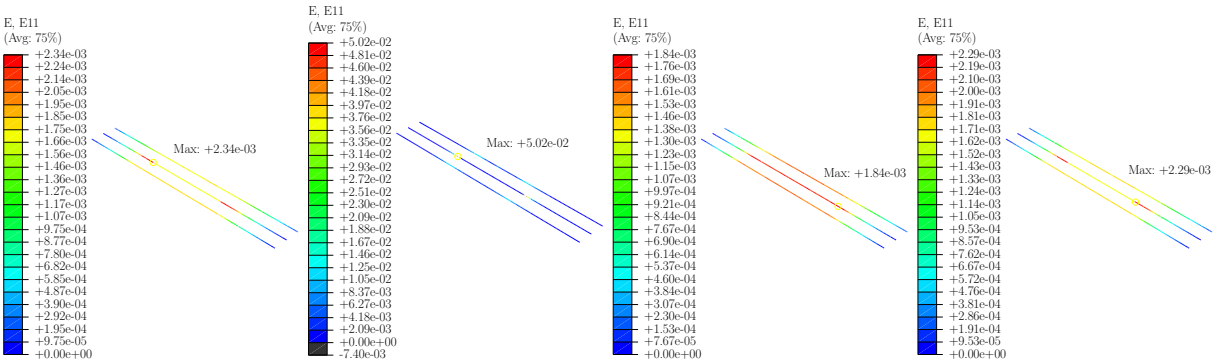
regiões centrais do tirante do bloco. Porém, diferentemente dos demais blocos anteriores, o modelo EMB_C_VC, mesmo com a redução da armadura vertical do cálice, não apresentou deformação máxima na região central do tirante.

Figura 4.51 – Curvas força-deformação nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

Figura 4.52 – Distribuição de deformações nos tirantes principais dos blocos com cálice embutido de interface com chave de cisalhamento



(a) EMB_C_C **(b)** EMB_C_TB **(c)** EMB_C_VC **(d)** EMB_C_HC

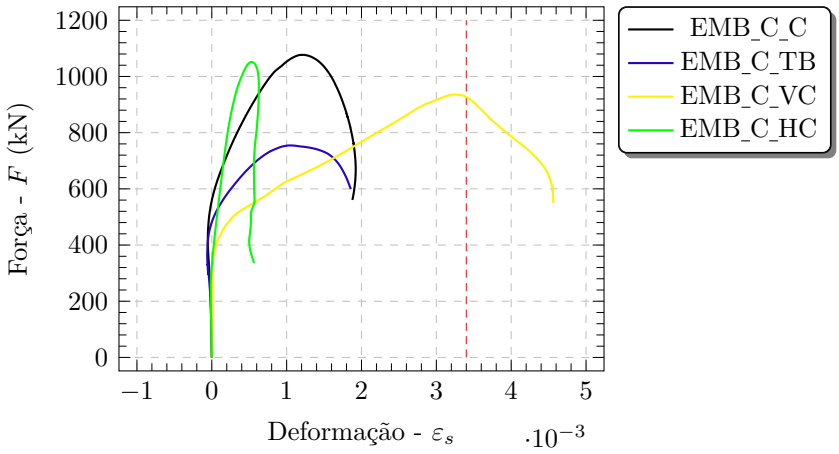
Fonte: Autor.

A Figura 4.53 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Nos modelos EMB_C_C e EMB_C_TB, observou-se, inicialmente, um encurtamento linear dessa armadura, devido aos esforços de compressão do pilar ao longo do comprimento de embutimento. Porém, existe uma força específica em que a armadura vertical do cálice passa a apresentar alongamentos, ou seja, deformações oriundas de força de tração. Para o modelo EMB_C_VC, EMB_C_HC, EMB_C_TB e EMB_C_C, as forças foram 320 kN, 360 kN, 480 kN e 560 kN, respectivamente. Essa situação indica a ruptura do maciço de concreto da porção inferior no interior do bloco, exatamente sob o cálice. Em virtude da presença da armadura, não ocorreu a separação em dois ou mais segmentos dessa porção

de concreto. No modelo EMB_C_VC, em específico, a armadura vertical do cálice ficou na iminência de escoar antes da força última do bloco.

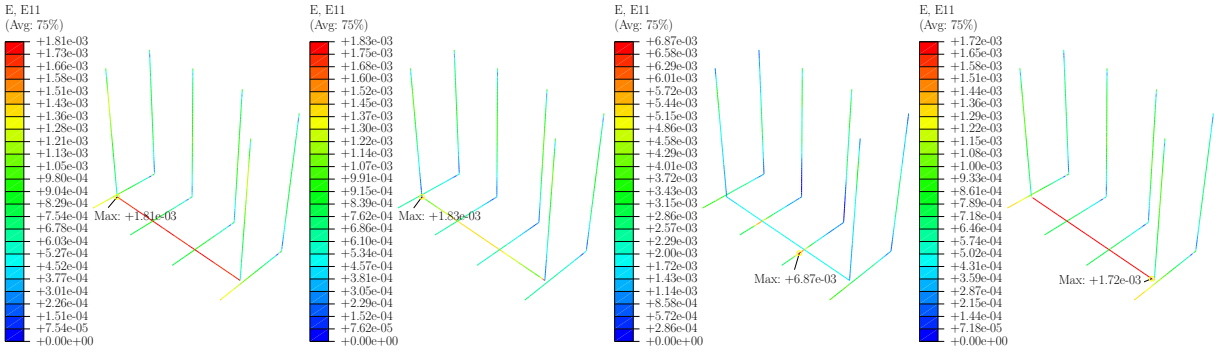
Figura 4.53 – Curvas força-deformação nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

A Figura 4.54 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.54 – Distribuição de deformações nas armaduras verticais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento



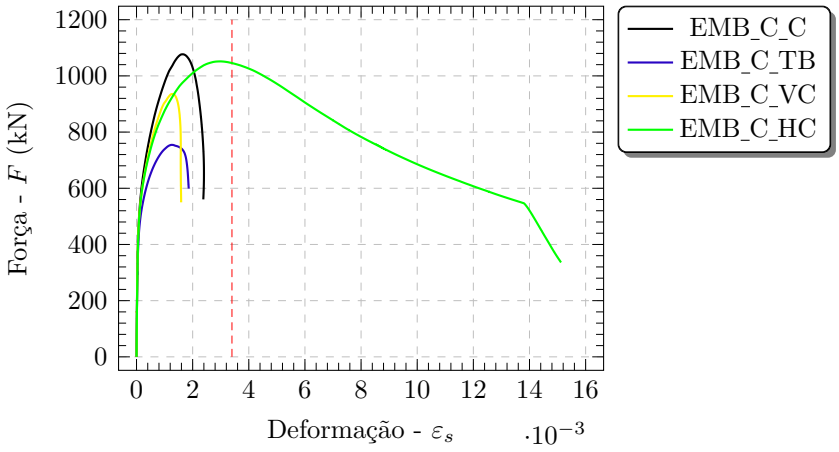
(a) EMB_C_C **(b)** EMB_C_TB **(c)** EMB_C_VC **(d)** EMB_C_HC

Fonte: Autor.

Em todos os casos, a máxima deformação ocorreu nos ramos horizontais, próxima à região inferior do bloco. Na Figura 4.54a e na Figura 4.54d, a distribuição de deformações ocorreu de forma bem similar, bem como na Figura 4.54b. No caso da Figura 4.54c, as deformações foram maiores, uma vez que está armadura foi consideravelmente reduzida nesse modelo.

A Figura 4.55 apresenta as curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.55 – Curvas força-deformação nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento

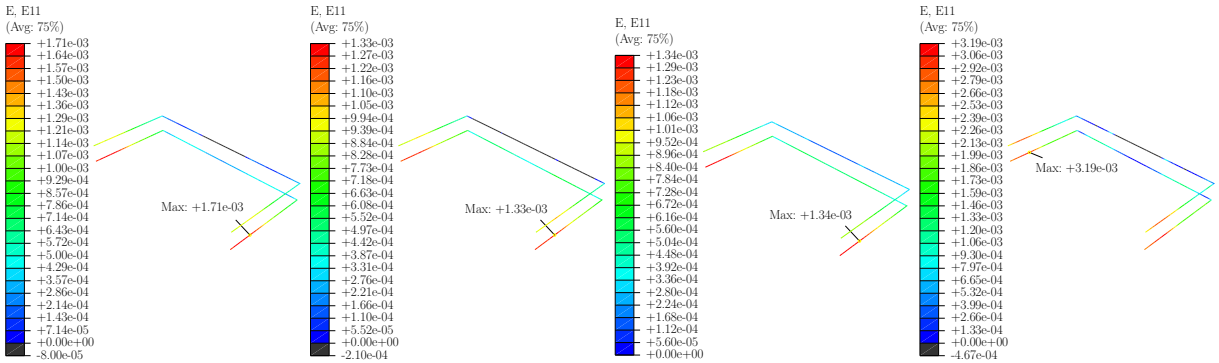


Fonte: Autor.

Em todos os modelos, existe uma força específica em que a armadura horizontal do cálice começa a apresentar alongamento, ou seja, deformações oriundas de força de tração. No modelo EMB_C_HC, em específico, observou-se que a armadura horizontal do cálice ficou na iminência do escamento antes da força última do bloco.

A Figura 4.56 apresenta a distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento para os pontos de máxima deformação no instante de força última.

Figura 4.56 – Distribuição de deformações nas armaduras horizontais dos cálices embutidos de interface com chave de cisalhamento



(a) EMB_C_C **(b)** EMB_C_TB **(c)** EMB_C_VC **(d)** EMB_C_HC

Fonte: Autor.

Verificou-se deformações majoritariamente nulas nos ramos longitudinais ao bloco e deformações de tração nos ramos transversais ao bloco. A distribuição de deformações foi semelhante em todos os modelos, ou seja, independentemente do tipo de ruína. Observou-se deformações de tração menores nas barras superiores que vão aumentando à medida que as barras se aproximam mais da região inferior. Em todos os modelos, a deformação máxima ocorreu na última barra, próximo ao eixo de simetria do modelo.

4.3 Discussões

Nesta seção, são apresentadas as discussões a respeito da influência do grau de embutimento, da conformação da interface, da armadura do tirante principal, da vertical e da horizontal do cálice.

4.3.1 Grau de Embutimento

A Tabela 4.10 apresenta a razão entre a força última do bloco com cálice e a força última do bloco de referência da respectiva série nas situações de ruína do concreto e de escoamento do tirante principal nos modelos numéricos parametrizados.

Tabela 4.10 – Razão entre a força última do bloco com cálice e do bloco monolítico

Modelo		Concreto	Tirante Principal
Liso	Externo	1,36	1,35
	Semiembutido	0,90	0,92
	Embutido	0,43	0,47
Chave	Externo	1,68	1,66
	Semiembutido	1,34	1,31
	Embutido	1,02	0,97

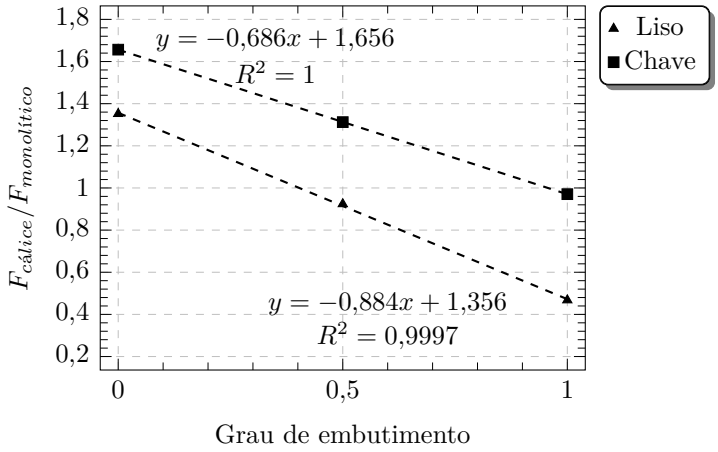
Fonte: Autor.

De maneira geral, observa-se que quanto maior o grau de embutimento do cálice no bloco, menor é a carga última do modelo, independente do tipo de conformação da interface. Para a situação de conformação lisa, apenas o cálice externo apresentou força última maior que o monolítico de referência, enquanto que o semiembutido e o embutido, atingiram em média 91% e 45% da força última do monolítico, respectivamente. Já na situação com chave de cisalhamento, todos os modelos alcançaram força última no mínimo próxima ou superior ao bloco de referência.

A Figura 4.57 apresenta a influência do grau de embutimento em termos de força última do modelo. No eixo das abscissas, o valor nulo correspondente à situação de cálice externo, enquanto que o valor unitário corresponde à situação embutida. No eixo das ordenas, tem-se a razão entre a força última do bloco com cálice e a força última do bloco de referência monolítico da respectiva série nas situações de escoamento do tirante principal.

Percebe-se que a razão entre as forças últimas dos modelos decresce de forma ligeiramente maior quando em situação de cálice de interface lisa, como mostra o coeficiente angular da reta de regressão linear. Dessa forma, em termos de força última, o aumento do grau de embutido é ainda mais relevante na situação de conformação lisa.

Figura 4.57 – Influência do grau de embutimento



Fonte: Autor.

4.3.2 Conformação da Interface do Cálice

A partir dos valores corresponde ao escoamento do tirante principal da Tabela 4.10, faz-se a Tabela 4.11 que mostra uma perspectiva em relação à interface do cálice.

Tabela 4.11 – Razão entre a força última do bloco com cálice e do bloco monolítico para os modelos com armadura do tirante reduzida

Grau de embutimento	Liso	Chave de cisalhamento
Externo	1,35	1,66
Semiembutido	0,92	1,31
Embutido	0,47	0,97

Fonte: Autor.

De maneira inicial, nota-se que o uso de chaves de cisalhamento na conformação superficial do cálice confere ganho de força última aos blocos, independente do grau de embutimento. Para mais, percebe-se que esse aumento de carga última, devido à presença da chave, é mais significativo à medida que o grau de embutimento aumenta.

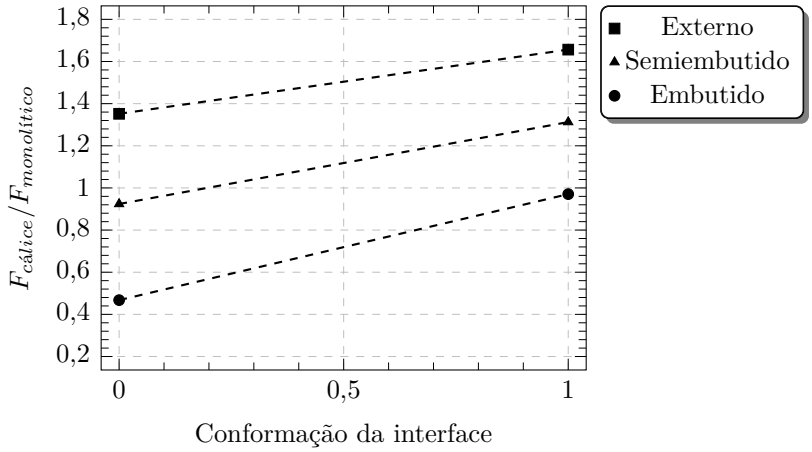
A Figura 4.58 apresenta a influência da conformação da interface em termos de força última do modelo. No eixo das abscissas, o valor nulo correspondente à situação de interface lisa, enquanto que o valor unitário corresponde à situação com chave de cisalhamento. No eixo das ordenadas, tem-se a razão entre a força última do bloco com cálice e a força última do bloco de referência monolítico.

Apesar da falta de simulações com modelos rugosos (conformação de interface igual a 0,5), presume-se um comportamento intermediário entre a situação lisa e a com chave de cisalhamento.

Em cálices de conformação lisa, a maioria dos esforços é transferida diretamente para o fundo do pilar, ocorrendo formação de biela apenas no contato pilar-bloco. Essa situação se torna crítica à medida que o grau de embutimento aumenta, reduzindo consideravelmente

a altura útil para formação de campos de compressão. Em contrapartida, em cálices de interface com chave de cisalhamento, a formação da biela de compressão ocorre desde o contato pilar-cálice. Dessa forma, mesmo na situação de cálice totalmente embutido, tem-se altura suficiente para desenvolver fluxos de compressão até as estacas. Assim, ratifica-se que os mecanismos de transferência de esforços dependem da conformação superficial do cálice e que a situação com chave de cisalhamento é mais eficiente.

Figura 4.58 – Conformação da interface

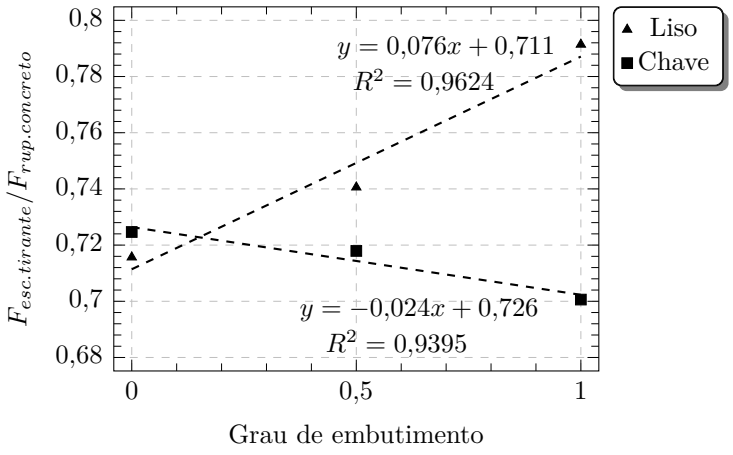


Fonte: Autor.

4.3.3 Armadura do Tirante Principal do Bloco

A Figura 4.59 apresenta a influência do tirante principal do cálice em termos de força última do modelo.

Figura 4.59 – Influência do tirante principal do bloco nos modelos



Fonte: Autor.

De maneira geral, observou-se que o tirante principal teve muita influência na carga última do bloco, pois a redução da área da armadura acarretou em um decréscimo de 20% a 30% da força última. Porém, essa relação é feita comparando a ruína do bloco governada pelo escoamento da armadura do tirante principal em relação à ruína do bloco

governada pela ruptura do concreto, ou seja, mecanismos de ruína diferentes. Além disso, o ramo horizontal da armadura vertical do cálice também atua na porção inferior do bloco, mobilizando tensões e prevenindo a fissuração nessa região.

Para mais, observou-se relações diferentes a depender da grau de embutimento e conformação da interface. Para os cálices de interface com chave de cisalhamento, verificou-se que a influência do tirante principal em termos de força última foi maior com o aumento do grau de embutimento. Uma vez que os cálices com chave de cisalhamento apresentaram comportamento de bloco rígido, a diminuição do ângulo de inclinação da biela, devido ao aumento do grau de embutimento, provoca um aumento na componente do tirante principal para o equilíbrio do nó. Dessa forma, o tirante principal passa a ser mais solicitado e, consequentemente, passa também a influenciar mais na força última do bloco.

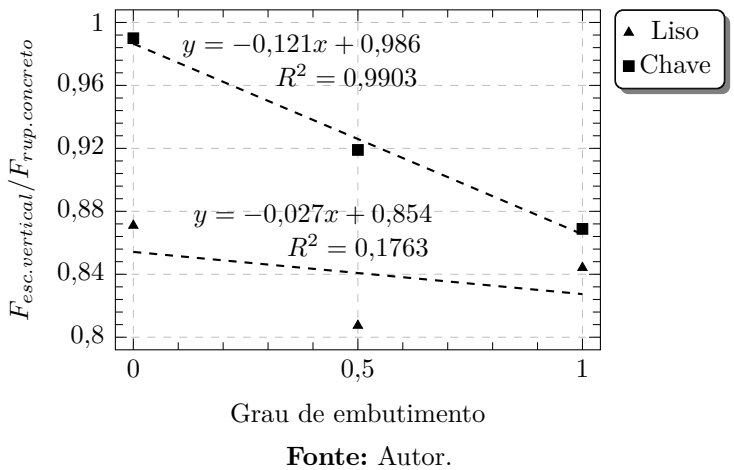
Já para os cálices de interface lisa, verificou-se que a influência do tirante principal em termos de força última foi menor com o aumento do grau de embutimento. Uma vez que os cálices lisos não desenvolveram bielas ao longo do comprimento de embutimento, a maior parte dos esforços foi transferida diretamente para o fundo do pilar, tornando o bloco mais suscetível ao comportamento de bloco flexível com o aumento do grau de embutimento. Assim, a armadura longitudinal inferior deixa de trabalhar como tirante e passar a funcionar como armadura necessária para evitar o colapso progressivo na ocorrência de punção.

Em todo caso, independentemente da classificação do cálice, a influência do tirante principal foi maior quando comparada a influência das armaduras do cálice, como será apresentado a seguir.

4.3.4 Armadura Vertical do Cálice

A Figura 4.60 apresenta a influência da armadura vertical do cálice em termos de força última do modelo.

Figura 4.60 – Influência da armadura vertical do cálice nos modelos



Fonte: Autor.

De maneira geral, observou-se que a armadura vertical do cálice teve pouca influência na carga última do bloco, pois a redução da área da armadura acarretou em um decréscimo de 1% a 19% da força última. Porém, essa relação é feita comparando a ruína do bloco governada pelo escoamento da armadura vertical do cálice em relação à ruína do bloco governada pela ruptura do concreto, ou seja, mecanismos de ruína diferentes.

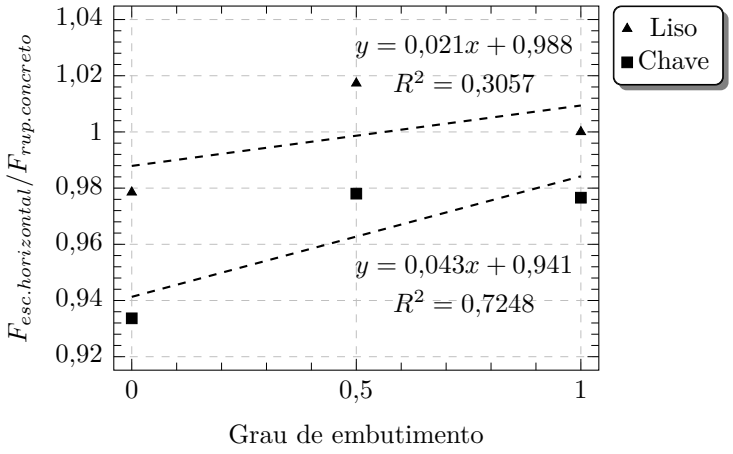
Além disso, a diminuição da força última dos blocos, quando reduzido a área da armadura vertical do cálice, está relacionada principalmente ao ramo horizontal da armadura, pois esse atua na mesma região do tirante principal do bloco. Em termos de grau de embutimento e conformação da interface, a armadura vertical do cálice teve maior influência nos cálices de interface lisa e quanto maior o grau de embutimento.

Acredita-se que a armadura vertical do cálice, por ser, mais precisamente, uma armadura para as paredes do colarinho seja mais solicitada em situações de carregamento excêntrico. Nessas situações, as paredes frontais estariam submetidas à flexo-tração, as paredes longitudinais se comportariam como consolos, e as armaduras verticais poderiam conduzir as cargas das paredes longitudinais para a fundação.

4.3.5 Armadura Horizontal do Cálice

A Figura 4.61 apresenta a influência da armadura horizontal do cálice em termos de força última do modelo.

Figura 4.61 – Influência da armadura horizontal do cálice nos modelos



Fonte: Autor.

De maneira geral, observou-se que a armadura horizontal do cálice teve pouca influência na carga última do bloco, pois a redução da área da armadura acarretou em um decréscimo de 2% a 6% da força última. Porém, essa relação é feita comparando a ruína do bloco governada pelo escoamento da armadura horizontal do cálice em relação à ruína do bloco governada pela ruptura do concreto, ou seja, mecanismos de ruína diferentes.

Em termos de grau de embutimento e conformação da interface, a armadura

horizontal teve maior influência nos cálices de interface com chave de cisalhamento e quanto menor o grau de embutimento. Apenas nos modelos com chave de cisalhamento, as armaduras horizontais escoaram, como no cálice externo, ou ficaram na iminência de escoar, como no cálice embutido.

No que diz respeito às interfaces, nos cálices com chave de cisalhamento, devido à formação de pequenas bielas de compressão ao longo das chaves, as armaduras horizontais dos cálices funcionaram como pequenos tirantes ao longo do comprimento de embutimento. Já nos cálices de interface lisa, como não ocorreu significativa formação de biela ao longo do comprimento de embutimento, essa armadura não foi substancialmente solicitada.

Acredita-se que a armadura horizontal do cálice, por ser, mais precisamente, uma armadura para as paredes do colarinho, seja mais solicitada em situações de carregamento excêntrico. Nessas situações, as paredes frontais estariam submetidas à flexo-tração, e as armaduras horizontais poderiam conduzir as cargas das paredes frontais para as paredes longitudinais e essas paredes se comportariam como consolos, transmitindo os esforços à fundação.

5 Conclusão

A pesquisa concentrou-se em compreender o comportamento da ligação pilar-fundação por meio de cálice externo, semiembutido e embutido, de conformações lisas e com chaves de cisalhamento, em bloco sobre duas estacas, mediante análises numéricas.

Neste capítulo são apresentados a síntese do modelo numérico na seção 5.1, as conclusões das análises paramétricas na seção 5.2 e as sugestões para trabalhos futuros na seção 5.3.

5.1 Modelo Numérico

O modelo numérico proposto nesse trabalho, para avaliar as diversas configurações de cálice em bloco de fundação sobre duas estacas, foi descrito no Capítulo 3. A síntese das propriedades gerais dos modelos numéricos é apresentada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Síntese do modelo numérico

Propriedades Geométricas		
Barros (2013)		
Modelos Constitutivos		
Compressão	Tração	Dano
Carreira e Chu (1985)	Hordijk (1992)	Yu *et al.* (2010)
Parâmetros Plásticos		
$\psi = 54°$ $e = 0{,}1$	$f_{b0}/f_{c0} = 1{,}16$	$K = 0{,}6667$ $\mu = 10^{-6}$
Interações		
Concreto-armadura	Contato	Bloco-estaca
Embedded region	*Hard Contact* Atrito (μ =0,6)	*Tie constrain*
Malha		
Concreto		Aço
C3D20 - 20 mm		T3D3 - 10 mm
Método de Solução		
Newton-Rhapson		*Line Search*

Fonte: Autor.

5.2 Análises Paramétricas

Tendo em vista os resultados e as discussões apresentadas anteriormente no Capítulo 4, as seguintes conclusões podem ser resumidas para os modelos numéricos:

1. Quanto maior o grau de embutimento do cálice, menor é a carga última do bloco, independentemente do tipo de conformação da interface. Na situação de interface lisa, os cálices externo, semiembutido e embutido alcançaram 135%, 92% e 47%, respectivamente, da força última do bloco monolítico de referência da série. Na situação de interface com chave de cisalhamento, os cálices externo, semiembutido e embutido alcançaram 166%, 131% e 97%, respectivamente, da força última do bloco monolítico de referência da série;

2. A transferência de esforços em cálices de interface com chave de cisalhamento é mais eficiente quando comparada com cálices de conformação lisa. Em cálices de conformação lisa, a maioria dos esforços é transferida diretamente para o fundo do pilar, ocorrendo formação de biela apenas no contato do fundo do pilar com o bloco. Em cálices de interface com chave de cisalhamento, a formação da biela de compressão ocorre desde o contato pilar-cálice, desenvolvendo bielas ao longo de todo o comprimento de embutimento. Em termos de força última, a mudança de interface lisa para com chave de cisalhamento, conferiu aumento para os cálices externo, semiembutido e embutido, de 23%, 46% e 106%, respectivamente;

3. O tirante principal do bloco é a armadura de maior influência na carga última do bloco, independentemente do grau de embutimento ou da conformação superficial das paredes;

4. A armadura vertical do cálice é pouco influente na situação de carga centrada. A redução da área da armadura vertical do cálice provocou uma perda de 1% a 18% do valor da força última. A redução ainda atingiu valores considerados devido principalmente ao ramo horizontal da armadura, pois esse atua na mesma região do tirante do bloco;

5. A armadura horizontal do cálice é pouco influente na situação de carga centrada. A redução da área da armadura horizontal dos cálices provocou uma perda de 1% a 7% do valor da força última;

6. Com exceção do bloco com cálice embutido de interface lisa, os blocos com cálices nas demais situações desenvolveram bielas nítidas de compressão, sendo um indicativo da possibilidade de serem dimensionados e verificados utilizando o método de bielas e tirantes. Porém, é recomendado ajustes no ângulo de inclinação da biela e na largura

colaborante da seção do pilar a depender do grau de embutimento e da conformação superficial das paredes.

5.3 Sugestões para Trabalhos Futuros

As análises apresentadas cumprem a proposta, mostrando-se convenientes para avançar nos estudos de cálice de fundação e para futuras aplicações em projeto. Dessa forma, entende-se que o objetivo geral do trabalho, assim como os específicos, foi atingido de forma satisfatória. Porém, o tema estudado é extremamente vasto, necessitando de muitas investigações experimentais e numéricas, para aprimoramento dos modelos existentes de projeto. Assim, os seguintes tópicos são sugeridos para trabalhos futuros:

1. Explorar condições diferentes de carregamento, com introdução de momentos e de forças horizontais;
2. Analisar diferentes seções transversais para o pilar, como seção retangular e circular;
3. Dar continuidade ao estudo, abordando cálices em blocos sobre mais de duas estacas;
4. Investigar o dimensionamento da armadura do pilar na região de embutimento;

Referências

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for rc structures. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 132, p. 70–86, fev. 2017.

AMELI, M.; PANTELIDES, C. P. Seismic analysis of precast concrete bridge columns connected with grouted splice sleeve connectors. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 143, n. 2, p. 04016176, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)**. Farmington Hills, MI, USA, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto - determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017. 26 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017. 86 p.

BARROS, R. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 2010. 195 p. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

BARROS, R. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. 2013. 355 p. Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

BIRKELAND, P. W.; BIRKELAND, H. W. Connections in precast concrete construction. **American Concrete Institute**, v. 63, n. 3, p. 345–368, 1966.

BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised finite element modelling of rc beam shear failure. In: **ABAQUS Users' Conference**. [S.l.: s.n.], 2006. v. 14.

BLEVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. **Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics**, v. 20, n. 230, p. 223–295, fev. 1967.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings**. London, UK, 2004.

BUYUKOZTURK, O.; BAKHOUM, M. M.; BEATTIE, S. M. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 116, n. 12, p. 3380–3401, 1990.

CAMPOS, L. A. **Análise experimental de bloco de fundação sobre duas estacas, sob carga centrada, para estruturas pré-fabricadas**. 2007. 149 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

CANHA, R. M. F. **Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado**. 2004. 279 p. Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **ACI Journal**, v. 82, n. 6, p. 797–804, nov. 1985.

CHENG, Z.; LIU, D.; LI, S.; WANG, J.; ZHANG, J. Performance characterization and design recommendations of socket connections for precast columns. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 242, p. 112537, 2021.

CHENG, Z.; SRITHARAN, S. Side shear strength of preformed socket connections suitable for vertical precast members. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 24, n. 5, p. 04019025, 2019.

CHENG, Z.; SRITHARAN, S. Outdoor test of a prefabricated column–pile cap–pile system under combined vertical and lateral loads. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 25, n. 8, p. 04020052, 2020.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP model code 1990: Design code**. London, UK, 1993.

COULOMB, C. A. **Théorie des machines simples en ayant égard au frottement de leurs parties et à la roideur des cordages**. [S.l.]: Mém. Math. Phys., 1785. 161–342 p.

DAWOOD, H.; ELGAWADY, M.; HEWES, J. Behavior of segmental precast posttensioned bridge piers under lateral loads. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 17, n. 5, p. 735–746, 2012.

DELALIBERA, R. G. **Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas com cálice embutido na ligação pilar-fundação**. 2009. 9999 p. Texto de Pós-Doutorado — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, SciELO Brasil, v. 6, n. 3, p. 436–474, 2013.

DEMIR, A.; OZTURK, H.; DOK, G. 3d numerical modeling of rc deep beam behavior by nonlinear finite element analysis. **Disaster Science and Engineering**, v. 2, n. 1, p. 13–18, 2016.

DUVAUT, G.; LIONS, J. L. Les inequations en mechanique et en physique. **Dunod**, 1972.

EARIJ, A.; ALFANO, G.; CASHELL, K.; ZHOU, X. Nonlinear three–dimensional finite–element modelling of reinforced–concrete beams: Computational challenges and experimental validation. **Engineering Failure Analysis**, Elsevier, v. 82, p. 92–115, 2017.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações de concreto**. 2. ed. São Paulo: Ofina de Texto, 2017. ISBN 9788579752797.

FÉDÉRATION INTERNATIONAL DU BÉTON. **fib Guide of good practice**: Composite floor structures. London, UK, 1998.

FÉDÉRATION INTERNATIONAL DU BÉTON. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. Lausanne, Switzerland, 2013.

FRANZ, G. Versuche über die querkraftaufnahme in fugen von spannbetonträgern aus fertigteilen. **Beton-und Stahlbetonbau**, v. 54, n. 6, p. 137–140, 1959.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in abaqus. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 98, p. 38–48, 2015.

GRASSL, P. **Plasticity and damage mechanics for modeling concrete failure**. 2004. Tese (Doutorado) — Chalmers University of Technology, Sweden, 2004.

HAN, Y.; DONG, J.; WANG, L. Experimental study on the seismic performance of socket bridge piers. **Advances in Civil Engineering**, Hindawi, v. 2020, 2020.

HARALDSSON, O. S.; JANES, T. M.; EBERHARD, M. O.; STANTON, J. F. Seismic resistance of socket connection between footing and precast column. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 18, n. 9, p. 910–919, 2013.

HERMANSEN, B. R.; COWAN, J. Modified shear-friction theory for bracket design. In: . [S.l.: s.n.], 1974. v. 71, n. 2, p. 55–60.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P.-E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and concrete research**, Elsevier, v. 6, n. 6, p. 773–781, 1976.

HORDIJK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **Heron**, Delft University of Technology, v. 37, n. 1, p. 79, 1992. ISSN 00467316.

HUSAIN, M.; EISA, A. S.; HEGAZY, M. M. Strengthening of reinforced concrete shear walls with openings using carbon fiber-reinforced polymers. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, Springer, v. 11, n. 2, p. 129–150, 2019.

KAUSHIK, S.; DASGUPTA, K. Seismic behavior of slab-structural wall junction of rc building. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, Springer, v. 18, n. 2, p. 331–349, 2019.

KHALEGHI, B.; SCHULTZ, E.; SEGUIRANT, S.; MARSH, L.; HARALDSSON, O.; EBERHARD, M.; STANTON, J. Accelerated bridge construction in washington state: From research to practice. **PCI journal**, v. 57, n. 4, 2012.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of civil and mechanical engineering**, Elsevier, v. 11, n. 3, p. 623–636, 2011.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of engineering mechanics**, American Society of Civil Engineers, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LEONHARDT, F.; MöNNIG, E. **Construções de concreto**: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. v. 3.

LI, T.; QU, H.; WANG, Z.; WEI, H.; JIANG, S. Seismic performance of precast concrete bridge columns with quasi-static cyclic shear test for high seismic zones. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 166, p. 441–453, 2018.

LOPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. Numerical simulation of rc frame testing with damaged plasticity model. comparison with simplified models. In: **Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul**. [S.l.: s.n.], 2014. p. 1–12.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of solids and structures**, Elsevier, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MA, H.; LAI, M.; SHI, X.; CAO, Z.; ZHOU, J. Experimental and numerical study on column-foundation connection through external socket. **Journal of Civil Engineering and Management**, v. 27, n. 3, p. 162–174, 2020.

MAREK FILHO, C. A. **Análise do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice embutido**. 2010. 184 p. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MASHAL, M.; PALERMO, A. Quasi-static cyclic testing of half-scale fully precast bridge substructure system in high seismicity. In: . [S.l.: s.n.], 2004. p. 1–9.

MAST, R. F. Auxiliary reinforcement in concrete connections. **Journal of the Structural Division**, American Society of Civil Engineers, v. 94, n. 6, p. 1485–1504, 1968.

MATTOCK, A. H.; CHEN, K.; SOONGSWANG, K. The behavior of reinforced concrete corbels. **PCI Journal**, v. 21, n. 2, p. 52–77, 1976.

MAUTONI, M. Blocos sobre dois apoios. **Grêmio Politécnico**, São Paulo, 1972.

MELO, C. E. E. **Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2004.

MILLS, L. L.; ZIMMERMAN, R. M. Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions. In: **Journal Proceedings**. [S.l.: s.n.], 1970. v. 67, n. 10, p. 802–807.

MOHEBBI, A. **Development and seismic evaluation of pier systems w/pocket connections, CFRP Tendons, and ECC/UHPC columns**. 2017. Tese (Doutorado) — University of Nevada, Reno, 2017.

MOHEBBI, A.; SAIIDI, M. S.; ITANI, A. M. Seismic design of precast piers with pocket connections, cfrp tendons and ecc/uhpc columns. **Int J Bridge Eng Spec**, n. 2017, p. 99–123, 2017.

MOHEBBI, A.; SAIIDI, M. S.; ITANI, A. M. Shake table studies and analysis of a precast two-column bent with advanced materials and pocket connections. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 23, n. 7, p. 04018046, 2018.

MOHEBBI, A.; SAIIDI, M. S.; ITANI, A. M. Shake table studies and analysis of a pt-uhpc bridge column with pocket connection. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 144, n. 4, p. 04018021, 2018.

MÖRSCH, E. Der eisenbeton seine theorie und anwendung, 1 un 2. hälfte. **Konrad Wittwer**, v. 5, 1922.

MOTAREF, S. **Seismic response of precast bridge columns with energy dissipating joints**. [S.l.]: University of Nevada, Reno, 2011.

MOTAREF, S.; SAIIDI, M. S.; SANDERS, D. Shake table studies of energy-dissipating segmental bridge columns. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 19, n. 2, p. 186–199, 2014.

NANA, W.; BUI, T.; LIMAM, A.; ABOURI, S. Experimental and numerical modelling of shear behaviour of full-scale rc slabs under concentrated loads. In: ELSEVIER. **Structures**. [S.l.], 2017. v. 10, p. 96–116.

NISSEN, I.; DASCHNER, F.; KUPFER, H. Versuche zur notwendigen schubbewehrung zwischen betonfertigteilen und ortbeton (tests of the necessary shear reinforcement between precast concrete elements and in situ concrete. in german). **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton**, Ernst Berlin, Berlin, n. 372, p. 33–89, 1986.

OSANAI, Y.; WATANABE, F.; OKAMOTO, S. Stress transfer mechanism of socket base connections with precast concrete columns. **Structural Journal**, v. 93, n. 3, p. 266–276, 1996.

PAGNUSSAT, R. **Análise numérica do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice parcialmente embutido: estudos de casos reais**. 2011. 129 p. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PEREIRA, P. d. S. **Avaliação da teoria atrito-cisalhamento em concreto leve e de alta resistência**. 2016. 132 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2016.

POWELL, R. E.; FOSTER, S. J. **Experimental Investigation on Rectangular Corbels Cast in High Strength Concrete**. [S.l.]: University of New South Wales, 1994.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete**. 2. ed. Chicago, 1988.

RAYNOR, D. J.; LEHMAN, D. E.; STANTON, J. F. Bond-slip response of reinforcing bars grouted in ducts. **Structural journal**, v. 99, n. 5, p. 568–576, 2002.

REGINATO, L. **Contribuição ao projeto de consolos de concreto com base em simulações numéricas**. 2020. 184 p. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

REN, W.; SNEED, L. H.; YANG, Y.; HE, R. Numerical simulation of prestressed precast concrete bridge deck panels using damage plasticity model. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, SpringerOpen, v. 9, n. 1, p. 45–54, 2015.

RICHART, F. E.; BRANDTZÆG, A.; BROWN, R. L. **A study of the failure of concrete under combined compressive stresses**. [S.l.], 1928.

RITTER, W. Die bauweise hennebique. **Schweizerische Bauzeitung**, v. 33, n. 7, p. 59–61, 1899.

RIVA, P. Seismic behaviour of precast column-to-foundation grouted sleeve connections. In: **Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction**. [S.l.]: Springer, 2006. p. 121–128.

SCHICKERT, G.; WINKLER, H. Results of test concerning strength and strain of concrete subjected to multi-axial compressive stress. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Germany, 1977.

SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. Toward a consistent design of structural concrete. **PCI journal**, v. 32, n. 3, p. 74–150, may-jun. 1987.

SOUZA, R. **Concreto estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. 2004. 442 p. Tese (Doutorado) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

STEUCK, K. P.; EBERHARD, M. O.; STANTON, J. F. Anchorage of large-diameter reinforcing bars in ducts. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 4, 2009.

SYROKA, E.; BOBIŃSKI, J.; TEJCHMAN, J. Fe analysis of reinforced concrete corbels with enhanced continuum models. **Finite elements in analysis and design**, Elsevier, v. 47, n. 9, p. 1066–1078, 2011.

SYSTÈMES, D. **Abaqus Analysis User's Manual, Version 6.14.** [S.l.]: Dassault Systèmes Providence, 2017.

TANNO, D. C. d. S. **Blocos de concreto sobre estacas posicionados nas divisas de terrenos: estudo analítico e análise numérica linear**. 2012. 163 p. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

TAZARV, M. **Next generation of bridge columns for accelerated bridge construction in high seismic zones**. [S.l.]: University of Nevada, Reno, 2014.

TAZARV, M.; SAIIDI, M. S. Uhpc-filled duct connections for accelerated bridge construction of rc columns in high seismic zones. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 99, p. 413–422, 2015.

TAZARV, M.; SAIIDI, M. S. *et al.* **Design and construction of bridge columns incorporating mechanical bar splices in plastic hinge zones**. [S.l.], 2015.

TRAN, H. V. **Drilled shaft socket connections for precast columns in seismic regions**. 2012. 184 p. Tese (Doutorado) — University of Washington, Seattle, 2012.

WANG, Z.; LI, T.; QU, H.; WEI, H.; LI, Y. Seismic performance of precast bridge columns with socket and pocket connections based on quasi-static cyclic tests: Experimental and numerical study. **Journal of Bridge Engineering**, American Society of Civil Engineers, v. 24, n. 11, p. 04019105, 2019.

WANG, Z.; QU, H.; LI, T.; WEI, H.; WANG, H.; DUAN, H.; JIANG, H. Quasi-static cyclic tests of precast bridge columns with different connection details for high seismic zones. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 158, p. 13–27, 2018.

WRIGGERS, P.; ZAVARISE, G. Computational contact mechanics. **Encyclopedia of computational mechanics**, Wiley Online Library, 2004.

XU, Y.; ZENG, Z.; WANG, Z.; GE, J. Experimental studies of embedment length of precast bridge pier with socket connection to pile cap. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 233, p. 111906, 2021.

YU, T.; TENG, J.; WONG, Y.; DONG, S. Finite element modeling of confined concrete-ii: Plastic-damage model. **Engineering structures**, Elsevier, v. 32, n. 3, p. 680–691, jan. 2010.

ZHANG, G.; HAN, Q.; XU, K.; DU, X.; HE, W. Experimental investigation of seismic behavior of uhpc-filled socket precast bridge column-foundation connection with shear keys. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 228, p. 111527, 2021.

ZHOU, X.; MICKLEBOROUGH, N.; LI, Z. Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges. **ACI Structural Journal**, American Concrete Institute, v. 102, n. 1, p. 3, 2005.

ZHOU, Y.; OU, Y.-C.; LEE, G. C. Bond-slip responses of stainless reinforcing bars in grouted ducts. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 141, p. 651–665, 2017.

ZUPIC, I.; ČATER, T. Bibliometric methods in management and organization. **Organizational Research Methods**, Sage Publications Sage CA: Los Angeles, CA, v. 18, n. 3, p. 429–472, 2015.

A Propriedades Geométricas dos Modelos

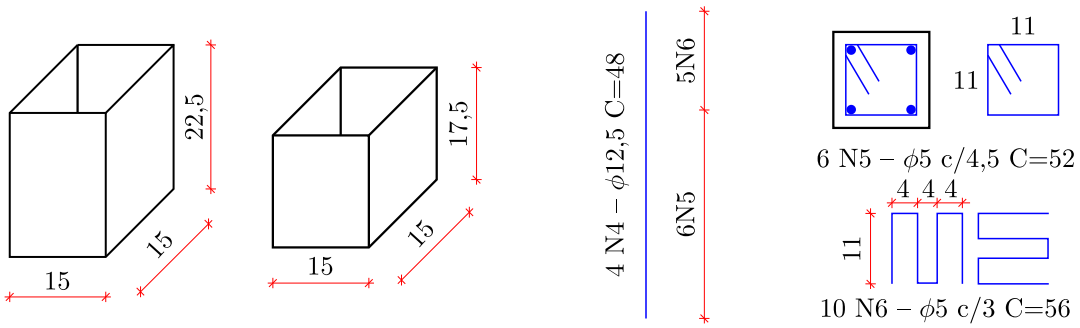
Nesse anexo, são apresentadas todas as propriedades geométricas dos blocos simulados nesse trabalho que foram ensaiados por Barros (2013). Para mais informações sobre dimensionamento ou mesmo detalhamento dos modelos, consultar o trabalho de Barros (2013).

A.1 Pilares

Os pilares foram divididos em pilares de concreto moldados in-loco, para os blocos monolíticos de referência, e pilares de concreto pré-moldado, para os blocos com cálices de fundação.

A.1.1 Pilares Monolíticos

Figura A.1 – Propriedades geométricas dos pilares de concreto pré-moldado (cm)

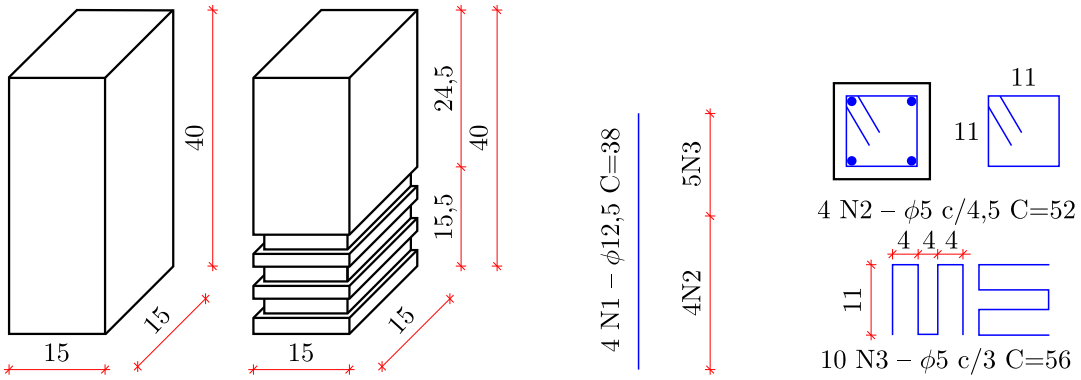


(a) Série Lisa **(b)** Série Chave **(c)** Arm. longitudinal **(d)** Arm. transversal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.1.2 Pilares de Concreto Pré-moldado

Figura A.2 – Propriedades geométricas dos pilares de concreto pré-moldado (cm)

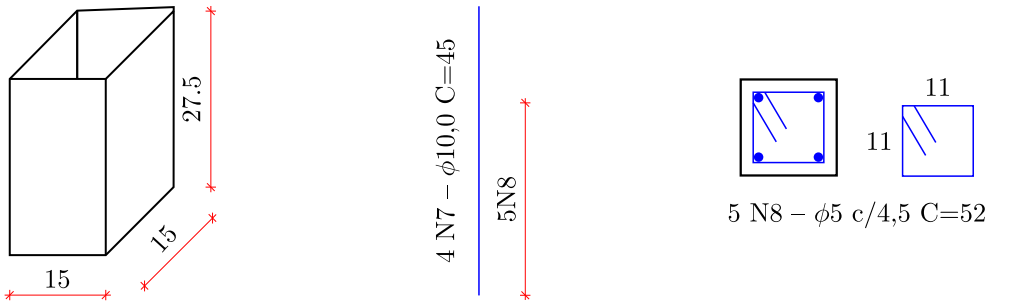


(a) Liso **(b)** Chave **(c)** Arm. longitudinal **(d)** Arm. transversal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.2 Estacas

Figura A.3 – Propriedades geométricas das estacas (cm)

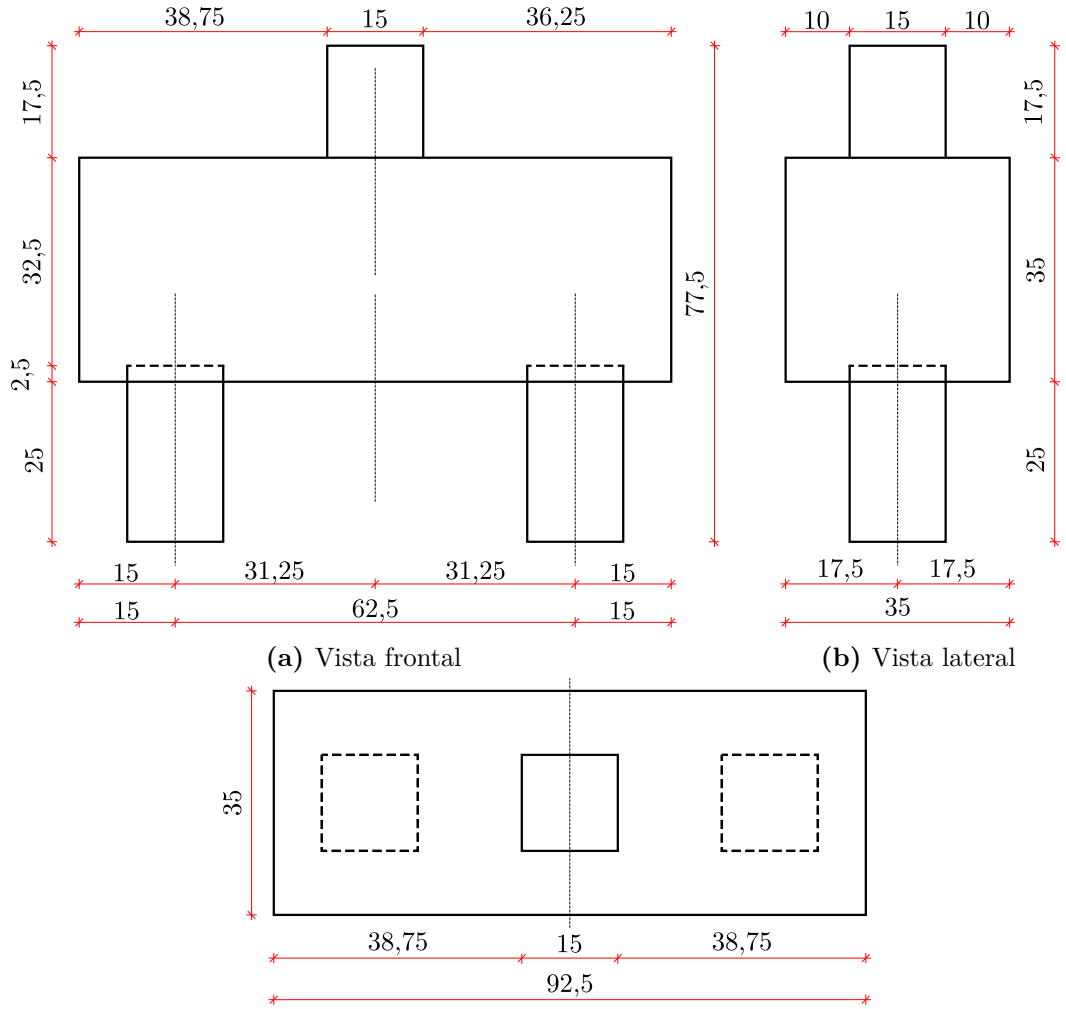


(a) Estaca **(b)** Armadura longitudinal **(c)** Armadura transversal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.3 Bloco Monolítico de Referência da Série Lisa

Figura A.4 – Propriedades geométricas do bloco monolítico da série lisa (cm)

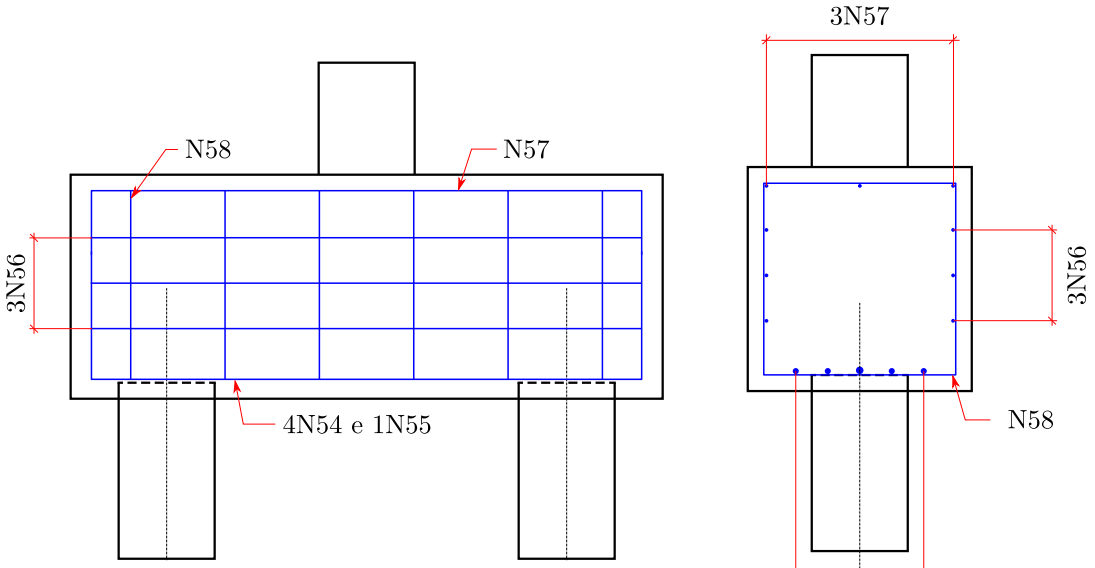


(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

(c) Vista superior

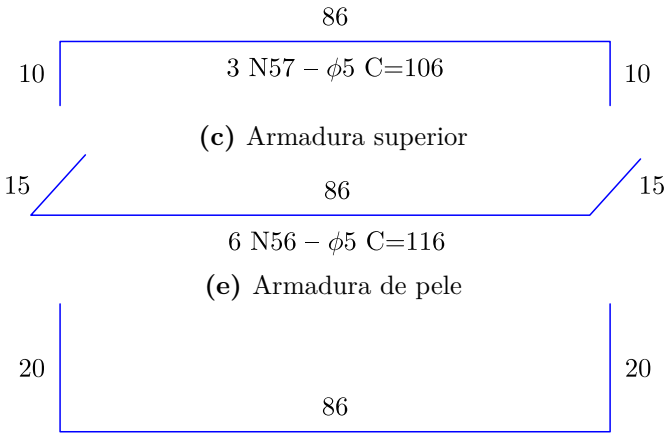
Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Figura A.5 – Detalhamento do bloco monolítico da série lisa (cm)



(a) Vista frontal

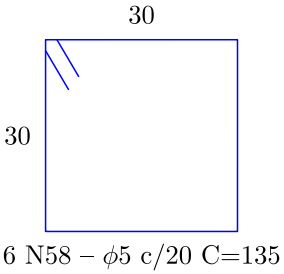
(b) Vista lateral



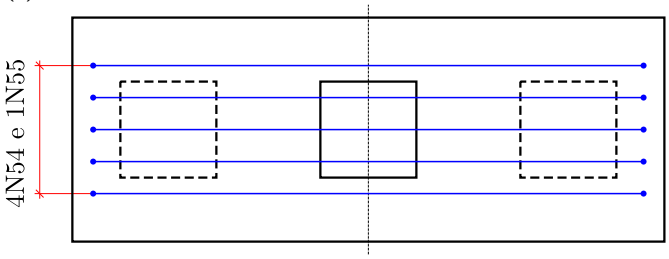
(c) Armadura superior

(e) Armadura de pele

(f) Armadura inferior



(d) Armadura estribo

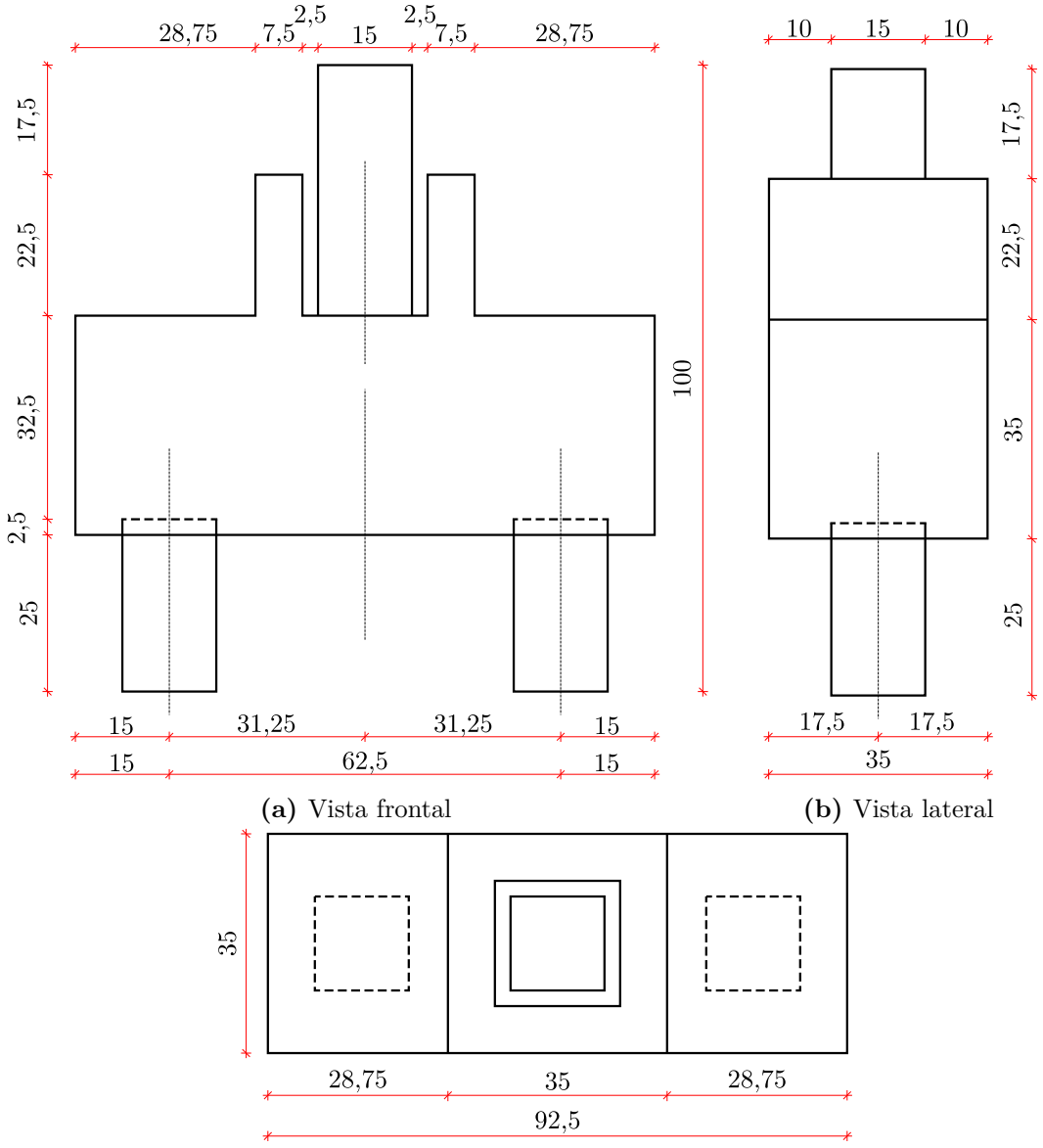


(g) Vista superior

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.4 Cálice Externo Liso

Figura A.6 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série lisa (cm)

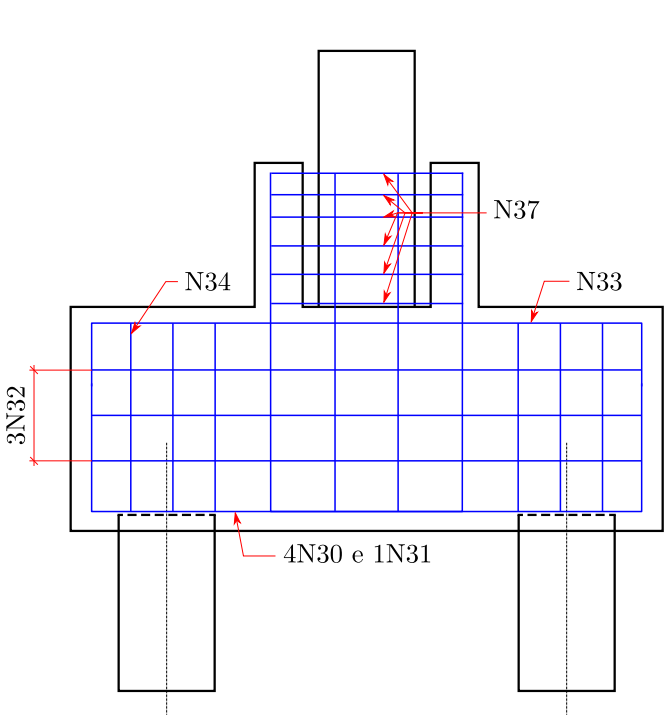


(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

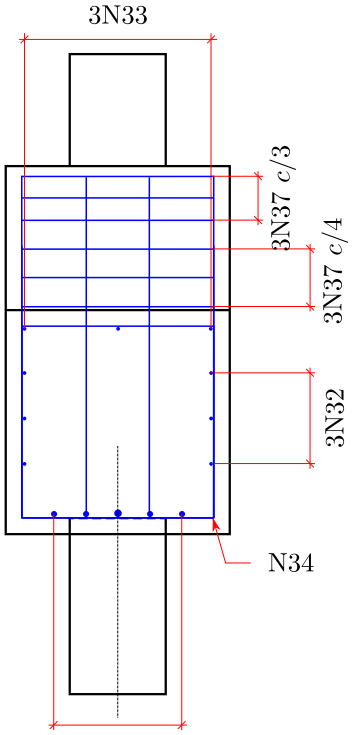
(c) Vista superior

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

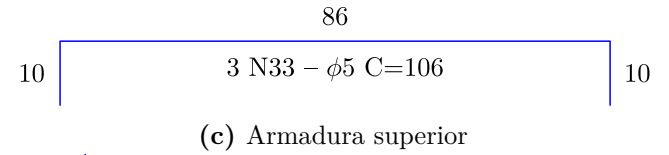
Figura A.7 – Detalhamento do bloco externo liso (cm)



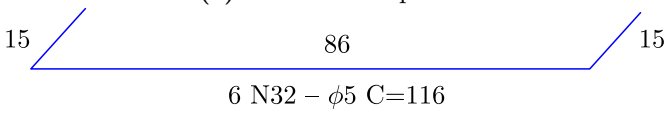
(a) Vista frontal



(b) Vista lateral

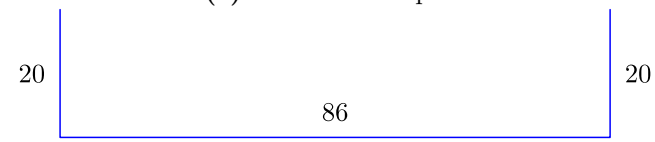


(c) Armadura superior



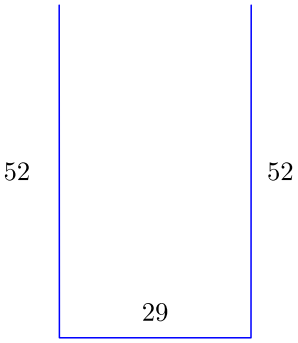
6 N32 – ϕ5 C=116

(e) Armadura de pele



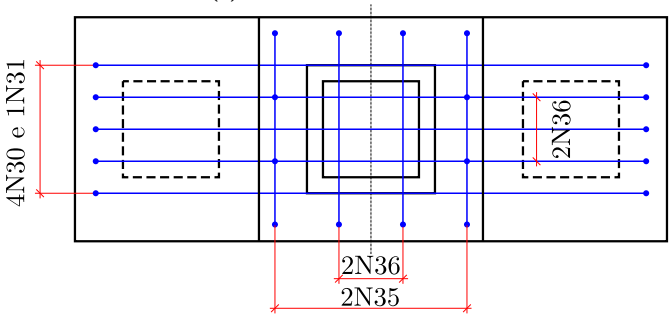
4 N30 – ϕ8 C=126
1 N31 – ϕ10 C=126

(f) Armadura inferior

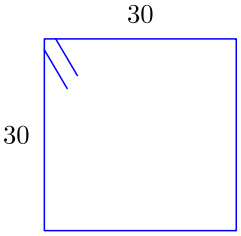


2 N35 – ϕ6,3 C=133
4 N36 – ϕ5 C=133

(d) Armadura vertical



(g) Vista superior



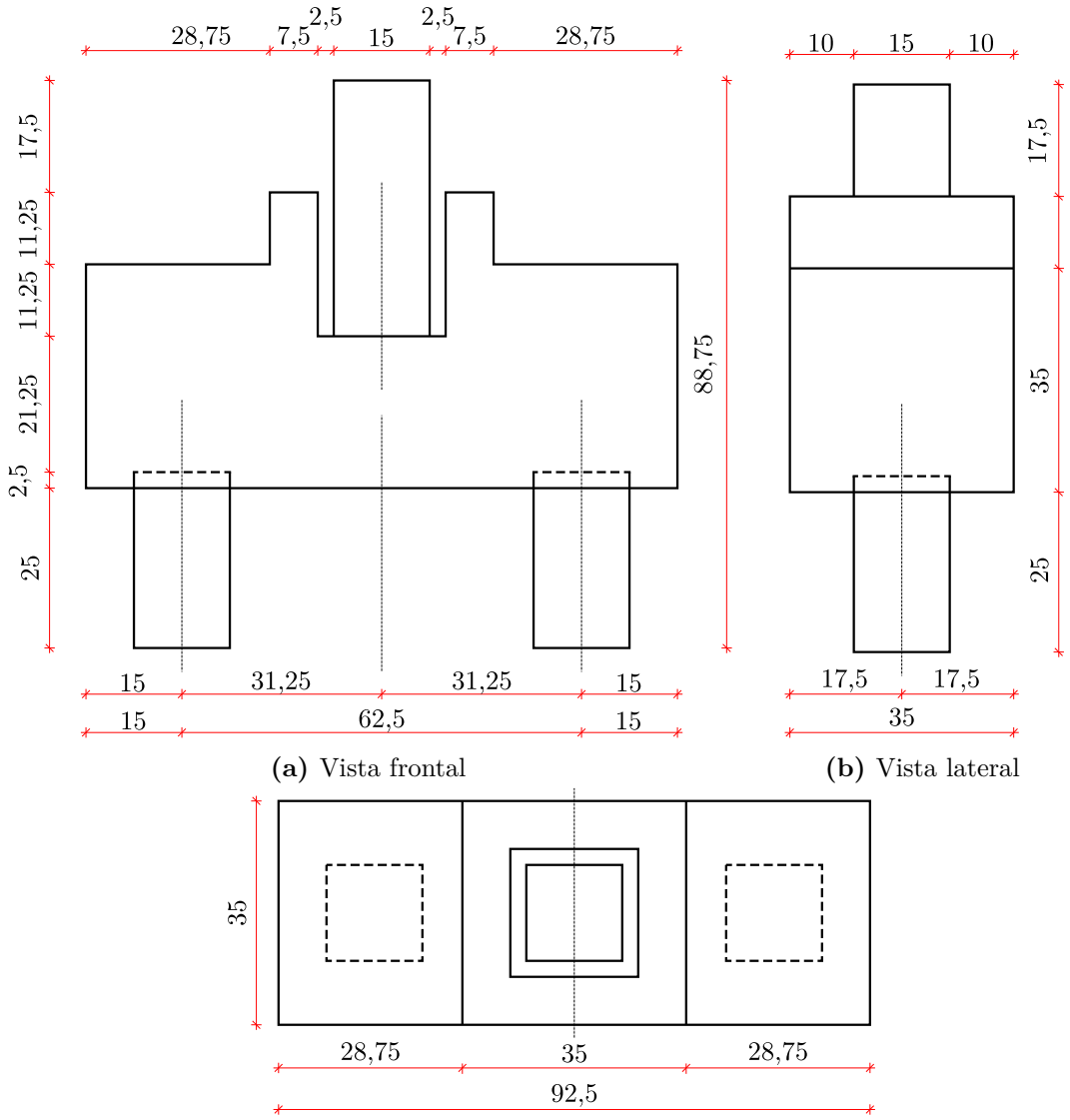
6 N34 – ϕ5 c/20 C=135
6 N37 – ϕ5 C=135

(h) Armadura estribo ext. e Armadura horizontal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.5 Cálice Semiembutido Liso

Figura A.8 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido liso (cm)

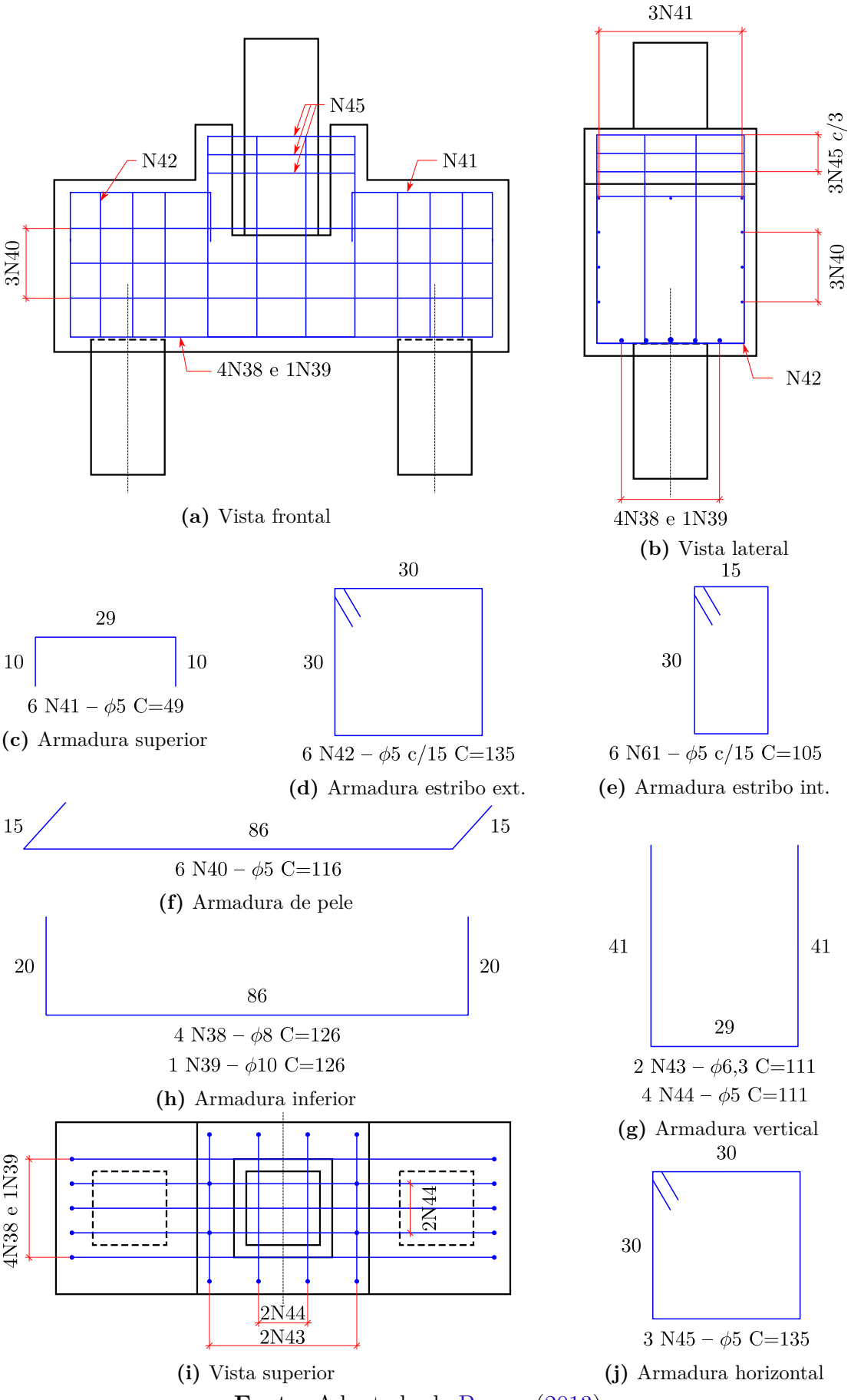


(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

(c) Vista superior

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Figura A.9 – Detalhamento do bloco semiembutido liso (cm)



(a) Vista frontal

(b) Vista lateral

(c) Armadura superior

(d) Armadura estribo ext.

(e) Armadura estribo int.

(f) Armadura de pele

(g) Armadura vertical

(h) Armadura inferior

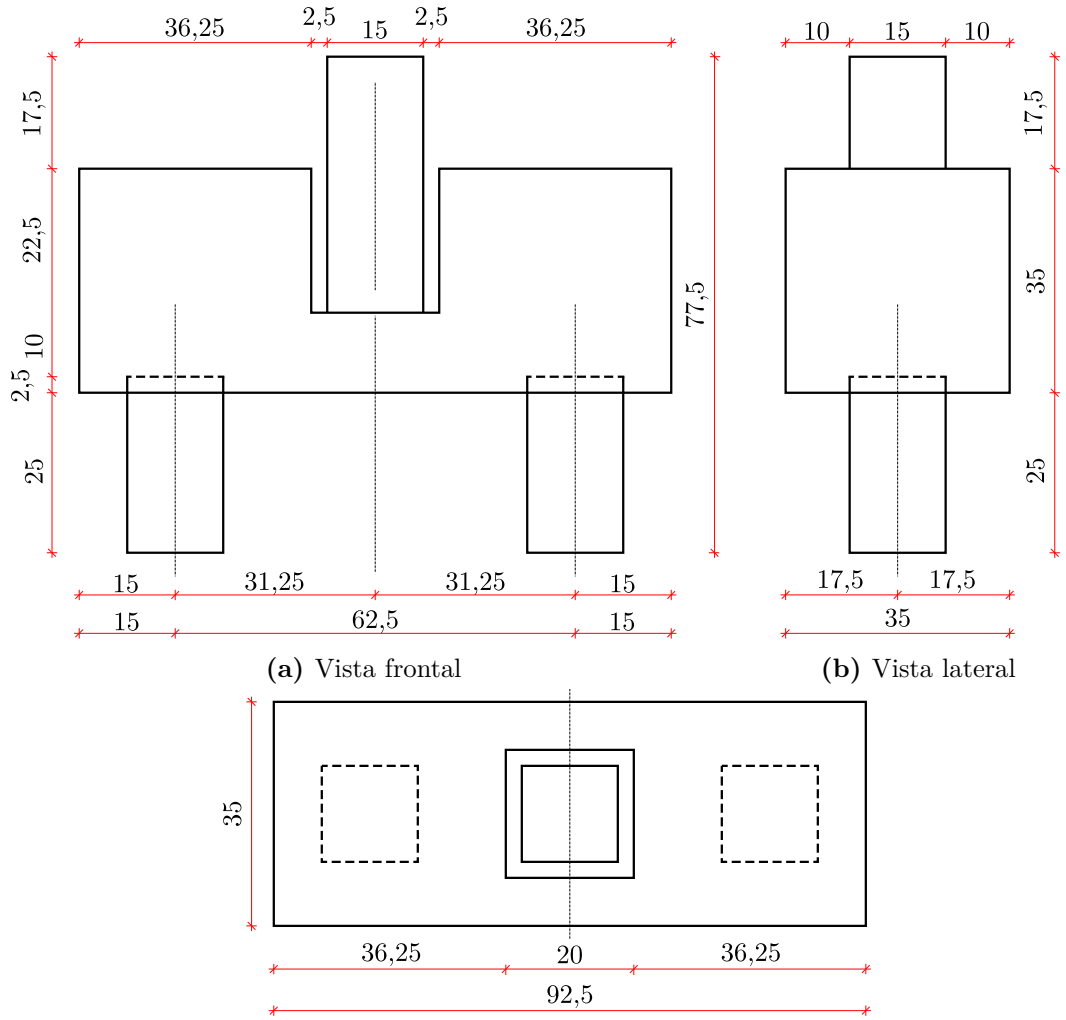
(i) Vista superior

(j) Armadura horizontal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.6 Cálice Embutido Liso

Figura A.10 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido liso (cm)

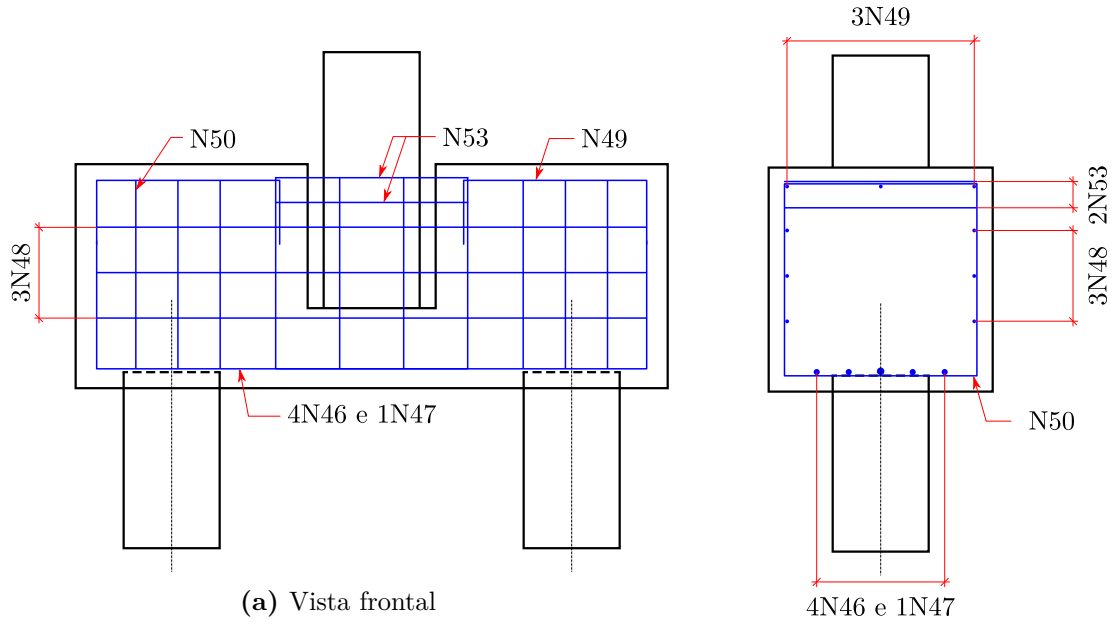


(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

(c) Vista superior

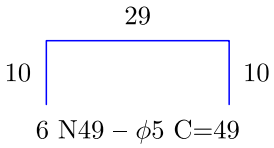
Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Figura A.11 – Detalhamento do bloco embutido liso (cm)



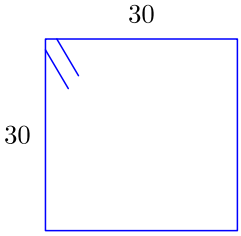
(a) Vista frontal

(b) Vista lateral



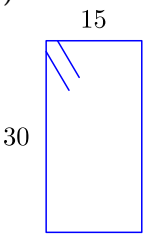
6 N49 – ϕ5 C=49

(c) Armadura superior



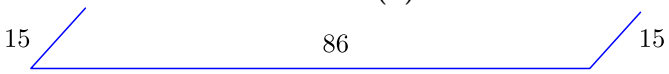
6 N50 – ϕ5 c/15 C=135

(d) Armadura estribo ext.



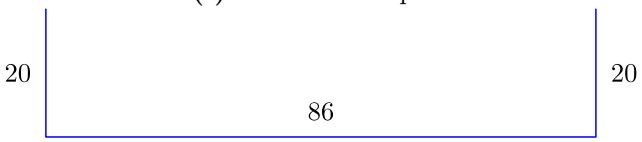
6 N62 – ϕ5 c/15 C=105

(e) Armadura estribo int.



6 N48 – ϕ5 C=116

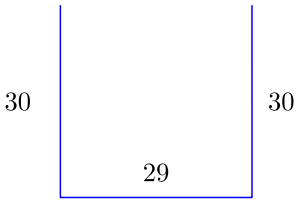
(f) Armadura de pele



4 N46 – ϕ8 C=126

1 N47 – ϕ10 C=126

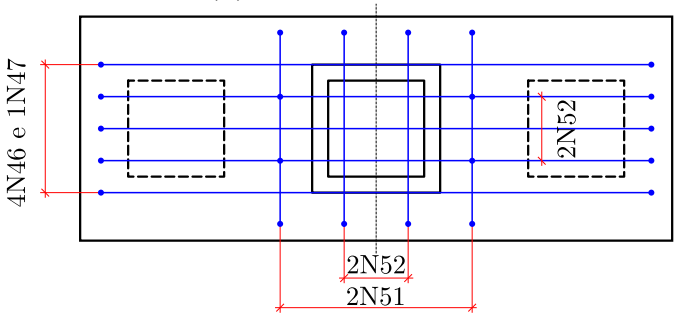
(h) Armadura inferior



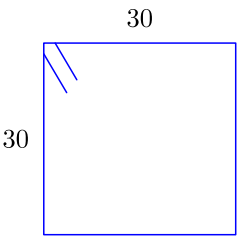
2 N51 – ϕ6,3 C=89

4 N52 – ϕ5 C=89

(g) Armadura vertical



(i) Vista superior



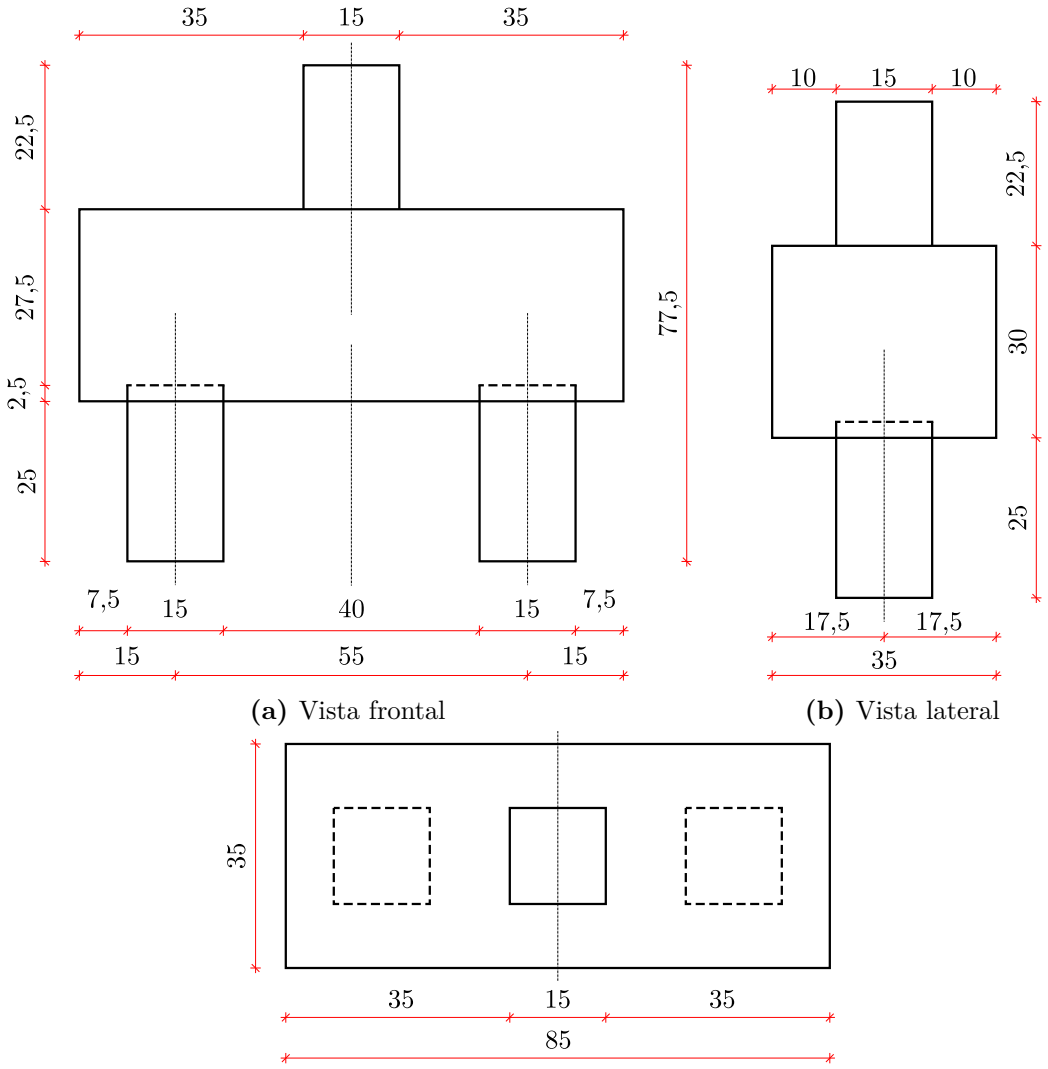
2 N53 – ϕ5 C=135

(j) Armadura horizontal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.7 Bloco Monolítico de Referência da Série com Chave de Cisalhamento

Figura A.12 – Propriedades geométricas do bloco monolítico da série com chave de cisalhamento (cm)

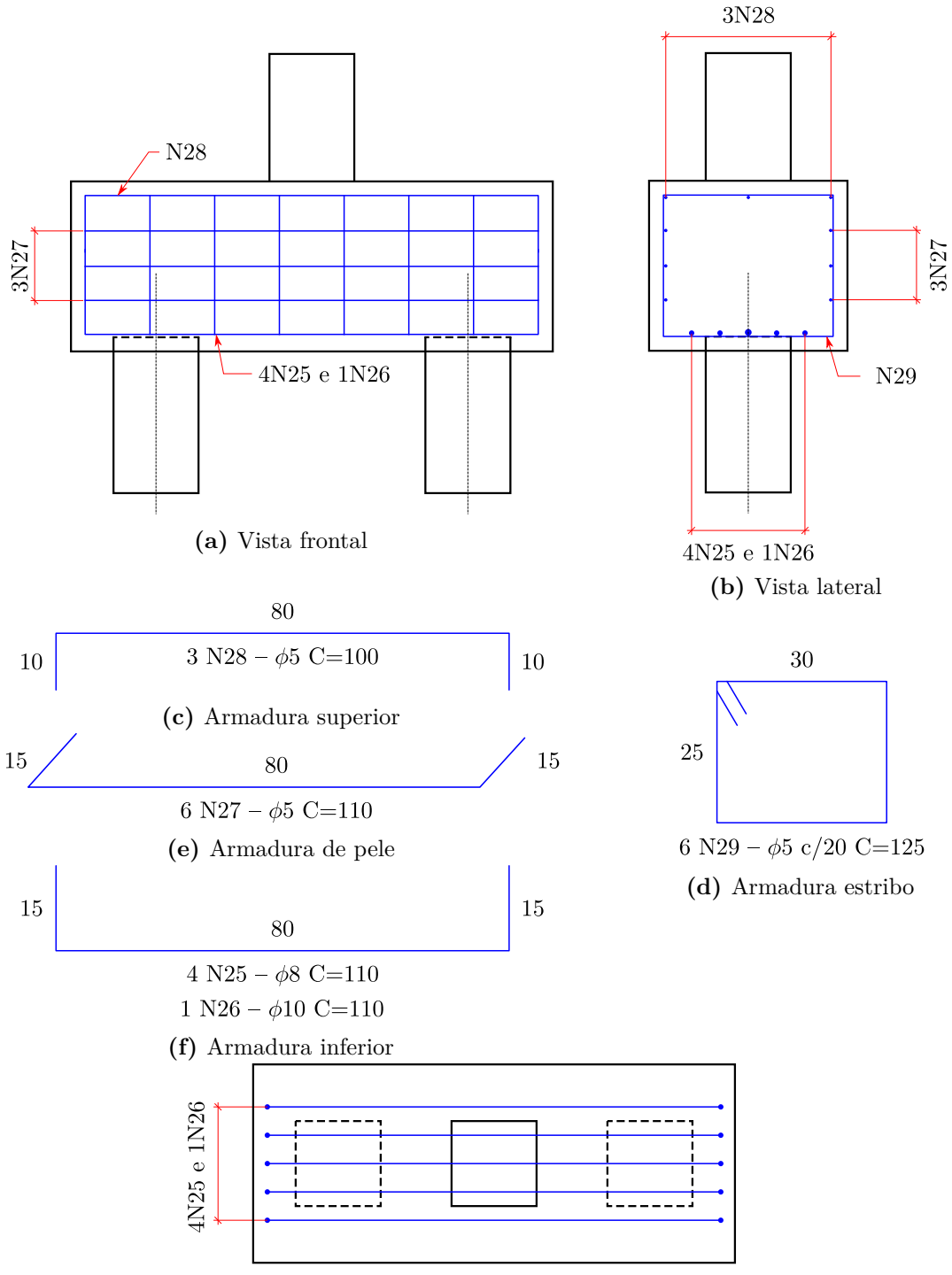


(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

(c) Vista superior

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

Figura A.13 – Detalhamento do bloco monolítico da série com chave de cisalhamento (cm)



(a) Vista frontal

(b) Vista lateral

(c) Armadura superior

(e) Armadura de pele

(f) Armadura inferior

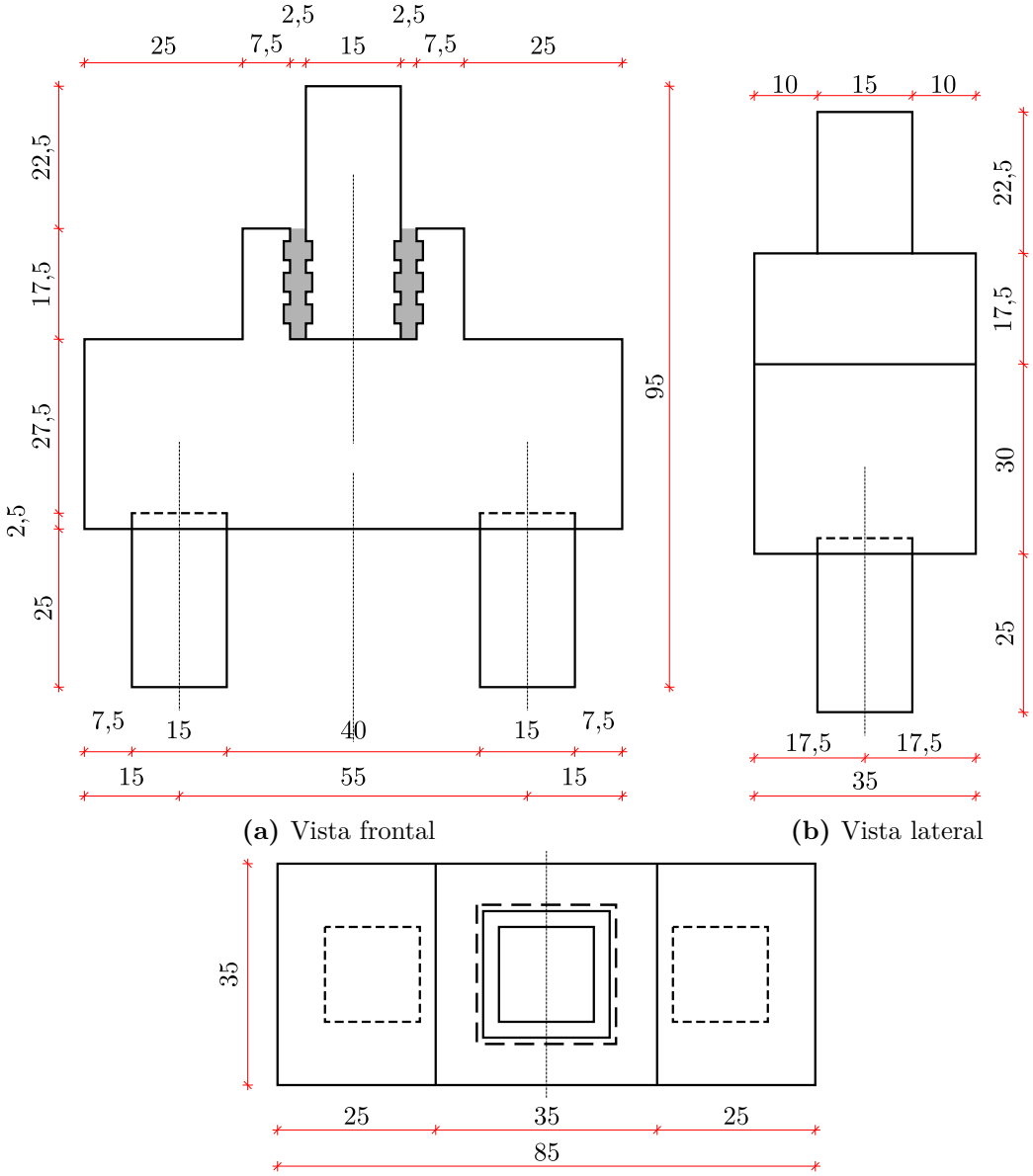
(d) Armadura estribo

(g) Vista superior

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.8 Cálice Externo Chave

Figura A.14 – Propriedades geométricas do bloco com cálice externo da série com chave de cisalhamento (cm)

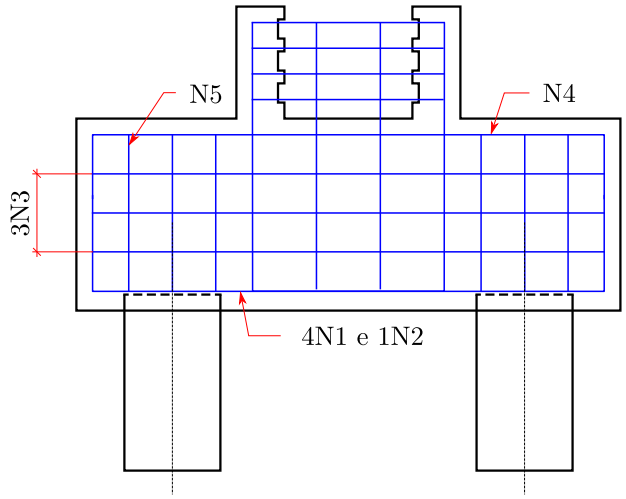


(a) Vista frontal **(b)** Vista lateral

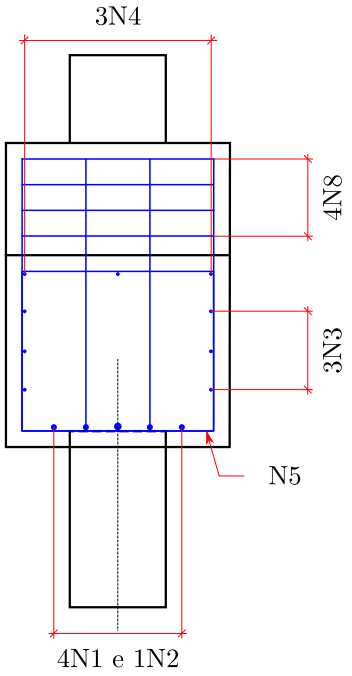
(c) Vista superior

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

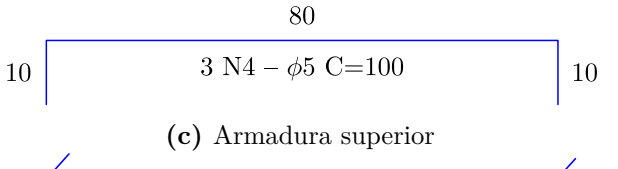
Figura A.15 – Detalhamento do bloco externo liso (cm)



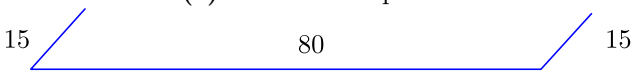
(a) Vista frontal



(b) Vista lateral

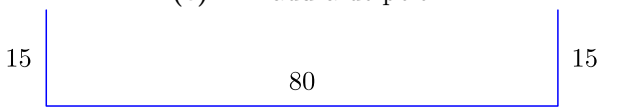


(c) Armadura superior



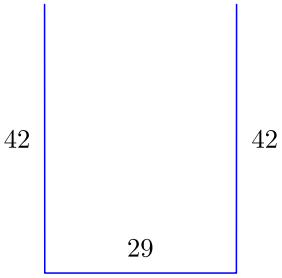
6 N3 – ϕ5 C=110

(e) Armadura de pele



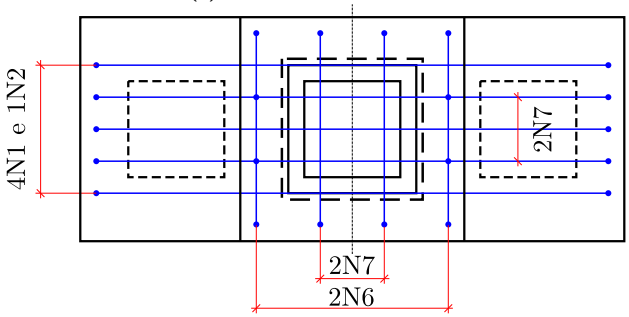
4 N1 – ϕ8 C=110
1 N2 – ϕ10 C=110

(f) Armadura inferior

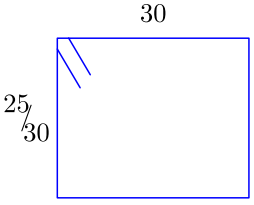


2 N6 – ϕ6,3 C=113
4 N7 – ϕ5 C=113

(d) Armadura vertical



(g) Vista superior



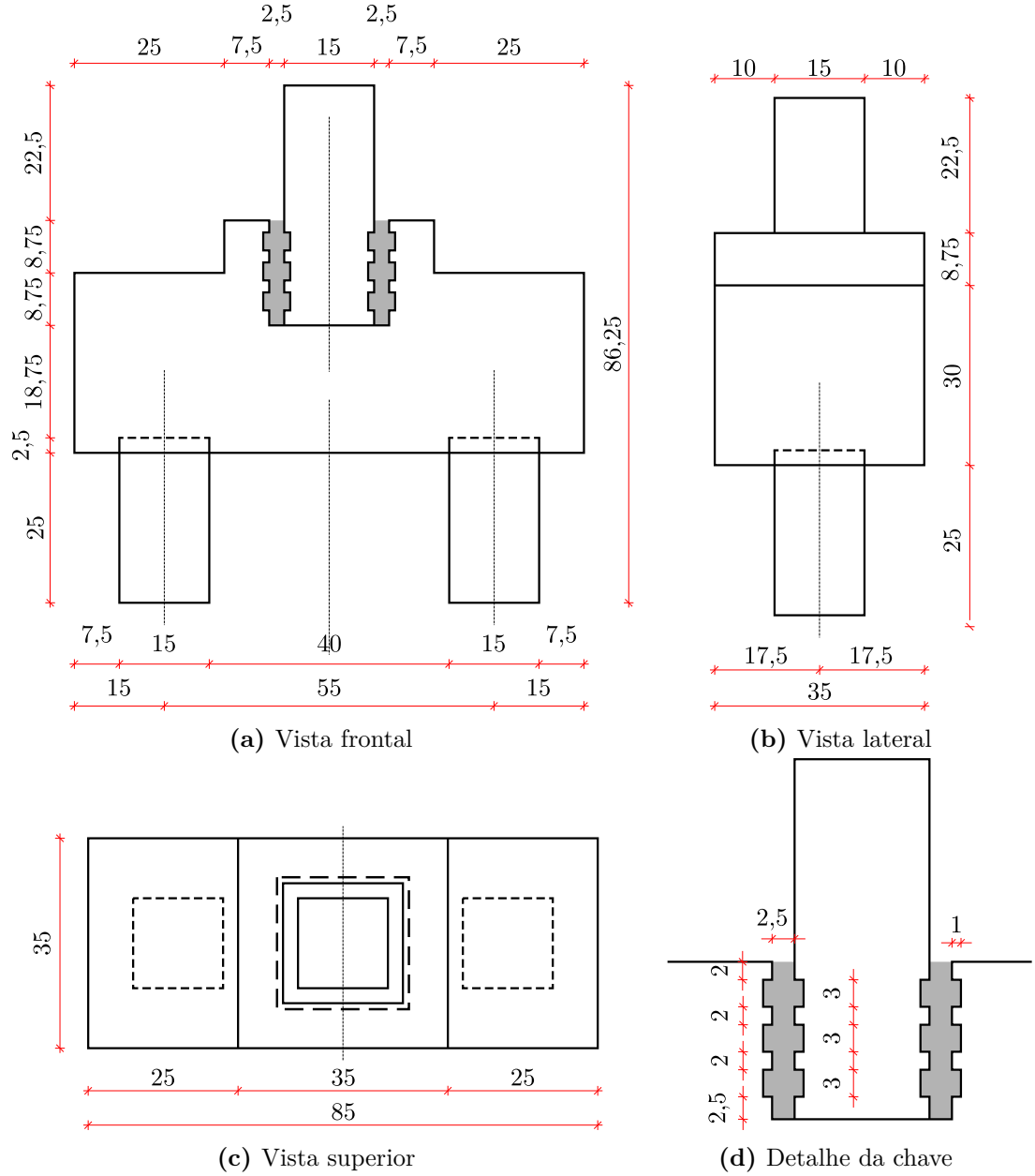
6 N5 – ϕ5 c/20 C=125
4 N8 – ϕ5 C=130

(h) Armadura estribo ext. e Armadura horizontal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

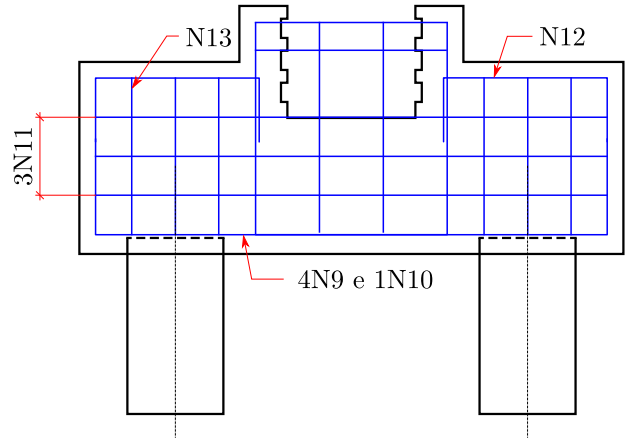
A.9 Cálice Semiembutido Chave

Figura A.16 – Propriedades geométricas do bloco com cálice semiembutido da série com chave de cisalhamento (cm)

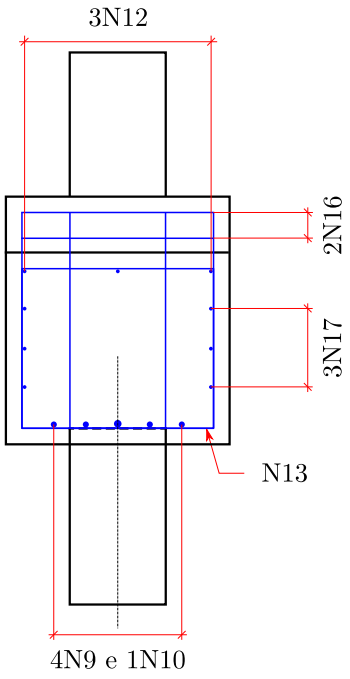


Fonte: Adaptado de Barros (2013)

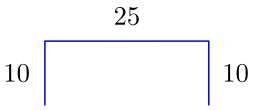
Figura A.17 – Detalhamento do bloco semiembutido da série com chave de cisalhamento (cm)



(a) Vista frontal

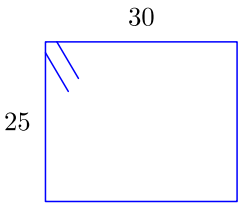


(b) Vista lateral



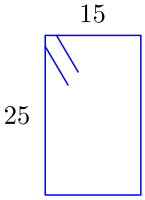
6 N12 – ϕ5 C=45

(c) Armadura superior



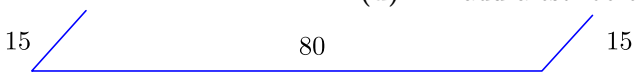
6 N13 – ϕ5 c/15 C=125

(d) Armadura estribo ext.



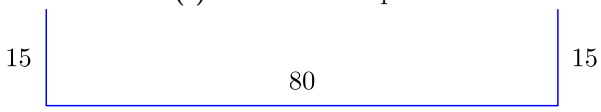
6 N59 – ϕ5 c/15 C=95

(e) Armadura estribo int.



6 N11 – ϕ5 C=110

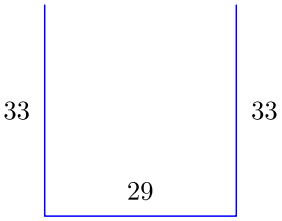
(f) Armadura de pele



4 N9 – ϕ8 C=110

1 N10 – ϕ10 C=110

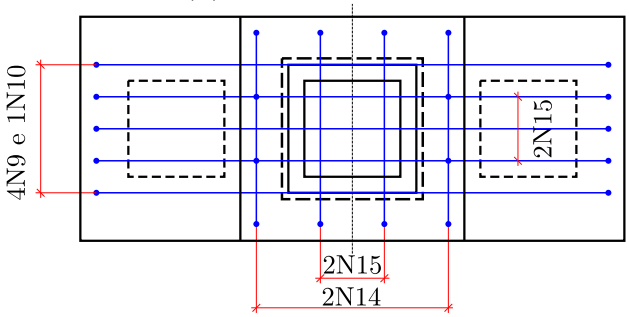
(h) Armadura inferior



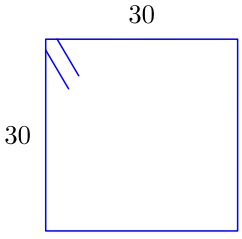
2 N14 – ϕ6,3 C=95

4 N15 – ϕ5 C=95

(g) Armadura vertical



(i) Vista superior



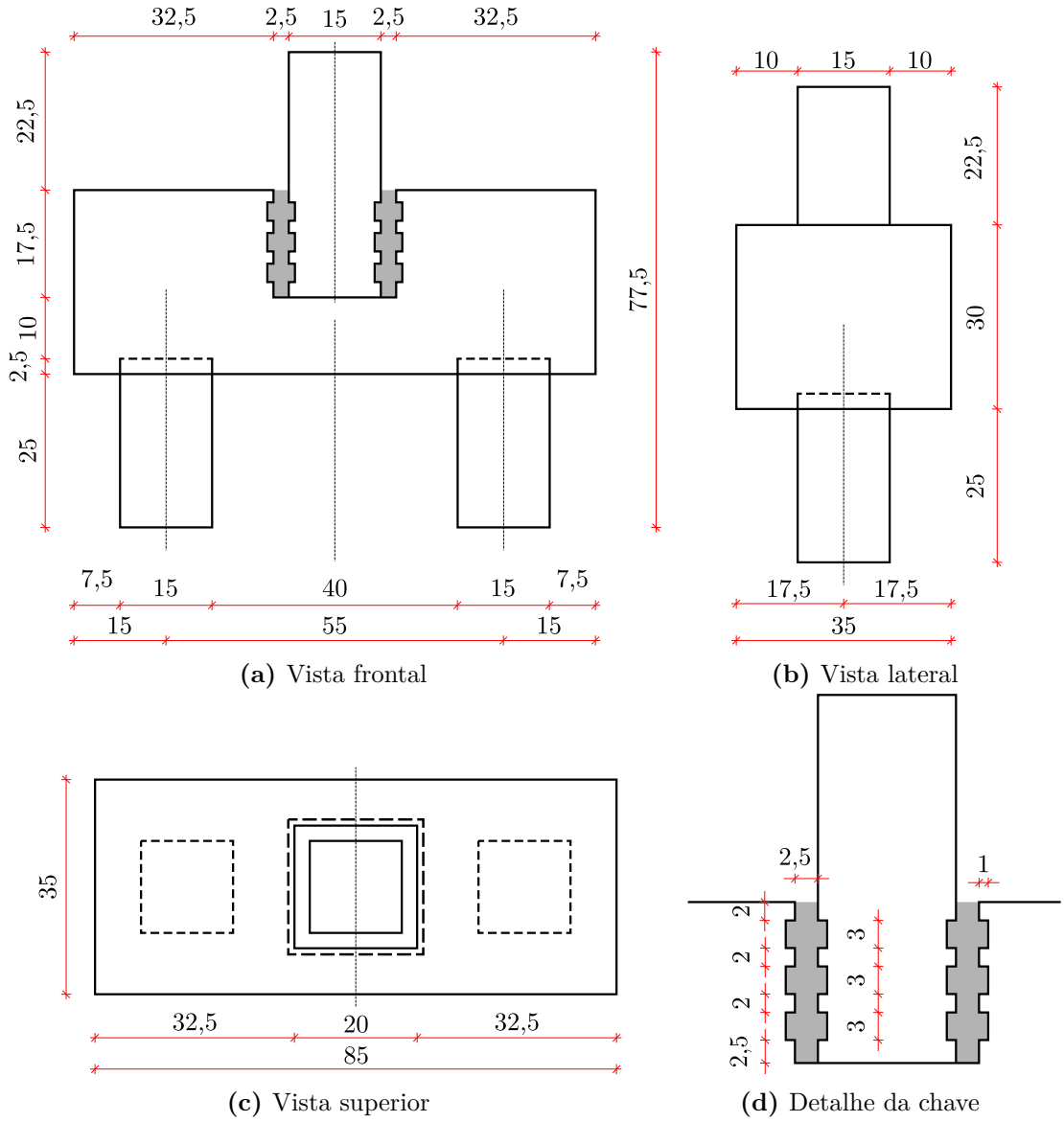
2 N16 – ϕ5 C=130

(j) Armadura horizontal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

A.10 Cálice Embutido Chave

Figura A.18 – Propriedades geométricas do bloco com cálice embutido da série com chave de cisalhamento (cm)



(a) Vista frontal

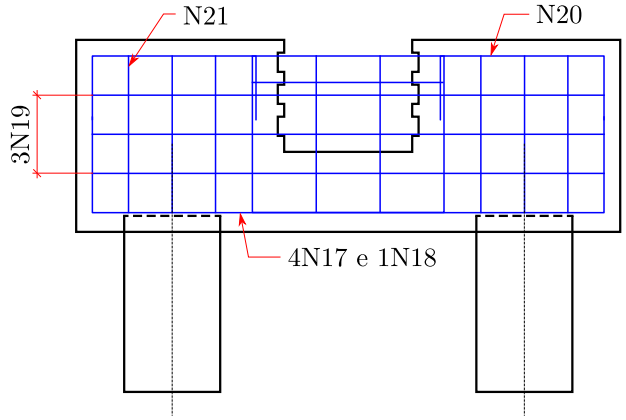
(b) Vista lateral

(c) Vista superior

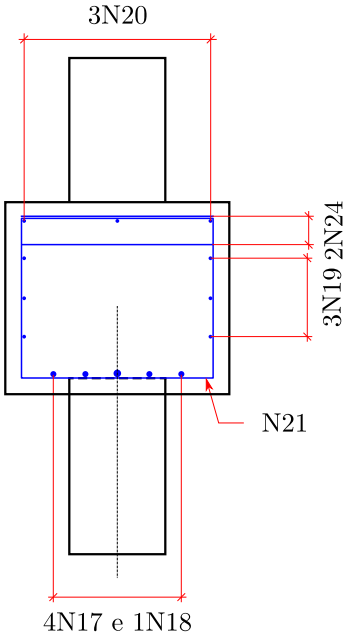
(d) Detalhe da chave

Fonte: Adaptado de Barros (2013)

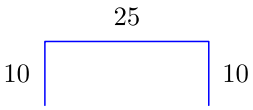
Figura A.19 – Detalhamento do bloco embutido da série com chave de cisalhamento (cm)



(a) Vista frontal

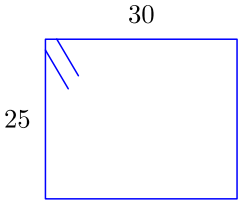


(b) Vista lateral



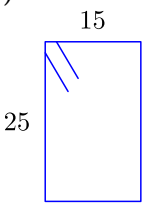
6 N20 – ϕ5 C=45

(c) Armadura superior



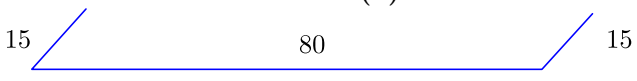
6 N21 – ϕ5 c/15 C=125

(d) Armadura estribo ext.



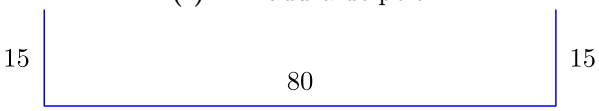
6 N60 – ϕ5 c/15 C=95

(e) Armadura estribo int.



6 N19 – ϕ5 C=110

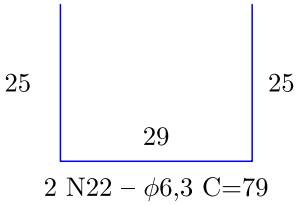
(f) Armadura de pele



4 N17 – ϕ8 C=110

1 N18 – ϕ10 C=110

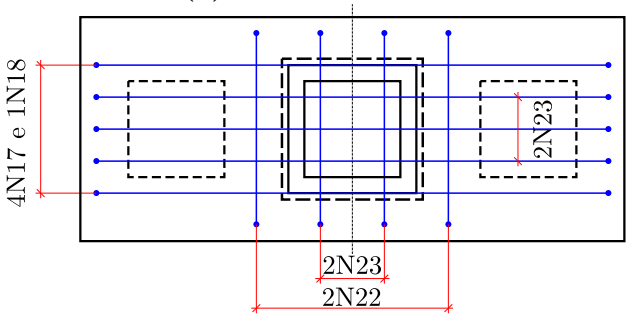
(h) Armadura inferior



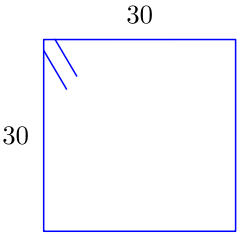
2 N22 – ϕ6,3 C=79

4 N23 – ϕ5 C=79

(g) Armadura vertical



(i) Vista superior



2 N24 – ϕ5 C=130

(j) Armadura horizontal

Fonte: Adaptado de Barros (2013)