**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE**
**CENTRO DE TECNOLOGIA**
**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**NAYARA TALASSA DAMASCENO INÁCIO**

# ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE ARMADURAS COMPLEMENTARES EM BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS COM CÁLICE EMBUTIDO E INTERFACES COM CHAVE DE CISALHAMENTO

**NATAL/RN**
**2024**

NAYARA TALASSA DAMASCENO INÁCIO

# ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE ARMADURAS COMPLEMENTARES EM BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS COM CÁLICE EMBUTIDO E INTERFACES COM CHAVE DE CISALHAMENTO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.
Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros

NATAL/RN
2024

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Inácio, Nayara Talassa Damasceno.
Análise numérica da influência de armaduras complementares em blocos sobre duas estacas com cálice embutido e interfaces com chave de cisalhamento / Nayara Talassa Damasceno Inácio. - 2024.
172 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Natal, RN, 2024.
Orientação: Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto.
Coorientação: Prof. Dr. Rodrigo Barros.

1. Cálice embutido - Dissertação. 2. Chave de cisalhamento - Dissertação. 3. Análise numérica - Dissertação. 4. Blocos sobre duas estacas - Dissertação. I. Freitas Neto, Osvaldo de. II. Barros, Rodrigo. III. Título.

RN/UF/BCZM CDU 624.046

Elaborado por Ana Cristina Cavalcanti Tinoco - CRB-15/262

NAYARA TALASSA DAMASCENO INÁCIO

# ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DE ARMADURAS COMPLEMENTARES EM BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS COM CÁLICE EMBUTIDO E INTERFACES COM CHAVE DE CISALHAMENTO

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

**BANCA EXAMINADORA**

_____

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto – Orientador (UFRN)

_____

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Co-orientador (UFRN)

_____

Prof. Dr. Hidelbrando Jose Farkat Diógenes – Examinador Externo (UFPB)

_____

Profa. Dra. Marcela Novischi Kataoka – Examinadora Externa (USP)

**Natal, 27 de março de 2024.**

Dedico este trabalho à minha família e à minha esposa, Fernanda.

## AGRADECIMENTOS

Esta dissertação é fruto de um trabalho coletivo: sem o meu professor orientador e coorientador, os professores do programa da pós-graduação em engenharia civil e ambiental da UFRN e, sobretudo, a minha família, não seria possível de se tornar realidade

Agradeço aos meus pais Socorro e Damasceno que não mediram esforços para investir na minha educação. Aos meus irmãos Damon e Tuanny que me incentivaram a não desistir dos meus sonhos. À minha avó Deuzinha, minhas tias Gracide e Edileuza e minhas primas Lorrany e Loyse que sempre estiveram ao meu lado.

Um agradecimento especial vai para a minha esposa e companheira de vida, Fernanda Cabral, que esteve comigo nos momentos mais difíceis dessa jornada, contribuindo inclusive com conversas técnicas sobre Programação.

Agradeço aos meus professores: Dr. Rodrigo Barros, Dr. José Neres da Silva Filho, Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto, Dr. Daniel Nelson Maciel e Dr. Osvaldo de Freitas Neto pelos ensinamentos e trocas de conhecimento durante todo o programa de Mestrado.

Em especial, agradeço ao professor Dr. Rodrigo Barros pelas orientações técnicas e ajuda nos processos de modelagem e análise dos modelos.

Agradeço também à Prof.ª Socorro Inácio pelas revisões gramaticais.

Por fim, agradeço a todos os meus amigos por estarem ao meu lado durante todo esse percurso.

Aprendi que o caminho para o progresso não é rápido, nem fácil.

Marie Curie

## RESUMO

Este trabalho teve como objetivo analisar o comportamento de bloco de concreto armado sobre duas estacas com cálice embutido e interface com chave de cisalhamento, diante da inclusão de armaduras complementares. Para tanto, foi desenvolvido um modelo numérico no *software* ABAQUS, baseado no método dos elementos finitos. Os modelos foram calibrados e validados a partir dos ensaios experimentais de Barros (2013). Foi feita uma análise paramétrica dos modelos em duas etapas que incluíram também a variação da resistência média à compressão do concreto dos blocos. A primeira etapa consistiu em variar a área de aço e disposições das armaduras complementares propostas por Barros (2013). A segunda etapa compreendeu a variação de angulação e configuração das armaduras complementares. Observou-se ao longo das análises paramétricas que a resistência à compressão do bloco foi o parâmetro que mais influenciou na capacidade de carga dos modelos, por conferirem maiores resistências às bielas de compressão, uma vez que a ruína dos modelos ocorreu por esmagamento do concreto nas bielas na região da ligação. Os resultados da primeira etapa mostraram que as armaduras complementares, originalmente, propostas por Barros (2013) não influenciam na capacidade de carga dos blocos e no controle de fissuração. Já as análises da segunda etapa mostraram que as novas configurações propostas A1, A2 e A1+A2 possibilitaram um melhor controle da fissuração dos blocos. A armadura A1 atuou no controle da fissuração diagonal da biela do bloco, resultando em aumento da capacidade de carga entre 0,94% e 2,55%, variando de acordo com a resistência à compressão do bloco. O modelo A2 foi mais eficiente, atuando no controle da fissuração central inferior e da fissuração diagonal das bielas do bloco, resultando em um aumento da capacidade de carga entre 5,31% e 10,19%. Já o modelo A1+A2 apresentou praticamente uma superposição de efeitos, controlando tanto a fissuração diagonal quanto a fissuração central inferior. Foi a disposição que proporcionou maiores aumentos da capacidade de carga, que variaram entre 6,77% e 12,48%. Assim, demonstra-se a importância das armaduras para controle de fissuração nos blocos de fundação com cálice embutido e com chave de cisalhamento. Uma vez que, além de resultarem em um melhor comportamento em serviço e uma maior durabilidade do elemento estrutural, essas armaduras também podem atuar retardando os mecanismos de ruína dos blocos e, assim, aumentar a sua capacidade de carga, como foi observado de forma mais significativa nos modelos A2 e A1+A2.



Palavras-chave: Cálice embutido, chave de cisalhamento, análise numérica, blocos sobre duas estacas.

## ABSTRACT

This research aimed to analyze the behavior of a reinforced concrete two pile caps with embedded socket and shear keys in the presence of additional reinforcement. A numerical model was developed in the ABAQUS software, based on the finite element method. The numerical models were calibrated and validated based on experimental tests by Barros (2013). A parametric analysis of the models was carried out in two stages, which also included the variation in the compressive strength of the concrete of the pile caps. The first step consisted of varying the steel area and arrangements of the additional reinforcement proposed by Barros (2013). The second stage included the variation in the angle and configuration of the additional reinforcement. It was observed throughout the parametric analyzes that the compressive strength of the pile caps was the parameter that most influenced the load capacity of the models by providing greater resistance to the compression stuts since the models' collapse occurred due to the crushing of the concrete in the struts in the connection region. The results of the first stage showed that the additional reinforcement, originally proposed by Barros (2013), does not influence the load capacity of the pile caps and crack control. The analyzes of the second stage showed that the new proposed configurations A1, A2 and A1+A2 enabled better control of the cracking of the pile caps. Reinforcement A1 acted to control diagonal cracking of the pile caps strut, increasing load capacity between 0.94% and 2.55%, varying according to the pile caps' compressive strength. The A2 model was more efficient, controlling central cracking and diagonal cracking of the pile caps struts, resulting in an increase in load capacity between 5.31% and 10.19%. The A1+A2 model presented practically a superposition of effects, controlling both diagonal cracking and central cracking. It was the arrangement that provided the greatest increases in load capacity, which varied between 6.77% and 12.48%. Thus, the importance of reinforcement for controlling cracking in pile caps with embedded socket with shear keys is demonstrated., in addition to resulting in better behavior in service and greater durability of the structural element, they can also act by delaying the collapse mechanisms of the pile caps and, thus, increasing their load capacity, as was observed more significantly on models A2 and A1+A2.



Keywords: Embedded socket, shear keys, numerical analysis, two pile caps.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Bloco de fundação com cálice externo, parcialmente embutido e embutido.....17
Figura 1.2 - Ilustrações dos cálices de interfaces lisas ou rugosas e com chaves de cisalhamento. .....17
Figura 2.1 – Ilustração dos modelos ensaiados. .....22
Figura 2.2 – Características dos modelos ensaiados.....23
Figura 2.3 – Modo de ruptura dos ensaios. .....23
Figura 2.4 - Arranjo das armaduras analisadas.....24
Figura 2.5 - Tipos de ancoragens analisadas. .....25
Figura 2.6 – Modo de ruína dos blocos analisados. .....25
Figura 2.7 – Características dos blocos ensaiados.....26
Figura 2.8 – Modelo refinado de Biela e Tirante. .....28
Figura 2.9 – Distribuições de tensões para cálice liso.....41
Figura 2.10 - Distribuições de tensões para cálice rugoso. .....42
Figura 2.11 - Transferência de esforços. .....43
Figura 2.12 – Classificação da ligação conforme as interfaces das superfície.....44
Figura 2.13 - Transferência de esforços: cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade $Md/(Nd \cdot h) \geq 2$ .....45
Figura 2.14 - Transferência dos esforços nas paredes do colarinho dos cálices de interfaces lisas ou rugosas.....46
Figura 2.15 - Transferência dos esforços em cálices com chaves de cisalhamento. .....47
Figura 3.1 – Extensômetros elétricos de resistência uniaxiais nas armaduras dos blocos. .....50
Figura 3.2 - Dimensões dos modelos M13 e M14.....51
Figura 3.3 – 3D da geometria dos blocos M13 e M14. .....51
Figura 3.4 - 3D do detalhamento das armaduras do modelo M8. .....51
Figura 3.5 - 3D do detalhamento das armaduras do modelo M13. .....52
Figura 3.6 – Destaque da armadura complementar do modelo M14. .....52
Figura 3.7 – Superfície de plastificação do CDP no estado plano de tensões. .....55
Figura 3.8 - Superfícies de plastificação no plano desviatório, correspondendo a diferentes valores de $K_c$.....55
Figura 3.9 – Superfície de plastificação no espaço tridimensional de tensões principais para valores distintos do parâmetro Kc. .....56
Figura 3.10 - Função potencial plástico G no plano p – q.....57

Figura 3.11 - Superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões principais com diferentes valores de excentricidade. ..... 57
Figura 3.12 – Fenômeno da dilatação: deslizamento entre microfissuras e entre grupo de partículas. ..... 58
Figura 3.13 - Superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões principais para diferentes valores do ângulo de dilatância ψ. ..... 59
Figura 3.14 - Relação tensão-deformação no CDP. ..... 60
Figura 3.15 - Modelo da curva tensão-deformação à compressão ..... 63
Figura 3.16 - Modelo da curva tensão-deformação à tração no concreto. ..... 65
Figura 3.17 – Restrição *embedded region* no modelo numérico. ..... 70
Figura 3.18 - Comportamento do contato. ..... 71
Figura 3.19 - Contatos entre o pilar-graute e o graute-bloco. ..... 72
Figura 3.20 – Interação bloco-estacas. ..... 72
Figura 3.21 - Condição de contorno do topo do pilar ..... 73
Figura 3.22 - Condição de contorno da base das estacas ..... 75
Figura 3.23 - Elementos Finitos adotados. ..... 75
Figura 3.24 – Elementos com razão de forma maior que 4.5 na Malha B40_P20_G20_E40. . 78
Figura 3.25 – Malha adotada para as simulações - B40_P20_G20_E40. ..... 78
Figura 3.26 – Método de Newton-Raphson. ..... 80
Figura 3.27 - Extensômetros nos tirantes principais. ..... 81
Figura 3.28 - Modelos numéricos para a análise dos grupos de armaduras. ..... 84
Figura 3.29 – Análise de tensões nas armaduras no momento da força de pico. ..... 86
Figura 3.30 – Análise de tensões nas armaduras no momento da força de pico. ..... 87
Figura 4.1 – Tirantes principais do modelo M8. ..... 89
Figura 4.2 - Panorama de fissuração do bloco M8. ..... 90
Figura 4.3 - Bielas de compressão do bloco M8. ..... 90
Figura 4.4 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento. 91
Figura 4.5 – Modelo analítico. ..... 92
Figura 4.6 - Extensômetros do cálice ..... 93
Figura 4.7 – Cortes no bloco. ..... 95
Figura 4.8 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento. ..... 96
Figura 4.9 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pós-pico. ..... 97
Figura 4.10 - Superfície de puncionamento no pós-pico. ..... 97

Figura 4.11 - Panorama de fissuração do modelo M13. ..... 98
Figura 4.12 - Panorama de fissuração do modelo M14. ..... 99
Figura 4.13 - Bielas de compressão dos modelos M13. ..... 100
Figura 4.14- Bielas de compressão dos modelos M14. ..... 101
Figura 4.15 – Análise dos vetores de tensão no Modelo M13. ..... 102
Figura 4.16 - Análise dos vetores de tensão no Modelo M14. ..... 102
Figura 4.17 – Análise de tensões nas armaduras do modelo M13. ..... 104
Figura 4.18 - Análise de tensões nas armaduras do modelo M14. ..... 104
Figura 4.19 – Análise de tensões na armadura complementar do modelo M14. ..... 105
Figura 4.20 – Modo de ruptura dos modelos M13_x e M14_x (Ponto A – Pico de carregamento). ..... 109
Figura 4.21 - Modo de ruptura dos modelos M13_x e M14_x (Ponto B – Pós-Pico). ..... 109
Figura 4.22 – Tendência de puncionamento do modelo M13_x no pico de carregamento. ..... 110
Figura 4.23 - Tendência de puncionamento do modelo M14_x no pico de carregamento. ..... 110
Figura 4.24 - Panorama de fissuração do modelo M13_x. ..... 111
Figura 4.25- Panorama de fissuração do modelo M14_x. ..... 111
Figura 4.26 - Bielas de compressão dos modelos M13_x. ..... 113
Figura 4.27 - Bielas de compressão dos modelos M14_x. ..... 113
Figura 4.28 - Análise dos vetores de tensão no Modelo M13_x. ..... 114
Figura 4.29 - Análise dos vetores de tensão no Modelo M14_x. ..... 115
Figura 4.30 - Análise de tensões nas armaduras do modelo M13_x. ..... 116
Figura 4.31 - Análise de tensões nas armaduras do modelo M14_x. ..... 116
Figura 4.32 - Análise de tensões na armadura complementar do modelo M14_x. ..... 117
Figura 5.1 - Modelos com aumento do número de barras. ..... 119
Figura 5.2 - Modelo que contém aumento do diâmetro. ..... 120
Figura 5.3 – Fissuração dos modelos com configuração de armaduras constantes e diferentes valores de $f_{cm}$ no pico de carregamento. ..... 122
Figura 5.4 – Panorama de fissuração dos modelos de referência com 45MPa no pico de carregamento. ..... 123
Figura 5.5- Panorama de fissuração de diferentes arranjos de AC (MP_45) no pico de carregamento. ..... 123
Figura 5.6 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento do modelo MP50_4xn°AC. ..... 125

Figura 5.7 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pós-pico do modelo MP50_4xn°AC. ..... 125
Figura 5.8 – Cortes no bloco. ..... 126
Figura 5.9 – Fissuras principais na região inferior do bloco do modelo MP50_4xn°AC no pós-pico. ..... 127
Figura 5.10 – Bielas de compressão no pico de carregamento dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa. ..... 129
Figura 5.11 - Bielas de compressão no pós-pico dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa..... 129
Figura 5.12 - Bielas de compressão no pico de carregamento dos modelos MP_4xn°AC. ... 130
Figura 5.13 – Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento. ..... 131
Figura 5.14 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento. ..... 132
Figura 5.15 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no nível de carga de 740 kN referente ao pico de carregamento do modelo MP_35_2xn°AC. ..... 133
Figura 5.16 - Angulação média dos vetores de tensões principais exibidas pelos modelos no pico de carregamento. ..... 134
Figura 5.17 - Tensões nas armaduras complementares à esquerda do pilar no momento do pico de carregamento nos modelos com $f_{cm}$ de 35 MPa. ..... 134
Figura 5.18 - Tensões nas armaduras complementares à esquerda do pilar no momento do pico de carregamento nos modelos com $f_{cm}$ de 45 MPa. ..... 135
Figura 5.19 - Tensões nas armaduras complementares à esquerda do pilar no momento do pico de carregamento nos modelos MP_Ø8_AC. ..... 136
Figura 5.20 - Pontos de análise das armaduras. ..... 136
Figura 5.21 – Modelos MP_AC45° e MP_AC60°. ..... 139
Figura 5.22 – Modelo MP_A1 ..... 140
Figura 5.23 – Modelo MP_A2 ..... 140
Figura 5.24 – Modelo MP_A1+A2. ..... 141
Figura 5.25 – Panorama de fissuração da vista frontal do MP35 no pico de carregamento do modelo de referência M13_35. ..... 143
Figura 5.26 – Panorama de fissuração de corte da vista lateral do MP35 no pico de carregamento do modelo de referência M13_35. ..... 144
Figura 5.27 - Panorama de fissuração da vista inferior do MP35 no pico de carregamento do modelo de referência M13_35. ..... 144

Figura 5.28 - Panorama de fissuração da vista frontal do MP45 no pico de carregamento do modelo de referência M13_45. ..... 145
Figura 5.29 - Panorama de fissuração de corte da vista lateral do MP45 no pico de carregamento do modelo de referência M13_45. ..... 146
Figura 5.30 - Panorama de fissuração da vista inferior do MP45 no pico de carregamento do modelo de referência M13_45. ..... 146
Figura 5.31 - Modo de ruína dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa. ..... 147
Figura 5.32 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento do modelo MP40_A1. ..... 148
Figura 5.33 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração após a ruptura do modelo MP40_A1. ..... 149
Figura 5.34 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento do modelo MP40_A2. ..... 150
Figura 5.35 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração após a ruptura do modelo MP40_A2. ..... 150
Figura 5.36 - Fissuras principais na região inferior do bloco do modelo MP40_A1 no momento da ruptura. ..... 151
Figura 5.37 - Fissuras principais na região inferior do bloco do modelo MP40_A2 no momento da ruptura. ..... 152
Figura 5.38 - Bielas de compressão no pico de carregamento de referência (M13_40) dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa. ..... 153
Figura 5.39 - Bielas de compressão no momento do pico de carregamento de cada modelo com $f_{cm}$ de 40 MPa. ..... 153
Figura 5.40 - Bielas de compressão no pós-pico dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa. ..... 154
Figura 5.41 – Degradação da ligação e bielas no pós-pico do modelo MP40_A2. ..... 155
Figura 5.42 - Degradação da ligação e bielas após a ruptura do modelo MP40_A1+A2. ..... 155
Figura 5.43 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento do modelo de referência M13_35. ..... 156
Figura 5.44 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento do modelo de referência M13_45. ..... 157
Figura 5.45 - Análise de tensões nas armaduras durante o pico de carregamento do modelo de referência M13_35. ..... 158
Figura 5.46 – Análise de tensões nas armaduras durante o pico de carregamento do modelo de referência M13_45. ..... 159

Figura 5.47 – Pontos de medida das deformações nas armaduras. ..... 160

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 3.1 - Modelo constitutivo adotado para o aço de acordo com o diâmetro das barras. 53
Gráfico 3.2 - Curva tensão-deformação dos concretos utilizados. ..... 65
Gráfico 3.3 - Curvas "Tensão x Abertura de fissura" de tração dos concretos utilizados..... 68
Gráfico 3.4 – Curvas do dano na compressão. ..... 69
Gráfico 3.5 – Curvas do dano na tração. ..... 69
Gráfico 3.6 - Curvas "Força *versus* deformação" dos modelos com variação do deslocamento aplicado..... 74
Gráfico 3.7 - Estudo de malha. ..... 76
Gráfico 3.8 - Análise de sensibilidade. ..... 83
Gráfico 3.9 – Resultados das simulações da análise da influência dos conjuntos de armadura. ..... 85
Gráfico 4.1 - Força-deformação média nas armaduras principais do modelo M8. ..... 88
Gráfico 4.2 – Pontos de análise. ..... 89
Gráfico 4.3 - Força-deformação média nas armaduras principais dos modelos M13 e M14... 93
Gráfico 4.4 – Curvas força *versus* deformação dos extensômetros do cálice dos modelos M13 e M14. ..... 94
Gráfico 4.5 – Pontos de análise. ..... 95
Gráfico 4.6 – Pontos de análise ..... 99
Gráfico 4.7 - Força-deformação média nas armaduras principais dos modelos M13_x e M14_x. ..... 107
Gráfico 4.8 - Curvas força *versus* deformação dos extensômetros do cálice do modelo M13_x. ..... 107
Gráfico 4.9 - Curvas força *versus* deformação dos extensômetros do cálice do modelo M14_x ..... 108
Gráfico 4.10 – Pontos de análise. ..... 108
Gráfico 4.11 – Pontos de análise para o fluxo de tensões e tensões nas armaduras. ..... 112
Gráfico 5.1 – Exemplo de curvas Força *versus* média das deformações nos tirantes principais com aumento do $f_{cm}$ do bloco. ..... 121
Gráfico 5.2 – Pontos de análise. ..... 124
Gráfico 5.3 Curvas Força *versus* média das deformações nos tirantes principais dos modelos analisados. ..... 127
Gráfico 5.4 – Pontos de análise ..... 128

Gráfico 5.5 – Gráficos de “Força x Deformação” e “Força x Tensão” nos pontos de interesse das armaduras complementares. ..... 137
Gráfico 5.6 - Curvas força *versus* média das deformações nos tirantes principais para os modelos com variação de armadura. ..... 142
Gráfico 5.7 – Pontos de análise na ruína dos modelos. ..... 147
Gráfico 5.8 – Pontos de análise ..... 148
Gráfico 5.9 – Pontos de análise. ..... 151
Gráfico 5.10 – Pontos de análise. ..... 154
Gráfico 5.11 - Gráficos de “Força x Deformação” nos pontos de interesse das armaduras complementares. ..... 161

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Comprimento de embutimento $\ell_{emb}$ mínimo. ..... 42
Quadro 2.2 - Resultantes das tensões e pontos de aplicação ..... 42
Quadro 2.3 - Comprimento de embutimento mínimo do pilar. ..... 44
Quadro 3.1 – Características dos modelos ensaiados por Barros (2013). ..... 49
Quadro 5.1 - Nomenclatura dos modelos. ..... 118
Quadro 5.2 - Nomenclatura dos modelos. ..... 139

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Geometria do bloco M8. ..... 50
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do aço. ..... 53
Tabela 3.3 - Parâmetros elásticos adotados nas análises de influência das armaduras e calibração do modelo numérico. ..... 62
Tabela 3.4 - Parâmetros elásticos adotados durante a análise paramétrica. ..... 62
Tabela 3.5 - Parâmetros de plasticidade adotados. ..... 62
Tabela 3.6 – Resistência média à compressão do concreto e correspondente deformação $\varepsilon c1$ adotados na etapa de análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos. ..... 64
Tabela 3.7 – Resistência média à compressão do concreto utilizada na etapa de análise paramétrica. ..... 64
Tabela 3.8 - Resistência à tração $ftm$ ensaiada em compressão diametral por Barros (2013) e correspondente deformação $\varepsilon t1$ utilizados na etapa de análise da influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos. ..... 66
Tabela 3.9 - Resistência à tração $ftm$ adotada e correspondente deformação $\varepsilon t1$ na etapa de análise paramétrica. ..... 66
Tabela 3.10 - Valor de $Gf0$ para $dmáx$. ..... 67
Tabela 3.11 - Energias de fratura $GF$ $(Nmm/mm^2)$ utilizadas nas etapas de análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos. ..... 68
Tabela 3.12 - Energias de fratura $GF$ $(Nmm/mm^2)$ utilizadas na análise paramétrica. ..... 68
Tabela 3.13 - Força de pico e variação percentual dos modelos analisados para a calibração do deslocamento aplicado. ..... 73
Tabela 3.14 - Variáveis analisadas no estudo de malha. ..... 76
Tabela 3.15 - Razão de forma (*Aspect Ratio*). ..... 77
Tabela 3.16 – Critérios limites padrão do ABAQUS para elementos hexaédricos. ..... 79
Tabela 3.17 - Valores adotados para o método de solução. ..... 81
Tabela 3.18 - Valores de referência para a análise de sensibilidade. ..... 81
Tabela 3.19 - Valores adotados na análise de sensibilidade. ..... 82
Tabela 3.20 – Força de pico e variação percentual dos modelos. ..... 85
Tabela 3.21 - Força de pico e variação percentual dos modelos. ..... 86
Tabela 4.1 – Parâmetros de plasticidade dos modelos M13_x e M14_x. ..... 106

Tabela 5.1 – Força aplicada e deformação média dos tirantes principais no pico do carregamento. ..... 120
Tabela 5.2 – Aumento percentual da força de pico devido a variação do $f_{cm}$ ..... 120
Tabela 5.3 – Diferenças na capacidade de carga dos blocos com relação ao bloco M13 de referência. ..... 121
Tabela 5.4 – Características das armaduras analisadas. ..... 141
Tabela 5.5 – Força de pico apresentada pelos modelos da etapa 2. ..... 142
Tabela 5.6 - Aumento percentual da força de pico devido a variação da armadura complementar. ..... 142

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

| | |
|---|---|
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| 3D | 3 Dimensões |
| CDP | *Concrete Damaged Plasticity* |
| EXT. | Extensômetro |
| MP | Modelo Padrão |
| AC | Armadura Complementar |

# LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---|---|
| $\ell_{emb}$ | Comprimento de embutimento do pilar |
| $\ell_c$ | Altura externa do colarinho |
| $N_d$ | Esforço normal solicitante de cálculo |
| $M_d$ | Momento solicitante de cálculo |
| $V_d$ | Esforço cortante de cálculo |
| $h$ | Altura do bloco |
| $f_{cm}$ | Resistência média à compressão do concreto |
| $h_c$ | Espessura da parede do cálice |
| $H_{sup,d}$ | Força resultante da região superior do cálice |
| $H_{inf,d}$ | Força resultante da região inferior do cálice |
| $H_{spd}$ | Força resultante da região superior posterior do cálice |
| $F_{tir,d}$ | Força solicitante de cálculo no tirante |
| $A_{shp}$ | Armadura horizontal principal do cálice |
| $A_{svp}$ | Armadura vertical principal do cálice |
| $z$ | Braço de alavanca |
| $y$ | Profundidade da resultante de força no cálice |
| $e_{nb}$ | Excentricidade da força normal do pilar no cálice |
| $N_{bf,d}$ | Força resultante normal solicitante de cálculo na superfície inferior do pilar |
| $E_s$ | Módulo de elasticidade do aço |
| $f_y$ | Tensão de escoamento |
| $\varepsilon_y$ | Deformação de escoamento |
| $\varepsilon_u$ | Deformação de última |
| $\nu_s, \nu_c$ | Coeficiente de Poisson do aço e do concreto, respectivamente |
| $F$ | Critério de plastificação do material no CDP |
| $\bar{p}$ | Invariante de tensão, tensor tensão efetiva hidrostática |
| $\bar{q}$ | Invariante de tensão, tensor tensão efetiva equivalente de Von Mises |
| $\sigma_{b0}$ | Tensão equi-biaxial de escoamento à compressão |
| $\sigma_{c0}$ | Tensão uniaxial de escoamento à compressão |
| $\bar{\sigma}_c$ | Tensão efetiva de coesão uniaxial à compressão |
| $\bar{\sigma}_t$ | Tensão efetiva de coesão uniaxial à tração |
| $\hat{\bar{\sigma}}_{max}$ | Máxima tensão principal efetiva |

| | |
|---|---|
| $K_c$ | razão entre as distâncias, em unidade de tensão, do eixo hidrostático ao meridiano de compressão e de tração no plano desviatório |
| S | Tensor tensão desviatório |
| G | Regra do fluxo potencial no CPD, função hiperbólica de Drucker-Prager |
| $e$ | Excentricidade da função hiperbólica de Drucker-Prager, G |
| $\sigma_{t0}$ | tensão de escoamento uniaxial à tração |
| $\psi$ | Ângulo de dilatância, medido no plano $p - q$ sobre altas pressões de confinamento |
| $G^a{}_{D-P}$ | Função linear de Drucker-Prager |
| $\sigma_{cu}$ | Tensão última de compressão |
| $E_0$ | módulo de elasticidade inicial |
| $d_{c,t}$ | dano, grandeza escala que representa a degradação do material |
| $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$, $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ | deformação inelástica, deformação irreversível considerando o módulo de elasticidade íntegro do material no descarregamento |
| $\tilde{\varepsilon}_{c,t}^{pl}$ | deformação plástica, deformação irreversível considerando o módulo de elasticidade degradado do material no descarregamento |
| $\varepsilon_{0c}^{el}$, $\varepsilon_{0t}^{el}$ | deformação elástica, deformação reversível considerando o módulo de elasticidade íntegro no descarregamento |
| $\varepsilon_c^{el}$, $\varepsilon_t^{el}$ | deformação elástica, deformação reversível considerando o módulo de elasticidade degradado do material no descarregamento |
| $\mu$ | Parâmetro de viscosidade no CDP |
| $E_{cs}$ | Módulos de elasticidade secante do concretro |
| $E_{ci}$ | Módulos de elasticidade inicial do concreto |
| $\varepsilon_{c1}$ | Deformação uniaxial correspondente à tensão de compressão de pico no concreto |
| $\sigma_{residual}$ | Limite inferior de tensão residual da curva “tensão x deformação uniaxial” |
| $f_{tm}$ | Resistência média à tração no concreto |
| $\varepsilon_{t1}$ | Deformação uniaxial correspondente à tensão de tração de pico no concreto |
| $f_{ck}$ | Resistência característica à compressão do concreto |
| $w$ | Variável da abertura de fissura |
| $w_c$ | Abertura de fissura crítica |
| $G_F$ | Energia de fratura |
| $G_0$ | Constante do diâmetro máximo do agregado |
| $d_{máx}$ | Diâmetro máximo do agregado |
| $\mu$ | Coeficiente de atrito |

| | |
|---|---|
| $\tau_{crit}$ | Tensão cisalhante crítica no contato |
| $\sigma_{cont}$ | Tensão de compressão no contato |
| $\sigma_y$ | Tensão de escoamento de von Mises |
| $F_{u,num}$ | Força de pico numérica |
| $F_{u,exp}$ | Força de pico experimental |
| $K_0, K_a$ | Rigidez inicial usada na iteração "a" e na iteração "b" |
| $u_0, u_a, u_b$ | Campo de deslocamentos inicial, na iteração "a" e na iteração "b" |
| $\Delta P$ | Incremento de carga |
| $c_a, c_b$ | Correção de deslocamento na iteração "a" e na iteração "b" |
| $I_a, I_b$ | Força interna na iteração "a" e na iteração "b" |
| P | Força externa |
| $R_a, R_b$ | Força residual na iteração "a" e na iteração "b" |
| F | Força |
| $\varepsilon_{med}$ | Média das deformações no centro dos tirantes principais do bloco. |
| $\emptyset$ | Diâmetro das barras |

**SUMÁRIO**

**1 INTRODUÇÃO ..... 16**
1.1 OBJETIVOS ..... 18
1.1.1 Objetivo geral ..... 18
1.1.2 Objetivos específicos ..... 19
1.2 DESCRIÇÃO DA DISSERTAÇÃO ..... 19
**2 REVISÃO DE LITERATURA ..... 21**
2.1 PESQUISAS COM ÊNFASE EXPERIMENTAL ..... 21
2.1.1 Hobbs e Stein (1957) ..... 21
2.1.2 Blévot e Frémy (1967) ..... 21
2.1.3 Mautoni (1972) ..... 22
2.1.4 Taylor e Clarke (1976) ..... 24
2.1.5 Adebar, Kuchma e Collins (1990) ..... 26
2.1.6 Rausch *et al*. (1997) ..... 28
2.1.7 Miguel (2000) ..... 28
2.1.8 Chan e Poh (2000) ..... 29
2.1.9 Delalibera (2006) ..... 29
2.1.10 Campos (2007) ..... 30
2.1.11 Delalibera e Giongo (2013) ..... 30
2.1.12 Barros (2013) ..... 31
2.1.13 Munhoz (2014) ..... 32
2.1.14 Mesquita *et al.* (2016) ..... 32
2.1.15 Tomaz (2018) ..... 33
2.2 PESQUISAS COM ÊNFASE NUMÉRICA ..... 33
2.2.1 Iturrioz, D'avila e Raush (2000) ..... 33
2.2.2 Munhoz (2004) ..... 34
2.2.3 Souza (2004) ..... 34
2.2.4 Delalibera e Giongo (2004) ..... 35
2.2.5 Souza e Bittencourt (2006) ..... 35
2.2.6 Ramos (2007) ..... 35
2.2.7 Barros (2009) ..... 36
2.2.8 Marek Filho (2010) ..... 36
2.2.9 Pagnussat (2011) ..... 37

2.2.10 Oliveira (2013) ..... 37
2.2.11 Resende (2019) ..... 38
2.2.12 Souza (2019) ..... 39
2.2.13 Gonçalves e Delalibera (2020) ..... 39
2.2.14 Morais Neto (2022) ..... 40
2.2.15 Santos (2022) ..... 40
2.3 RECOMENDAÇÕES SOBRE CÁLICES DE FUNDAÇÕES ..... 41
2.3.1 Leonhardt e Mönnig (1978) ..... 41
2.3.2 ABNT NBR 9062 (2017) ..... 43
**3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA ..... 49**
3.1 MODELOS DE BARROS (2013) ..... 49
3.2 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS ..... 50
3.3 PROPRIEDADE DOS MATERIAIS ..... 52
3.3.1 Aço ..... 52
3.3.2 Concreto ..... 53
3.4 INTERAÇÕES E CONTATOS ..... 70
3.4.1 Concreto-armadura ..... 70
3.4.2 Interação entre as superfícies do cálice (Pilar-Graute e Graute-Bloco). ..... 70
3.4.3 Interação Bloco-Estacas ..... 72
3.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO ..... 73
3.5.1 Topo do pilar ..... 73
3.5.2 Base das estacas ..... 74
3.6 MALHA ..... 75
3.7 MÉTODO DE RESOLUÇÃO E CRITÉRIOS DE CONVERGÊNCIA ..... 79
3.8 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ..... 81
3.9 INFLUÊNCIA DO CONJUNTO DE ARMADURAS ..... 84
**4 ANÁLISE E VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS ..... 88**
4.1 MODELO M8 ..... 88
4.1.1 Curva força *versus* deformação ..... 88
4.1.2 Panorama de Fissuração ..... 89
4.1.3 Fluxo de tensões no bloco ..... 90
4.2 MODELOS M13 E M14 ..... 92
4.2.1 Curva força *versus* deformação ..... 92
4.2.2 Modo de ruptura ..... 95

4.2.3 Panorama de fissuração ..... 98
4.2.4 Fluxo de tensões no bloco ..... 99
4.2.5 Análise de tensões nas armaduras ..... 103
4.3 NOVOS MODELOS NUMÉRICOS M13_X E M14_X ..... 106
4.3.1 Curva força versus deformação ..... 106
4.3.2 Modo de ruptura ..... 108
4.3.3 Panorama de fissuração ..... 111
4.3.4 Fluxo de tensões no bloco – Bielas de compressão ..... 112
4.3.5 Fluxo de tensões no bloco - Análise dos vetores de tensão ..... 114
4.3.6 Análise de tensões nas armaduras ..... 116
4.4 CONCLUSÕES ..... 117
**5 ANÁLISE PARAMÉTRICA ..... 118**
5.1 VARIAÇÃO DA ARMADURA COMPLEMENTAR ..... 118
5.1.1 Nomenclatura dos modelos ..... 118
5.1.2 Disposição das armaduras ..... 119
5.1.3 Força de pico e deformação na armadura principal ..... 120
5.1.4 Fissuração ..... 122
5.1.5 Modo de ruína ..... 124
5.1.6 Fluxo de tensões no bloco ..... 128
5.1.7 Tensões nas armaduras complementares ..... 134
5.2 VARIAÇÃO DA DISPOSIÇÃO DA ARMADURA COMPLEMENTAR ..... 138
5.2.1 Nomenclatura dos modelos ..... 138
5.2.2 Disposição das armaduras ..... 139
5.2.3 Força de pico e deformação nos tirantes principais ..... 141
5.2.4 Fissuração ..... 143
5.2.5 Modo de ruína ..... 146
5.2.6 Fluxo de tensões no bloco ..... 152
5.2.7 Tensões nas armaduras complementares ..... 158
**6 CONSIDERAÇÕES FINAIS ..... 163**
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS ..... 164
**REFERÊNCIAS ..... 166**
**ANEXO A – DETALHAMENTO DOS BLOCOS M8, M13 E M14 ..... 170**

# 1 INTRODUÇÃO

No setor da construção civil, é possível otimizar a gestão de uma obra por meio do uso de peças de concreto pré-moldado. Esse método construtivo é conhecido por sua velocidade de execução, bem como por melhorar o controle de qualidade dos elementos estruturais. Além disso, é uma opção mais sustentável que evita o desperdício de materiais e garante segurança e higiene no canteiro de obras.

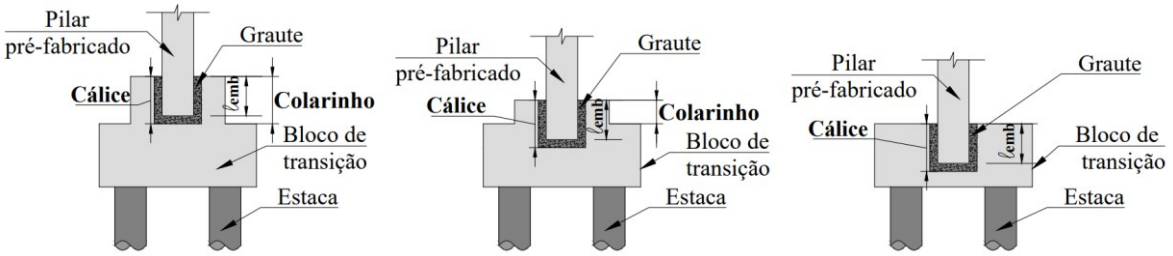
Nesse sistema construtivo, é fundamental a correta concepção e dimensionamento das ligações entre os elementos estruturais, as quais são responsáveis não só por resistir e transmitir os esforços solicitantes com segurança, mas também pela estabilidade global da estrutura. Assim, ressalta-se a importância da ligação entre o pilar pré-moldado e o bloco de fundação.

As fundações profundas de estruturas de concreto necessitam de um elemento de transição chamado de bloco de fundação (de coroamento ou de transição), o qual transfere as cargas oriundas do pilar para as estacas da fundação. Usualmente, nas estruturas moldadas *in loco*, ao concretar o bloco deixa-se uma armadura de espera (arranque do pilar) para a concretagem do pilar e, dessa forma, a ligação pilar-bloco é dita monolítica (ligação rígida).

Quando se trata de uma estrutura de concreto pré-moldado, a ligação entre o pilar e o bloco de fundação pode ocorrer por meio de um novo elemento no bloco, chamado cálice, que é uma cavidade no elemento de fundação para o encaixe do pilar. A ligação entre o pilar e o bloco é feita posteriormente com graute ou concreto de alta resistência. O pilar fica em contato com o bloco num trecho denominado comprimento de embutimento ($\ell_{\text{emb}}$). Nesse tipo de ligação existem três situações possíveis quanto à posição do cálice: totalmente externo ao bloco (colarinho totalmente saliente), parcialmente embutido (com parte do colarinho saliente) e embutido no bloco (sem colarinho saliente) (Ver Figura 1.1). Dentre esses, de acordo com os resultados obtidos por Barros (2013), aqueles que apresentam pior desempenho em termos de carga última, que são objetos desta pesquisa, são os blocos com cálice embutido. No entanto, esses blocos têm a vantagem de terem uma maior facilidade de execução e montagem das formas.

A ligação do pilar pré-moldado com o bloco, que se dá pela aderência entre as paredes do cálice e as faces do pilar, pode ser de interfaces lisas, interfaces rugosas ou interfaces com chaves de cisalhamento, de acordo com a ABNT NBR 9062 (ABNT, 2017) (Ver Figura 1.2).

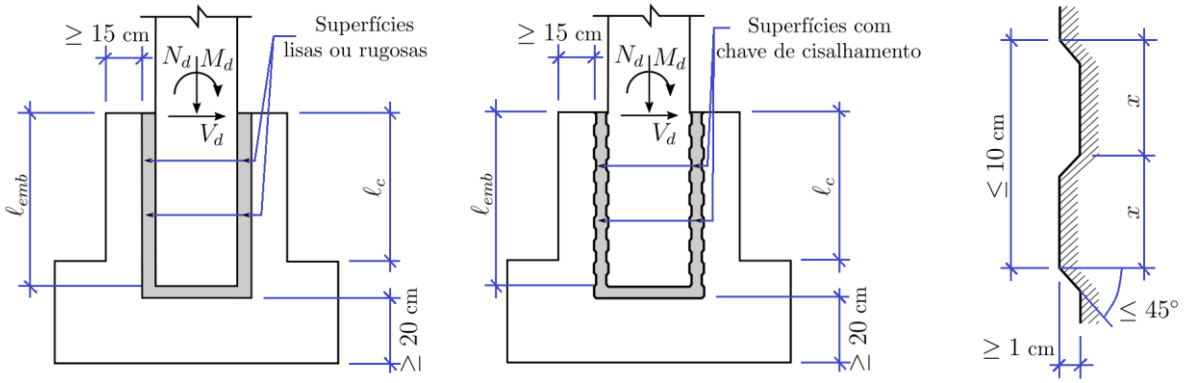
Figura 1.1 - Bloco de fundação com cálice externo, parcialmente embutido e embutido.




a) Cálice externo b) Cálice parcialmente embutido c) Cálice embutido

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 1.2 - Ilustrações dos cálices de interfaces lisas ou rugosas e com chaves de cisalhamento.




a) Interface lisas ou rugosas b) Interface com chaves de cisalhamento c) Chaves de cisalhamento

Fonte: Adaptado de ABNT (2017).

O dimensionamento de blocos é feito conforme o critério de rigidez da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023), que os divide em rígidos e flexíveis, de acordo com a sua geometria. Para blocos rígidos, essa norma permite o dimensionamento com modelos tridimensionais de bielas e tirantes; para blocos flexíveis, o dimensionamento pode ser feito de acordo com a teoria de flexão e verificação de punção. A única diferença de dimensionamento no caso de estruturas pré-moldadas é a respeito do cálice, que segue as recomendações da ABNT NBR 9062 (ABNT, 2017).

Entretanto, os mecanismos de transferência das cargas do pilar para o bloco dependem do tipo de ligação de acordo com Mesquita *et al*. (2016) e Barros (2013). Em relação à transferência da força oriunda do pilar para o cálice, nos blocos com interface lisa, parte da transferência é feita pelas bielas de compressão (fluxos de tensões de compressão que saem do pilar e vão em direção às estacas) e parte é transferida diretamente para o fundo do cálice. Barros (2013) observou que, em média, 59% da força aplicada no pilar vai diretamente para o fundo do cálice. Cabe salientar ainda que os blocos com cálice embutido com interfaces lisas

tendem a se comportar como blocos flexíveis sem a formação de biela de compressão e a ocorrência de punção no fundo do bloco (Barros, 2013).

Em contrapartida, nos blocos com chave de cisalhamento ensaiados por Barros (2013), o valor transferido diretamente do pilar para o fundo do cálice teve uma média de apenas 21%, indicando que boa parte da força aplicada no pilar é transferida para o bloco ao longo do comprimento de embutimento, $\ell_{emb}$, do pilar. Em geral, a chave de cisalhamento confere mais rigidez à ligação, aproximando o comportamento estrutural entre os blocos com cálice e os monolíticos.

No entanto, os blocos com cálice, independente da conformação das paredes do cálice e do pilar, apresentam força última menor que os blocos monolíticos, sendo o bloco embutido aquele que apresenta pior desempenho: a força última observada por Barros (2013) teve uma média de 48% e 89% da força última dos blocos monolíticos de referência para aqueles com interface lisa e com chave de cisalhamento, respectivamente.

Dessa forma, uma vez que o comportamento estrutural de blocos monolíticos é diferente do de blocos com cálice, dimensioná-los com o mesmo modelo de cálculo, como costumeiramente é feito pelo meio técnico, pode ser contra a segurança.

Diante desse cenário, surge a necessidade de se investigar o comportamento estrutural dos blocos com cálice. Entretanto, para se ter uma base de dados confiável, é necessária a análise de muitos modelos e, dessa forma, pesquisas com ênfase experimental são por vezes financeiramente dispendiosas. Assim, as pesquisas com ênfase numérica são essenciais para a investigação desses modelos, não só para compreender o seu comportamento estrutural, mas também para melhorá-los e direcionar pesquisas experimentais futuras.

Assim, a justificativa desse trabalho decorre do complexo comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas com cálice, somado a alta demanda existente na construção civil e a escassez de literatura técnica específica e de base de dados sobre blocos com cálices embutidos e interfaces com chaves de cisalhamento.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é analisar o comportamento estrutural de blocos sob duas estacas com cálice embutido com chave de cisalhamento, diante da inclusão de armaduras complementares.

### 1.1.2 Objetivos específicos

a) Averiguar a influência de cada grupo de armadura do bloco no modelo numérico;
b) Investigar as armaduras complementares propostas por Barros (2013) nos modelos;
c) Realizar uma análise paramétrica variando: a resistência à compressão do concreto do bloco, a área de aço e disposições das armaduras complementares.

## 1.2 Descrição da dissertação

Os capítulos desta dissertação foram organizados conforme a disposição a seguir:

CAPÍTULO 1: *Introdução* – faz uma contextualização do tema, justificando a importância e expondo os objetivos da pesquisa.

CAPÍTULO 2: *Revisão de literatura* – aborda o estado da arte a respeito de pesquisas com ênfase experimental e numérica sobre blocos de concreto armado sob duas estacas. Também trata das recomendações a respeito do dimensionamento dos cálices.

CAPÍTULO 3: *Simulação numérica* – é a metodologia da pesquisa. Contempla as fases e parâmetros utilizados na modelagem como as propriedades geométricas dos modelos, as propriedades dos materiais, os tipos de interações e contatos, as condições de contorno e carregamento e o tipo de malha de elementos finitos. Neste capítulo é feita a calibração do modelo a partir de ensaios experimentais e o estudo da influência de cada conjunto de armadura no bloco.

CAPÍTULO 4: *Análise e validação dos modelos numéricos* – neste capítulo são feitas as análises e validações dos modelos numéricos a partir de comparações com os blocos ensaiados por Barros (2013).

CAPÍTULO 5: *Análise paramétrica* – este capítulo é dividido em duas partes: a primeira avalia as armaduras complementares propostas por Barros (2013) por meio da variação da área de aço e disposição no bloco; a segunda contempla a variação da angulação das armaduras complementares originais, bem como novas configurações propostas a partir da análise do fluxo de tensões nos blocos. Ambas as etapas incluem o estudo de variação da resistência à compressão dos blocos.

CAPÍTULO 6: *Considerações finais* – síntese dos resultados e conclusões obtidas nesta pesquisa. Além disso, apresenta sugestões para trabalhos futuros.

# 2 REVISÃO DE LITERATURA

## 2.1 Pesquisas com ênfase experimental

Esta seção contempla os trabalhos com ênfase experimentais de blocos de concreto armado monolíticos e com cálices que apresentam contribuições importantes.

### 2.1.1 Hobbs e Stein (1957)

Nesta pesquisa foram ensaiados 70 modelos de blocos monolíticos sobre duas estacas em escala reduzida de 1:3. Nessa época, os blocos ainda eram dimensionados com o modelo de cálculo de vigas, não havendo distinção entre as regiões B, nas quais são válida a hipótese das seções planas de Bernoulli, e as regiões D, que apresentam descontinuidade, não sendo válida a hipótese de Bernoulli. Hobbs e Stein (1957) contribuíram com uma análise teórica desenvolvida a partir de solução analítica baseada na teoria da elasticidade bidimensional e a compararam com resultados experimentais, possibilitando avanço no dimensionamento dos blocos de fundação.

### 2.1.2 Blévot e Frémy (1967)

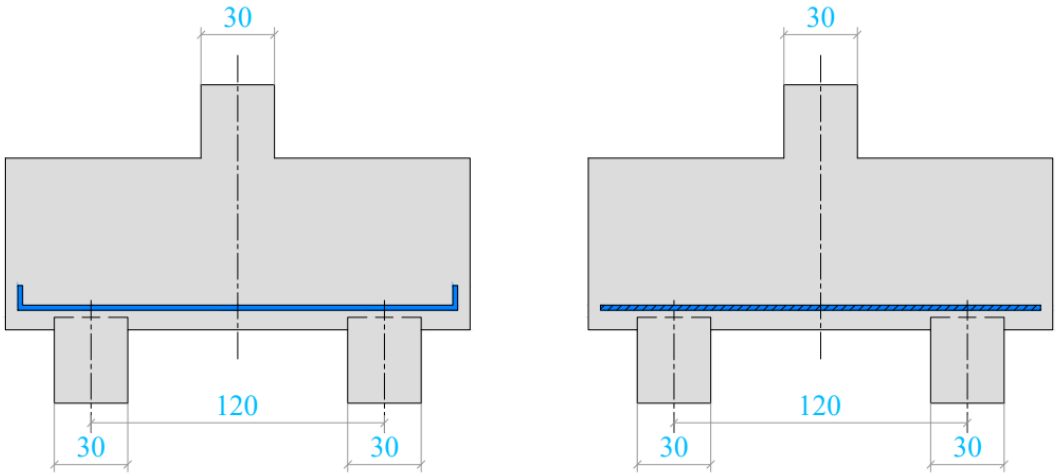
Este trabalho é muito relevante em termos de contribuições sobre blocos de fundação pelo grande número de ensaios realizados. Foram 116 blocos monolíticos sobre duas, três e quatro estacas com diversos tipos de arranjos de armaduras, sujeitos à força normal centrada. O objetivo era investigar os mecanismos resistentes, relacionados aos modos de ruptura e os níveis de fissuração para os blocos de fundação dimensionados pelo denominado método das bielas.

Foram ensaiados modelos em escala reduzida de 1:2, 1:3 e tamanho real. A respeito dos blocos com duas estacas, a geometria dos modelos foi: blocos com 40 cm de largura, pilares e estacas quadradas com 30 cm de lado, distância de 120 cm entre os eixos das estacas, bielas com ângulo de inclinação maior que 40°. Além disso, foram variados os tipos de armaduras: barras lisas com ganchos e barras com mossas sem ganchos (Ver Figura 2.1).

Antes da falha do bloco, Blévot e Frémy (1967) identificaram várias fissuras ao longo da superfície lateral e inferior do bloco. Os tipos de ruína observados foram por esmagamento do concreto da biela próximo: às estacas; ao pilar; e às estacas e ao pilar simultaneamente.

Além disso, constatou-se que a tensão de compressão no concreto, na região de junção do pilar com o bloco, ultrapassou a resistência característica em 40%. Quanto às armaduras, houve o escorregamento das barras com mossas e sem ganchos, não ocorrendo nos modelos com barras lisas com ganchos.

Figura 2.1 – Ilustração dos modelos ensaiados.




a) Modelo com armadura com ganchos b) Modelo com armadura sem ganchos

Fonte: Adaptado de Blevot e Frémy (1967).

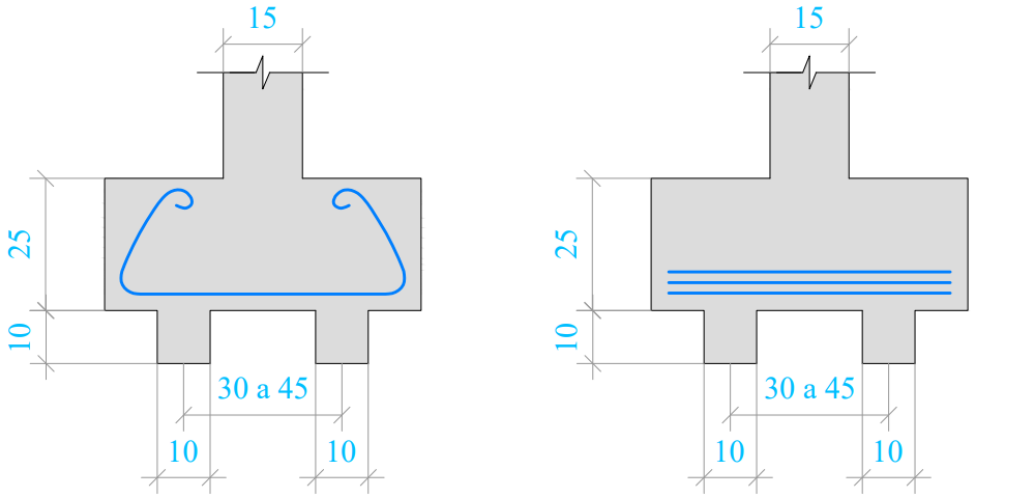
A respeito do ângulo de inclinação das bielas, nos modelos com ângulos entre 40° e 55°, a força de ruína foi superior ao previsto no dimensionamento pelo método das bielas. Entretanto, nos modelos com ângulos inferiores a 40°, a ruptura se deu de forma complexa sem a possibilidade de entendimento dos mecanismos de ruína, e a força de ruína foi menor do que a prevista no dimensionamento. Já para ângulos superiores a 55°, a ruína ocorreu por fendilhamento das bielas de compressão. Dessa forma, Blévot e Frémy (1967) concluíram que o ângulo de inclinação das bielas em relação à face inferior do bloco deve estar entre 45° e 55°, para que o bloco trabalhe com segurança dentro da teoria utilizada no seu dimensionamento.

### 2.1.3 Mautoni (1972)

No contexto brasileiro, este foi um dos trabalhos pioneiros a respeito de bloco de fundação. Mautoni (1972) realizou ensaios de 20 blocos monolíticos sobre duas estacas, no qual utilizou dois tipos de armadura: laçada contínua na horizontal e “armadura de bigode” (Ver Figura 2.2). Este estudo visava analisar os mecanismos de ruína e calcular a força máxima que os modelos poderiam suportar, levando em consideração o tipo de ruptura e a taxa mecânica de armadura no bloco, conforme uma fórmula desenvolvida pelo autor.

A geometria dos blocos era composta por pilares e estacas de seções quadradas e é mostrada na Figura 2.2. Quanto à disposição das armaduras: a “armadura de bigode” contava com segmentos arredondados e ganchos para melhorar a ancoragem; já as barras da armadura em laçada contínua foram colocadas em camadas, com extremidades semicirculares e um segmento reto central.

Figura 2.2 – Características dos modelos ensaiados.

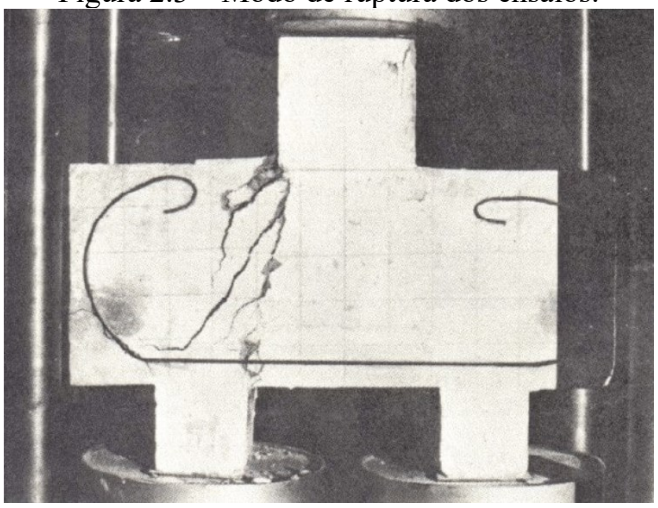



a) Em formato de bigode b) Laçada contínua na horizontal

Fonte: Adaptado de Mautoni (1972).

Todos os modelos romperam por fendilhamento das bielas comprimidas nas regiões localizadas entre a estaca e o pilar (Ver Figura 2.3). Os blocos apresentaram fissuras inclinadas na região da biela de compressão, paralelas às bielas, indicando tração diagonal perpendicular à biela.

Figura 2.3 – Modo de ruptura dos ensaios.



Fonte: Mautoni (1972).

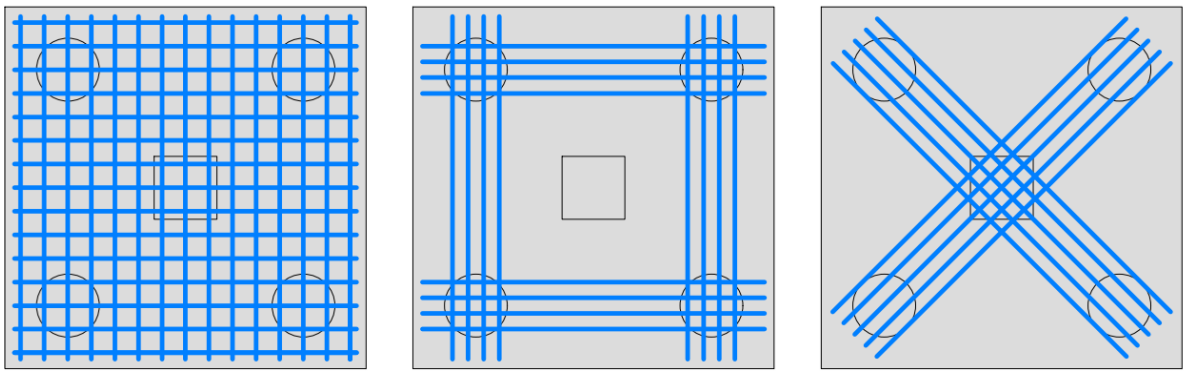
A principal contribuição de Mautoni (1972) foi conceber um método para determinar a capacidade de carga do bloco e os mecanismos de ruptura. Além disso, concluiu-se que a armadura em formato de bigode apresentou como desvantagens um alto consumo de aço e uma ancoragem de difícil execução. Em paralelo, a armadura em laçada contínua exibiu como desvantagens a dificuldade de execução e a altura útil reduzida por causa das várias camadas.

### 2.1.4 Taylor e Clarke (1976)

Taylor e Clarke (1976) realizaram ensaios em blocos monolíticos sobre quatro estacas, visando investigar a influência de diferentes arranjos das armaduras e dos tipos de ancoragem. Apesar de se tratar de blocos sobre quatro estacas, as conclusões relacionadas às ancoragens das barras são de interesse geral para blocos de fundação em concreto armado.

Os arranjos das armaduras principais foram feitos de três formas: em malha, segundo os lados do bloco e segundo as diagonais do bloco (Ver Figura 2.4). Quanto à ancoragem, foram utilizados quatro tipos: 1) ancoragem reta; 2) ancoragem com gancho; 3) ancoragem com gancho estendido até o topo do bloco; 4) ancoragem estendida até o topo do bloco, com gancho na extremidade (Ver Figura 2.5).

Figura 2.4 - Arranjo das armaduras analisadas.

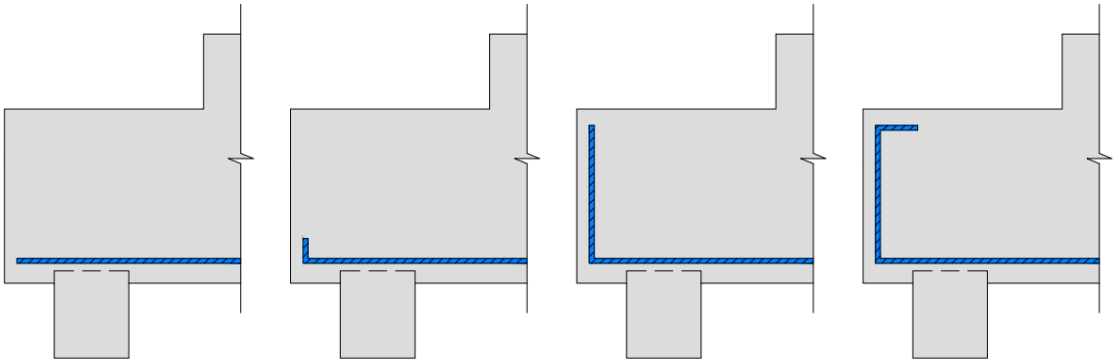


a) Armadura em malha | b) Armadura segundo os lados | c) Armadura segundo as diagonais

Fonte: Adaptado Taylor e Clarke (1976).

A geometria dos modelos foi: bloco com altura de 45cm e largura de 75cm e de 95cm; estacas e pilar com diâmetro de 20cm; espaçamento entre as estacas de duas vezes o seu diâmetro. É importante frisar que essa geometria proposta por Taylor e Clarke (1976) resulta em bielas de compressão com inclinação superior a 60°, não seguindo as recomendações de Blévot e Frèmy (1967).

Figura 2.5 - Tipos de ancoragens analisadas.

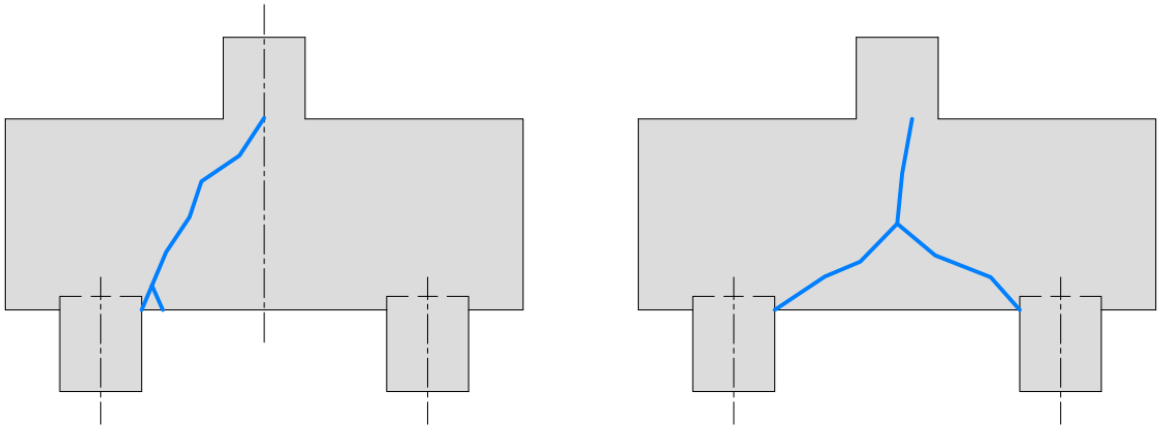


1) 2) 3) 4)

Fonte: Adaptado Taylor e Clarke (1976).

Durante os ensaios, os modelos responderam praticamente da mesma forma, com o aparecimento de fissuras verticais nas linhas entre estacas nas quatro faces do bloco. Quanto à forma de ruína, esta ocorreu por fendilhamento devido ao aparecimento brusco de fissuras inclinadas e paralelas às bielas de compressão semelhante ao ocorrido nos ensaios de Mautoni (1972). Observaram-se duas formas diferentes de ruptura por fendilhamento (ver Figura 2.6): a) a primeira é semelhante à ruptura por cisalhamento em vigas; b) enquanto a segunda tem um padrão mais irregular.

Figura 2.6 – Modo de ruína dos blocos analisados.



a) b)

Fonte: Adaptado de Taylor e Clarke (1976).

A disposição de armadura que teve a maior capacidade de carga foi a armadura segundo os lados, combinada com as ancoragens do tipo “1” e “2”, a qual atingiu uma força última por

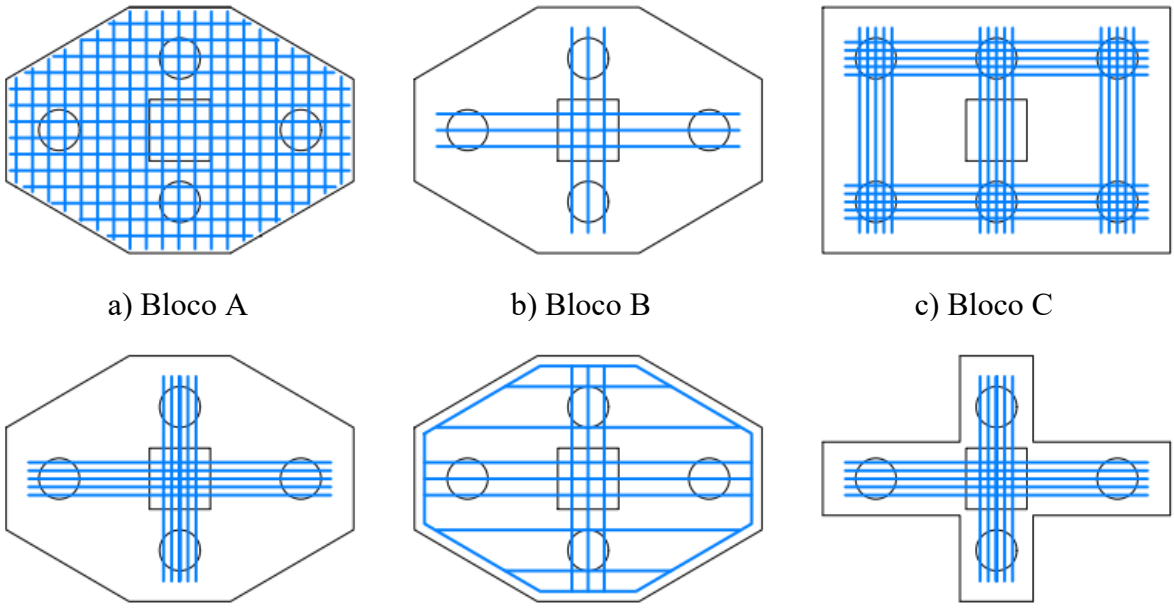
volta de 15% maior que os outros arranjos. As armaduras, com distribuição em malha e segundo as diagonais, apresentaram aproximadamente o mesmo valor de força última, sendo inferiores à armadura distribuída segundo os lados.

A ancoragem do tipo “3” forneceu um aumento aproximando de 30% na capacidade de carga dos blocos com armaduras distribuídas em malha, em comparação com as ancoragens tipo “1” e “2”. Taylor e Clarke (1976) atribuíram esse acréscimo ao detalhamento desse tipo de ancoragem, o qual se prolonga até o topo do bloco, fornecendo um aumento na sua capacidade resistente ao cisalhamento e funciona como uma armadura de suspensão. Já a ancoragem do tipo “4” não mostrou nenhum benefício significativo nos ensaios.

### 2.1.5 Adebar, Kuchma e Collins (1990)

Adebar, Kuchma e Collins (1990) ensaiaram blocos monolíticos de concreto armado sobre quatro e seis estacas, o intuito da pesquisa era analisar a aplicabilidade de modelos tridimensionais de bielas e tirantes. A geometria dos modelos foi: estacas com 20 cm de diâmetro; altura útil dos blocos de 60 cm com força aplicada numa área de 30 cm x 30 cm. Os blocos e a distribuição das armaduras são ilustrados na Figura 2.7.

Figura 2.7 – Características dos blocos ensaiados.



a) Bloco A b) Bloco B c) Bloco C

d) Bloco D e) Bloco E f) Bloco F

Fonte: Adaptado de Adebar et al. (1990).

O dimensionamento dos blocos seguiu as recomendações do ACI 318 (1983) e do método de bielas e tirantes. As armaduras foram dispostas em diferentes arranjos. O bloco A foi dimensionado de acordo o ACI 318 (1993) e possuía a menor área de aço, disposta em forma de malha. Os blocos B, C e D foram dimensionados conforme o modelo de bielas e tirantes. O bloco D contava com o dobro da área de aço do bloco B. O bloco E detinha as mesmas características do bloco D, porém a disposição da armadura seguia as recomendações do ACI 318 (1983). O bloco F possuía a mesma área de aço e disposição que o bloco D e foi proposto pelos autores para analisar a hipótese do ACI 318 (1983), em que o bloco F deveria ter capacidade de carga inferior à do bloco D. Entretanto, o modelo de bielas e tirantes previa a mesma capacidade de carga para ambos os modelos D e F.

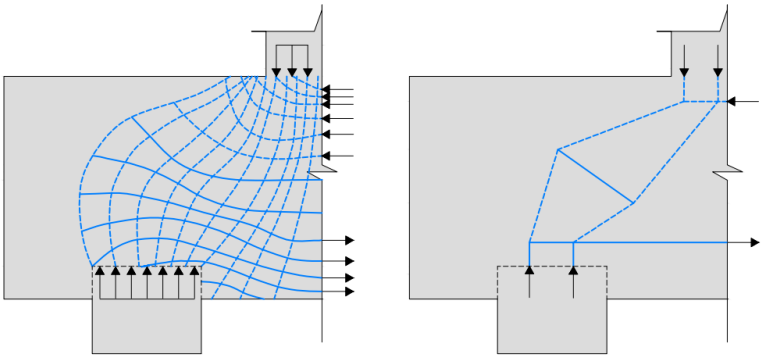
Adebar, Kuchma e Collins (1990) concluíram que o ACI 318 (1983) não se mostrou compatível, em parte, com os resultados experimentais. Os resultados experimentais apresentaram maior concordância com as previsões do modelo de bielas e tirantes. O bloco A dispôs de capacidade de carga menor que o valor dimensionado por volta de 83%, em contrapartida, o bloco B apresentou força última 10% maior que o valor previsto no dimensionamento. Quanto ao bloco F, constatou-se um comportamento semelhante a de duas vigas cruzadas ortogonalmente, validando a hipótese do ACI 318 (1983) em relação ao método de bielas e tirantes.

Os autores justificaram a discrepância entres os resultados experimentais e teóricos obtidos para o bloco A em função de o ACI 318 (1983) desprezar no dimensionamento a altura do bloco, a influência da quantidade e distribuição das armaduras longitudinais.

Quanto ao modo de ruína, houve o fendilhamento das bielas de compressão, devido às tensões de tração perpendiculares às bielas oriundas da expansão das tensões de compressão. O bloco F comportou-se como viga e rompeu por cisalhamento, não havendo escoamento da armadura longitudinal.

Em função dos resultados, Adebar, Kuchma e Collins (1990) propuseram um modelo mais refinado de biela e tirantes para o dimensionamento de blocos de fundação. O modelo proposto é ilustrado na Figura 2.8. Os autores notaram que a expansão da biela de compressão gerava tensões de trações perpendiculares às bielas e sugeriram colocar um tirante nessa região para resistir a essas tensões. Evidentemente, o próprio concreto do bloco pode funcionar como tirante, contanto que as tensões de tração não ultrapassem a resistência do material.

Figura 2.8 – Modelo refinado de Biela e Tirante.



Fonte: Adaptado de Adebar, Kuchma e Collins (1990).

### 2.1.6 Rausch *et al*. (1997)

Rausch *et al*. (1997) ensaiaram blocos monolíticos de concreto armado sobre duas estacas em uma escala reduzida de 1:2. Os modelos foram dimensionados conforme o modelo de bielas e tirantes. Os ensaios mostraram que a armadura dos tirantes calculada no dimensionamento se apresentou a favor da segurança, podendo até ser reduzida.

Apesar do método das bielas considerar que os tirantes da armadura principal se deformam livremente, os autores observaram que nos ensaios as estacas atuaram limitando a deformação dos tirantes. Parte da componente horizontal oriunda do fluxo de tensões da biela foi absorvida pela própria estaca e não pelos tirantes. Nas proximidades da ruína do bloco, as deformações registradas nos tirantes adjacentes às estacas apresentaram valores quase nulos, chegando, inclusive, a valores negativos.

### 2.1.7 Miguel (2000)

Miguel (2000) ensaiou nove blocos monolíticos sobre três estacas sujeitos à força normal centrada em escala real, além de fazer análises numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos. A pesquisa visou avaliar o panorama de fissuração e os modos de ruptura.

O estudo revela conservadorismo do modelo de Blévot e Frémy (1967) na estimativa da capacidade de carga dos blocos. A ruína dos blocos se deu por fendilhamento da biela comprimida, seguido pelo escoamento dos tirantes principais.

Miguel (2000) sugere novos limites de segurança para as tensões nas regiões nodais do bloco no encontro do pilar com o bloco e da estaca com o bloco. Para o nó superior, a pesquisadora sugeriu o valor de 40% da resistência média à compressão. Já para região nodal

inferior, a tensão deveria ser limitada a 50% da resistência média à compressão, caso as estacas tivessem diâmetro de 20 cm e 30% da resistência média à compressão para estacas com diâmetro de 30 cm.

### 2.1.8 Chan e Poh (2000)

Chan e Poh (2000) analisaram o comportamento de blocos pré-moldados de concreto armado sobre quatro estacas. Foram ensaiados três modelos: um modelo de referência moldado *in loco* e outros dois com blocos pré-moldados com alturas diferentes entre si. O bloco de fundação pré-moldado estudado é uma caixa de concreto pré-fabricado já com armadura, substituindo as formas de madeira. A parte interna é preenchida com concreto fresco no local da obra. A vantagem de usar esse tipo de bloco é o ganho de produtividade.

Os ensaios mostraram que o bloco pré-moldado e o bloco de referência de mesmas dimensões se comportaram de maneira semelhante, tanto em termos de capacidade de carga quanto no panorama de fissuração. Já o bloco pré-moldado de altura inferior apresentou uma força última menor, como era esperado, mas ainda superior à prevista no dimensionamento. Todos os blocos foram dimensionados seguindo as recomendações do código inglês BS 811 (1985).

Por fim, houve alto ganho de produtividade. Além disso, os pesquisadores recomendam que as placas da caixa de concreto do bloco pré-moldado tenham espessura mínima de 7 cm para, assim, assegurar um cobrimento mínimo de 5 cm para a armadura.

### 2.1.9 Delalibera (2006)

Delalibera (2006) analisou, por meio de modelos numéricos baseados no MEF e ensaios experimentais, o comportamento de blocos monolíticos sobre duas estacas sujeitos à ação de força centrada e excêntrica.

A partir de uma análise de variância dos modelos numéricos, concluiu-se que os parâmetros que mais influenciam no comportamento do bloco são: o ângulo de inclinação da biela de compressão, a área da seção transversal do pilar e o tipo de solicitação.

Delalibera (2006) ensaiou 14 blocos, visando investigar a geometria da biela de compressão e a eficácia dos ganchos na ancoragem das barras da armadura principal.

Para o caso dos blocos rígidos, constatou-se que a deformação nos ganchos foi quase nula, corroborando com os resultados dos trabalhos de Adebar *et al.* (1990) e Miguel (2000).

Além disso, verificou-se que as deformações nas barras de aço apresentam comportamento não uniforme, com redução expressiva nas seções onde há interseção com a biela de compressão. Por fim, o autor propôs um modelo de bielas e tirantes para bloco sobre duas estacas, baseado nos resultados obtidos.

### 2.1.10 Campos (2007)

Campos (2007) investigou o comportamento de blocos sobre duas estacas, com o elemento de ligação do tipo cálice externo com interface rugosa. Foram ensaiados três modelos de blocos com diferentes alturas do colarinho em escala reduzida de 1:2. O objetivo da pesquisa foi analisar a influência do comprimento de embutimento do pilar e o fluxo de tensões. Para dimensionar os modelos, utilizou-se as orientações de Melo (2004), da ABNT NBR 6118 (2003) e da ABNT NBR 9062 (2006).

Campos (2007) concluiu que a recomendação para dimensionamento de Melo (2004) de utilizar a altura de 2/3 do trecho de embutimento do pilar ($\ell_{emb}$) para transferência de força por atrito pode ser subestimada, necessitando de revisão. Além disso, ao se utilizar os critérios de Melo (2004), observou-se conservadorismo no que diz respeito a previsão das capacidades de carga observadas nos ensaios.

Por fim, o autor concluiu que os cálices com comprimento de embutimento maiores são mais vantajosos do ponto de vista econômico, uma vez que utilizam de menos aço e apresentam melhor desempenho estrutural em termos de força última e fissuração.

### 2.1.11 Delalibera e Giongo (2013)

Este trabalho investigou o desempenho de blocos sobre duas estacas com o elemento de ligação do tipo cálice embutido com interface lisa e com chave de cisalhamento para estruturas de concreto pré-moldado. Foram feitas análises de modelos numéricos, seguidas de ensaios de dois modelos em laboratório.

Nos estudos numéricos comprovou-se que o tipo de solicitação influencia a capacidade de carga dos blocos, em concordância com Delalibera (2006)

As simulações dos blocos ensaiados mostraram boa concordância com a capacidade de carga, mas divergiram na rigidez.

Os ensaios de Delalibera e Giongo (2013) mostraram que a chave de cisalhamento aumenta a rigidez da ligação em 25%, elevando a força última suportada pelo bloco, quando comparado com blocos com cálice sem rugosidade.

Já o bloco com cálice de interfaces lisas comportou-se de forma similar a elementos lineares submetidos à flexão. O mecanismo de transferência da carga aplicada no pilar para o bloco com interface lisa teve uma parcela significativa, migrando diretamente para o fundo do bloco. Esse fato sugere que a ligação com cálice embutido de interfaces lisas falha na transferência da carga do pilar para o bloco, de forma eficiente, ao longo do comprimento de embutimento. Entretanto, os autores destacam que foram ensaiados apenas um modelo de cada tipo nessa pesquisa, e que as conclusões representam apenas tendências que precisam ser comprovadas por um número maior de ensaios experimentais para que possam ter validade estatística.

### 2.1.12 Barros (2013)

Barros (2013) utilizou modelos experimentais para analisar o desempenho de blocos de concreto pré-moldado sobre duas estacas. Foram investigados ligação com três tipos de cálice: externo, embutido e parcialmente embutido. A força aplicada era centrada e os resultados foram comparados para determinar qual tipo de ligação era mais eficiente.

Forma ensaiados 14 modelos experimentais em escala reduzida de 1:2. Além disso, o autor realizou análises numéricas não lineares tridimensionais, baseadas no Método dos Elementos Finitos. Ademais, considerou-se duas diferentes conformações nas paredes do cálice e do pilar: superfície lisa e com chave de cisalhamento.

A partir dos resultados, Barros (2013) concluiu que a chave de cisalhamento confere maior rigidez e capacidade de carga aos modelos quando comparados com os blocos com cálice sem rugosidade.

Os mecanismos de transferência das cargas observados variaram de acordo com o tipo de interface nas paredes da ligação. Barros (2013) relatou que há uma tendência de parte da carga migrar diretamente do pilar para o fundo do cálice, no caso de blocos com cálices de interfaces lisas, foi observado que, em média, 59% da força aplicada no pilar vai diretamente para o fundo do cálice.

Em contraste, para a série com chave de cisalhamento, o percentual da carga aplicada no pilar que vai de forma direta para o fundo do cálice diminuiu para uma média 21%, de modo que a transferência ocorreu de forma eficaz ao longo da ligação no trecho de embutimento do

pilar ($\ell_{emb}$). Esses resultados corroboram com o que foi observado por Delalibera e Giongo (2013). Ademais, Barros (2013) constatou que o bloco com cálice embutido com interfaces lisas comportou-se como um bloco flexível.

Por fim, o autor recomenda que o modelo de cálculo de blocos com cálice necessita levar em consideração o tipo do cálice e a conformação das paredes da ligação, em virtude dos diferentes resultados observados nos ensaios.

### 2.1.13 Munhoz (2014)

Munhoz (2014) investigou, de forma numérica e experimental, o desempenho de blocos monolíticos sobre duas estacas de concreto armado, com variação das taxas de armadura e geometria dos pilares. A pesquisa visou analisar a influência da seção geométrica dos pilares com diferentes taxas de armaduras no comportamento de blocos rígidos sobre duas estacas.

A pesquisadora realizou ensaios em 12 modelos em escala reduzida de 1:2. A falha dos modelos foi causada pela ruptura da biela comprimida, exceto em um caso em que o pilar rompeu.

Munhoz (2014) concluiu que as regiões nodais superiores e inferiores do bloco sofrem influência da geometria do pilar, uma vez que o comportamento dos blocos com pilares retangulares foi diferente dos blocos com pilares de seção quadrada, o que pode influenciar na adequada escolha do modelo de bielas e tirantes.

Quanto a armadura dos pilares, Munhoz (2014) verificou que a magnitude da força nas barras diminui gradativamente ao longo do comprimento de ancoragem, sendo totalmente transferidas para o bloco a partir de certa profundidade. Entretanto, a autora conclui que essa constatação não é suficiente para a redução do comprimento de ancoragem das armaduras dos pilares, uma vez que, para o caso de pilares retangulares, as solicitações variam entre as barras de extremidade e centrais.

### 2.1.14 Mesquita *et al.* (2016)

Mesquita *et al.* (2016) analisaram o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido, submetidos à ação de força centrada. Foram ensaiados três modelos: um monolítico de referência, um com cálice parcialmente embutido de interfaces lisas e outro com cálice parcialmente embutido de interfaces com chave de cisalhamento.

Apesar da pesquisa contar com um número reduzido de modelos, os autores concluíram que a chave de cisalhamento conferiu maior capacidade de carga quando comparada ao modelo com cálice de interfaces lisas. Entretanto, ambos os modelos apresentaram capacidade de carga aquém do modelo monolítico de referência: 66% para o bloco com chave de cisalhamento e 36% para o bloco com interfaces lisas.

Quanto à forma de ruína, os autores relataram que os modelos do bloco monolítico e do bloco com cálice com chave de cisalhamento apresentaram ruptura a tração do concreto da biela, sucedida pelo seu esmagamento. Além disso, constatou-se o escoamento dos tirantes principais para o modelo com chave de cisalhamento.

Em contraste, o bloco com cálice de paredes lisas rompeu de forma frágil, com punção no fundo do bloco, adjacente às estacas. Esse comportamento sugere a ocorrência do fenômeno de tendência de a carga aplicada no pilar migrar diretamente para o fundo do cálice, observado também por Barros (2013) e Delalibera e Giongo (2013).

### 2.1.15 Tomaz (2018)

Tomaz (2018) realizou um estudo experimental, cujo objetivo foi analisar as tensões nodais que surgem nos blocos monolíticos com a utilização de estacas de perfil metálico. Foram ensaiados 4 blocos sobre duas estacas, nos quais as variáveis de interesse foram o embutimento das estacas e a utilização de uma chapa metálica no perfil do topo.

Evidenciou-se que os blocos sobre estacas com perfil metálico apresentaram comportamento similar aqueles com estacas de concreto. Tomaz (2018) concluiu que a magnitude da força nas armaduras principais é variável e que as estacas são solicitadas à flexo-compressão, corroborando com os resultados de Rausch *et al.* (1997) e Delalibera (2006).

## 2.2 Pesquisas com ênfase numérica

### 2.2.1 Iturrioz, D'avila e Raush (2000)

Iturrioz D'avila e Raush (2000) utilizaram o programa ANSYS para realizar simulações numéricas dos blocos monolíticos de concreto armado ensaiados por Rausch *et al*. (1997), comparando os resultados obtidos com os dados experimentais. Na análise numérica, foram utilizados elementos finitos sólidos para caracterizar o concreto (SOLID 65) e a armadura

foi considerada com comportamento elastoplástico, dotada de rigidez axial. A fissuração do concreto foi considerada.

Os autores verificaram que ao se reduzir a rigidez horizontal do apoio, houve uma diminuição da força última do bloco. Além disso, constataram que a influência da rigidez horizontal do apoio é reduzida conforme a diminuição da rigidez vertical.

### 2.2.2 Munhoz (2004)

Munhoz (2004) realizou uma análise comparativa de modelos analíticos e numéricos, baseados no método dos elementos finitos. Nesse trabalho, foram analisados blocos monolíticos sobre uma, duas, três, quatro e cinco estacas submetidos à força centrada. Variou-se a altura do bloco, o diâmetro das estacas e as dimensões da seção transversal do pilar. Nas simulações numéricas, o concreto foi modelado como elástico linear, não sendo possível captar o efeito de perda de rigidez devido à fissuração. O objetivo do trabalho foi analisar os fluxos de tensões em suas direções principais.

Munhoz (2004) concluiu que o modelo de bielas e tirantes é o mais adequado para blocos de uma, duas, três e quatro estacas. No entanto, para os blocos com duas, três e quatro estacas, é necessário verificar o tirante diagonal, além de adotar um modelo que considere as reais seções dos pilares e estacas.

Para o bloco sobre cinco estacas, a autora concluiu que a configuração das estacas em quadrado com uma estaca no centro geométrico não é opção mais vantajosa, uma vez que as estacas não suportam o peso de forma uniforme, o que causa uma concentração de carga na estaca central. Uma alternativa proposta consiste em dispor as estacas nos vértices de um pentágono regular, o que pode proporcionar uma distribuição mais uniforme das cargas.

Por fim, Munhoz (2004) apresenta um modelo aprimorado de biela e tirante a partir das análises dos campos de tensões principais presentes no bloco.

### 2.2.3 Souza (2004)

Souza (2004) investigou o desempenho de elementos estruturais, nos quais existem regiões onde não é válida a hipótese de que as seções planas permanecem planas após a deformação do elemento, denominadas de regiões D.

Nas análises, foram utilizados o método dos elementos finitos, os modelos de bielas e tirantes e o método Corda-Painel. O programa, baseado no MEF, utilizado foi o DIANA, no qual é possível considerar o efeito de não-linearidade física do concreto.

Souza (2004) modelou os blocos monolíticos ensaiados por Mautoni (1972). Os resultados obtidos indicaram uma grande variação dos valores. Dessa forma, indica-se que a análise não-linear seja utilizada em obras de grande porte que requerem uma análise com maior rigor.

### 2.2.4 Delalibera e Giongo (2004)

Delalibera e Giongo (2004) realizaram um estudo numérico de blocos monolíticos sobre duas estacas, variando as dimensões do pilar e das estacas para avaliar seu impacto no desempenho estrutural do bloco. Na modelagem, foi considerada a não-linearidade física do concreto e aderência perfeita entre o aço e o concreto.

Usando técnicas de estatística, os autores concluíram que o parâmetro que mais influencia nos valores das tensões nodais superiores e inferiores é a altura do bloco.

### 2.2.5 Souza e Bittencourt (2006)

Souza e Bittencourt (2006) realizaram análises numéricas não-lineares de blocos monolíticos sobre quatro estacas, variando a disposição da armadura principal, visando avaliar o seu impacto no desempenho estrutural do bloco. O intuito da pesquisa era avaliar a classificação dos blocos em rígidos e flexíveis. Para o dimensionamento, foi utilizado o Método das Bielas e o Modelo de Viga.

Os autores constataram que a falha dos modelos se iniciou com o fendilhamento da biela, sucedido pela sua ruptura em dois pontos: junto à região bloco-estaca e bloco-pilar. Ao final, Souza e Bittencourt (2006) recomendam o uso de uma malha na região inferior do bloco para limitar fissuração e prevenir uma ruptura precoce.

### 2.2.6 Ramos (2007)

Ramos (2007) realizou modelagens numéricas, baseadas no método dos elementos finitos, para investigar o desempenho de blocos monolíticos sobre dez estacas. O objetivo da

pesquisa foi analisar o fluxo de tensões principais, fazendo comparação entre métodos analíticos e análises numéricas.

O pesquisador avaliou a influência da altura do bloco e do tipo de vinculação das estacas com o solo (solo deformável e solo indeformável) no comportamento dos blocos sob a ação de carga centrada e de momentos fletores.

Ramos (2007) concluiu que as condições de contorno das estacas e a altura do bloco modificam de forma significativa o comportamento estrutural do bloco. Nos resultados das reações nas estacas, houve uma divergência de valores entre os modelos numéricos e analíticos que chegou a 200% no pior cenário. O autor alerta que essa diferença se deu pelo fato de o modelo analítico utilizado no dimensionamento (superposição de efeitos) não considerar o tipo de vinculação das estacas e a altura dos blocos. Além disso, foi constatado que as estacas centrais são as mais solicitadas.

### 2.2.7 Barros (2009)

Barros (2009) investigou o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas com cálice embutido diante da presença de uma viga de travamento. Foram simulados 24 modelos no *software* DIANA de elementos finitos. O concreto foi caracterizado com a consideração de não-linearidade física. Nos modelos, variaram-se a conformação da parede do cálice (lisa e com chave de cisalhamento) e o ângulo de inclinação da biela na etapa do dimensionamento (45° e 55°).

As análises indicaram que a inclusão da viga de travamento perpendicularmente a linha das estacas não apresentou impacto significativo no desempenho estrutural dos blocos. Houve apenas uma exceção para esse comportamento: os blocos com chave de cisalhamento e bielas com ângulos de 55º, nos quais houve redução de 7% a 14% da capacidade de carga do bloco quando na presença da viga.

Por fim, Barros (2009) concluiu que as paredes do cálice conseguem transferir a força proveniente da viga de travamento de forma eficaz.

### 2.2.8 Marek Filho (2010)

Marek Filho (2010) realizou análises numéricas não-lineares para investigar o comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice embutido sob carregamentos excêntricos.

Para o caso dos blocos com cálice de interface lisa, observou-se que as paredes do cálice chegam a transmitir os esforços do pilar para o bloco. No entanto, a magnitude dessa transferência não é suficiente para gerar bielas de compressão, o que, aliado à geometria do bloco, aumenta o risco de punção.

Já para blocos com cálice e chave de cisalhamento, demonstrou-se que a ligação entre o pilar e o bloco se aproxima à de um sistema monolítico, com o desenvolvimento de bielas de compressão e a inexistência de risco de punção no fundo do bloco.

### 2.2.9 Pagnussat (2011)

Pagnussat (2011) realizou análises numéricas não-lineares em blocos sobre quatro estacas com cálice parcialmente embutido submetidos a momentos fletores nas duas direções. Foi considerado cálices com paredes lisas e com chave de cisalhamento e diferentes armaduras.

As análises mostraram que, na ligação com chave de cisalhamento, as bielas se originaram no topo do colarinho. As análises comparativas demonstraram que o modelo espacial e o método das bielas foram ineficientes em prever o comportamento estrutural, principalmente, devido à formação de bielas que ocorreu com grandes ângulos de inclinações, o que resultou na transferência direta da carga para as estacas.

Para o caso de ligação lisa, notou-se que o mecanismo de transferência de carga do pilar para o bloco ocorre em maior parte pelo contato da base do pilar com o fundo do cálice e em menor parte por forças de atrito das paredes do pilar com as paredes do cálice.

### 2.2.10 Oliveira (2013)

Oliveira (2013) realizou simulações para investigar o desempenho estrutural de blocos monolíticos de concreto armado sobre cinco e seis estacas, sob carregamento centrado. Foram feitas análises comparativas entre alguns modelos analíticos de dimensionamento e modelos numéricos, no intuído de avaliar a eficiência de cada método analítico em prever o comportamento dos blocos.

Nos modelos numéricos, foram variados a deformabilidade do solo de apoio das estacas (utilizando molas elásticas), a seção transversal do pilar, a altura dos blocos e a resistência do concreto.

Os resultados apontam que solos mais deformáveis têm distribuições mais uniformes das reações entre as estacas e das tensões de tração nos tirantes principais. Além disso,

constatou-se que a seção transversal do pilar influencia no formato das bielas e, dessa forma, é fundamental a sua consideração no dimensionamento, corroborando com o observado no trabalho de Munhoz (2014).

Quanto à altura dos blocos, Oliveira (2013) observou que houve influência considerável na rigidez e na capacidade de carga dos blocos. Entretanto, ao se aumentar a altura dos blocos, constatou-se um ineficiente desempenho estrutural. Já para o caso de alturas menores, a distribuição das reações nas estacas não foram uniformes.

Quanto à resistência do concreto, notou-se que o seu aumento resultou em blocos mais resistentes, porém não houve influência significativa na rigidez.

Por fim, Oliveira (2013) conclui que as abordagens analíticas que visam verificar a resistência à flexão e ao cisalhamento divergiram do fluxo de tensões observado. O método das bielas e tirantes, por outro lado, apresentou maior coerência com o comportamento real da estrutura.

### 2.2.11 Resende (2019)

Resende (2019) analisou o desempenho estrutural de blocos monolíticos de concreto armado sobre duas estacas, sob carregamento centrado, com variação dos seguintes parâmetros: seção e taxa de armadura dos pilares e rigidez dos blocos. Modelou-se 26 blocos no software ANSYS, baseado no Método dos Elementos Finitos.

O dimensionamento seguiu as recomendações de Blévot e Frémy (1967) e da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014). A calibração se deu a partir de resultados experimentais de Munhoz (2014).

De acordo com seus resultados, a autora concluiu que os fatores de maior influência na capacidade de carga e no formato das bielas de compressão dos blocos foram a seção transversal do pilar e a altura do bloco.

Além disso, Resende (2019) observou que tensões atuantes na armadura longitudinal dos pilares sofre uma redução ao longo da barra e da altura do bloco corroborando com o trabalho de Munhoz (2014).

Quanto ao modo de ruptura dos blocos, esse ocorreu por esmagamento do concreto nas regiões nodais. Resende (2019) conclui que o Modelo de Bielas de Blévot e Frémy (1967) retratou de maneira coerente o comportamento estrutural dos blocos.

Quanto à armadura do tirante, essa apresentou tensões maiores nas proximidades com as bielas de compressão e tensões nulas ou próximas a zero nas extremidades da barra, corroborando com o observado por Adebar *et al.* (1990), Miguel (2000) e Delalibera (2006)

### 2.2.12 Souza (2019)

Souza (2019) investigou o comportamento estrutural de blocos monolíticos de concreto armado sobre duas estacas. Nas análises, foram considerados o atrito lateral entre as estacas e o solo e o percentual de força transferida para o solo de forma direta por meio do bloco.

As simulações foram feitas no software ANSYS de elementos finitos. Para modelar o atrito lateral, considerou-se acoplamento de nós e elementos de contato. Os parâmetros considerados foram: solo arenoso, argiloso e ausência de solo; altura do bloco; e comprimento das estacas. Os parâmetros do solo foram obtidos através de métodos semiempíricos.

A partir dos resultados, Souza (2019) constatou que, em média, 4,50% da força aplicada no pilar é transferida diretamente para o solo por meio do bloco. Além disso, observou-se que a biela tende a se formar na região superior além da seção do pilar. Por fim, a capacidade de carga dos modelos cresceu com o aumento da rigidez do bloco.

### 2.2.13 Gonçalves e Delalibera (2020)

Neste trabalho foram desenvolvidos modelos numéricos de blocos monolíticos de concreto armado sobre duas estacas metálicas ensaiados por Tomaz (2018), visando reconhecer tendências em relação ao comportamento estrutural dos blocos.

As simulações foram feitas no software ANSYS de elementos finitos, as quais se mostraram coerentes com os resultados experimentais.

Os resultados mostraram que as tensões de compressão costumam apresentar maior magnitude nas abas do perfil metálico mais distantes das extremidades do bloco. Assim, concluiu-se que o eixo da biela não começa no centro geométrico da estaca até ¼ da face externa do pilar, contrariando a idealização do modelo de Blévot e Frémy (1967).

Portanto, Gonçalves e Delalibera (2020) ressaltam a necessidade de se adaptar o modelo de bielas e tirantes de Blévot e Frémy (1967), pois ele não descreve o fluxo das tensões de compressão em alguns casos. Esse fato foi verificado também por Adebar *et al.* (1990) e Delalibera (2006) em estacas de concreto.

### 2.2.14 Morais Neto (2022)

Morais Neto (2022) analisou numericamente o comportamento estrutural de bloco com cálice parcialmente embutido com chave de cisalhamento, utilizando o *software* ABAQUS, baseado no método dos elementos finitos. Os modelos numéricos foram calibrados de acordo com os resultados experimentais de Barros (2013).

O objetivo da pesquisa foi avaliar a influência da inclusão de armaduras verticais complementares nos blocos analisados e explorar configurações alternativas de armaduras auxiliares. Para tanto, foram realizadas análises paramétricas com variação do $f_{cm}$ do bloco, diferentes arranjos de armadura e áreas de aço.

Morais Neto (2022) concluiu que a inclusão da armadura vertical complementar, originalmente proposta por Barros (2013), não influenciou, de forma expressiva, o comportamento dos modelos a respeito da capacidade de carga e panorama de fissuração.

Para reforçar as tensões de tração presentes nos modelos, oriundas do cisalhamento do bloco, foram analisadas quatro novas propostas de armaduras complementares.

Com apenas uma exceção, as armaduras apresentaram resultados pertinentes a respeito do aumento da inclinação e formato da biela, diminuição da fissuração interna, redução das tensões de tração no bloco e elevação das cargas centrais da estrutura. Os benefícios dessas armaduras auxiliares resultaram em um aumento da capacidade de carga dos blocos entre 4,64% e 12,79%.

### 2.2.15 Santos (2022)

Santos (2022) analisou o desempenho de bloco sobre duas estacas com cálice de fundação externo, parcialmente embutido e embutido, submetidos à força vertical centrada. O autor modelou os blocos ensaiados por Barros (2013) no software ABAQUS de elementos finitos.

Os resultados corroboraram com o observado por Barros (2013). Constatou-se que à medida que se aumenta o grau de embutimento do cálice, diminui-se a capacidade de carga.

Numa análise comparativa da força última dos blocos com cálice com um bloco monolítico de referência: para a conformação lisa, verificou-se valores de 135%, 92% e 45% para os graus de embutimento externo, parcialmente embutido e embutido, respectivamente; já para a conformação com chave de cisalhamento, os valores observados foram de 166%, 131% e 97%.

Quanto aos mecanismos de transferência de carga, os cálices com chave de cisalhamento são mais eficientes em relação aos cálices lisos, aumentando a força última em 23%, 46% e 106% para os blocos com cálices externo, parcialmente embutido e embutido, respectivamente.

Por fim, o autor observou que os tirantes principais do bloco são as armaduras de maior influência na capacidade de carga. Já as armaduras verticais e horizontais do cálice mostraram-se pouco influentes na situação de carregamento centrado.

## 2.3 Recomendações sobre cálices de fundações

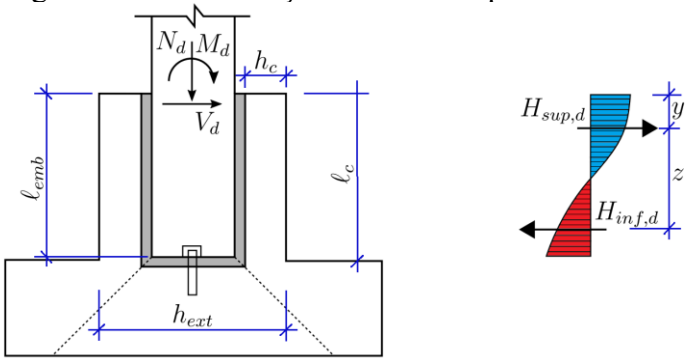
Nesta seção, descreve-se, de forma sucinta, os modelos clássicos de dimensionamento de cálices de fundação de Leonhardt e Mönnig (1978) e as recomendações da ABNT NBR 9062 (2017).

### 2.3.1 Leonhardt e Mönnig (1978)

Para dimensionar a ligação pilar-fundação com cálice externo, os modelos de cálculo se inspiram nas diretrizes de Leonhardt e Mönnig (1978). Os resultados desse dimensionamento são conservadores, uma vez que as forças de atrito existentes nos elementos da ligação são desprezadas.

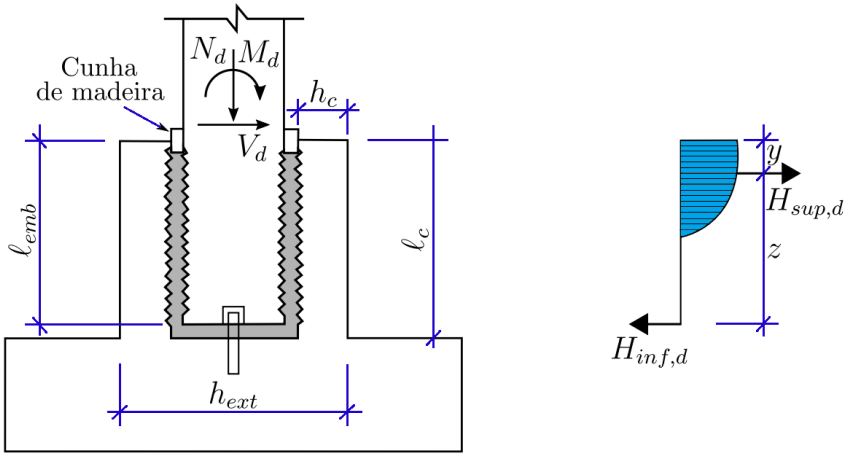
Leonhardt e Mönnig (1978) propõem distribuições de tensões e formulações que dependem da conformação da parede do cálice (lisa ou rugosa) (Ver Figuras 2.9 e 2.10).

Figura 2.9 – Distribuições de tensões para cálice liso.




Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978).

Figura 2.10 - Distribuições de tensões para cálice rugoso.




Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978).

O comprimento de embutimento do pilar ($\ell_{emb}$) no cálice depende da excentricidade relativa e do tipo de interface, lisa ou rugosa, da ligação. No Quadro 2.1 são mostradas as equações propostas por Leonhardt e Mönnig (1978) para o cálculo do comprimento mínimo de embutimento do pilar, para os casos de pequena e grande excentricidade. Valores intermediários de excentricidade podem ser interpolados.

Quadro 2.1 - Comprimento de embutimento $\ell_{emb}$ mínimo.

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

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978).

Os valores das forças horizontais superior $H_{sup,d}$ e inferior $H_{inf,d}$ solicitantes no pilar são calculados de acordo com as expressões do Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Resultantes das tensões e pontos de aplicação

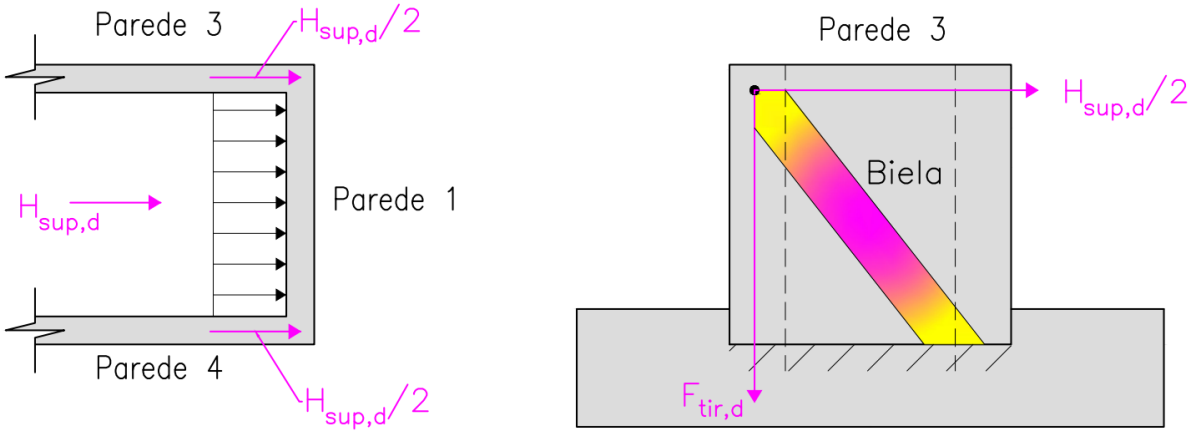
| **Paredes** | $\boldsymbol{H_{sup,d}}$ | $\boldsymbol{H_{inf,d}}$ | $\boldsymbol{y}$ | $\boldsymbol{z}$ |
|---|---|---|---|---|
| Lisas | $1,5 \cdot \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 1,25 \cdot V_d$ | $1,5 \cdot \frac{M_d}{\ell_{emb}} + 0,25 \cdot V_d$ | $\frac{1}{6} \cdot \ell_{emb}$ | $\frac{2}{3} \cdot \ell_{emb}$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

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978).

A transferência de esforços ocorre de acordo com a Figura 2.11. As paredes transversais estão submetidas à flexão, já as paredes longitudinais possuem alta rigidez à flexão

e, assim, transmitem os esforços diretamente para a base da fundação como um consolo engastado.

Figura 2.11 - Transferência de esforços.




a) Parede transversal – Parede 1 b) Parede longitudinal

Fonte: Adaptado de Leonhardt e Mönnig (1978).

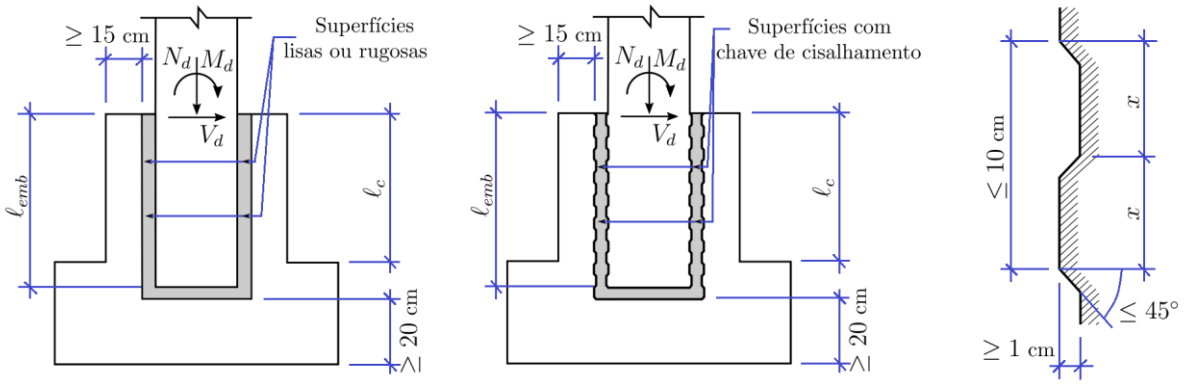
Para transferência dos esforços do pilar para as paredes longitudinais, Leonhardt e Mönnig (1978) recomendam uma armadura horizontal principal ($A_{shp}$), a qual deve resistir à força de tração do tirante horizontal ($H_{sup,d}/2$).

Os autores também recomendam uma armadura vertical ($A_{svp}$) dimensionada para resistir a força de tração do tirante vertical ($F_{tir,d}$), a qual deve ser disposta nos vértices do cálice. Portanto, as paredes longitudinais 3 e 4 mostradas na Figura 2.11 se comportam como consolos engastados na fundação, de tal forma que transmite os esforços horizontais do pilar por intermédio de um tirante vertical e uma biela diagonal comprimida.

### 2.3.2 ABNT NBR 9062 (2017)

A ABNT NBR 9062 (ABNT, 2017) classifica as conformações das superfícies das ligações com cálice em: interfaces lisas, interfaces rugosas ou interfaces com chaves de cisalhamento (Ver Figura 2.12). Essa nova categorização da norma é referente a revisão da versão anterior de 2006, a qual classificava as interfaces apenas como lisas e rugosas.

Figura 2.12 – Classificação da ligação conforme as interfaces das superfície.




a) Interface lisas ou rugosas b) Interface com chaves de cisalhamento c) Chaves de cisalhamento

Fonte: Adaptado de ABNT (2017).

O cálice é dito de interfaces rugosas, quando apresentar uma rugosidade mínima de 3 mm a cada 3 cm na superfície interna do cálice e na superfície da base do pilar, ao longo de toda a altura de embutimento. Caso contrário, o cálice é dito de interfaces lisas.

Já, a consideração de interfaces com chaves de cisalhamento ocorre por meio de um critério mais rigoroso, as chaves devem apresentar uma profundidade mínima de 1 cm a cada pelo menos 5 cm, na superfície interna do cálice e na superfície da base do pilar, ao longo de toda a altura de embutimento (Ver Figura 2.12c).

Quanto ao comprimento mínimo do embutimento do pilar na fundação, a norma estabelece os valores conforme o Quadro 2.3, sendo função da excentricidade relativa e do tipo de interface da superfície de contato da ligação. Valores intermediários podem ser interpolados.

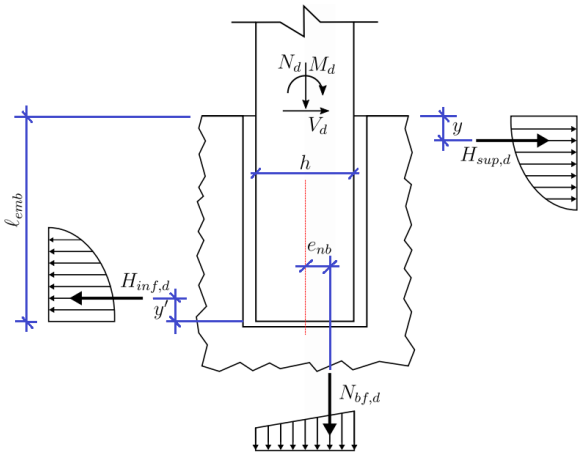
Quadro 2.3 - Comprimento de embutimento mínimo do pilar.

| **Paredes** | $\boldsymbol{\frac{M_d}{N_d \cdot h} \leq 0,15}$ | $\boldsymbol{\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 2,00}$ |
|---|---|---|
| Lisas ou rugosas | $1,5 \cdot h$ | $2,0 \cdot h$ |
| Com chave de cisalhamento | $1,2 \cdot h$ | $1,6 \cdot h$ |

Fonte: ABNT (2017).

Para o caso de grandes excentricidades $M_d/(N_d \cdot h) \geq 2$, pode-se considerar a transferência dos esforços do pilar para o colarinho de acordo com a Figura 2.13.

Figura 2.13 - Transferência de esforços: cálices de interfaces lisas ou rugosas com grande excentricidade $M_d/(N_d \cdot h) \geq 2$




Fonte: Adaptado de ABNT (2017).

As resultantes $H_{sup,d}$ e $N_{bf,d}$, ilustradas na Figura 2.13, considerando as forças de atrito, $e_{nb} = h/4$ e $y = \ell_{emb}/10$, são calculadas pela Equações 2.1 e 2.2 a seguir:

$$H_{sup,d} = \frac{M_d - N_d\left[0{,}25 \cdot h + \mu\left(\frac{0{,}1 \cdot \ell_{emb} - 0{,}75 \cdot \mu \cdot h}{1+\mu^2}\right)\right] + V_d\left[l_{emb} - \left(\frac{0{,}1 \cdot \ell_{emb} - 0{,}75 \cdot \mu \cdot h}{1+\mu^2}\right)\right]}{0{,}8 \cdot \ell_{emb} + \mu \cdot h} \quad (2.1)$$

$$N_{bf,d} = \frac{N_d - \mu \cdot V_d}{1+\mu^2} \quad (2.2)$$

A norma estabelece o limite de 0,3 para o coeficiente de atrito (μ), na situação de interfaces lisas, e de 0,6, na de interfaces rugosas.

Para o caso de pequenas excentricidades ($M_d/(N_d \cdot h) \leq 0{,}15$), pode-se usar as mesmas equações do caso de grande excentricidade, desde que sejam feitos os ajustes:

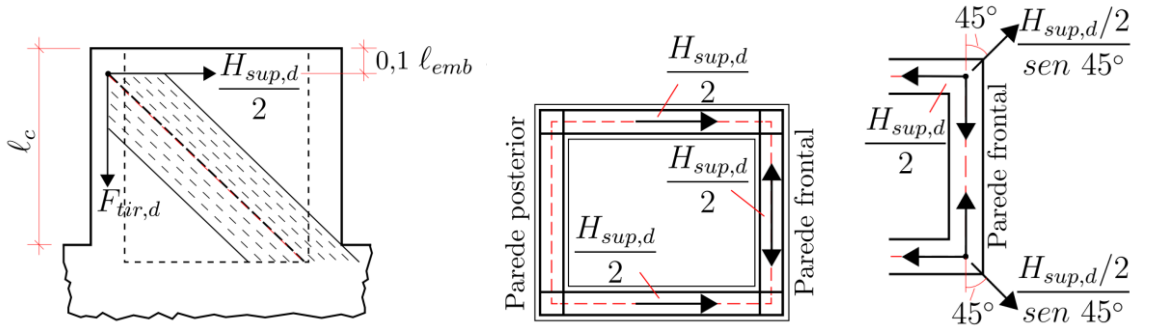
- $e_{nb} = 0$
- $y = \frac{\ell_{emb}}{6}$
- O coeficiente de atrito é nulo para interfaces lisas e limitado a 0,3 para interfaces rugosas.

Para o caso de excentricidades intermediárias ($0{,}15 < M_d/(N_{dh}) < 2$), a norma permite fazer uma interpolação linear dos valores obtidos para grandes e pequenas excentricidades.

Para cálices com colarinho, isto é, com cálice externo ou parcialmente embutido, as tensões atuantes no pilar correspondentes à resultante $H_{sup,d}$ produzem flexo-tração na parede frontal. No entanto, a norma permite considerar apenas tração.

As paredes longitudinais são responsáveis por transferir para a fundação a força resultante $H_{sup,d}$ oriunda das tensões atuantes na parede frontal. Para calcular as armaduras horizontais e verticais que devem ser dispostas nas paredes do colarinho segue-se o modelo da Figura 2.14. Deve-se utilizar $H_{sup,d}$ para dimensionar a armadura horizontal e $F_{tir,d}$ para a armadura vertical.

Figura 2.14 - Transferência dos esforços nas paredes do colarinho dos cálices de interfaces lisas ou rugosas




a) Paredes longitudinais b) Planta do cálice c) Planta da parede frontal

Fonte: Adaptado de ABNT (2017).

De acordo com a ABNT NBR 9062 (2017), deve-se limitar a tensão de compressão na parede do colarinho a $0{,}4f_{cd}$ com verificação na seção $0{,}2\ell_{emb}$ da parede frontal do plano de consideração dos esforços. O valor da resistência à compressão do concreto utilizado nesse cálculo deve ser o menor entre os elementos presentes na ligação.

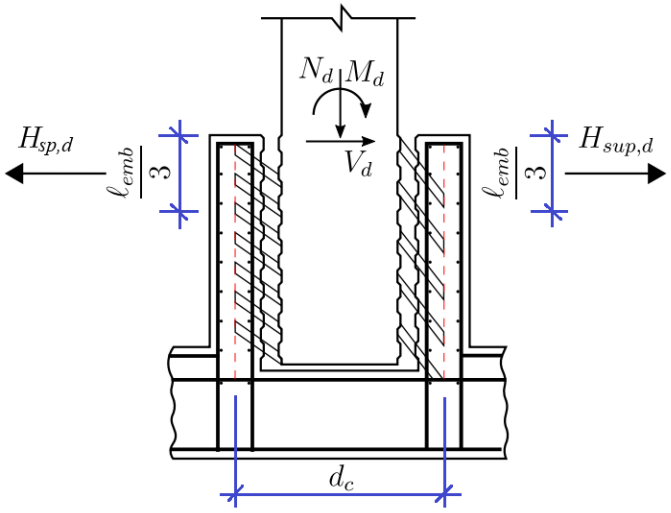
Quando o embutimento do pilar na base do bloco de fundação for no mínimo $0{,}1\ell_{emb}$ pode-se desprezar a verificação das tensões na parede posterior no cálculo do colarinho.

Por fim, é necessário verificar o bloco quanto à punção na laje de fundo, região do bloco abaixo da base do pilar. Caso seja necessário, a norma permite a inclusão de uma armadura de suspensão que proporcione a transferência de até 50% da resultante, que seria transferida à base, por meio das paredes do cálice. Essa armadura é calculada segundo a Equação 2.3, e deve ser acrescentada à armadura vertical de equilíbrio das outras solicitações.

$$A_s = \alpha \cdot \frac{N_d}{f_{yd}},\ \alpha \leq 50\% \qquad (2.3)$$

No caso de cálices com chaves de cisalhamento, as tensões de cisalhamento entre o pilar e o cálice são transferidas ao longo de todo o comprimento de embutimento ($\ell_{emb}$), de acordo com a Figura 2.15.

Figura 2.15 - Transferência dos esforços em cálices com chaves de cisalhamento.




Fonte: Adaptado de ABNT (2017).

A transferência de esforços do cálice para a fundação ocorre por meio da armadura vertical principal, dimensionada para flexo-compressão. Nas situações de cálices com colarinho, o momento fletor é calculado segundo a Equação 2.4 e a seção resistente é a do colarinho (seção retangular vazada).

$$M_{bd} = M_d + V_d \cdot \ell_{emb} \tag{2.4}$$

Considera-se que as tensões horizontais de compressão transferidas pelas bielas se concentram na região superior do cálice. Nos cálices com colarinho, as resultantes de tensões horizontais do trecho de $\ell_{emb}$ /3 do topo do cálice são calculadas pelas Equações 2.5 e 2.6

$$H_{sup,d} = \frac{[M_d + V_d \cdot \ell_{emb} + N_d(0{,}5 \cdot d_c)]}{2{,}6 \cdot d_c} \tag{2.5}$$

$$H_{sp,d} = \frac{[M_d + V_d \cdot \ell_{emb} - N_d(0{,}4 \cdot d_c)]}{0{,}63 \cdot d_c} \geq 0 \tag{2.6}$$

As paredes frontal e posterior do colarinho são solicitadas à flexo-tração devido as resultantes horizontais. No entanto, a norma permite que se considere a transferência somente

por tração (em planta), conforme os modelos da Figura 2.14c. As paredes longitudinais do colarinho devem ser armadas para a maior das resultantes das pressões horizontais das paredes frontal e posterior.

Com relação a região inferior, a norma considera a força de compressão na base do pilar igual a $0{,}2N_d$. Ao verificar a punção no bloco, no caso de cálice com colarinho, pode-se assumir que a seção que participa na transferência da força de compressão é formada pela adição do pilar, do concreto de enchimento e do colarinho.

A ABNT NBR 9062 (2017) ainda traz algumas recomendações sobre disposições construtivas como a espessura mínima do colarinho que deve ser de 15 cm e a espessura da fundação abaixo da base do pilar que não pode ser inferior a 20 cm.

# 3 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Este capítulo trata da metodologia utilizada na pesquisa. São descritas as etapas das modelagens e quais foram os parâmetros utilizados tais como as propriedades geométricas dos modelos, as propriedades dos materiais, os tipos de interações e contatos, as condições de contorno e carregamento e o tipo de malha de elementos finitos.

Além disso, neste capítulo é feito a calibração do modelo, a partir de uma análise de sensibilidade dos parâmetros de plasticidade do CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) e comparação com os ensaios experimentais de Barros (2013). Por fim, é feito um estudo da influência de cada conjunto de armadura no bloco.

## 3.1 Modelos de Barros (2013)

Barros (2013) realizou ensaios, em escala reduzida 1:2, de 12 blocos com cálice e 2 blocos monolíticos de referência. No entanto, são de interesse desta pesquisa apenas os modelos com cálice embutido e chave de cisalhamento e o respectivo modelo monolítico de referência. O Quadro 3.1 mostra os modelos que serão analisados.

Quadro 3.1 – Características dos modelos ensaiados por Barros (2013).

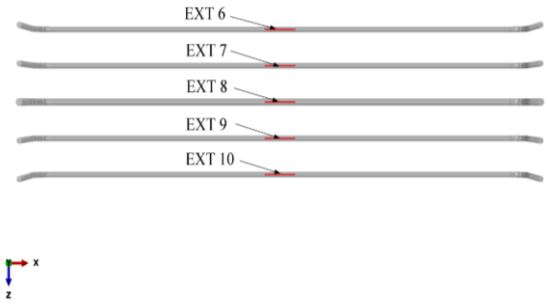
| Modelo | Características |
|---|---|
| M8 | Bloco monolítico de referência |
| M13 | Bloco com cálice embutido e chave de cisalhamento |
| M14 | Bloco com cálice embutido e chave de cisalhamento com armadura complementar |

Fonte: Adaptado de Barros (2013).

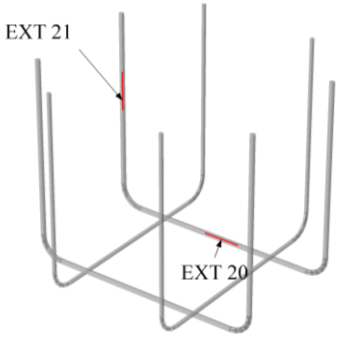
Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento. Para medir as deformações nas armaduras dos modelos, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência uniaxiais (Barros, 2013).

Para validação dos modelos numéricos desta pesquisa, foram avaliadas as curvas: força aplicada no topo do pilar *versus* a média das deformações, medidas pelos extensômetros colocados no centro dos tirantes principais (Ver Figura 3.1a); força aplicada no topo do pilar *versus* a deformação medida pelos extensômetros na armadura vertical e horizontal do cálice (Ver Figura 3.1b).

Figura 3.1 – Extensômetros elétricos de resistência uniaxiais nas armaduras dos blocos.




a) Extensômetros no centro dos tirantes principais.




b) Extensômetros nas armaduras vertical e horizontal do cálice.

Fonte: Adaptado de Barros (2013).

## 3.2 Propriedades geométricas

A modelagem foi feita a partir dos parâmetros geométricos dos blocos ensaiados por Barros (2013). A Tabela 3.1 contém as dimensões do bloco M8.

Tabela 3.1 - Geometria do bloco M8.

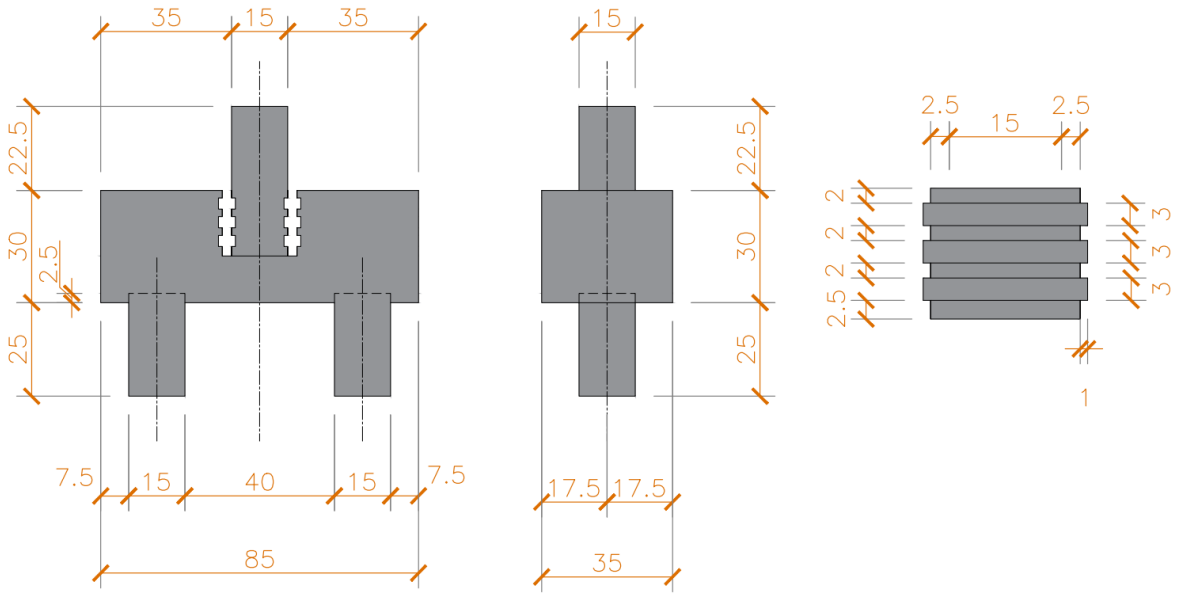
| Elemento/Dimensão | Largura (cm) | Comprimento (cm) | Altura (cm) |
|---|---|---|---|
| Pilar | 15 | 15 | 22,5 |
| Estacas | 15 | 15 | 25 + 2,5 (embutimento) |
| Bloco | 35 | 85 | 30 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Para os blocos com cálice embutido M13 e M14, as dimensões são semelhantes à do bloco M8; a diferença encontra-se na geometria da ligação entre o pilar e o bloco que ocorre por meio do cálice com chave de cisalhamento e preenchimento com graute (ver Figuras 3.2 e 3.3).

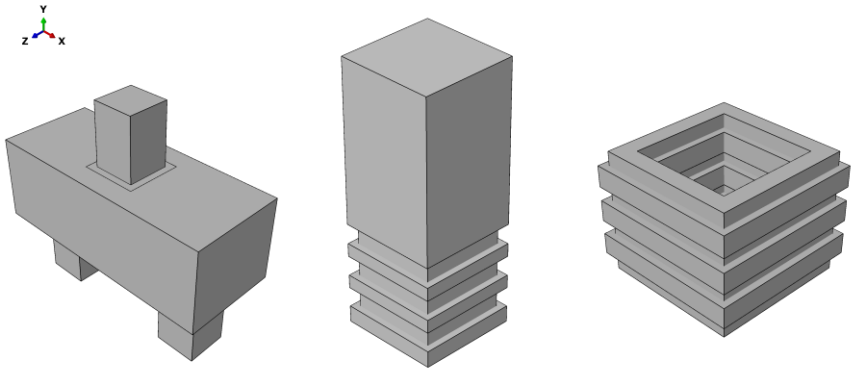
O detalhamento das armaduras é mostrado no anexo A. As Figura 3.4, 3.5 e 3.6 ilustram as armaduras dos modelos M8, M13 e M14, respectivamente. As armaduras N17 e N21 existem apenas no modelo M14 (Ver Figura 3.6). A armadura complementar em forma de estribo N21, proposta por Barros (2013), tinha o objetivo de atuar como uma armadura de suspensão da força proveniente do pilar, caso a ligação fosse ineficiente na transmissão dos esforços na região de embutimento do pilar, sendo transmitida diretamente para o fundo do cálice.

Figura 3.2 - Dimensões dos modelos M13 e M14.



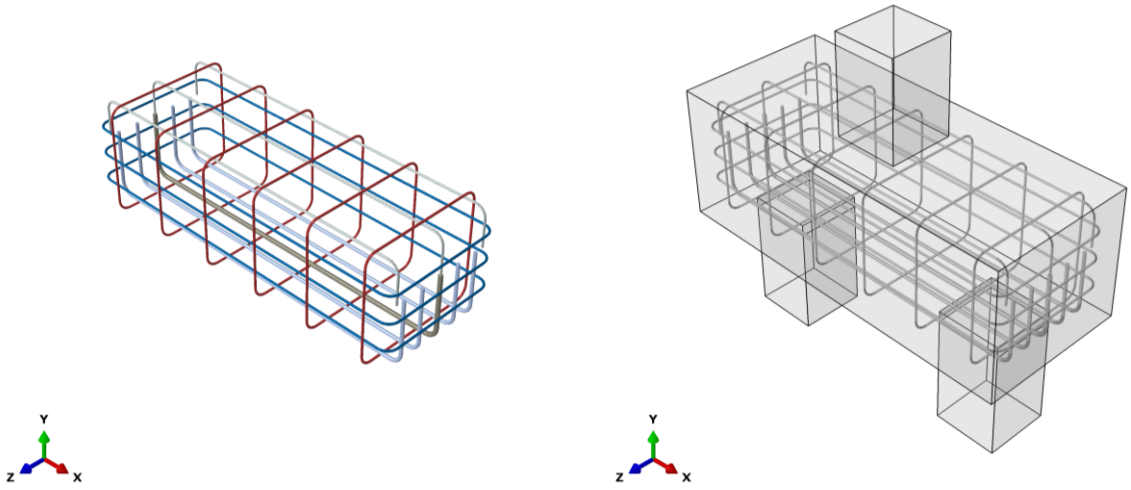

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 3.3 – 3D da geometria dos blocos M13 e M14.



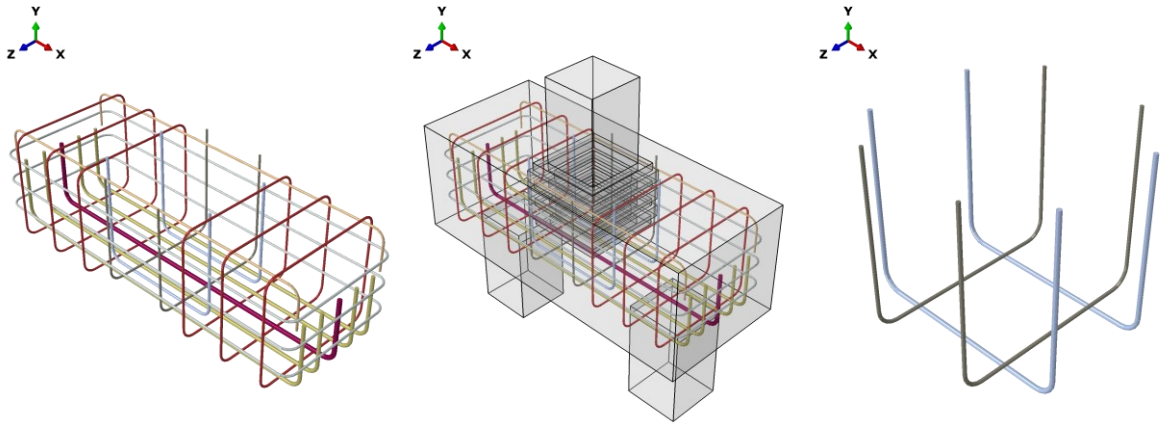
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 3.4 - 3D do detalhamento das armaduras do modelo M8.



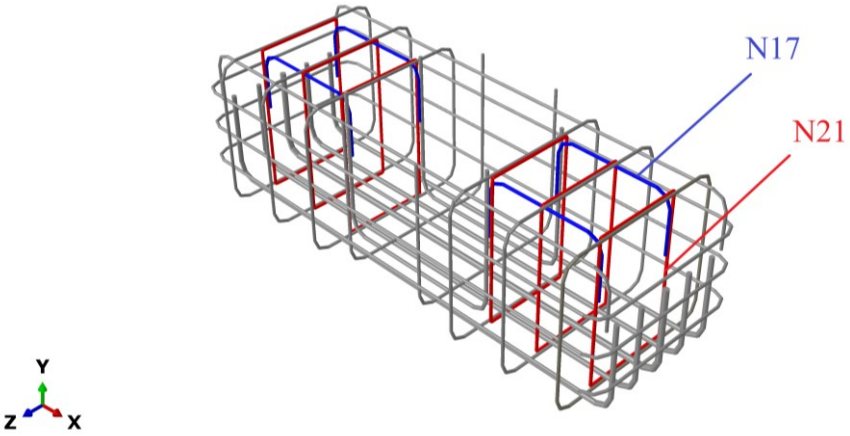
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 3.5 - 3D do detalhamento das armaduras do modelo M13.



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 3.6 – Destaque da armadura complementar do modelo M14.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

## 3.3 Propriedade dos materiais

### 3.3.1 Aço

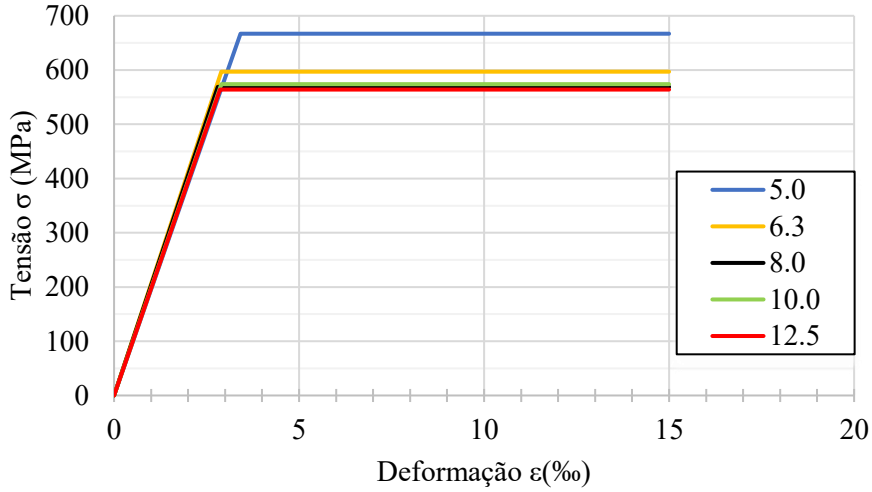
O aço foi modelado com um comportamento elastoplástico perfeito, isto é, o material não apresenta nenhuma resistência após atingir a tensão de escoamento como ilustra o Gráfico 3.1. As propriedades mecânicas adotadas constam na Tabela 3.2. Os valores do módulo de elasticidade ($E_s$) e da tensão de escoamento ($f_y$) considerados foram obtidos experimentalmente por Barros (2013). As deformações últimas observadas nos ensaios de Barros (2013) variaram entre 15‰ e 17‰, sendo adotado o valor de 15‰ para todas as barras de aço dos modelos numéricos. O coeficiente de Poisson foi adotado de acordo com o valor típico para o aço, o qual consta na ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do aço.

| ∅ (mm) | $f_y$ (MPa) | $E_s$ (MPa) | $\varepsilon_y$ (‰) | $\varepsilon_u$ (‰) | $\nu_s$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 5.0 | 667 | 195000 | 3.421 | 15.0 | 0.3 |
| 6.3 | 597 | 206000 | 2.898 | 15.0 | 0.3 |
| 8.0 | 569 | 203000 | 2.803 | 15.0 | 0.3 |
| 10.0 | 574 | 198000 | 2.899 | 15.0 | 0.3 |
| 12.5 | 564 | 197000 | 2.863 | 15.0 | 0.3 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Gráfico 3.1 - Modelo constitutivo adotado para o aço de acordo com o diâmetro das barras.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 3.3.2 Concreto

O comportamento constitutivo do concreto foi modelado de acordo com o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) presente na biblioteca de materiais do ABAQUS. O CDP é um modelo contínuo, baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo. Esse modelo foi proposto por Lubliner *et al*. (1989) e modificado por Lee e Fenves (1998).

De acordo com Systèmes (2014), o CDP admite que os principais mecanismos de ruína são a fissuração por tração e o esmagamento do concreto por compressão. O desenvolvimento da superfície de escoamento (ou falha) é controlada por duas variáveis da regra de endurecimento (*Hardening*): as deformações plásticas de tração e compressão, combinadas com os mecanismos de falha.

O comportamento constitutivo de um material pode ser definido com base em três conceitos da Teoria da Plasticidade:

1. Critério de Escoamento (*Yield Function*)

Para um estado multiaxial de tensões, esse critério estabelece a plastificação do material, a qual é representada geometricamente pela superfície de plastificação/falha

(*yield/failure surface*) (Ver Figura 3.7 para o estado plano de tensões). No CDP, é assumido a regra não-associativa para o escoamento plástico, o que significa que a lei do escoamento e a lei do fluxo plástico são expressas por funções matemáticas distintas ($F \neq G$). O critério de Escoamento é determinado pela função F, de acordo com a Equação 3.1.

$$F = \frac{1}{1-\alpha}(\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot p + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \tag{3.1}$$

Onde:

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

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

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}\ ; 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})}(1-\alpha) - (1+\alpha)$$

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

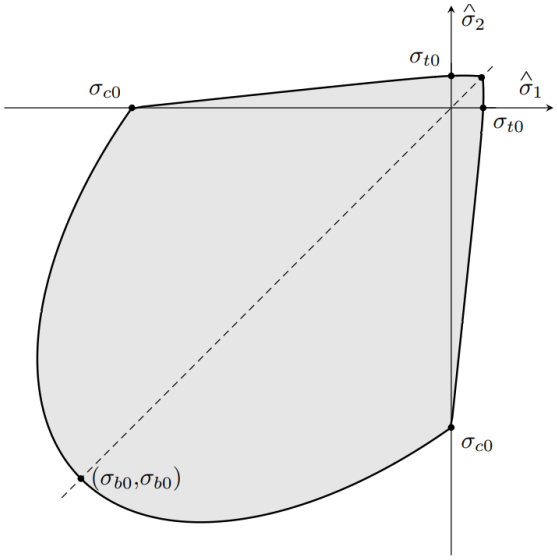
$$\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle = \frac{\hat{\bar{\sigma}}_{max} + |\hat{\bar{\sigma}}_{max}|}{2}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_{c,t}}{1-d_{c,t}} = E_0(\varepsilon_{c,t} - \tilde{\varepsilon}_{c,t}^{pl})$$

Sendo:

- $\bar{p}$: invariante de tensão, tensor tensão efetiva hidrostática;
- $\bar{q}$: invariante de tensão, tensor tensão efetiva equivalente de Von Mises;
- $\sigma_{b0}$ e $\sigma_{c0}$: Tensão equi-biaxial e uniaxial de escoamento à compressão, respectivamente;
- $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$: tensão efetiva de coesão uniaxial à compressão e à tração, respectivamente;
- $\hat{\bar{\sigma}}_{max}$ : máxima tensão principal efetiva;
- $K_c$: razão entre as distâncias, em unidade de tensão, do eixo hidrostático ao meridiano de compressão e de tração no plano desviatório.

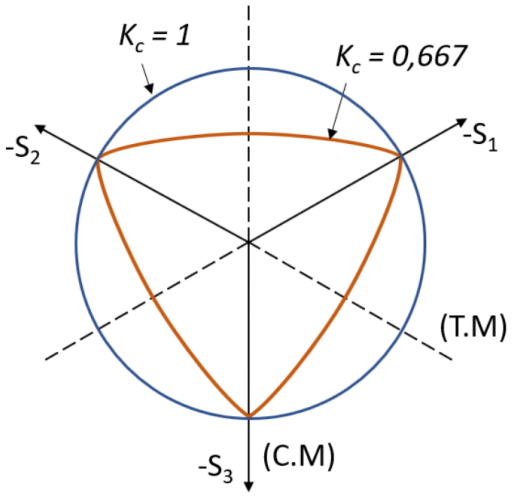
Figura 3.7 – Superfície de plastificação do CDP no estado plano de tensões.




Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

O parâmetro $K_c$ influencia a função de escoamento do material, definindo a forma da superfície de plastificação no plano desviatório. A variável $K_c$ deve assumir valor entre os limites de 0.5 e 1. (Systèmes, 2014). A Figura 3.8 mostra as superfícies de plastificação no plano desviatório para dois valores distintos de $K_c$.

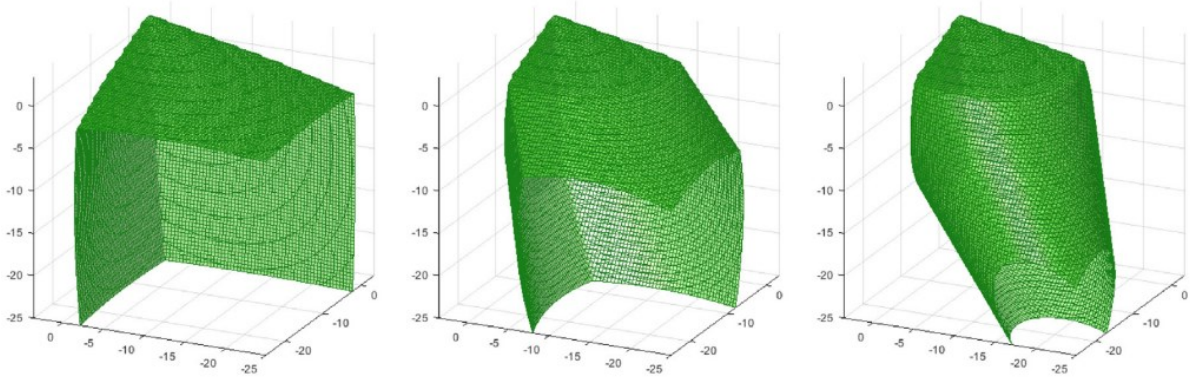
Figura 3.8 - Superfícies de plastificação no plano desviatório, correspondendo a diferentes valores de $K_c$.




Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

A Figura 3.9 ilustra as superfícies de plastificação (F) no espaço tridimensional de tensões principais com diferentes valores de Kc, utilizando valores típicos do concreto de $\sigma_{b0} = 18.56\ MPa,\ \sigma_{c0} = 16MPa, \sigma_{t0} = 4MPa$ e $\sigma_{c,máx}$=40MPa.

Figura 3.9 – Superfície de plastificação no espaço tridimensional de tensões principais para valores distintos do parâmetro Kc.



a) K=0.6 b) K=0.8 c) K=1.0

Fonte: Wosatko *et. al* (2019).

Em geral, observa-se uma transição no formato da superfície do regime de tração para compressão. O parâmetro $K_c$ influencia a forma dessa transição e o padrão da superfície. Na Figura 3.9a, para um valor mais próximo do limite inferior de $K_c$ (0.5), observa-se uma transição gradual, culminado em superfícies praticamente paralelas aos planos dos eixos. Já na Figura 3.9b, para valores intermediários, nota-se uma transição menos suave, com uma superfície tendendo a uma forma mais arredondada. Por fim, conforme a Figura 3.9c, para valores de $K_c$ próximos ao limite superior (1), observa-se uma transição mais abrupta, resultando em uma forma de cone (Wosatko *et. al*, 2019).

2. Regra do fluxo Plástico (Plastic Flow)

Regra que determina a relação entre tensões e deformações após a plastificação, considerando a deformação total, e suas componentes elásticas e plásticas. No ABAQUS, o fluxo potencial é dado pela função hiperbólica de Drucker-Prager dada pela Equação 3.2.

$$G = \sqrt{(e \cdot \sigma_{t0} \cdot tan\psi)^2 + \bar{q}^2} + \bar{p} \cdot tan\psi \tag{3.2}$$

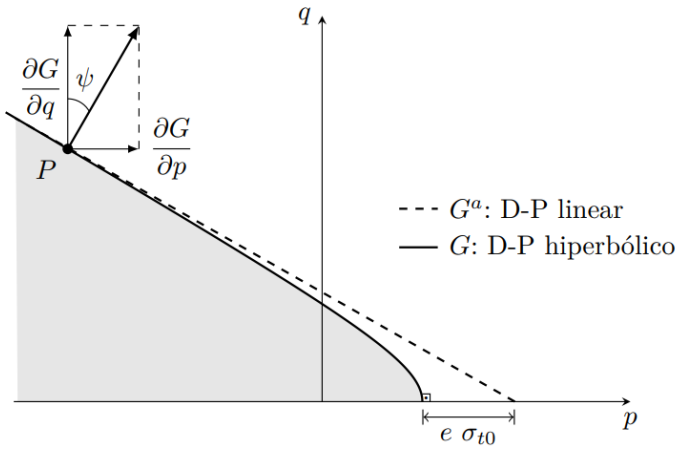
Sendo:

- $e$: excentricidade;
- $\sigma_{t0}$: tensão de escoamento uniaxial à tração;
- $\psi$: Ângulo de dilatância medido no plano $p - q$ sobre altas pressões de confinamento ($p \to -\infty$).

De acordo com Systèmes (2014), a excentricidade é um parâmetro que define como a função se aproxima de sua assíntota, a qual é dada pela função linear de Drucker-Prager da Equação 3.3. Quando o fluxo potencial tende a ser uma reta, a excentricidade tende a zero (Ver Figura 3.10).

$$G^{a}{}_{D-P} = \bar{q} + \bar{p} \cdot tan\psi \tag{3.3}$$

Figura 3.10 - Função potencial plástico G no plano p – q.

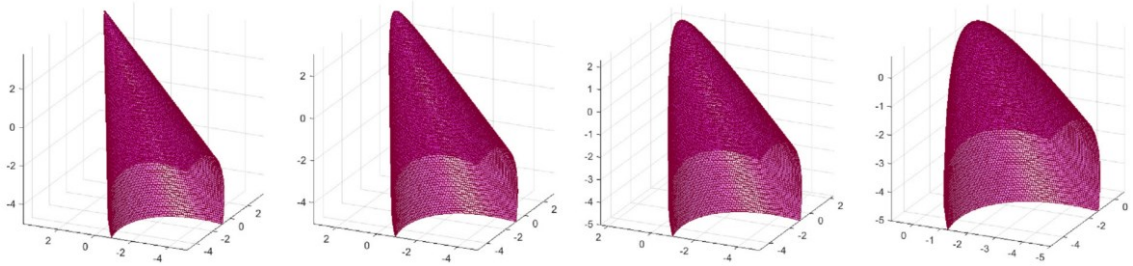



Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

O valor padrão do ABAQUS para excentricidade é de 0.10, que implica que o material tem praticamente o mesmo ângulo de dilatância sob uma larga faixa de valores de pressão de confinamento (Systèmes, 2014).

A Figura 3.11 ilustra a influência da excentricidade na superfície do potencial plástico, utilizando valores típicos do concreto de $\sigma_{b0} = 18.56\,MPa,\ \sigma_{c0} = 16MPa, \sigma_{t0} = 4MPa$ e $\sigma_{c,máx}$= 40MPa.

Figura 3.11 - Superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões principais com diferentes valores de excentricidade.



a) $e = 0.0$ b) $e = 0.2$ c) $e = 0.4$ d) $e = 0.8$

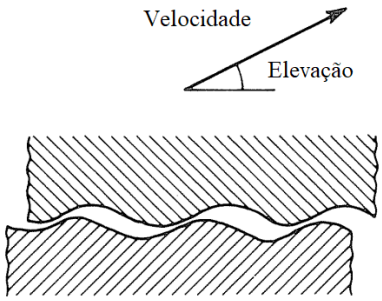
Fonte: Wosatko *et. al* (2019).

A excentricidade afeta o formato do fluxo potencial, sobretudo, da extremidade. Maiores valores aumentam a curvatura do fluxo potencial, implicando que o ângulo de dilatância cresce mais rapidamente com a diminuição da pressão de confinamento (Santos, 2022).

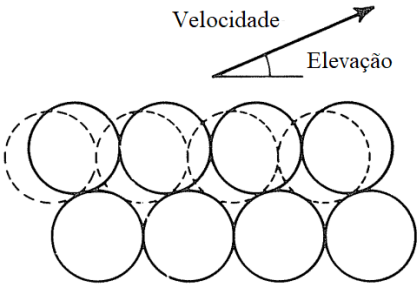
De acordo com Vermeer e Borst (1984), o ângulo de dilatância é um parâmetro que caracteriza a dilatação de materiais granulares e quase frágeis (como concreto e rochas). Essa dilatação ocorre devido a mudança de volume associada a distorção de cisalhamento. Esse parâmetro representa a razão entre a variação plástica de volume sob tensões plásticas de cisalhamento

Em escala microscópica é possível idealizar o fenômeno pela Figura 3.12. No caso de concreto e rochas, sob deformações inelásticas, o atrito no processo de deslizamento entre microfissuras gera a dilatação do material (Figura 3.12a). Já no caso de solos, a dilatação ocorre devido à dificuldade de deslizamento provocada pelo intertravamento entre as partículas (Figura 3.12b).

Figura 3.12 – Fenômeno da dilatação: deslizamento entre microfissuras e entre grupo de partículas.




a) Concreto e rochas

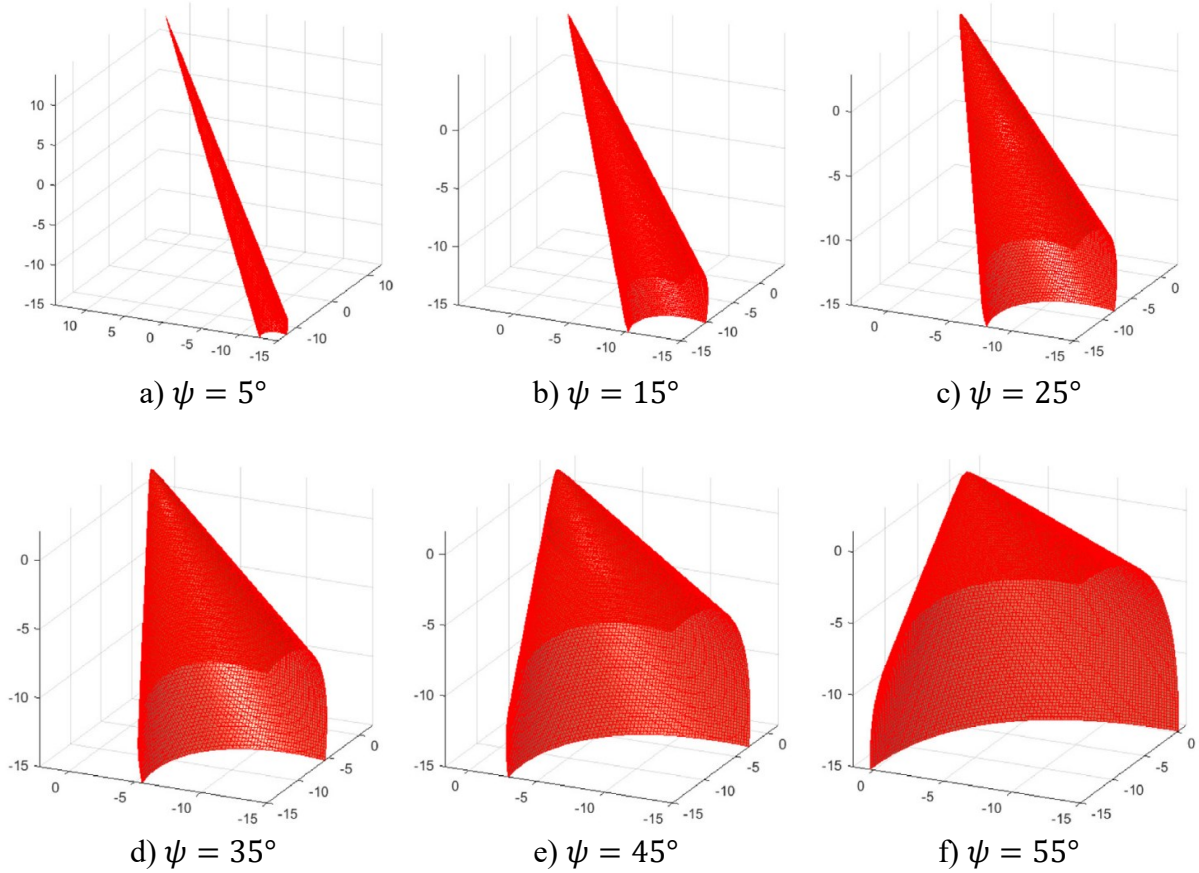



c) Solos densos

Fonte: Adaptado de Veermer e Borst (1984).

A Figura 3.13 ilustra a influência do ângulo de dilatância na superfície do fluxo potencial para um concreto de $\sigma_{t0} = 2.26MPa$ e $\sigma_{c,máx}$= 32.06MPa. É possível observar que o aumento do ângulo de dilatância confere uma maior abertura da função do potencial plástico do CDP.

Figura 3.13 - Superfície do potencial plástico do CDP no espaço tridimensional de tensões principais para diferentes valores do ângulo de dilatância ψ.



a) $\psi = 5°$ b) $\psi = 15°$ c) $\psi = 25°$

d) $\psi = 35°$ e) $\psi = 45°$ f) $\psi = 55°$

Fonte: Wosatko *et. al* (2019).

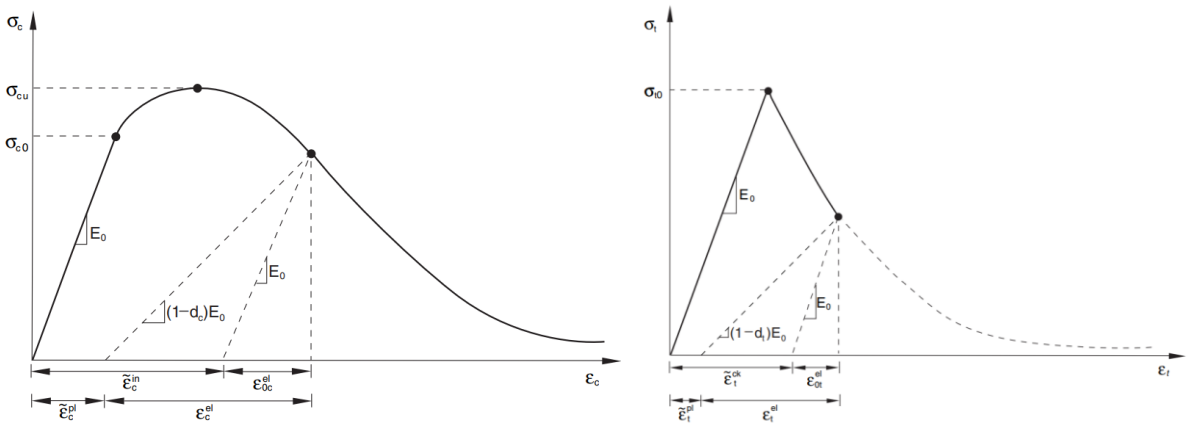
3. Regra de Endurecimento e Abrandamento (Hardening/Softening Law)

O CDP estabelece curvas tensão-deformação para o concreto sob carregamentos uniaxiais dividida em dois trechos denominados de endurecimento (*hardening*) e de abrandamento (*softening*), de acordo com a Figura 3.14, na qual a linha contínua representa um carregamento monotônico e a tracejada o descarregamento.

Sob compressão uniaxial, a resposta é linear (regime elástico) até o limite da tensão de escoamento inicial ($\sigma_{c0}$). O regime plástico é caracterizado por um trecho de endurecimento até a tensão última ($\sigma_{cu}$), seguido de um trecho de abrandamento (Ver Figura 3.14a) (Systèmes, 2014).

Sob tração, a relação tensão-deformação é admitida elástica-linear até a tensão última de ruptura ($\sigma_{t0}$). Após a ruptura, tem-se o início do regime plástico, no qual a formação de microfissuras é representada em termos macroscópicos com uma resposta de tensão-deformação de abrandamento (Ver Figura 3.14b) (Systèmes, 2014).

Figura 3.14 - Relação tensão-deformação no CDP.




a) Compressão b) Tração

Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

Onde:

- $E_0$: módulo de elasticidade;
- $d_{c,t}$: dano, grandeza escala que representa a degradação do material;
- $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$, $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$: deformação inelástica, deformação irreversível considerando o módulo de elasticidade íntegro do material no descarregamento.
- $\tilde{\varepsilon}_{c,t}^{pl}$: deformação plástica, deformação irreversível considerando o módulo de elasticidade degradado do material no descarregamento.
- $\varepsilon_{0c}^{el}$, $\varepsilon_{0t}^{el}$: deformação elástica, deformação reversível considerando o módulo de elasticidade íntegro no descarregamento;
- $\varepsilon_c^{el}$, $\varepsilon_t^{el}$: deformação elástica, deformação reversível considerando o módulo de elasticidade degradado do material no descarregamento.

É importante salientar as deformações que devem ser inseridas no ABAQUS são as inelásticas que serão convertidas automaticamente em deformações plásticas pelo programa.

### *3.3.2.1 Parâmetros de Entrada do Concrete Damaged Plasticity*

Os dados de entrada do CDP seguem o seguinte roteiro:

1) Parâmetros elásticos:
   a. Módulo de elasticidade ($E_c$): Inclinação no regime elástico linear da curva tensão-deformação; parâmetro que influencia a rigidez do concreto;

b. Coeficiente de Poisson ($v$): Razão entre a deformação transversal e longitudinal.

2) Parâmetros de plasticidade:
   a. Ângulo de dilatância ($\psi$);
   b. Excentricidade ($e$);
   c. Relação ($\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$);
   d. Parâmetro ($K_c$);
   e. Parâmetro de viscosidade ($\mu$): é uma variável numérica que retrata o tempo de relaxação do sistema viscoplástico. A regularização viscoplástica é uma técnica para superar problemas de convergências presentes em análises implícitas do ABAQUS/STANDARD, decorrentes do comportamento de abrandamento e degradação da rigidez dos materiais (Systèmes, 2014).
3) Relação tensão-deformação inelástica uniaxial na compressão e na tração ($\sigma_{c/t} \times \tilde{\varepsilon}_{c,t}^{in}$): Estabelece a relação tensão-deformação;
4) Relação dano-deformação inelástica uniaxial na compressão e na tração ($d_{c/t} \times \tilde{\varepsilon}_{c,t}^{in}$): Estabelece a relação dano-deformação.

#### *3.3.2.2 Parâmetros elásticos do concreto*

Os parâmetros elásticos do concreto necessários para as análises são: o módulo de elasticidade ($E_c$) e o coeficiente de Poisson (ν). Para todas as modelagens, o valor do coeficiente de Poisson adotado foi o recomentado pela ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023) de 0,2. Já os valores do módulo de elasticidade variaram durante as etapas da pesquisa.

Para todas as etapas foram adotados os módulos de elasticidade secantes ($E_{cs}$), obtidos a partir das Equações 3.4 e 3.5 do Model Code 2010 (FIB, 2013).

Para as etapas de análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos, os valores dos módulos de elasticidade iniciais ($E_{ci}$) adotados foram obtidos experimentalmente por Barros (2013) (ver Tabela 3.3).

Na segunda etapa, na qual foi feita uma análise paramétrica com variação do $f_{cm}$ do bloco, o módulo de elasticidade inicial foi aquele obtido pela Equação 3.6 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023) com a consideração de brita de origem basáltica, de acordo com o modelo de Barros (2013). Para garantir que a ruína dos modelos ocorresse no bloco, os demais elementos (Graute, pilar e estacas) foram mantidos com os parâmetros constantes e iguais ao do elemento que apresentou o maior $f_{cm}$ nos modelos experimentais, que foram as estacas. A Tabela 3.4 mostra os parâmetros elásticos utilizados na análise paramétrica.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \tag{3.4}$$

$$\alpha_i = 0{,}8 + 0{,}2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \leq 1{,}0 \tag{3.5}$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}};\ \text{com}\ \alpha_E = 1{,}2 \tag{3.6}$$

Tabela 3.3 - Parâmetros elásticos adotados nas análises de influência das armaduras e calibração do modelo numérico.

| **Propriedade** | **Pilar** | **Graute** | **Bloco** | **Estaca** |
|---|---|---|---|---|
| **$E_{ci}$ (MPa)** | 30050 | 41800 | 25200 | 42900 |
| **$\alpha_i$** | 0.886 | 0.946 | 0.875 | 0.960 |
| **$E_{cs}$ (MPa)** | 26615 | 39539 | 22056 | 41194 |
| **$\nu_c$** | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 3.4 - Parâmetros elásticos adotados durante a análise paramétrica.

| **Elemento** | **Bloco** | | | | **Demais Elementos** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Propriedade/$f_{cm}$** | 35 | 40 | 45 | 50 | 70.5 |
| **$E_{ci}$ (MPa)** | 34918 | 38014 | 40876 | 43551 | 42900 |
| **$\alpha_i$** | 0.879 | 0.891 | 0.902 | 0.914 | 0.960 |
| **$E_{cs}$ (MPa)** | 30712 | 33867 | 36881 | 39789 | 41194 |
| **$\nu_c$** | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### *3.3.2.3 Parâmetros de plasticidade*

Os parâmetros de plasticidade adotados inicialmente para os modelos com cálice embutido foram aqueles calibrados por Morais Neto (2022) para um modelo numérico de bloco parcialmente embutido, apresentados na Tabela 3.5. Para a validação desses valores, foi feita uma análise de sensibilidade dessas variáveis, apresentada na seção 3.7.

Tabela 3.5 - Parâmetros de plasticidade adotados.

| **ψ** | **e** | **$f_{b0}/f_{c0}$** | **K** | **μ** |
|---|---|---|---|---|
| 20° | 0.1 | 1.16 | 0.667 | 0.001 |

Fonte: Adaptado de Morais Neto (2022).

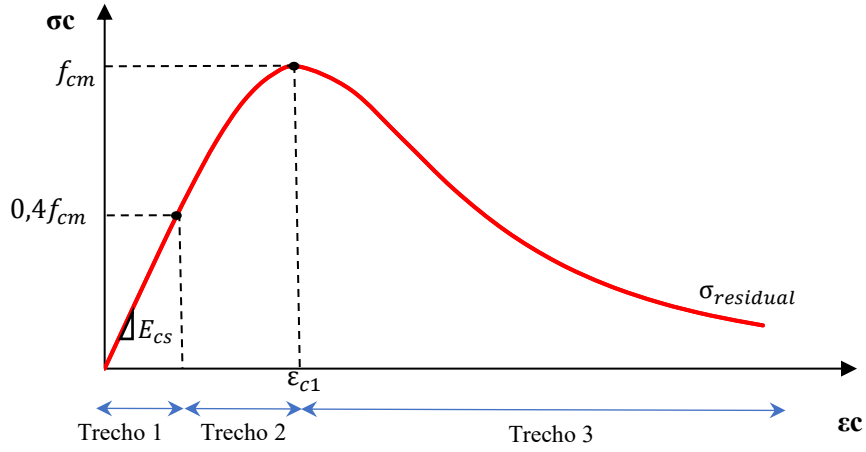
O modelo monolítico de referência M8, foi modelado com os mesmos parâmetros de plasticidade adotados para os modelos com cálice, exceto o ângulo de dilatância, o qual teve o valor de 30° para simular uma maior capacidade de carga. O estudo do ângulo de dilatância

mais adequado para o bloco M8 não será apresentado, uma vez que não é o objeto de estudo desta pesquisa.

### *3.3.2.4 Curva tensão-deformação uniaxial do concreto à compressão*

A curva tensão-deformação do concreto à compressão uniaxial foi caracterizada por três trechos de acordo com a Figura 3.15. O primeiro trecho é referente ao regime elástico linear do concreto com inclinação dada pelo módulo de elasticidade ($E_{cs}$); esse comportamento vai até a tensão de escoamento, estimada como 40% da resistência média à compressão ($f_{cm}$) segundo recomendações do Model Code 2010 (FIB, 2013).

Figura 3.15 - Modelo da curva tensão-deformação à compressão




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O segundo trecho define o regime não linear do concreto no trecho de endurecimento (*Hardening*); tem como limite a tensão de pico, adotada como sendo a resistência média à compressão e a correspondente deformação ($\varepsilon_{c1}$), estimada pela Equação 3.7 (FIB, 2013).

$$\varepsilon_{c1} = 0{,}7 \cdot f_{cm}^{0{,}31} \leq 2{,}8‰ \tag{3.7}$$

O terceiro trecho, também de regime não linear, define o comportamento de abrandamento (*Softening*) do concreto que ocorre após a tensão de pico; esse trecho é considerado até uma tensão residual ($\sigma_{residual}$). De acordo com Syroka, Bobiński e Tejchman (2011), essa tensão residual não deve ser um número próximo de zero, para evitar possíveis instabilidades numéricas devidas às tensões nulas. Adotou-se, portanto, um limite de tensão residual igual a 2 MPa.

Para a primeira etapa da pesquisa, a qual contempla a análise da influência das armaduras e a calibração dos modelos numéricos, os valores da resistência à compressão média utilizados foram os obtidos experimentalmente por Barros (2013) e são apresentados na Tabela 3.6.

Para a segunda etapa, a qual diz respeito a análise paramétrica, a resistência média à compressão dos elementos (graute, pilar e estacas) foi mantida constante; sendo igual ao maior valor observado experimentalmente dentre eles ($f_{cm}$ da estaca), para garantir a ruptura no bloco. Já o bloco teve sua resistência média à compressão variada. A Tabela 3.7 mostra os valores utilizados na etapa da análise paramétrica.

Tabela 3.6 – Resistência média à compressão do concreto e correspondente deformação $\varepsilon_{c1}$ adotados na etapa de análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.

| **Propriedade** | **Pilar** | **Graute** | **Bloco** | **Estaca** |
|---|---|---|---|---|
| $f_{cm}$ **(MPa)** | 37.7 | 64.2 | 33.1 | 70.5 |
| $\varepsilon_{c1}$ **(‰)** | 2.16 | 2.54 | 2.07 | 2.62 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 3.7 – Resistência média à compressão do concreto utilizada na etapa de análise paramétrica.

| **Propriedade** | **Bloco** | | | | **Demais elementos** |
|---|---|---|---|---|---|
| $f_{cm}$ **(MPa)** | 35 | 40 | 45 | 50 | 70.5 |
| $\varepsilon_{c1}$ **(‰)** | 2.11 | 2.20 | 2.28 | 2.35 | 2.62 |

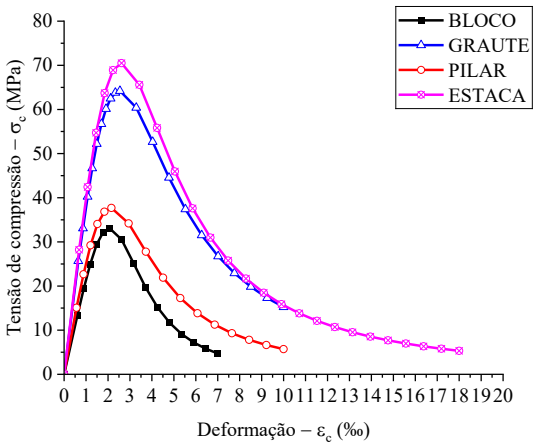
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O modelo analítico utilizado para representar o regime não linear do concreto nos trechos 2 e 3 foi o de Carreira e Chu (1985), o qual estima o comportamento não linear do concreto confinado a partir de uma curva denominada serpentina e é dado pelas Equações 3.8 e 3.9. O Gráfico 3.2 mostra as curvas utilizadas para os concretos nas modelagens.

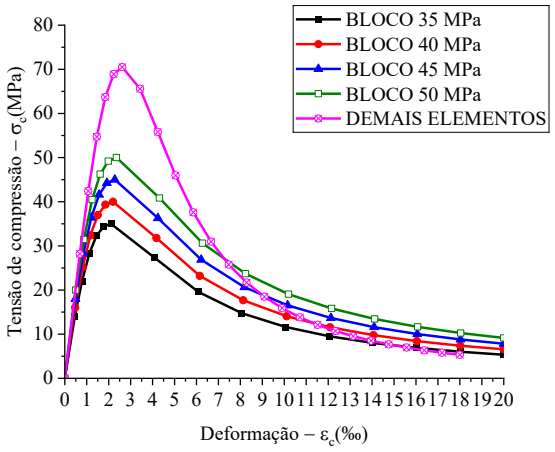
$$\sigma_c(\varepsilon_c) = f_{cm} \cdot \left[ \frac{\beta \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^{\beta}} \right] \tag{3.8}$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1} \cdot E_{cs}}} \tag{3.9}$$

Gráfico 3.2 - Curva tensão-deformação dos concretos utilizados.




a) Etapa 1 – análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.



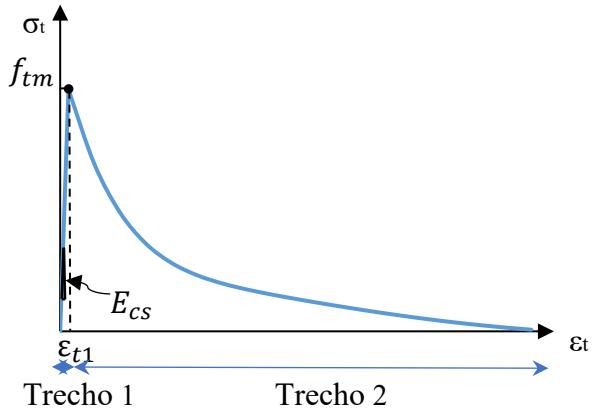

b) Etapa 2 – análise paramétrica.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### *3.3.2.5 Curva "Tensão x Deformação" para o concreto sob tração uniaxial*

A curva "Tensão-Deformação" para o concreto sob tração uniaxial adotada foi dividida em dois trechos (Ver Figura 3.16).

Figura 3.16 - Modelo da curva tensão-deformação à tração no concreto.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O primeiro trecho é admitido com comportamento elástico-linear com inclinação dada pelo módulo de elasticidade secante do concreto. Esse trecho tem como limite a tensão de pico, adotada como a resistência média à tração ($f_{tm}$).

Para a etapa de análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos, a resistência média à tração utilizada foi obtida experimentalmente por Barros (2013). A Tabela 3.8 mostra esses valores e a correspondente deformação ($\varepsilon_{t1}$).

Já para a etapa da análise paramétrica, utilizou-se a Equação 3.10 da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2023) para estimar esse valor de acordo com a resistência característica à compressão, que pode ser estimada a partir da resistência média à compressão pela Equação 3.11 do Model Code 2010 (FIP, 2013). A Tabela 3.9 mostra os valores da resistência média à tração e a correspondente deformação ($\varepsilon_{t1}$) utilizados para a análise paramétrica.

$$f_{tm} = 0{,}3 \cdot f_{ck}^{2/3} \tag{3.10}$$

$$f_{ck} + 8 = f_{cm} \tag{3.11}$$

Tabela 3.8 - Resistência à tração $f_{tm}$ ensaiada em compressão diametral por Barros (2013) e correspondente deformação $\varepsilon_{t1}$ utilizados na etapa de análise da influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.

| **Propriedade** | **Pilar** | **Graute** | **Bloco** | **Estaca** |
|---|---|---|---|---|
| $f_{tm}$ (MPa) | 2.78 | 3.2 | 2.22 | 4.4 |
| $\varepsilon_{t1}$ | 1.045E-04 | 8.093E-05 | 1.007E-04 | 1.068E-04 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 3.9 - Resistência à tração $f_{tm}$ adotada e correspondente deformação $\varepsilon_{t1}$ na etapa de análise paramétrica.

| **Propriedade/$f_{cm}$** | **35** | **40** | **45** | **50** | **70.5** |
|---|---|---|---|---|---|
| $f_{tm}$ (MPa) | 2.70 | 3.02 | 3.33 | 3.62 | 4.4 |
| $\varepsilon_{t1}$ | 8.791E-05 | 8.928E-05 | 9.032E-05 | 9.110E-05 | 1.068E-04 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O segundo trecho, depois da tensão de pico, é decrescente e não-linear; neste trecho foi admitido o modelo analítico de Hordijk (1992), conforme as equações 3.12 e 3.13. Nesse trecho, a tensão de tração foi limitada a 1% do valor da tensão de pico, conforme recomendações de Systèmes (2014) para evitar instabilidades numéricas.

$$\sigma_t(w) = f_{tm} \cdot \left\{ \left[ 1 + \left( c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \right\} \tag{3.12}$$

$$w_c = 5{,}14 \cdot \frac{G_F}{f_{tm}} \tag{3.13}$$

Onde:

- $f_{tm}$: resistência média à tração do concreto;
- $c_1 = 3$;
- $c_2 = 6{,}93$;

- $w_c$: abertura de fissura crítica;
- $G_F$: energia de fratura.

O modelo de Hordijk (1992) traduz o comportamento do concreto tracionado uniaxialmente, após a tensão de pico, por uma curva tensão-abertura de fissura ($\sigma_t - w$) expressa por uma curva exponencial (Equação 3.12). Esse modelo se baseia na ideia de energia de fratura ($G_F$), uma propriedade física do material, concebida por Hillerborg, Modéer e Petersson (1976).

A propagação de fissura se inicia quando a tensão na ponta da fissura é igual à resistência à tração do material $f_{tm}$. Entretanto, a tensão não se anula instantaneamente, ela descresse com o aumento da abertura de fissura. Quando a abertura de fissura chega ao valor correspondente à fissura crítica ($w_c$), a tensão é nula. Na zona do gráfico na qual a abertura de fissura é menor que a fissura crítica ($w < w_c$), o concreto apresenta microfissuras com ligações remanescentes, as quais permitem a transferência de tensões. A quantidade de energia absorvida por unidade de área de fissura fictícia no aumento da abertura de fissura de zero até a fissura crítica é denominada energia de fratura e é dada pela área do gráfico tensão-abertura de fissura (Hillerborg; Modéer; Petersson, 1976).

A energia de fratura foi calculada pela Equação 3.14 do Model Code 1990 (CEB-FIP, 1993).

$$G_F = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,7} \tag{3.14}$$

Onde $G_{f0}$ depende do tamanho máximo do agregado. No caso dos ensaios de Barros (2013) foi utilizado brita de 25mm e, assim, foi necessário interpolar linearmente os valores apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Valor de $G_{f0}$ para $d_{máx}$.

| $d_{máx}$ $(mm)$ | $G_{f0}$ $(Nmm/mm^2)$ |
|---|---|
| 8 | 0.025 |
| 16 | 0.03 |
| 32 | 0.058 |

Fonte: CEB-FIP (1993).

As Tabela 3.11 e 3.12 mostram os valores adotados para a energia de fratura. A partir do Gráfico 3.3, é possível visualizar as curvas tensão-abertura de fissura para os concretos nos diferentes elementos estruturais nas etapas 1 e 2 da pesquisa.

Tabela 3.11 - Energias de fratura $G_F$ $(Nmm/mm^2)$ utilizadas nas etapas de análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.

| Propriedade | Pilar | Graute | Bloco | Estaca |
|---|---|---|---|---|
| $G_F$ ($N$mm/mm2) | 0.08925 | 0.12955 | 0.08148 | 0.13832 |
| $w_c$ (mm) | 0.165 | 0.208 | 0.189 | 0.162 |

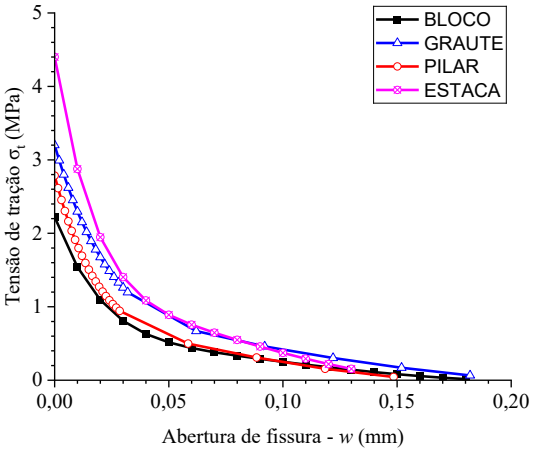
Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Tabela 3.12 - Energias de fratura $G_F$ $(Nmm/mm^2)$ utilizadas na análise paramétrica.

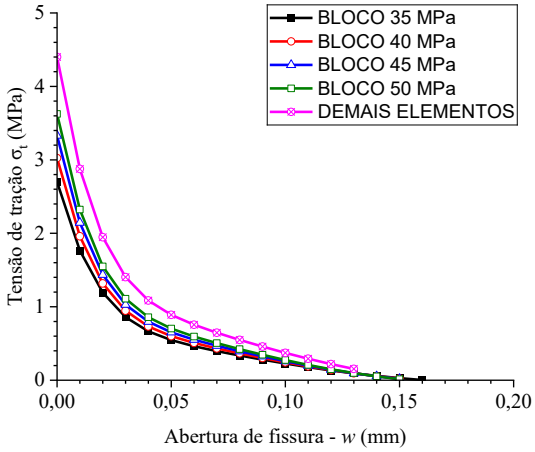
| | Bloco | | | | Demais elementos |
|---|---|---|---|---|---|
| **Propriedade/$f_{cm}$** | **35** | **40** | **45** | **50** | **70.5** |
| $G_F$ ($N$mm/mm2) | 0.08472 | 0.09303 | 0.10102 | 0.10875 | 0.13832 |
| $w_c$ (mm) | 0.161 | 0.158 | 0.156 | 0.154 | 0.162 |

Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Gráfico 3.3 - Curvas "Tensão x Abertura de fissura" de tração dos concretos utilizados.




a) Etapa 1 – análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.




b) Etapa 2 – análise paramétrica.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

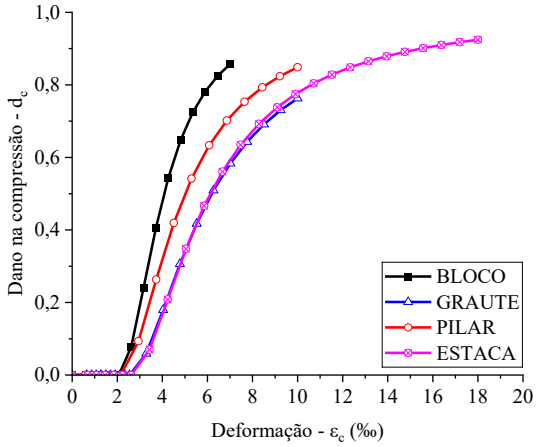
### *3.3.2.6 Relação dano-deformação uniaxial do concreto - $d_{c/t}$ × $\varepsilon_{c/t}$*

O modelo de dano adotado, na compressão e na tração, foi o de Yu *et al*. (2010). Este modelo começa a degradar o material logo após alcançar a tensão de pico do concreto, de acordo com a Equação 3.15.

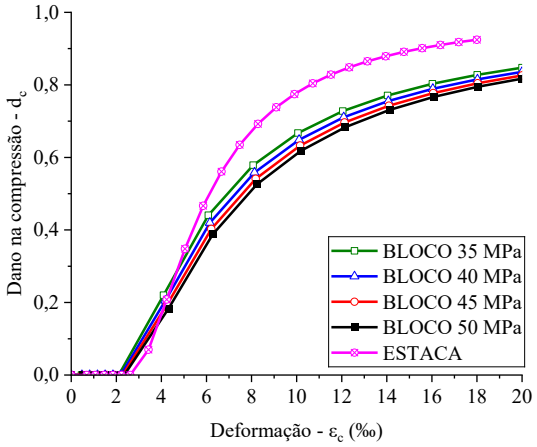
$$d_{c/t} = 1 - \frac{\sigma_{c/t}}{f_{cm/tm}} \text{ para } \varepsilon_{c/t} \geq \varepsilon_{cu/tu} \tag{3.15}$$

Os Gráficos 3.4 e 3.5 apresentam as curvas dano-deformação na compressão e dano-abertura de fissura na tração, respectivamente.

Gráfico 3.4 – Curvas do dano na compressão.



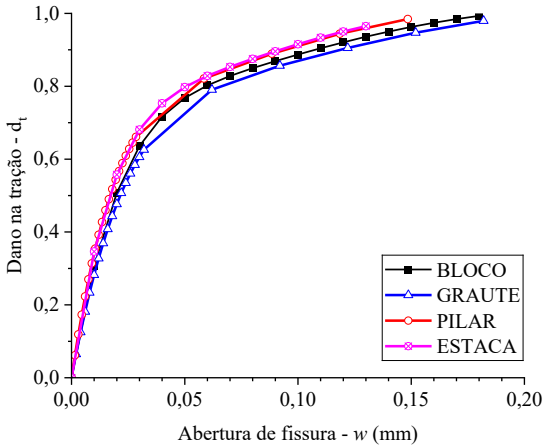

a) Etapa 1 – análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.



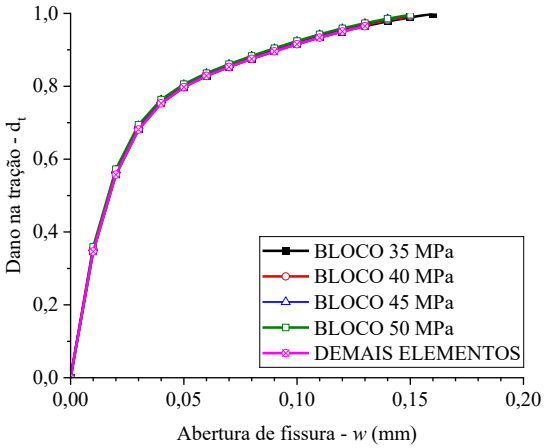

b) Etapa 2 – análise paramétrica.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Gráfico 3.5 – Curvas do dano na tração.




a) Etapa 1 – análise de influência das armaduras e calibração dos modelos numéricos.




b) Etapa 2 – análise paramétrica.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

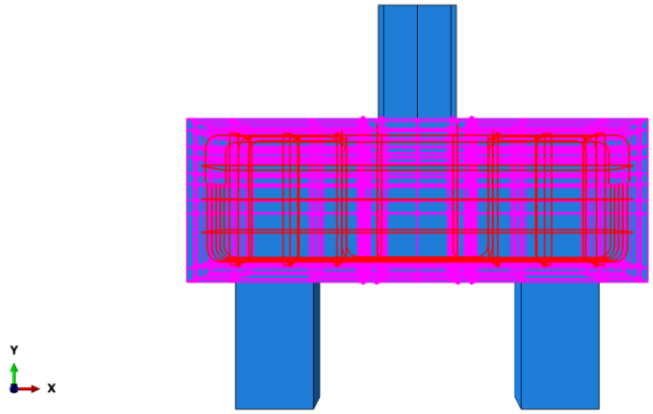
## 3.4 Interações e Contatos

As interações e contatos entre as partes do modelo são fundamentais na análise, uma vez que existe no contato, entre as partes, uma fonte de não-linearidade.

### 3.4.1 Concreto-armadura

Para modelar o concreto armado, admitiu-se aderência perfeita entre o concreto e o aço. Dessa forma, foi utilizada a restrição *embedded region* disponível no ABAQUS. Segundo Systèmes (2014), essa restrição é usada para embutir um material dentro de outro (Ver Figura 3.17). Os graus de liberdade de translação dos nós dos elementos embutidos (armaduras) são restringidos a valores interpolados dos correspondentes nós dos elementos hospedeiros (Volume de concreto). É importante frisar que esse tipo de restrição não é capaz de representar efeitos de confinamento produzidos pelas armaduras no concreto.

Figura 3.17 – Restrição *embedded region* no modelo numérico.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 3.4.2 Interação entre as superfícies do cálice (Pilar-Graute e Graute-Bloco).

As interações de contato são baseadas em dois comportamentos: um normal e outro tangencial às superfícies. O comportamento tangencial consiste em movimento relativo entre as partes (deslizamento) com a possibilidade de desenvolvimento de tensões cisalhantes de atrito. Já o comportamento normal consiste na transmissão de tensões de compressão.

O *hard-contact* foi o comportamento normal adotado e é o padrão do ABAQUS, ilustrado na Figura 3.18(a). Durante a interação, ocorre transmissão apenas de tensões normais de compressão entre as superfícies, quando existe contato entre as partes. Ademais, não existe

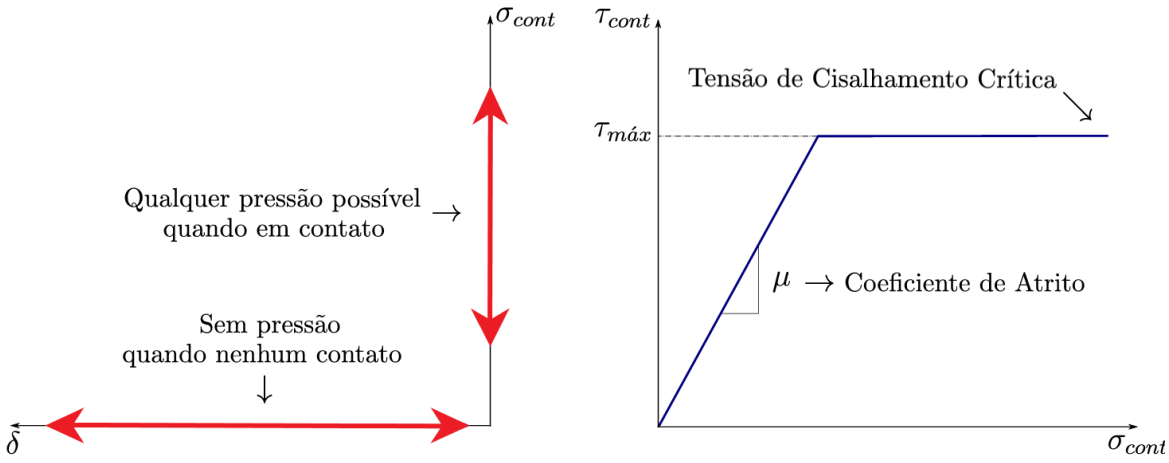
limite de valor para a transmissão da tensão e existe a possibilidade de as superfícies se separarem ou não durante a simulação.

No comportamento tangencial, utilizou-se o modelo de atrito de Coulomb, ilustrado na Figura 3.18(b). O modelo caracteriza o comportamento tangencial por meio de um coeficiente de atrito. O deslizamento entre as superfícies acontece quando a tensão cisalhante atinge um valor crítico, o qual depende da tensão normal de compressão de acordo com a Equação 3.16:

$$\tau_{crit} = \mu \cdot \sigma_{cont} \tag{3.16}$$

onde $\mu$ é o coeficiente de atrito e $\sigma_{cont}$ é a tensão de compressão no contato.

Figura 3.18 - Comportamento do contato.




a) Normal b) Tangencial

Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

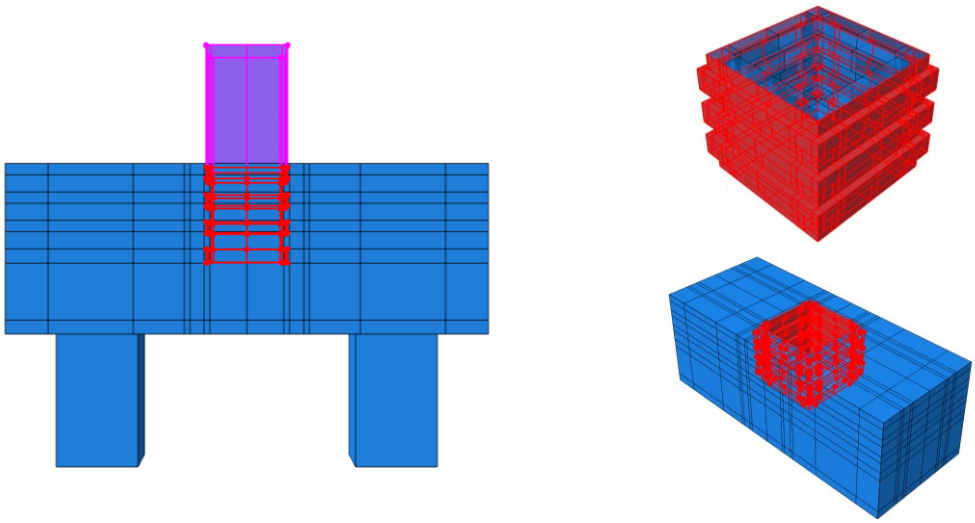
O coeficiente de atrito adotado foi de 0,6 (Canha, 2004; ACI, 2019). A tensão de cisalhamento limite é dada pela Equação 3.17, baseada na tensão de cisalhamento puro do critério de von Mises, onde $\sigma_y$ é a tensão de escoamento de von Mises (Systèmes, 2014). O valor de $\sigma_y$ foi calculado pela Equação 3.18 de acordo com Canha (2004).

$$\tau_{crit} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \tag{3.17}$$

$$\sigma_y = 0{,}3 \cdot f_{cm} \tag{3.18}$$

Para o cálculo, adotou-se a menor resistência à compressão média ($f_{cm}$) dentre os elementos presentes no contato. Portanto, para as interfaces pilar-graute e graute-bloco, as tensões de cisalhamento limites adotadas foram $\tau_{crit} = 6{,}53\ MPa$ e de $\tau_{crit} = 5{,}73\ MPa$, respectivamente. A Figura 3.19 mostra as regiões do contato entre o pilar e o graute e entre o graute e bloco.

Figura 3.19 - Contatos entre o pilar-graute e o graute-bloco.



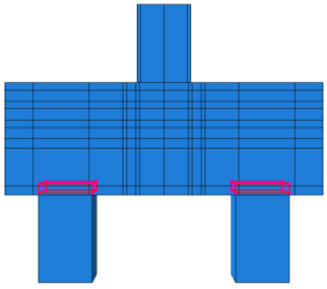
a) Pilar-graute b) Graute-bloco

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 3.4.3 Interação Bloco-Estacas

Para simular o engastamento das estacas no bloco, utilizou-se a ferramenta de restrição *Tie constrain* (Ver Figura 3.20). Essa restrição acopla os graus de liberdade de translação e rotação do par de superfícies. Uma das superfícies é definida como "*master*" e outra como "*slave*". A recomendação é que a superfície "*master*" seja a de material mais rígido ou a que tenha uma malha mais refinada (Systèmes, 2014).

Figura 3.20 – Interação bloco-estacas.



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

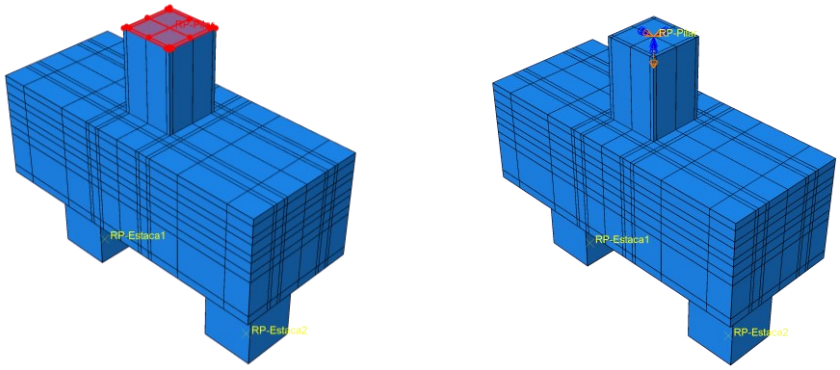
## 3.5 Condições de Contorno e carregamento

### 3.5.1 Topo do pilar

Para simular o carregamento aplicado no ensaio de forma uniforme em toda a área do pilar, criou-se um ponto de referência no centro geométrico do pilar que foi acoplado à superfície do pilar com o uso da ferramenta *rigid body* do tipo *tie* (Ver Figura 3.21a).

Para obter a resposta da estrutura no regime pós-pico, optou-se por trabalhar com simulações com controle de deslocamento, da mesma forma que nos ensaios experimentais de Barros (2013). Assim, foi aplicado estaticamente um deslocamento no ponto de referência acoplado ao topo do pilar (Ver Figura 3.21b).

Figura 3.21 - Condição de contorno do topo do pilar




a) Condição de acoplamento b) Controle de deslocamento

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

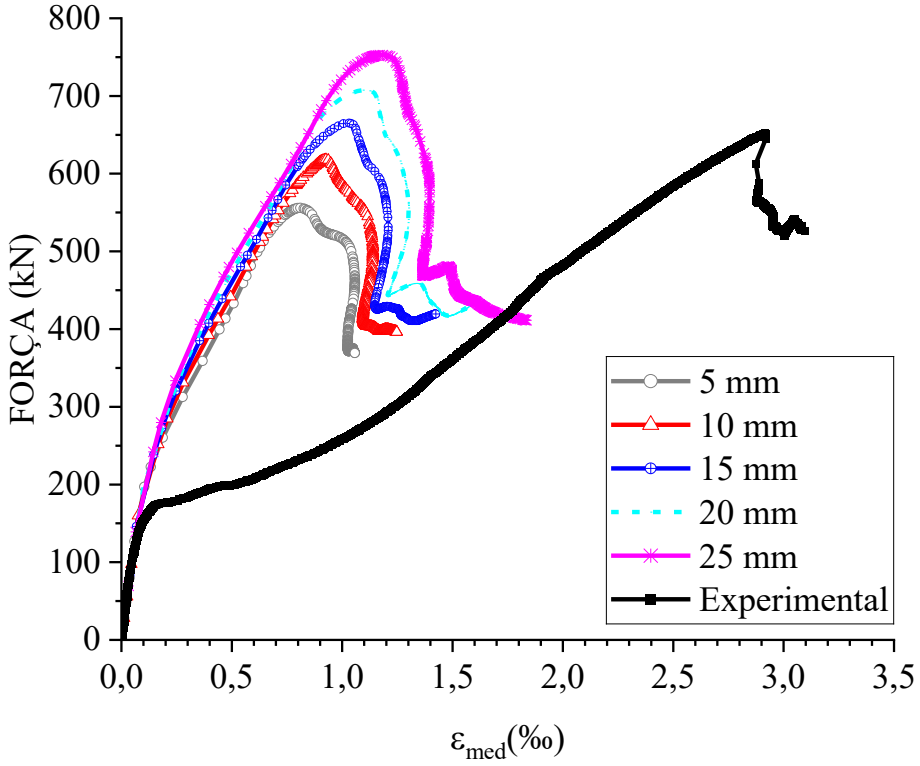
Assim como observado por Morais Neto (2022), durante as simulações, notou-se que o valor do deslocamento aplicado no modelo numérico influenciava a sua resposta e capacidade de carga. Dessa forma, foi feito uma calibração do modelo a respeito do deslocamento aplicado. A Tabela 3.13 apresenta os valores da força de pico, alcançada pelos modelos diante da variação do deslocamento aplicado. O Gráfico 3.6 mostra as curvas da força aplicada no pilar *versus* a média das deformações no centro dos tirantes dos modelos.

Tabela 3.13 - Força de pico e variação percentual dos modelos analisados para a calibração do deslocamento aplicado.

| Modelo | Experimental | 5 mm | 10 mm | 15 mm | 20 mm | 25 mm |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Força de pico (kN) | 652 | 556 | 618 | 665 | 708 | 753 |
| Variação Percentual | Referência | -14,7% | -5,2% | 2.0% | 8.5% | 15.4% |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Gráfico 3.6 - Curvas “Força *versus* deformação” dos modelos com variação do deslocamento aplicado.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Pode-se observar que o modelo que apresentou maior proximidade da força de pico experimental foi aquele com um deslocamento aplicado de 15mm, com uma diferença percentual de apenas 2%. Portanto, esse foi o deslocamento adotado para todas as modelagens.

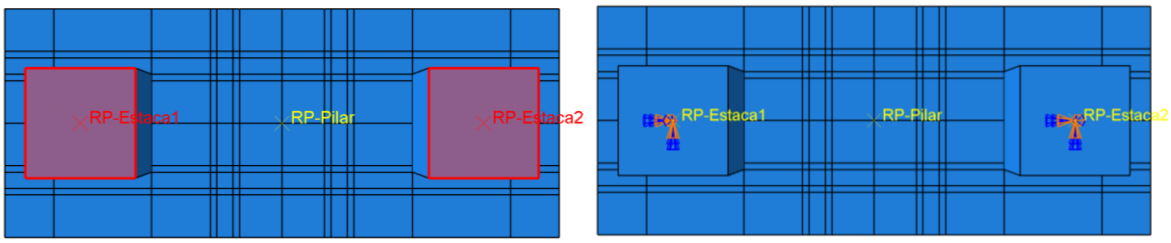
Uma possível explicação para a divergência observada na força de pico com a variação do deslocamento aplicado consiste nos tamanhos dos passos de carga utilizados pelo programa ao longo da análise, os quais não podem ser fixados pelo usuário. O ABAQUS utiliza o controle automático de incrementos que será abordado na seção 3.7. Dessa forma, maiores deslocamentos podem levar a passos de carga maiores, interferindo na convergência do modelo.

### 3.5.2 Base das estacas

Nos ensaios de Barros (2013), mediram-se os deslocamentos laterais na região inferior das estacas por meio de transdutores. Na maioria dos ensaios, o deslocamento medido permaneceu constante por volta de 0,05 mm, com deslocamentos que aumentaram até 0,5 mm nas proximidades da ruína. Uma vez que os deslocamentos laterais se mostraram pequenos, optou-se por restringir todos os deslocamentos e rotações nas bases das estacas.

As restrições foram aplicadas em pontos de referências criados no centro das estacas e acoplados a suas superfícies, por meio da ferramenta *rigid body* do tipo *tie* (Ver Figura 3.22).

Figura 3.22 - Condição de contorno da base das estacas



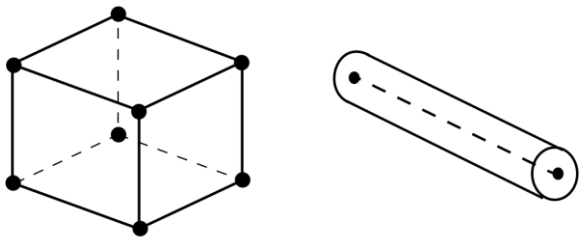

a) Condição de acoplamento b) Restrições dos graus de liberdade

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

## 3.6 Malha

O elemento finito utilizado para modelar o concreto foi o C3D8R. Trata-se de um elemento sólido hexaédrico contínuo com 8 nós, com 3 graus de liberdade de translação por nó e o artifício de integração reduzida. Esse elemento usa interpolação linear para calcular os deslocamentos em qualquer ponto dentro do elemento. Essa interpolação é feita a partir dos deslocamentos nodais. Dessa forma, esse elemento apresenta a desvantagem de apresentar deformações constantes dentro do elemento. Assim, o seu uso necessita de uma malha bem particionada e refinada. Entretanto, como vantagem, tem o menor tempo de processamento em relação ao C3D20 que apresenta 20 nós, interpolação quadrática dos deslocamentos e função linear para as deformações. Para modelar as barras de aço da armadura, adotou-se o elemento de treliça (*Truss*) T3D2 constituído por 2 nós, com 3 graus de liberdade de translação por nó. A Figura 3.23 mostra os elementos finitos adotados nos modelos.

Figura 3.23 - Elementos Finitos adotados.



a) C3D8 b) T2D3

Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

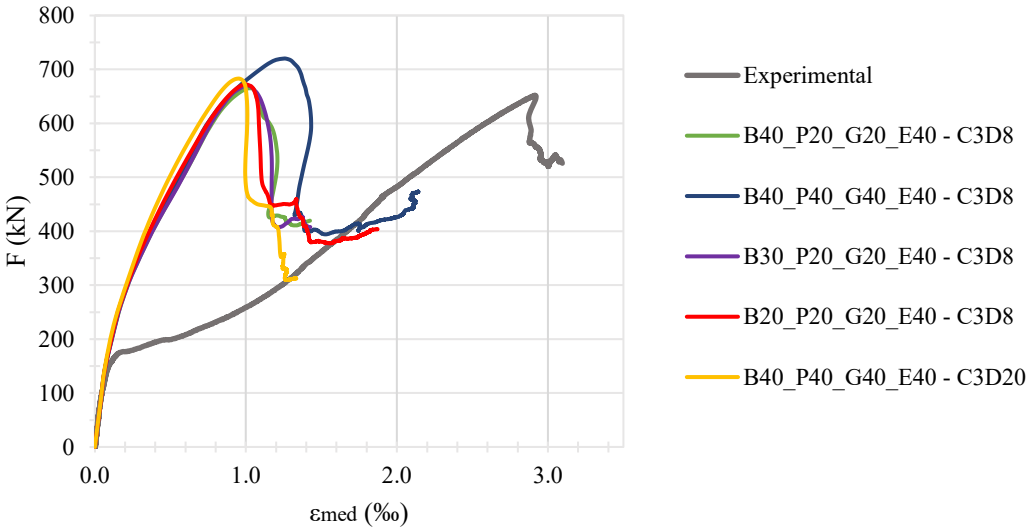
Para validação da malha, foi feito um estudo para testar a sua convergência. Para todas as análises, o tamanho médio dos elementos de treliça foi mantido constante com 25mm. Variou-se o tamanho médio dos elementos de concreto. A Tabela 3.14 mostra o estudo feito. A denominação B40_P40_G40_E40 indica “B” para bloco, “P” para pilar, “G” para graute, “E” para estaca, seguido do tamanho médio dos seus respectivos elementos em milímetro. Os resultados dessas análises são mostrados na Gráfico 3.7. Nessas análises foi utilizado um computador com processador Intel® Core™ i5 1,70 GHz com 2 núcleos, 12 GB de memória RAM e SSD 900 GB.

Tabela 3.14 - Variáveis analisadas no estudo de malha.

| MALHA | ELEMENTO | $F_{u,num}/F_{u,exp}$ | TEMPO | STATUS |
|---|---|---|---|---|
| B40_P40_G40_E40 | C3D8 | 1.1 | 11h48 | 100% |
| B40_P20_G20_E40 | C3D8 | 1.02 | 11h02 | 100% |
| B30_P20_G20_E40 | C3D8 | 1.03 | 18h20 | 100% |
| B20_P20_G20_E40 | C3D8 | 1.03 | 41h53 | 100% |
| B40_P40_G40_E40 | C3D20 | 1.05 | 4d19h58 | 100% |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Gráfico 3.7 - Estudo de malha.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Pelo Gráfico 3.7 e Tabela 3.14, é possível identificar que a malha B40_P40_G40_E40 com o elemento C3D8 é a mais divergente para a análise. Entretanto, essa mesma malha com o elemento C3D20 já mostrou uma maior eficiência de resultados acompanhada de um alto custo computacional. As malhas com o elemento C3D8: B40_P20_G20_E40, B30_P20_G20_E40 e

B20_P20_G20_E40 convergiram os resultados entre si. Dentre elas, a malha B40_P20_G20_E40 apresentou o menor custo computacional acompanhada de uma boa precisão na relação entre a força de pico numérica e experimental ($F_{u,num}/F_{u,exp}$).

Além do estudo de convergência, é importante garantir que os elementos da malha não apresentem uma razão de forma (*Aspect ratio*) muito alta, o que pode gerar problemas de convergência e falsear os resultados.

A razão de forma é a razão entre o maior e o menor comprimento do elemento. De acordo com Systèmes (2009), o ideal é que a razão de forma seja próxima da unidade. O valor limite para a razão de forma padrão do ABAQUS é de 10, para o caso de elementos hexaédricos de volume como é o caso do C3D8.

No entanto, neste trabalho, considerou-se o limite máximo arbitrado para a razão de forma igual 5, metade do limite padrão do ABAQUS, na tentativa de se obter um maior rigor dos resultados, uma vez que não foram encontradas recomendações sobre esse valor limite na literatura técnica. A Tabela 3.15 mostra o estudo de razão de forma das malhas consideradas.

Tabela 3.15 - Razão de forma (*Aspect Ratio*).

| MALHA | Bloco | | Graute | | Pilar | | Estaca | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Média** | **Pior** | **Média** | **Pior** | **Média** | **Pior** | **Média** | **Pior** |
| B40_P40_G40_E40 | 2.26 | 4.5 | 2.4 | 3.25 | 2.35 | 3.75 | 1.17 | 1.5 |
| B40_P20_G20_E40 | 2.26 | 4.5 | 1.9 | 2.5 | 1.53 | 2.5 | 1.17 | 1.5 |
| B30_P20_G20_E40 | 1.92 | 3.33 | 1.9 | 2.5 | 1.53 | 2.5 | 1.17 | 1.5 |
| B20_P20_G20_E40 | 1.51 | 2.5 | 1.9 | 2.5 | 1.53 | 2.5 | 1.17 | 1.5 |
| B40_P40_G40_E40 | 2.26 | 4.5 | 2.4 | 3.25 | 2.35 | 3.75 | 1.17 | 1.5 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

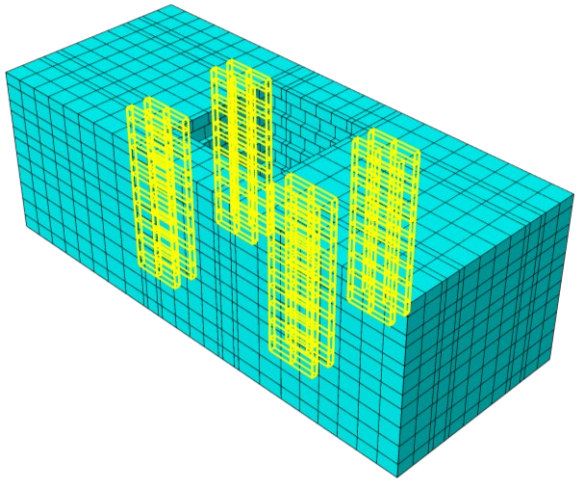
Em termos de razão de forma, as malhas B20_P20_G20_E40, B30_P20_G20_E40 e B40_P20_G20_E40 foram as que apresentam resultados mais satisfatórios e próximos da unidade, divergindo apenas nos elementos do bloco.

A malha B20_P20_G20_E40 contém elementos mais próximos da unidade para o bloco. No entanto, como mencionado anteriormente, essa malha apresentou um alto custo computacional.

A malha B40_P20_G20_E40 dispôs de valores mais elevados para a razão de forma dos elementos do bloco. Entretanto, os elementos que apresentaram uma razão considerada alta (4.5) são elementos mais afastados do fluxo de tensões de compressão das bielas (Ver Figura 3.24), além de estarem dentro do limite considerado para este trabalho. Dessa forma, ela foi

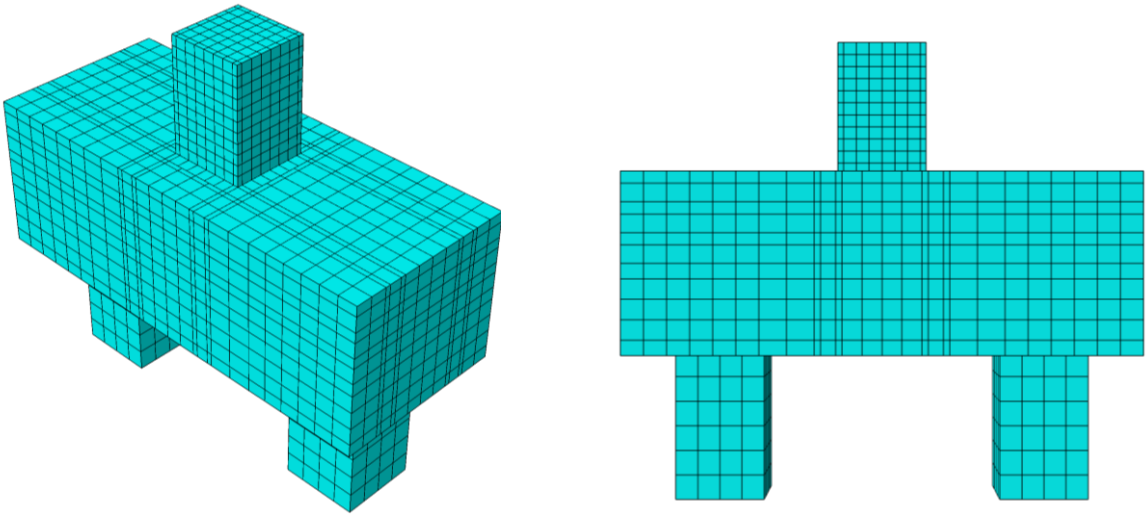
adotada para as análises dos modelos devido ao bom desempenho e menor custo computacional e é ilustrada na Figura 3.25.

Figura 3.24 – Elementos com razão de forma maior que 4.5 na Malha B40_P20_G20_E40.



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 3.25 – Malha adotada para as simulações - B40_P20_G20_E40.



a) Vista 3D b) Vista frontal

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Por fim, é importante salientar que a malha B40_P20_G20_E40 também apresentou resultados satisfatórios dentro dos limites padrões do ABAQUS referentes a outros critérios ilustrados na Tabela 3.16 para elementos hexaédricos de volume.

Os critérios maior e menor ângulo de canto da face diz respeito ao ângulo limite máximo e mínimo entre duas arestas que se encontram. Já o critério aresta curta é o limite mínimo para o comprimento das arestas dos elementos.

Tabela 3.16 – Critérios limites padrão do ABAQUS para elementos hexaédricos.

| Critério | Limite padrão do ABAQUS | Malha B40_P20_G20_E40 |
|---|---|---|
| Menor ângulo de canto da face | 10 | Todos os elementos dentro do limite. |
| Maior ângulo de canto da face | 160 | Todos os elementos dentro do limite. |
| Razão de forma | 10 | Todos os elementos dentro do limite. |
| Aresta curta | 0.01 | Todos os elementos dentro do limite. |

Fonte: Adaptado de Systèmes (2009).

## 3.7 Método de resolução e critérios de convergência

A solução de estruturas, as quais apresentam não linearidades, é feita a partir de métodos numéricos incrementais e iterativos. Diferente da análise linear, na qual o problema é resolvido em um único passo de carga, com a resolução de um único sistema de equações, a análise não-linear é dividida em diversos incrementos de carga, o que significa resolver diversos sistemas de equações.

Em todos os incrementos, deve ocorrer equilíbrio estático nos nós entre as forças externas e internas, para que se possa passar para o incremento seguinte. As forças internas agindo nos nós são oriundas das tensões nos elementos que contém o nó e as forças externas são os carregamentos aplicados. Geralmente, são necessárias várias iterações para se chegar numa configuração de equilíbrio.

O *ABAQUS/Standard* usa o método de Newton-Raphson para solucionar problemas não-lineares. Esse método consiste em estimar uma configuração de deslocamentos a partir da rigidez atual e um incremento de carga, tentando encontrar uma configuração de equilíbrio para as forças internas e externas, de acordo com alguns critérios de convergência e, por fim, a rigidez do modelo é atualizada (Systèmes, 2014).

A Figura 3.26 ilustra o método Newton-Raphson. Na primeira iteração, o *ABAQUS/Standard* usa a rigidez inicial, $K_0$, que é baseada na configuração de deslocamentos, $u_0$, e $\Delta P$ para calcular a correção de deslocamento, $c_a$, para a estrutura. Usando $c_a$, a configuração da estrutura é atualizada para $u_a$. A partir da configuração atualizada, $u_a$, é gerada uma nova rigidez na estrutura, $K_a$, e calculado o valor da força interna, $I_a$. A diferença entre a carga aplicada externa, P, e da força interna pode ser calculada por meio da Equação 3.19.

$$R_a = P - I_a \tag{3.19}$$

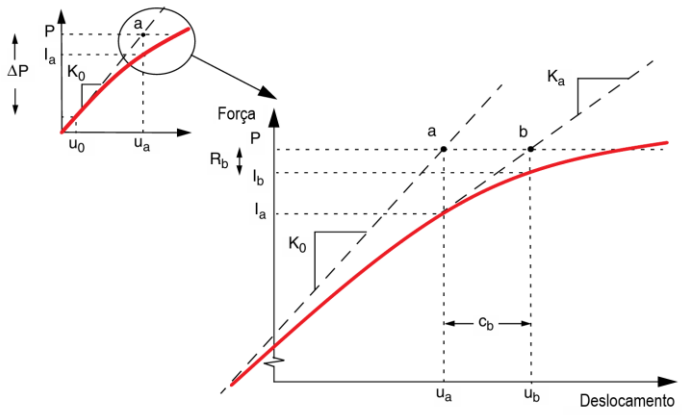
onde $R_a$ é a força residual da iteração.

Se $R_a$ estiver dentro da tolerância do ABAQUS para todos os graus de liberdade, então a estrutura está em equilíbrio e o ponto "a" pertence a curva carga-deslocamento. O ABAQUS considera que a estrutura está em equilíbrio se os seguintes critérios de convergência forem atendidos:

1. Se a força residual, $R_a$, é menor que 0,5% da força média na estrutura, calculada ao longo do tempo da análise;
2. Se a correção de deslocamento, $c_a$, é igual ao incremento de deslocamento $\Delta u = (u_a - u_0)$, com uma tolerância de até 1%

Se a força residual for menor que $10^{-8}$ vezes a força média na estrutura, o critério "2" não precisa ser verificado e a estrutura está em equilíbrio.

Figura 3.26 – Método de Newton-Raphson.




Fonte: Adaptado de Systèmes (2014).

Se a solução da iteração não convergir, o ABAQUS parte para uma nova iteração para tentar balancear as forças externas e internas. Essa segunda iteração usa a rigidez, $K_a$, calculada na iteração anterior juntamente com a força residual, $R_a$, para calcular uma nova correção de deslocamento, $c_b$, que se aproxima mais da situação de equilíbrio como ilustra o ponto "b" da Figura 3.26. A partir daí, é calculado uma nova força residual, $R_b$, a partir da nova configuração de deslocamentos, $u_b$ e novamente são aplicados os critérios de convergência. Se necessário, são feitas novas iterações.

O número de iterações para encontrar uma solução que atenda aos critérios de convergência para um incremento de carga, depende do grau de não linearidade do problema. Por padrão, caso a solução esteja divergindo, o ABAQUS abandona o incremento e recomeça com um incremento de carga menor, 25% do valor anterior. Esse processo é chamado de

*cutback* e pode ser feito até 5 vezes antes do ABAQUS abortar a análise. Caso haja facilidade em convergir, o ABAQUS aumenta em 50% o incremento de carga (Systèmes, 2014). Esse foi o procedimento utilizado nos modelos, no qual informa-se apenas os dados da Tabela 3.17.

Tabela 3.17 - Valores adotados para o método de solução.

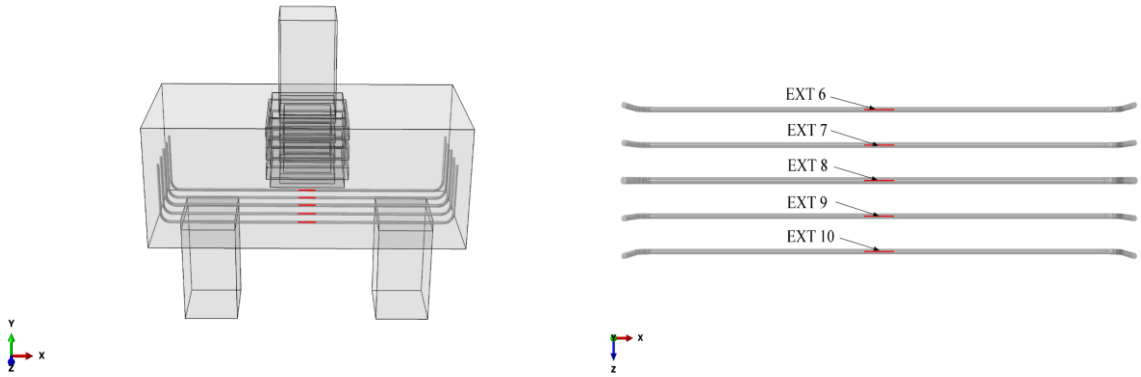
| Incremento inicial | Incremento mínimo | Incremento máximo | Número máximo de incrementos |
|---|---|---|---|
| 0.01 | $10^{-25}$ | 0.1 | 10000 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

## 3.8 Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade foi conduzida para avaliar a resposta dos modelos numéricos, diante da variação dos parâmetros de plasticidade do CDP, com o objetivo de calibrá-los. Adotou-se o modelo M13 para as análises, as quais se deram por meio da comparação da curva força aplicada no pilar *versus* a média das deformações, no centro dos tirantes principais, as quais foram medidas com extensômetros de resistência uniaxial nos ensaios de Barros (2013) como ilustra a Figura 3.27. A variação dos parâmetros do CDP foi feita tendo como base os valores mais usuais na literatura, ilustrados a Tabela 3.18.

Figura 3.27 - Extensômetros nos tirantes principais.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 3.18 - Valores de referência para a análise de sensibilidade.

| Variável | Faixa de variação | Referência | Valor padrão do ABAQUS |
|---|---|---|---|
| ψ (°) | 10° e 45° | Syroka, Bobiński e Tejchman (2011) e Nana *et al*. (2017) | *Não há valor padrão |
| e | 0.05 a 0.2 | Santos (2022) | 0.1 |
| $K_c$ | 0.5 a 1 | Systèmes (2014) | 0.667 |
| $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ | 1.1 a 1.16 | Lubliner *et al*. (1989) | 1.16 |
| μ | 0 a 0.01 | Santos (2022) | 0 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Para as análises, foi adotado um modelo padrão. A partir dele variou-se um parâmetro por vez. A variação ocorreu de acordo com a Tabela 3.19 com valores inferiores, médios e superiores. O Gráfico 3.8 apresenta as análises realizadas.

Tabela 3.19 - Valores adotados na análise de sensibilidade.

| **Variável** | **Padrão** | **Superior** | **Médio** | **Inferior** |
|---|---|---|---|---|
| $\psi$ (°) | 20 | 30 | 25 | 15 |
| e | 0.1 | 0.2 | 0.15 | 0.05 |
| $K_c$ | 0.667 | 1 | 0.8 | 0.51 |
| $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ | 1.16 | 1.14 | 1.12 | 1.1 |
| $\mu$ | $10^{-3}$ | $10^{-2}$ | $10^{-4}$ | $10^{-5}$ |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

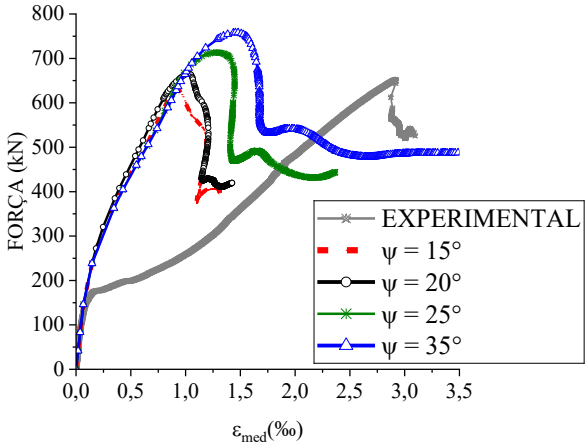
A partir dessas análises, observa-se que os parâmetros de plasticidade que mais afetam a resposta do modelo são o ângulo de dilatância e a viscosidade.

Maiores ângulos de dilatância conferem maior capacidade resistente ao modelo. Isso ocorre porque quando o concreto sofre o fenômeno da dilatação sob compressão, o efeito de confinamento é intensificado, tornando o material mais resistente e dúctil (Grassl, 2004).

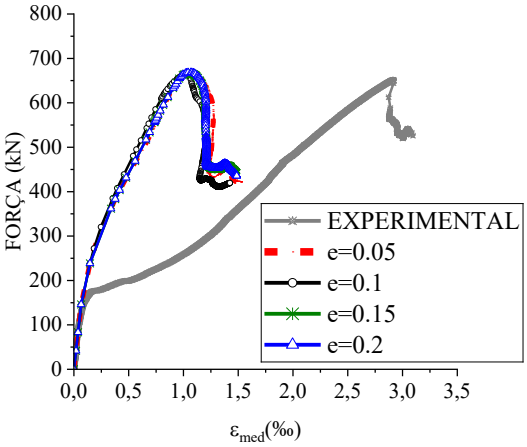
Quanto à viscosidade, um valor alto como 0.01, confere um resultado irreal (ver Gráfico 3.8e). Já com a sua diminuição, há uma redução da força de pico do modelo e tem-se maior dificuldade de convergência, uma vez que os incrementos de tempo ficam muito pequenos da ordem de $10^{-5}$ a $10^{-7}$, resultando num alto custo computacional e tempo de processamento.

Assim, o modelo padrão apresentou desempenho satisfatório em termos de força de pico e tempo de processamento, sendo o modelo adotado para as modelagens.

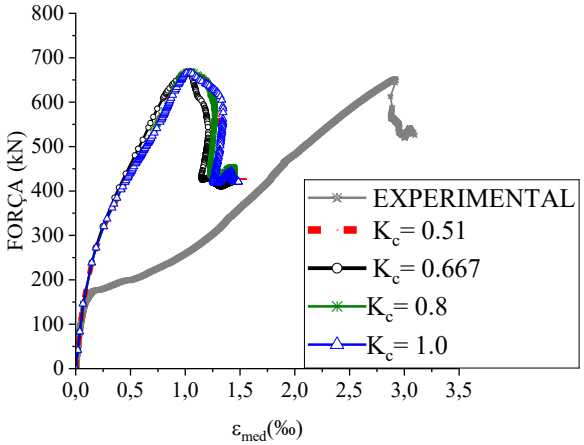
Gráfico 3.8 - Análise de sensibilidade.



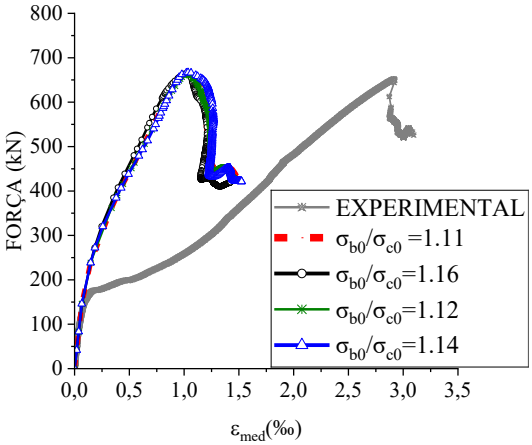

a) Ângulo de dilatância (ψ)



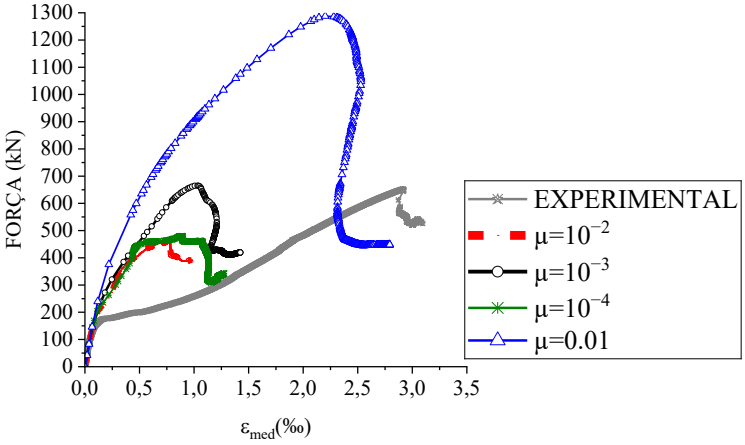

b) Excentricidade (e)




c) Parâmetro ($K_c$)




d) Relação ($\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$)




e) Viscosidade (μ)

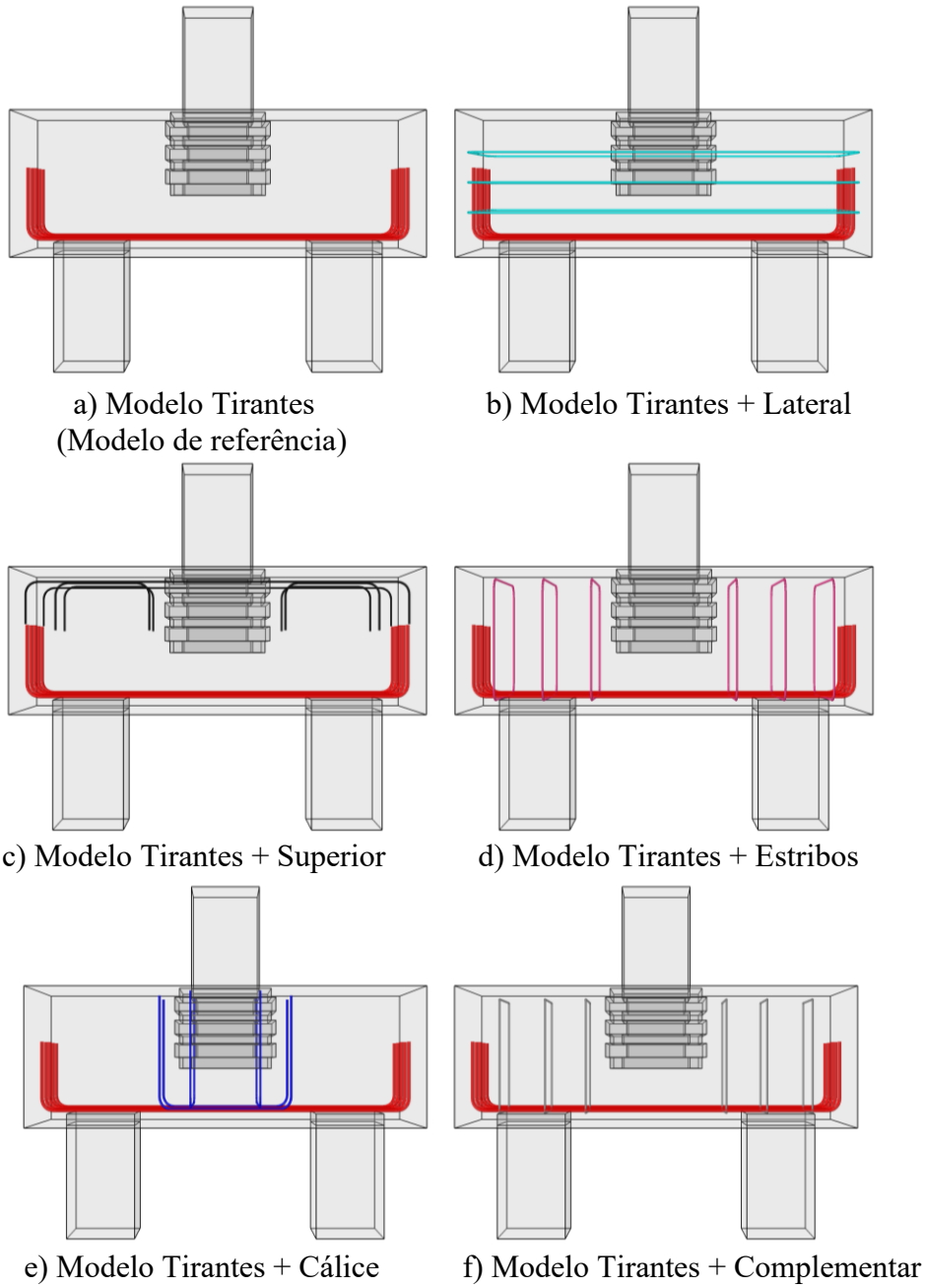
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

## 3.9 Influência do conjunto de armaduras

Os modelos numéricos apresentam diversos conjuntos de armaduras. Dessa forma, é importante analisar como o modelo responde diante da inserção de cada um desses conjuntos.

Portanto, foram processados seis modelos com a inserção de diferentes grupos (Ver Figura 3.28). O modelo de referência adotado foi aquele com apenas os tirantes principais (Modelo Tirantes). Em seguida, foram inseridos um conjunto de armaduras por vez no modelo de referência para analisar a sua influência.

Figura 3.28 - Modelos numéricos para a análise dos grupos de armaduras.



a) Modelo Tirantes (Modelo de referência)

b) Modelo Tirantes + Lateral

c) Modelo Tirantes + Superior

d) Modelo Tirantes + Estribos

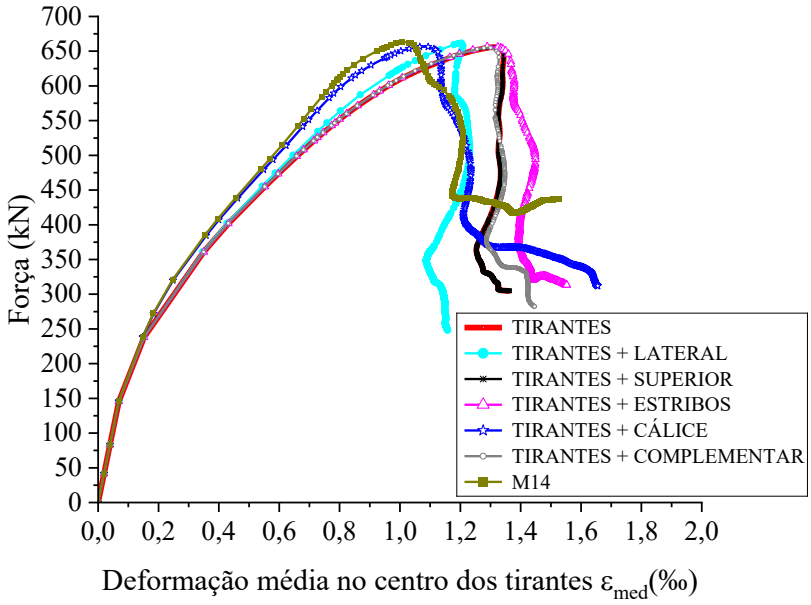
e) Modelo Tirantes + Cálice

f) Modelo Tirantes + Complementar

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

A comparação entre os modelos foi feita por meio do Gráfico 3.9, no qual podemos analisar a influência de cada conjunto de armadura na força de pico e na rigidez dos modelos.

Gráfico 3.9 – Resultados das simulações da análise da influência dos conjuntos de armadura.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O Gráfico 3.9 mostra que os conjuntos de armadura não tiveram influência significativa na força de pico do modelo. Esse comportamento já era esperado, uma vez que os tirantes principais são os responsáveis por resistir as tensões de tração no modelo de bielas e tirantes.

Os modelos Tirantes + Superior, Tirantes + Complementar e Tirantes + Estribos apresentaram curvas praticamente coincidentes com o modelo Tirantes sugerindo que tais armaduras não influenciam na rigidez e na capacidade de carga do bloco.

O modelo Tirantes + Cálice apresentou aumento na rigidez do bloco. As Tabelas 3.20 e 3.21 ilustram os valores exatos da força de pico e deformação correspondente.

Tabela 3.20 – Força de pico e variação percentual dos modelos.

| **MODELO** | **TIRANTES** | **TIRANTES + LATERAL** | **TIRANTES + SUPERIOR** | **TIRANTES + ESTRIBOS** |
|---|---|---|---|---|
| Força de pico (kN) | 656 | 662 | 656 | 657 |
| Deformação média no pico (‰) | 1.31 | 1.2 | 1.31 | 1.29 |
| Variação percentual da força de pico (%) | Referência | 0.91% | 0.00% | 0.15% |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 3.21 - Força de pico e variação percentual dos modelos.

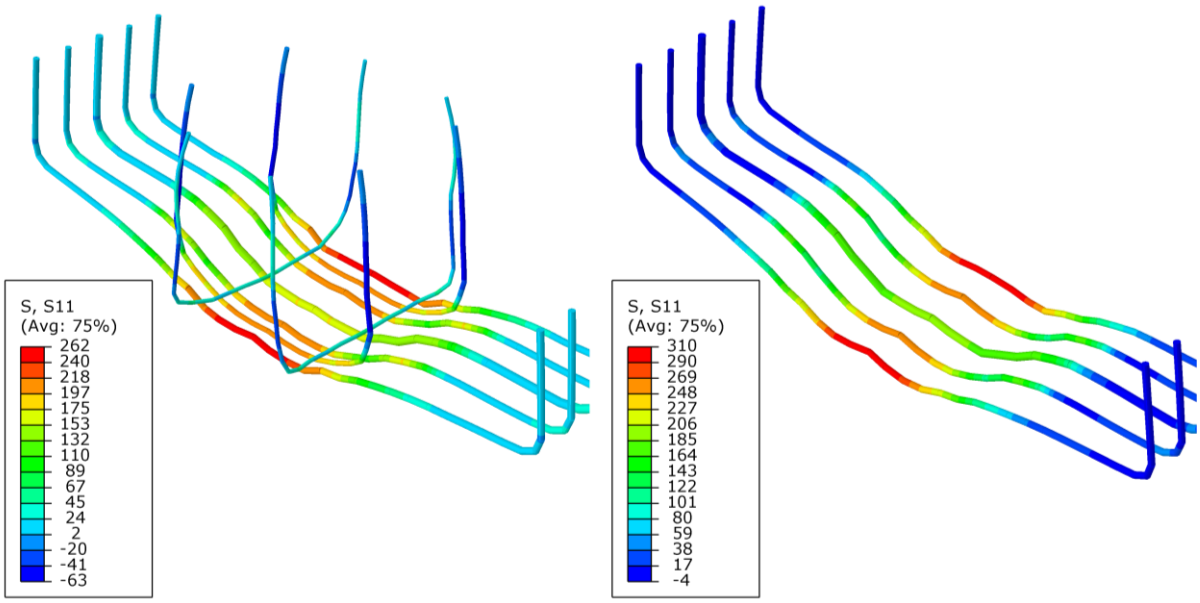
| MODELO | TIRANTES | TIRANTES + CÁLICE | TIRANTES + COMPLEMENTAR | M14 |
|---|---|---|---|---|
| Força de pico (kN) | 656 | 656 | 655 | 663 |
| Deformação média no pico (‰) | 1.31 | 1.06 | 1.3 | 1.01 |
| Variação percentual da força de pico (%) | Referência | 0.00% | -0.15% | 1.07% |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Assim como observado por Morais Neto (2022) e Santos (2022), as armaduras do cálice são dimensionadas para resistirem, principalmente, a solicitações de momentos e forças horizontais oriundas do pilar. No entanto, os modelos analisados são solicitados apenas a um carregamento centrado. Portanto, as armaduras em questão não devem ser muito solicitadas e, assim, não devem influenciar na capacidade de carga do bloco.

A Figura 3.29 mostra o paralelo entre o modelo Tirantes e o modelo Tirantes + Cálice em termos de tensões nas armaduras durante o pico de carregamento. Nota-se que as armaduras horizontais do cálice na direção dos tirantes também trabalham resistindo às tensões de tração, aliviando os tirantes principais. Já as armaduras verticais do cálice não são muito solicitadas, trabalhando a compressão.

Figura 3.29 – Análise de tensões nas armaduras no momento da força de pico.

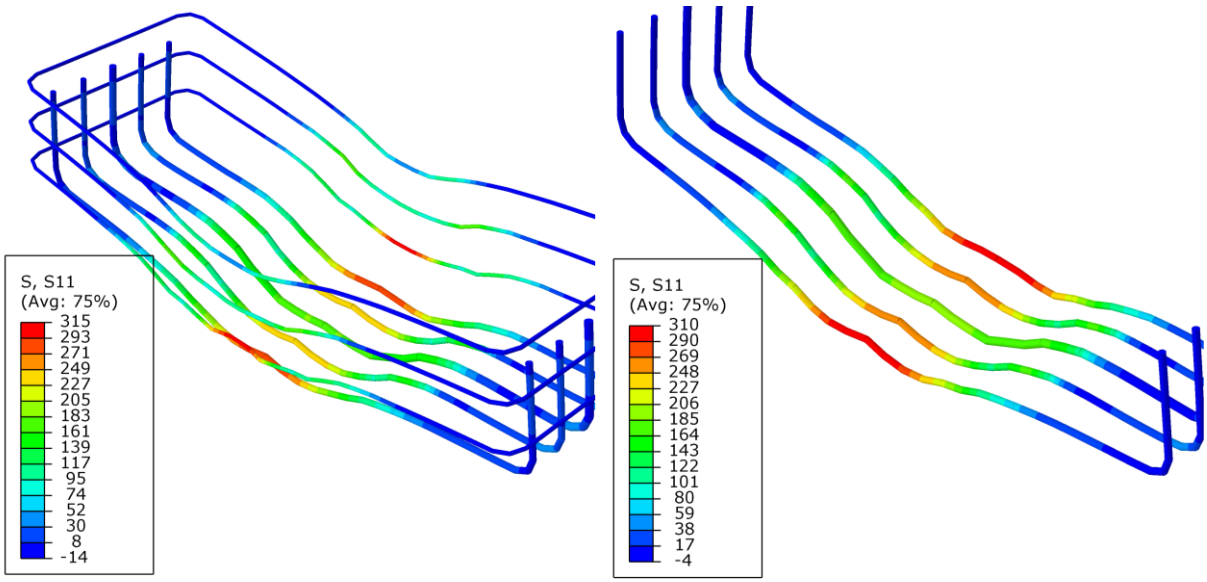



a) Modelo Tirantes + Cálice b) Modelo Tirantes

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O modelo Tirantes + Lateral também apresentou aumento na rigidez do bloco, porém menor em relação ao apresentado pelo modelo Tirante + Cálice. Observa-se que as armaduras laterais mais próximas da região do tirante acabam trabalhando a tração na região central do bloco, aliviando um pouco os tirantes principais (ver Figura 3.30)

Figura 3.30 – Análise de tensões nas armaduras no momento da força de pico.




a) Modelo Tirantes + Lateral b) Modelo Tirantes

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Dessa forma, conclui-se que cada conjunto de armaduras apresentou comportamento coerente. Nenhum comportamento anormal foi detectado nos modelos. Os resultados individuais das análises coincidem, satisfatoriamente, com os resultados do modelo M14, que inclui todas as armaduras.

# 4 ANÁLISE E VALIDAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Neste capítulo são feitas análises dos modelos numéricos em comparação com os modelos experimentais de Barros (2013) para validação. São feitas análises das curvas força aplicada no pilar *versus* a média das deformações nos centros dos tirantes principais, do panorama de fissuração, do fluxo de tensões no bloco e das tensões nas armaduras.

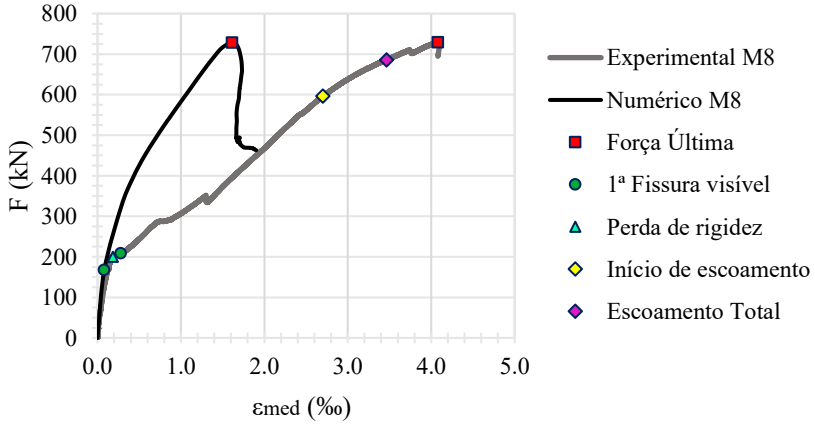
## 4.1 Modelo M8

O modelo M8 é o modelo monolítico de referência. Ele foi o modelo que apresentou a maior capacidade de carga. A sua ruptura se deu por esmagamento da biela no encontro com o pilar. Os tirantes principais só escoaram após a ruptura.

### 4.1.1 Curva força *versus* deformação

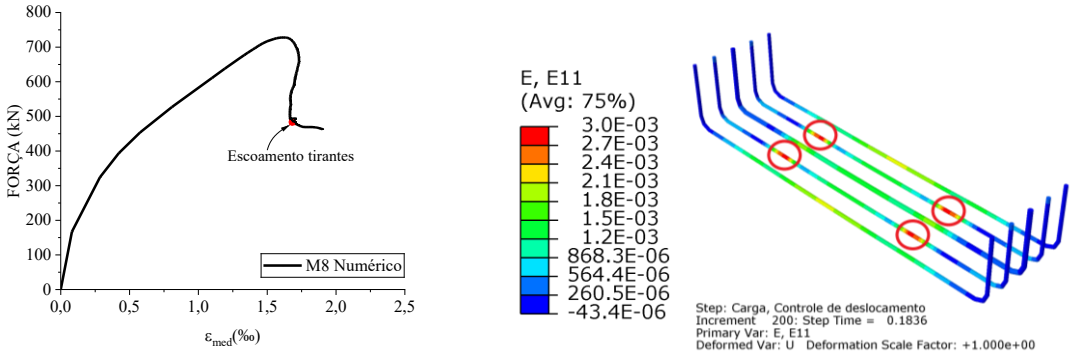
Assim como nos ensaios de Barros (2013), o modelo M8 teve o comportamento de bloco rígido. A força última foi de 728 kN, apenas 0.2% menor que o valor experimental de 727 kN. O Gráfico 4.1 mostra a curva força por deformação média dos tirantes principais. O colapso do modelo foi ocasionado pela ruptura do concreto na região das bielas, caracterizado por deformações acima de 5‰. Após a ruptura, há o escoamento de dois dos tirantes principais nas regiões próximas às estacas (Ver Figura 4.1). A perda de rigidez e 1ª fissura visível ocorreram em pontos muito próximos em ambos os modelos.

Gráfico 4.1 - Força-deformação média nas armaduras principais do modelo M8.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.1 – Tirantes principais do modelo M8.



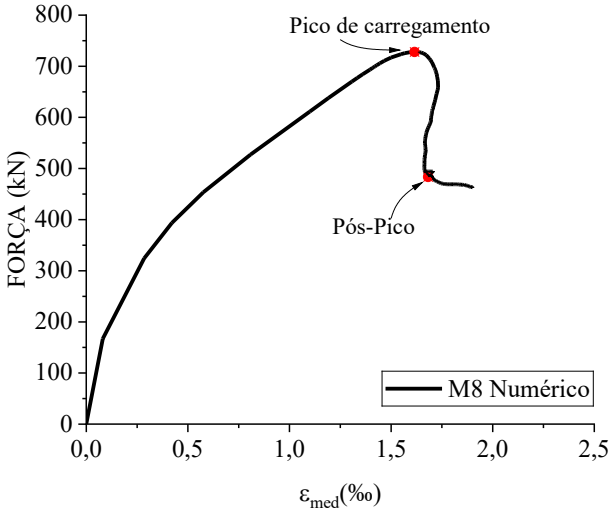

a) Ponto de escoamento dos tirantes b) Escoamento dos tirantes

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 4.1.2 Panorama de Fissuração

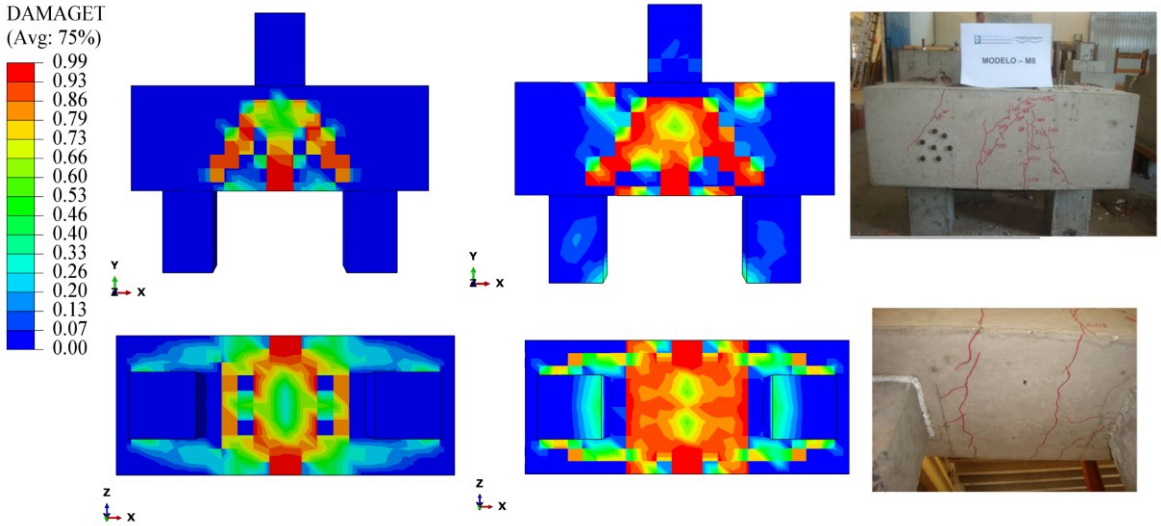
O panorama de fissuração é apresentado na Figura 4.2. Nota-se semelhança entre os modelos numérico e experimental com a formação de fissuras verticais no centro dos blocos e fissuras diagonais na região das bielas. Na parte inferior dos blocos, notam-se duas fissuras maiores próximas às laterais internas das estacas. Os pontos de análise para o panorama de fissuração e fluxo de tensões no concreto são ilustrados no Gráfico 4.2.

Gráfico 4.2 – Pontos de análise.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.2 - Panorama de fissuração do bloco M8.




a) Pico de carregamento b) Pós-pico c) Experimental (Barros, 2013)

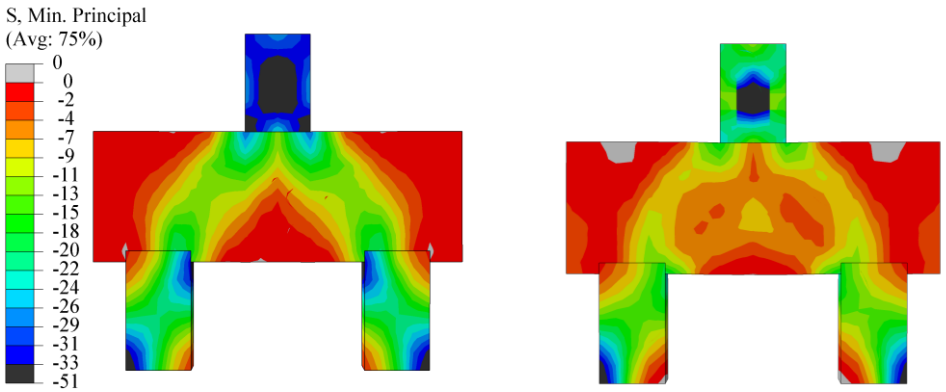
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 4.1.3 Fluxo de tensões no bloco

#### *4.1.3.1 Bielas*

Há formação de bielas de compressão desde a parte superior do bloco (Ver Figura 4.3). As regiões mais solicitadas foram na junção do pilar com o bloco, na qual as tensões chegaram a ultrapassar o $f_{cm}$ do bloco de 33,1 MPa. As regiões de encontro do bloco com as estacas também apresentaram tensões mais altas da ordem de 24,6 MPa nas proximidades da força de pico do gráfico força *versus* deformação média. Após a ruptura do concreto da biela, nota-se a degradação dessa como ilustra a Figura 4.3b.

Figura 4.3 - Bielas de compressão do bloco M8.




a) Pico de carregamento b) Pós-pico

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

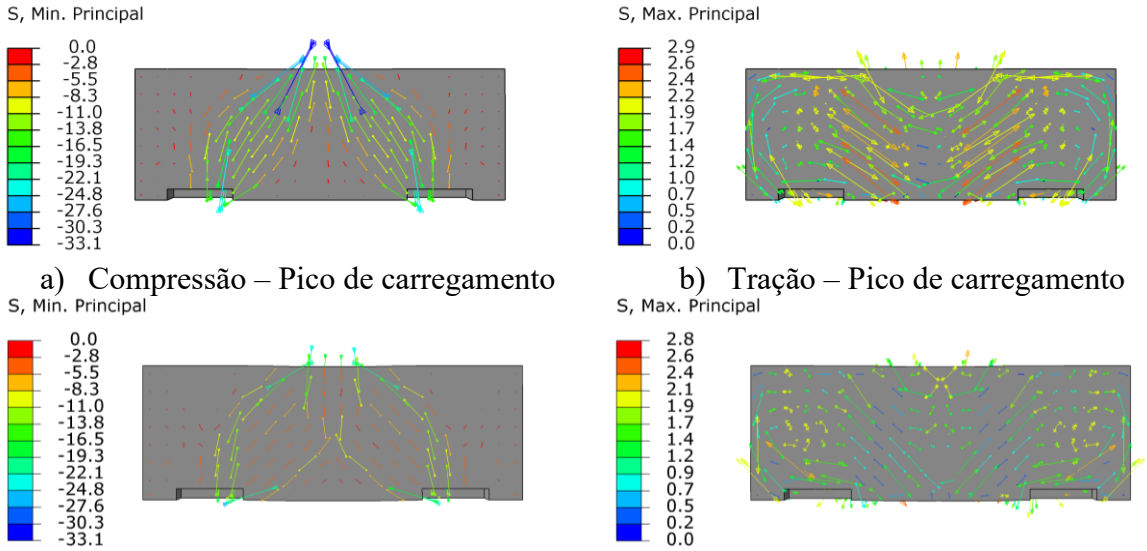
### *4.1.3.2 Análise dos vetores de tensão*

A Figura 4.4 mostra os vetores de tensões principais de compressão e tração em dois momentos: no pico de carregamento e após a ruína (Ver Gráfico 4.2).

Os vetores de tensões principais de compressão indicam a formação de bielas no topo do bloco. As bielas apresentam uma expansão na região mais central do fluxo, seguida de um estreitamento.

Essa forma de biela é denominada biela garrafa (*bottle-shaped stress fields*), na qual há o desenvolvimento de consideráveis tensões transversais de tração na região de expansão (Ver Figura 4.4b), as quais podem gerar fissuras longitudinais ao longo da biela e iniciar a ruína (Schlaich; Schafer, 1991). Após a ruptura, observa-se a diminuição do fluxo central de tensões de compressão, uma vez que a biela já se encontra fissurada.

Figura 4.4 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento.




a) Compressão – Pico de carregamento b) Tração – Pico de carregamento

c) Compressão – Pós-pico d) Tração – Pós-pico

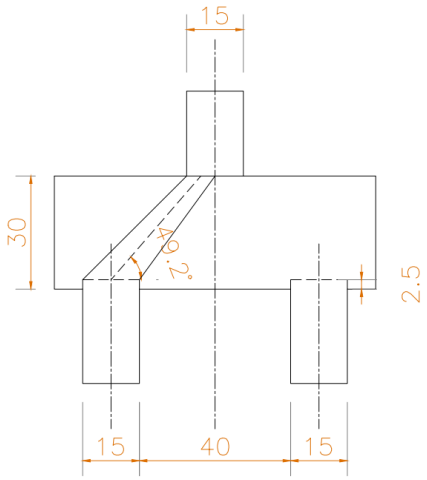
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Quanto à angulação dos vetores de compressão, no momento do pico de carregamento, as regiões de pescoço da biela (*neck*), de encontro com o pilar e de encontro com a estaca, apresentaram uma grande variação: de 38° a 75°, com uma média de 60° e de 33° a 89°, com uma média de 64°, respectivamente. Na região central, há uma variação menor (46° a 57°), com uma média de 55°.

Quanto às tensões de tração, elas apresentaram uma variação menor na região central da biela com ângulos entre 31° e 43° e média de 41°.

O ângulo das bielas de 49,2° calculado pelo modelo de Blévot e Frémy (1967), ilustrado na Figura 4.5, é menor do que o observado no modelo numérico. Isso pode ter ocorrido pelo fato de o fluxo de tensões iniciar mais acima, dentro do pilar, de tal forma que ao chegar no bloco está mais concentrado na face e não a ¼ do centro do pilar conforme o modelo de Blévot e Frémy (1967). Outra divergência entre os modelos é quanto ao eixo da biela no encontro com a estaca que não está no centro, mas num ponto mais próximo da face interna da estaca, este fato foi observado também por Gonçalves e Delalibera (2020).

Figura 4.5 – Modelo analítico.



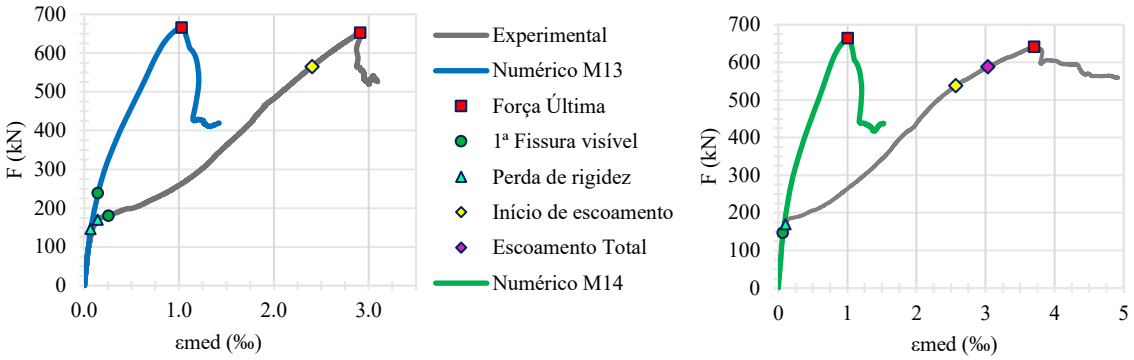

Fonte: Adaptado de Barros (2013).

## 4.2 Modelos M13 e M14

### 4.2.1 Curva força *versus* deformação

Os modelos M13 e M14 apresentaram comportamento de bloco rígido como nos modelos experimentais. Para o bloco M13, a força última foi de 665 kN, apenas 3% maior que o valor experimental de 652 kN. Já para o bloco M14, a força última foi de 663 kN, 3,5% maior que o experimental de 641 kN. O Gráfico 4.3 mostra as curvas força por deformação média nos centros dos tirantes principais dos modelos numéricos em comparação com os respectivos modelos experimentais.

Gráfico 4.3 - Força-deformação média nas armaduras principais dos modelos M13 e M14.




a) M13 b) M14

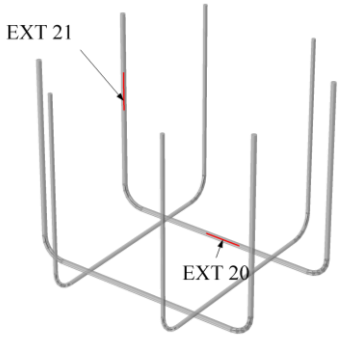
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

No Gráfico 4.3a, é possível notar que o modelo numérico M13 apresenta perda de rigidez próxima do experimental. Entretanto, no modelo numérico essa perda de rigidez é muito suave. A primeira fissura visível ocorreu numa carga menor no experimental do que no numérico. Outra diferença entre os modelos diz respeito ao escoamento das armaduras que acontece apenas no experimental.

Na Gráfico 4.3b, observa-se o mesmo padrão para o modelo M14, os pontos de perda de rigidez e primeira fissura visível são quase coincidentes entre os modelos numérico e experimental. O modelo numérico novamente não apresentou escoamento das armaduras. Já o modelo experimental M14 apresentou maiores deformações dos tirantes principais em comparação com o modelo M13, que pode ser atribuído a maior ductilidade fornecida pela adição da armadura complementar. Entretanto, essa armadura não apresentou nenhuma melhora na capacidade resistente dos blocos, tanto no experimental como no numérico.

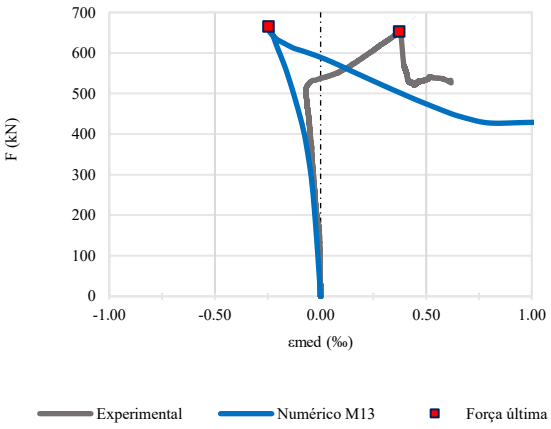
Outra forma de validar o modelo foi a partir da comparação dos resultados dos extensômetros 20 e 21, colocados por Barros (2013) na armadura do cálice. A Figura 4.6 ilustra a posição desses extensômetros e o Gráfico 4.4 apresenta as curvas forças *versus* deformação.

Figura 4.6 - Extensômetros do cálice

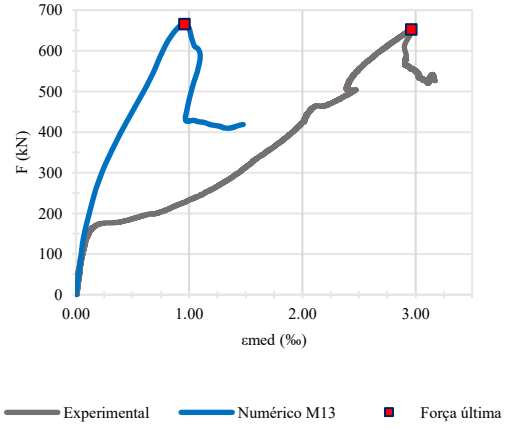



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

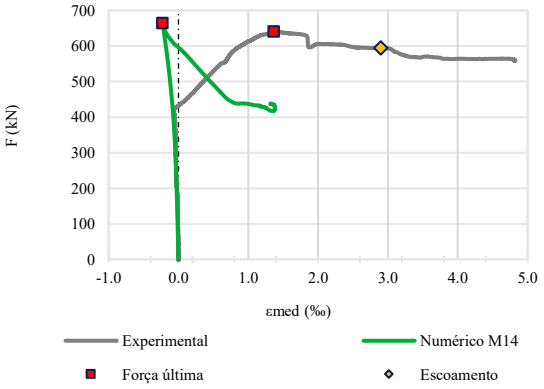
Gráfico 4.4 – Curvas força *versus* deformação dos extensômetros do cálice dos modelos M13 e M14.



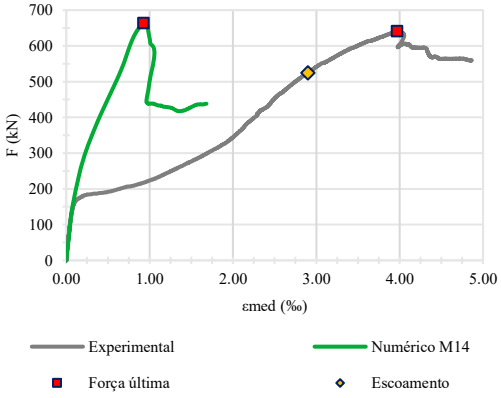

a) Extensômetro 21 – M13




b) Extensômetro 20 – M13




c) Extensômetro 21 – M14




d) Extensômetro 20 – M14

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Nos Gráficos 4.4a e 4.4c, é possível ver o comportamento da armadura vertical do cálice nos modelos M13 e M14, respectivamente. Assim como nos modelos experimentais, essa barra inicialmente estava comprimida com deformações negativas, ocorrendo a inversão do esforço para tração com deformações positivas sob cargas mais altas. O escoamento dessa barra só ocorreu no modelo experimental M14.

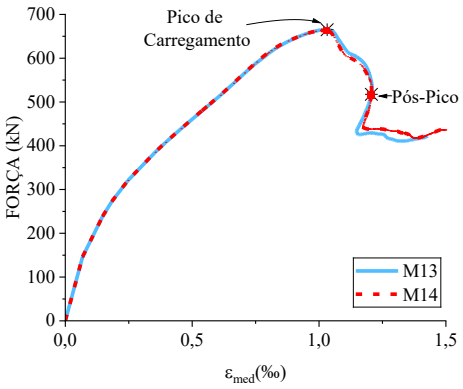
Nos Gráficos 4.4b e 4.4d, pode-se observar que o comportamento da armadura horizontal do cálice assemelha-se ao comportamento dos tirantes principais de todos os modelos, uma vez que se encontram muito próximos.

### 4.2.2 Modo de ruptura

A ruína dos modelos experimentais M13 e M14 ocorreu por escoamento dos tirantes principais, localizados na região central do bloco, acompanhada em sequência pela ruptura do concreto do bloco (Barros, 2013).

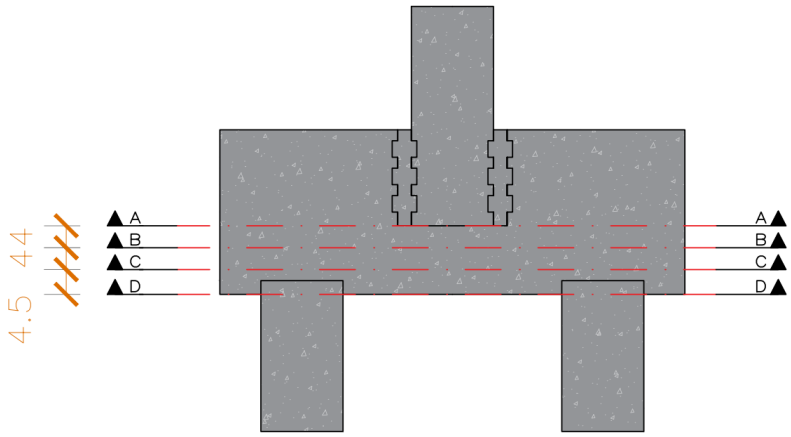
Para observar o modo de ruptura e o panorama de fissuração, foram estabelecidos dois pontos de análise: no pico de carregamento e no pós-pico, nas proximidades da ruína (Ver Gráfico 4.5). Além disso, para visualizar a fissuração na parte inferior do bloco foram feitos cortes como mostra a Figura 4.7.

Gráfico 4.5 – Pontos de análise.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.7 – Cortes no bloco.

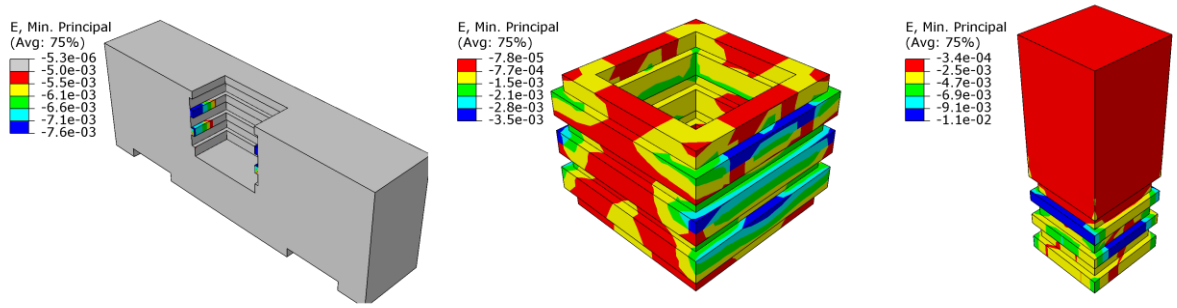



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

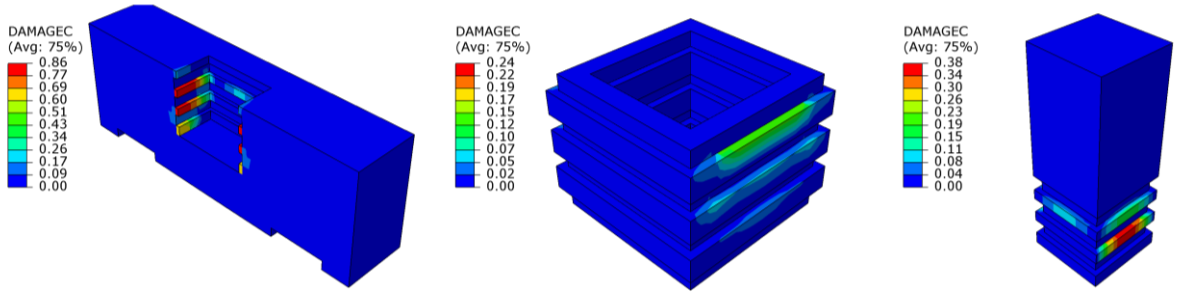
Nos modelos numéricos M13 e M14, observaram-se dois principais mecanismos de ruptura: a falha do concreto nas chaves de cisalhamento do bloco (deformações maiores que 5‰) e a evolução da fissuração central do bloco (Ver Figura 4.8).

A ação conjunta desses mecanismos gera uma superfície de tendência de puncionamento que pode ser observada nos cortes do bloco da Figura 4.10. Conjuntamente com a formação dessa superfície, a ruína do concreto na região da chave evolui rapidamente, degradando o concreto da região vertical da ligação como ilustra a Figura 4.9. Dessa forma, a ruína do modelo ocorre pela ruptura do concreto da ligação na região das bielas.

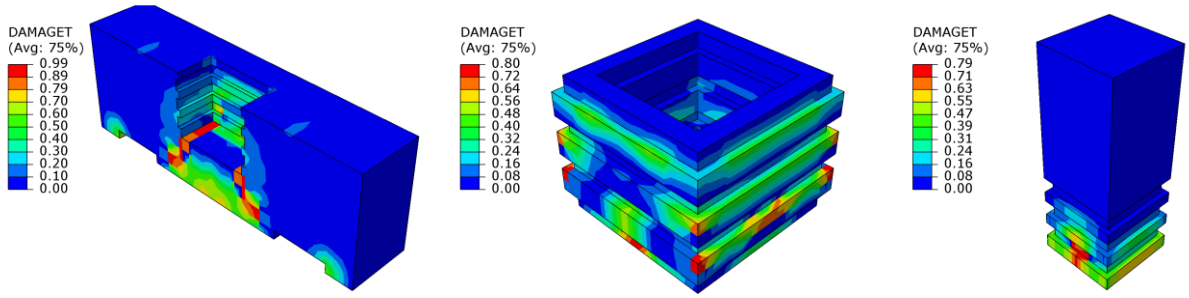
Figura 4.8 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento.




a) Deformações últimas no bloco, graute e pilar.



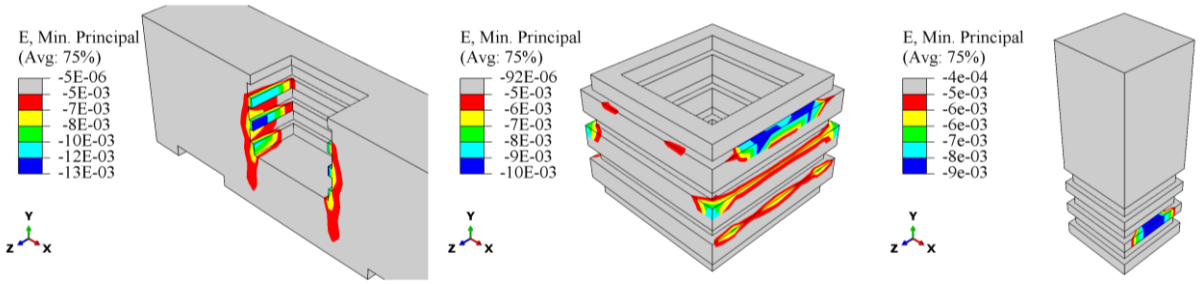

b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.



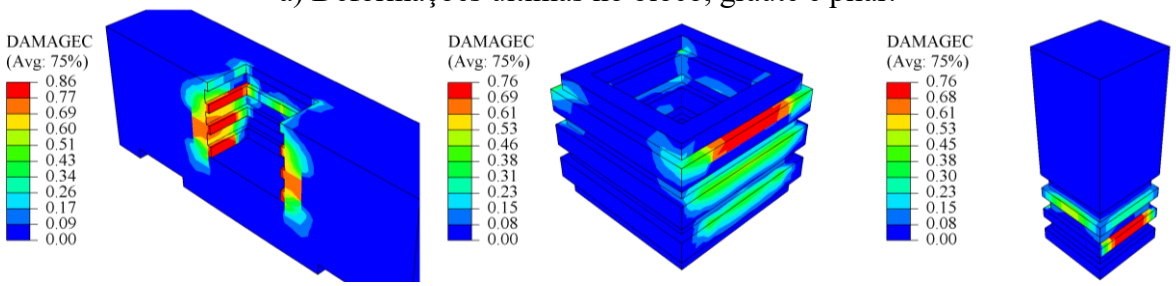

c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

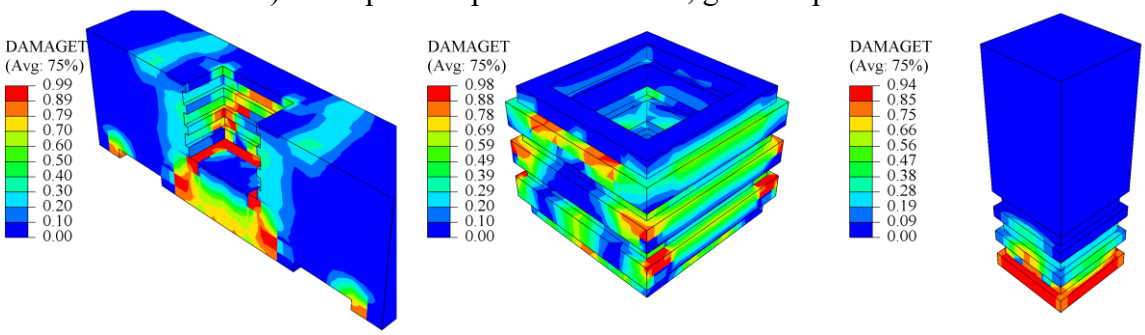
Figura 4.9 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pós-pico.




a) Deformações últimas no bloco, graute e pilar.



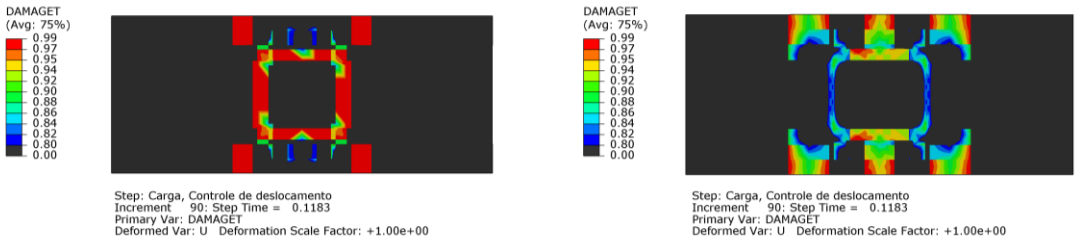

b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.



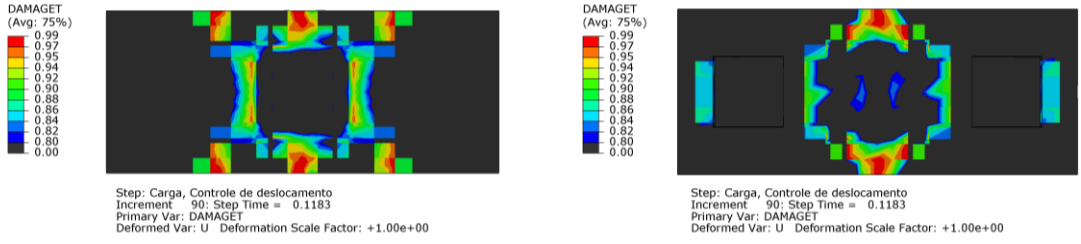

c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.10 - Superfície de puncionamento no pós-pico.




a) Corte A b) Corte B




c) Corte C d) Corte D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

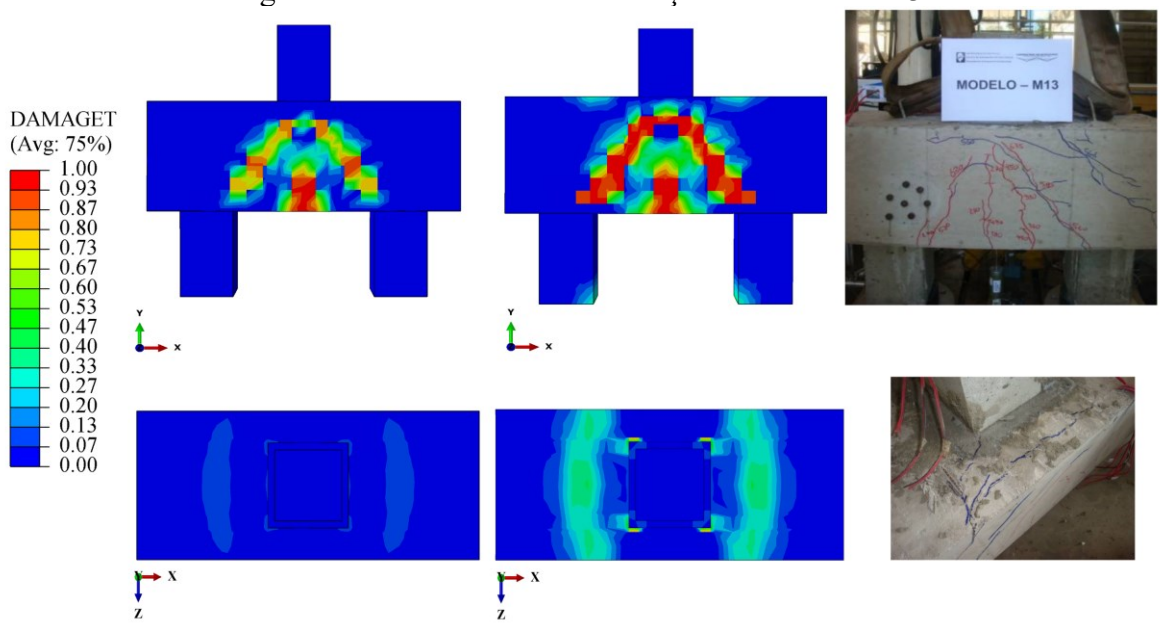
A Figura 4.10 mostra as fissuras principais ao longo da altura do bloco na região inferior. Nota-se um padrão de fissuração que se assemelha as fissuras radiais e tangenciais decorrentes do fenômeno de punção. É importante frisar que a fissuração mostrada na Figura 4.10 mostra uma tendência de puncionamento que ocorreria caso o bloco apresentasse armadura insuficiente, não sendo, dessa forma, responsável pela ruptura do bloco.

### 4.2.3 Panorama de fissuração

A primeira fissura visível ocorreu em fases de carregamentos próximas entre os modelos numéricos e os experimentais. Em todos os modelos, ela se formou na região central e inferior do bloco. As Figuras 4.11 e 4.12 mostram o panorama de fissuração dos modelos.

O panorama de fissuração também se mostrou semelhante. Ocorrem fissuras verticais, na região central do bloco, e inclinadas na região da biela. A região de encontro do bloco com graute também apresentou fissuras, especialmente as inclinadas originadas nos cantos do pilar.

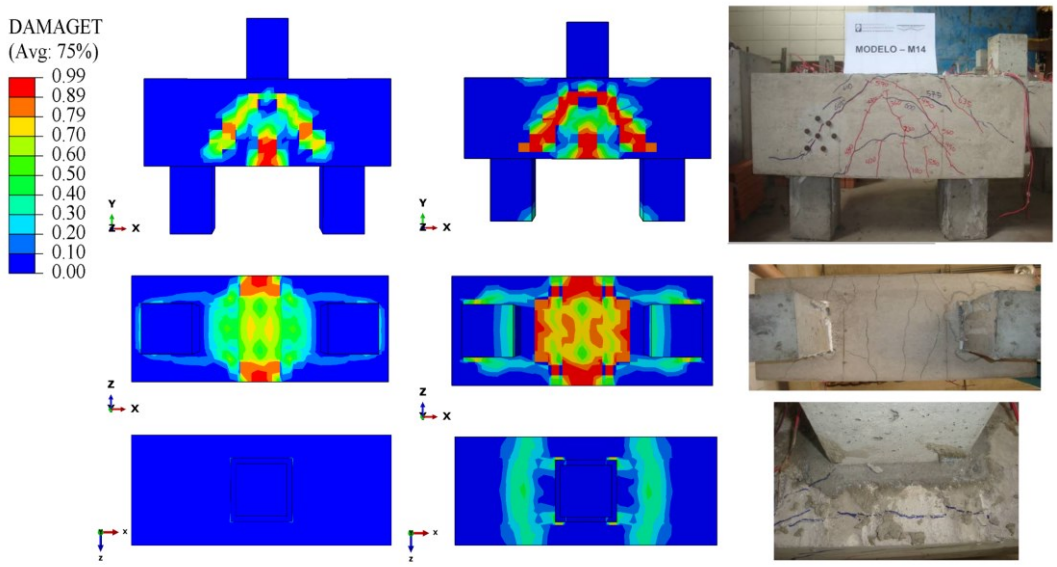
Figura 4.11 - Panorama de fissuração do modelo M13.




a) Pico de carregamento b) Pós-Pico c) Experimental (Barros, 2013)

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.12 - Panorama de fissuração do modelo M14.

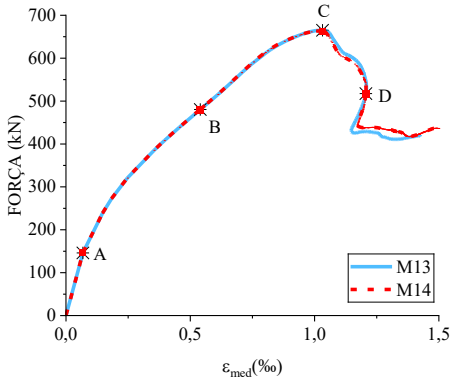



a) No pico de carregamento b) No pós-pico c) Experimental (Barros, 2013)
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 4.2.4 Fluxo de tensões no bloco

Para a investigação do fluxo de tensões no concreto do bloco e o estudo de tensões nas armaduras foram estabelecidos quatro pontos de análise ilustrados no Gráfico 4.6.

Gráfico 4.6 – Pontos de análise




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O ponto A é o ponto de aparecimento da primeira fissura; o ponto B é um ponto intermediário entre o pico de carregamento e o ponto A; o ponto C é relativo ao pico de carregamento; por fim, o ponto D é um ponto pós-pico, nas proximidades da ruína dos modelos. Convém enfatizar que esses pontos são coincidentes para os modelos M13 e M14.

### *4.2.4.1 Bielas*

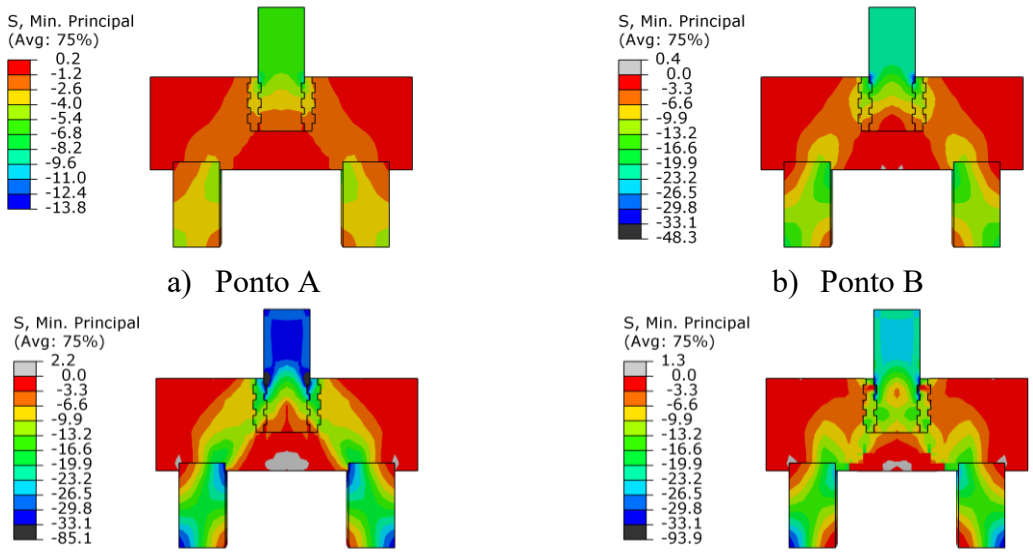
Uma vez que os blocos apresentaram comportamento de bloco rígido, o mecanismo de transferência de carga do pilar para as estacas, esperado, é por bielas de compressão. Ambos os modelos apresentaram comportamento praticamente iguais.

As Figuras 4.13 e 4.14 ilustram as bielas de compressão nos quatros pontos de interesse para os modelos M13 e M14, respectivamente.

É possível ver que a biela se forma no encontro da ligação do pilar com o bloco, mostrando eficiência da rigidez na ligação com chave de cisalhamento. As tensões de compressão nas bielas ficam na faixa de 6 a 28 MPa no bloco, no pico de carregamento, tendo pontos de concentração nas regiões da chave de cisalhamento e nas faces interiores das estacas.

No ponto A, sob intensidade baixa de carga, as bielas estão ainda em formação com um fluxo de baixa intensidade de tensões de compressão. No ponto B, pode-se ver a tendência de aumento na intensidade dessas tensões, que continuam aumentando até o pico de carregamento (Ponto C). Após a ruptura, a ligação entre o pilar e o bloco encontra-se degradada, de tal forma que a transferência de carga se dá pelo fundo do cálice.

Figura 4.13 - Bielas de compressão dos modelos M13.

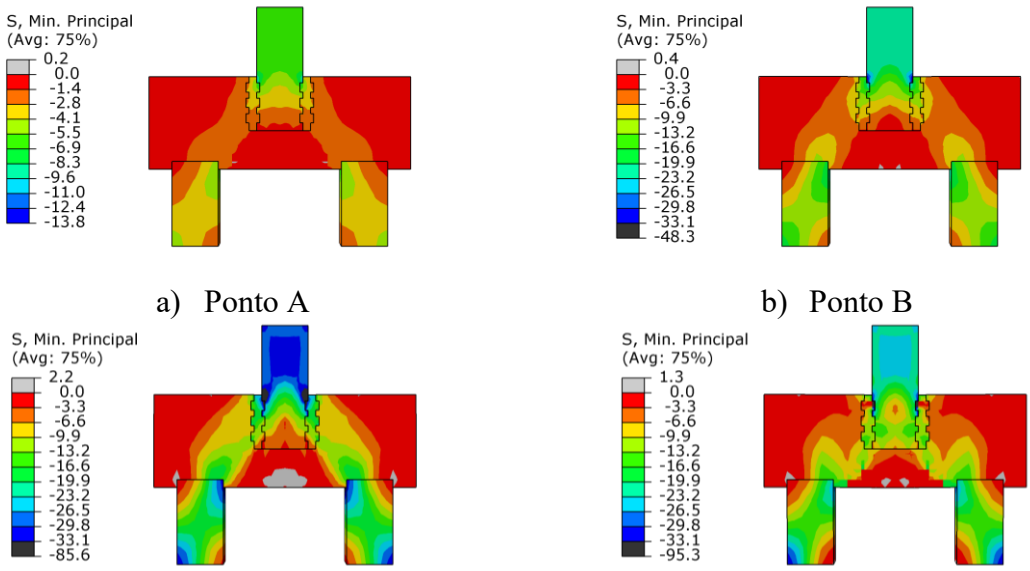



a) Ponto A b) Ponto B

c) Ponto C d) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.14- Bielas de compressão dos modelos M14.




a) Ponto A b) Ponto B

c) Ponto C d) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

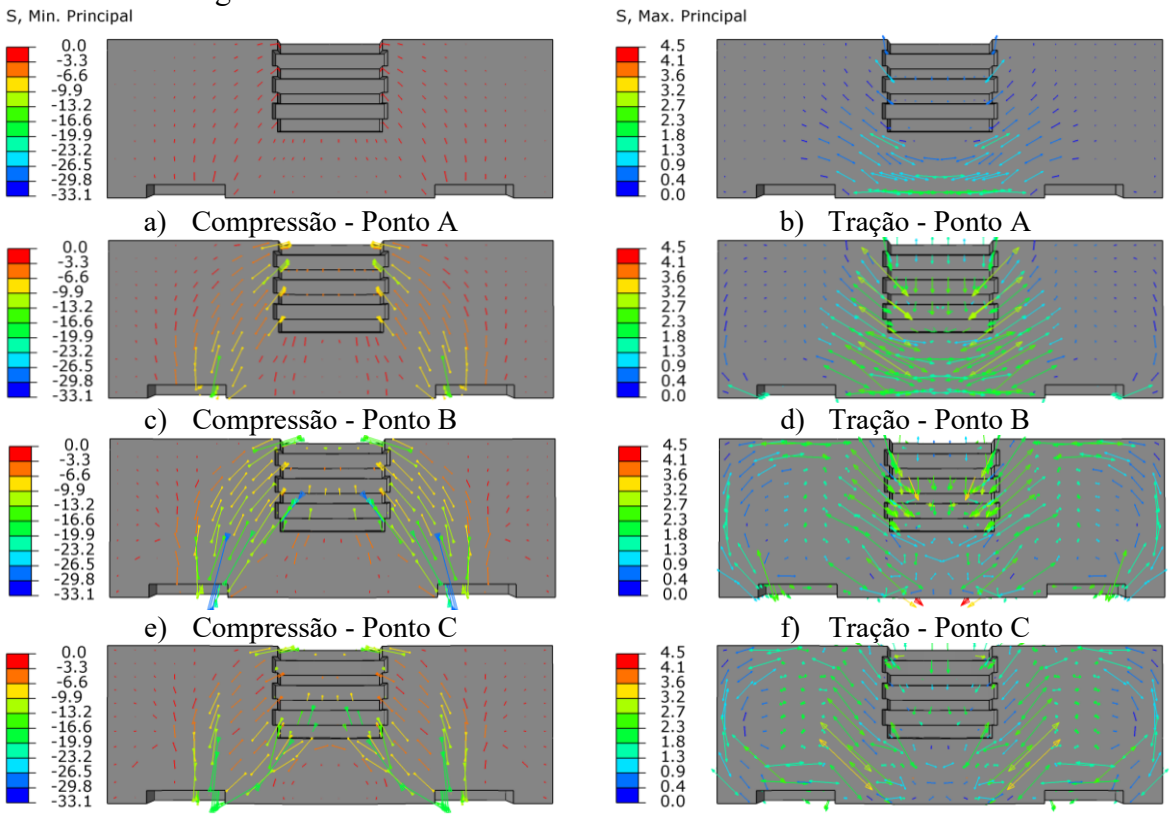
A região da chave de cisalhamento é mais propensa a concentrações de tensões pela sua geometria pontiaguda e pouco espessa. Assim, apesar dela fornecer um caráter rígido à ligação, ela é um ponto crítico para a estrutura.

As faces internas das estacas também apresentaram concentrações de tensões, uma vez que o fluxo de tensões não tende ao centro da estaca, mas para um ponto mais próximo da face interna. Dessa forma, as estacas são solicitadas a flexo-compressão estando de acordo com o observado por Rausch *et al*. (1997), Delalibera (2006) e Tomaz (2018).

### *4.2.4.2 Análise dos vetores de tensão*

Os modelos M13 e M14 apresentaram um comportamento semelhante quanto aos vetores principais de compressão e tração. As Figuras 4.15 e 4.16 mostram os vetores principais de compressão e tração, nos pontos de interesse, para os modelos M13 e M14, respectivamente.

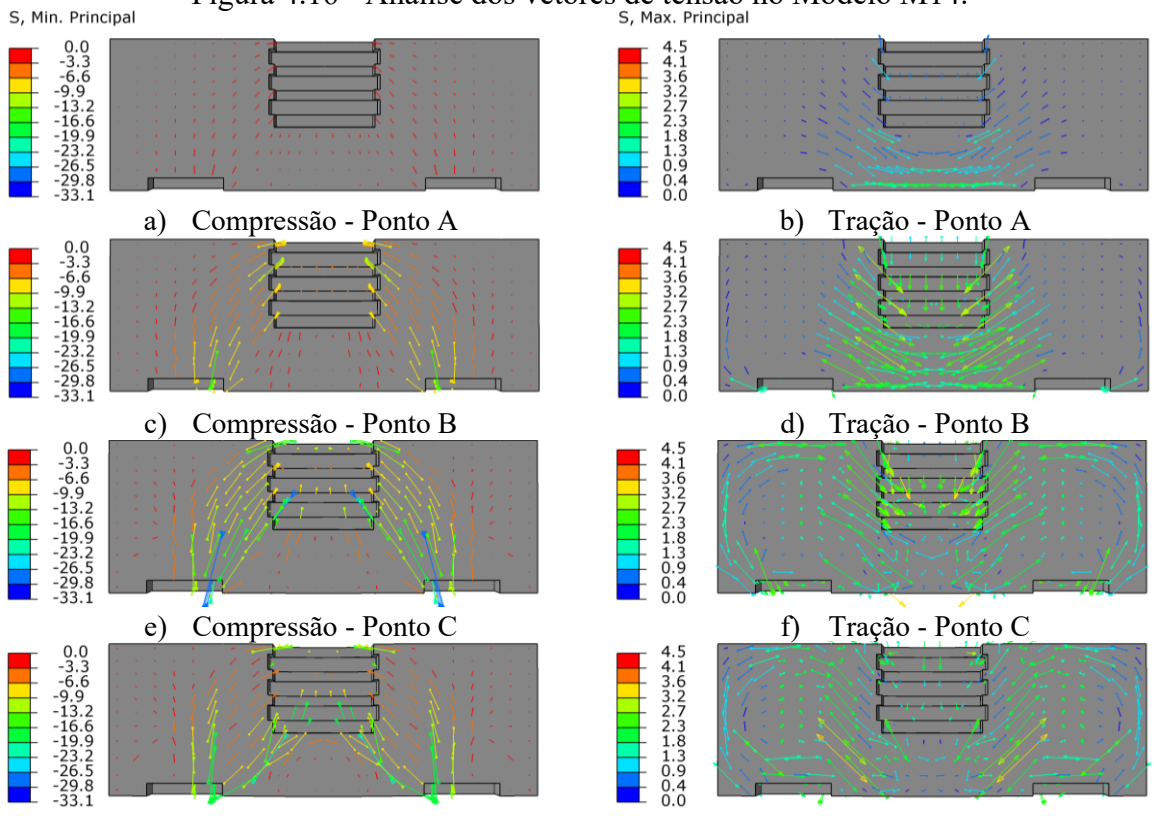
Figura 4.15 – Análise dos vetores de tensão no Modelo M13.




a) Compressão - Ponto A
b) Tração - Ponto A
c) Compressão - Ponto B
d) Tração - Ponto B
e) Compressão - Ponto C
f) Tração - Ponto C
g) Compressão - Ponto D
h) Tração - Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.16 - Análise dos vetores de tensão no Modelo M14.




a) Compressão - Ponto A
b) Tração - Ponto A
c) Compressão - Ponto B
d) Tração - Ponto B
e) Compressão - Ponto C
f) Tração - Ponto C
g) Compressão - Ponto D
h) Tração - Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

No ponto A, observa-se o início da formação das bielas, com vetores de compressão de intensidade baixa. Já os vetores de tração, concentram-se na região inferior do bloco, na qual ocorre a primeira fissura.

No ponto B, sob cargas maiores, as bielas apresentam aumento nos valores dos vetores de compressão, tendendo a uma biela em forma de garrafa. Os vetores de tração também aumentam e evoluem para a região da biela, devido ao fenômeno de expansão das tensões de compressão na biela também observado no modelo M8.

No ponto C, no pico de carregamento, observa-se que as bielas estão sob o ápice dos níveis de tensões. A biela tem o formato de garrafa. No entanto, apresenta expansão apenas do lado mais externo do bloco. O fluxo oriundo do fundo da ligação tende a um encaminhamento direto para as estacas com angulações, variando entre 52° e 61° e média de 56°.

Esse fenômeno pode ter ocorrido pela fissuração da região inferior do bloco. As Figuras 4.15f e 4.16f mostram que as tensões de tração estão concentradas na região superior da biela, indicando que a região inferior está fissurada e o concreto não resiste mais às tensões de trações, as quais são absorvidas pelas armaduras.

Quanto à angulação dos vetores de compressão na região da ligação, há uma grande variação devido à expansão da biela (17° a 53°), com uma média de 41°. A região de pescoço no encontro com a estaca também tem uma grande variação de ângulos (56° a 92°), com uma média de 71°. Já a região mais central da biela tem uma variação menor (45° a 65°), com uma média de 57°.

Dessa forma, assim como no modelo M8, observa-se uma tendência de maiores ângulos nas bielas do que o ângulo de 49,2° previsto no modelo analítico de Blévot e Frémy (1967). Novamente, o fluxo de tensões de compressão no bloco tende a se iniciar na face do pilar com encaminhamento para um ponto diferente do centro da estaca, mais próximo da sua face interna.

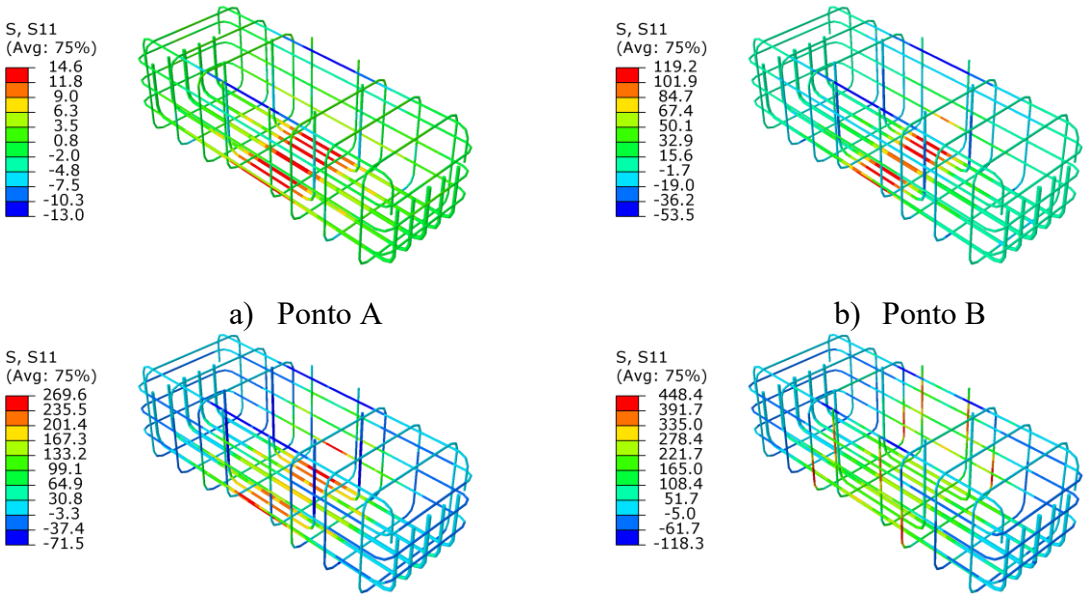
Quanto à angulação dos vetores de tração na região da ligação, a variação ocorre entre 35° e 72°, com uma média de 49°. É importante salientar que a grande variação se dá por ângulos com valores altos no topo da ligação e ângulos menores na região inferior da ligação. Na região central a variação é menos pronunciada, variando entre 41° e 45°, com média de 44°.

No ponto D, após a ruptura, as Figuras 4.15g e 4.16g mostram que o mecanismo de transferência por bielas já está comprometido, uma vez que a região da ligação se encontra danificada. A carga tende a ir diretamente do fundo do cálice para as estacas.

### 4.2.5 Análise de tensões nas armaduras

Em ambos os modelos, o comportamento das armaduras foi semelhante, não ocorrendo o escoamento dos tirantes principais. As Figuras 4.17 e 4.18 mostram as tensões desenvolvidas nas armaduras ao longo dos pontos de análise A, B, C e D para os modelos M13 e M14, respectivamente.

Figura 4.17 – Análise de tensões nas armaduras do modelo M13.

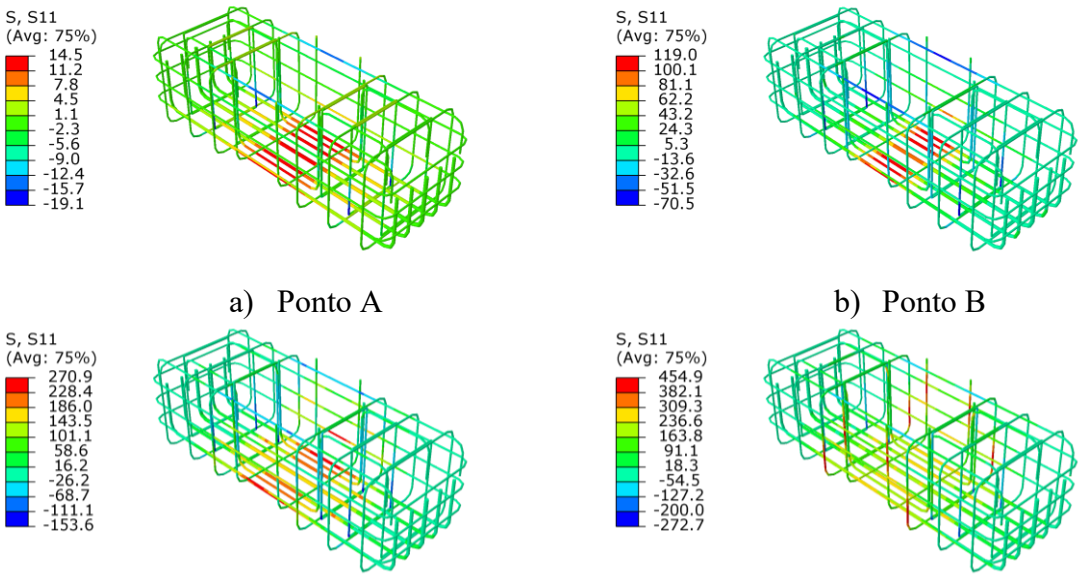



a) Ponto A b) Ponto B

c) Ponto C d) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.18 - Análise de tensões nas armaduras do modelo M14.




a) Ponto A b) Ponto B

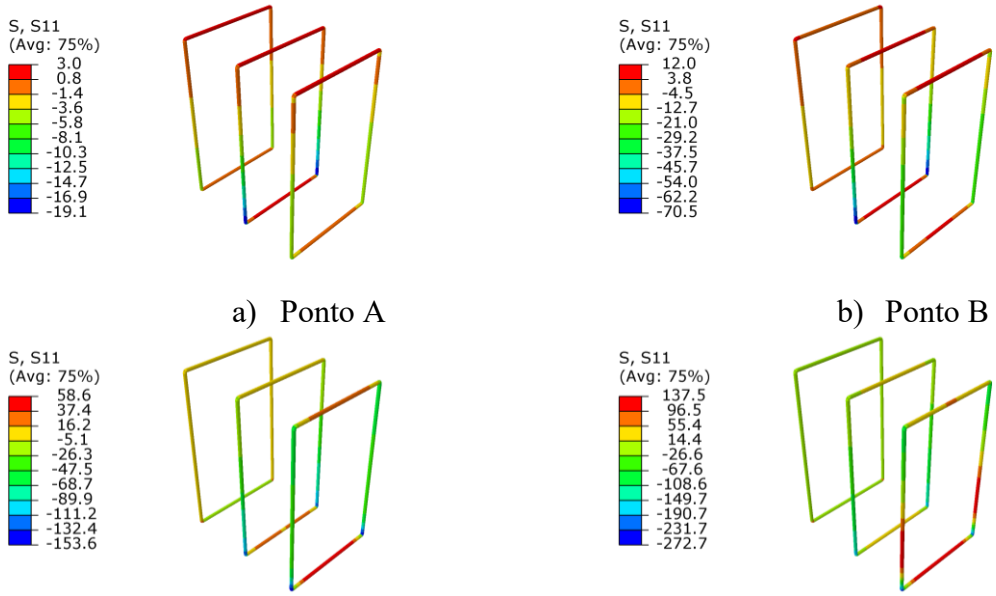
c) Ponto C d) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se que as armaduras mais solicitadas encontram-se nas proximidades da região do cálice. As outras regiões trabalham, basicamente, a compressão ou a tensões de tração de baixa intensidade.

Já as tensões desenvolvidas na armadura complementar do modelos M14 é apresentada na Figura 4.19.

Figura 4.19 – Análise de tensões na armadura complementar do modelo M14.




a) Ponto A b) Ponto B

c) Ponto C d) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se que os trechos verticais da armadura complementar são solicitados à compressão até o pico de carregamento (Ponto C). Após esse estágio, apenas algumas partes são solicitadas à tração de baixa intensidade.

Os trechos horizontais, no entanto, são solicitados à tração desde o início da simulação. Ao longo dos estágios de carregamento, as tensões evoluem, mas as intensidades são baixas, chegando ao máximo de apenas 20% da tensão de escoamento no Ponto D, pós ruína.

Além disso, é importante salientar que a armadura mais solicitada foi a mais próxima da ligação. Já a armadura mais distante da ligação, mais próxima da estaca, é pouco solicitada.

Dessa forma, conclui-se que a armadura complementar não foi eficiente em promover a suspensão da carga que chega ao fundo do bloco. De tal forma, que não proporcionou aumento na capacidade de carga do bloco, apresentando, inclusive, um valor ligeiramente menor.

Após analisar as tensões nas armaduras complementares, aliadas ao fato de que a capacidade de carga do Modelo M14 é ligeiramente menor que o modelo M13, sugere-se que

a armadura complementar atua, na verdade, transferindo forças de compressão para a região inferior do bloco, a qual já é uma região de altas concentrações de tensões e fissuração. Esse comportamento será mais bem investigado no capítulo 5.

## 4.3 Novos modelos numéricos M13_x e M14_x

Ao longo da pesquisa, foram testadas diferentes condições para os modelos numéricos em busca de um modelo que apresentasse uma rigidez mais coerente com os modelos experimentais de Barros (2013).

Ao final da pesquisa, ao se variar as condições de contorno na base das estacas, liberando os graus de liberdade de translação e rotação nos apoios no eixo x (eixo longitudinal do bloco), conseguiu-se chegar a um modelo com rigidez mais próxima dos modelos experimentais. Esses modelos serão apresentados nessa seção e foram denominados de M13_x e M14_x.

Ao mudar as condições de contorno, foi necessário recalibrar os modelos quanto ao ângulo de dilatância. Os demais parâmetros de plasticidade permaneceram iguais, uma vez que são pouco influentes nos modelos como foi mostrado na análise de sensibilidade do capítulo 3. O parâmetro de viscosidade também foi mantido constante. A Tabela 4.1 mostra os valores utilizados.

Tabela 4.1 – Parâmetros de plasticidade dos modelos M13_x e M14_x.

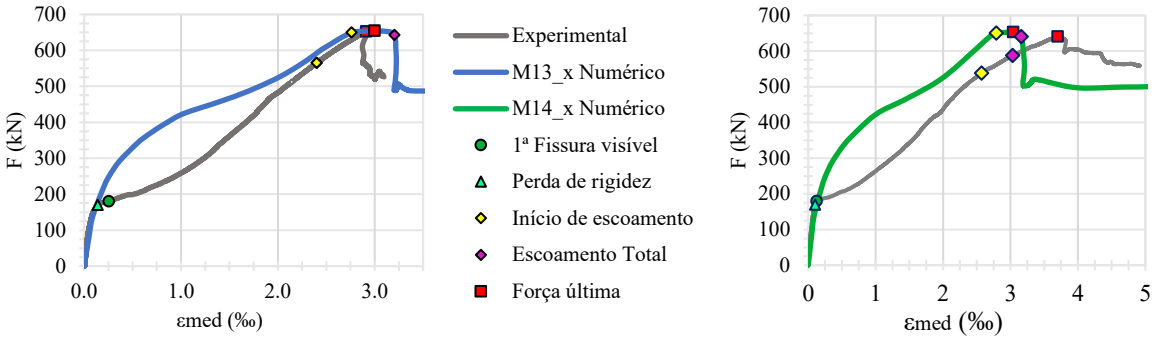
| **ψ** | **e** | **$f_{b0}/f_{c0}$** | **K** | **μ** |
|---|---|---|---|---|
| 32° | 0.1 | 1.16 | 0.667 | 0.001 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 4.3.1 Curva força versus deformação

Os modelos numéricos M13_x e M14_x apresentaram comportamento de bloco rígido com boa correspondência com a capacidade de carga dos respectivos modelos experimentais. O M13_x apresentou 654 kN de força última, apenas 0,3% a mais que o valor experimental. Já o modelo M14_x dispôs de uma força última de 653 kN, 1,8% a mais que o valor experimental. A seguir o Gráfico 4.7 ilustra as curvas força por deformação média nos centros dos tirantes principais dos modelos numéricos em comparação com os respectivos modelos experimentais.

Gráfico 4.7 - Força-deformação média nas armaduras principais dos modelos M13_x e M14_x.



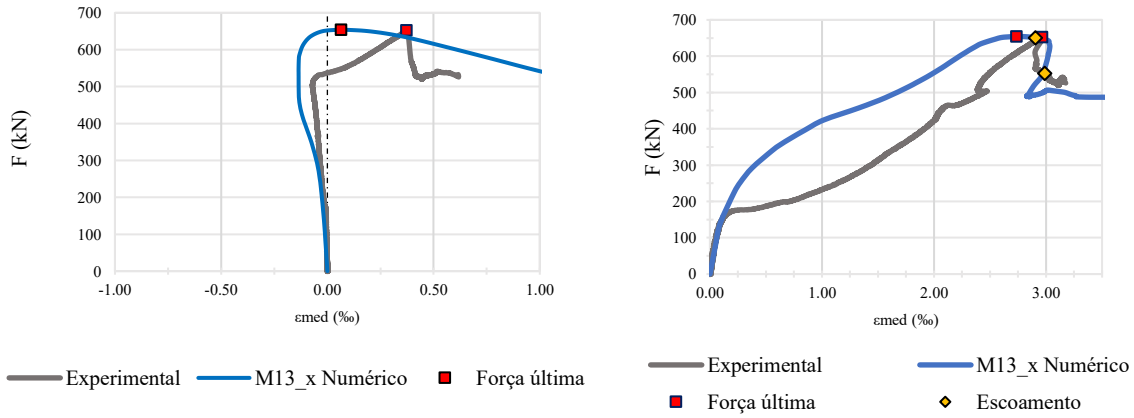

a) M13_x b) M14_x

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Os modelos M13_x e M14_x, assim como os modelos numéricos M13 e M14 da seção anterior, apresentaram curvas praticamente idênticas entre si. Quanto aos pontos de perda de rigidez e primeira fissura, os pontos são praticamente coincidentes em comparação com os respectivos modelos experimentais. Observa-se que os modelos numéricos continuam mais rígidos que os modelos experimentais, mas houve uma diminuição de rigidez significativa com a mudança nas condições dos apoios das estacas. Dessa forma, nota-se que os novos modelos numéricos apresentaram escoamento dos tirantes principais.

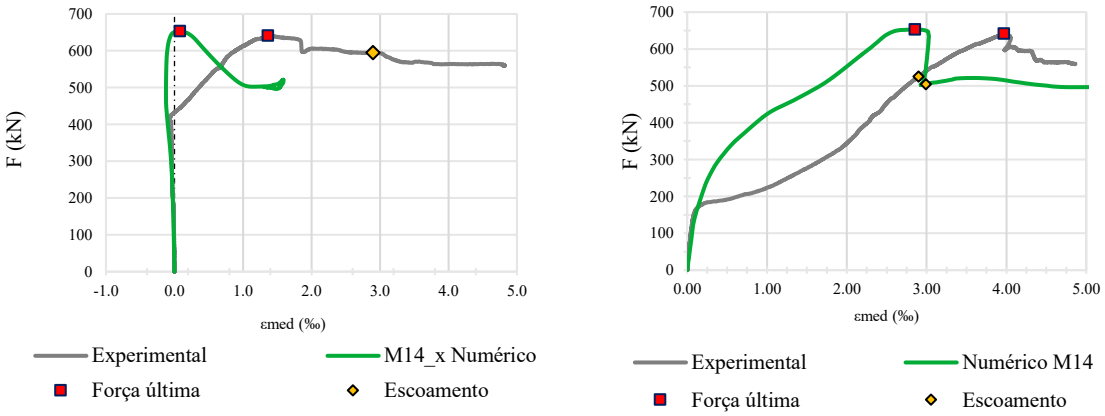
Outra forma de analisar a compatibilidade dos novos modelos é por meio dos extensômetros 20 e 21, colocados nas armaduras horizontal e vertical do cálice, respectivamente, conforme a Figura 4.6. Os Gráfico 4.8 e 4.9 apresentam as curvas força *versus* deformação dos modelos M13_x e M14_x em comparação com os correspondentes modelos experimentais.

Gráfico 4.8 - Curvas força *versus* deformação dos extensômetros do cálice do modelo M13_x.




a) Extensômetro 21 – M13 b) Extensômetro 20 – M13

Gráfico 4.9 - Curvas força *versus* deformação dos extensômetros do cálice do modelo M14_x




a) Extensômetro 21 – M14 b) Extensômetro 20 – M14

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

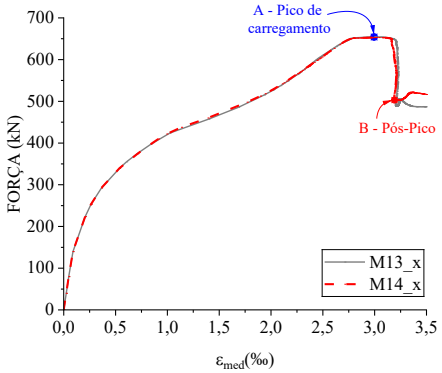
Ambos os modelos M13_x e M14_x conseguiram captar o efeito de inversão de esforços de compressão para tração que ocorre na armadura vertical do cálice (Ver Gráficos 4.8a e 4.9a), embora os pontos de inversão sejam diferentes dos pontos dos modelos experimentais.

Quanto a armadura horizontal, observa-se boa compatibilidade entre os modelos numéricos e experimentais. Os Gráficos 4.8b e 4.9b mostram que essas armaduras têm um comportamento semelhante ao dos tirantes principais, chegando inclusive a escoar.

### 4.3.2 Modo de ruptura

O modo de ruína dos modelos M13_x e M14_x foram coerentes com aqueles observados nos ensaios de Barros (2013). O Gráfico 4.10 mostra os pontos de análise para o modo de ruína ilustrado nas Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 e para o panorama de fissuração mostrado nas Figuras 4.24 e 4.25.

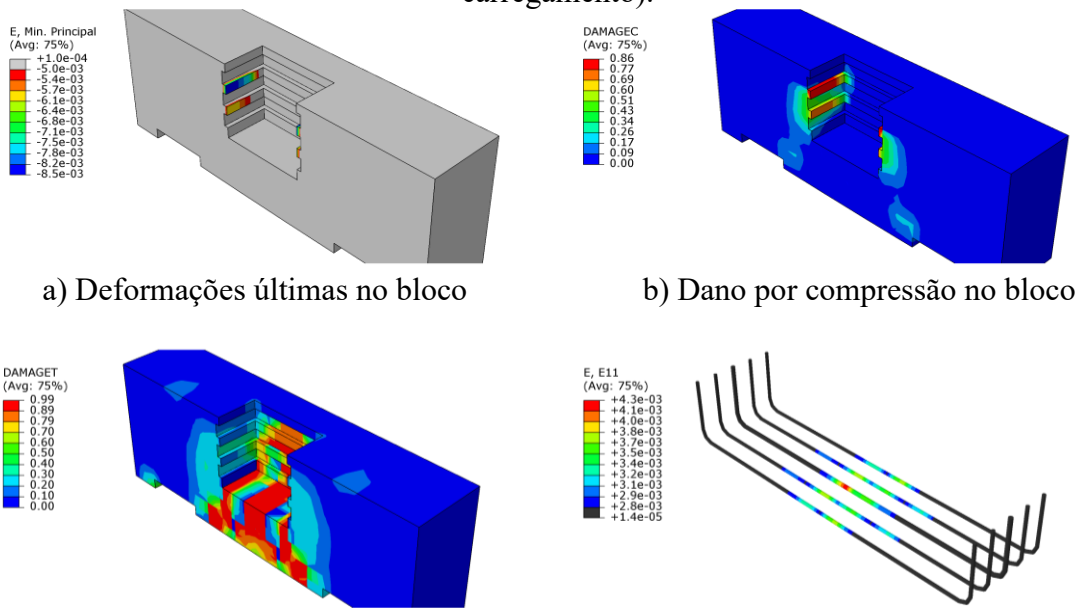
Gráfico 4.10 – Pontos de análise.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

A ruptura ocorreu por escoamento dos tirantes principais, logo após, há a ruptura do concreto nas chaves de cisalhamento dos blocos, caracterizada por deformações maiores que 5‰ (Ver Figura 4.20). Dessa forma, o concreto da biela na região da ligação vai se degradando completamente no regime pós-pico, juntamente com a evolução da fissuração na região inferior central do bloco (Ver Figura 4.21).

Figura 4.20 – Modo de ruptura dos modelos M13_x e M14_x (Ponto A – Pico de carregamento).




a) Deformações últimas no bloco

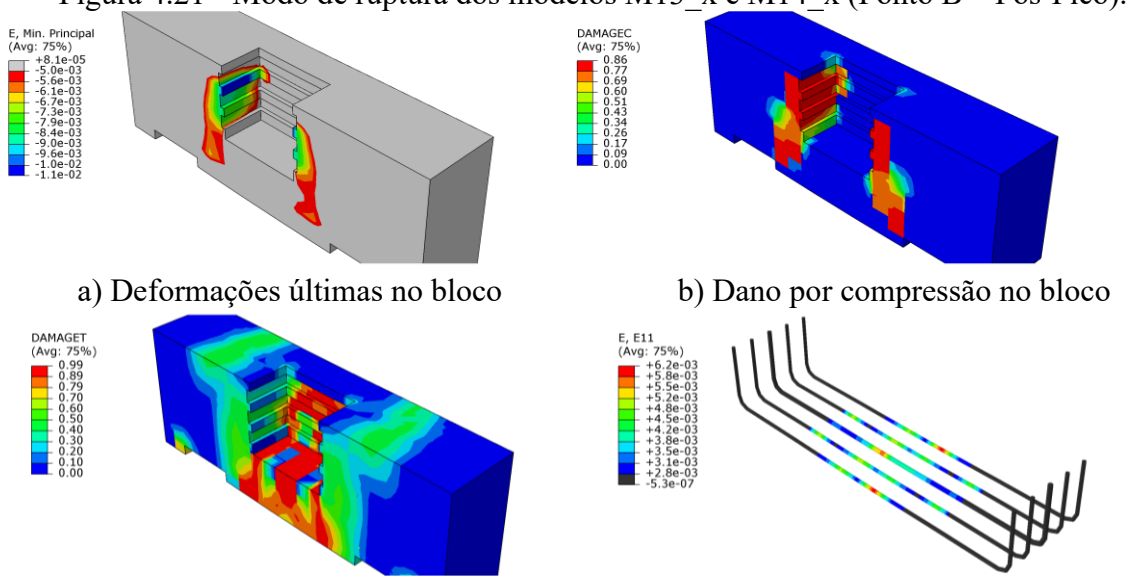
b) Dano por compressão no bloco

c) Dano por tração no bloco

d) Escoamento dos tirantes principais

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.21 - Modo de ruptura dos modelos M13_x e M14_x (Ponto B – Pós-Pico).




a) Deformações últimas no bloco

b) Dano por compressão no bloco

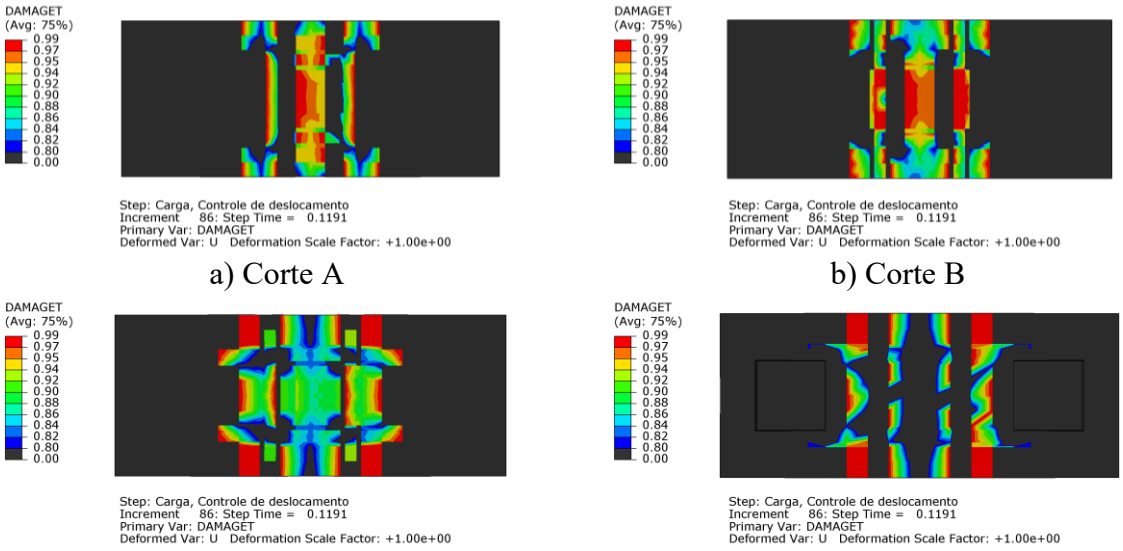
c) Dano por tração no bloco

d) Escoamento dos tirantes principais

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Quanto a tendência de puncionamento, as Figuras 4.22 e 4.23 mostram os cortes da Figura 4.9, no pico de carregamento, dos modelos M13_x e M14_x, respectivamente. É possível notar que, já no pico de carregamento, a região central inferior se encontra bastante fissurada em comparação aos modelos numéricos M13 e M14. Isso acontece porque a diminuição da rigidez dos modelos M13_x e M14_x ocorre, justamente, pela liberação do movimento nos apoios das estacas na direção longitudinal do bloco. Assim, os modelos deformam mais e, consequentemente, apresentam uma maior fissuração.

Figura 4.22 – Tendência de puncionamento do modelo M13_x no pico de carregamento.

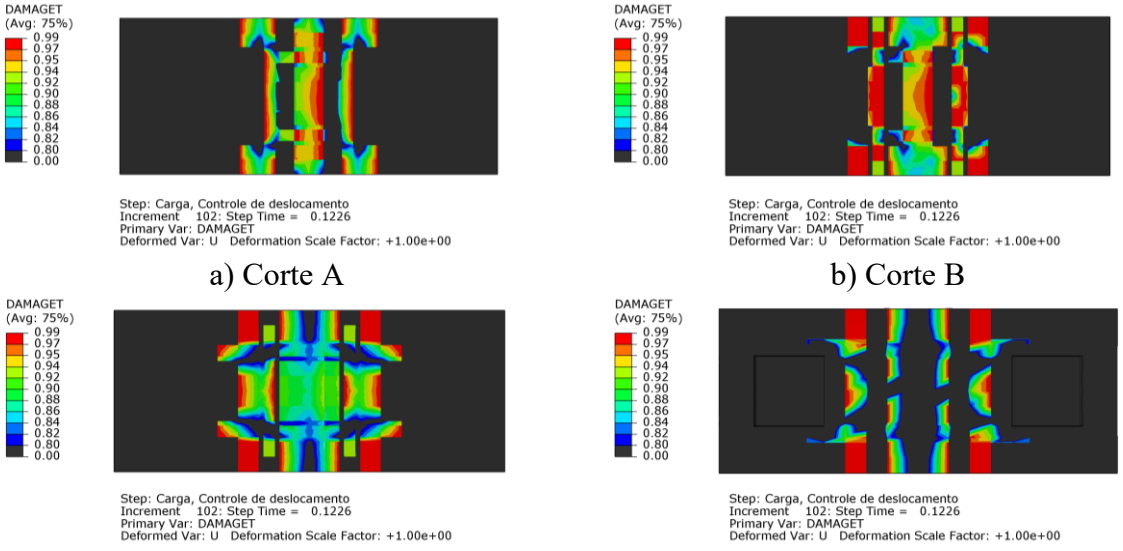



a) Corte A b) Corte B

c) Corte C d) Corte D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.23 - Tendência de puncionamento do modelo M14_x no pico de carregamento.




a) Corte A b) Corte B

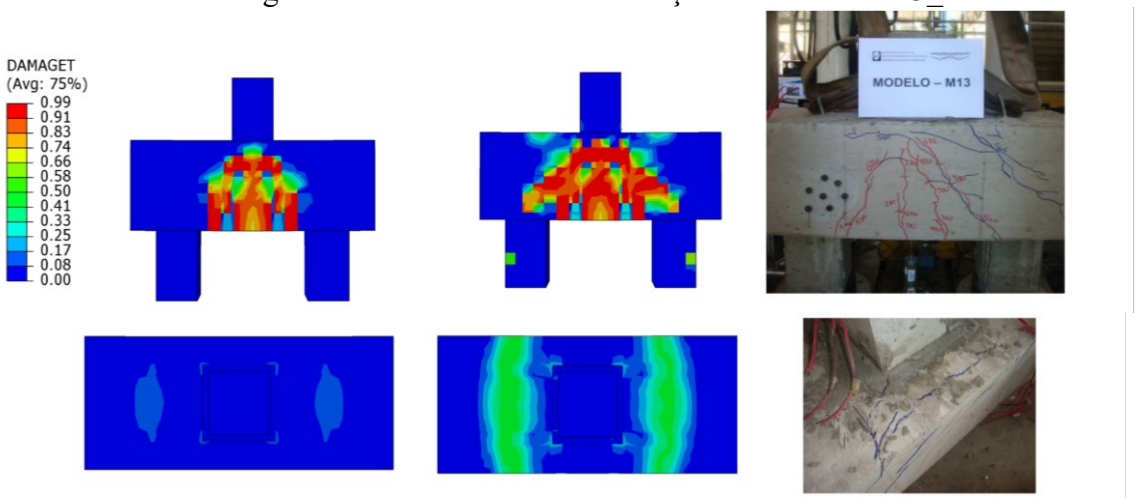
c) Corte C d) Corte D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 4.3.3 Panorama de fissuração

O panorama de fissuração dos novos modelos M13_x e M14_x apresentaram compatibilidade com os modelos experimentais (Ver Figuras 4.24 e 4.25).

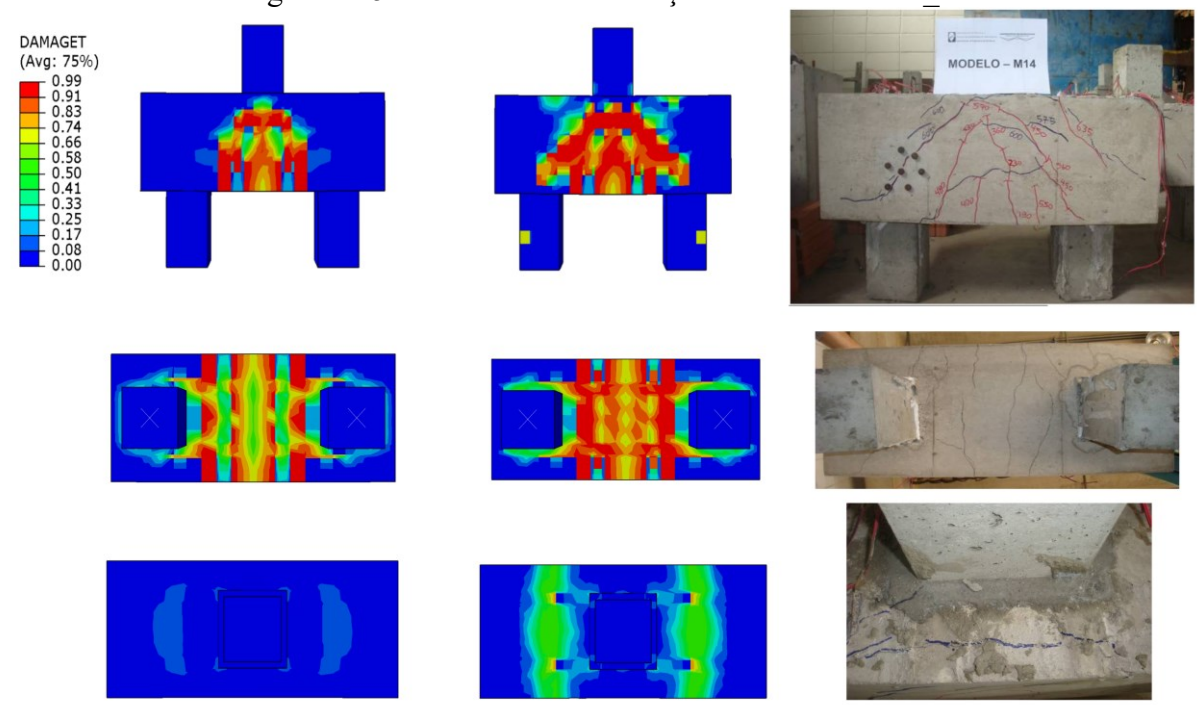
Figura 4.24 - Panorama de fissuração do modelo M13_x.




a) Na força de pico – Ponto A b) Pós-Pico – Ponto B c) Experimental (Barros, 2013)

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.25- Panorama de fissuração do modelo M14_x.




a) Na força de pico – Ponto A b) Pós-Pico – Ponto B c) Experimental (Barros, 2013)

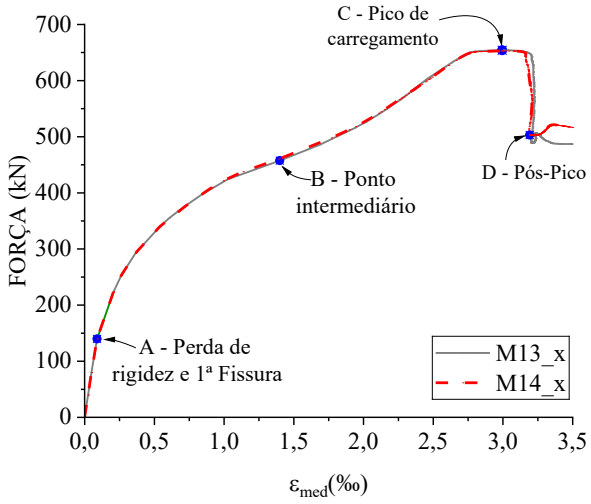
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se um padrão semelhante entre os modelos M13_x e M14_x com uma intensa fissuração na região central inferior dos blocos que se estendem para a região frontal. O panorama também apresenta fissuras diagonais, paralelas às bielas comprimidas, as quais indicam tração diagonal devido à expansão do fluxo de tensões de compressão (Bielas em formato de garrafa). Além disso, há fissuras na região superior do bloco oriundas no vértice do pilar que chegam a atravessar o graute.

### 4.3.4 Fluxo de tensões no bloco – Bielas de compressão

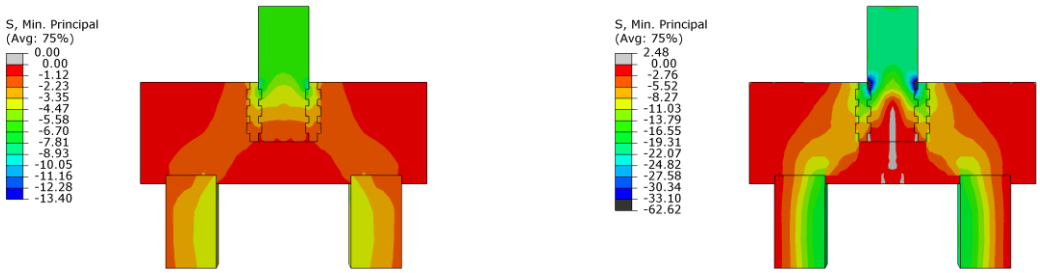
Para analisar o fluxo de tensões no bloco e as tensões nas armaduras, foram definidos quatro pontos nas curvas força *versus* média das deformações no centro dos tirantes dos modelos M13_x e M14_x, ilustrados no Gráfico 4.11.

Gráfico 4.11 – Pontos de análise para o fluxo de tensões e tensões nas armaduras.

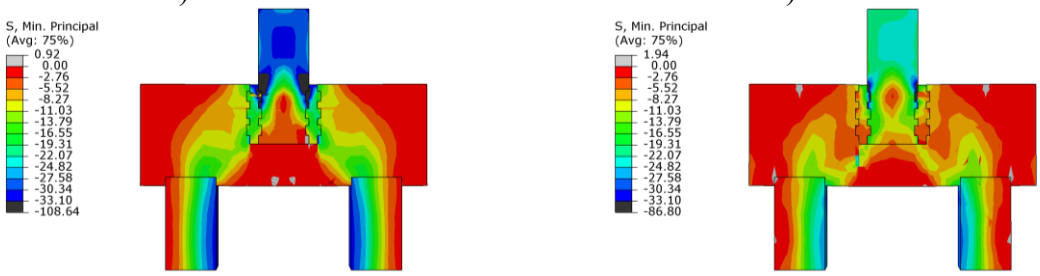



Os pontos seguem os mesmos critérios da seção 4.2.4: o ponto A é o ponto de aparecimento da primeira fissura/perda de rigidez; o ponto B é um ponto intermediário entre o pico de carregamento e o ponto A; o ponto C é relativo ao pico de carregamento; por fim, o ponto D está na região pós-pico. Os pontos são coincidentes a ambos os modelos M13_x e M14_x. As Figuras 4.26 e 4.27 mostram as bielas de compressão nos quatro pontos de análise dos modelos M13_x e M14_x, respectivamente.

Figura 4.26 - Bielas de compressão dos modelos M13_x.



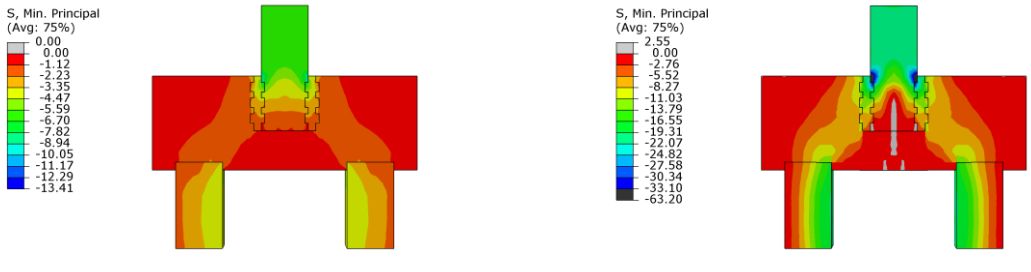

a) Ponto A b) Ponto B



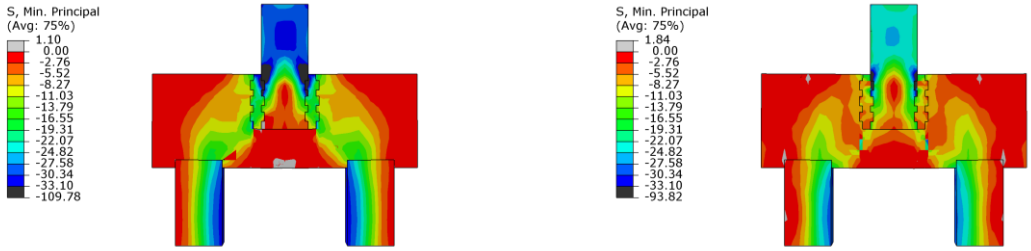

a) Ponto C b) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.27 - Bielas de compressão dos modelos M14_x.




a) Ponto A b) Ponto B




e) Ponto C f) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

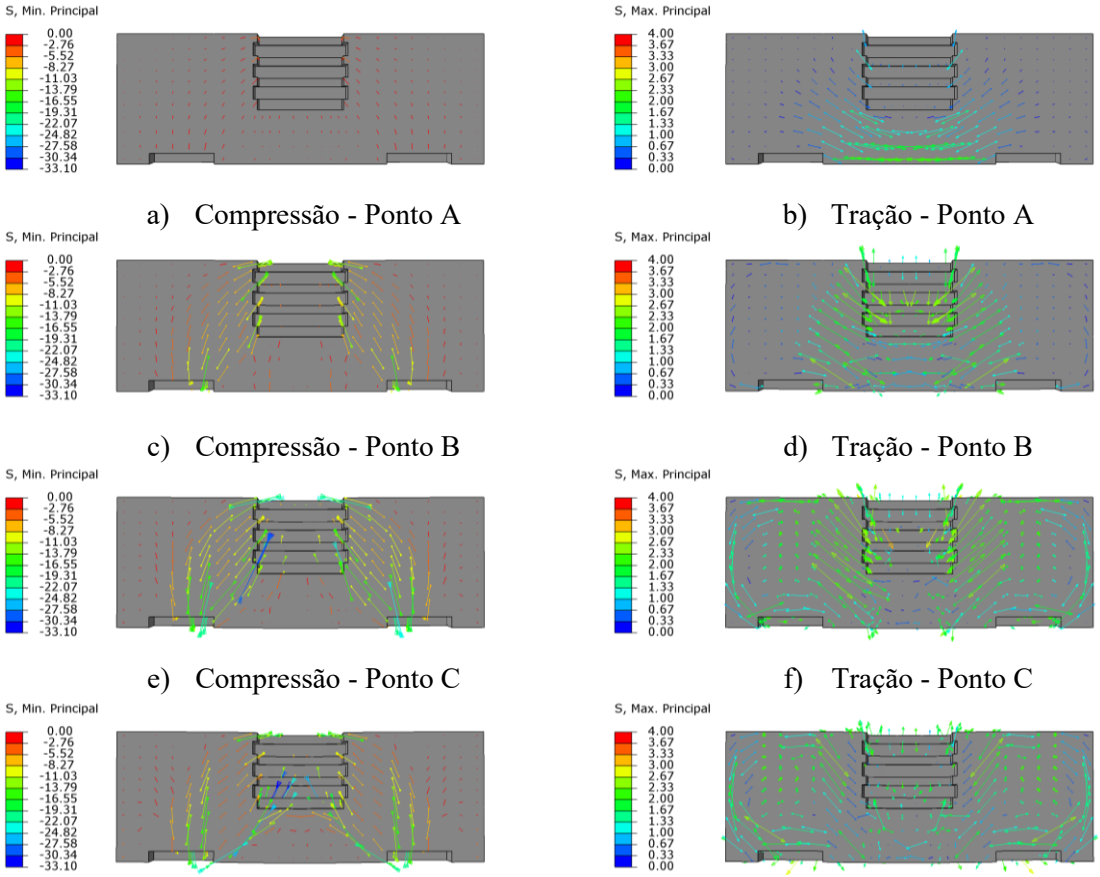
As Figuras 4.26 e 4.27 mostram que os modelos M13_x e M14_x são muito semelhantes em termos de fluxo de tensões de compressão. O mecanismo de transferência de carga predominante é de bielas de compressão, correspondente ao comportamento de bloco rígido.

No ponto A, as bielas começam a se formar com baixo nível de carga desde a região superior do bloco. O nível de tensões vai aumentando ao longo da simulação até chegar ao máximo que ocorre no pico de carregamento (Ponto C). Observa-se, já no pico de carregamento, que o fluxo de tensões tende a se formar numa região mais abaixo na ligação, uma vez que se inicia a degradação das chaves de cisalhamento e, consequentemente, do mecanismo de transferência de carga da ligação. No ponto D, nota-se a ruína total da ligação e o fim do mecanismo de transferência por bielas de compressão.

### 4.3.5 Fluxo de tensões no bloco - Análise dos vetores de tensão

O fluxo de tensões principais dos modelos M13_x e M14_x seguiu o mesmo padrão observado nos modelos numéricos M13 e M14. As Figuras 4.28 e 4.29 mostram o fluxo das tensões principais de compressão e tração dos modelos M13_x e M14_x, respectivamente.

Figura 4.28 - Análise dos vetores de tensão no Modelo M13_x.




a) Compressão - Ponto A

b) Tração - Ponto A

c) Compressão - Ponto B

d) Tração - Ponto B

e) Compressão - Ponto C

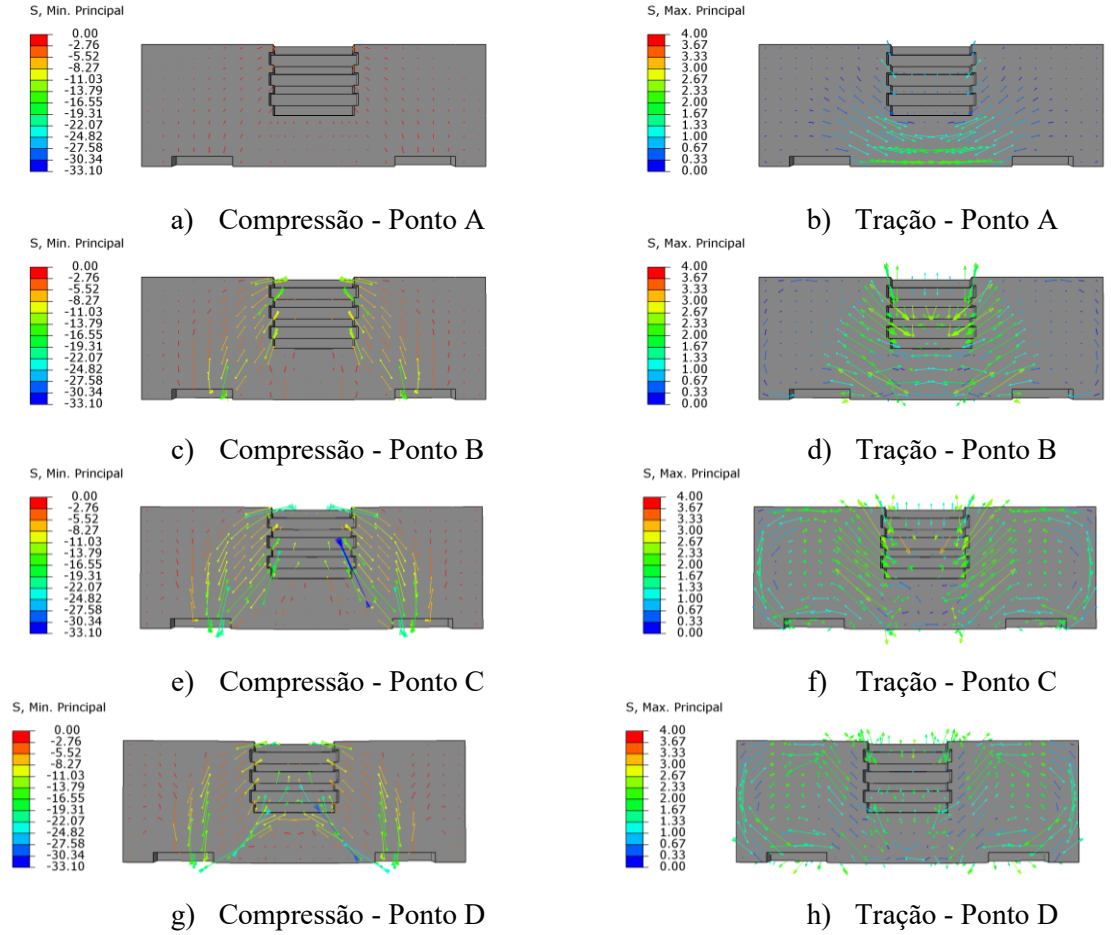
f) Tração - Ponto C

g) Compressão - Ponto D

h) Tração - Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.29 - Análise dos vetores de tensão no Modelo M14_x.




a) Compressão - Ponto A

b) Tração - Ponto A

c) Compressão - Ponto B

d) Tração - Ponto B

e) Compressão - Ponto C

f) Tração - Ponto C

g) Compressão - Ponto D

h) Tração - Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Pode-se observar que os modelos possuem comportamento praticamente idênticos. No ponto A, nota-se o início da formação das bielas com o fluxo de tensões de compressão; e tensões de tração na região inferior do bloco, onde se forma a primeira fissura.

No ponto B, ocorre o aumento no nível de tensões e é possível visualizar o formato das bielas mais definido; surgem tensões de tração diagonais na região da ligação devido à expansão do fluxo de compressão nas bielas.

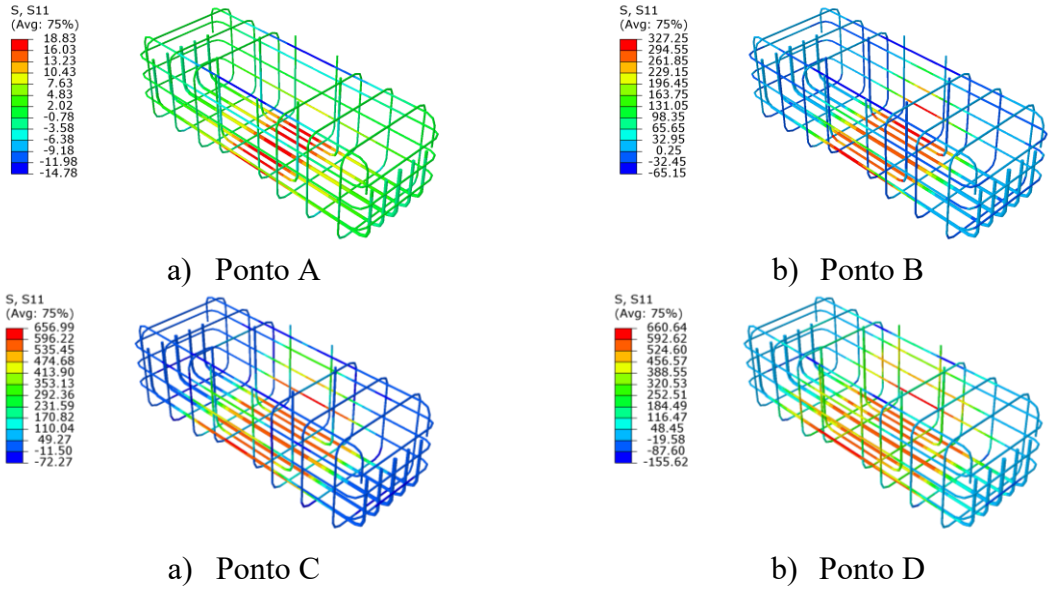
No ponto C, pico de carregamento, as bielas estão sob o maior nível de carga; e há uma diminuição dos vetores de tração na região inferior do bloco, indicando que a região já está fissurada.

No ponto D, pós-pico e pós-ruína, observa-se a degradação da biela com a tendência de a carga migrar a partir do fundo do cálice para as estacas; além disso, nota-se que o bloco está sob um alto nível de fissuração na região inferior e na ligação, com a diminuição dos vetores de tração.

### 4.3.6 Análise de tensões nas armaduras

Ambos os modelos apresentaram comportamento semelhante. Houve o escoamento dos tirantes principais, sendo as armaduras nas proximidades do cálice as mais solicitadas à tração. As Figuras 4.30 e 4.31 mostram as armaduras nos quatro pontos de análise dos modelos M13_x e M14_x, respectivamente.

Figura 4.30 - Análise de tensões nas armaduras do modelo M13_x.

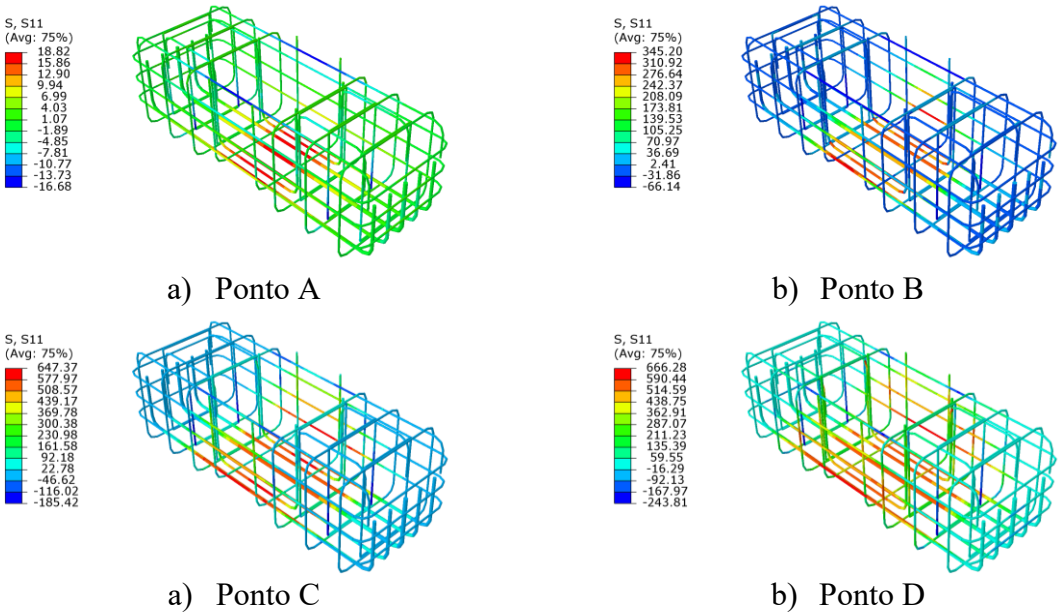



a) Ponto A b) Ponto B

a) Ponto C b) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 4.31 - Análise de tensões nas armaduras do modelo M14_x.




a) Ponto A b) Ponto B

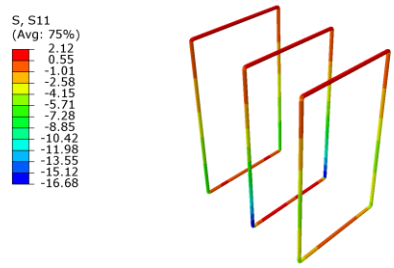
a) Ponto C b) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

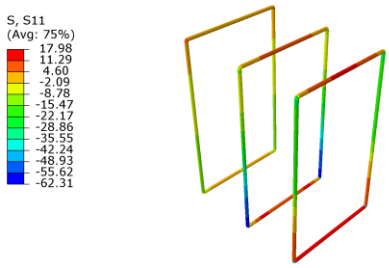
Quanto às armaduras complementares do modelo M14_x, observa-se na Figura 4.32 um comportamento semelhante com o modelo numérico M14. No regime pré-pico, os trechos verticais são solicitados à compressão com apenas pequenos trechos solicitados à tração de baixa intensidade; já os trechos horizontais são solicitados à tração de baixa intensidade.

No pós-pico, os trechos verticais começam a ser solicitados à tração, mas não chegam a escoar. Observa-se também, o mesmo padrão do modelo numérico M14, no qual as armaduras mais afastadas do cálice são pouco solicitadas.

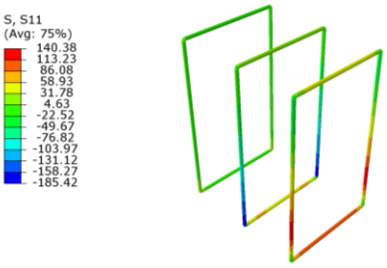
Figura 4.32 - Análise de tensões na armadura complementar do modelo M14_x.



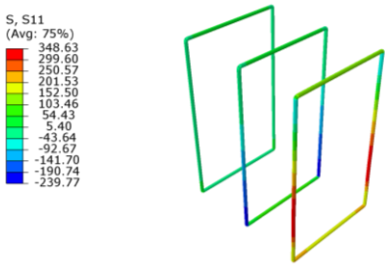

a) Ponto A




b) Ponto B




a) Ponto C




b) Ponto D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

## 4.4 Conclusões

Os modelos M13_x e M14_x mostraram uma maior compatibilidade com os modelos experimentais de Barros (2013) em termos de rigidez e modo de ruptura. No entanto, eles foram desenvolvidos após a realização das análises paramétricas, nas quais foram adotados os modelos numéricos M13 e M14.

O objetivo das análises paramétricas foi verificar a influência das armaduras complementares no comportamento estrutural dos blocos. Uma vez que os modelos numéricos M14_x e M14 apresentaram o mesmo comportamento quanto às armaduras complementares, os resultados das análises paramétricas possuem validade e relevância científica, indicando tendências de comportamento que serão mostrados no capítulo 5 a seguir.

# 5 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Neste capítulo, são feitas análises paramétricas com respeito à variação das armaduras complementares, incluindo, também, diferentes resistências à compressão nos blocos. As análises são divididas em duas partes: a primeira visa investigar o funcionamento das armaduras complementares originais, propostas por Barros (2013), diante da variação da área de aço e disposição no bloco; a segunda teve como objetivo analisar novas configurações de armaduras complementares, com variação da angulação e disposição das armaduras.

## 5.1 Variação da armadura complementar

Para analisar a influência da armadura complementar no bloco, foram feitas simulações, variando a área de aço e a disposição no bloco. O intuito desta análise foi mensurar se essas armaduras poderiam contribuir para o reforço da estrutura. Nesta etapa da pesquisa, foram simulados modelos com aumento da taxa de armadura que se deu de duas formas: aumento do número de barras e aumento do diâmetro. Além disso, variou-se a disposição da armadura no bloco.

Essas análises contemplaram a variação do $f_{cm}$ do bloco para 35, 40, 45 e 50 MPa. Diante do aumento do $f_{cm}$ do bloco, como mencionado no capítulo 2, foi necessário fixar o $f_{cm}$ das estacas, do pilar e do graute para um valor alto o suficiente para garantir que a ruptura se desse no bloco, que é o objeto dessa pesquisa. Assim, foi necessário fazer novas simulações para os blocos de referência M13 e M14 com as novas propriedades.

### 5.1.1 Nomenclatura dos modelos

O Quadro 5.1 mostra o nome dos modelos avaliados na primeira etapa da análise paramétrica.

Quadro 5.1 - Nomenclatura dos modelos.

| $f_{cm}$ (MPa) | Referência | | Número de Barras | | Mudança do diâmetro | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **M13** | **M14** | **MP_2xn°AC** | **MP_4xn°AC** | **MP_Ø8_AC** | **MP_Ø10_AC** |
| 35 | M13_35 | M14_35 | MP_35_2xn°AC | MP_35_4xn°AC | MP_35_Ø8AC | MP_35_Ø10AC |
| 40 | M13_40 | M14_40 | MP_40_2xn°AC | MP_40_4xn°AC | MP_40_Ø8AC | MP_40_Ø10AC |
| 45 | M13_45 | M14_45 | MP_45_2xn°AC | MP_45_4xn°AC | MP_45_Ø8AC | MP_45_Ø10AC |
| 50 | M13_50 | M14_50 | MP_50_2xn°AC | MP_50_4xn°AC | MP_50_Ø8AC | MP_50_Ø10AC |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

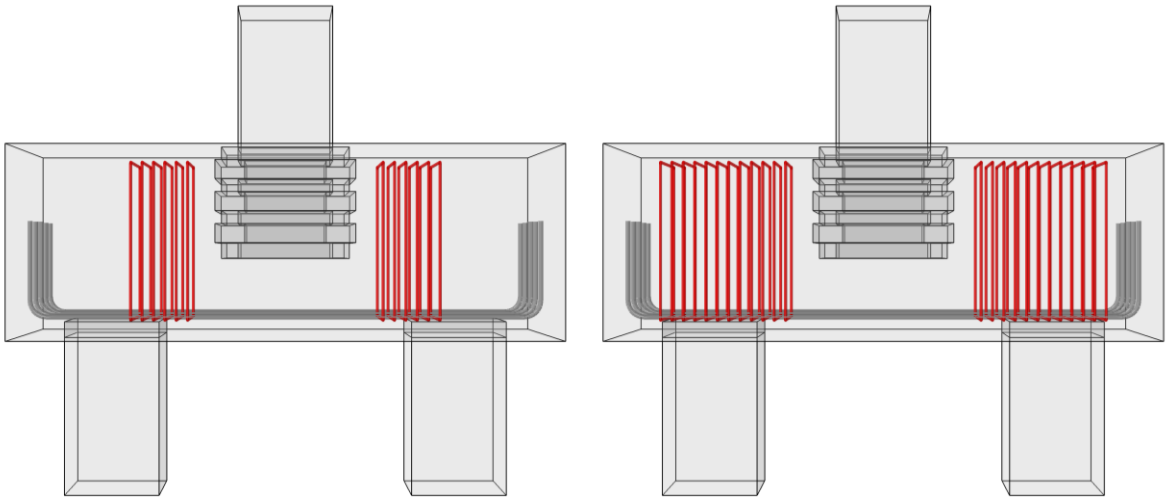
A nomenclatura dos modelos se deu a partir do nome de origem seguido do valor da resistência média à compressão do bloco. Para os modelos com variação da armadura complementar, tem-se a sigla MP (Modelo Padrão), seguida do valor da resistência média à compressão do bloco. Por último tem-se a mudança feita na armadura complementar (AC).

### 5.1.2 Disposição das armaduras

Como foi mostrado no Capítulo 4, identificou-se que a armadura complementar mais solicitada estava compreendida entre a face do cálice e o centro da estaca. Dessa forma, nesta etapa foi feito um reposicionamento da armadura para essa região.

Para o caso do aumento do número de barras, o espaçamento foi mantido em 18 mm. Evidentemente, esse é um espaçamento pequeno, o qual prejudicaria o adensamento do concreto, mas é importante frisar que o bloco está em escala reduzida de 1:2. Dessa forma, o espaçamento do bloco em tamanho real resultaria em 36mm, o qual é suficiente para o uso de vibrador de 25mm com folga de 10mm. A Figura 5.1 ilustra a disposição das armaduras, na qual são mostradas apenas os tirantes principais e as armaduras complementares, as demais armaduras foram omitidas para melhor visualização.

Figura 5.1 - Modelos com aumento do número de barras.

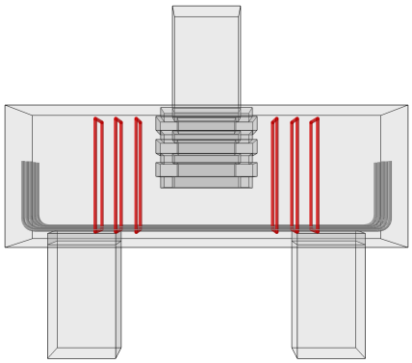


a) MP_2xn°AC b) MP_4xn°AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

No caso em que foi aumentado o diâmetro, a armadura complementar foi concentrada na região entre a face do cálice e o centro da estaca. O espaçamento resultante foi de 45mm. A Figura 5.2 ilustra a disposição da armadura.

Figura 5.2 - Modelo que contém aumento do diâmetro.



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 5.1.3 Força de pico e deformação na armadura principal

Os resultados da força de pico e a correspondente média das deformações nos tirantes principais estão compilados na Tabela 5.1. É possível observar que o aumento do $f_{cm}$ do bloco resultou em aumento expressivo da sua capacidade de carga em todos os modelos. A Tabela 5.2 mostra o aumento percentual da capacidade de carga com o aumento do $f_{cm}$ do bloco.

Tabela 5.1 – Força aplicada e deformação média dos tirantes principais no pico do carregamento.

| $f_{cm}$ (MPa) | M13 | | M14 | | MP_2xn°AC | | MP_4xn°AC | | MP_Ø8_AC | | MP_Ø10_AC | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | F (kN) | $\varepsilon_{med}$ (‰) | F (kN) | $\varepsilon_{med}$ (‰) | F (kN) | $\varepsilon_{med}$ (‰) | F (kN) | $\varepsilon_{med}$ (‰) | F (kN) | $\varepsilon_{med}$ (‰) | F (kN) | $\varepsilon_{med}$ (‰) |
| 35 | 744 | 1.32 | 739 | 1.29 | 740 | 1.27 | 738 | 1.27 | 737 | 1.25 | 737 | 1.24 |
| 40 | 802 | 1.48 | 793 | 1.45 | 792 | 1.43 | 794 | 1.43 | 791 | 1.43 | 792 | 1.43 |
| 45 | 851 | 1.69 | 848 | 1.66 | 844 | 1.6 | 844 | 1.62 | 842 | 1.61 | 847 | 1.62 |
| 50 | 888 | 1.66 | 885 | 1.63 | 880 | 1.53 | 878 | 1.55 | 880 | 1.54 | 881 | 1.53 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 5.2 – Aumento percentual da força de pico devido a variação do $f_{cm}$.

| $f_{cm}$ (MPa) | M13 | M14 | MP_2xn°AC | MP_4xn°AC | MP_Ø8_AC | MP_Ø10_AC |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Variação (%) | Variação (%) | Variação (%) | Variação (%) | Variação (%) | Variação (%) |
| 35 | Referência | Referência | Referência | Referência | Referência | Referência |
| 40 | 7.80% | 7.31% | 7.03% | 7.59% | 7.33% | 7.46% |
| 45 | 14.38% | 14.75% | 14.05% | 14.36% | 14.25% | 14.93% |
| 50 | 19.35% | 19.76% | 18.92% | 18.97% | 19.40% | 19.54% |

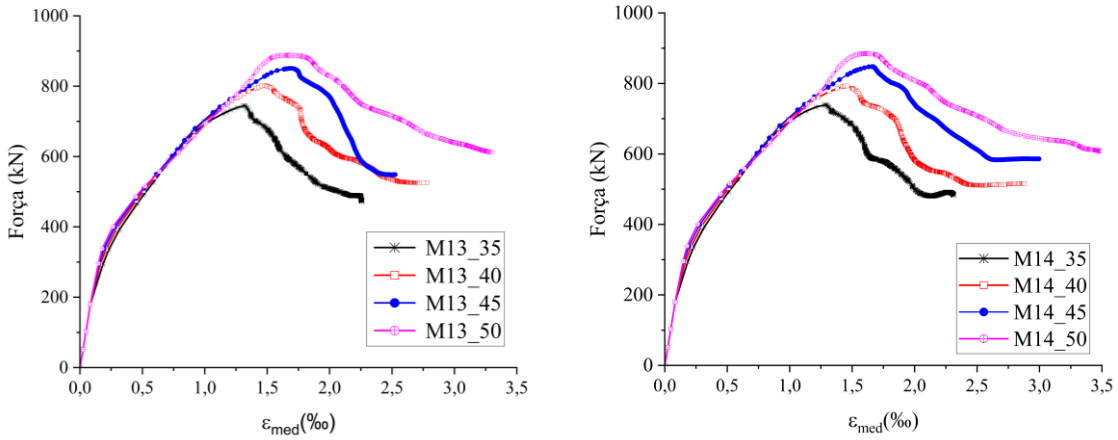
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

A maior capacidade de carga devido ao aumento do $f_{cm}$ dos blocos já era esperada, uma vez que há um aumento da resistência da biela comprimida que pode suportar cargas maiores.

Além disso, observa-se que as deformações nos tirantes principais foram maiores, uma vez que são mais solicitados diante dos níveis de cargas mais altos.

É importante frisar que os modelos com $f_{cm}$ de 50 MPa apresentaram um pequeno patamar no pico de carregamento e os valores das deformações nos tirantes que constam na Tabela 5.1 são da maior força observada durante a simulação. Porém, as deformações continuam avançando nesse patamar como pode-se observar nos exemplos do Gráfico 5.1 de força *versus* média das deformações nos tirantes principais.

Gráfico 5.1 – Exemplo de curvas Força *versus* média das deformações nos tirantes principais com aumento do $f_{cm}$ do bloco.




a) Variação do $f_{cm}$ para o modelo M13. b) Variação do $f_{cm}$ para o modelo M14.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Quanto à comparação dos modelos com mesmo $f_{cm}$ e diferentes arranjos e taxas de armaduras, a Tabela 5.3 evidencia que a diferença percentual ($\Delta p$) entre os resultados foi irrelevante, com valores muito próximos, tendendo a pequenas diminuições na capacidade de carga. Essa diminuição também foi observada entre os modelos M13 e M14 na fase de validação dos modelos numéricos, no capítulo 4.

Tabela 5.3 – Diferenças na capacidade de carga dos blocos com relação ao bloco M13 de referência.

| $f_{cm}$ (MPa) | M13 (Referência) | M14 | MP_2xn°AC | MP_4xn°AC | MP_Ø8_AC | MP_Ø10_AC |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | F (kN) | $\Delta p$ (%) | $\Delta p$ (%) | $\Delta p$ (%) | $\Delta p$ (%) | $\Delta p$ (%) |
| 35 | 744 | -0.67% | -0.54% | -0.81% | -0.94% | -0.94% |
| 40 | 802 | -1.12% | -1.25% | -1.00% | -1.37% | -1.25% |
| 45 | 851 | -0.35% | -0.82% | -0.82% | -1.06% | -0.47% |
| 50 | 888 | -0.34% | -0.90% | -1.13% | -0.90% | -0.79% |

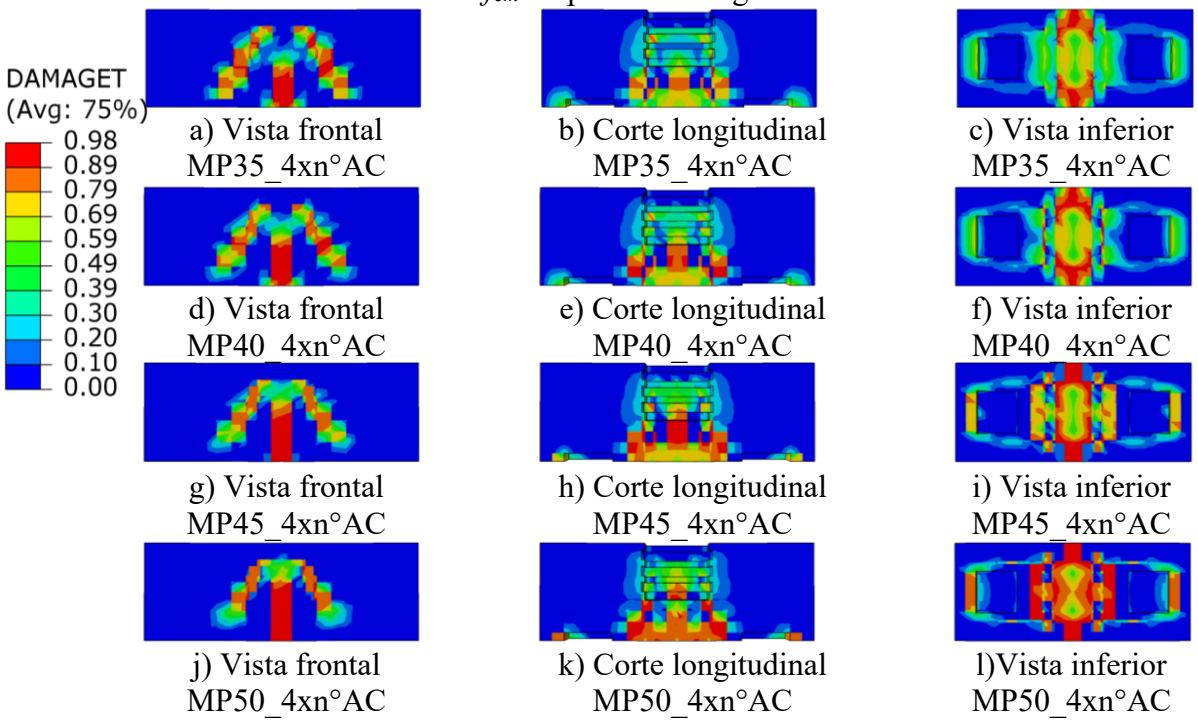
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

## 5.1.4 Fissuração

### *5.1.4.1 Impacto da mudança no valor do $f_{cm}$*

O panorama de fissuração, para modelos com o mesmo arranjo de armaduras, foi semelhante para os 4 arranjos. Dessa forma, optou-se por mostrar apenas um dos casos que é representativo de todos. A Figura 5.3 mostra o panorama de fissuração do modelo com 4 vezes o número de barras da armadura complementar no momento do pico de carregamento.

Figura 5.3 – Fissuração dos modelos com configuração de armaduras constantes e diferentes valores de $f_{cm}$ no pico de carregamento.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Na Figura 5.3, é possível observar que o panorama de fissuração é semelhante entre os modelos com diferentes $f_{cm}$ e mesmo arranjo de armaduras. Nota-se que os modelos com maior $f_{cm}$ apresentaram uma fissuração mais intensa na região central do bloco que pode ser atribuída ao maior carregamento aplicado e consequente desenvolvimento de maiores tensões de tração e evolução da abertura de fissura.

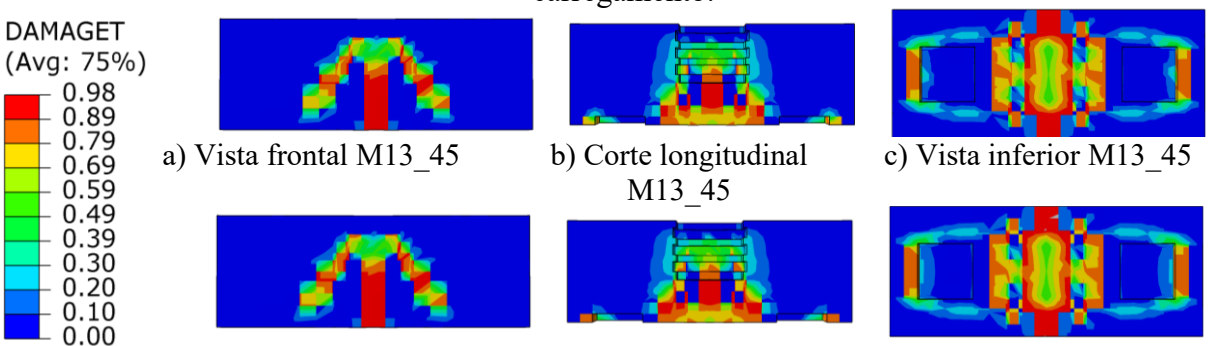
### *5.1.4.2 Impacto da variação do tipo de armação*

A análise do impacto da variação dos tipos de armação, em modelos com mesmo $f_{cm}$ com relação ao panorama de fissuração, teve o objetivo de investigar se alguma das disposições

das armaduras complementares teria efeito benéfico em termos de fissuração. Para tanto, comparou-se o estado de fissuração de cada modelo com os respectivos modelos de referências M13 e M14.

As análises resultaram no mesmo comportamento independente do $f_{cm}$ do modelo. Dessa forma, optou-se por mostrar o resultado apenas de um $f_{cm}$ que contempla todos os casos como ilustra a Figura 5.5. A Figura 5.4 mostra o panorama de fissuração dos modelos de referência M13_45 e M14_45.

Figura 5.4 – Panorama de fissuração dos modelos de referência com 45MPa no pico de carregamento.

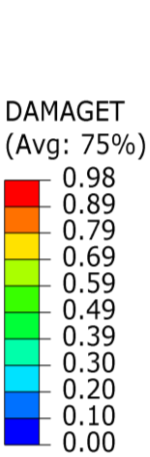



a) Vista frontal M13_45 b) Corte longitudinal M13_45 c) Vista inferior M13_45

d) Vista frontal M14_45 e) Corte longitudinal M14_45 f) Vista inferior M14_45

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.5- Panorama de fissuração de diferentes arranjos de AC (MP_45) no pico de carregamento.




a) Vista frontal MP_45_2xn°AC b) Corte longitudinal MP_45_2xn°AC c) Vista inferior MP_45_2xn°AC

d) Vista frontal MP_45_4xn°AC e) Corte longitudinal MP_45_4xn°AC f) Vista inferior MP_45_4xn°AC

g) Vista frontal MP_45_Ø8_AC h) Corte longitudinal MP_45_Ø8_AC i) Vista inferior MP_45_Ø8_AC

j) Vista frontal MP_45_Ø10_AC k) Corte longitudinal MP_45_Ø10_AC l) Vista inferior MP_45_Ø10_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Na Figura 5.5, é possível observar que o panorama de fissuração, independente da disposição da armadura complementar, é praticamente idêntico aos modelos de referência da Figura 5.4.

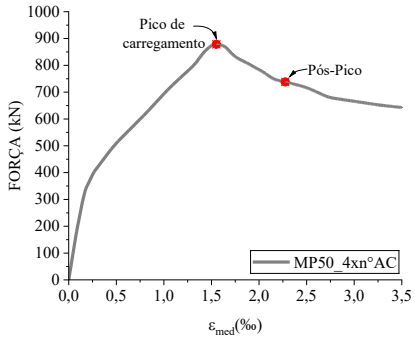
Dessa forma, é possível concluir que as armaduras complementares não apresentaram efeito significativo quanto a fissuração dos blocos, mesmo quando aumentadas em cerca de 2 ou 4 vezes a área de aço.

Embora essas armaduras estejam concentradas na região mais solicitada do bloco, atravessando algumas fissuras, elas não trabalharam à tração nessa região como será mostrado na seção 5.1.7.

### 5.1.5 Modo de ruína

Os modelos apresentaram modo de ruptura semelhantes entre si e ao apresentado no capítulo 4. A variação das armaduras complementares não exerceu influência no modo de ruptura dos blocos. Dessa forma, é suficiente apresentar o modo de ruptura de apenas um dos modelos, o qual é representativo dos demais. O Gráfico 5.2 ilustra os pontos de análise para o modo de ruptura: pico de carregamento e pós-pico, nas proximidades da ruína.

Gráfico 5.2 – Pontos de análise.

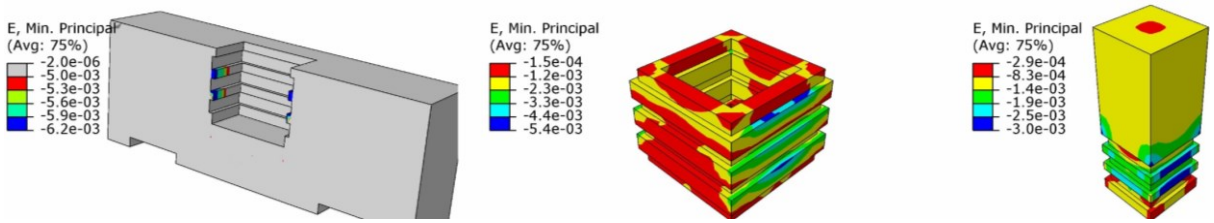



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

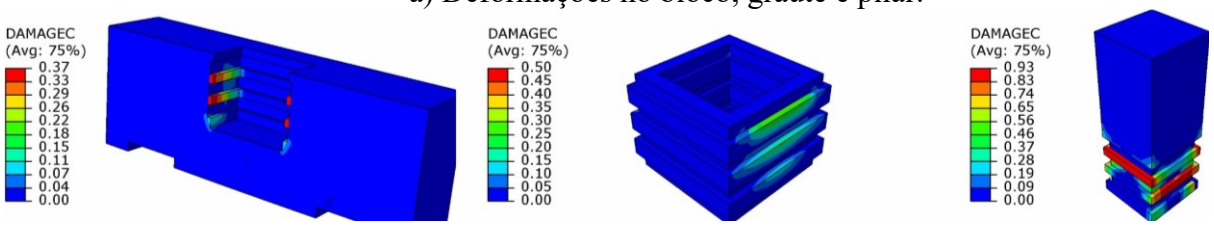
Foram identificados dois principais mecanismos de ruptura: a falha do concreto nas chaves de cisalhamento do bloco (deformações maiores que 5‰) e a evolução da fissuração na região inferior e central do bloco.

A ação conjunta desses mecanismos culmina no esmagamento da biela na região do bloco próximo à ligação, a qual é a região mais solicitada do bloco. As Figuras 5.6 e 5.7 ilustram as deformações no concreto, os danos por compressão e por tração no pico de carregamento e no pós-pico, respectivamente.

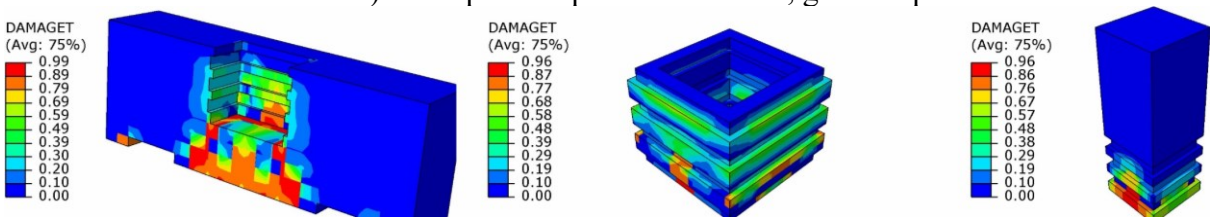
Figura 5.6 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento do modelo MP50_4xn°AC.




a) Deformações no bloco, graute e pilar.



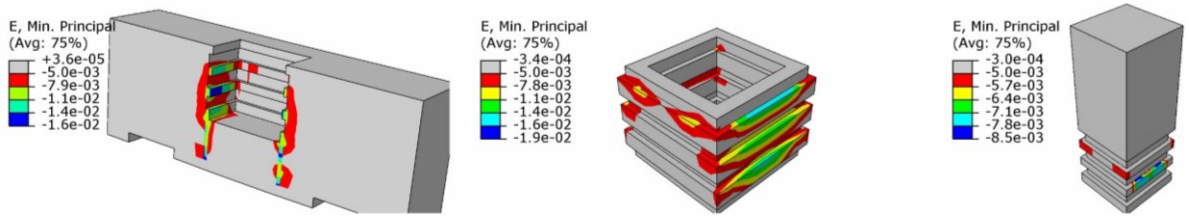

b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.



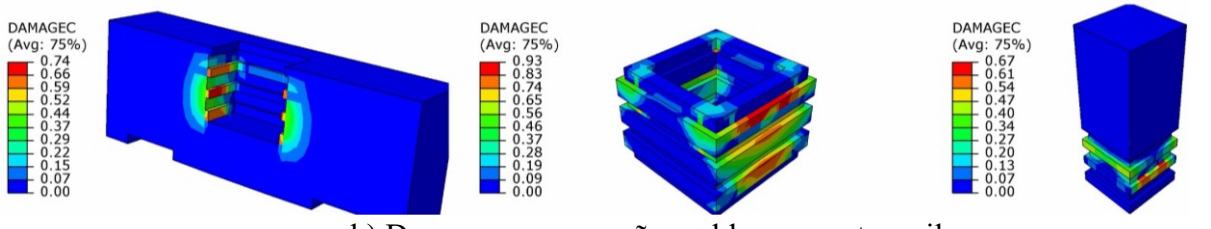

c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

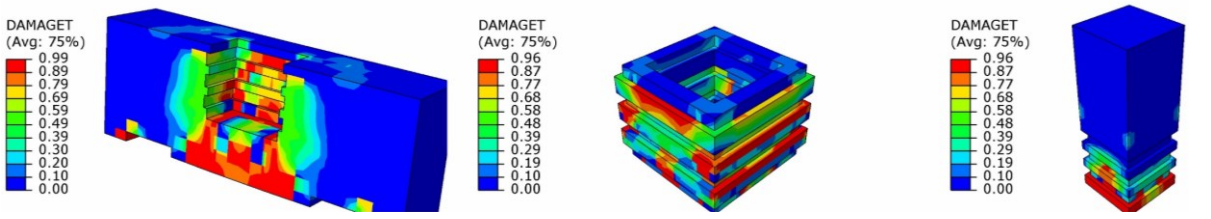
Figura 5.7 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pós-pico do modelo MP50_4xn°AC.




a) Deformações últimas no bloco, graute e pilar.




b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.




c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

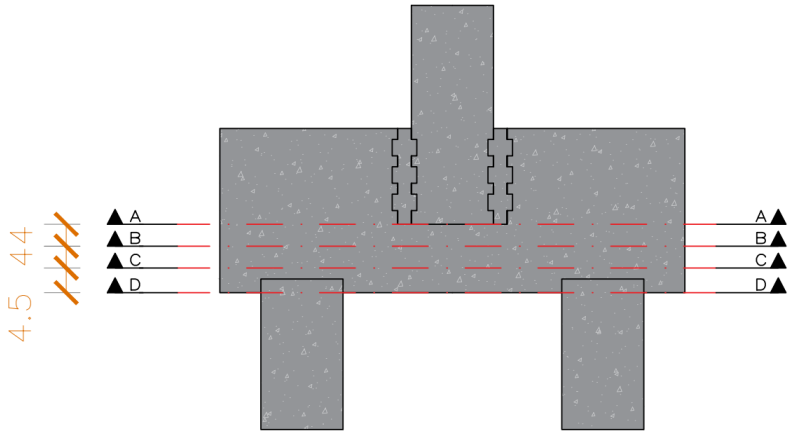
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

As Figuras 5.6 e 5.7 mostram a evolução dos mecanismos de ruptura. Inicialmente, ocorre a ruptura das chaves de cisalhamento do bloco nas proximidades da força de pico. Essa ruptura vai evoluindo ao longo da ligação do bloco até degradar totalmente a região, inclusive as chaves de cisalhamento do graute e do pilar como ilustra a Figura 5.7a.

As regiões que apresentam maior dano por compressão são as regiões das bielas próximas à ligação como mostra as Figuras 5.6b e 5.7b.

Já o dano por tração ocorre com maior intensidade na região inferior do bloco, sugerindo uma tendência de puncionamento. Para melhor visualizar a fissuração na parte inferior do bloco, foram feitos cortes como mostra a Figura 5.8.

Figura 5.8 – Cortes no bloco.

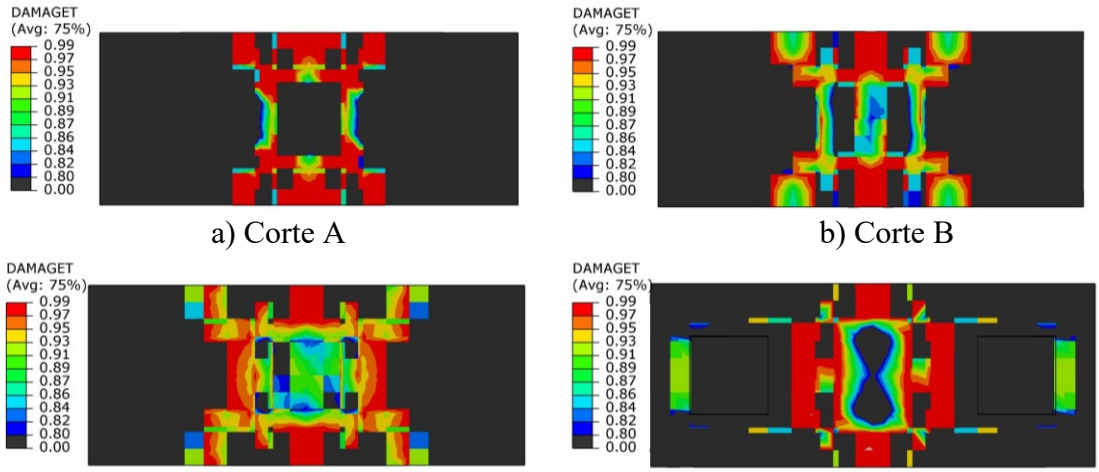



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

A partir desses cortes, pode-se visualizar o panorama das fissuras principais na região inferior do bloco (Ver Figura 5.9). Observa-se uma grande fissura circular na região do contorno do pilar de onde saem fissuras radiais. A fissura circular sofre um aumento de superfície ao longo da altura do bloco, indicando um espraiamento do cone de punção. Essas fissuras são características de ruptura por punção, o que sugere que o bloco com cálice embutido apresenta uma tendência de puncionamento semelhante ao puncionamento de blocos flexíveis.

É importante salientar que a ruptura dos modelos se deu por esmagamento das bielas de compressão na região da ligação, o que explica o ganho de capacidade de carga com o aumento do $f_{cm}$ do bloco. A superfície de puncionamento mostra uma tendência que ocorreria caso o bloco tivesse armação insuficiente.

Figura 5.9 – Fissuras principais na região inferior do bloco do modelo MP50_4xn°AC no pós-pico.



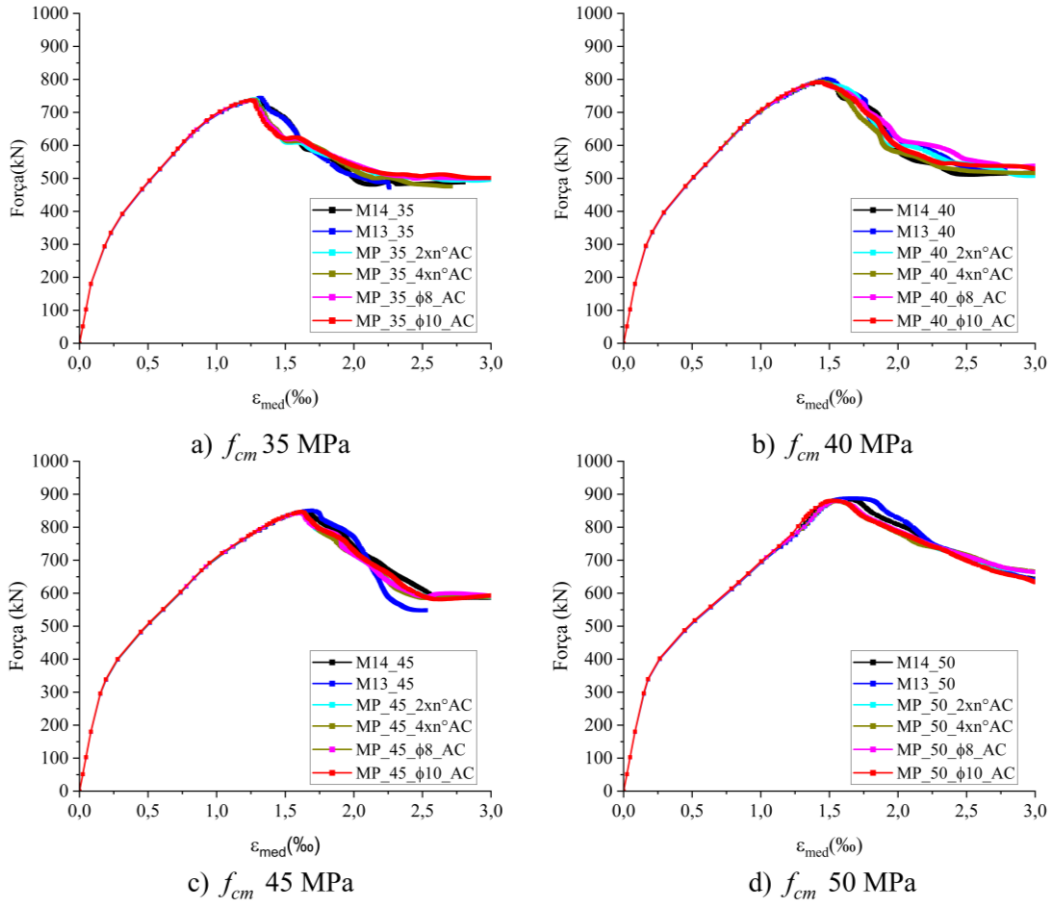

a) Corte A b) Corte B

c) Corte C d) Corte D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

As curvas de força aplicada no pilar *versus* média das deformações nos tirantes principais são mostradas no Gráfico 5.3.

Gráfico 5.3 Curvas Força *versus* média das deformações nos tirantes principais dos modelos analisados.




a) $f_{cm}$ 35 MPa b) $f_{cm}$ 40 MPa

c) $f_{cm}$ 45 MPa d) $f_{cm}$ 50 MPa

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível observar que, independentemente do $f_{cm}$ do bloco, a variação da armadura complementar exerceu pouca influência no comportamento das curvas que se mostraram semelhantes.

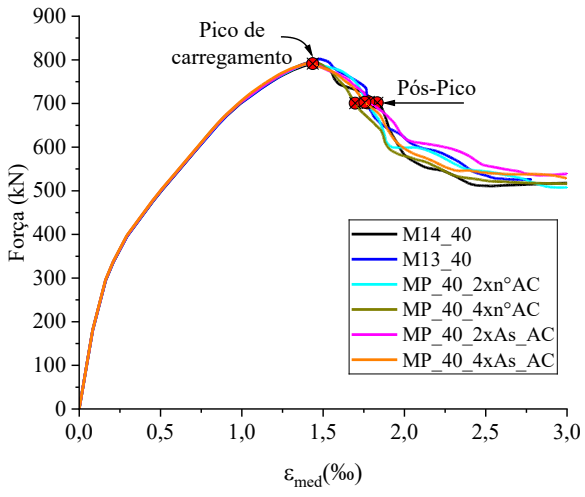
Os tirantes principais são armaduras de diâmetro de 8mm e 10mm com deformações de 2.8‰ e 2.9‰ no escoamento, respectivamente. Dessa forma, é possível observar que não houve escoamento dos tirantes principais. Esse escoamento só ocorreu após a ruptura dos blocos num nível elevado de degradação.

## 5.1.6 Fluxo de tensões no bloco

### *5.1.6.1 Bielas de compressão*

O principal mecanismo de transferência de carga, observado nos modelos, foi a formação de bielas de compressão. A variação da armadura complementar não exerceu influência na formação das bielas em nenhum dos modelos. Os modelos com mesmo $f_{cm}$ apresentaram comportamentos semelhantes. O Gráfico 5.4 ilustra os pontos de análise para as bielas de compressão: pico de carregamento e pós-pico, nas proximidades da ruína (Ver Figuras 5.10 e 5.11).

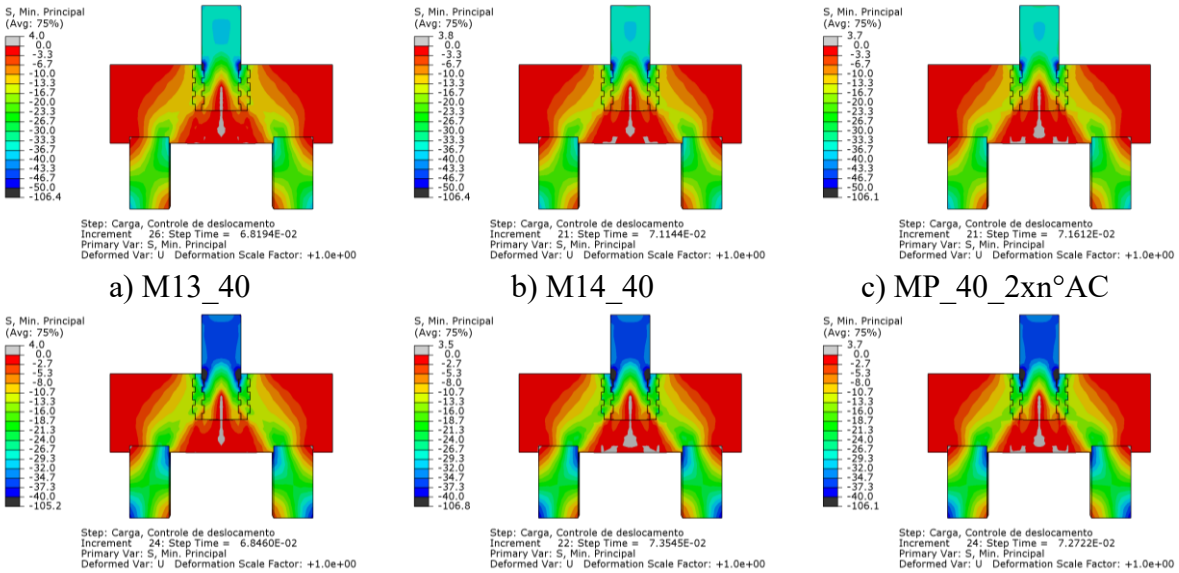
Gráfico 5.4 – Pontos de análise




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

As Figuras 5.10 e 5.11 mostram as bielas de compressão nos pontos de pico de carregamento e pós-pico dos modelos com $f_{cm}$ de 40 MPa. Observa-se que o comportamento e os níveis de tensões são praticamente iguais.

Figura 5.10 – Bielas de compressão no pico de carregamento dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa.

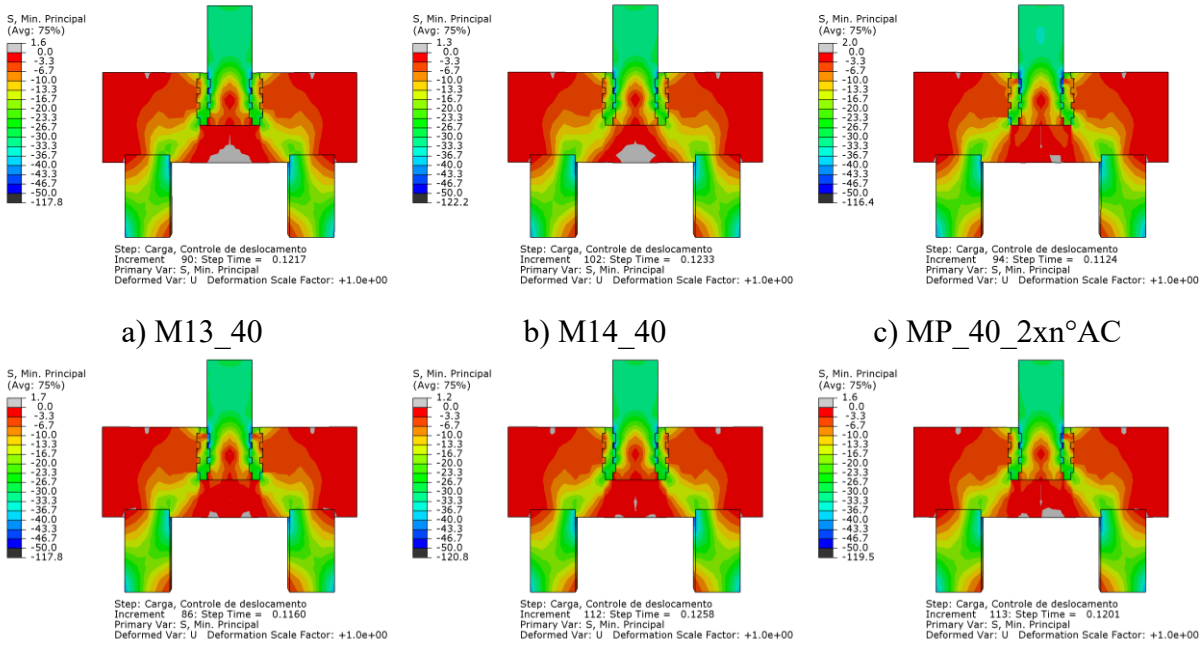



a) M13_40 b) M14_40 c) MP_40_2xn°AC

d) MP_40_4xn°AC e) MP_40_Ø8_AC c) MP_40_Ø10_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.11 - Bielas de compressão no pós-pico dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa.




a) M13_40 b) M14_40 c) MP_40_2xn°AC

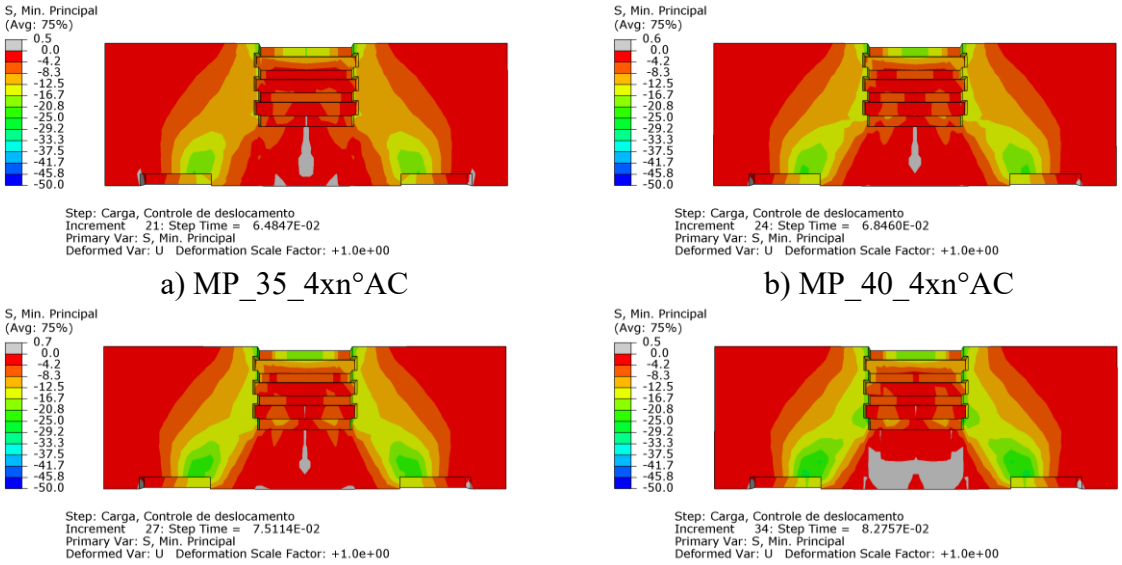
d) MP_40_4xn°AC e) MP_40_Ø8_AC c) MP_40_Ø10_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Para o caso de variação do $f_{cm}$, observou-se que os modelos com maiores $f_{cm}$ apresentaram maiores níveis de tensões nas bielas. Este comportamento já era esperado, uma vez que o $f_{cm}$ do bloco influencia diretamente a capacidade de carga do bloco e a resistência à

compressão da biela. A Figura 5.12 ilustra esse comportamento para os modelos com MP_4xn°AC.

Figura 5.12 - Bielas de compressão no pico de carregamento dos modelos MP_4xn°AC.




a) MP_35_4xn°AC

b) MP_40_4xn°AC

c) MP_40_4xn°AC

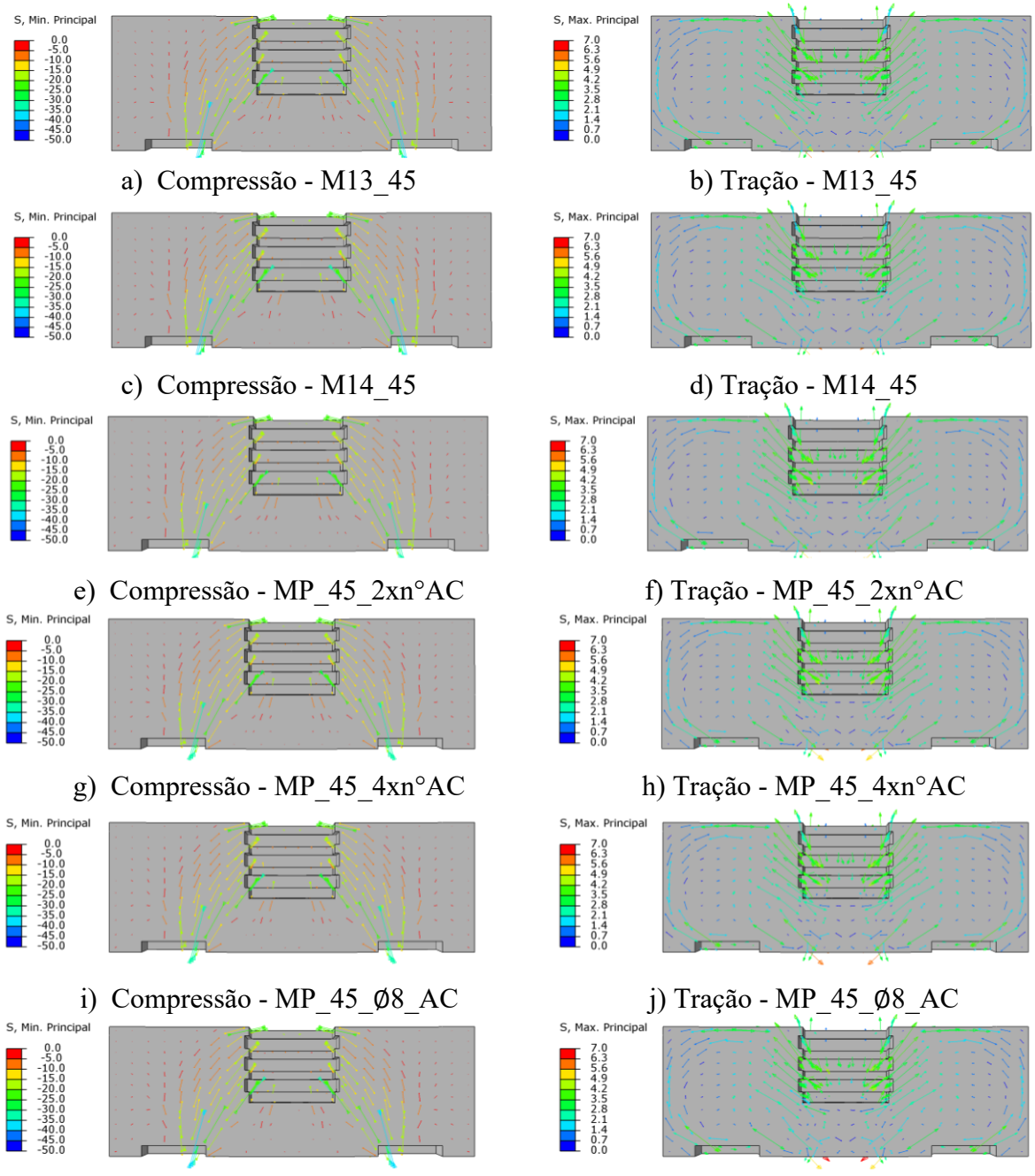
d) MP_50_4xn°AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### *5.1.6.2 Vetores de tensão*

As análises dos vetores de tensões revelaram que a variação da armadura complementar não influenciou na intensidade e nas direções dos vetores de tensões principais de compressão e tração. A Figura 5.13 ilustra esse comportamento para os modelos de $f_{cm}$ de 45 MPa no pico de carregamento.

Figura 5.13 – Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento.




a) Compressão - M13_45 b) Tração - M13_45

c) Compressão - M14_45 d) Tração - M14_45

e) Compressão - MP_45_2xn°AC f) Tração - MP_45_2xn°AC

g) Compressão - MP_45_4xn°AC h) Tração - MP_45_4xn°AC

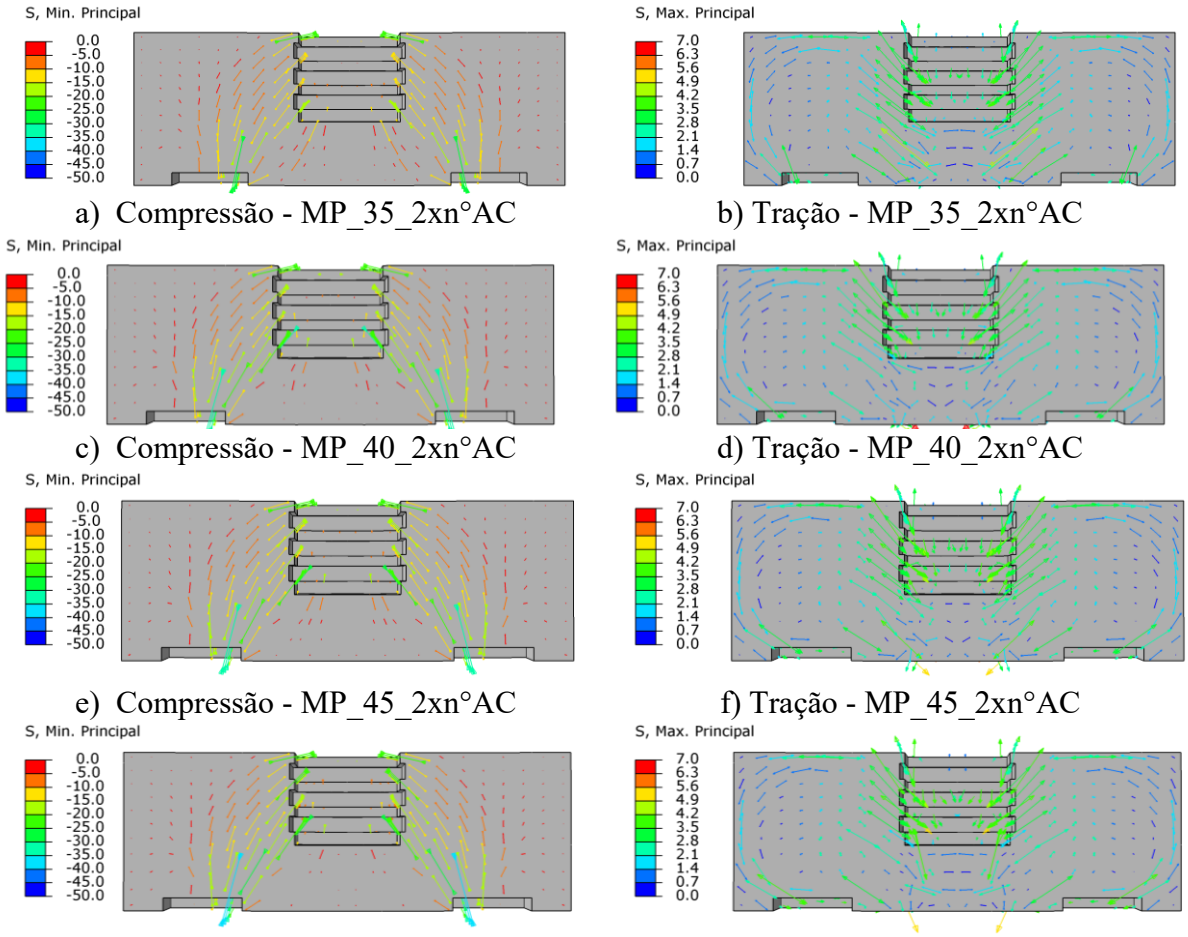
i) Compressão - MP_45_Ø8_AC j) Tração - MP_45_Ø8_AC

k) Compressão - MP_45_Ø10_AC l) Tração - MP_45_Ø10_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Os modelos com maiores $f_{cm}$, apresentaram tensões de compressão de maiores intensidades na região da biela. A Figura 5.14 mostra como os modelos respondem à variação do $f_{cm}$ no caso dos modelos MP_2xn°AC que são representativos também dos demais casos.

Figura 5.14 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento.




a) Compressão - MP_35_2xn°AC b) Tração - MP_35_2xn°AC

c) Compressão - MP_40_2xn°AC d) Tração - MP_40_2xn°AC

e) Compressão - MP_45_2xn°AC f) Tração - MP_45_2xn°AC

g) Compressão - MP_50_2xn°AC h) Tração - MP_50_2xn°AC

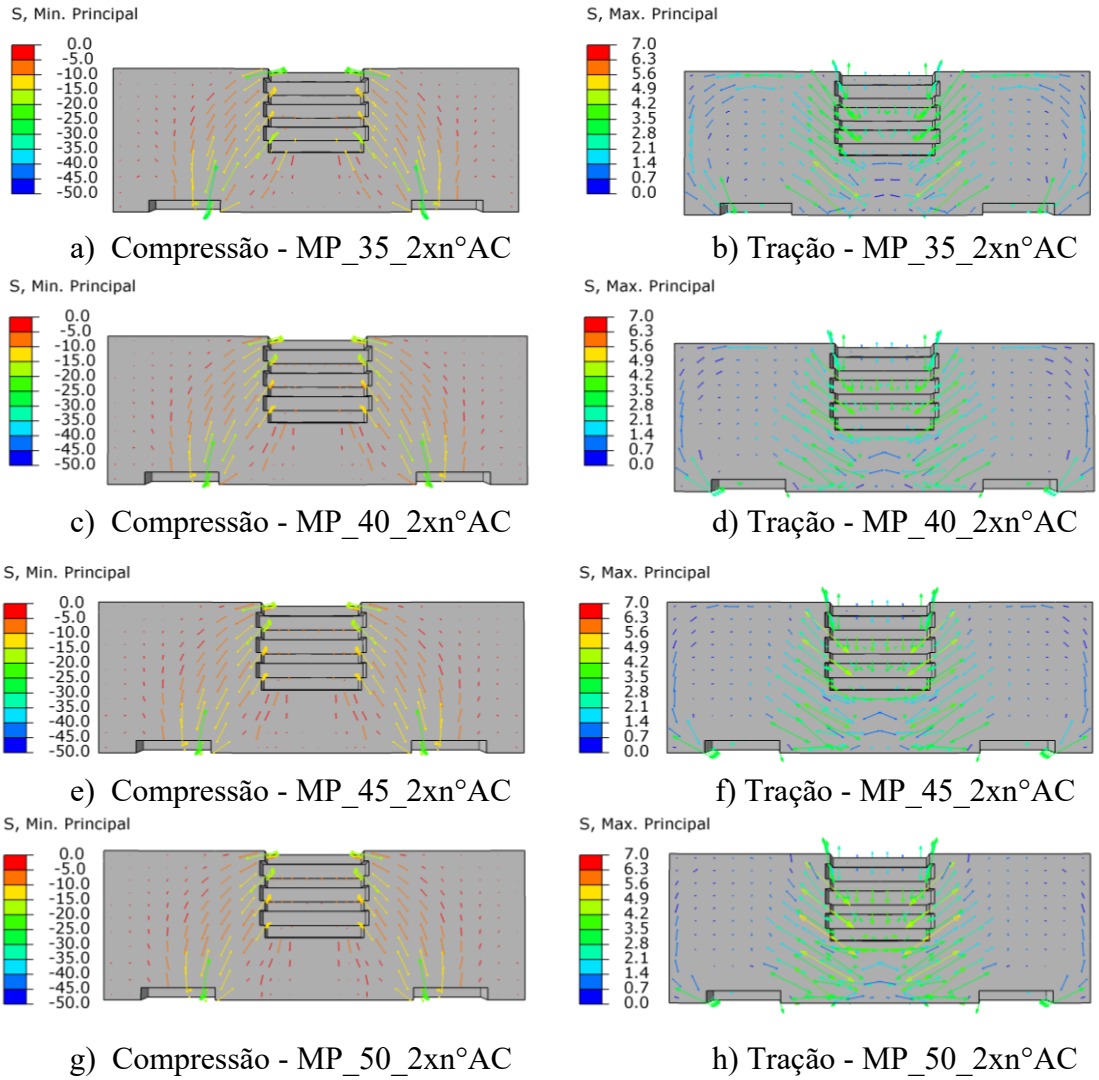
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se na Figura 5.14a que os modelos MP_35_2xn°AC aparentam divergência dos demais. Com o início de um fluxo de tensões vindo diretamente do fundo do cálice para as estacas. Além disso, há uma maior concentração de tração diagonal na região inferior do bloco (Ver Figura 5.14b).

No entanto, esse comportamento é comum a todos os modelos, à medida que a simulação avança em direção à força de pico. Como o modelo com $f_{cm}$ de 35 MPa tem uma força de pico menor que os outros, ocorre essa divergência aparente, isto é, os demais modelos já passaram por esse estágio.

A Figura 5.15 mostra todos os modelos com o mesmo nível de carga, igual à força de pico do bloco com $f_{cm}$ de 35 MPa. Assim, é possível observar, no trecho da curva antes do pico de carregamento, que os blocos apresentam o mesmo comportamento para o mesmo nível de carga.

Figura 5.15 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no nível de carga de 740 kN referente ao pico de carregamento do modelo MP_35_2xn°AC.




a) Compressão - MP_35_2xn°AC

b) Tração - MP_35_2xn°AC

c) Compressão - MP_40_2xn°AC

d) Tração - MP_40_2xn°AC

e) Compressão - MP_45_2xn°AC

f) Tração - MP_45_2xn°AC

g) Compressão - MP_50_2xn°AC

h) Tração - MP_50_2xn°AC

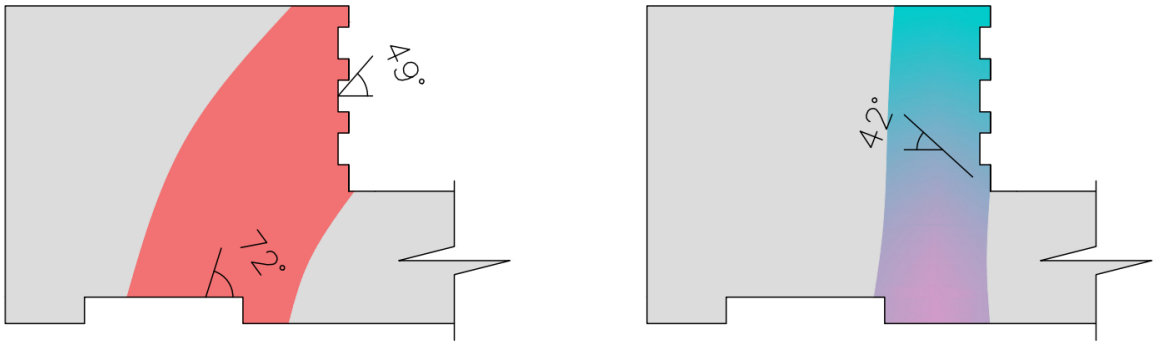
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Os modelos apresentaram inclinação dos vetores de tensões principais semelhantes, independentemente do tipo de armadura complementar e do $f_{cm}$ do bloco como foi ilustrado nas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15.

No pico de carregamento, os modelos apresentaram ângulos dos vetores de tensões principais de compressão variados ao longo da biela. Próximo à região do cálice, os ângulos variam entre 34° e 54° ao longo do comprimento do cálice, com uma média de 49°. Já na proximidade das estacas, os ângulos são maiores, variando entre 58° e 94° com uma média de 72°.

Quanto aos vetores de tensões principais de tração, eles variaram ao longo das proximidades do cálice com ângulos entre 35° e 56°, com uma média de 42°. A Figura 5.16, ilustra os ângulos médios dos vetores de tensões.

Figura 5.16 - Angulação média dos vetores de tensões principais exibidas pelos modelos no pico de carregamento.



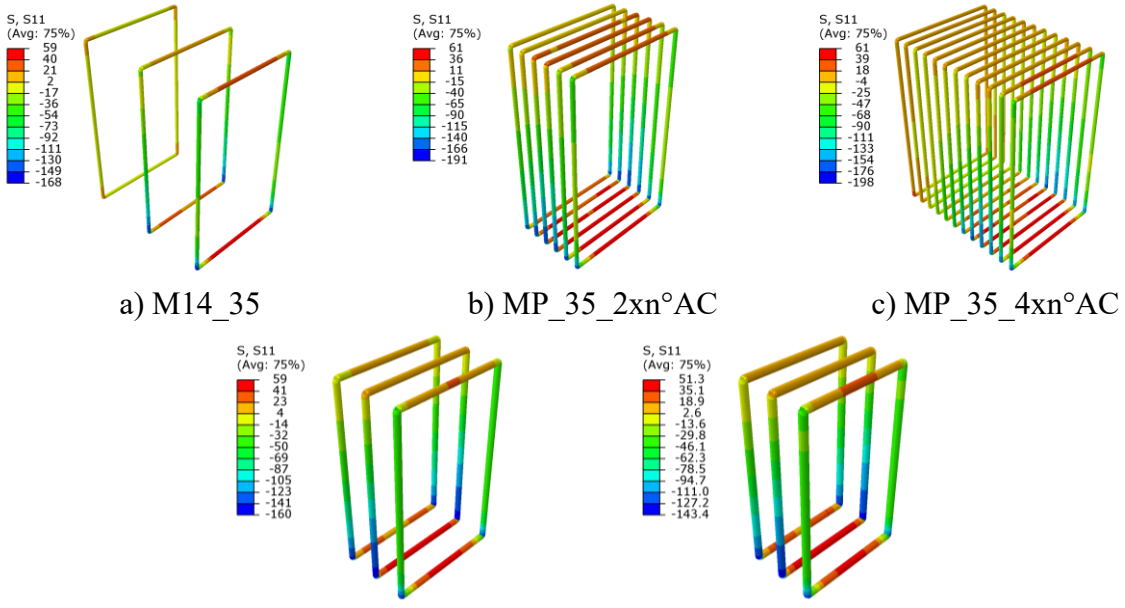

a) Compressão b) Tração

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 5.1.7 Tensões nas armaduras complementares

Os modelos apresentaram comportamentos semelhantes quanto às tensões nas armaduras complementares. As Figuras 5.17 e 5.18 mostram as tensões nas armaduras complementares dos modelos com $f_{cm}$ de 35 e 45 MPa, respectivamente.

Figura 5.17 - Tensões nas armaduras complementares à esquerda do pilar no momento do pico de carregamento nos modelos com $f_{cm}$ de 35 MPa.

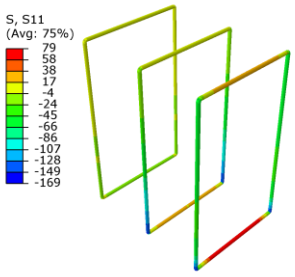



a) M14_35 b) MP_35_2xn°AC c) MP_35_4xn°AC

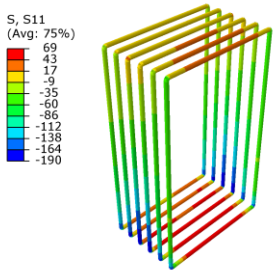
d) MP_35_Ø8_AC e) MP_35_Ø10_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

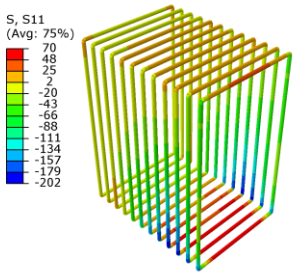
Figura 5.18 - Tensões nas armaduras complementares à esquerda do pilar no momento do pico de carregamento nos modelos com $f_{cm}$ de 45 MPa.



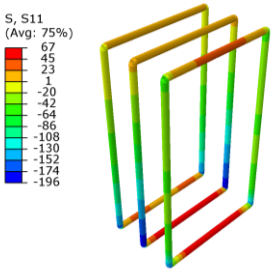

a) M14_45



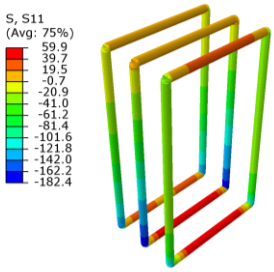

b) MP_45_2xn°AC




c) MP_45_4xn°AC




d) MP_45_Ø8_AC




e) MP_45_Ø10_AC

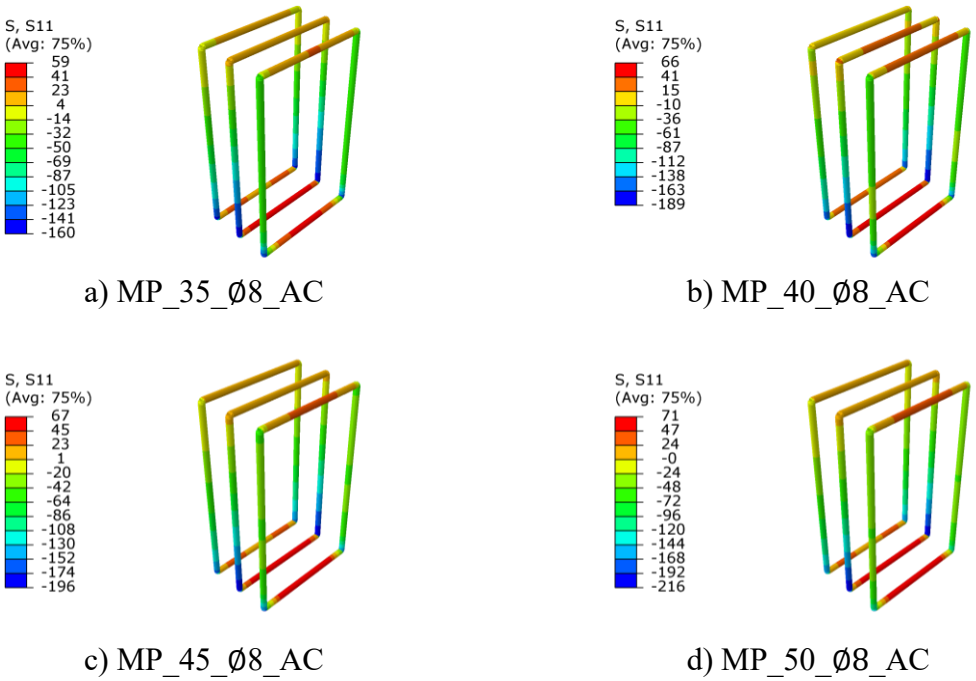
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível observar um comportamento padrão nas armaduras: elas são mais solicitadas à compressão. A tração ocorre apenas nos trechos horizontais com intensidades menores.

Além disso, essas armaduras são mais solicitadas nas proximidades da parede do cálice. Já aquelas mais afastadas do cálice, próximas ao centro da estaca, são as menos solicitadas, com algumas fora de serviço como nos modelos M14_35, M14_45, MP_35_4xn°AC e MP_45_4xn°AC.

A variação do $f_{cm}$ não influenciou o comportamento das armaduras complementares. Houve um aumento das tensões, principalmente das de compressão, justificado pelos maiores níveis de carga a que os blocos são submetidos (Ver Figura 5.19).

Figura 5.19 - Tensões nas armaduras complementares à esquerda do pilar no momento do pico de carregamento nos modelos MP_Ø8_AC.




a) MP_35_Ø8_AC b) MP_40_Ø8_AC

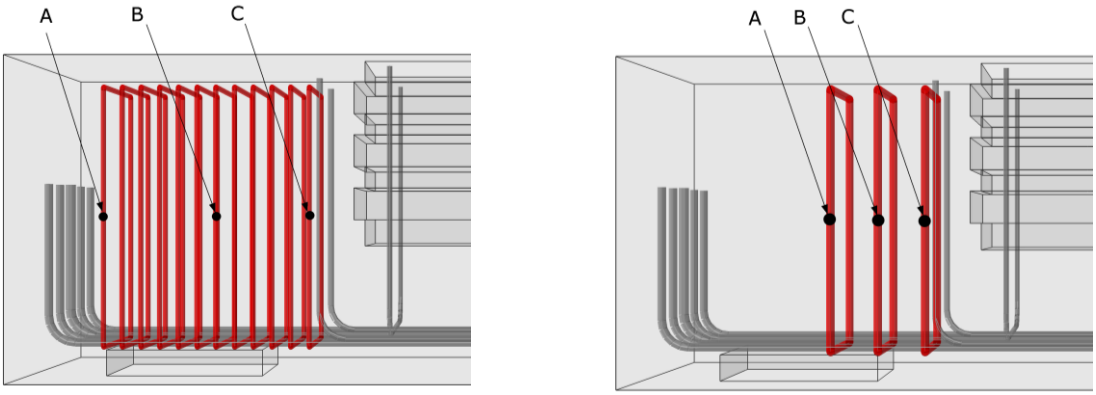
c) MP_45_Ø8_AC d) MP_50_Ø8_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Para analisar o comportamento das armaduras complementares no regime pós-pico, foram medidas as tensões e deformações em três pontos das armaduras: ponto A (armadura de extremidade mais distante do cálice), ponto B (armadura mais central); ponto C (armadura de extremidade mais próxima do cálice) (Ver Figura 5.20).

Os gráficos de força *versus* deformação e de força *versus* tensão nos pontos descritos acima das armaduras complementares para os modelos MP_35_4xn°AC e MP_35_Ø8_AC são mostrados no Gráfico 5.5.

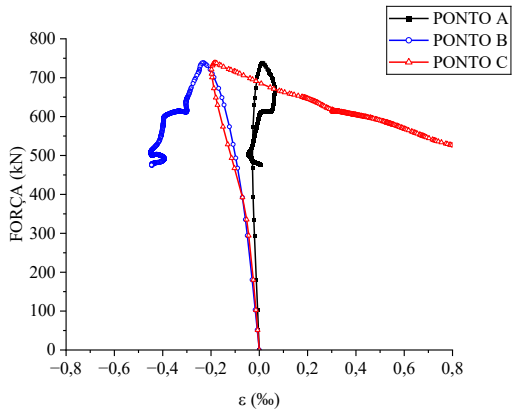
Figura 5.20 - Pontos de análise das armaduras.



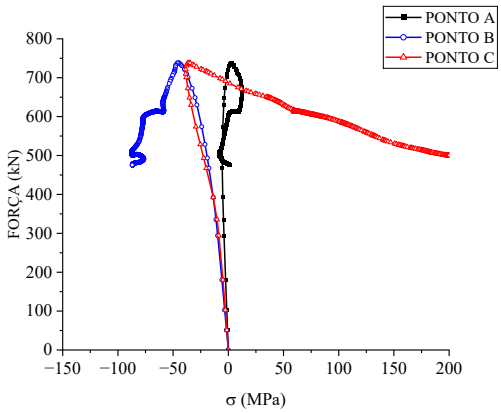

a) MP_35_4xn°AC b) MP_35_Ø8_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

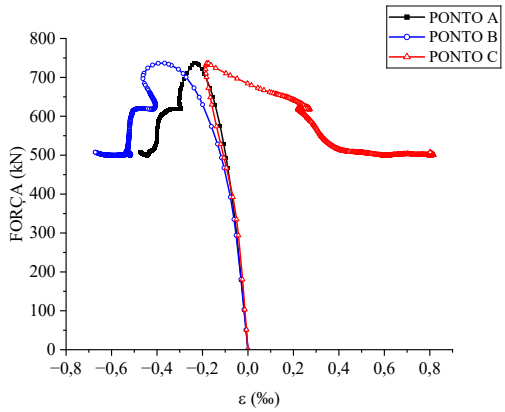
Gráfico 5.5 – Gráficos de “Força x Deformação” e “Força x Tensão” nos pontos de interesse das armaduras complementares.



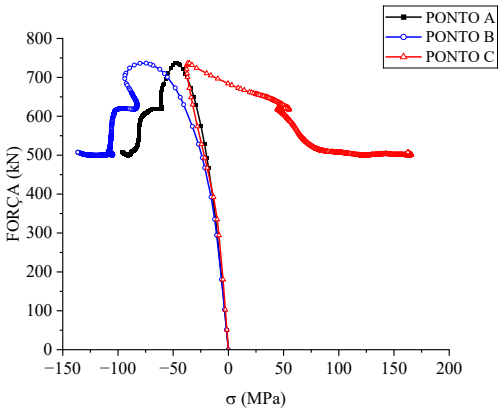

a) Deformação - MP_35_4xn°AC




a) Tensão - MP_35_4xn°AC




c) Deformação - MP_35_Ø8_AC




d) Tensão - MP_35_Ø8_AC

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível observar um padrão de comportamento: inicialmente todas as armaduras trabalham a compressão nos trechos verticais até o carregamento de pico. Após a força de pico, a armadura mais próxima do cálice começa a ser solicitada à tração como indica as curvas do Ponto C no Gráfico 5.5.

O fato de os trechos verticais das armaduras complementares trabalharem a compressão até o pico de carregamento também foi observado no modelo M14 do capítulo 4. Diante das diversas simulações apresentarem o mesmo comportamento, é possível concluir que a armadura atua transferindo tensões de compressão para a região inferior do bloco, a qual é uma região sensível com alta concentração de tensões e fissuração. Essas conclusões corroboram com o observado por Morais Neto (2022) para blocos com cálice parcialmente embutido.

Dessa forma, a armadura complementar, com as disposições apresentadas nos modelos, não traz benefício em termos de capacidade de carga e controle de fissuração para o bloco.

O Ponto C é característico das armaduras complementares dispostas entre o cálice e a face mais interna da estaca. O comportamento observado é semelhante ao verificado nas armaduras verticais do cálice apresentado no capítulo 3.

Nos modelos numéricos, a armadura vertical do cálice também é solicitada à compressão até o pico de carregamento, no qual ocorre a inversão do esforço para tração. Como a armadura do Ponto C se encontra muito próxima à armadura do cálice, é de se esperar que elas apresentem um comportamento semelhante.

A inversão do esforço de compressão para tração no Ponto C ocorre pela evolução da fissuração do concreto na região inferior e central do bloco e pela fissuração na própria biela na região da ligação com o cálice. Esse comportamento indica que essa armadura pode trabalhar unindo essas fissuras e evitando que o bloco seja dividido em duas partes, devido às fissuras inclinadas, como foi observado no modelo experimental M13 de Barros (2013).

As armaduras mais distantes do cálice, representadas pelo ponto A, são as menos solicitadas. Elas, nos modelos que apresentam maior quantidade de estribos de armadura complementar, como o MP_35_4xn°AC, praticamente não trabalham até o carregamento de pico, no qual começam a apresentar pequenas tensões de tração que são insignificantes para o modelo. Já no caso de modelos que apresentam menor quantidade de estribos como o caso do modelo MP_35_Ø8_AC, elas trabalham à compressão durante toda a simulação. Ou seja, apenas as armaduras localizadas entre o cálice e a face interna da estaca foram efetivamente solicitadas à tração no regime pós-pico.

Quanto às armaduras intermediárias representadas pelo Ponto B, elas trabalham à compressão durante todas as simulações.

## 5.2 Variação da disposição da armadura complementar

Uma vez que a variação da taxa de armadura complementar não ofereceu nenhum ganho na capacidade de carga dos modelos e controle de fissuração, e diante do estudo do fluxo de tensões de tração no concreto, novas disposições de armadura foram simuladas na tentativa de melhorar o desempenho do bloco.

### 5.2.1 Nomenclatura dos modelos

A nomenclatura dos modelos se deu a partir do nome de origem, seguido do valor da resistência média à compressão do bloco. Para os modelos com variação da armadura

complementar, tem-se a sigla MP (Modelo Padrão) seguida do valor da resistência média à compressão do bloco. Por último tem-se a mudança feita na armadura complementar (AC) que ocorreu de 2 formas: mudança da angulação (AC_45° e AC_60°) e mudança na disposição das armaduras (A1, A2 e A1+A2). O Quadro 5.2 mostra o nome dos modelos.

Quadro 5.2 - Nomenclatura dos modelos.

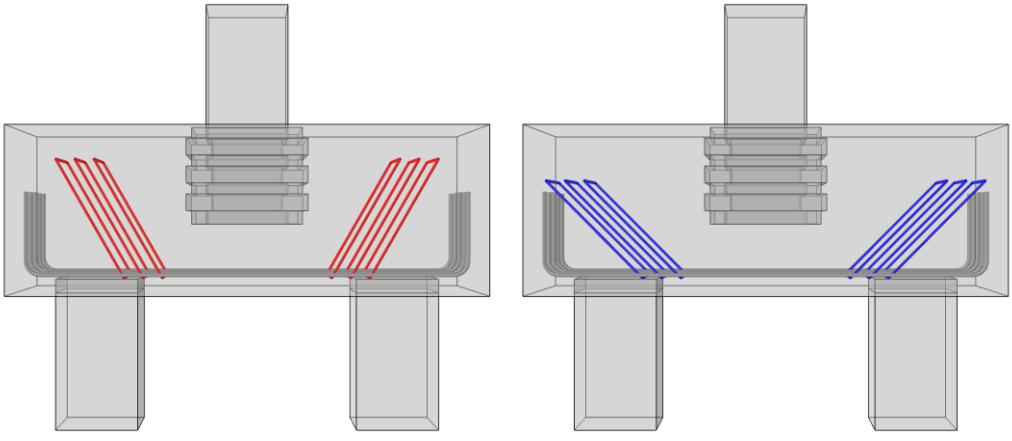
| $f_{cm}$ (MPa) | Referência | | Número de angulação | | Mudança da disposição | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **M13** | **M14** | **MP_AC_60°** | **MP_AC_45°** | **MP_A1** | **MP_A2** | **MP_A1+A2** |
| 35 | M13_35 | M14_35 | MP35_AC_60° | MP35_AC_45° | MP35_A1 | MP35_A2 | MP35_A1+A2 |
| 40 | M13_40 | M14_40 | MP40_AC_60° | MP40_AC_45° | MP40_A1 | MP40_A2 | MP40_A1+A2 |
| 45 | M13_45 | M14_45 | MP45_AC_60° | MP45_AC_45° | MP45_A1 | MP45_A2 | MP45_A1+A2 |
| 50 | M13_50 | M14_50 | MP50_AC_60° | MP50_AC_45° | MP50_A1 | MP50_A2 | MP50_A1+A2 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 5.2.2 Disposição das armaduras

Conforme a análise das tensões principais de tração, identificou-se que elas estão localizadas na região da ligação com uma angulação variada. Dessa forma, propõe-se dispor armaduras na direção dessas tensões com ângulos de 60° e 45° com a horizontal conforme a Figura 5.21.

Figura 5.21 – Modelos MP_AC45° e MP_AC60°.

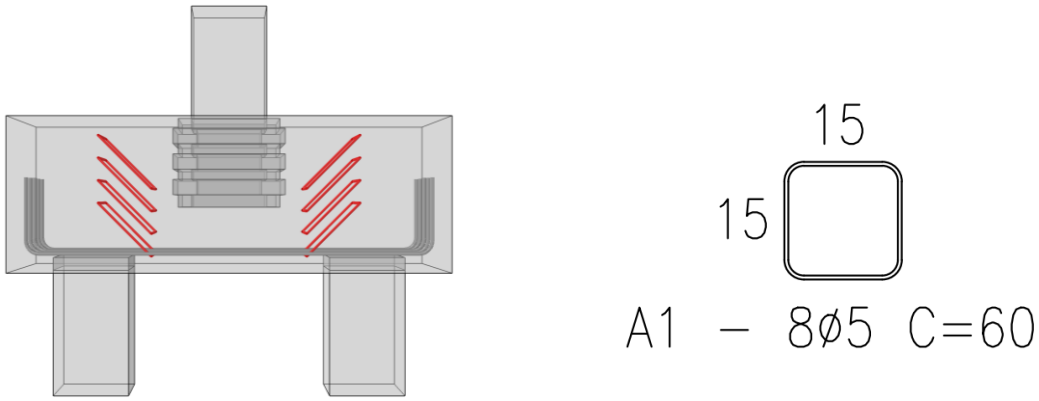


a) MP_AC_60º b) MP_AC_45º

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Após as análises dos modelos com 60° e 45°, observou-se que parte da armadura complementar não estava sendo solicitada. Dessa forma, uma nova disposição, denominada de A1, foi feita de acordo com a Figura 5.22 com ângulo de 45° com a horizontal.

Figura 5.22 – Modelo MP_A1.

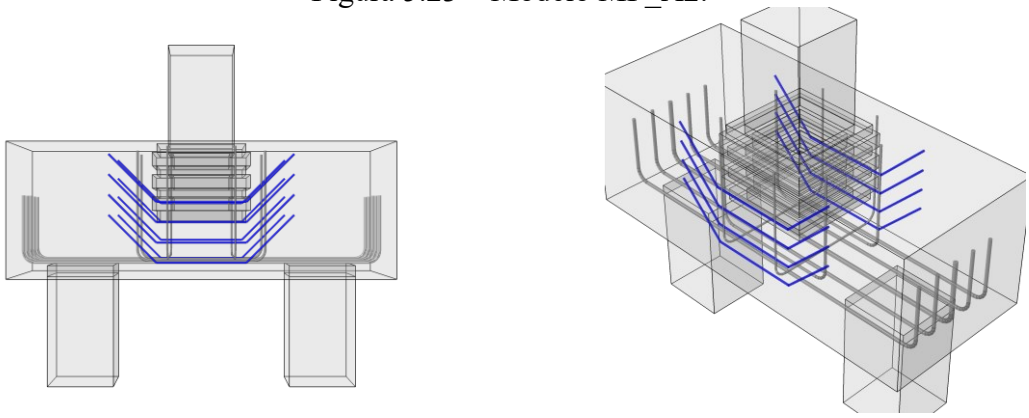



a) Disposição de A1 no bloco (45°) b) Detalhamento de A1

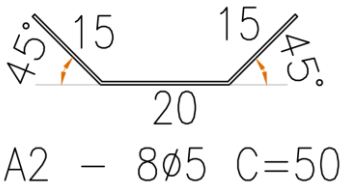
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Além disso, também foi identificado uma grande concentração de tensões de tração na região inferior do bloco, de tal forma que a armadura com a disposição A2 foi proposta na tentativa de absorver essas tensões (Ver Figura 5.23).

Figura 5.23 – Modelo MP_A2.



a) Disposição de A2 – Vista frontal b) Disposição de A2 – Vista 3D

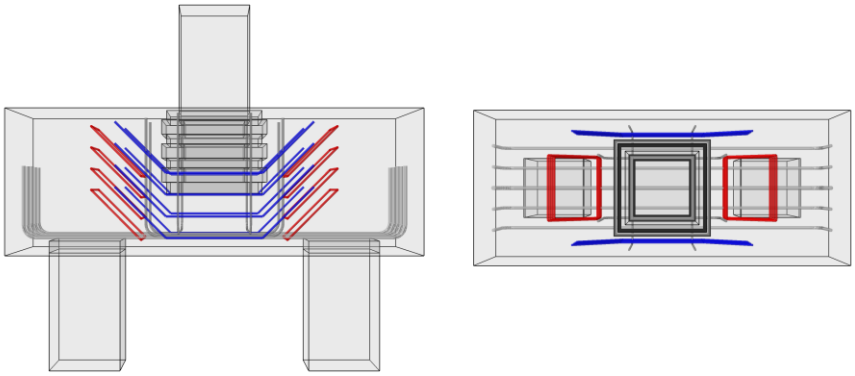



c) Detalhamento de A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Por fim, para avaliar a ação conjunta das armaduras A1 e A2, simulou-se o modelo ilustrado na Figura 5.24.

Figura 5.24 – Modelo MP_A1+A2.



a) Disposição de A1+A2 – Vista frontal b) Disposição de A1+A2 – Vista Superior

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O intuito dessa etapa é analisar as disposições das armaduras, de tal forma que a sua concepção seguiu os critérios de manter a massa de armadura menor ou igual à armadura complementar original, respeitando simetria no modelo. Apenas o modelo A1+A2 tem uma massa maior que a armadura complementar original, uma vez que o objetivo era analisar a ação conjunta das armaduras A1 e A2. A Tabela 5.4 mostra a massa de aço de cada modelo.

Tabela 5.4 – Características das armaduras analisadas.

| Modelo | Diâmetro (mm) | Quantidade | Massa de aço (kg) |
|---|---|---|---|
| Armadura complementar original (M14) | 5 | 6 | 0.074 |
| MP_AC_45° | 5 | 6 | 0.074 |
| MP_AC_60° | 5 | 6 | 0.074 |
| MP_A1 | 5 | 8 | 0.074 |
| MP_A2 | 5 | 8 | 0.062 |
| MP_A1+A2 | 5 | 8+8 | 0.136 |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 5.2.3 Força de pico e deformação nos tirantes principais

Todos os modelos apresentaram aumento na capacidade de carga em relação ao modelo de referência M13. Os dados são apresentados no Gráfico 5.6 e nas Tabela 5.5 e 5.6.

No entanto, esse ganho foi inexpressivo nos modelos com variação da angulação da armadura complementar original MP_AC_45° e MP_AC_60°. Os modelos com armadura A1 também apresentaram ganho inexpressivo. Já os modelos com armadura A2 apresentaram um

ganho considerável em termos de capacidade de carga. Por fim, a combinação das armaduras A1 e A2 gerou os modelos com maiores ganhos na capacidade de carga.

Tabela 5.5 – Força de pico apresentada pelos modelos da etapa 2.

| fcm (MPa) | M13 F (kN) | M14 F (kN) | MP_AC_60° F (kN) | MP_AC_45° F (kN) | MP_A1 F (kN) | MP_A2 F (kN) | MP_A1+A2 F (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35 | 744 | 739 | 751 | 760 | 763 | 820 | 837 |
| 40 | 802 | 793 | 808 | 811 | 822 | 851 | 874 |
| 45 | 851 | 848 | 858 | 857 | 868 | 892 | 904 |
| 50 | 888 | 885 | 896 | 891 | 896 | 935 | 948 |

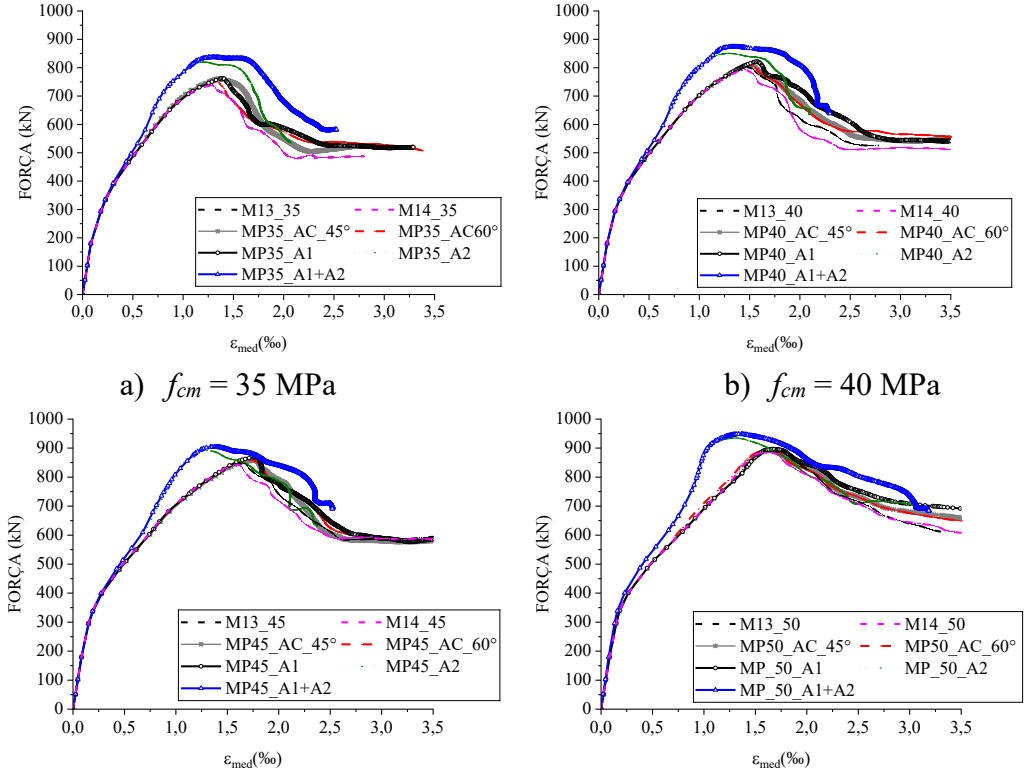
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Tabela 5.6 - Aumento percentual da força de pico devido a variação da armadura complementar.

| $f_{cm}$ (MPa) | M13 F (kN) | M14 Variação (%) | MP_AC_60° Variação (%) | MP_AC_45° Variação (%) | MP_A1 Variação (%) | MP_A2 Variação (%) | MP_A1+A2 Variação (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35 | 744 | -0.67% | 0.90% | 2.15% | 2.55% | 10.19% | 12.48% |
| 40 | 802 | -1.12% | 0.77% | 1.12% | 2.48% | 6.05% | 8.96% |
| 45 | 851 | -0.35% | 0.87% | 0.71% | 2.02% | 4.84% | 6.25% |
| 50 | 888 | -0.34% | 0.87% | 0.34% | 0.94% | 5.31% | 6.77% |

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Gráfico 5.6 - Curvas força *versus* média das deformações nos tirantes principais para os modelos com variação de armadura.




a) $f_{cm}$ = 35 MPa

b) $f_{cm}$ = 40 MPa

c) $f_{cm}$ = 45 MPa

d) $f_{cm}$ = 50 MPa

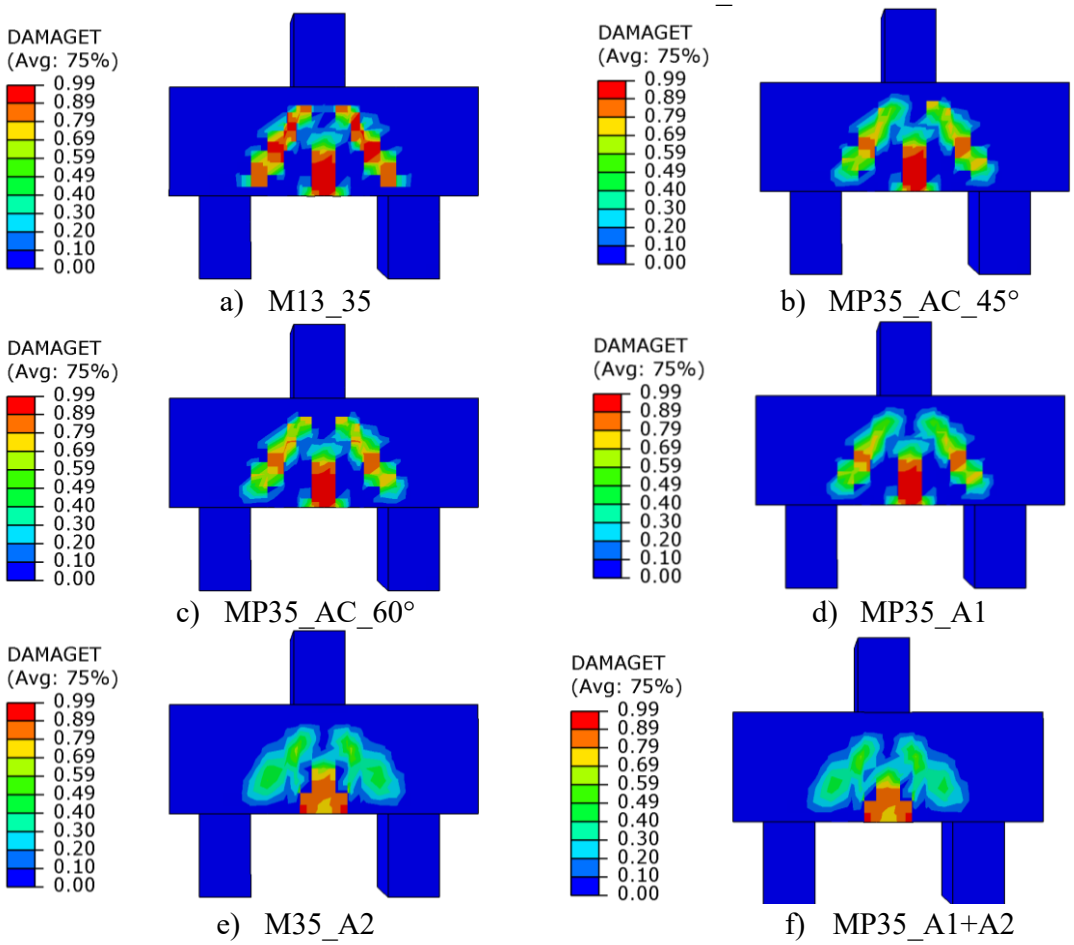
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Observa-se que o aumento na capacidade resistente diminui, à medida que se aumenta o $f_{cm}$ do bloco. Isso pode ter ocorrido pelo acréscimo da resistência à tração do próprio concreto, de tal forma que as armaduras que atuariam absorvendo as tensões de tração exercem menor influência.

### 5.2.4 Fissuração

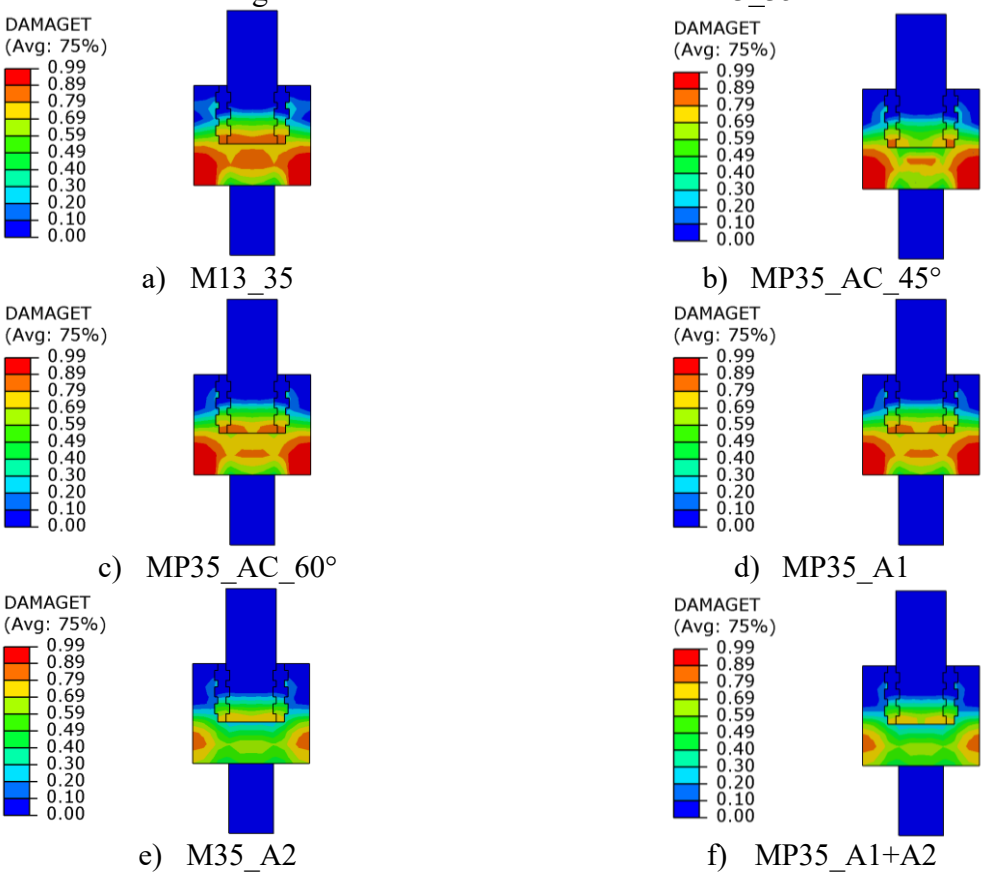
Uma vez que os modelos apresentaram diferente capacidade de carga, é necessário estabelecer um padrão de mesmo nível de carga para analisar a influência das armaduras na fissuração do bloco. Dessa forma, estabeleceu-se o ponto de força de pico do respectivo modelo de referência M13. As Figuras 5.25, 5.26 e 5.27 ilustram o panorama de fissuração para os modelos com $f_{cm}$ de 35 MPa.

Figura 5.25 – Panorama de fissuração da vista frontal do MP35 no pico de carregamento do modelo de referência M13_35.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.26 – Panorama de fissuração de corte da vista lateral do MP35 no pico de carregamento do modelo de referência M13_35.



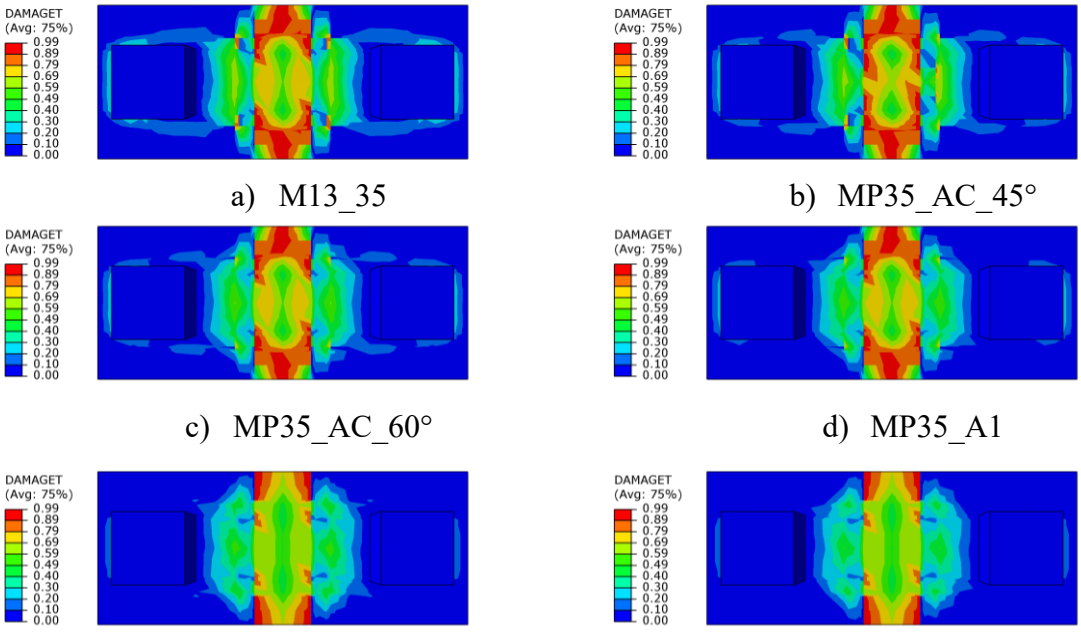

a) M13_35 b) MP35_AC_45°

c) MP35_AC_60° d) MP35_A1

e) M35_A2 f) MP35_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.27 - Panorama de fissuração da vista inferior do MP35 no pico de carregamento do modelo de referência M13_35.




a) M13_35 b) MP35_AC_45°

c) MP35_AC_60° d) MP35_A1

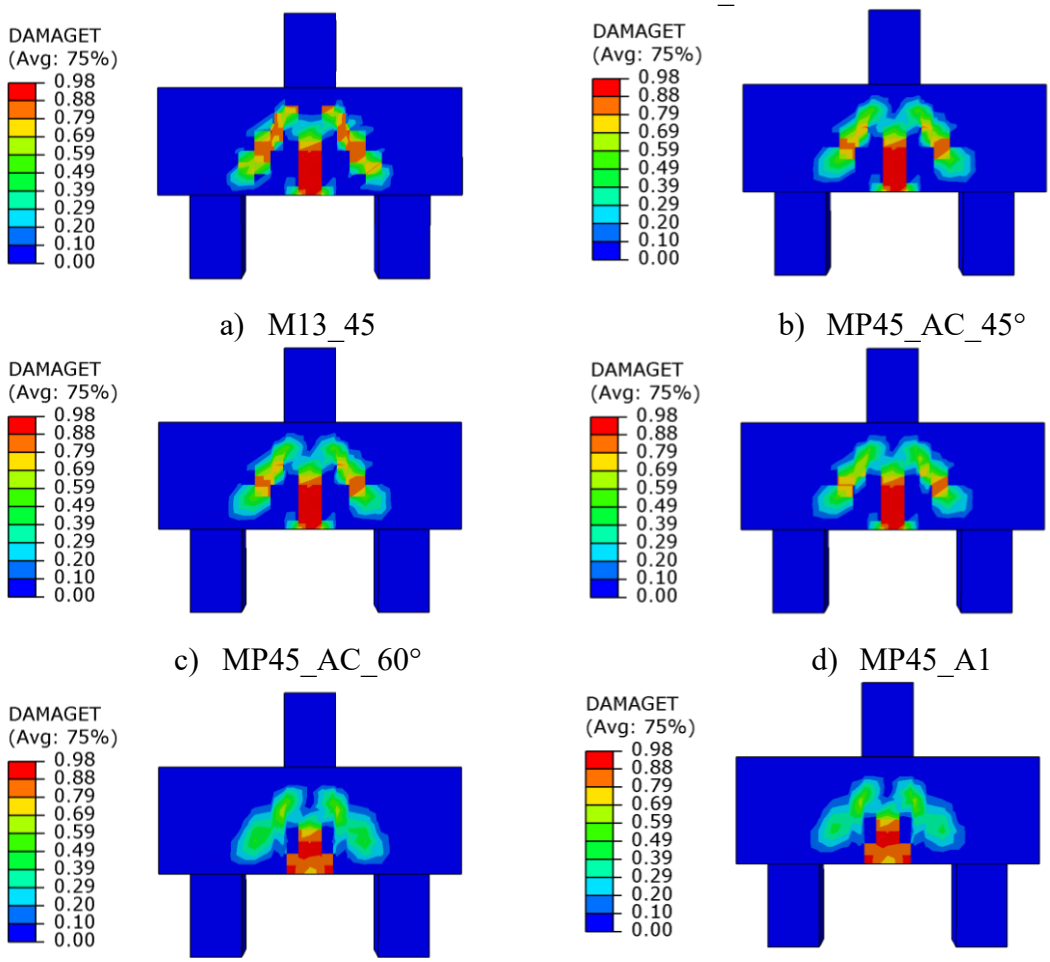
e) M35_A2 f) MP35_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O panorama de fissuração apresentou um padrão comum a todos os modelos: diminuição da intensidade da fissuração diagonal como ilustra a Figura 5.25. Os modelos com armadura do tipo A2 (MP_A2 e MP_A1+A2) foram os mais eficientes no controle de fissuração do bloco. Uma vez que, além de atuarem diminuindo a intensidade da fissuração diagonal, também diminuíram a fissuração central do bloco como ilustram as Figuras 5.26 e 5.27.

O comportamento é o mesmo, independente do $f_{cm}$ do bloco. A diferença é ditada pelo nível de cargas maiores a que estão submetidos os blocos com maiores $f_{cm}$, resultando em fissurações mais intensas no momento da força de pico do respectivo modelo M13 de referência. As Figuras 5.28, 5.29 e 5.30 mostram o panorama de fissuração para os modelos com $f_{cm}$ de 45 MPa.

Figura 5.28 - Panorama de fissuração da vista frontal do MP45 no pico de carregamento do modelo de referência M13_45.



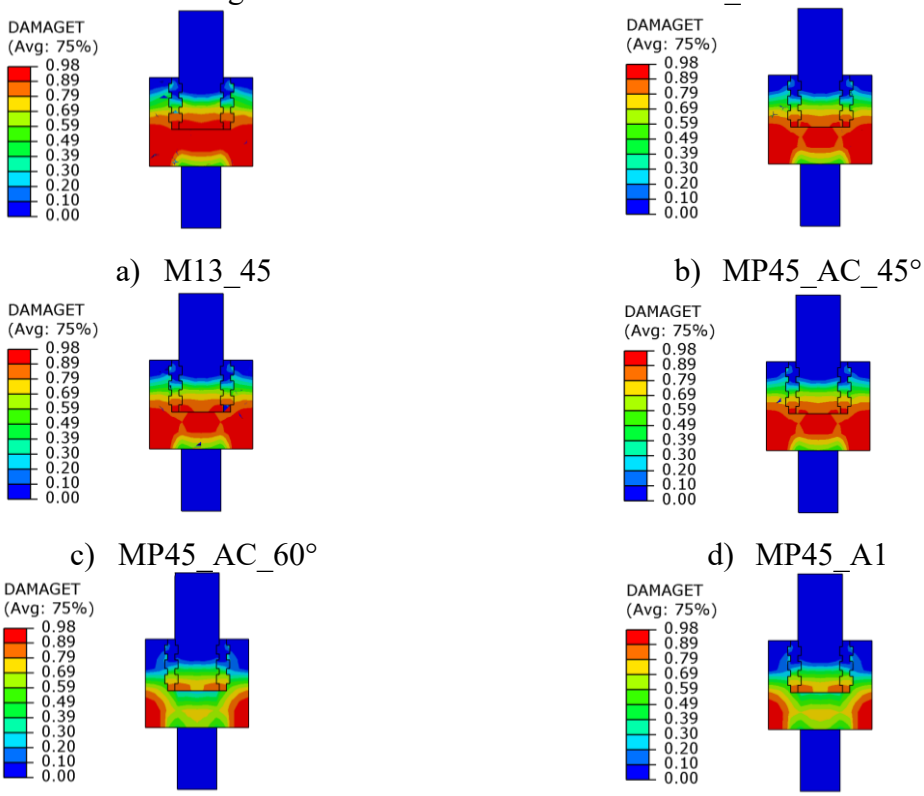

a) M13_45 b) MP45_AC_45°

c) MP45_AC_60° d) MP45_A1

e) M45_A2 f) MP45_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.29 - Panorama de fissuração de corte da vista lateral do MP45 no pico de carregamento do modelo de referência M13_45.



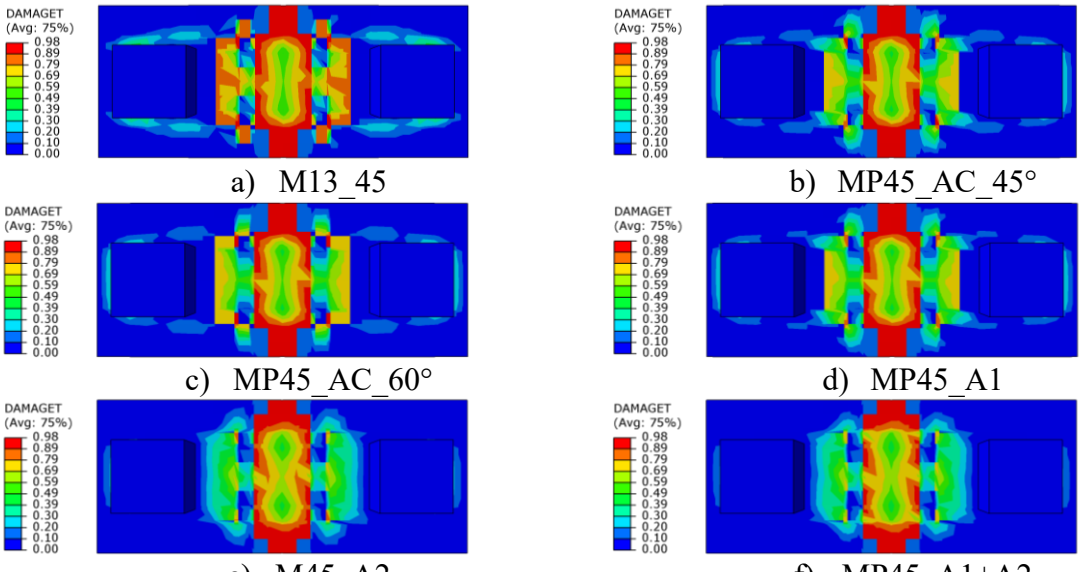

a) M13_45 b) MP45_AC_45°

c) MP45_AC_60° d) MP45_A1

e) M45_A2 f) MP45_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.30 - Panorama de fissuração da vista inferior do MP45 no pico de carregamento do modelo de referência M13_45.




a) M13_45 b) MP45_AC_45°

c) MP45_AC_60° d) MP45_A1

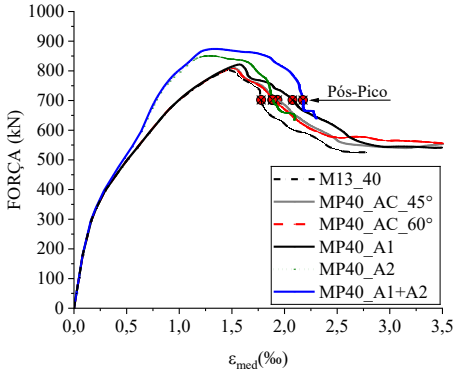
e) M45_A2 f) MP45_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

5.2.5 Modo de ruína

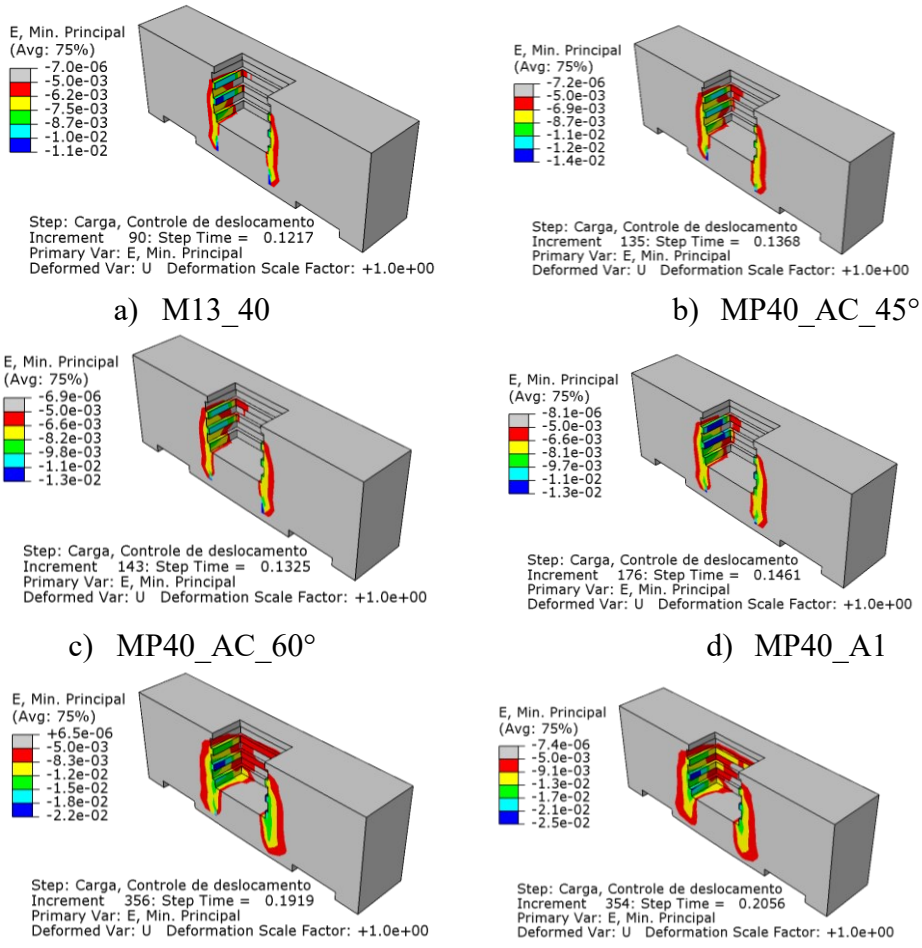
O modo de ruptura observado se manteve para todos os modelos: a ruína se deu por esmagamento da biela na região da ligação, caracterizado por deformações no concreto maiores que 5‰. A Figura 5.31 ilustra a ruína da ligação no pós-pico para os modelos com $f_{cm}$ de 40 MPa, os quais são representativos para os demais. O Gráfico 5.7 ilustra os pontos de análise da Figura 5.31.

Gráfico 5.7 – Pontos de análise na ruína dos modelos.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.31 - Modo de ruína dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa.




a) M13_40 b) MP40_AC_45°

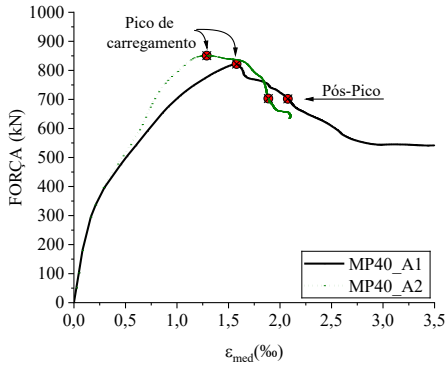
c) MP40_AC_60° d) MP40_A1

e) M40_A2 f) MP40_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Os mecanismos de ruína tiveram o mesmo padrão dos modelos de referência sendo: a ruptura da chave de cisalhamento e a evolução da fissuração central do bloco. As Figuras 5.32 e 5.33 ilustram as deformações no concreto, os danos por compressão e por tração no momento da força de pico e no momento pós-pico após a ruptura, respectivamente. O Gráfico 5.8 ilustra os pontos de análise para as Figuras 5.32, 5.33, 5.34 e 5.35, relativas ao modo de ruína, e para as Figuras 5.39 e 5.40, correspondentes as bielas de compressão.

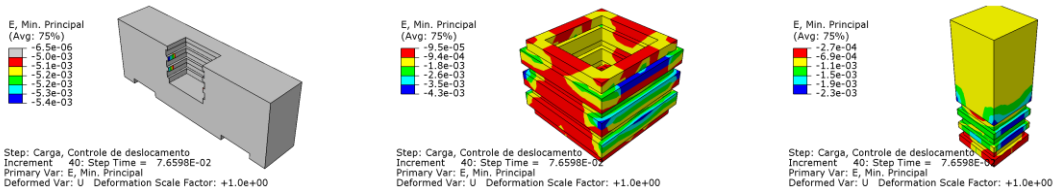
Gráfico 5.8 – Pontos de análise



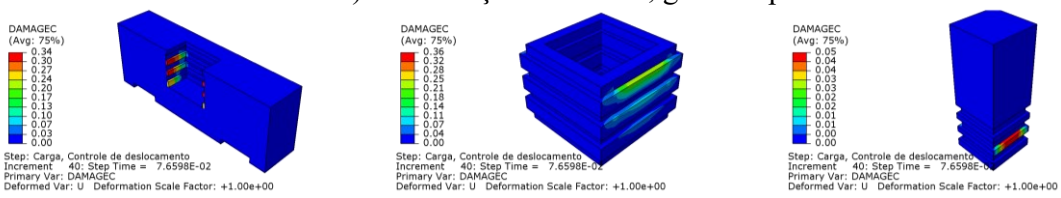

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

As regiões que apresentam maior dano por compressão continuam sendo as regiões das bielas próximas à ligação como mostra as Figuras 5.32b e 5.33b.

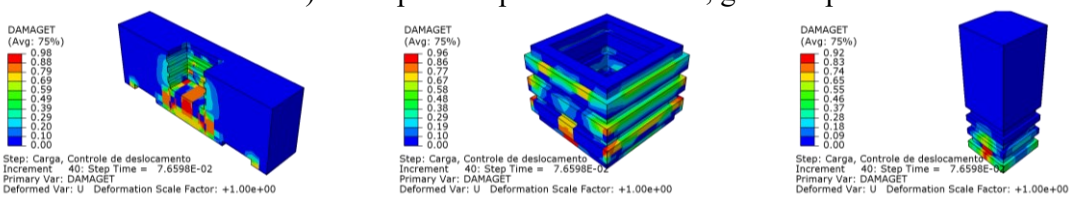
Figura 5.32 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento do modelo MP40_A1.




a) Deformações no bloco, graute e pilar.



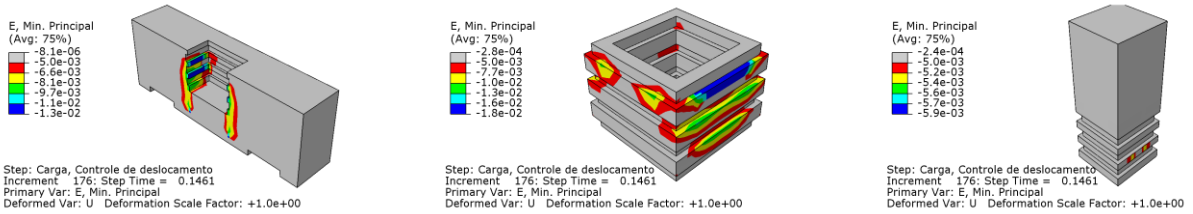

b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.



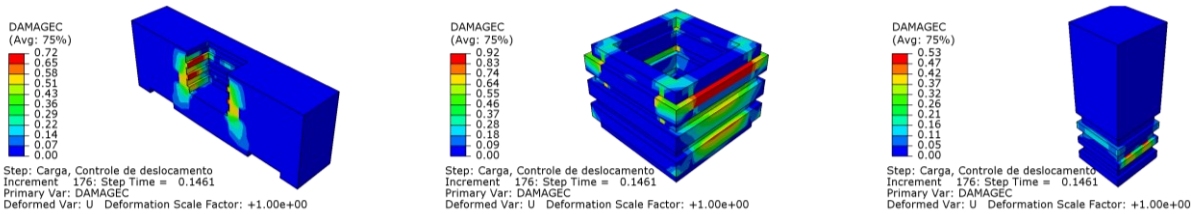

c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

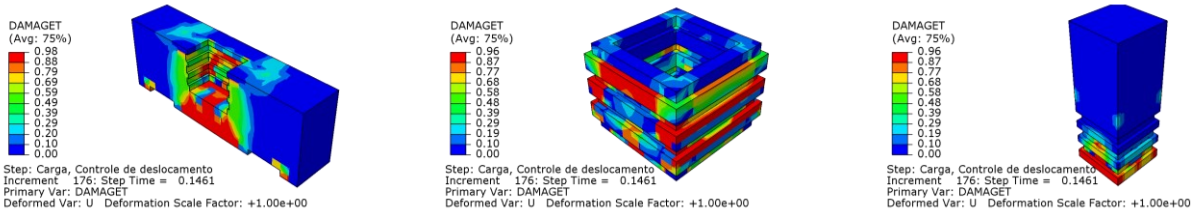
Figura 5.33 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração após a ruptura do modelo MP40_A1.




a) Deformações no bloco, graute e pilar.




b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.

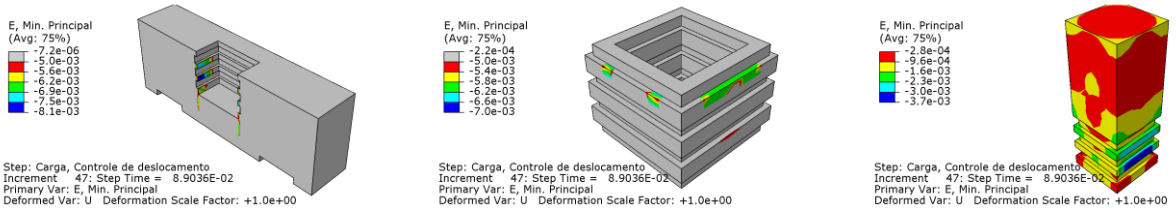



c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

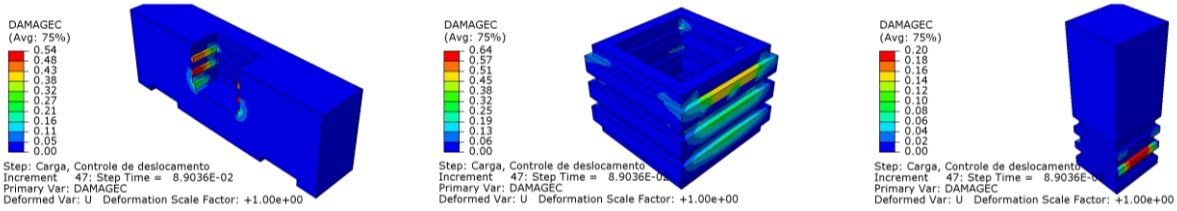
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

As Figuras 5.34 e 3.35 mostram as deformações no concreto, os danos por compressão e por tração no momento da força de pico e no momento após a ruptura, respectivamente, para os modelos MP_A2. Observa-se o mesmo padrão de ruína. É interessante observar que a fissuração central do bloco foi menor para esse modelo, mostrando que a armadura A2, atuou no controle da fissuração.

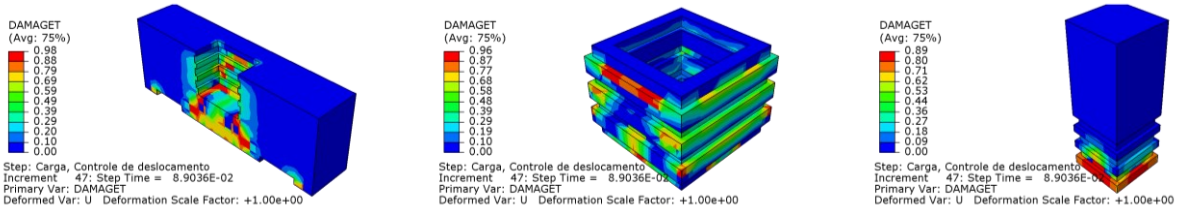
Figura 5.34 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração no pico de carregamento do modelo MP40_A2.




a) Deformações no bloco, graute e pilar.



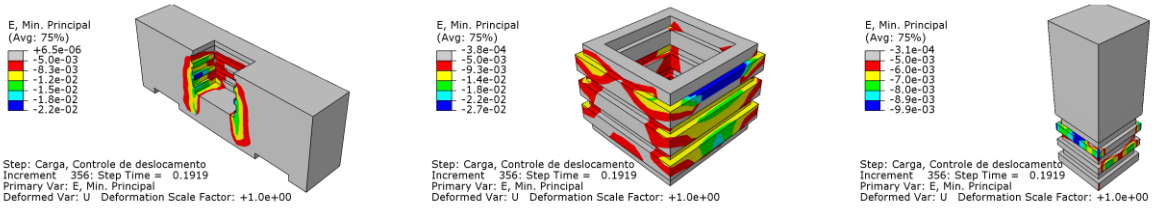

b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.



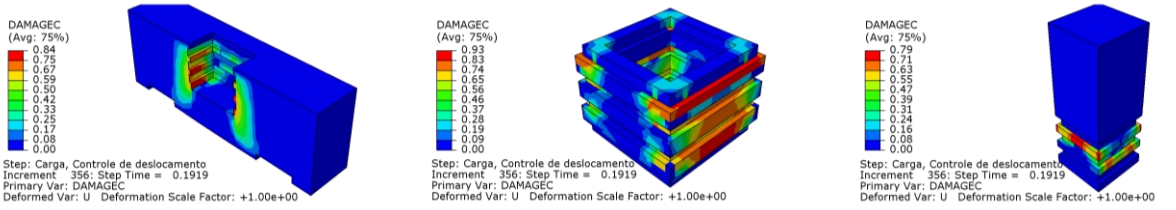

c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

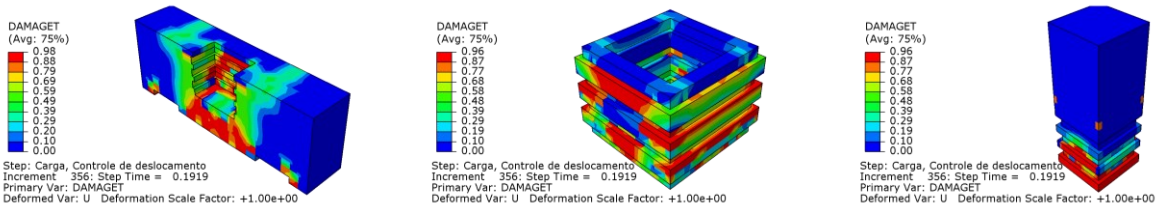
Figura 5.35 - Panorama de deformações, dano por compressão e tração após a ruptura do modelo MP40_A2.




a) Deformações no bloco, graute e pilar.




b) Dano por compressão no bloco, graute e pilar.

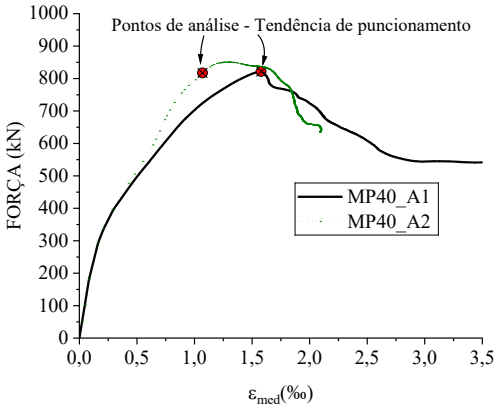



c) Dano por tração no bloco, graute e pilar.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

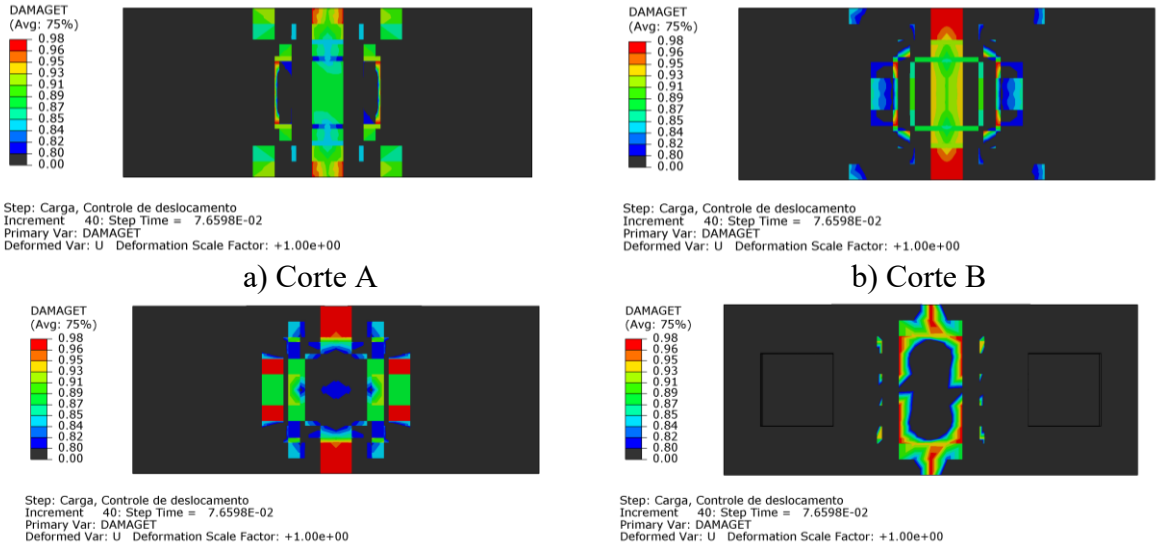
Para melhor visualizar a fissuração na parte inferior do bloco, foram feitos cortes semelhantes aos analisados na seção 5.1.5 (Ver Figura 5.8). As Figuras 5.36 e 5.37 mostram o padrão das fissuras mais intensas para os modelos MP40_A1 e MP40_A2, respectivamente. O Gráfico 5.9 mostra os pontos de análise para as Figuras 5.36 e 5.37 para que possar ser feitas comparações no mesmo nível de carga, correspondente ao pico de carregamento do modelo MP40_A1.

Gráfico 5.9 – Pontos de análise.




Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.36 - Fissuras principais na região inferior do bloco do modelo MP40_A1 no momento da ruptura.

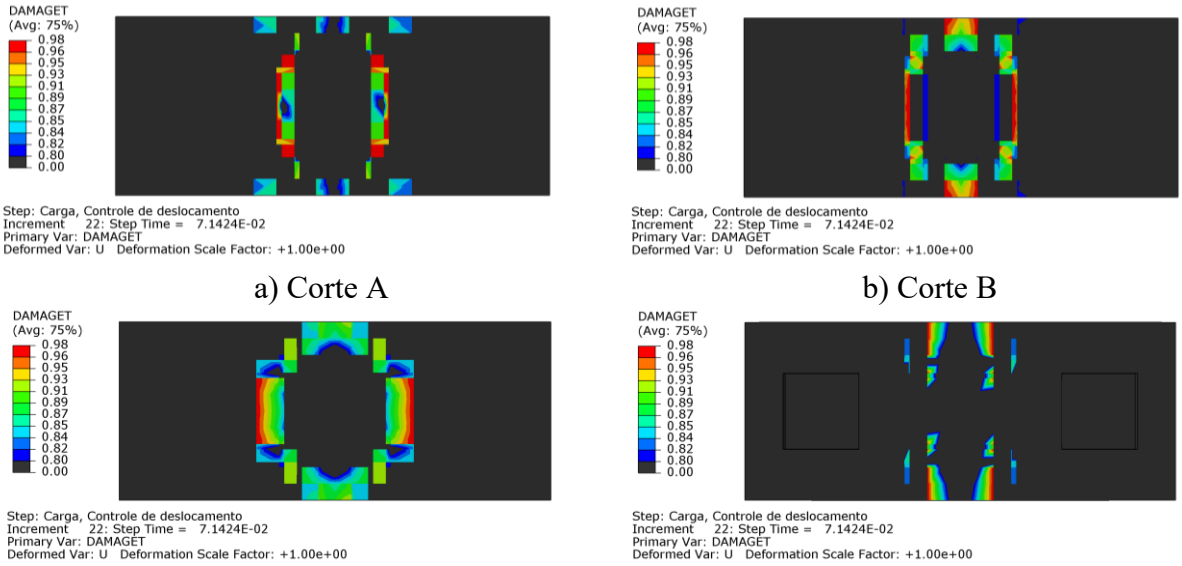



a) Corte A b) Corte B

c) Corte C d) Corte D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.37 - Fissuras principais na região inferior do bloco do modelo MP40_A2 no momento da ruptura.




a) Corte A

b) Corte B

c) Corte C

d) Corte D

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

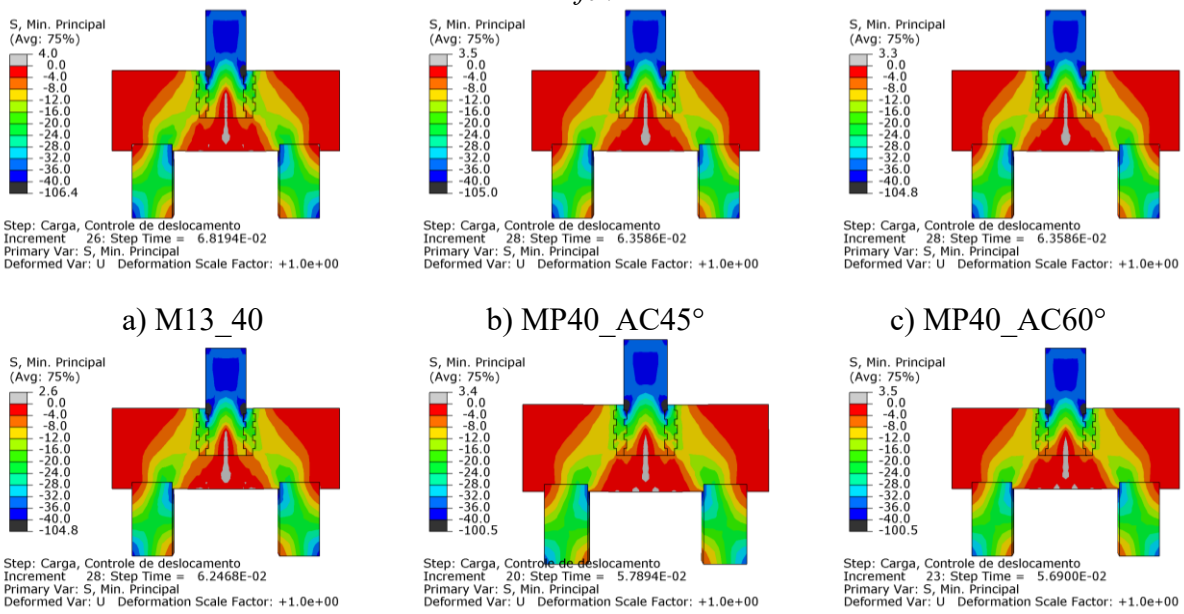
Pode-se notar que a tendência da formação da superfície de puncionamento ainda existe nos modelos com a formação de fissuras radiais e tangenciais. Além disso, nota-se também que a armadura do tipo A2 produziu uma redução na intensidade dessas fissuras em comparação ao modelo A1, uma vez que ela atua, justamente, na fissuração central do bloco.

## 5.2.6 Fluxo de tensões no bloco

### *5.2.6.1 Bielas de compressão*

O mecanismo de transferência observado foi por bielas de compressão em todos os modelos. A Figura 5.38 mostra as bielas de compressão dos modelos com $f_{cm}$ de 40 MPa para o mesmo nível de carga, que é a força de pico do bloco de referência M13. Já as Figura 5.39 e 5.40 mostram as bielas no instante do pico de carregamento de cada modelo e no pós-pico relativos aos pontos de análise do Gráfico 5.8.

Figura 5.38 - Bielas de compressão no pico de carregamento de referência (M13_40) dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa.

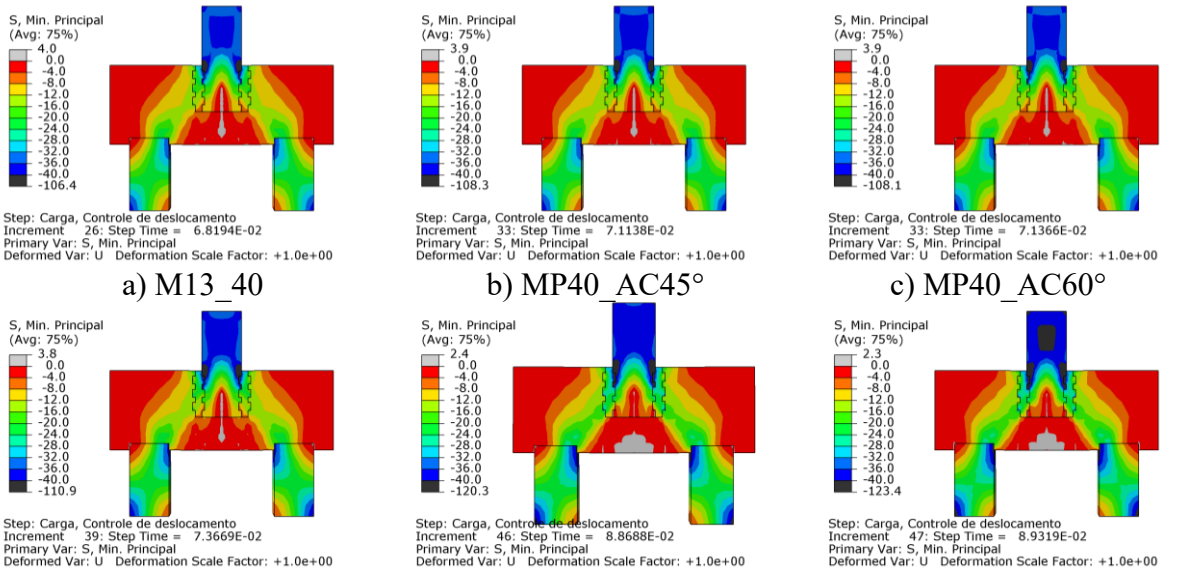



a) M13_40 b) MP40_AC45° c) MP40_AC60°

d) MP40_A1 e) MP40_A2 f) MP40_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.39 - Bielas de compressão no momento do pico de carregamento de cada modelo com $f_{cm}$ de 40 MPa.

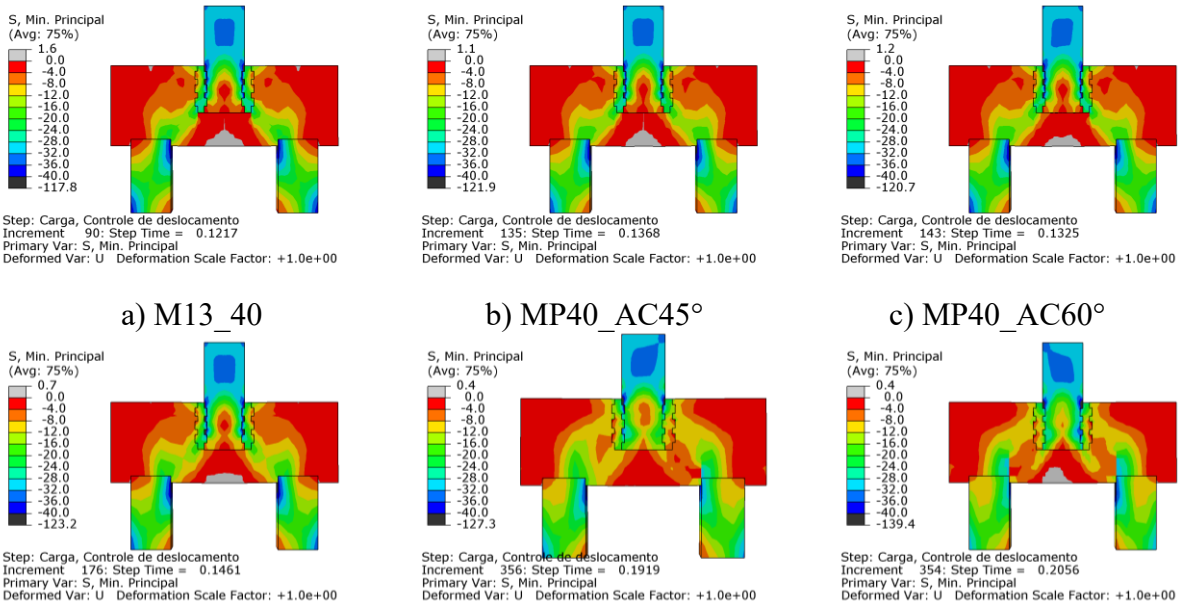



a) M13_40 b) MP40_AC45° c) MP40_AC60°

d) MP40_A1 e) MP40_A2 f) MP40_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.40 - Bielas de compressão no pós-pico dos modelos de $f_{cm}$ de 40 MPa.



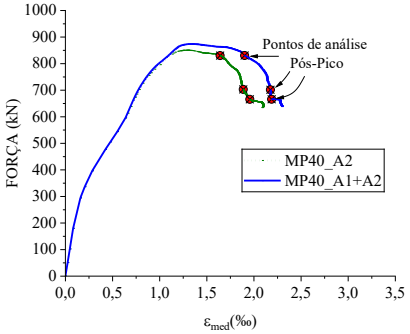

a) M13_40 b) MP40_AC45° c) MP40_AC60°

d) MP40_A1 e) MP40_A2 f) MP40_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

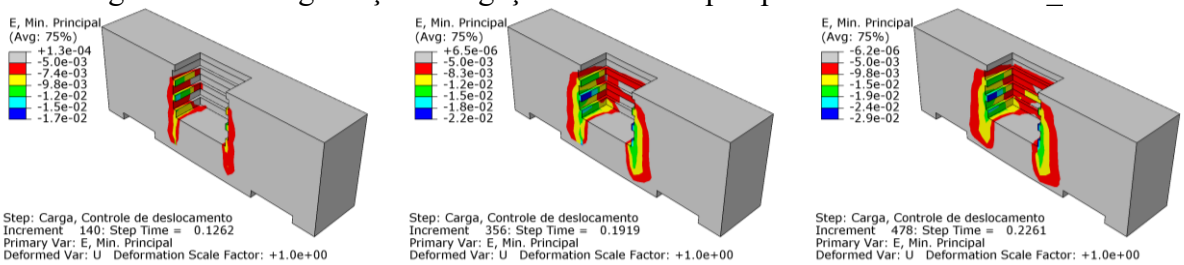
As bielas apresentaram, em geral, formato e nível de tensões semelhantes entre os modelos. Os modelos que destoaram dos demais foram aqueles com armadura do tipo A2 (MP40_A2 e MP40_A1+A2). É possível ver na Figura 5.40, que a degradação da biela não ocorre da mesma maneira que os demais. As bielas desses modelos conseguem manter o mecanismo de transferência mesmo após o início da ruptura na região da ligação; sua degradação ocorre de forma mais gradual ao longo da curva força *versus* deformações médias. Esse comportamento sugere que a armadura A2 fornece uma maior ductilidade à ruptura do bloco, permitindo maiores deformações. As Figuras 5.41 e 5.42 mostram a degradação gradual das bielas nos modelos MP40_A2 e MP40_A1+A2, nos pontos do regime pós-pico ilustrados no Gráfico 5.10.

Gráfico 5.10 – Pontos de análise.

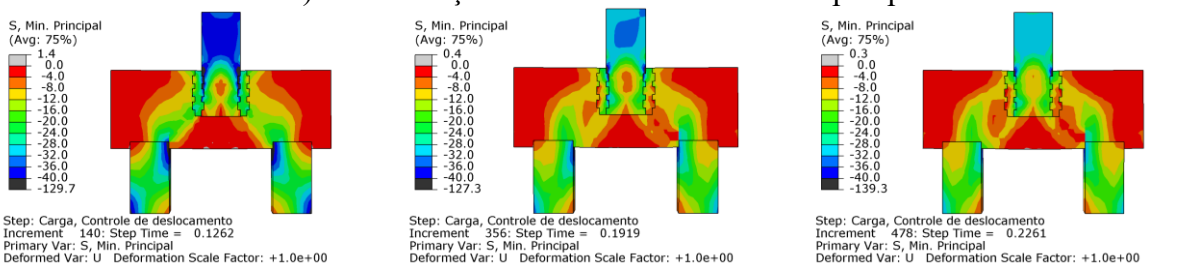



Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.41 – Degradação da ligação e bielas no pós-pico do modelo MP40_A2.



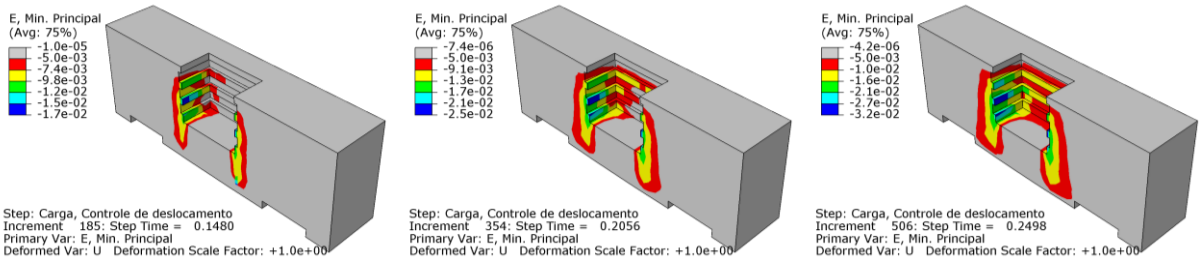

a) Deformações no concreto do bloco no pós-pico.



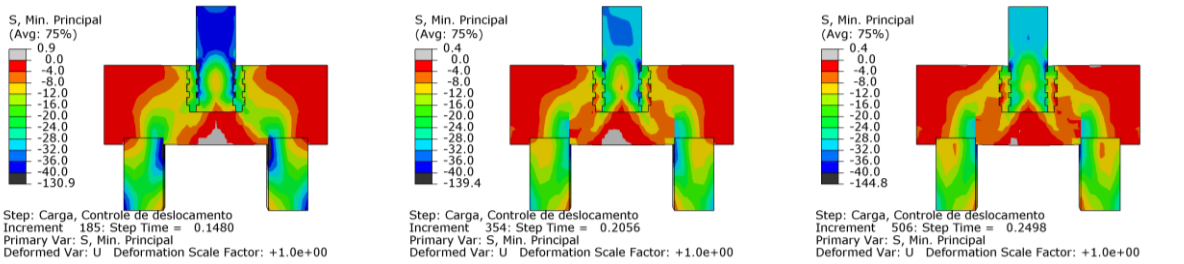

b) Degradação das bielas no pós-pico.

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.42 - Degradação da ligação e bielas após a ruptura do modelo MP40_A1+A2.




a) Deformações no concreto do bloco no pós-pico.




c) Degradação das bielas no pós-pico.

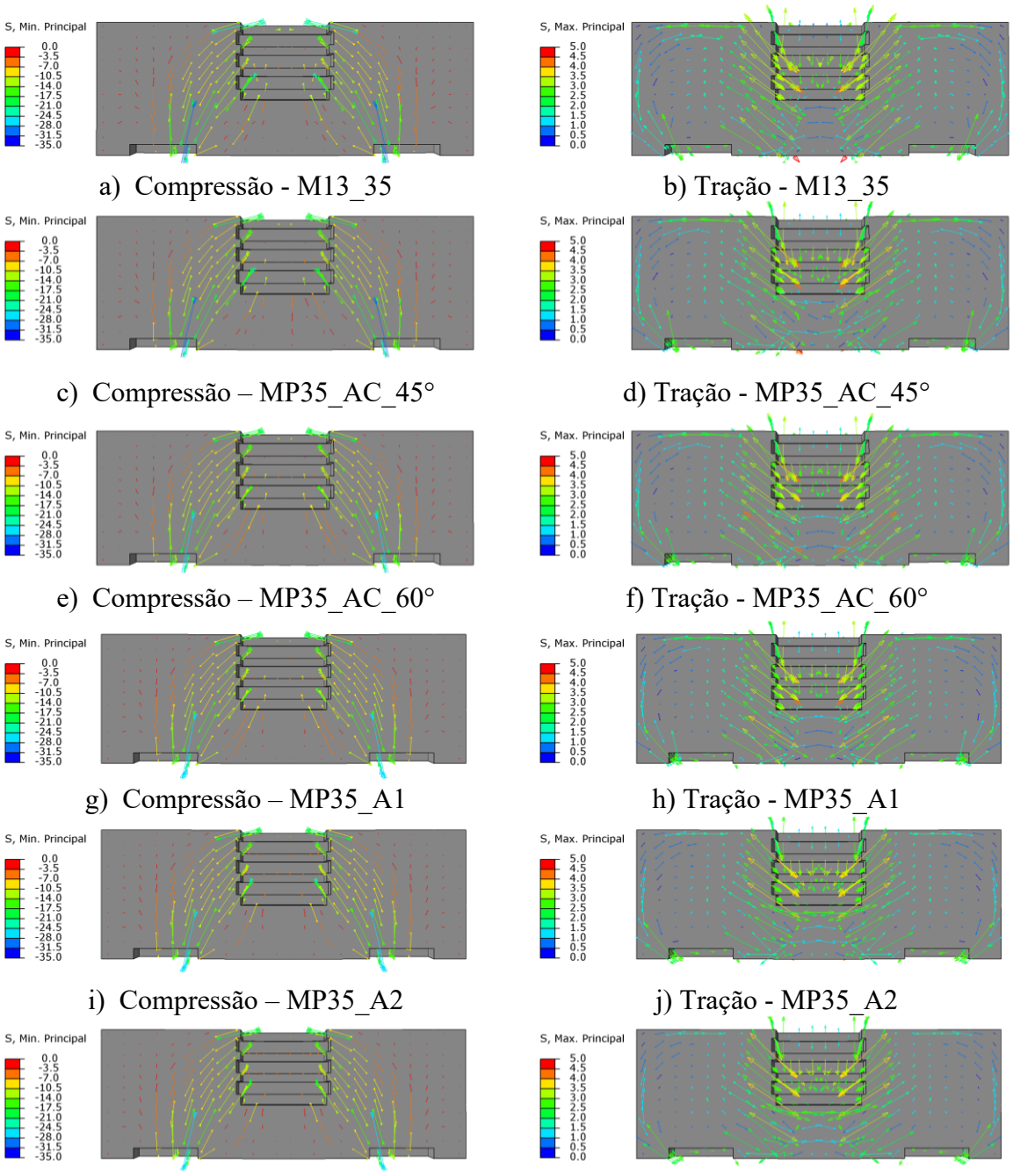
Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### *5.2.6.2 Vetores de tensão*

As armaduras avaliadas nessa etapa não ofereceram influência nos vetores de tensões principais de compressão e tração. As Figuras 5.43 e 5.44 mostram os vetores para os modelos com $f_{cm}$ de 35 e 45 MPa no momento da força de pico de referência do respectivo modelo M13.

Todos os modelos apresentaram bielas em formato de garrafa que geraram tensões de tração diagonal. Quanto à fissuração central do bloco, ela evolui antes do pico de carregamento, de tal forma que no momento do pico de análise das Figuras 5.43 e 5.44, o concreto não apresenta mais tensões de tração nessa região por já estar fissurado.

Figura 5.43 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento do modelo de referência M13_35.




a) Compressão - M13_35 b) Tração - M13_35

c) Compressão – MP35_AC_45° d) Tração - MP35_AC_45°

e) Compressão – MP35_AC_60° f) Tração - MP35_AC_60°

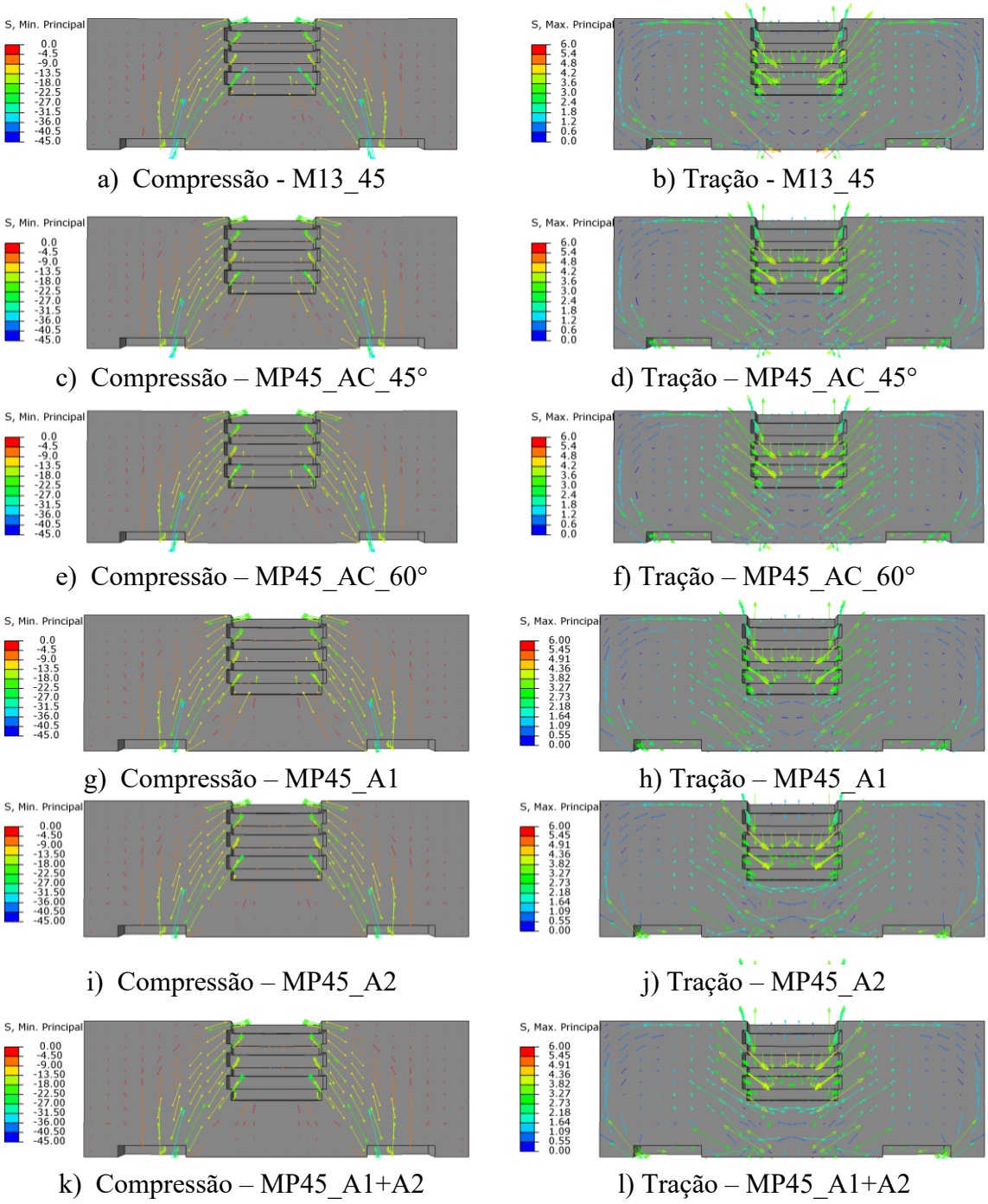
g) Compressão – MP35_A1 h) Tração - MP35_A1

i) Compressão – MP35_A2 j) Tração - MP35_A2

k) Compressão – MP35_A1+A2 l) Tração - MP35_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.44 - Vetores de tensões principais de compressão e tração no pico de carregamento do modelo de referência M13_45.




a) Compressão - M13_45

b) Tração - M13_45

c) Compressão – MP45_AC_45°

d) Tração – MP45_AC_45°

e) Compressão – MP45_AC_60°

f) Tração – MP45_AC_60°

g) Compressão – MP45_A1

h) Tração – MP45_A1

i) Compressão – MP45_A2

j) Tração – MP45_A2

k) Compressão – MP45_A1+A2

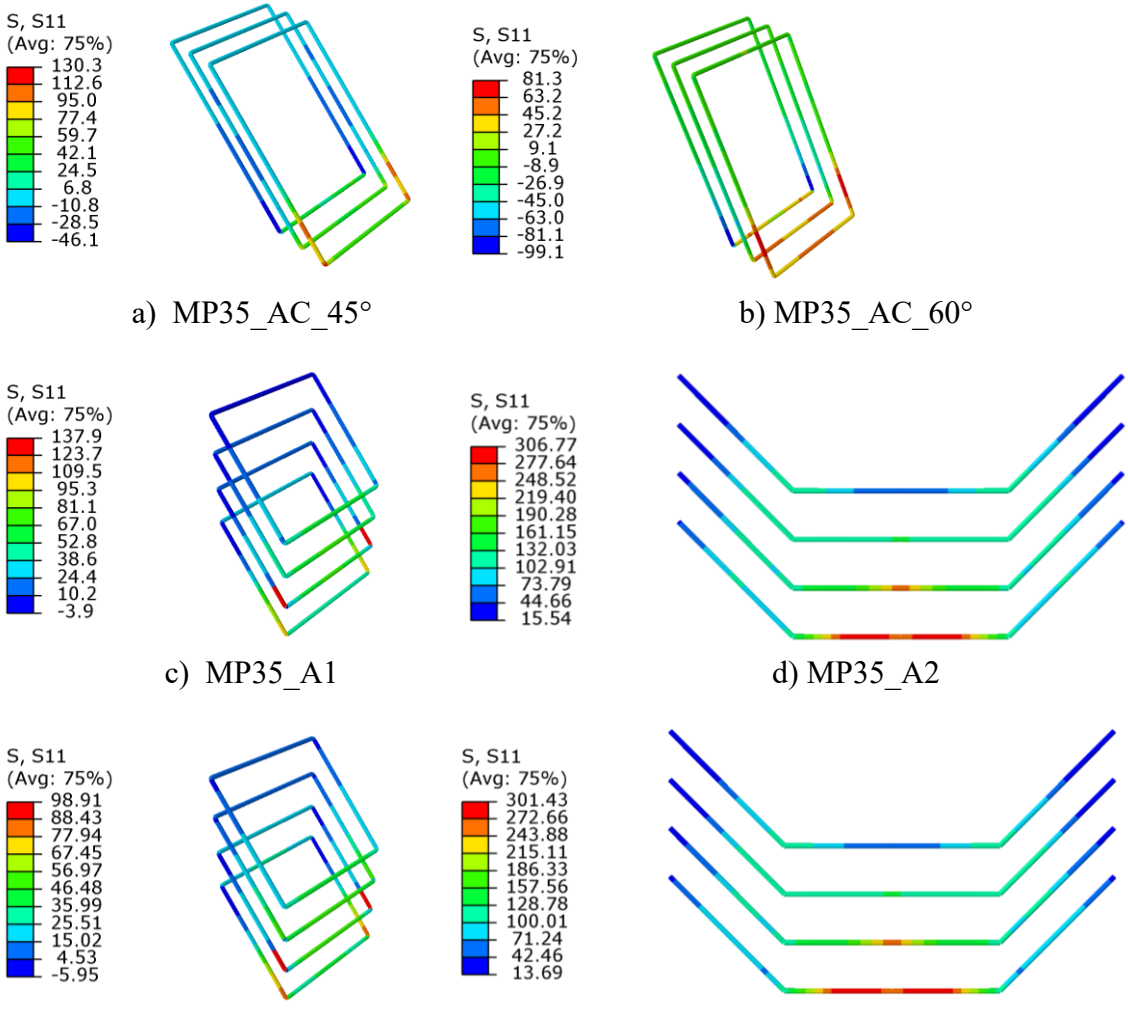
l) Tração – MP45_A1+A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

### 5.2.7 Tensões nas armaduras complementares

As tensões nas armaduras complementares analisadas nessa etapa são mostradas nas Figuras 5.45 e 5.46 a seguir para os modelos com $f_{cm}$ igual a 35 e 45 MPa. O comportamento padrão é semelhante entre os modelos quando se varia o $f_{cm}$. A diferença é dada pelo nível de carga que os modelos com maiores $f_{cm}$ suportam e, consequentemente, maior mobilização dos conjuntos de armaduras propostos.

Figura 5.45 - Análise de tensões nas armaduras durante o pico de carregamento do modelo de referência M13_35.



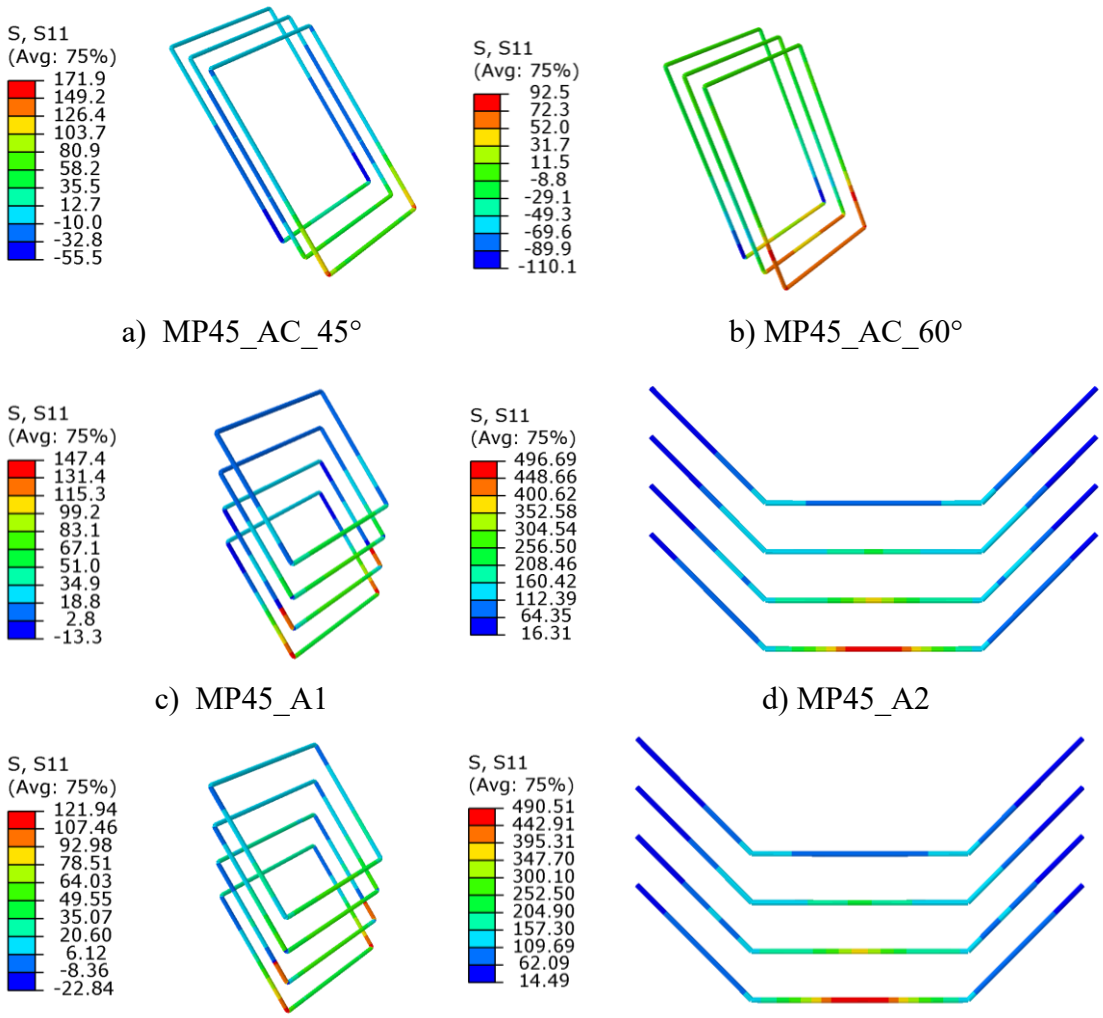

a) MP35_AC_45° b) MP35_AC_60°

c) MP35_A1 d) MP35_A2

e) MP35_A1+A2 – ARMADURA A1 f) MP35_ A1+A2 – ARMADURA A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Figura 5.46 – Análise de tensões nas armaduras durante o pico de carregamento do modelo de referência M13_45.




a) MP45_AC_45° b) MP45_AC_60°

c) MP45_A1 d) MP45_A2

e) MP45_A1+A2 – ARMADURA A1 f) MP45_ A1+A2 – ARMADURA A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

É possível ver que as armaduras dessa etapa tiveram uma maior mobilização à tração. As armaduras menos solicitadas e eficientes foram as AC_60° e AC_45°, nas quais apenas suas partes inferiores e uma parte do primeiro trecho vertical trabalham à tração; os trechos verticais são mais solicitados à compressão. A angulação da AC_45° apresentou uma maior eficiência em relação à AC_60°, sendo mais solicitada à tração com intensidades maiores. Dessa forma, entende-se que a posição dessas armaduras no bloco não favoreceu a sua eficiência.

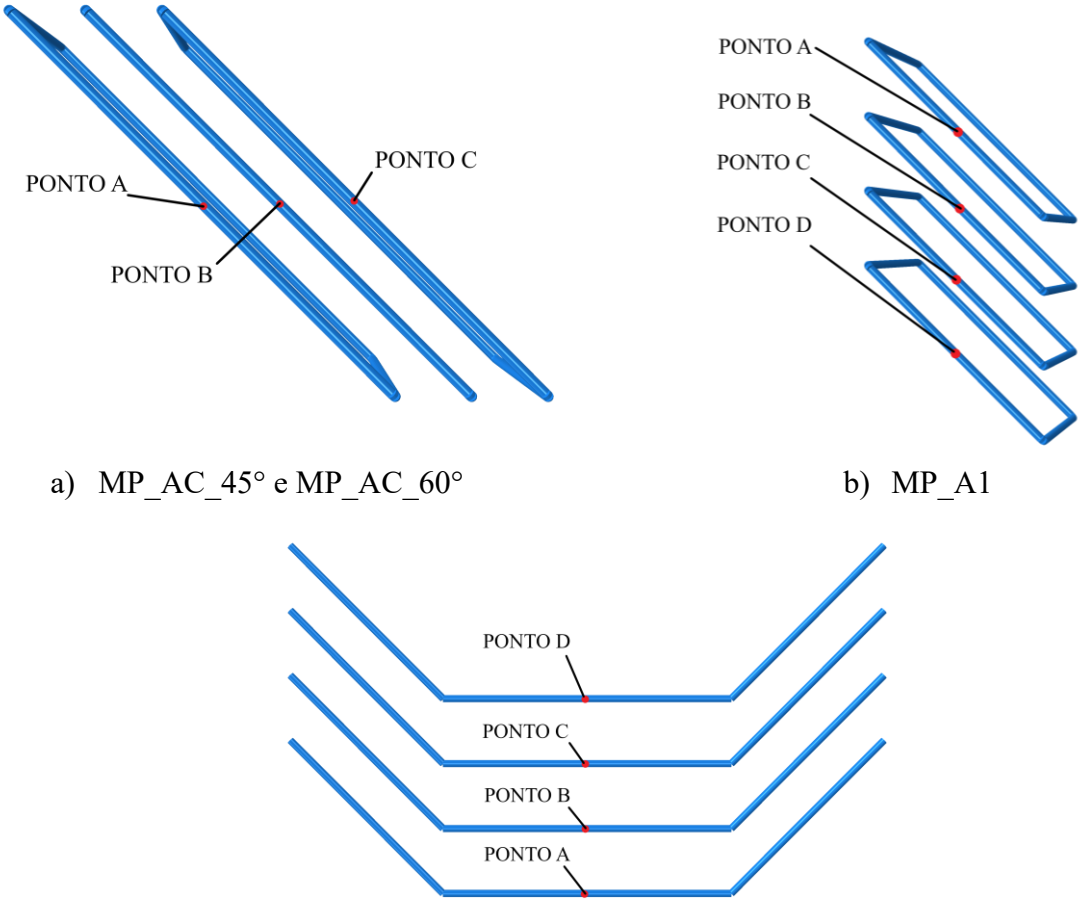
A armadura do tipo A1 foi quase inteiramente solicitada à tração. Apesar de apresentar baixa intensidade de tensões (apenas 22% da tensão de escoamento no momento do pico de carregamento de referência no modelo MP45_A1), ela pode ter atuado no controle de fissuração do bloco, por estar na região das trações diagonais das bielas, o que repercutiu em um aumento da capacidade de carga pequeno entre 0,34% e 2,15%.

A disposição mais eficiente foi a armadura do tipo A2. Observa-se que ela trabalha inteiramente à tração, chegando a 74% da tensão de escoamento no momento do pico de carregamento de referência no modelo MP45_A2, resultando em um aumento da capacidade de carga entre 5,31% e 10,19%. Os trechos horizontais foram os mais solicitados devido a fissuração central do bloco.

Por fim, o modelo composto pela ação conjunta das armaduras do tipo A1 e A2, mostrou praticamente uma superposição de efeitos. As armaduras apresentam tensões muito semelhantes às dos modelos individuais, resultando em um aumento da capacidade de carga entre 6,77% e 12,48%.

Para analisar o comportamento das armaduras complementares no regime pós-pico, foram medidas as tensões e deformações nos pontos mostrados na Figura 5.47. As curvas são apresentadas no Gráfico 5.11.

Figura 5.47 – Pontos de medida das deformações nas armaduras.



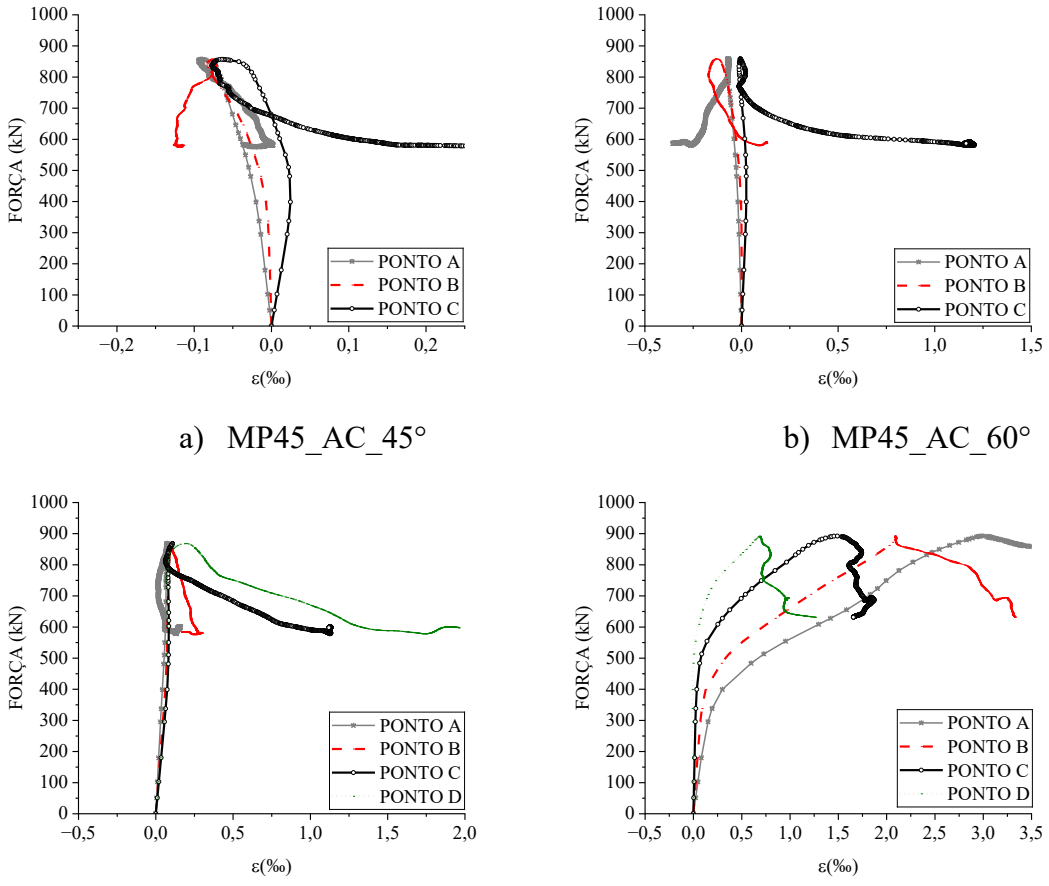

a) MP_AC_45° e MP_AC_60°

b) MP_A1

c) MP_A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

Gráfico 5.11 - Gráficos de “Força x Deformação” nos pontos de interesse das armaduras complementares.




a) MP45_AC_45° b) MP45_AC_60°

c) MP45_A1 d) MP45_A2

Fonte: Elaborado pela autora (2024).

O modelo AC_45° teve um comportamento semelhante ao dos modelos com as armaduras complementares originais propostas por Barros (2013). Observa-se que a armadura mais solicitada é aquela próxima à ligação. Além disso, nota-se que há inversão de esforços no pico de carregamento. A partir daí, essa armadura começa a ser solicitada à tração, mas não chega a escoar ao longo da simulação.

O modelo AC_60° praticamente não teve os pontos solicitados no regime pré-pico. Apenas após o pico de carregamento a armadura mais próxima do cálice começa a ser solicitada à tração.

O modelo com armadura do tipo A1, apresentou comportamento semelhante ao modelo AC_60° nos pontos medidos, sendo pouco solicitada no regime pré-pico. No pós-pico, no entanto, as armaduras mais superiores começam a ser solicitadas à tração.

Os modelos com armadura do tipo A2 apresentaram um comportamento particular. Observa-se que todas as armaduras são solicitadas à tração, já no regime pré-pico, com deformações superiores a todos os modelos até aqui apresentados. As armaduras mais solicitadas são as mais inferiores, mais próximas do fundo do bloco. Em geral, as armaduras não chegaram a escoar. Exceto a armadura mais inferior que escoa após a ruptura do modelo já num estágio avançado de degradação.

# 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve o objetivo principal de analisar o comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice embutido com chave de cisalhamento, diante da presença de armaduras complementares.

Na primeira etapa da pesquisa, a qual contempla os capítulos 3 e 4, foi elaborado um modelo numérico no *software* ABAQUS, baseado no Método dos Elementos Finitos. O modelo passou por uma análise de sensibilidade, a qual possibilitou uma a calibração dos parâmetros de plasticidade. Além disso, foi feito um estudo de malha para escolher aquela mais refinada diante de um gasto computacional razoável. A validação dos modelos foi feita de acordo com os ensaios experimentais de Barros (2013), mostrando boa previsão na capacidade de carga e panorama de fissuração dos blocos. O modelo numérico, no entanto, previu uma maior rigidez para os blocos, de tal forma que não foram observados escoamento das armaduras durante as simulações.

Ainda na primeira etapa, foi feito uma análise da influência de cada conjunto de armadura no bloco. A análise mostrou que os tirantes principais são os que mais influenciam a capacidade de carga do bloco, estando de acordo com a teoria de Bielas e Tirantes. A análise também permitiu reconhecer que os conjuntos de armaduras não tiveram nenhum comportamento anômalo no modelo.

Na segunda etapa, foi feita uma análise paramétrica das armaduras complementares que foi dividida em duas partes: a primeira analisou as armaduras complementares originais propostas por Barros (2013); e a segunda as armaduras complementares com configurações modificadas.

Na primeira parte, variou-se a área de aço das armaduras por meio do aumento do número e do diâmetro das barras. Além disso, posicionou-se as armaduras nas proximidades da região do cálice, uma vez que nas análises iniciais, essa era a região mais solicitada e crítica da estrutura.

Os resultados mostraram que as armaduras complementares originais não influenciam na capacidade de carga dos blocos, nem no controle de fissuração. Durante as simulações, as armaduras praticamente só foram solicitadas à compressão nos seus trechos verticais. Dessa forma, essas armaduras não atuam suspendendo parte da carga que seria transmitida diretamente para o fundo do bloco como foi pensado por Barros (2013).

A análise do fluxo de tensões no bloco possibilitou um maior entendimento das regiões mais tracionadas e fissuradas. Dessa forma, na segunda parte da análise paramétrica, foram

propostas armaduras complementares modificadas: variando a angulação, a disposição no bloco e a configuração.

As armaduras apresentaram, em geral, um melhor controle da fissuração diagonal do bloco que se traduziu em aumento na capacidade de carga variável, a depender do $f_{cm}$ do bloco. Os blocos com menores resistência à compressão se mostraram mais sensíveis à inclusão das armaduras, uma vez que possuem um concreto com menor resistência à tração.

As disposições de armaduras mais eficientes foram as A1, A2 e A1+A2. O modelo A1 atuou no controle de fissuração diagonal na região das bielas próximas ao cálice, resultando em um aumento na capacidade de carga pequeno entre 0,94% e 2,55%.

O modelo A2 foi mais eficiente, atuando no controle da fissuração central inferior e da fissuração diagonal das bielas do bloco, resultando em um aumento da capacidade de carga entre 5,31% e 10,19%

Já o modelo A1+A2 apresentou praticamente uma superposição de efeitos, controlando tanto a fissuração diagonal quanto à fissuração central inferior. Foi a disposição que proporcionou maiores aumentos da capacidade de carga, que variou entre 6,77% e 12,48%.

Por fim, os mecanismos de ruína observados nos modelos foram a ruptura da chave de cisalhamento e a fissuração central do bloco. Esses mecanismos atuam conjuntamente, levando à ruína das bielas em toda a região da ligação por esmagamento do concreto.

Assim, é importante pensar em soluções para o controle de fissuração desses blocos. Uma vez que, além de resultar em um melhor comportamento em serviço e uma maior durabilidade do elemento estrutural, o controle de fissuração também pode atuar retardando a ruína dos blocos, como foi observado de forma mais significativa nos modelos A2 e A1+A2.

Ao final da pesquisa, ao se variar as condições de contorno nas bases das estacas, liberando os graus de liberdade na direção longitudinal do bloco, chegou-se a modelos com rigidezes mais realistas e compatíveis com os modelos experimentais de Barros (2013), sendo observado, inclusive, o escoamento dos tirantes principais.

Uma vez que os modelos numéricos M14_x e M14 apresentaram o mesmo comportamento quanto às armaduras complementares, os resultados das análises paramétricas feitas com os modelos M13 e M14, de maior rigidez, possuem validade e representam tendência de comportamento.

## 6.1 Sugestões para trabalhos futuros

A proposta da pesquisa foi concluída com desempenho consistente pelas análises realizadas, as quais contribuem para o progresso na área de blocos com cálice embutido e interface com chave de cisalhamento. Assim, o objetivo geral e os específicos do trabalho foram alcançados de forma positiva. O estudo demonstra que o aperfeiçoamento dos modelos de projeto exige ir além do conhecimento atual, necessitando de mais investigações experimentais e numéricas. Portanto, sugere-se os seguintes aspectos para serem trabalhados em pesquisas futuras:

- Confirmação dos resultados por meio de ensaios experimentais com os blocos simulados, incluindo as armaduras complementares modificadas;
- Reprocessar as análises paramétricas com os novos modelos numéricos M13_x e M14_x;
- Investigar o comprimento de ancoragem necessário para as armaduras complementares concebidas no modelo A2 e A1+A2;
- Investigar a influência de outras seções transversais para o pilar, como seção retangular e circular;
- Ampliar a pesquisa, tratando de cálices embutidos e chave de cisalhamento em blocos sobre mais de duas estacas;
- Examinar novas condições de carregamento, considerando excentricidades e forças horizontais.

## REFERÊNCIAS

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. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

BARROS, Rodrigo. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 2009. 195 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

BARROS, Rodrigo. **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 em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. **Analles d'Institut Tecnique du Bâtiment et des Travaux Publics**. Paris, v. 20, n. 230, 1967

CAMPOS, Leonardo Alves de. **Análise experimental de blocos de fundação sobre duas estacas, sob carga centrada, para estrutura pré-fabricada**. 2007. 149 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

CANHA, Rejane Martins Fernandes. **Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado**. 2004. 279 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

CARREIRA, Domingo J.; CHU, Kuang-Han. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **ACI JOURNAL**, [*s. l.*], v. 82, ed. 6, p. 82-72, 1985.

CHAN, Toong Khuan; POH, Chee Keong. Behaviour of precast reinforced concrete pile caps. **Construction and Building Materials**, São Carlos, v. 14, p. 73-78, 2000.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP model code 1990: Design code**. London, UK, 1993.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006. 308 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; GIONGO, José Samuel. **Simulação numérica não-linear de blocos de concreto armado**. XXXI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Mendonza, 2004.

DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; GIONGO, José Samuel. Blocos sobre estacas com cálice embutido – análise numérica e experimental. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 15, ed. 64, p. 93-104, 2013.

FÉDÉRATION INTERNATIONAL DU BÉTON. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. Lausanne, Switzerland, 2013.

GRASSL, Peter. **Plasticity and damage mechanics for modeling concrete failure**. 2004. Tese (Doutorado) - Chalmers University of Technology, Sweden, 2004.

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**, [*s. l.*], v. 6, ed. 6, p. 773-781, 1976.

HOBBS, N.; STEIN, P. An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 57, pg. 559-628, 1957

HORDIJK, Dick A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. **HERON**, [*s. l.*], v. 37, ed. 1, p. 79, 1991.

ITURRIOZ, I.; D'AVILA, V.; RAUSH, M. R. Análise experimental computacional de um bloco de estacas de concreto armado. **XXXIX Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural**, Punta Del Este, 2000.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of engineering mechanics**, [*s. l.*], v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard**. Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. v. 01, 02, 03 e 04.

LUBLINER, J.; OLIVER, J; OLLER, S; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of solids and structures**, [*s. l.*], v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MAREK FILHO, Carlos Antônio. **Análise do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice embutido.** 2010. 190 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

MAUTONI, Milton. **Blocos sobre dois apoios**: concreto armado. 1972. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1972.

MESQUITA, A. C.; ROCHA, A. S.; DELALIBERA, R. G.; SILVA, W. A. da. The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps. **IBRACON Structural an Material Journal**, São Paulo, v. 9, n. 6, p. 856 - 882, 2016.

MIGUEL, Mirian Gonçalves. **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MORAIS NETO, João Aurimar Correia de. **Estudo numérico de armaduras complementares em blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido com chave de cisalhamento**. 2022. 187 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2022.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2004. 148 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. 2014. 357 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

NANA, W.S.A.; BUI, T.T.; LIMAM, A.; ABOURI, S. Experimental and Numerical Modelling of Shear Behaviour of Full-scale RC Slabs Under Concentrated Loads. **Structures**, [*s. l.*], v. 10, p. 96-116, 2017.

OLIVEIRA, Diôgo Silva de. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas**. 2013. 234 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

PAGNUSSAT, Rodrigo. **Análise numérica do comportamento de blocos sobre quatro estacas com cálice parcialmente embutido – Estudos de casos reais**. 2011. 129 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

RAMOS, Filipe Antonio de Coan. **Análise numérica de blocos sobre dez estacas: Cálculo das reações de apoio**. 2007. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

RAUSH, A.; D'ASCENSO, N.; GOLDSCHIMIDT, P.; NATALINI, M. Analisis experimental sobre cabezales de pilotes sometidos a cargas verticals. **XXVIII Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural**, São Carlos, v. 1, p. 309-318, 1997.

RESENDE, Jéssica Cunha. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas com variações das seções de pilares, das rigidezes dos blocos e taxas de armadura dos pilares.** 2019. 106 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

SANTOS, João Vitor Caldas. **Análise numérica de cálice de fundação em bloco sobre duas estacas**. 2022. 222 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

SCHLAICH, J; SCHÄFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. The Structural Engineer, [*s. l.*], v. 69, n. 6, p. 113-125, 1991.

SOUZA, Rafael Alves de. **Concreto estrutural**: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. 2004. 442 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, Rafael Alves de; BITTENCOURT, Túlio Nogueira. Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas. **Revista Ibracon de Estruturas**, [*s. l.*], v. 2, ed. 3, p. 310-319, 2006.

SOUSA, Gabriel Fernandes. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas com variações das seções de pilares, das rigidezes dos blocos e taxas de armadura dos pilares.** 2019. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

SYROKA, E.; BOBIŃSKI, J.; TEJCHMAN, J. Fe analysis of reinforced concrete corbels with enhanced continuum models. **Finite elements in analysis and design**, [*s. l.*], v. 47, ed. 9, p. 1066-1078, 2011.

SYSTÈMES, D. **ABAQUS 6.14. Analysis user's guide.** Providence: Dassault Systèmes Providence, 2014.

SYSTÈMES, D. **ABAQUS/CAE User's Manual, Version 6.6**. [*s.l.*]: Dassault Systèmes Providence, 2009.

TAYLOR, H. P. J.; CLARKE, J. L. Some detailing problems in concrete frame structures. **The Structural Engineer**, 1976

TOMAZ, Marco Aurélio. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. 2018. 142 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

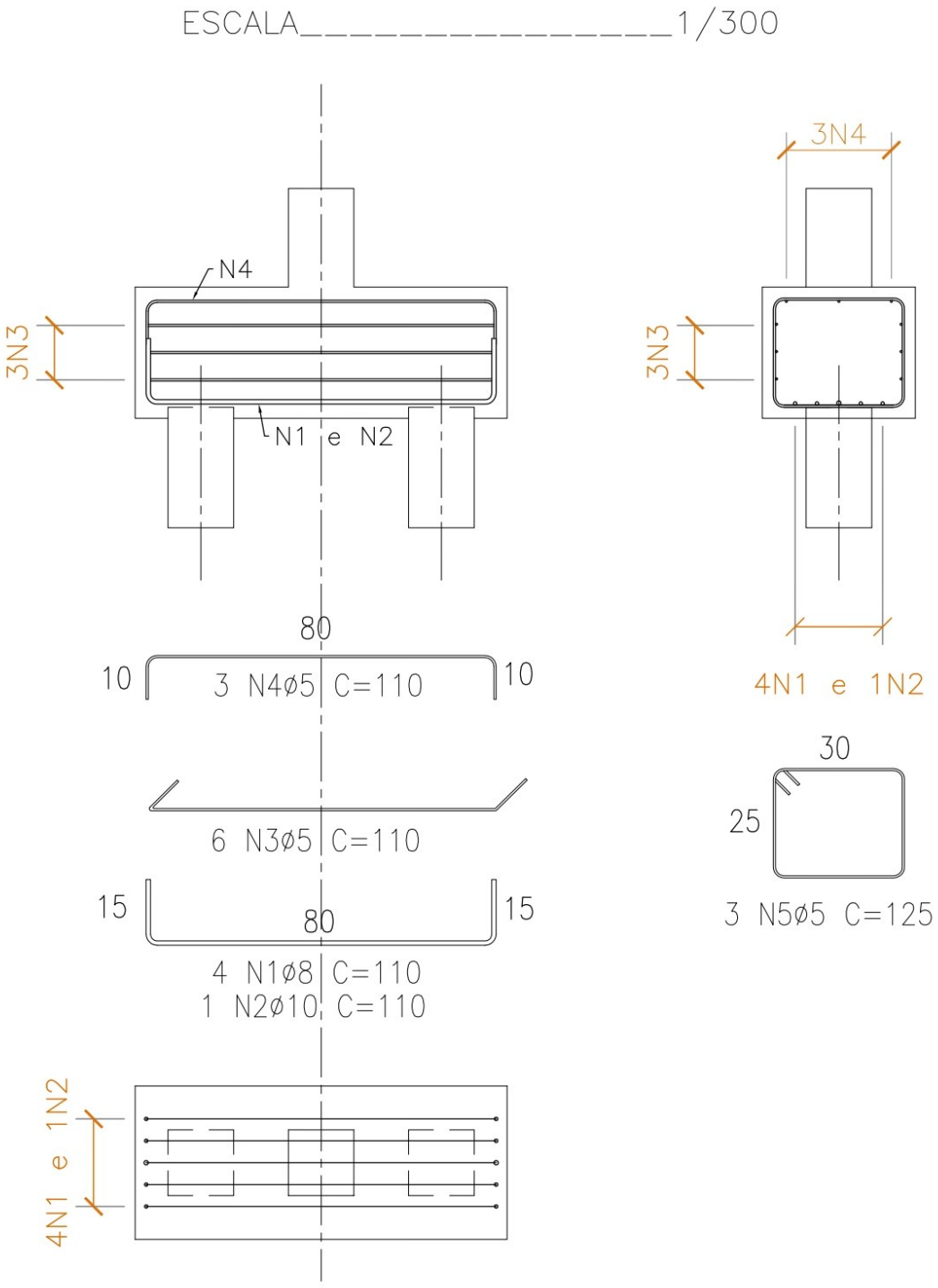
VERMEER, P. A.; BORST, R. de. Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete. **Heron**, [s. l.], v. 29, n. 3, p. 1268-1283, 1984.

WOSATKO, Adam; WINNICKI, Andrzej; POLAK, Maria Anna; PAMIN, Jerzy. Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, [s. l.], v. 19, ed. 7, p. 1268-1283, 2019.

YU, T.; TENG, J. G.; WONG, Y. L.; DONG, S.L. Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model. **Engineering Structures**, [*s. l.*], v. 32, ed. 3, p. 680-691, 2010.

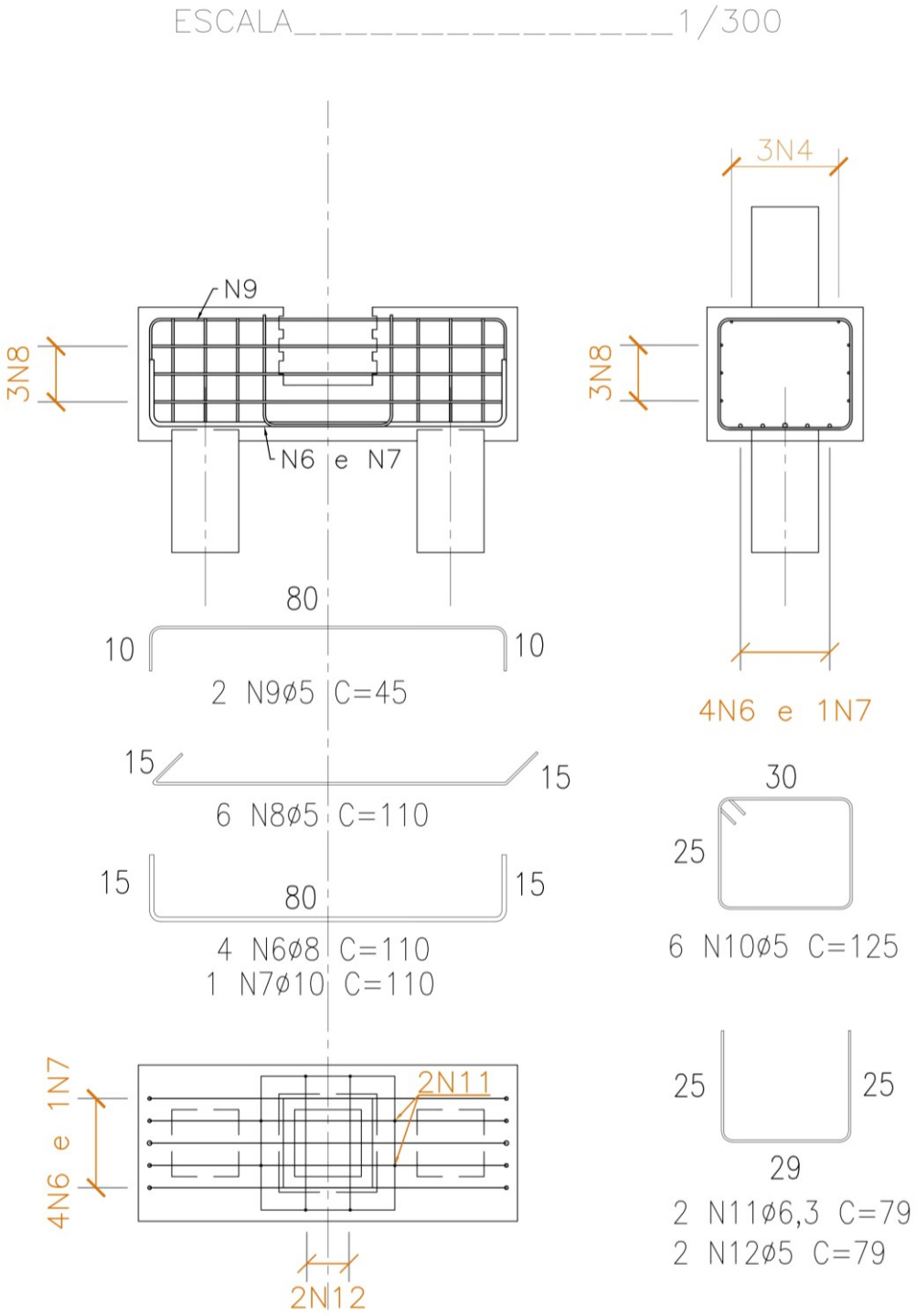
# ANEXO A – DETALHAMENTO DOS BLOCOS M8, M13 E M14

A 1 – Detalhamento do bloco monolítico de referência M8.



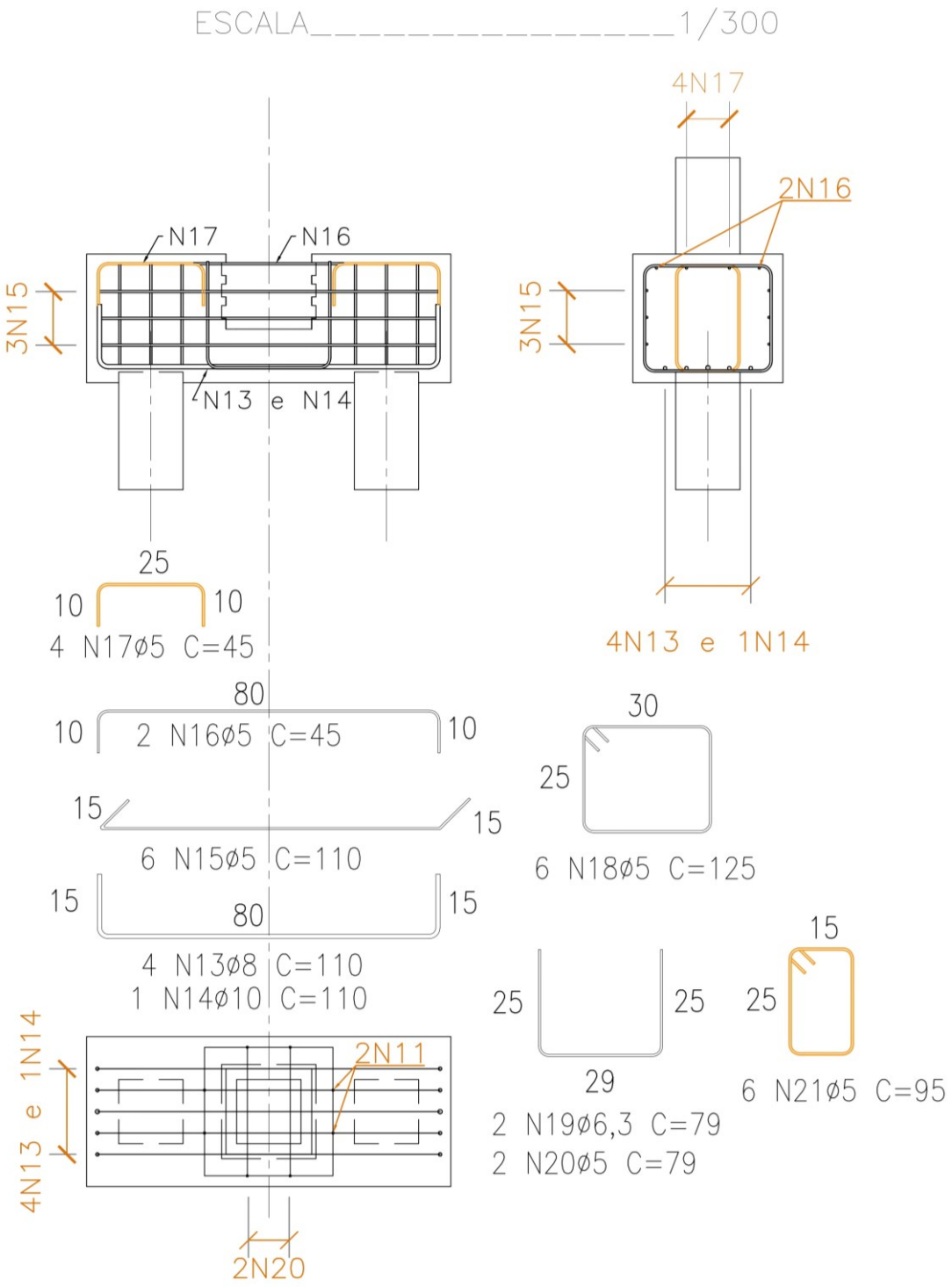

Fonte: Adaptado de Barros (2013).

A 2 – Detalhamento do bloco com cálice embutido M13.




Fonte: Adaptado de Barros (2013).

A 3 – Detalhamento do bloco com cálice embutido M14.




Fonte: Adaptado de Barros (2013).