

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LEANDRO DIAS KÜSTER

ANÁLISE NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DO TAMANHO E POSICIONAMENTO DE
ABERTURAS ADJACENTES A PILARES DE SEÇÃO QUADRADA EM SISTEMAS
ESTRUTURAIS DE LAJES LISAS

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal de São
Carlos para obtenção do título de Doutor em
Engenharia Civil

Área de Concentração: Estruturas e geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de
Almeida Filho

São Carlos

2021



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

FOLHA DE APROVAÇÃO

Defesa de Tese de Doutorado do candidato Leandro Dias Küster, realizada em 01/03/2021.

COMISSÃO JULGADORA:

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho (UFSCar)

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza (UFSCar)

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein (UNICAMP)

Prof. Dr. Ricardo Carrazedo (EESC/USP)

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera (UFU)

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.
O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

À minha esposa Viviane pelo companheirismo,
paciência e amor. Aos meus pais Samuel e
Marly pela educação e incentivo.

Agradecimentos

As maiores conquistas só são possíveis de serem alcançadas com a ajuda daqueles que nos rodeiam. Por mais que um simples obrigado não seja suficiente para pagar por todos os favores recebidos, seria injusto não registrar tal agradecimento.

Primeiramente agradeço a Deus, pela vida, pela força e pela companhia constante em todos os momentos.

Ao meu orientador, prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho pelas muitas horas de orientação, pela compreensão nos momentos difíceis e amizade. Sua orientação e crença nesta pesquisa foram fundamentais. Obrigado!

À minha família, que pacientemente me apoiou em todos os momentos de dedicação à pesquisa. Ao meu filho Davi Porto Küster, e especialmente a minha querida esposa, Viviane Kelle Jacundino Porto Küster, muito obrigado!

Aos meus pais Samuel Küster e Marly Dias Küster, minha irmã Liane Küster Uchôa e meu cunhado Nildson Pinheiro Uchôa pela amizade, conselhos e constantes orações.

Aos meus sogros Adilsema Pereira Jacundino Porto e Vivaldo Porto pelo suporte que nos deram durante os estudos.

Os companheiros de estudo e pesquisa Wallison Angelim Medeiros, Igor Pacchioni Cândido da Silva, Rogério Chaves e Izabella Sant´ana Storch, foram importantíssimos na troca de informações e no apoio.

Ao inestimável amigo e colega de trabalho no UNASP Prof. Dr. Artur Lenz Sartorti pelos diversos conselhos, apoio e força durante toda a pesquisa. A sua amizade fez a diferença.

Agradeço ao Centro Universitário Adventista de São Paulo, campus Engenheiro Coelho (UNASP – EC), o apoio que recebi durante a pesquisa. Em especial, ao Pr. José Paulo Martini pelo incentivo para iniciar os estudos.

Finalmente, quero agradecer ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos pela oportunidade de conclusão deste sonho pessoal.

Não to mandei eu? Sê forte e corajoso; não temas, nem te espantes, porque o Senhor, teu Deus, é contigo por onde quer que andares.

Bíblia Sagrada (Josué 1:9)

RESUMO

KUSTER, L. D. **Análise numérica da influência do tamanho e posicionamento de aberturas adjacentes a pilares de seção quadrada em sistemas estruturais de lajes lisas.** 2021. 507f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil com Ênfase em Estruturas e geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2021.

O objetivo do trabalho foi o estudo teórico e numérico do comportamento estrutural da ligação laje-pilar em concreto armado para modelos com diferentes dimensões e posições de aberturas próximas ao pilar. Foi realizada uma ampla revisão bibliográfica sobre o assunto levantando tópicos relacionados com o comportamento estrutural, ensaios, simulações numéricas e modelos de previsão de carga de ruptura. A metodologia empregada consistiu na calibração de um modelo numérico de referência e posteriormente foi realizado um estudo paramétrico abordando as dimensões e posições de aberturas em um modelo de referência, utilizando o *software* ABAQUS®. Na simulação numérica foi constatado a importância no ângulo de dilatação, viscosidade e refinamento da malha para compreensão do comportamento estrutural. Também foi identificado que as condições de ensaio adotadas interferem diretamente na resposta numérica, o que faz com que seja necessário um modelo padrão de ensaio. Com relação ao estudo paramétrico, foi identificado que aberturas localizadas na borda no pilar são mais nocivas à laje do que aberturas localizadas no vértice. Com relação à posição da abertura, é notório que quanto mais próximo ao pilar, maior o seu efeito na redução da capacidade resistente do modelo. Com relação à dimensão da abertura, foi possível notar que não possui relação direta com a redução da capacidade de carga da laje. Com relação aos modelos teóricos, o Fib Model Code (2010) foi o que mais se aproximou dos resultados numéricos, sendo propostas adaptações nas equações normativas dos códigos NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019) e Eurocode 2 (2004) para aproximação dos resultados. Finalmente, foi constatado que aberturas localizadas a partir de $3d$ do pilar não interferem significativamente no comportamento estrutural, porém, existe a necessidade de continuação no estudo paramétrico para melhor entendimento do fenômeno da punção e a necessidade de um ensaio padrão para melhor comparação entre resultados de distintos autores.

Palavras-chave: punção em lajes; aberturas em lajes lisas; método dos elementos finitos; simulação numérica; comportamento estrutural; concreto armado; estudo paramétrico.

ABSTRACT

KUSTER, L. D. **Análise numérica da influência do tamanho e posicionamento de aberturas adjacentes a pilares de seção quadrada em sistemas estruturais de lajes lisas.** 2021. 507f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil com Ênfase em Estruturas e geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2021.

The objective of the work was the theoretical and numerical study of the structural behavior of the reinforced concrete slab-column connection for models with different dimensions and opening positions close to the column. A wide bibliographic review on the subject was carried out, raising topics related to structural behavior, tests, numerical simulations and models of rupture load prediction. The methodology used consisted of calibrating a numerical reference model and subsequently a parametric study was carried out addressing the dimensions and positions of openings in a reference model, using the ABAQUS® software. In the numerical simulation it was verified the importance in the dilation angle, viscosity and refinement of the mesh to understand the structural behavior. It was also identified that the test conditions adopted directly interfere in the numerical response, which makes a standard test model necessary. Regarding the parametric study, it was identified that openings located at the edge of the column are more harmful to the slab than openings located at the apex. Regarding the position of the opening, it is clear that the closer to the column, the greater its effect in reducing the model's resistant capacity of the slab. Regarding the size of the opening, it was possible to notice that it has no direct relationship with the reduction of the load capacity. Regarding theoretical models, the Fib Model Code (2010) was the one that came closest to the numerical results, with adaptations being proposed in the normative equations of the codes NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019) and Eurocode 2 (2004) for approximation of results. Finally, it was found that openings located from the pillar 3d do not significantly interfere with the structural behavior, however, there is a need to continue the parametric study to better understand the puncture phenomenon and the need for a standard test to better compare the results of different authors.

Key words: punching in slabs; openings in flat slabs; numerical simulation; structural behavior; reinforced concrete; parametric study.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1: FLUXOGRAMA DE DESENVOLVIMENTO DA PRESENTE PESQUISA	39
FIGURA 2.1: PERSPECTIVAS ESQUEMÁTICAS DE RUÍNA À PUNÇÃO EM LAJES LISAS	46
FIGURA 2.2: MODELO DE ENSAIO DE LAJE LISA PARA PUNÇÃO: CIRCULAR (A); OCTOGONAL (B); RETANGULAR COM 8 PONTOS DE CARGA(C); RETANGULAR COM 16 PONTOS DE CARGA(D); RETANGULAR COM CARGA CONTÍNUA NAS BORDAS(E)	69
FIGURA 2.3: MODELO HIPOTÉTICO DE REPRESENTAÇÃO DO ESFORÇO DE PUNÇÃO	70
FIGURA 3.1: PERÍMETRO CRÍTICO JUNTO À ABERTURA NA LAJE CONFORME A NBR 6118 (ABNT, 2014)	80
FIGURA 3.2: PERÍMETRO CRÍTICO DO PILAR EM CASOS DE ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR CONFORME A ACI 318 (2019)	83
FIGURA 3.3: PERÍMETRO DE CONTROLE PARA REGIÕES COM ABERTURAS PRÓXIMO A PILARES CONFORME O EUROCODE 2 (2004).....	83
FIGURA 3.4: DEFINIÇÃO DE PERÍMETRO CRÍTICO QUANDO SE TÊM ABERTURAS NA LAJE (A) E QUANDO SE TEM TUBULAÇÕES (B) SEGUNDO I FIB MODEL CODE (2010).....	85
FIGURA 4.1: MATERIAL ELÁSTICO LINEAR (A) E ELÁSTICO NÃO-LINEAR (B).....	103
FIGURA 4.2: MATERIAL ELASTOPLÁSTICO (A) E ELASTOPLÁSTICO IDEAL (B)	104
FIGURA 4.3: MATERIAL ELASTOPLÁSTICO IDEAL PARA O AÇO	106
FIGURA 4.4: CURVA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	108
FIGURA 4.5: CURVA TEÓRICA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO.....	109
FIGURA 4.6: PARÂMETRO A_T	111
FIGURA 4.7: CURVA TEÓRICA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO.....	111
FIGURA 4.8: RESPOSTA DO CONCRETO AO CARREGAMENTO UNIAXIAL NA COMPRESSÃO	113
FIGURA 4.9: RESPOSTA DO CONCRETO AO CARREGAMENTO UNIAXIAL NA TRAÇÃO	113
FIGURA 4.10: SUPERFÍCIE HIPERBÓLICA DO POTENCIAL PLÁSTICO NO PLANO MERIDIONAL	116
FIGURA 4.11: SUPERFÍCIE DE RENDIMENTO EM TENSÃO PLANA.....	117
FIGURA 4.12: SUPERFÍCIE TÍPICA DE RENDIMENTO	118
FIGURA 4.13: ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO PARÂMETRO DE VISCOSIDADE NO ENSAIO DE COMPRESSÃO DE UM CUBO DE CONCRETO .	119
FIGURA 4.14: ELEMENTO SÓLIDO TRIDIMENSIONAL DE 8 NÓS C3D8	120
FIGURA 4.15: SISTEMA DE ENSAIOS DE LAJES UTILIZADO POR MARQUES (2018) E LOURENÇO (2018)	122
FIGURA 4.16: SISTEMA DE ENSAIO DETALHADO DE LAJES UTILIZADO POR MARQUES (2018) E LOURENÇO (2018)	122
FIGURA 5.1: PONTOS DE LEITURA DE DESLOCAMENTOS NO MODELO EXPERIMENTAL (DISTÂNCIAS EM MM)	128
FIGURA 5.2: VISTA SUPERIOR DO PRIMEIRO MODELO (A) E CARREGAMENTO DA LAJE (B).....	129
FIGURA 5.3: SISTEMA DE ENSAIO REALIZADO POR SOUZA (2008)	129
FIGURA 5.4: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE DO PRIMEIRO MODELO ENSAIADO POR SOUZA (2008).....	130
FIGURA 5.5: VISTA SUPERIOR DO MODELO 2	132
FIGURA 5.6: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE DO SEGUNDO MODELO ENSAIADO POR SOUZA (2008).....	133
FIGURA 5.7: CURVA TEÓRICA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	135
FIGURA 5.8: CURVA TEÓRICA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO NA TRAÇÃO DO CONCRETO	135
FIGURA 5.9: MALHA UTILIZADA INICIALMENTE PARA A PARAMETRIZAÇÃO DO PRIMEIRO MODELO.....	137

FIGURA 5.10: COMPARAÇÕES DAS CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO NO MODELO DE SOUZA (2008) SEM ABERTURA, NOS PONTOS D1 E D6 (A), D2 E D5 (B), D7 E D12 (C) E D8 E D11 (D).....	139
FIGURA 5.11: COMPARAÇÕES DAS CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO NO MODELO DE SOUZA (2008) COM ABERTURA, NOS PONTOS D1(A), D2(B), D5(C) E D6(D)	140
FIGURA 5.12: COMPARAÇÕES DAS CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO NO MODELO DE SOUZA (2008) COM ABERTURA, NOS PONTOS D7(A), D8(B), D11(C) E D12(D)	141
FIGURA 5.13: PONTOS DE LEITURA DE DESLOCAMENTO DO MODELO EXPERIMENTAL	142
FIGURA 5.14: VISTA SUPERIOR DA LAJE COM OS PONTOS DE REAÇÃO PARA O ENSAIO.....	143
FIGURA 5.15: ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE ENSAIADA POR MARQUES (2018)	144
FIGURA 5.16: CARACTERÍSTICAS DE LAJES COM ABERTURA ENSAIADAS POR LOURENÇO (2018).....	145
FIGURA 5.17: ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LF1 ENSAIADA POR LOURENÇO (2018)	146
FIGURA 5.18: ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LF2 ENSAIADA POR LOURENÇO (2018)	147
FIGURA 5.19: ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LF3 ENSAIADA POR LOURENÇO (2018)	148
FIGURA 5.20: ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LF4 ENSAIADA POR LOURENÇO (2018)	149
FIGURA 5.21: VISUALIZAÇÃO EM CORTE DA MALHA DO MODELO ENSAIADO POR MARQUES (2018).....	158
FIGURA 5.22: VISUALIZAÇÃO TRIDIMENSIONAL DA MALHA DO MODELO ENSAIADO POR MARQUES (2018)	159
FIGURA 5.23: VISUALIZAÇÃO EM PLANTA DA MALHA DO MODELO ENSAIADO POR MARQUES (2018).....	159
FIGURA 5.24: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA DIFERENTES VISCOSIDADES E ÂNGULOS DE DILATAÇÃO PARA OS PONTOS D3 E D9 (A), D4 E D8 (B), D5 E D7 (C) E D6 (D)	163
FIGURA 5.25: DEFORMAÇÃO DOS MODELOS PARA 25% DA CARGA TOTAL (A), 50% DA CARGA TOTAL (B), 75% DA CARGA TOTAL (C) E 100% DA CARGA (D)	164
FIGURA 5.26: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,001$ E 21° (MPa)	165
FIGURA 5.27: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° (MPa)	166
FIGURA 5.28: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,0001$ E 32° (MPa)	166
FIGURA 5.29: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,001$ E 21° (MPa)	167
FIGURA 5.30: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° (MPa)	167
FIGURA 5.31: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,0001$ E 32° (MPa)	168
FIGURA 5.32: SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MODELO EXPERIMENTAL ENSAIADO POR MARQUES (2018)	169
FIGURA 5.33: MODELO EXPERIMENTAL ENSAIADO POR MARQUES (2018) APÓS A RUPTURA.....	169
FIGURA 5.34: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,001$ E 21° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	170
FIGURA 5.35: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	171
FIGURA 5.36: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO DE MARQUES (2018) COM $m = 0,0001$ E 32° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	172

FIGURA 5.37: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D4 (A) E D5 (B) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	174
FIGURA 5.38: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	175
FIGURA 5.39: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D4 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	176
FIGURA 5.40: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D8 (A) E D9 (B) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	177
FIGURA 5.41: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D4 (A) E D5 (B) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	177
FIGURA 5.42: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	178
FIGURA 5.43: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D4 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	179
FIGURA 5.44: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO PARA OS PONTOS D8 (A) E D9 (B) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	180
FIGURA 5.45: DEFORMAÇÃO PARA 48,5% DA CARGA TOTAL (A), 72,8% DA CARGA TOTAL (B) E 100% DA CARGA (C) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	181
FIGURA 5.46: DEFORMAÇÃO PARA 42,6% DA CARGA TOTAL (A), 63,8% DA CARGA TOTAL (B), 85% DA CARGA TOTAL (C) E 100% DA CARGA (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	182
FIGURA 5.47: DEFORMAÇÃO PARA 46,3% DA CARGA TOTAL (A), 69,4% DA CARGA TOTAL (B), 92,6% DA CARGA TOTAL (C) E 100% DA CARGA (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018).....	183
FIGURA 5.48: DEFORMAÇÃO PARA 38,8% DA CARGA TOTAL (A), 58,1% DA CARGA TOTAL (B), 77,5% DA CARGA TOTAL (C) E 100% DA CARGA (D) ENTRE MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS E O MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018).....	184
FIGURA 6.1: PONTOS DE LEITURA DE DESLOCAMENTO DOS MODELOS EM ESTUDO (A) CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE REFERÊNCIA – LR (B) – DIMENSÕES EM MM	189
FIGURA 6.2: ESPECIFICAÇÃO DA PRIMEIRA SEQUÊNCIA DE PROCESSAMENTOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	190
FIGURA 6.3: ESPECIFICAÇÃO DA SEGUNDA SEQUÊNCIA DE PROCESSAMENTOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	190
FIGURA 6.4: ESPECIFICAÇÃO DA TERCEIRA SEQUÊNCIA DE PROCESSAMENTOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	191
FIGURA 6.5: ESPECIFICAÇÃO DA QUARTA SEQUÊNCIA DE PROCESSAMENTOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	191
FIGURA 6.6: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO REFERÊNCIA (LR) PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	196
FIGURA 6.7: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO REFERÊNCIA (LR) PARA OS PONTOS D3 (A), D4 (B), D5 (C) E D6 (D)	197
FIGURA 6.8: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO REFERÊNCIA (LR) PARA OS PONTOS D7 (A), D8 (B), D9 (C) E D10 (D)	198
FIGURA 6.9: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO REFERÊNCIA (LR) PARA OS PONTOS D1, D7 E D10 (A), D2, D6 E D9 (B) E D3, D5 E D8 (C)	199
FIGURA 6.10: DESLOCAMENTOS DO MODELO DE REFERÊNCIA (LR)	200
FIGURA 6.11: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO DO MODELO DE REFERÊNCIA (LR) – MPA	201

FIGURA 6.12: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO DE REFERÊNCIA (LR) – MPA.....	201
FIGURA 6.13: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO DE REFERÊNCIA (LR), COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F).....	202
FIGURA 6.14: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM OS MODELOS LA1-AD (A), LA1-1D (B), LA1-2D (C) E LA1-3D (D)	204
FIGURA 6.15: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM O MODELO LA1-4D.....	205
FIGURA 6.16: CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DOS MODELOS DA SÉRIE LA1	205
FIGURA 6.17: DESLOCAMENTOS DOS MODELOS DA SÉRIE LA1	206
FIGURA 6.18: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-AD (VISTA SUPERIOR) – MPA.....	207
FIGURA 6.19: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-AD (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	207
FIGURA 6.20: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-AD (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA.....	208
FIGURA 6.21: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-1D (VISTA SUPERIOR) – MPA	208
FIGURA 6.22: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-1D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	209
FIGURA 6.23: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-1D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	209
FIGURA 6.24: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-2D (VISTA SUPERIOR) – MPA	210
FIGURA 6.25: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-2D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	210
FIGURA 6.26: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-2D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	211
FIGURA 6.27: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-3D (VISTA SUPERIOR) – MPA	211
FIGURA 6.28: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-3D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	212
FIGURA 6.29: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-3D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	212
FIGURA 6.30: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-4D (VISTA SUPERIOR) – MPA	213
FIGURA 6.31: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-4D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	213
FIGURA 6.32: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA1-4D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	214
FIGURA 6.33: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-AD – MPA.....	214
FIGURA 6.34: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-1D – MPA	215
FIGURA 6.35: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-2D – MPA	215
FIGURA 6.36: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-3D – MPA	216
FIGURA 6.37: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-4D – MPA	216
FIGURA 6.38: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA1-AD, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	218
FIGURA 6.39: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA1-1D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	219
FIGURA 6.40: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA1-2D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	220
FIGURA 6.41: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA1-3D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	221

FIGURA 6.42: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA1-4D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	222
FIGURA 6.43: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM OS MODELOS LA2-AD (A), LA2-1D (B), LA2-2D (C) E LA2-3D (D).....	224
FIGURA 6.44: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM O MODELO LA2-4D	225
FIGURA 6.45: CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DOS MODELOS DA SÉRIE LA2.....	225
FIGURA 6.46: DESLOCAMENTOS DOS MODELOS DA SÉRIE LA2	226
FIGURA 6.47: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-AD (VISTA SUPERIOR) – MPA	227
FIGURA 6.48: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-AD (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	227
FIGURA 6.49: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-AD (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	228
FIGURA 6.50: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-1D (VISTA SUPERIOR) – MPA	228
FIGURA 6.51: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-1D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	229
FIGURA 6.52: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-1D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	229
FIGURA 6.53: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-2D (VISTA SUPERIOR) – MPA	230
FIGURA 6.54: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-2D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	230
FIGURA 6.55: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-2D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	231
FIGURA 6.56: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-3D (VISTA SUPERIOR) – MPA	231
FIGURA 6.57: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-3D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	232
FIGURA 6.58: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-3D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	232
FIGURA 6.59: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-4D (VISTA SUPERIOR) – MPA	233
FIGURA 6.60: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-4D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	233
FIGURA 6.61: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA2-4D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	234
FIGURA 6.62: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-AD – MPA	234
FIGURA 6.63: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-1D – MPA	235
FIGURA 6.64: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-2D – MPA	235
FIGURA 6.65: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-3D – MPA	236
FIGURA 6.66: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-4D – MPA	236
FIGURA 6.67: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA2-AD, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	238
FIGURA 6.68: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA2-1D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	239
FIGURA 6.69: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA2-2D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	240
FIGURA 6.70: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA2-3D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	241
FIGURA 6.71: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA2-4D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	242

FIGURA 6.72: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM OS MODELOS LA3-AD (A), LA3-1D (B), LA3-2D (C) E LA3-3D (D)	244
FIGURA 6.73: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM O MODELO LA3-4D.....	245
FIGURA 6.74: CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DOS MODELOS DA SÉRIE LA3	245
FIGURA 6.75: DESLOCAMENTOS DOS MODELOS DA SÉRIE LA3	246
FIGURA 6.76: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-AD (VISTA SUPERIOR) – MPA.....	247
FIGURA 6.77: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-AD (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	247
FIGURA 6.78: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-AD (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA.....	248
FIGURA 6.79: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-1D (VISTA SUPERIOR) – MPA	248
FIGURA 6.80: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-1D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	249
FIGURA 6.81: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-1D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	249
FIGURA 6.82: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-2D (VISTA SUPERIOR) – MPA	250
FIGURA 6.83: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-2D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	250
FIGURA 6.84: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-2D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	251
FIGURA 6.85: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-3D (VISTA SUPERIOR) – MPA	251
FIGURA 6.86: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-3D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	252
FIGURA 6.87: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-3D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	252
FIGURA 6.88: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-4D (VISTA SUPERIOR) – MPA	253
FIGURA 6.89: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-4D (REGIÃO COM ABERTURA) – MPA	253
FIGURA 6.90: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA3-4D (REGIÃO SEM ABERTURA) – MPA	254
FIGURA 6.91: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-AD – MPA.....	254
FIGURA 6.92: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-1D – MPA	255
FIGURA 6.93: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-2D – MPA	255
FIGURA 6.94: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-3D – MPA	256
FIGURA 6.95: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-4D – MPA	256
FIGURA 6.96: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA3-AD, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	258
FIGURA 6.97: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA3-1D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	259
FIGURA 6.98: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA3-2D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	260
FIGURA 6.99: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA3-3D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	261
FIGURA 6.100: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA3-4D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F).....	262
FIGURA 6.101: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM OS MODELOS LA4-AD (A), LA4-1D (B), LA4-2D (C) E LA4-3D (D)	264

FIGURA 6.102: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DO MODELO DE REFERÊNCIA COMPARADO COM O MODELO LA4-4D	265
FIGURA 6.103: CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO DO PONTO CENTRAL (D4) DOS MODELOS DA SÉRIE LA4.....	265
FIGURA 6.104: DESLOCAMENTOS DOS MODELOS DA SÉRIE LA4	266
FIGURA 6.105: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-AD (VISTA SUPERIOR) – MPA	267
FIGURA 6.106: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-AD (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	267
FIGURA 6.107: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-AD (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	268
FIGURA 6.108: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-1D (VISTA SUPERIOR) – MPA	268
FIGURA 6.109: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-1D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	269
FIGURA 6.110: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-1D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	269
FIGURA 6.111: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-2D (VISTA SUPERIOR) – MPA	270
FIGURA 6.112: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-2D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	270
FIGURA 6.113: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-2D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	271
FIGURA 6.114: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-3D (VISTA SUPERIOR) – MPA	271
FIGURA 6.115: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-3D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	272
FIGURA 6.116: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-3D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	272
FIGURA 6.117: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-4D (VISTA SUPERIOR) – MPA	273
FIGURA 6.118: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-4D (CORTE NA FACE X-Z) – MPA	273
FIGURA 6.119: TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO LA4-4D (CORTE NA FACE Y-Z) – MPA	274
FIGURA 6.120: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-AD – MPA	274
FIGURA 6.121: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-1D – MPA	275
FIGURA 6.122: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-2D – MPA	275
FIGURA 6.123: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-3D – MPA	276
FIGURA 6.124: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-4D – MPA	276
FIGURA 6.125: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA4-AD, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	278
FIGURA 6.126: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA4-1D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	279
FIGURA 6.127: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA4-2D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	280
FIGURA 6.128: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA4-3D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	281
FIGURA 6.129: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LA4-4D, COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% (B), 25% (C), 50% (D), 75% (E) E 100% DA CARGA (F)	282
FIGURA 7.1: COMPARAÇÕES ENTRE CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO NA PRIMEIRA ETAPA DE CALIBRAÇÃO (MODELO ENSAIADO POR SOUZA, 2008) NO MODELO SEM ABERTURA PONTOS D8 E D11 (A) E NO MODELO COM ABERTURA NO PONTO D8 (B)	288
FIGURA 7.2: COMPARAÇÕES ENTRE CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO NO CENTRO DA LAJE NA SEGUNDA ETAPA DE CALIBRAÇÃO DO MODELO ENSAIADO POR MARQUES (2018)	289

FIGURA 7.3: COMPARAÇÕES ENTRE CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO NO CENTRO DA LAJE NA SEGUNDA ETAPA DE CALIBRAÇÃO DOS MODELOS LF1 (A) E LF2 (B) ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018).....	289
FIGURA 7.4: COMPARAÇÕES ENTRE CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO NO CENTRO DA LAJE NA SEGUNDA ETAPA DE CALIBRAÇÃO DOS MODELOS LF3 (A) E LF4 (B) ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018).....	290
FIGURA 7.5: COMPARAÇÕES ENTRE CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO NO CENTRO DA LAJE ENTRE O MODELO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DESENVOLVIDO POR MARQUES (2018)	290
FIGURA 7.6: INFLUÊNCIA DAS CHAPAS METÁLICAS NAS TENSÕES DOS PONTOS INDESLOCÁVEIS	293
FIGURA 7.7: COMPARAÇÕES DE CARGA DE RUPTURA DOS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO COM ABERTURA.....	298
FIGURA 7.8: COMPARAÇÕES ENTRE PORCENTAGENS DO PERÍMETRO CRÍTICO FACEANDO O PILAR DOS MODELOS COM ABERTURAS DO ESTUDO PARAMÉTRICO EM RELAÇÃO AO MODELO DE REFERÊNCIA	299
FIGURA 7.9: COMPARAÇÕES ENTRE PORCENTAGENS DO PERÍMETRO CRÍTICO A 0,5D DO PILAR DOS MODELOS COM ABERTURAS DO ESTUDO PARAMÉTRICO EM RELAÇÃO AO MODELO DE REFERÊNCIA	299
FIGURA 7.10: COMPARAÇÕES ENTRE PORCENTAGENS DO PERÍMETRO CRÍTICO A 2D DO PILAR DOS MODELOS COM ABERTURAS DO ESTUDO PARAMÉTRICO EM RELAÇÃO AO MODELO DE REFERÊNCIA	300
FIGURA 7.11: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-AD	303
FIGURA 7.12: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-AD	304
FIGURA 7.13: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-AD	305
FIGURA 7.14: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-AD	306
FIGURA 7.15: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA1-AD PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	307
FIGURA 7.16: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA1-1D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	307
FIGURA 7.17: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA1-2D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	308
FIGURA 7.18: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA1-3D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	308
FIGURA 7.19: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA1-4D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	309
FIGURA 7.20: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA2-AD PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	309
FIGURA 7.21: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA2-1D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	310
FIGURA 7.22: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA2-2D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	310
FIGURA 7.23: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA2-3D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	311
FIGURA 7.24: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA2-4D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	311

FIGURA 7.25: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA3-AD PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	312
FIGURA 7.26: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA3-1D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	313
FIGURA 7.27: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA3-2D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	313
FIGURA 7.28: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA3-3D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	314
FIGURA 7.29: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA3-4D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	314
FIGURA 7.30: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA4-AD PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	315
FIGURA 7.31: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA4-1D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	316
FIGURA 7.32: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA4-2D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	316
FIGURA 7.33: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA4-3D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	317
FIGURA 7.34: TENSÕES LOCALIZADAS DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DO MODELO LA4-4D PARA OS PONTOS E1 A E6 (A) E E7 A E12 (B)	317
FIGURA 7.35: DANDO À TRAÇÃO NO ATO DA RUPTURA DO MODELO LR (A), LA1-AD (B), LA1-1D (C), LA1-2D (D), LA1-3D (E) E LA1-4D (F)	319
FIGURA 7.36: DANDO À TRAÇÃO NO ATO DA RUPTURA DO MODELO LR (A), LA2-AD (B), LA2-1D (C), LA2-2D (D), LA2-3D (E) E LA2-4D (F)	320
FIGURA 7.37: DANDO À TRAÇÃO NO ATO DA RUPTURA DO MODELO LR (A), LA3-AD (B), LA3-1D (C), LA3-2D (D), LA3-3D (E) E LA3-4D (F)	321
FIGURA 7.38: DANDO À TRAÇÃO NO ATO DA RUPTURA DO MODELO LR (A), LA4-AD (B), LA4-1D (C), LA4-2D (D), LA4-3D (E) E LA4-4D (F)	322
FIGURA 7.39: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – CORTANDO A ABERTURA - DANO DO CONCRETO À COMPRESSÃO (A), DANO DO CONCRETO À TRAÇÃO (B), LEGENDA DE CORES DO DANO A COMPRESSÃO (C) E A TRAÇÃO (D)	323
FIGURA 7.40: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – CORTANDO A REGIÃO SEM ABERTURA - DANO DO CONCRETO À COMPRESSÃO (A) E DANO DO CONCRETO À TRAÇÃO (B)	324
FIGURA 7.41: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – CORTANDO A DIAGONAL DO MODELO - DANO DO CONCRETO À COMPRESSÃO	324
FIGURA 7.42: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – CORTANDO A DIAGONAL DO MODELO - DANO DO CONCRETO À TRAÇÃO	325
FIGURA 7.43: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – VISTA TRIDIMENSIONAL CORTANDO A ABERTURA - DANO DO CONCRETO À COMPRESSÃO	325
FIGURA 7.44: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – VISTA TRIDIMENSIONAL CORTANDO A ABERTURA - DANO DO CONCRETO À TRAÇÃO	326

FIGURA 7.45: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – VISTA TRIDIMENSIONAL CORTANDO PARALELO A ABERTURA - DANO DO CONCRETO À COMPRESSÃO	326
FIGURA 7.46: RUPTURA DO MODELO LA1-AD – VISTA TRIDIMENSIONAL CORTANDO PARALELO A ABERTURA - DANO DO CONCRETO À TRAÇÃO	327
FIGURA 7.47: ESTIMATIVA DE REGIÃO ROMPIDA À PUNÇÃO MEDIANTE VISUALIZAÇÃO DO DANO À TRAÇÃO DO MATERIAL	328
FIGURA 7.48: RUPTURA À PUNÇÃO DO MODELO LR (A), LA1-AD (B), LA1-1D (C), LA1-2D (D), LA1-3D (E) E LA1-4D (F)	330
FIGURA 7.49: RUPTURA À PUNÇÃO DO MODELO LR (A), LA2-AD (B), LA2-1D (C), LA2-2D (D), LA2-3D (E) E LA2-4D (F)	331
FIGURA 7.50: RUPTURA À PUNÇÃO DO MODELO LR (A), LA3-AD (B), LA3-1D (C), LA3-2D (D), LA3-3D (E) E LA3-4D (F)	332
FIGURA 7.51: RUPTURA À PUNÇÃO DO MODELO LR (A), LA4-AD (B), LA4-1D (C), LA4-2D (D), LA4-3D (E) E LA4-4D (F)	333
FIGURA 7.52: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO NO ENTORNO DA ABERTURA DA LAJE LA1-AD	336
FIGURA 7.53: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD SEM REFORÇO ADICIONAL, COM 50kN DE APLICAÇÃO DE CARGA.	337
FIGURA 7.54: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD COM REFORÇO ADICIONAL, COM 50kN DE APLICAÇÃO DE CARGA.	338
FIGURA 7.55: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD SEM REFORÇO ADICIONAL, COM 100kN DE APLICAÇÃO DE CARGA.	338
FIGURA 7.56: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD COM REFORÇO ADICIONAL, COM 100kN DE APLICAÇÃO DE CARGA.	339
FIGURA 7.57: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD SEM REFORÇO ADICIONAL, COM 150kN DE APLICAÇÃO DE CARGA.	339
FIGURA 7.58: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD COM REFORÇO ADICIONAL, COM 150kN DE APLICAÇÃO DE CARGA.	340
FIGURA 7.59: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD SEM REFORÇO ADICIONAL, COM 186,19 kN (CARGA DE RUPTURA)	340
FIGURA 7.60: DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD COM REFORÇO ADICIONAL, COM 189,02 kN (CARGA DE RUPTURA)	341
FIGURA 7.61: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, NBR 6118 (ABNT, 2014) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E NBR 6118 (ABNT, 2014) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA.....	342
FIGURA 7.62: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, ACI 318 (2019) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E ACI 318 (2019) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA.....	343
FIGURA 7.63: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, EUROCODE 2 (2004) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E EUROCODE 2 (2004) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA	344
FIGURA 7.64: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, FIB MODEL CODE (2010) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E FIB MODEL CODE (2010) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA	345
FIGURA 7.65: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E OS NORMATIVOS COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA.....	345
FIGURA 7.66: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E OS NORMATIVOS SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA.....	346

FIGURA 7.67: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E OS NORMATIVOS COM E SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA	347
FIGURA 7.68: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, NBR 6118 (ABNT, 2014) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E RESTRIÇÕES INDICADAS NA EQUAÇÃO 7.2 E NBR 6118 (ABNT, 2014) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E RESTRIÇÕES INDICADAS NA EQUAÇÃO 7.2	358
FIGURA 7.69: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, NBR 6118 (ABNT, 2014) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E ALTERAÇÕES PROPOSTAS E NBR 6118 (ABNT, 2014) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E COM ALTERAÇÕES PROPOSTAS	359
FIGURA 7.70: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, EUROCODE 2 (2004) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E ALTERAÇÕES PROPOSTAS E EUROCODE 2 (2004) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E COM ALTERAÇÕES PROPOSTAS	359
FIGURA 7.71: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS, ACI 318 (2019) COM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E COM COEFICIENTES ADIMENSIONAIS ALTERADOS E ACI 318 (2019) SEM COEFICIENTES DE SEGURANÇA E COM COEFICIENTES ADIMENSIONAIS ALTERADOS	360
FIGURA 7.72: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E OS NORMATIVOS COM INDICAÇÕES DE ALTERAÇÕES DE COEFICIENTES ADIMENSIONAIS.....	361
FIGURA A.1: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,001$ E 21° (MPa)	385
FIGURA A.2: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,001$ E 21° (MPa).....	386
FIGURA A.3: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° (MPa)	386
FIGURA A.4: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° (MPa).....	387
FIGURA A.5: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0001$ E 32° (MPa)	387
FIGURA A.6: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0001$ E 32° (MPa).....	388
FIGURA A.7: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,001$ E 21° (MPa)	388
FIGURA A.8: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,001$ E 21° (MPa).....	389
FIGURA A.9: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° (MPa)	389
FIGURA A.10: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0005$ E 28° (MPa).....	390
FIGURA A.11: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $m = 0,0001$ E 32° (MPa)	390

FIGURA A.12: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA)	391
FIGURA A.13: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA)	391
FIGURA A.14: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA)	392
FIGURA A.15: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA)	392
FIGURA A.16: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA)	393
FIGURA A.17: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA)	393
FIGURA A.18: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA)	394
FIGURA A.19: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA)	394
FIGURA A.20: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA)	395
FIGURA A.21: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA)	395
FIGURA A.22: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA)	396
FIGURA A.23: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO DA ABERTURA DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA)	396
FIGURA A.24: TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO NA DIREÇÃO PERPENDICULAR À ABERTURA DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA)	397
FIGURA A.25: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA).....	398
FIGURA A.26: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA).....	398
FIGURA A.27: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA).....	399
FIGURA A.28: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA).....	399
FIGURA A.29: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA).....	400
FIGURA A.30: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA).....	400

FIGURA A.31: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA).....	401
FIGURA A.32: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA).....	401
FIGURA A.33: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA).....	402
FIGURA A.34: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° (MPA).....	402
FIGURA A.35: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° (MPA).....	403
FIGURA A.36: TENSÕES DE TRAÇÃO NAS ARMADURAS DO MODELO LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° (MPA).....	403
FIGURA B.1: SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MODELO EXPERIMENTAL LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	404
FIGURA B.2: MODELO EXPERIMENTAL LF1 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) APÓS A RUPTURA	404
FIGURA B.3: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF1 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F).....	405
FIGURA B.4: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF1 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F).....	406
FIGURA B.5: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF1 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F).....	407
FIGURA B.6: SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MODELO EXPERIMENTAL LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	408
FIGURA B.7: MODELO EXPERIMENTAL LF2 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) APÓS A RUPTURA	408
FIGURA B.8: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF2 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F).....	409
FIGURA B.9: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF2 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F).....	410
FIGURA B.10: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF2 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F).....	411
FIGURA B.11: SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MODELO EXPERIMENTAL LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	412
FIGURA B.12: MODELO EXPERIMENTAL LF3 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) APÓS A RUPTURA.....	412

FIGURA B.13: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF3 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	413
FIGURA B.14: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF3 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	414
FIGURA B.15: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF3 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	415
FIGURA B.16: SUPERFÍCIE DE RUPTURA DO MODELO EXPERIMENTAL LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018)	416
FIGURA B.17: MODELO EXPERIMENTAL LF4 ENSAIADO POR LOURENÇO (2018) APÓS A RUPTURA.....	416
FIGURA B.18: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF4 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,001$ E 21° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	417
FIGURA B.19: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF4 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0005$ E 28° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	418
FIGURA B.20: DANDO À TRAÇÃO DO MODELO LF4 DE LOURENÇO (2018) COM $M = 0,0001$ E 32° , COM 1% DA CARGA DE RUPTURA (A), 10% DA CARGA DE RUPTURA (B), 25% DA CARGA DE RUPTURA (C), 50% DA CARGA DE RUPTURA (D), 75% DA CARGA DE RUPTURA (E) E 100% DA CARGA (F)	419
FIGURA C.1: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LR DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	420
FIGURA C.2: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA1-AD DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	421
FIGURA C.3: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA1-1D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	422
FIGURA C.4: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA1-2D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	423
FIGURA C.5: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA1-3D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	424
FIGURA C.6: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA1-4D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	425
FIGURA C.7: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA2-AD DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	426
FIGURA C.8: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA2-1D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	427
FIGURA C.9: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA2-2D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	428
FIGURA C.10: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA2-3D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	429
FIGURA C.11: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA2-4D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	430
FIGURA C.12: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA3-AD DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	431
FIGURA C.13: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA3-1D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	432
FIGURA C.14: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA3-2D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	433
FIGURA C.15: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA3-3D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	434
FIGURA C.16: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA3-4D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	435
FIGURA C.17: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA4-AD DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	436
FIGURA C.18: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA4-1D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM)	437

FIGURA C.19: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA4-2D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM).....	438
FIGURA C.20: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA4-3D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM).....	439
FIGURA C.21: ARMADURA DE FLEXÃO DA LAJE LA4-4D DO ESTUDO PARAMÉTRICO (COTAS EM MM).....	440
FIGURA D.1: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-AD PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	441
FIGURA D.2: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-AD PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	442
FIGURA D.3: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-AD PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C)	443
FIGURA D.4: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-1D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	444
FIGURA D.5: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-1D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	445
FIGURA D.6: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-1D PARA O PONTO D10.....	446
FIGURA D.7: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-2D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B).....	446
FIGURA D.8: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-2D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	447
FIGURA D.9: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-2D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C).....	448
FIGURA D.10: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-3D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	449
FIGURA D.11: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-3D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	450
FIGURA D.12: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-3D PARA O PONTO D10.....	451
FIGURA D.13: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-4D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B).....	451
FIGURA D.14: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-4D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	452
FIGURA D.15: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA1-4D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C).....	453
FIGURA D.16: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-AD PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	454
FIGURA D.17: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-AD PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	455
FIGURA D.18: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-AD PARA O PONTO D10.....	456
FIGURA D.19: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-1D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B).....	456
FIGURA D.20: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-1D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	457
FIGURA D.21: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-1D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C).....	458
FIGURA D.22: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-2D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	459
FIGURA D.23: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-2D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	460
FIGURA D.24: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-2D PARA O PONTO D10.....	461
FIGURA D.25: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-3D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B).....	461
FIGURA D.26: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-3D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	462
FIGURA D.27: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-3D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C).....	463
FIGURA D.28: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-4D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	464
FIGURA D.29: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-4D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	465
FIGURA D.30: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA2-4D PARA O PONTO D10.....	466
FIGURA D.31: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-AD PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	466
FIGURA D.32: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-AD PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	467
FIGURA D.33: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-AD PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C)	468
FIGURA D.34: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-1D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	469
FIGURA D.35: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-1D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	470

FIGURA D.36: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-1D PARA O PONTO D10.....	471
FIGURA D.37: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-2D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	471
FIGURA D.38: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-2D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	472
FIGURA D.39: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-2D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C)	473
FIGURA D.40: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-3D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	474
FIGURA D.41: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-3D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	475
FIGURA D.42: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-3D PARA O PONTO D10.....	476
FIGURA D.43: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-4D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	476
FIGURA D.44: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-4D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	477
FIGURA D.45: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA3-4D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C)	478
FIGURA D.46: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-AD PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	479
FIGURA D.47: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-AD PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D).....	480
FIGURA D.48: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-AD PARA O PONTO D10	481
FIGURA D.49: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-1D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	481
FIGURA D.50: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-1D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	482
FIGURA D.51: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-1D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C)	483
FIGURA D.52: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-2D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	484
FIGURA D.53: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-2D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	485
FIGURA D.54: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-2D PARA O PONTO D10.....	486
FIGURA D.55: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-3D PARA OS PONTOS D1 (A) E D2 (B)	486
FIGURA D.56: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-3D PARA OS PONTOS D3 (A), D5 (B), D6 (C) E D7 (D)	487
FIGURA D.57: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-3D PARA OS PONTOS D8 (A), D9 (B) E D10 (C)	488
FIGURA D.58: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-4D PARA OS PONTOS D1 (A), D2 (B), D3 (C) E D5 (D)	489
FIGURA D.59: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-4D PARA OS PONTOS D6 (A), D7 (B), D8 (C) E D9 (D)	490
FIGURA D.60: CURVAS FORÇA X DESLOCAMENTO DO MODELO LA4-4D PARA O PONTO D10.....	491
FIGURA E.1: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-1D.....	492
FIGURA E.2: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-2D.....	493
FIGURA E.3: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-3D.....	494
FIGURA E.4: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA1-4D.....	495
FIGURA E.5: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-1D.....	496
FIGURA E.6: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-2D.....	497
FIGURA E.7: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-3D.....	498
FIGURA E.8: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA2-4D.....	499
FIGURA E.9: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-1D.....	500
FIGURA E.10: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-2D.....	501
FIGURA E.11: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-3D.....	502
FIGURA E.12: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA3-4D.....	503
FIGURA E.13: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-1D.....	504

FIGURA E.14: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-2D	505
FIGURA E.15: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-3D	506
FIGURA E.16: PONTOS DE LEITURA DE TENSÕES NAS ARMADURAS DO MODELO LA4-4D	507

LISTA DE QUADROS

QUADRO 5.1: REFINAMENTO DA MALHA (PRIMEIRA ETAPA DE CALIBRAÇÃO).....	137
QUADRO 5.2: REFINAMENTO DO ÂNGULO DE DILATAÇÃO	138
QUADRO 5.3: REFINAMENTO DO COEFICIENTE A_b	138
QUADRO 5.4: REFINAMENTO DO COEFICIENTE A_T	138
QUADRO 5.5: MÓDULO DE ELASTICIDADE INICIAL DO CONCRETO PARA CADA MODELO.....	151
QUADRO 5.6: VALOR DE A_T PARA CADA MODELO.....	152
QUADRO 5.7: ENERGIA DE FRATURAÇÃO UTILIZADA NOS MODELOS NUMÉRICOS.....	160

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1: TRABALHOS INTERNACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS SEM ABERTURA PRÓXIMAS AO PILAR, SEM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM O ENVOLVIMENTO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	49
TABELA 2.2: TRABALHOS INTERNACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS SEM ABERTURA PRÓXIMAS AO PILAR, COM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM O ENVOLVIMENTO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	51
TABELA 2.3: TRABALHOS INTERNACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS SEM ABERTURA PRÓXIMAS AO PILAR, POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA	52
TABELA 2.4: TRABALHOS INTERNACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR	55
TABELA 2.5: TRABALHOS NACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS SEM ABERTURA PRÓXIMAS AO PILAR, SEM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM O ENVOLVIMENTO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	58
TABELA 2.6: TRABALHOS NACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS SEM ABERTURA PRÓXIMAS AO PILAR, COM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM O ENVOLVIMENTO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	59
TABELA 2.7: TRABALHOS NACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS SEM ABERTURA PRÓXIMAS AO PILAR, POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA	61
TABELA 2.8: TRABALHOS NACIONAIS SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR	63
TABELA 2.9: COMPARAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS ADJACENTES A PILARES, E ENSAIADAS À PUNÇÃO POR PESQUISADORES ESTRANGEIROS	70
TABELA 2.10: COMPARAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS ADJACENTES A PILARES, E ENSAIADAS À PUNÇÃO POR PESQUISADORES BRASILEIROS.....	71
TABELA 2.11: COMPARAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAJES LISAS COM ABERTURAS ADJACENTES A PILARES, E ENSAIADAS À PUNÇÃO POR PESQUISADORES ESTRANGEIROS	77
TABELA 2.12: COMPARAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAJES LISAS COM ABERTURAS ADJACENTES A PILARES, E ENSAIADAS À PUNÇÃO POR PESQUISADORES BRASILEIROS.....	77
TABELA 3.1: RESUMO DE DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO PARA LAJES LISAS NÃO PROTENDIDAS COM PILARES INTERNOS SEM MOMENTOS DESBALANCEADOS SEGUNDO A NBR 6118 (ABNT, 2014).....	81
TABELA 3.2: RESUMO DE DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO PARA LAJES LISAS NÃO PROTENDIDAS COM PILARES INTERNOS SEM MOMENTOS DESBALANCEADOS SEGUNDO A ACI 318 (2019).....	82
TABELA 3.3: RESUMO DE DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO PARA LAJES LISAS NÃO PROTENDIDAS COM PILARES INTERNOS SEM MOMENTOS DESBALANCEADOS SEGUNDO O EUROCODE 2 (2004).....	84
TABELA 3.4: VALORES DE k – EUROCODE 2 (2004)	84
TABELA 3.5: RESUMO DE DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO PARA LAJES LISAS NÃO PROTENDIDAS COM PILARES INTERNOS SEM MOMENTOS DESBALANCEADOS SEGUNDO O FIB MODEL CODE (2010)	86
TABELA 3.6: MODELOS ANALÍTICOS DE PREVISÃO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS NÃO NORMATIVOS	87
TABELA 3.7: MODELOS NUMÉRICOS COMPUTACIONAIS DE PREVISÃO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS	91
TABELA 4.1: VALORES DE PARÂMETROS PARA AS EQUAÇÕES DA CURVA COMPLETA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	110
TABELA 4.2: PARÂMETROS ADOTADOS NO MODELO CDP.....	125
TABELA 5.1: PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS UTILIZADOS NO MODELO REFERÊNCIA DE SOUZA (2008)	131

TABELA 5.2: PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DO MODELO REFERÊNCIA DE SOUZA (2008)	131
TABELA 5.3: PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS UTILIZADOS NO SEGUNDO MODELO DE SOUZA (2008).....	132
TABELA 5.4: PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO DO SEGUNDO MODELO DE SOUZA (2008).....	132
TABELA 5.5: CARACTERÍSTICAS DOS PARÂMETROS INICIAIS DO MÓDULO <i>PART</i> PARA MODELAGEM.....	134
TABELA 5.6: CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO PARA A MODELAGEM.....	134
TABELA 5.7: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP .	136
TABELA 5.8: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP	136
TABELA 5.9: PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS UTILIZADOS NO MODELO ENSAIADO POR MARQUES (2018)	145
TABELA 5.10: PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO NO DIA DO ENSAIO REALIZADO POR MARQUES (2018)	145
TABELA 5.11: PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS UTILIZADOS NO MODELO ENSAIADO POR LOURENÇO (2018).....	150
TABELA 5.12: PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO NO DIA DO ENSAIO REALIZADO POR LOURENÇO (2018).....	150
TABELA 5.13: CARACTERÍSTICAS DAS BARRAS DE AÇO PARA A MODELAGEM	151
TABELA 5.14: CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO PARA A MODELAGEM.....	151
TABELA 5.15: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO DE MARQUES (2018).....	153
TABELA 5.16: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO DE MARQUES (2018)	153
TABELA 5.17: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF1 DE LOURENÇO (2018).....	154
TABELA 5.18: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF1 DE LOURENÇO (2018)	154
TABELA 5.19: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF2 DE LOURENÇO (2018).....	155
TABELA 5.20: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF2 DE LOURENÇO (2018)	155
TABELA 5.21: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF3 DE LOURENÇO (2018).....	156
TABELA 5.22: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF3 DE LOURENÇO (2018)	156
TABELA 5.23: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF4 DE LOURENÇO (2018).....	157
TABELA 5.24: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O MODELO LF4 DE LOURENÇO (2018)	157
TABELA 5.25: RESULTADOS DE PROCESSAMENTOS DE CALIBRAÇÃO DO MODELO DE MARQUES (2018).....	161
TABELA 5.26: COMPARAÇÃO ENTRE CARGA DE RUPTURA DOS MODELOS NUMÉRICOS E MODELOS ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018)	173
TABELA 6.1: ESPECIFICAÇÕES DE MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	189

TABELA 6.2: TAXA DE ARMADURA DOS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	193
TABELA 6.3: PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS UTILIZADOS NO ESTUDO PARAMÉTRICO	193
TABELA 6.4: PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO UTILIZADO NO ESTUDO PARAMÉTRICO	194
TABELA 6.5: PARÂMETROS ADOTADOS NO MODELO CDP.....	194
TABELA 6.6: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À TRAÇÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O ESTUDO PARAMÉTRICO	195
TABELA 6.7: VALORES PARA INSERÇÃO DA CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO CONCRETO À COMPRESSÃO E O DANO NO MODELO CDP PARA O ESTUDO PARAMÉTRICO	195
TABELA 7.1: CARGA DE RUPTURA DOS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	296
TABELA 7.2: DESLOCAMENTOS MÁXIMOS DOS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	301
TABELA 7.3: TENSÕES DE TRAÇÃO DAS ARMADURAS NO ATO DA RUPTURA DOS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO.....	302
TABELA 7.4: ÂNGULO DO CONE DE PUNÇÃO PARA OS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO	328
TABELA 7.5: COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS DE INCLINAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO COM RESULTADOS APRESENTADOS POR LOURENÇO (2018)	329
TABELA 7.6: COMPARAÇÃO ENTRE ÂNGULOS DE INCLINAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA DO MODELO DE REFERÊNCIA DO ESTUDO PARAMÉTRICO, DE MARQUES (2018) E DE LOURENÇO (2018).....	334
TABELA 7.7: PARÂMETROS DE VISCOSIDADE E ÂNGULO DE DILATAÇÃO DO CONCRETO INDICADOS NA LITERATURA TÉCNICA.....	349
TABELA 7.8: RESUMO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS ENCONTRADAS NOS ESTUDOS PARAMÉTRICOS DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	352
TABELA F.1: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E A NBR 6118 (ABNT, 2014)	508
TABELA F.2: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E A ACI 318 (2019)	508
TABELA F.3: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E A EUROCODE 2 (2004)	509
TABELA F.4: COMPARAÇÕES ENTRE CARGA DE RUPTURA DO ESTUDO PARAMÉTRICO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E A FIB MODEL CODE (2010).....	510

SUMÁRIO

FOLHA DE APROVAÇÃO	2
COMISSÃO JULGADORA:	2
1 INTRODUÇÃO	34
1.1 JUSTIFICATIVA.....	36
1.2 OBJETIVOS	37
1.2.1 OBJETIVO GERAL	37
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	37
1.3 RESUMO DA METODOLOGIA	38
1.3.1 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA	39
1.3.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....	39
1.3.3 ESTUDO PARAMÉTRICO	40
1.3.4 ANÁLISE DE RESULTADOS	40
1.4 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS	41
2 PUNÇÃO EM LAJES LISAS	42
2.1 HISTÓRICO DAS LAJES LISAS E LAJES COGUMELO	42
2.2 CONCEITOS BÁSICOS DO FENÔMENO DA PUNÇÃO EM PLACAS DE CONCRETO ARMADO.....	45
2.3 TRABALHOS INTERNACIONAIS SOBRE O ASSUNTO	48
2.3.1 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO SEM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA	49
2.3.2 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO COM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA	51
2.3.3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	52
2.3.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS COM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO	54
2.4 TRABALHOS NACIONAIS SOBRE O ASSUNTO	57
2.4.1 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO SEM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA	58
2.4.2 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO COM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA	59

2.4.3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	61
2.4.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS COM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO	63
2.5 ANÁLISE E DISCUSSÃO SOBRE AS PESQUISAS REALIZADAS	66
2.5.1 DISCUSSÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS, SEM ANÁLISE NUMÉRICA E SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR	67
2.5.2 DISCUSSÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS ENVOLVENDO ANÁLISE NUMÉRICA	73
2.5.3 DISCUSSÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES SEM VIGAS COM ABERTURAS ADJACENTES AO PILAR	76
3 MODELOS DE PREVISÃO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS	79
3.1 MODELOS NORMATIVOS DE CÁLCULO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS	79
3.1.1 NBR 6118 (ABNT, 2014).....	80
3.1.2 ACI 318 (2019).....	81
3.1.3 EUROCODE 2 (2004).....	83
3.1.4 FIB MODEL CODE (2010)	85
3.2 MODELOS ANALÍTICOS E EMPÍRICOS INDICADOS POR OUTROS AUTORES	87
3.3 MODELOS NUMÉRICOS.....	91
3.4 ANÁLISE E DISCUSSÃO SOBRE MODELOS DE PREVISÃO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS NORMATIVOS E NÃO NORMATIVOS.....	95
3.4.1 DISCUSSÕES SOBRE OS MODELOS NORMATIVOS DE CÁLCULO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS	96
3.4.2 DISCUSSÕES SOBRE OS MODELOS ANALÍTICOS E EMPÍRICOS	97
3.4.3 DISCUSSÕES SOBRE OS MODELOS NUMÉRICOS	99
4 MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS DO SOFTWARE ABAQUS®	102
4.1 MODELOS CONSTITUTIVOS.....	102
4.1.1 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO.....	105
4.1.2 MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO.....	107
4.2 UTILIZAÇÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS NO SOFTWARE ABAQUS®	111
4.2.1 ÂNGULO DE DILATAÇÃO	115
4.2.2 PARÂMETRO EXCENTRICIDADE	116
4.2.3 RAZÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO NO ESTADO BIAXIAL E UNIAXIAL.....	117
4.2.4 FATOR DE FORMA (K_c)	117
4.2.5 PARÂMETRO DE VISCOSIDADE.....	118
4.3 OUTROS PARÂMETROS IMPORTANTES NO LANÇAMENTO DO MODELO NO SOFTWARE ABAQUS®	119
4.3.1 ELEMENTOS DE CONCRETO E AÇO NO SOFTWARE ABAQUS®	120

4.3.2	MODELAGEM DAS AÇÕES NO <i>SOFTWARE</i> ABAQUS®	121
4.3.3	MODELAGEM DAS VINCULAÇÕES NO <i>SOFTWARE</i> ABAQUS®	123
4.3.4	MODELAGEM DAS LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS NO <i>SOFTWARE</i> ABAQUS®	123
4.3.5	MODELAGEM DA ENERGIA DE FRATURAÇÃO NO <i>SOFTWARE</i> ABAQUS®	124
4.4	ESPECIFICAÇÕES DE HARDWARE	124
4.5	RESUMO DOS PARÂMETROS UTILIZADOS PARA A CALIBRAÇÃO E ESTUDO PARAMÉTRICO	125
5	CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	127
5.1	PRIMEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO	127
5.1.1	DESCRIÇÃO DOS MODELOS UTILIZADOS	128
5.1.1.1	PRIMEIRO MODELO – SEM ABERTURA	129
5.1.1.2	SEGUNDO MODELO – COM ABERTURA	131
5.1.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO DE SOUZA (2008)	134
5.2	SEGUNDA ETAPA DA CALIBRAÇÃO	142
5.2.1	DESCRIÇÃO DOS MODELOS UTILIZADOS	143
5.2.1.1	MODELO DE LAJE LISA SEM ABERTURA ENSAIADO POR MARQUES (2018)	144
5.2.1.2	MODELOS DE LAJE LISA COM ABERTURA PRÓXIMA AO PILAR ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018)	145
5.2.2	AJUSTES DE PARÂMETROS NO <i>SOFTWARE</i> ABAQUS®	150
5.2.3	RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO DO MODELO DE MARQUES (2018)	160
5.2.3.1	CARGA DE RUPTURA DOS MODELOS	160
5.2.3.2	DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	162
5.2.3.3	TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS	165
5.2.3.4	DANO DO CONCRETO	168
5.2.4	RESULTADOS COMPARATIVOS DA UTILIZAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS COM MODELOS ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018)	173
5.2.4.1	CARGAS DE RUPTURA DOS MODELOS	173
5.4.2	DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	174
5.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
6	ESTUDO PARAMÉTRICO	188
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	188
6.1.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS MODELOS UTILIZADOS	188
6.1.2	ESPECIFICAÇÕES DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS ESTUDADOS	192
6.1.3	ESPECIFICAÇÕES DO CONCRETO PARA OS MODELOS ESTUDADOS	194
6.2	RESULTADOS DE PROCESSAMENTO DO MODELO DE REFERÊNCIA	196
6.2.1	DESLOCAMENTOS DO MODELO DE REFERÊNCIA	196
6.2.2	TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DO MODELO DE REFERÊNCIA	200
6.2.3	DANO DO CONCRETO DO MODELO DE REFERÊNCIA	202

6.3 SÉRIE LA1.....	203
6.3.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	203
6.3.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS.....	206
6.3.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS	217
6.4 SÉRIE LA2.....	223
6.4.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	223
6.4.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS.....	226
6.4.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS	237
6.5 SÉRIE LA3.....	243
6.5.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	243
6.5.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS.....	246
6.5.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS	257
6.6 SÉRIE LA4.....	263
6.6.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	263
6.6.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS.....	266
6.6.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS	277
6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	283
7 ANÁLISE DE RESULTADOS	287
7.1 ANÁLISE DA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	287
7.2 ANÁLISE DO ESTUDO PARAMÉTRICO	295
7.2.1 CARGAS DE RUPTURA	296
7.2.2 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS	300
7.2.3 TENSÕES NAS ARMADURAS	301
7.2.4 FISSURAÇÃO DOS MODELOS.....	318
7.2.5 RUPTURA DOS MODELOS.....	323
7.2.6 DISCUSSÃO REFERENTE A SITUAÇÃO DE CARGAS DE RUPTURA SUPERIORES AO MODELO DE REFERÊNCIA.....	334
7.2.7 DISCUSSÃO SOBRE A NÃO CONTINUIDADE DAS ARMADURAS DE FLEXÃO POR CAUSA DAS ABERTURAS	336
7.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO COM CÓDIGOS NORMATIVOS	341
7.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS E COMPARAÇÃO COM A LITERATURA TÉCNICA.....	347
7.4.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	347
7.4.2 ESTUDO PARAMÉTRICO	352
7.4.3 CÓDIGOS NORMATIVOS.....	357
8 CONCLUSÕES	363
8.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	363

8.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO	364
8.3 ESTUDO PARAMÉTRICO	366
8.4 ESTUDO TEÓRICO	368
8.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	369
8.6 PROPOSTAS DE FUTURAS PESQUISAS	370
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	372
APÊNDICE A.....	385
APÊNDICE B.....	404
APÊNDICE C.....	420
APÊNDICE D.....	441
APÊNDICE E	492
APÊNDICE F	508

1 INTRODUÇÃO

O sistema estrutural de lajes lisas, pelo fato de não necessitar de vigas na transição entre as lajes e os pilares, apresenta algumas vantagens em relação aos sistemas convencionais, dentre elas: geralmente apresentam velocidade de execução e repetição de formas, racionalizando a execução da obra; permitem amplos ambientes e pé-direito livre em toda a edificação, possibilitando maior flexibilidade no projeto arquitetônico tanto na concepção da edificação quanto em reformas; permite com maior facilidade a passagem de tubulações horizontais sem obstáculos de elementos estruturais como vigas.

Porém, o sistema também apresenta desvantagens, podendo-se destacar as seguintes: maiores deslocamentos se comparado a sistemas estruturais com vigas; momentos elevados na ligação laje-pilar; diminuição da estabilidade global da edificação em relação às ações horizontais, devido à não-caracterização de estruturas aperticadas; ruptura brusca por punção.

O fato de não existir vigas nesse sistema estrutural faz com que toda a transmissão de esforços se dê na ligação laje-pilar. Essas regiões possuem alta concentração de tensões, incluindo esforços de punção. Punção pode ser definida como a perfuração de uma placa, ocasionada por altas tensões de cisalhamento, podendo ser provocada por forças concentradas ou na atuação em pequenas áreas. Esse fenômeno é característico das ligações laje-pilar em lajes lisas e lajes-cogumelo.

Quando se tem momentos fletores não balanceados, que ocorrem por causa das ações laterais, espaçamentos desiguais de pilares, cargas acidentais diferentes em painéis adjacentes e em pilares de borda ou de canto, pode-se ter também a ruína por flexão. Porém, em pilares internos, onde o esforço de momento é balanceado, ao se eliminar a viga da ligação entre a laje e o pilar, a alta concentração de esforços cortantes gera uma tendência à ruptura por punção da laje com uma carga inferior a uma carga que romperia por flexão. Essa ruptura por punção se dá sem aviso prévio, praticamente sem apresentar ductilidade, podendo em alguns casos levar a estrutura a um colapso progressivo como a que ocorreu em um edifício de 16 pavimentos em Boston em 1971 (KING e DELATTE, 2004) e um condomínio residencial de 5 pavimentos na Flórida em 1981 (LEW, CARINO e FATTAL, 1982). Uma alternativa para aumentar essa resistência ao puncionamento é o acréscimo de armaduras de cisalhamento, proporcionando maior segurança estrutural para a edificação.

Diversas vezes, para ajudar a resistir os esforços de punção, são colocados engrossamentos nas lajes na região dos pilares, denominados de capitéis. Dessa maneira, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) “lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis, enquanto lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis”.

Por questões arquitetônicas, para a passagem dos dutos dos projetos complementares, comumente são especificadas aberturas adjacentes a pilares (BORGES, 2004), e, essas aberturas podem diminuir sensivelmente a resistência à punção das lajes (SOUZA, 2008). Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) é muito simplista ao tratar o assunto de aberturas adjacentes a pilares, sendo constantemente questionada quanto à segurança ideal.

Essa aparente falta de informações que a NBR 6118 (ABNT, 2014) traz não é diferente de outras normas, como a ACI 318 (2014) e o *Eurocode 2* (2004), e o *Fib Model Code* (2010). Suas características, bem como suas limitações estão descritas no Capítulo 3 do presente trabalho.

A falta de especificações normativas faz com que os critérios de dimensionamento e de projeto fiquem relativamente vagos, possibilitando até inseguranças estruturais por causa da falta de conhecimento ou experiência de projetistas. Mesmo os programas computacionais, comumente utilizados em projetos, não possuem parâmetros suficientes para possibilitar análises adequadas no que diz respeito a aberturas adjacentes ou próximas aos pilares. Desta forma, com base nas referências atuais, podem-se destacar alguns questionamentos, sendo eles parte da motivação desta pesquisa, que tentou responder alguns destes, sendo:

- Os ensaios de punção comumente realizados representam o fenômeno da punção?
- Qual a real influência das dimensões de abertura adjacente ao pilar em relação às dimensões do pilar na concentração de esforços de punção?
- Existe uma dimensão máxima de abertura no entorno do pilar que deveria ser respeitada?
- Se a abertura gera uma instabilidade na região, apenas reforçá-la é suficiente para gerar uma continuidade dos esforços?
- Além da capacidade de carga, existem outros malefícios causados pela presença de aberturas? Quais?
- Qual a influência das armaduras de flexão na distribuição de esforços nos entornos das aberturas?

- Como que funciona o fluxo dos esforços por causa da descontinuidade gerada pela presença de aberturas no entorno do pilar?
- A descontinuidade dos momentos fletores pode ser desprezada por causa da presença das aberturas?

Oliveira (2012) comentou que apesar de existirem muitos estudos em relação ao efeito de punção, e este sistema ser bastante empregado na construção civil, o estudo da punção ainda não é perfeitamente definido teoricamente. Afinal de contas, essas dúvidas levantadas fazem com que tanto o dimensionamento quanto o detalhamento dessas etapas em um projeto sejam algo relativamente empírico, sujeito a inseguranças. Acidentes relacionados à punção não são muito comuns, mas, inúmeras pesquisas relacionadas à punção mostraram que ela ocorre bruscamente, sem avisos prévios. Neste caso, reforçar a região depois de detectar o problema é algo impraticável, por causa da dificuldade de apontar as falhas antes de ocorrer o colapso da edificação.

Desta forma, o presente trabalho pretende ajudar no esclarecimento de alguns desses questionamentos, abrindo o entendimento para a questão da relação do posicionamento e dimensões de aberturas próximas a pilares, possibilitando maior segurança no projeto estrutural.

1.1 JUSTIFICATIVA

O estudo de punção em lajes sem vigas não é algo novo no meio acadêmico. Esse campo de estudo é notado em publicações, como apresentado no capítulo 2 do presente trabalho, desde 1905.

Em relação à proposta de estudo, pode-se listar alguns aspectos que à tornam mais relevante:

- O sistema estrutural de lajes sem vigas é amplamente empregado em função da construção civil;
- Existe histórico de lajes lisas que colapsaram devido à punção;
- Muitas pesquisas relacionadas a punção em lajes lisas não conseguem descrever o fenômeno da punção adequadamente;
- Poucos estudos sobre punção em lajes lisas tiveram um foco aprofundado na análise numérica computacional;

- Por conta dos projetos complementares, comumente são requeridas aberturas adjacentes a pilares em lajes sem vigas;
- Muitas dúvidas ainda são levantadas quanto a resistência à punção em lajes lisas com aberturas adjacentes ao pilar;
- Os códigos normativos constantemente são questionados quanto à sua eficiência ao tratar de lajes lisas com aberturas adjacentes ao pilar;
- Poucas pesquisas relacionadas a punção em lajes lisas com aberturas adjacentes ao pilar estudaram o fenômeno da punção, e não apenas a carga de ruptura;
- Poucas pesquisas em lajes lisas com abertura adjacente ao pilar fizeram análise numérica computacional;

Mediante as justificativas comentadas, tanto na área de projetos quanto no próprio entendimento do sistema, percebe-se a necessidade de estudos relacionados ao tema proposto, reduzindo assim as lacunas de conhecimento na área de punção em lajes lisas com aberturas adjacentes a pilares.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo principal do presente trabalho foi investigar o comportamento estrutural da ligação laje-pilar interna em lajes lisas e pilar de seção quadrada, com uma abertura variando suas dimensões e posição no seu entorno.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Apresentar proposta de calibração de modelo numérico de lajes lisas submetidas à punção no *software* ABAQUS® com base em modelos experimentais;

- Avaliar o comportamento estrutural da ligação laje-pilar em lajes lisas com abertura em diferentes posições a partir dos dados numéricos calculados e comparar com resultados de ensaios experimentais e numéricos realizados por outros autores;

- Avaliar o comportamento estrutural da ligação laje-pilar em lajes lisas com diferentes dimensões de abertura a partir dos dados numéricos calculados e comparar com resultados de ensaios experimentais e numéricos realizados por outros autores;

- Comparar os resultados numéricos com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI-318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010) e verificar a eficiência de cada modelo de cálculo abordado;

- Discutir a utilização das equações NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI-318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010) comparadas com o estudo paramétrico, uma vez que essas equações não são alteradas com a presença de aberturas, tendo apenas um ajuste do perímetro crítico;

- Propor adequação para as normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI-318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010) em situações de lajes lisas com aberturas próximas ao pilar, de modo com que os resultados de carga de ruptura obtidos pelas normas se aproximem dos resultados obtidos numericamente.

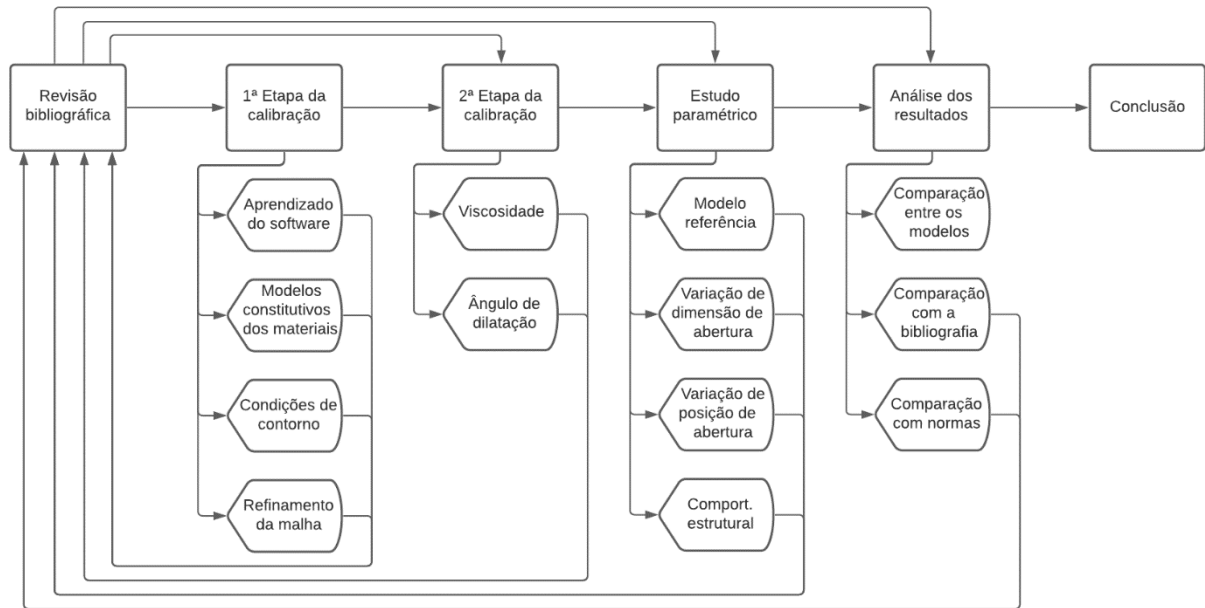
1.3 RESUMO DA METODOLOGIA

A presente pesquisa, que se baseia em um estudo numérico, foi dividida em quatro etapas, sendo:

- Revisão bibliográfica;
- Calibração de modelo numérico;
- Estudo paramétrico
- Análise de resultados.

Na Figura 1.1 é apresentado um fluxograma dos principais pontos abordados ao longo da pesquisa.

Figura 1.1: Fluxograma de desenvolvimento da presente pesquisa



Fonte: Autor (2021)

1.3.1 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

A primeira etapa da pesquisa foi composta de uma revisão bibliográfica abrangendo os estudos na área de punção em lajes sem vigas publicados nacionalmente e internacionalmente nos últimos anos. Foram tratados separadamente os trabalhos que se utilizaram de análise numérica computacional e os trabalhos com temas relacionados a lajes lisas com aberturas adjacentes a pilares.

Nessa etapa também foram apresentados modelos de previsão de punção, sendo esses modelos divididos em 3 categorias: modelos normativos de cálculo de punção em lajes lisas; modelos analíticos e empíricos indicados por outros autores; modelos numéricos.

1.3.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A segunda etapa da pesquisa tratou-se de uma calibração do modelo numérico com base em resultados experimentais. Para que essa calibração ser realizada, foram necessárias diversas modelagens com ajustes de parâmetros como malha, modelos constitutivos, condições de contorno dentre outros. Baseado nos resultados obtidos em cada modelo processado, foram alterados parâmetros que justificassem os ajustes necessários, até que o modelo foi considerado válido.

Foi utilizado nessa etapa o *software* ABAQUS®, que é um *software* baseado no método dos elementos finitos já utilizado em diversas pesquisas na área.

Essa etapa foi de extrema importância para que os resultados da terceira etapa fossem confiáveis.

1.3.3 ESTUDO PARAMÉTRICO

A terceira etapa da pesquisa tratou-se de um estudo paramétrico contendo a variação de dimensões e posicionamentos de abertura próxima ao pilar em uma laje lisa submetida a punção.

Nessa etapa, foram apresentados resultados de carga de ruptura, deslocamentos, tensões e ruptura dos modelos, possibilitando comparações e entendimento do fenômeno na região da ligação laje-pilar.

1.3.4 ANÁLISE DE RESULTADOS

A quarta etapa da pesquisa tratou-se de uma comparação entre os resultados obtidos com o estudo paramétrico e os resultados encontrados na revisão bibliográfica. A importância dessa etapa da pesquisa foi a compreensão dos avanços que o estudo proporcionou para o meio acadêmico.

1.4 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS

Os capítulos foram divididos da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Este capítulo refere-se à introdução do trabalho. Também são apresentados a justificativa, o objetivo e os métodos utilizados para a realização da pesquisa.

Capítulo 2 – Neste capítulo é apresentado um breve histórico das lajes lisas, bem como a teoria básica da punção. Em seguida, é apresentada uma revisão bibliográfica da literatura referente à punção em lajes lisas, tanto nacional quanto internacional.

Capítulo 3 – Neste capítulo são tratados diversos modelos de previsão de punção, sendo esses modelos normativos, teóricos e modelos de previsão com base em estudos numéricos.

Capítulo 4 – Neste capítulo são apresentados modelos constitutivos tanto para o aço quanto para o concreto. Também são apresentados nesse capítulo características específicas de modelos constitutivos para aplicação no *software* ABAQUS®.

Capítulo 5 – Neste capítulo é apresentada a calibração realizada para aferição do modelo computacional. São apresentadas todas as etapas dessa calibração e são discutidas as decisões para se determinar um modelo numérico que represente o modelo experimental.

Capítulo 6 – Neste capítulo é apresentado um estudo paramétrico realizado com base no modelo calibrado no capítulo 5. O foco do estudo paramétrico é a variação de dimensões e posições de aberturas em lajes lisas.

Capítulo 7 – Este capítulo trata de apresentar uma análise de resultados de todos os outros capítulos, tratando de discussões importantes levantadas na presente pesquisa.

Capítulo 8 – Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho.

Capítulo 9 – Neste capítulo são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2 PUNÇÃO EM LAJES LISAS

Este capítulo refere-se a uma revisão da literatura referente a lajes lisas. É apresentado um breve histórico do sistema estrutural, uma explicação sobre o fenômeno da punção, uma revisão bibliográfica nacional e internacional referente aos últimos anos e uma discussão sobre a literatura abordada.

2.1 HISTÓRICO DAS LAJES LISAS E LAJES COGUMELO

Anderson (2009) descreveu que o precursor das lajes lisas foi Claude Allen Porter Turner, e comentou que em 1903 Turner concluiu que poderia retirar as vigas do pavimento. Turner (1905)¹ *apud* Takeya (1981) apresentou métodos de cálculo para o novo sistema, que começou a ganhar força na construção civil. Porém, Melges (1995) comentou que por causa da utilizações indevidas do sistema, em 1911 houve um desabamento em uma das obras com lajes lisas em Indianápolis, Estados Unidos. Com esse desabamento, surgiu a necessidade de estudar mais profundamente o tema, e Talbot (1913)² *apud* Takeya (1981) apresentou estudos contendo 197 ensaios de sapatas sem armadura de cisalhamento submetidas à punção. Anderson (2009) também comentou que em 1913 mais de 1000 edificações do mundo já possuíam lajes lisas.

Bach e Graf (1915)³ *apud* Figueiredo Filho (1981) ao realizarem ensaios de painéis de lajes lisas para entender melhor o comportamento das mesmas à flexão, perceberam que algumas romperam à punção. Ao continuar estudando o tema, Graf (1933)⁴ *apud* Figueiredo Filho (1981) percebeu ao aumentar a resistência do concreto, o aumento da resistência a cortante foi muito pequeno, possivelmente por causa da fissuração resultante da flexão.

¹ TURNER, C. A. P. Discussion of reinforced concrete warehouse for northwest knitting co. Minneapolis. **Engineering News**. v.54, n.15, p. 383, 1905.

² TALBOT, A. N. Reinforced concrete wall footings and column footings. University of Illinois. **Engineering Experiment Station**. n.67, 114p. 1913.

³ BACH, C.; GRAF, O. Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbeton platen. **Deutscher Ausschuss für Eisenbeton**. Berlin, n.30, p. 309, 1915.

⁴ GRAF, O. Versuche über die widerstandsfähigkeit von eisenbetonplatten unter konzentrierter last nahe einem auflager. **Deutscher Ausschuss für Eisenbeton**. Berlin, n.73, p. 28, 1933.

Richard e Kluge (1939)⁵ *apud* Takeya (1981) ao ensaiarem lajes de pontes rodoviárias perceberam uma relação entre armadura de flexão e a resistência ao cisalhamento. Richard (1948)⁶ *apud* Takeya (1981) confirmou essa suspeita quando, ao ensaiar 164 sapatas, percebeu que ao diminuir a altura útil da laje, e aumentar a taxa de armadura à flexão, aumentava a resistência à punção. Porém, apenas Hognestad (1953)⁷ *apud* Takeya (1981) que começou a tentar quantificar a influência da resistência à flexão à força cortante, ao analisar os ensaios realizados por Richard (1948).

Elstner e Hognestad (1956)⁸ *apud* Melges (1995) alteraram a proposta de formulação da desenvolvida anteriormente por Hognestad (1953). Além disso, eles foram os primeiros a propor equações que levavam em conta a contribuição de armadura de punção na resistência da ligação.

Moe (1961)⁹ *apud* Melges (1995) também desenvolveu equações referentes à punção levando-se em conta às armaduras de punção. Ele também foi um dos precursores no estudo de ações desbalanceadas nas lajes, caracterizadas em pilares de borda e de canto.

Kinnunen e Nylander (1960)¹⁰ *apud* Libório (1985), Kinnunen (1963)¹¹ *apud* Libório (1985) e Nylander (1964)¹² *apud* Libório (1985) realizaram ensaios em painéis de lajes circulares com pilar central e desenvolveram uma teoria baseada em um modelo mecânico para melhor definir a influência da flexão no estudo da punção. Algumas das conclusões realizadas por Nylander (1964) estão descritas abaixo:

- Os estribos verticais mostraram ser mais eficientes que os estribos inclinados;
- Quase como regra, a ruína ocorreu fora da região que continham os estribos e abaixo deles;

⁵ RICHARD, F. E.; KLUGE, R. W. Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads, bull. n° 314, University of Illinois. **Engineering Experiment Station**, 75 p. 1939.

⁶ RICHART, F. E. Reinforced concrete wall and column footings. **ACI Journal**. v.45, n.2, p. 97-127; n.3, p. 237-260, 1948.

⁷ HOGNESTAD, E. Shearing strength of reinforced column footings. **ACI Journal**. v. 50, n. 3, p. 189-208, 1953.

⁸ ELSTNER, R.C.; HOGNESTAD, E. Shearing strength of reinforced concrete slabs. **ACI Journal**. v.28, n.1, p. 29-57, 1956.

⁹ MOE, J. (1961). **Shearing Strenght of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads**. Development Department Bulletin D47, Portland Cement Association, Skokie, Apr, 1961, 130 pp.

¹⁰ KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. (1960). **Punching of concrete slabs without shear reinforcement**. Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n.158.

¹¹ KINNUNEN, S. (1963). **Punching of concrete slabs with two-way reinforcement**. Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n.198.

¹² NYLANDER, H. (1964). **Punching of concrete slabs**. Paris, CEB Bulletin d'information, n.44, p.159-183.

- As deformações nas lajes ensaiadas sem armadura de punção eram maiores que nas lajes com armadura de punção, mesmo usando as mesmas armaduras de flexão;
- Quando a taxa de armadura à flexão era muito pequena, a carga última de ruptura de punção em lajes com armadura de punção era muito maior. Mas, quando a taxa de armadura à flexão aumentava bastante, essa diferença entre carga última de ruptura à punção entre lajes com e sem armadura de punção não era tão diferente.

Com essas conclusões, pode-se entender melhor a atuação dos estribos dentro das lajes lisas, possibilitando outras frentes de pesquisas científicas.

Yitzhaki (1966)¹³ *apud* Figueiredo Filho (1981) apresentou formulações para explicitamente correlacionar a resistência à punção com a resistência à flexão. Langendonck (1966)¹⁴ *apud* Figueiredo Filho (1981) criticou as formulações indicadas por Yitzhaki (1966), pelo fato de serem muito complicadas, justificando as mesmas apenas quando os outros métodos disponíveis não resolvessem o problema.

Long (1975)¹⁵ *apud* Melges (1995) propôs um método de cálculo para pilares com seção quadrada e painéis de laje quadrado. Esse método previa tanto a ruína por flexão, quanto a ruína por punção, ou ainda, as duas simultâneas.

Nessa época, por conta das vantagens do sistema estrutural de lajes lisas e sua grande utilização ao redor do mundo, diversas pesquisas na área de punção surgiram, possibilitando o crescimento rápido do conhecimento na área. Dentre essas pesquisas, pode-se ressaltar algumas devido às significativas contribuições, por exemplo: Dilger, Ghali e Langohr (1976)¹⁶ *apud* Figueiredo Filho (1981) e Seible, Ghali e Dilger (1980)¹⁷ *apud* Figueiredo Filho (1981) que estudaram tipos especiais de armadura à punção, Shehata (1985)¹⁸ *apud* Holanda (2002) que apresenta um modelo de cálculo interativo para punção em pilares internos com carregamento

¹³ YITZHAKI, D. (1966). Punching strength of reinforced concrete slabs. **ACI Journal**. v.63, n.5, p.527-540.

¹⁴ LANGENDONCK, T. (1966) Remarques sur le calcul des dalles au poinçonnement. **CEB Bulletin d'information**, n.57, p.141-144

¹⁵ LONG, A. E. (1975). A two-phase approach to the prediction of the punching strength of slabs. **ACI Journal**. v.72, n.2, p.37-45.

¹⁶ DILGER, W.H.; GHALI, A.; LANGOHR, P.H. (1976). Special shear reinforcement for concrete flat plates. **ACI Journal**. v.73, n.3, p.141-146.

¹⁷ SEIBLE, F.; GHALI, A.; DILGER, W.H. (1980). Preassembled shear reinforcing units for flat plates. **ACI Journal**. v.77, n.1, p.28-35.

¹⁸ SHEHATA, I.A.E.M. (1985) **Theory of punching in concrete slabs**. PhD Thesis, The Polytechnic of Central London.

balanceado, e Shehata (1990)¹⁹ *apud* Holanda (2002) que simplifica um pouco as equações criadas anteriormente. Na década de 90 as pesquisas na área de punção já estavam difundidas e diversos polos de estudos de punção em lajes lisas já tinham sido criados.

Figueiredo Filho (1981) comentou que no final de 1972 foi criado, no laboratório de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos um grande projeto de pesquisa na área de punção em lajes lisas, sugerido pelo professor Telemaco Van Langendonck. Com isso diversas pesquisas nacionais foram realizadas da década de 70 em diante, dentre elas, Martinelli (1974), Figueiredo Filho (1981), Takeya (1981), Libório (1985), Modotte (1986), Gonçalves (1986), Branco (1989), Figueiredo Filho (1989), Melges (1995), Guarda (1995), Vargas (1997) e Azevedo (1999). Diversas contribuições tanto no entendimento do fenômeno da punção quanto propostas analíticas de quantificação da mesma foram desenvolvidas nesse polo brasileiro de pesquisa na área.

Apesar do estudo na área de punção já passar dos 100 anos, diversos pesquisadores no Brasil e fora ainda continuam estudando o tema. No Brasil, o estudo tem crescido de tal forma que nas últimas duas décadas, diversas universidades produziram pesquisas relacionadas.

2.2 CONCEITOS BÁSICOS DO FENÔMENO DA PUNÇÃO EM PLACAS DE CONCRETO ARMADO

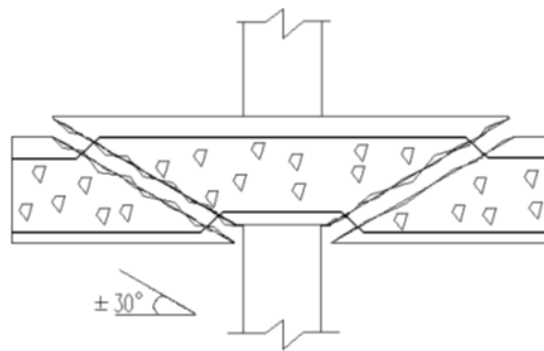
Por definição, o ato de puncionar algo se remete à ideia de perfuração. Cordovil (1997) explicou que “o que se convencionou em chamar de punção em lajes delgadas de concreto armado é o efeito de ruptura transversal, por cisalhamento, em torno de regiões relativamente pequenas submetidas a carregamentos localizados.” Cordovil (1997) comentou ainda que a ruptura por deslizamento não existe em materiais granulares como o concreto. Esse comentário foi embasado em duas argumentações:

- A resistência ao cisalhamento do concreto é muito maior do que a resistência à tração pura;
- A estrutura interna do concreto se assemelha a uma rocha artificial formada por agregados envoltos e rigidamente ligados por uma massa de cimento endurecida.

¹⁹ SHEHATA, I.A.E.M. (1990) Simplified model for estimating the punching resistance of reinforced concrete slabs. **Materials and Structures**. n.23, p.364-371, 1990.

Cordovil (1997) comparou a resistência entre o aço e o concreto ao efeito da punção. De acordo com o autor, o aço, quando submetido ao esforço de punção, forma um tronco de cone semelhante à cabeça de um rebite. Isso se dá devido a resistência à tração do aço ser superior do que a resistência ao cisalhamento. No caso do concreto, como a resistência ao cisalhamento é muito superior à resistência à tração, a ruptura em volta do ponto de aplicação de carga pode chegar a distâncias superiores ao dobro da espessura do elemento que está sendo puncionado, sendo comum essa ruptura ter ângulo entre 25° e 35° em relação ao plano médio da laje (Figura 2.1). No caso de sapatas, esse ângulo pode chegar aos 45° .

Figura 2.1: Perspectivas esquemáticas de ruína à punção em lajes lisas



Fonte: Melges (1995)

Além da ruína por punção, um aspecto que se deve levar em conta é a possibilidade da ruína por flexão, ou a ruína por punção associada à flexão. Melges (1995) explicou essas ruínas da seguinte maneira:

- A ruína por flexão se dá pelo esmagamento do concreto ou o escoamento da armadura de tração. Essa ruína é considerada como sendo dúctil por causa da sua grande deformação antes da ruptura;
- A ruína por punção se dá pelo cisalhamento do concreto, por causa da força cortante ser a predominante. Essa ruína é considerada como abrupta, por causa ao comportamento frágil na ligação.
- A ruína por punção associada à flexão se dá por causa da participação dos dois esforços simultâneos no elemento. Esse tipo de ruína apresenta boa ductilidade se comparada com a ruína por punção.

Um fator interessante de se ressaltar é que o aumento da armadura de flexão faz com que a resistência à punção aumente. Cordovil (1997) explicou essa relação entre a armadura de

flexão e a resistência à punção com a microestrutura do concreto. Ela é complexa por causa da presença de microfissuras, a zona de transição entre o agregado e a pasta cimentícia, as características do agregado, entre outras. Ao se carregar a peça com mais de 50% de sua capacidade resistente, ocorrem o início das microfissuras na matriz do concreto. Neste caso, se houver uma quantidade maior de armadura de flexão, a incidência de fissuras será menor, possibilitando maior resistência ao cisalhamento.

Uma alternativa para melhorar a resistência à punção em lajes sem vigas é a utilização de capitéis. Alguns autores como Carvalho e Pinheiro (2013) separaram esses engrossamentos em capitéis e *drop panel*, mas, para a NBR 6118 (ABNT, 2014) as duas formas são apresentadas como capitéis.

Outro ponto importante na área de punção em lajes lisas é que em pilares internos, em que a ligação entre os momentos fletores são similares nas extremidades dos pilares, os estudos na área da punção estão bem adiantados, porém, ao analisar pilares de bordo, pilares de canto ou descontinuidades de momentos fletores por causa das aberturas próximas à região dos pilares e por causa ao aumento das variáveis existentes, a análise do problema fica mais complexa.

Borges (2004) comentou que aberturas em lajes lisas para a passagem de instalações prediais e outros, são constantemente requeridas em posições adjuntas aos pilares, podendo citar a praticidade de escondê-los na arquitetura e a praticidade de execução como alguns dos principais motivos para essa determinação. Melo (2000) ressaltou que quando essas aberturas estão próximas aos pilares, em lajes lisas, ocorre um aumento do efeito da punção.

Um exemplo disso foi o desastre que aconteceu em Teresina, Piauí, no ano de 2013, em que um shopping em construção entrou em colapso por muitos motivos, dentre eles, Oliveira *et al* (2017) comentaram o excesso de aberturas na região do entorno dos pilares e a falta de armadura de punção.

Essa característica de aberturas próximas aos pilares, ou adjacentes aos mesmos, têm sido alvo de estudos nos últimos anos por diversos pesquisadores ao redor do mundo. Por causa dessas dúvidas frequentes quanto ao comportamento das lajes submetidas à punção em condições distintas, existe um vasto campo de pesquisa na área, tendo possibilidade de, com estudos analíticos, numéricos e experimentais, compreender melhor os fenômenos que permeiam essa região no elemento estrutural, possibilitando o aumento significativo do conhecimento sobre o problema.

2.3 TRABALHOS INTERNACIONAIS SOBRE O ASSUNTO

Um grande centro de pesquisa na área de punção em lajes sem vigas nos últimos anos é o Laboratório de Concreto Estrutural da Escola Politécnica Federal de Lausanne, na Suíça. Atualmente é coordenado pelos professores Aurelio Muttoni e Miguel Fernández Ruiz, e, nos últimos 20 anos produziram diversos trabalhos na área. Vale ressaltar, que o estudo de punção em lajes lisas tem sido realizado em vários países ao redor do mundo. Dentre as linhas de pesquisa que se tem desenvolvido na área de punção, porém, não diretamente relacionadas com o tema da atual pesquisa, podem-se destacar algumas, sendo: punção em lajes em balanço (RODRIGUES, RUIZ e MUTTONI, 2008); momentos fletores desbalanceados (SAGASETA *et al*, 2011); reforços com fibra de aço ou materiais compósitos (MAYA *et al*, 2012; FARIA *et al*, 2014; AFEFY e EL-TONY, 2019; AZIZI e TALAEITABA, 2019); punção em lajes lisas nervuradas (OUKAILI e MERIE, 2018); punção em lajes lisas protendidas (CLÉMENT *et al*, 2013; CLÉMENT *et al*, 2014); elaboração de modelos mecânicos refinados para serem comparados com modelos teóricos (SIMÕES, RUIZ e MUTTONI, 2018) e a influência de ações dinâmicas na punção em lajes lisas (MICALLEF *et al*, 2014; DRAKATOS, MUTTONI e BEYER, 2016; DRAKATOS, MUTTONI e BEUER, 2018; RAHUL e MAHESH, 2018; SETIAWAN, VOLLUM e MACORINI, 2019).

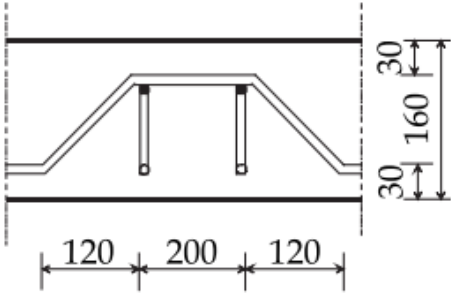
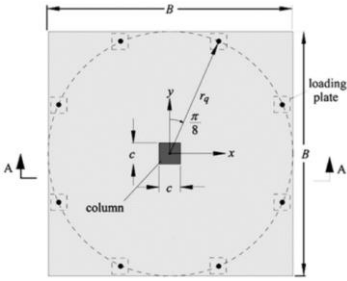
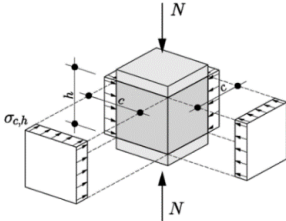
Deste modo, são apresentados trabalhos internacionais recentes divididos em quatro temas que se aproximam mais do presente trabalho, sendo eles:

- Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, submetidas ao efeito da punção sem armadura de punção e sem análise numérica computacional;
- Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, submetidas ao efeito da punção com armadura de punção e sem análise numérica computacional;
- Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar por meio de análise numérica computacional;
- Estudo do comportamento de lajes lisas com aberturas próximas ao pilar submetidos ao efeito da punção.

2.3.1 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO SEM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA

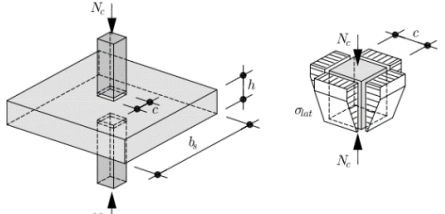
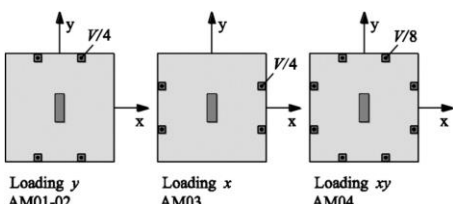
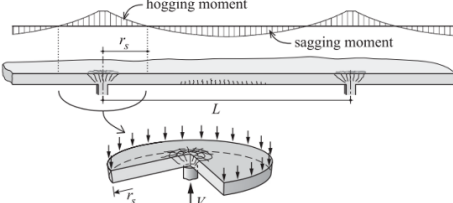
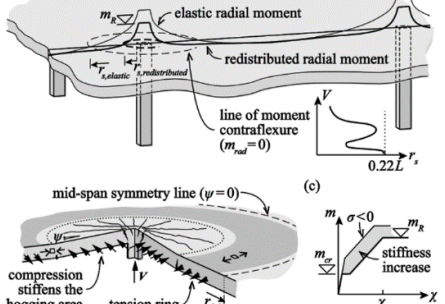
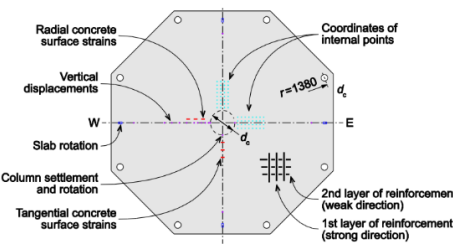
Na Tabela 2.1 são apresentados alguns dos trabalhos internacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, sem armadura de punção e sem o envolvimento da análise numérica.

Tabela 2.1a: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próxima ao pilar, sem armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 1

Pesquisador (es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Bos e Hofmeyer (2005)		<p>Estudaram diferentes configurações de armadura negativa em lajes lisas com reforço de fibras de aço, sem armadura de punção, para determinação de carga de ruptura e abertura de fissuras. Eles verificaram que a adição das fibras de aço reduziu significativamente a dimensão das fissuras. Em um dos modelos que ensaiaram, as barras de armadura negativa estavam inclinadas para auxílio da resistência à punção, ocorrendo um aumento significativo na capacidade resistente.</p>
Guandalini, Burdet e Muttoni (2009)		<p>Realizaram estudos de punção em lajes lisas com baixa taxa de armadura de flexão, variando a espessura das lajes entre 12,5 cm e 50 cm. Eles concluíram que a resistência à punção não aumentou de maneira proporcional à espessura da laje, chegando à conclusão de que existe um efeito de escala a ser estudado.</p>
Guidotti, Ruiz e Muttoni (2010)		<p>Estudaram o efeito da punção em lajes lisas em que os pilares possuíam ações normais elevadas, simulando uma situação real. Ao fazerem a análise dos resultados, perceberam que o concreto na região do pilar pôde resistir às tensões de compressão maiores do que a resistência à compressão uniaxial, por causa do efeito do confinamento das lajes.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.1b: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, sem armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 2

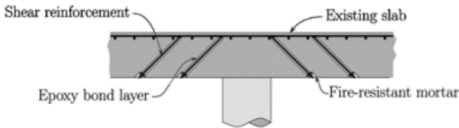
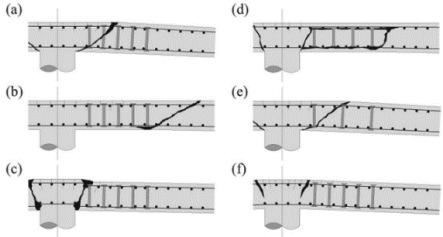
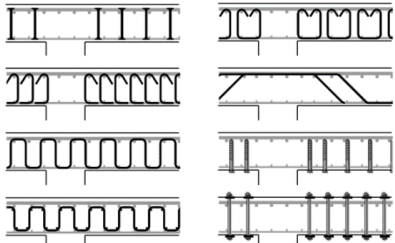
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Guidotti, Ruiz e Muttoni (2011)		<p>Estudaram o efeito do esmagamento do concreto dos pilares na região de ligação com lajes lisas, juntamente com o efeito da flexão das lajes. Eles verificaram que o aumento das armaduras de flexão das lajes na região dos pilares aumentou a ductilidade do modelo.</p>
Sagasetta <i>et al</i> (2014)		<p>Estudaram a influência das dimensões da seção transversal de pilares retangulares na resistência à punção das lajes. Eles perceberam que a resistência ao cisalhamento das lajes em pilares retangulares pode ser menor do que em pilares quadrados com perímetro de controle similar. Os autores atribuíram isto a uma potencial concentração de forças cortantes ao longo do perímetro de controle do pilar.</p>
Einpaul, Ruiz e Muttoni (2015)		<p>Concluíram que a resistência à punção da laje em pilares internos é mais expressiva do que comumente tratada, por causa da influência da redistribuição de momentos da ação compressiva da membrana, efeito este que não dá para ser observado em ensaios de painéis isolados, e sim em lajes com continuidade.</p>
Einpaul <i>et al</i> (2016c)		<p>Propuseram um modelo de cálculo simplificado de punção em lajes lisas baseado na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (<i>Critical Shear Crack Theory – CSCT</i>), levando em conta a continuidade das lajes.</p>
Einpaul, Ruiz e Muttoni (2017)		<p>Realizaram estudos de modelos em escala real para verificar as fissuras internas das lajes submetidas à punção sem armadura transversal. As principais conclusões foram: as fissuras críticas de cisalhamento foram de origem flexural e desenvolvidas conforme previsto na CSCT; novos padrões de fissuração não convencionais, com ângulos diferentes dos normalmente previstos foram identificados, levando a reavaliação da teoria convencional.</p>

Fonte: Autor (2021)

2.3.2 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO COM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA

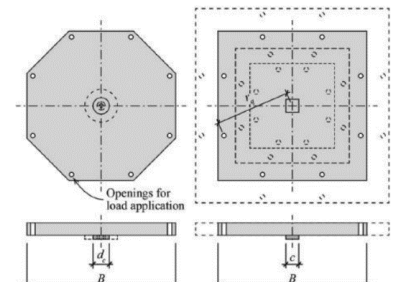
Na Tabela 2.2 são apresentados alguns dos trabalhos internacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento da análise numérica.

Tabela 2.2a: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Ruiz, Muttoni e Kunz (2010)		<p>Estudaram o reforço de armadura de punção pós instalado em lajes lisas, ancoradas com adesivo epóxi. Os resultados experimentais mostraram que tanto a resistência ao cisalhamento quanto a capacidade de deformação podem ser significativamente aumentadas com esse tipo de reforço nas lajes.</p>
Lips, Ruiz e Muttoni (2012)		<p>Mediante variação da espessura das lajes, dimensão dos pilares, tipo e quantidade de armadura de cisalhamento, verificaram que o esmagamento do concreto depende de fatores como as propriedades de ancoragem, e espaçamento das armaduras de cisalhamento. Os autores também observaram que a armadura de punção permitiu que a fissura crítica de cisalhamento desenvolvesse larguras maiores do que em lajes sem armadura punção, ou seja, a contribuição do concreto para a resistência à punção diminuiu com o aumento das armaduras de cisalhamento.</p>
Einpaul <i>et al</i> (2016a)		<p>Estudaram o desempenho de 11 sistemas de reforço de esforço cortante em lajes lisas submetidas à punção. Eles confirmaram a teoria de que o tipo de armadura de cisalhamento, seu espaçamento e condições de ancoragem influenciam o desempenho das ligações laje-pilar, bem como o provável modo de falha.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.2b: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 2

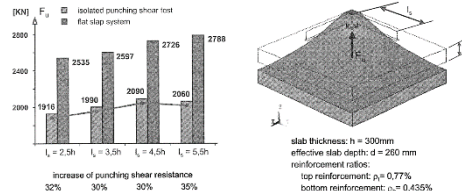
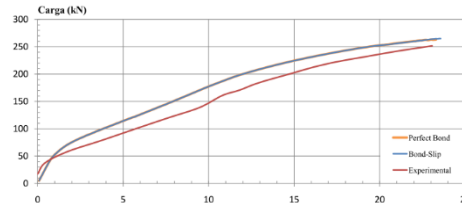
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Einpaul <i>et al</i> (2016b)		<p>Estudaram a influência da dimensão da seção transversal do pilar e da esbeltez da laje lisas na resistência à punção, variando suas dimensões, a taxa de armadura de flexão e a presença ou não de armadura transversal. Foi confirmada a hipótese de que a esbeltez das lajes influencia na rigidez e na rotação da laje. Isso faz com que se alterem as aberturas das fissuras, e conseqüentemente altera a resistência à punção. Eles comentaram que esse efeito foi mais crítico em lajes que possuam armadura de punção.</p>

Fonte: Autor (2021)

2.3.3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA

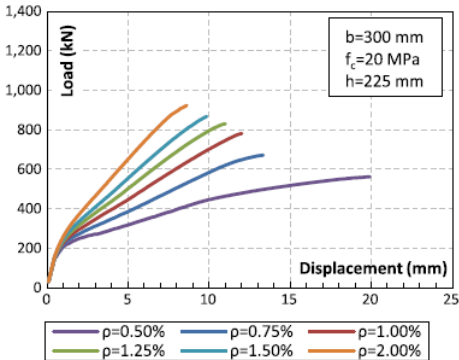
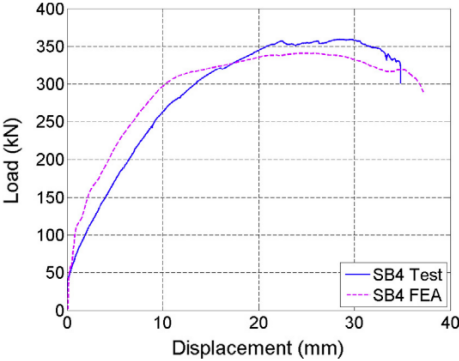
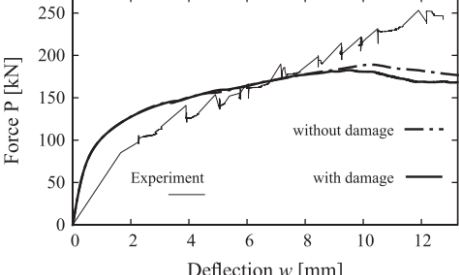
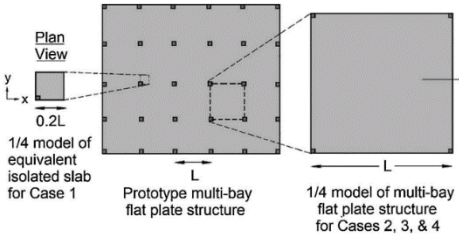
Na Tabela 2.3 são apresentados alguns dos trabalhos internacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, por meio de análise numérica. No capítulo 3 também são apresentados alguns trabalhos numéricos com ênfase em modelos de previsão.

Tabela 2.3a: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, por meio de análise numérica – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Piel e Hanswille (2006)	 <p> $L_1 = 2,5h$ $L_2 = 3,5h$ $L_3 = 4,5h$ $L_4 = 5,5h$ Increase of punching shear resistance: 32%, 30%, 30%, 35% slab thickness: $h = 300\text{mm}$ effective slab depth: $d = 260\text{mm}$ reinforcement ratio: top reinforcement: $\rho_1 = 0,77\%$ bottom reinforcement: $\rho_2 = 0,435\%$ </p>	<p>Realizaram análise de pinos de cisalhamento com cabeça para melhorar a resistência ao cisalhamento de lajes lisas submetidas à punção. Ao longo do trabalho, eles apresentaram formulações simplificadas e compararam as mesmas com valores obtidos com o <i>software</i> ANSYS. Com esses pinos, os autores conseguiram aumentar em até 35% a resistência à punção das lajes.</p>
Inácio (2010)		<p>Calibrou um modelo numérico computacional no <i>software</i> ATENA 3D para previsão de comportamento estrutural de lajes lisas sem armadura de punção e sem aberturas próximas ao pilar. Ele comparou com modelos experimentais, e obteve resultados coerentes de carga de ruptura, deformação da laje e modo de ruptura.</p>

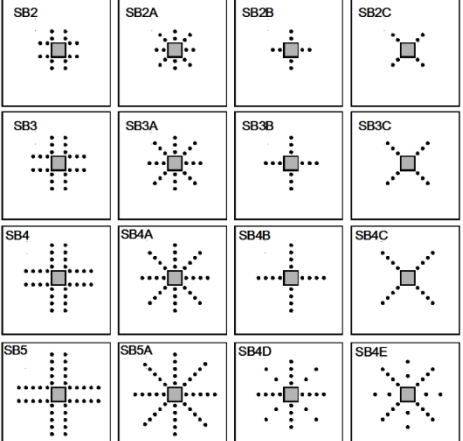
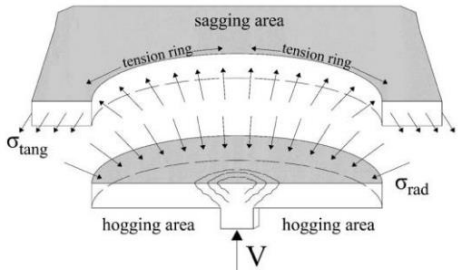
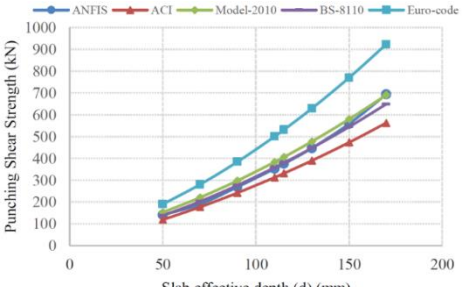
Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.3b: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, por meio de análise numérica – Parte 2

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Mamede, Ramos e Faria (2013)		<p>Realizaram estudo paramétrico no <i>software</i> ATENA 3D, variando taxa de armadura, espessura da laje, resistência do concreto e dimensão do pilar. Eles propuseram uma equação para prever a capacidade de carga de punção com boa aproximação tanto nos resultados numéricos quanto em diversos ensaios experimentais.</p>
Balomenos <i>et al</i> (2015)		<p>Apresentaram um método para análise probabilística de punção em lajes lisas com a utilização do modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS. Os resultados do <i>software</i> foram comparados com dois modelos ensaiados, um com armadura de cisalhamento e outro sem. Os resultados da simulação mostraram valores próximos aos modelos ensaiados, tanto em termos de carga máxima, deformação quanto na propagação de fissuras.</p>
Wosatko, Pamin e Polak (2015)		<p>Realizaram comparações entre o modelo de dano por gradiente (<i>Gradient Damage Model</i>) do <i>software</i> FEAP e o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS em lajes lisas submetidas à punção. Eles conseguiram detectar a ruptura por punção iniciada por uma fissura de tração, mas, devido a diversos fatores como o engrenamento dos agregados, houve um aumento substancial de carga desde a primeira fissura até a ruptura.</p>
Goh e Hrynyk (2018)		<p>Realizaram uma investigação numérica com o <i>software</i> DIANA, para determinar a carga de ruptura à punção em lajes lisas de concreto armado. Mediante os modelos numéricos estudados, os autores perceberam que ao inserir restrições laterais para as lajes, simulando uma continuidade, a resistência à punção aumentou, mostrando o efeito da ação compressiva da membrana.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.3c: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, por meio de análise numérica – Parte 3

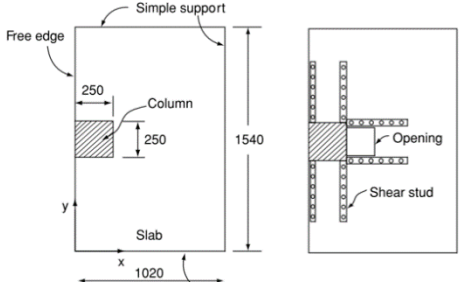
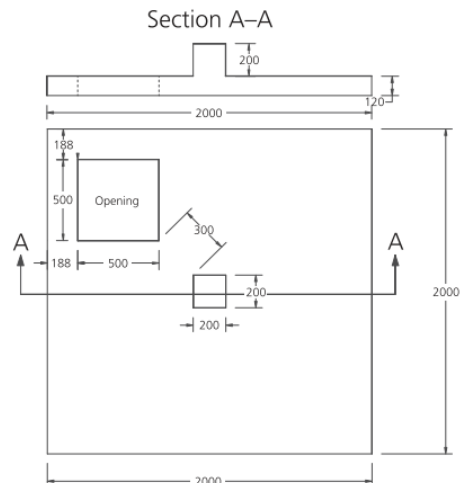
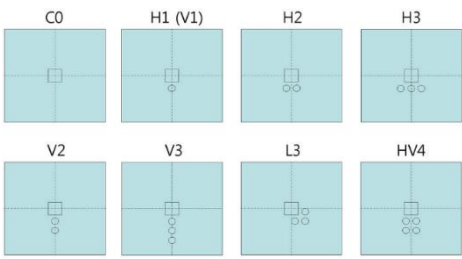
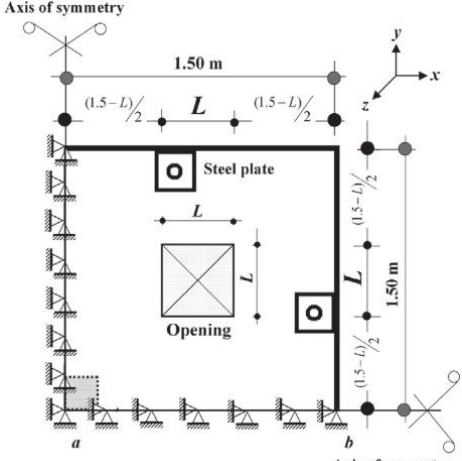
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Genikomsou e Polak (2017)		<p>Realizaram comparações de quantidade e posicionamento de armaduras de punção em lajes lisas no modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do software ABAQUS. Verificaram que o arranjo radial dos estribos aumentou a capacidade de carga e a ductilidade das lajes.</p>
Belletti <i>et al</i> (2018)		<p>Utilizaram o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do software ABAQUS para entender a influência da continuidade das lajes lisas na resistência à punção em pilares internos. As principais conclusões dos autores nessa pesquisa foram: a resistência ao cisalhamento de lajes lisas contínuas foi maior do que em lajes lisas isoladas equivalentes; a diferença entre a resistência à força cortante das lajes lisas contínuas e a resistência das lajes lisas isoladas diminuiu à medida que a taxa de armadura de punção aumentava; além da altura útil da laje, a espessura total também teve uma influência significativa na resistência à punção.</p>
Mashrei e Mahdi (2019)		<p>Estudaram um modelo adaptado de inferência neuro-difusa para prever a resistência à punção em lajes lisas de concreto armado. Esse modelo se baseou em uma junção de ferramentas úteis na modelagem de sistemas não-lineares (<i>Artificial Neural Networks – ANNs</i>) e uma ferramenta útil para representar e analisar sistemas complexos (<i>Fuzzy Inference System – FIS</i>). Ao combinar essas ferramentas dentro do software MATLAB, formou-se o ANFIS.</p>

Fonte: Autor (2021)

2.3.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS COM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO

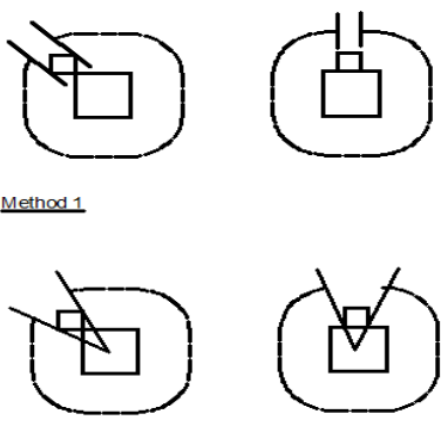
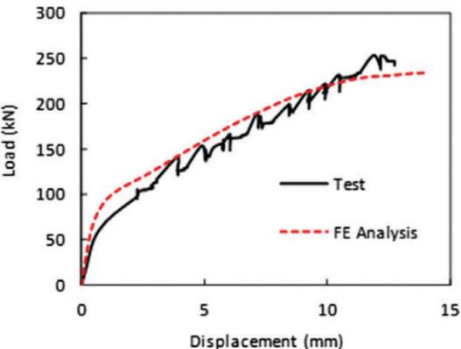
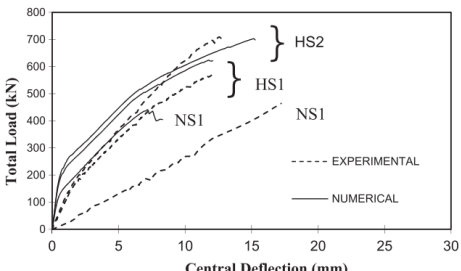
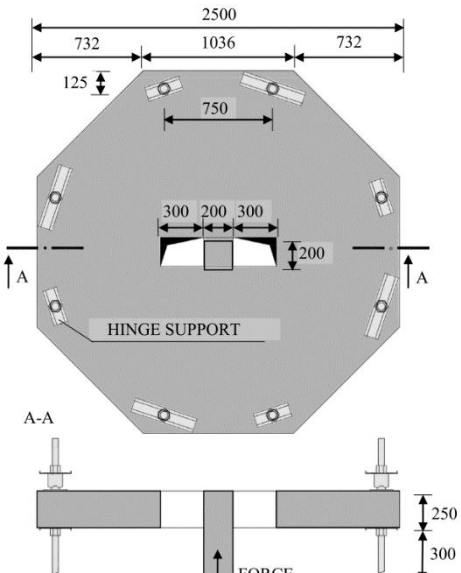
Na Tabela 2.4 são apresentados alguns dos trabalhos internacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar.

Tabela 2.4a: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Guan (2009)		<p>Estudou a possibilidade de previsão de ruptura de punção em lajes lisas com aberturas adjacentes aos pilares. Ele chegou à conclusão de que a influência da abertura na resistência final foi pequena quando a dimensão da abertura era de até 80% da dimensão do pilar. Com isso, ele afirmou que as normas de modo geral eram muito conservadoras quando se tratavam de aberturas em lajes lisas.</p>
Anil, Kina e Salmani (2014)		<p>Anil, Kina e Salmani (2014) estudaram o efeito do tamanho e localização da abertura na resistência à punção em lajes lisas. Os autores comentam que para as amostras estudadas com aberturas, as capacidades resistentes calculadas mediante as normas foram maiores que os valores experimentais. O estudo experimental também mostrou que o tamanho, a localização e a distância das aberturas em relação à face do pilar tiveram um efeito significativo na resistência à punção das lajes, e ao distanciar a abertura do pilar, perceberam que a resistência à punção da laje aumentou.</p>
Ha <i>et al</i> (2015)		<p>Concluíram que as proporções de comprimentos de perímetro crítico efetivo foram equilibradas pelas proporções de cargas de ruptura. Porém, eles comentaram que um modelo que tinha aberturas em volta de um dos vértices do pilar, apresentou carga de ruptura menor do que o esperado, subintendendo que nos vértices dos pilares existe uma concentração maior de esforços do que nas bordas, e, apenas a redução do perímetro crítico nem sempre leva a resultados coerentes.</p>
Mahmoud (2015)		<p>Estudou o comportamento de lajes lisas com reforço de armadura à punção por meio do MEF, utilizando o <i>software</i> ANSYS, tanto para lajes sem aberturas próximas ao pilar quanto lajes com aberturas. Ele comentou que a comparação dos padrões de fissuras obtidos tanto pelos modelos propostos quanto pelos modelos experimentais, levou a uma propagação de fissuras idêntica até a ruptura. A inclinação das superfícies da ruptura e a concentração de fissuras nas zonas de compressão e cisalhamento de todos os modelos de lajes lisas foram as mesmas. Em relação aos modelos com aberturas, pode-se perceber que a presença de armadura de cisalhamento diminuiu a influência da variação do tamanho de abertura nos valores máximos de rotação, ou seja, aumenta a ductilidade da laje.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.4b: Trabalhos internacionais sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar – Parte 2

<p>Rashied (2015)</p>	 <p><u>Method 1</u></p> <p><u>Method 2</u></p>	<p>Concluiu que o tamanho da abertura e sua distância da face dos pilares foram inversamente proporcionais a resistência à punção das lajes. Além disso, outros parâmetros como taxa de armadura, resistência à compressão do concreto, altura útil da laje e detalhamento da armadura de flexão têm influência significativa na resistência ao cisalhamento.</p>
<p>Balomenos, Genikomsou e Polak (2018)</p>		<p>Investigaram o efeito de aberturas de lajes lisas próximo aos pilares com o <i>software</i> ABAQUS. Eles concluíram que a capacidade de resistência à punção, para qualquer tamanho de abertura, localizado a uma distância de quatro vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar, foi similar a capacidade de resistente de uma laje que não possuía aberturas. Nesse aspecto, eles comentaram que as normas fornecem previsões seguras e, em alguns casos, conservadoras, em comparação com as observações numéricas.</p>
<p>Ismail (2018)</p>		<p>Utilizou o <i>software</i> ATENA para realizar uma análise não linear de lajes lisas com aberturas adjacentes aos pilares. Ele enfatizou uma redução de até 45% resistência à punção nos modelos que possuíam furos em torno do pilar.</p>
<p>Augustín <i>et al</i> (2018)</p>		<p>Realizaram ensaios em lajes lisas com e sem aberturas próximas ao pilar, e concluíram que as normas <i>Eurocode 2</i> (versão de 2004) e <i>Fib Model Code</i> (versão de 2010) geraram valores de resistência à punção conservadores.</p>

2.4 TRABALHOS NACIONAIS SOBRE O ASSUNTO

O estudo de punção em lajes lisas no Brasil tem crescido, sendo estudado em diversas universidades nos últimos anos, podendo-se citar a Universidade de São Paulo no campus de São Carlos como a precursora do estudo no Brasil, a Universidade de Brasília como a que têm produzido mais pesquisas na área nos últimos anos, e outras universidades que também têm tido pesquisas relacionadas, como a Universidade Federal de Goiás, Universidade Estadual de Campinas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Universidade Federal de Santa Maria, Universidade Federal de São Carlos, Universidade Federal de Minas Gerais, Universidade Federal do Pará, Universidade Federal de Santa Catarina e a Universidade Federal de Pernambuco.

Dentre as linhas de pesquisa tem se desenvolvido na área de punção, porém, não diretamente relacionadas com o tema da atual pesquisa, podem-se destacar algumas: punção em lajes cogumelo (LIMA NETO, 2012; OLIVEIRA, 2015); momentos desbalanceados (BARBÁN, 2008; SOUZA, 2008; FERREIRA, 2010); reforços com fibra de aço ou materiais compósitos (HOLANDA, 2002; LIMA, 2012; MORAES NETO, 2013; NICÁCIO, 2013; SANTOS, 2014; SANTOS *et al*, 2014; LIMA *et al*, 2016; MUSSE *et al*, 2018); punção em lajes lisas nervuradas (AGUIAR, 2009; SOUZA E OLIVEIRA, 2011; LIMA, 2015; LEDO, 2016; CEBALLOS, 2017; NICÁCIO, 2018); punção em lajes lisas protendidas (MELGES, 2001; OLIVEIRA, 2008; LEITE JÚNIOR, 2015; DÍAZ, 2018); punção em lajes lisas com cantos reentrantes (BARBOSA, 2012; ALBUQUERQUE, 2015) e o efeito da punção em pilares em L (PINTO, 2015).

A seguir são apresentados trabalhos nacionais recentes divididos em quatro temas de pesquisa que se aproximam mais do presente trabalho, sendo elas: Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, submetidas ao efeito da punção sem armadura de punção e sem análise numérica computacional;

- Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, submetidas ao efeito da punção com armadura de punção e sem análise numérica computacional;
- Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar por meio de análise numérica computacional;

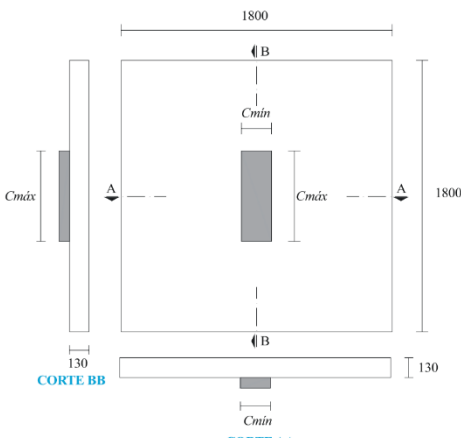
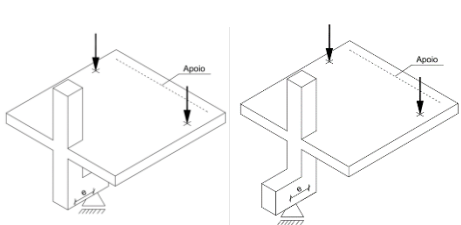
- Estudo do comportamento de lajes lisas com aberturas próximas ao pilar submetidos ao efeito da punção.

A maioria dessas pesquisas referem-se a dissertações de mestrado e teses de doutorado. Alguns artigos de periódicos também são apresentados, sendo esses de modo geral também fruto de pesquisas *stricto sensu*.

2.4.1 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO SEM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA

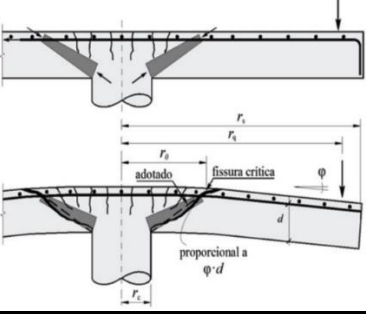
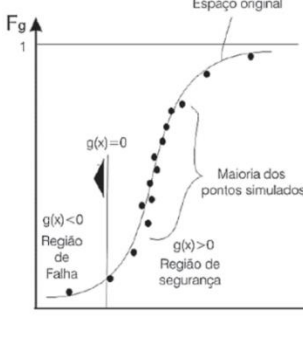
Na Tabela 2.5 são apresentados alguns dos trabalhos nacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, sem armadura de punção e sem o envolvimento da análise numérica.

Tabela 2.5a: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, sem armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Mouro (2006); Mouro, Gomes e Guimarães (2010); Costa, Oliveira e Gomes (2012)		<p>Estudaram a influência da retangularidade dos pilares na análise da punção em lajes lisas. Mouro (2006) percebeu uma redução da resistência à punção à medida que aumentava a retangularidade dos pilares, e, por causa das altas concentrações de tensão nas pontas dos pilares, ela comentou que o combate à punção nessas regiões seria mais efetivo. Mouro, Gomes e Guimarães (2010) concluíram que a medida a retangularidade dos pilares era aumentada, tanto a resistência ao puncionamento como a resistência à flexão diminuía. Costa, Oliveira e Gomes (2012) também chegaram a resultados similares.</p>
Feliciano (2011)		<p>Estudou o efeito da punção em lajes lisas em pilares de borda e excentricidade externa. Ao comparar os resultados de ensaio com as normas vigentes, verificou que nenhuma delas era adequada para tratar dessas situações. O autor comentou que esse tipo de estudo ainda é pouco abordado, e os modelos estudados não eram suficientes para tirar conclusões mais explícitas, e recomendou mais estudos na área.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.5b: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, sem armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 2

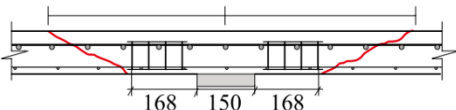
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Sacramento <i>et al</i> (2012)		<p>Concluíram que a hipótese fundamental da CSCT, que é o mecanismo de ruptura por punção ocorrer apenas com a rotação de um corpo rígido parte integrante da laje externo ao cone de punção, vai de encontro a algumas evidências experimentais. Além disso, os autores comentaram que o roteiro de cálculo para essa teoria é muito dispendioso para o dia a dia de um escritório de cálculo.</p>
Carvalho, Silva e Stucchi (2017)		<p>Estudaram a confiabilidade da punção em lajes lisas sem armadura transversal de acordo com a NBR 6118 (versão de 2014). Os autores comentaram que as verificações realizadas no contorno C são confiáveis. Já no contorno C', a confiabilidade reduziu, tendo possibilidades de inseguranças. Os autores comentaram que por segurança, a norma poderia reduzir o valor de resistência τ_{Rd1}, ou especificar uma armadura mínima de combate a punção. Porém, eles também afirmaram que os resultados apresentados eram prematuros, e precisariam de mais estudos na área para sua validação.</p>

Fonte: Autor (2021)

2.4.2 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO COM ARMADURA DE PUNÇÃO E SEM ANÁLISE NUMÉRICA

Na Tabela 2.6 são apresentados alguns dos trabalhos nacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento da análise numérica.

Tabela 2.6a: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 1

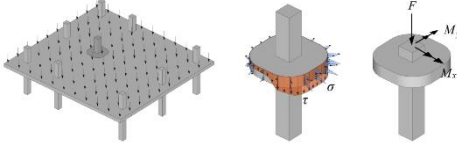
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Vaz, Gomes e Shehata (2009)		<p>Estudaram a armadura mínima de cisalhamento em lajes sem vigas. Eles apresentam parâmetros para se determinar uma armadura mínima que leva a estrutura a ter um comportamento dúctil.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.6b: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 2

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Rodrigues (2009)		<p>Comparou experimentalmente os tipos de armadura de cisalhamento <i>Stud Rails</i> e <i>Double Headed Studs</i> em lajes lisas. Os dois tipos de armadura se mostraram eficientes, apresentando poucas diferenças de funcionalidade. O autor enfatizou maiores diferenças no processo de montagem e concretagem do que nas resistências atingidas.</p>
Albuquerque (2010)		<p>Ensaiou lajes lisas com armadura transversal, variando a transferência de momento fletor para o pilar e a quantidade de armadura de cisalhamento tipo <i>stud</i>. Ela verificou que os modelos com armadura de cisalhamento e transferência de momento, para cargas de ruptura inferiores, apresentaram maiores deslocamentos verticais quando comparados com modelos sem a transferência de momento. Foi possível observar o aumento de ductilidade nas lajes com armadura de cisalhamento, quando se verificou que as armaduras de flexão para esses modelos se deformaram mais do que para os modelos sem armadura transversal. Verificou-se também que a partir de uma certa quantidade de armadura, o acréscimo da resistência à punção não foi mais expressivo.</p>
Oliveira (2013)		<p>Estudou o efeito da punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento submetida a cargas excêntricas. Ele concluiu que o nível de tensão das armaduras de flexão pôde ser relacionado com o número de camadas e taxa de armadura transversal. O autor também concluiu que a orientação do pilar também influenciou na solicitação da armadura de flexão, tendo a direção de maior inércia maiores solicitações das armaduras do que na direção de menor inércia.</p>
Oliveira <i>et al</i> (2013)		<p>Eles enfatizaram que a armadura de punção foi uma das melhores maneiras de aumentar a capacidade de resistência à punção, bem como a ductilidade da ligação.</p>
Trautwein, Gomes e Melo (2013)		<p>Ensaíram lajes lisas à punção com armadura de cisalhamento tipo <i>stud</i> entre as armaduras de flexão, com diâmetros diferentes de armadura em cada laje, para verificar a sua eficiência. Ao comparar os resultados com ensaios anteriormente realizados, porém sem armadura de punção, verificaram um aumento médio na resistência à punção de 80%. Verificaram também que o fato das laje possuírem armaduras de cisalhamento com diâmetros diferentes não alterou significativamente os resultados de deslocamentos na laje até aparecerem as primeiras fissuras.</p>

Tabela 2.6c: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, com armadura de punção e sem o envolvimento de análise numérica – Parte 3

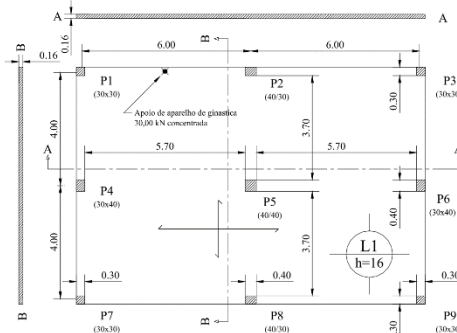
Pesquisador (es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Santos (2018)		<p>Estudou o método de dimensionamento à punção de lajes lisas das normas NBR 6118 (versão de 2014), ACI 318 (versão de 2014), Eurocode 2 (versão de 2004) e <i>Fib Model Code</i> (versão de 2010), e realizou diversas comparações entre elas. Ele concluiu que os pilares internos, em todos os textos normativos, estão relativamente bem resolvidos no dimensionamento, porém, pilares de borda e de canto as normas foram um pouco omissas.</p>

Fonte: Autor (2021)

2.4.3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR POR MEIO DE ANÁLISE NUMÉRICA

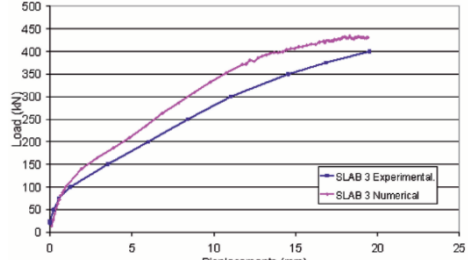
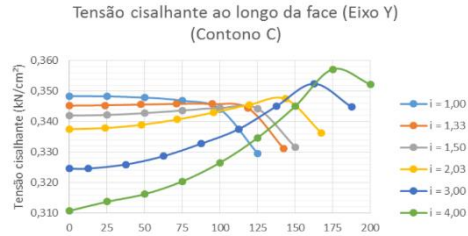
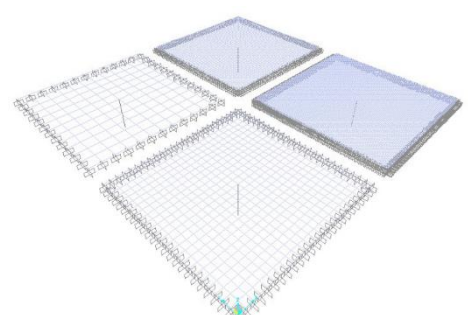
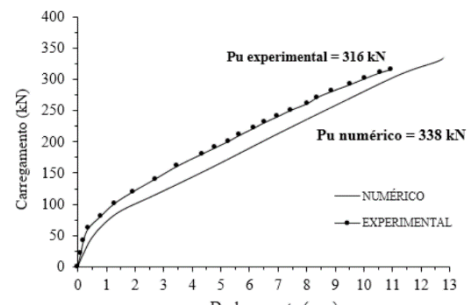
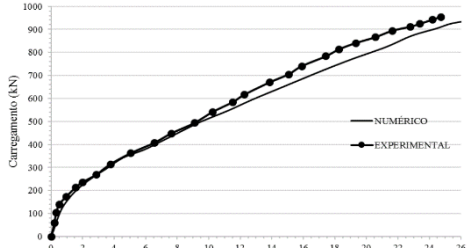
Na Tabela 2.7 são apresentados alguns dos trabalhos nacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, por meio de análise numérica. No capítulo 3 também são apresentados alguns trabalhos numéricos com ênfase em modelos de previsão.

Tabela 2.7a: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, por meio de análise numérica – Parte 1

Pesquisador (es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Ferreira (2005)		<p>Comparou as prescrições normativas da NBR 6118 (versão de 2003) com resultados de cálculo do <i>software</i> CYPECAD, e percebeu que os resultados apresentados pelo <i>software</i>, referentes à necessidade de armadura de punção, foram superiores do que os indicados pela norma.</p>

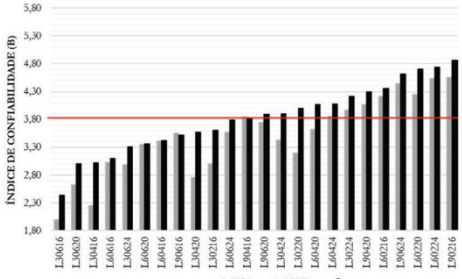
Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.7b: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, por meio de análise numérica – Parte 2

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Trautwein <i>et al</i> (2006)		<p>Calibrou um modelo numérico computacional no <i>software</i> DIANA para simular punção em lajes lisas, e compararam com modelos ensaiados experimentalmente. Nessas comparações obtiveram resultados bastante satisfatórios.</p>
Alves <i>et al</i> (2016)		<p>Estudaram o efeito da retangularidade dos pilares por meio de comparações entre métodos de cálculo normativos e o MEF, usando o <i>software</i> SAP2000. Os autores comentaram que ao comparar os resultados do SAP2000 com valores experimentais, obtiveram resultados próximos.</p>
Rabello (2016)		<p>Estudou a relação entre a flexão e a punção no dimensionamento de lajes lisas. Ele utilizou diversas possibilidades de modelagens, presentes na literatura, para representar o comportamento de lajes submetidas à punção com pilares internos. Para isso, o autor modelou diversas lajes no <i>software</i> SAP2000, indicadas na literatura, e percebeu que o tipo de modelagem utilizado pode influenciar na verificação à punção.</p>
Silva (2017)		<p>Analisou a confiabilidade da norma NBR 6118 (versão de 2014), e realizou diversas comparações de cálculo de punção ensaiados por outros autores com o <i>software</i> ANSYS. Concluiu que a norma apresenta índices de confiabilidade adequados, porém, para lajes com reforço de armadura de cisalhamento, os índices de confiabilidade encontrados foram menores do que o estipulado no trabalho.</p>
Silva, Campos Filho e Real (2017)		<p>Estudaram a eficiência dos resultados de cálculo de não linearidade de lajes lisas utilizando o <i>software</i> ANSYS. Eles compararam com modelos ensaiados por outros autores, e chegaram à conclusão de que a modelagem se mostrou eficiente, tanto em lajes com armadura de cisalhamento quanto em lajes sem essa armadura.</p>

Fonte: Autor (2021).

Tabela 2.7c: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas sem abertura próximas ao pilar, por meio de análise numérica – Parte 3

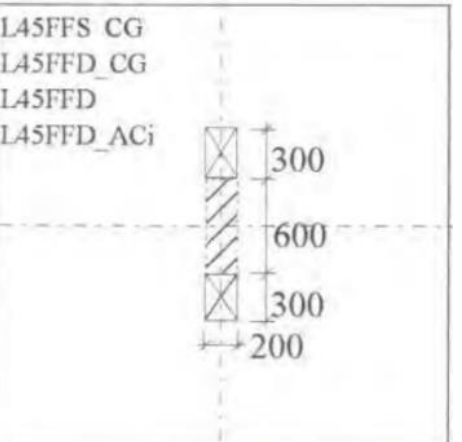
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Silva, Campos Filho e Real (2018)		<p>Estudaram a confiabilidade nas ligações laje-pilar interno, sem armadura de cisalhamento, da norma NBR 6118 (versão de 2014) em comparação com o <i>Fib Model Code</i> (versão de 2010), e foi utilizado o <i>software ANSYS</i> para determinar os modelos de comparação. Percebeu-se que os índices de confiabilidade dos modelos aumentaram com o acréscimo de armadura de flexão, com a espessura da laje e com o aumento da resistência à compressão do concreto.</p>

Fonte: Autor (2021).

2.4.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES LISAS COM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR SUBMETIDAS AO EFEITO DA PUNÇÃO

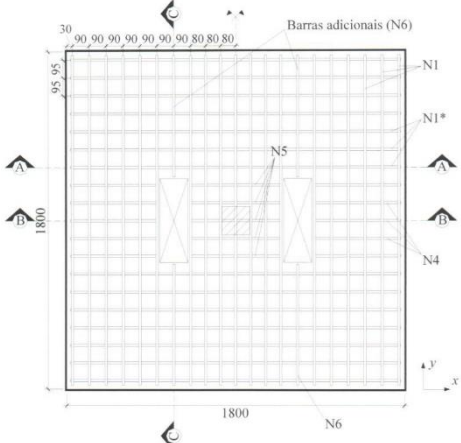
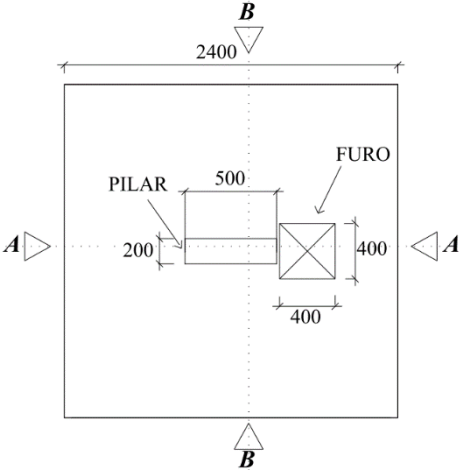
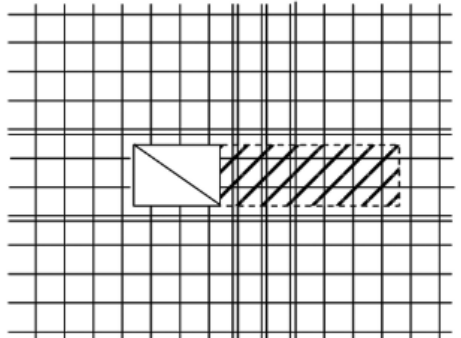
Na Tabela 2.8 são apresentados alguns dos trabalhos nacionais publicados nos últimos anos sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar.

Tabela 2.8a: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Borges (2004)		<p>Estudou punção em lajes lisas com aberturas adjacentes a pilares retangulares. Ela percebeu que a taxa de crescimento do esforço de punção das lajes reduziu com o aumento da relação entre as dimensões da seção transversal do pilar. Ela também percebeu uma redução da rigidez causada pela presença de aberturas no entorno dos pilares, e o aumento da resistência à punção por conta da presença da armadura transversal.</p>

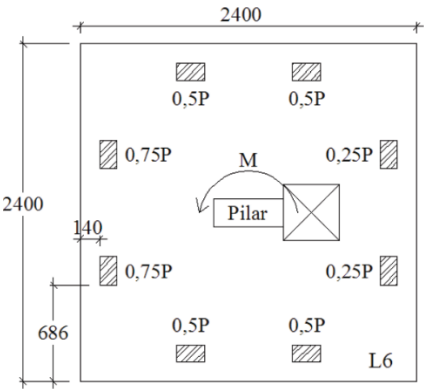
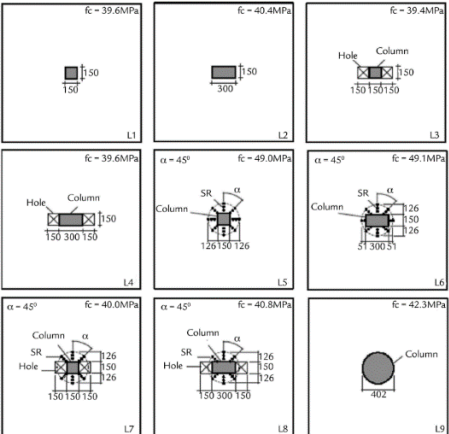
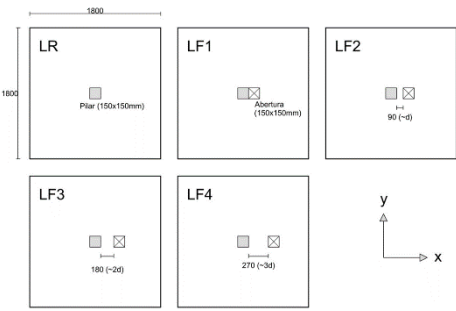
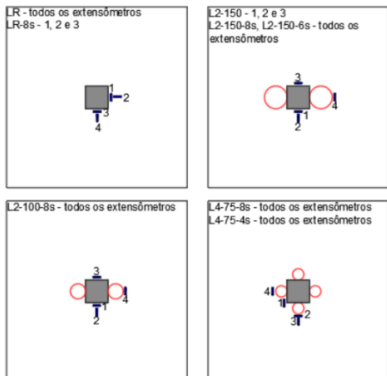
Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.8b: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar – Parte 2

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Souza (2004)		<p>Ensaiou lajes com aberturas próximas ao pilar, variando a sua dimensão e a sua distância em relação à face do pilar, e percebeu, na maioria dos modelos, uma redução da ductilidade dos modelos. O autor também percebeu nos ensaios que os modelos com aberturas a uma distância de quatro vezes a altura útil da laje não influenciaram na carga de ruptura.</p>
Oliveira (2012)		<p>Estudou a transferência de momento na ligação laje-pilar com abertura adjacente ao pilar, e percebeu que se o momento não estiver no sentido da região da laje com a abertura, essa diminuição da região de ligação da laje com o pilar não diminui a resistência à punção da laje. Outro ponto interessante que o autor abordou foi que uma laje que possui uma abertura adjacente ao pilar e possua excentricidade de carga, pode apresentar apenas metade da resistência à punção em relação a uma laje de referência com as mesmas condições de ações, porém sem abertura. O autor ainda comentou, baseado nos ensaios realizados, que a resistência à punção nas lajes com abertura e transferência de momento diminuiu proporcionalmente com o aumento da excentricidade de carga. Além disso, aspectos como aumento dos deslocamentos verticais e redução da ductilidade foram observados nos modelos que continham aberturas, se comparados com os de referência.</p>
Borges, Melo e Gomes (2013)		<p>Ao analisar o padrão dos resultados de ensaios de punção em lajes com aberturas ao redor do pilar, chegaram à conclusão de que para aberturas relativamente pequenas, a colocação de barras contínuas adjacentes às aberturas, para substituir as áreas de reforço à flexão, é uma abordagem adequada para o projeto de flexão.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.8c: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar – Parte 3

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Oliveira, Gomes e Melo (2014)		<p>Concluíram que lajes com transferência de momento da laje para o pilar resistem menos ao efeito da punção do que na ausência da transferência do momento. Também confirmaram por meio de ensaios que o momento fletor no mesmo sentido da abertura gerou a situação mais crítica, pela descontinuidade que as aberturas geraram na laje. Por outro lado, em modelos em que o momento fletor não estava no mesmo sentido da abertura, a resistência à punção da laje foi similar à laje sem aberturas. Uma conclusão interessante que eles chegaram ao longo do trabalho foi que a transferência de momento fletor da laje para o pilar acabou sendo mais prejudicial para a resistência à punção do que a existência de abertura.</p>
Silva <i>et al</i> (2017)		<p>Enfatizaram que esse tipo de sistema estrutural requer cuidados especiais. Também comentaram que a carga máxima suportada pelas lajes lisas pode estar distintamente abaixo da capacidade de flexão e com uma ruptura frágil. Um fator importante que eles observaram foi que o uso de armadura de cisalhamento pode ser uma possibilidade de aumentar a resistência à punção em lajes lisas com aberturas próximas aos pilares.</p>
Lourenço (2018)		<p>Verificou que as armaduras de flexão interrompidas por causa da abertura obtiveram menos deformação que as armaduras da laje de referência, que não possuía abertura. Isso ocorreu pelo fato de se ter interrompido o fluxo de tensões dessas armaduras. Por outro lado, as armaduras de reforço à flexão nas laterais da abertura foram mais solicitadas. Ele verificou, baseado nos modelos ensaiados, que lajes com aberturas localizadas a uma distância de três vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar, não alteraram os resultados em relação à laje de referência.</p>
Marques (2018)		<p>Analisando seus ensaios, a autora pôde verificar que a armadura de punção contribuiu para a resistência à punção, mesmo com a presença de furos adjacentes ao pilar. Ela também comentou que quanto maior a dimensão da abertura, maior a influência das armaduras transversais na resistência à punção.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.8d: Trabalhos nacionais sobre punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar – Parte 4

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Liberati (2019)		<p>Estudou a confiabilidade dos resultados de ensaio à punção tanto para lajes sem aberturas adjacentes ao pilar quanto para lajes com aberturas adjacentes ao pilar. Ele comparou esses resultados de ensaio com valores normativos, para a determinação de capacidade resistente, e com o modelo teórico proposto por Marques (2018). Ele concluiu que a teoria de confiabilidade pode ser aplicada na verificação da segurança à punção das ligações laje-pilar em lajes lisas.</p>
Liberati <i>et al</i> (2019)		<p>Estudaram a falha por punção em lajes lisas de concreto armado com aberturas adjacentes ao pilar. Eles perceberam uma redução tanto da ductilidade quanto da capacidade de dissipação de energia nas lajes que possuíam furos adjacentes ao pilar. Quando comparadas com a laje referência, que não possuía furos, o modelo que tinha mais furos chegou a reduzir 23,2% da ductilidade e 28,1% da capacidade de dissipação de energia. Um aspecto interessante também comentado na pesquisa foi que as barras de aço utilizadas na região de descontinuidade das lajes foram pouco solicitadas.</p>

Fonte: Autor (2021)

2.5 ANÁLISE E DISCUSSÃO SOBRE AS PESQUISAS REALIZADAS

Foram apresentados trabalhos sobre punção em lajes lisas, produzidos por pesquisadores brasileiros e estrangeiros. Vale ressaltar que os trabalhos nacionais apresentados, em sua maioria, são trabalhos de mestrado e doutorado, tendo também alguns artigos publicados em periódicos nacionais e internacionais. Em contrapartida, os trabalhos estrangeiros apresentados são apenas artigos publicados em periódicos. Essas informações são relevantes porque em periódicos mais conceituados, o trabalho publicado passa por avaliações bastante rigorosas, e consequentemente, as publicações geradas possuem maior relevância e impacto no meio

acadêmico. Para facilitar as comparações e discussões entre os trabalhos, e evidenciar as pesquisas relacionadas com o tema proposto, essas pesquisas foram divididas em 4 tópicos:

- 1) Estudos do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, submetidas ao efeito da punção sem armadura de punção e sem análise numérica computacional;
- 2) Estudos do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar, submetidas ao efeito da punção com armadura de punção e sem análise numérica computacional;
- 3) Estudo do comportamento de lajes lisas sem aberturas próximas ao pilar através de análise numérica computacional;
- 4) Estudo do comportamento de lajes lisas com aberturas próximas ao pilar submetidas ao efeito da punção.

O 3º tópico foi direcionado aos trabalhos que trataram de análise numérica computacional em lajes lisas, em sua maioria utilizando MEF, tendo ou não armadura de punção, e sem aberturas próximas ao pilar. Os trabalhos relacionados a lajes lisas, com aberturas próximas ao pilar, tendo ou não armadura de punção e fazendo ou não análise numérica computacional, foram colocados no 4º tópico.

Mediante a quantidade de trabalhos que tem sido realizado nos últimos anos tanto no Brasil quanto fora sobre punção em lajes lisas, pode-se afirmar que esse tema ainda possui muitas incertezas, possibilitando grande campo de pesquisa experimental, numérica e analítica. Se somar essas incertezas com os avanços construtivos, que por si só já alteram a funcionalidade dos sistemas estruturais, as possibilidades de estudo na área se multiplicam.

2.5.1 DISCUSSÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS, SEM ANÁLISE NUMÉRICA E SEM ABERTURAS PRÓXIMAS AO PILAR

Como já mencionado anteriormente, o tema punção em lajes já é estudado desde 1905, e em todos esses anos de estudo houve um amplo entendimento sobre o assunto. Mesmo assim, ao analisar pesquisas publicadas sobre o tema nos últimos 15 anos, diversos trabalhos ainda estudaram a punção em lajes lisas, com pilares internos, sem armadura de cisalhamento e sem aberturas adjacentes ao pilar, sendo esse o caso com menos variáveis sobre o tema. Dentre as

pesquisas estudadas nos últimos anos, com as restrições mencionadas, pode-se destacar as seguintes:

- Punção em lajes lisas com a inclinação da armadura de flexão para aumento da resistência à punção;
- Punção em lajes lisas com baixa taxa de armadura de flexão;
- Efeito do confinamento do concreto da ligação laje-pilar;
- Efeito da retangularidade dos pilares na punção;
- Punção em lajes lisas com momentos desbalanceados;
- Efeito do aumento da resistência à punção em lajes lisas mediante a colocação de capitéis pequenos;
- Punção em lajes lisas protendidas com cordoalhas não aderentes;
- Punção em lajes lisas reforçadas com fibras de aço;
- Punção em lajes lisas com reforço de flexão externo de FRP;
- Punção em lajes lisas com ações cíclicas;
- Estudo da punção mediante a redistribuição de momento devido à ação da membrana compressiva;
- Padrões de fissuração do concreto na punção em lajes lisas.

Dentre as linhas de pesquisas mencionadas, em sua maioria estrangeiras, houveram também estudos realizados por pesquisadores brasileiros. Essa concordância nas ideias de campo de pesquisas produzidas nacionalmente e internacionalmente demonstra que as pesquisas nacionais estão seguindo o mesmo rumo das pesquisas internacionais. Em vários temas abordados, foram idealizadas possibilidades de aumento da resistência à punção decorrente da adição de algum material contribuinte para a resistência ao cisalhamento. As outras pesquisas estão relacionadas a situações em que o efeito da punção pode agravar mediante situações diferenciadas. Dessa forma, percebe-se que, mesmo sendo essa condição de estudo de lajes lisas a mais simples de punção, por causa da redução de variáveis como o caso de descontinuidades, e também a estudada a mais tempo, nos últimos anos obteve grandes avanços do conhecimento na área.

No que diz respeito a pesquisas sobre punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento produzidas nos últimos anos, pode-se destacar as seguintes:

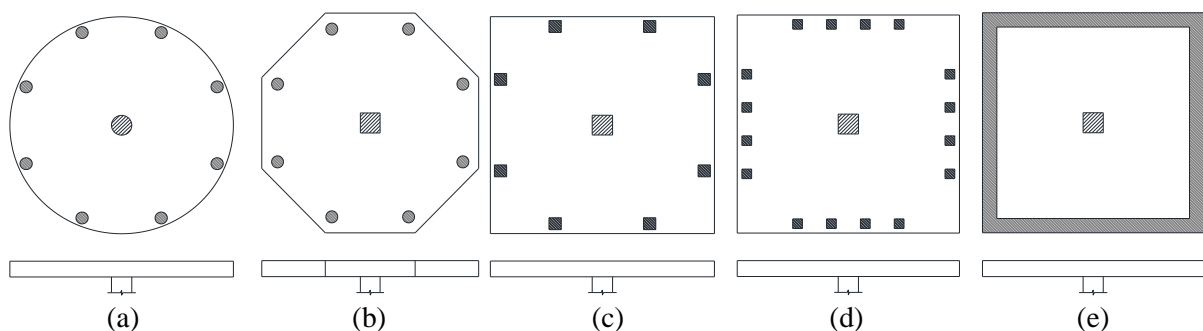
- Variação do tipo de armadura de cisalhamento;
- Recomendações para armadura mínima de punção;

- Variação de taxa de armadura de punção;
- Punção em lajes lisas nervuradas;
- Reforço de armadura de cisalhamento utilizando PRFC;
- Punção em lajes lisas com momentos desbalanceados;
- Punção em lajes lisas reforçadas com fibras de aço;
- Efeito da retangularidade dos pilares na punção.

Ao analisar os temas recentemente estudados sobre punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento, vários deles também foram estudados sem a armadura de cisalhamento nos últimos anos. Percebe-se nessa semelhança de pesquisas dos dois tópicos mencionados, que uma pequena variação nas condições de estudo pode gerar resultados adversos, necessitando aprofundamento de conhecimento na área.

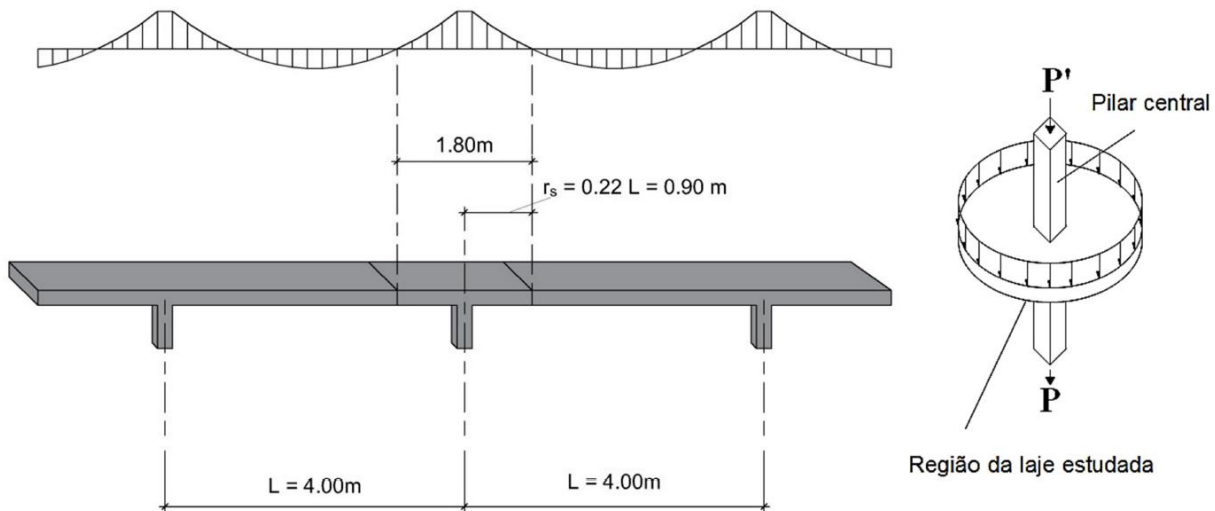
Em relação aos trabalhos experimentais, percebeu-se muitas diferenças entre os modelos ensaiados, tanto em pesquisas realizadas por estrangeiros quanto por pesquisadores brasileiros. Os modelos de ensaio apresentados na Figura 2.2 resumem a maioria dos tipos utilizados pelos autores. Na Figura 2.2, a hachura central refere-se ao pilar, e as outras, refere-se aos pontos de aplicação da carga ou de apoio, dependendo do ensaio. Essa diversidade de geometrias entre os modelos experimentais também foi abordada por Oliveira *et al.* (2013), e só engloba os pilares internos de uma edificação.

Figura 2.2: Modelo de ensaio de laje lisa para punção: circular (a); octogonal (b); retangular com 8 pontos de carga(c); retangular com 16 pontos de carga(d); retangular com carga contínua nas bordas(e)



Fonte: Autor (2021)

Na Figura 2.3 é apresentada uma ideia genérica para a representação ideal do esforço de punção, tratado em laboratório.

Figura 2.3: Modelo hipotético de representação do esforço de punção

Fonte: Lourenço (2018)

Na Tabela 2.9 é apresentado um resumo dos ensaios realizados por pesquisadores estrangeiros e na Tabela 2.10 dos ensaios realizados por pesquisadores brasileiros. Nessas tabelas não estão apresentadas as pesquisas que envolveram aberturas adjacentes aos pilares, sendo essas pesquisas discutidas posteriormente. Esses ensaios apresentados nas tabelas são apenas referentes às pesquisas contidas na revisão bibliográfica utilizada.

Percebe-se que os modelos utilizados por pesquisadores do mundo todo aproximam-se de um modelo ideal, mas, possivelmente existam variações nos resultados analisados por causa das distinções de geometrias e carregamentos.

Tabela 2.9a: Comparação de características geométricas de lajes lisas sem aberturas adjacentes a pilares, e ensaiadas à punção por pesquisadores estrangeiros – Parte 1

Pesquisador	Furos adjacentes ao pilar	Nº de lajes ensaiadas	Dimensões em planta (cm)	Espessura (cm)	Observações referentes aos ensaios
Bos e Hofmeyer (2005)	Não	8	300 x 310	16	Carga aplicada em 9 pontos. Diferente do convencional
Rodrigues, Ruiz e Muttoni (2008)	Não	6	420 x 1000	19 a 38 (Espessura variável)	Lajes em balanço. Modelos diferentes do convencional
Guandalini, Burdet e Muttoni (2009)	Não	4	150 x 150	12,5	Modelo c
		6	300 x 300	25	
		1	600 x 600	50	
Ruiz, Muttoni e Kunz (2010)	Não	12	300 x 300	25	Modelo c
Guidotti, Ruiz e Muttoni (2010)	Não	6	300 x 300	25	Modelo c

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.9b: Comparação de características geométricas de lajes lisas sem aberturas adjacentes a pilares, e ensaiadas à punção por pesquisadores estrangeiros – Parte 2

Pesquisador	Furos adjacentes ao pilar	Nº de lajes ensaiadas	Dimensões em planta (cm)	Espessura (cm)	Observações referentes aos ensaios
Lips, Ruiz e Muttoni (2012)	Não	11	300 x 300	25	Modelo c
		3		32	
		3		40	
Sagaseta <i>et al</i> (2014)	Não	4	300 x 300	25	Um ensaio com o Modelo c. Os outros ensaios com apoios em duas das quatro bordas
Clément <i>et al</i> (2014)	Não	15	300 x 150	25	Modelos diferentes do convencional
Drakatos, Muttoni e Beyer (2016)	Não	13	300 x 300	25	Modelo c
Einpaul <i>et al</i> (2016a)	Não	12	300 x 300	25	Modelo c
Einpaul, Ruiz e Muttoni (2017)	Não	6	300 x 300	25	Modelo b
Majtánová e Halvonik (2018)	Não	2	250 x 250	25	Modelo b
Afey e El-Tony (2019)	Não	12	100 x 100	12	Modelo e

Fonte: Autor (2021).

Ao analisar a Tabela 2.9, percebe-se que alguns dos modelos em estudo não se encaixam em nenhum dos modelos apresentados na Figura 2.2.

Tabela 2.10a: Comparação de características geométricas de lajes lisas sem aberturas adjacentes a pilares, e ensaiadas à punção por pesquisadores brasileiros – Parte 1

Pesquisador	Furos adjacentes ao pilar	Nº de lajes ensaiadas	Dimensões em planta (cm)	Espessura (cm)	Observações referentes aos ensaios
Azevedo (1999)	Não	12	116 x 116	10	Painel quadrado apoiado em chapa contínua octogonal
Melges (2001)	Não	6	250 x 250	16	Painel quadrado com recortes na região dos cantos
Holanda (2002)	Não	8	116 x 116	10	Modelo e
Mouro (2006)	Não	8	180 x 180	13	Modelo c
Trautwein (2006)	Não	11	300 x 300	20	Modelo d
Barbán(2008)	Não	15	120 x 200	12	Pilar de borda
Rodrigues (2009)	Não	6	240 x 240	15	Modelo c
Vaz, Gomes e Shehata (2009)	Não	9	180 x 180	13	Modelo c
Ferreira (2010)	Não	16	250 x 250	18	Modelo c
Albuquerque (2010)	Não	8	250 x 250	18	Modelo c
Feliciano (2011)	Não	4	170 x 235	18	Pilar de borda

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.10b: Comparação de características geométricas de lajes lisas sem aberturas adjacentes a pilares, e ensaiadas à punção por pesquisadores brasileiros – Parte 2

Pesquisador	Furos adjacentes ao pilar	Nº de lajes ensaiadas	Dimensões em planta (cm)	Espessura (cm)	Observações referentes aos ensaios
Mouro, Gomes e Guimarães (2010)	Não	8	180 x 180	13	Modelo c
Souza e Oliveira (2011)	Não	8	180 x 180	14	Modelo diferente dos apresentados
Lima Neto (2012)	Não	12	260 x 260	14	Modelo diferente dos apresentados
Lima (2012)	Não	4	250 x 250	18	Modelo c
Barbosa (2012)	Não	4	250 x 250	18	Modelo de pilar de canto reentrante
Oliveira (2013)	Não	16	250 x 250	18	Modelo c
Moraes Neto (2013)	Não	8	255 x 255	15	Painel quadrado com 12 apoios
Trautwein, Gomes e Melo (2013)	Não	3	300 x 300	20	Modelo d
Nicácio (2013)	Não	8	250 x 250	18	Modelo c
Santos (2014)	Não	12	250 x 250	18	Modelo c
Albuquerque (2015)	Não	12	250 x 250	18	Modelo de pilar de canto reentrante
Lima (2015)	Não	4	250 x 250	28	Modelo c
Lima <i>et al</i> (2016)	Não	4	250 x 250	18	Modelo c
Ledo (2016)	Não	4	250 x 250	28	Modelo c
Ceballos (2017)	Não	6	250 x 250	28	Modelo c (com pilar circular)
Musse <i>et al</i> (2018)	Não	8	180 x 180	13	Modelo c
Nicácio (2018)	Não	11	250 x 250	28	Modelo c (com pilar circular)

Fonte: Autor (2021)

Além das diferenças dos modelos ensaiados apresentados nas Tabelas 2.9 e 2.10, a geometria dos pilares em muitos modelos também se mostrou diferente. Neste caso, uma possibilidade de justificativa para divergências de resultados encontrados nas pesquisas apresentadas, é justamente essa diferença entre os modelos ensaiados. Quanto mais eclético for o padrão de ensaios, mais variáveis podem alterar os resultados dos modelos.

É notório a quantidade de trabalhos que comparam seus resultados com normas de referência. Pode-se perceber que as normas mais comuns nessas comparações são a ACI 318, o *Eurocode 2* e o *Fib Model Code*. Inclusive em trabalhos nacionais, grande parte dos pesquisadores compararam esses três códigos com a NBR 6118, mostrando a aplicação prática desses temas no meio da construção civil.

Verificou-se nessa revisão da bibliografia que, apesar de existirem diversos trabalhos com o tema punção em lajes, as conclusões de muitos, aparentemente, não geraram contribuições científicas. Diversos trabalhos, em suas conclusões, apresentaram uma norma como sendo mais conservadora que outra, ou concluíram que os modelos ensaiados em laboratório romperam conforme o previsto ou não. Essas conclusões são muito importantes, porém, quando repetidas demasiadamente em diversos trabalhos, reduzem seu grau de relevância por apresentarem resultados já esperados e indicados na literatura.

Outro ponto importante de ser comentado é que ao analisar as bibliografias nacionais, verificou-se que diversos trabalhos apresentaram nas conclusões várias análises de resultados, porém, em muitos casos, não foram apresentadas as conclusões. Isso foi mais perceptível em trabalhos contendo modelos experimentais, tendo sido discutidos os resultados dos ensaios e as comparações entre eles, porém, faltando as conclusões referentes a sua contribuição científica.

2.5.2 DISCUSSÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES LISAS ENVOLVENDO ANÁLISE NUMÉRICA

Tanto no primeiro grupo de pesquisas comentadas quanto no segundo, os estudos foram analíticos ou experimentais. Em relação às pesquisas que envolveram análise numérica computacional, tendo ou não armadura de punção e tendo ou não aberturas no entorno do pilar, os principais tópicos abordados são listados a seguir:

- Confiabilidade de diversos *softwares* para punção em lajes sem vigas;
- Estudo da eficiência das armaduras de cisalhamento internas às armaduras de flexão;
- Estudo da axissimetria em modelos numéricos computacionais;
- Comparação de parâmetros normativos com *software* em MEF;
- Determinação da punção em *software* em MEF;
- Estudo da protensão em lajes lisas utilizando *software* em MEF;
- Estudo do comportamento de lajes lisas com reforço de armadura de punção utilizando *software* em MEF;
- Estudo de posicionamento de estribos utilizando *software* em MEF;

- Influência da continuidade das lajes lisas na resistência à punção utilizando *software* em MEF;
- Ações cíclicas em lajes lisas utilizando *software* em MEF;
- Estudo de lajes lisas reforçadas com CFRP utilizando *software* em MEF;
- Efeito da presença de aberturas, tamanho e posição, no entorno do pilar.

Ao analisar as pesquisas que envolveram análise numérica computacional, é notório a importância de *softwares* em MEF. O fato de muitas pesquisas comentarem que a modelagem por MEF consegue representar modelos reais, faz com que as pesquisas numéricas tenham mais aceitação, e seus resultados também gerem mais confiança. Além disso, pesquisas com foco em análise numérica computacional conseguem trabalhar com mais variáveis por conta de custo e tempo, comparadas com pesquisas experimentais.

Percebeu-se nessa revisão da literatura técnica que boa parte dos trabalhos numéricos parametrizaram seus dados com base em curvas força-deslocamento do modelo experimental. Porém, a curva força-deslocamento dos modelos experimentais e numéricos nem sempre coincidem, muitas vezes sendo foco da pesquisa a carga de ruptura e não o comportamento estrutural do modelo. Alguns trabalhos, como o de Balomenos *et al* (2015) e Wosatko, Pamin e Polak (2015), as curvas força-deslocamento do modelo numérico tiveram o trecho inicial mais rígido, e cruzaram as curvas experimentais em determinado ponto. Essa convergência das curvas força-deslocamento, ao longo de toda a aplicação da carga, foi percebida em poucos trabalhos, como por exemplo o de Silva, Campos Filho e Real (2017).

Por causa dessa dificuldade de convergência dessas curvas força-deslocamento entre o modelo numérico e experimental, principalmente nos primeiros 30% de aplicação de carga dos modelos, Marques (2018) apresentou alguns fatores que podem ter contribuído para o aumento da rigidez em seus modelos numéricos:

- A modelagem computacional de armadura com aderência perfeita aço-concreto;
- A acomodação do sistema de ensaio;
- Determinação do módulo de elasticidade dos materiais;
- Representação das fissuras de cisalhamento adotada nos modelos numéricos.

Em relação a essas justificativas comentadas por Marques (2018), a questão da interação da armadura e do concreto na modelagem computacional é difícil de ser tratada exatamente da forma com que ocorre em ensaios experimentais. Na prática, existe um escorregamento da armadura mediante determinada tensão. A autora também comentou sobre a acomodação do

sistema de ensaio, e, ao se realizar um modelo numérico, supõe que essa acomodação não exista, até porque seria complicado sua representação. Em relação ao módulo de elasticidade, também comentado por Marques (2018) como sendo uma dificuldade, é de se duvidar que o módulo de um corpo de prova cilíndrico, bem compactado, seja igual a uma laje. Nesse aspecto, as diferenças podem alterar os resultados numéricos de forma significativa.

Mas, com base no que foi observado, conclui-se que na prática, a concretagem do modelo, a possibilidade de translado, a tipologia do modelo, o *set-up* do ensaio, os equipamentos utilizados e a acomodação do aparato de ensaio no modelo são variáveis que podem alterar o comportamento do modelo ensaiado, dificultando a sua representação numérica.

Vale ressaltar que a convergência do modelo não necessariamente é realizada mediante a curva força-deslocamento, podendo essa convergência também ser por meio da carga de ruptura.

Ao comparar as parametrizações dos modelos realizados por autores estrangeiros e brasileiros, aparentemente as pesquisas realizadas por brasileiros obtiveram melhores convergências. Também foi notado que em boa parte das pesquisas nacionais, a utilização da ferramenta computacional de modelagem numérica foi apenas para confirmar os resultados encontrados experimentalmente, ou ainda, para determinar se um tipo de *software* era ou não apropriado para ser utilizado na modelagem, ou seja, de modo geral, o foco da pesquisa era a parte experimental. Por outro lado, a maioria das pesquisas estrangeiras apresentadas usaram resultados experimentais apenas para a parametrização dos modelos numéricos, e avançaram no conhecimento da área de punção em lajes lisas se utilizando de respostas dessas modelagens.

Outro aspecto importante de ser ressaltado, é que apesar de muitos trabalhos acadêmicos terem apresentado conclusões evidenciando a possibilidade de representação de modelo experimental por meio da simulação numérica, para serem validados resultados de pesquisa numéricas, é importante que os dados utilizados na calibração sejam em função de modelos experimentais e não modelos teóricos.

2.5.3 DISCUSSÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES SEM VIGAS COM ABERTURAS ADJACENTES AO PILAR

O último grupo de trabalhos abordados, alvo de estudo do presente trabalho, estudou a influência de furos ao redor do pilar no efeito da punção em lajes lisas. Os principais temas abordados foram:

- Efeito do tamanho da abertura em relação ao pilar;
- Efeito da distância da abertura em relação ao pilar;
- Efeito de aberturas adjacentes combinadas com momentos desbalanceados;
- Efeito da presença de aberturas em lajes nervuradas;
- Transferência de momento fletor na ligação laje-pilar com aberturas adjacentes ao pilar;
- Reforço de armadura de punção em lajes lisas com aberturas adjacentes ao pilar;
- Modelagem numérica.

Com base na literatura técnica e científica estudada, o tema de punção em lajes lisas que possuem aberturas no entorno do pilar ainda possui campo para estudo. Foi notado que existe divergência no modelo de ensaio. Da mesma forma que se verificou divergências entre modelos ensaiados em lajes sem aberturas, foi verificado o mesmo em modelos ensaiados com abertura. Na Tabela 2.11 é apresentado um resumo dos ensaios de punção em lajes com aberturas no entorno do pilar realizados por pesquisadores estrangeiros e na Tabela 2.12 dos ensaios realizados por pesquisadores Brasileiros. Esses ensaios apresentados nas tabelas são apenas referentes às pesquisas contidas na revisão bibliográfica utilizada. Os modelos base para comparação na tabela são os apresentados na Figura 2.2.

Um aspecto que comumente é mencionado nas pesquisas apresentadas é que a existência de aberturas adjacentes ao pilar, em lajes com carregamento simétrico, proporciona redução de resistência a punção relativamente pequena, podendo apenas reduzir o perímetro crítico na avaliação da punção. Porém, a descontinuidade provocada por aberturas adjacentes ao pilar, gera descontinuidade também do momento fletor, e esta descontinuidade não é tratada nos códigos normativos mais conhecidos.

Tabela 2.11: Comparação de características geométricas de lajes lisas com aberturas adjacentes a pilares, e ensaiadas à punção por pesquisadores estrangeiros

Pesquisador	Furos adjacentes ao pilar	Nº de lajes ensaiadas	Dimensões em planta (cm)	Espessura (cm)	Observações referentes aos ensaios (Figura 2.2)
Anil <i>et al</i> (2014)	Sim	9	200 x 200	12	Modelo e
Ha <i>et al</i> (2015)	Sim	8	200 x 200	18	Modelo e
Augustín <i>et al</i> (2018)	Sim	4	250 x 250	25	Modelo b
Oukaili e Merie (2018)	Sim	10	200 x 200	23	Não ficou claro a forma que foram ensaiadas

Fonte: Autor (2021)

Tabela 2.12: Comparação de características geométricas de lajes lisas com aberturas adjacentes a pilares, e ensaiadas à punção por pesquisadores brasileiros

Pesquisador	Furos adjacentes ao pilar	Nº de lajes ensaiadas	Dimensões em planta (cm)	Espessura (cm)	Observações referentes aos ensaios
Souza (2004)	Sim	8	180 x 180	13	Modelo c
Borges (2004)	Sim	20	300 x 300	20	Modelo d
Souza (2008)	Sim	19	240 x 240	15	Modelo c
Aguiar (2009)	Sim	6	180 x 180	15	Modelo c
Oliveira (2012)	Sim	7	240 x 240	15	Modelo c
Borges, Melo e Gomes (2013)	Sim	13	300 x 300	20	Modelo d
Oliveira, Gomes e Melo (2014)	Sim	8	240 x 240	15	Modelo c
Pinto (2015)	Sim	4	180 x 180	12	Modelo e
Silva <i>et al</i> (2017)	Sim	9	180 x 180	13	Modelo c
Lourenço (2018)	Sim	5	180 x 180	13	Modelo c
Marques (2018)	Sim	9	180 x 180	13	Modelo c
Liberati <i>et al</i> (2019)	Sim	12	180 x 180	13	Modelo c

Fonte: Autor (2021)

Referente à distância das aberturas em relação à face do pilar, Santos (2018) e Lourenço (2018) comentaram que ao atingir três vezes a altura útil da laje, a abertura não altera a resistência à punção. Já Souza (2004), colocou essa distância mínima de quatro vezes a altura útil da laje, tendo esses resultados também confirmados por Balomenos, Genikomsou e Polak (2018).

Relativo à dimensão da abertura adjacente ao pilar, Guan (2009) comentou que se não ultrapassar 80% da dimensão do pilar, a resistência à punção da laje quase não é alterada. Por outro lado, em relação à posição das aberturas, Ha *et al* (2015) comentou que aberturas envolvendo o vértice do pilar são mais críticas do que aberturas apenas na face.

Silva *et al* (2017) concluíram que a colocação de armaduras de cisalhamento pode melhorar o comportamento à punção em lajes lisas com aberturas no entorno do pilar, porém, trabalhos destinados a verificar quais as melhores posições para a colocação das armaduras de cisalhamento, a extensão desse reforço e o tipo de armadura, ainda são requeridos para melhorar o entendimento na área.

Sabe-se também, mediante a literatura abordada, que o aumento da armadura de flexão também contribui para a resistência à punção de lajes lisas com aberturas no entorno do pilar. Porém, quantificar esse benefício é algo a ser estudado.

Além desses aspectos referentes ao projeto, a determinação do ângulo de ruptura de cisalhamento na região de abertura, a extensão do dano causado pela punção e efeitos combinados de punção e flexão são critérios importantes de serem estudados para melhor entendimento do problema.

Por fim entendeu-se, ao analisar os trabalhos citados no presente capítulo, que o tema punção em lajes lisas ainda possui grande campo de pesquisa, e tratando-se de descontinuidades provocadas por aberturas na região dos pilares, necessita-se de maior aprofundamento não somente por causa das incertezas que o tema possui, mas também por causa das aplicações práticas correntes em obras que se utilizam de tal sistema.

3 MODELOS DE PREVISÃO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS

Modelos de previsão de punção em lajes lisas são adaptações do modelo real possíveis de serem entendidas numericamente por meio de sólido embasamento teórico.

Cordovil (1997) comentou sobre as dificuldades para se equacionar o mecanismo da punção em lajes de concreto armado, podendo se destacar as seguintes:

- Heterogeneidade do concreto;
- Resistência à compressão do concreto;
- Distribuição das armaduras de flexão;
- Taxa de armadura de flexão;
- O atrito entre as duas partes da região fissurada, provocada pela força de compressão;
- Dimensões e formas do pilar ou da área carregada;

Além desses fatores, se ainda somar com a possibilidade de ter ou não armadura de punção, o formato da armadura de punção e possibilidade de se ter cordoalhas de protensão, esse equacionamento se torna relativamente complexo. Neste tópico são apresentados os modelos de dimensionamento à punção com a utilização de normas nacionais e internacionais, bem como propostas de equacionamento não normativas, porém, bem aceitos e comentados na comunidade científica.

3.1 MODELOS NORMATIVOS DE CÁLCULO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS

São apresentados, a nível de comparação, um resumo de roteiro de dimensionamento à punção das normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010), para regiões de pilares internos de lajes lisas não protendidas, sem momentos desbalanceados. São apresentadas também as características que envolvem o dimensionamento de punção em lajes lisas com aberturas adjacentes aos pilares em cada uma das normas citadas.

3.1.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)

O dimensionamento à punção pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é baseado na avaliação de duas ou mais superfícies críticas no entorno das ações concentradas.

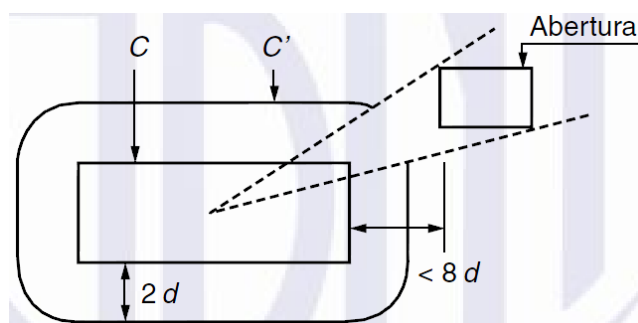
A primeira superfície crítica, denominada de contorno C , é o perímetro da concentração das tensões. No caso de lajes apoiadas diretamente em pilares, o contorno C é o perímetro do pilar. A verificação que deve ser realizada se baseia na hipótese de que a tensão solicitante de cálculo (τ_{sd}) deve ser menor ou igual a tensão resistente de cálculo (τ_{Rd2}).

A segunda superfície crítica, denomina de contorno C' , é o perímetro situado a $2.d$ (duas vezes a altura útil da laje) do contorno C . Da mesma forma que verifica a primeira superfície crítica, nesta segunda verificação a tensão solicitante de cálculo (τ_{sd}) também deve ser menor ou igual a tensão resistente de cálculo (τ_{Rd1}).

Se essa verificação for atendida, não é necessário utilizar armadura de punção. Caso contrário, deve-se verificar novamente a mesma seção, porém, com a presença da armadura de cisalhamento, obtendo assim uma nova tensão resistente de cálculo (τ_{Rd3}). Neste caso, deve-se colocar armadura de punção até o ponto em que a tensão solicitante fique menor ou igual a tensão resistente sem armadura de punção. Na Tabela 3.1 é apresentado um resumo de roteiro de dimensionamento.

Em relação à furos adjacentes a pilares, a única informação que a NBR 6118 (ABNT, 2014, p.165) apresenta é de que “se na laje existir abertura situada a menos de $8d$ do contorno C , não pode ser considerado contorno crítico C' entre as duas retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação da força e que tangenciam o contorno da abertura” (Figura 3.1).

Figura 3.1: Perímetro crítico junto à abertura na laje conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014)



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

Tabela 3.1: Resumo de dimensionamento à punção para lajes lisas não protendidas com pilares internos sem momentos desbalanceados segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014)

Superfície crítica	Tensão Solicitante	Tensão Resistente
C	$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 \cdot d}$ (Equação 3.1)	$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$ (Equação 3.2)
	Obs. Não sendo atendida essa verificação, deve alterar as dimensões da laje, do pilar ou alterar o f_{ck}	
C'	$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_1 \cdot d}$ (Equação 3.3)	$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$ (Equação 3.4)
	$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_1 \cdot d}$ (Equação 3.5)	$\tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen} \alpha}{u_1 \cdot d}$ (Equação 3.6)
	Obs. Verificação da superfície crítica C' para o caso de existir armadura de punção	
C''	$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_2 \cdot d}$ (Equação 3.7)	$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}$ (Equação 3.8)
	Obs. Verificação necessária para o caso de existir armadura de punção	
Sendo	<p>O valor de 0,13, nas equações 3.4 e 3.8 refere-se ao valor de $0,18/\gamma_c$, sendo a mesma indicação encontrada na Eurocode 2 (2004).</p> <p>F_{sd} = Força ou reação concentrada de cálculo; u_0 = perímetro do contorno crítico C (Perímetro do pilar); u_1 = perímetro do contorno crítico C' (Perímetro situado a 2d do pilar); u_2 = perímetro do contorno crítico C'' (Perímetro situado a 2d da última linha de armadura de punção); d = Altura útil da laje;</p> <p>$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$ (Equação 3.9)</p> <p>f_{ck} = Resistência característica à compressão concreto; f_{cd} = Resistência de cálculo à compressão do concreto; $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} < 0,02$ (Equação 3.10)</p> <p>s_r = espaço radial entre linhas de conectores; A_{sw} = área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C'; f_{ywd} = Resistência de cálculo da armadura de punção (para lajes de até 15 cm limitar em 300 MPa, e para demais lajes limitar em 435 MPa); α = inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje.</p>	

Fonte: O autor (2021)

3.1.2 ACI 318 (2019)

O dimensionamento à punção pela ACI 318 (2019) é realizado em uma superfície crítica localizada a $d/2$ da face do pilar de forma com que a força cortante atuante (v_u) não ultrapasse a força cortante resistente (v_n). Caso tenha a necessidade de se colocar armadura de punção, também deve ser realizada essa verificação a uma distância de $d/2$ em relação a última linha de estribos. Nas Equações 3.11 e 3.12 são apresentadas as verificações para o dimensionamento à

punção na ausência de armadura de punção e na presença da mesma, respectivamente. Na Tabela 3.2 é apresentado um resumo do roteiro de dimensionamento.

$$\phi \cdot v_n \geq v_u = v_c \quad (\text{Equação 3.11})$$

$$\phi \cdot v_n \geq v_u = v_c + v_s \quad (\text{Equação 3.12})$$

Sendo:

ϕ = Coeficiente redutor para lajes = 0,75;

v_c = Força cortante resistida pelo concreto;

v_s = Força cortante resistida pela armadura de cisalhamento.

Tabela 3.2: Resumo de dimensionamento à punção para lajes lisas não protendidas com pilares internos sem momentos desbalanceados segundo a ACI 318 (2019)

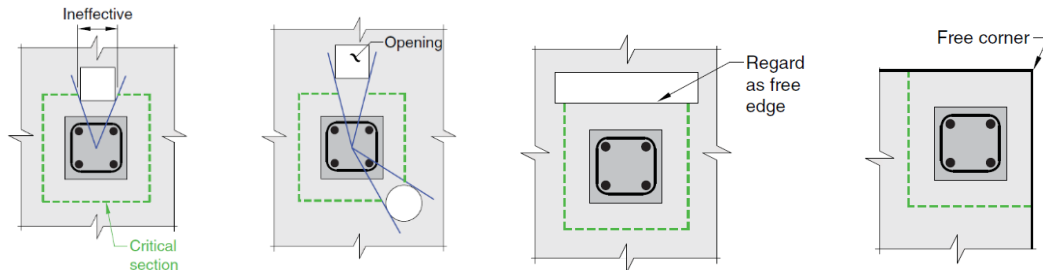
Superfície crítica	Cortante resistida pela armadura de cisalhamento	Cortante resistida pelo concreto
	-	$v_c \leq \begin{cases} 0,33 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \\ 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \\ 0,083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \end{cases} \quad (\text{Equação 3.13})$
	Obs. Cálculo realizado em situação em que a armadura de cisalhamento não é necessária	
	$v_s = \frac{A_v \cdot f_{yt}}{b_0 \cdot s} \quad (\text{Equação 3.14})$	Deve-se calcular v_c conforme Equação 3.13. Porém, o valor limite para v_c deve ser: $v_c \leq 2 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{Equação 3.15})$
	Obs. Cálculo realizado em situação em que a armadura de cisalhamento é necessária. Em caso de armaduras de cisalhamento diferentes de estribos, por exemplo <i>stud bolts</i> , a equação de v_c deve ser verificada conforme a Tabela 22.6.6.1 do ACI 318 (2019)	
d/2 da última linha de armadura de cisalhamento	-	Deve-se calcular v_c conforme Equação 3.13.
	Obs. Cálculo realizado em situação em que a armadura de cisalhamento é necessária, porém, depois da região armada	
Sendo	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1 \quad (\text{Equação 3.16})$ <p> $\lambda = 1$ para concretos convencionais; f_c' = resistência à compressão do concreto; β = razão entre o maior e o menor lado do pilar; $\alpha_s = 40$ para pilares internos; b_0 = perímetro crítico situado a uma distância d/2 da face do pilar; d = Altura útil da laje de concreto. A_v = Soma das áreas de todas as pernas dos estribos; f_{yt} = Tensão de escoamento do aço; s = Espaçamento das linhas da armadura transversal na direção perpendicular à face do pilar. </p>	

Fonte: O autor (2021)

Em relação à furos adjacentes a pilares, a ACI 318 (2019) apresenta reduções do perímetro crítico para situações em que, contando do eixo do pilar até a face do furo, se tenha

uma distância menor ou igual a 10 vezes a espessura da laje. Essas reduções estão apresentadas na Figura 3.2.

Figura 3.2: Perímetro crítico do pilar em casos de aberturas próximas ao pilar conforme a ACI 318 (2019)



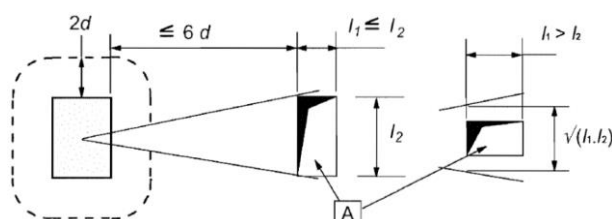
Fonte: ACI 318 (2019)

3.1.3 EUROCODE 2 (2004)

O dimensionamento à punção pelo *Eurocode 2* (2004) é realizado de forma com que a tensão solicitante (v_{Ed}) não ultrapasse a força cortante resistente ($v_{Rd,max}$). Essa verificação é realizada em uma superfície crítica localizada a $2d$ da face do pilar. Caso o valor da tensão solicitante seja inferior à parcela resistida pelo concreto ($v_{Rd,c}$), não será necessário armar a laje ao cisalhamento. Caso contrário, deve-se determinar a parcela resistente do aço para resistir à punção ($v_{Rd,cs}$).

Na Tabela 3.3 é apresentado um resumo de roteiro de dimensionamento. Em relação à furos adjacentes a pilares, o *Eurocode 2* (2004) apresenta reduções do perímetro crítico para situações em que, contando da face do pilar até a face do furo, se tenha uma distância menor ou igual a 6 vezes a altura útil da laje. Essas reduções estão apresentadas na Figura 3.3.

Figura 3.3: Perímetro de controle para regiões com aberturas próximo a pilares conforme o Eurocode 2 (2004)



Fonte: *Eurocode 2* (2004)

Tabela 3.3: Resumo de dimensionamento à punção para lajes lisas não protendidas com pilares internos sem momentos desbalanceados segundo o Eurocode 2 (2004)

Superfície crítica	Tensão solicitante	Tensão resistente
u_0	$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d}$ (Equação 3.17)	$v_{Rd} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd}$ (Equação 3.18)
	Obs. Verificação realizada no perímetro do pilar.	
u_1	$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$ (Equação 3.19)	$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$ (Equação 3.20)
	Obs. Verificação realizada quando não se tem a necessidade de armadura de cisalhamento	
	Deve-se calcular v_{Ed} conforme Equação 3.20	$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \text{sen}(\alpha)$ (Equação 3.21)
	Obs. Verificação realizada quando se tem a necessidade de armadura de cisalhamento	
Sendo	<p>V_{Ed} = Força ou reação de cálculo; M_{Ed} = Momento de cálculo na direção desejada (Caso tenha); d = Altura útil da laje; u_0 = Perímetro do pilar para pilares internos; u_1 = Perímetro situado a uma distância de 2d do pilar;</p> $\beta = 1 + k_2 \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$ (Equação 3.22) <p>k_2 = Coeficiente que depende da razão entre as dimensões C1 e C2 (Tabela 3.4); $k_1 = 0,15$; $v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ (Equação 3.23) $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ (Equação 3.24) $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ (Equação 3.25) $W_1 = \frac{C_2^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4 \cdot C_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_1$ (Equação 3.26) <p>C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força; C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força;</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$ (Equação 3.27) <p>γ_c = Coeficiente de segurança do concreto; $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02$ (Equação 3.28) <p>$\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}$ = Referem-se ao aço de flexão nas direções y e z respectivamente;</p> $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$ (Equação 3.29) <p>σ_{cy} e σ_{cz} = Tensões normais no concreto na seção crítica em y e z respectivamente; A_{sw} = Área de um perímetro de armadura de punção ao redor do pilar; s_r = Espaçamento radial de perímetros de armadura de punção; α = Ângulo entre a armadura de punção e o plano da laje; $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$ (Equação 3.30)</p> </p></p>	

Fonte: O autor (2021)

Tabela 3.4: Valores de k – Eurocode 2 (2004)

C1 / C2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
K_2	0,45	0,60	0,70	0,80

C1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força;
C2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.

Fonte: Eurocode 2 (2004)

3.1.4 FIB MODEL CODE (2010)

No *FIB Model Code* (2010), a ação solicitante de cálculo (V_{Ed}) não pode ultrapassar a força cortante resistência de cálculo à punção (V_{Rd}), sendo V_{Rd} apresentado na Equação 3.31.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (\text{Equação 3.31})$$

Sendo:

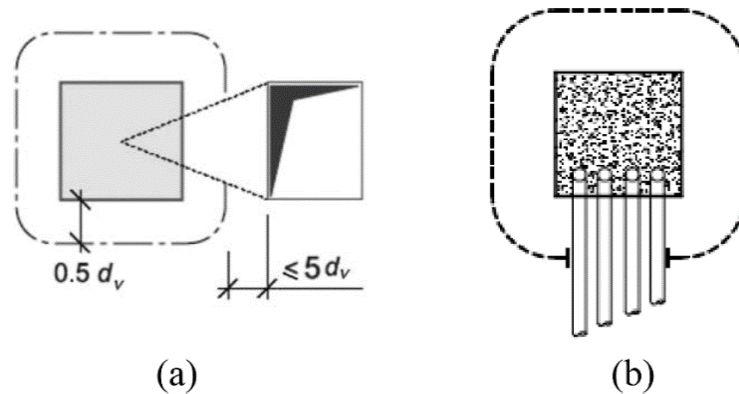
$V_{Rd,c}$ = Força cortante resistida pelo concreto;

$V_{Rd,s}$ = Força cortante resistida pela armadura de cisalhamento.

Na Tabela 3.5 é apresentado um resumo de roteiro de dimensionamento.

Em relação à furos adjacentes a pilares, o *FIB Model Code* (2010) apresenta reduções do perímetro crítico para situações em, contando do perímetro crítico até a face do furo, se tenha uma distância menor ou igual a 5,5 vezes a altura efetiva para punção. Essas reduções estão apresentadas na Figura 3.4.

Figura 3.4: Definição de perímetro crítico quando se têm aberturas na laje (a) e quando se tem tubulações (b) segundo o *FIB Model Code* (2010)



Fonte: FIB (2010)

Tabela 3.5: Resumo de dimensionamento à punção para lajes lisas não protendidas com pilares internos sem momentos desbalanceados segundo o *FIB Model Code* (2010)

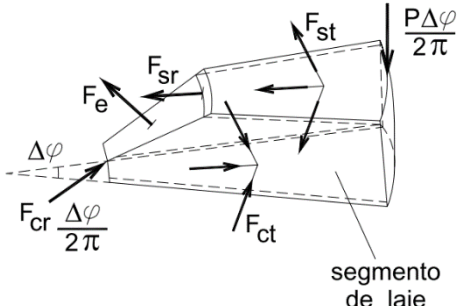
Superfície crítica	Ação resistida pela armadura de cisalhamento	Ação resistida pelo concreto
b ₀	$V_{RD,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd}$ (Equação 3.32)	$V_{RD,c} = k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v$ (Equação 3.33)
	Armadura mínima de cisalhamento para se ter ductilidade $V_{RD,s} = \sum A_{sw} \cdot k_e \cdot \sigma_{swd} \geq 0,5 \cdot V_{Ed}$ (Equação 3.34)	Verificação do esmagamento do concreto $V_{RD,máx} = k_{sys} \cdot k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \leq \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v$ (Equação 3.35)
Sendo	<p>f_c = Resistência característica do concreto; γ_c = Coeficiente de segurança do concreto; $b_0 = k_e \cdot b_{1,red}$ (Equação 3.36) $b_{1,red}$ = Perímetro crítico situado a 0,5 d_v (altura efetiva para punção) da face do pilar; $k_e = \frac{1}{1 + \frac{e_u}{b_u}}$ (Equação 3.37) e_u = Excentricidade resultante das forças de cisalhamento com o centroide do perímetro crítico; b_u = Diâmetro de um círculo com a mesma superfície que a região dentro do perímetro de controle básico; d_v = Altura efetiva da laje para punção; $k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6$ (Equação 3.38) d = Altura efetiva da laje; $k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$ (Equação 3.39) d_g = Tamanho do agregado. ψ = Rotação da laje na região do pilar. Para situações em que é realizada uma análise elástica sem redistribuição significativa das forças internas, esse valor é definido pela Equação 3.39; $\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{M_S}{M_R}\right)^{1,5}$ (Equação 3.40) $r_s = 0,22 \cdot L_{maior}$ (Equação 3.41) $M_S \approx \frac{V_{ed}}{8}$ (Equação 3.42) $M_R = \rho \cdot f_y \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_y}{2 \cdot f_c}\right)$ (Equação 3.43) ρ = Taxa de armadura à flexão; L_{maior} = Maior vão da laje; f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço; E_s = Módulo de elasticidade do concreto; k_{sys} = Esse coeficiente é responsável pelo desempenho dos sistemas de reforço de punção para controlar a fissuração por cisalhamento e para confinar apropriadamente os amortecedores de compressão na laje. Na ausência de outros dados, pode-se considerar o valor igual a 2; $\sigma_{swd} = \frac{E_s \cdot \psi}{6} \cdot \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\phi_w}\right) \leq f_{ywd}$ (Equação 3.44) f_{bd} = Resistência de aderência de cálculo. Para barras nervuradas pode ser adotado o valor de 3,0 MPa; f_{ywd} = Resistência de cálculo na armadura de punção; ϕ_w = Diâmetro das barras da armadura transversal.</p>	

Fonte: O autor (2021)

3.2 MODELOS ANALÍTICOS E EMPÍRICOS INDICADOS POR OUTROS AUTORES

A primeira expressão proposta para determinar um valor de carga de ruptura por punção foi desenvolvida por Elstner e Hognestad (1956)²⁰ apud Figueiredo Filho (1989), cuja mesma se embasou em uma série de ensaios realizados por outros autores. Após a criação dessa expressão empírica, diversos pesquisadores propuseram modelos analíticos e modelos empíricos para explicar o fenômeno da punção. Alguns autores chegaram até a tratar de casos muito específicos, como o efeito da adição de fibras de aço na resistência à punção (Holanda, 2002 e Morais Neto, 2013). Esses modelos foram baseados tanto em análises experimentais quanto em teorias sobre o assunto, de forma com que o avanço do conhecimento na área, o refino dos modelos fosse mais fácil. Na Tabela 3.6 são apresentados alguns dos modelos de previsão publicados nos últimos anos, tanto para punção em lajes lisas sem armadura de punção como para lajes lisas com armadura de punção.

Tabela 3.6a: Modelos analíticos de previsão de punção em lajes lisas não normativos – Parte 1

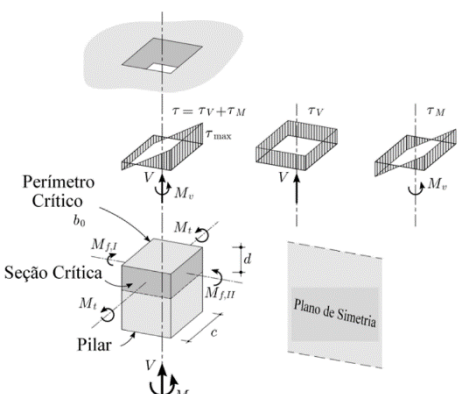
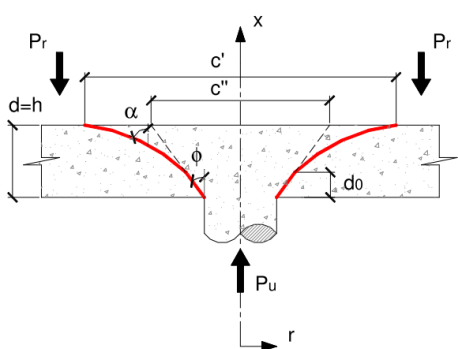
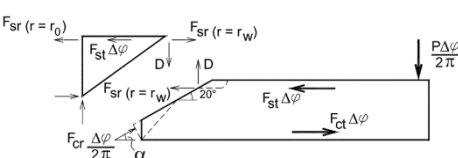
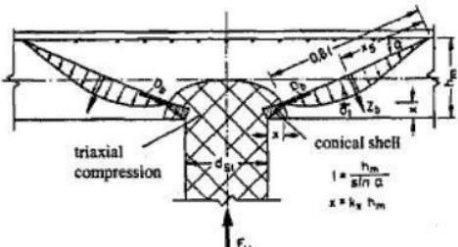
Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Kinnunen e Nylander (1960) ²¹ apud Holanda (2002)		Apresentaram o primeiro modelo teórico para estimar a resistência última à punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento. Ele visou estabelecer o equilíbrio das forças atuantes nos elementos fissurados das lajes, sendo esses compostos por fissuras radiais, na face lateral, e fissuras tangenciais, na região frontal e inclinada.

Fonte: O autor (2021)

²⁰ ELSTNER, R. C.; HOGNESTAD, E. (1956). Shearing strength of reinforced concrete slabs. *ACI Journal*, 53 (1): 29-58.

²¹ KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. **Punching of concrete slabs without shear reinforcement**. Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n.158. 1960.

Tabela 3.6b: Modelos analíticos de previsão de punção em lajes lisas não normativas – Parte 2

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Moe (1961) ²² apud Oliveira (2013)	 <p>Diagrama de um pilar em uma laje, mostrando a seção crítica, o perímetro crítico, as forças de cisalhamento e momento, e o plano de simetria.</p>	<p>Considerando uma seção crítica como o próprio perímetro do pilar ou área carregada, propôs um modelo de distribuição das tensões sobre esta seção. Este modelo previa algumas simplificações de cálculo para obter expressões analíticas, como a uniformidade das tensões verticais de cisalhamento ao longo da altura útil da placa, e a constância das tensões nas faces perpendiculares ao plano de simetria, além de linearmente variáveis sobre as faces paralelas.</p>
Braestrup <i>et al</i> (1976) Fonte da Figura: Moraes Neto (2013)	 <p>Diagrama de um pilar em uma laje, mostrando a distribuição de tensões e as forças de tração e compressão.</p>	<p>Propôs um modelo baseado na teoria da plasticidade, supondo que o concreto seria um material perfeitamente plástico. Nesse modelo, o critério de ruína foi baseado nas leis de Coulomb, e a resistência à tração do concreto foi desprezada.</p>
Shehata (1985) ²³ apud Holanda (2002)	 <p>Diagrama de um pilar em uma laje, mostrando a distribuição de tensões e as forças de tração e compressão.</p>	<p>Propôs um modelo fundamentado nos padrões de fissuras circunferenciais tangenciais no topo do pilar, e fissuras radiais que partem da circunferencial e dividem a laje em trechos radiais. Esse modelo foi baseado no modelo proposto por Kinnunen e Nylander (1960)</p>
Georgopoulos (1988) ²⁴ apud Inácio (2010) e Georgopoulos (1989) ²⁵ apud Inácio (2010)	 <p>Diagrama de um pilar em uma laje, mostrando a distribuição de tensões e as forças de tração e compressão.</p>	<p>Propôs um modelo de determinação de carga última de punção em lajes lisas sem armação de punção, que supõe que a tensão de tração do concreto suportaria 75% do esforço, além das bielas de compressão ao redor do pilar.</p>

Fonte: O autor (2021)

²² MOE, J. (1961). **Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads**. Development Department Bulletin d47, Portland Cement Association (PCA), pg. 130.

²³ SHEHATA, I.A.E.M. (1985). **Theory of punching in concrete slabs**. London. PhD Thesis, The Polytechnic of Central London.

²⁴ GEORGOPOULOS, T. (1988). **Einfaches Verfahren zur Bemessung des Stützbereichs punktförmig gestützter Stahlbetonplatten**. BuStb 83, H7, 190-192.

²⁵ GEORGOPOULOS, T. (1989). **Durchstanzlast und Durchstanzwinkel punktförmig gestützter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung**. Bauingenieur 64, 187-191.

Tabela 3.6c: Modelos analíticos de previsão de punção em lajes lisas não normativos – Parte 3

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Menétréy (1996) ²⁶ apud Inácio (2010)		Propôs um modelo de previsão de carga de ruptura de punção baseado na teoria de bielas e tirantes.
Shehata (1990) ²⁷ apud Morais Neto (2013)		Simplificou o modelo que tinha proposto 5 anos atrás, tornando-o de mais fácil aplicação.
Broms (1990) ²⁸ apud Morais Neto (2013)		Propôs um modelo que considera o efeito escala. Esse modelo admite que a punção da laje ocorre quando o concreto comprimido no entorno do pilar está solicitado por elevadas deformações tangenciais ou tensões radiais. Esse modelo, parecido com o proposto por Kinnunen e Nylander (1960), se diferencia do modelo inicial em dois aspectos, sendo o primeiro por não utilizar dados experimentais para calibrar o modelo, e o segundo por eliminar as interações do modelo.
Alexander e Simmonds (1991) ²⁹ apud Holanda (2002)		Propôs um modelo que são consideradas duas formas de transferência de ações da laje para o pilar, sendo a primeira por causa do efeito arco, nas duas direções principais das armaduras de flexão, tendo as dimensões da seção transversal do pilar como limitantes para a região, e nas regiões que sobram, a transferência se dá por causa da ação de viga.

Fonte: O autor (2021)

²⁶ Menétréy, P. (1996): Analytical Computation of the Punching Strength of Reinforced Concrete, **ACI Structural Journal**, Vol. 93, Detroit, EUA, 1996, p.503-511.

²⁷ SHEHATA, I.A.E.M. (1990). Simplified model for estimating the punching resistance of reinforced concrete slabs. **Materials and Structures**, v. 23, no 137, pg. 364-370.

²⁸ BROMS, C.E. (1990). Punching of Flat Plates – A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect. **ACI Structural Journal**, v. 87, no 3, pg. 292-304, May/June.

²⁹ ALEXANDER, S.D.B.; SIMMONDS, S.H. (1991). **Bond model for strength of slab-column joints**. Department of Civil Engineering, University of Alberta. (Structural Engineering Report No. 174).

Tabela 3.6d: Modelos analíticos de previsão de punção em lajes lisas não normativos – Parte 4

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
<p>Gomes (1991)³⁰ apud Marques (2018)</p>		<p>Propôs um modelo de ruptura à punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento, adaptado e Kinnunen e Nylander (1960), que pode ser representado por um sistema de quatro equações: 3 equações de equilíbrio e uma equação em função do critério de ruptura.</p>
<p>Muttoni (2008)</p>		<p>Propôs um método de cálculo de resistência última à punção com base na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (<i>Critical Shear Crack Theory – CSCT</i>). Essa teoria relaciona a resistência à punção da laje com a sua rotação na ruína. Essa teoria não previa armaduras de cisalhamento.</p>
<p>Ruiz e Muttoni (2009)</p>		<p>Descobriram que a contribuição do concreto para a resistência à punção em lajes lisas com armadura de punção não é constante, e propuseram um modelo de cálculo, baseado na CSCT, para mensurar as contribuições do concreto e da armadura de cisalhamento para a resistência à punção.</p>
<p>Marques (2018)</p>		<p>Propôs um modelo adaptado de Gomes (1991)³¹, que também prevê a carga de ruptura para lajes lisas com aberturas adjacentes aos pilares. Esse modelo está baseado no equilíbrio de sete forças que atuam internamente na laje lisa.</p>

Fonte: Autor (2021)

³⁰ GOMES, R. B. **Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement**. Polytechnic of Central London, M.Phil / PhD Thesis / October, 1991, 185 p.

³¹ GOMES, R. B. **Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement**. Polytechnic of Central London, M.Phil / PhD Thesis / October, 1991, 185 p.

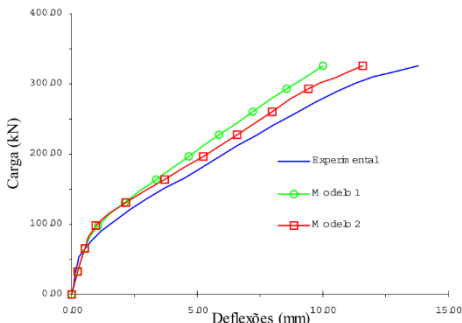
3.3 MODELOS NUMÉRICOS

A modelagem numérica computacional tem ganhado espaço dentro das pesquisas científicas. Como já mencionado no item 2.1, que trata de um breve histórico das lajes lisas, as pesquisas relacionadas a punção começaram no início do Século XX, e eram pesquisas experimentais. Na década de 1960 surgiram as primeiras pesquisas relacionadas a modelos de previsão, como abordado no item 3.2. Com o avanço tecnológico, no final da década de 1980 outra linha de pesquisa na área se tornou possível, sendo essa a análise numérica computacional. Com os avanços computacionais, nos últimos 15 anos essa linha de pesquisa tem ganhado força e aceitação no meio científico, prova esta a crescente demanda de publicações na área nos últimos anos.

Softwares fundamentados no Método dos Elementos Finitos têm sido utilizados constantemente nas pesquisas mais recentes, porém, tratando-se de punção em lajes, em boa parte das pesquisas ele tem entrado em segundo plano, como uma confirmação de resultados experimentais. Nesse tipo de pesquisa, dados importantes para inserção no *software* utilizado pelos autores muitas vezes ficam omissos, dificultando a reprodução de tais verificações em pesquisas futuras.

Na Tabela 3.7 são apresentados alguns modelos numéricos computacionais que visam a previsão de comportamento estrutural de punção em lajes lisas, desenvolvidos nos últimos anos.

Tabela 3.7a: Modelos numéricos computacionais de previsão de punção em lajes lisas – Parte 1

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Martinelli (2003)		Desenvolveu um <i>software</i> em MEF, para simular o comportamento de lajes lisas submetidas à punção.

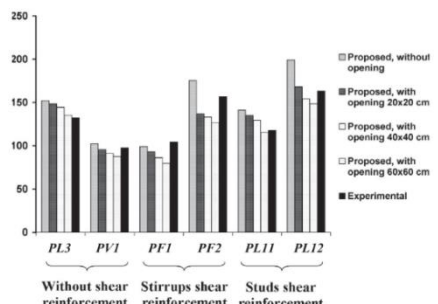
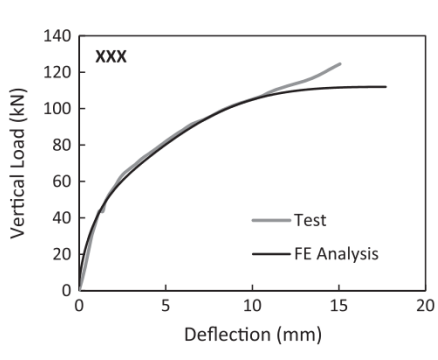
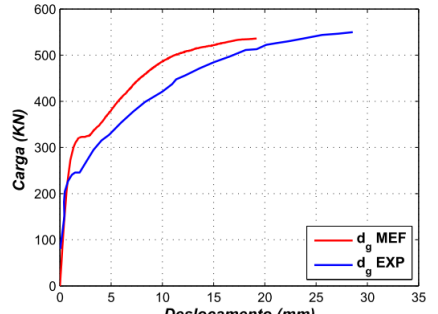
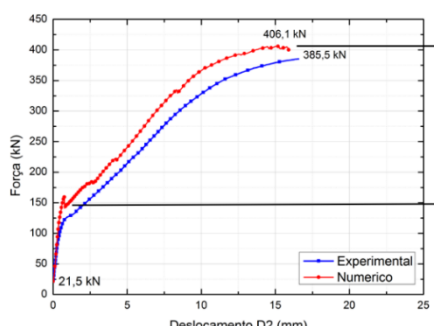
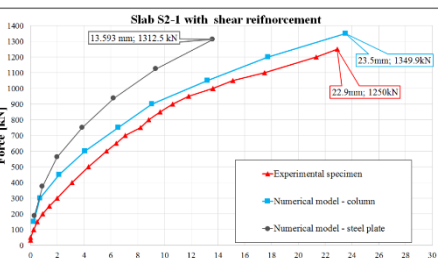
Fonte: Autor (2021)

Tabela 3.7b: Modelos numéricos computacionais de previsão de punção em lajes lisas – Parte 2

Pesquisador (es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Trautwein (2006)		<p>Estudou experimentalmente a eficiência das armaduras de cisalhamento internas às armaduras de flexão. Os modelos ensaiados apresentaram um aumento considerável na resistência à punção, chegando a ultrapassar 110% da resistência de lajes sem armadura de cisalhamento, mostrando a eficiência das armaduras de cisalhamento internas às armaduras de flexão. Ele também apresentou um modelo numérico computacional de previsão de comportamento estrutural para lajes lisas com e sem armadura de punção, com auxílio do <i>software</i> DIANA.</p>
Winkler e Stangenberg (2008)		<p>Apresentaram um modelo numérico computacional de previsão de carga de ruptura de lajes lisas sem armadura de cisalhamento e sem aberturas próximas ao pilar, utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity</i> – CDP) do <i>software</i> ABAQUS.</p>
Belakhdar (2008)		<p>Desenvolveu um programa computacional baseado em análise não linear de elementos tridimensionais em concreto armado para simular a punção em lajes lisas. Ao comparar com resultados experimentais obteve bons resultados.</p>
Mamede (2011)		<p>Propôs um modelo numérico computacional no <i>software</i> ATENA 3D para previsão de comportamento estrutural de lajes lisas sem armadura de cisalhamento e sem aberturas próximas ao pilar. Após calibração, realizou estudo paramétrico variando a porcentagem de armadura à flexão, espessura da laje, resistência do concreto e dimensões do pilar.</p>
Nogueira (2011)		<p>Propôs um modelo numérico computacional no <i>software</i> ATENA 3D para previsão de comportamento estrutural de lajes lisas com armadura de punção e sem aberturas próximas ao pilar. Ele comparou com modelos experimentais, e obteve bons resultados na carga de ruptura, mas, os deslocamentos das lajes não ficaram tão próximos assim.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 3.7c: Modelos numéricos computacionais de previsão de punção em lajes lisas – Parte 3

Pesquisador (es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Mahmoud (2015)	 <p>The chart shows punching shear capacity (kN) for various slab models: PL3, PV1, PF1, PF2, PL11, and PL12. For each model, there are four proposed configurations (without opening, with 20x20 cm opening, with 40x40 cm opening, with 60x60 cm opening) and one experimental result. The capacity generally increases with the size of the opening and the type of shear reinforcement (Without shear reinforcement, Stirrups shear reinforcement, Studs shear reinforcement).</p>	<p>Propôs um modelo numérico computacional no <i>software</i> ANSYS 10 para previsão de comportamento de lajes lisas com e sem armadura de punção. Ele ainda realizou estudo paramétrico envolvendo as seguintes variáveis: aberturas próximas ao pilar e mudança de local e tipo de carga. Ele concluiu que a presença de armaduras de cisalhamento diminuiu a influência da variação de tamanho da abertura próxima ao pilar na carga de ruptura à punção.</p>
Genikomsou e Polak (2015)	 <p>The graph shows Vertical Load (kN) vs Deflection (mm). The test results (grey line) and FE Analysis (black line) show a similar load-deflection behavior, reaching a peak load of approximately 110 kN at 15 mm deflection.</p>	<p>Apresentaram um modelo numérico computacional de previsão de comportamento estrutural para lajes lisas sem armadura de punção e sem aberturas próximas ao pilar utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity</i> – CDP) do <i>software</i> ABAQUS. Um ponto que eles comentaram ser desafiador na etapa de calibração de modelos numéricos é a modelagem dos materiais, principalmente do concreto por causa das suas propriedades anisotrópicas. Nesta pesquisa, eles chegaram à conclusão de que o modelo CDP tem capacidade de prever a falha por punção em lajes lisas sem armadura de punção.</p>
Soares (2016)	 <p>The graph shows Carga (kN) vs Deslocamento (mm). The experimental results (blue line) and numerical results (red line) show a similar load-displacement behavior, reaching a peak load of approximately 500 kN at 25 mm displacement.</p>	<p>Realizou estudo paramétrico logo após calibração de modelo utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity</i> – CDP) do <i>software</i> ABAQUS. Ele chegou a conclusão que os resultados previstos pelos modelos estudados no <i>software</i> ABAQUS são tendencialmente conservadores em relação ao <i>Eurocode 2</i>.</p>
Faria (2017)	 <p>The graph shows Força (kN) vs Deslocamento D2 (mm). The experimental results (blue line) and numerical results (red line) show a similar load-displacement behavior, reaching a peak load of approximately 400 kN at 20 mm displacement.</p>	<p>Apresentou modelo numérico computacional no <i>software</i> ATENA 3D para previsão de comportamento estrutural de lajes lisas sem armadura de cisalhamento e sem aberturas próximas ao pilar. Após comparar com modelos experimentais e obter resultados satisfatórios, realizou estudo paramétrico variando resistência do concreto e taxa de armadura de flexão.</p>
Majtánová e Halvonik (2018)	 <p>The graph shows Force [kN] vs Deformation [mm] for Slab S2-1 with shear reinforcement. The experimental specimen (red line) reaches a peak load of 1312.5 kN at 13.593 mm deformation. The numerical model - column (blue line) reaches a peak load of 1349.9 kN at 23.5 mm deformation. The numerical model - steel plate (black line) reaches a peak load of 1250 kN at 22.9 mm deformation.</p>	<p>Calibraram modelos de lajes lisas no lisas no <i>software</i> SOFiSTiK baseados em dois ensaios experimentais. Eles comentaram que a calibragem dos modelos foi feita com base nos parâmetros de deformação e resistência do corpo de prova de concreto.</p>

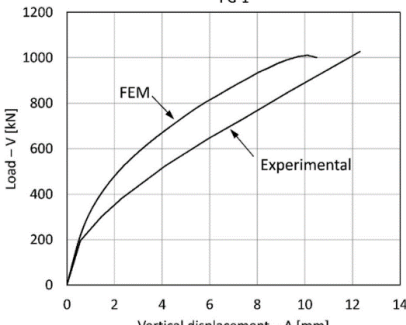
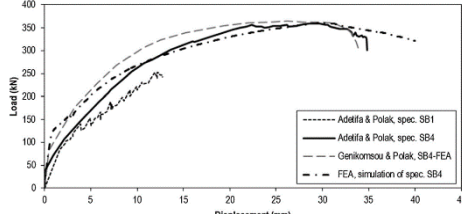
Fonte: Autor (2021)

Tabela 3.7d: Modelos numéricos computacionais de previsão de punção em lajes lisas – Parte 4

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Milligan (2018)		<p>Propôs um modelo numérico computacional utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS para previsão de comportamento estrutural de ligação entre laje lisa e pilar retangular sem armadura de punção e sem aberturas próximas ao pilar. Ao estudar a influência da retangularidade dos pilares, concluiu que os vértices apresentam as maiores tensões, e por isso, a verificação apenas nessas regiões já é suficiente.</p>
Sanabria <i>et al</i> (2018)		<p>Propuseram um modelo numérico computacional para previsão de comportamento estrutural em lajes lisas submetidas à punção no <i>software</i> DIANA. Eles parametrizaram a modelagem numérica variando os dados de tamanho da malha, os métodos de convergência e os parâmetros de entrada de material concreto. Mediante a esse estudo, os autores comentaram que quanto mais refinada a malha, maior a convergência de resultados. Eles também recomendaram ao menos 5 camadas de elementos ao longo da espessura da laje. Outro fator interessante abordado é que fora da zona de falha de punção, uma malha mais espaçada pode ser utilizada.</p>
Navarro, Ivorra e Varona (2018)		<p>Propuseram um modelo numérico computacional utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS para previsão de comportamento estrutural de punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento e sem aberturas próximas ao pilar. Após comparação com modelo experimental, realizaram estudo paramétrico variando tensão de escoamento do aço, resistência à compressão do concreto, armadura de flexão, dimensões do pilar e espessura da laje.</p>
Santos Junior (2019)		<p>Propôs um modelo para comportamento estrutural de lajes lisas submetidas a ações verticais e horizontais utilizando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS. Ele também estudou concreto de ultra-alta performance reforçado com fibra, e, ao utilizar esse material na região de maiores esforços de punção, o material foi capaz de mudar o modo de ruptura de punção para flexão.</p>

Fonte: Autor (2021)

Tabela 3.7e: Modelos numéricos computacionais de previsão de punção em lajes lisas – Parte 5

Pesquisador(es)	Imagem representativa	Comentários e principais observações
Lapi <i>et al</i> (2020)		<p>Propôs um modelo de previsão de comportamento estrutural de lajes lisas, sem armadura de punção e sem aberturas adjacentes ao pilar, calibrado em ensaios experimentais e em previsões fornecidas por modelos analíticos. Essa calibração foi realizada no modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS.</p>
Navarro, Ivorra e Varona (2020)		<p>Propôs um modelo numérico computacional de previsão de comportamento estrutural de lajes lisas com armadura de punção e sem aberturas adjacentes ao pilar, usando o modelo de plasticidade danificada do concreto (<i>Concrete Damaged Plasticity – CDP</i>) do <i>software</i> ABAQUS. Eles concluíram que se aumentar bastante o diâmetro da armadura de punção e espaçar essas armaduras, corre o risco de reduzir a carga de ruptura.</p>

Fonte: Autor (2021)

3.4 ANÁLISE E DISCUSSÃO SOBRE MODELOS DE PREVISÃO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS NORMATIVOS E NÃO NORMATIVOS

Foram apresentados diversos modelos de previsão de punção no presente capítulo. O início dos estudos na área de punção, como já mencionado no capítulo 2, foi publicado em 1913, e tratava-se de uma pesquisa experimental contendo 197 ensaios de sapatas. Durante muitos anos, os estudos na área de punção foram apenas experimentais, até que em Kinnunen e Nylander (1960)³² apud Holanda (2002) apresentaram o primeiro modelo teórico para explicar o fenômeno da punção e estimar a resistência última.

Diversos modelos têm sido apresentados para melhorar a compreensão do fenômeno, bem como acrescentar informações referentes a materiais, aberturas e etc. De qualquer forma, além dos modelos teóricos constantemente apresentados na literatura, existem os códigos normativos, que também preveem o comportamento à punção de lajes lisas. Para facilitar as comparações e discussões, os modelos de previsão foram divididos em 3 tópicos:

³² KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. **Punching of concrete slabs without shear reinforcement.** Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n.158. 1960.

- 1) Modelos normativos de cálculo de punção em lajes lisas;
- 2) Modelos analíticos e empíricos indicados por outros autores;
- 3) Modelos numéricos computacionais indicados por outros autores.

Nos três tópicos são apresentadas situações de previsão para punção com e sem armadura de punção, e para situações com aberturas próximas ao pilar. A seguir serão apresentadas algumas comparações entre os códigos normativos, bem como modelos teóricos e numéricos.

3.4.1 DISCUSSÕES SOBRE OS MODELOS NORMATIVOS DE CÁLCULO DE PUNÇÃO EM LAJES LISAS

Foram abordadas simplificações de modelos de cálculo de punção para pilares centrados, sem momentos desbalanceados e sem armadura protendida de quatro códigos normativos, sendo eles a NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010). Diversos pesquisadores, citados no capítulo 2 do presente trabalho, apontaram conservadorismo nos códigos normativos resumidos neste capítulo. De modo geral, a ACI 318 (2014) é apontada como a norma mais conservadora dentre as apresentadas. Percebe-se também uma proximidade entre as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e o *Eurocode 2* (2004), porém, cada uma com suas particularidades e considerações especiais. Seguem algumas comparações qualitativas entre esses modelos.

Todos os códigos normativos trabalham com definição de superfícies críticas para realizar suas verificações. A NBR 6118 (ABNT, 2014), trabalha com 3 superfícies, uma localizada no perímetro do pilar (C), uma localizada a duas vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar (C') e, em casos de existir armadura de punção, uma terceira superfície localizada a duas vezes a altura útil da laje em relação à última linha de armadura de punção (C''). O *Eurocode 2* (2004), similar à NBR 6118 (ABNT, 2014), também realiza suas verificações à uma distância de duas vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar, e em caso de não passar no dimensionamento, deve-se armar à punção. Já o ACI 318 (2019), realiza sua verificação à punção à uma distância de metade da altura útil da laje em relação à face do pilar, e, se não passar, deve-se armar à punção. O *Fib Model Code* (2010), assim como o ACI 318 (2019), também trabalha com uma superfície crítica localizada à uma distância de metade da altura útil da laje em relação à face do pilar.

Em relação à armadura de flexão, apenas o ACI 318 (2019) não a considera como contribuição para a resistência da punção. O *Fib Model Code* (2010), ao realizar o cálculo da rotação da laje ψ no primeiro nível de aproximação, que é o mais simples de todos, também não considera a armadura de flexão. Sendo assim, foi apresentado o segundo nível de aproximação, sendo esse mais realista do que o primeiro.

Foi percebido também em todas as normas que a armadura de punção acaba sendo opcional na verificação, sendo esta tratada separadamente do concreto.

Em relação às aberturas próximas ao pilar, todas as normas tratam a redução dos perímetros de controle com retas partindo do eixo do pilar e faceando as aberturas. As maiores diferenças estão nas distâncias que essas aberturas surtem efeito nas normas. No ACI 318 (2019), as aberturas devem ser consideradas em distâncias inferiores a 10 vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar. Na NBR 6118 (ABNT, 2014), as aberturas devem ser consideradas em distâncias inferiores a 8 vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar. No *Eurocode 2* (2004), as aberturas devem ser consideradas em distâncias inferiores a 6 vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar. No *Fib Model Code* (2010), as aberturas devem ser consideradas em distâncias inferiores a 5,5 vezes a altura útil da laje em relação à face do pilar. Nesse quesito, a norma ACI 318 (2019) acaba sendo a mais conservadora de todas.

Um aspecto importante de ser ressaltado é que os códigos de projeto normatizados são parâmetros básicos e mínimos para o dimensionamento dos elementos estruturais. Porém, em situações mais específicas como aberturas em lajes lisas próximos a pilares, os códigos normativos apresentam simplificações constantemente questionadas por pesquisadores. Outro aspecto importante de ser ressaltado é a não consideração da descontinuidade do momento negativo provocada pela existência da abertura próxima ao pilar, e, como não existe um limite de dimensão e posicionamento das aberturas nos códigos normativos, em projetos de punção podem ocorrer situações inseguras.

3.4.2 DISCUSSÕES SOBRE OS MODELOS ANALÍTICOS E EMPÍRICOS

Foram apresentados simplificadamente alguns modelos analíticos e empíricos encontrados na literatura. Percebeu-se nessa breve apresentação dos modelos analíticos que o

pioneiro na área foi o método proposto por Kinnunen e Nylander (1960)³³ apud Holanda (2002), que estimaram a resistência última de punção mediante o equilíbrio das forças atuantes nos elementos fissurados da laje.

Para se entender a importância desse método, verifica-se que, fundamentados no método proposto por Kinnunen e Nylander (1960)³⁴ apud Holanda (2002), foram desenvolvidos diversos trabalhos, como por exemplo, Shehata (1985)³⁵ apud Holanda (2002); Broms (1990)³⁶ apud Morais Neto (2013), Gomes (1991)³⁷ apud Marques (2018) e Marques (2018). Os conceitos apresentados no modelo inicial, de equilíbrio das forças atuantes nos elementos fissurados da laje, ainda hoje são discutidos, principalmente devido às aplicações realizadas por outros autores.

Moe (1961)³⁸ apud Oliveira (2013) também teve uma contribuição muito importante nessa área. Inclusive, Inácio (2010) comentou sobre a importância deste modelo na elaboração dos fundamentos da ACI 318.

Outras teorias que foram apresentadas ao longo dos anos foram baseadas na teoria da plasticidade (BRAESTRUP *et al*, 1976), bielas e tirantes (MENÉTREY, 1996³⁹ apud INÁCIO, 2010), efeito arco mesclado com ações de viga (ALEXANDER E SIMMONDS, 1991)⁴⁰ apud HOLANDA, 2002) e a teoria da fissura crítica de cisalhamento (MUTTONI, 2008).

O *Fib Model Code* (2010) foi desenvolvido com base no modelo proposto por Muttoni (2008), denominado de teoria da fissura crítica de cisalhamento (*Critical Shear Crack Theory* – CSCT). Essa teoria tem tido bastante aceitação no meio acadêmico. Diversos trabalhos apresentados no capítulo 2 do presente trabalho, além de compararem seus resultados com os códigos normativos, também compararam com a CSCT. Diversos autores também propuseram

³³ KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. **Punching of concrete slabs without shear reinforcement**. Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n.158. 1960.

³⁴ KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. **Punching of concrete slabs without shear reinforcement**. Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n.158. 1960.

³⁵ SHEHATA, I.A.E.M. (1985). **Theory of punching in concrete slabs**. London. PhD Thesis, The Polytechnic of Central London.

³⁶ BROMS, C.E. (1990). Punching of Flat Plates – A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size Effect. **ACI Structural Journal**, v. 87, no 3, pg. 292-304, May/June.

³⁷ GOMES, R. B. **Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement**. Polytechnic of Central London, M.Phil / PhD Thesis / October, 1991, 185 p.

³⁸ MOE, J. (1961). **Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Loads**. Development Department Bulletin d47, Portland Cement Association (PCA), pg. 130.

³⁹ Menétrey, P. (1996): Analytical Computation of the Punching Strength of Reinforced Concrete, **ACI Structural Journal**, Vol. 93, Detroit, EUA, 1996, p.503-511.

⁴⁰ ALEXANDER, S.D.B.; SIMMONDS, S.H. (1991). **Bond model for strength of slab- column joints**. Department of Civil Engineering, University of Alberta. (Structural Engineering Report No. 174).

adaptações deste método para casos específicos de dimensionamento, e de modo geral, os autores se mostraram satisfeitos com os resultados.

Referente à CSCT, uma crítica interessante apresentada por Sacramento *et al* (2012) é que, baseado em resultados de ensaios de punção em lajes lisas encontrados na literatura técnica, nem sempre o mecanismo de ruptura por punção ocorre com a rotação de um corpo rígido, parte integrante da laje, externo ao cone de punção. Essa premissa da teoria em questão é de fundamental importância para a dedução das equações. Por outro lado, diversos pesquisadores ao confrontarem os resultados experimentais com a CSCT, verificaram proximidades nos resultados.

Alguns dos modelos teóricos apresentados costumam gerar resultados até mais precisos do que os códigos normativos, porém, como geralmente são métodos iterativos, são inaplicáveis em projetos corriqueiros de estruturas. Esses métodos são muito interessantes de serem implementados computacionalmente, porém, para cálculos simplificados, são necessários métodos menos complexos e de fácil e rápida utilização. Inclusive, ressalta-se a importância de constante aprofundamento teórico para entendimento do comportamento estrutural da ligação laje-pilar, mas, essa aplicação direta para projetos não se resolve baseado em uma única pesquisa.

3.4.3 DISCUSSÕES SOBRE OS MODELOS NUMÉRICOS

Os modelos numéricos computacionais foram os últimos a surgir na literatura técnica. Foram aqui apresentados alguns modelos propostos nos últimos anos, juntamente com alguns modelos calibrados por autores em alguns *softwares* em Método dos Elementos Finitos (MEF).

Pode-se classificar os modelos numéricos computacionais apresentados em três grupos:

- Autores que desenvolveram algum *software* em MEF para simular o comportamento estrutural da punção em lajes lisas, como o caso de Martinelli (2003) e Belakhdar (2008);
- Autores que calibraram os resultados experimentais com algum *software* em MEF e encontraram bons resultados, porém, não apresentaram toda a construção dessa calibração, como o caso de Trautwein (2006), Wingler e Stangenberg (2008), Majtánová e Halvonik (2018) e Faria (2017). Esses trabalhos, de modo

geral, tiveram foco experimental, e se utilizaram do numérico para confirmação de resultados, e como o numérico não foi o foco principal da pesquisa, o passo a passo da construção dos resultados não foi apresentado;

- Autores que propuseram modelos numéricos computacionais, mostrando a construção desses modelos dentro da pesquisa, como o caso de Mamede (2011), Nogueira (2011), Mahmoud (2014), Genikomsou e Polak (2015), Soares (2016), Milligan (2018), Navarro, Ivorra e Varona (2018), Sanabria *et al* (2018), Santos Junior (2019), Lapi *et al* (2020) e Navarro, Ivorra e Varona (2020). De modo geral, nesses trabalhos observou-se a construção do modelo numérico computacional passo a passo, alterando as variáveis e comparando-as para determinar qual se encaixaria melhor com os resultados esperados.

Foram percebidos alguns *softwares* bastante utilizados nas pesquisas que trabalham com punção em lajes lisas, podendo-se destacar o *software* ATENAS 3D, ANSYS, DIANA, SOFISTIK e ABAQUS. Percebeu-se que, de modo geral, aparentemente o *software* DIANA, ATENAS 3D e ABAQUS apresentaram resultados mais precisos, enfatizando o *software* DIANA como na maioria dos casos apresentando comportamento estrutural mais próximo dos resultados experimentais, se comparado com os outros *softwares* em questão.

Na prática, os modelos numéricos computacionais são modelos teóricos que, implementados computacionalmente, são possíveis de serem aplicados em elementos diversos. Em outras palavras, em um único *software* em MEF, podem ser encontrados diversos modelos numéricos, possibilitando resultados bem distintos para o mesmo problema no mesmo *software*. Por outro lado, modelos numéricos computacionais que simulam bem o comportamento do material concreto são poucos, reduzindo as possibilidades de boa modelagem dentro de um programa.

Algumas vantagens dos modelos numéricos podem ser evidenciadas, como por exemplo:

- Custos muito reduzidos comparados com modelos experimentais;
- Possibilidade de realização de mais modelos em menos tempo;
- Diferente dos modelos analíticos teóricos, além da carga de ruptura, pode-se determinar deslocamentos, padrão de fissura, formação do cone de punção, etc.;
- Uma vez calibrado, os resultados numéricos tendem a ter boa precisão, abstendo-se de variáveis difíceis de serem controladas em laboratório, como umidade,

atritos com equipamentos, variações de características dos materiais empregados, erros de leitura de equipamento, etc.

Essas vantagens encontradas nos modelos numéricos têm acarretado um crescente número de pesquisas na área, e, devido à resultados coerentes com os ensaiados experimentalmente, cada vez mais pesquisadores acreditam nessa linha de pesquisa.

Da mesma maneira que modelos analíticos teóricos e modelos experimentais apresentam resultados próximos, porém não idênticos entre si, os modelos numéricos variam seus resultados tanto em termos de carga de ruptura, quando em comportamento estrutural. Essas variações podem ser em função de limitação do modelo utilizado no *software*, redução de custo computacional ou devido às incertezas dos ensaios utilizados na calibração. Esse último dado apresentado acaba sendo um problema muito grave na calibração dos modelos numéricos computacionais. Dentre os fatores que comumente atrapalham a calibração de um modelo, podem-se listados os seguintes:

- Curva tensão-deformação do concreto;
- Módulo de elasticidade do concreto;
- Possibilidade de modelo já fissurado antes do ensaio, devido a condições de cura ou transporte do modelo;
- Falta de informações referentes ao ensaio, como apoios, aplicações de ação ou deslocamento, etc.

Muitas das pesquisas encontradas na literatura técnica apresentam deficiência em um ou mais desses itens apresentados, dificultando a calibração do modelo numérico com tais pesquisas. Além dos problemas colocados, se somar à falta de padronização dos ensaios, que geram uma certa desconfiança dos resultados, um modelo numérico calibrado pode apresentar resultados bastante confiáveis e de fácil verificação, para reproduções futuras ou extrapolação dos mesmos.

4 MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS DO SOFTWARE ABAQUS®

Neste capítulo são apresentados modelos constitutivos dos materiais concreto e aço, bem como comparações de parâmetros de modelagem no *software* ABAQUS® utilizados por outros autores. Também são apresentadas indicações de parâmetros para a calibração do modelo numérico.

4.1 MODELOS CONSTITUTIVOS

A análise numérica computacional depende de diversos fatores para conseguir simular modelos reais, dentre eles, pode-se citar a geometria, pressão, temperatura, ações internas, ações externas, características dos materiais e as ligações entre os mesmos. Um dos elementos mais difíceis no quesito modelagem é a simulação do comportamento dos materiais envolvidos. Para isso, são necessários os modelos constitutivos, que são representações numéricas do comportamento físico e mecânico dos materiais nos elementos estruturais que estarão compondo o modelo, bem como de suas interações.

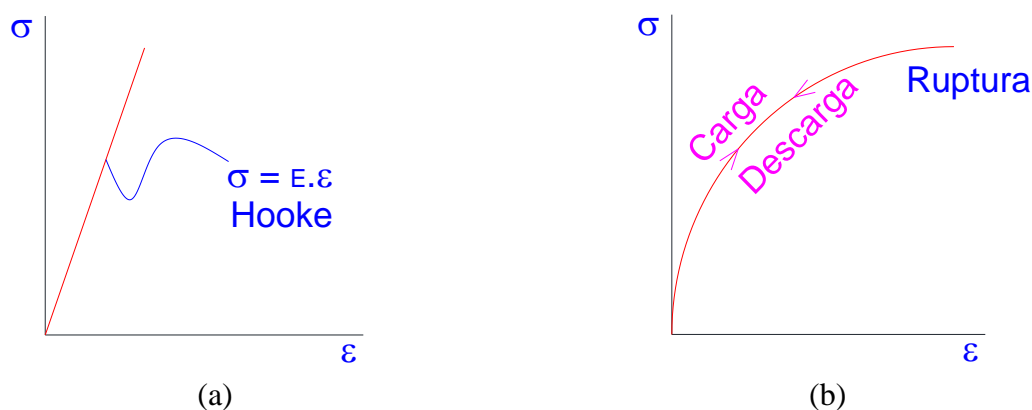
Quando se trata de uma modelagem numérica de elementos estruturais de concreto armado, precisa-se pensar que o concreto e o aço, apesar de trabalharem muito bem juntos, possuem propriedades diferentes. O aço resiste bem à tração, possui boa ductilidade e, garantindo a ligação por aderência entre o aço e o concreto, o seu alongamento se iguala ao das fibras de concreto que faceiam o material. Outro fator interessante que o aço possui é a relação tensão-deformação, que por sua vez, obedece a lei de Hooke em boa parte da resistência.

Diversos pesquisadores desenvolveram modelos constitutivos para o concreto nas últimas décadas, ampliando bastante a compreensão do material. Garcia e Souza (2013) comentaram que os modelos mais antigos foram formulados com base na teoria da elasticidade e da plasticidade, e mais recentemente foram desenvolvidos modelos utilizando a mecânica do dano e a mecânica da fratura. Porém, ainda são estudados modelos constitutivos do concreto para melhorar essa representação devido à complexidade do material. Junges (2016) relatou que os modelos constitutivos que se baseiam na relação tensão-deformação são muito aplicáveis em modelos de elementos finitos. Ela também comentou que dentre os modelos constitutivos

existentes, por causa da sua simplicidade e facilidade de aplicação e análise de estruturas, os mais empregados nos modelos de elementos finitos são os baseados na teoria da elasticidade.

Referente a teoria da elasticidade, de forma simplificada, existem modelos elásticos lineares e elásticos não-lineares. Nos modelos elásticos lineares, o diagrama tensão-deformação possui proporcionalidade entre a tensão e a deformação. O material se caracteriza como elástico, pois caso haja redução da tensão, a deformação irá reduzir na mesma intensidade anteriormente aumentada, podendo voltar à deformação zero na ausência de tensões. O fato de existir uma proporção entre a tensão e a deformação em todo o gráfico, indica que o material é linear. Na Figura 4.1(a) pode-se visualizar o comportamento de um material elástico linear.

Figura 4.1: Material elástico linear (a) e elástico não-linear (b)



Fonte: Adaptado de Gere e Goodno (2017)

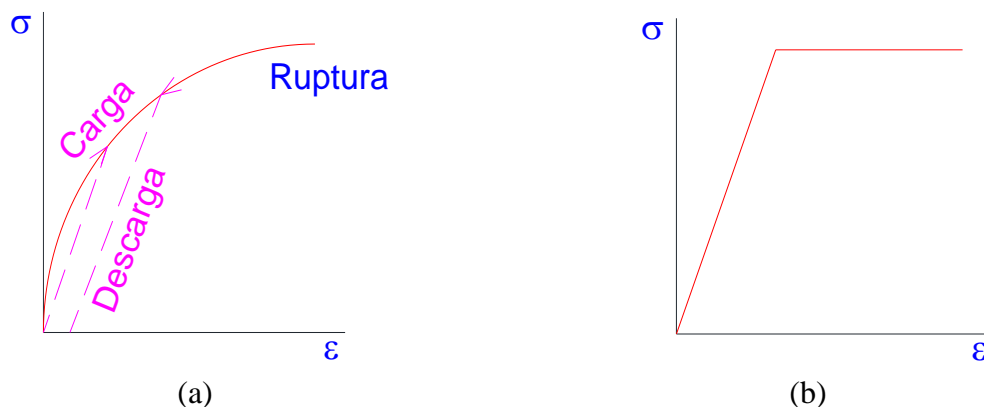
Gere e Goodno (2017) descreveram o aço, assim como a maioria dos metais, como material que se comporta de maneira elástica e linear quando inicialmente carregado. Basicamente, o início de sua curva tensão-deformação é uma reta.

Tem também os modelos elásticos não-lineares, em que no diagrama tensão-deformação não existe proporcionalidade, sendo o diagrama diferente de uma reta. O material se caracteriza como elástico, pois caso haja redução da tensão, a deformação irá reduzir na mesma intensidade anteriormente aumentada, podendo voltar à deformação zero na ausência de tensões. Mas, como não existe proporção entre a tensão e a deformação, é dito que o material é não-linear. Na Figura 4.1(b) pode-se visualizar o comportamento de um material elástico não-linear.

O que muitas vezes ocorre, é um material possuir uma fase elástica e outra fase plástica. Gere e Goodno (2017) descreveram que quando a tensão desse material ultrapassa o seu limite

de elasticidade, ao descarregar essa tensão irá ocorrer uma deformação residual. Nesse contexto, também foram criados modelos que se baseiam na teoria da plasticidade, podendo o material ter sua fase elástica e sua fase plástica. Esses modelos são conhecidos como elastoplásticos. O material elastoplástico não necessariamente possui uma proporcionalidade entre a tensão e a deformação. Ele se caracteriza como elástico, pois quando existir a redução da tensão, a deformação irá reduzir, porém, se a tensão ultrapassar o limite elástico do material, haverá uma deformação residual, que impedirá que o material volte à deformação zero. Na Figura 4.2(a) pode-se visualizar o comportamento de um material elastoplástico.

Figura 4.2: Material elastoplástico (a) e elastoplástico ideal (b)



Fonte: Adaptado de Gere e Goodno (2017) (a) e adaptado de Proença (1988) (b)

Proença (1988) discorreu sobre um material elastoplástico ideal. Esse material é relativamente mais fácil de se equacionar, por causa da simplificação de suas curvas. Medeiros (2018) comentou que esse pode ser um modelo válido para a representação do aço. Na Figura 4.2(b) é apresentado este material.

Proença (1988) descreveu sobre a teoria da plasticidade, e comentou que o concreto, quando submetido à compressão, pode ser considerado como material de comportamento elastoplástico com endurecimento e ductilidade limitada, e quando submetido à tração, pode ser considerado como material elástico linear-frágil, por causa da sua pouca resistência a esse esforço. Ele também comentou sobre algumas teorias envolvendo a plasticidade, como Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager.

A mecânica do dano e a mecânica da fratura são teorias que estudam as primeiras microfissuras do concreto mediante esforços ou deslocamentos em que o elemento estrutural está submetido. Baseado nessas fraturas iniciais, bem como a continuidade das mesmas, pode-

se entender o comportamento do material empregado (PROENÇA, 1988). Essas teorias, apesar de serem mais recentes, são relativamente mais complexas de serem implementadas computacionalmente, possibilitando ainda grande aplicação às teorias mais antigas.

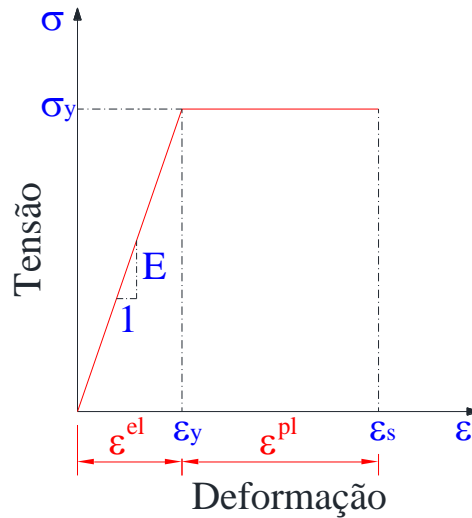
Junges (2016) comentou que a escolha do modelo constitutivo a ser empregado em uma análise numérica pode depender dos materiais constituintes, dos elementos estudados, do comportamento desses elementos estudados, das solicitações envolvidas no processo, do objetivo da pesquisa e do tipo de análise. Além disso deve-se também verificar as limitações de *softwares* disponíveis, ou, da dificuldade de implementação computacional que se terá.

Outro fator a ser comentado é que para a análise numérica computacional de qualquer material, alguns dados básicos referentes a esse material são importantes. No caso do concreto, muitas vezes não se têm a correta compreensão das propriedades utilizadas no modelo físico, ensaiado em laboratório. Geralmente se tem apenas o módulo de elasticidade inicial, a resistência à compressão (f_c) e a resistência à tração (f_{ct}). Porém, sabendo da complexa não-linearidade física do concreto, a curva tensão-deformação é um dado muito importante para ajudar a simular corretamente o comportamento do material, necessitando-se muitas vezes de estimar a curva com os poucos dados existentes.

4.1.1 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

O material aço não é difícil de se modelar. Por causa da sua característica de isotropia, e também de resistência à tração e compressão similares, o material possui bom comportamento, facilitando modelagens computacionais.

Diversos autores, como por exemplo Mamede (2011), Pinto (2015), Soares (2016), Medeiros (2018) e Santos Junior (2019) utilizam para o aço um modelo elastoplástico ideal, conforme descrito na Figura 4.2(b). Para entender melhor as características desse modelo, na Figura 4.3 é apresentado o modelo elastoplástico ideal mais detalhado.

Figura 4.3: Material elastoplástico ideal para o aço

Fonte: O Autor (2021)

Dessa forma, a deformação total (ε) será a soma da deformação elástica (ε^{el}) com a deformação plástica (ε^{pl}), como apresentado na Equação 4.1.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (\text{Equação 4.1})$$

Medeiros (2018) comentou que o ABAQUS® trata separadamente as deformações, portanto, deve-se separar as duas. Inicialmente, deve-se converter a tensão nominal em tensão verdadeira. A Equação 4.2 realiza essa conversão.

$$\sigma_v = \sigma_{nom} \cdot (1 + \varepsilon_{nom}) \quad (\text{Equação 4.2})$$

Conhecendo os valores de tensão verdadeira, determina-se valores de deformação total para cada valor de tensão verdadeira. A Equação 4.3 apresenta esse processo.

$$\varepsilon = \ln.(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (\text{Equação 4.3})$$

A deformação elástica é considerada linear e isotrópica, dependendo apenas do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. Em relação à deformação plástica, requer uma relação de tensão plástica uniaxial, sendo necessário subtrair da deformação total a parcela que corresponde a deformação elástica. Para isso, utiliza-se a Equação 4.4.

$$\varepsilon^{pl} = \varepsilon - \frac{\sigma_v}{E} \quad (\text{Equação 4.4})$$

O coeficiente de Poisson é definido como a razão entre a deformação transversal e a longitudinal do elemento. Comumente para o aço esse coeficiente é igual a 0,3.

4.1.2 MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO

Da mesma maneira que o aço, o concreto possui uma deformação elástica e uma deformação plástica, que somadas geram a deformação total do material. A deformação elástica é simples de ser modelada, basta saber o valor do módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, mas a deformação plástica precisa ser bem trabalhada.

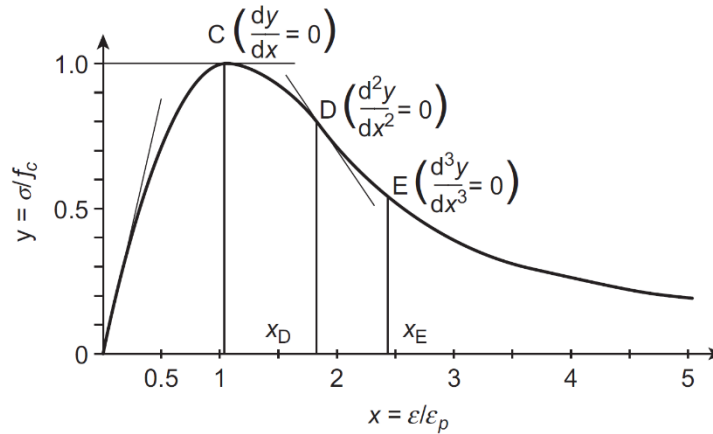
Guo (2014) afirmou que o coeficiente de Poisson pode variar entre 0,17 e 0,23, valores próximos aos indicados por Nascimento e Napoleão Filho (1999)⁴¹ *apud* SOUZA (2001) que apresentam valores entre 0,18 e 0,24. A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda tomar o valor de coeficiente de Poisson igual a 0,2. Outros pesquisadores estudaram modelagens computacionais de estruturas de concreto utilizando outros valores, como Ferreira (2010) que usou valor de 0,15, Martin (2010) usou valor de 0,175, Lee e Fenves (1998) usaram valor de 0,18, Jankowiak e Lodygowski (2005) e Ahmed (2014) utilizaram o valor de 0,19 e Alves *et al* (2016) usaram valores de 0,25. Guarda (1995) comentou que a influência desse parâmetro é muito pequena, podendo acarretar um erro no final na ordem de 2 a 6%, podendo ser desprezado o mesmo.

Medeiros (2018) comentou que para definir o comportamento inelástico de um material através do *software* ABAQUS® precisa-se fornecer uma curva tensão-deformação, já com os valores de tensões verdadeiras e deformações plásticas conforme apresentado nas Equações 4.2, 4.3 e 4.4. Em casos em que não se tenha uma curva tensão-deformação obtida experimentalmente para ser lançada no *software*, deve-se recorrer a formulações empíricas para possibilitar o traçado da mesma.

Diversas teorias para a confecção da curva tensão-deformação foram desenvolvidas, e comparadas com dados experimentais, podendo citar Popovics (1973), *Eurocode 2* (2004) e Guo (2014). A presente pesquisa utilizou os valores de curva tensão-deformação obtidos através de formulações apresentadas por Guo (2014).

Segundo Guo (2014), inicialmente precisa-se converter valores da curva tensão-deformação em coordenadas adimensionais (Figura 4.4), e estas, são descritas nas Equações 4.5 e 4.6.

⁴¹ NASCIMENTO, V. G.; NAPOLEÃO FILHO, J. (1999) Um modelo numérico para concreto de alta resistência. **Revista IBRACON**, n. 23, p. 25-35.

Figura 4.4: Curva de tensão-deformação na compressão do concreto

Fonte: Guo (2014)

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad (\text{Equação 4.5})$$

Sendo:

ε = Deformação do concreto;

ε_p = Pico de deformação do concreto.

$$y = \frac{\sigma}{f_c} \quad (\text{Equação 4.6})$$

Sendo:

σ = Tensão de compressão do concreto;

f_c = Pico de tensão de compressão do concreto.

Para definir valores em y e traçar a curva tensão-deformação, utiliza-se a Equação 4.7 para valores de $x \leq 1$ e a Equação 4.10 quando $x \geq 1$.

$$y = \alpha_a \cdot x + (3 - 2 \cdot \alpha_a) \cdot x^2 + (\alpha_a - 2) \cdot x^3 \quad (\text{Equação 4.7})$$

Sendo:

$$\alpha_a = \frac{d_y}{d_x} = \frac{E_0}{E_p} \quad (\text{Equação 4.8})$$

Em que:

$$1,5 \leq \alpha_a \leq 3,0 \quad (\text{Equação 4.9})$$

Tendo E_0 como Módulo de Elasticidade Inicial e E_p o Módulo de Elasticidade Secante no pico da curva.

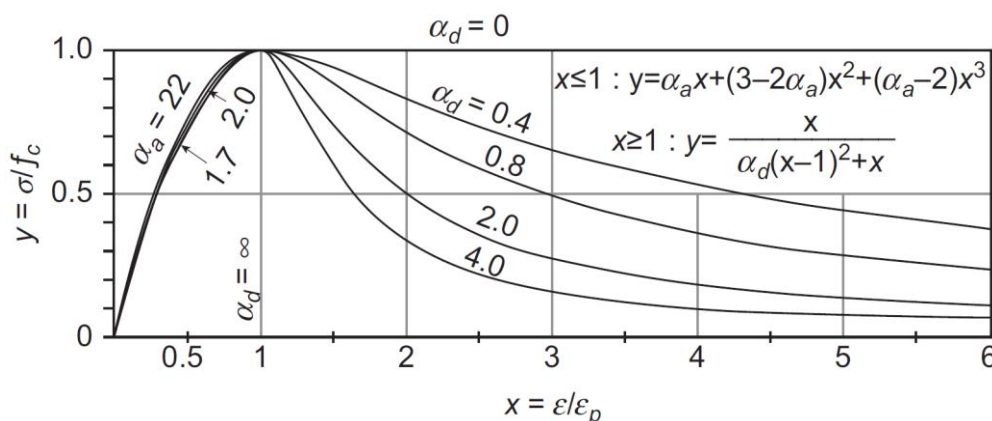
$$y = \frac{x}{\alpha_d \cdot (x - 1)^2 + x} \quad (\text{Equação 4.10})$$

Sendo:

$$0 \leq \alpha_d \leq \infty \quad (\text{Equação 4.11})$$

Neste caso, quando $\alpha_d = 0$, $y = 1$, e quando $\alpha_d = \infty$, $y = 0$. Guo (2014) apresentou um gráfico contendo diversos valores para α_a e α_d (Figura 4.5). Ele também comentou que quando os valores apropriados são selecionados, a curva teórica ajusta-se bem ao resultado experimental para os concretos estruturais de diferentes matérias-primas e graus de resistência, mesmo em casos de concreto confinado.

Figura 4.5: Curva teórica de tensão-deformação na compressão



Fonte: Guo (2014)

Guo e Zhang (1981)⁴² apud Guo (2014) também apresentaram valores sugestivos para concretos de classe C20, C30 e C40 (Tabela 4.1).

Para o traçado da curva tensão-deformação na tração, Guo (2014) também colocou os termos adimensionais, conforme Equações 4.12 e 4.13.

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{t,p}} = \frac{\Delta}{\Delta_p} \quad (\text{Equação 4.12})$$

⁴² GUO, Z.; ZHANG, X. (1981) Experimental investigation on complete stress-strain curve of concrete under monotonically loading. **Symposium No. 3 Aseismic Behaviors of Reinforced Concrete Structures**. Tsinghua University Press, Beijing, pp. 1e18.

Tabela 4.1: Valores de parâmetros para as equações da curva completa de tensão-deformação

Classe do concreto	α_a	α_d	$\varepsilon_p (10^{-3})$
C20	2,2	0,4	1,40
C30	1,7	0,8	1,60
C40	1,7	2,0	1,80

Fonte: Adaptado de Guo e Zhang (1981)⁴³ apud Guo (2014)

Sendo:

Δ = Deformação do concreto;

Δ_p = Deformação do concreto no pico de tensão.

$$y = \frac{\sigma}{f_t} \quad \text{(Equação 4.13)}$$

Sendo:

σ = Tensão de tração do concreto;

f_t = Pico de tensão de tração do concreto.

Para definir valores em y e traçar a curva tensão-deformação, utiliza-se a Equação 4.14 para valores de $x \leq 1$ e a Equação 4.15 quando $x \geq 1$.

$$y = 1,2 \cdot x - 0,2 \cdot x^6 \quad \text{(Equação 4.14)}$$

$$y = \frac{x}{\alpha_t \cdot (x - 1)^{1,7} + x} \quad \text{(Equação 4.15)}$$

Sendo:

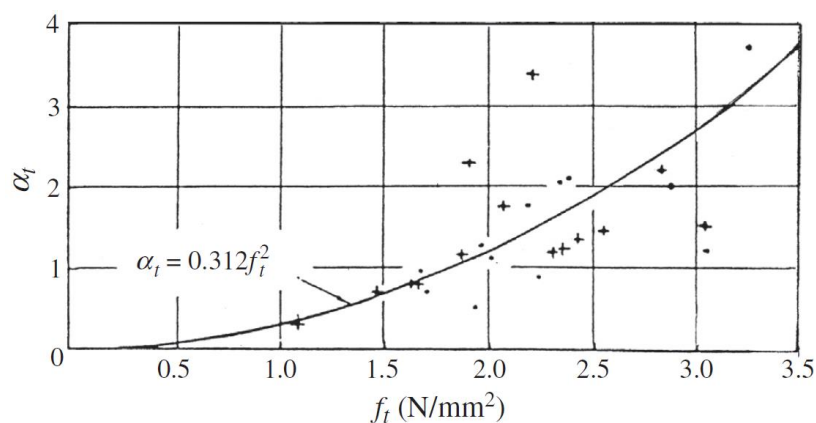
$$\alpha_t = 0,312 \cdot f_t^2 \quad \text{(Equação 4.16)}$$

Em que o valor de f_t representa a resistência à tração do concreto em N/mm².

Guo (2014) comentou que o valor do coeficiente 1,2 mostra a razão entre o módulo de elasticidade inicial e os módulos secantes de deformação no ponto de pico, e é consistente com os dados experimentais. Na Figura 4.6 são apresentados dados referentes ao parâmetro α_t .

⁴³ GUO, Z.; ZHANG, X. (1981) Experimental investigation on complete stress-strain curve of concrete under monotonically loading. **Symposium No. 3 Aseismic Behaviors of Reinforced Concrete Structures**. Tsinghua University Press, Beijing, pp. 1e18.

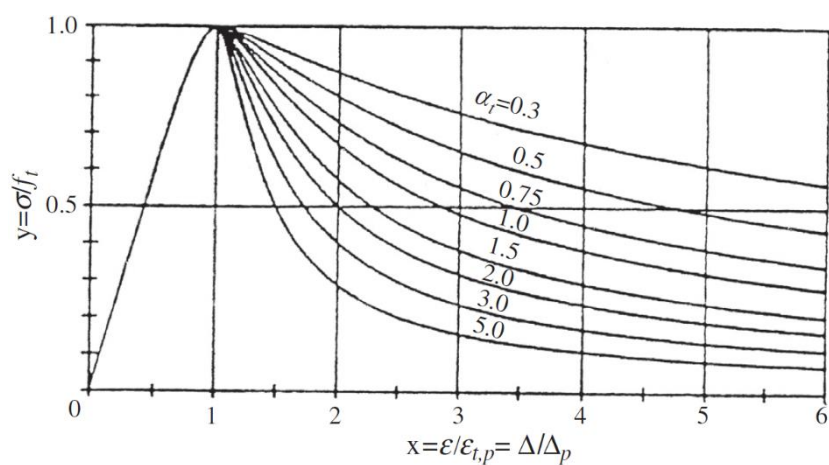
Figura 4.6: Parâmetro α_t



Fonte: Guo (2014)

Na Figura 4.7 são demonstradas as curvas teóricas de tensão-deformação calculadas para essas formulações de tração do concreto.

Figura 4.7: Curva teórica de tensão-deformação na compressão



Fonte: Guo (2014)

4.2 UTILIZAÇÃO DE MODELOS CONSTITUTIVOS NO SOFTWARE ABAQUS®

O programa ABAQUS® oferece diversos modelos para simular os materiais. Dentre esses modelos, o “Concrete Damaged plasticity (CDP)” que, conforme Lubliner *et al* (1989), foi desenvolvido para a utilização de materiais quase frágeis, como rocha e argamassa, similares

ao concreto. Segundo o Manual do ABAQUS® (2017) algumas das possibilidades desse tipo de simulação de material, são as seguintes:

- Fornece uma capacidade geral para modelar concreto e outros materiais quase-frágeis em todos os tipos de estruturas (vigas, treliças, placas e sólidos);
- Utiliza conceitos de elasticidade isotrópica danificada em combinação com plasticidade isotrópica de tração e compressão para representar o comportamento inelástico do concreto;
- Pode ser usado para concreto simples, embora seja destinado principalmente para a análise de estruturas de concreto armado;
- Requer que o comportamento elástico do material seja isotrópico e linear.

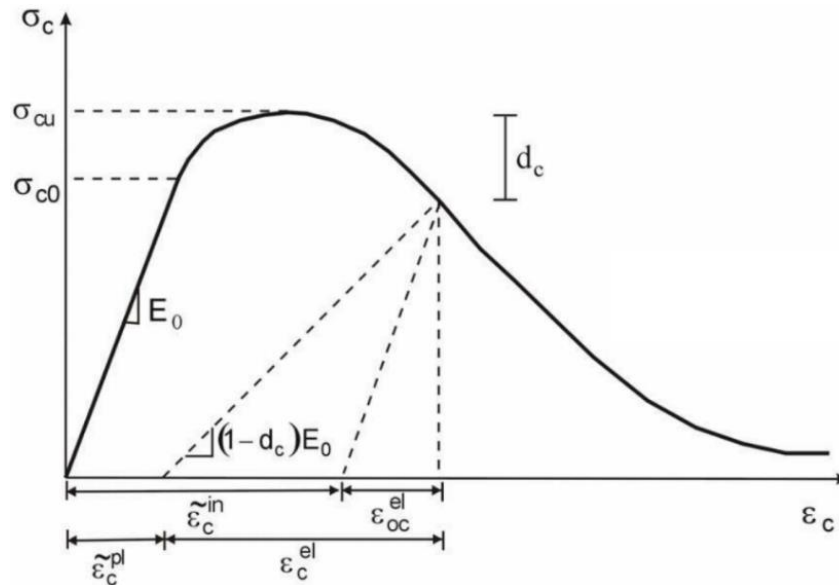
Chaudhari e Chakrabarti (2012) comentaram que a modelagem do concreto em um *software* de MEF utilizando o material CDP é considerada válida, por causa das suas aproximações com valores reais.

O modelo CDP foi desenvolvido por Lubliner *et al* (1989) e posteriormente melhorada por Lee e Fenves (1998). Esse tipo de modelagem tem sido utilizado por muitos pesquisadores para simular o comportamento do material concreto, por exemplo, Wahalathantri *et al* (2011) e Demin e Fukang (2017) estudaram a eficiência do modelo para o material concreto, Tysmans *et al* (2015) que aplicaram o modelo para outros materiais cimentícios, Hany, Hantouche e Harajli (2016) modelaram pilares de concreto armado e Wingler, e Stangenberg (2008), Genikomsou e Polak (2015), Wosatko, Pamin e Polak (2015), Milligan (2018), Navarro, Ivorra e Varona (2018), Santos Junior (2019), Navarro, Ivorra e Varona (2020) e Lapi *et al* (2020) que modelaram lajes lisas de concreto armado para estudarem o efeito da punção. Com esse modelo é possível caracterizar a relação tensão x deformação no concreto, especialmente a rigidez a partir do ponto de máxima resistência. Possui como principais mecanismos de ruptura a fissuração na tração e o esmagamento na compressão. Esse modelo determina que a resposta uniaxial à compressão (Figura 4.8) e à tração (Figura 4.9) se caracterizam por um dano plástico.

Analisando as Figuras 4.8 e 4.9 percebe-se uma reta tracejada com inclinação diferente da inclinação inicial de carregamento do elemento. Essa reta inclinada tracejada representa a nova rigidez do material por causa da degradação referente ao carregamento anteriormente sofrido. Nesse caso, quando o material for submetido a um novo esforço, essa será a inclinação na curva tensão-deformação que o material terá. Percebe-se também, ao analisar a Figura 4.8 a degradação da rigidez na zona de compressão é definida por uma variável de degradação d_c , e

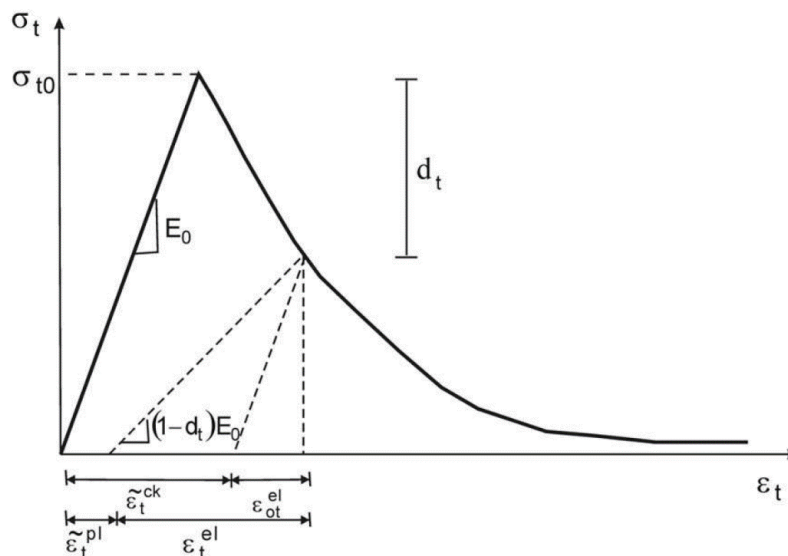
na Figura 4.9 a degradação da rigidez na zona de tração é definida por uma variável de degradação d_t . Jankowiak e Lodygowski (2005) demonstram que tanto a tensão de compressão (f_c) quanto a tensão de tração (f_t) estão relacionadas à tensão efetiva (σ) através dos parâmetros de degradação escalar apresentados nas Equações 4.17 e 4.18.

Figura 4.8: Resposta do concreto ao carregamento uniaxial na compressão



Fonte: Adaptada de Jankowiak e Lodygowski (2005)

Figura 4.9: Resposta do concreto ao carregamento uniaxial na tração



Fonte: Adaptada de Jankowiak e Lodygowski (2005)

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot f_c$$

(Equação 4.17)

Sendo:

σ_c = Tensão efetiva de compressão;

d_c = Degradação da rigidez na zona de compressão;

f_c = Tensão de compressão.

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot f_t \quad (\text{Equação 4.18})$$

Sendo:

σ_t = Tensão efetiva de tração;

d_t = Degradação da rigidez na zona de tração;

f_t = Tensão de tração.

Com as Equações 4.17 e 4.18, pode-se definir as variáveis d_c e d_t através das Equações 4.19 e 4.20.

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (\text{Equação 4.19})$$

Sendo:

σ_c = Tensão efetiva de compressão;

f_c = Resistência à compressão.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (\text{Equação 4.20})$$

Sendo:

σ_t = Tensão efetiva de tração;

f_t = Resistência à tração.

Jankowiak e Lodygowski (2005) apresentam as Equações 4.21 e 4.22 para as deformações do material à compressão ($\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$) e tração ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$) respectivamente.

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (\text{Equação 4.21})$$

Sendo:

$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ = Tensão de esmagamento;

σ_c = Tensão efetiva de compressão;

d_c = Degradação da rigidez na zona de compressão;

E_0 = Modulo de elasticidade.

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (\text{Equação 4.22})$$

Sendo:

$\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ = Tensão de fissuração;

σ_t = Tensão efetiva de tração;

d_t = Degradação da rigidez na zona de tração;

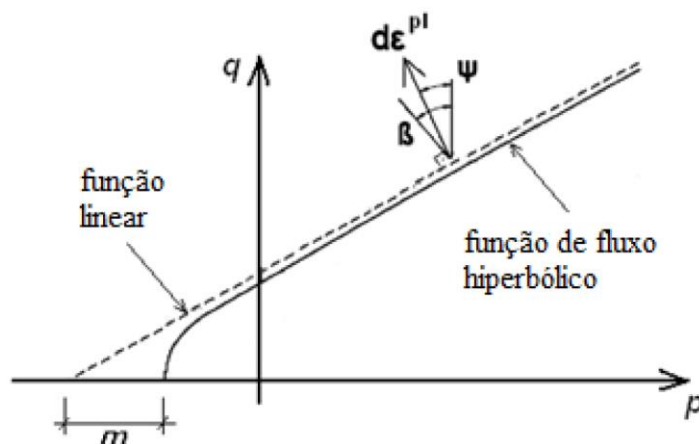
E_0 = Modulo de elasticidade.

Pinto (2015) comentou que para modelar o concreto pelo CDP, ainda precisa determinar alguns parâmetros, como ângulo de dilatação (Ψ), excentricidade (ε), razão entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), razão entre o segundo invariante do tensor desviador no plano meridiano de tração pelo de compressão (K) e o parâmetro de viscosidade (μ).

4.2.1 ÂNGULO DE DILATAÇÃO

Conforme manual do ABAQUS® (2017) o ângulo de dilatação (Ψ) é o ângulo medido no plano p – q em alta pressão de confinamento, conforme Figura 4.10. Wosatko *et al* (2019) comentaram que essa dilatação interna pode ser interpretada como o cisalhamento da microestrutura do material, induzindo o aumento de seu volume. Ela representa a razão entre a taxa do aumento do volume plástico e a taxa de deformação por cisalhamento plástico. Segundo Vermeer e Borst (1984), geralmente pesquisadores assumem valores de ângulo de dilatação para o concreto entre 30° e 35°, mas, os mesmos autores comentaram que esse ângulo deve ser menor que 20°, e apresentaram concretos em que o ângulo de 13° era o mais indicado. Segundo Kmiecik e Kaminski (2011), esse ângulo deve ficar entre 36 e 40°, Malm (2009) recomendou valores entre 35 e 38°, e ainda comentou que valores muito altos significa comportamento dúctil para o concreto, enquanto valores baixos significa comportamento frágil. Wosatko *et al* (2019) recomendaram que o valor do ângulo de dilatação para o concreto não exceda 35°.

Figura 4.10: Superfície hiperbólica do potencial plástico no plano meridional



Fonte: Johannsson e Reitzel (2011)⁴⁴ apud Pinto (2015).

4.2.2 PARÂMETRO EXCENTRICIDADE

No manual do ABAQUS® (2017) é comentado que o comportamento de materiais granulares e poliméricos é complexo. No entanto, sob condições de carga essencialmente monotônicas, modelos constitutivos simples fornecem informações de projeto úteis. Esses modelos constitutivos são essencialmente modelos de plasticidade dependentes da pressão, adaptados da teoria inicialmente proposta por Drucker e Prager (1952), que desenvolveu modelos geotécnicos, mas, que com pequenos ajustes pode ser utilizado para modelagem de concreto armado.

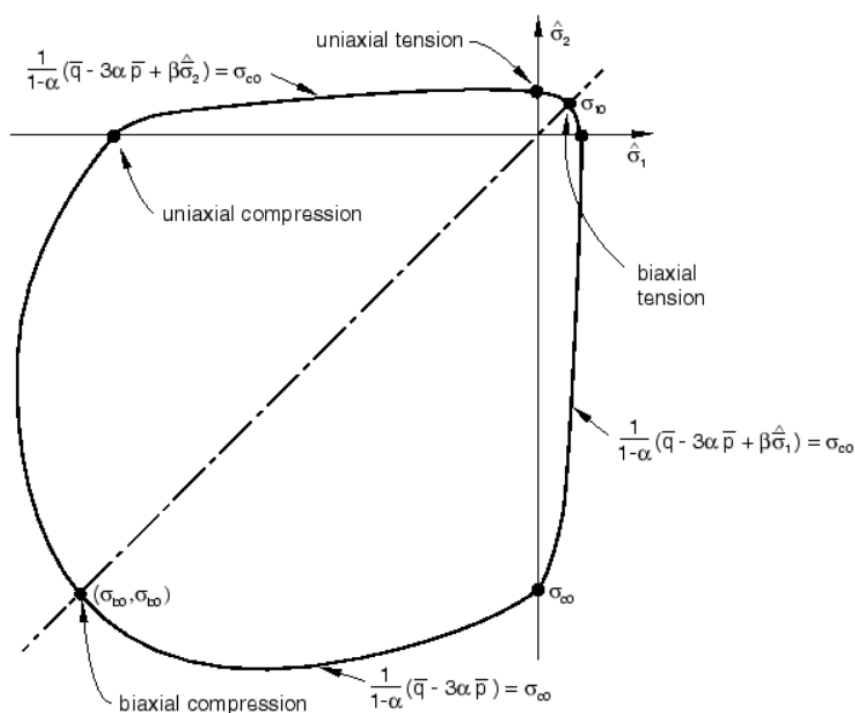
Jankowiak e Lodygowski (2005) comentaram que a excentricidade pode ser calculada como a razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão. O valor de excentricidade pode variar entre 0 e 1, mas o valor padrão do modelo CDP, indicado pelo manual do ABAQUS® (2017), é de 0,1.

⁴⁴ JOHANNSSON, B. & REITZEL, P. (2011) **Numerical analysis of a reinforced concrete beam in Abaqus 6.10**. Dissertação (Mestrado). Aalborg University.

4.2.3 RAZÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO NO ESTADO BIAXIAL E UNIAXIAL

A recomendação apresentada no manual do ABAQUS® (2017) para a razão entre a resistência à tensão de escoamento do concreto no ensaio biaxial pela tensão de escoamento do concreto no estado uniaxial (f_{b0}/f_{c0}) é igual a 1,16. Kupfer e Hilsdorf (1969), ao estudarem o comportamento do concreto sob tensão biaxial chegou a um valor similar ao indicado pelo Manual do ABAQUS® (2017). Na Figura 4.11 é apresentada essa relação.

Figura 4.11: Superfície de rendimento em tensão plana



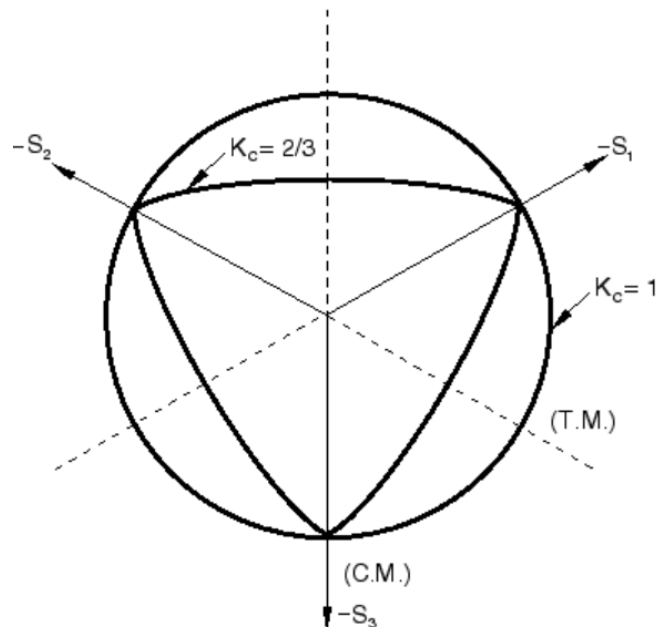
Fonte: ABAQUS® (2017)

4.2.4 FATOR DE FORMA (K_c)

O fator de forma (K_c) é utilizado para determinar o formato da superfície de falha do concreto. Ele representa a razão entre o segundo invariante do tensor desviador no plano meridiano de tração pelo de compressão (K_c), e comumente tem seu valor igual a 2/3, que é o valor indicado pelo Manual do ABAQUS® (2017). Segundo o mesmo manual, esse valor não

deve ser inferior a 0,5 nem superior a 1,0. Na Figura 4.12 é apresentada essa razão. Kmiecik e Kaminski (2011) recomendaram para esse parâmetro o valor de 0,6.

Figura 4.12: Superfície típica de rendimento



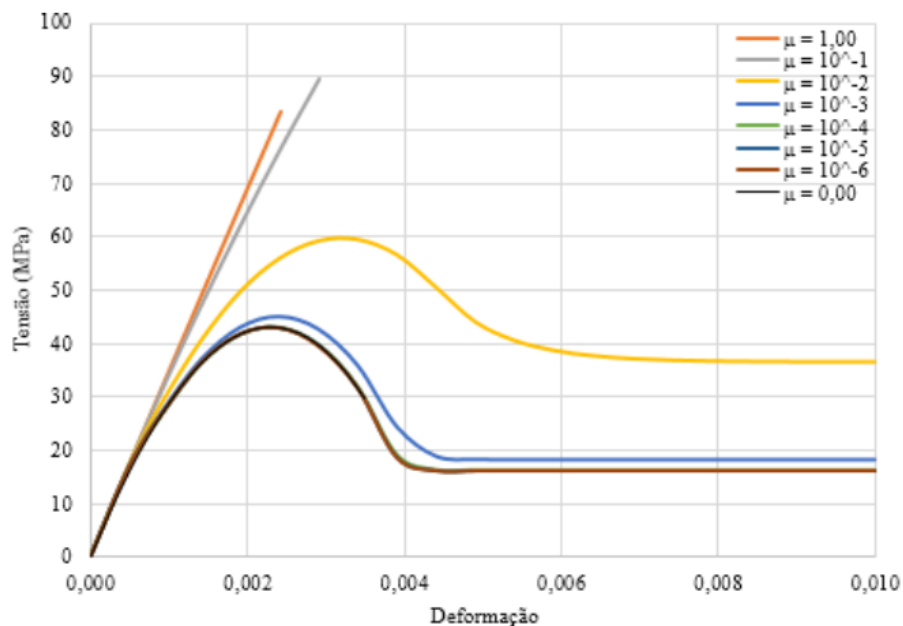
Fonte: ABAQUS® (2017)

4.2.5 PARÂMETRO DE VISCOSIDADE

Segundo o Manual do ABAQUS® (2017), modelos de materiais com comportamento de amolecimento e degradação de rigidez comumente apresentam dificuldades de convergência. Para que se consiga essa convergência no processamento, pode-se utilizar uma regularização viscoplástica das equações constitutivas, possibilitando um processamento coerente com as características do material. Ainda segundo o manual ABAQUS® (2017), usar um valor pequeno para a viscosidade (em relação ao incremento de tempo característico) costuma melhorar a taxa de convergência sem comprometer os resultados.

Medeiros (2018) comentou que quando se tem modelos que possuem comportamento viscoso, muitas vezes a degradação de rigidez tem dificuldades de convergir os resultados. Petruski (2016) realizou um estudo sobre a influência do parâmetro de viscosidade no ensaio de compressão de um cubo de concreto (Figura 4.13). Nesse estudo, ele chegou à conclusão de que parâmetros de viscosidade entre 0 e 10^{-4} apresentam resultados similares.

Figura 4.13: Estudo da influência do parâmetro de viscosidade no ensaio de compressão de um cubo de concreto



Fonte: Petruski (2016)

Para a viscosidade, Michał e Andrzej (2015) indicam valor igual a 0,0001, enquanto Demir *et al* (2018) comenta que se o valor for igual a 0,0005, os resultados numéricos serão bem precisos.

Wosatko *et al* (2015), ao simular lajes submetidas ao esforço de punção, também utilizaram para a viscosidade valores entre 0 e 1, e indicaram que valores com viscosidade de 0,01 apresentaram resultados interessantes. Porém, os autores apresentaram uma conclusão intrigante, indicando que o parâmetro de viscosidade deve ser tão pequeno quanto possível e tão grande quanto necessário para se obter resultados estáveis e consistentes, ou seja, ainda são necessários mais estudos para se arbitrar esse parâmetro.

4.3 OUTROS PARÂMETROS IMPORTANTES NO LANÇAMENTO DO MODELO NO SOFTWARE ABAQUS®

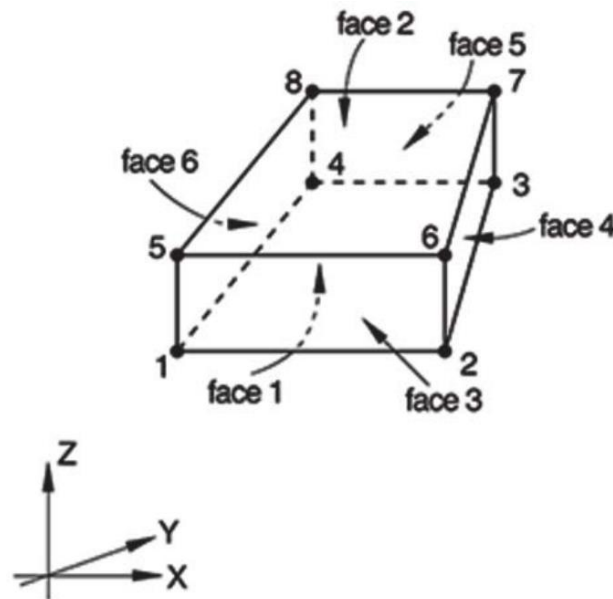
Além dos modelos constitutivos, ainda precisa determinar o tipo de elemento para cada material, ações, vinculações e malhas. Outros parâmetros como a energia de fratura também agregam a modelagem. Neste tópico serão abordados esses parâmetros, com base nas indicações de trabalhos estudados.

4.3.1 ELEMENTOS DE CONCRETO E AÇO NO SOFTWARE ABAQUS®

A determinação dos elementos que serão utilizados também é muito importante pois esta escolha implicará diretamente nos modelos matemáticos simplificados que serão determinados na modelagem.

Chaudhari e Chakrabarti (2012) e Pinto (2015) indicaram o elemento C3D8, descrito na Figura 4.14, como sendo um elemento ideal para representar o concreto. Essa sigla, indica que o elemento é sólido tridimensional de 8 nós. Cada nó possui três graus de liberdade de translação nas direções globais, possibilitando modelagem de geometrias relativamente complexas e também a realização de análises não-lineares envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações.

Figura 4.14: Elemento sólido tridimensional de 8 nós C3D8



Fonte: ABAQUS® (2018)

Genikomsou e Polak (2015), Soares (2016), Milligan (2018), Navarro, Ivorra e Varona (2018), Santos Junior (2019), Vosatko *et al* (2019), Lapi *et al* (2020) e Navarro, Ivorra e Varona (2020) utilizaram o elemento C3D8R. Medeiros (2018) comentou que a utilização desse elemento, que é elemento sólido tridimensional de 8 nós com integração reduzida, reduz o tempo de processamento. Porém, ele também apresenta uma desvantagem, sendo essa uma deficiência na matriz de rigidez, podendo aparentar respostas com dados incomuns.

Para a modelagem do aço, Chaudhari e Chakrabarti (2012), Pinto (2015), Genikomsou e Polak (2015), Milligan (2018), Navarro, Ivorra e Varona (2018), Santos Junior (2019), Vosatko *et al* (2019), Lapi *et al* (2020) e Navarro, Ivorra e Varona (2020) indicam o elemento T3D2 para representar a armadura que estará dentro do concreto. Essa sigla indica que é um elemento para treliça tridimensional com deslocamento em dois pontos. Cada nó possui três graus de liberdade de translação nas direções globais. Esse elemento é muito utilizado para elementos em que só existe esforço axial.

4.3.2 MODELAGEM DAS AÇÕES NO SOFTWARE ABAQUS®

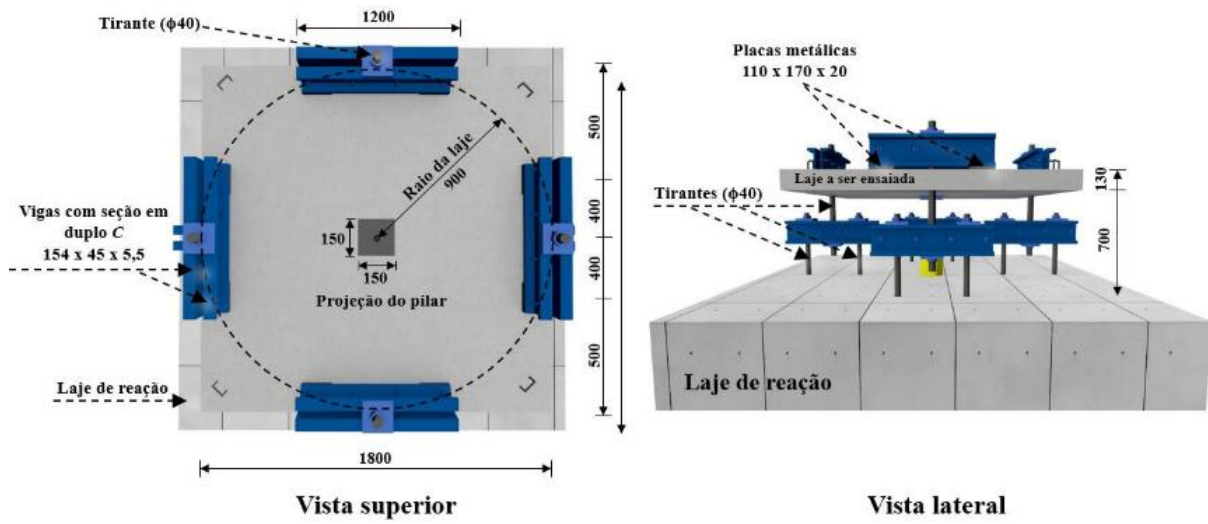
Existem diversas maneiras de inserir ações dentro do ABAQUS®. Dentre elas, pode-se citar ações por gravidade, momentos fletores, momentos torçores, pressão, ações concentradas, etc. Essas ações devem ser aplicadas em um determinado *Step* diferente do inicial da estrutura. Inclusive, pode-se combinar diversas ações a serem inseridas em tempos diferentes para compor uma modelagem numérica. Para isso, basta apenas criar esses tempos diferentes (*Step*) antes de criar os tipos de ações que irão incidir na estrutura.

A modelagem das ações deve servir para simular a entrada das mesmas em um modelo laboratorial. Na Figura 4.15 pode-se verificar uma ideia de modelo utilizado em laboratório, para ensaios de ruptura por puncionamento em lajes lisas maciças de concreto armado, descrito por Marques (2018) e Lourenço (2018). Esse modelo também foi utilizado na calibração do modelo numérico.

Analisando a Figura 4.15, pode-se imaginar diversas maneiras de se modelar as ações. Pode-se modelar um elemento intermediário para receber as ações e repassá-las para a placa de concreto, simulando uma placa de distribuição de esforços, pode-se aplicar uma ação por área na região de contato no lugar da placa de distribuição, pode-se aplicar uma ação concentrada em um nó representativo da área, etc. De qualquer forma, a maneira com que se aplicará as ações não pode influenciar os resultados, devendo esta ser bem estudada antes da modelagem.

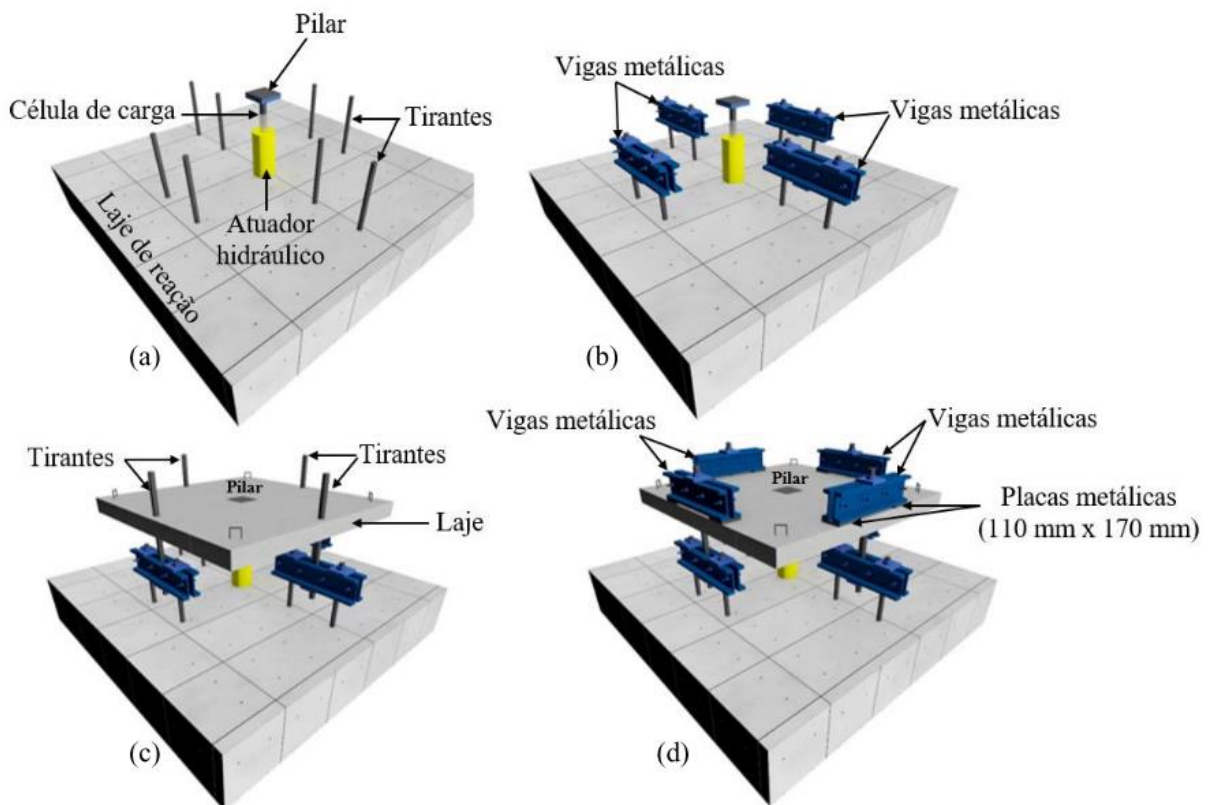
Pode-se visualizar na Figura 4.16, que a região do pilar que se desloca com as ações aplicadas, tornando os 8 pontos apoiados com as vigas metálicas indeslocáveis no modelo.

Figura 4.15: Sistema de ensaios de lajes utilizado por Marques (2018) e Lourenço (2018)



Fonte: Liberati (2019)

Figura 4.16: Sistema de ensaio detalhado de lajes utilizado por Marques (2018) e Lourenço (2018)



Fonte: Liberati (2019)

4.3.3 MODELAGEM DAS VINCULAÇÕES NO SOFTWARE ABAQUS®

As vinculações entre o modelo e seus travamentos reais, devem ser estudadas para que também não gerem esforços secundários e alterem os resultados da pesquisa. Essas vinculações podem ser apoiadas ao solo, engastadas pelas bordas, engastadas pela face, etc. Cada uma das possibilidades irá alterar a transmissão de esforços do modelo para uma “reação de apoio” real.

No caso do modelo descrito na Figura 4.15, o modelo está em cima de uma laje de reação, tendo uma placa metálica de 15 x 15cm no centro da laje, simulando o pilar, gerando uma situação de apoio entre a laje e a placa metálica. Isso também ocorre entre as vigas metálicas e a laje.

Deve-se ater aos detalhes de um modelo ensaiado em laboratório para a realização da modelagem, pois, esses pequenos detalhes podem gerar alguma influência de resultados que numericamente seja mais perceptível.

4.3.4 MODELAGEM DAS LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS NO SOFTWARE ABAQUS®

Para simular a ligação entre o concreto e aço, Pinto (2015) e Medeiros (2018) usaram uma interação de elemento incorporado, em que o aço e o concreto trabalham com um único deslocamento, como se fosse um único material, porém, não perdendo suas características físicas e mecânicas. Ou seja, é uma técnica usada para especificar que um elemento ou grupo de elementos está incorporado em outro elemento, como um hospedeiro. Para encontrar essa função no ABAQUS®, deve-se acessar *Interaction > Constraint > Embedded region*.

Para existir essa interação entre o aço e o concreto, o ABAQUS® relaciona geometricamente os nós incorporados e os nós do elemento hospedeiro bem como os graus de liberdade de translação, fazendo com que esses nós incorporados fiquem embutidos nos outros, ou seja, fiquem em função dos nós do elemento hospedeiro. Dessa forma, os deslocamentos dos nós ficam similares, e os materiais se comportam em conjunto.

4.3.5 MODELAGEM DA ENERGIA DE FRATURAÇÃO NO SOFTWARE ABAQUS®

Segundo Genikomsou e Polak (2015), a função da energia de fraturação (G_f) no modelo numérico é reduzir a sensibilidade da malha, e permitir a convergência numérica dos resultados processados. Para a determinação da energia de fraturação, eles se utilizaram de uma equação (Equação 4.23) retirada do CEB-FIP Model Code.

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (\text{Equação 4.23})$$

Sendo:

G_{f0} = É a energia de fratura base, que depende do tamanho máximo do agregado. Para agregados $\leq 10\text{mm}$, $G_{f0} = 0,026 \text{ N/mm}$.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (\text{Equação 4.24})$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$$

4.4 ESPECIFICAÇÕES DE HARDWARE

No presente estudo, foram utilizados 3 computadores, que possuem as seguintes configurações:

Computador 1:

- Processador: Intel(R) Core(TM), i5-3300 CPU @ 3.00 GHz;
- Memória instalada (RAM): 8 GB;
- Tipo de sistema: Sistema Operacional de 64 bits;
- Unidade Central de Processamento (CPU): Um Disco Rígido (HT) de 1TB

Computador 2:

- Processador: Intel(R) Core(TM), i5-9600K CPU @ 3.70 GHz;
- Memória instalada (RAM): 16 GB;
- Tipo de sistema: Sistema Operacional de 64 bits;

- Unidade Central de Processamento (CPU): Um Disco Rígido (HT) de 2TB, e um *Solid-State Drive* (SSD) de 1TB.

Computador 3:

- Processador: Intel(R) Core(TM), i7-9700K CPU @ 3.60 GHz;
- Memória instalada (RAM): 32 GB;
- Tipo de sistema: Sistema Operacional de 64 bits;
- Placa de vídeo: VGA Quadro 4GB P1000 Nvidia DDR5 128 BIT
- Unidade Central de Processamento (CPU): Um Disco Rígido (HT) de 2TB, e um *Solid-State Drive* (SSD) de 1TB.

A primeira etapa da calibração do modelo numérico foi desenvolvida no Computador 1. Foi identificada a necessidade de troca de máquina, mediante a limitação da mesma. Nesse caso, a segunda etapa da calibração, bem como o estudo paramétrico, foram desenvolvidos nos computadores 2 e 3. Vale ressaltar que o tempo médio dos processamentos foi entre 12h e 7 dias (Mesmo com a alteração das máquinas).

4.5 RESUMO DOS PARÂMETROS UTILIZADOS PARA A CALIBRAÇÃO E ESTUDO PARAMÉTRICO

Nesse tópico são apresentados resumidamente os modelos constitutivos adotados na calibração, bem como parâmetros do *software* ABAQUS®.

Para a representação do material aço, utilizou-se um material elastoplástico ideal, conforme descrito na Figura 4.3.

Para a representação da curva tensão x deformação do material concreto, utilizou-se o modelo descrito por Guo (2014). O modelo utilizado para simular o comportamento do concreto no *software*, foi *Concrete Damaged plasticity* (CDP). Os parâmetros adotados, com base na literatura técnica estudada, para utilização do CDP são apresentados na Tabela 4.2

Tabela 4.2: Parâmetros adotados no modelo CDP

Parâmetro	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	K_c
Valor	0,1	1,16	0,6667

Fonte: O Autor (2021)

Em relação ao ângulo de dilatação e a viscosidade, como apresentaram bastante divergência na literatura técnica, foram estudados mais a fundo durante a calibração do modelo numérico.

A modelagem da energia de fraturação foi realizada com a utilização da Equação 4.23.

Para a representação do elemento concreto, foi utilizado o C3D8R, enquanto para a representação do aço, foi utilizado o T3D2.

Para a ligação entre concreto e aço, utilizou-se a ligação *Embedded region*. Já a ligação entre placas de aço e concreto, utilizou-se uma ligação de contato *Surface to surface contact*.

Como tempo máximo de processamento, foi adotado o valor de 1, sendo o tempo inicial estipulado em 0,01 e o mínimo de 1.10^{-30} . Neste caso, foi adotado um incremento automático mediante convergência dos resultados.

Foi utilizado como método de aproximação dos resultados o método de Newton.

5 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Ao longo dos anos diversos pesquisadores já ensaiaram lajes lisas à punção, e alguns desses ensaios foram estudados também numericamente. Mas, como as ferramentas computacionais constantemente estão sendo aprimoradas, e não se tem um padrão normatizado de ensaios para esse tipo de elemento, necessita-se aferir os modelos computacionais com ensaios já realizados. Um problema inerente em diversas pesquisas é a falta de informações referentes aos modelos utilizados nos ensaios, impossibilitando uma calibração adequada com o MEF.

Neste capítulo é abordado o passo a passo da calibração do modelo numérico utilizado como base para a pesquisa. Esta calibração ocorreu em duas etapas, sendo cada uma com um modelo experimental diferente.

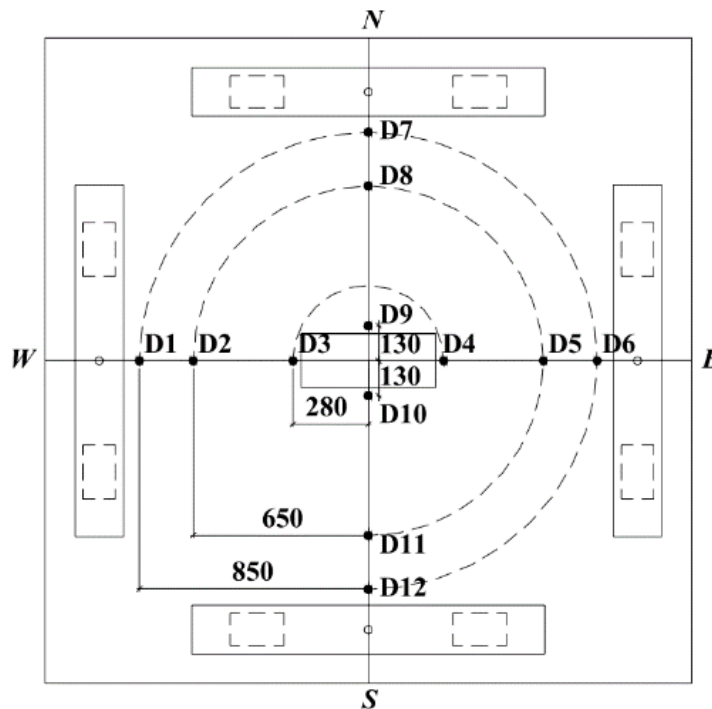
5.1 PRIMEIRA ETAPA DA CALIBRAÇÃO

Inicialmente o modelo de referência foi um modelo ensaiado por Souza (2008), sem abertura adjacente ao pilar, e posteriormente, o modelo calibrado foi testado em um modelo com abertura adjacente, também ensaiado por Souza (2008).

Na primeira etapa de calibração, utilizou-se aplicação de força no modelo, e essa calibração teve como base as curvas de força-deslocamento do modelo. Apesar de o modelo experimental ter apresentado 12 pontos de leitura (Figura 5.1), foram utilizados 8 pontos para a comparação com os modelos numéricos. Os pontos escolhidos para a comparação foram o D1, D2, D5, D6, D7, D8, D11 e D12. Os pontos D3, D4, D9 e D10 estão localizados muito próximos ao pilar, gerando deslocamentos no modelo experimental muito pequenos, e de difícil comparação.

Para cada parâmetro alterado nessa fase inicial, foram traçadas curvas força-deslocamento, em comparação com o modelo experimental, com a intenção de verificar a influência do parâmetro isolado no modelo.

Figura 5.1: Pontos de leitura de deslocamentos no modelo experimental (distâncias em mm)



Fonte: Souza (2008)

5.1.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS UTILIZADOS

Souza (2008) ensaiou 19 lajes à punção com dimensões de 2400mm x 2400mm x 150mm. Essas, foram ligadas monoliticamente a um pilar retangular com lados de 500mm x 200mm, e com altura de 850mm (300mm acima das lajes e 400mm abaixo das mesmas). Ele estudou tanto o efeito das aberturas adjacentes aos pilares sem o efeito de transferência de momento da laje com o pilar quanto com essa transferência de momento.

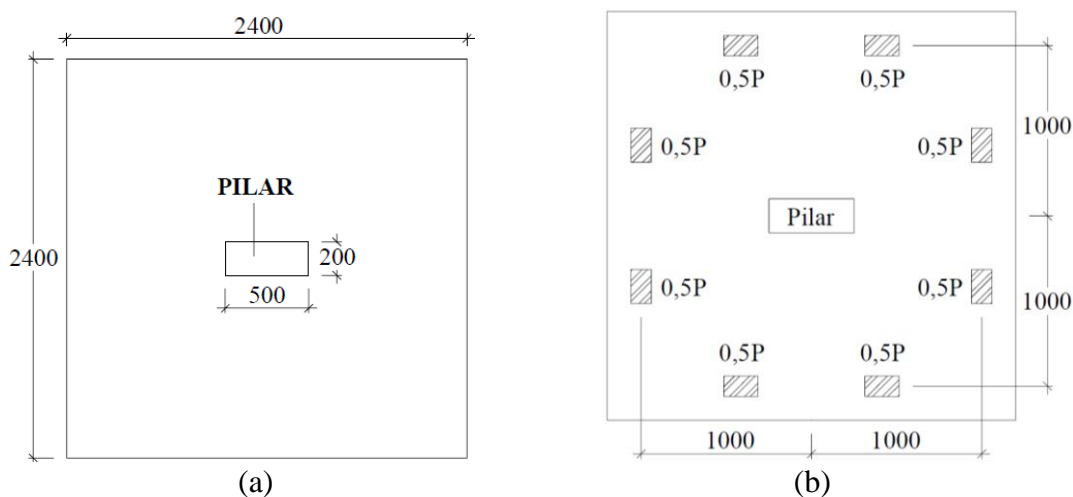
O modelo utilizado para a calibração com o *software* ABAQUS® foi sem o efeito de transferência de momento da laje com o pilar e sem aberturas adjacentes ao pilar. O segundo modelo possui uma abertura adjacente ao pilar, gerando mais uma variável no processo numérico por causa da descontinuidade da laje na região.

O objetivo de a calibração ter sido realizada em um modelo sem aberturas adjacentes ao pilar, foi o de trabalhar com menos variáveis possíveis. O segundo modelo teve por objetivo testar os dados calibrados, e verificar se os mesmos se aplicam em situações adversas.

5.1.1.1 PRIMEIRO MODELO – SEM ABERTURA

O primeiro modelo estudado é apresentado na Figura 5.2 (a), e pode-se visualizar a forma de carregamento da laje na Figura 5.2 (b). Foram 8 pontos de aplicação de cargas, sendo essas de mesma intensidade. No modelo numérico, também foi utilizada a aplicação de força em 8 pontos da laje, simulando o ocorrido experimentalmente. Na Figura 5.3 pode-se visualizar o sistema de ensaio realizado por Souza (2008). As armaduras da laje e do pilar do primeiro modelo podem ser visualizadas na Figura 5.4.

Figura 5.2: Vista superior do primeiro modelo (a) e carregamento da laje (b)



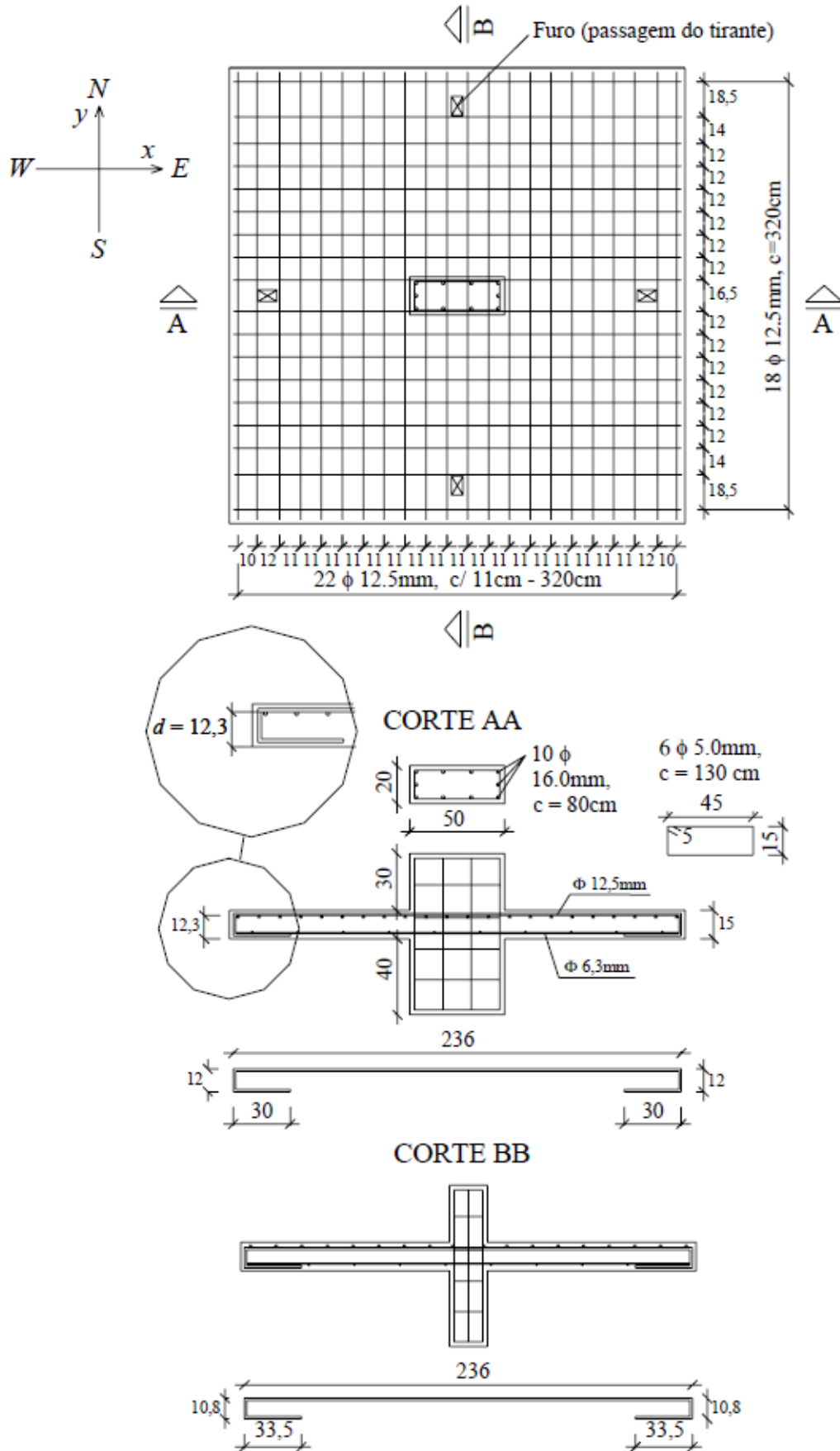
Fonte: Souza (2008)

Figura 5.3: Sistema de ensaio realizado por Souza (2008)



Fonte: Souza (2008)

Figura 5.4: Armadura de flexão da laje do primeiro modelo ensaiado por Souza (2008)



Fonte: Souza (2008)

As propriedades mecânicas dos aços utilizados são apresentadas na Tabela 5.1. Nota-se que os valores de tensão de escoamento do aço, tensão de ruptura, deformação de escoamento e módulo de elasticidade são diferentes para cada diâmetro de barra utilizado. Isso ocorreu devido aos ensaios realizados nos materiais, ou seja, não foram apenas estimadas as propriedades comumente utilizadas pela literatura. Na Tabela 5.2 são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto utilizado no primeiro modelo.

Tabela 5.1: Propriedades mecânicas dos aços utilizados no modelo referência de Souza (2008)

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_y (mm/m)	E_s (GPa)
5,0	704	736	5,4	208
6,3	649	766	2,2	273
12,5	595	739	2,7	200
16,0	595	739	2,7	200

Sendo:
 f_y = Tensão de escoamento do aço;
 f_u = Tensão de ruptura do aço;
 ε_y = Deformação de escoamento do aço;
 E_s = Módulo de elasticidade do aço.

Fonte: Adaptado de Souza (2008)

Tabela 5.2: Propriedades mecânicas do concreto do modelo referência de Souza (2008)

Tempo (dias)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{ct} (MPa)
7	25,0	23,6	2,7
14	28,9	23,0	3,1
21	32,1	23,3	2,9
28	33,7	24,0	3,1
78 (Data do ensaio)	37,8	25,2	3,6

Sendo:
 f_c = Resistência à compressão do concreto;
 E_c = Módulo de elasticidade do concreto;
 f_{ct} = Resistência à tração do concreto.

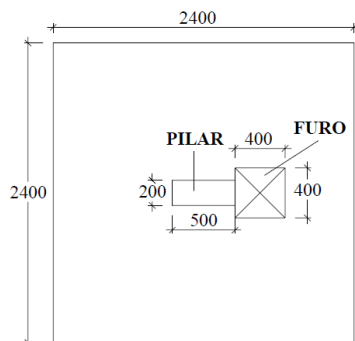
Fonte: Adaptado de Souza (2008)

5.1.1.2 SEGUNDO MODELO – COM ABERTURA

O segundo modelo estudado é apresentado na Figura 5.5 e a forma de aplicação de cargas foi similar ao primeiro modelo. As armaduras da laje e do pilar do segundo modelo podem ser visualizadas na Figura 5.6. As armaduras negativas de flexão da laje possuem diâmetro de 12,5mm, e as armaduras positivas possuem diâmetro de 6,3mm. No pilar, as

armaduras longitudinais possuem diâmetro de 16mm e as armaduras transversais possuem diâmetro de 5mm. As propriedades mecânicas dos aços utilizados são apresentadas na Tabela 5.3. Na Tabela 5.4 são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto utilizado no segundo modelo.

Figura 5.5: Vista superior do Modelo 2



Fonte: Souza (2008)

Tabela 5.3: Propriedades mecânicas dos aços utilizados no segundo modelo de Souza (2008)

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_y (mm/m)	E_s (GPa)
5,0	704	736	5,4	208
6,3	649	766	2,2	273
12,5	595	739	2,7	200
16,0	595	739	2,7	200

Sendo:

f_y = Tensão de escoamento do aço;

f_u = Resistência à ruptura do aço;

ϵ_y = Deformação de escoamento do aço;

E_s = Módulo de elasticidade do aço.

Fonte: Adaptado de Souza (2008)

Tabela 5.4: Propriedades mecânicas do concreto do segundo modelo de Souza (2008)

Tempo (dias)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{ct} (MPa)
7	28,4	21,0	2,6
14	29,4	23,0	3,0
21	30,5	21,6	3,0
28 (Data do ensaio)	32,3	23,3	3,4

Sendo:

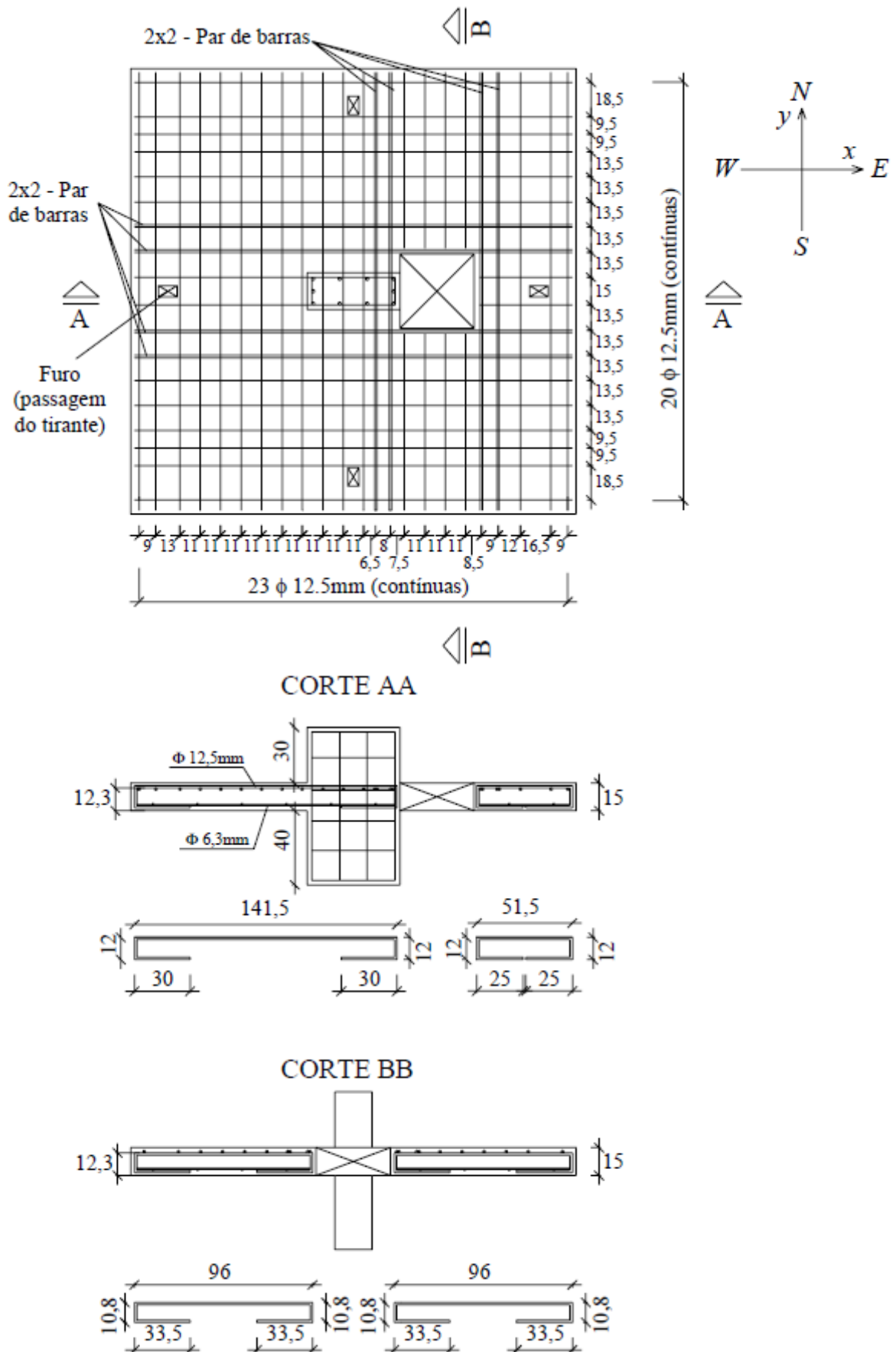
f_c = Resistência à compressão do concreto;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

f_{ct} = Resistência à tração do concreto.

Fonte: Adaptado de Souza (2008)

Figura 5.6: Armadura de flexão da laje do segundo modelo ensaiado por Souza (2008)



5.1.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO DE SOUZA (2008)

Com base na literatura estudada, os parâmetros iniciais escolhidos para a modelagem são apresentados a seguir:

No módulo *Part*, em que são especificadas as geometrias dos elementos que compõem os modelos, devem ser definidas as características que ditam o comportamento desses elementos no espaço (x, y e z). As características utilizadas são descritas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Características dos parâmetros iniciais do módulo *Part* para modelagem

Tipo de material	<i>Modeling Space</i>	<i>Type</i>	<i>Base Feature</i>	
			<i>Shape</i>	<i>Type</i>
Elementos de concreto	<i>3D</i>	<i>Deformable</i>	<i>Solid</i>	<i>Extrusion</i>
Barras de aço	<i>3D</i>	<i>Deformable</i>	<i>Wire</i>	<i>Planar</i>

Fonte: O Autor (2021)

A modelagem do aço foi realizada de forma não linear. Como o comportamento do aço é relativamente simples, ele foi modelado como um material elastoplástico ideal. A modelagem do concreto também foi de forma não linear. Ele foi modelado pela plasticidade danificada do concreto (*Concrete Damaged Plasticity*). As características da modelagem do concreto são especificadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Características do concreto para a modelagem

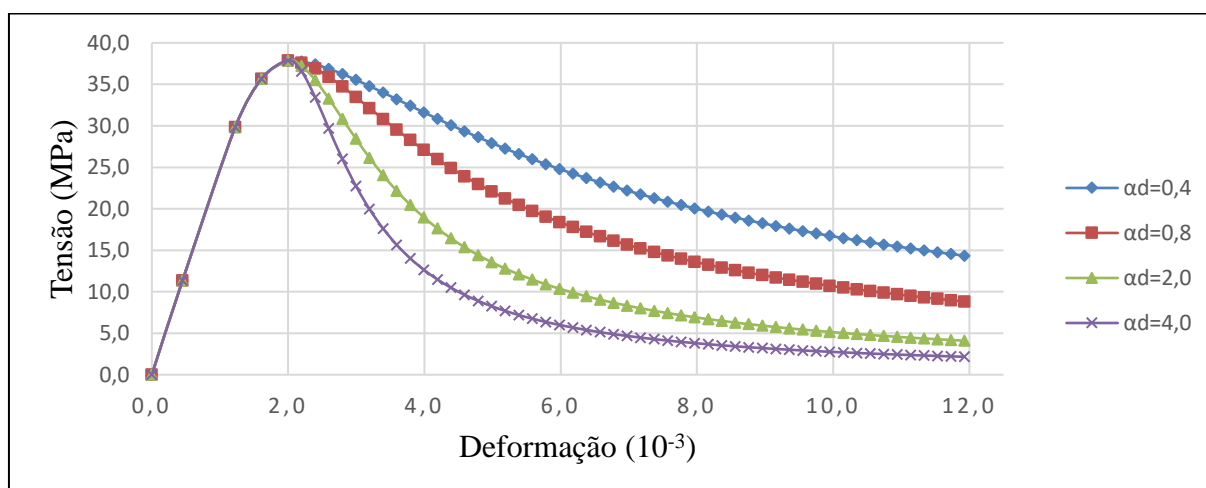
Densidade (kN/m ³)	Módulo de elasticidade inicial (GPa)	Coefficiente de Poisson	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	k	Viscosidade
24	25,2	0,2	0,1	1,16	0,6667	0,01

Fonte: O Autor (2021)

Um fator importante na modelagem do concreto é a curva tensão-deformação. Como essa informação não foi apresentada no trabalho de referência, foi utilizada uma curva teórica, proposta por Guo (2014), para simular a experimental. Para essa estimativa, foi adotado inicialmente o valor de 0,4 para α_d . A curva teórica de tensão-deformação na compressão,

montada para a modelagem, é apresentada na Figura 5.7. Percebe-se, ao analisar a Figura 5.7, que quanto menor é o valor de α_d , maior é a resistência residual do concreto após a carga de ruptura.

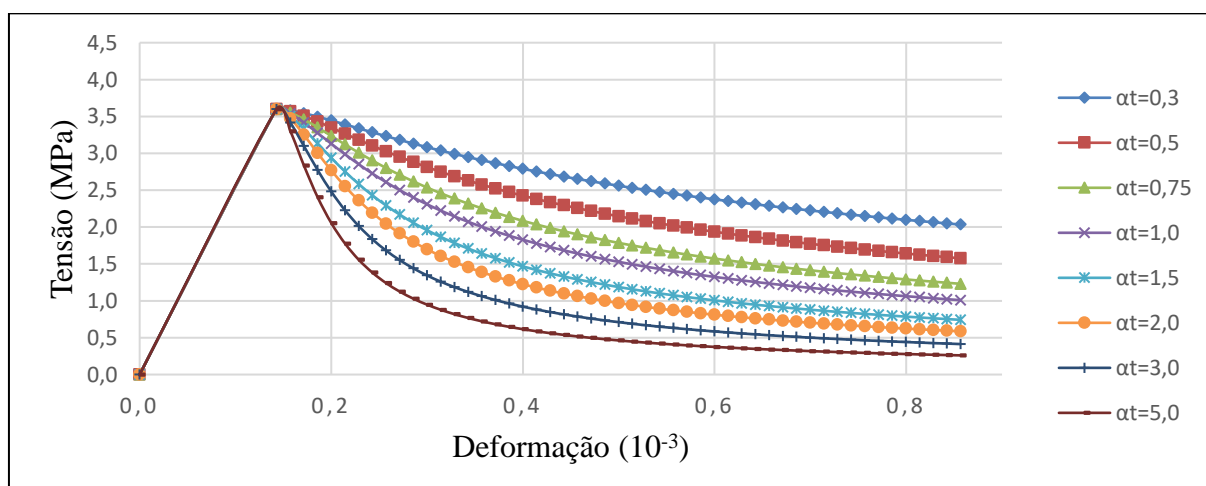
Figura 5.7: Curva teórica de tensão-deformação na compressão do concreto



Fonte: O Autor (2021)

Para a tração do concreto também foi utilizada uma curva teórica proposta por Guo (2014). Para essa estimativa, foi adotado inicialmente o valor de 3,0 para α_t . A curva teórica de tensão-deformação na tração para o primeiro modelo é apresentada na Figura 5.8. Percebe-se, ao analisar a Figura 5.8, que quanto menor é o valor de α_d , maior é a resistência residual do concreto após a carga de ruptura.

Figura 5.8: Curva teórica de tensão-deformação na tração do concreto



Fonte: O Autor (2021)

Os valores de tensão e deformação tanto na tração quanto na compressão variaram devido à calibração dos coeficiente α_d e coeficiente α_t . Mas, os valores utilizados no modelo calibrado são apresentados nas Tabelas 5.7 e 5.8 respectivamente. Também são apresentados os valores de dano.

Tabela 5.7: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP

σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt
3,6005	0,00000	0,0	0,7677	0,00036	0,7867	0,4309	0,00061	0,8803
3,3545	0,00002	0,0682	0,7316	0,00037	0,7968	0,4209	0,00063	0,8831
2,9551	0,00005	0,1791	0,6991	0,00039	0,8058	0,4114	0,00064	0,8857
2,5688	0,00008	0,2865	0,6695	0,00040	0,8140	0,4023	0,00066	0,8882
2,2388	0,00011	0,3781	0,6426	0,00042	0,8215	0,3937	0,00067	0,8906
1,9680	0,00014	0,4533	0,6180	0,00043	0,8283	0,3855	0,00068	0,8929
1,7476	0,00016	0,5146	0,5954	0,00045	0,8346	0,3778	0,00070	0,8951
1,5676	0,00018	0,5646	0,5746	0,00046	0,8404	0,3703	0,00071	0,8971
1,4192	0,00020	0,6058	0,5554	0,00048	0,8457	0,3632	0,00073	0,8991
1,2957	0,00022	0,6401	0,5376	0,00049	0,8507	0,3565	0,00074	0,9010
1,1917	0,00024	0,6690	0,5210	0,00051	0,8553	0,3500	0,00076	0,9028
1,1032	0,00026	0,6936	0,5055	0,00052	0,8596	0,3437	0,00077	0,9045
1,0272	0,00027	0,7147	0,4910	0,00054	0,8636	0,3378	0,00079	0,9062
0,9613	0,00029	0,7330	0,4775	0,00055	0,8674	0,3321	0,00080	0,9078
0,9037	0,00031	0,7490	0,4648	0,00057	0,8709	0,3266	0,00082	0,9093
0,8529	0,00032	0,7631	0,4528	0,00058	0,8742	0,3213	0,00083	0,9108
0,8079	0,00034	0,7756	0,4416	0,00060	0,8773	0,3162	0,00084	0,9122

Fonte: O Autor (2021)

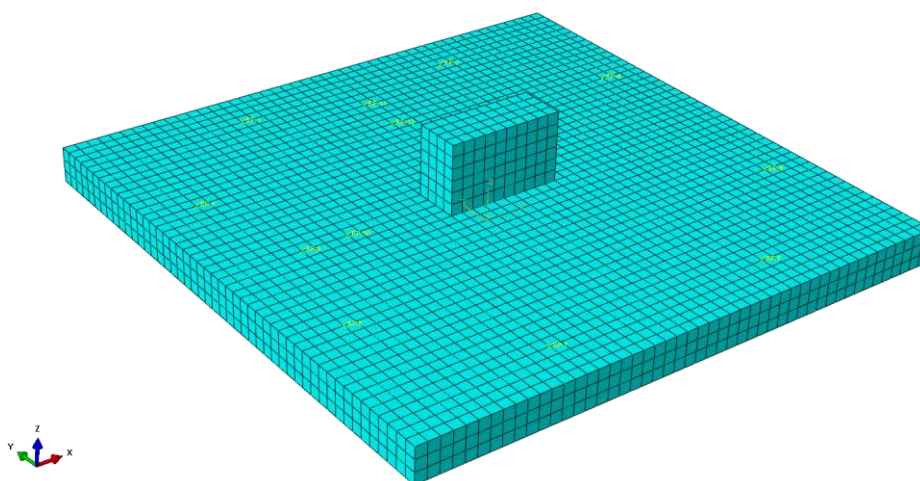
Tabela 5.8: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP

σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc
11,3451	0,0000	0,0000	13,5675	0,0044	0,6411	6,2860	0,0083	0,8337
29,8429	0,00004	0,0000	12,7968	0,0047	0,6615	6,0968	0,0085	0,8387
35,6758	0,0002	0,0000	12,1004	0,0049	0,6799	5,9183	0,0087	0,8434
37,8756	0,0005	0,0000	11,4690	0,0051	0,6966	5,7497	0,0089	0,8479
37,2067	0,0007	0,0157	10,8948	0,0054	0,7118	5,5901	0,0091	0,8521
35,5226	0,0010	0,0603	10,3709	0,0056	0,7256	5,4389	0,0093	0,8561
33,2890	0,0013	0,1193	9,8915	0,0058	0,7383	5,2954	0,0095	0,8599
30,8536	0,0016	0,1838	9,4514	0,0060	0,7500	5,1592	0,0097	0,8635
28,4351	0,0019	0,2478	9,0463	0,0062	0,7607	5,0296	0,0099	0,8669
26,1524	0,0022	0,3081	8,6725	0,0064	0,7706	4,9062	0,0102	0,8702
24,0591	0,0024	0,3635	8,3266	0,0066	0,7797	4,7886	0,0104	0,8733
22,1704	0,0027	0,4135	8,0058	0,0069	0,7882	4,6764	0,0106	0,8763
20,4809	0,0030	0,4582	7,7076	0,0071	0,7961	4,5693	0,0108	0,8791
18,9756	0,0032	0,4980	7,4298	0,0073	0,8034	4,4668	0,0110	0,8818
17,6357	0,0035	0,5334	7,1704	0,0075	0,8103	4,3688	0,0112	0,8844
16,4421	0,0037	0,5650	6,9277	0,0077	0,8167	4,2749	0,0114	0,8869
15,3767	0,0040	0,5932	6,7003	0,0079	0,8227	4,1849	0,0116	0,8893
14,4233	0,0042	0,6184	6,4868	0,0081	0,8284	4,0986	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Para representar o aço, foi especificado o elemento T3D2, enquanto para representar o concreto foi especificado o elemento C3D8. Além disso, a malha inicial para a modelagem foi quadrada com espaçamento de 50 x 50 x 50mm. Essa malha pode ser visualizada na Figura 5.9. Em relação às ligações entre os elementos aço e o concreto, foi utilizado *Embedded region*.

Figura 5.9: Malha utilizada inicialmente para a parametrização do primeiro modelo



Fonte: O Autor (2021)

Para essa etapa da calibração, foram alterados diversos parâmetros, como a malha dos elementos (Quadro 5.1), ângulo de dilatação do concreto (Quadro 5.2), coeficiente α_d (Quadro 5.3) e coeficiente α_t (Quadro 5.4). Essas variações geraram 37 modelos numéricos, cujo tempo de processamento variou entre 12 horas e 7 dias.

Quadro 5.1: Refinamento da malha (primeira etapa de calibração)

Modelos	Malha (mm x mm)
Modelo 1	50 x 50 x 50
Modelo 1-1	25 x 25 x 25
Modelo 1-2	25 (altura) e 50 x 50 (largura)
Modelo 1-3	25 (Altura), 25x 25 perto do pilar e 50 x 50 longe do pilar
Modelo 1-4	150 (altura) e 50 x 50 (largura)
Modelo 1-5	75 (altura) e 50 x 50 (largura)
Modelo 1-6	37,5 (altura) e 50 x 50 (largura)
Modelo 1-7	30 (altura) e 50 x 50 (largura)
Modelo 1-8	30 (Altura), 25x 25 perto do pilar e 50 x 50 longe do pilar

Fonte: O Autor (2021)

Quadro 5.2: Refinamento do ângulo de dilatação

Modelos	Ângulo de dilatação
Modelo 1-7 (Modelo com a malha calibrada)	36
Modelo 3	35
Modelo 3-1	34
Modelo 3-2	33
Modelo 3-3	32
Modelo 3-4	31
Modelo 3-5	30
Modelo 3-6	20
Modelo 3-7	10
Modelo 3-8	37
Modelo 3-9	38
Modelo 3-10	39
Modelo 3-11	40
Modelo 3-12	50
Modelo 3-13	45

Fonte: O Autor (2021)

Quadro 5.3: Refinamento do coeficiente α_d

Modelos	α_d
Modelo 1-7 (Modelo com a malha calibrada)	0,4
Modelo 4	0,8
Modelo 4-1	2,0
Modelo 4-2	4,0

Fonte: O Autor (2021)

Quadro 5.4: Refinamento do coeficiente α_t

Modelos	α_t
Modelo 1-7 (Modelo com a malha calibrada)	3
Modelo 5	5
Modelo 5-1	2
Modelo 5-2	1,5
Modelo 5-3	1
Modelo 5-4	0,75
Modelo 5-5	0,5
Modelo 5-6	0,3
Modelo 5-7	3,60672

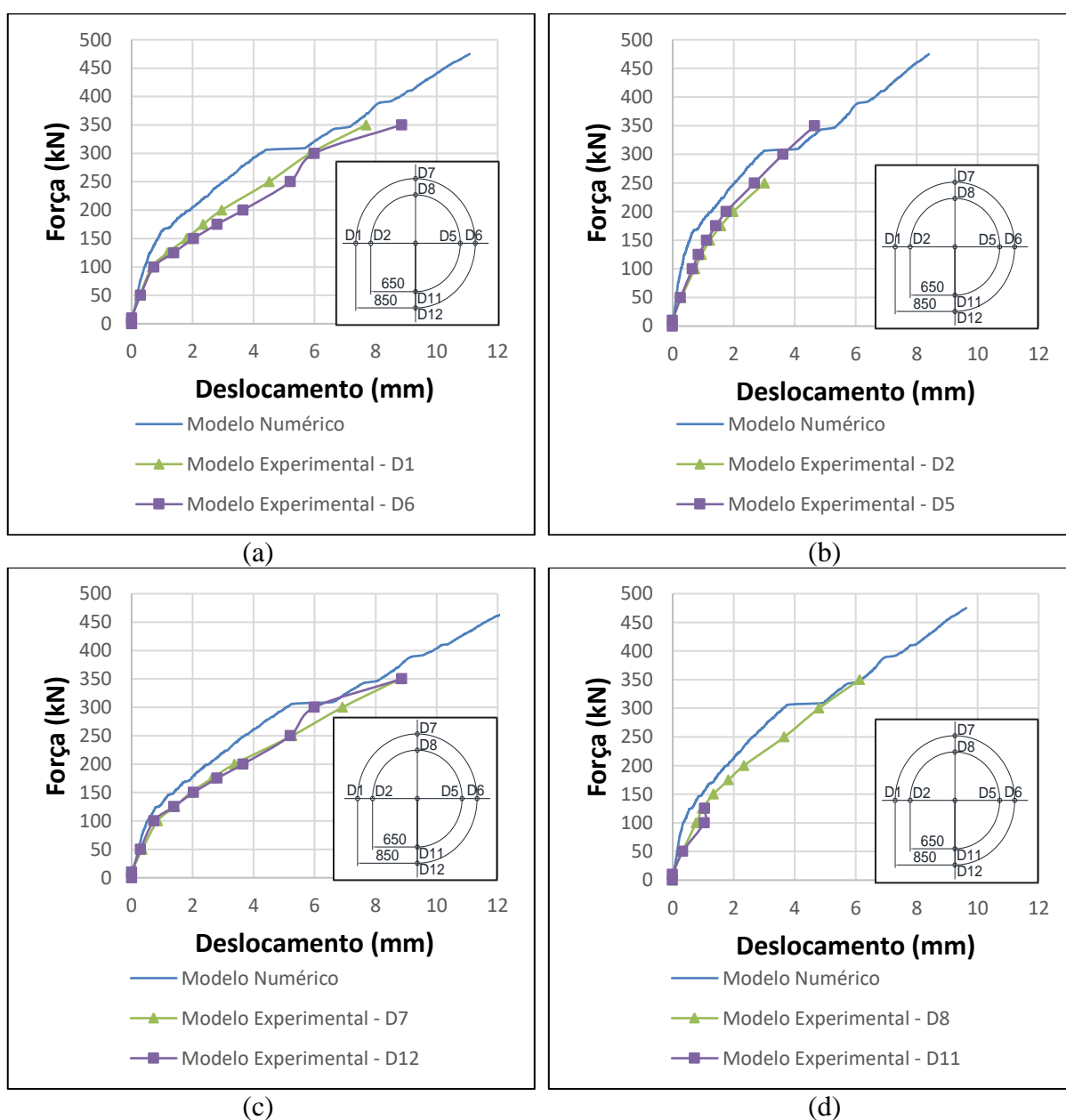
Fonte: O Autor (2021)

Mediante os parâmetros estudados, os dados que geraram os resultados mais próximos aos obtidos com o modelo experimental foram:

- Malha de elementos finitos com espaçamento no plano x y de 50mm x 50mm, e na direção z igual a 30mm;
- Ângulo de dilatação do concreto igual a 31°;
- α_d igual a 0,8;
- α_t igual a 4,0435.

Na Figura 5.10 são apresentadas as comparações de curva força-deslocamento entre o modelo experimental de referência ensaiado por Souza (2008) e o modelo numérico.

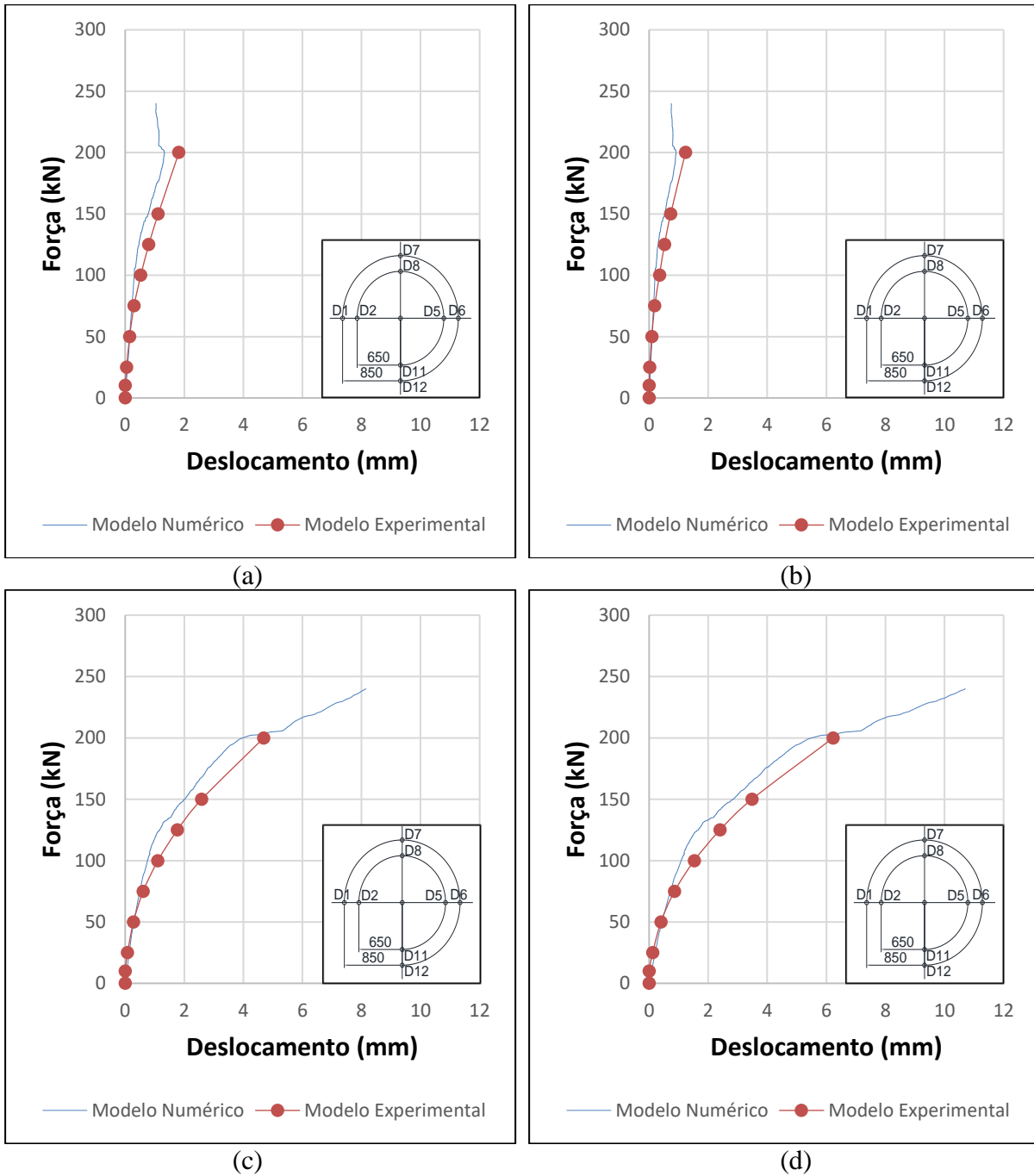
Figura 5.10: Comparações das curvas força-deslocamento no modelo de Souza (2008) sem abertura, nos pontos D1 e D6 (a), D2 e D5 (b), D7 e D12 (c) e D8 e D11 (d)



Fonte: O Autor (2021)

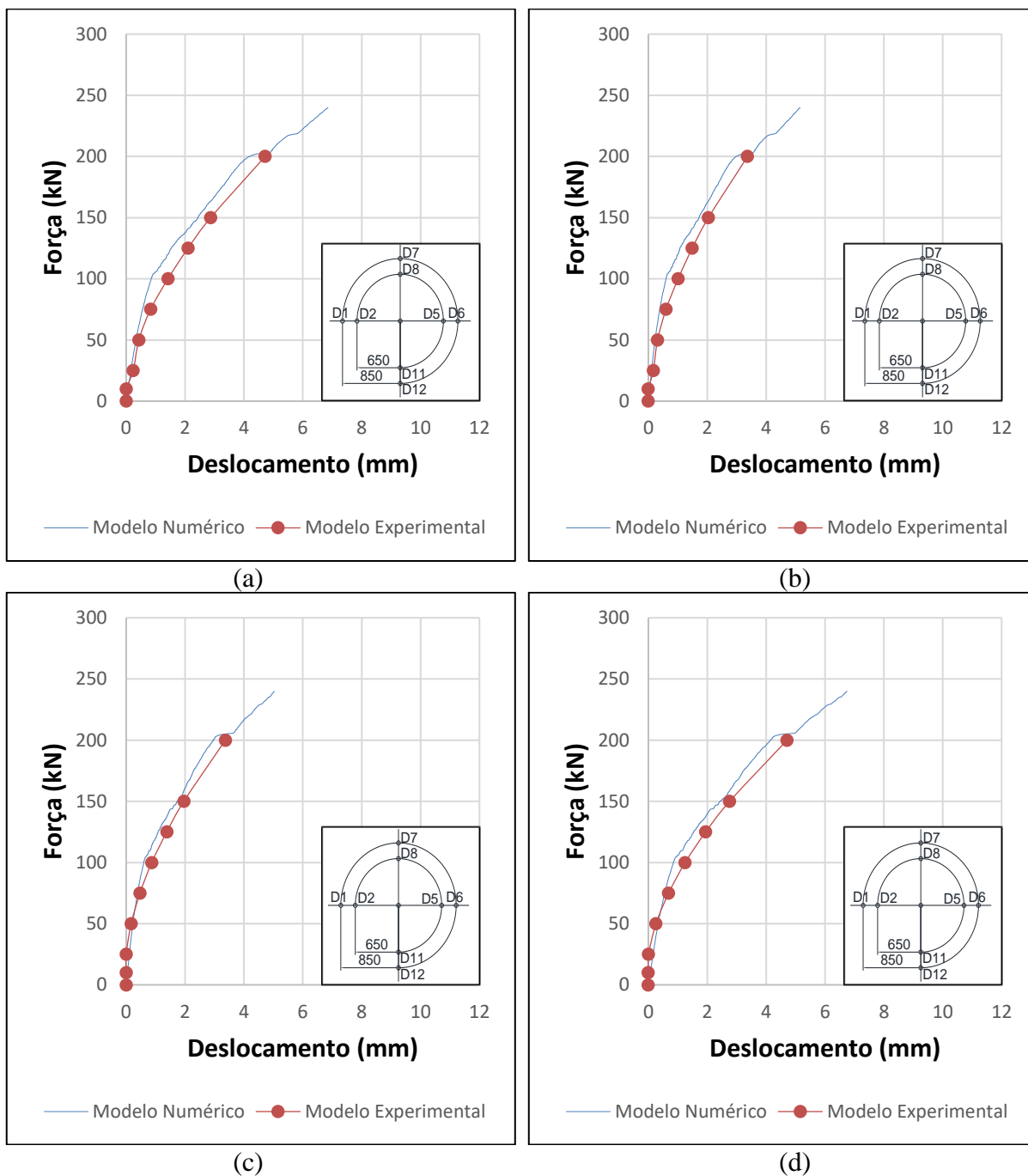
A utilização dos mesmos dados numéricos no modelo com abertura adjacente (variando as curvas de tensão x deformação mediante as características do concreto empregado) gerou as curvas força-deslocamento apresentadas nas Figura 5.11 e 5.12.

Figura 5.11: Comparações das curvas força-deslocamento no modelo de Souza (2008) com abertura, nos pontos D1(a), D2(b), D5(c) e D6(d)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.12: Comparações das curvas força-deslocamento no modelo de Souza (2008) com abertura, nos pontos D7(a), D8(b), D11(c) e D12(d)



Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar as curvas apresentadas nas Figuras 5.10, 5.11 e 5.12, percebe-se boa aproximação entre as curvas numéricas e experimentais.

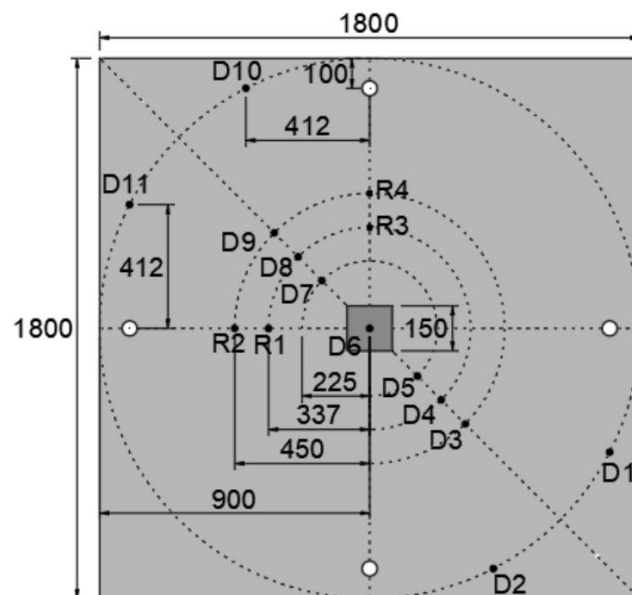
Uma dificuldade que se teve nessa calibração foi determinar a carga de ruptura. Devido a essa dificuldade, na segunda etapa de calibração optou-se trabalhar com aplicação de deslocamento no lugar da força.

5.2 SEGUNDA ETAPA DA CALIBRAÇÃO

Essa calibração de modelo ocorreu com base em um ensaio desenvolvido por Marques (2018), sem aberturas adjacentes ao pilar. Posteriormente, os dados calibrados foram testados em 4 ensaios desenvolvidos por Lourenço (2018) com aberturas adjacentes ao pilar. Os dados iniciais utilizados foram explicados no capítulo 4. Em relação à primeira etapa de calibração, uma vantagem de se trabalhar com esses modelos foi o fato de terem pilares quadrados e não retangulares. Isso eliminou uma variável.

Essa calibração inicialmente foi realizada com base nas cargas e deslocamentos de ruptura do modelo experimental. Tanto Marques (2018) quanto Lourenço (2018) utilizaram os pontos de leitura de deslocamento apresentados na Figura 5.13. Desses pontos, os utilizados para comparação com o modelo numérico foram os seguintes: D3, D4, D5, D6, D7, D8 e D9. No entanto, o critério utilizado para a definição do modelo final foi a carga de ruptura que o modelo atingiu.

Figura 5.13: Pontos de leitura de deslocamento do modelo experimental



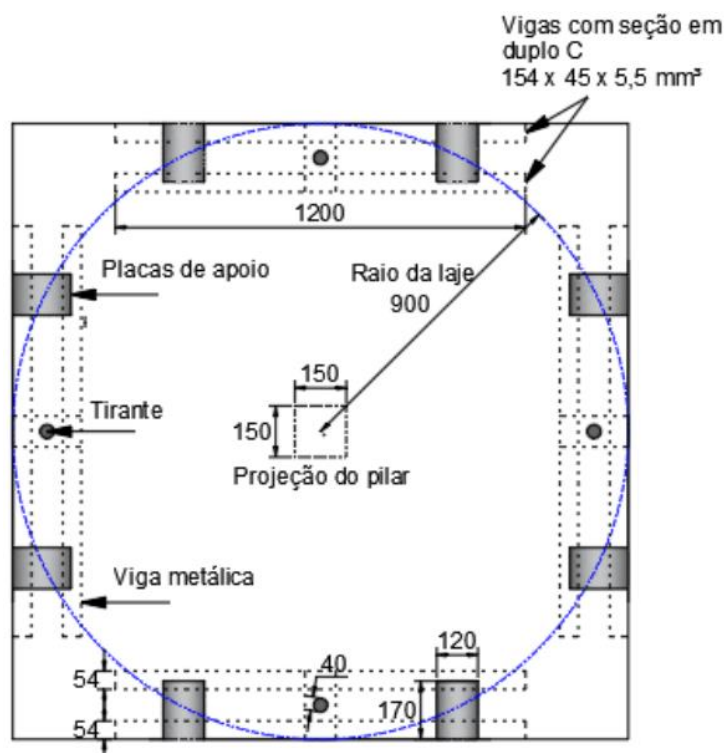
Fonte: Marques (2018)

5.2.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS UTILIZADOS

Marques (2018) ensaiou 9 lajes à punção, e Lourenço (2018) ensaiou 5. Todas as lajes possuíam dimensões de 1800mm x 1800mm x 130mm, com 90mm de altura útil. À essas lajes, foram fixadas vigas metálicas, gerando 8 pontos de apoio fixos à laje de reação por meio de tirantes (Figura 4.16). No centro da laje, foram aplicadas as ações em uma placa metálica de 150mm x 150mm ligada à laje. Na Figura 5.14 pode-se entender os critérios de apoio para o ensaio.

O modelo utilizado para a calibração foi o modelo referência de Marques (2018), que não possuía abertura adjacente ao pilar. O objetivo de a calibração ter sido feita utilizando um modelo sem aberturas adjacentes ao pilar, é para trabalhar com menos variáveis. Uma vez que o modelo foi calibrado, foram testados os mesmos parâmetros nos modelos de Lourenço (2018), que são modelos com aberturas. O objetivo dos modelos com aberturas é justamente testar os dados calibrados, e verificar se são aplicáveis em situações adversas.

Figura 5.14: Vista superior da laje com os pontos de reação para o ensaio

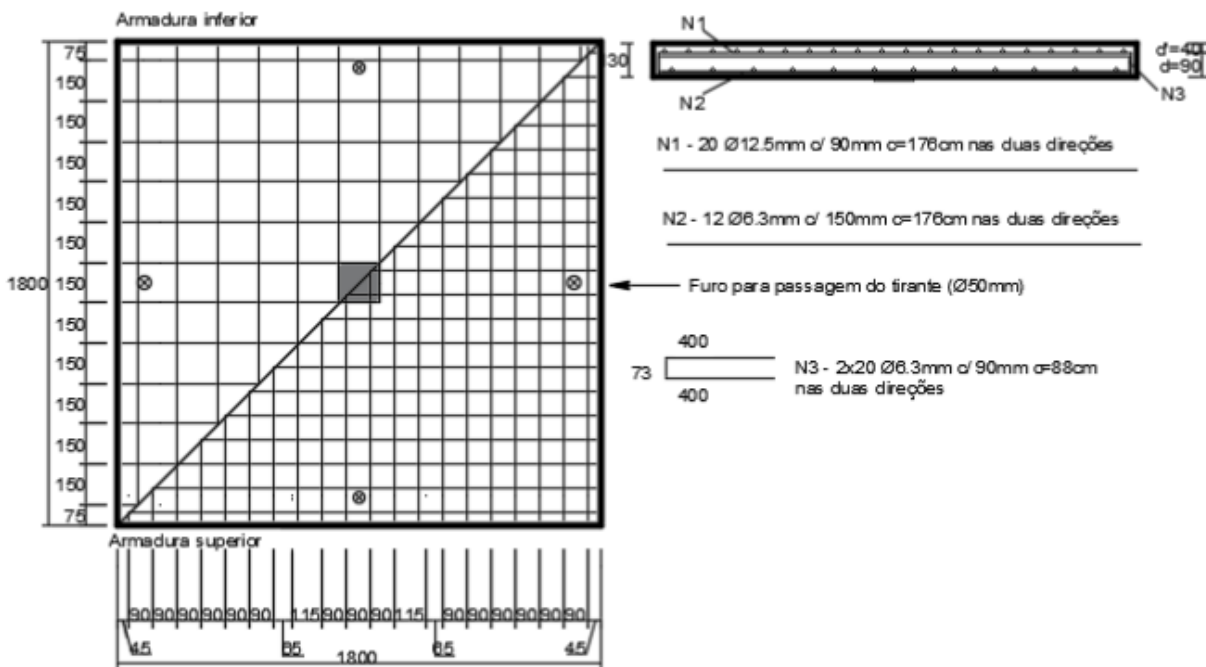


Fonte: Marques (2018)

5.2.1.1 MODELO DE LAJE LISA SEM ABERTURA ENSAIADO POR MARQUES (2018)

Como já mencionado, o modelo de referência, ensaiado por Marques (2018) não possui aberturas no entorno do pilar. As armaduras utilizadas nesse modelo são apresentadas na Figura 5.15. Como armadura negativa, a autora utilizou diâmetro de 12,5mm a cada 90mm, enquanto como armadura positiva diâmetro de 6,3mm a cada 150mm.

Figura 5.15: Armaduras de flexão da laje ensaiada por Marques (2018)



Fonte: Marques (2018)

As propriedades mecânicas dos aços utilizados são apresentadas na Tabela 5.9. Nota-se que os valores de tensão de escoamento do aço, tensão de ruptura, deformação de escoamento e módulo de elasticidade são diferentes para cada diâmetro de barra utilizado. Isso ocorreu por causa dos ensaios realizados nos materiais, ou seja, não foram apenas estimadas as propriedades comumente utilizadas pela literatura.

Na Tabela 5.10 são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto utilizado no primeiro modelo.

Tabela 5.9: Propriedades mecânicas dos aços utilizados no modelo ensaiado por Marques (2018)

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_y (mm/m)	E_s (GPa)
6,3	601,0	712,1	3,15	189,67
12,5	583,0	727,9	3,20	196,15

Sendo:
 f_y = Tensão de escoamento do aço;
 f_u = Tensão de ruptura do aço;
 ϵ_y = Deformação de escoamento do aço;
 E_s = Módulo de elasticidade do aço.

Fonte: Adaptado de Marques (2018)

Tabela 5.10: Propriedades mecânicas do concreto no dia do ensaio realizado por Marques (2018)

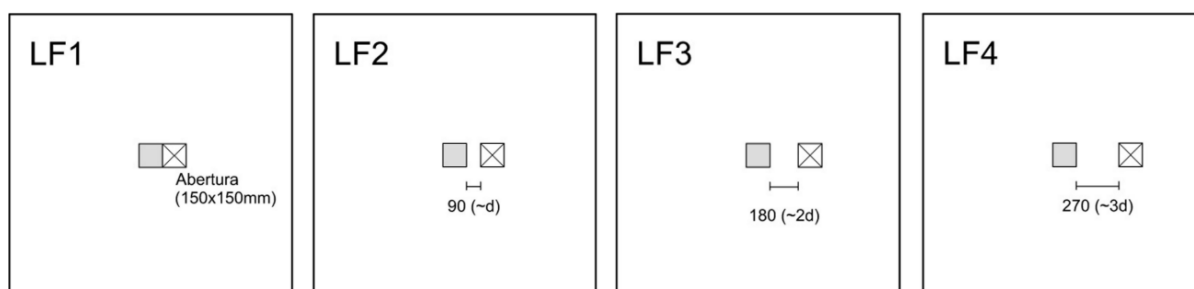
Tempo (dias)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{ct} (MPa)
19 (Data do ensaio)	39,8	31,2	3,4

Sendo:
 f_c = Resistência à compressão do concreto;
 E_c = Módulo de elasticidade do concreto;
 f_{ct} = Resistência à tração do concreto.

Fonte: Adaptado de Marques (2018)

5.2.1.2 MODELOS DE LAJE LISA COM ABERTURA PRÓXIMA AO PILAR ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018)

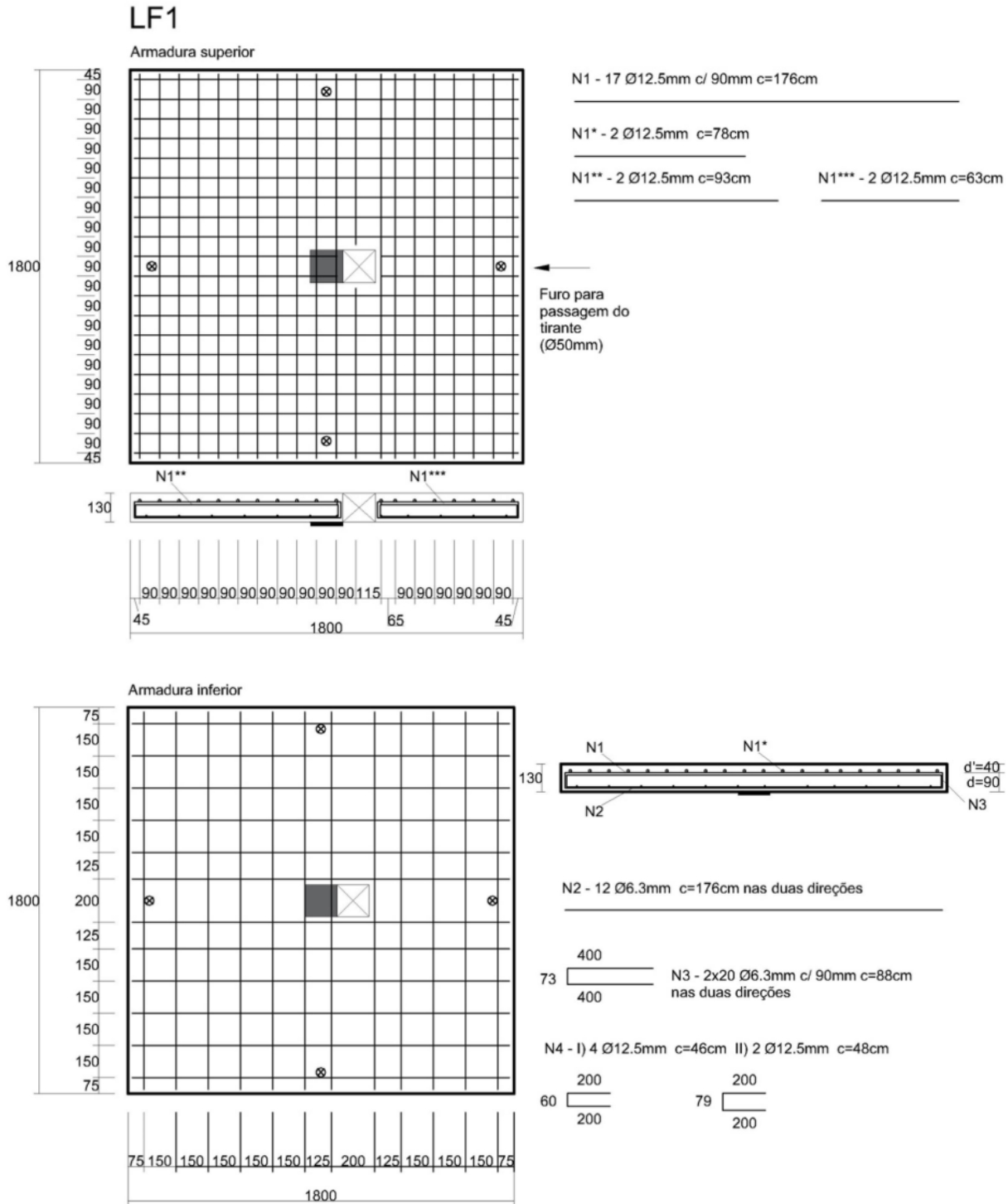
Os modelos de laje lisa ensaiados por Lourenço (2018) podem ser visualizados na Figura 5.16. Percebe-se que as aberturas apresentadas possuem mesma dimensão dos pilares. Percebe-se também que, a diferença que se encontra em cada modelo é a distância da abertura em relação à face do pilar.

Figura 5.16: Características de lajes com abertura ensaiadas por Lourenço (2018)

Fonte: Lourenço (2018)

As armaduras utilizadas nesses modelos são apresentadas nas Figuras 5.17 a 5.20. Como armadura negativa, o autor utilizou diâmetro de 12,5mm a cada 90mm, enquanto como armadura positiva diâmetro de 6,3mm a cada 150mm.

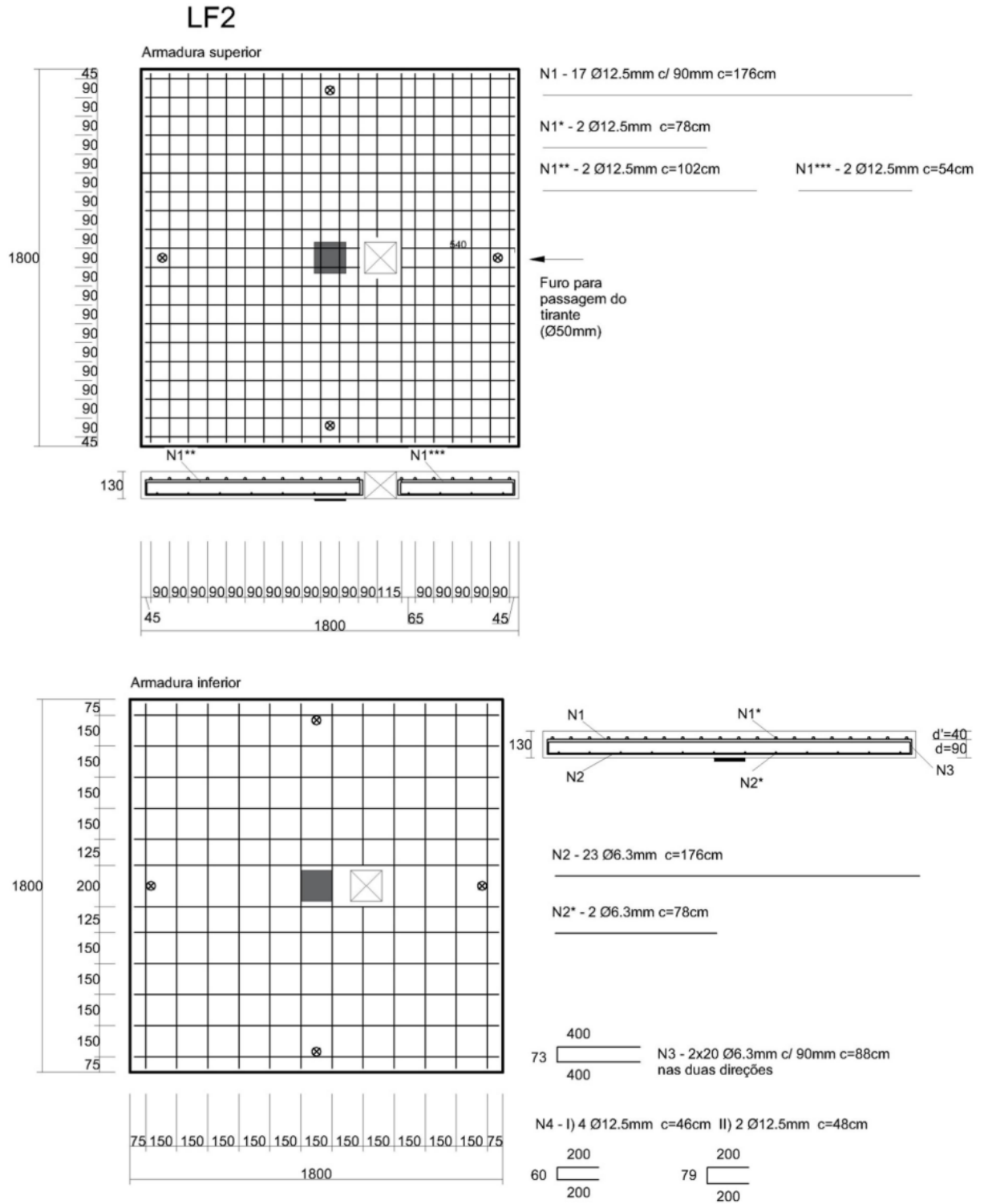
Figura 5.17: Armaduras de flexão da laje LF1 ensaiada por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

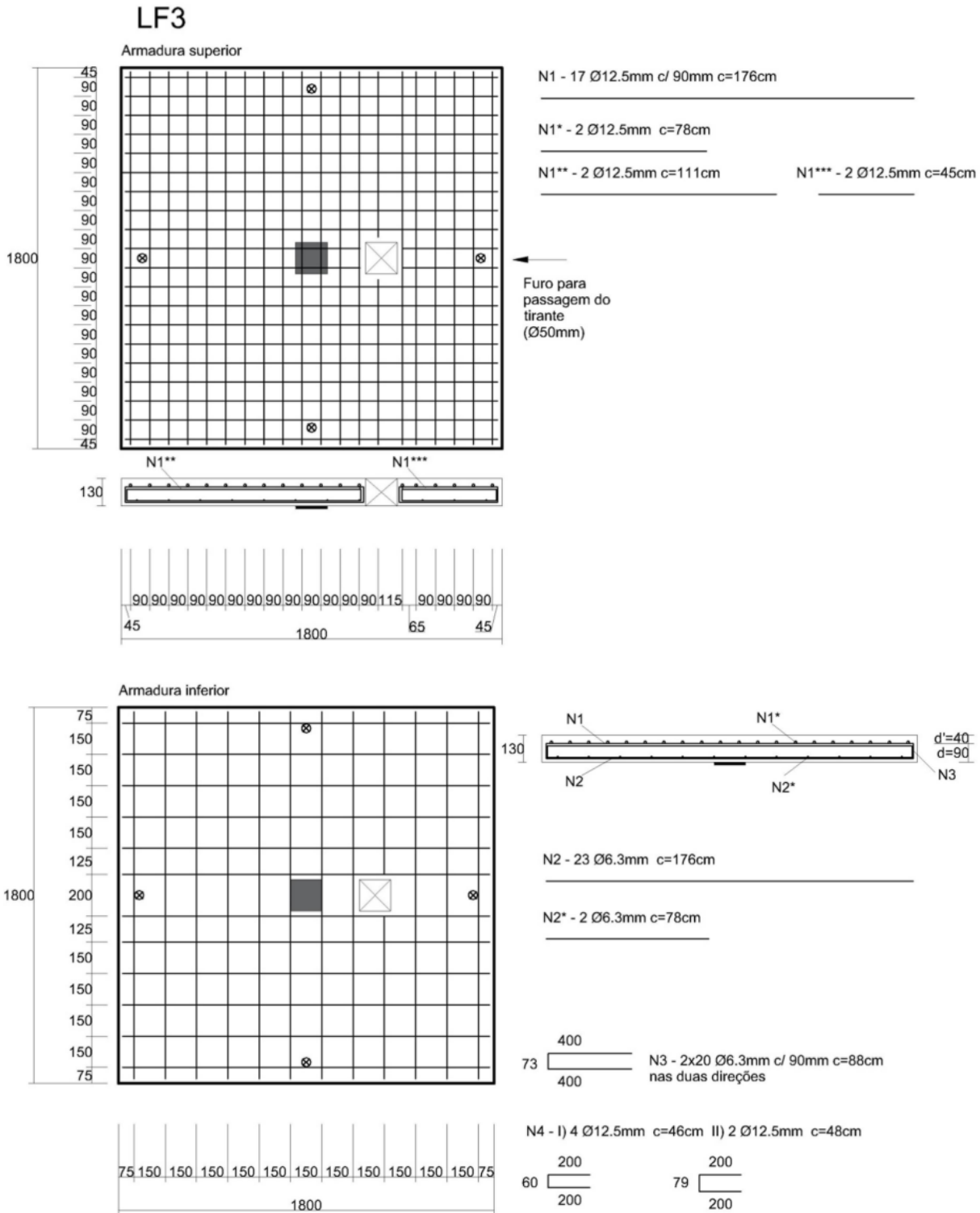
Um detalhe que vale ser ressaltado, é que as armaduras que estariam passando pela região da abertura foram cortadas, reduzindo a taxa de armadura na região.

Figura 5.18: Armaduras de flexão da laje LF2 ensaiada por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

Figura 5.19: Armaduras de flexão da laje LF3 ensaiada por Lourenço (2018)

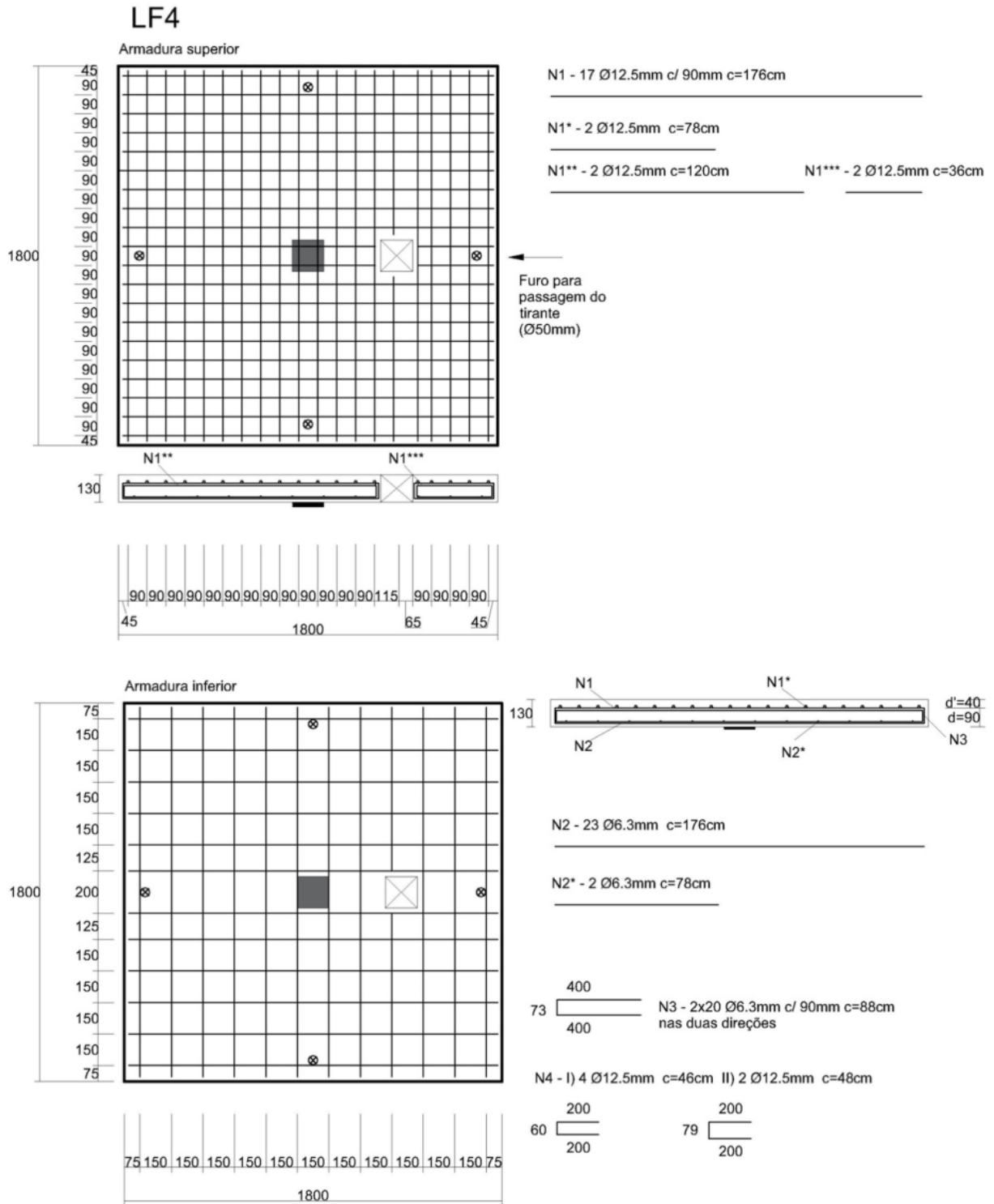


Fonte: Lourenço (2018)

As propriedades mecânicas dos aços utilizados são apresentadas na Tabela 5.11. Nota-se que os valores de tensão de escoamento do aço, tensão de ruptura, deformação de escoamento e módulo de elasticidade são diferentes para cada diâmetro de barra utilizado. Isso ocorreu por

causa dos ensaios realizados nos materiais, ou seja, não foram apenas estimadas as propriedades comumente utilizadas pela literatura.

Figura 5.20: Armaduras de flexão da laje LF4 ensaiada por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

Tabela 5.11: Propriedades mecânicas dos aços utilizados no modelo ensaiado por Lourenço (2018)

Laje	Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_y (mm/m)	E_s (GPa)
LF1, LF2 e LF3	6,3	569,0	724,0	3,10	184,00
	12,5	563,0	728,0	2,85	198,00
LF4	6,3	569,0	724,0	3,10	184,00
	12,5	576,0	735,0	3,20	180,00

Sendo:
 f_y = Tensão de escoamento do aço;
 f_u = Tensão de ruptura do aço;
 ε_y = Deformação de escoamento do aço;
 E_s = Módulo de elasticidade do aço.

Fonte: Adaptado de Lourenço (2018)

Na Tabela 5.12 são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto utilizado no primeiro modelo.

Tabela 5.12: Propriedades mecânicas do concreto no dia do ensaio realizado por Lourenço (2018)

Laje	Tempo (dias)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{ct} (MPa)
LF1	43 (Data do ensaio)	46,0	37,5	3,8
LF2	46 (Data do ensaio)	46,3	37,8	3,8
LF3	42 (Data do ensaio)	45,9	37,4	3,8
LF4	25 (Data do ensaio)	41,2	31,3	3,6

Sendo:
 f_c = Resistência à compressão do concreto;
 E_c = Módulo de elasticidade do concreto;
 f_{ct} = Resistência à tração do concreto.

Fonte: Adaptado de Lourenço (2018)

5.2.2 AJUSTES DE PARÂMETROS NO SOFTWARE ABAQUS®

Com base na literatura estudada, os parâmetros iniciais escolhidos para a modelagem são apresentados a seguir:

Para inserção dos dados no módulo *Part*, que são definidas as características dos elementos que compõem os modelos, foram utilizados os mesmos dados usados na primeira etapa de calibração, indicados na Tabela 5.5.

A modelagem do aço foi realizada de forma não linear. Como o comportamento do aço é relativamente simples, ele foi modelado como um material elastoplástico ideal, porém, com patamar de escoamento inclinado. As características da modelagem do aço são especificadas

na Tabela 5.13. Essas características apresentadas para o aço foram utilizadas tanto na parte de modelagem de material elástico (*Mechanical-Elasticity-Elastic*) como plástica (*Mechanical-Plasticity-Plastic*).

Tabela 5.13: Características das barras de aço para a modelagem

Laje	Diâmetro da barra (mm)	Densidade (kN/m ³)	Módulo de elasticidade inicial (GPa)	Coefficiente de Poisson	Tensão de escoamento à tração do aço (MPa)	Tensão resistente à tração do aço (MPa)
LR – Marques (2018)	6,3	78,5	189,67	0,3	601,0	712,1
	12,5	78,5	196,15	0,3	583,0	727,9
LF1, LF2 e LF3 – Lourenço (2018)	6,3	78,5	184,00	0,3	569,0	724,0
	12,5	78,5	198,00	0,3	563,0	728,0
LF4 – Lourenço (2018)	6,3	78,5	184,00	0,3	569,0	724,0
	12,5	78,5	180,00	0,3	576,0	735,0

Fonte: O Autor (2021)

A modelagem do concreto também foi de forma não linear. Ele foi modelado pela plasticidade danificada do concreto (*Concrete Damaged Plasticity*). As características genéricas da modelagem do concreto são especificadas na Tabela 5.14. O módulo de elasticidade inicial para cada modelo pode ser visualizado no Quadro 5.5.

Tabela 5.14: Características do concreto para a modelagem

Densidade (kN/m ³)	Coefficiente de Poisson	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	K_c
24	0,2	0,1	1,16	0,6667

Fonte: O Autor (2021)

Quadro 5.5: Módulo de elasticidade inicial do concreto para cada modelo

Laje	Módulo de elasticidade inicial (GPa)
LR – Marques (2018)	31,2
LF1 – Lourenço (2018)	37,5
LF2 – Lourenço (2018)	37,8
LF3 – Lourenço (2018)	37,4
LF4 – Lourenço (2018)	31,3

Fonte: O Autor (2021)

Para essa etapa da calibração também foram utilizadas as curvas de Guo (2014), tanto para a compressão quanto para a tração. Para essa estimativa, conforme recomendação do próprio método, foi adotado o valor de 2,0 para α_d . Para a determinação do valor de α_t de cada modelo, foi utilizada a equação 4.16. No Quadro 5.6 são apresentados os valores de α_t para cada modelo.

Quadro 5.6: Valor de α_t para cada modelo

Laje	α_t
LR – Marques (2018)	3,60672
LF1 – Lourenço (2018)	4,50528
LF2 – Lourenço (2018)	4,50528
LF3 – Lourenço (2018)	4,50528
LF4 – Lourenço (2018)	4,04352

Fonte: O Autor (2021)

Os valores de dano, tensão e deformação, utilizados na tração e compressão do concreto para o modelo de Marques (2018) são apresentados nas Tabelas 5.15 e 5.16 respectivamente.

Os valores de dano, tensão e deformação, utilizados na tração e compressão do concreto para o modelo LF1 de Lourenço (2018) são apresentados nas Tabelas 5.17 e 5.18 respectivamente.

Os valores de dano, tensão e deformação, utilizados na tração e compressão do concreto para o modelo LF2 de Lourenço (2018) são apresentados nas Tabelas 5.19 e 5.20 respectivamente.

Os valores de dano, tensão e deformação, utilizados na tração e compressão do concreto para o modelo LF3 de Lourenço (2018) são apresentados nas Tabelas 5.21 e 5.22 respectivamente.

Os valores de dano, tensão e deformação, utilizados na tração e compressão do concreto para o modelo LF4 de Lourenço (2018) são apresentados nas Tabelas 5.23 e 5.24 respectivamente.

Tabela 5.15: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP para o modelo de Marques (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt
3,4004	0,00000	0,0	0,7923	0,00027	0,7670	0,4497	0,00046	0,8677
3,1916	0,00002	0,0613	0,7560	0,00028	0,7777	0,4394	0,00048	0,8708
2,8459	0,00004	0,1630	0,7231	0,00029	0,7873	0,4295	0,00049	0,8737
2,5034	0,00006	0,2637	0,6932	0,00030	0,7961	0,4202	0,00050	0,8764
2,2044	0,00008	0,3516	0,6660	0,00032	0,8041	0,4114	0,00051	0,8790
1,9543	0,00010	0,4252	0,6410	0,00033	0,8115	0,4029	0,00052	0,8815
1,7476	0,00012	0,4860	0,6180	0,00034	0,8182	0,3949	0,00053	0,8839
1,5766	0,00013	0,5363	0,5968	0,00035	0,8245	0,3872	0,00054	0,8861
1,4342	0,00015	0,5782	0,5772	0,00036	0,8302	0,3799	0,00055	0,8883
1,3145	0,00016	0,6134	0,5590	0,00037	0,8356	0,3729	0,00057	0,8903
1,2131	0,00018	0,6432	0,5420	0,00039	0,8406	0,3662	0,00058	0,8923
1,1262	0,00019	0,6688	0,5262	0,00040	0,8452	0,3597	0,00059	0,8942
1,0512	0,00021	0,6908	0,5114	0,00041	0,8496	0,3536	0,00060	0,8960
0,9859	0,00022	0,7100	0,4975	0,00042	0,8537	0,3476	0,00061	0,8978
0,9285	0,00023	0,7269	0,4845	0,00043	0,8575	0,3419	0,00062	0,8994
0,8778	0,00024	0,7418	0,4722	0,00044	0,8611	0,3365	0,00063	0,9010
0,8327	0,00026	0,7551	0,4606	0,00045	0,8645	0,3312	0,00064	0,9026

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.16: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP para o modelo de Marques (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc
11,9446	0,0000	0,0000	14,2854	0,0045	0,6411	6,6186	0,0084	0,8337
31,6562	0,00018	0,0000	13,4738	0,0048	0,6615	6,4194	0,0086	0,8387
37,6725	0,0004	0,0000	12,7406	0,0050	0,6799	6,2314	0,0088	0,8434
39,8796	0,0007	0,0000	12,0759	0,0052	0,6966	6,0539	0,0090	0,8479
39,1753	0,0009	0,0157	11,4713	0,0054	0,7118	5,8859	0,0092	0,8521
37,4021	0,0012	0,0603	10,9197	0,0056	0,7256	5,7267	0,0094	0,8561
35,0504	0,0015	0,1193	10,4148	0,0058	0,7383	5,5756	0,0096	0,8599
32,4861	0,0018	0,1838	9,9515	0,0061	0,7500	5,4322	0,0098	0,8635
29,9396	0,0020	0,2478	9,5250	0,0063	0,7607	5,2957	0,0100	0,8669
27,5361	0,0023	0,3081	9,1314	0,0065	0,7706	5,1658	0,0102	0,8702
25,3321	0,0026	0,3635	8,7672	0,0067	0,7797	5,0420	0,0104	0,8733
23,3435	0,0028	0,4135	8,4294	0,0069	0,7882	4,9239	0,0106	0,8763
21,5646	0,0031	0,4582	8,1154	0,0071	0,7961	4,8110	0,0108	0,8791
19,9796	0,0034	0,4980	7,8229	0,0073	0,8034	4,7032	0,0110	0,8818
18,5688	0,0036	0,5334	7,5497	0,0075	0,8103	4,6000	0,0112	0,8844
17,3121	0,0038	0,5650	7,2943	0,0077	0,8167	4,5011	0,0114	0,8869
16,1903	0,0041	0,5932	7,0548	0,0079	0,8227	4,4064	0,0116	0,8893
15,1865	0,0043	0,6184	6,8300	0,0081	0,8284	4,3155	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.17: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP para o modelo LF1 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt
3,8004	0,00000	0,0	0,7435	0,00025	0,8044	0,4133	0,00043	0,8912
3,5133	0,00002	0,0754	0,7078	0,00026	0,8137	0,4035	0,00045	0,8938
3,0565	0,00004	0,1956	0,6756	0,00028	0,8222	0,3942	0,00046	0,8963
2,6254	0,00006	0,3091	0,6465	0,00029	0,8299	0,3855	0,00047	0,8986
2,2652	0,00008	0,4039	0,6201	0,00030	0,8368	0,3771	0,00048	0,9008
1,9749	0,00010	0,4803	0,5959	0,00031	0,8432	0,3692	0,00049	0,9028
1,7421	0,00012	0,5415	0,5738	0,00032	0,8490	0,3617	0,00050	0,9048
1,5543	0,00013	0,5910	0,5534	0,00033	0,8544	0,3545	0,00051	0,9067
1,4010	0,00015	0,6313	0,5345	0,00034	0,8593	0,3476	0,00052	0,9085
1,2744	0,00016	0,6646	0,5171	0,00035	0,8639	0,3411	0,00053	0,9102
1,1685	0,00017	0,6925	0,5009	0,00036	0,8682	0,3348	0,00054	0,9119
1,0789	0,00018	0,7161	0,4858	0,00037	0,8722	0,3288	0,00055	0,9135
1,0023	0,00020	0,7362	0,4717	0,00038	0,8759	0,3230	0,00056	0,9150
0,9362	0,00021	0,7536	0,4585	0,00039	0,8793	0,3175	0,00057	0,9164
0,8786	0,00022	0,7688	0,4462	0,00040	0,8826	0,3122	0,00058	0,9178
0,8280	0,00023	0,7821	0,4345	0,00041	0,8856	0,3071	0,00059	0,9192
0,7833	0,00024	0,7939	0,4236	0,00042	0,8885	0,3022	0,00060	0,9205

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.18: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP para o modelo LF1 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc
13,8051	0,0000	0,0000	16,5107	0,0045	0,6411	7,6496	0,0084	0,8337
36,7108	0,00020	0,0000	15,5728	0,0048	0,6615	7,4194	0,0086	0,8387
43,5918	0,0004	0,0000	14,7253	0,0050	0,6799	7,2022	0,0088	0,8434
46,0920	0,0008	0,0000	13,9570	0,0052	0,6966	6,9969	0,0090	0,8479
45,2780	0,0010	0,0157	13,2583	0,0054	0,7118	6,8028	0,0092	0,8521
43,2285	0,0012	0,0602	12,6207	0,0056	0,7256	6,6188	0,0094	0,8561
40,5105	0,0015	0,1193	12,0373	0,0059	0,7383	6,4442	0,0096	0,8599
37,5467	0,0018	0,1838	11,5017	0,0061	0,7500	6,2784	0,0098	0,8635
34,6035	0,0021	0,2478	11,0088	0,0063	0,7607	6,1207	0,0100	0,8669
31,8257	0,0023	0,3081	10,5539	0,0065	0,7706	5,9705	0,0102	0,8702
29,2783	0,0026	0,3635	10,1329	0,0067	0,7797	5,8274	0,0104	0,8733
26,9799	0,0029	0,4135	9,7425	0,0069	0,7882	5,6909	0,0106	0,8763
24,9239	0,0031	0,4582	9,3796	0,0071	0,7961	5,5605	0,0108	0,8791
23,0920	0,0034	0,4980	9,0415	0,0073	0,8034	5,4358	0,0110	0,8818
21,4614	0,0036	0,5334	8,7258	0,0075	0,8103	5,3165	0,0112	0,8844
20,0089	0,0039	0,5650	8,4305	0,0077	0,8167	5,2023	0,0114	0,8869
18,7124	0,0041	0,5932	8,1538	0,0079	0,8227	5,0928	0,0116	0,8893
17,5522	0,0043	0,6184	7,8940	0,0082	0,8284	4,9877	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.19: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP para o modelo LF2 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{incl}	Dt	σ_v	ϵ_{incl}	Dt	σ_v	ϵ_{incl}	Dt
3,8004	0,00000	0,0	0,7435	0,00025	0,8044	0,4133	0,00043	0,8912
3,5133	0,00002	0,0754	0,7078	0,00026	0,8137	0,4035	0,00044	0,8938
3,0565	0,00004	0,1956	0,6756	0,00027	0,8222	0,3942	0,00045	0,8963
2,6254	0,00006	0,3091	0,6465	0,00028	0,8299	0,3855	0,00046	0,8986
2,2652	0,00008	0,4039	0,6201	0,00030	0,8368	0,3771	0,00047	0,9008
1,9749	0,00010	0,4803	0,5959	0,00031	0,8432	0,3692	0,00048	0,9028
1,7421	0,00011	0,5415	0,5737	0,00032	0,8490	0,3617	0,00049	0,9048
1,5543	0,00013	0,5910	0,5534	0,00033	0,8544	0,3545	0,00050	0,9067
1,4010	0,00014	0,6313	0,5345	0,00034	0,8593	0,3476	0,00051	0,9085
1,2744	0,00016	0,6646	0,5171	0,00035	0,8639	0,3411	0,00052	0,9102
1,1685	0,00017	0,6925	0,5009	0,00036	0,8682	0,3348	0,00053	0,9119
1,0789	0,00018	0,7161	0,4858	0,00037	0,8722	0,3288	0,00054	0,9135
1,0023	0,00019	0,7362	0,4717	0,00038	0,8759	0,3230	0,00055	0,9150
0,9362	0,00021	0,7536	0,4585	0,00039	0,8793	0,3175	0,00056	0,9164
0,8786	0,00022	0,7688	0,4462	0,00040	0,8826	0,3122	0,00057	0,9178
0,8280	0,00023	0,7821	0,4345	0,00041	0,8856	0,3071	0,00058	0,9192
0,7833	0,00024	0,7939	0,4236	0,00042	0,8885	0,3022	0,00059	0,9205

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.20: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP para o modelo LF2 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{incl}	Dc	σ_v	ϵ_{incl}	Dc	σ_v	ϵ_{incl}	Dc
13,8951	0,0000	0,0000	16,6184	0,0045	0,6411	7,6995	0,0084	0,8337
36,9553	0,00021	0,0000	15,6743	0,0048	0,6615	7,4678	0,0086	0,8387
43,8782	0,0004	0,0000	14,8214	0,0050	0,6799	7,2491	0,0088	0,8434
46,3926	0,0008	0,0000	14,0481	0,0052	0,6966	7,0426	0,0090	0,8479
45,5733	0,0010	0,0157	13,3447	0,0054	0,7118	6,8471	0,0092	0,8521
43,5104	0,0012	0,0603	12,7030	0,0056	0,7256	6,6619	0,0094	0,8561
40,7747	0,0015	0,1193	12,1158	0,0059	0,7383	6,4862	0,0096	0,8599
37,7916	0,0018	0,1838	11,5767	0,0061	0,7500	6,3193	0,0098	0,8635
34,8292	0,0021	0,2478	11,0806	0,0063	0,7607	6,1606	0,0100	0,8669
32,0332	0,0023	0,3081	10,6227	0,0065	0,7706	6,0095	0,0102	0,8702
29,4693	0,0026	0,3635	10,1990	0,0067	0,7797	5,8654	0,0104	0,8733
27,1559	0,0029	0,4135	9,8061	0,0069	0,7882	5,7280	0,0106	0,8763
25,0864	0,0031	0,4582	9,4408	0,0071	0,7961	5,5968	0,0108	0,8791
23,2426	0,0034	0,4980	9,1005	0,0073	0,8034	5,4713	0,0110	0,8818
21,6014	0,0036	0,5334	8,7827	0,0075	0,8103	5,3512	0,0112	0,8844
20,1394	0,0039	0,5650	8,4855	0,0077	0,8167	5,2362	0,0114	0,8869
18,8345	0,0041	0,5932	8,2070	0,0079	0,8227	5,1260	0,0116	0,8893
17,6667	0,0043	0,6184	7,9454	0,0082	0,8284	5,0202	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.21: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP para o modelo LF3 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt
3,8004	0,00000	0,0	0,7435	0,00025	0,8044	0,4133	0,00044	0,8912
3,5133	0,00002	0,0754	0,7078	0,00027	0,8137	0,4035	0,00045	0,8938
3,0565	0,00004	0,1956	0,6756	0,00028	0,8222	0,3942	0,00046	0,8963
2,6254	0,00006	0,3091	0,6465	0,00029	0,8299	0,3855	0,00047	0,8986
2,2652	0,00008	0,4039	0,6201	0,00030	0,8368	0,3771	0,00048	0,9008
1,9749	0,00010	0,4803	0,5959	0,00031	0,8432	0,3692	0,00049	0,9028
1,7421	0,00012	0,5415	0,5738	0,00032	0,8490	0,3617	0,00050	0,9048
1,5543	0,00013	0,5910	0,5534	0,00033	0,8544	0,3545	0,00051	0,9067
1,4010	0,00015	0,6313	0,5345	0,00034	0,8593	0,3476	0,00052	0,9085
1,2744	0,00016	0,6646	0,5171	0,00035	0,8639	0,3411	0,00053	0,9102
1,1685	0,00017	0,6925	0,5009	0,00036	0,8682	0,3348	0,00054	0,9119
1,0789	0,00018	0,7161	0,4858	0,00037	0,8722	0,3288	0,00055	0,9135
1,0023	0,00020	0,7362	0,4717	0,00038	0,8759	0,3230	0,00056	0,9150
0,9362	0,00021	0,7536	0,4585	0,00039	0,8793	0,3175	0,00057	0,9164
0,8786	0,00022	0,7688	0,4462	0,00040	0,8826	0,3122	0,00058	0,9178
0,8280	0,00023	0,7821	0,4345	0,00042	0,8856	0,3071	0,00059	0,9192
0,7833	0,00024	0,7939	0,4236	0,00043	0,8885	0,3022	0,00060	0,9205

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.22: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP para o modelo LF3 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc
13,7751	0,0000	0,0000	16,4748	0,0045	0,6411	7,6330	0,0084	0,8337
36,6293	0,00020	0,0000	15,5389	0,0048	0,6615	7,4032	0,0086	0,8387
43,4964	0,0004	0,0000	14,6933	0,0050	0,6799	7,1865	0,0088	0,8434
45,9918	0,0008	0,0000	13,9267	0,0052	0,6966	6,9817	0,0090	0,8479
45,1795	0,0010	0,0157	13,2295	0,0054	0,7118	6,7880	0,0092	0,8521
43,1345	0,0012	0,0602	12,5933	0,0056	0,7256	6,6044	0,0094	0,8561
40,4224	0,0015	0,1193	12,0111	0,0059	0,7383	6,4302	0,0096	0,8599
37,4651	0,0018	0,1838	11,4767	0,0061	0,7500	6,2647	0,0098	0,8635
34,5283	0,0021	0,2478	10,9848	0,0063	0,7607	6,1074	0,0100	0,8669
31,7565	0,0023	0,3081	10,5309	0,0065	0,7706	5,9576	0,0102	0,8702
29,2147	0,0026	0,3635	10,1109	0,0067	0,7797	5,8148	0,0104	0,8733
26,9212	0,0029	0,4135	9,7214	0,0069	0,7882	5,6785	0,0106	0,8763
24,8697	0,0031	0,4582	9,3592	0,0071	0,7961	5,5484	0,0108	0,8791
23,0418	0,0034	0,4980	9,0218	0,0073	0,8034	5,4240	0,0110	0,8818
21,4148	0,0036	0,5334	8,7069	0,0075	0,8103	5,3050	0,0112	0,8844
19,9654	0,0039	0,5650	8,4122	0,0077	0,8167	5,1910	0,0114	0,8869
18,6718	0,0041	0,5932	8,1361	0,0079	0,8227	5,0817	0,0116	0,8893
17,5140	0,0043	0,6184	7,8768	0,0082	0,8284	4,9769	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.23: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP para o modelo LF4 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt
3,6004	0,00000	0,0	0,7676	0,00029	0,7868	0,4309	0,00049	0,8803
3,3544	0,00002	0,0682	0,7316	0,00030	0,7968	0,4208	0,00050	0,8831
2,9550	0,00004	0,1792	0,6990	0,00031	0,8058	0,4113	0,00052	0,8858
2,5687	0,00007	0,2865	0,6695	0,00032	0,8140	0,4023	0,00053	0,8883
2,2387	0,00009	0,3781	0,6426	0,00034	0,8215	0,3937	0,00054	0,8906
1,9679	0,00011	0,4534	0,6180	0,00035	0,8283	0,3855	0,00055	0,8929
1,7475	0,00013	0,5146	0,5954	0,00036	0,8346	0,3777	0,00056	0,8951
1,5675	0,00015	0,5646	0,5746	0,00037	0,8404	0,3703	0,00057	0,8971
1,4192	0,00016	0,6058	0,5553	0,00038	0,8457	0,3632	0,00059	0,8991
1,2956	0,00018	0,6401	0,5375	0,00040	0,8507	0,3564	0,00060	0,9010
1,1916	0,00019	0,6690	0,5209	0,00041	0,8553	0,3499	0,00061	0,9028
1,1032	0,00021	0,6936	0,5054	0,00042	0,8596	0,3437	0,00062	0,9045
1,0271	0,00022	0,7147	0,4910	0,00043	0,8636	0,3377	0,00063	0,9062
0,9612	0,00023	0,7330	0,4775	0,00044	0,8674	0,3320	0,00064	0,9078
0,9036	0,00025	0,7490	0,4647	0,00046	0,8709	0,3265	0,00066	0,9093
0,8528	0,00026	0,7631	0,4528	0,00047	0,8742	0,3212	0,00067	0,9108
0,8078	0,00027	0,7756	0,4415	0,00048	0,8774	0,3161	0,00068	0,9122

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 5.24: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP para o modelo LF4 de Lourenço (2018)

σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc
12,3649	0,0000	0,0000	14,7879	0,0045	0,6411	6,8514	0,0083	0,8337
32,6960	0,00015	0,0000	13,9478	0,0047	0,6615	6,6452	0,0085	0,8387
38,9665	0,0004	0,0000	13,1888	0,0050	0,6799	6,4506	0,0088	0,8434
41,2824	0,0007	0,0000	12,5006	0,0052	0,6966	6,2668	0,0090	0,8479
40,5533	0,0009	0,0157	11,8748	0,0054	0,7118	6,0929	0,0092	0,8521
38,7177	0,0012	0,0602	11,3038	0,0056	0,7256	5,9281	0,0094	0,8561
36,2833	0,0014	0,1193	10,7812	0,0058	0,7383	5,7718	0,0096	0,8599
33,6288	0,0017	0,1838	10,3015	0,0061	0,7500	5,6232	0,0098	0,8635
30,9927	0,0020	0,2478	9,8600	0,0063	0,7607	5,4820	0,0100	0,8669
28,5047	0,0023	0,3081	9,4526	0,0065	0,7706	5,3475	0,0102	0,8702
26,2232	0,0026	0,3635	9,0756	0,0067	0,7797	5,2194	0,0104	0,8733
24,1646	0,0028	0,4135	8,7259	0,0069	0,7882	5,0971	0,0106	0,8763
22,3231	0,0031	0,4582	8,4009	0,0071	0,7961	4,9803	0,0108	0,8791
20,6824	0,0033	0,4980	8,0980	0,0073	0,8034	4,8686	0,0110	0,8818
19,2220	0,0036	0,5334	7,8153	0,0075	0,8103	4,7618	0,0112	0,8844
17,9210	0,0038	0,5650	7,5508	0,0077	0,8167	4,6594	0,0114	0,8869
16,7598	0,0041	0,5932	7,3030	0,0079	0,8227	4,5614	0,0116	0,8893
15,7207	0,0043	0,6184	7,0702	0,0081	0,8284	4,4673	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Tanto no ponto de aplicação das cargas quanto os pontos de apoio foram definidos como chapas de aço, ligadas à placa de concreto por meio de um elemento de contato com coeficiente de fricção tangencial igual a 0,6.

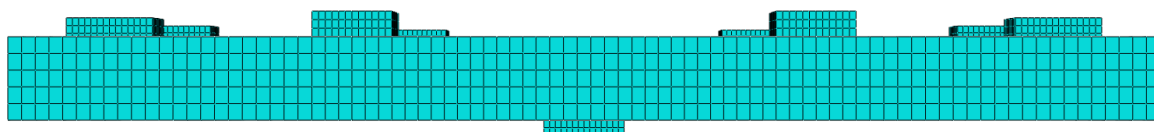
Inicialmente foram testados modelos com aplicações de carregamento, porém, mediante à dificuldade de determinação de capacidade de carga devido à convergência de resultados, foi adotado aplicação de deslocamentos ao invés forças. Nesse caso, foram impostos até 50mm de deslocamento do modelo.

Para representar o aço, foi especificado o elemento T3D2, enquanto para representar o concreto foi especificado o elemento C3D8R. Em relação às ligações entre os elementos, entre o aço e o concreto, foi utilizado *Embedded region*.

Para o step, foram indicados incrementos mínimos de 1.10^{-30} , tendo incremento inicial igual a 0,01. Também foi especificado número máximo de incrementos igual a 40000.

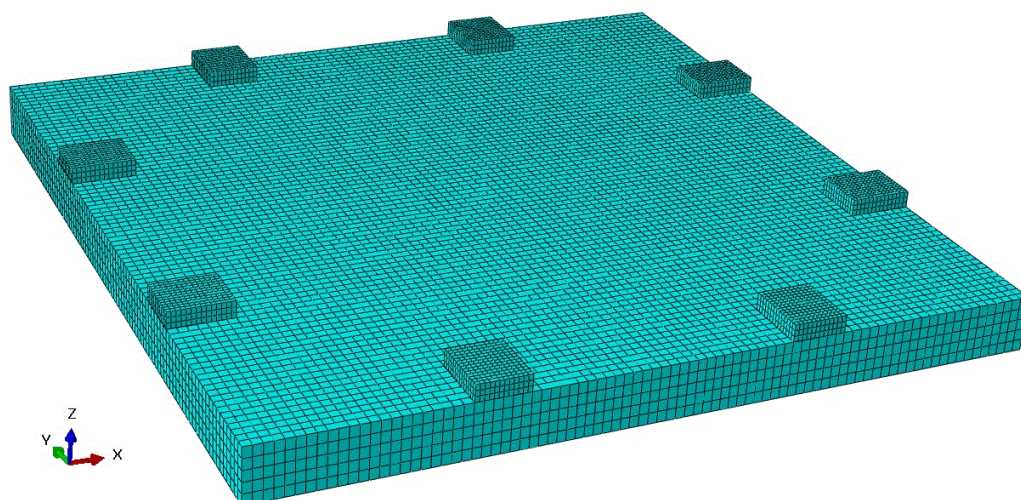
Para a especificação da malha, Sanabria *et al* (2018) recomendaram no mínimo 5 camadas de elementos para se obter um resultado ideal em modelagem numérica. Genikomsou e Polak (2015) comentaram que malhas mais finas levam a uma faixa estreita de localização de falhas, potencializando dificuldades de convergência numérica no modelo. Por outro lado, malhas muito grossas apresentam uma falsa ductilidade no modelo. Ao estudar possibilidades de malhas, Genikomsou e Polak (2015) encontraram nas malhas de 20mm valores ideais para o seu modelo. As dimensões do modelo apresentadas por Genikomsou e Polak (2015) são muito próximas dos modelos ensaiados por Marques (2018) e Lourenço (2018). Nesse caso, foram utilizadas malhas com valores o mais próximo de 20mm possível em planta, e, 6 camadas de malha na espessura, gerando dimensão de 21,67mm. Nas chapas metálicas de apoio ao modelo, foram utilizadas malha com dimensões de aproximadamente 10mm. Nas Figuras 5.21 a 5.23 pode-se visualizar a malha utilizada na calibração do modelo de Marques (2018).

Figura 5.21: Visualização em corte da malha do modelo ensaiado por Marques (2018)



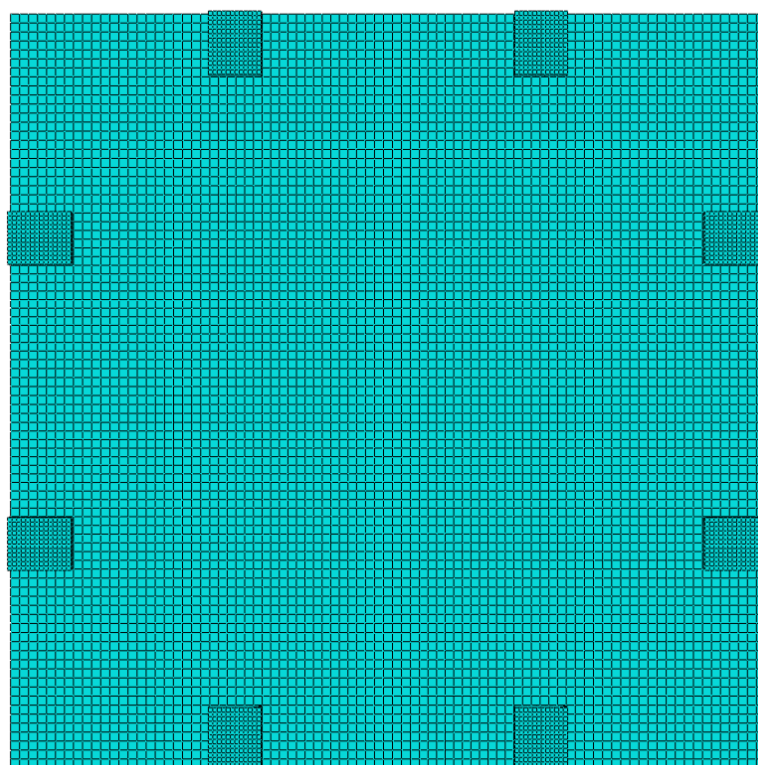
Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.22: Visualização tridimensional da malha do modelo ensaiado por Marques (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.23: Visualização em planta da malha do modelo ensaiado por Marques (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Supondo que os agregados dos modelos experimentais não excedam 10mm, e utilizando a Equação 4.23, pode-se determinar valores para a energia de fraturação de cada modelo. No Quadro 5.7 são apresentados esses valores.

Quadro 5.7: Energia de fraturação utilizada nos modelos numéricos

Laje	G_f (N/mm)
LR – Marques (2018)	0,0777
LF1 – Lourenço (2018)	0,0847
LF2 – Lourenço (2018)	0,0850
LF3 – Lourenço (2018)	0,0845
LF4 – Lourenço (2018)	0,0793

Fonte: O Autor (2021)

De acordo com a literatura técnica, a viscosidade e o ângulo de dilatação do concreto são fatores que são dependentes um do outro. Foram estudados valores de viscosidade entre 0,0001 e 1, pois, conforme Petruski (2016), valores abaixo de 0,0001 tendem a apresentar resultados similares. Também foram realizados processamentos com valores de viscosidade inferiores aos apresentados na presente pesquisa, porém, devido à dificuldade de convergência dos modelos numéricos, limitou-se a viscosidade com base nas recomendações de Petruski (2016). Em relação ao ângulo de dilatação do concreto, foram calculados modelos 1° e 50° , e avaliados para determinar o ângulo de dilatação indicado para cada valor de viscosidade. Mesmo a literatura técnica indicando ângulos de dilatação com uma faixa de valores menores, a nível de estudo foram determinados todos esses valores indicados.

5.2.3 RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO DO MODELO DE MARQUES (2018)

Neste subtópico são apresentadas diversas comparações entre os modelos numéricos e o experimental.

5.2.3.1 CARGA DE RUPTURA DOS MODELOS

Na Tabela 5.25 são apresentados os resultados dos processamentos de calibração. Foram processados modelos com ângulo de dilatação de 1° , 10° , 20° , 30° , 40° e 50° . Nos casos em que houve convergência de valores, ângulos intermediários foram processados, com a intenção de se obter resultados mais precisos.

Tabela 5.25: Resultados de processamentos de calibração do modelo de Marques (2018)

Modelos	P _u - Modelo experimental (kN)	P _u - Modelo numérico (kN)	Razão entre modelo numérico / experimental	Ângulo de dilatação do concreto	Viscosidade do concreto
1	232	3650,17	15,73	1	1
2		3647,02	15,72	10	
3		3685,07	15,88	20	
4		3755,50	16,19	30	
5		3978,27	17,15	40	
6		4454,06	19,20	50	
7		685,36	2,95	1	0,1
8		747,67	3,22	10	
9		803,27	3,46	20	
10		863,64	3,72	30	
11		977,09	4,21	40	
12		1517,85	6,54	50	
13		361,29	1,56	1	0,01
14		404,23	1,74	10	
15		454,91	1,96	20	
16		518,84	2,24	30	
17		574,72	2,48	40	
18		642,62	2,77	50	
19		164,59	0,71	1	0,001
20		198,49	0,86	10	
21		220,00	0,95	18	
22		242,50	1,05	19	
23		241,21	1,04	20	
24		233,44	1,01	21	
25		233,67	1,01	22	
26		287,17	1,24	30	
27		347,00	1,50	40	
28		451,14	1,94	50	
29		135,34	0,58	1	0,0005
30		168,43	0,73	10	
31		201,91	0,87	20	
32		222,49	0,96	24	
33		220,63	0,95	25	
34		224,99	0,97	27	
35		238,94	1,03	28	
36		241,00	1,04	30	
37		308,92	1,33	40	
38		409,67	1,77	50	
39		117,18	0,51	1	0,0001
40		193,25	0,83	20	
41		219,72	0,95	30	
42		229,70	0,99	32	
43		258,04	1,11	35	
44		354,24	1,53	50	

Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar a Tabela 5.25, percebe-se que para viscosidades superiores a 0,001 não houve convergência de resultados. No entanto, foram identificadas três combinações de viscosidade com ângulo de dilatação em que houve similaridades entre carga de ruptura do modelo experimental com numérico. Os modelos que obtiveram tal proximidade são os seguintes:

- Modelo 24: Viscosidade igual a 0,001 e ângulo de dilatação igual a 21°. Esse modelo uma relação de carga de ruptura com o modelo experimental de 1,01, gerando uma diferença de 1% entre as duas;
- Modelo 35: Viscosidade igual a 0,0005 e ângulo de dilatação igual a 28°. Esse modelo uma relação de carga de ruptura com o modelo experimental de 1,03, gerando uma diferença de 3% entre as duas;
- Modelo 42: Viscosidade igual a 0,0001 e ângulo de dilatação igual a 32°. Esse modelo uma relação de carga de ruptura com o modelo experimental de 0,99, gerando uma diferença de 1% entre as duas.

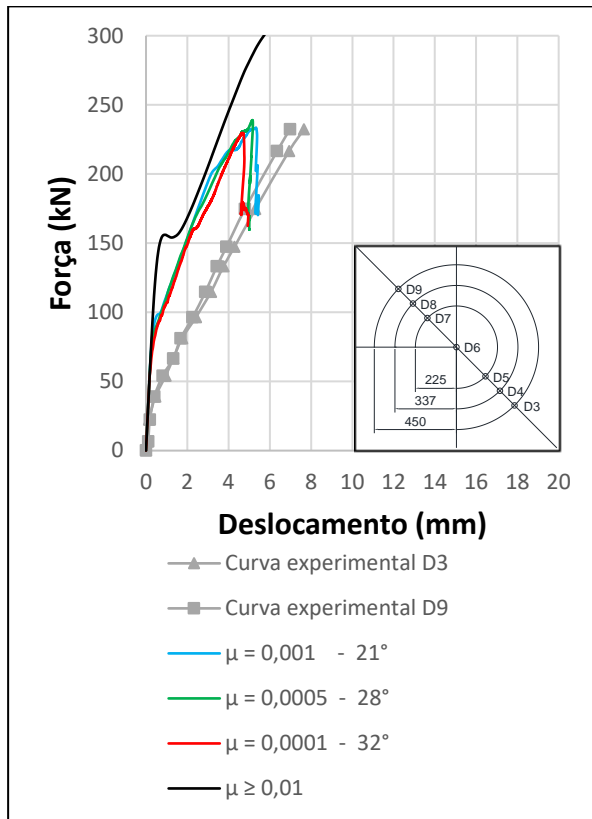
Como os três modelos obtiveram boa proximidade de carga de ruptura, foram comparados outros aspectos, como deslocamentos, tensões e padrões de fissuração para definir qual modelo melhor representa o comportamento estrutural.

Um aspecto importante de ser comentado é o fato de que quanto menor o valor do parâmetro da viscosidade, maior o tempo de processamento do modelo. Esses modelos com viscosidade igual a 0,0001 levaram cerca de 48 horas à 96 horas para processar.

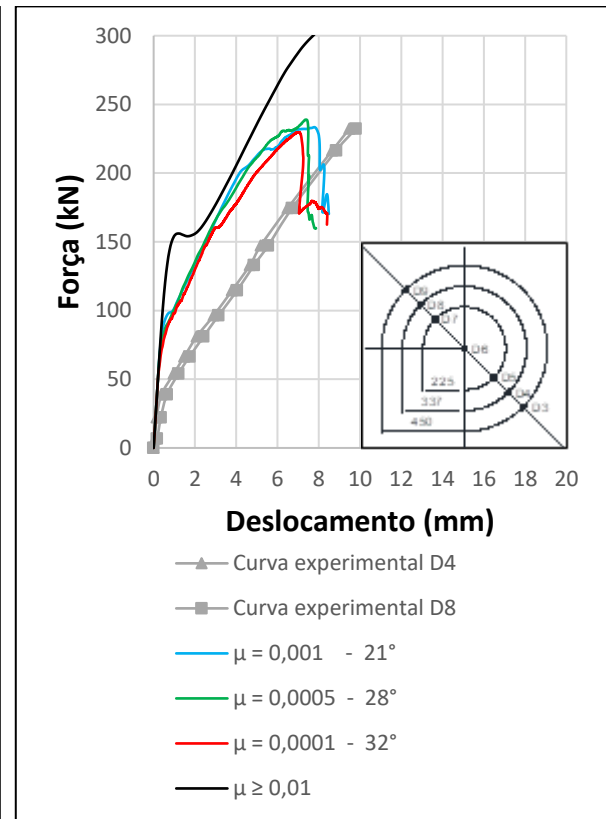
5.2.3.2 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

Na Figura 5.24 são apresentadas comparações de deslocamentos nos pontos D3, D4, D5, D6, D7, D8 e D9, indicados para os três modelos que obtiveram convergência de resultados.

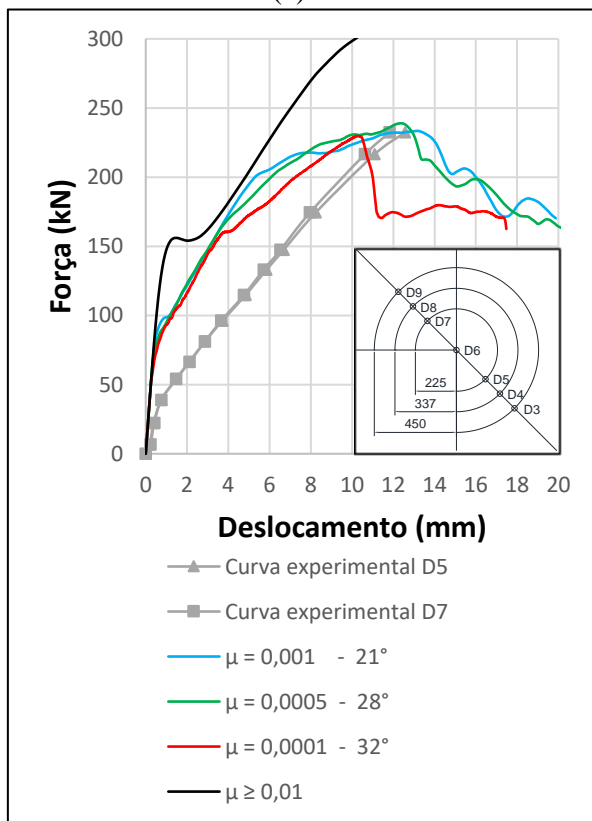
Figura 5.24: Curvas força x deslocamento para diferentes viscosidades e ângulos de dilatação para os pontos D3 e D9 (a), D4 e D8 (b), D5 e D7 (c) e D6 (d)



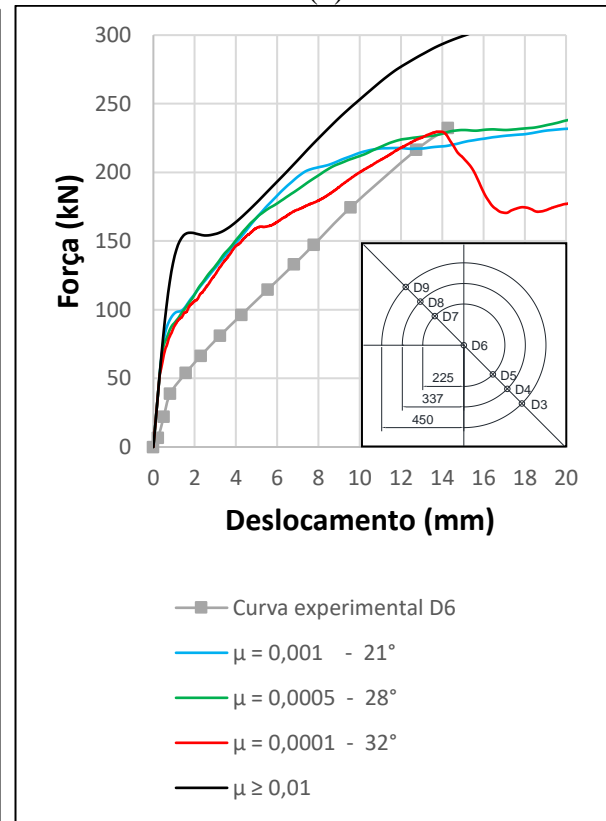
(a)



(b)



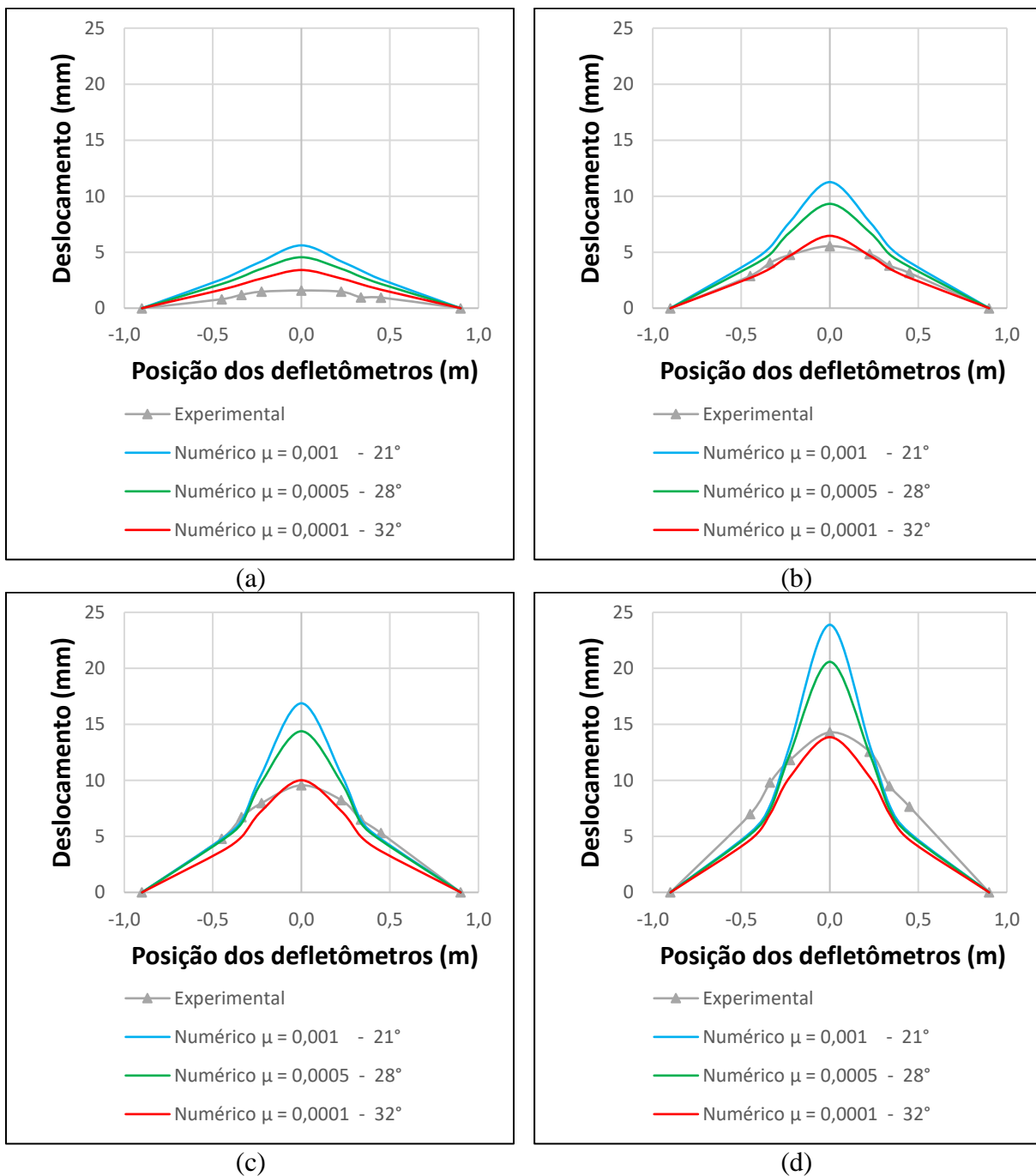
(c)



(d)

Foram apresentadas na Figura 5.24 curvas com viscosidade maior ou igual a 0,01, com a intenção de mostrar a não convergência dos resultados. Foi percebido que os três modelos calibrados atingiram somente a carga de ruptura, mas, os deslocamentos na ruptura aparentaram ser muito próximos. Na Figura 5.25 são apresentadas as deformadas dos modelos calibrados em diferentes intensidades de carregamentos.

Figura 5.25: Deformação dos modelos para 25% da carga total (a), 50% da carga total (b), 75% da carga total (c) e 100% da carga total (d)

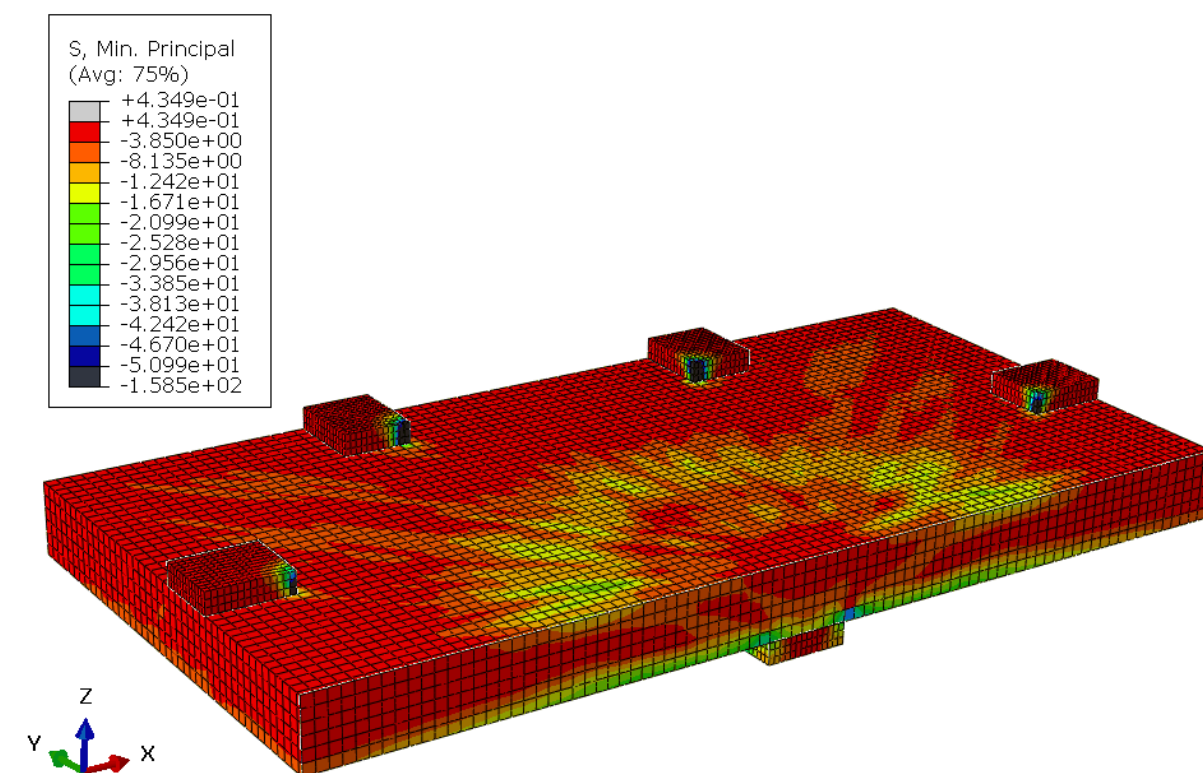


Analisando as deformadas da Figura 5.25, percebe-se que o modelo experimental é mais rígido nos primeiros carregamentos do que os modelos numéricos. Com 50% da carga, os deslocamentos do modelo experimental e o numérico com viscosidade igual a 0,0001 são muito próximos. De forma geral, o modelo com menor viscosidade apresentou deformações mais próximas do modelo experimental do que os outros modelos numéricos.

5.2.3.3 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS

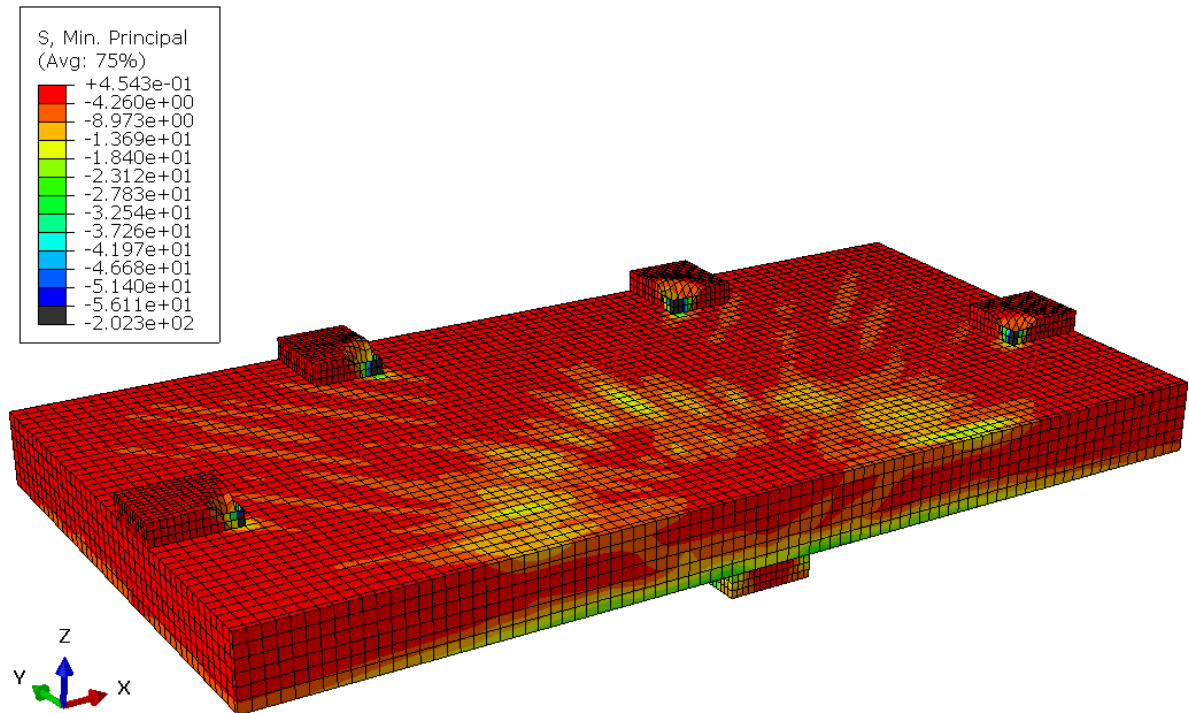
Nas Figuras 5.26, 5.27 e 5.28 são apresentadas as tensões principais na ruptura dos três modelos numéricos calibrados.

Figura 5.26: Tensões principais de compressão do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



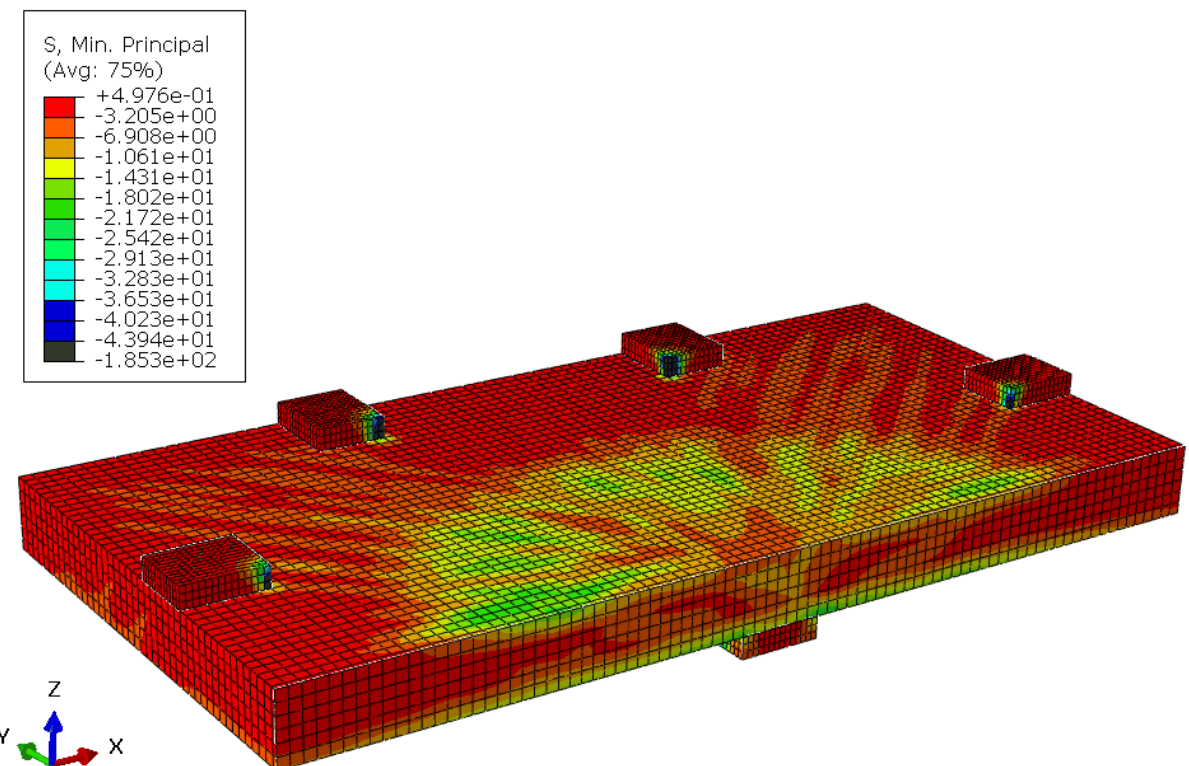
Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.27: Tensões principais de compressão do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



Fonte: O Autor (2021)

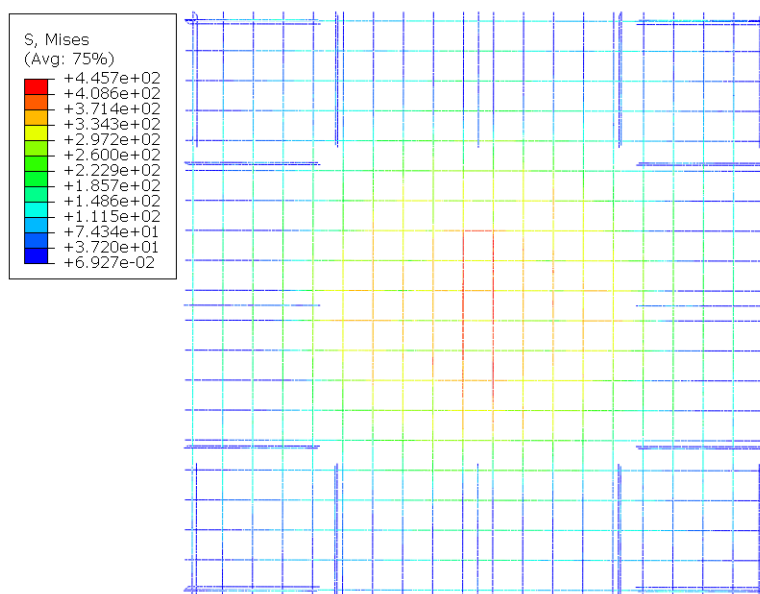
Figura 5.28: Tensões principais de compressão do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



Fonte: O Autor (2021)

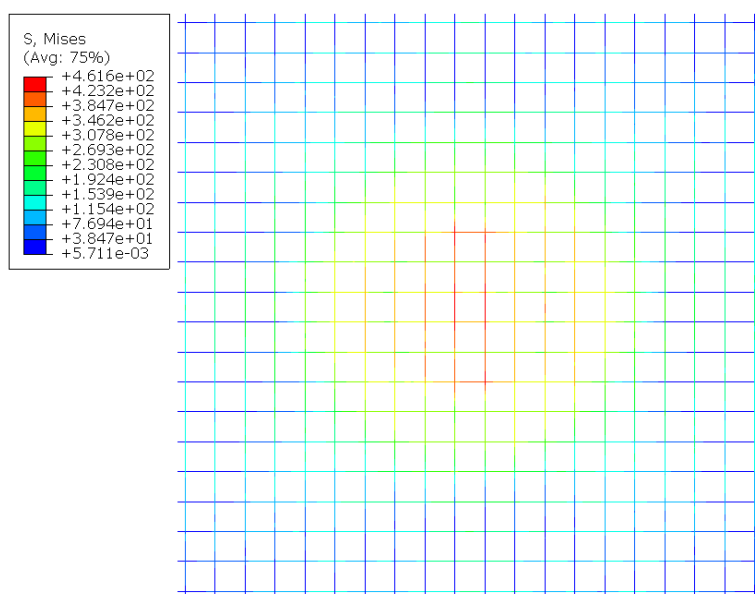
Ao analisar as Figuras 5.26, 5.27 e 5.28, percebe-se que quanto menor a viscosidade, mais claramente se visualizou o cone de punção no modelo numérico. Nas Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras superiores na ruptura dos três modelos numéricos calibrados.

Figura 5.29: Tensões de tração nas armaduras do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



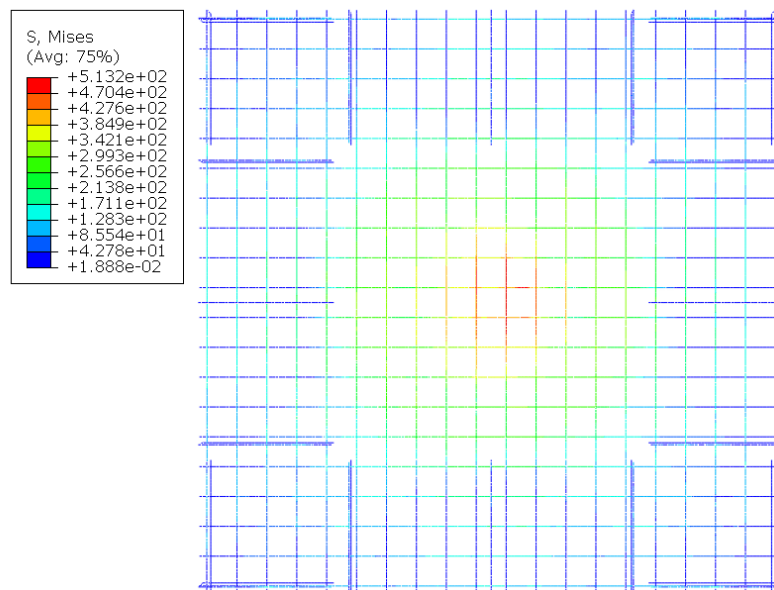
Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.30: Tensões de tração nas armaduras do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.31: Tensões de tração nas armaduras do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



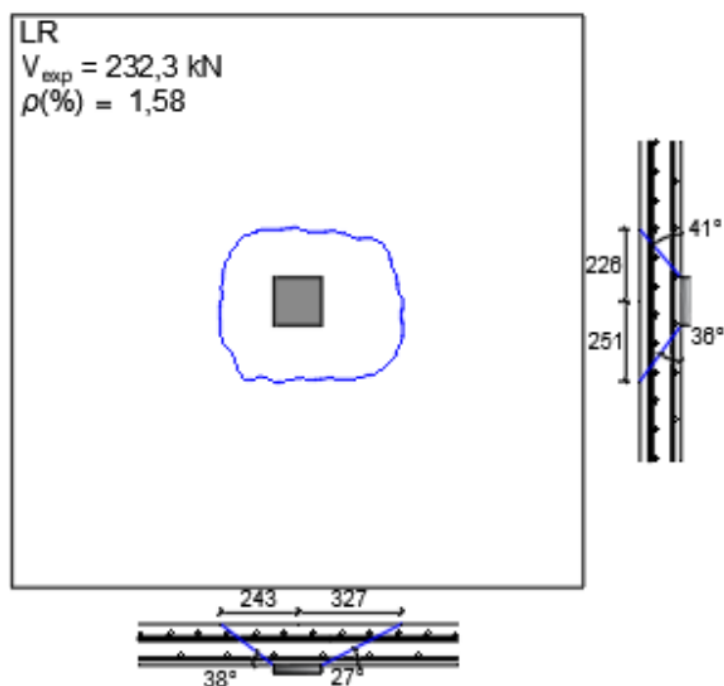
Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar as Figuras 5.29, 5.30 e 5.31, percebe-se que quanto menor a viscosidade, mais solicitadas foram as armaduras, sugerindo alteração do comportamento estrutural dos modelos numéricos.

5.2.3.4 DANO DO CONCRETO

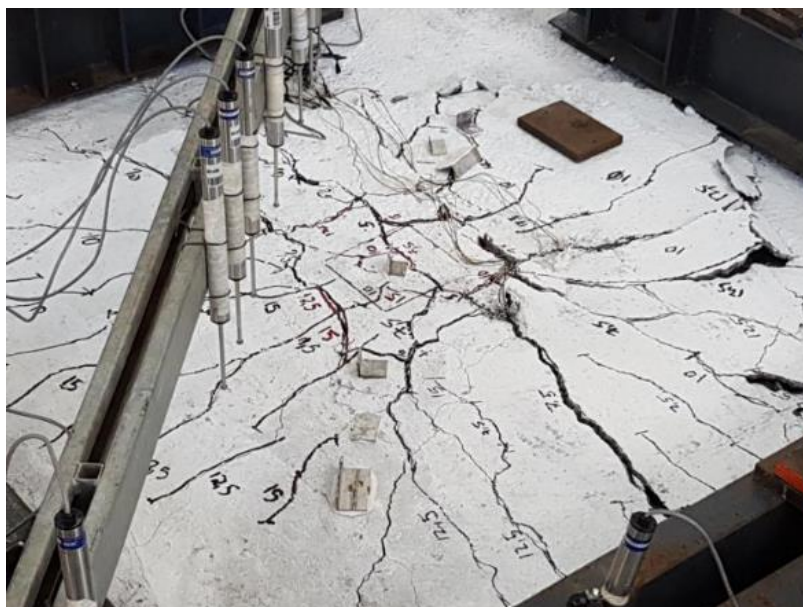
Segundo Santos Junior (2019), a melhor forma de representar a fissuração da laje é por meio do dano, pois, dá para saber quanto do concreto foi danificado. Essa variável pode assumir valores entre 0 e 1, tendo valores mais altos os materiais mais danificados. Na Figura 5.32 pode-se visualizar a superfície de ruptura do modelo experimental, enquanto na Figura 5.33 pode-se visualizar o modelo experimental após a ruptura.

Figura 5.32: Superfície de ruptura do modelo experimental ensaiado por Marques (2018)



Fonte: Marques (2018)

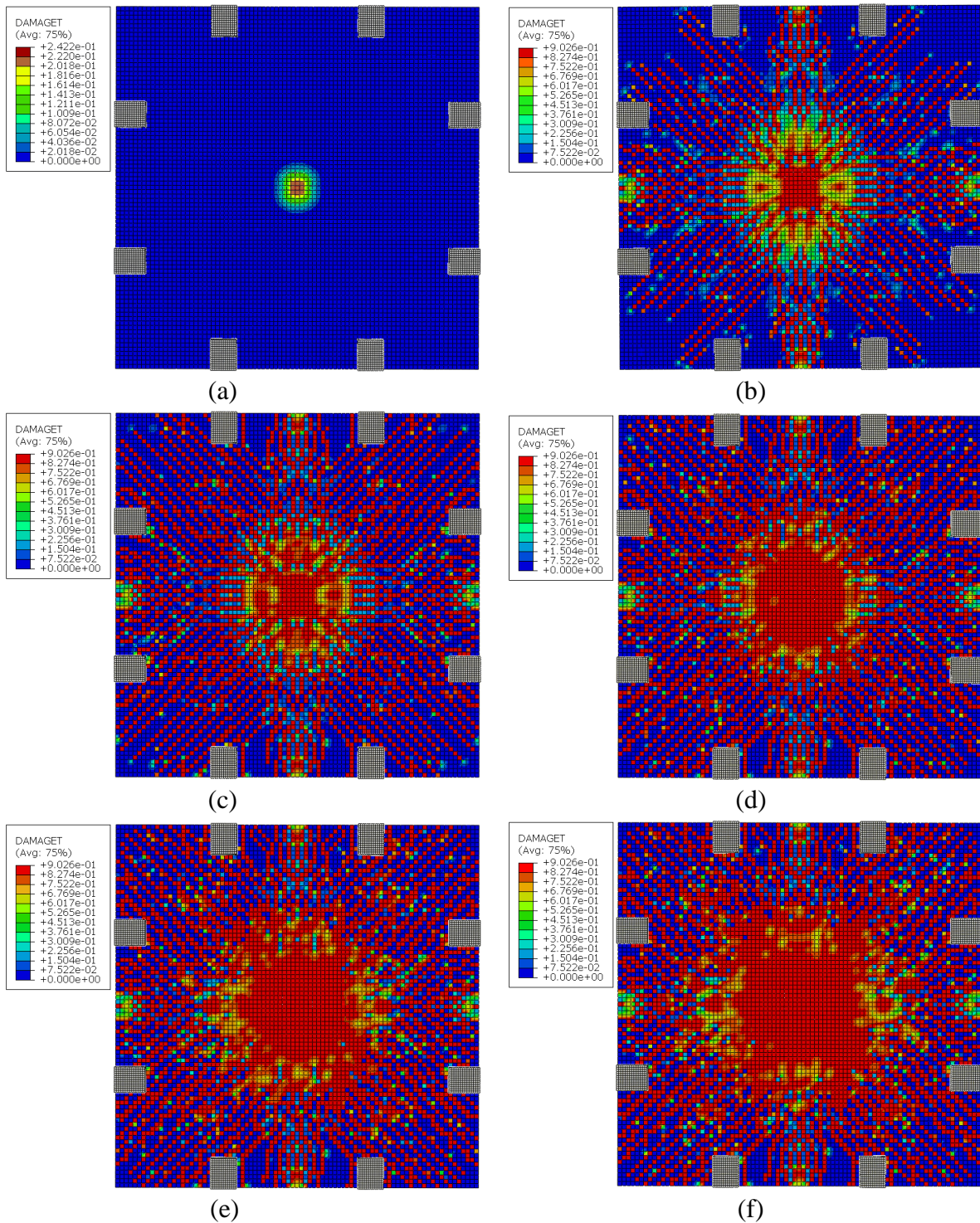
Figura 5.33: Modelo experimental ensaiado por Marques (2018) após a ruptura



Fonte: Marques (2018)

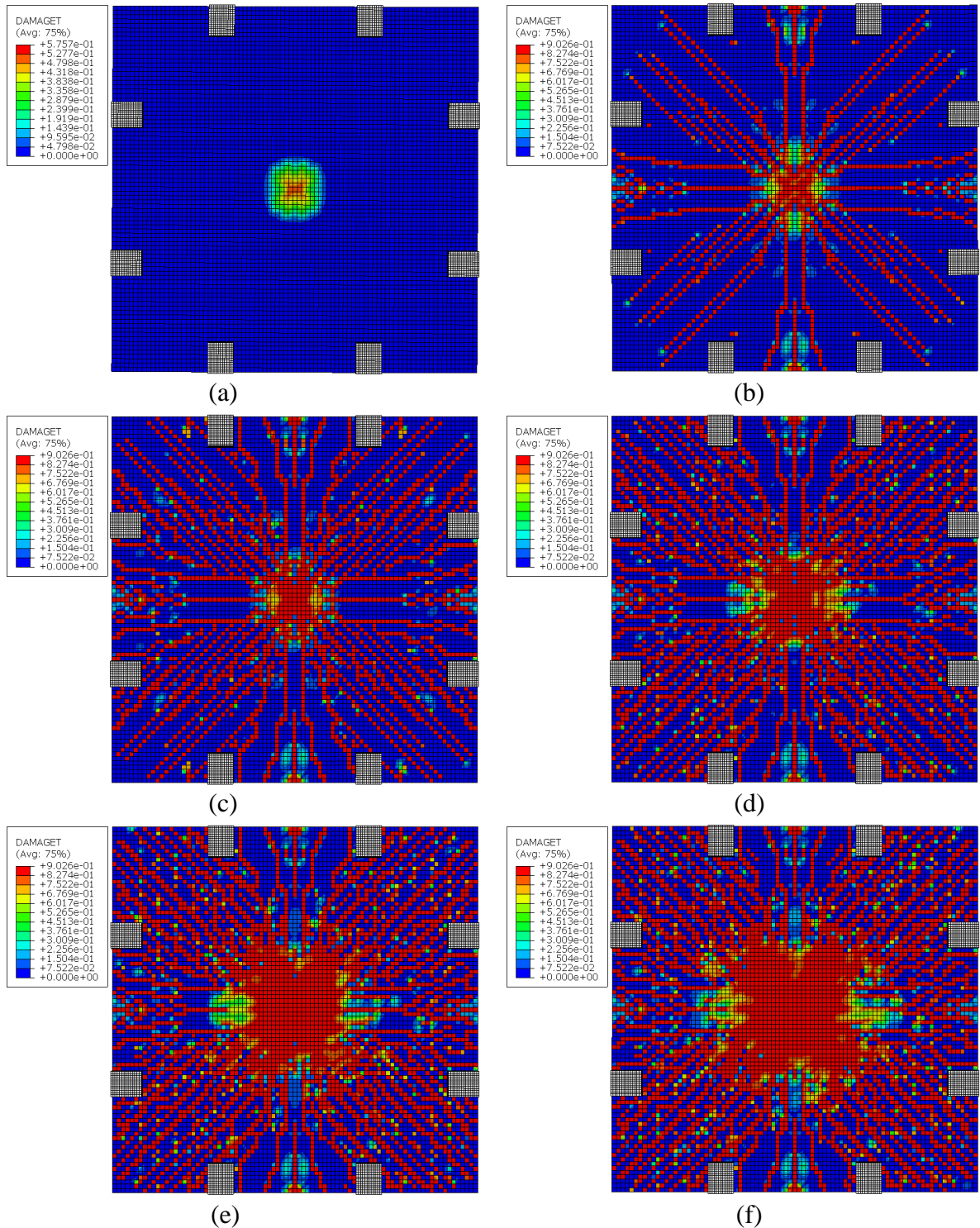
Nas Figuras 5.34 a 5.36 são apresentados os danos do modelo em diferentes estágios de carregamento. Percebe-se, certa similaridade com a ruptura do modelo indicada na Figura 5.33.

Figura 5.34: Dando à tração do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



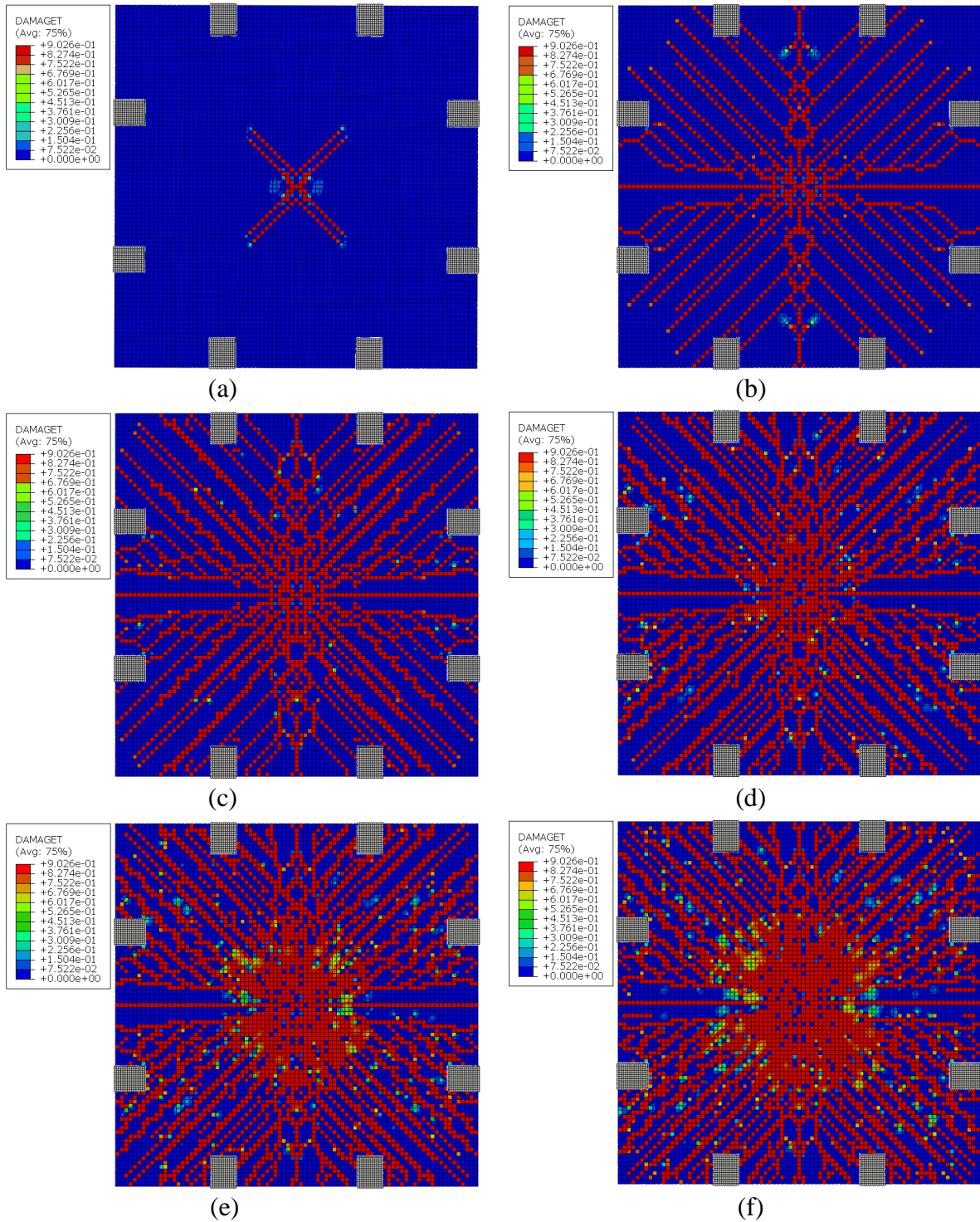
Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.35: Dando à tração do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.36: Dando à tração do modelo de Marques (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Foi percebido, ao analisar as Figuras 5.34 a 5.36, que quanto menor a viscosidade, menor o dano no modelo, porém, aparenta ficar mais próximo do modelo experimental.

5.2.4 RESULTADOS COMPARATIVOS DA UTILIZAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS CALIBRADOS COM MODELOS ENSAIADOS POR LOURENÇO (2018)

Neste subtópico são apresentadas diversas comparações entre os modelos numéricos calibrados no subtópico 5.2.3, com os modelos ensaiados por Lourenço (2018).

5.2.4.1 CARGAS DE RUPTURA DOS MODELOS

Na Tabela 5.26 são apresentadas comparações de carga de ruptura entre os modelos calibrados com os modelos ensaiados por Lourenço (2018).

Tabela 5.26: Comparação entre carga de ruptura dos modelos numéricos e modelos ensaiados por Lourenço (2018)

Modelos	P_u - Modelo experimental (kN)	P_u - Modelo numérico (kN)	Razão entre modelo numérico / experimental	Ângulo de dilatação do concreto	Viscosidade do concreto
LOURENÇO-LF1-01	206,00	232,75	1,13	21	0,001
LOURENÇO-LF1-02		232,59	1,13	28	0,0005
LOURENÇO-LF1-03		201,75	0,98	32	0,0001
LOURENÇO-LF2-01	235,00	252,55	1,07	21	0,001
LOURENÇO-LF2-02		244,57	1,04	28	0,0005
LOURENÇO-LF2-03		229,13	0,98	32	0,0001
LOURENÇO-LF3-01	216,00	261,83	1,21	21	0,001
LOURENÇO-LF3-02		259,32	1,20	28	0,0005
LOURENÇO-LF3-03		245,16	1,13	32	0,0001
LOURENÇO-LF4-01	258,00	243,50	0,94	21	0,001
LOURENÇO-LF4-02		239,80	0,93	28	0,0005
LOURENÇO-LF4-03		233,33	0,90	32	0,0001

Fonte: O Autor (2021)

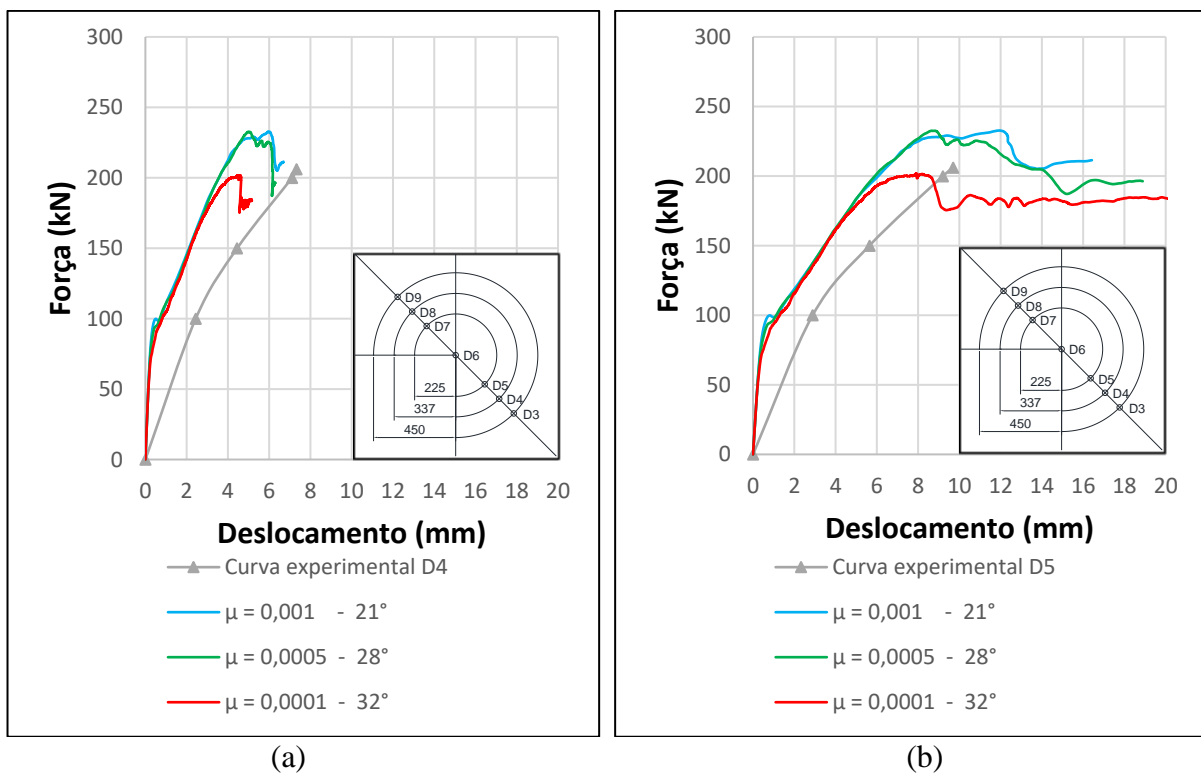
Analisando a Tabela 5.26, percebe-se que a maior diferença entre cargas de ruptura foi de 21%, em um dos casos de ângulo de dilatação de 21° e Viscosidade de 0,001. De acordo com Genikomsou e Polak (2015), resultados até 20% de diferença são aceitáveis. Para os

modelos com ângulo de dilatação de 28° e Viscosidade de 0,0005, a maior diferença entre carga de ruptura, foi de 20%, e para os modelos com ângulo de dilatação de 32° e Viscosidade de 0,0001, a maior diferença foi de 13%. Nesse caso, tirando um dos modelos numéricos que chegou a 21% de diferença com o experimental, os três modelos numéricos calibrados com base no modelo ensaiado por Marques (2018) representaram bem a carga de ruptura dos modelos experimentais.

5.4.2 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

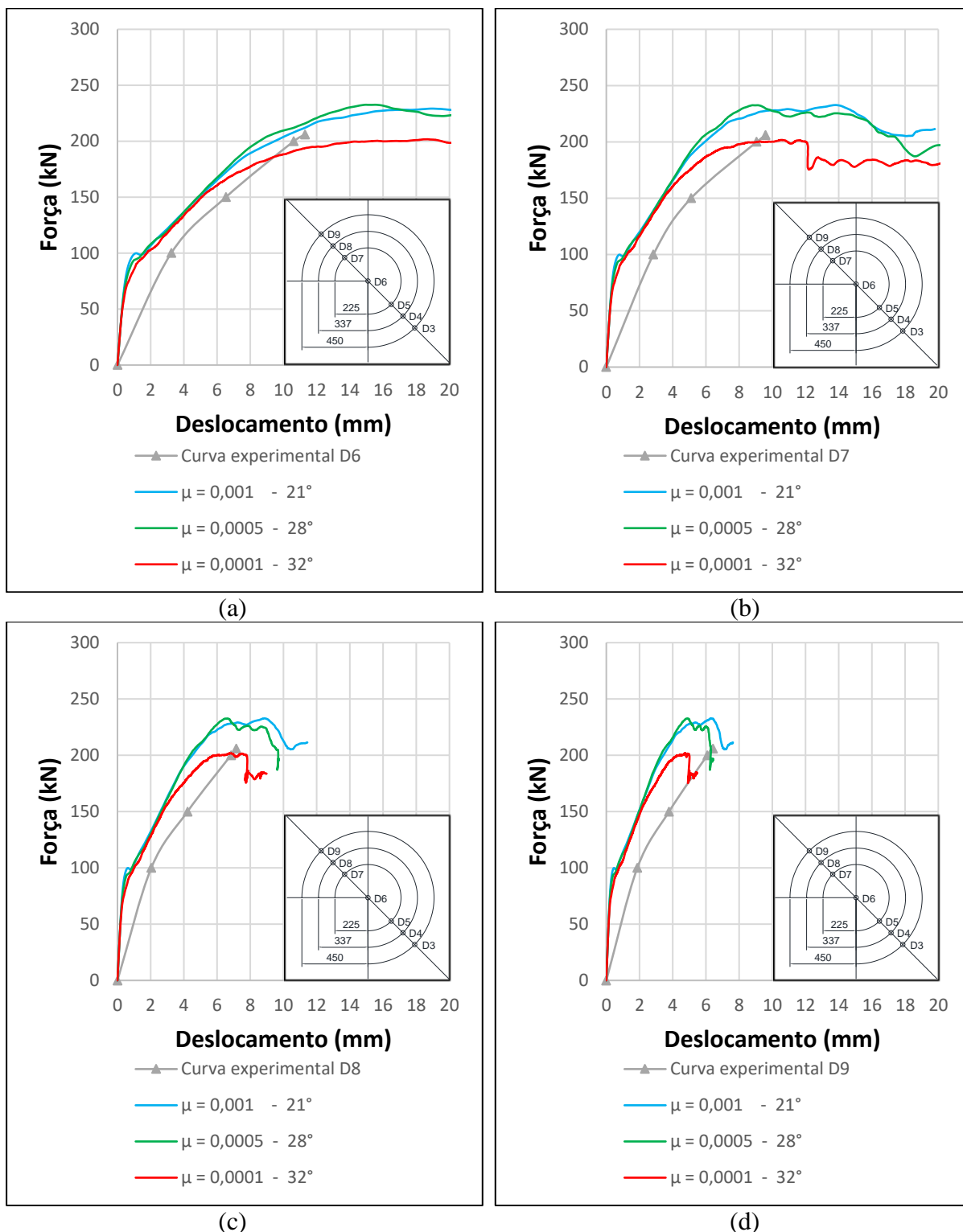
Nas Figuras 5.37 e 5.38 são apresentadas comparações dos três modelos calibrados, com o modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura adjacente ao pilar. Essas comparações são realizadas nos pontos D4, D5, D6, D7, D8 e D9, indicados na Figura 5.13.

Figura 5.37: Curvas força x deslocamento para os pontos D4 (a) e D5 (b) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.38: Curvas força x deslocamento para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Nas Figuras 5.39 e 5.40 são apresentadas comparações dos três modelos calibrados, com o modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura localizada a 90mm de

distância pilar (1d). Nas Figuras 5.41 e 5.42 são apresentadas comparações entre os modelos numéricos e o modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura localizada a 180mm de distância do pilar (2d).

Figura 5.39: Curvas força x deslocamento para os pontos D4 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018)

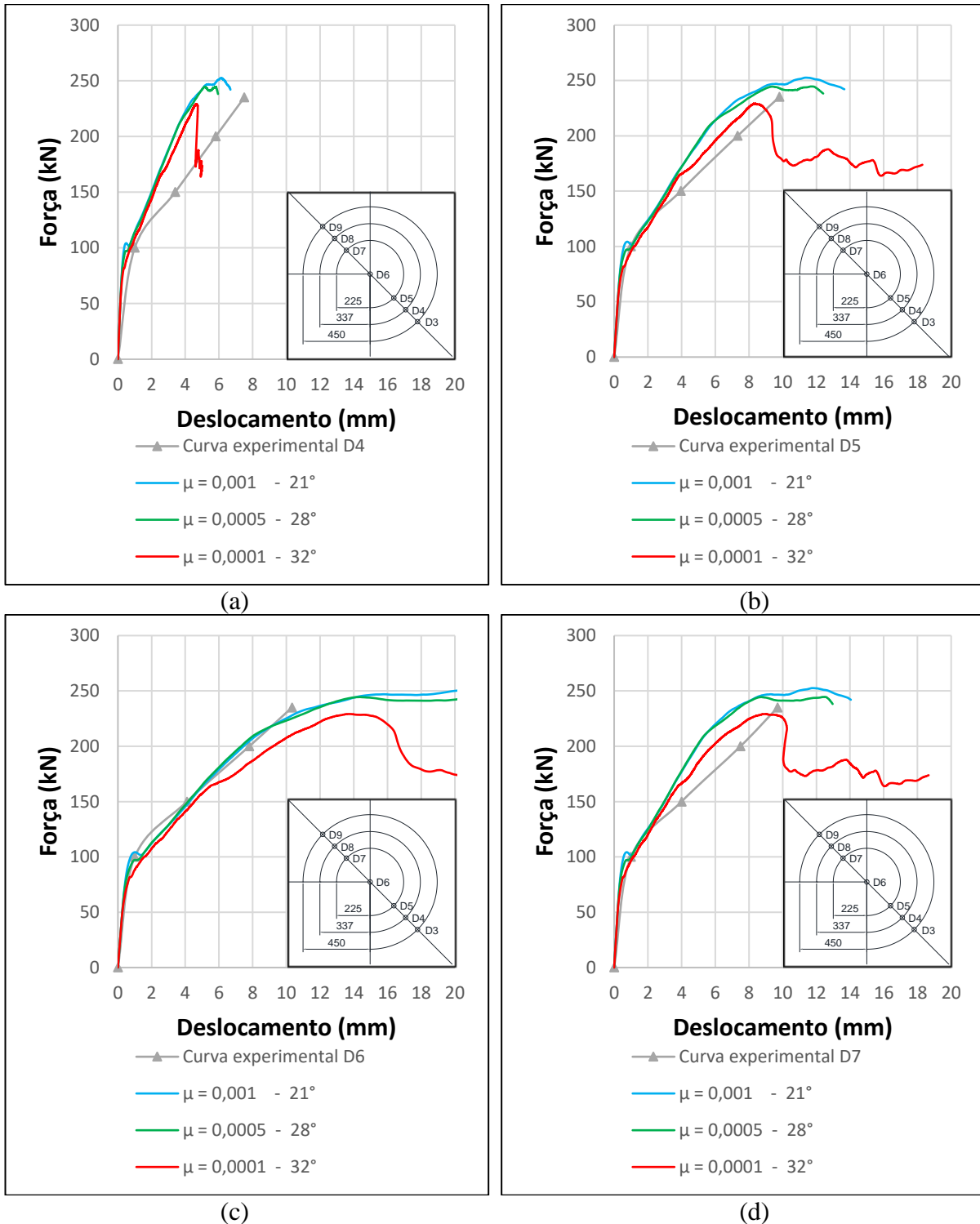
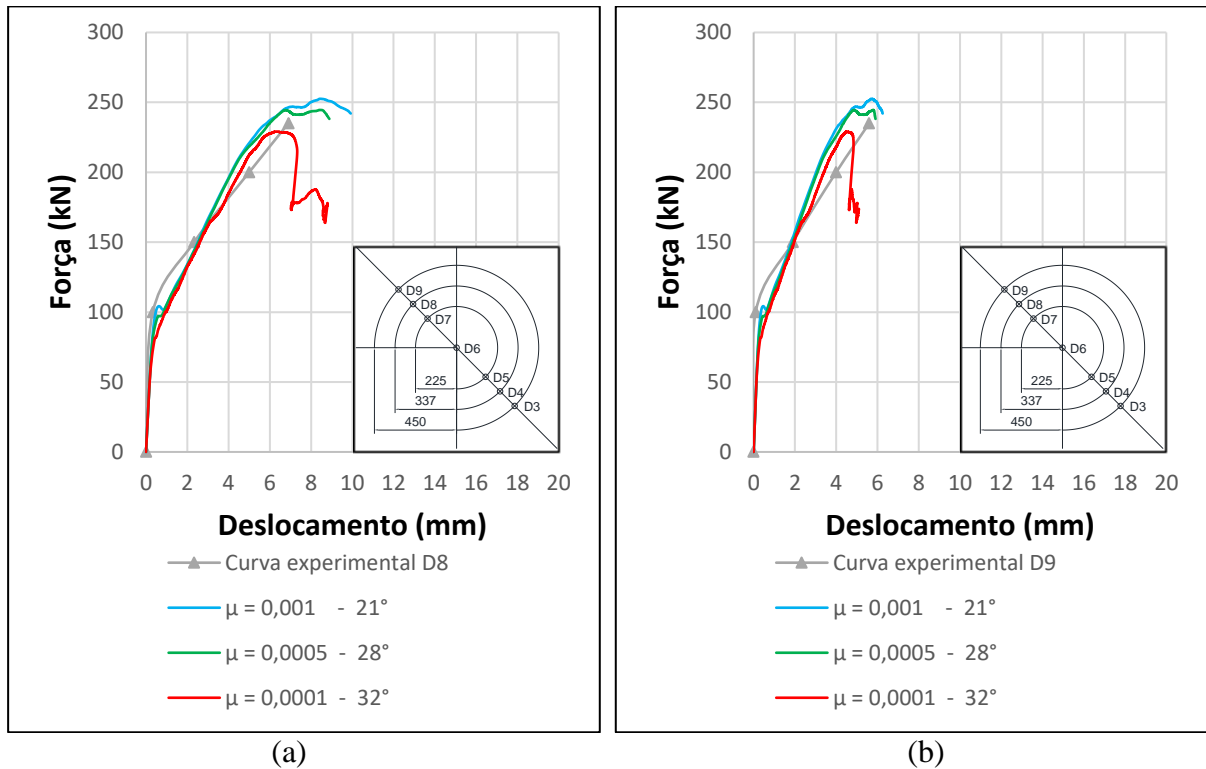
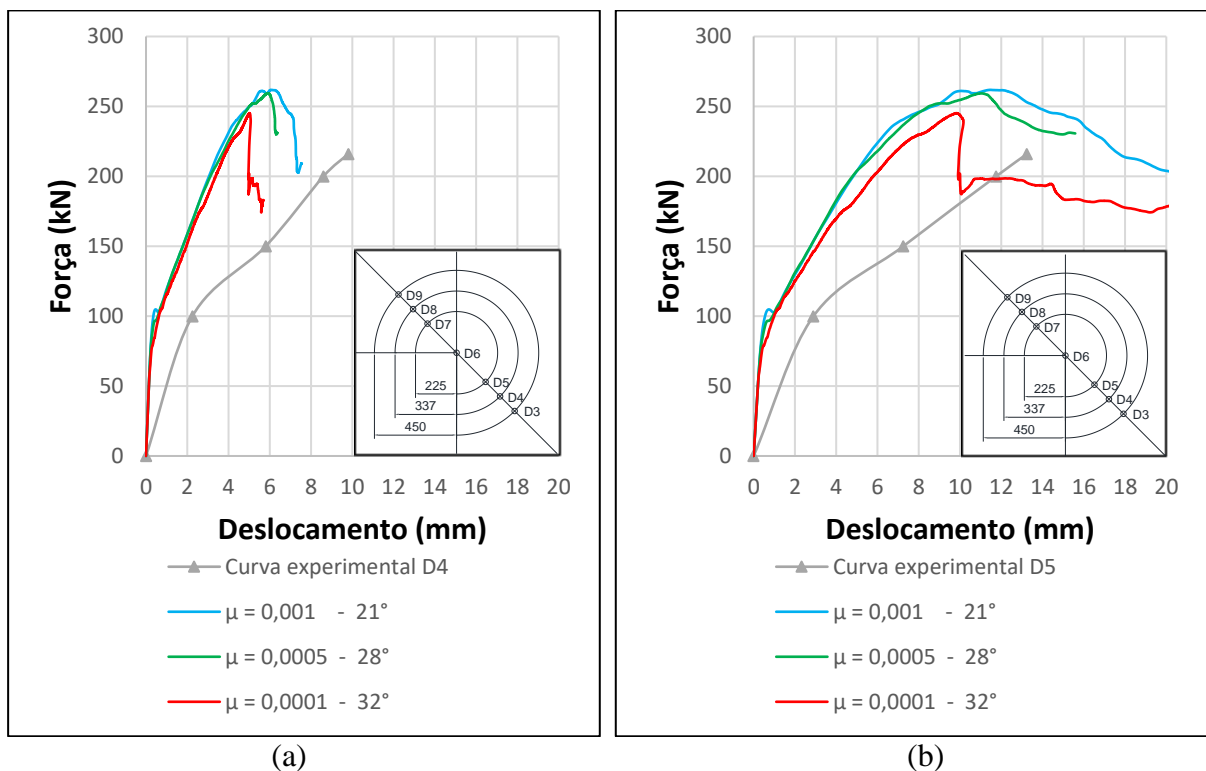


Figura 5.40: Curvas força x deslocamento para os pontos D8 (a) e D9 (b) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018)



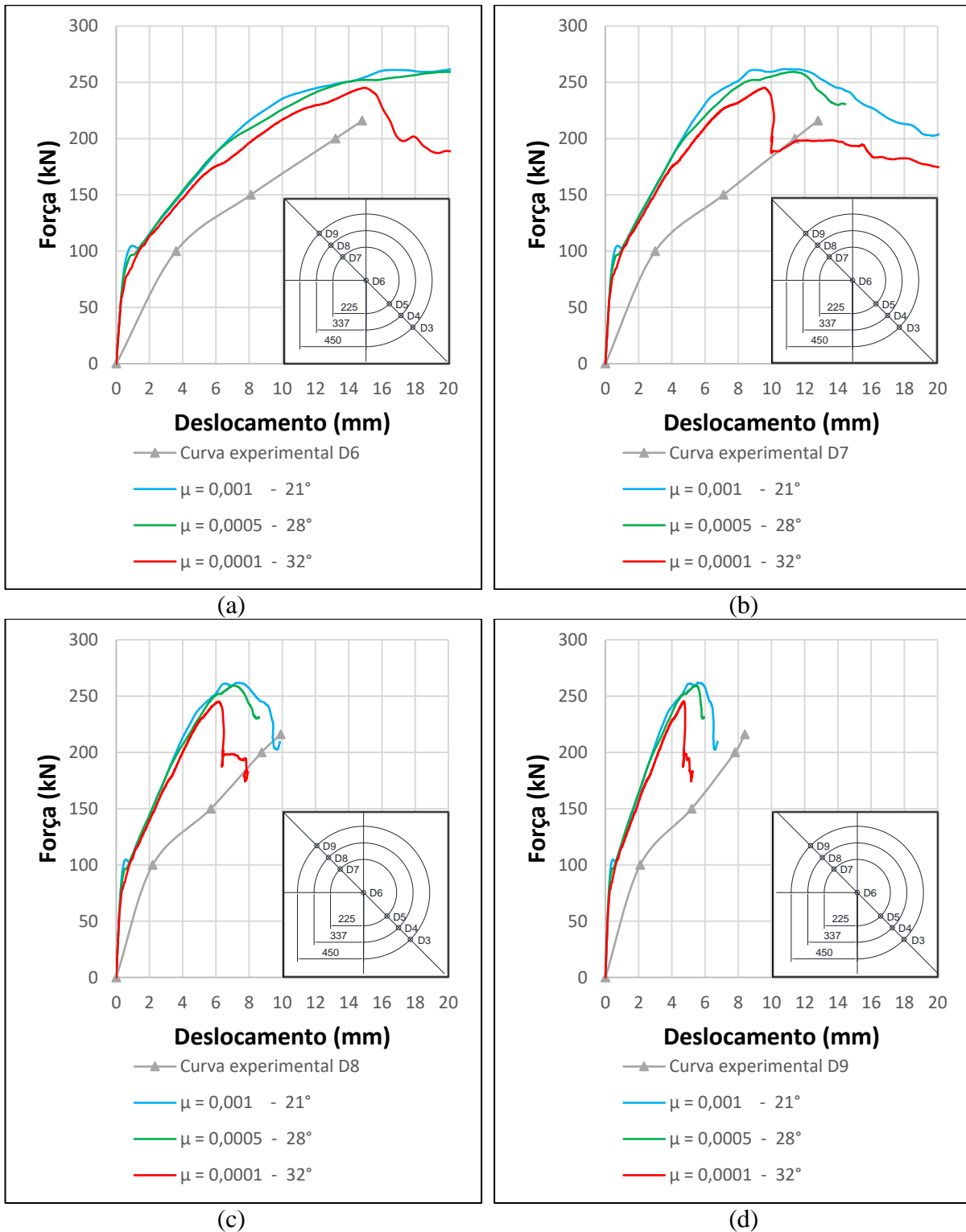
Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.41: Curvas força x deslocamento para os pontos D4 (a) e D5 (b) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

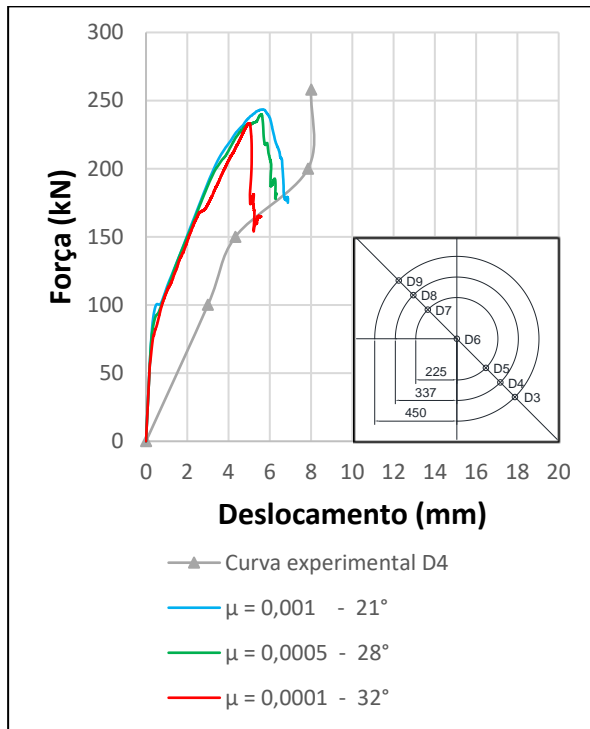
Figura 5.42: Curvas força x deslocamento para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018)



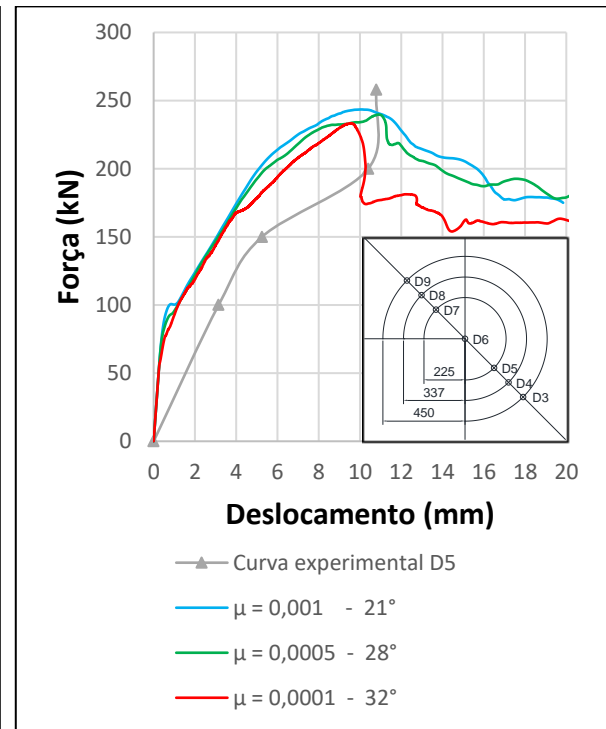
Fonte: O Autor (2021)

Nas Figuras 5.43 e 5.44 são apresentadas comparações entre os modelos calibrados e o modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018), com abertura localizada a 270mm do pilar.

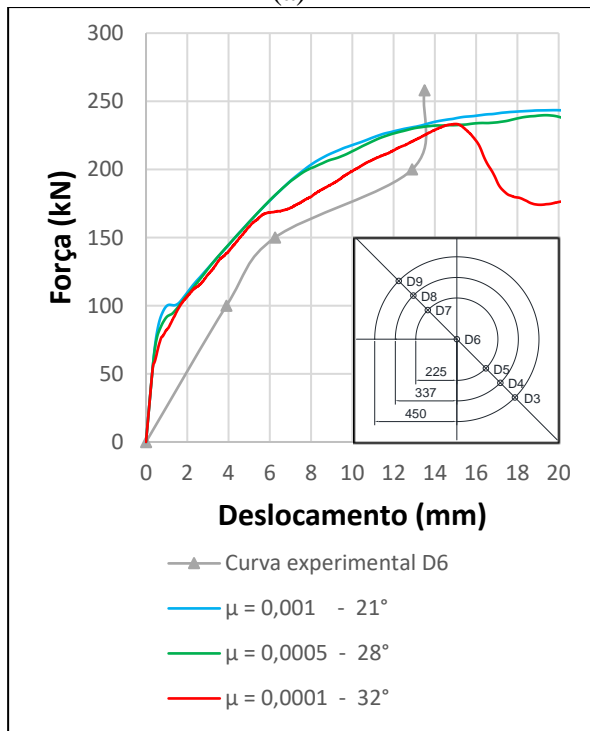
Figura 5.43: Curvas força x deslocamento para os pontos D4 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018)



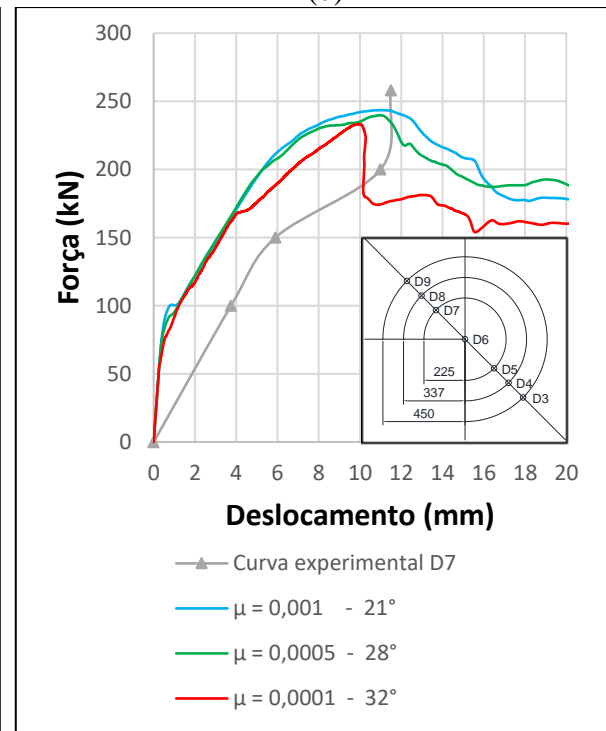
(a)



(b)



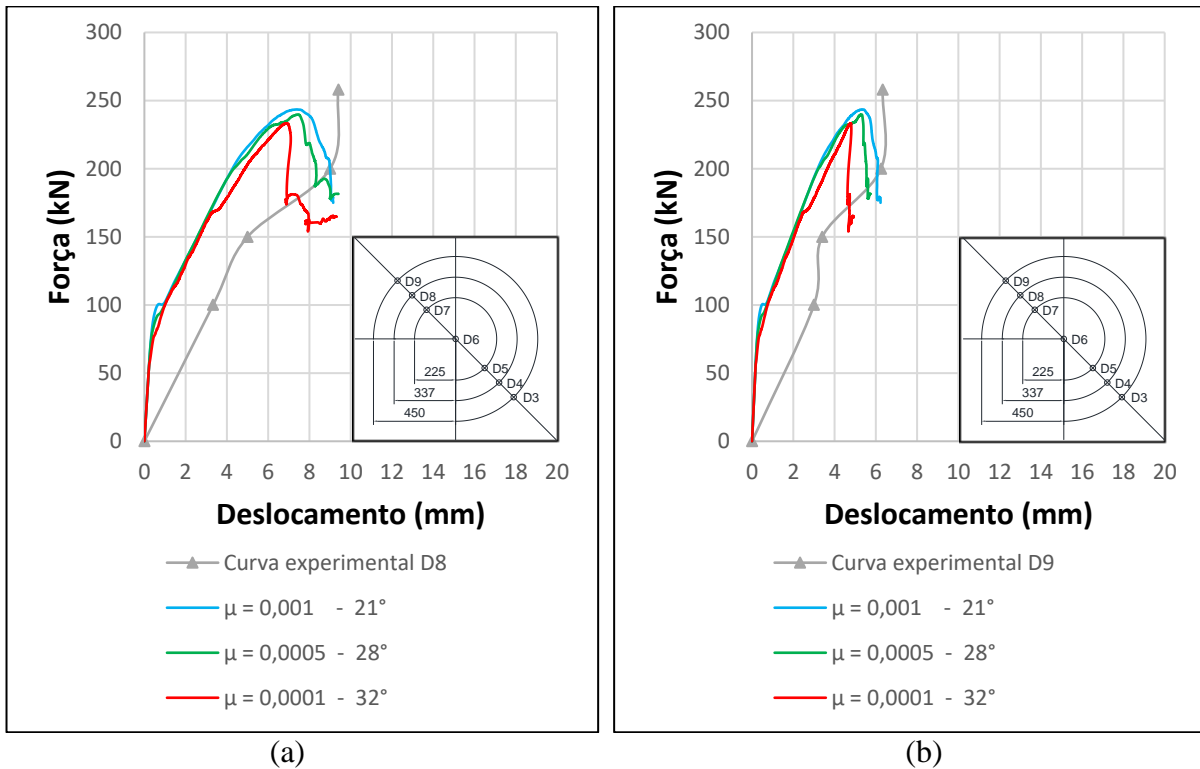
(c)



(d)

Fonte: O Autor (2021)

Figura 5.44: Curvas força x deslocamento para os pontos D8 (a) e D9 (b) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018)



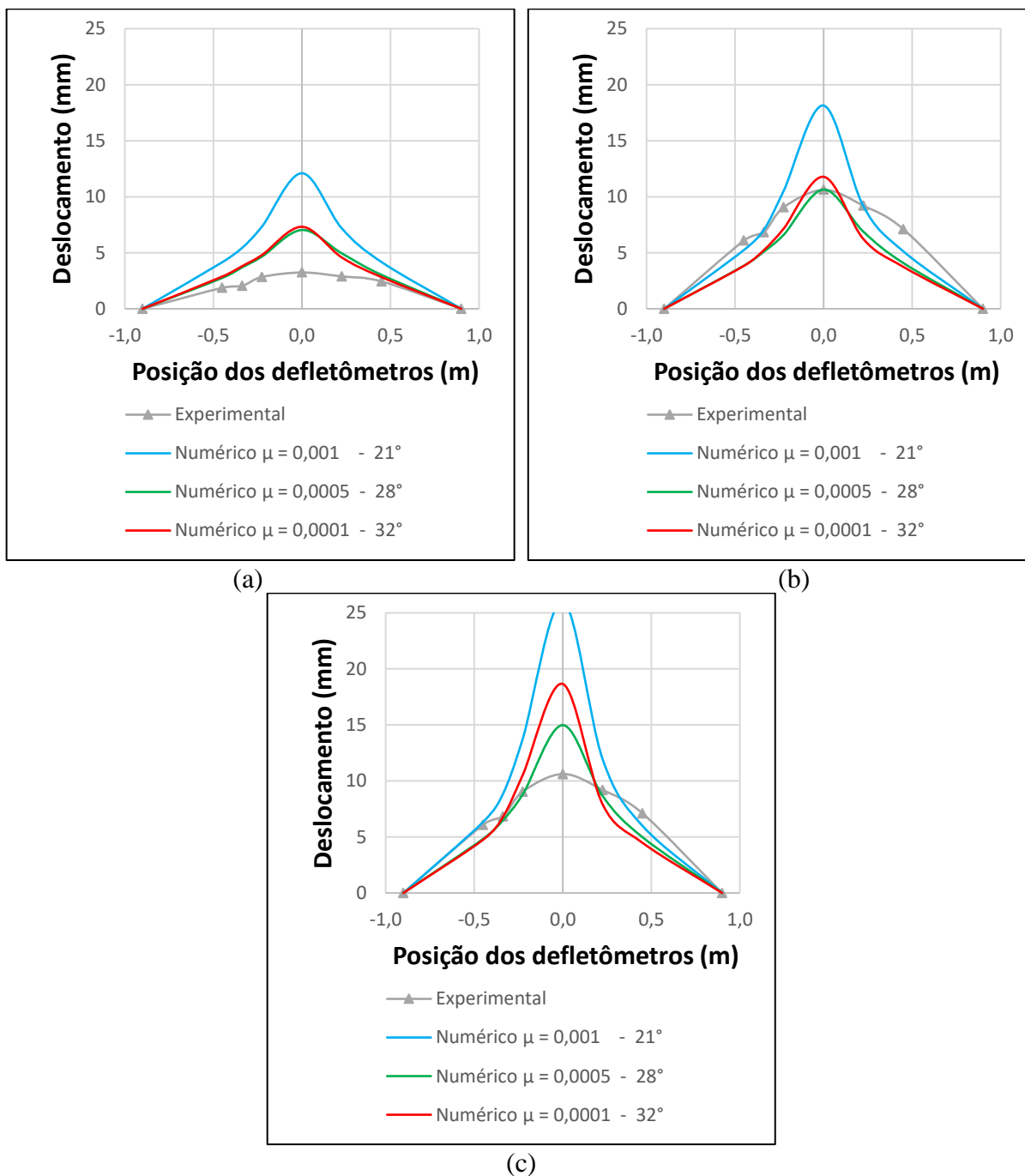
Fonte: O Autor (2021)

Percebeu-se, ao analisar as Figuras 5.37 a 5.44, que entre os modelos numéricos houveram similaridades nas curvas força x deslocamento por quase todo o carregamento empregado, indicando que a alteração do ângulo de dilatação do concreto e a viscosidade não influenciaram na rigidez dos modelos. Percebeu-se também que em vários pontos houve convergência de deslocamentos no ato da ruptura entre os modelos numéricos e os modelos experimentais.

Em relação ao modelo LF4, foi percebida certa discrepância de padrão de curva força x deslocamento no modelo experimental nos últimos 20% de inserção de carregamento. Essa discrepância não ocorreu nos modelos numéricos.

Além das curvas força x deslocamento, foram também montadas as deformadas dos modelos. Na Figura 5.45 são apresentadas as deformadas do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura adjacente ao pilar. O modelo numérico que mais se aproximou do experimental foi com a utilização de viscosidade igual a 0,0005 e ângulo de dilatação do concreto igual a 28°.

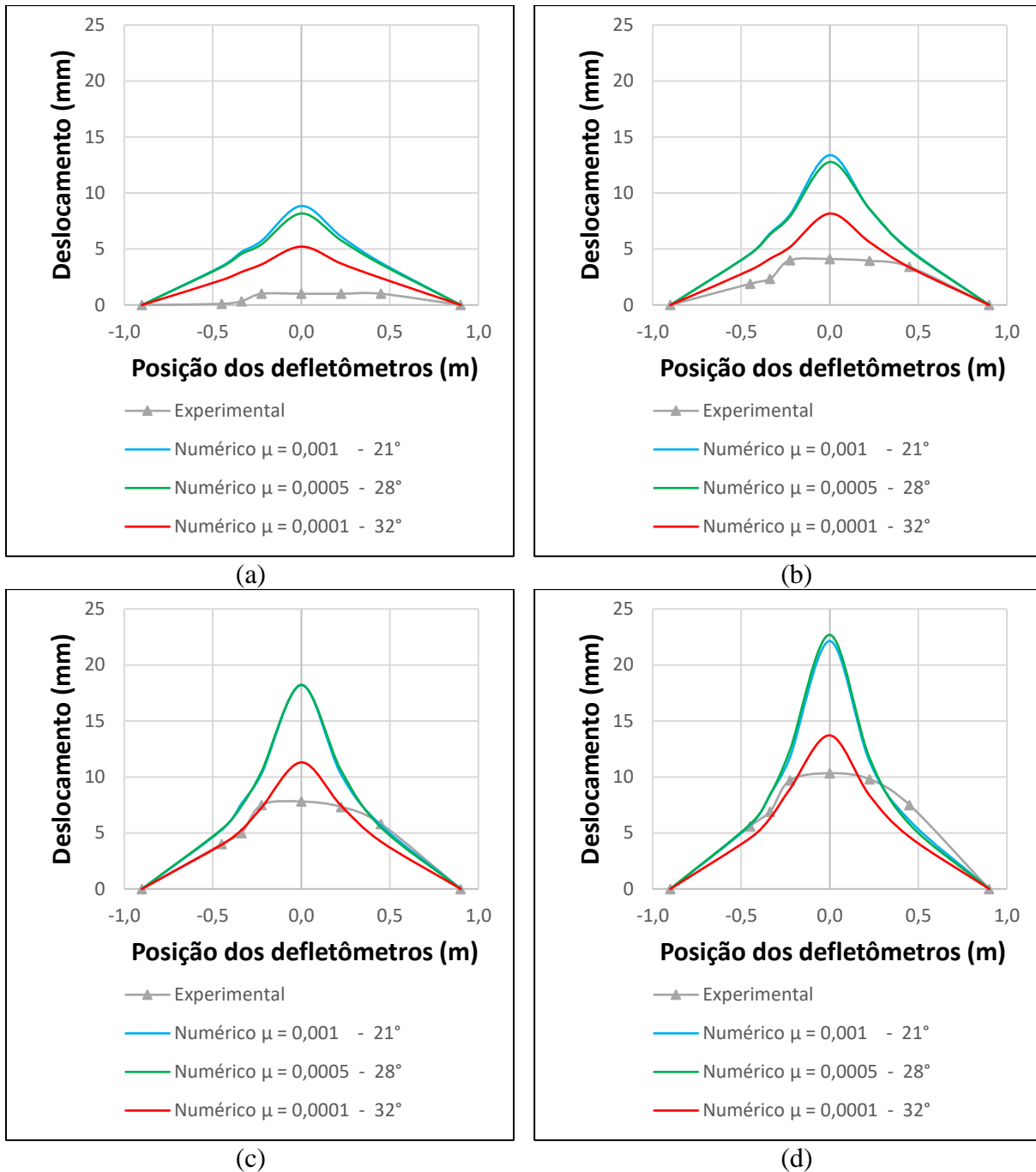
Figura 5.45: Deformação para 48,5% da carga total (a), 72,8% da carga total (b) e 100% da carga (c) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Na Figura 5.46 são apresentadas as deformadas do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura localizada a 90mm de distância pilar (1d). O modelo numérico que mais se aproximou do experimental foi com a utilização de viscosidade igual a 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto igual a 32° .

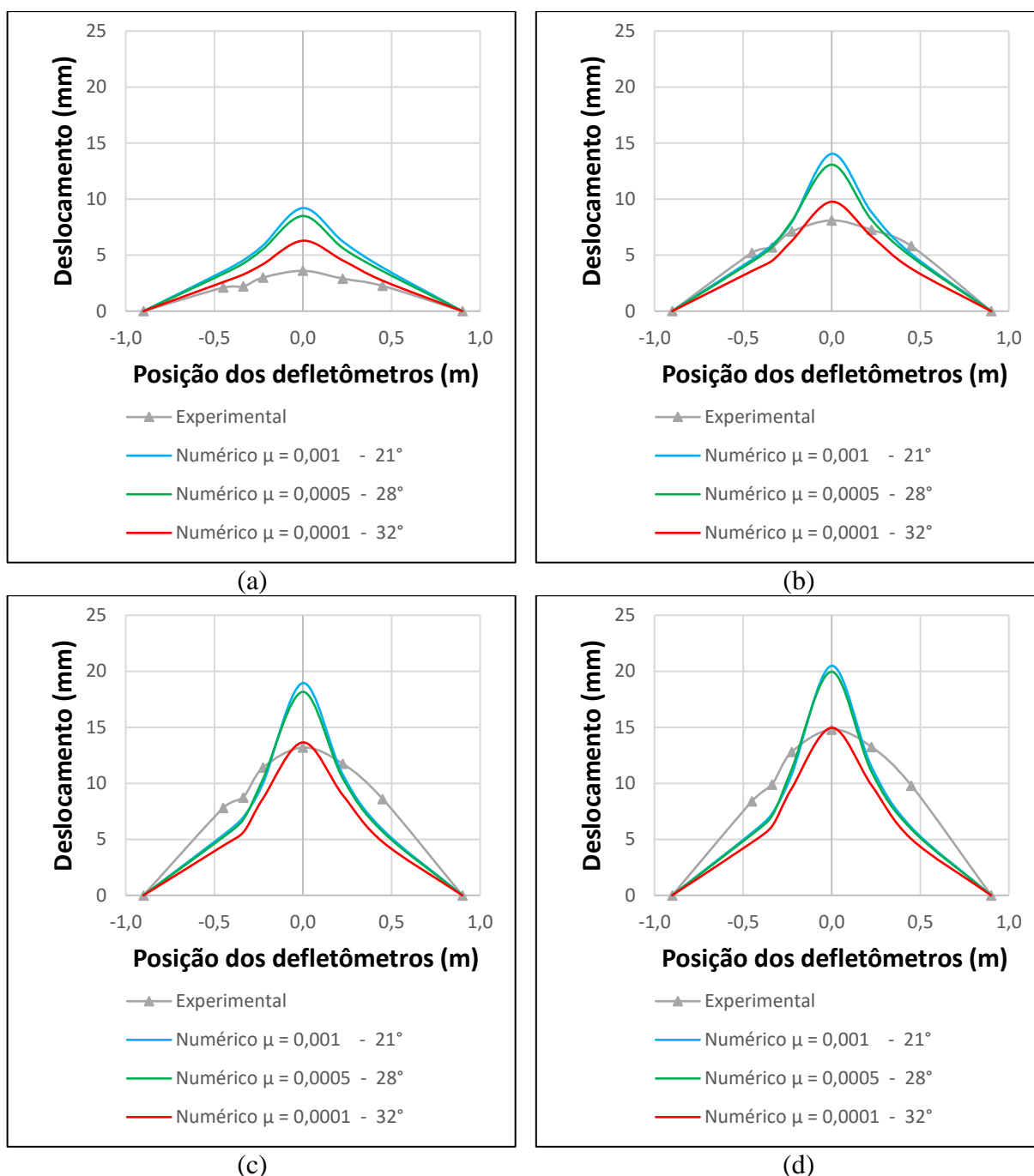
Figura 5.46: Deformação para 42,6% da carga total (a), 63,8% da carga total (b), 85% da carga total (c) e 100% da carga (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Na Figura 5.47 são apresentadas as deformadas do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura localizada a 180mm de distância pilar (2d). O modelo numérico que mais se aproximou do experimental foi com a utilização de viscosidade igual a 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto igual a 32° .

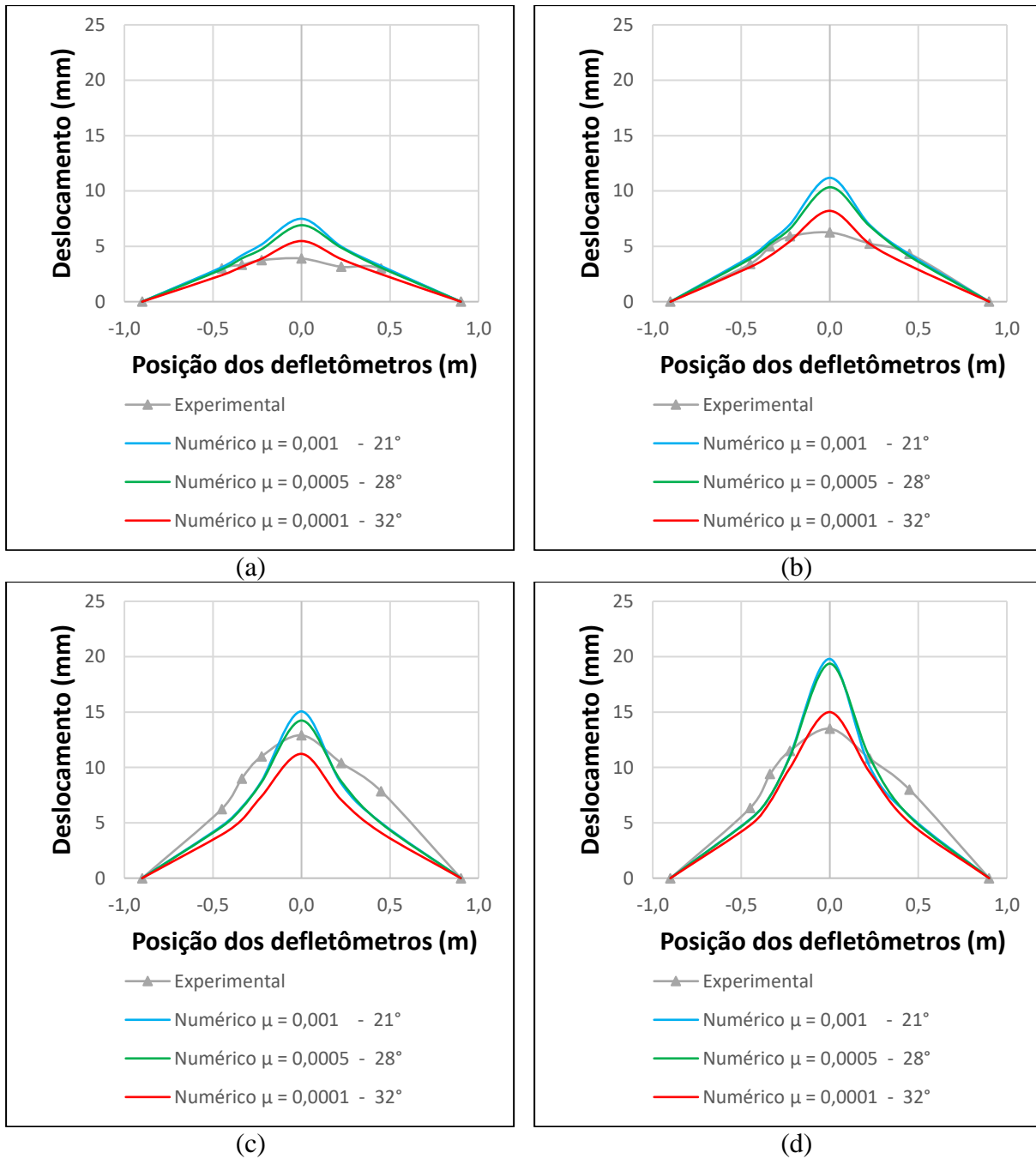
Figura 5.47: Deformação para 46,3% da carga total (a), 69,4% da carga total (b), 92,6% da carga total (c) e 100% da carga (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Na Figura 5.48 são apresentadas as deformadas do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018), que contém abertura localizada a 270mm de distância pilar (3d). O modelo numérico que mais se aproximou do experimental foi com a utilização de viscosidade igual a 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto igual a 32°.

Figura 5.48: Deformação para 38,8% da carga total (a), 58,1% da carga total (b), 77,5% da carga total (c) e 100% da carga (d) entre modelos numéricos calibrados e o modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Analisando as Figuras 5.44 a 5.48, foi percebido que dos 4 modelos ensaiados por Lourenço (2018), 3 deles tiveram maiores aproximações de deslocamento no centro da laje com o modelo numérico de menor viscosidade.

5.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O processo de calibração de modelo numérico em função do modelo experimental é complexo, em função de diversos fatores que podem alterar ou a rigidez do modelo, ou a carga de ruptura, ou a biela de compressão e etc. Uma das maiores dificuldades de se calibrar um modelo numérico é a falta de informações relativas ao modelo experimental. Na revisão bibliográfica foi comentado sobre muitos trabalhos experimentais, porém, boa parte dos trabalhos não apresentaram as informações do ensaio com adequada clareza que o modelo numérico necessita para sua elaboração.

Mediante essas dificuldades, foram escolhidos três trabalhos experimentais para serem utilizados como norteadores no processo de calibração, sendo eles: o trabalho de Souza (2008), Marques (2018) e Lourenço (2018). Como a forma de ensaiar os modelos de Souza (2008) foi diferente da forma de ensaiar os modelos de Marques (2018) e Lourenço (2018), os modelos numéricos apresentaram adaptações para cada processo, possibilitando se adequar melhor a cada autor.

Na primeira etapa de calibração, utilizada para os modelos de Souza (2008) com aplicação de força em 8 pontos da laje, foram encontradas curvas de força x deslocamento com aproximação satisfatória com as experimentais. Porém, houve bastante dificuldade de se obter a carga de ruptura no modelo. Nessa primeira etapa de calibração o foco foi trabalhar apenas as curvas força x deslocamento.

Na segunda etapa de calibração, utilizada para os modelos de Marques (2018) e Lourenço (2018) com aplicação de deslocamento no ponto central do modelo, foram comparados outros aspectos além da curva força x deslocamento, para melhor compreensão do comportamento estrutural. Em relação às curvas força-deslocamento, foi percebido maior rigidez nos modelos numéricos em relação aos modelos experimentais. Possivelmente, se houvesse um elemento de transferência de esforços entre as chapas metálicas e a laje de concreto como apoio elastomérico, essa diferença entre rigidezes seria reduzida, porém, segundo os trabalhos de Marques (2018) e Lourenço (2018), aparentemente, as chapas metálicas foram apoiadas diretamente na laje de concreto, sendo essa a consideração adotada na segunda etapa de calibração.

Para essa segunda etapa de calibração, nas verificações com modelos ensaiados por Lourenço (2018), os resultados referentes às tensões no concreto e armaduras foram mostradas

no Apêndice A e os resultados referentes ao dano do concreto foram mostrados no Apêndice B. Com exceção de um dos modelos estudados, quanto menor a viscosidade, maior a tensão de tração nas armaduras no modelo numérico.

Ao analisar os modelos numéricos calibrados, foi percebido que modelos com três viscosidades diferentes estudadas obtiveram carga de ruptura de acordo com os modelos experimentais. Porém, percebeu-se uma série de vantagens na utilização de viscosidades menores, podendo listar as seguintes:

- Com base nas cargas de ruptura, percebeu-se que quanto mais baixo o valor da viscosidade, mais se aproximaram os resultados numéricos e experimentais;
- Os deslocamentos no ato da ruptura dos modelos numéricos com viscosidade de 0,0001 e ângulo de dilatação igual a 32° foram mais próximos dos modelos experimentais;
- Ao se comparar os deslocamentos ao longo dos modelos numéricos com intensidade de carga diferentes, foi percebido que os modelos com viscosidade de 0,0001 e ângulo de dilatação igual a 32° apresentaram comportamento mais próximo com os modelos experimentais na maioria dos casos;
- Nas análises de tensões, foi percebido que o cone de punção do modelo numérico com viscosidade de 0,0001 e ângulo de dilatação igual a 32° ficou mais contido na região de maior fissuração do modelo experimental, confirmando a região de maiores tensões;
- O dano do concreto, apresentou comportamento similar em todos os modelos, porém, quanto menor a viscosidade, melhor a aproximação do dano com o padrão de fissuras do modelo experimental.

Contudo, com base nos dados apresentados, pode-se concluir que os três modelos calibrados serviram para estimar a carga de ruptura dos modelos experimentais estudados. Mas, o modelo numérico com viscosidade de 0,0001 e ângulo de dilatação igual a 32° apresentou comportamento estrutural mais próximo com o modelo experimental do que os outros modelos em análise.

Comparando o ângulo de dilatação de 32° encontrado para a menor viscosidade estudada, com os ângulos de dilatação indicados pela literatura estudada, o ângulo encontrado fica dentro da faixa indicada pela maioria dos autores (30° a 40°). Porém, nesse estudo também pôde-se entender que, como a viscosidade do concreto e o ângulo de dilatação são fatores

dependentes um do outro, em um processo de calibração deve-se verificar qual a melhor combinação entre eles, e não apenas adotar um valor para cada um conforme a literatura técnica indica. Contrariando Wosatko *et al* (2015), que utilizaram viscosidade de 0,01 e afirmaram que os resultados foram satisfatórios, o ângulo de dilatação do concreto deve ser o menor possível para melhorar a precisão dos resultados.

Mediante essa discussão referente à viscosidade, pode-se supor que a viscosidade adotada para a primeira etapa de calibração não foi a mais adequada, e, possivelmente deva ter contribuído para a dificuldade de determinação de carga de ruptura dos modelos numéricos.

Finalmente, pode-se concluir que para a determinação de uma boa calibração no modelo CDP, tendo as curvas tensão x deformação do concreto, deve-se estimar a menor viscosidade que se consiga processar o modelo numérico sem problemas de convergência, e com esse valor de viscosidade encontrar o ângulo de dilatação que melhor represente o modelo.

6 ESTUDO PARAMÉTRICO

O presente capítulo tem por objetivo apresentar um estudo paramétrico com base no modelo numérico calibrado no capítulo 5.

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

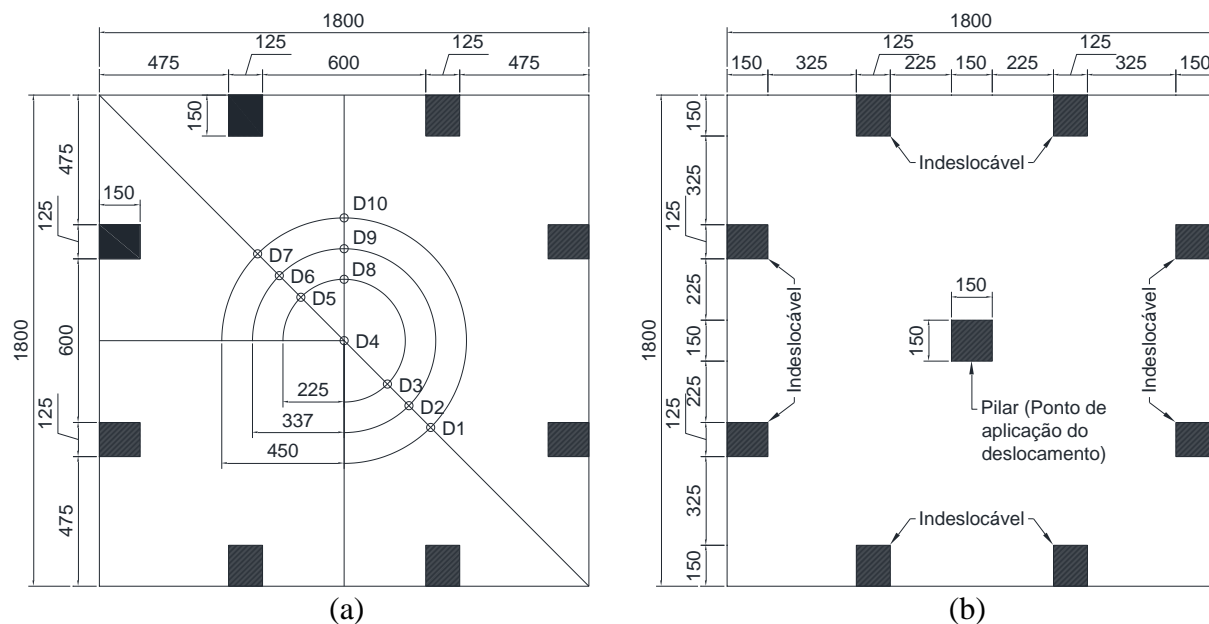
O principal foco deste estudo paramétrico foi a avaliação do comportamento à punção de lajes lisas com diferentes tamanhos e posicionamentos de aberturas. Para isso, foram mantidas as dimensões do modelo ensaiado por Marques (2018) e Lourenço (2018) (1800mm x 1800mm x 130mm), e foi adotado um concreto de referência com valores próximos aos utilizados por Marques (2018) e Lourenço (2018).

6.1.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS MODELOS UTILIZADOS

As principais variáveis das lajes são a existência ou não de aberturas, tamanho da abertura e distância em relação ao pilar. Na Figura 6.1 (a) é mostrado o modelo base com as dimensões do modelo e posicionamento dos pontos de leitura de deslocamento, enquanto na Figura 6.1 (b) é mostrada a laje de referência, com o posicionamento do pilar incluso.

Foram trabalhadas quatro sequências de processamento. Na Tabela 6.1 são mostrados todos os casos de processamento. A primeira (LA1), possui abertura de 150mm x 150mm, variando a distância desde adjacente ao pilar (face do pilar) à 4d (quatro vezes a altura útil) do pilar (Figura 6.2). A segunda (LA2), possui abertura de 150mm x 150mm, variando a distância desde adjacente ao pilar (quina do pilar) à 4d (quatro vezes a altura útil) do pilar (Figura 6.3). A terceira (LA3), possui abertura de 300mm x 300mm, variando a distância desde adjacente ao pilar (face do pilar) à 4d (quatro vezes a altura útil) do pilar (Figura 6.4). A quarta (LA4), possui abertura de 300mm x 300mm, variando a distância desde adjacente ao pilar (quina do pilar) à 4d (quatro vezes a altura útil) do pilar (Figura 6.5).

Figura 6.1: Pontos de leitura de deslocamento dos modelos em estudo (a) características do modelo de referência – LR (b) – Dimensões em mm



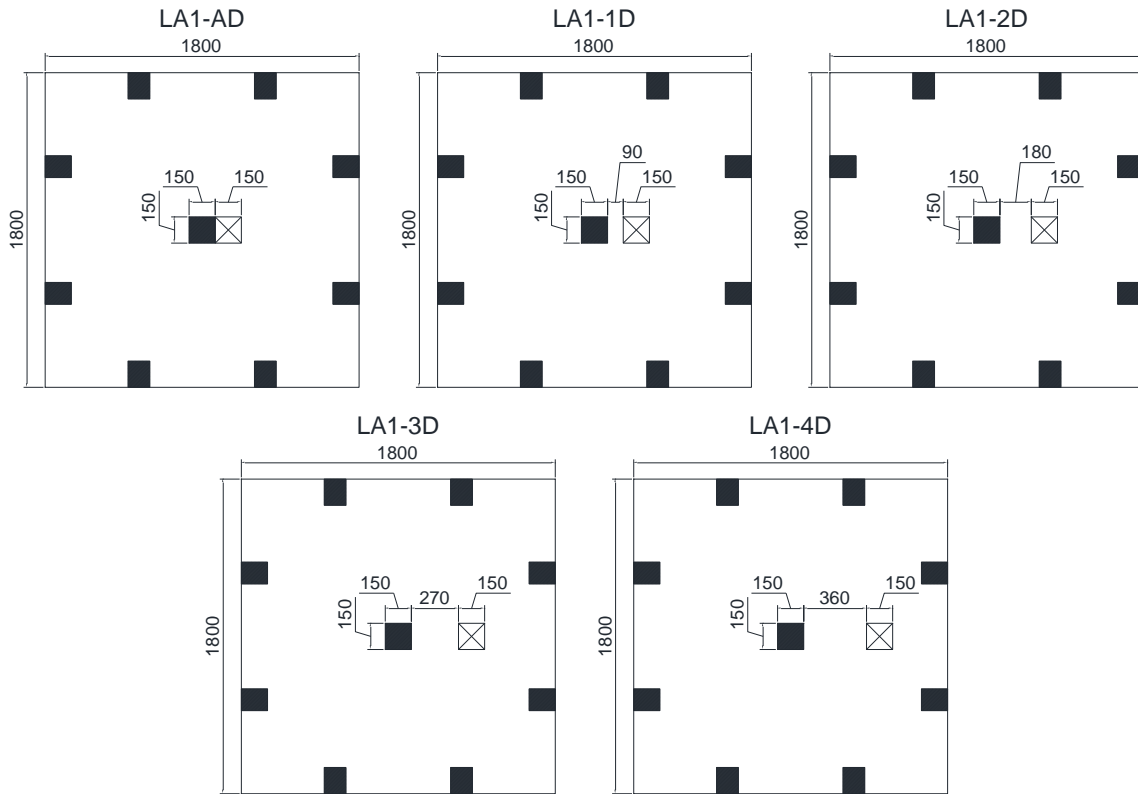
Fonte: O Autor (2021)

Tabela 6.1: Especificações de modelos do estudo paramétrico

Modelo	Dimensões da abertura (mm)	Direção da abertura em função do pilar	Distância do pilar (mm)
LR	-	-	-
LA1-AD	150 x 150	Perpendicular a um dos lados	Adjacente
LA1-1D			90
LA1-2D			180
LA1-3D			270
LA1-4D	360		
LA2-AD	150 x 150	Na diagonal	Adjacente
LA2-1D			90
LA2-2D			180
LA2-3D			270
LA2-4D	360		
LA3-AD	300 x 300	Perpendicular a um dos lados	Adjacente
LA3-1D			90
LA3-2D			180
LA3-3D			270
LA3-4D	360		
LA4-AD	300 x 300	Na diagonal	Adjacente
LA4-1D			90
LA4-2D			180
LA4-3D			270
LA4-4D	360		

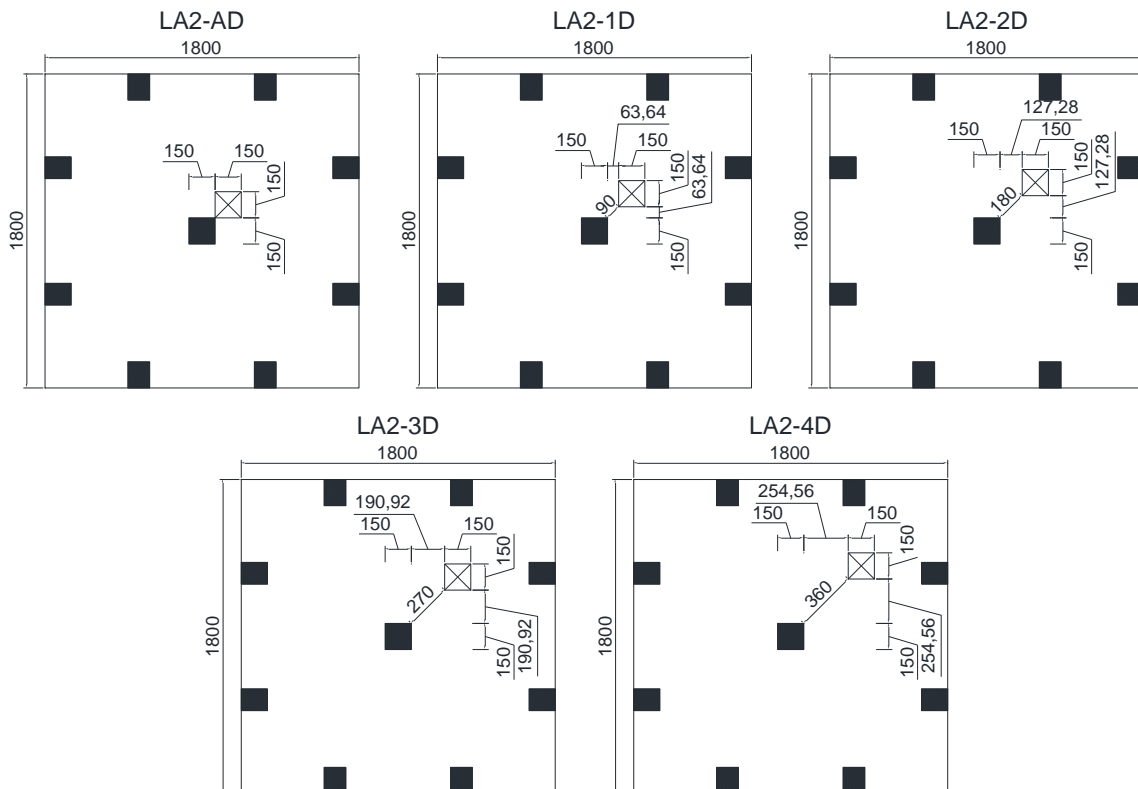
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.2: Especificação da primeira sequência de processamentos do estudo paramétrico



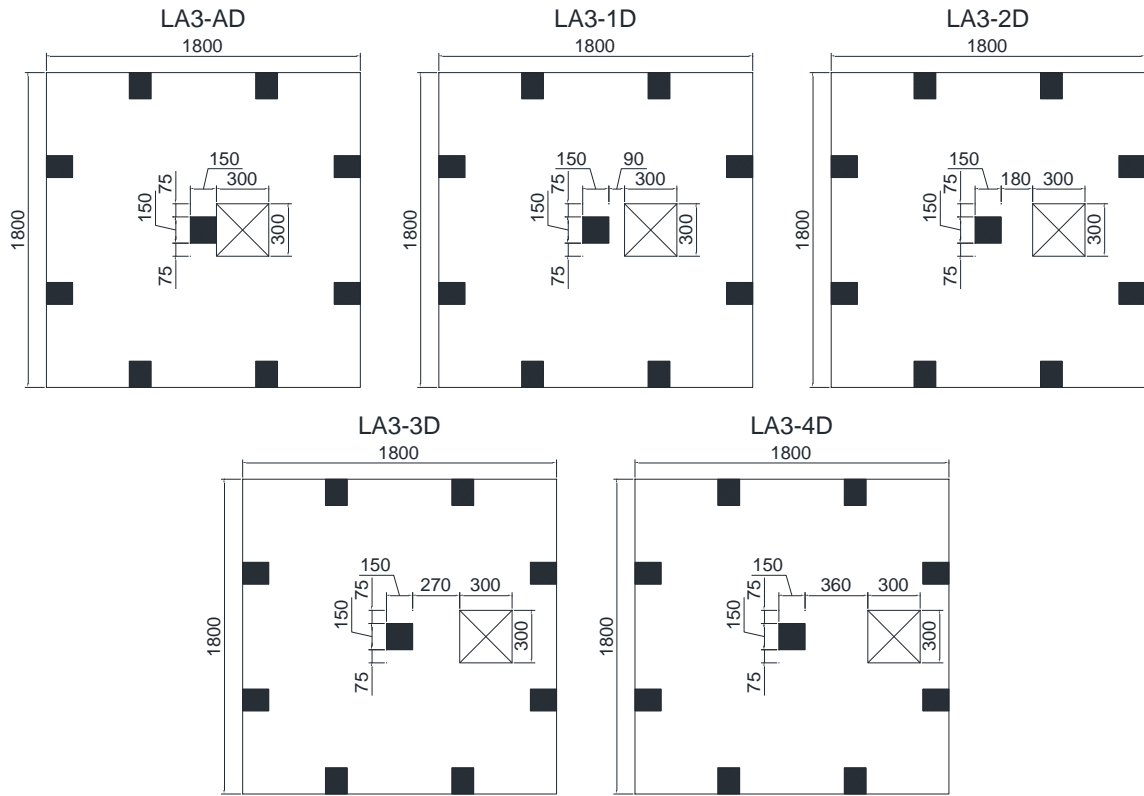
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.3: Especificação da segunda sequência de processamentos do estudo paramétrico



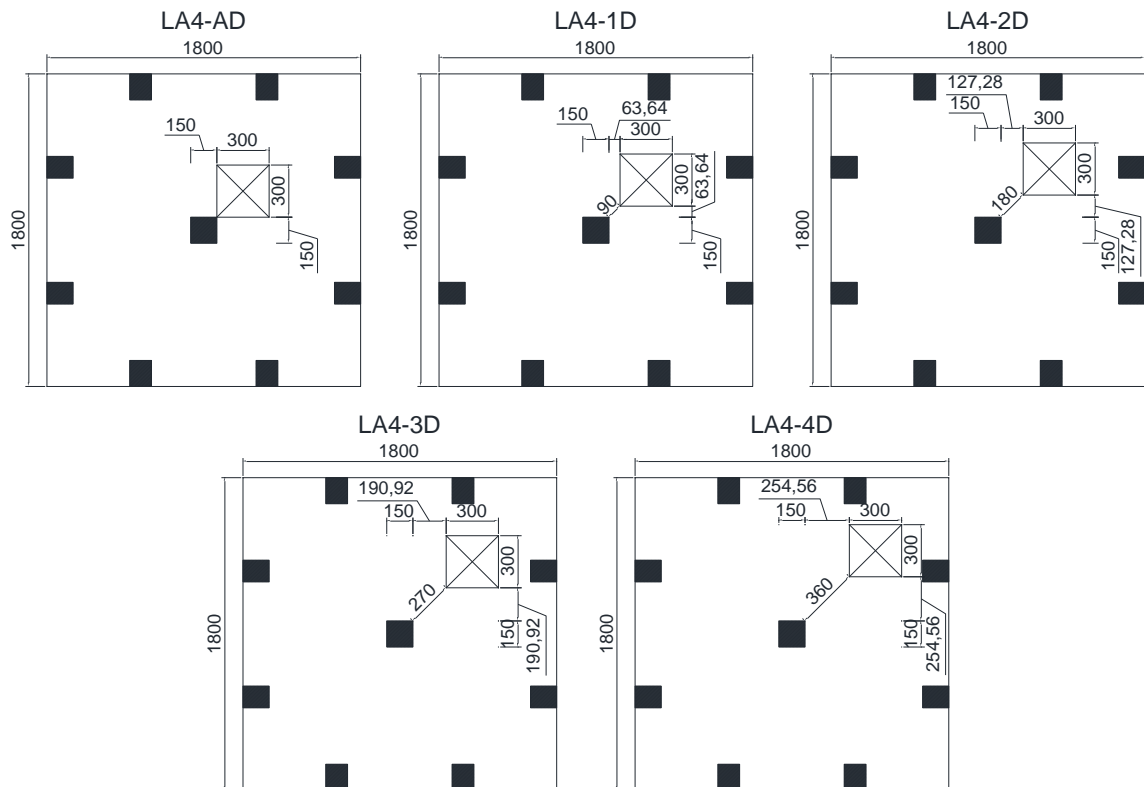
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.4: Especificação da terceira sequência de processamentos do estudo paramétrico



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.5: Especificação da quarta sequência de processamentos do estudo paramétrico



Fonte: O Autor (2021)

6.1.2 ESPECIFICAÇÕES DAS ARMADURAS PARA OS MODELOS ESTUDADOS

Foram adotados para os modelos do estudo paramétrico a mesma especificação de detalhamento das armaduras que Marques (2018) e Lourenço (2018) adotaram. Eles utilizaram como armadura negativa 20 $\phi 12,5$ em cada direção, e como armadura positiva 12 $\phi 6,3$ em cada direção. Foram também adotados grampos de $\phi 6,3$ c/9 em todo o contorno da laje, com 40cm de comprimento, e grampo $\phi 12,5$ com 20cm de comprimento para cada barra negativa interrompida na região das aberturas. No Apêndice C podem ser visualizadas todas as armaduras das lajes em estudo.

Seguindo o procedimento utilizada por Lourenço (2018), nas regiões com aberturas foram interrompidas as armaduras de flexão. O cálculo da taxa de armadura das lajes, assim como no trabalho de Lourenço (2018), foi realizado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), utilizando as Equações 6.1 à 6.3.

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (\text{Equação 6.1})$$

Em que:

$$\rho_x = \frac{100 \cdot n_x \cdot A_{1\phi 12,5}}{A_{cx}} \quad (\text{Equação 6.2})$$

$$\rho_y = \frac{100 \cdot n_y \cdot A_{1\phi 12,5}}{A_{cy}} \quad (\text{Equação 6.2})$$

Sendo:

n_x = Número de barras negativas que cortam o eixo x, situadas na região envolvendo o pilar (150mm) mais 3d (270mm) para cada lado. No caso das barras interrompidas devido à presença da abertura, estas foram desprezadas.

n_y = Número de barras negativas que cortam o eixo y, situadas na região envolvendo o pilar (150mm) mais 3d (270mm) para cada lado. No caso das barras interrompidas devido à presença da abertura, estas foram desprezadas.

$$A_{1\phi 12,5} = \frac{\pi \cdot 1,25^2}{4} = 1,227 \text{ cm}^2$$

A_{cx} = Área de concreto no eixo x envolvendo o pilar (150mm) mais 3d (270mm) para cada lado e a altura útil da laje (foi considerado 90mm para as duas direções).

A_{cy} = Área de concreto no eixo y envolvendo o pilar (150mm) mais 3d (270mm) para cada lado e a altura útil da laje (foi considerado 90mm para as duas direções).

Na Tabela 6.2 podem ser visualizadas as taxas de armadura de todas as lajes.

Tabela 6.2: Taxa de armadura dos modelos do estudo paramétrico

Modelo	Direção x		Direção y		Taxa de armadura
	Nº de barras	Taxa de armadura em x	Nº de barras	Taxa de armadura em y	
RF	8	1,58	8	1,58	1,58
LA1-AD	6	1,19	7	1,38	1,28
LA1-1D	6	1,19	6	1,19	1,19
LA1-2D	6	1,19	7	1,38	1,28
LA1-3D	6	1,19	8	1,58	1,37
LA1-4D	6	1,19	8	1,58	1,37
LA2-AD	6	1,19	6	1,19	1,19
LA2-1D	6	1,19	6	1,19	1,19
LA2-2D	6	1,19	6	1,19	1,19
LA2-3D	7	1,38	7	1,38	1,38
LA2-4D	8	1,58	8	1,58	1,58
LA3-AD	4	0,79	5	0,99	0,88
LA3-1D	4	0,79	6	1,19	0,97
LA3-2D	4	0,79	7	1,38	1,05
LA3-3D	4	0,79	8	1,58	1,12
LA3-4D	4	0,79	8	1,58	1,12
LA4-AD	5	0,99	5	0,99	0,99
LA4-1D	6	1,19	6	1,19	1,19
LA4-2D	6	1,19	6	1,19	1,19
LA4-3D	7	1,38	7	1,38	1,38
LA4-4D	8	1,58	8	1,58	1,58

Fonte: O Autor (2021)

Em relação às características mecânicas, foram adotados os mesmos dados dos modelos LF1 à LF3 ensaiados por Lourenço (2018). Essas características podem ser visualizadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Propriedades mecânicas dos aços utilizados no estudo paramétrico

Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (GPa)
6,3	649	766	273
12,5	563	728	198

Sendo:
 f_y = Tensão de escoamento do aço;
 f_u = Resistência à ruptura do aço;
 ϵ_y = Deformação de escoamento do aço;
 E_s = Módulo de elasticidade do aço.

Fonte: O Autor (2021)

6.1.3 ESPECIFICAÇÕES DO CONCRETO PARA OS MODELOS ESTUDADOS

Foi adotado um concreto de 40 MPa, e, como um dos modelos de Lourenço (2018) possui concreto com essa resistência, também foi adotada a resistência à tração conforme o autor. O módulo de elasticidade que Lourenço (2018) encontrou ficou muito próximo do módulo secante da NBR 6118 (ABNT, 2014). Portanto, foi adotado o módulo conforme a norma. As características mecânicas do concreto utilizado são apresentadas na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Propriedades mecânicas do concreto utilizado no estudo paramétrico

Laje	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{ct} (MPa)
Todas	40,0	31,876	4,0

Sendo:
 f_c = Resistência à compressão do concreto;
 E_c = Módulo de elasticidade do concreto;
 f_{ct} = Resistência à tração do concreto.

Fonte: O Autor (2021)

Foi utilizado o modelo CDP para simular o comportamento do concreto. Na Tabela 6.5 são apresentados os valores adotados para inserção no modelo.

Tabela 6.5: Parâmetros adotados no modelo CDP

Parâmetro	Ângulo de dilatação	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	K_c	Viscosidade
Valor	32	0,1	1,16	0,6667	0,0001

Fonte: O Autor (2021)

Os valores de dano, tensão e deformação, utilizados na tração e compressão do concreto para o estudo paramétrico são apresentados nas Tabelas 6.6 e 6.7.

Para a representação do elemento concreto, foi utilizado o C3D8R, enquanto para a representação do aço, foi utilizado o T3D2.

Para a ligação entre concreto e aço, utilizou-se a ligação *Embedded region*. Já a ligação entre placas de aço e concreto, utilizou-se uma ligação de contato *Surface to surface contact*.

Tabela 6.6: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à tração e o dano no modelo CDP para o estudo paramétrico

σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt	σ_v	ϵ_{inel}	Dt
4,0005	0,00000	0,0	0,7201	0,00032	0,8200	0,3968	0,00054	0,9008
3,6684	0,00002	0,0829	0,6849	0,00033	0,8288	0,3874	0,00055	0,9032
3,1509	0,00005	0,2123	0,6532	0,00034	0,8367	0,3784	0,00057	0,9054
2,6743	0,00008	0,3314	0,6246	0,00036	0,8438	0,3699	0,00058	0,9075
2,2848	0,00010	0,4288	0,5986	0,00037	0,8503	0,3618	0,00059	0,9095
1,9764	0,00013	0,5059	0,5749	0,00038	0,8563	0,3542	0,00060	0,9115
1,7325	0,00015	0,5669	0,5532	0,00040	0,8617	0,3469	0,00062	0,9133
1,5380	0,00017	0,6155	0,5333	0,00041	0,8667	0,3399	0,00063	0,9150
1,3807	0,00018	0,6548	0,5149	0,00042	0,8713	0,3333	0,00064	0,9167
1,2517	0,00020	0,6871	0,4979	0,00044	0,8755	0,3269	0,00065	0,9183
1,1445	0,00022	0,7139	0,4821	0,00045	0,8795	0,3209	0,00067	0,9198
1,0542	0,00023	0,7364	0,4674	0,00046	0,8832	0,3151	0,00068	0,9212
0,9774	0,00025	0,7556	0,4537	0,00048	0,8866	0,3095	0,00069	0,9226
0,9113	0,00026	0,7722	0,4408	0,00049	0,8898	0,3041	0,00071	0,9240
0,8540	0,00027	0,7865	0,4288	0,00050	0,8928	0,2990	0,00072	0,9252
0,8038	0,00029	0,7991	0,4175	0,00051	0,8956	0,2941	0,00073	0,9265
0,7594	0,00030	0,8101	0,4069	0,00053	0,8983	0,2894	0,00074	0,9277

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 6.7: Valores para inserção da curva tensão x deformação do concreto à compressão e o dano no modelo CDP para o estudo paramétrico

σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc	σ_v	ϵ_{inel}	Dc
12,0045	0,0000	0,0000	14,3571	0,0045	0,6411	6,6518	0,0084	0,8337
31,8578	0,00019	0,0000	13,5416	0,0048	0,6615	6,4516	0,0086	0,8387
37,8795	0,0004	0,0000	12,8046	0,0050	0,6799	6,2628	0,0088	0,8434
40,0800	0,0007	0,0000	12,1366	0,0052	0,6966	6,0843	0,0090	0,8479
39,3721	0,0010	0,0157	11,5289	0,0054	0,7118	5,9154	0,0092	0,8521
37,5900	0,0012	0,0602	10,9745	0,0056	0,7256	5,7554	0,0094	0,8561
35,2265	0,0015	0,1193	10,4672	0,0059	0,7383	5,6036	0,0096	0,8599
32,6493	0,0018	0,1838	10,0015	0,0061	0,7500	5,4595	0,0098	0,8635
30,0900	0,0021	0,2478	9,5729	0,0063	0,7607	5,3223	0,0100	0,8669
27,6745	0,0023	0,3081	9,1773	0,0065	0,7706	5,1918	0,0102	0,8702
25,4594	0,0026	0,3635	8,8113	0,0067	0,7797	5,0673	0,0104	0,8733
23,4608	0,0029	0,4135	8,4718	0,0069	0,7882	4,9486	0,0106	0,8763
21,6730	0,0031	0,4582	8,1562	0,0071	0,7961	4,8352	0,0108	0,8791
20,0800	0,0034	0,4980	7,8622	0,0073	0,8034	4,7268	0,0110	0,8818
18,6621	0,0036	0,5334	7,5877	0,0075	0,8103	4,6231	0,0112	0,8844
17,3991	0,0038	0,5650	7,3309	0,0077	0,8167	4,5237	0,0114	0,8869
16,2717	0,0041	0,5932	7,0903	0,0079	0,8227	4,4285	0,0116	0,8893
15,2628	0,0043	0,6184	6,8643	0,0081	0,8284	4,3371	0,0118	0,8916

Fonte: O Autor (2021)

Para a determinação da energia de fraturação, também foi utilizada a Equação 4.23, gerando um valor de 0,07795 N/mm.

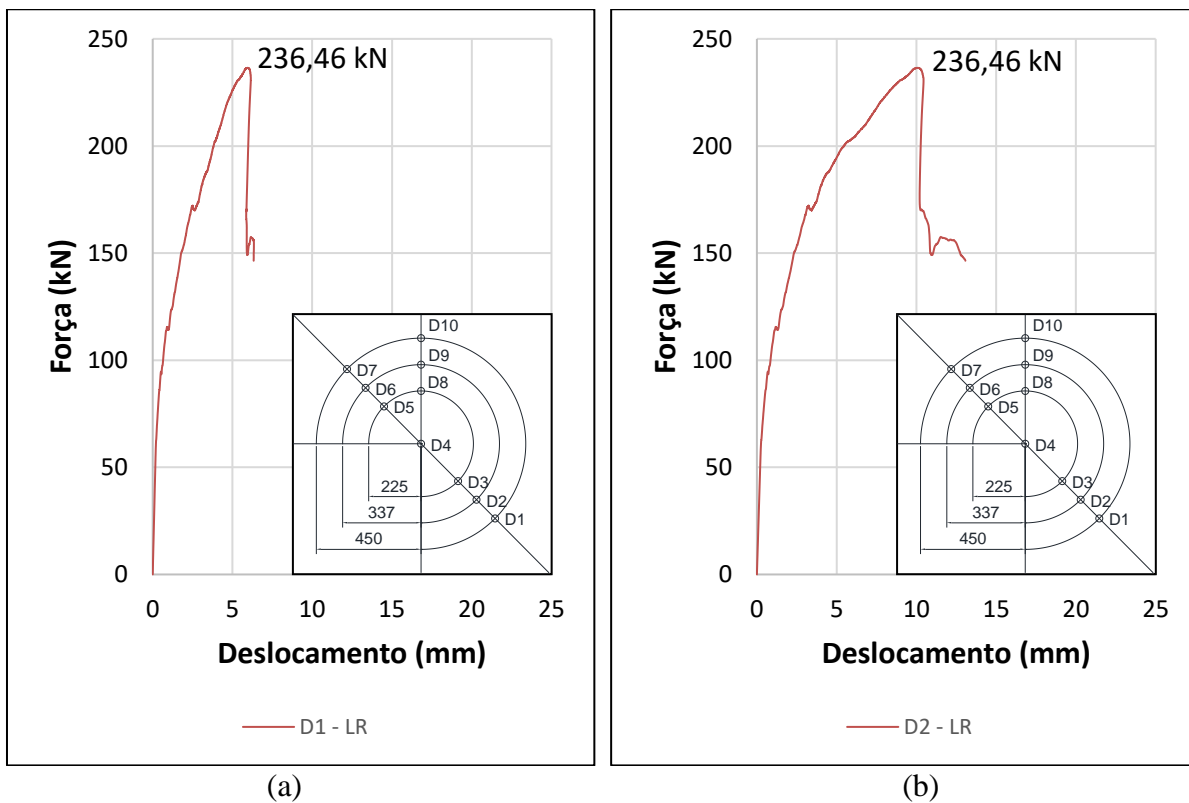
6.2 RESULTADOS DE PROCESSAMENTO DO MODELO DE REFERÊNCIA

Foi realizado um modelo de referência, sem abertura, para se estabelecer um parâmetro de comparação com os modelos com abertura. Neste tópico são apresentados os resultados do processamento desse modelo.

6.2.1 DESLOCAMENTOS DO MODELO DE REFERÊNCIA

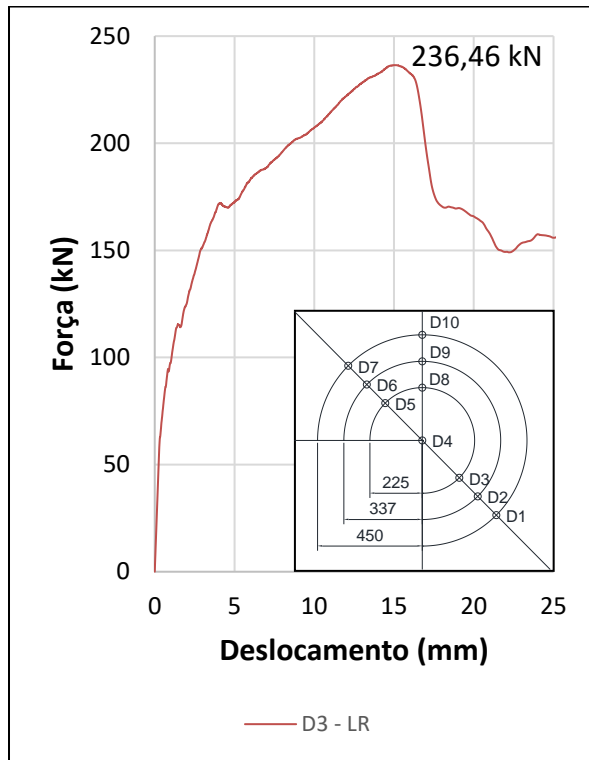
Conforme apresentado na Figura 6.1(a), foram estabelecidos 10 pontos de leitura de deslocamento no modelo numérico. Nas Figuras 6.6 a 6.8 são apresentados esses deslocamentos.

Figura 6.6: Curvas força x deslocamento do modelo referência (LR) para os pontos D1 (a) e D2 (b)

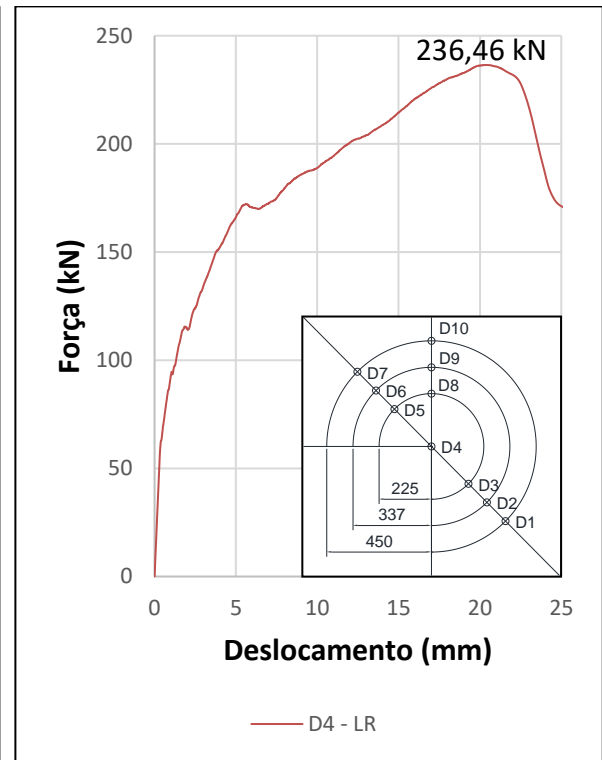


Fonte: O Autor (2021)

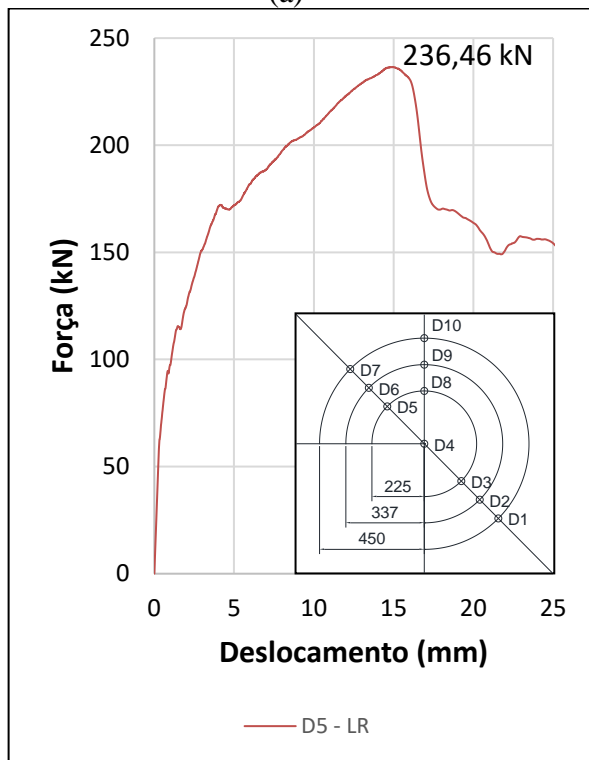
Figura 6.7: Curvas força x deslocamento do modelo referência (LR) para os pontos D3 (a), D4 (b), D5 (c) e D6 (d)



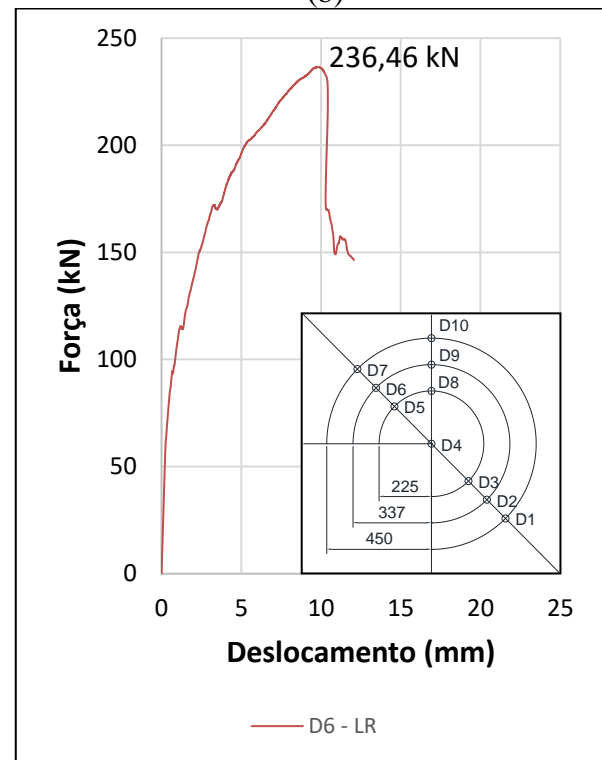
(a)



(b)



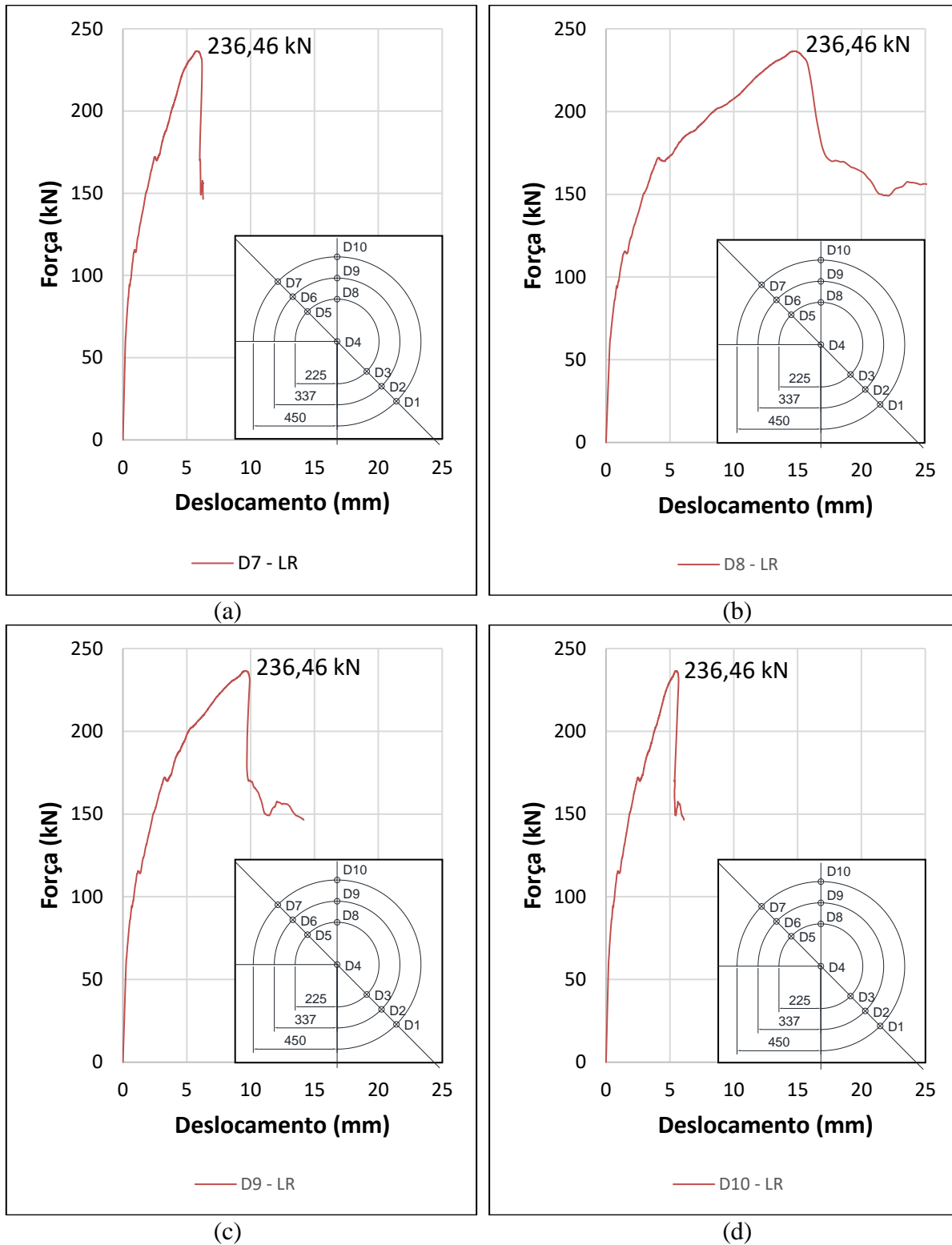
(c)



(d)

Fonte: O Autor (2021)

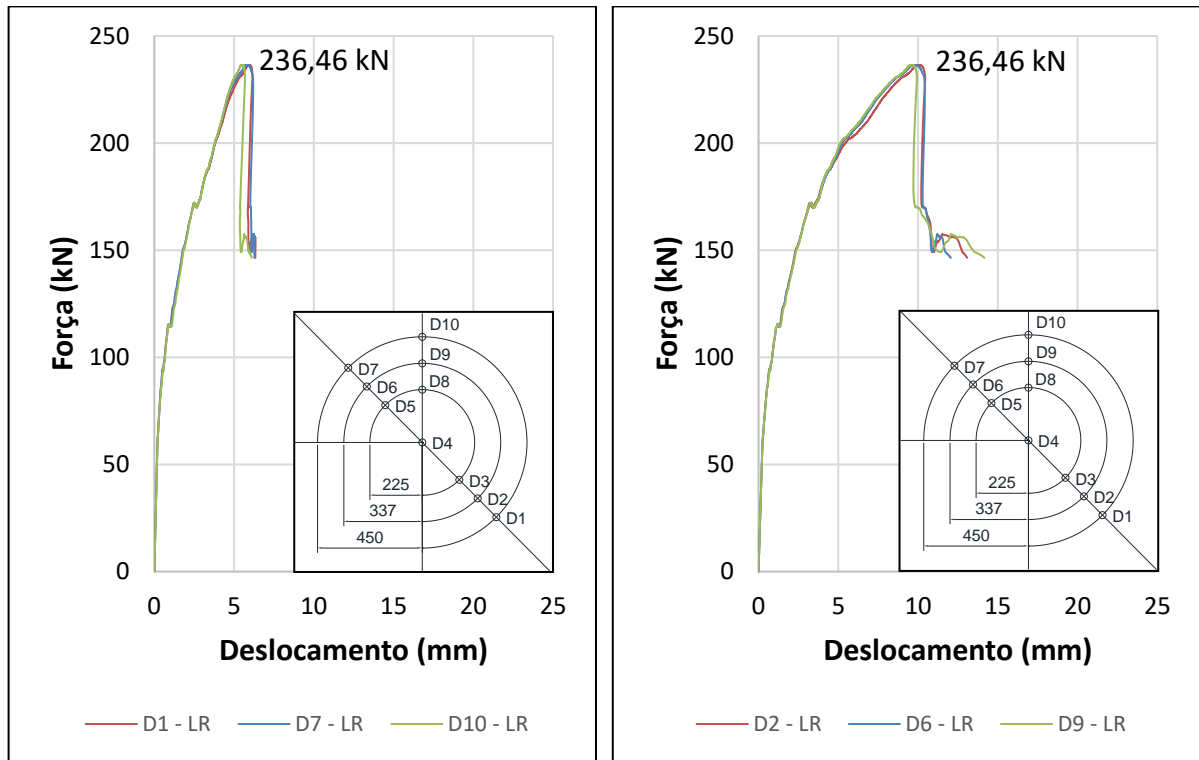
Figura 6.8: Curvas força x deslocamento do modelo referência (LR) para os pontos D7 (a), D8 (b), D9 (c) e D10 (d)



Fonte: O Autor (2021)

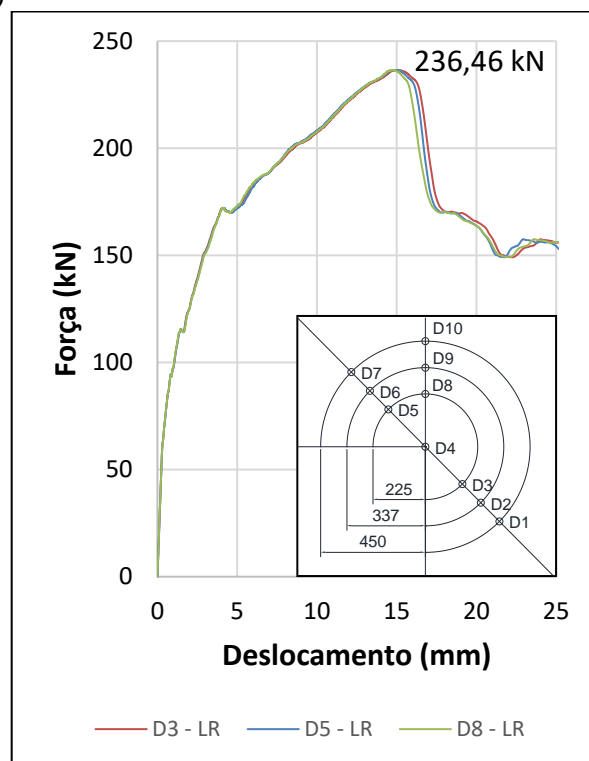
Alguns pontos de deslocamento possuem distância similar ao eixo do pilar. A comparação desses deslocamentos, pode ser visualizada na Figura 6.9.

Figura 6.9: Curvas força x deslocamento do modelo referência (LR) para os pontos D1, D7 e D10 (a), D2, D6 e D9 (b) e D3, D5 e D8 (c)



(a)

(b)



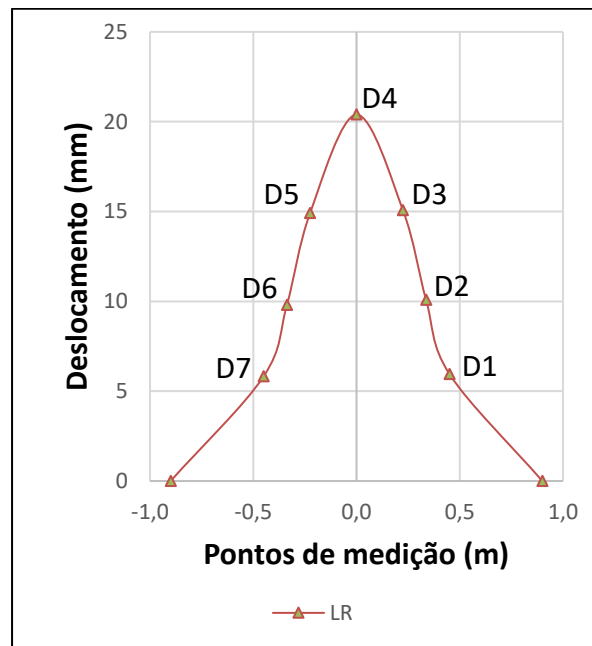
(c)

Fonte: O Autor (2021)

Analisando a Figura 6.9, percebe-se a similaridade entre as curvas força x deslocamento dos pontos com distância similares em relação ao eixo da laje.

Na Figura 6.10 são apresentados os deslocamentos ao longo do modelo de referência. Pode-se notar a simetria de deslocamentos do modelo.

Figura 6.10: Deslocamentos do modelo de referência (LR)



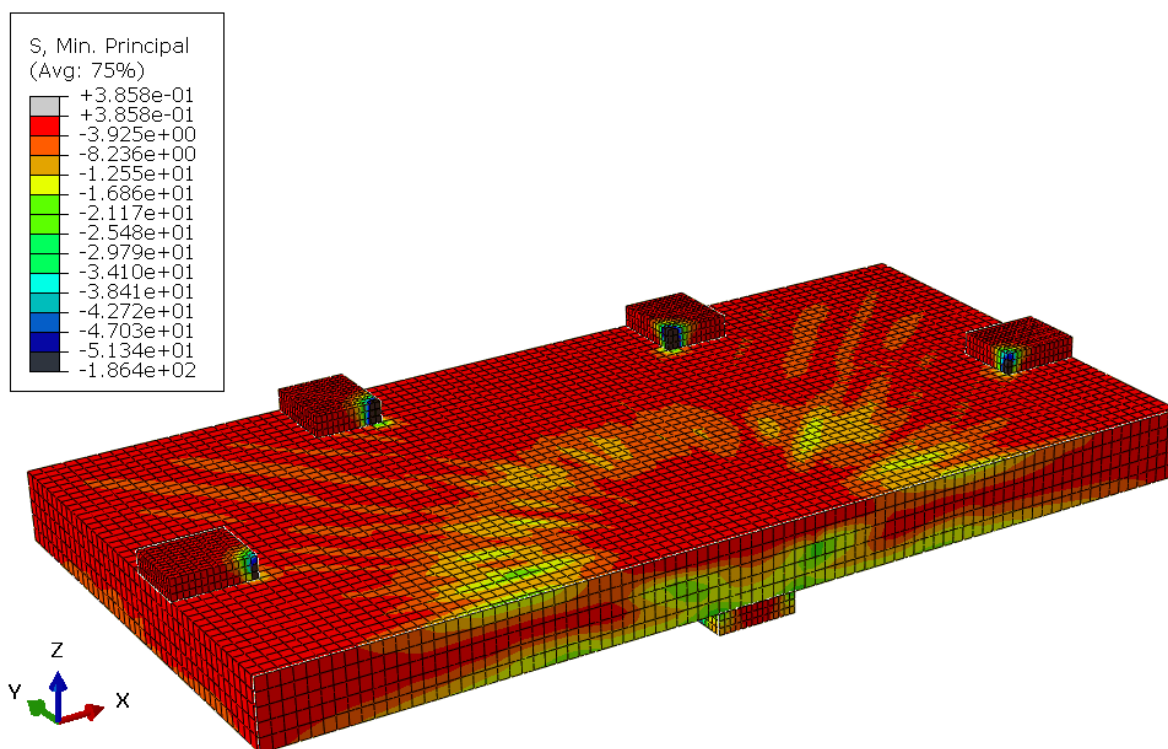
Fonte: O Autor (2021)

6.2.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DO MODELO DE REFERÊNCIA

Na Figura 6.11 são apresentadas as tensões principais na ruptura. Pode-se visualizar a formação da biela de compressão para as duas direções. Percebe-se também a formação do cone de punção se formando da região do pilar até a superfície superior do modelo.

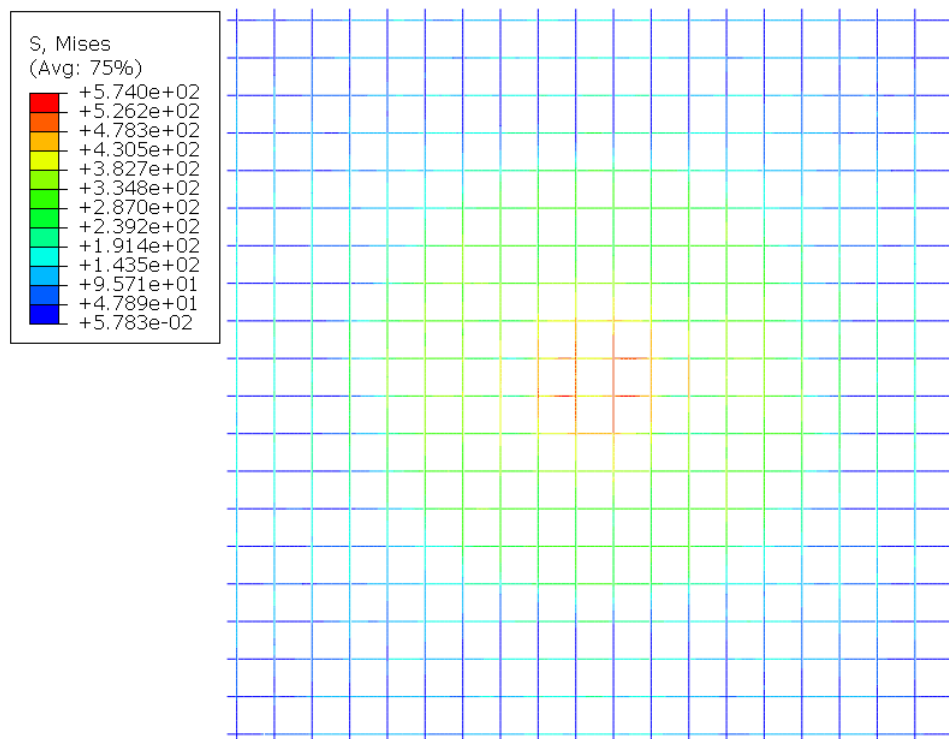
Na Figura 6.12 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras superiores (armaduras negativas). Analisando a legenda, percebe-se que as armaduras na região do pilar chegaram à tensão de 574 MPa, ultrapassando a tensão de escoamento de 563 MPa. Percebe-se um aumento significativo da tensão nas armaduras na região que começa a aparecer o cone de punção.

Figura 6.11: Tensões principais de compressão do modelo de referência (LR) – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.12: Tensões de tração nas armaduras do modelo de referência (LR) – MPa

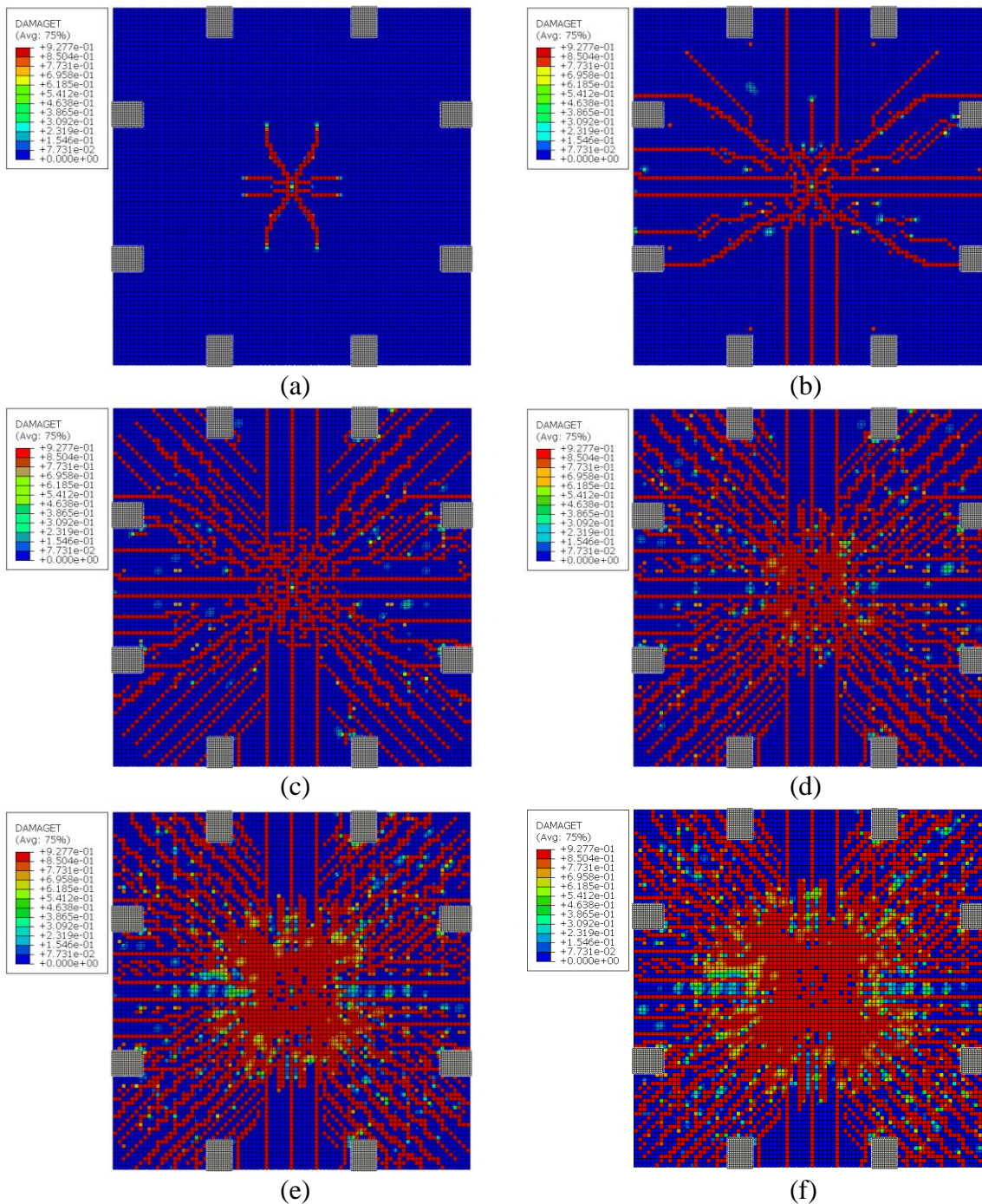


Fonte: O Autor (2021)

6.2.3 DANO DO CONCRETO DO MODELO DE REFERÊNCIA

Na Figura 6.13 pode-se visualizar o dano do modelo de referência para diversas etapas de carregamento.

Figura 6.13: Dano à tração do modelo de referência (LR), com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Os valores de dano, apresentados na Figura 6.13 variam entre 0 e 1, sendo 0 o elemento íntegro, e 1 o elemento completamente danificado. Percebe-se ao olhar para a Figura 6.13 certa simetria no modelo numérico. Devido ao posicionamento das armaduras de flexão ser em duas camadas, uma na direção x e outra na direção y, o dano não ocorre exatamente igual nas duas direções principais. Por outro lado, percebe-se simetria em cada um dos eixos.

6.3 SÉRIE LA1

Neste tópico são apresentados os resultados de processamento da série LA1. Os resultados foram comparados com o modelo de referência para compreensão da influência da abertura em cada caso estudado.

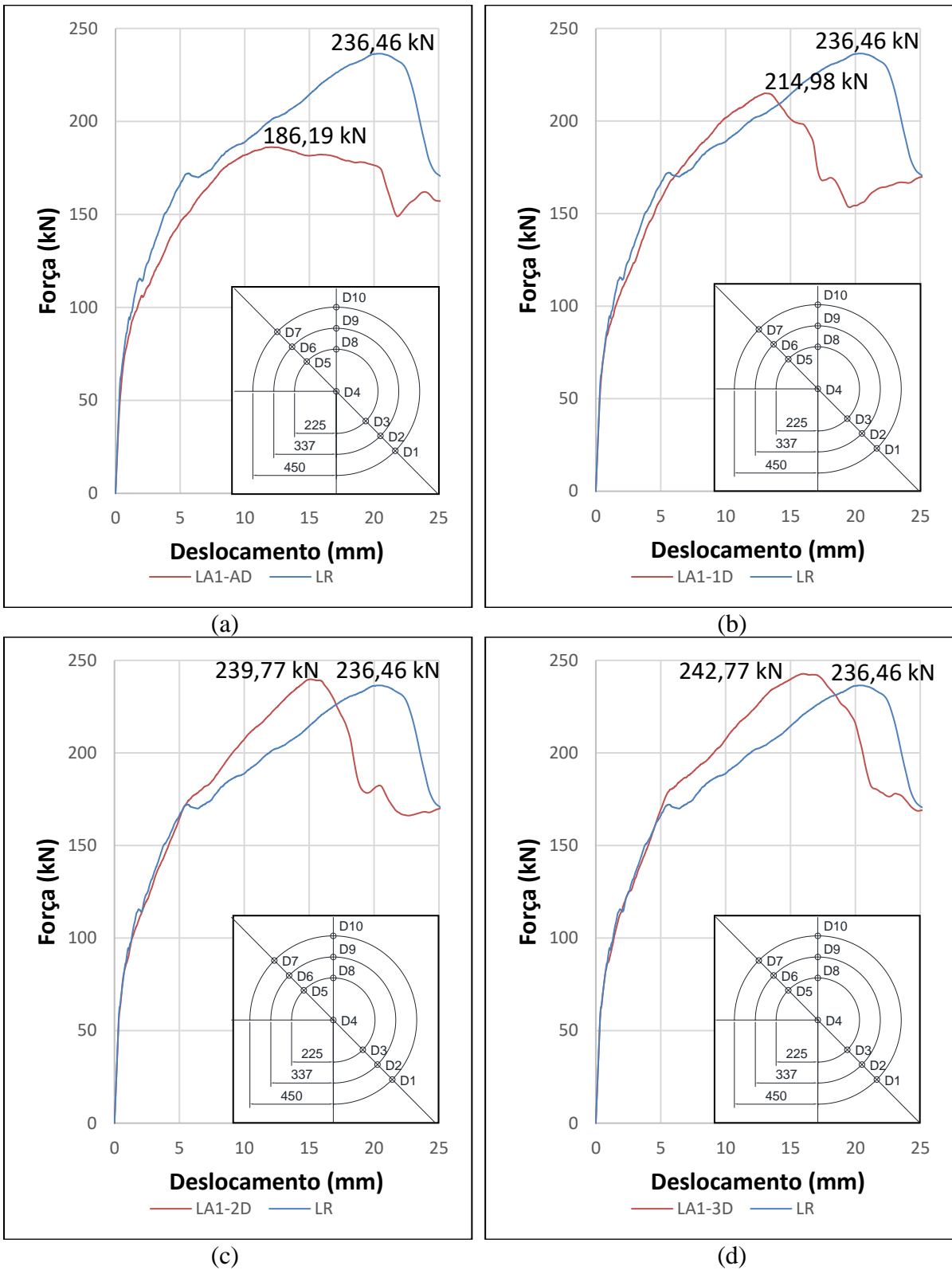
Os modelos com abertura adjacente e $1d$ de distância do pilar (90mm) apresentaram os resultados mais críticos. Os modelos com abertura entre $2d$ e $4d$ (180mm à 360mm) aparentemente não obtiveram perdas de resistência em relação ao modelo de referência. Por sinal apresentaram resistência até superior do que o modelo de referência.

6.3.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

Nas Figura 6.14 e 6.15 pode-se visualizar a curva força x deslocamento do ponto central de cada um dos modelos da série LA1 comparados com o modelo de referência. No Apêndice D são apresentadas as curvas força x deslocamento dos outros pontos estudados. Na Figura 6.16 são apresentadas as curvas força x deslocamento de todos os modelos da série LA1 juntos, porém, com as curvas parando no ato da ruptura. Na Figura 6.17 são apresentados os deslocamentos ao longo dos modelos da série LA1, comparados com os deslocamentos do modelo de referência (LR).

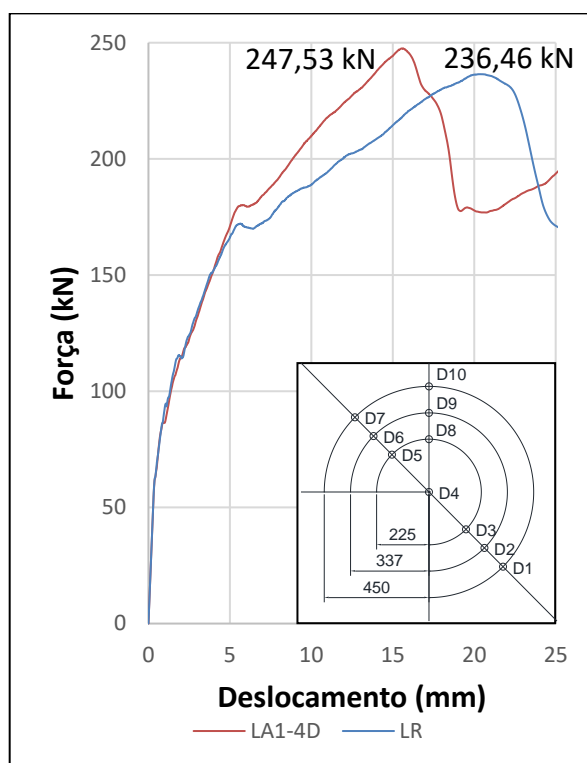
Analisando as curvas força-deslocamento apresentadas nas Figuras 6.14 a 6.16, no Apêndice D e os deslocamentos apresentados na Figura 6.17, percebe-se que a presença da abertura perto do pilar nos modelos da série LA1 fez com que os modelos rompessem com menos deslocamento. Isso também foi percebido quando se distanciou a abertura do pilar, nesses casos, aumentaram os deslocamentos antes da ruptura.

Figura 6.14: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com os modelos LA1-AD (a), LA1-1D (b), LA1-2D (c) e LA1-3D (d)



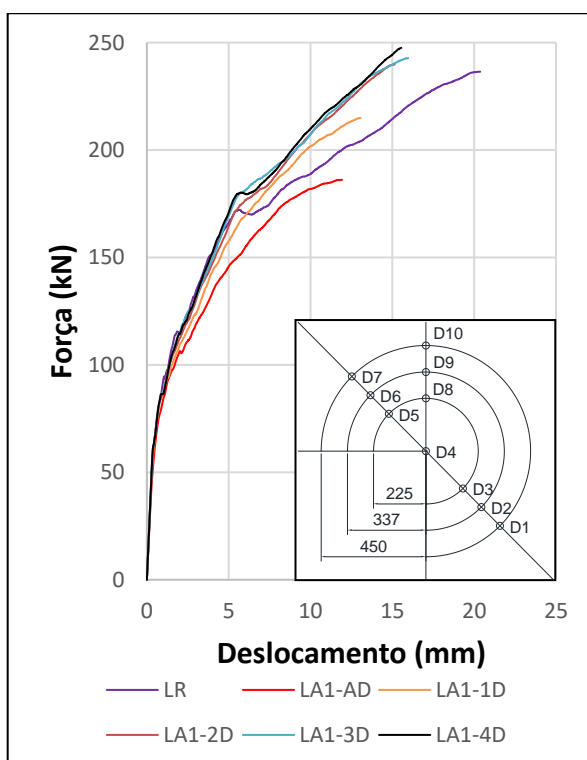
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.15: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com o modelo LA1-4D

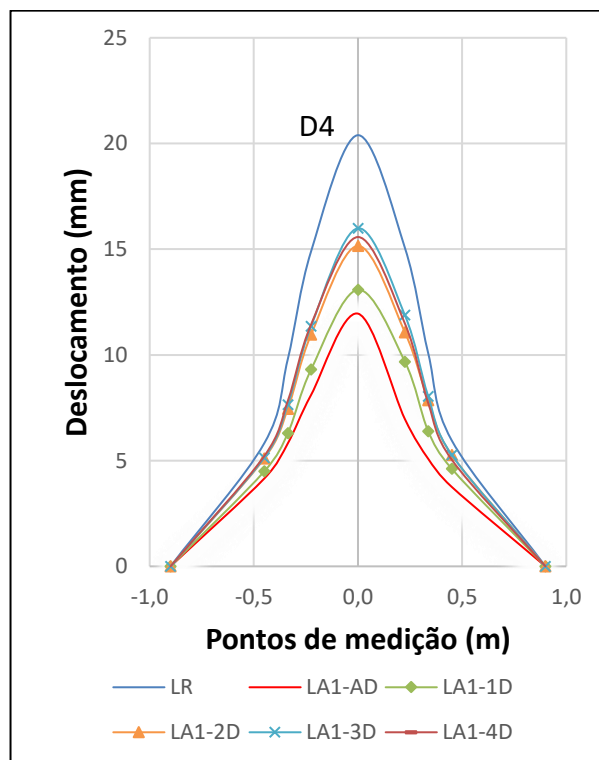


Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.16: Curvas força-deslocamento do ponto central (D4) dos modelos da série LA1



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.17: Deslocamentos dos modelos da série LA1

Fonte: O Autor (2021)

Analisando as Figuras 6.14 a 6.17, os modelos com abertura mais distantes do pilar obtiveram cargas de ruptura mais elevadas, porém, com menor deslocamento total.

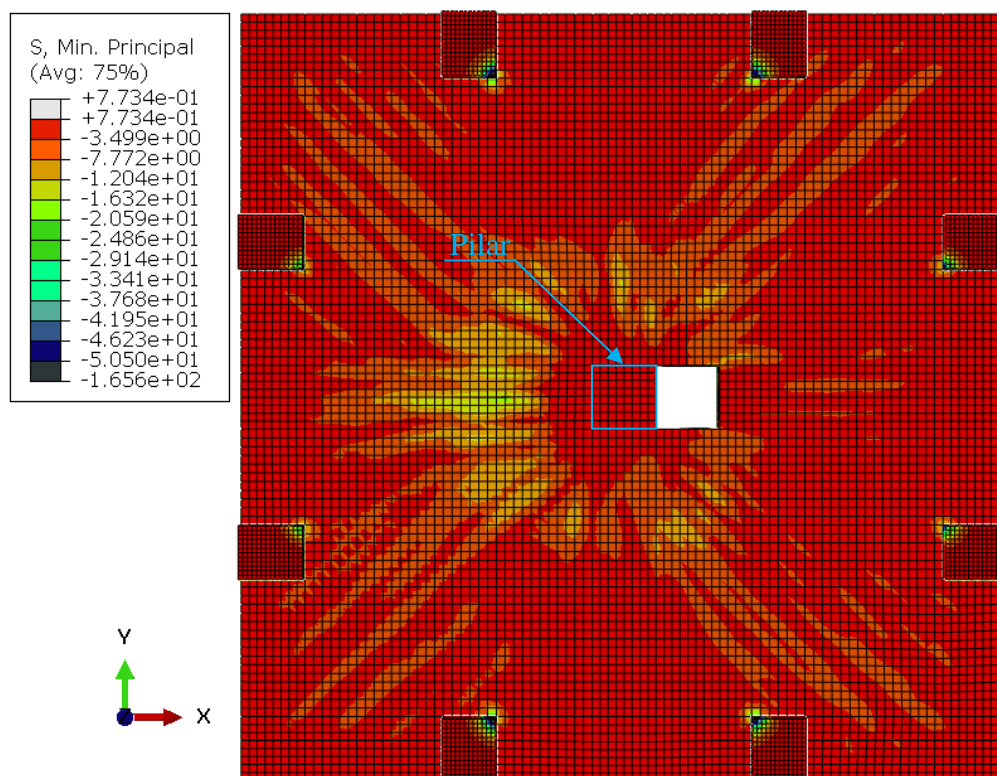
6.3.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS

Nas Figuras 6.18 a 6.32 são apresentadas as tensões principais de compressão da série LA1. Para facilitar a visualização, foram apresentadas três vistas de cada modelo, sendo a primeira vista em planta, e as outras duas tridimensionais, uma passando pela abertura e a outra passando pela seção íntegra.

Nas Figuras 6.33 a 6.37 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras superiores (armaduras negativas) dos modelos da série LA1.

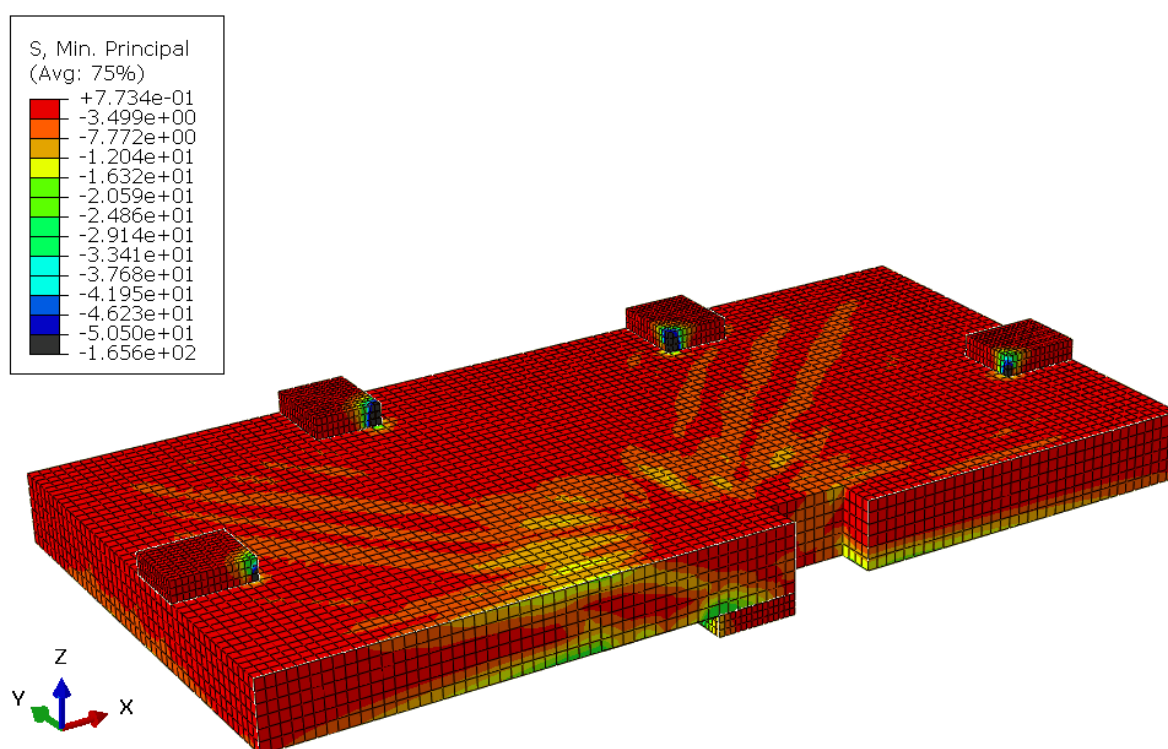
Tanto as tensões de compressão no concreto, apresentadas nas Figuras 6.18 a 6.32 quanto as tensões de tração nas armaduras, apresentadas nas Figuras 6.33 a 6.37, foram retiradas no ato da ruptura e apresentadas em MPa.

Figura 6.18: Tensões de compressão do modelo LA1-AD (vista superior) – MPa



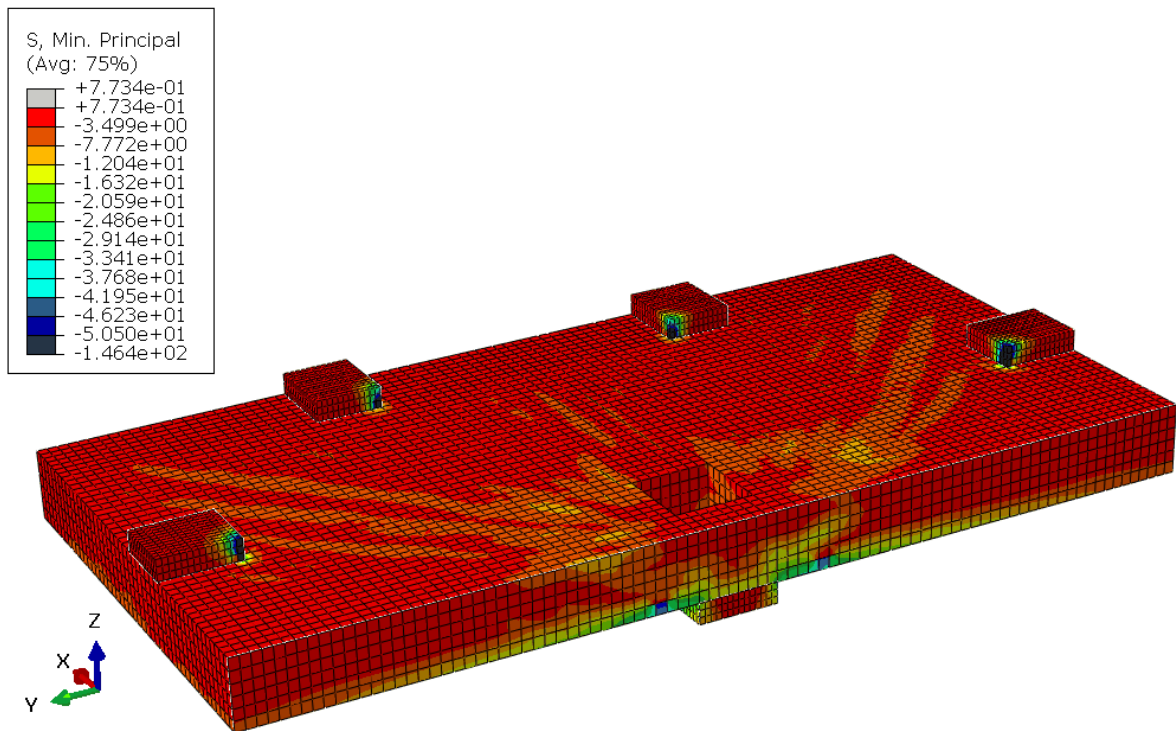
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.19: Tensões de compressão do modelo LA1-AD (região com abertura) – MPa



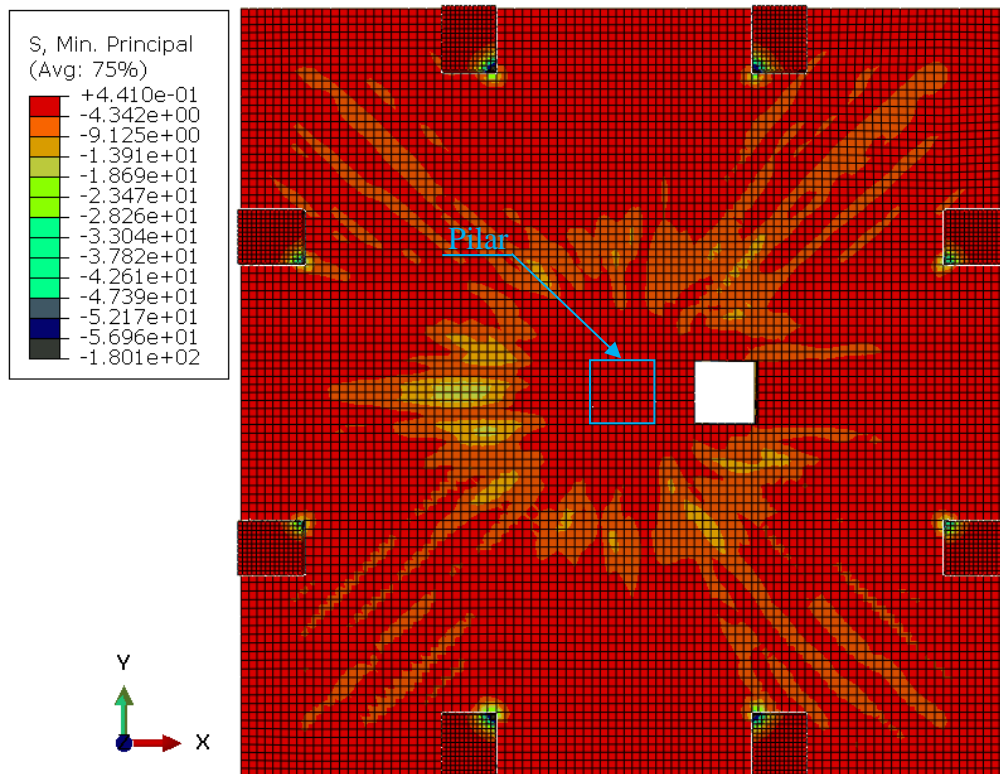
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.20: Tensões de compressão do modelo LA1-AD (região sem abertura) – MPa



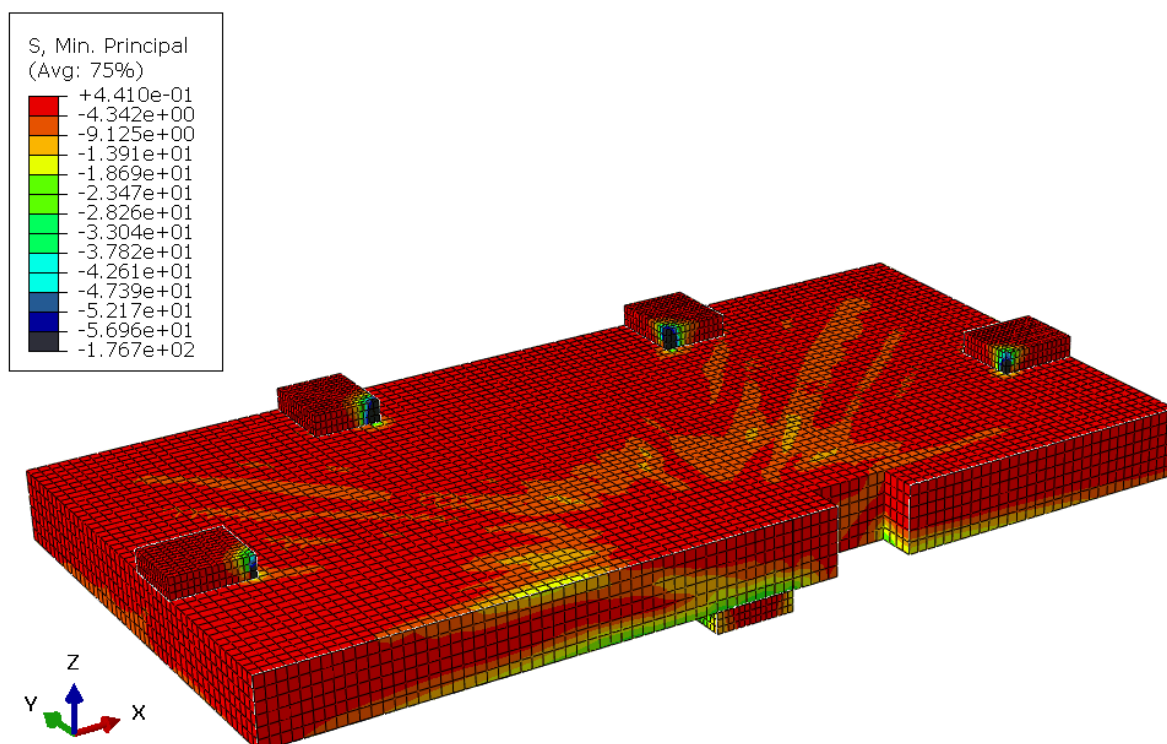
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.21: Tensões de compressão do modelo LA1-1D (vista superior) – MPa



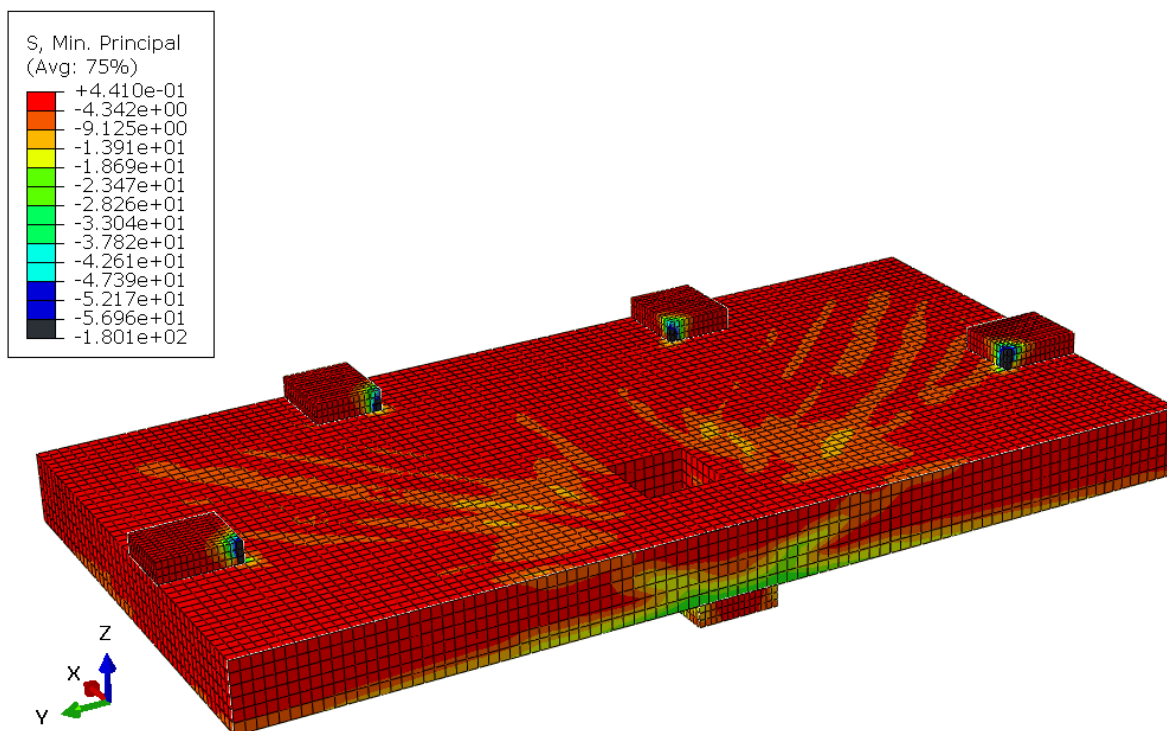
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.22: Tensões de compressão do modelo LA1-1D (região com abertura) – MPa



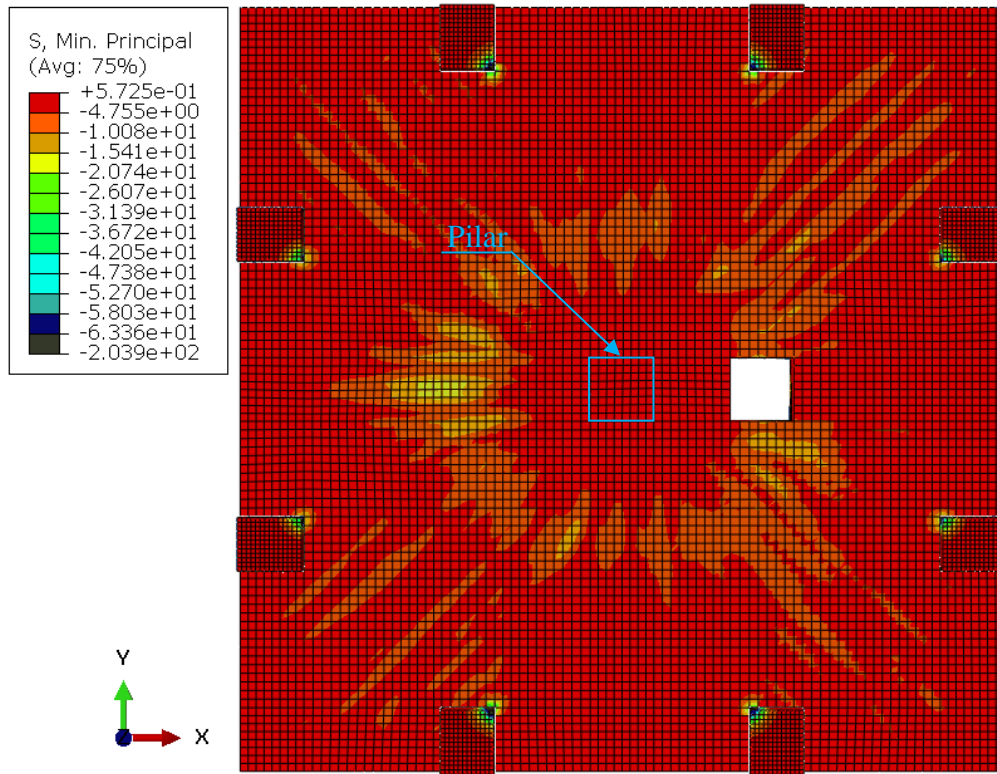
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.23: Tensões de compressão do modelo LA1-1D (região sem abertura) – MPa



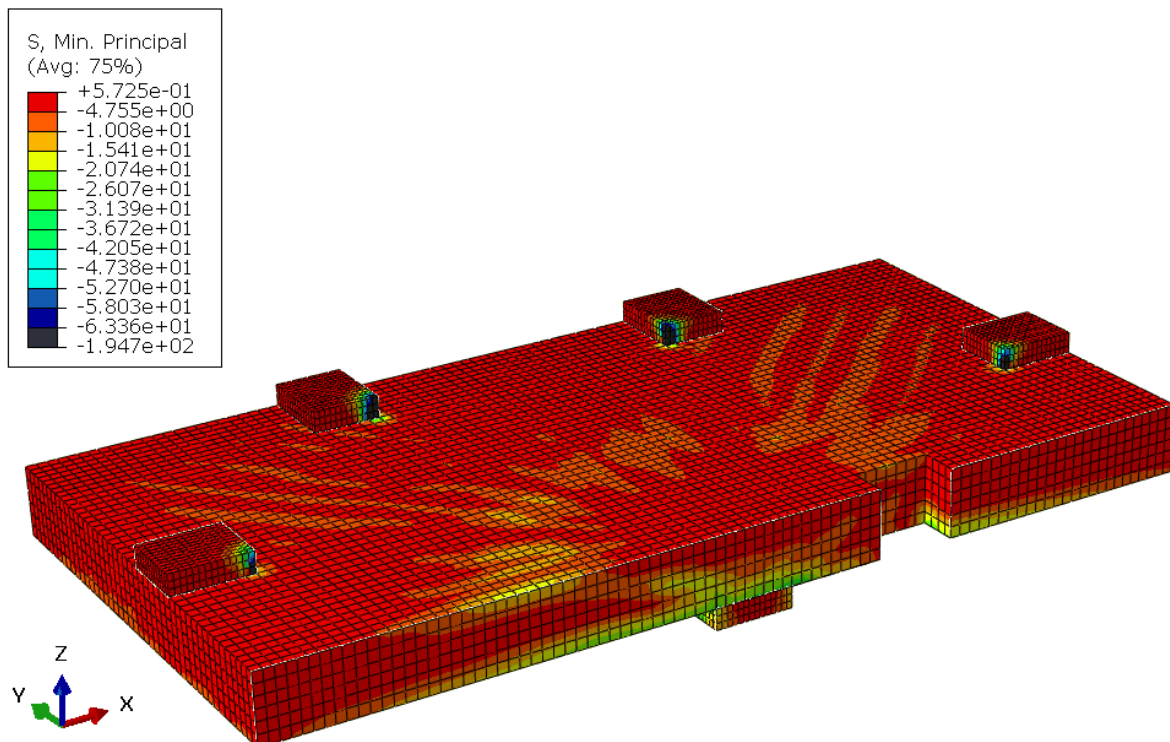
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.24: Tensões de compressão do modelo LA1-2D (vista superior) – MPa



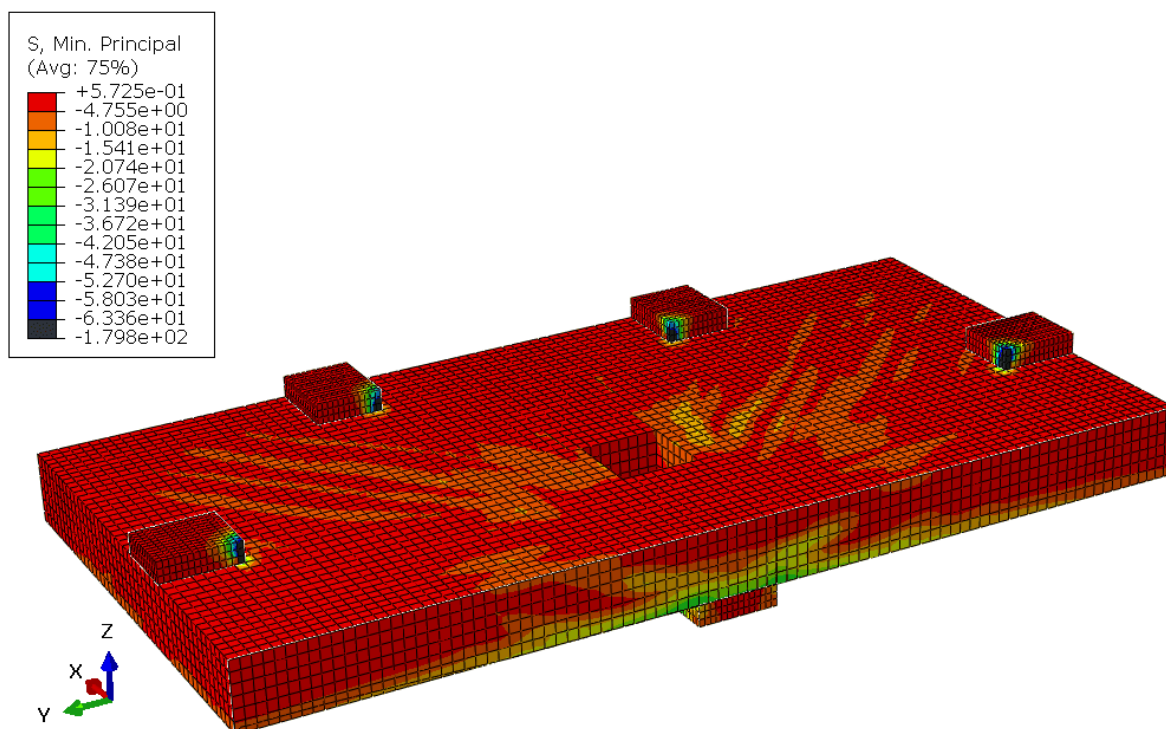
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.25: Tensões de compressão do modelo LA1-2D (região com abertura) – MPa



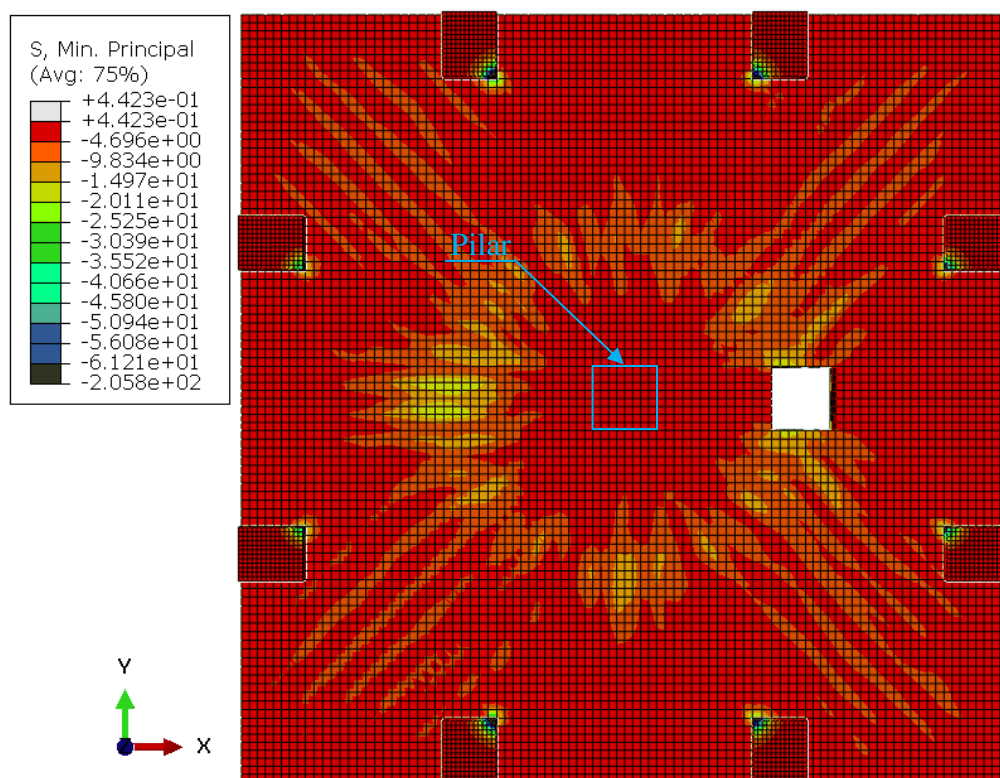
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.26: Tensões de compressão do modelo LA1-2D (região sem abertura) – MPa



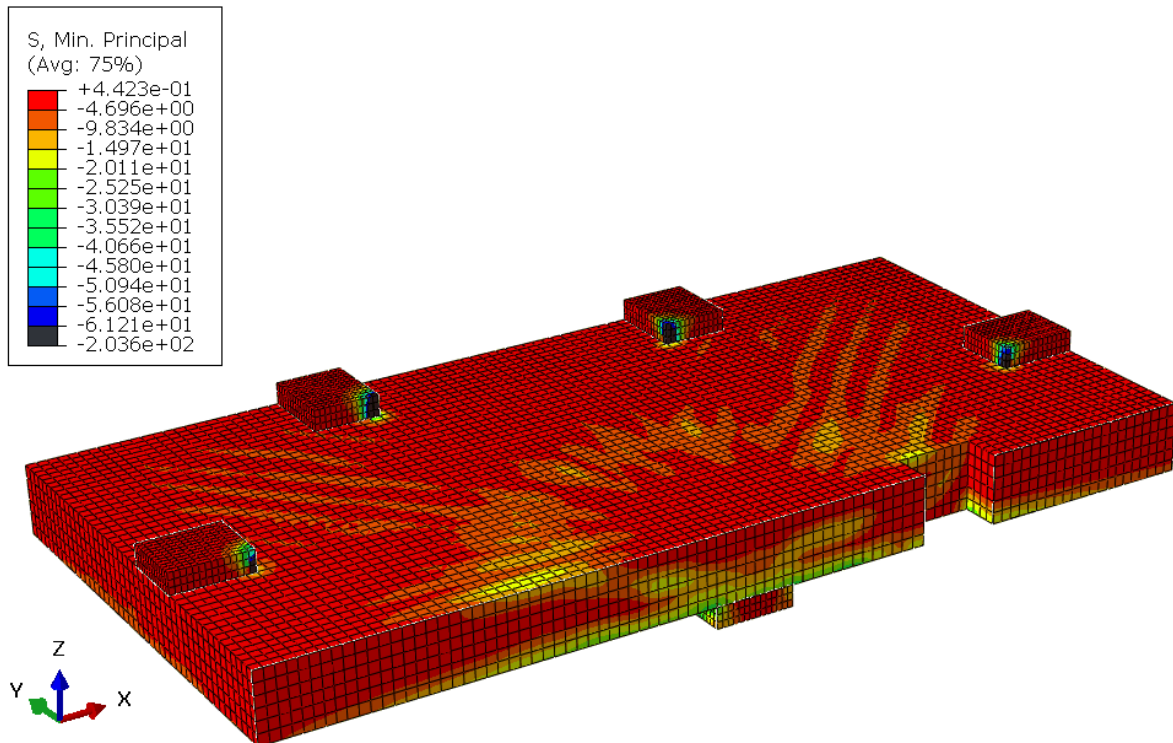
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.27: Tensões de compressão do modelo LA1-3D (vista superior) – MPa



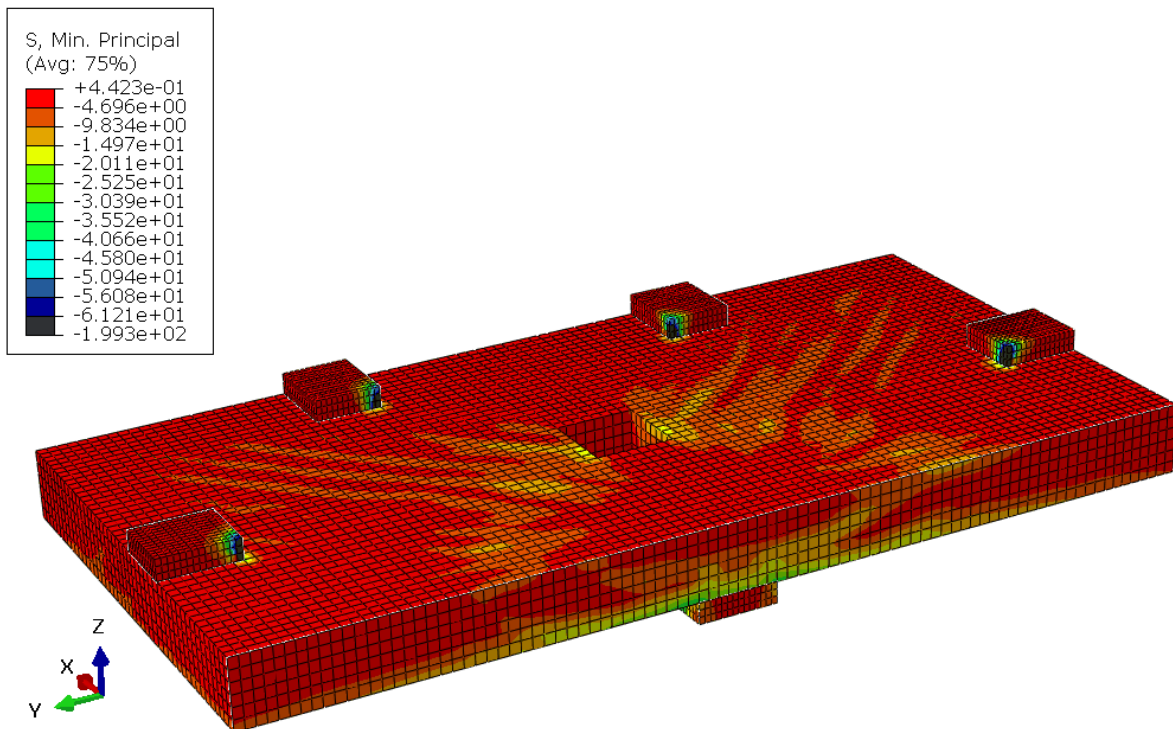
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.28: Tensões de compressão do modelo LA1-3D (região com abertura) – MPa



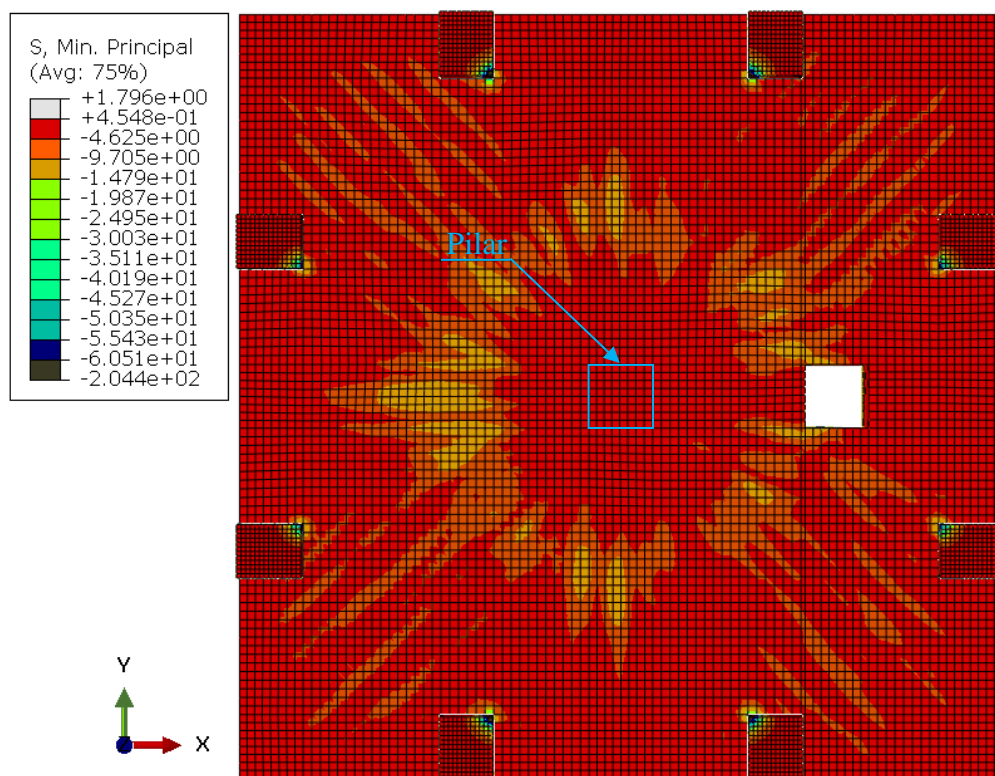
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.29: Tensões de compressão do modelo LA1-3D (região sem abertura) – MPa



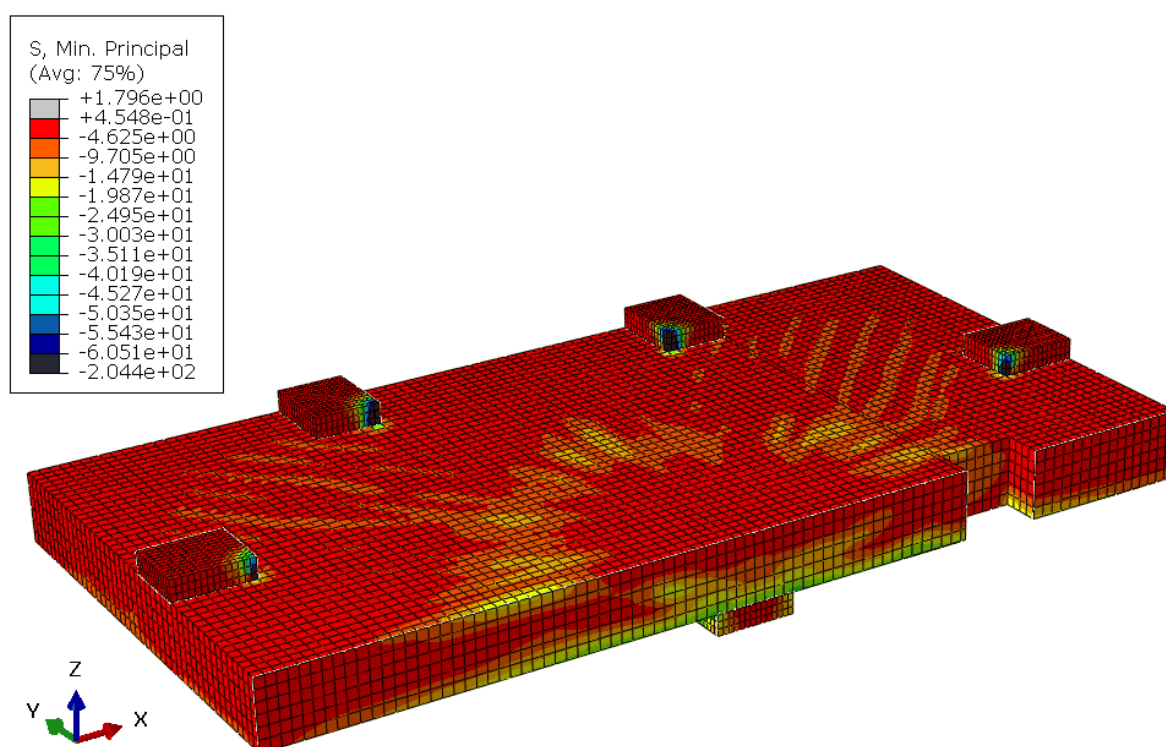
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.30: Tensões de compressão do modelo LA1-4D (vista superior) – MPa



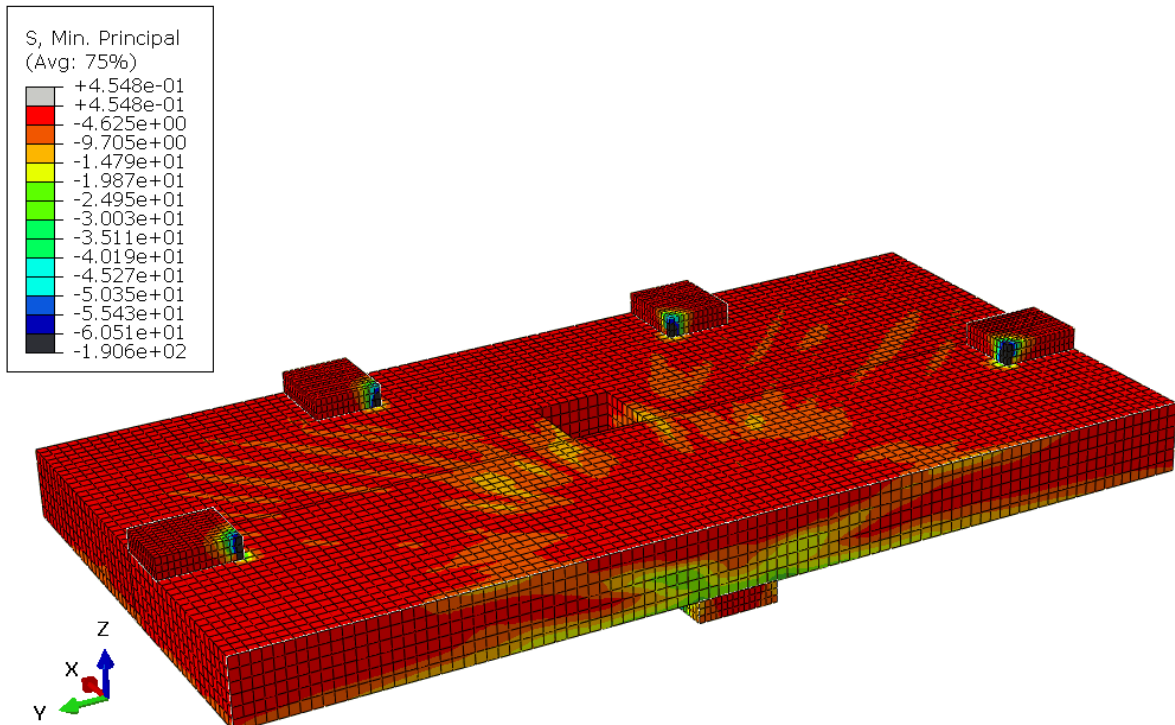
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.31: Tensões de compressão do modelo LA1-4D (região com abertura) – MPa



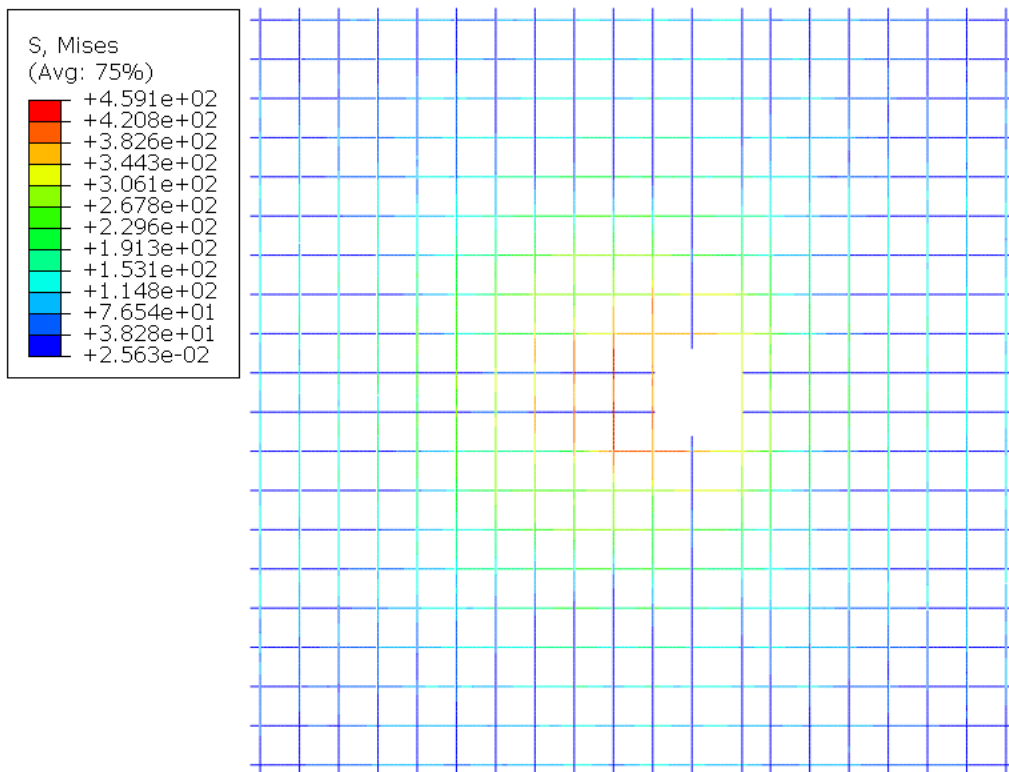
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.32: Tensões de compressão do modelo LA1-4D (região sem abertura) – MPa



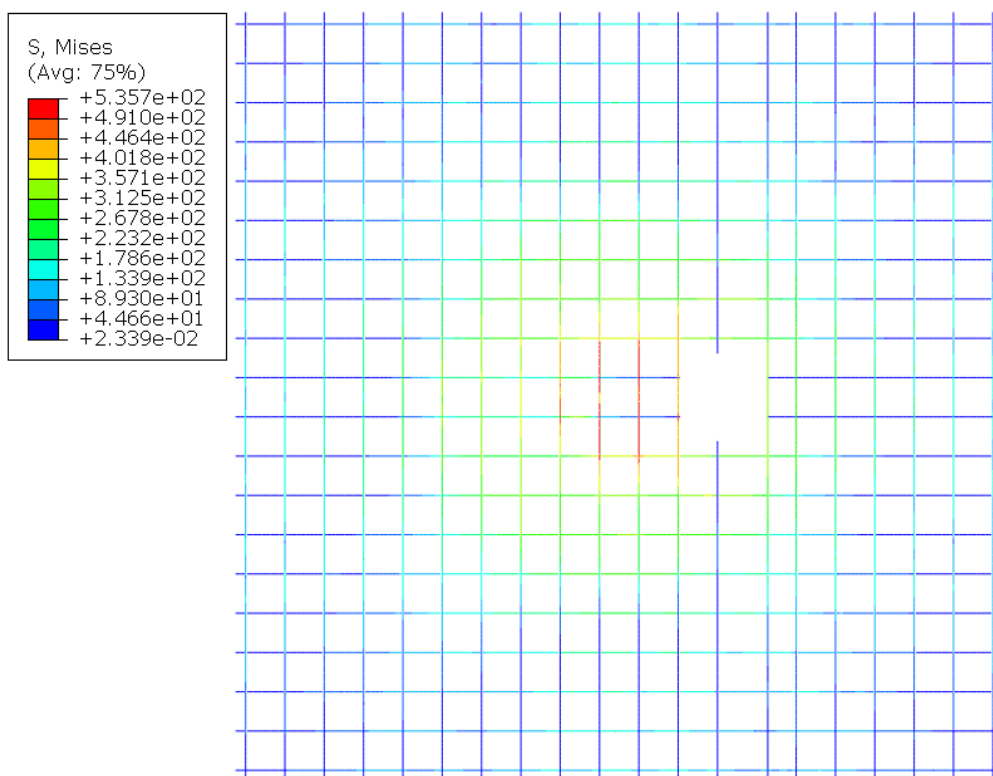
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.33: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA1-AD – MPa



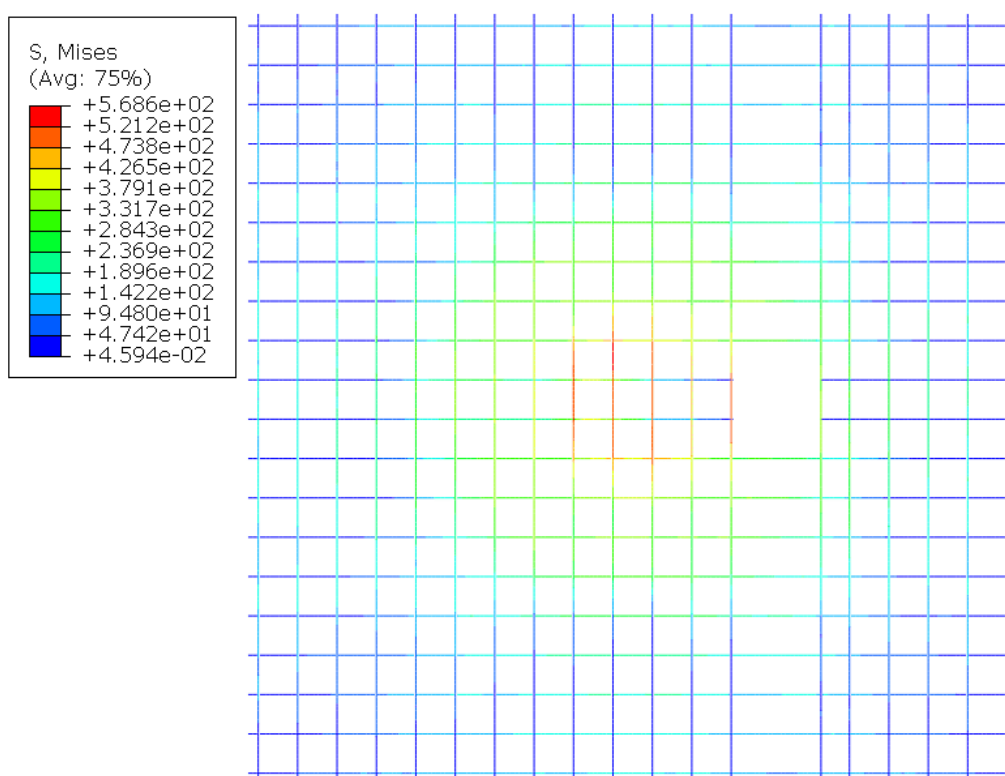
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.34: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA1-1D – MPa



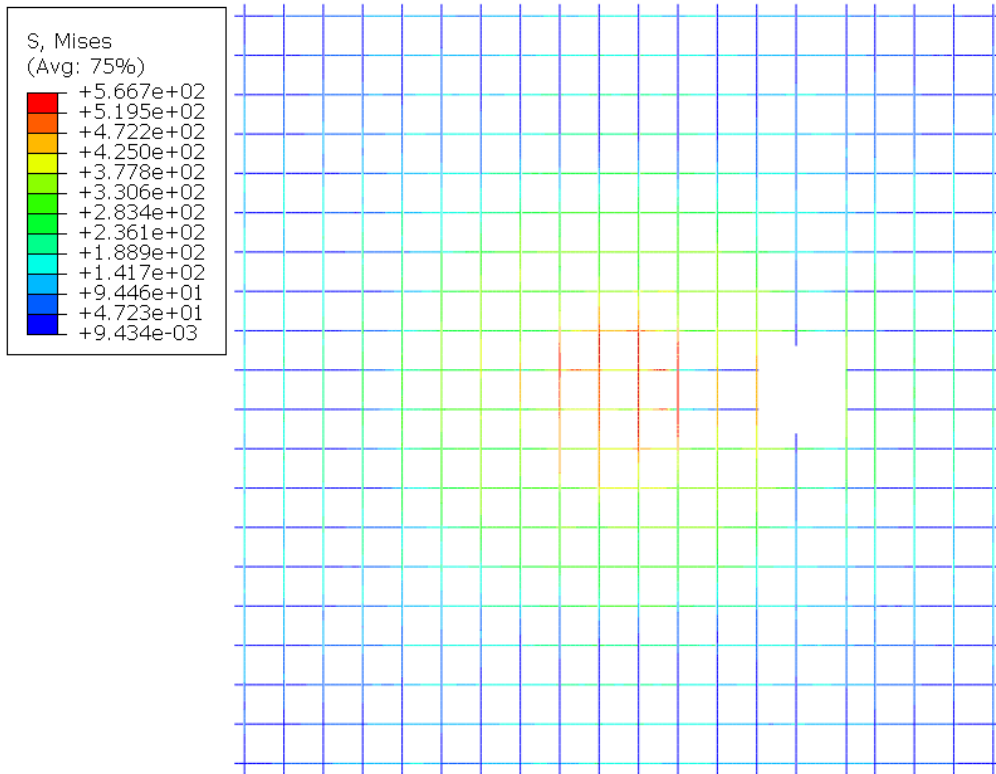
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.35: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA1-2D – MPa



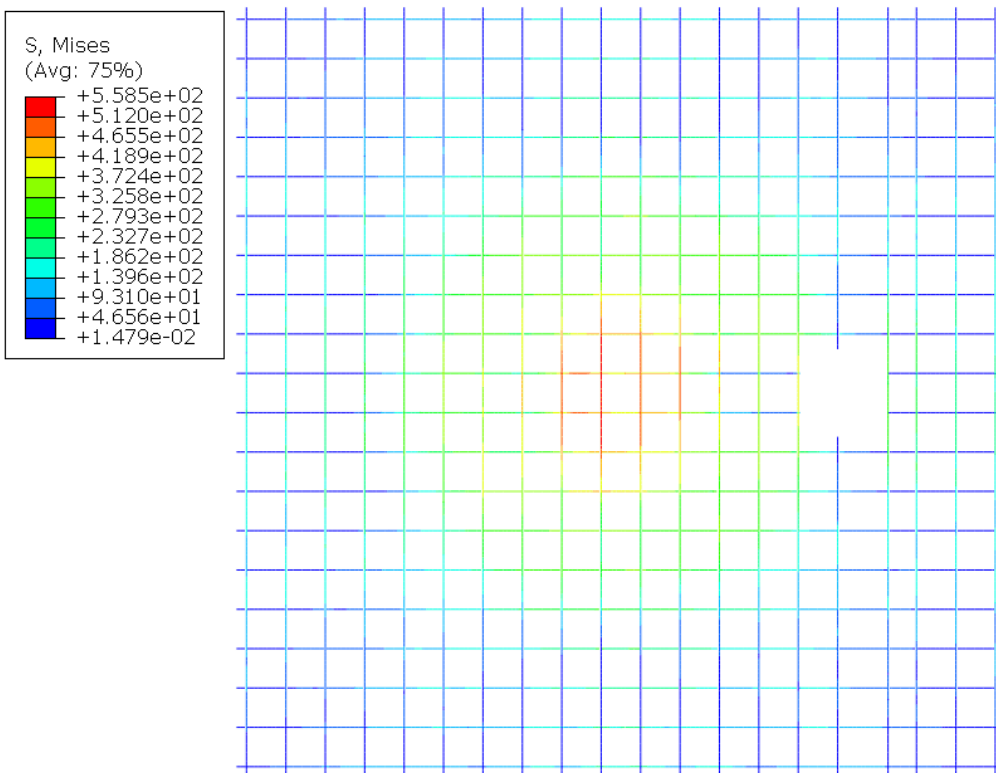
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.36: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA1-3D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.37: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA1-4D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Como pode-se visualizar nas Figuras 6.18 a 6.32, os modelos que possuem aberturas localizadas dentro do cone de punção foram mais prejudicados do que os modelos com aberturas mais distantes. Os modelos com abertura adjacente e 1d de distância do pilar (90mm), apresentaram os resultados mais críticos, possuem abertura inteiramente dentro do cone de punção. Os modelos com abertura entre 2d e 4d (180mm à 360mm) ficaram parcialmente dentro do cone de punção.

Ao analisar as Figuras 6.33 a 6.37 percebe-se que na região de cone de punção as armaduras começam a trabalhar com mais intensidade. A tensão nas armaduras dos modelos com abertura entre 2d e 4d (180mm e 360mm) do pilar ultrapassaram a tensão de escoamento, assim como o modelo de referência. Percebeu-se também grandes tensões nas armaduras paralelas à abertura na direção do pilar, mostrando que a abertura das lajes influenciou na redistribuição de tensões tanto do concreto quanto das armaduras.

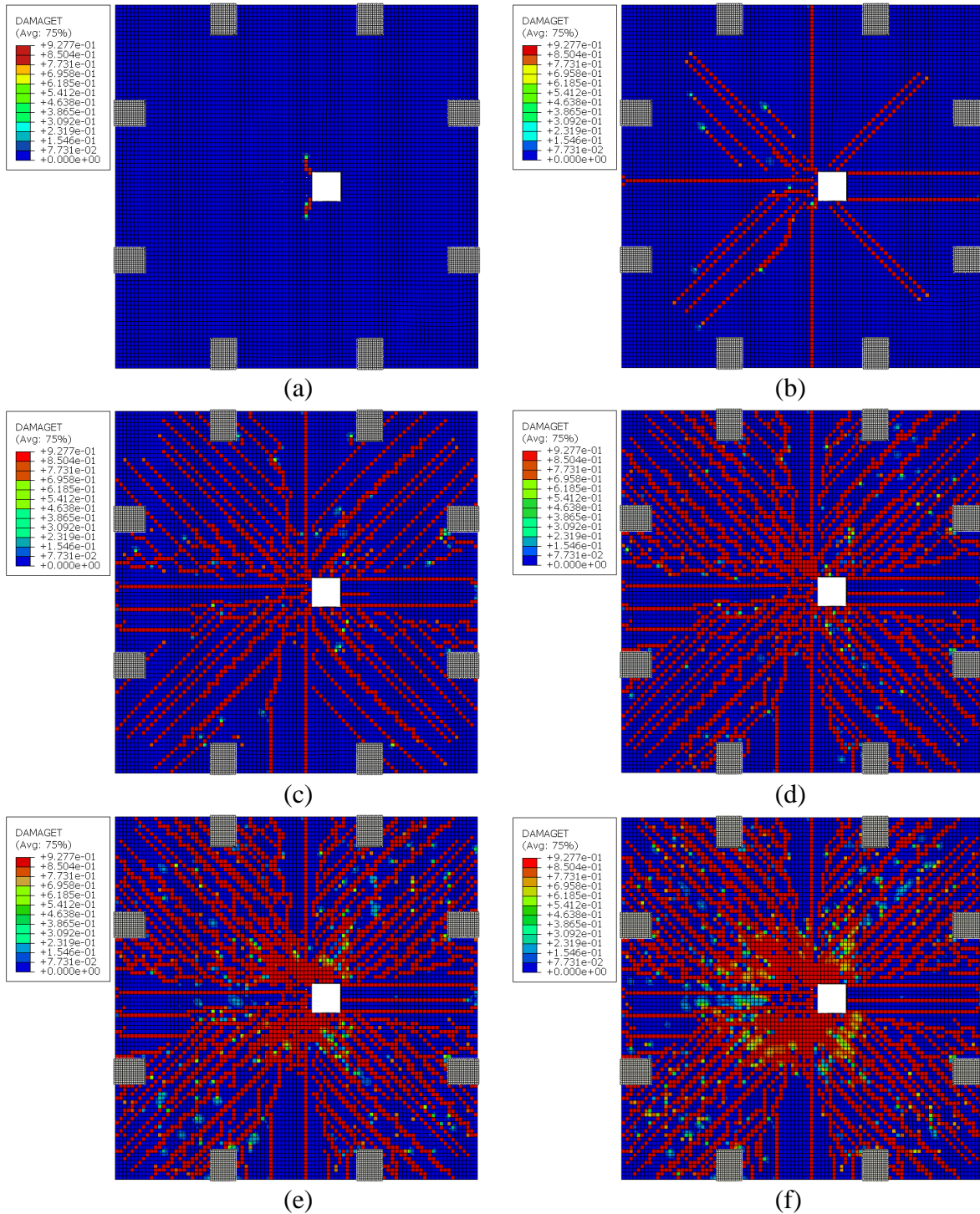
6.3.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS

Nas Figuras 6.38 a 6.42 pode-se visualizar o dano dos modelos da série LA1 para diversas etapas de carregamento. Os valores de dano variam entre 0 e 1, sendo 0 o elemento íntegro, e 1 o elemento completamente danificado. Como são apresentados os danos em diversas etapas de carregamento, pode-se entender o padrão de fissuração de cada modelo estudado.

Percebe-se um padrão para as fissuras, começando pelas fissuras radiais saindo do pilar e da face da abertura próxima ao pilar. Posteriormente essas fissuras crescem até as extremidades da laje. Com 25% a 50% da carga de ruptura aparecem as fissuras tangenciais próximas ao pilar.

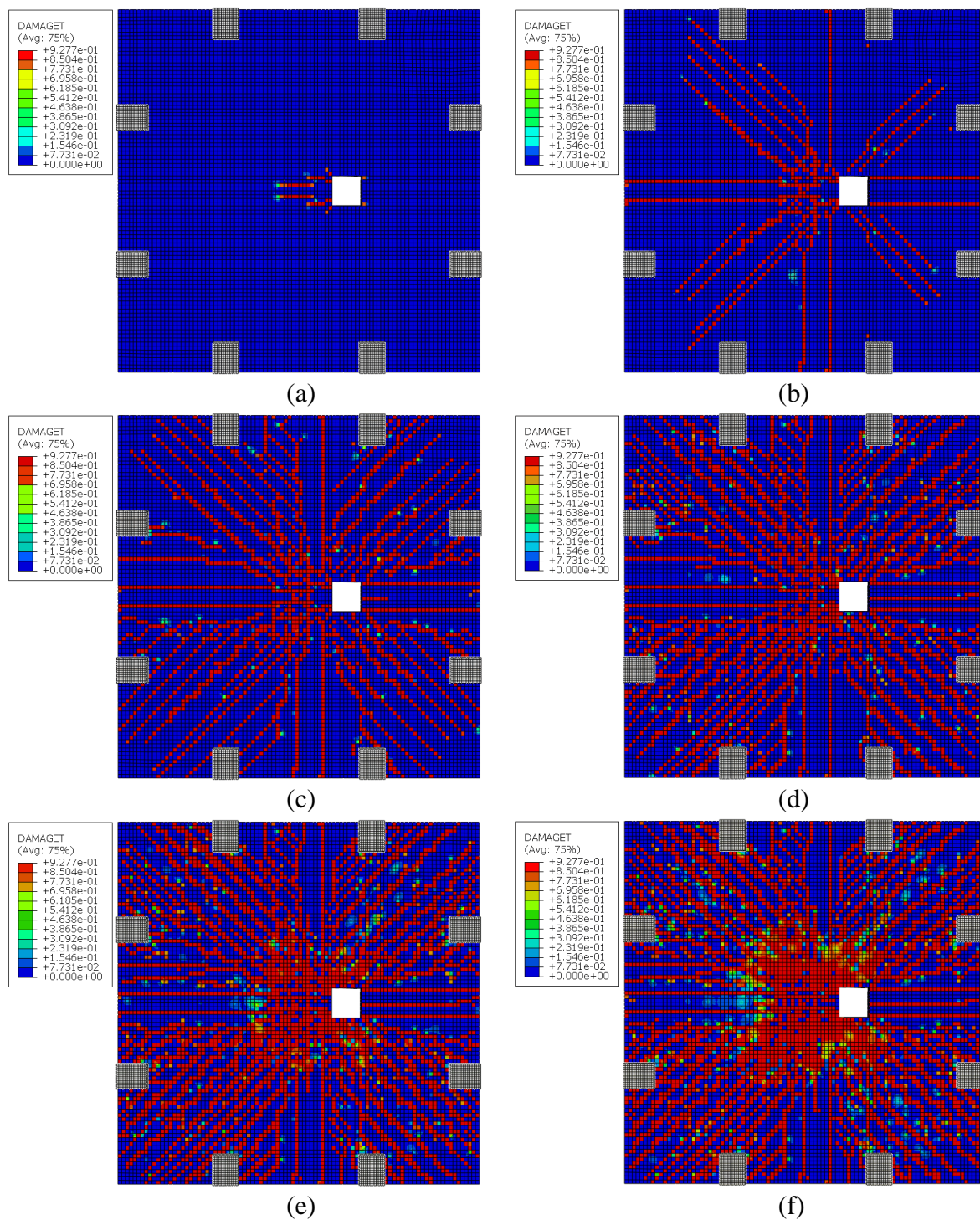
Percebe-se também, ao analisar as Figuras 6.38 a 6.42, que as aberturas dos modelos LA1-AD, LA1-1D e LA1-2D estão localizadas na região mais danificada na laje. Já as aberturas dos modelos LA1-3D e LA1-4D ficaram fora da zona mais danificada da laje. Vale ressaltar que a região mais danificada foi a região localizada dentro do cone de punção do elemento.

Figura 6.38: Dando à tração do modelo LA1-AD, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



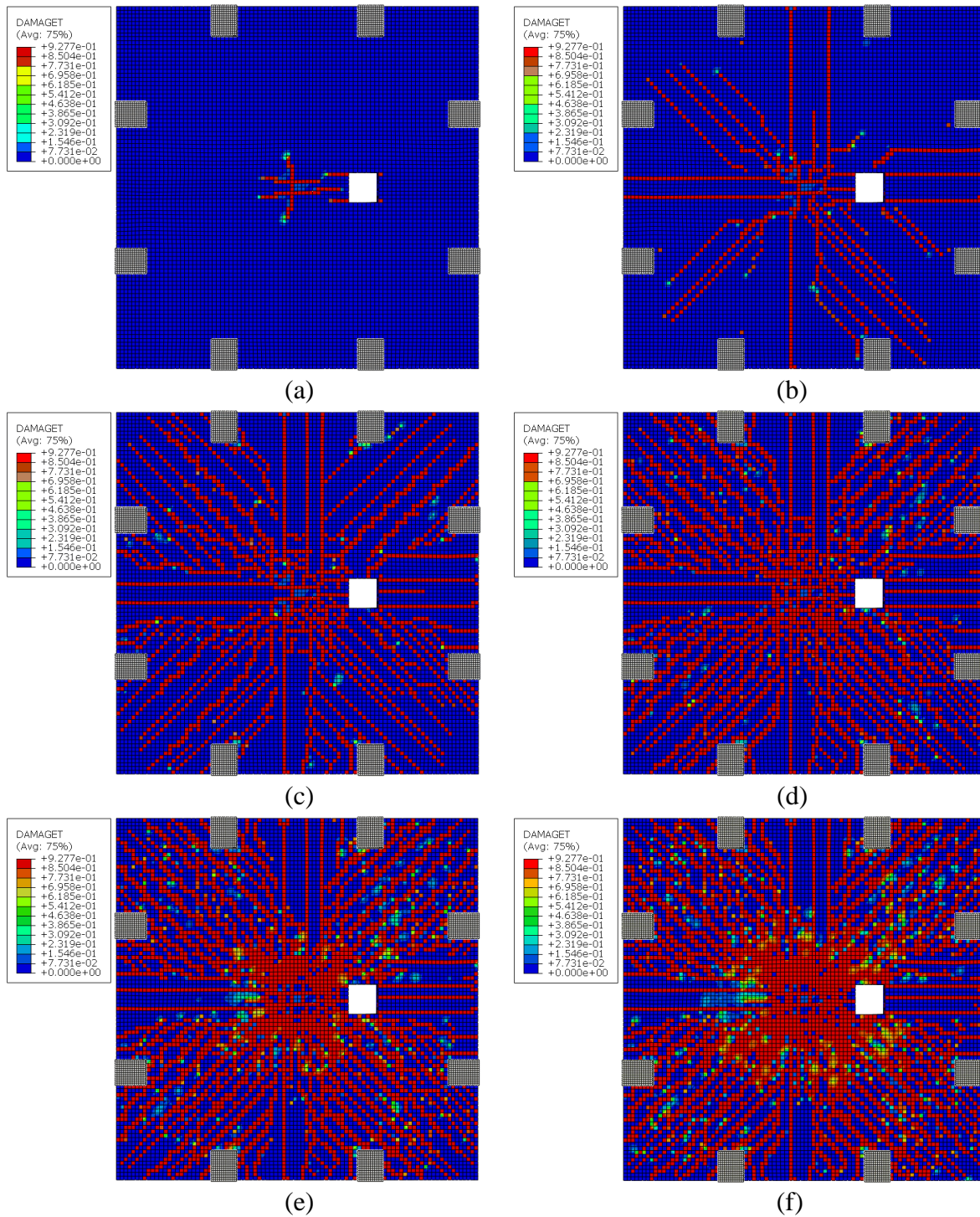
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.39: Dando à tração do modelo LA1-1D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



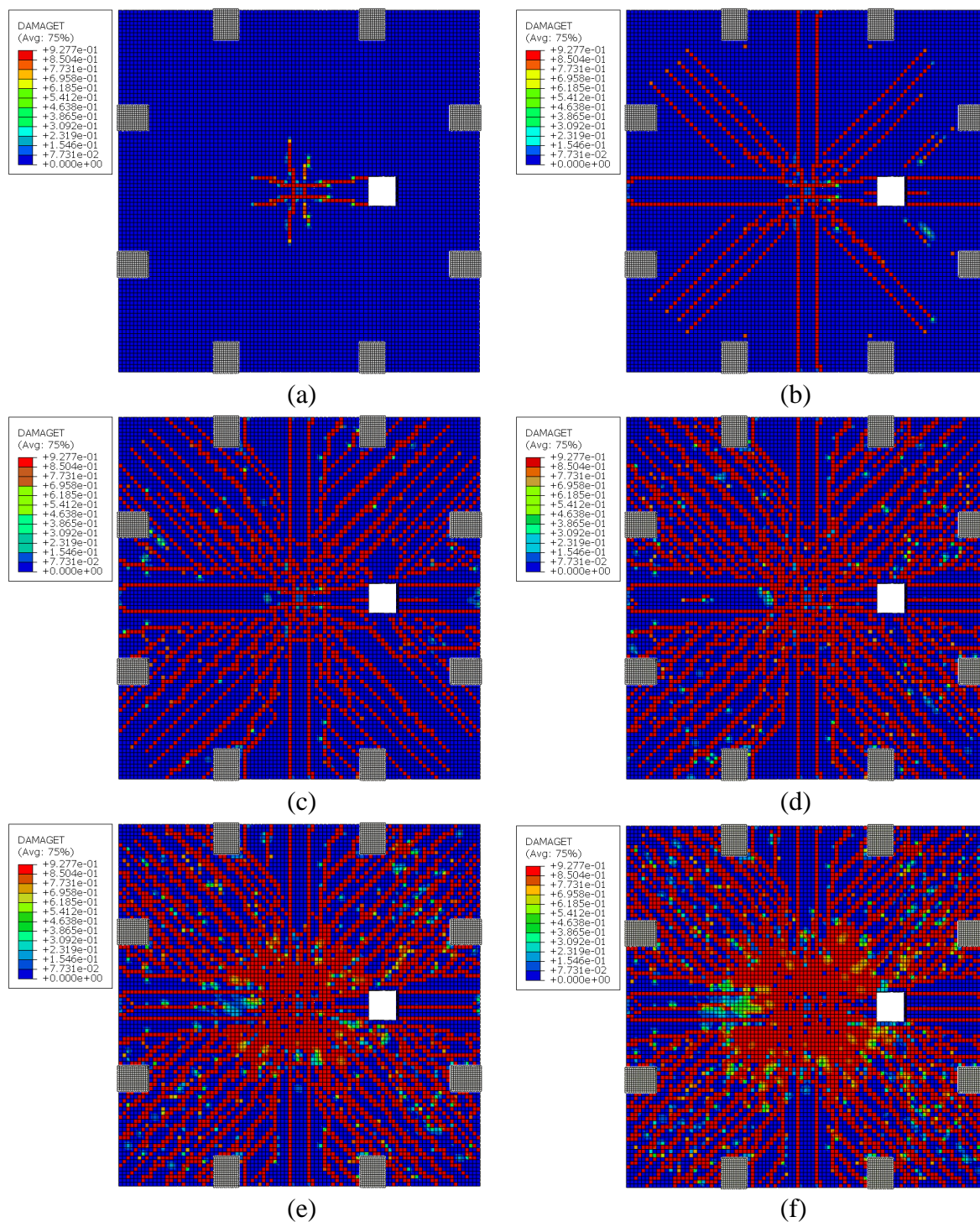
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.40: Dando à tração do modelo LA1-2D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



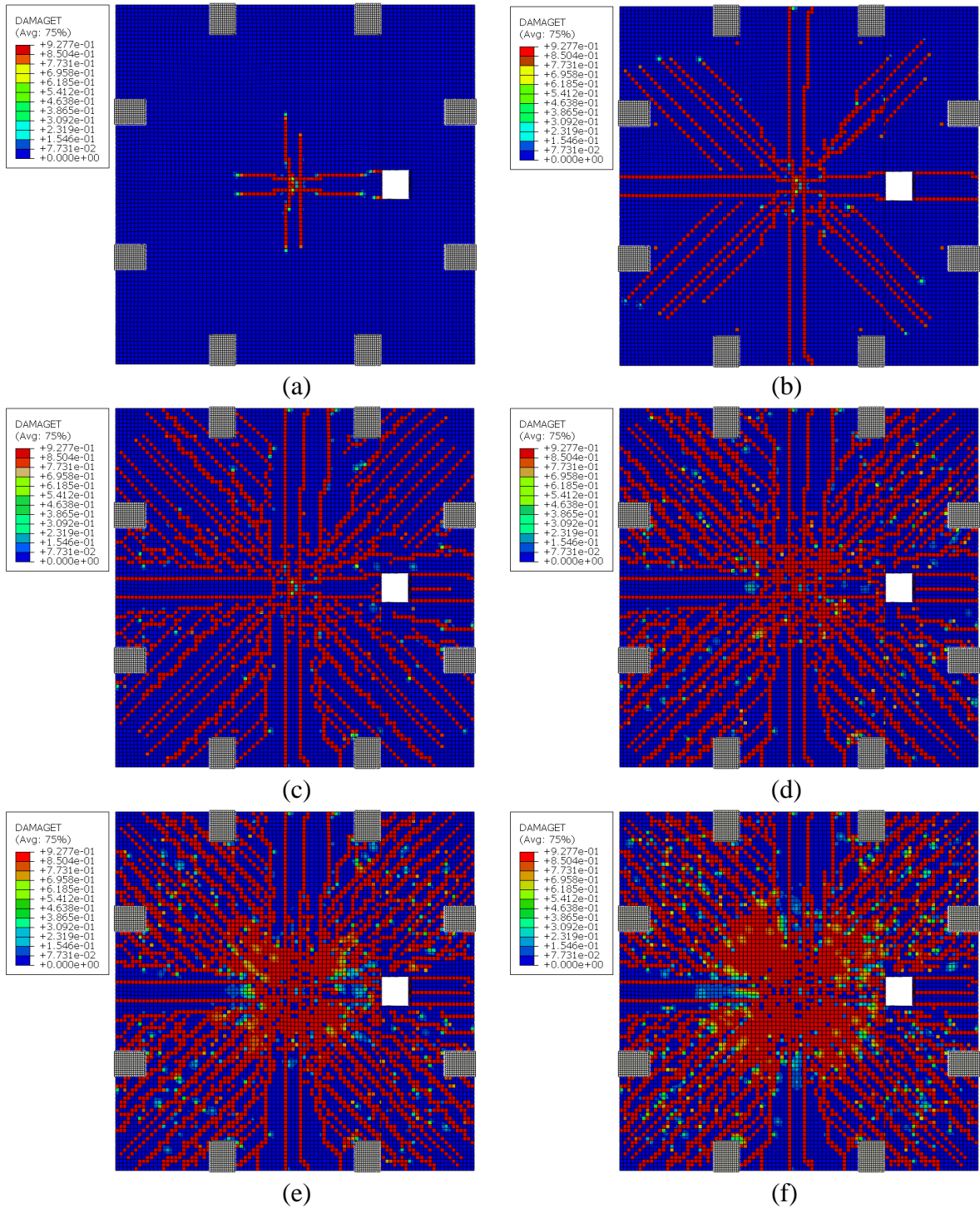
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.41: Dando à tração do modelo LA1-3D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.42: Dando à tração do modelo LA1-4D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

6.4 SÉRIE LA2

Neste tópico são apresentados os resultados de processamento da série LA2. Os resultados foram comparados com o modelo de referência para compreensão da influência da abertura em cada caso estudado.

O modelo com abertura adjacente ao pilar apresentou os resultados mais críticos. Os modelos com abertura entre 1d e 4d (90mm à 360mm) aparentemente não obtiveram perdas de resistência em relação ao modelo de referência. Por sinal, os modelos com abertura entre 2d e 4d (180mm à 360mm) apresentaram resistência até superior do que o modelo de referência.

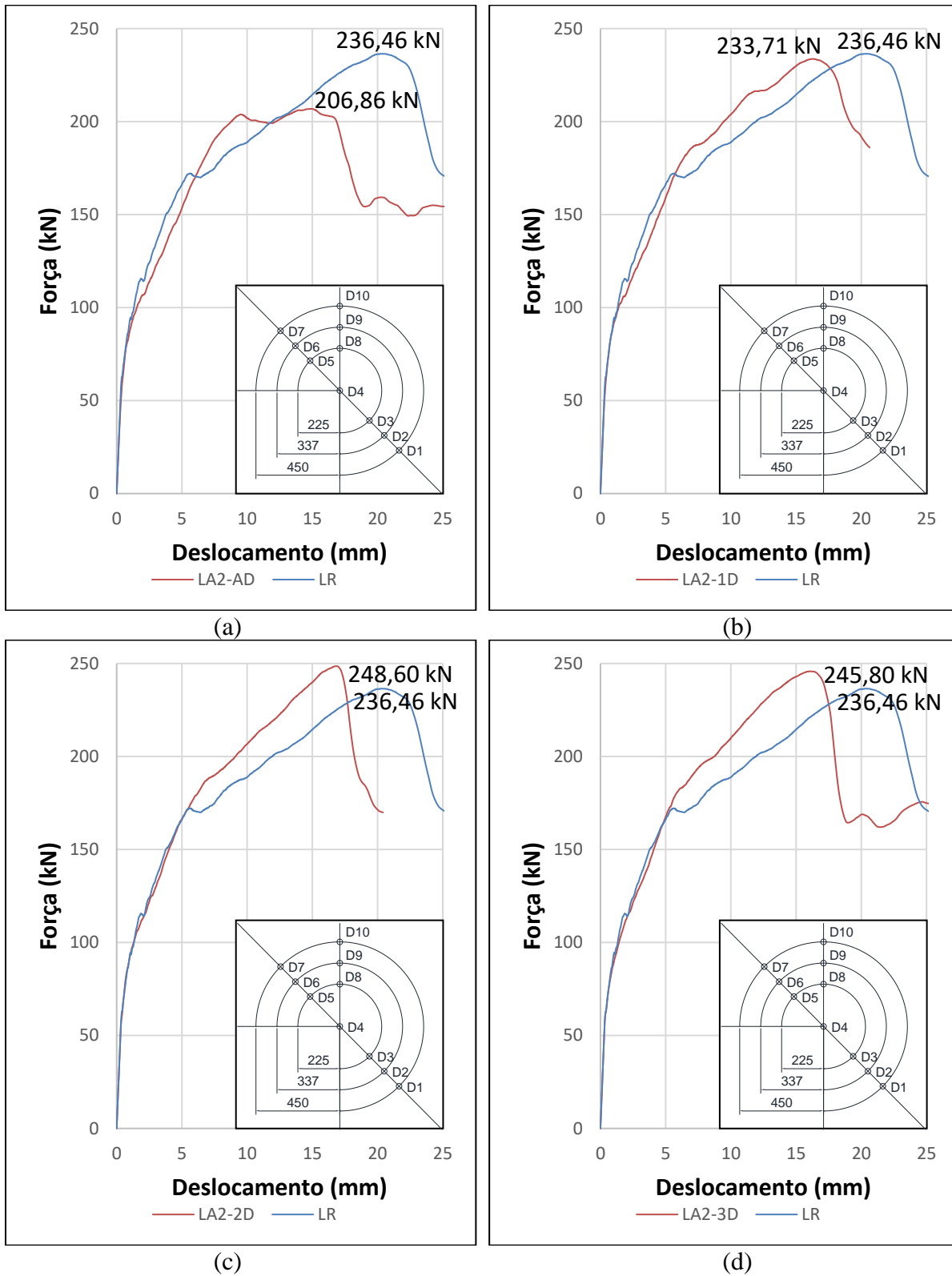
Como os modelos da série LA2 não possuem aberturas em uma das quatro faces do pilar, e sim na diagonal, as armaduras de flexão que passam pelo pilar não são cortadas, apenas as armaduras que passam nas proximidades do mesmo. Isso facilita para a contribuição das armaduras de flexão na resistência dos modelos.

6.4.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

Nas Figura 6.43 e 6.44 pode-se visualizar a curva força x deslocamento do ponto central de cada um dos modelos da série LA2 comparados com o modelo de referência. No Apêndice D são apresentadas as curvas força x deslocamento dos outros pontos estudados. Na Figura 6.45 são apresentadas as curvas força x deslocamento de todos os modelos da série LA2 juntos, porém, com as curvas parando no ato da ruptura. Na Figura 6.46 são apresentados os deslocamentos ao longo dos modelos da série LA2, comparados com os deslocamentos do modelo de referência (LR).

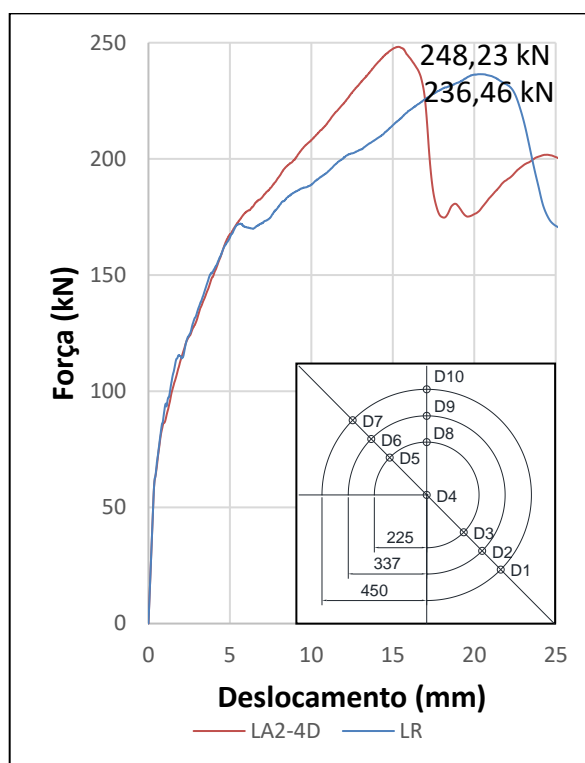
Analisando as curvas força-deslocamento apresentadas nas Figuras 6.43 a 6.45, no Apêndice D e nos deslocamentos apresentados na Figura 6.46, percebe-se que a presença da abertura perto do pilar nos modelos da série LA2 fez com que os modelos rompessem com menos deslocamento. Isso também foi percebido quando se distanciou a abertura do pilar, nesses casos, aumentaram os deslocamentos antes da ruptura.

Figura 6.43: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com os modelos LA2-AD (a), LA2-1D (b), LA2-2D (c) e LA2-3D (d)



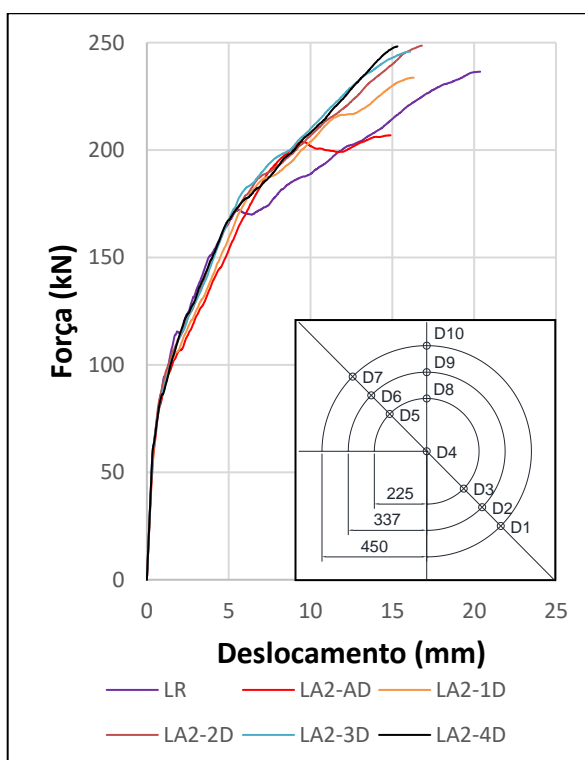
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.44: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com o modelo LA2-4D

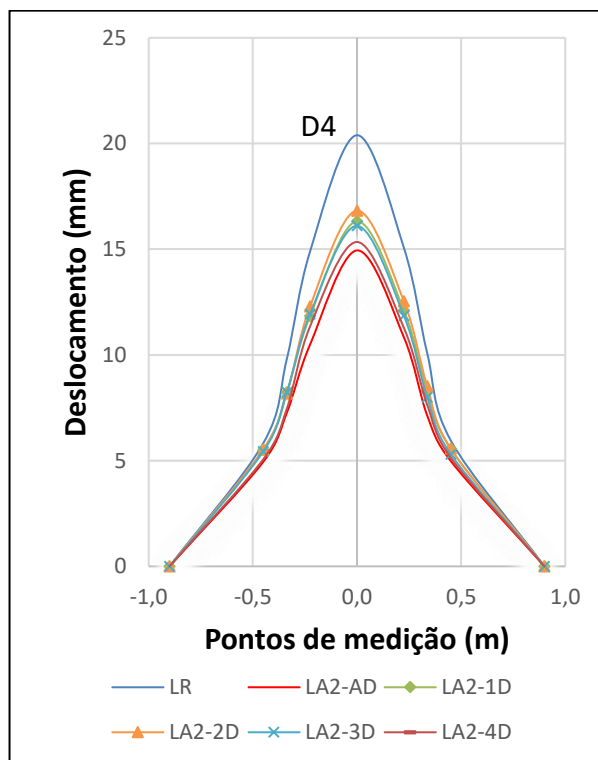


Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.45: Curvas força-deslocamento do ponto central (D4) dos modelos da série LA2



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.46: Deslocamentos dos modelos da série LA2

Fonte: O Autor (2021)

Analisando as Figuras 6.43 a 6.46, os modelos com abertura mais distantes do pilar obtiveram cargas de ruptura mais elevadas, porém, com menor deslocamento total.

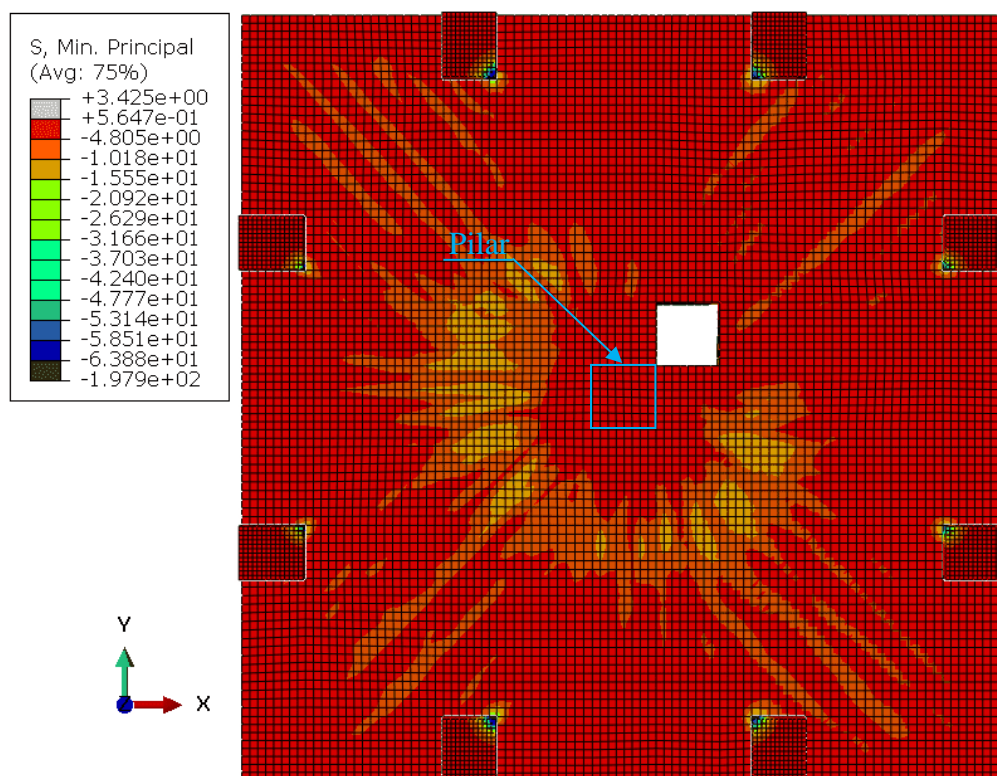
6.4.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS

Nas Figuras 6.47 a 6.61 são apresentadas as tensões principais de compressão da série LA2. Para facilitar a visualização, foram apresentadas três vistas de cada modelo, sendo a primeira vista em planta, e as outras duas tridimensionais, sendo uma pegando a face X-Z e a outra pegando a face Y-Z

Nas Figuras 6.62 a 6.66 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras superiores (armaduras negativas) dos modelos da série LA2.

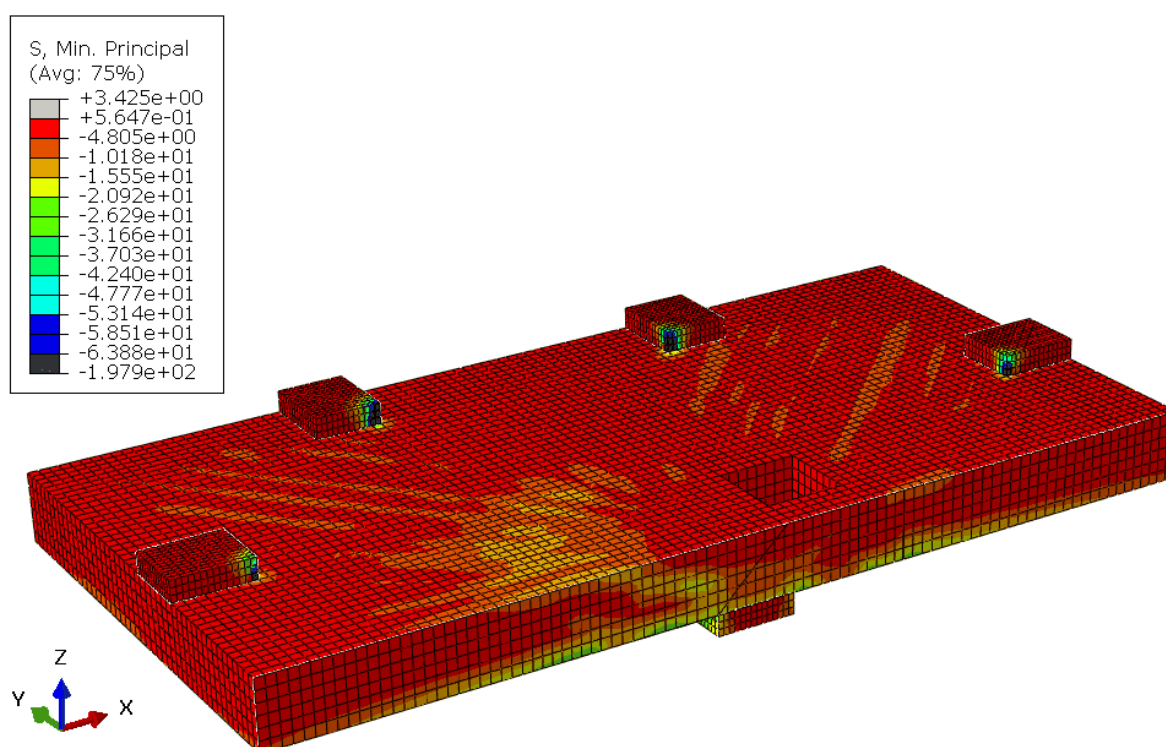
Tanto as tensões de compressão no concreto, apresentadas nas Figuras 6.47 a 6.61 quanto as tensões de tração nas armaduras, apresentadas nas Figuras 6.62 a 6.66, foram retiradas no ato da ruptura, e apresentadas em MPa.

Figura 6.47: Tensões de compressão do modelo LA2-AD (vista superior) – MPa



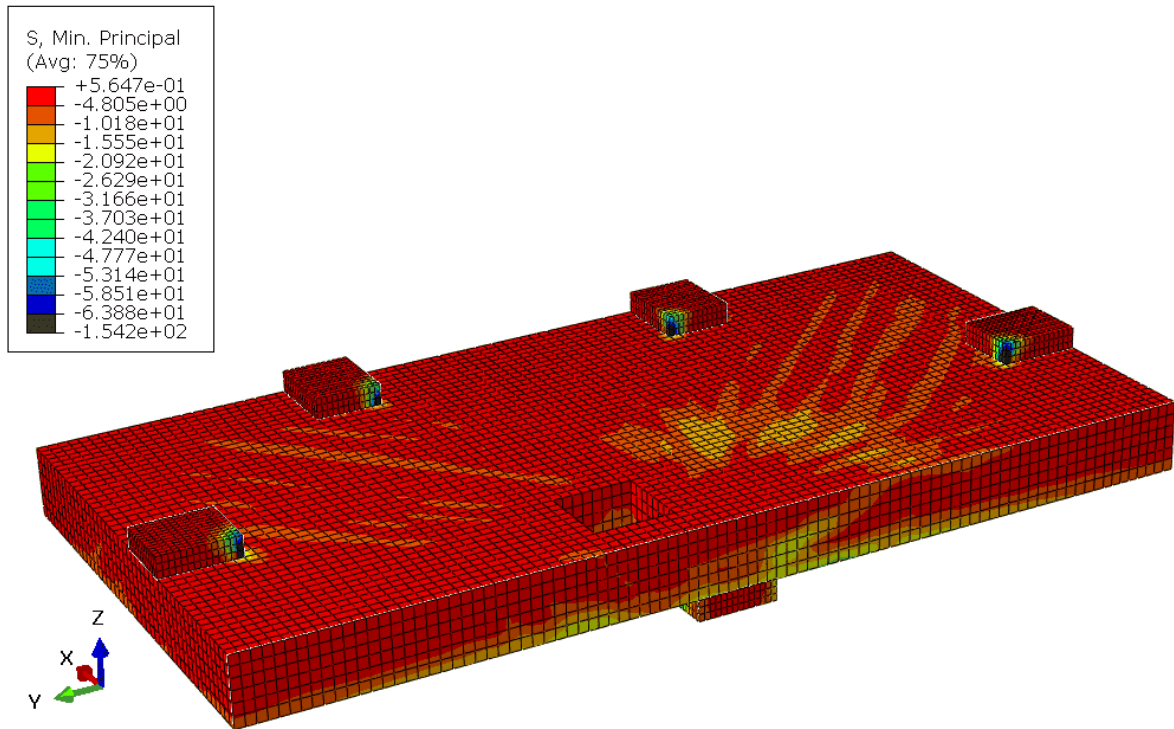
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.48: Tensões de compressão do modelo LA2-AD (corte na face X-Z) – MPa



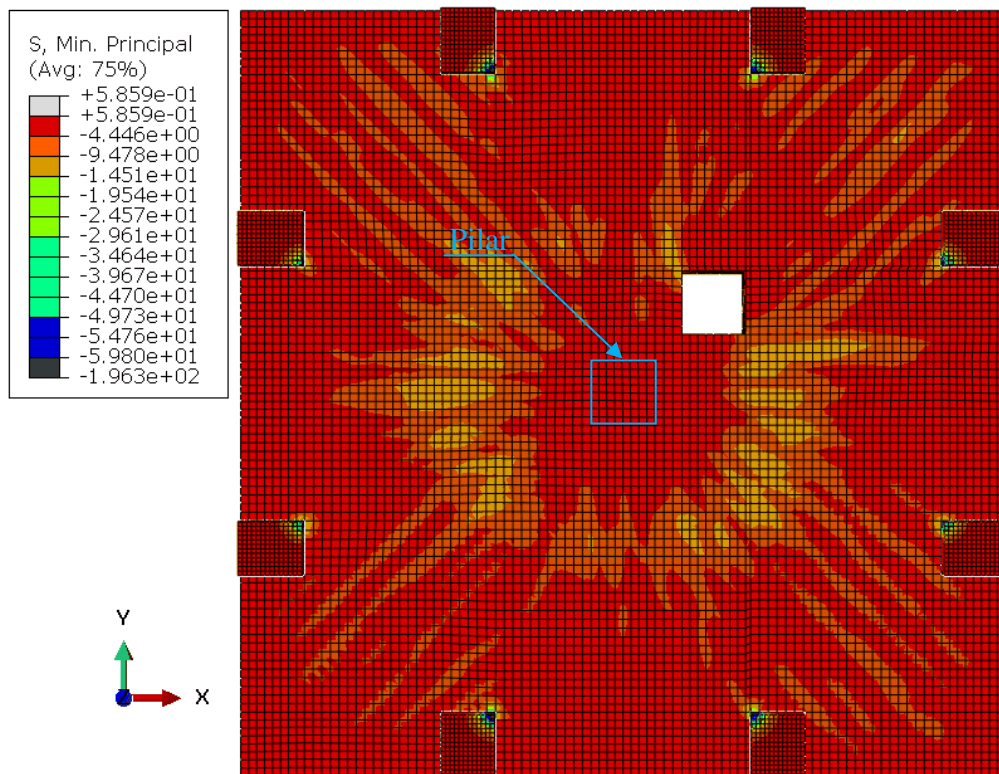
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.49: Tensões de compressão do modelo LA2-AD (corte na face Y-Z) – MPa



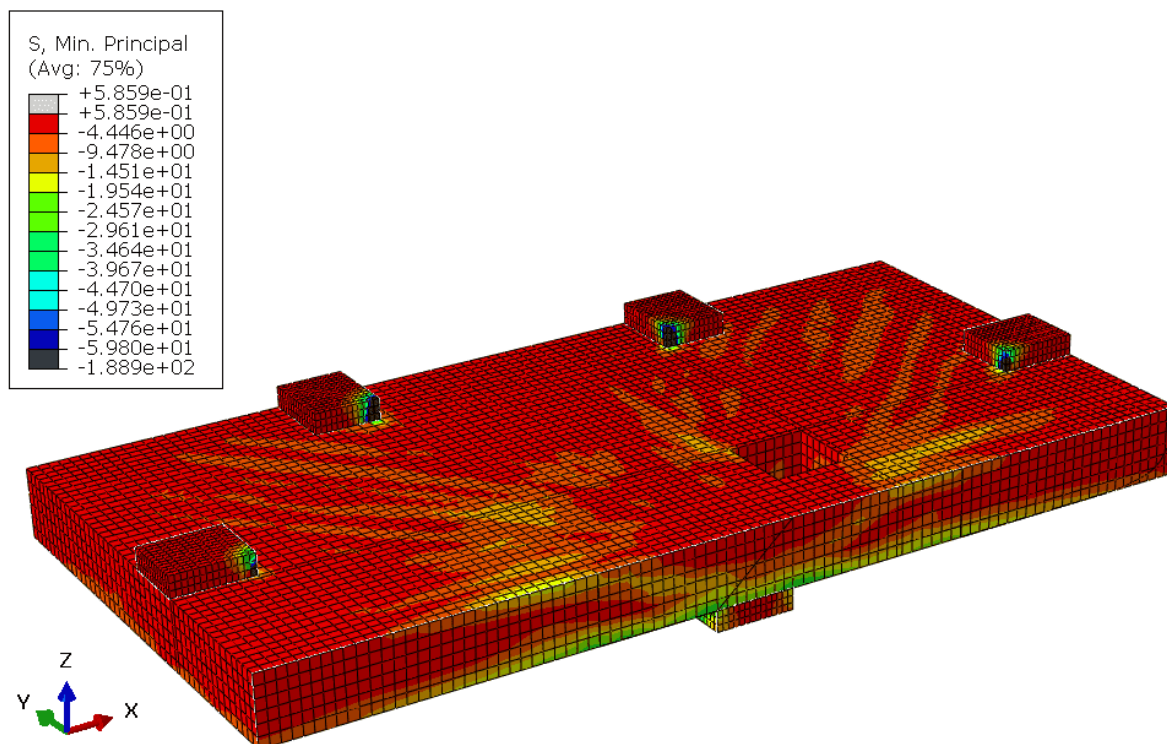
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.50: Tensões de compressão do modelo LA2-1D (vista superior) – MPa



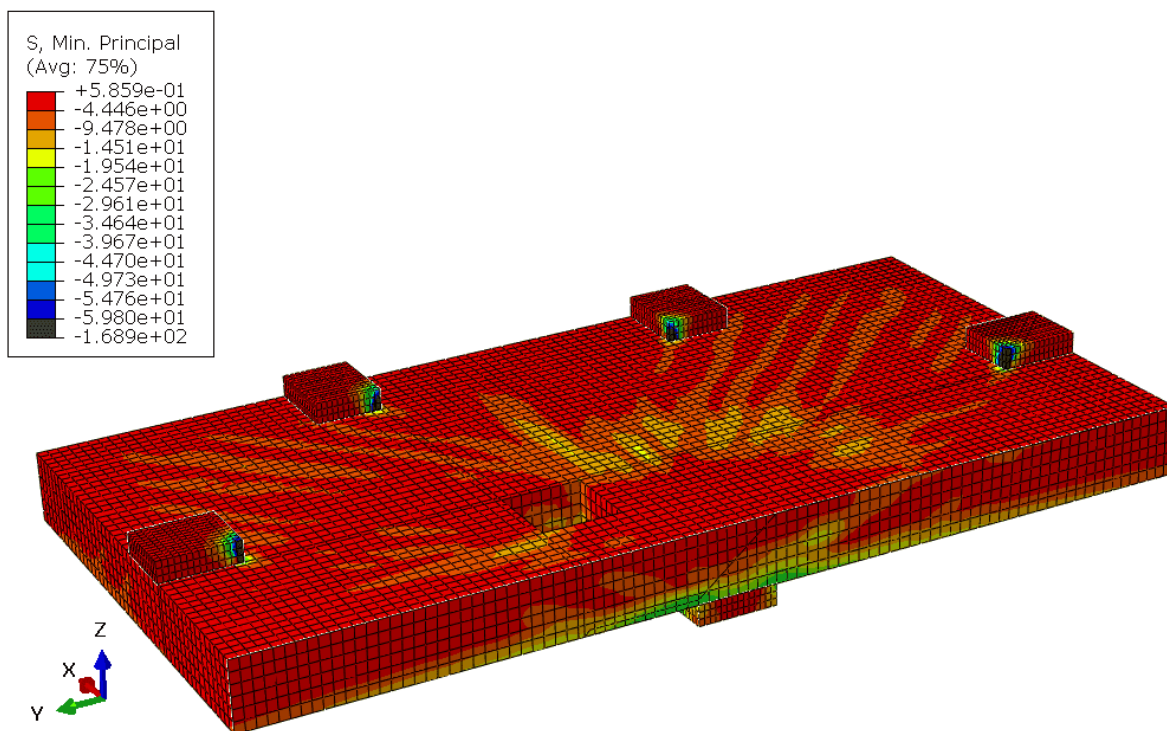
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.51: Tensões de compressão do modelo LA2-1D (corte na face X-Z) – MPa



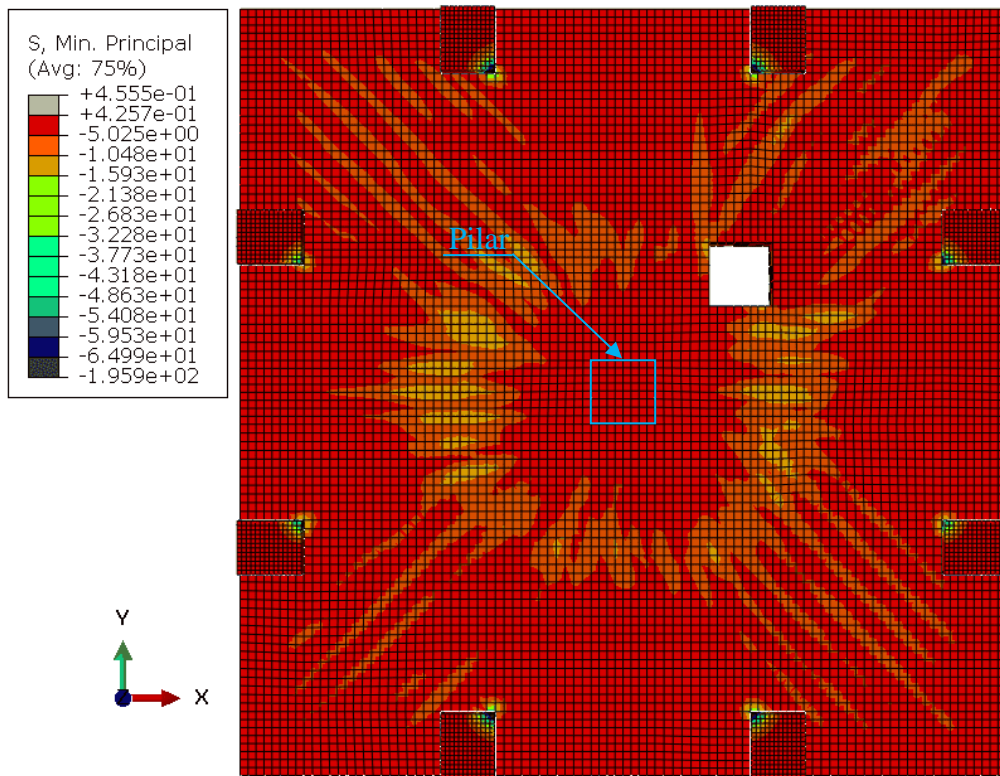
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.52: Tensões de compressão do modelo LA2-1D (corte na face Y-Z) – MPa



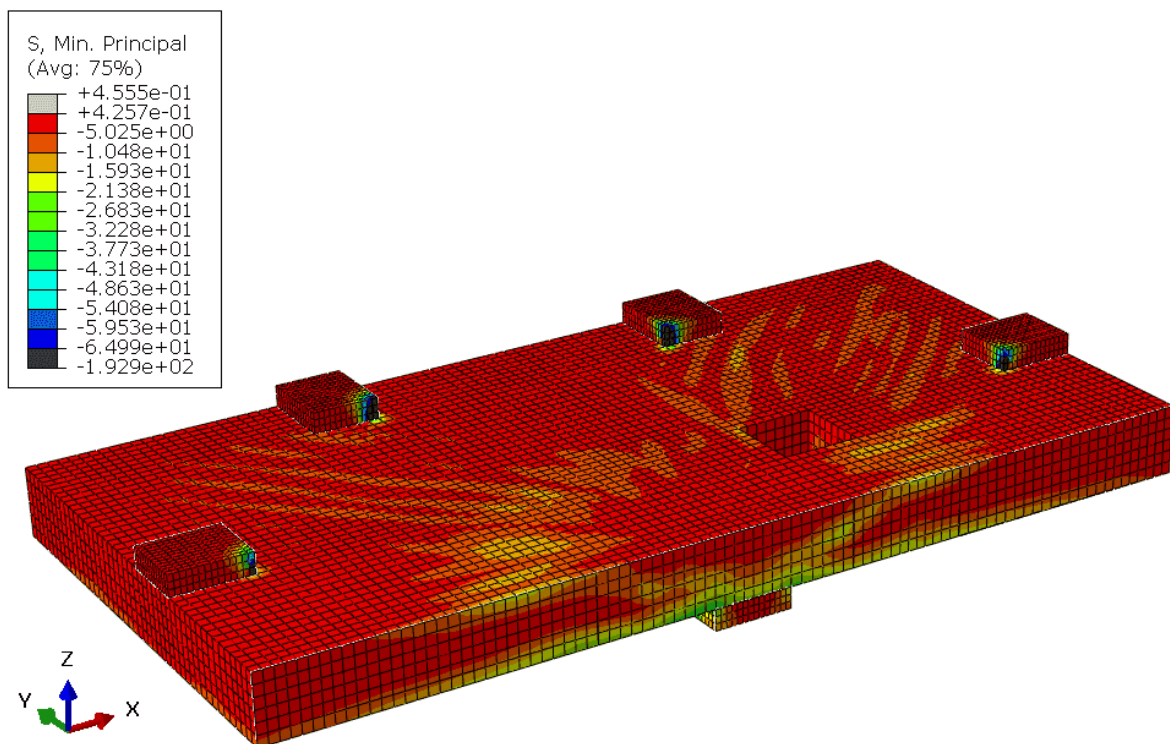
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.53: Tensões de compressão do modelo LA2-2D (vista superior) – MPa



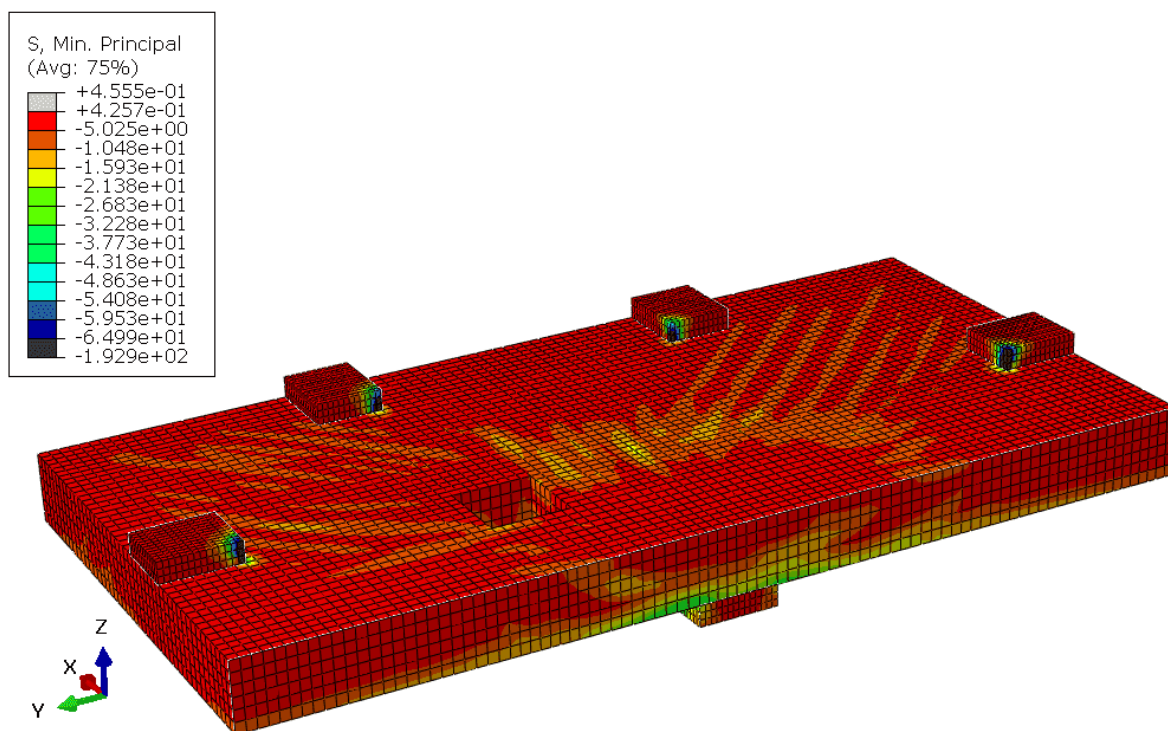
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.54: Tensões de compressão do modelo LA2-2D (corte na face X-Z) – MPa



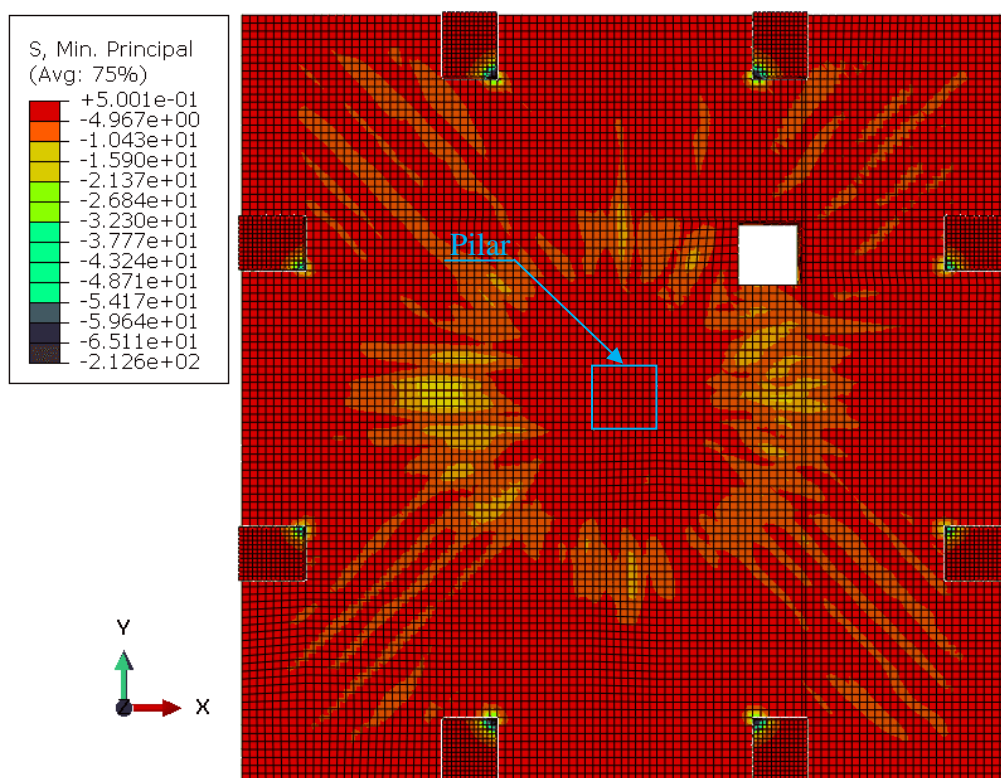
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.55: Tensões de compressão do modelo LA2-2D (corte na face Y-Z) – MPa



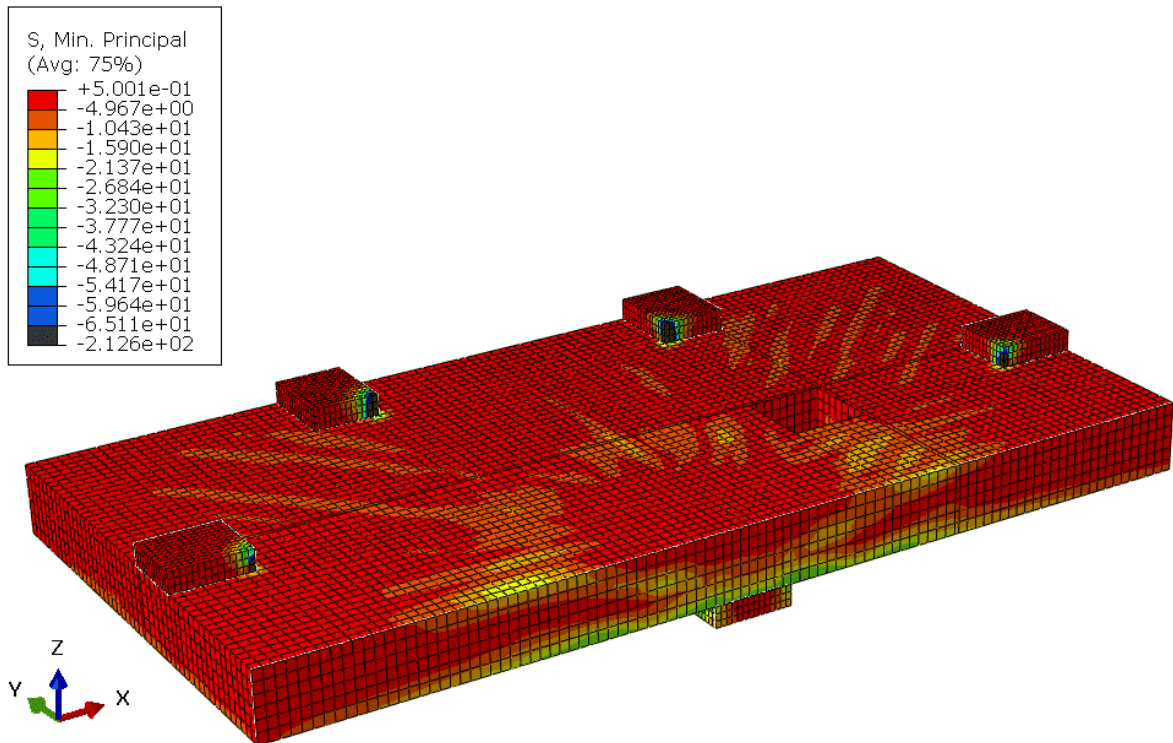
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.56: Tensões de compressão do modelo LA2-3D (vista superior) – MPa



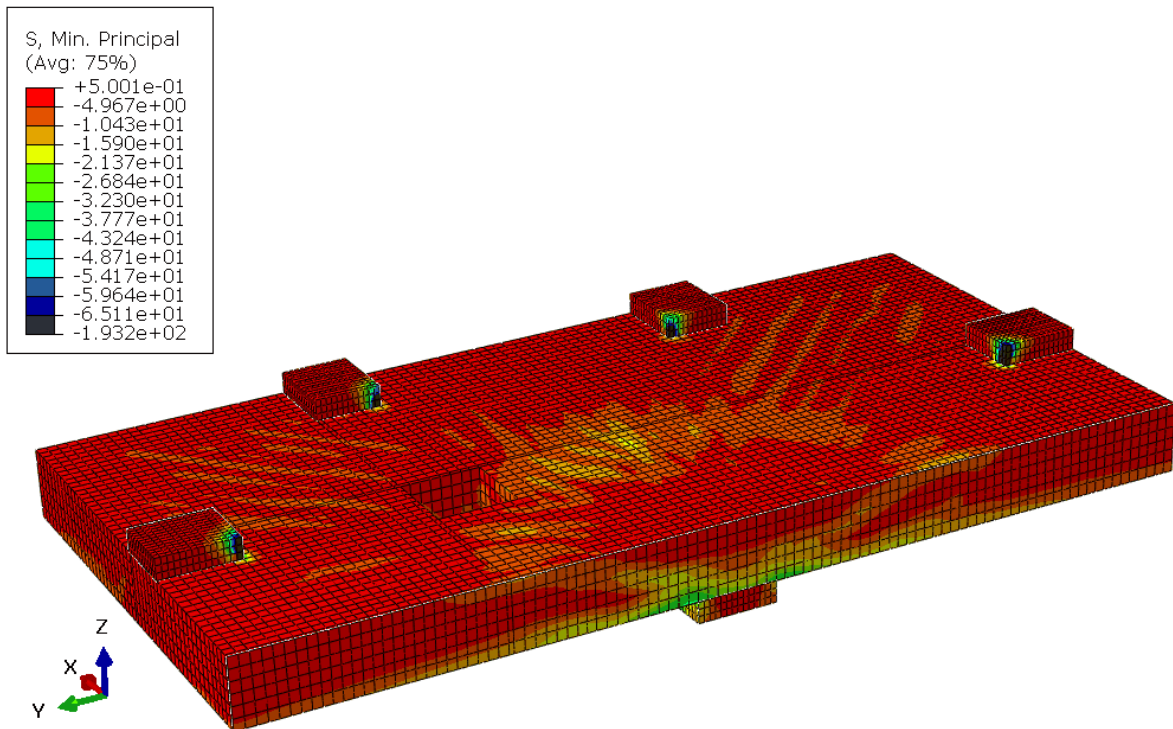
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.57: Tensões de compressão do modelo LA2-3D (corte na face X-Z) – MPa



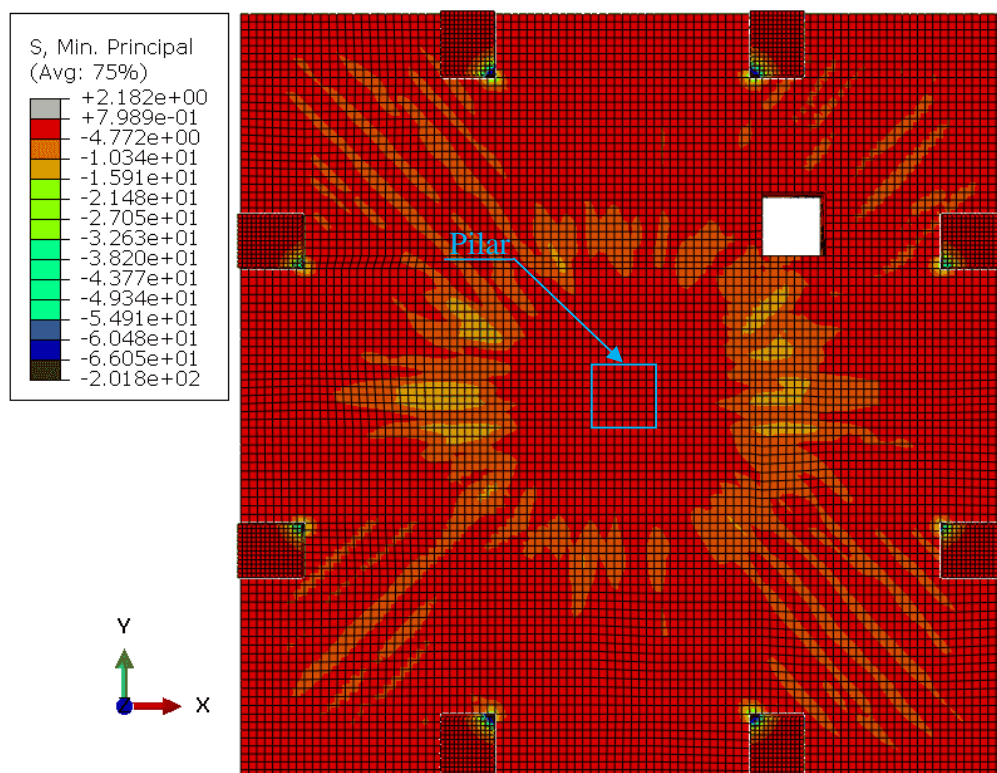
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.58: Tensões de compressão do modelo LA2-3D (corte na face Y-Z) – MPa



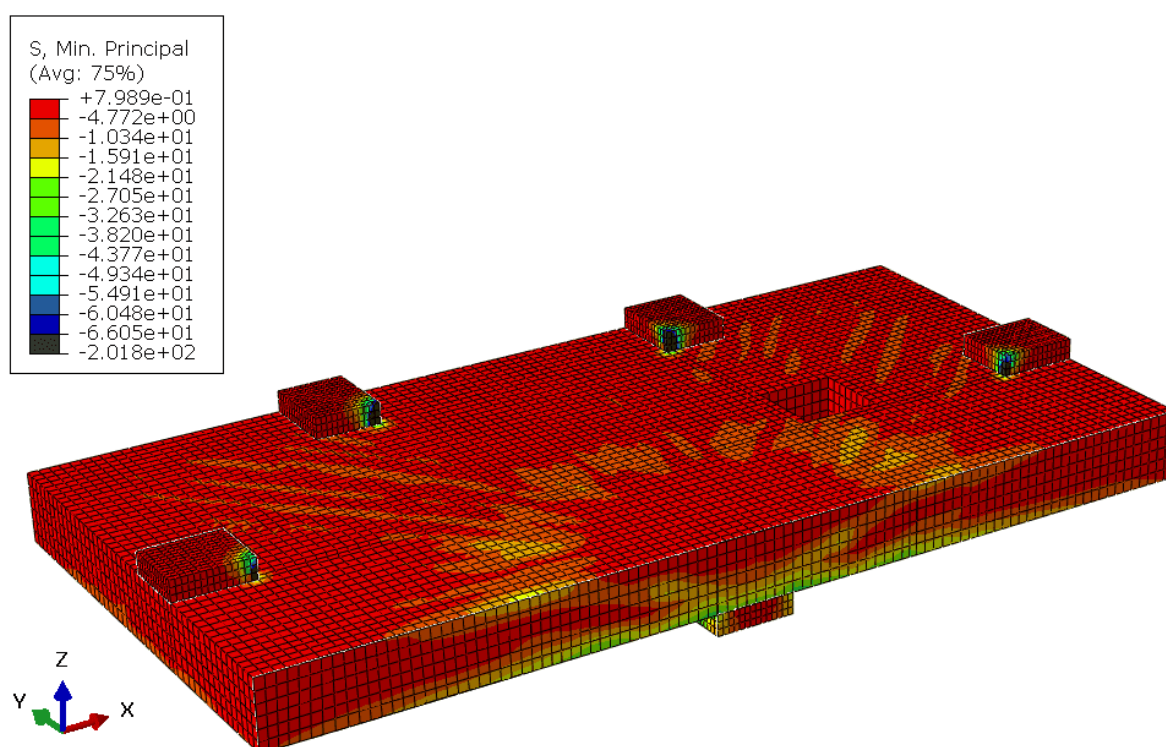
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.59: Tensões de compressão do modelo LA2-4D (vista superior) – MPa



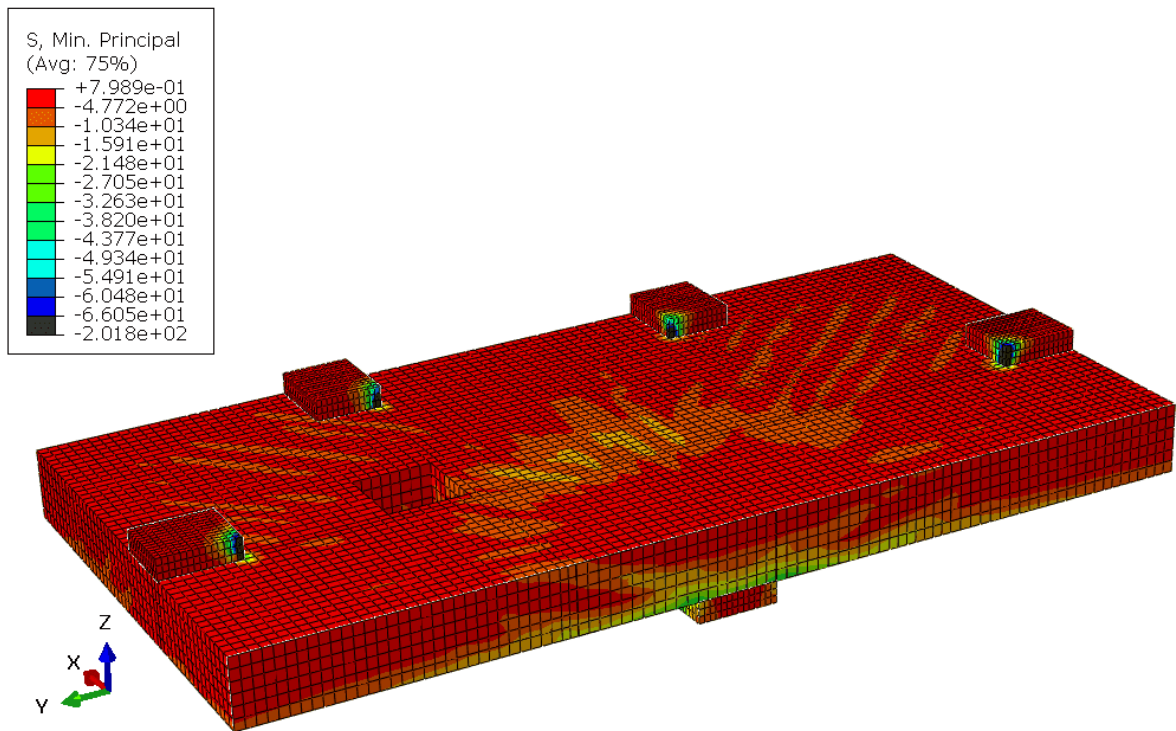
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.60: Tensões de compressão do modelo LA2-4D (corte na face X-Z) – MPa



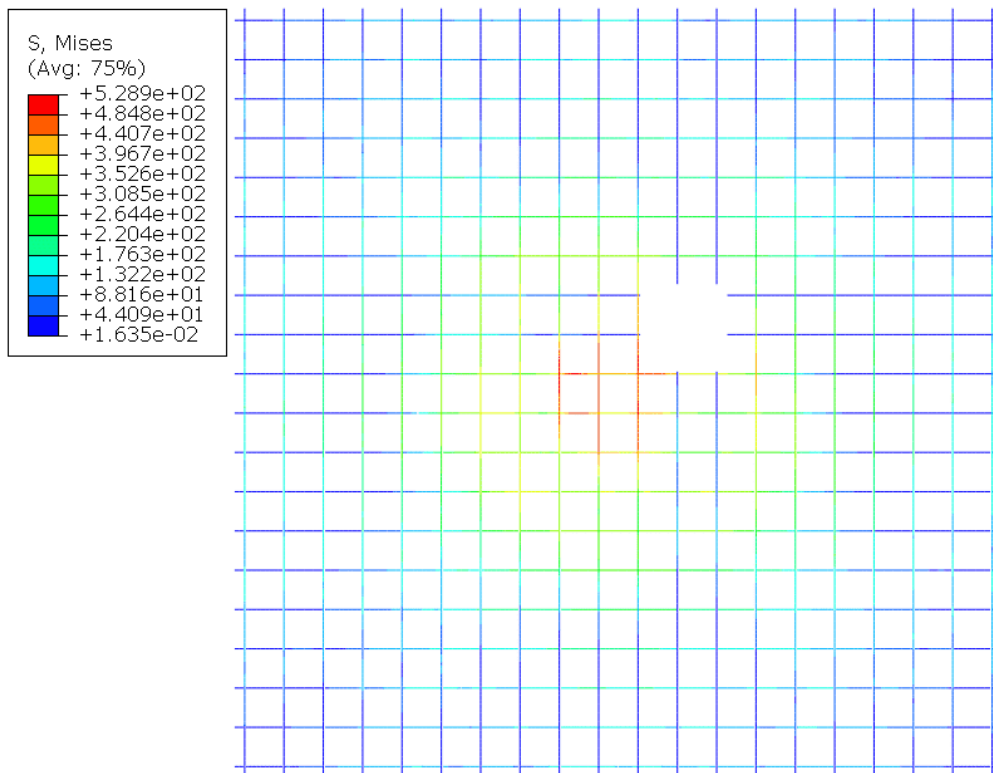
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.61: Tensões de compressão do modelo LA2-4D (corte na face Y-Z) – MPa



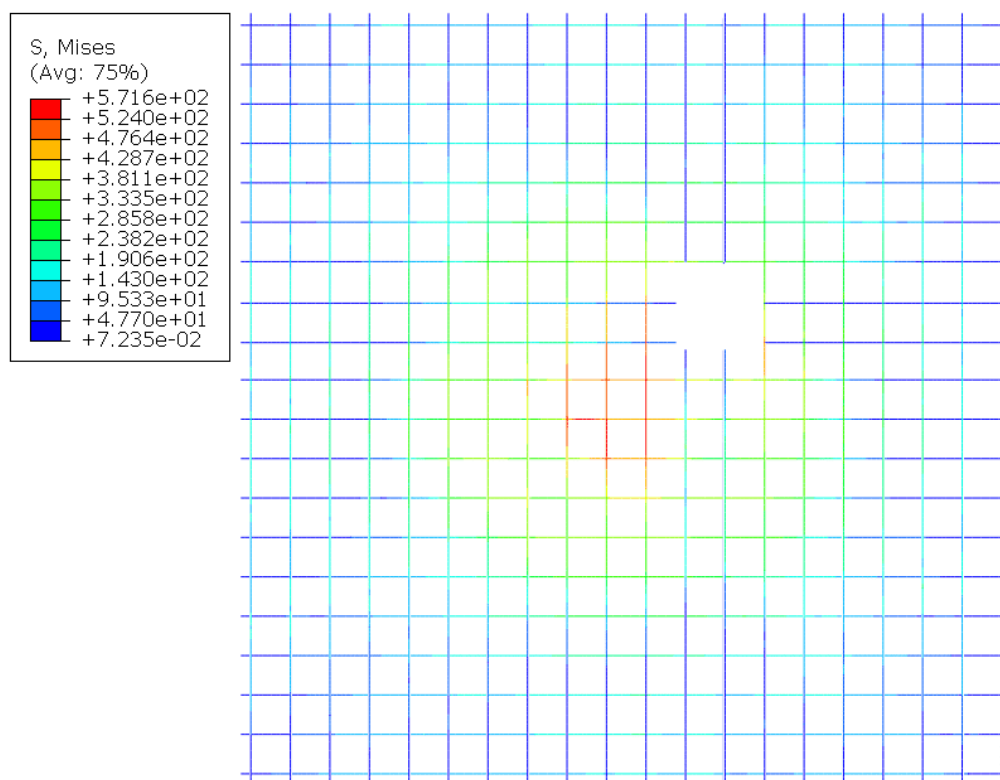
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.62: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA2-AD – MPa



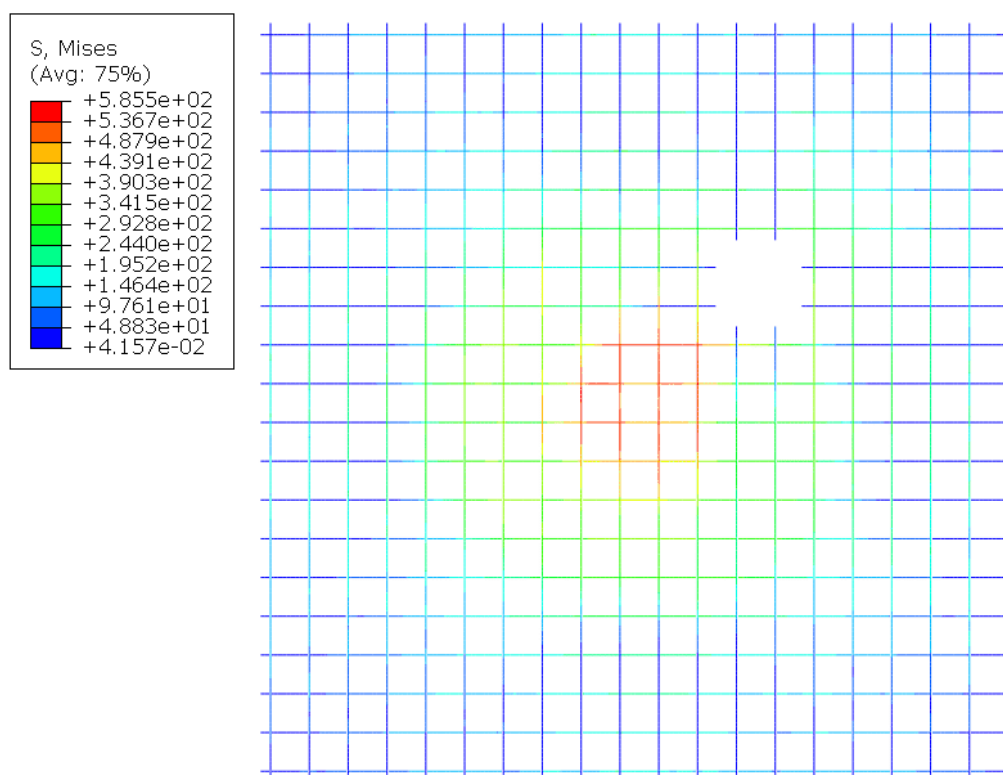
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.63: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA2-1D – MPa



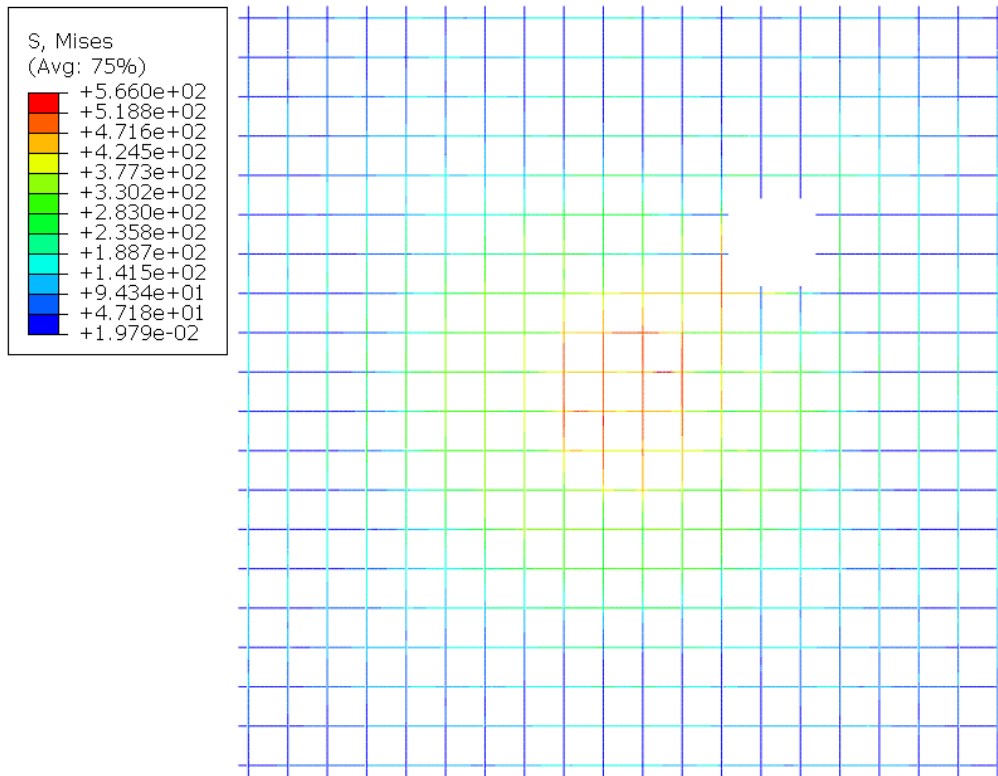
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.64: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA2-2D – MPa



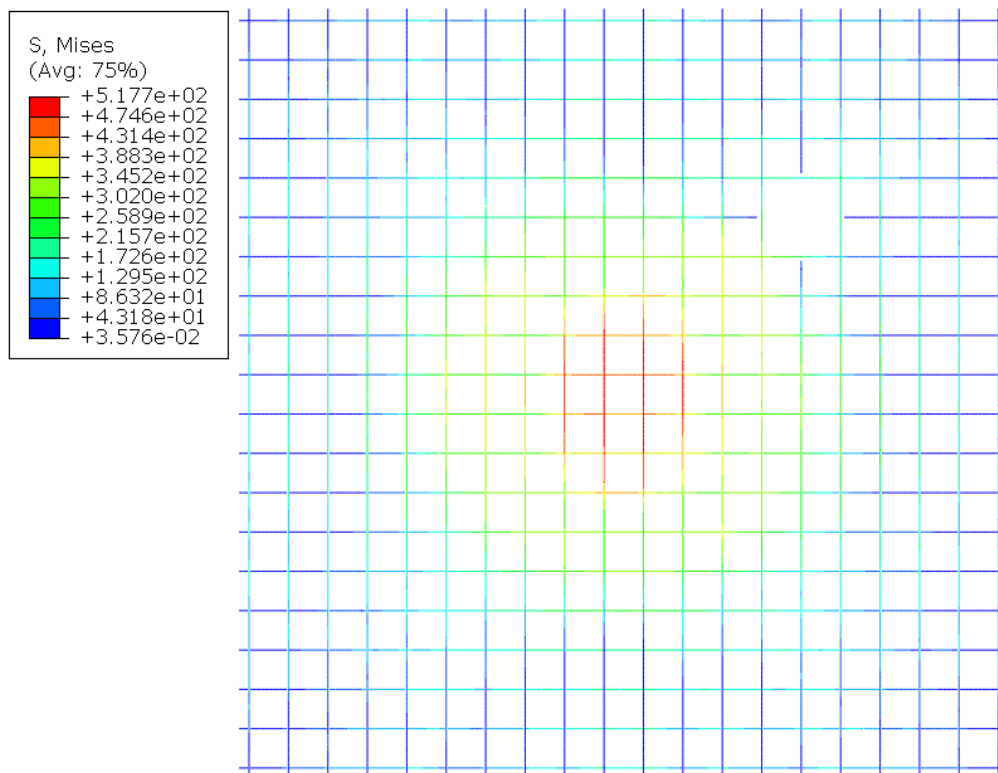
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.65: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA2-3D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.66: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA2-4D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Como pode-se visualizar nas Figuras 6.43 a 6.61, com exceção do modelo com abertura adjacente ao pilar, os modelos não foram prejudicados com a inserção das aberturas. Percebeu-se também que os modelos LA2-AD, LA2-1D e LA2-2D possuem aberturas localizadas dentro do cone de punção, porém, no modelo LA2-AD o cone foi significativamente comprometido, se comparado com os outros modelos.

Ao analisar as Figuras 6.62 a 6.66 percebe-se que na região de cone de punção as armaduras começam a trabalhar com mais intensidade. Com exceção do modelo LA2-4D, todos os outros modelos atingiram a tensão de escoamento das armaduras, assim como o modelo de referência. Percebeu-se também grandes tensões nas armaduras paralelas à abertura na direção do pilar, mostrando que a abertura das lajes influenciou na redistribuição de tensões tanto do concreto quanto das armaduras.

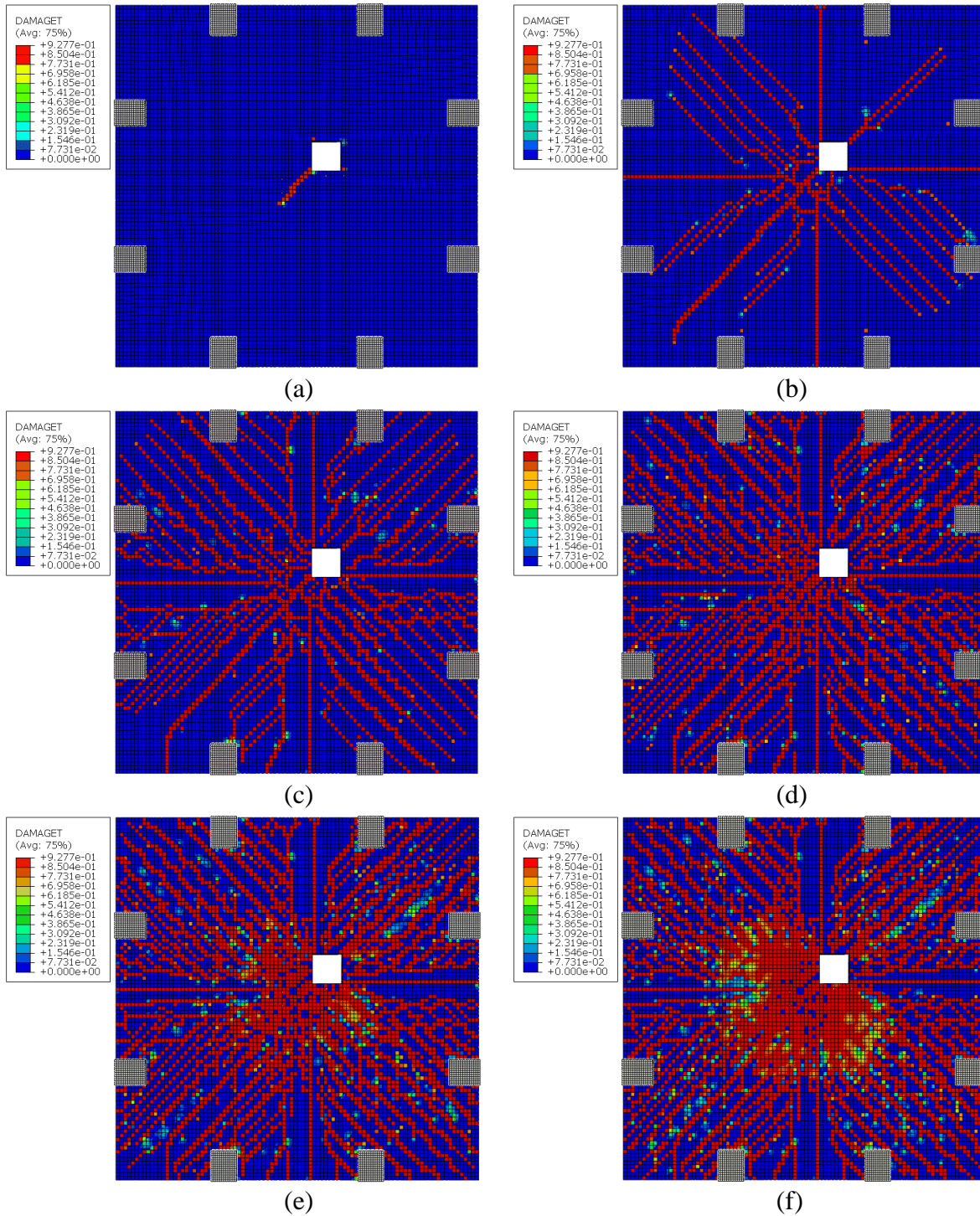
6.4.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS

Nas Figuras 6.67 a 6.71 pode-se visualizar o dano dos modelos da série LA2 para diversas etapas de carregamento. Os valores de dano variam entre 0 e 1, sendo 0 o elemento íntegro, e 1 o elemento completamente danificado. Como são apresentados os danos em diversas etapas de carregamento, pode-se entender o padrão de fissuração de cada modelo estudado.

Percebe-se um padrão para as fissuras, começando pelas fissuras radiais saindo do pilar e da face da abertura próxima ao pilar. Posteriormente essas fissuras crescem até as extremidades da laje. Com 25% a 50% da carga de ruptura aparecem as fissuras tangenciais próximas ao pilar.

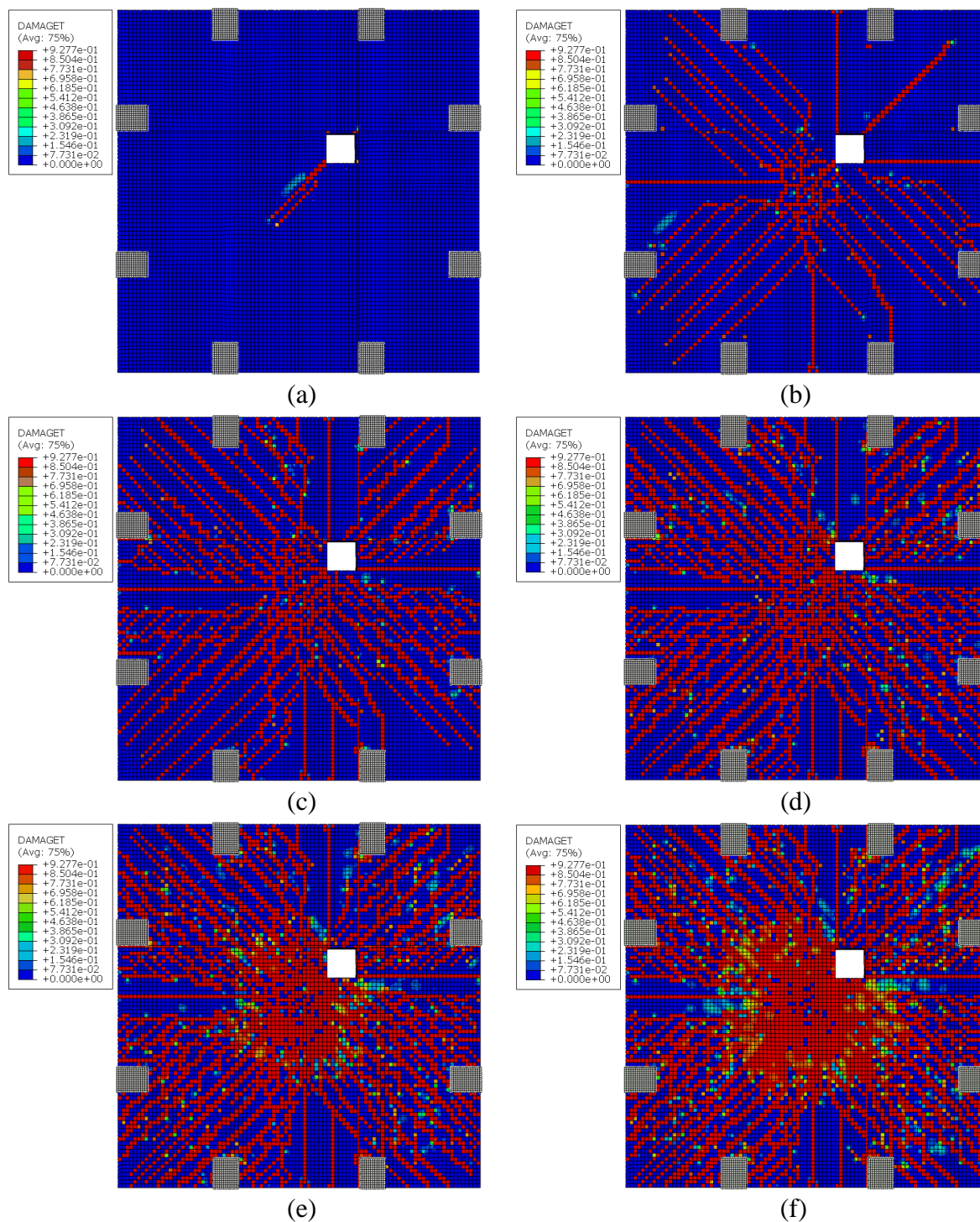
Percebe-se também, ao analisar as Figuras 6.67 a 6.71, que as aberturas dos modelos LA2-AD, LA2-1D e LA2-2D estão localizadas na região mais danificada na laje. Já as aberturas dos modelos LA2-3D e LA2-4D ficaram fora da zona mais danificada da laje. Vale ressaltar que a região mais danificada foi a região localizada dentro do cone de punção do elemento.

Figura 6.67: Dando à tração do modelo LA2-AD, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



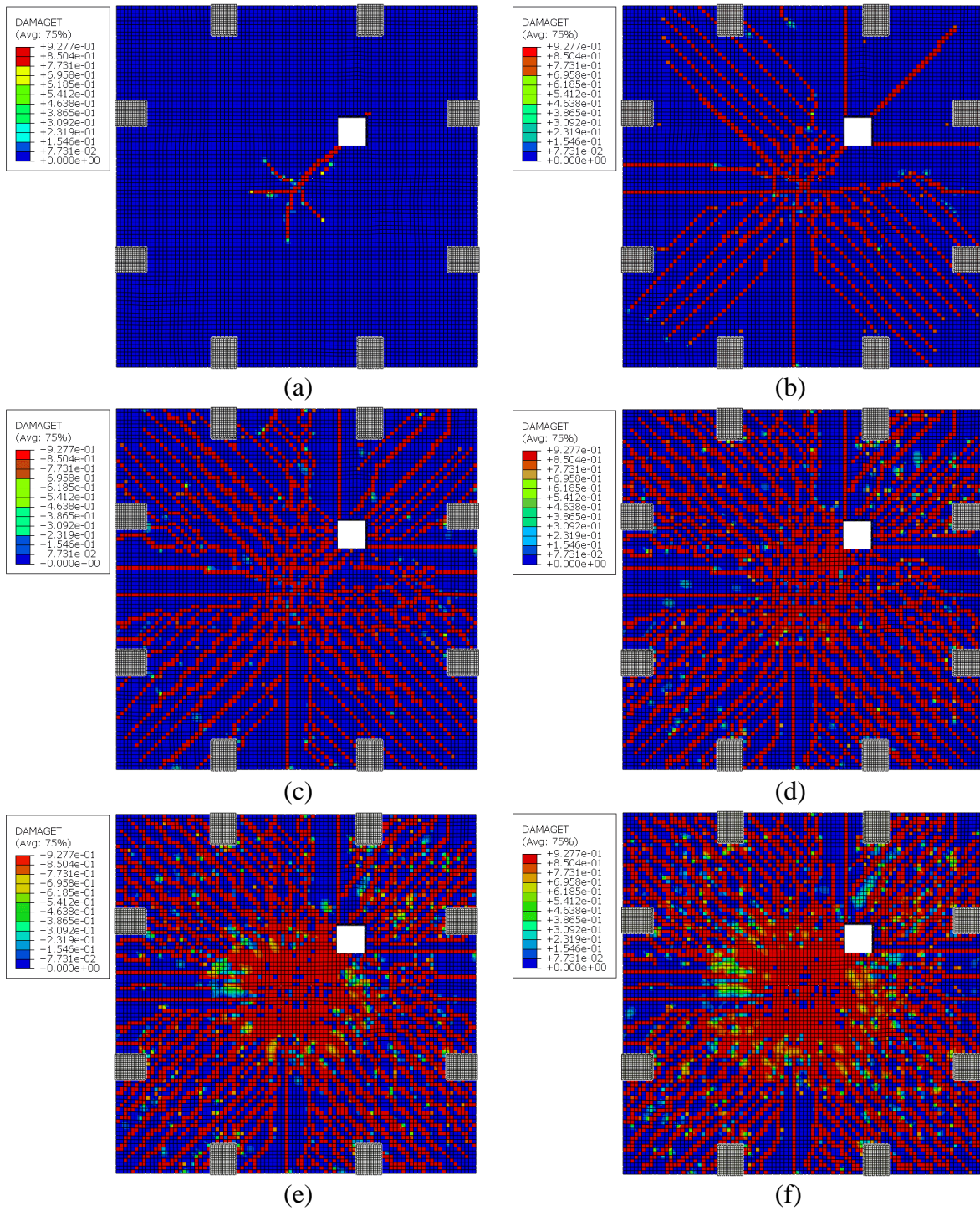
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.68: Dando à tração do modelo LA2-1D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



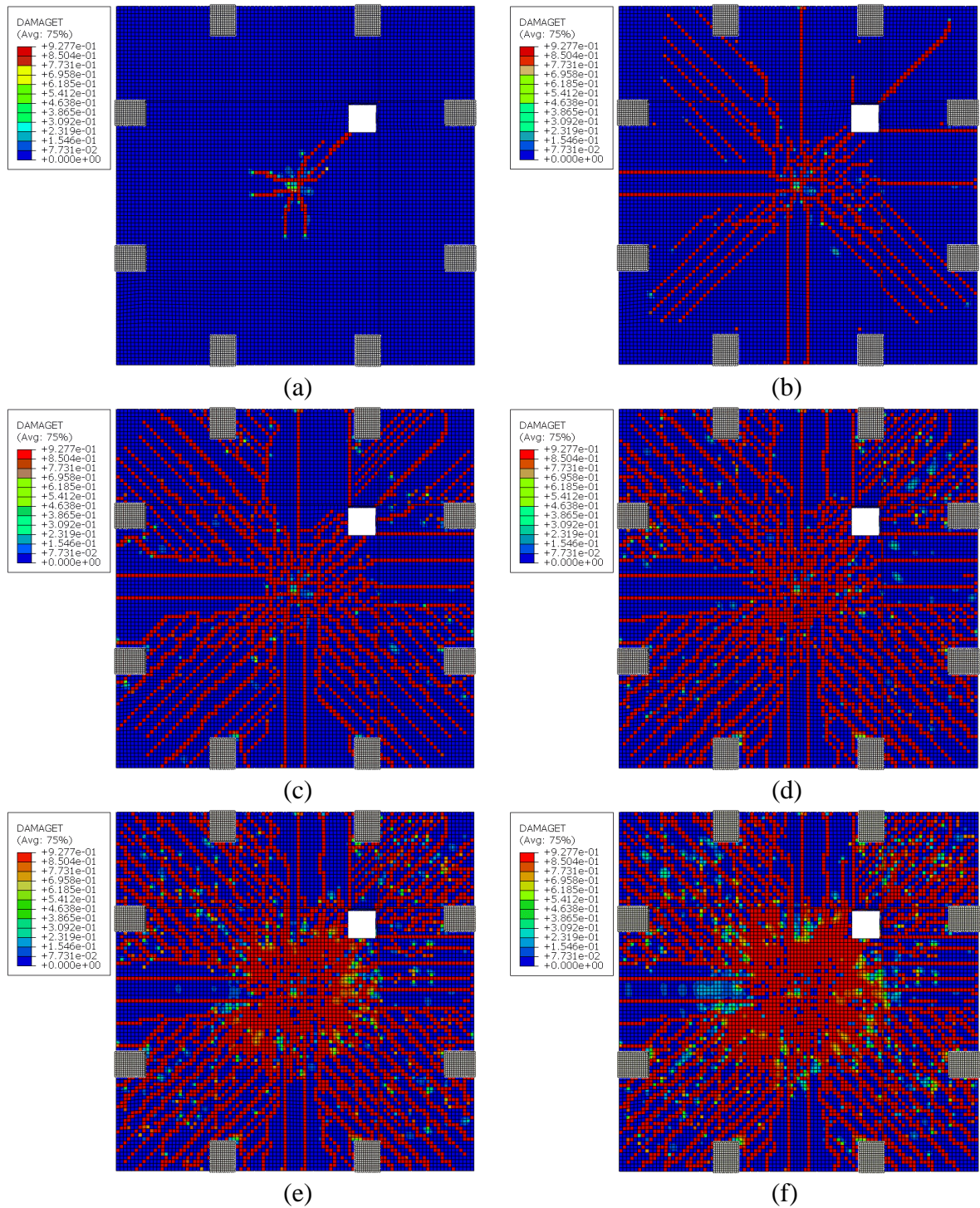
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.69: Dando à tração do modelo LA2-2D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



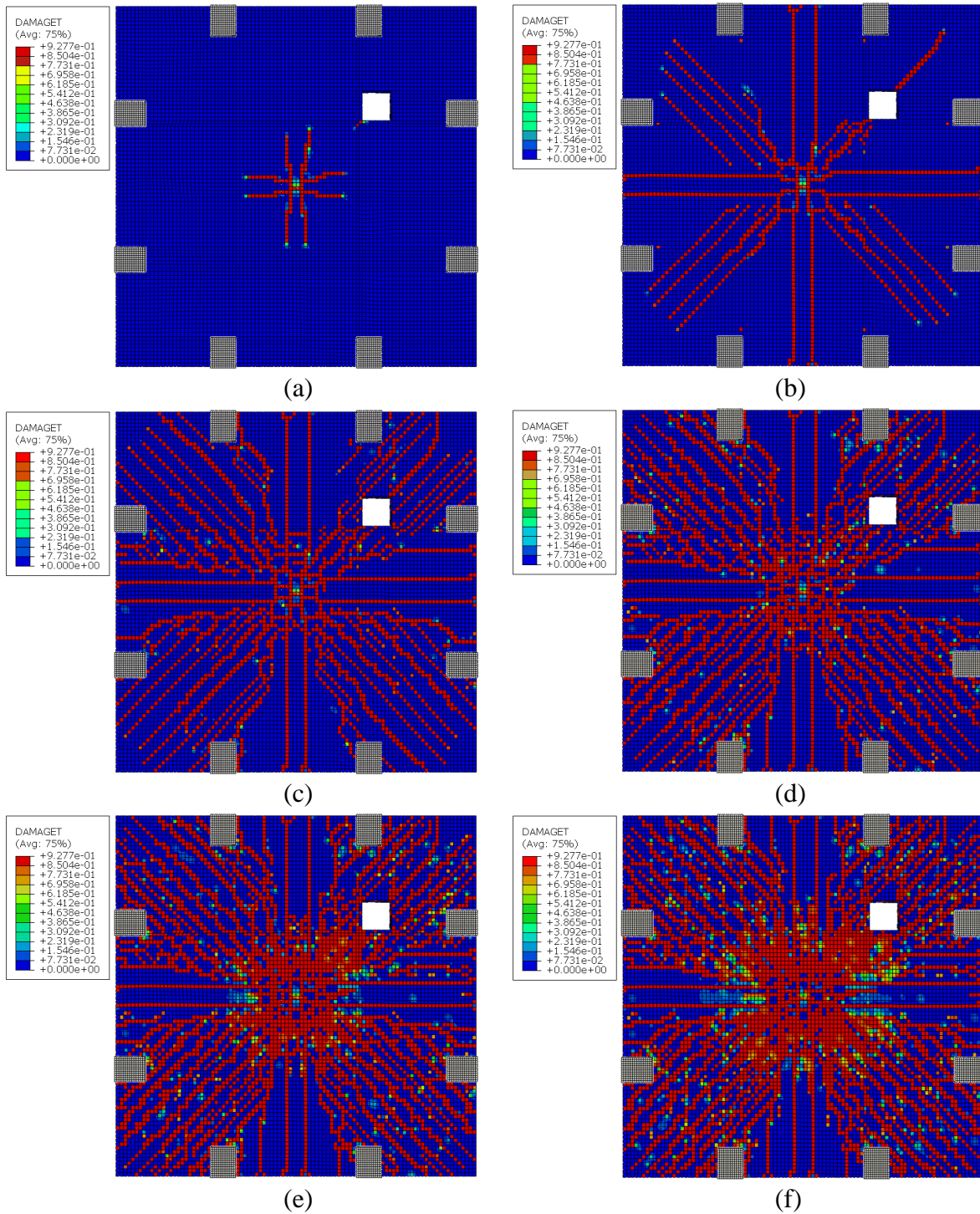
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.70: Dando à tração do modelo LA2-3D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.71: Dando à tração do modelo LA2-4D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

6.5 SÉRIE LA3

Neste tópico são apresentados os resultados de processamento da série LA3. Os resultados foram comparados com o modelo de referência para compreensão da influência da abertura em cada caso estudado. Na série LA3, as aberturas possuem o dobro da dimensão do pilar.

Os modelos com abertura adjacente e 1d de distância do pilar (90mm) apresentaram os resultados mais críticos. O modelo com abertura localizada a 2d de distância do pilar (180mm) também apresentou carga de ruptura abaixo do modelo de referência. Os modelos com abertura entre 3d e 4d (270mm à 360mm) aparentemente não obtiveram perdas de resistência em relação ao modelo de referência. Por sinal apresentaram resistência até superior do que o modelo de referência.

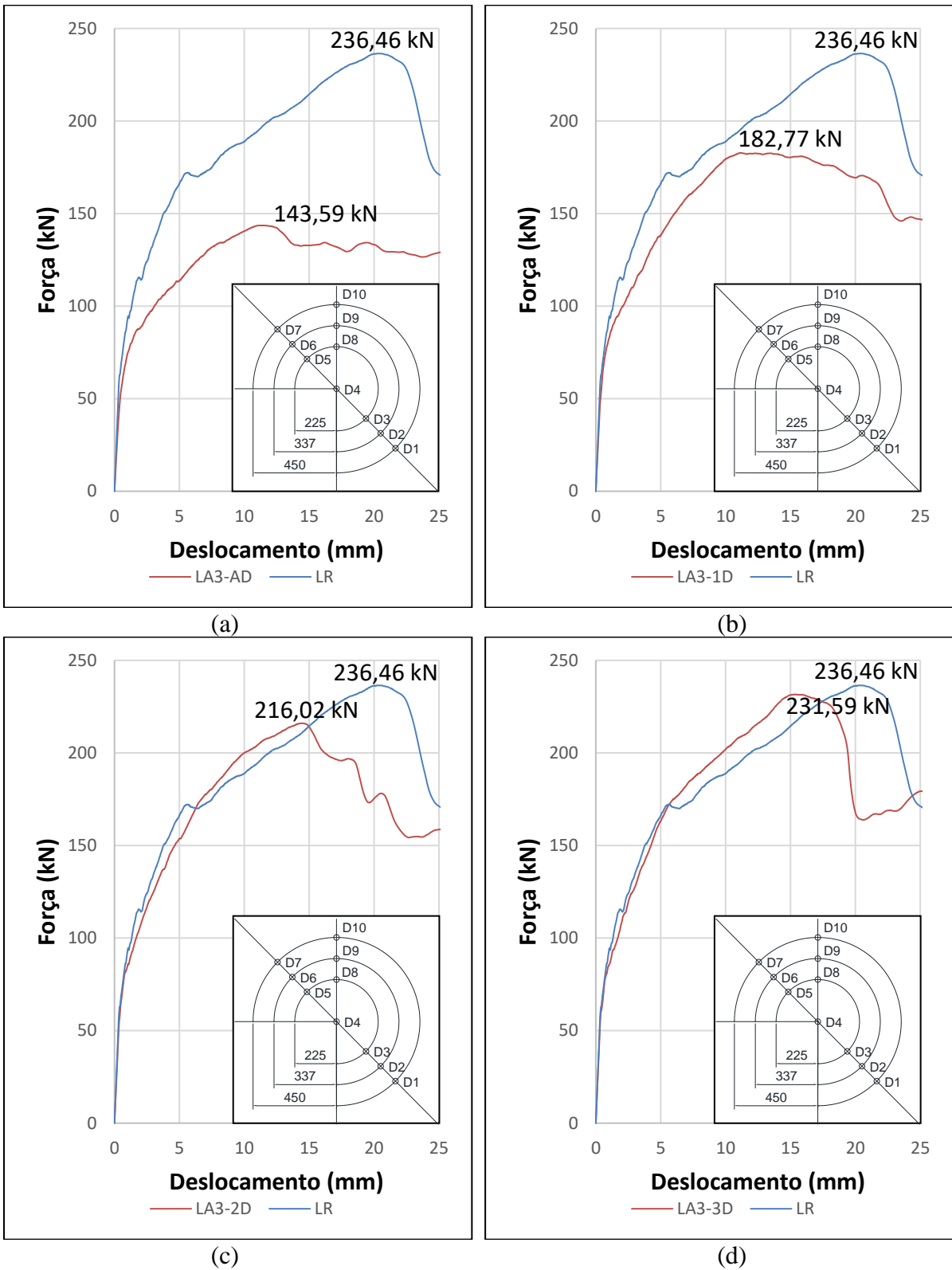
6.5.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

Nas Figura 6.72 e 6.73 pode-se visualizar a curva força x deslocamento do ponto central de cada um dos modelos da série LA3 comparados com o modelo de referência. No Apêndice D são apresentadas as curvas força x deslocamento dos outros pontos estudados. Na Figura 6.74 são apresentadas as curvas força x deslocamento de todos os modelos da série LA3 juntos, porém, com as curvas parando no ato da ruptura. Na Figura 6.75 são apresentados os deslocamentos ao longo dos modelos da série LA3, comparados com os deslocamentos do modelo de referência (LR).

Analisando as curvas força-deslocamento apresentadas nas Figuras 6.72 a 6.74, no Apêndice D e os deslocamentos apresentados na Figura 6.75, percebe-se que a presença da abertura perto do pilar nos modelos da série LA3 fez com que os modelos rompessem com menos deslocamento. Isso também foi percebido quando se distanciou a abertura do pilar, nesses casos, aumentaram os deslocamentos antes da ruptura.

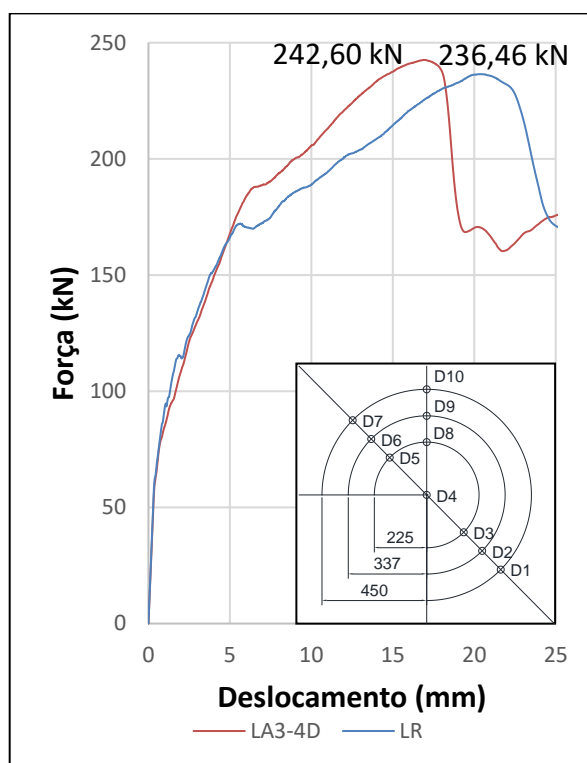
Os modelos que obtiveram carga de ruptura elevada também deslocaram menos que o modelo de referência nas mesmas intensidades de carga.

Figura 6.72: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com os modelos LA3-AD (a), LA3-1D (b), LA3-2D (c) e LA3-3D (d)



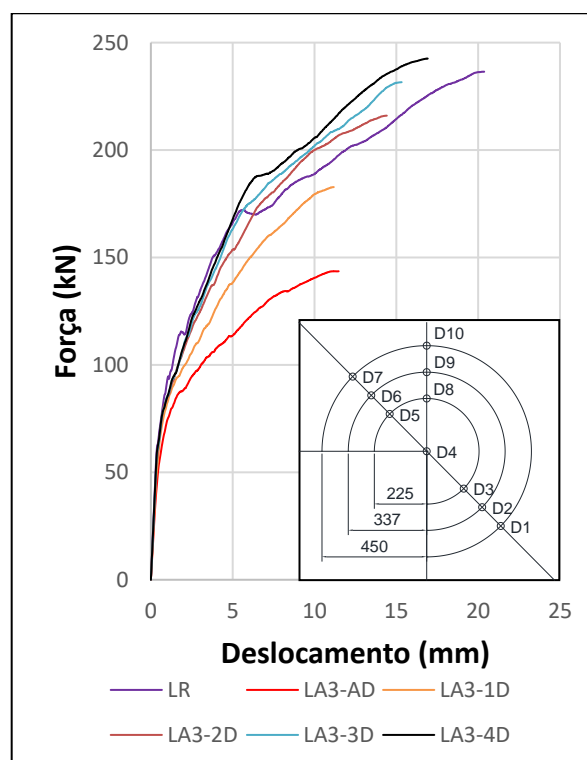
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.73: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com o modelo LA3-4D

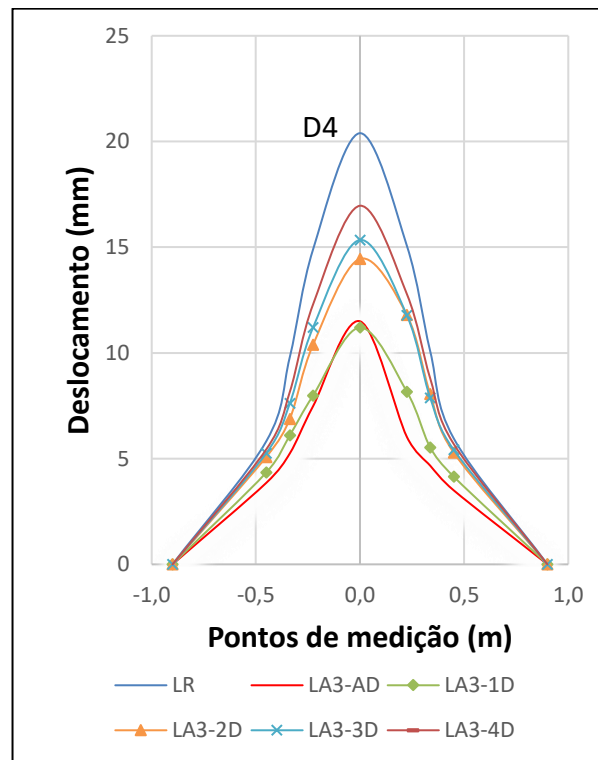


Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.74: Curvas força-deslocamento do ponto central (D4) dos modelos da série LA3



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.75: Deslocamentos dos modelos da série LA3

Fonte: O Autor (2021)

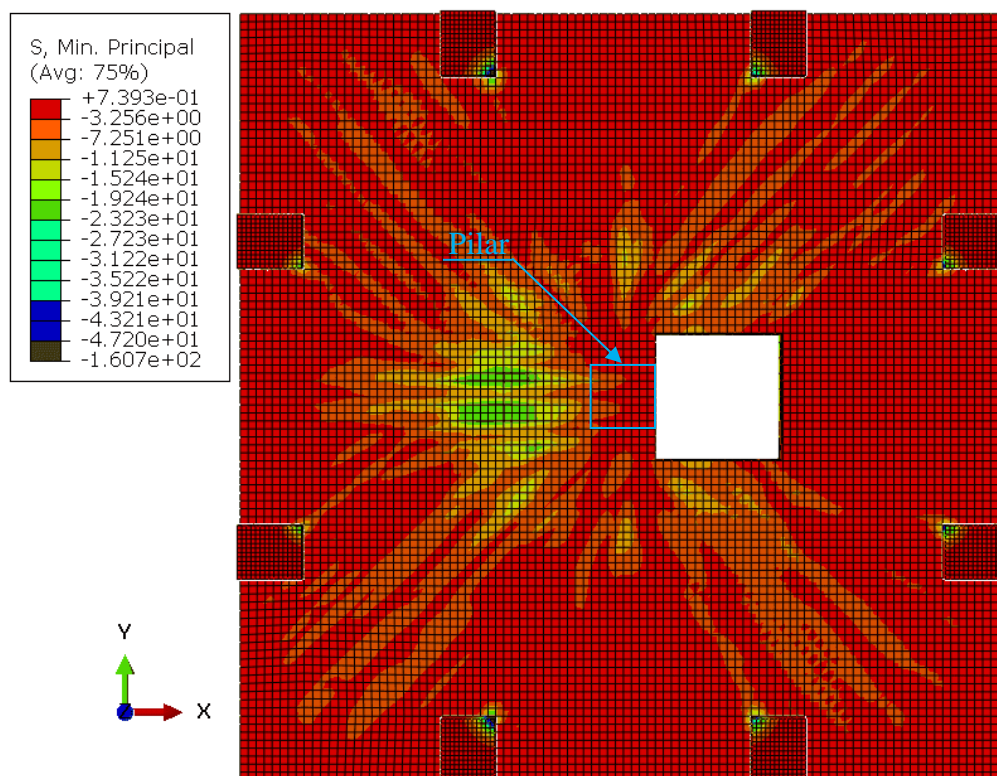
6.5.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS

Nas Figuras 6.76 a 6.90 são apresentadas as tensões principais de compressão da série LA3. Para facilitar a visualização, foram apresentadas três vistas de cada modelo, sendo a primeira vista em planta, e as outras duas tridimensionais, uma passando pela abertura e a outra passando pela seção íntegra.

Nas Figuras 6.91 a 6.95 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras superiores (armaduras negativas) dos modelos da série LA3.

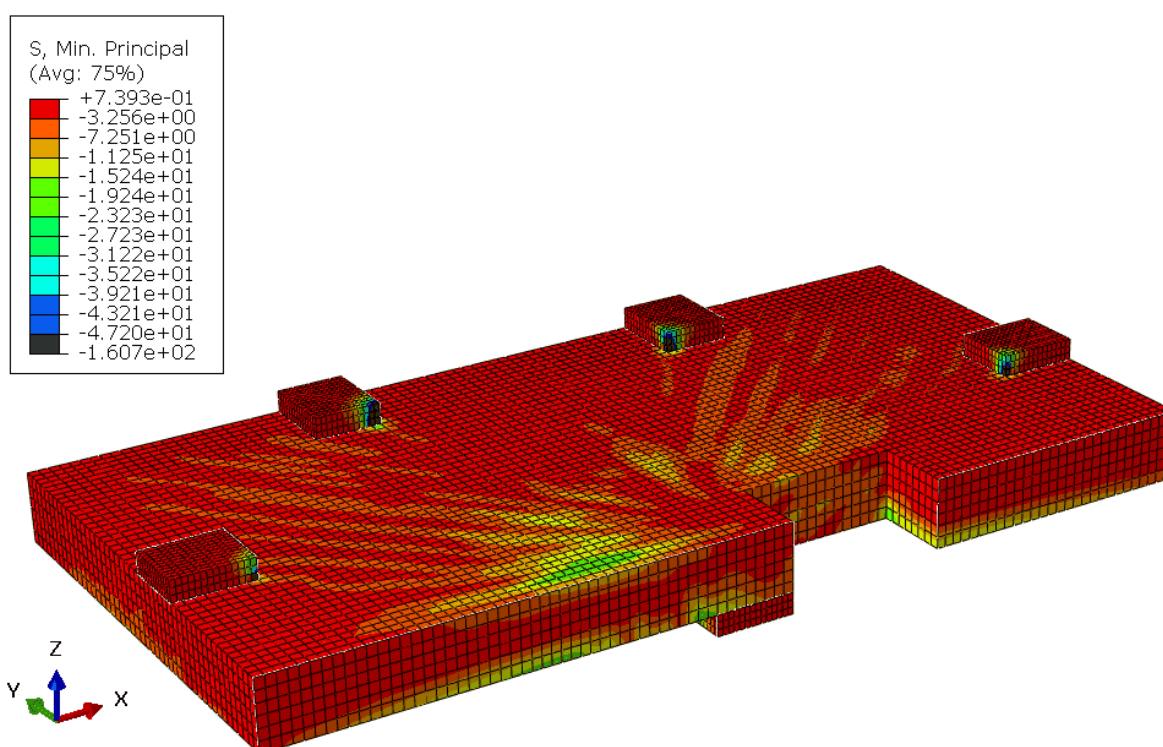
Tanto as tensões de compressão no concreto, apresentadas nas Figuras 6.76 a 6.90 quanto as tensões de tração nas armaduras, apresentadas nas Figuras 6.91 a 6.95, foram retiradas no ato da ruptura e apresentadas em MPa.

Figura 6.76: Tensões de compressão do modelo LA3-AD (vista superior) – MPa



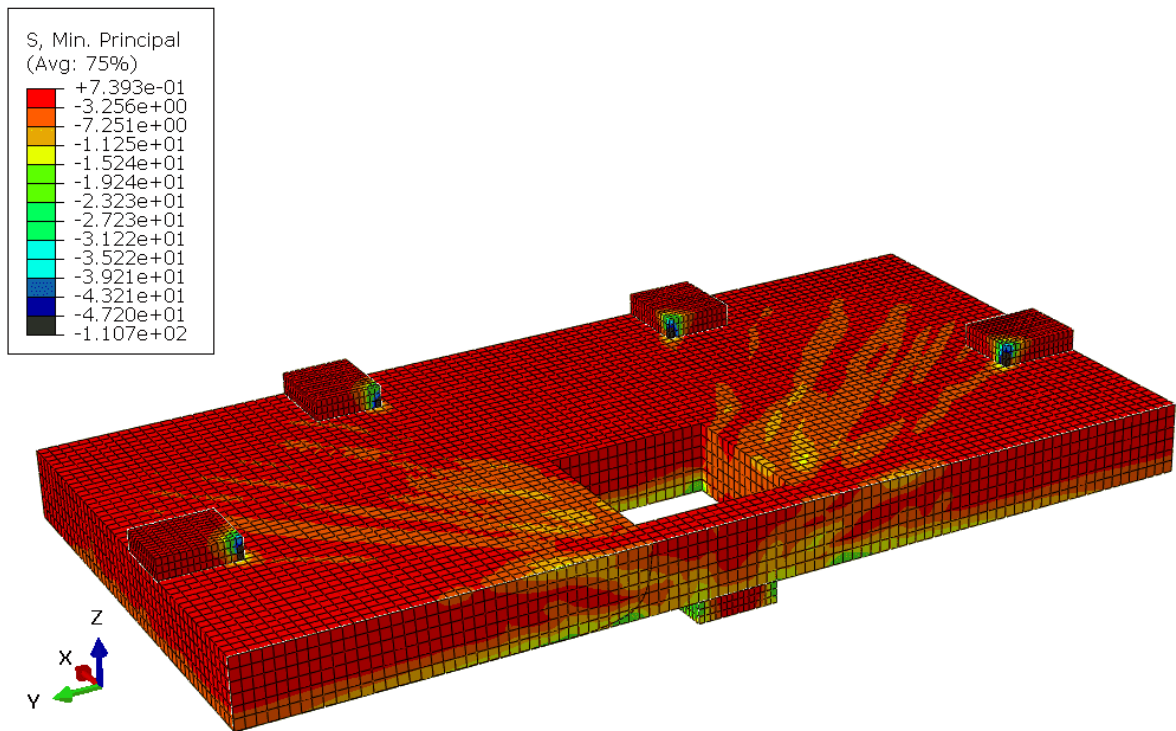
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.77: Tensões de compressão do modelo LA3-AD (região com abertura) – MPa



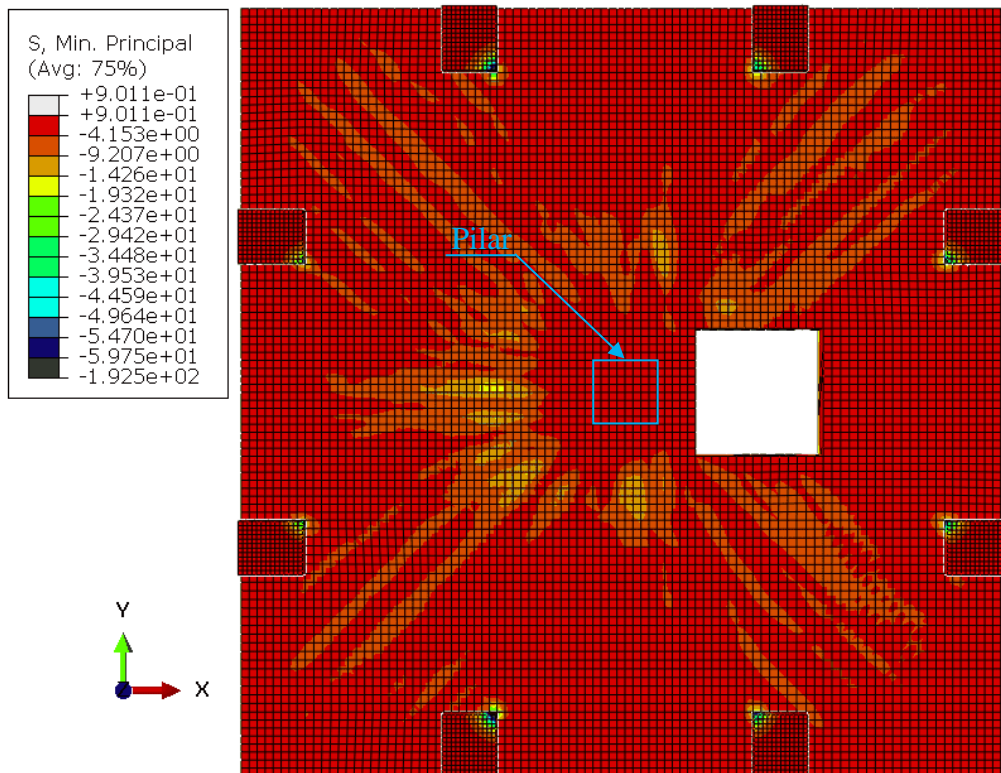
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.78: Tensões de compressão do modelo LA3-AD (região sem abertura) – MPa



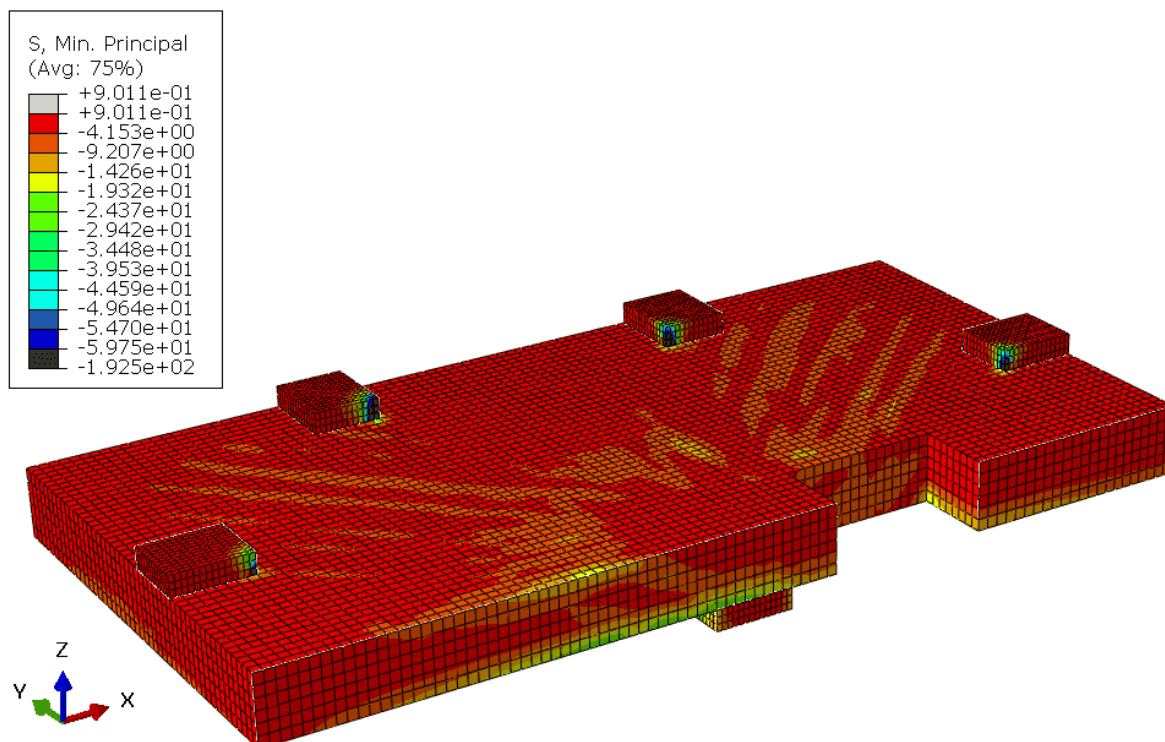
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.79: Tensões de compressão do modelo LA3-1D (vista superior) – MPa



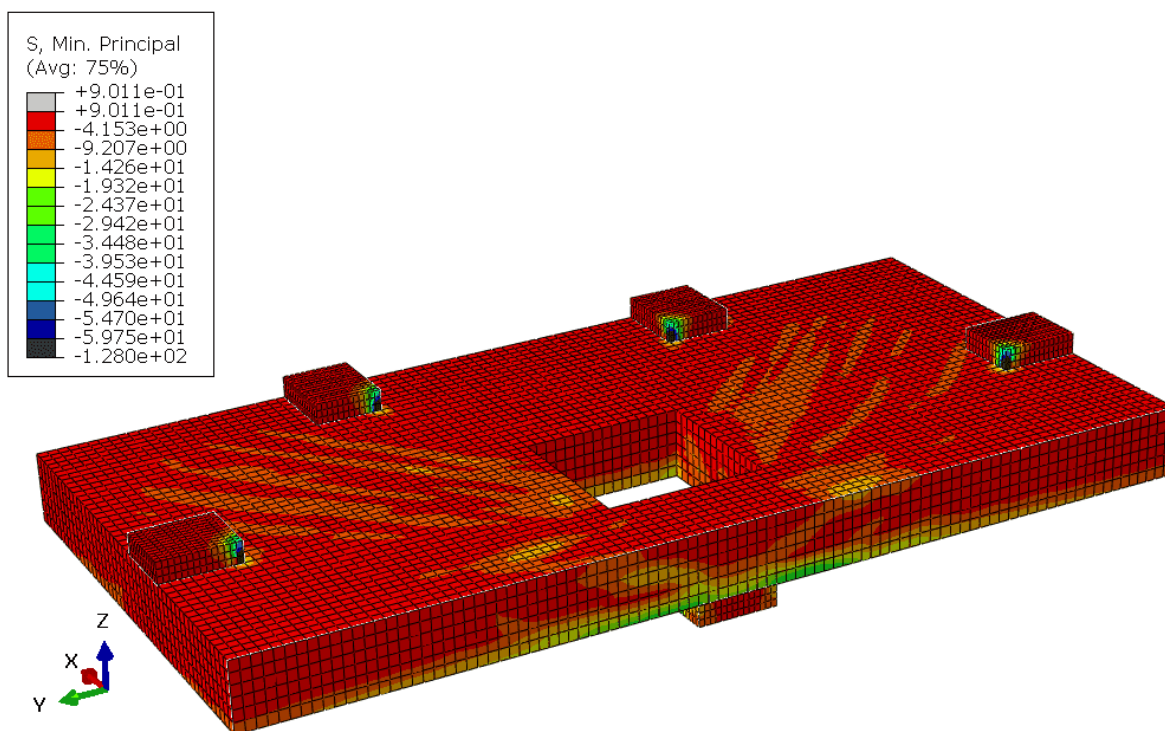
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.80: Tensões de compressão do modelo LA3-1D (região com abertura) – MPa



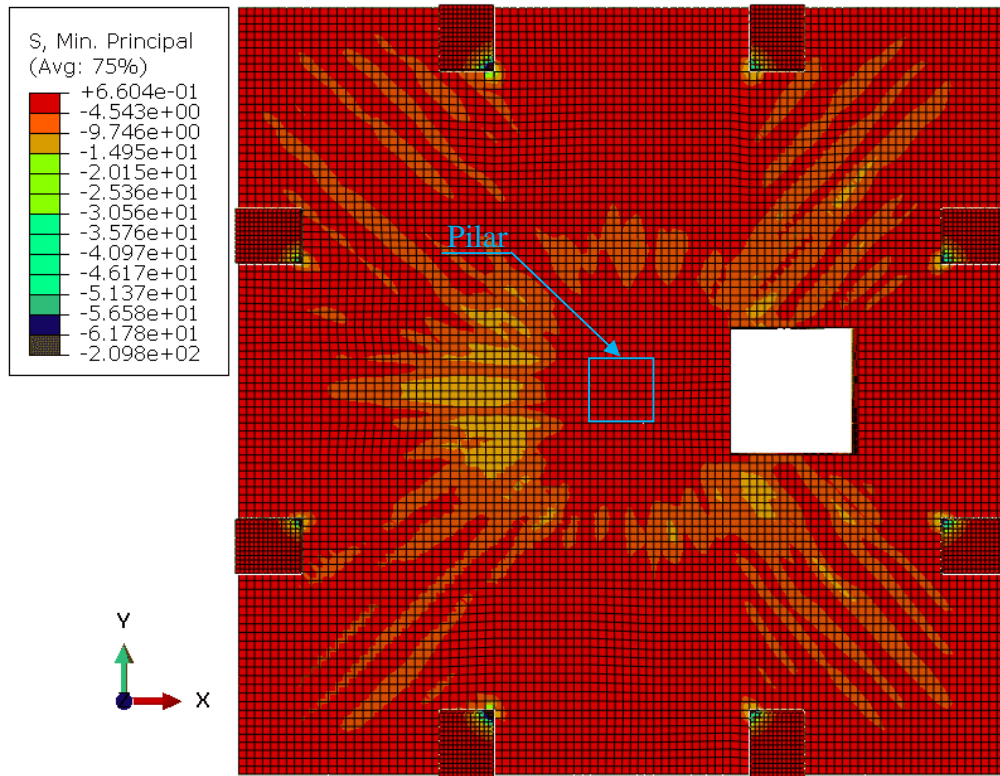
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.81: Tensões de compressão do modelo LA3-1D (região sem abertura) – MPa



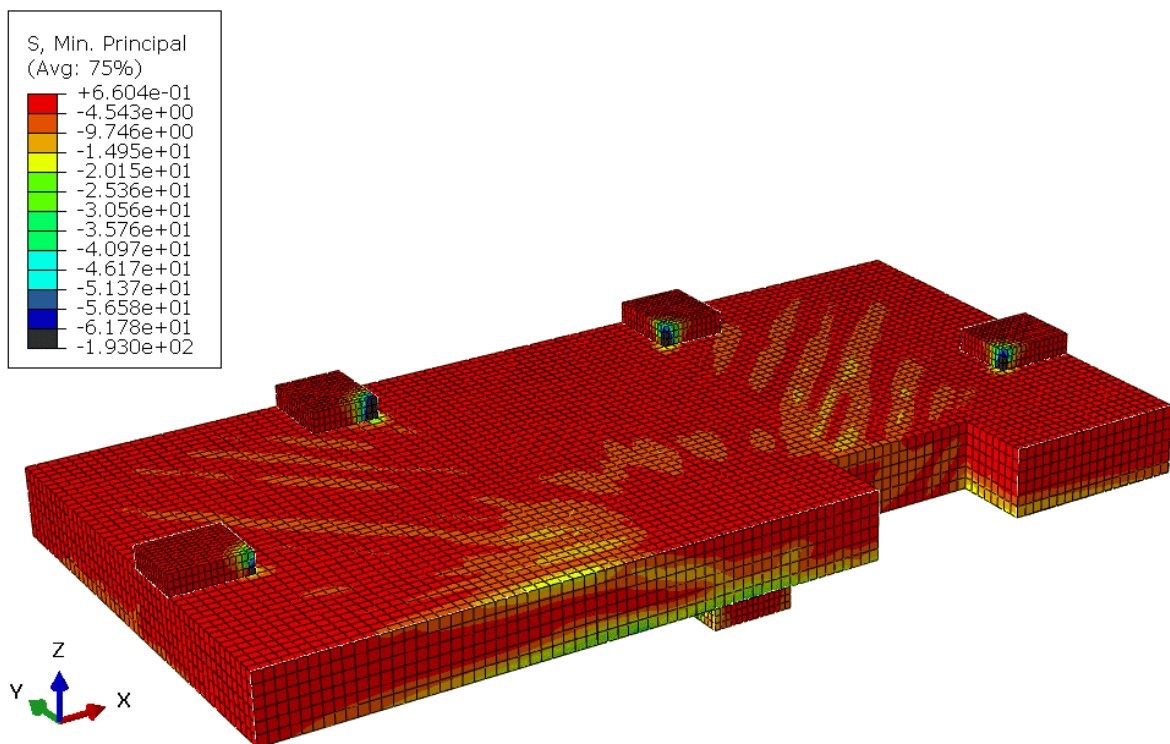
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.82: Tensões de compressão do modelo LA3-2D (vista superior) – MPa



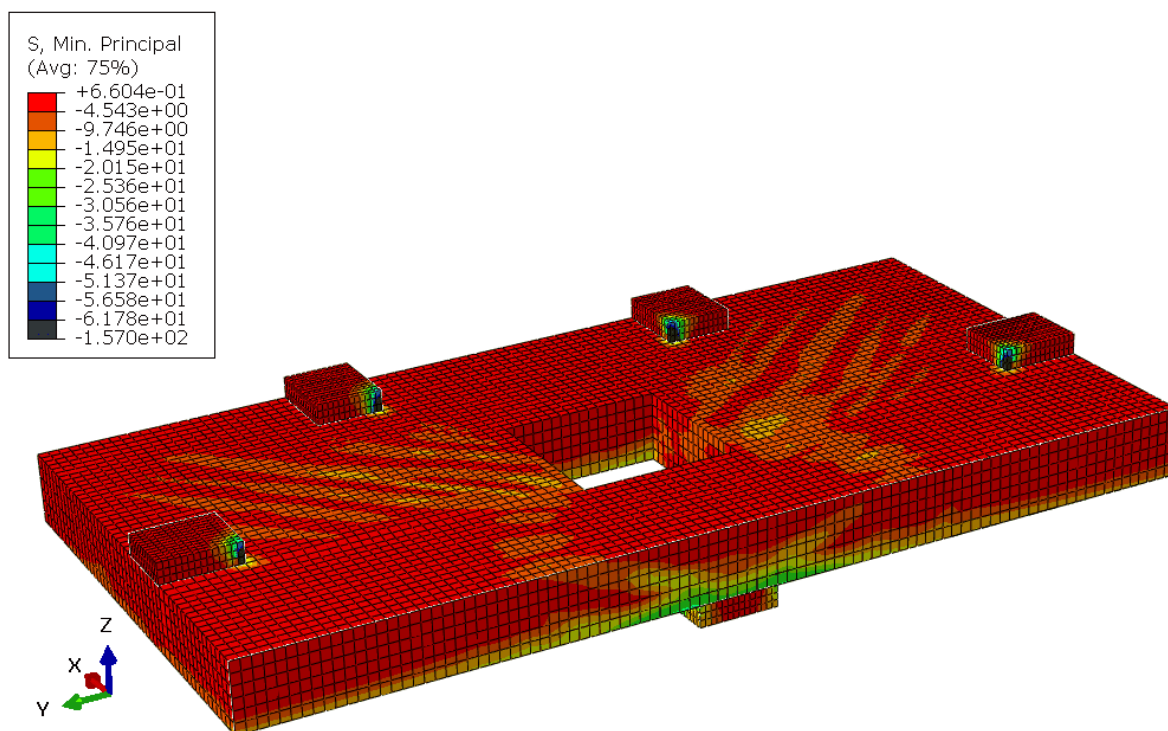
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.83: Tensões de compressão do modelo LA3-2D (região com abertura) – MPa



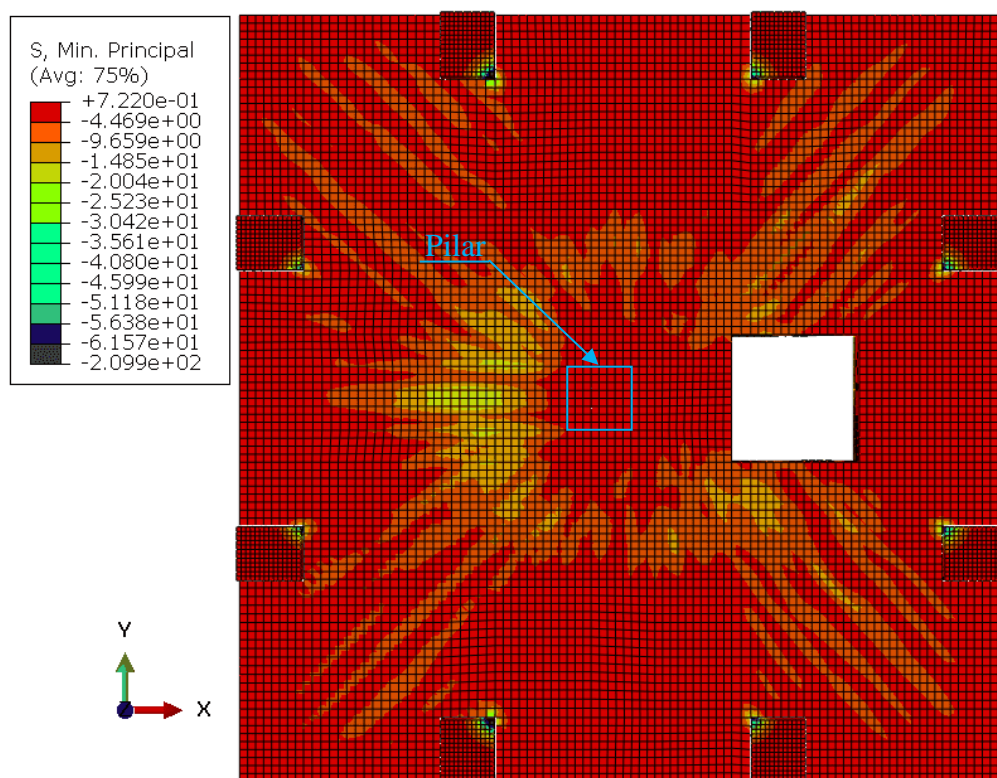
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.84: Tensões de compressão do modelo LA3-2D (região sem abertura) – MPa



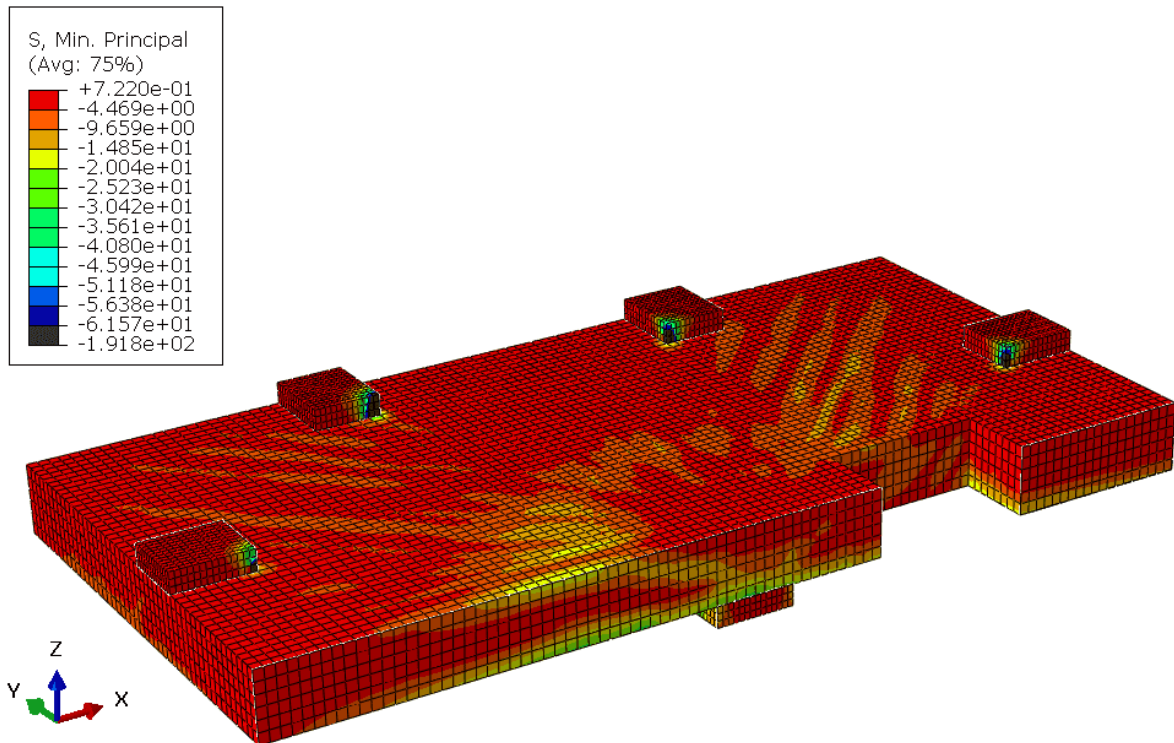
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.85: Tensões de compressão do modelo LA3-3D (vista superior) – MPa



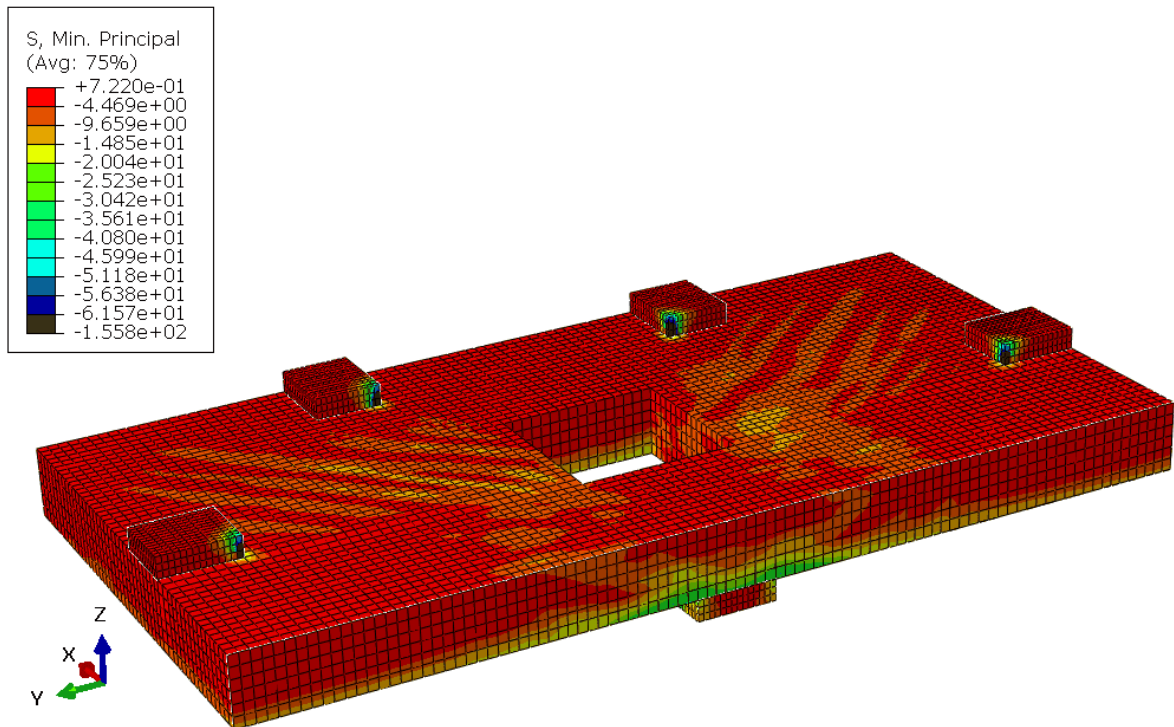
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.86: Tensões de compressão do modelo LA3-3D (região com abertura) – MPa



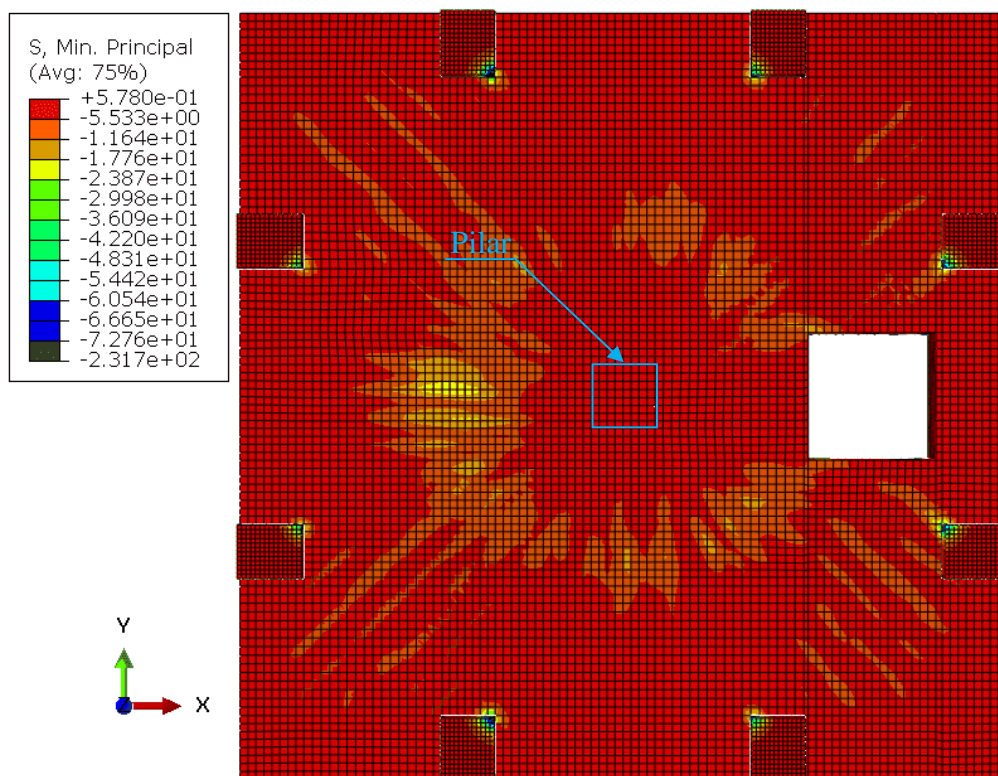
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.87: Tensões de compressão do modelo LA3-3D (região sem abertura) – MPa



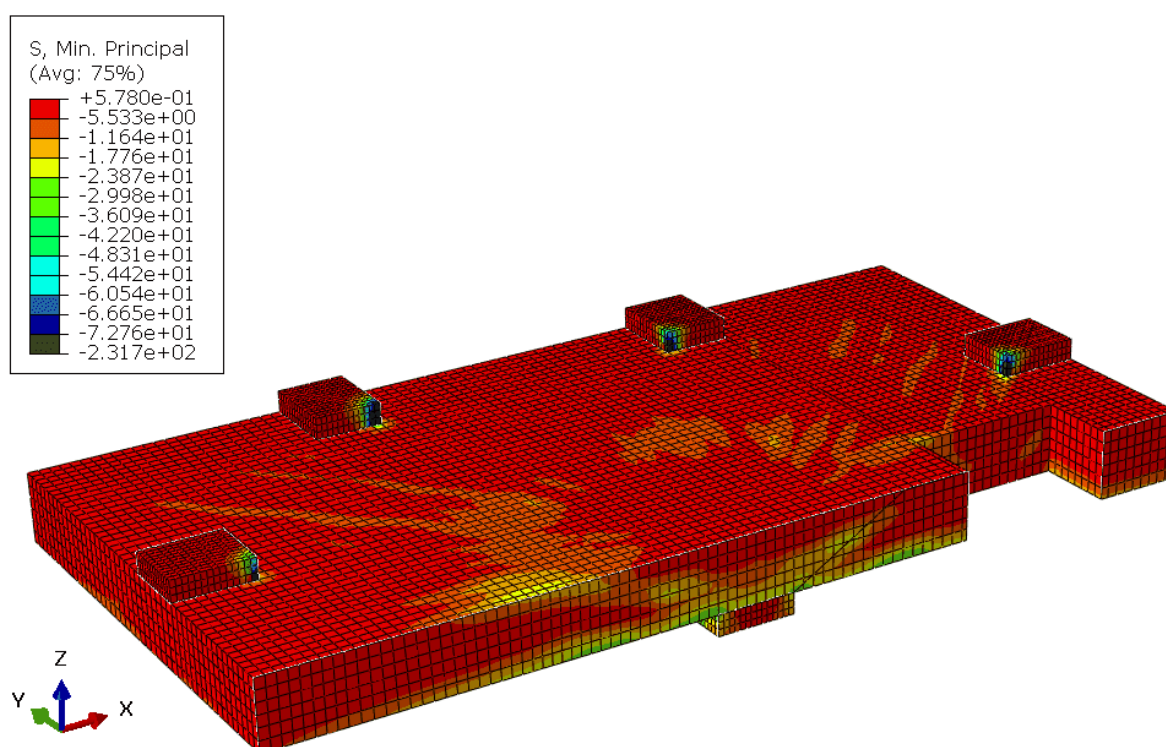
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.88: Tensões de compressão do modelo LA3-4D (vista superior) – MPa



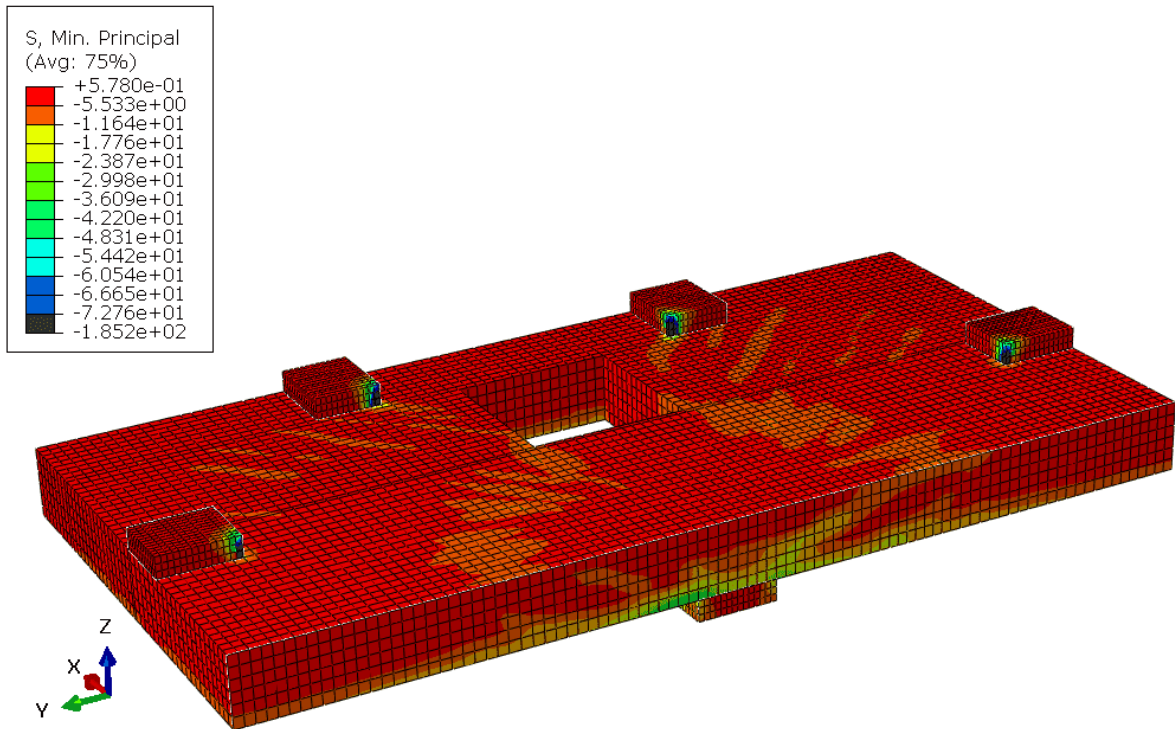
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.89: Tensões de compressão do modelo LA3-4D (região com abertura) – MPa



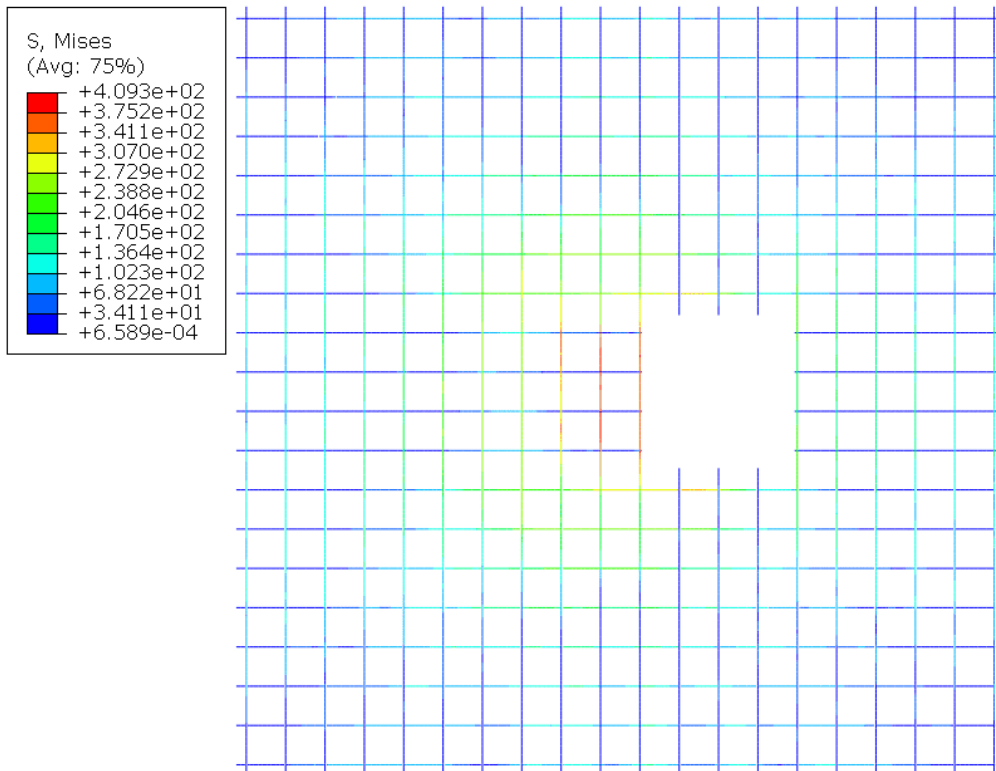
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.90: Tensões de compressão do modelo LA3-4D (região sem abertura) – MPa



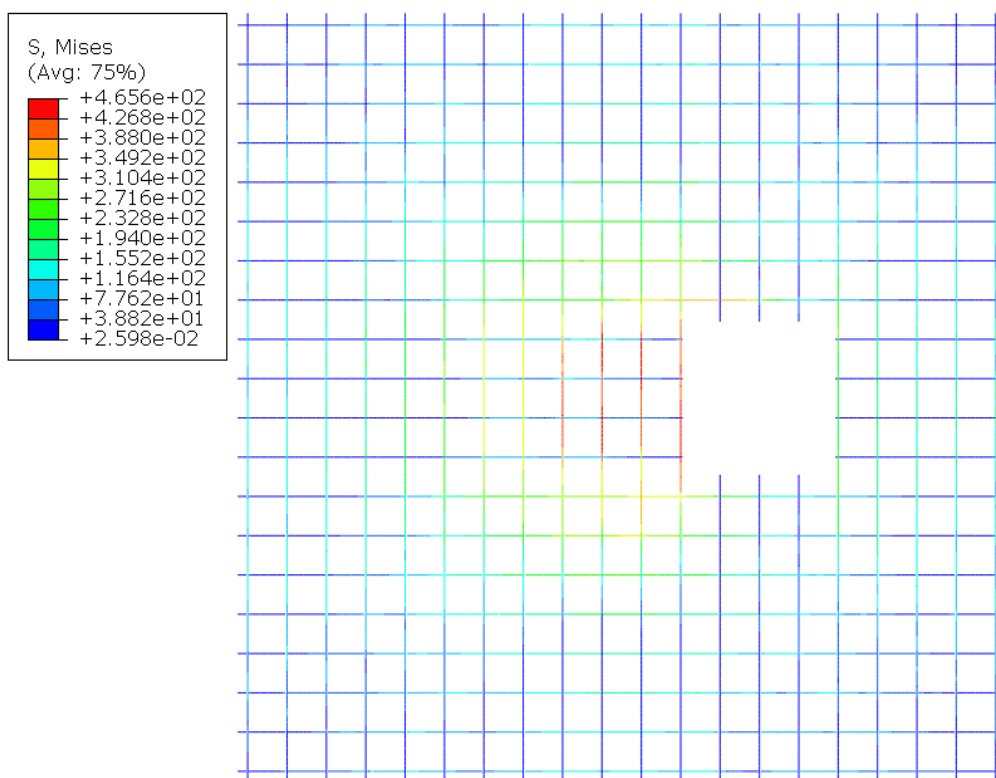
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.91: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA3-AD – MPa



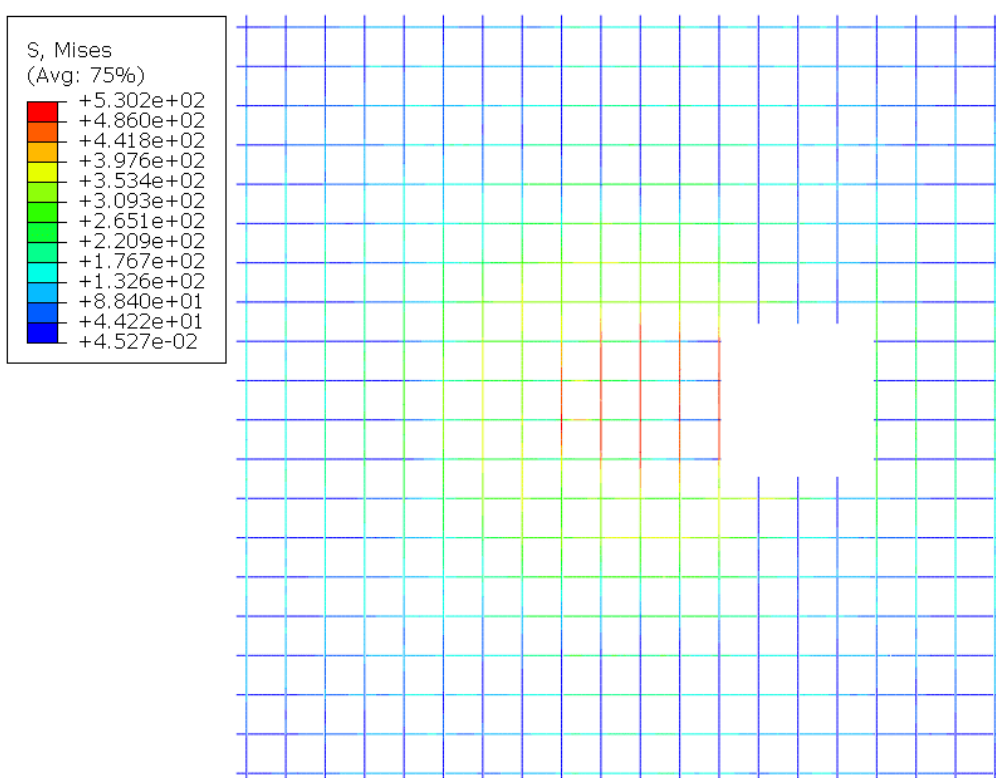
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.92: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA3-1D – MPa



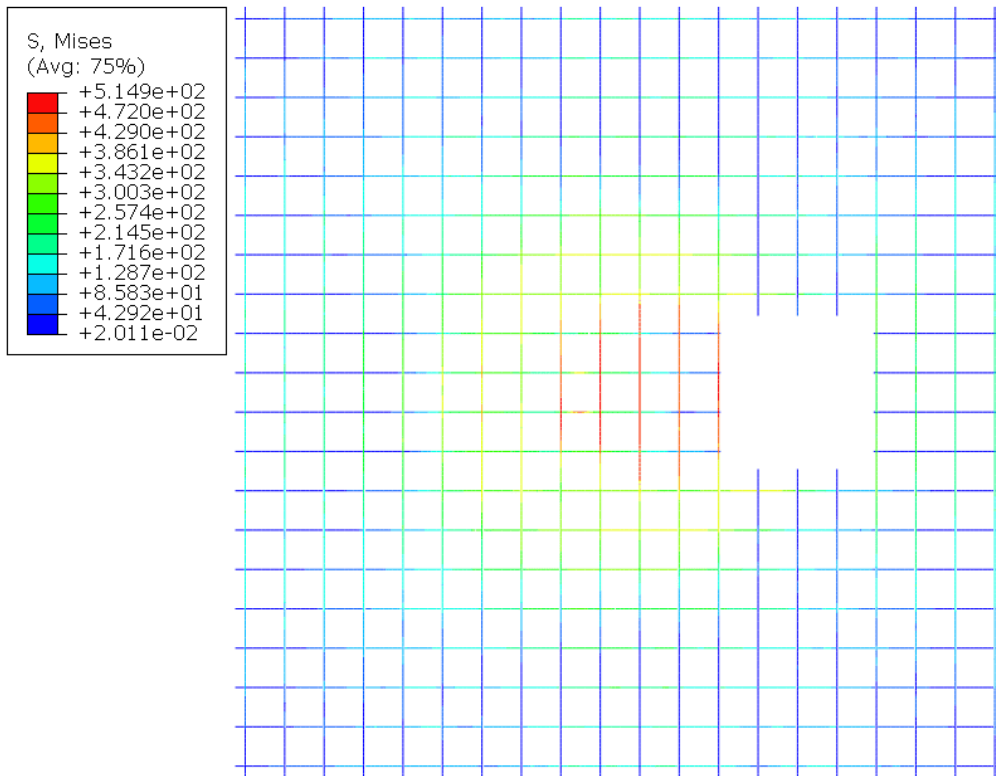
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.93: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA3-2D – MPa



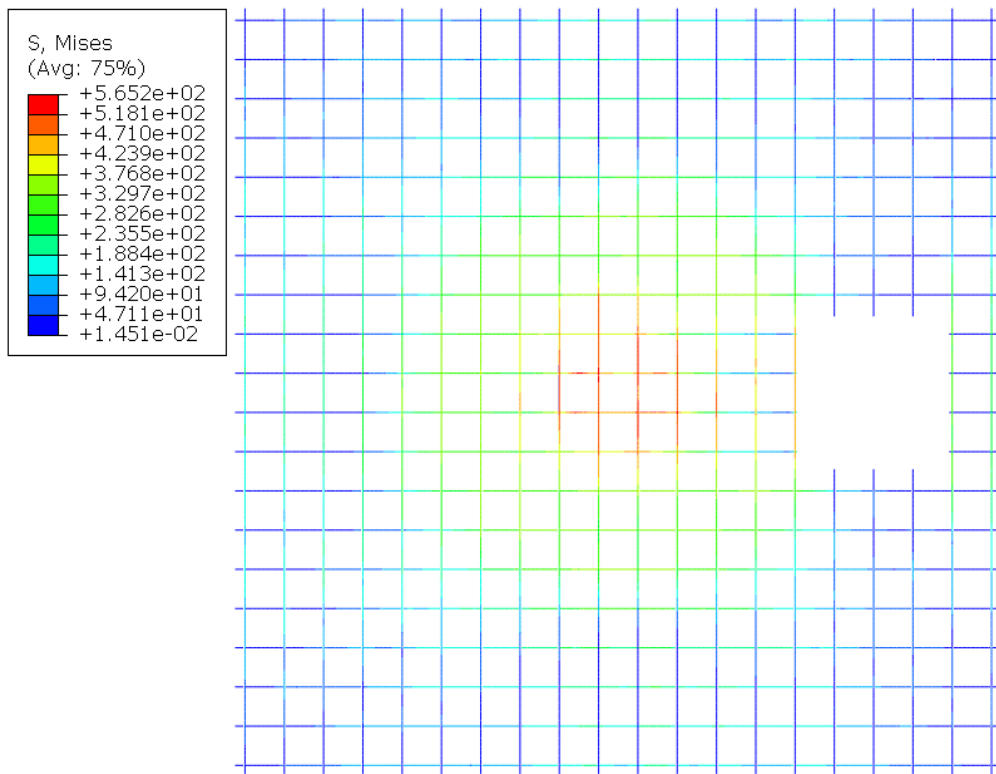
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.94: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA3-3D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.95: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA3-4D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Como pode-se visualizar nas Figuras 6.76 a 6.90, com exceção do modelo com abertura localizada a 4d do pilar (360mm), os modelos foram prejudicados com a inserção das aberturas. Percebeu-se também que os modelos LA3-AD, LA3-1D, LA3-2D e LA3-3D possuem aberturas localizadas dentro do cone de punção, porém, principalmente nos modelos LA3-AD e LA3-1D o cone foi significativamente comprometido, se comparado com os outros modelos.

Ao analisar as Figuras 6.91 a 6.95 percebe-se que na região de cone de punção as armaduras começam a trabalhar com mais intensidade. Com exceção do modelo LA3-4D, todos os outros modelos não atingiram a tensão de escoamento das armaduras. Percebeu-se também grandes tensões nas armaduras paralelas à abertura na direção do pilar, mostrando que a abertura das lajes influenciou na redistribuição de tensões tanto do concreto quanto das armaduras.

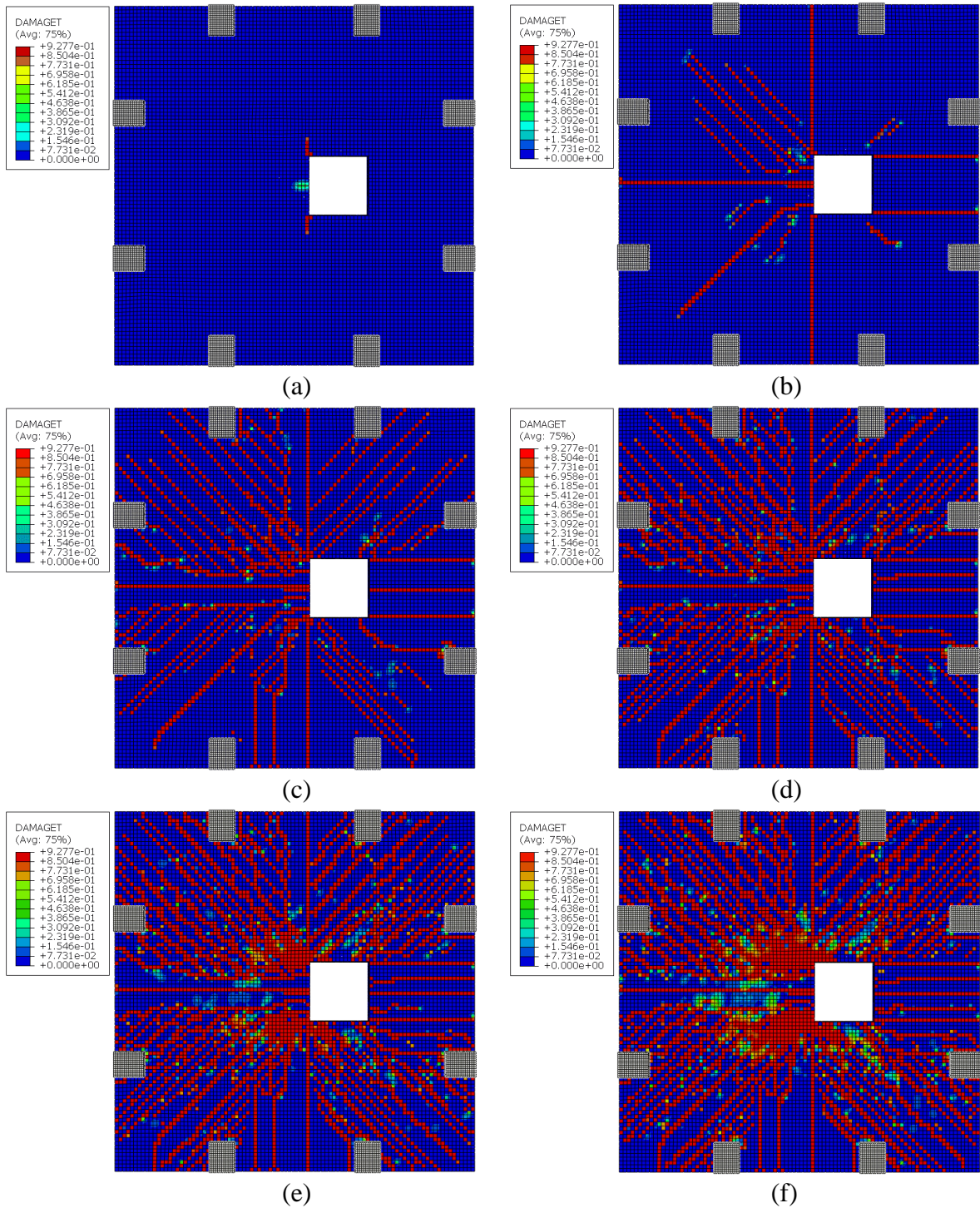
6.5.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS

Nas Figuras 6.96 a 6.100 pode-se visualizar o dano dos modelos da série LA3 para diversas etapas de carregamento. Os valores de dano variam entre 0 e 1, sendo 0 o elemento íntegro, e 1 o elemento completamente danificado. Como são apresentados os danos em diversas etapas de carregamento, pode-se entender o padrão de fissuração de cada modelo estudado.

Percebe-se um padrão para as fissuras, começando pelas fissuras radiais saindo do pilar e da face da abertura próxima ao pilar. Posteriormente essas fissuras crescem até as extremidades da laje. Com 25% a 50% da carga de ruptura aparecem as fissuras tangenciais próximas ao pilar.

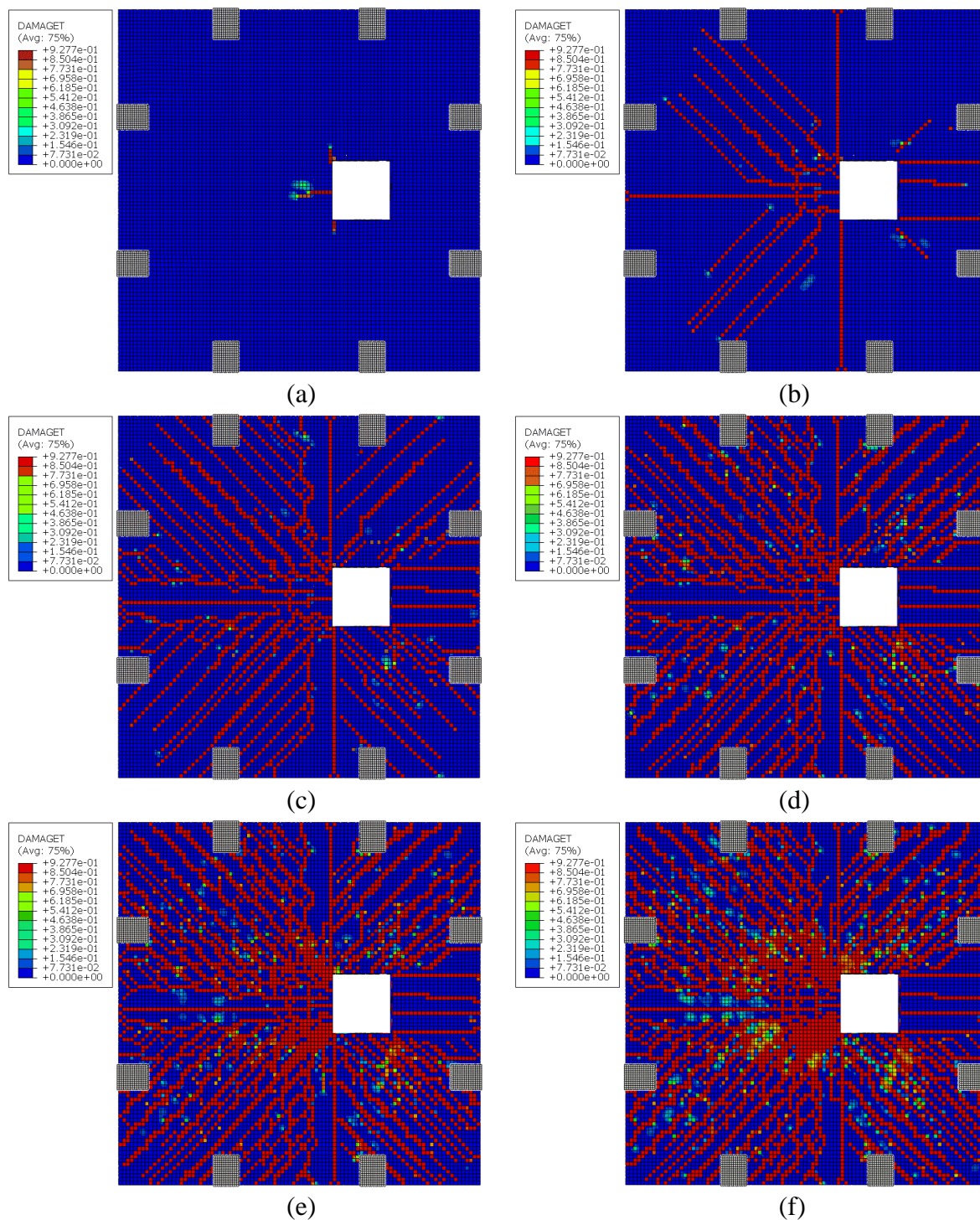
Percebe-se também, ao analisar as Figuras 6.96 a 6.100, que as aberturas dos modelos LA3-AD, LA3-1D, LA3-2D e LA3-3D estão localizadas na região mais danificada na laje. Já a abertura do modelo LA3-4D ficou fora da zona mais danificada da laje. Vale ressaltar que a região mais danificada foi a região localizada dentro do cone de punção do elemento.

Figura 6.96: Dando à tração do modelo LA3-AD, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



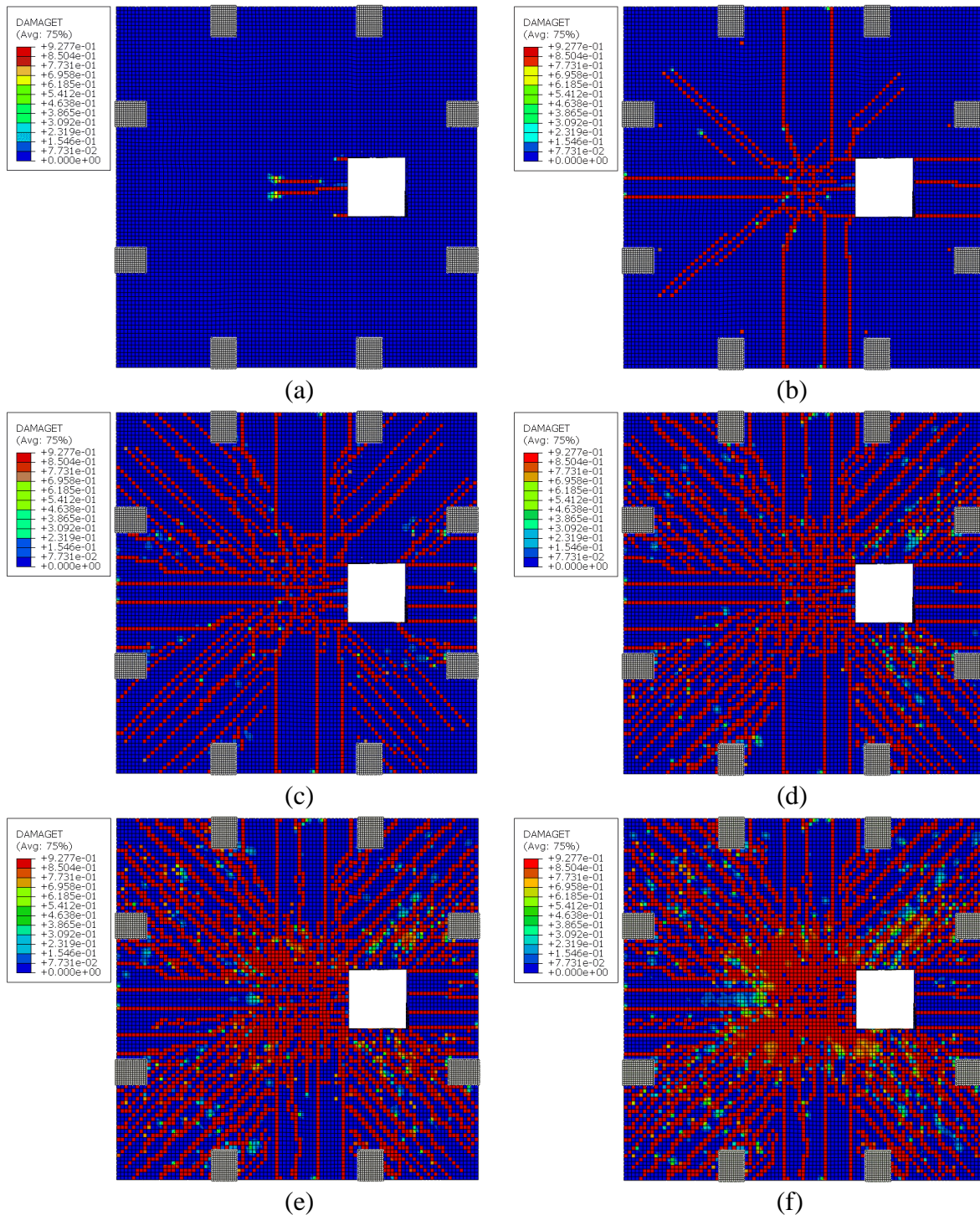
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.97: Dando à tração do modelo LA3-1D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



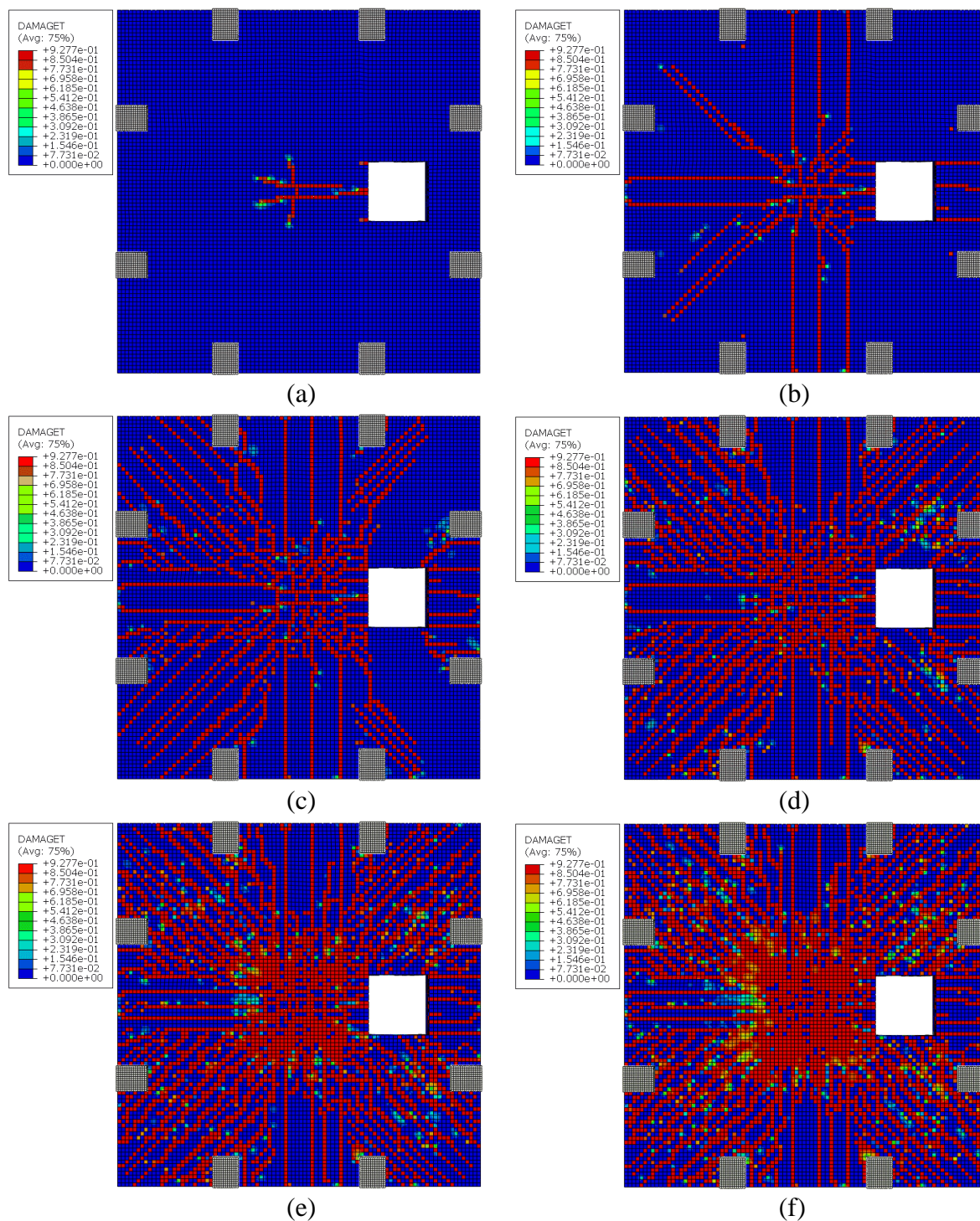
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.98: Dando à tração do modelo LA3-2D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



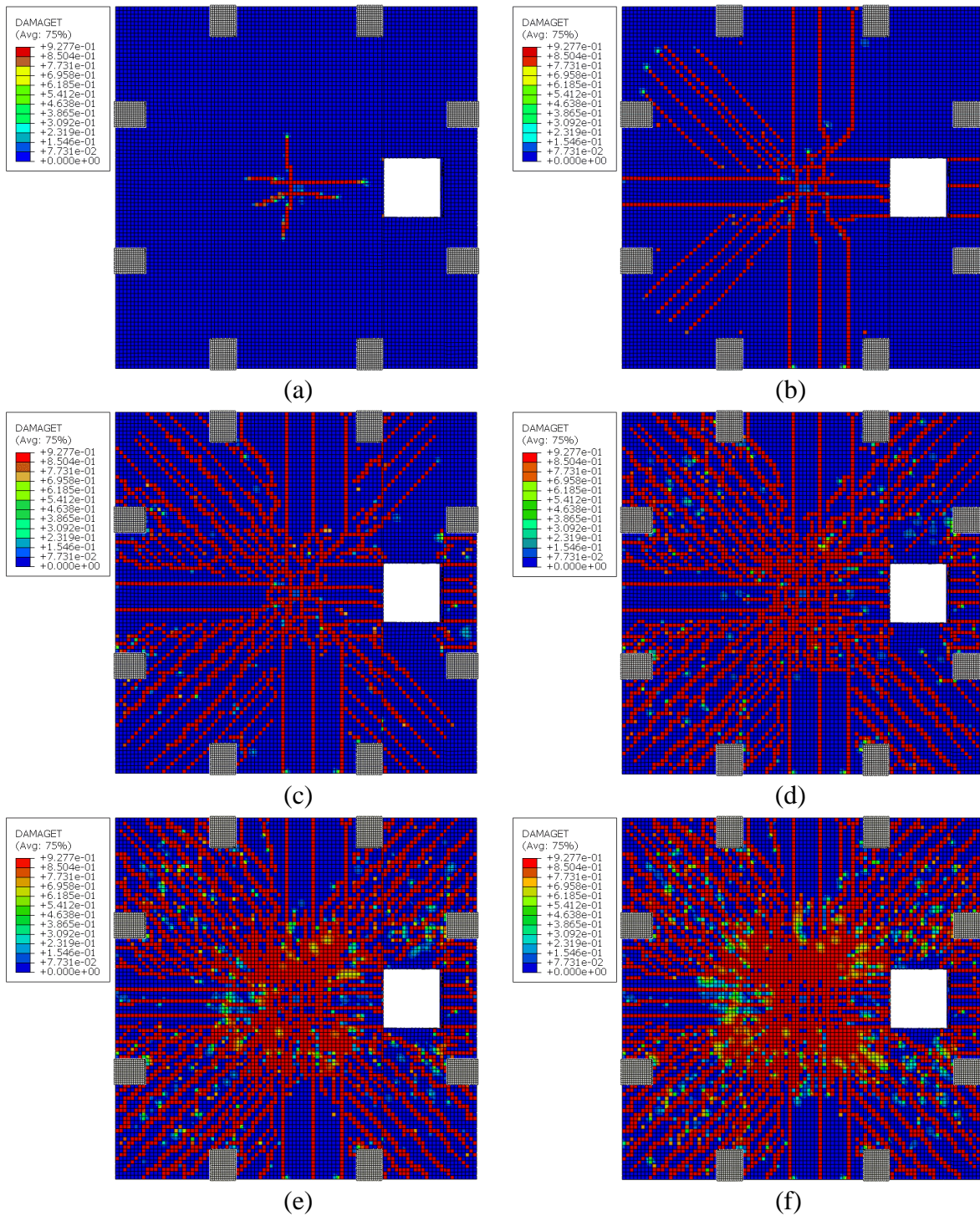
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.99: Dando à tração do modelo LA3-3D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.100: Dando à tração do modelo LA3-4D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

6.6 SÉRIE LA4

Neste tópico são apresentados os resultados de processamento da série LA4. Os resultados foram comparados com o modelo de referência para compreensão da influência da abertura em cada caso estudado.

O modelo com abertura adjacente ao pilar apresentou os resultados mais críticos. Os modelos com abertura entre 1d e 2d (90mm à 180mm) aparentemente não obtiveram perdas significativas de resistência em relação ao modelo de referência. Já os modelos com abertura localizada a 3d e 4d do pilar (270mm e 360mm) apresentaram resistência igual e até superior, do caso da abertura localizada a 3d do pilar, em relação ao modelo de referência.

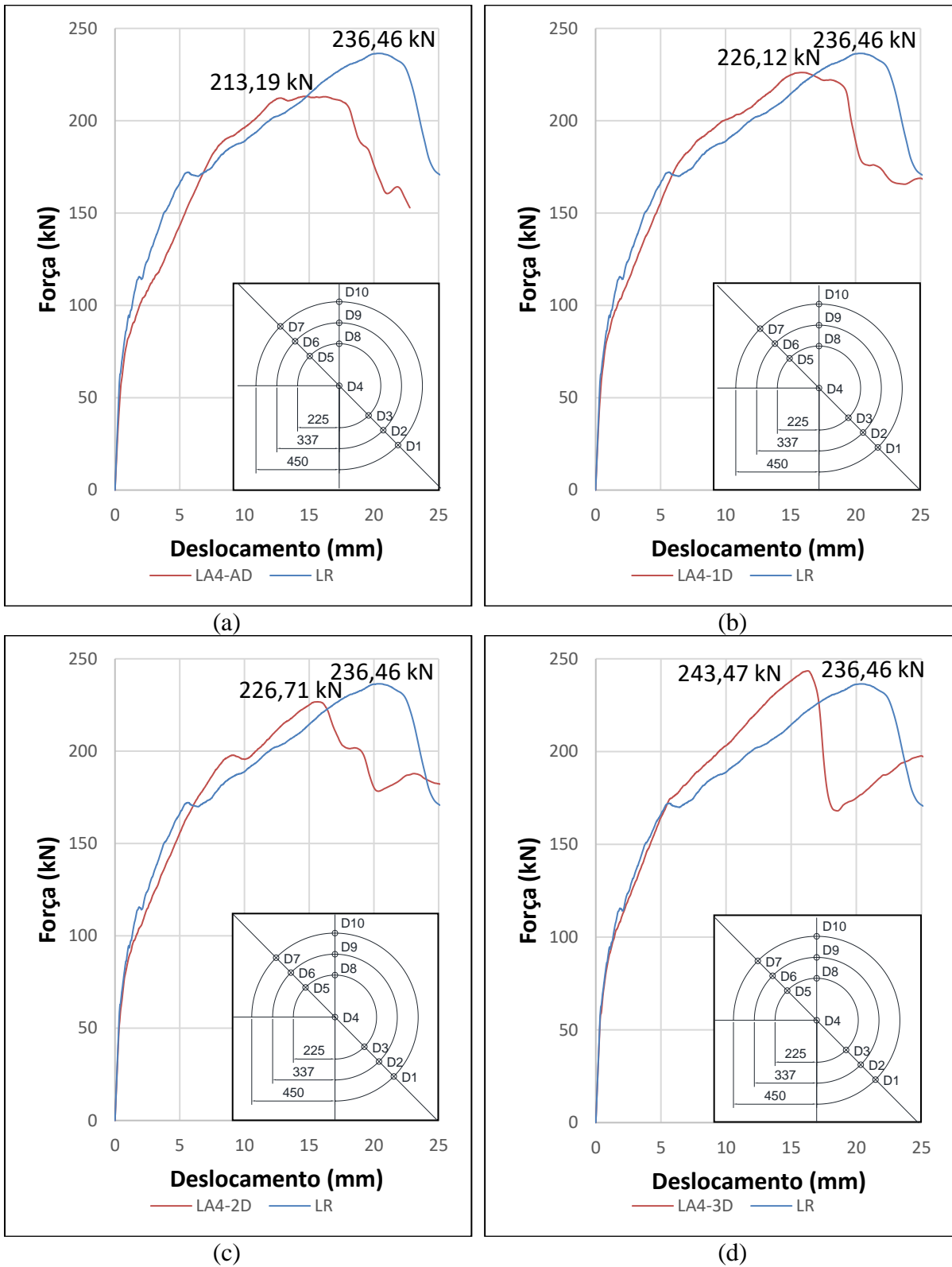
Como os modelos da série LA4 não possuem aberturas em uma das quatro faces do pilar, e sim na diagonal, as armaduras de flexão que passam pelo pilar não são cortadas, apenas as armaduras que passam nas proximidades do mesmo. Isso facilita para a contribuição das armaduras de flexão na resistência dos modelos.

6.6.1 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

Nas Figuras 6.101 e 6.102 pode-se visualizar a curva força x deslocamento do ponto central de cada um dos modelos da série LA4 comparados com o modelo de referência. No Apêndice D são apresentadas as curvas força x deslocamento dos outros pontos estudados. Na Figura 6.103 são apresentadas as curvas força x deslocamento de todos os modelos da série LA4 juntos, porém, com as curvas parando no ato da ruptura. Na Figura 6.104 são apresentados os deslocamentos ao longo dos modelos da série LA4, comparados com os deslocamentos do modelo de referência (LR).

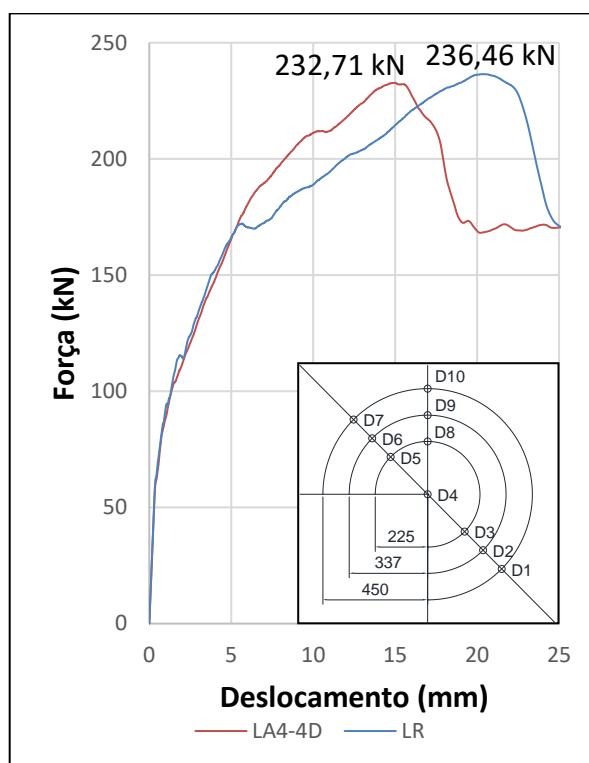
Analisando as curvas força-deslocamento apresentadas nas Figuras 6.101 a 6.103, no Apêndice D e os deslocamentos apresentados na Figura 6.104, percebe-se que a presença da abertura perto do pilar nos modelos da série LA4 fez com que os modelos rompessem com menos deslocamento. Isso também foi percebido quando se distanciou a abertura do pilar, nesses casos, aumentaram os deslocamentos antes da ruptura.

Figura 6.101: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com os modelos LA4-AD (a), LA4-1D (b), LA4-2D (c) e LA4-3D (d)



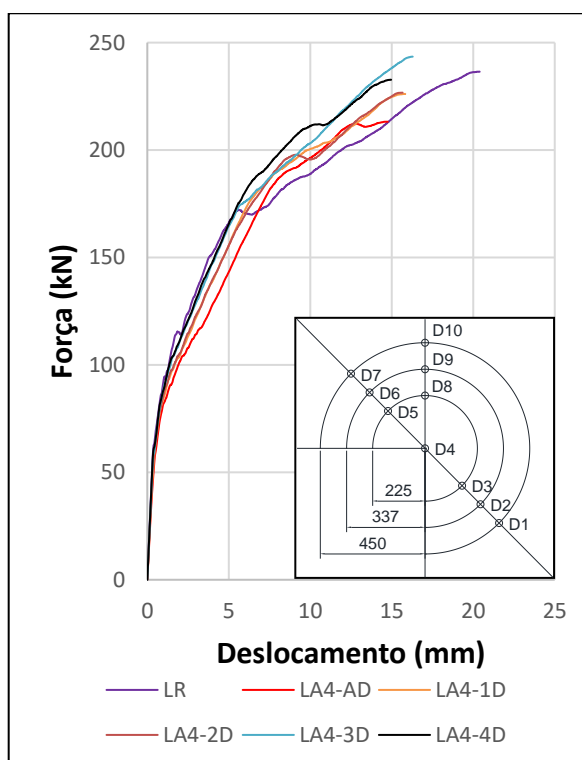
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.102: Curvas força x deslocamento do ponto central (D4) do modelo de referência comparado com o modelo LA4-4D

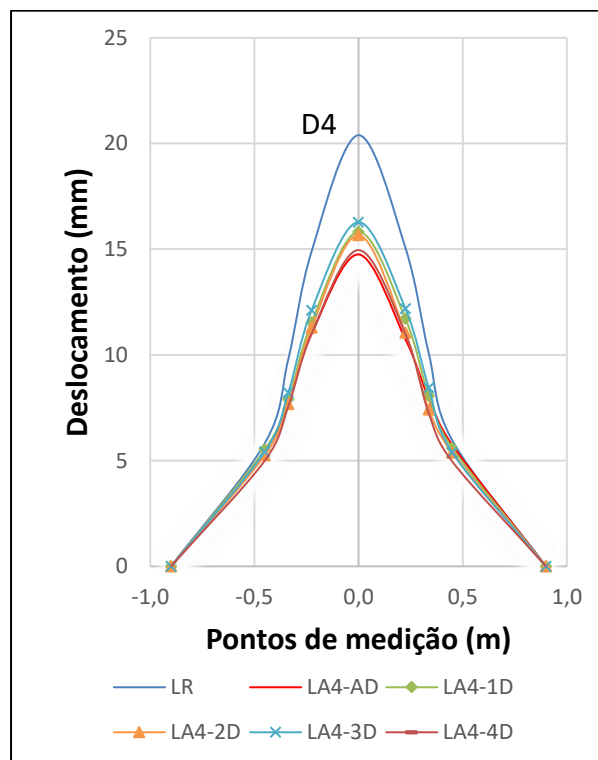


Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.103: Curvas força-deslocamento do ponto central (D4) dos modelos da série LA4



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.104: Deslocamentos dos modelos da série LA4

Fonte: O Autor (2021)

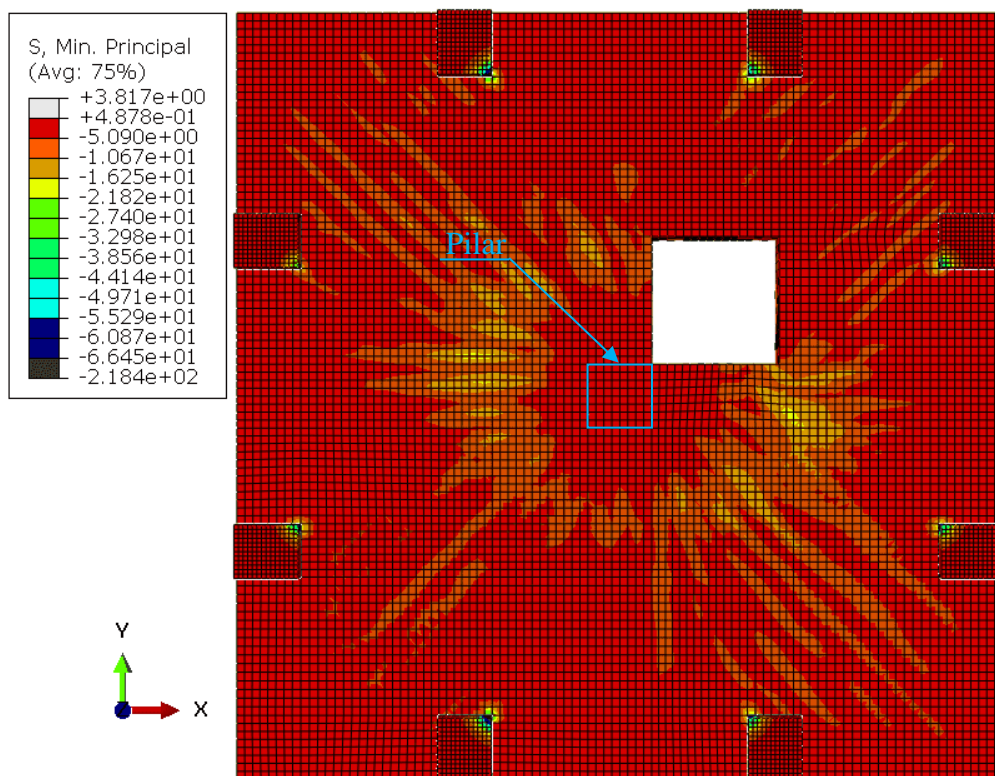
6.6.2 TENSÕES NO CONCRETO E ARMADURAS DOS MODELOS

Nas Figuras 6.105 a 6.119 são apresentadas as tensões principais de compressão da série LA4. Para facilitar a visualização, foram apresentadas três vistas de cada modelo, sendo a primeira vista em planta, e as outras duas tridimensionais, sendo uma pegando a face X-Z e a outra pegando a face Y-Z

Nas Figuras 6.120 a 6.124 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras superiores (armaduras negativas) dos modelos da série LA4.

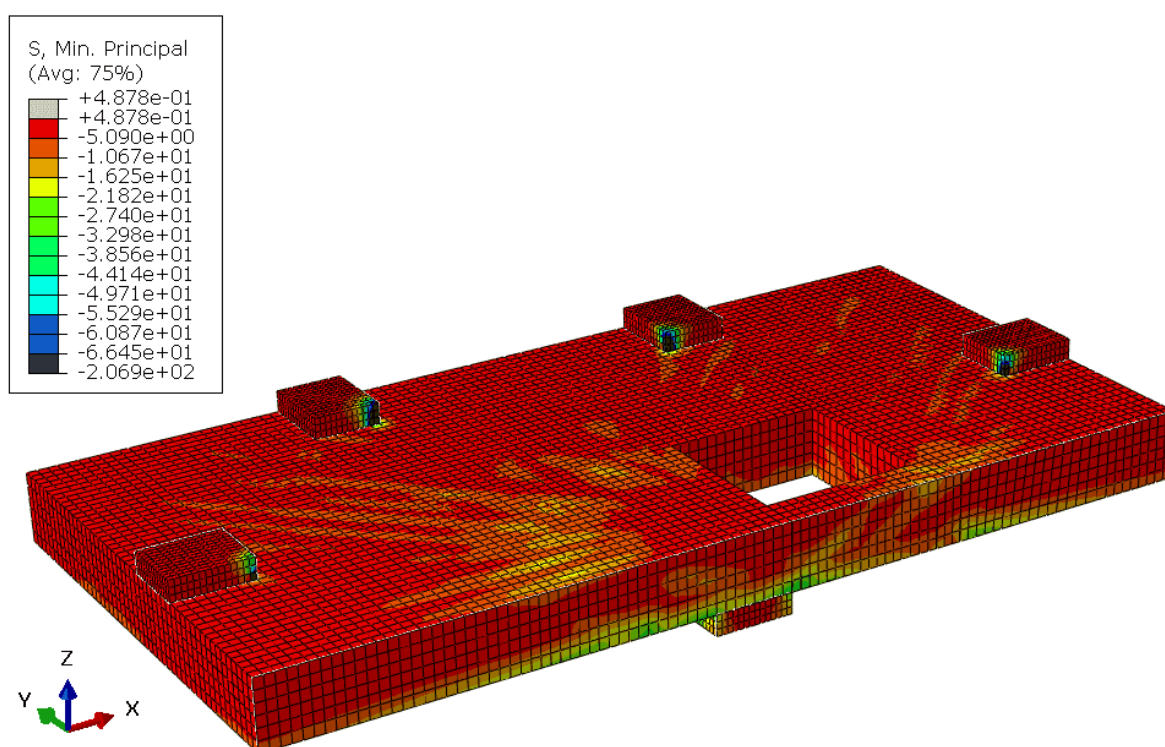
Tanto as tensões de compressão no concreto, apresentadas nas Figuras 6.105 a 6.119 quanto as tensões de tração nas armaduras, apresentadas nas Figuras 6.120 a 6.124, foram retiradas no ato da ruptura, e são apresentadas em MPa.

Figura 6.105: Tensões de compressão do modelo LA4-AD (vista superior) – MPa



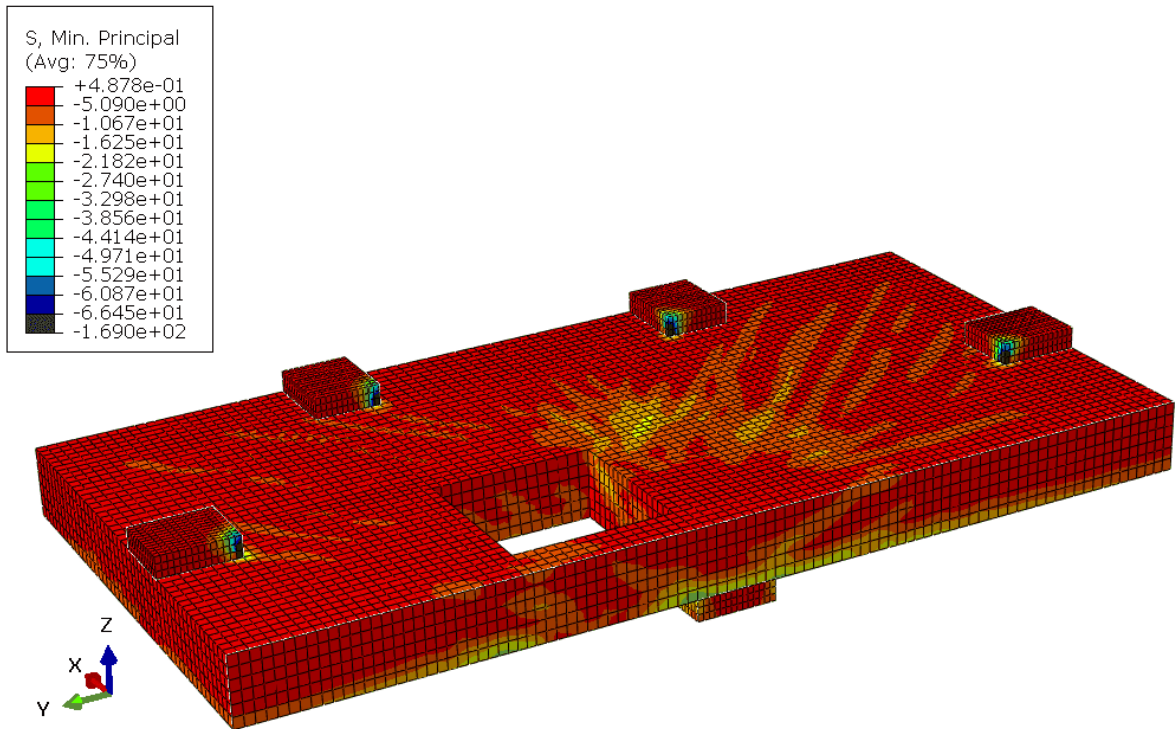
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.106: Tensões de compressão do modelo LA4-AD (corte na face X-Z) – MPa



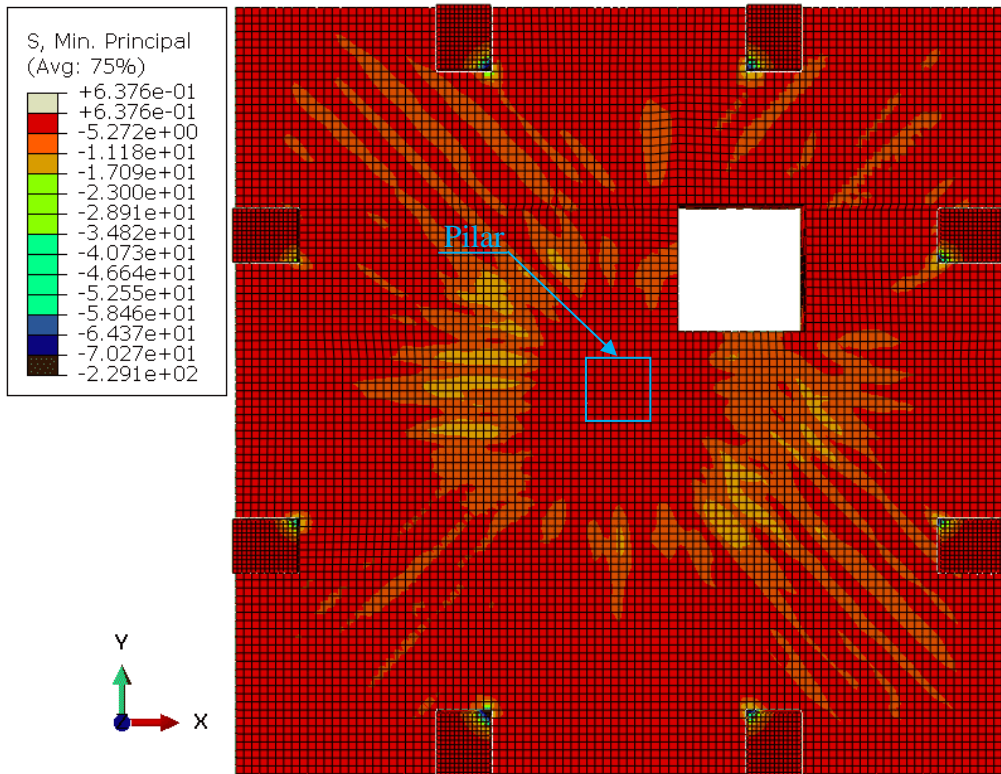
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.107: Tensões de compressão do modelo LA4-AD (corte na face Y-Z) – MPa



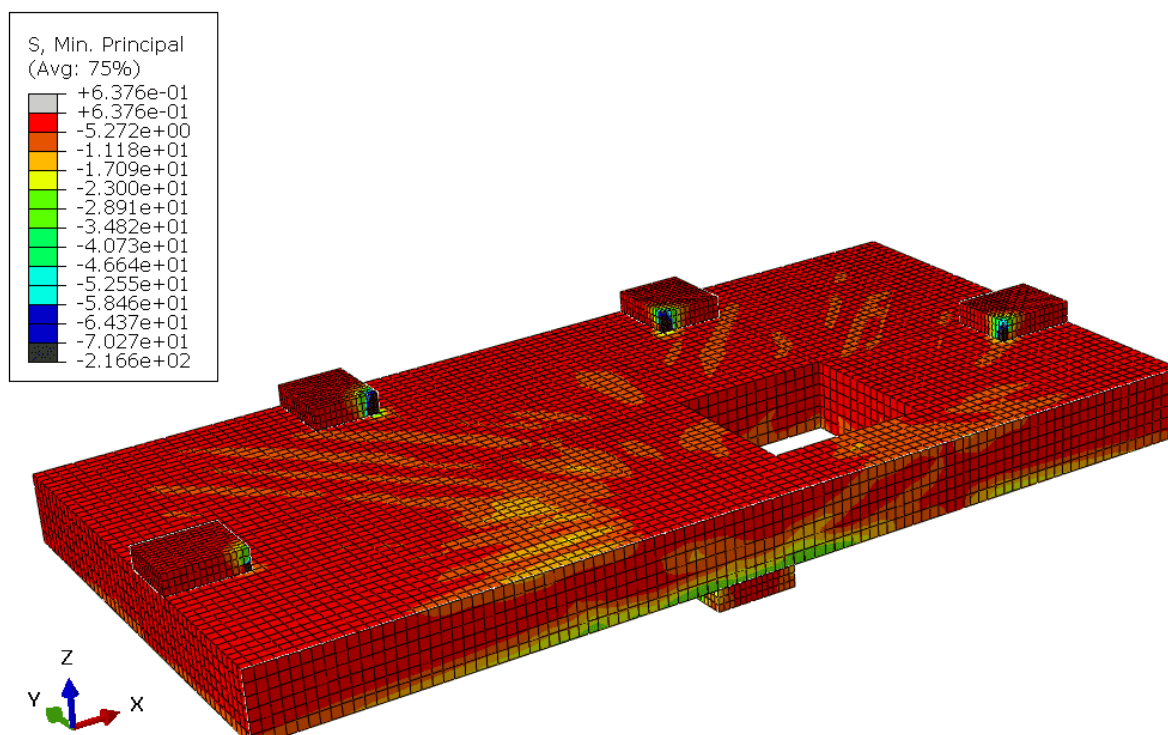
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.108: Tensões de compressão do modelo LA4-1D (vista superior) – MPa



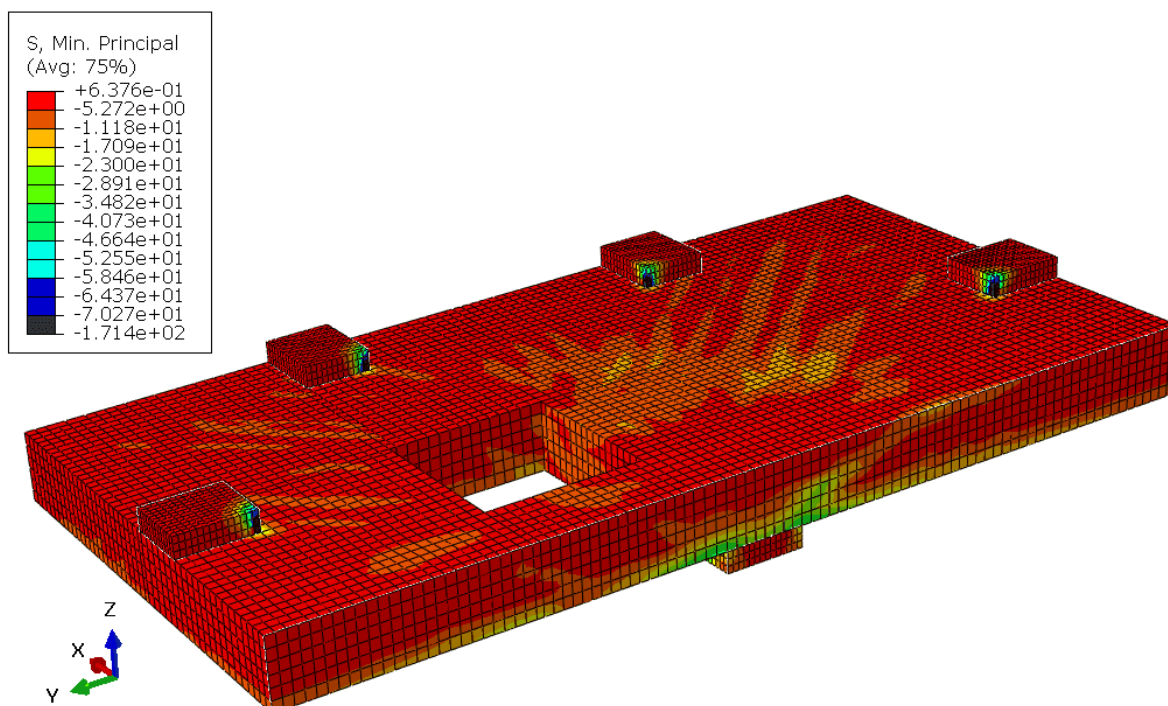
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.109: Tensões de compressão do modelo LA4-1D (corte na face X-Z) – MPa



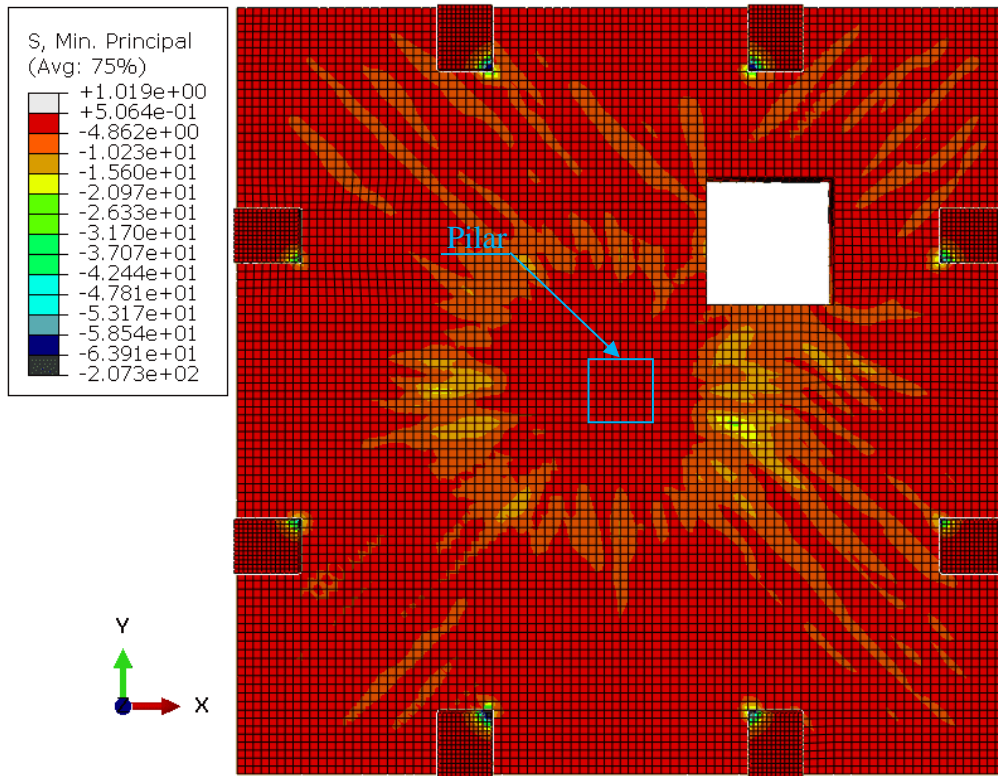
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.110: Tensões de compressão do modelo LA4-1D (corte na face Y-Z) – MPa



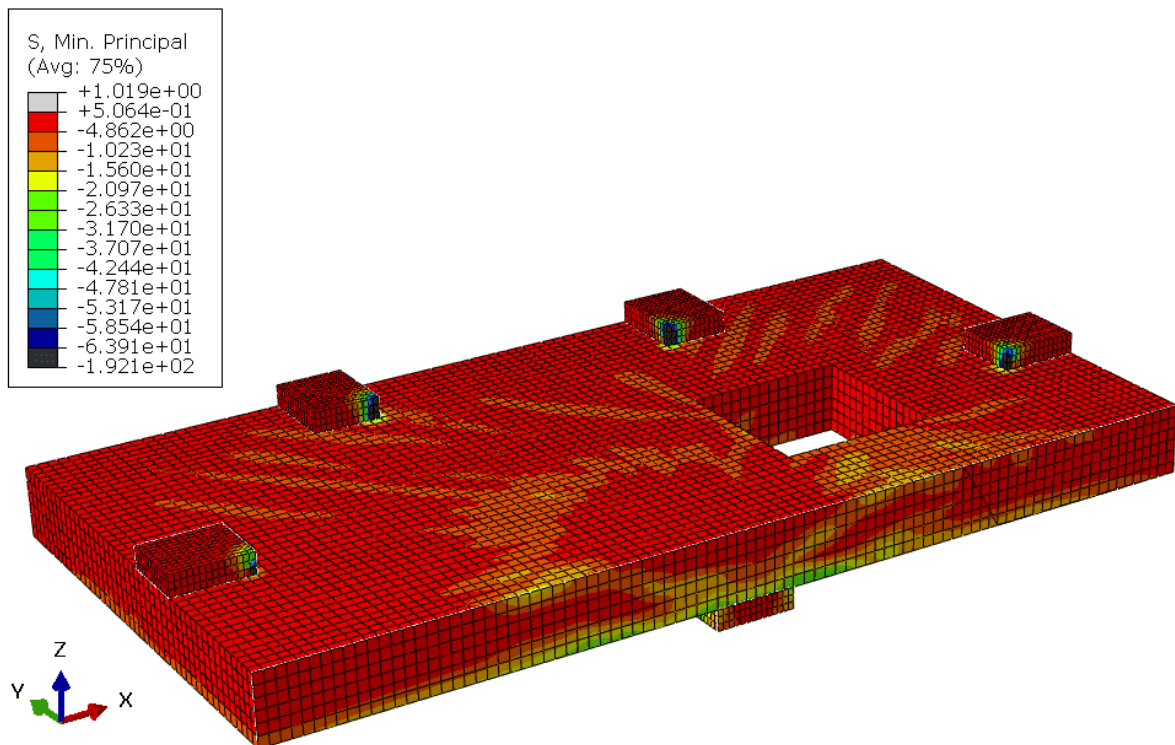
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.111: Tensões de compressão do modelo LA4-2D (vista superior) – MPa



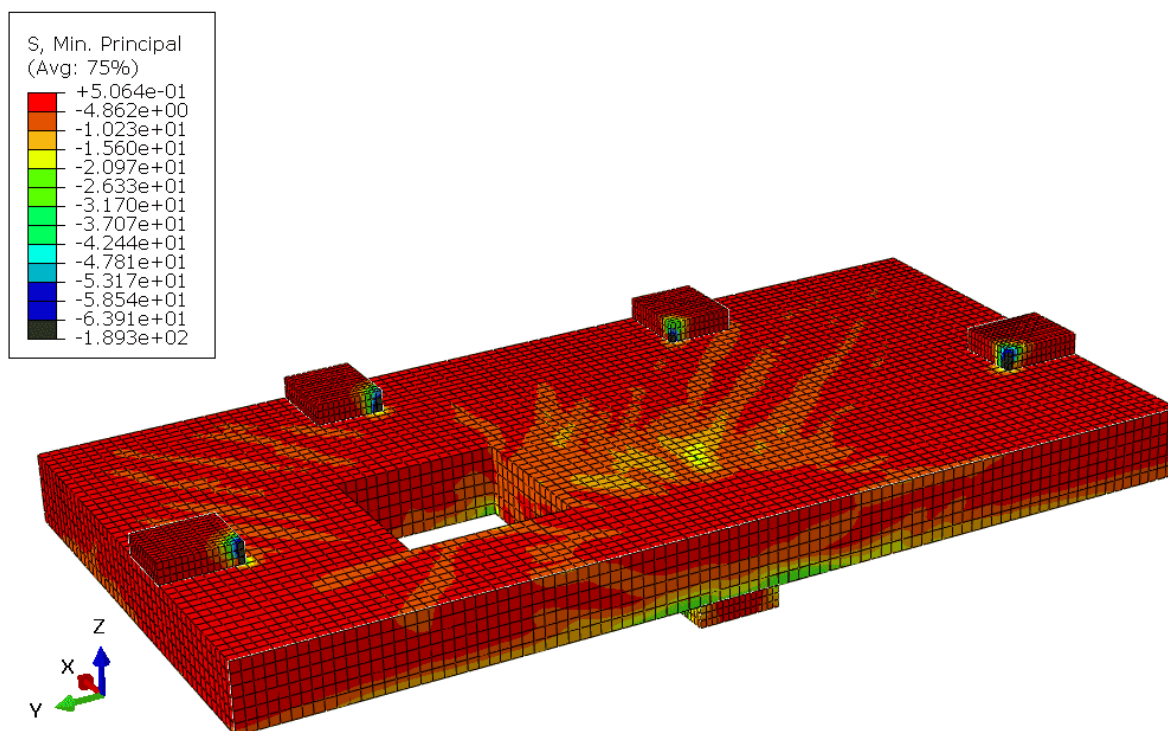
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.112: Tensões de compressão do modelo LA4-2D (corte na face X-Z) – MPa



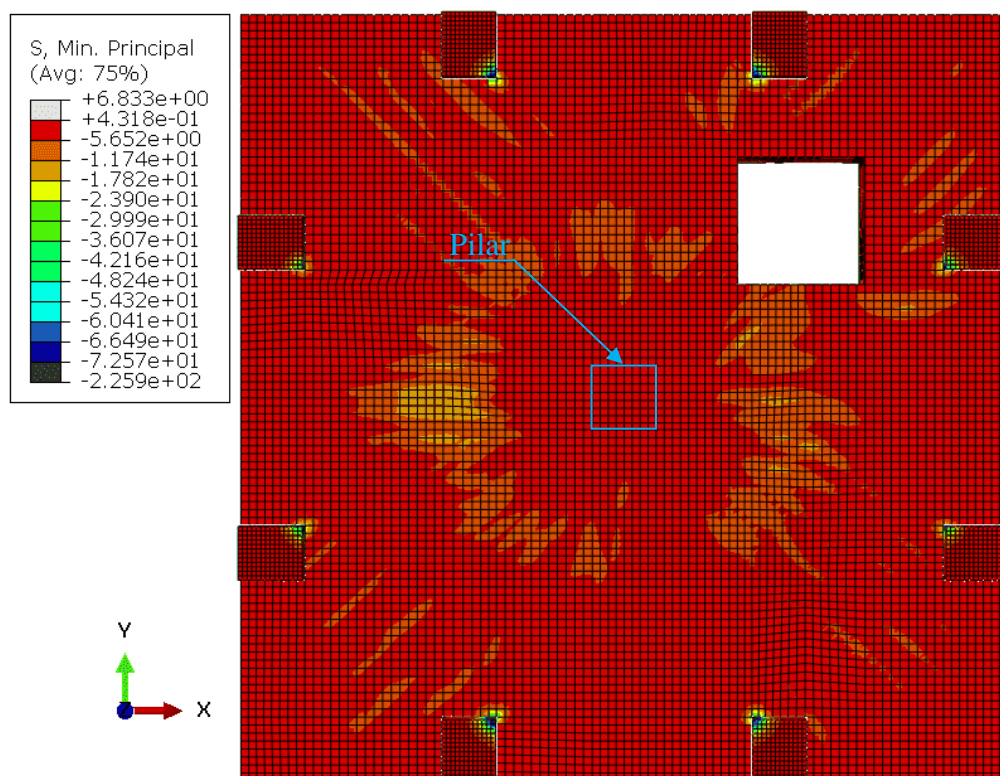
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.113: Tensões de compressão do modelo LA4-2D (corte na face Y-Z) – MPa



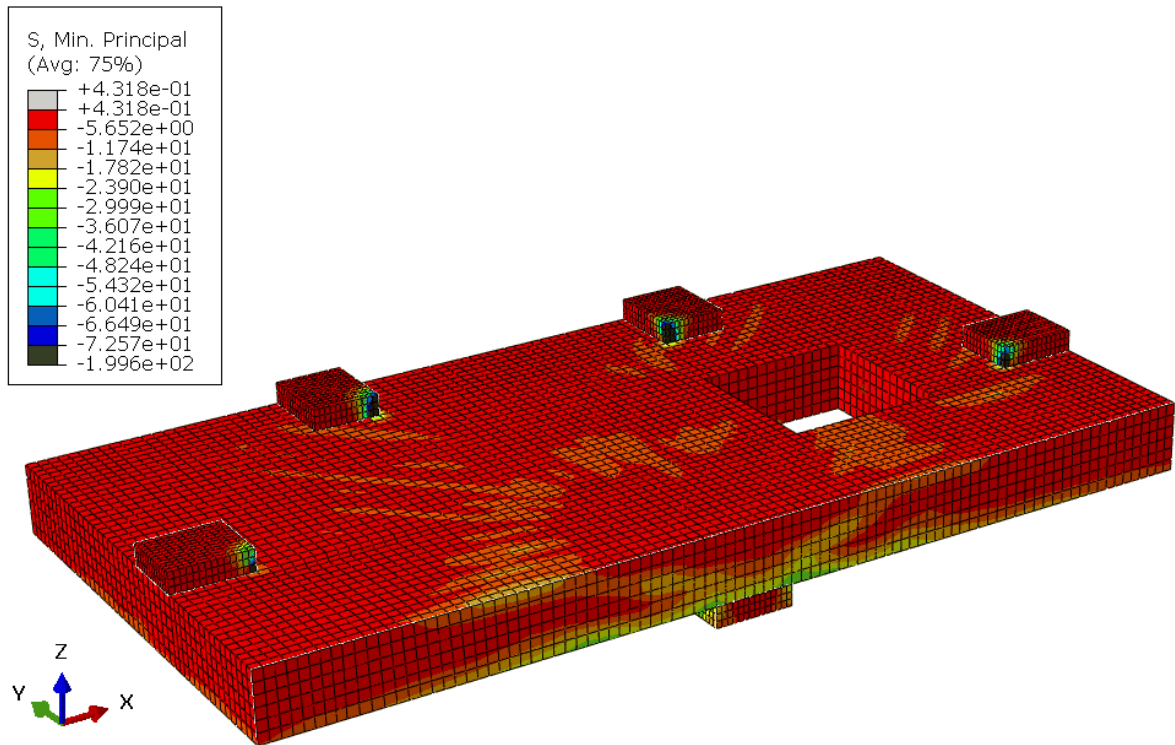
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.114: Tensões de compressão do modelo LA4-3D (vista superior) – MPa



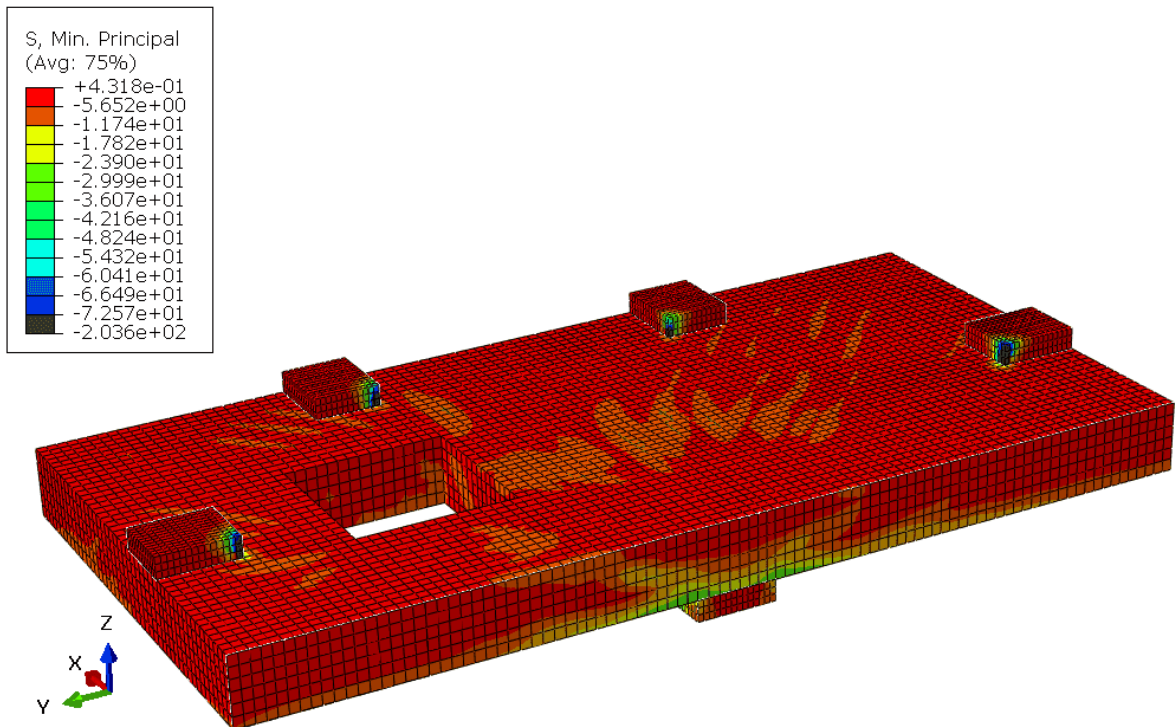
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.115: Tensões de compressão do modelo LA4-3D (corte na face X-Z) – MPa



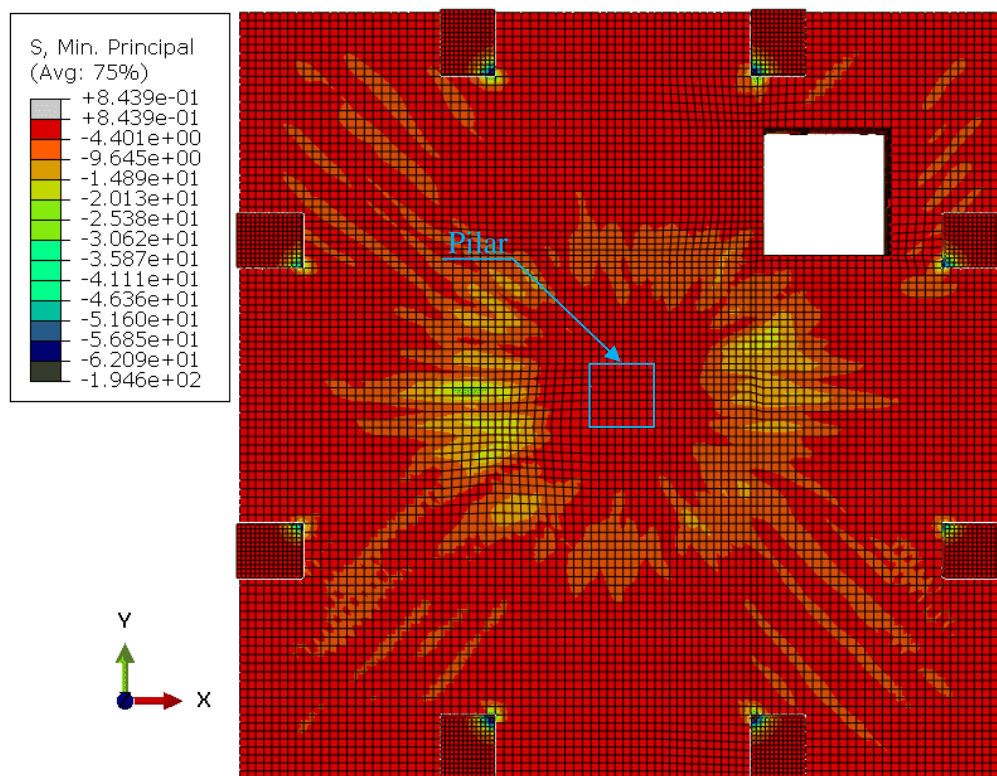
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.116: Tensões de compressão do modelo LA4-3D (corte na face Y-Z) – MPa



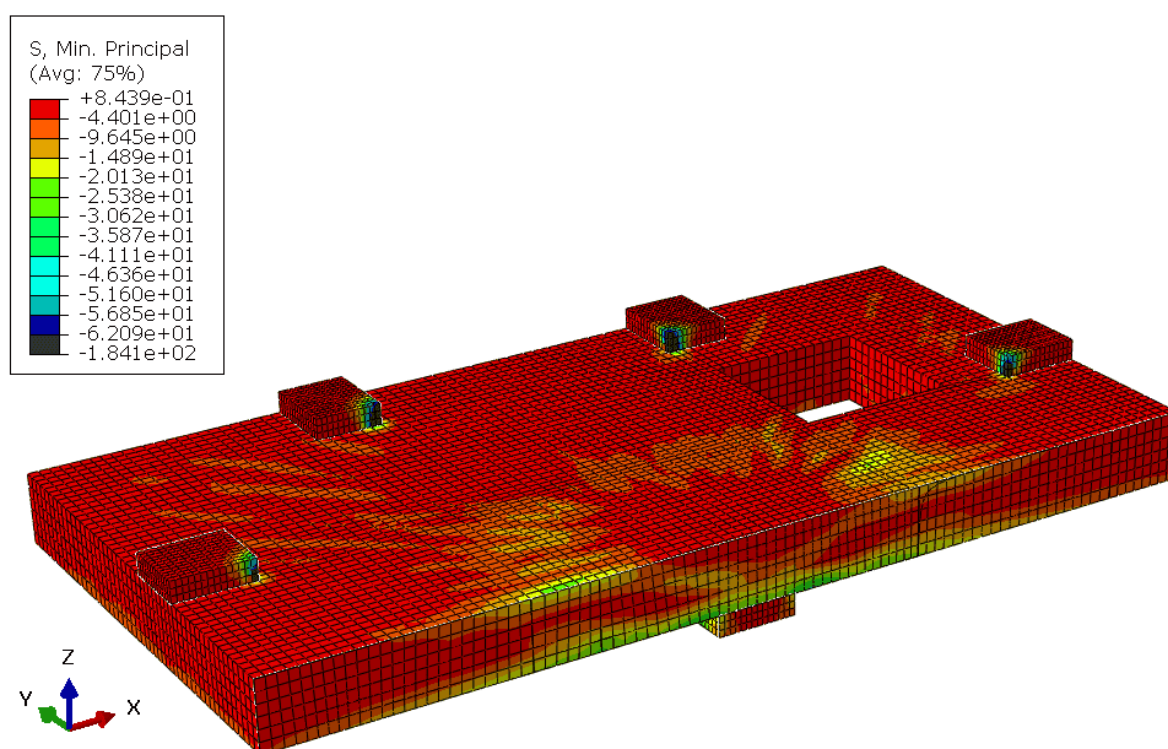
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.117: Tensões de compressão do modelo LA4-4D (vista superior) – MPa



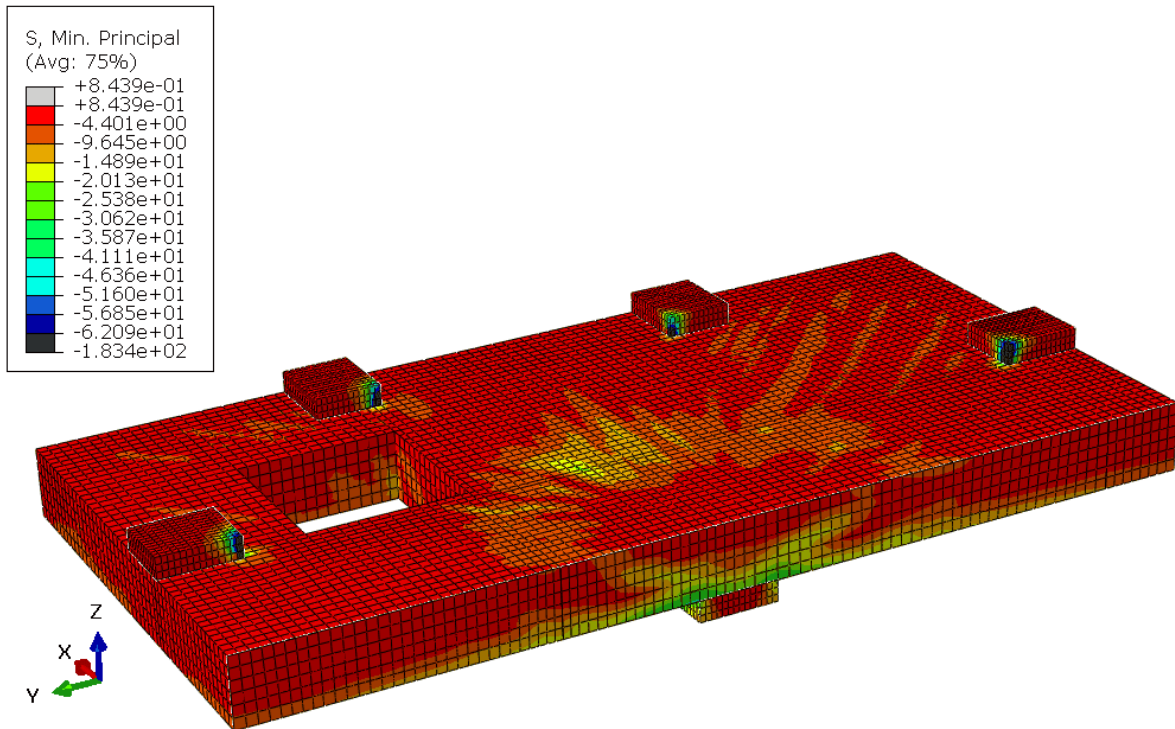
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.118: Tensões de compressão do modelo LA4-4D (corte na face X-Z) – MPa



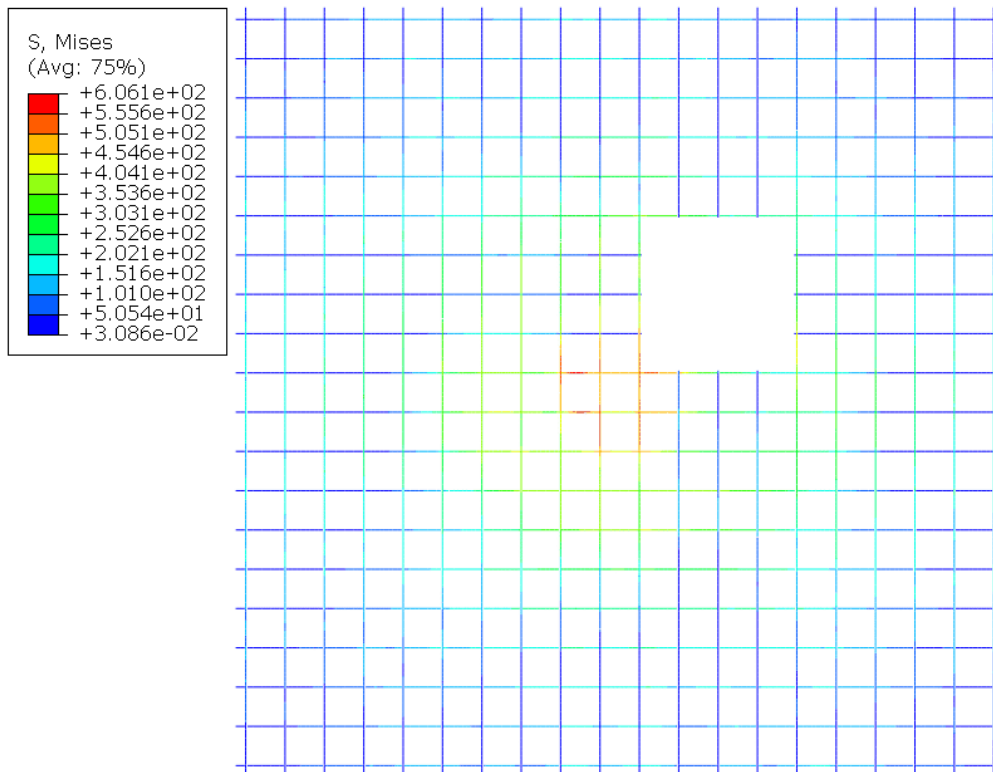
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.119: Tensões de compressão do modelo LA4-4D (corte na face Y-Z) – MPa

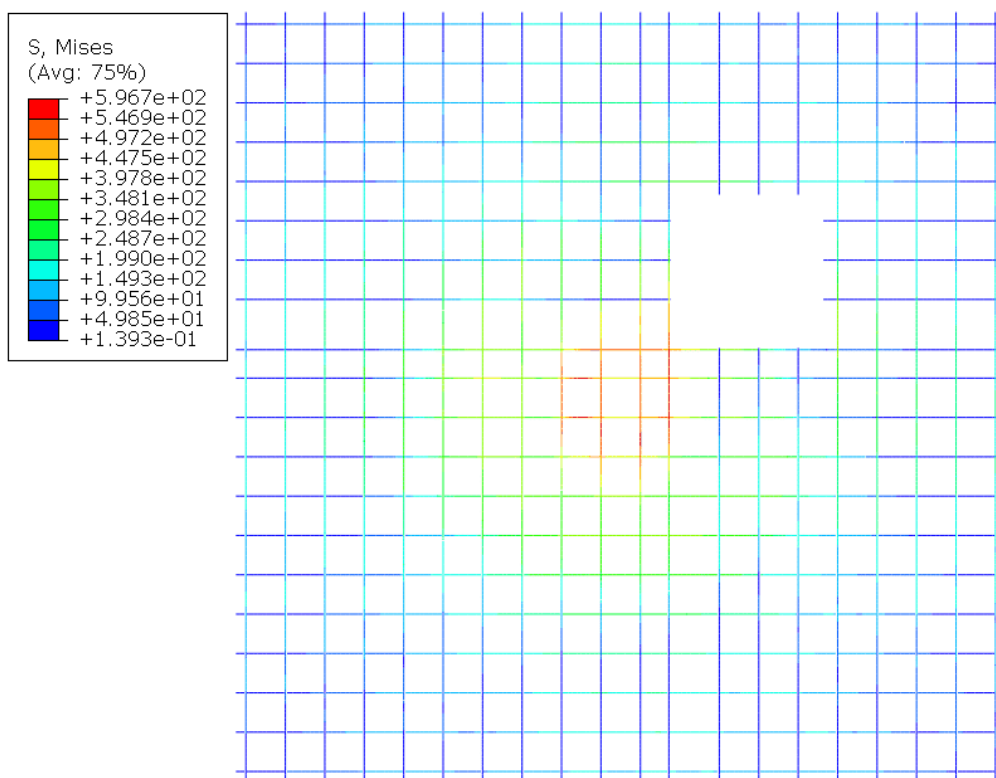


Fonte: O Autor (2021)

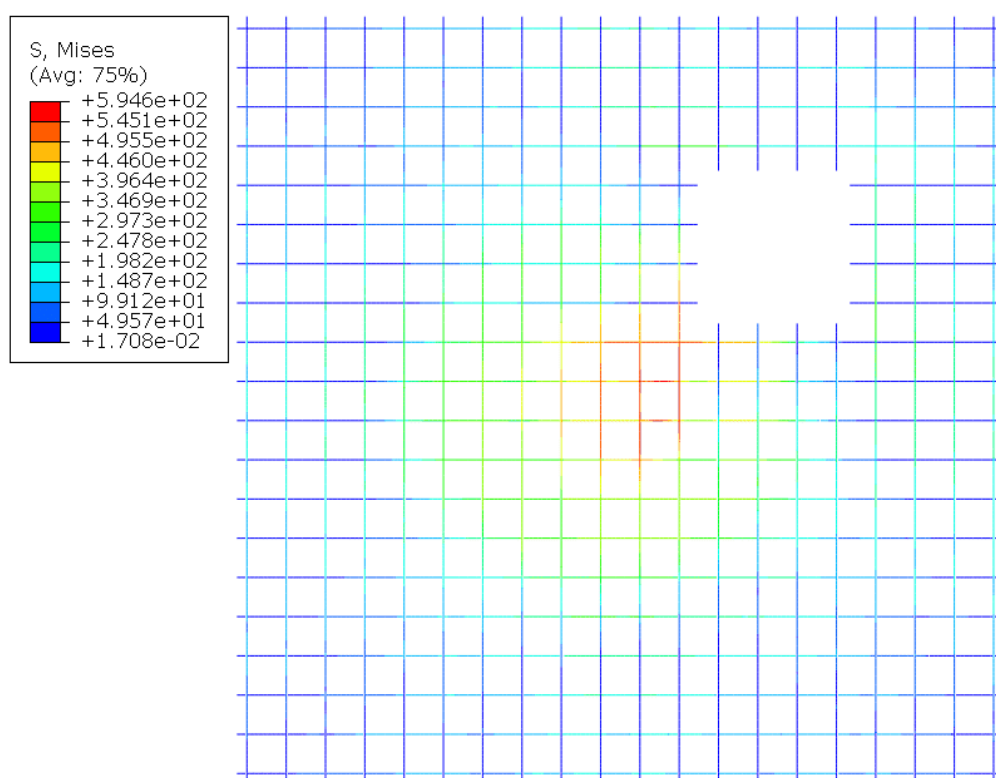
Figura 6.120: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA4-AD – MPa



Fonte: O Autor (2021)

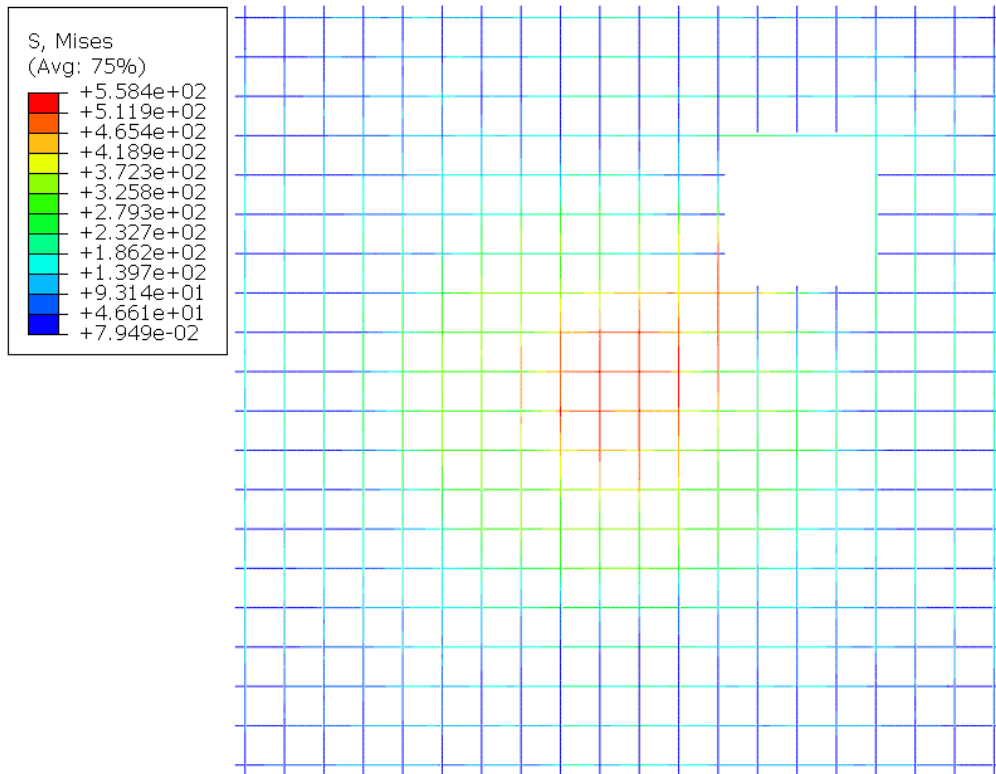
Figura 6.121: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA4-1D – MPa

Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.122: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA4-2D – MPa

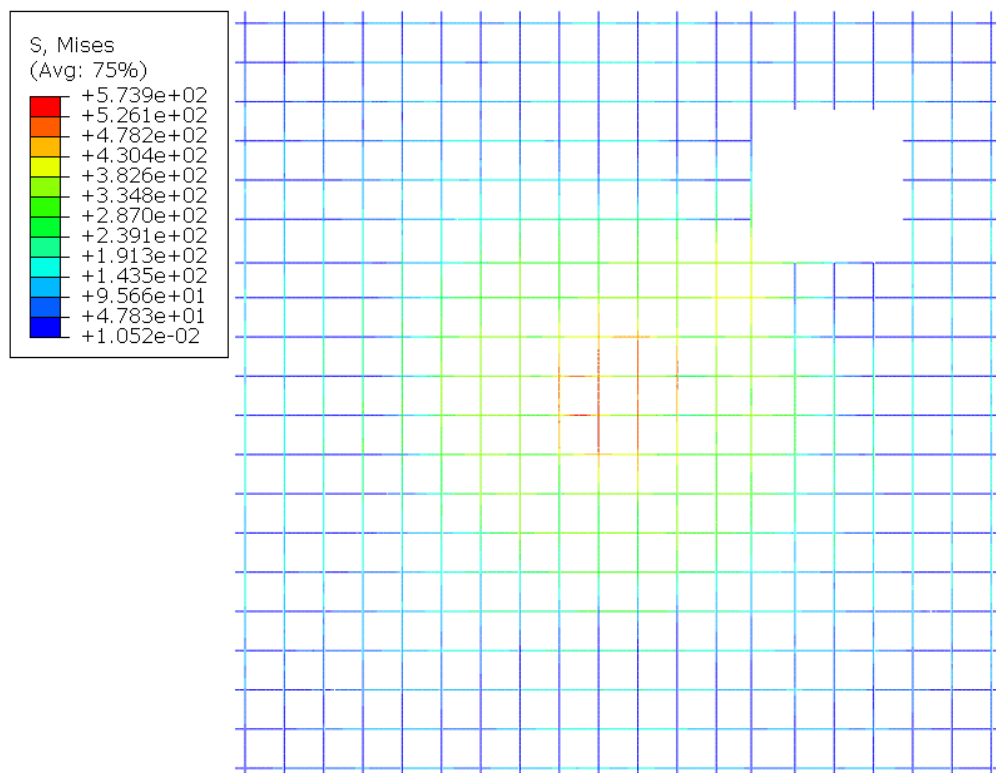
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.123: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA4-3D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.124: Tensões de tração nas armaduras do modelo LA4-4D – MPa



Fonte: O Autor (2021)

Como pode-se visualizar nas Figuras 6.105 a 6.119, com exceção do modelo com abertura adjacente ao pilar, os modelos não foram significativamente prejudicados com a inserção das aberturas. Percebeu-se também que os modelos LA4-AD, LA4-1D e LA4-2D possuem aberturas localizadas dentro do cone de punção, porém, no modelo LA4-AD o cone foi significativamente comprometido, se comparado com os outros modelos.

Ao analisar as Figuras 6.120 a 6.124 percebe-se que na região de cone de punção as armaduras começam a trabalhar com mais intensidade. Todos os modelos atingiram a tensão de escoamento das armaduras, assim como o modelo de referência. Percebeu-se também aumento das tensões nas armaduras próximas ao vértice da abertura mais próxima do pilar, mostrando que a abertura das lajes influenciou na redistribuição de tensões tanto do concreto quanto das armaduras.

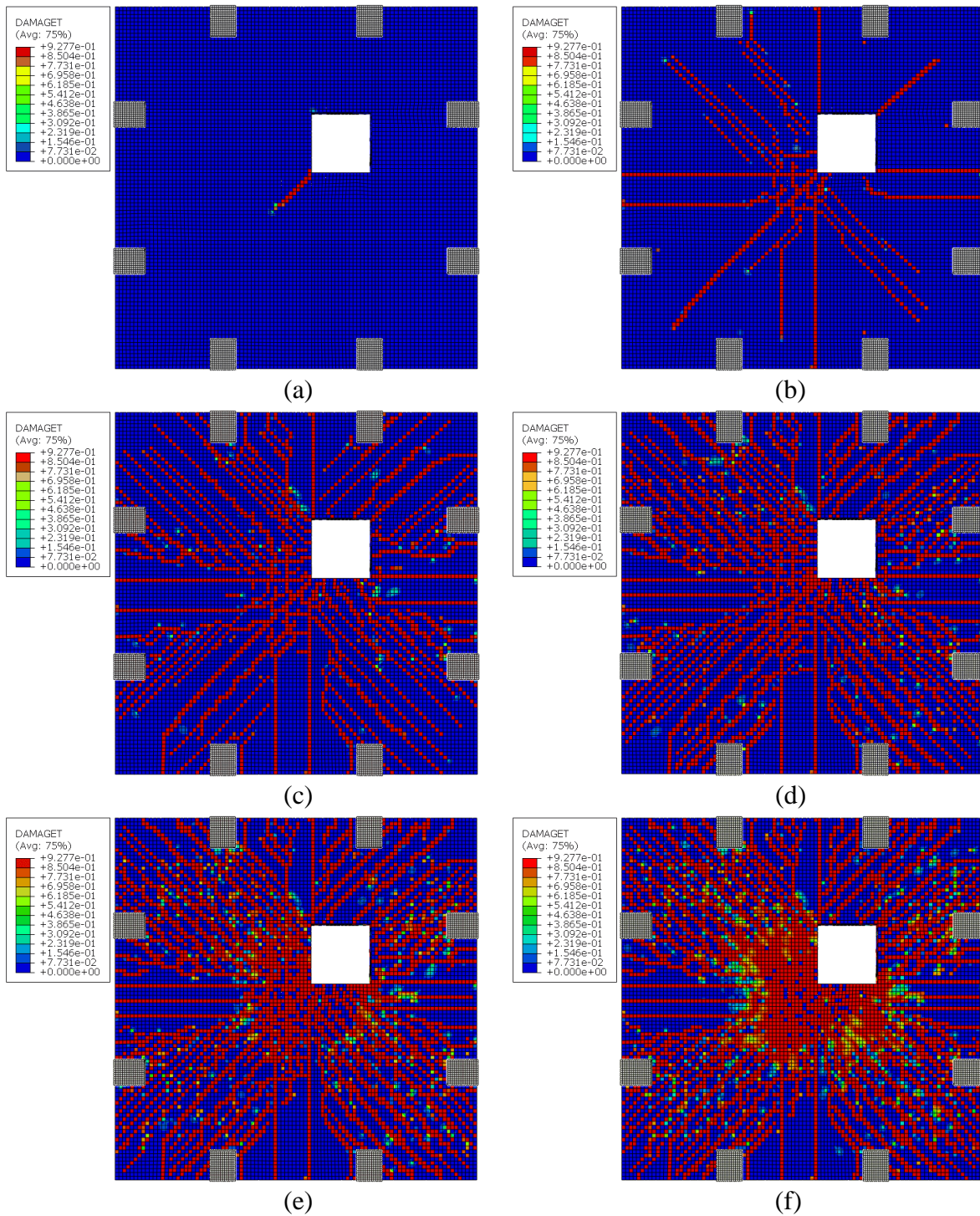
6.6.3 DANO DO CONCRETO DOS MODELOS

Nas Figuras 6.125 a 6.129 pode-se visualizar o dano dos modelos da série LA4 para diversas etapas de carregamento. Os valores de dano variam entre 0 e 1, sendo 0 o elemento íntegro, e 1 o elemento completamente danificado. Como são apresentados os danos em diversas etapas de carregamento, pode-se entender o padrão de fissuração de cada modelo estudado.

Percebe-se um padrão para as fissuras, começando pelas fissuras radiais saindo do pilar e da face da abertura próxima ao pilar. Posteriormente essas fissuras crescem até as extremidades da laje. Com 25% a 50% da carga de ruptura aparecem as fissuras tangenciais próximas ao pilar.

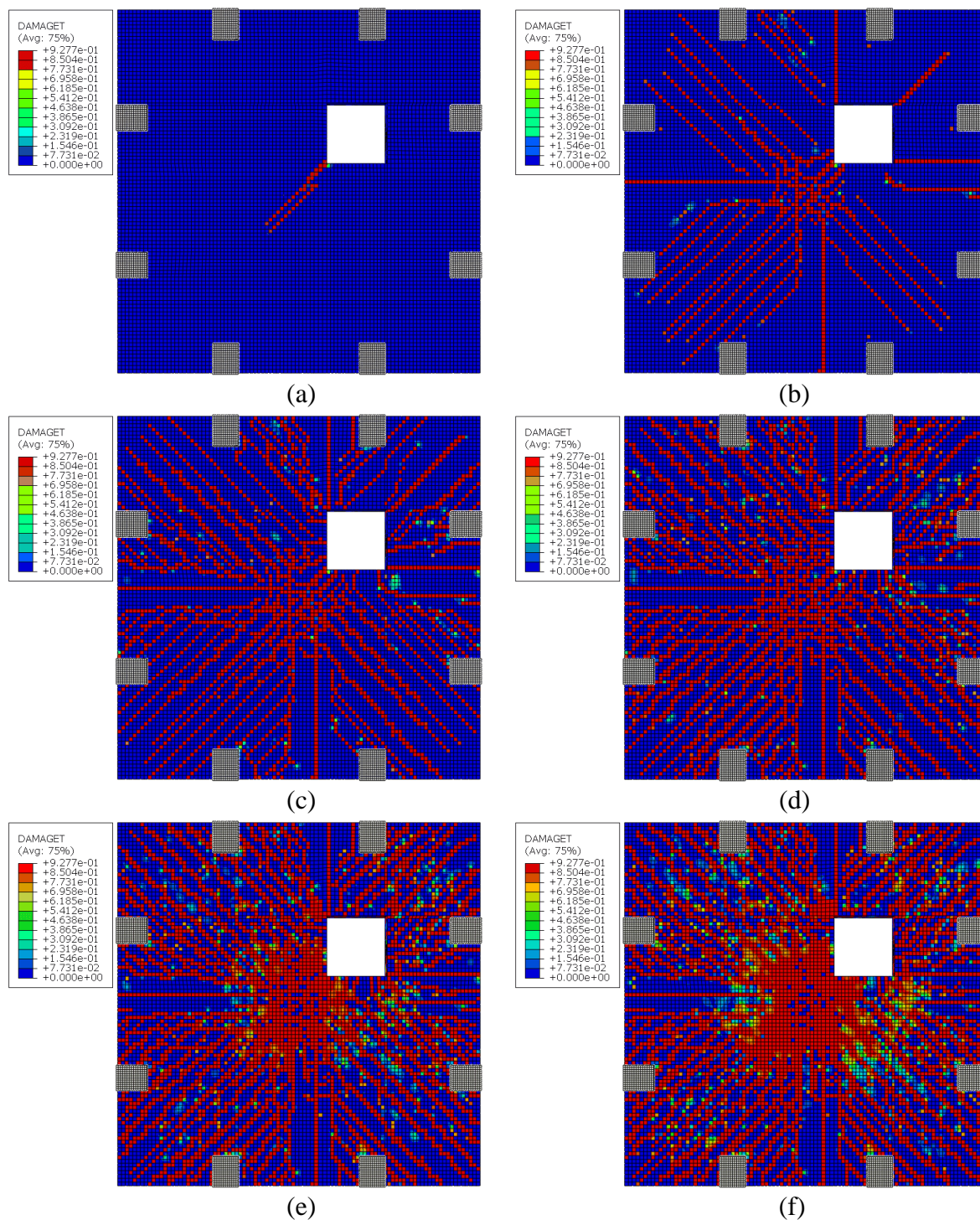
Percebe-se também, ao analisar as Figuras 6.125 a 6.129, que as aberturas dos modelos LA4-AD, LA4-1D e LA4-2D estão localizadas na região mais danificada na laje. Já as aberturas dos modelos LA4-3D e LA4-4D ficaram fora da zona mais danificada da laje. Vale ressaltar que a região mais danificada foi a região localizada dentro do cone de punção do elemento.

Figura 6.125: Dando à tração do modelo LA4-AD, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



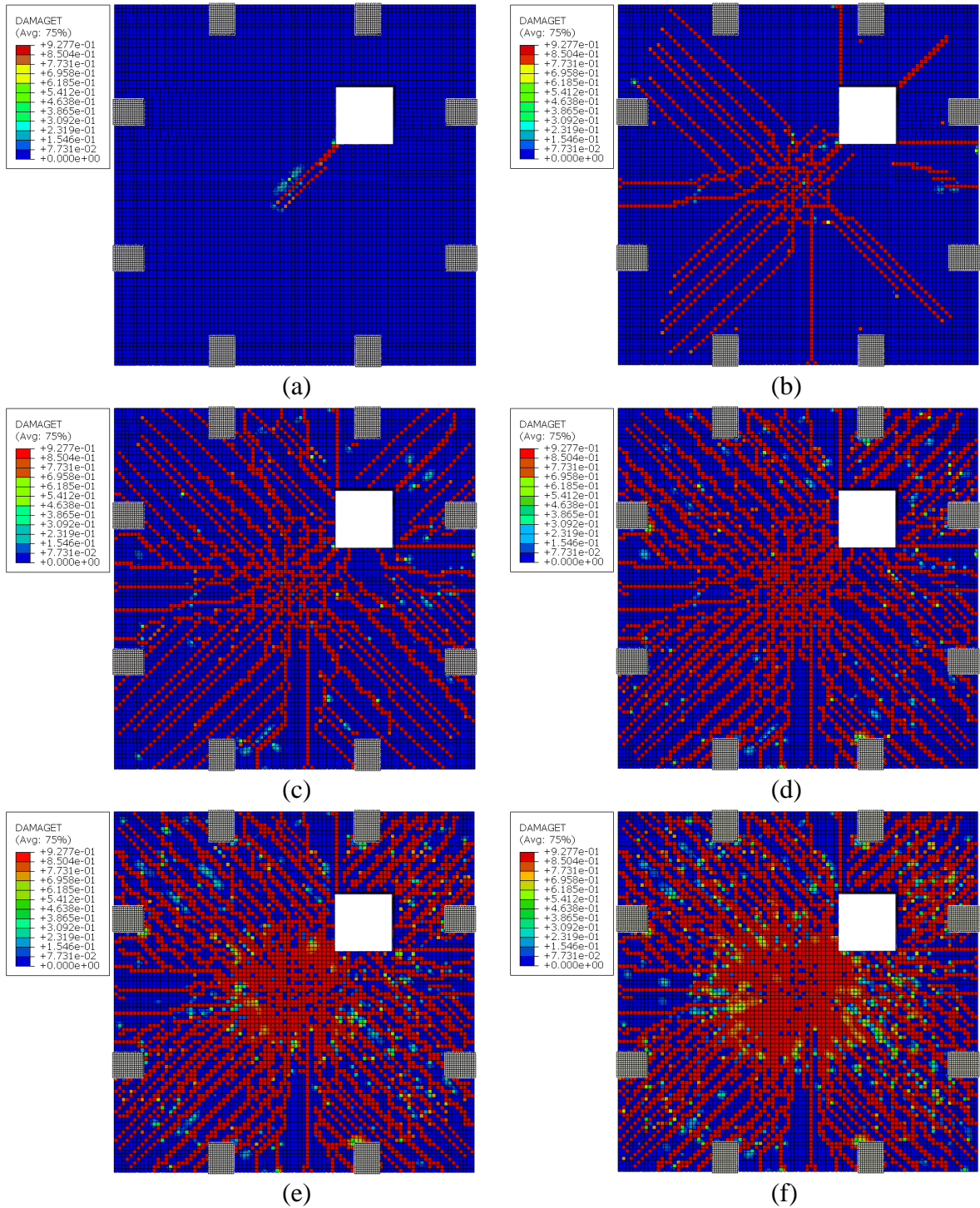
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.126: Dando à tração do modelo LA4-1D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



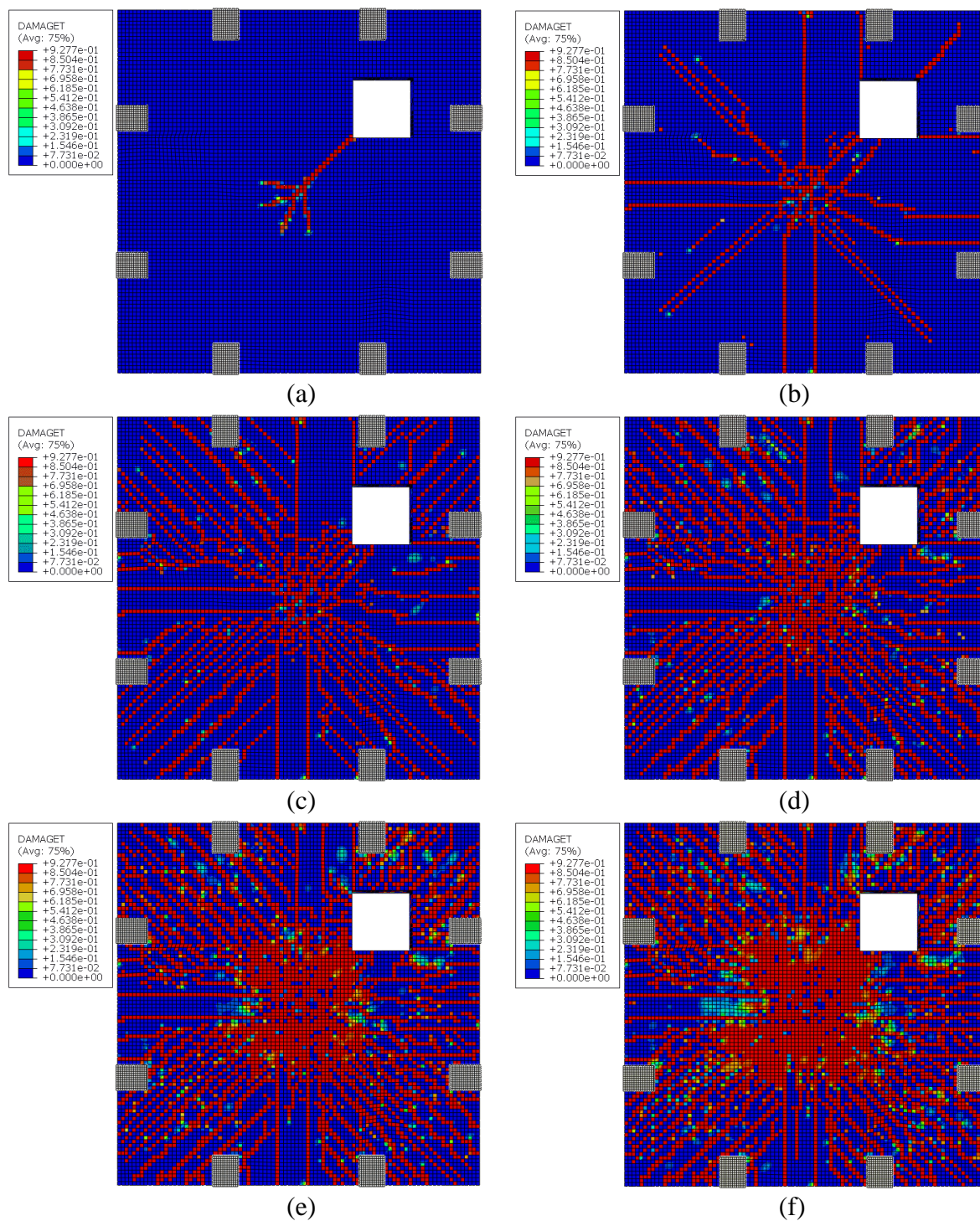
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.127: Dando à tração do modelo LA4-2D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



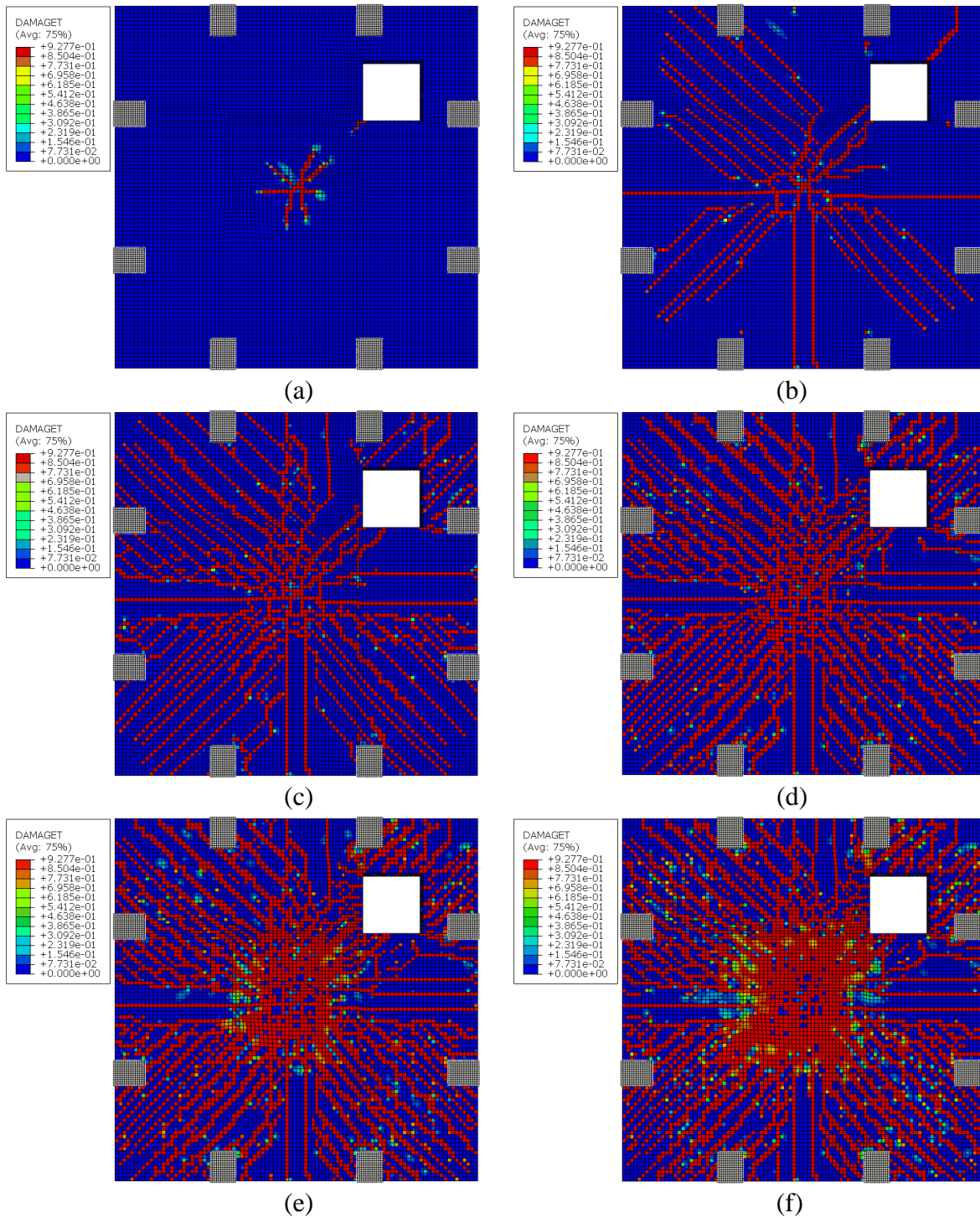
Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.128: Dando à tração do modelo LA4-3D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 6.129: Dando à tração do modelo LA4-4D, com 1% da carga de ruptura (a), 10% (b), 25% (c), 50% (d), 75% (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi apresentado um outro modelo de referência de laje lisa sem abertura submetida à punção, para servir de base para o estudo paramétrico, que teve como objetivo a análise da influência de duas dimensões de aberturas localizadas em 10 posições diferentes próximas ao pilar. Uma das aberturas possuía a dimensão do pilar (150mm x 150mm), e a outra possuía o dobro das dimensões (300mm x 3000mm). Como todos os modelos possuíam o mesmo concreto e mesmas armaduras, foi possível isolar as variáveis e identificar o mecanismo de punção, mesmo com a presença das aberturas.

Foi percebido que as aberturas adjacentes ao pilar de seção quadrada, independentemente do posicionamento e dimensão, afetaram a capacidade resistente, deformação do modelo, formação de bielas e padrão de fissuração. Porém, ao se distanciar do pilar, os modelos das séries LA1 e LA3 tiveram uma perda de capacidade resistente maior do que os modelos das séries LA2 e LA4, comparados com o modelo de referência. Outro fator importante de se comentar foi a influência da dimensão da abertura, sendo que houve uma significativa perda de resistência quando se dobrou a dimensão da abertura (LA3 e LA4).

Em todas as séries, quando a abertura distanciou mais do que $2d$ do pilar (180mm), os modelos não obtiveram perda de resistência pela presença das aberturas. Inclusive, diversos modelos obtiveram resistências superiores às resistências do modelo de referência. Poucos trabalhos na literatura abordada estudaram punção em lajes lisas com aberturas localizadas a mais de $2d$ do pilar e sem armadura de punção. Dos trabalhos encontrados, vale ressaltar os seguintes:

- Souza (2004) ensaiou uma laje à punção com duas aberturas localizadas a mais de $2d$ do pilar ($4d$). Esse modelo resistiu quase 10% a mais de carga do que o modelo de referência. As lajes possuíam taxa de armadura similar aos modelos estudados no presente capítulo, e o concreto possuía resistência à compressão entre 31 MPa e 36 MPa;
- Anil, Kina e Salmani (2014) abordaram tanto lajes com aberturas paralelas a uma das faces do pilar quanto na diagonal. Eles também ensaiaram lajes lisas à punção com aberturas localizadas a mais de $2d$ do pilar, porém, esses modelos apresentaram carga de ruptura inferior do que o modelo de referência, que não possuía aberturas. Vale ressaltar que comparando o trabalho de Anil, Kina e

Salmani (2014) com a presente pesquisa, dois aspectos distintos foram relevantes, sendo: a taxa de armadura à flexão e a resistência à compressão do concreto. Na presente pesquisa foi utilizado concreto com o dobro de resistência à compressão e taxa de armadura à flexão 4,79 vezes superior;

- Lourenço (2018) ensaiou uma laje com abertura situada a mais de 2d do pilar (3d). Esse modelo, resistiu 11% a mais de carga do que o modelo de referência. Os modelos ensaiados por Lourenço (2018) possuíam taxa de armadura e resistência à compressão do concreto similares aos modelos estudados no presente capítulo.
- Balomenos, Genikomsou e Polak (2018) trabalharam com um quarto de modelo numérico, não gerando quadrantes na laje sem aberturas consequentemente não representando o modelo abordado no presente capítulo.

Analisando os quatro trabalhos comentados, percebe-se que o de Balomenos, Genikomsou e Polak (2018) não se assemelha aos modelos do presente capítulo por causa da geometria. O trabalho de Anil, Kina e Salmani (2014) não se assemelha aos modelos do presente capítulo devido à resistência à compressão do concreto e a taxa de armadura adotada. Restam os trabalhos de Souza (2004) e Lourenço (2018), que possuíram modelos com aberturas localizadas a mais de 2d do pilar com carga de ruptura acima do modelo de referência, similar ao que aconteceu em diversos modelos abordados no presente capítulo.

Ao comparar os modelos da série LA1, foi percebido que os modelos se deslocaram menos do que o modelo de referência. Também foi percebido que a formação das bielas de compressão foi comprometida com a proximidade da abertura em relação ao pilar, melhorando a situação para os modelos com abertura situada a 2d, 3d e 4d do pilar. Foi percebido grande tensão de tração nas armaduras de flexão que estavam no entorno das aberturas, mostrando uma possível redistribuição de tensões na região. Em relação ao dano no concreto, foi possível identificar o início do dano circunferencial próximo a 25% da carga de ruptura, tendo antes dessa carga apenas dano radial. Também foi possível verificar que os modelos com abertura mais distantes (3d e 4d do pilar), ficaram com a abertura situado fora da zona mais danificada, portanto, a abertura não contribuiu para a ruptura da laje de forma expressiva igual para os outros modelos.

Em relação aos modelos da série LA2, também foi percebido que os modelos se deslocaram menos do que o modelo de referência. Aparentemente, aberturas afastadas do pilar no sentido da diagonal geraram menos interferência de resistência do que na direção

perpendicular a uma das faces. Também foi percebido que a formação das bielas de compressão foram comprometidas com a proximidade da abertura em relação ao pilar, melhorando a situação para os modelos com abertura situada a 2d, 3d e 4d do pilar. Foi percebido grande tensão nas armaduras de flexão que estavam no entorno das aberturas, principalmente para as lajes com abertura situada até 2d do pilar, mostrando uma possível redistribuição de tensões na região. Em relação ao dano no concreto, também foi possível identificar o início do dano circunferencial próximo a 25% da carga de ruptura, tendo antes dessa carga apenas dano radial. Além disso, foi possível verificar que os modelos com abertura mais distantes (2d, 3d e 4d do pilar) ficaram com a abertura situada fora da zona mais danificada, portanto, a abertura não contribuiu para a ruptura da laje de forma expressiva igual para os outros modelos.

A série LA3 também apresentou deslocamentos inferiores ao modelo de referência. Devido à dimensão das aberturas, as bielas de compressão foram mais afetadas do que na série LA1, tendo em todos os modelos alteração no cone de punção. Assim como nas outras séries, foi percebido grande tensão nas armaduras de flexão que estavam no entorno das aberturas, mostrando uma possível redistribuição de tensões na região. Em relação ao dano no concreto, foi possível identificar o início do dano circunferencial próximo a 25% da carga de ruptura, tendo antes dessa carga apenas dano radial. Também foi possível verificar que os modelos com abertura mais distantes (3d e 4d do pilar) ficaram com a abertura situada fora da zona mais danificada, portanto, a abertura não contribuiu para a ruptura da laje de forma expressiva igual para os outros modelos.

Em relação aos modelos da série LA4, também foi percebido que os modelos se deslocaram menos do que o modelo de referência. Assim como na série LA2, aparentemente, aberturas afastadas do pilar no sentido da diagonal geraram menos interferência de resistência do que na direção perpendicular a uma das faces. Também foi percebido que a formação das bielas de compressão foi comprometida com a proximidade da abertura em relação ao pilar, melhorando a situação para os modelos com abertura situada a 3d e 4d do pilar. Foi percebido grande tensão nas armaduras de flexão que estavam no entorno das aberturas, principalmente para as lajes com abertura situada até 2d do pilar, mostrando uma possível redistribuição de tensões na região. Em relação ao dano no concreto, também foi possível identificar o início do dano circunferencial próximo a 25% da carga de ruptura, tendo antes dessa carga apenas dano radial. Além disso, foi possível verificar que os modelos com abertura mais distantes (2d, 3d e 4d do pilar) ficaram com a abertura situada fora da zona mais danificada, portanto, a abertura não contribuiu para a ruptura da laje de forma expressiva igual para os outros modelos.

Finalmente, foi percebida coerência entre o distanciamento da abertura do pilar em todas as séries apresentadas, assim como houve similaridades entre as séries 1 e 3, e as séries 2 e 4, devido ao posicionamento das aberturas. Padrões como a dimensão da abertura também foram percebidos. Essas comparações entre as séries são apresentadas no capítulo 7.

7 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são realizadas discussões sobre temas levantados ao longo do trabalho. Também são apresentadas comparações entre os modelos estudados no Capítulo 6, bem como comparações com códigos normativos e resultados obtidos na literatura estudada.

7.1 ANÁLISE DA CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

O processo de calibração dos modelos numéricos foi realizado no *software* ABAQUS®, utilizando o modelo CDP (*Concrete Damaged Plasticity*). Milligan (2018) comentou que os modelos de elementos finitos não lineares devem ser calibrados com base em resultados de ensaios experimentais. O autor ainda enfatizou que diversos fatores podem ser alterados nesse processo, incluindo as condições de contorno, energia de fraturação, ângulo de dilatação do concreto e tamanho da malha.

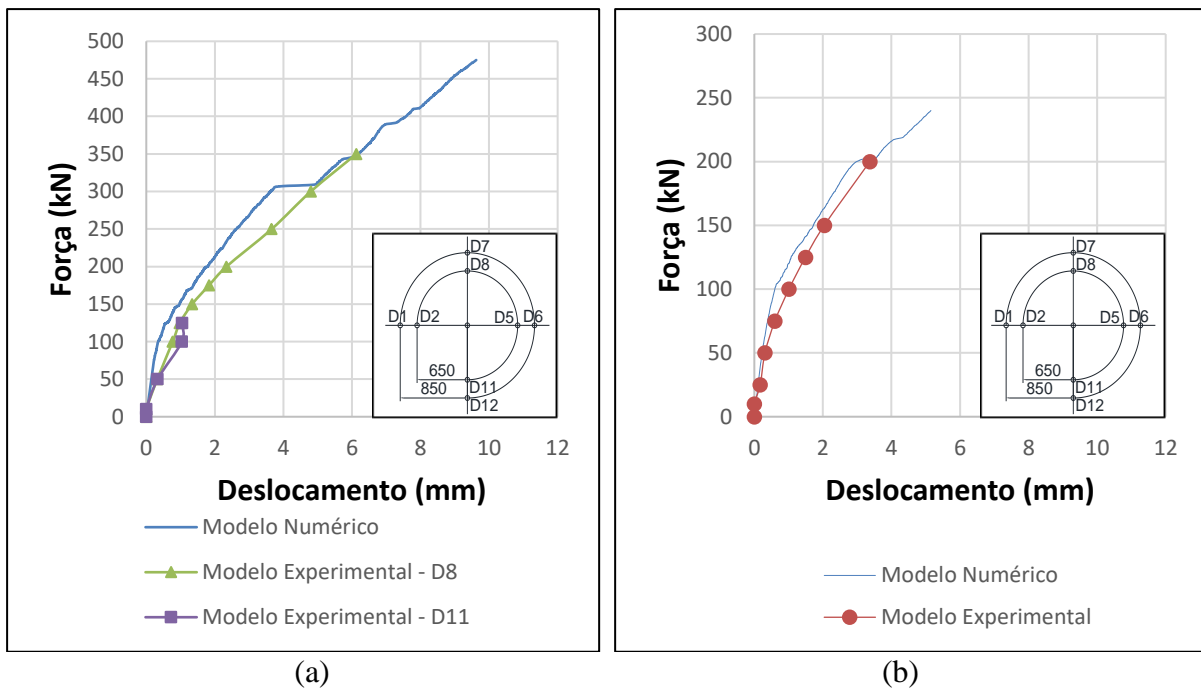
Na presente pesquisa, a calibração do modelo numérico ocorreu em duas etapas, sendo a primeira fundamentada em dois modelos ensaiados por Souza (2008) e a segunda fundamentada em um modelo ensaiado por Marques (2018) e quatro modelos ensaiados por Lourenço (2018). Rabello (2016) afirmou que variabilidades ocasionadas por diferentes tipos de modelagem podem influenciar na verificação à punção. Milligan (2018) comentou que uma recalibração dos parâmetros do modelo de elemento finito é necessária para cada configuração experimental considerada. Como os modelos da primeira etapa de calibração foram ensaiados de maneira distinta dos modelos da segunda etapa de calibração, foi necessária uma nova etapa de calibração dos modelos numéricos para garantir os resultados.

Tanto na primeira etapa de calibração quanto na segunda, o modelo de Guo (2014) foi utilizado para representar a curva tensão x deformação do concreto. Inclusive, Genikomsou e Polak (2015) afirmaram que a modelagem do concreto foi o aspecto mais desafiador para a elaboração dos modelos numéricos. Belakhdar (2008) chegou a comentar que a parte mais importante na modelagem de elementos finitos de estruturas de concreto é a escolha de modelos constitutivos adequados para os materiais. Santos Junior (2019) também enfatizou a modelagem do concreto como a parte mais desafiadora na modelagem em elementos finitos.

A primeira etapa de calibração foi realizada em um modelo com pilar retangular e com aplicação de força em 8 pontos da laje. A segunda etapa de calibração foi realizada em um modelo com aplicação de deslocamento em uma chapa metálica no lugar do pilar, e 8 pontos indeslocáveis também apoiados em chapas metálicas.

Houve dificuldade para determinar a carga de ruptura na primeira etapa de calibração. Nessa etapa, baseado na literatura estudada, foi adotado um valor de viscosidade para o concreto de 0,01, e foi encontrado um valor de ângulo de dilatação de 31° como sendo o mais apropriado para a curva força x deslocamento nos pontos analisados (Figura 7.1).

Figura 7.1: Comparações entre curvas força x deslocamento na primeira etapa de calibração (modelo ensaiado por Souza, 2008) no modelo sem abertura pontos D8 e D11 (a) e no modelo com abertura no ponto D8 (b)

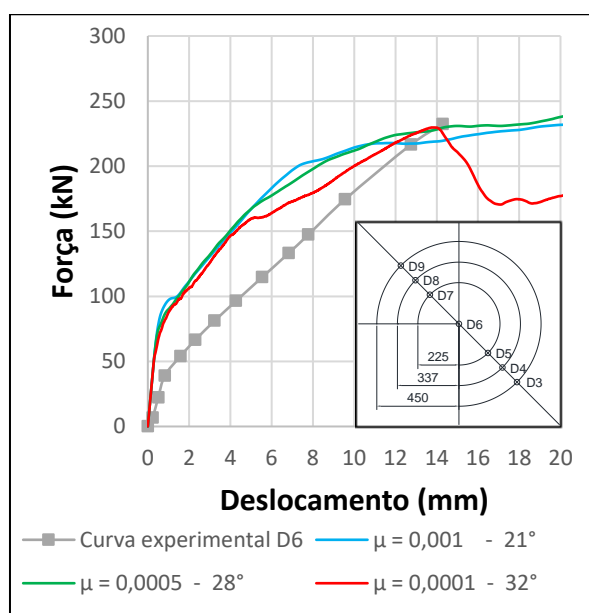


Fonte: O Autor (2021)

Na segunda etapa de calibração, foram estudadas outras hipóteses de viscosidade do concreto, variando esse dado entre 0,0001 e 1, pois, de acordo com Petruski (2016), valores abaixo de 0,0001 tendem a apresentar resultados similares. Nesse caso, três valores de viscosidade convergiram resultados, tendo a viscosidade de 0,001 um ângulo de dilatação de 21° , a viscosidade de 0,0005 um ângulo de dilatação de 28° e a viscosidade de 0,0001 um ângulo de dilatação de 32° . Essa segunda etapa de calibração teve foco maior na carga de ruptura do que na curva força x deslocamento, e esses três casos de convergência tiveram

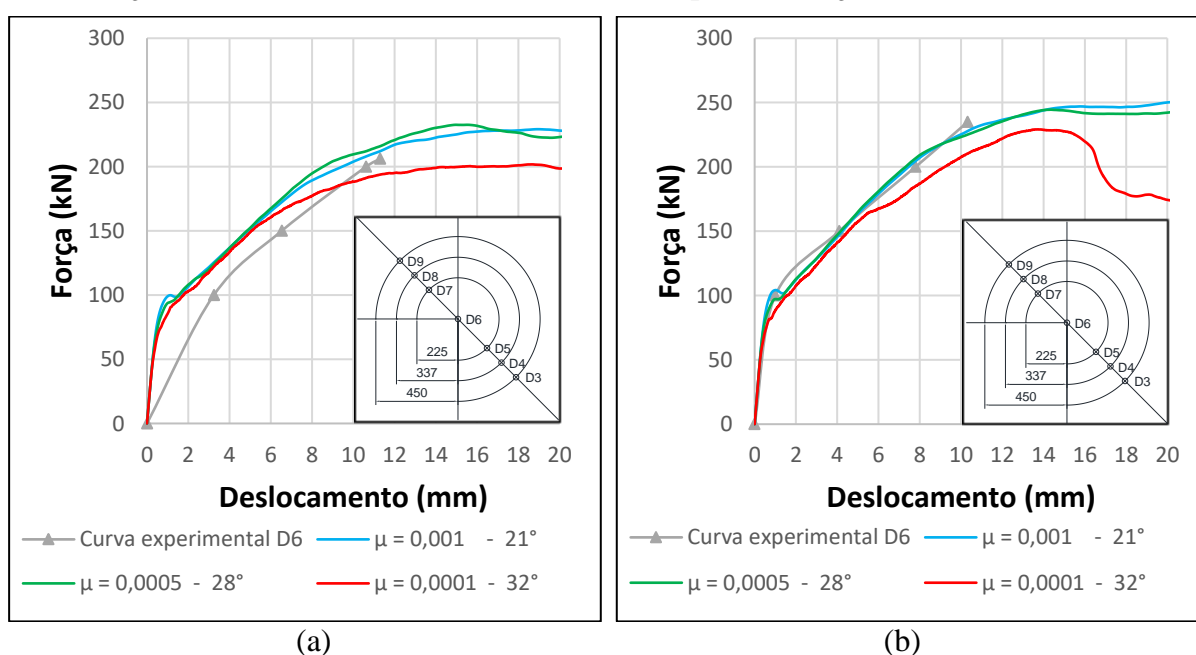
resultados muito próximos com os experimentais. Além disso, os deslocamentos no ato da ruptura foram relativamente próximos aos deslocamentos dos modelos experimentais (Figuras 7.2 a 7.4)

Figura 7.2: Comparações entre curvas força x deslocamento no centro da laje na segunda etapa de calibração do modelo ensaiado por Marques (2018)



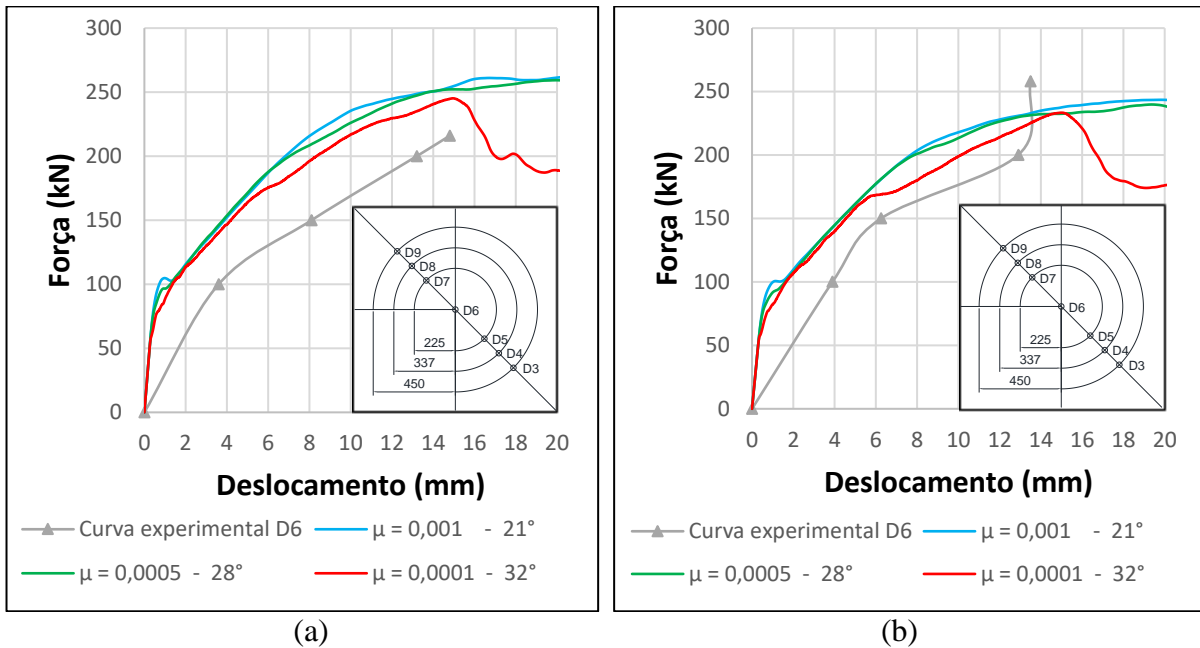
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.3: Comparações entre curvas força x deslocamento no centro da laje na segunda etapa de calibração dos modelos LF1 (a) e LF2 (b) ensaiados por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

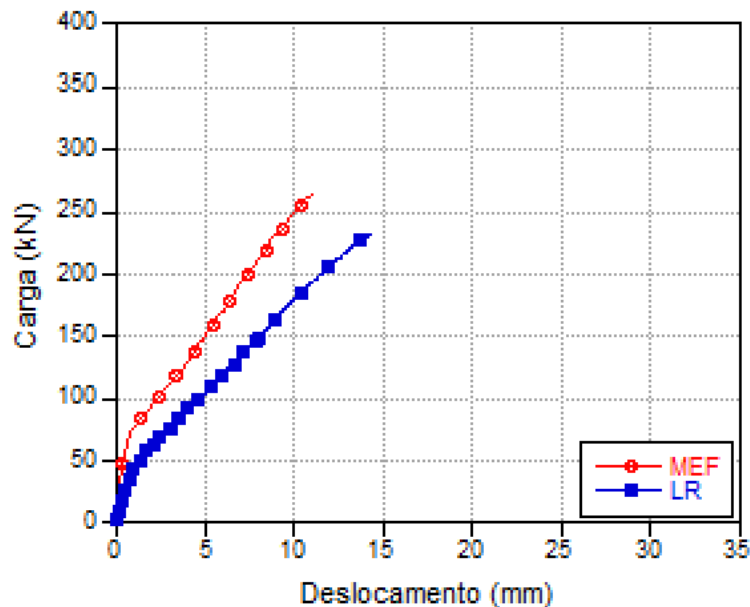
Figura 7.4: Comparações entre curvas força x deslocamento no centro da laje na segunda etapa de calibração dos modelos LF3 (a) e LF4 (b) ensaiados por Lourenço (2018)



Fonte: O Autor (2021)

Marques (2018) também realizou estudo numérico em função dos modelos que ensaiou. Na Figura 7.5 são apresentadas as curvas de força x deslocamento comparando o modelo experimental com o numérico.

Figura 7.5: Comparações entre curvas força x deslocamento no centro da laje entre o modelo experimental e numérico desenvolvido por Marques (2018)



Fonte: Marques (2018)

Ao comparar os numéricos calibrados na segunda etapa de calibração indicados na Figura 7.2 e o numérico desenvolvido por Marques (2018) apresentado na Figura 7.5, percebe-se boa aproximação dos numéricos desenvolvidos na presente pesquisa. Porém, tantos os modelos calibrados na presente pesquisa quanto o numérico desenvolvido por Marques (2018) se apresentaram muito rígidos na fase inicial de carregamento. Marques (2018) descreveu sobre algumas possibilidades para isso ter ocorrido:

- A determinação da ligação entre as armaduras e o concreto como “*Embedded region*”. Esse tipo de ligação garante que todos os deslocamentos da armadura e do concreto são iguais na zona de transição. Por outro lado, a autora levantou o questionamento de que sempre existem deslocamentos na prática;
- Difícil percepção na acomodação do sistema de ensaio;
- Difícil transcrição dos modelos constitutivos dos materiais envolvidos;
- Peculiaridades do *software* envolvido.

Somada a essas possibilidades indicadas por Marques (2018), em modelos experimentais existe a possibilidade de ocorrerem fissuras iniciais, sejam por retração, pela flecha ou translado do modelo experimental e quase imperceptíveis a olho nu, e distorções no módulo de elasticidade e cobrimentos por causa da concretagem *in loco*. Outro aspecto que é importante de ser comentado é o fato de boa parte das pesquisas experimentais não abordarem valores representativos em função do número de réplicas do ensaio.

Em relação à carga de ruptura, o modelo com os parâmetros de viscosidade do concreto de 0,001 e ângulo de dilatação do concreto de 21° obteve 1% de diferença do modelo referência, mas, comparando os modelos com aberturas, chegou a apresentar 21% de diferença. O modelo com os parâmetros de viscosidade do concreto de 0,0005 e ângulo de dilatação do concreto de 28° obteve 3% de diferença do modelo referência, mas, comparando os modelos com aberturas, chegou a apresentar 20% de diferença. O modelo com os parâmetros de viscosidade do concreto de 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto de 32° obteve 1% de diferença do modelo referência, mas, comparando os modelos com aberturas, chegou a apresentar 13% de diferença. De acordo com Genikomsou e Polak (2015), resultados até 20% de diferença são aceitáveis nos estudos numéricos.

Em relação aos deslocamentos na ruptura, o modelo com os parâmetros de viscosidade do concreto de 0,001 e ângulo de dilatação do concreto de 21° obteve 67% de diferença do modelo referência, mas, comparando os modelos com aberturas, chegou a apresentar 145% de

diferença. O modelo com os parâmetros de viscosidade do concreto de 0,0005 e ângulo de dilatação do concreto de 28° obteve 44% de diferença do modelo referência, mas, comparando os modelos com aberturas, chegou a apresentar 120% de diferença. O modelo com os parâmetros de viscosidade do concreto de 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto de 32° obteve 3% de diferença do modelo referência, mas, comparando os modelos com aberturas, chegou a apresentar 76% de diferença.

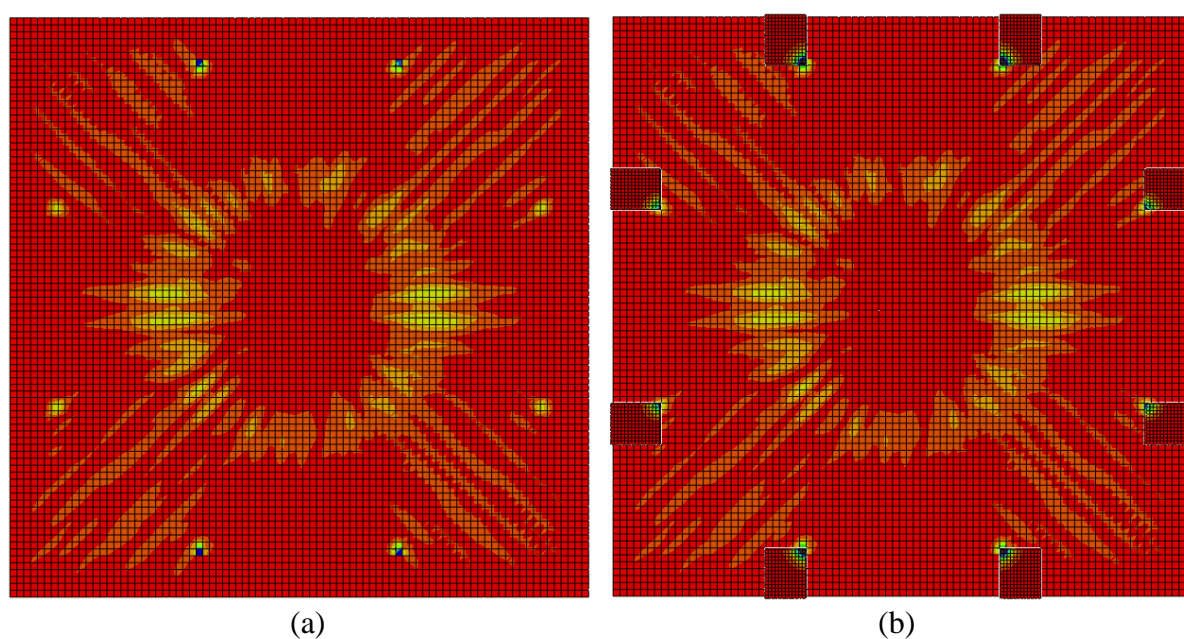
Lapi *et al* (2020) comentaram que os principais parâmetros que são utilizados no modelo CDP são o ângulo de dilatação do concreto e a energia de fraturação. Os autores ainda comentaram sobre diversas pesquisas que utilizaram ângulos de dilatação entre 35° e 40°. Porém, como apresentado na segunda etapa de calibração, os valores de ângulo de dilatação do concreto são afetados mediante a viscosidade do concreto.

Na primeira etapa de calibração foi realizado um estudo sobre o refinamento da malha. Sanabria *et al* (2018) perceberam que a solução numérica convergiu melhor os resultados com o refinamento da malha, e indicou um mínimo de 5 camadas de elemento ao longo da espessura da laje para que se obtivessem resultados apropriados. Genikomsou e Polak (2015) apresentaram a malha de 20mm como sendo a ideal para o modelo que eles estudaram. Mediante os dados encontrados na primeira etapa de calibração e nas recomendações tanto de Sanabria *et al* (2018) quanto de Genikomsou e Polak (2015), na segunda etapa de calibração foi adotada uma malha com dimensões próximas a 20mm, tendo 6 elementos na seção transversal da laje.

Dois aspectos confusos na etapa de calibração foram as condições de contorno nos apoios dos modelos e a forma de aplicação de ações. Trautwein (2006) estudou diversas combinações de possibilidades de condições de contorno com aplicações de ações, podendo ressaltar as seguintes: Aplicação do carregamento diretamente na laje por meio de deslocamentos e por meio de pressão na área carregada; aplicação do carregamento da laje por meio de uma chapa metálica utilizando tanto pressão na área carregada quanto deslocamento; aplicação do carregamento da laje por meio de uma chapa metálica, e elemento de junta entre a chapa metálica e a laje, utilizando tanto pressão na área carregada quanto deslocamento. Ele encontrou algumas diferenças entre os resultados, concluindo que a aplicação da pressão ao invés do deslocamento gerou resultados de comportamento estrutural mais próximos com os modelos experimentais. Majtánová e Halvonik (2018), ao alterarem o tipo de apoio, de pilar para chapa metálica, obtiveram uma alteração de carga de ruptura de 5%, porém, os deslocamentos do modelo chegaram a uma alteração de 40%.

Na segunda etapa de calibração, em que foram utilizadas chapas metálicas tanto nos pontos indeslocáveis quanto na posição do suposto pilar, que foi o ponto de aplicação de deslocamento, pôde-se notar acúmulo de tensões na quina de apoio da chapa metálica com a laje em todos os pontos indeslocáveis (Figura 7.6). Foram realizadas alterações nas condições de contorno, sendo estudada as possibilidades de retirada das chapas metálicas e de engaste da face da laje com a face das chapas. Porém, para tentar representar a realidade do ensaio, foram mantidas as chapas metálicas, e, sabendo que não haviam sido chumbadas, foi determinado uma ligação de contato *Surface to surface contact*.

Figura 7.6: Influência das chapas metálicas nas tensões dos pontos indeslocáveis



Fonte: O Autor (2021)

Mediante os resultados de carga de ruptura encontrados, similares aos modelos experimentais, foi percebido que esse acúmulo de tensões apresentado na Figura 7.6 não atrapalhou o desempenho dos modelos. Porém, possivelmente a presença de um elemento mais flexível, como apoios elastoméricos, poderia facilitar a distribuição da tensão em todo o apoio, alterando o comportamento estrutural da região. Como não ficou claro a presença de tal material, foi mantida a solução apenas com as chapas metálicas.

Ao comparar os três modelos calibrados na segunda etapa de calibração, o modelo contendo a menor viscosidade apresentou os resultados mais próximos do modelo experimental. Mesmo os outros modelos apresentando cargas de ruptura com mesma ordem de

grandeza, o comportamento estrutural do modelo com menor viscosidade foi mais coerente, por isso o mesmo foi utilizado no estudo paramétrico.

No processo de calibração, uma dificuldade encontrada foi falta de dados dos modelos experimentais. Os modelos utilizados possuíam dados suficientes para serem replicados numericamente, mas, em diversos trabalhos estudados foi encontrado falta de dados importantes no processo de calibração. Winkler e Stangenberg (2008) enfatizaram que os aspectos mais problemáticos no processo de calibração são a falta de dados. Inclusive, os autores chegaram a comentar que a falta de resultados de testes e a descrição incompleta dos parâmetros utilizados nos ensaios experimentais causam a necessidade de novos programas experimentais para validar e verificar os modelos estudados numericamente.

Seguem informações importantes de serem apresentadas em ensaios experimentais para viabilizar a aplicação em trabalhos numéricos:

- Sistema de ensaio, indicando não somente os pontos indeslocáveis, mas, elementos constituintes, ligações, materiais que compõem o sistema de ensaio e especificação de aplicação de força ou deslocamento e a velocidade de aplicação;
- Possibilidades de interferências nos resultados mediante o sistema de ensaio proposto;
- Informações referentes ao peso próprio dos equipamentos e do modelo, e se os mesmos estão inclusos nos resultados;
- Informações referentes a possibilidade do modelo ter sido concretado em lugar diferente e ter sido transportado para o local do ensaio, possibilitando microfissuras iniciais;
- Geometria e seção transversal dos modelos;
- Leitura de nivelamento da laje antes do ensaio;
- Características das armaduras utilizadas nos modelos, sendo as principais tensão de escoamento, tensão de ruptura e módulo de elasticidade;
- Características do concreto utilizado nos modelos, sendo as principais a resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade inicial, módulo de elasticidade secante e curva tensão deformação do concreto tanto à tração quanto à compressão (na falta dessas curvas, é comum a utilização de modelos constitutivos do concreto), todos na data do ensaio;

- Extração de testemunho de concreto do modelo a ser ensaiado;
- Número mínimo de réplicas com mesmas características para gerar valores representativos.

As informações que geralmente são apresentadas em trabalhos experimentais são carga de ruptura e curvas força x deslocamento. Vários trabalhos também apresentam tensões em pontos específicos das armaduras, e modelo rompido para verificar a fissuração. Mas, seguem dados interessantes de serem apresentados:

- Além das curvas força x deslocamento, apresentação dos resultados em tabelas. Isso facilita para a comparação correta com os modelos numéricos;
- Carga de ruptura;
- Carga em que foram identificadas as primeiras fissuras radiais e circunferenciais;
- Tensões em diversos pontos do modelo (em alguns trabalhos experimentais, é comum a colocação de pontos de leitura de um lado e do outro lado da barra, por causa da possibilidade de erros de leitura);
- Imagem do modelo fissurado;
- Desenho de mapa de fissura do modelo.

Com essas informações, é possível uma calibração mais assertiva do modelo uma vez que há um vigor maior na qualidade dos dados experimentais, possibilitando melhor compreensão do fenômeno observado no ensaio.

7.2 ANÁLISE DO ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico realizado no capítulo 6 teve como objetivo analisar a influência da dimensão e posicionamento de aberturas localizadas próximas ao pilar em lajes lisas. Para isso, foram realizados processamentos de 21 lajes lisas. Neste tópico são apresentadas comparações de carga de ruptura, tensões e fissuração entre os resultados processados. Também são apresentadas as formas de ruptura de cada um dos modelos.

7.2.1 CARGAS DE RUPTURA

Na Tabela 7.1 são apresentadas as cargas de ruptura dos modelos estudados.

Tabela 7.1: Carga de ruptura dos modelos do estudo paramétrico

Nome	Carga de ruptura	Porcentagem de carga de ruptura em relação ao modelo de referência	Diferença de carga de ruptura em relação ao modelo de referência
LR	236,46		
LA1-AD	186,19	79%	21%
LA1-1D	214,98	91%	9%
LA1-2D	239,77	101%	1%
LA1-3D	242,77	103%	3%
LA1-4D	247,53	105%	5%
LA2-AD	206,86	87%	13%
LA2-1D	233,71	99%	1%
LA2-2D	248,60	105%	5%
LA2-3D	245,80	104%	4%
LA2-4D	248,23	105%	5%
LA3-AD	143,59	61%	39%
LA3-1D	182,77	77%	23%
LA3-2D	216,02	91%	9%
LA3-3D	231,59	98%	2%
LA3-4D	242,60	103%	3%
LA4-AD	213,19	90%	10%
LA4-1D	226,12	96%	4%
LA4-2D	226,71	96%	4%
LA4-3D	243,47	103%	3%
LA4-4D	232,71	98%	2%

Fonte: O Autor (2021)

O estudo paramétrico envolveu duas dimensões de aberturas nas lajes lisas. A menor dimensão, de 150mm x 150mm refere-se a mesma dimensão do pilar, e a outra dimensão, de 300mm x 300mm refere-se ao dobro das dimensões do pilar. Ao analisar a Tabela 7.1, foi notado que o aumento da dimensão da abertura não gerou redução proporcional de carga de ruptura. Para a dimensão de abertura de 150mm x 150mm (séries LA1 e LA2) foi pouco sentida a redução da capacidade de carga dos modelos com a abertura situada a 1d da face do pilar, e não foi sentida a redução de capacidade de carga para aberturas situadas entre 2d e 4d da face do pilar. Para a dimensão de abertura de 300mm x 300mm (séries LA3 e LA4), a redução de capacidade de carga foi elevada, atingindo 39% em um dos modelos. Porém, ao se distanciar a

abertura a mais de $2d$ da face do pilar, a presença da abertura não causou impacto na capacidade de carga de nenhum dos modelos.

Guan (2009), ao estudar as influências da abertura na capacidade de carga de lajes lisas, concluiu que quando a abertura é muito pequena, da ordem de até 80% da dimensão do pilar, a influência da capacidade de carga é muito pequena. Também foi percebido, analisando a Tabela 7.1, que a região mais afetada pela presença de aberturas foi a posição adjacente a uma das faces do pilar. Para a abertura com mesmas dimensões do pilar (LA1-AD), essa perda de resistência foi de 21% em relação à laje de referência, sendo que a mesma dimensão de abertura localizada no vértice do pilar (LA2-AD) obteve redução de apenas 13%. Para a abertura com o dobro das dimensões do pilar (LA3-AD), essa perda de resistência na foi de 39% em relação à laje de referência, sendo que a mesma dimensão de abertura localizada no vértice do pilar (LA4-AD) obteve redução de apenas 10%.

Anil, Kina e Salmani (2014) também concluíram que aberturas localizadas na face do pilar e não no vértice, obtiveram resultados inferiores na capacidade de carga do modelo. Borges (2004) ao utilizar armaduras de punção em lajes com aberturas, comentou que foi possível alcançar a mesma capacidade de carga das lajes de referência, sendo essa uma possibilidade para contornar o problema.

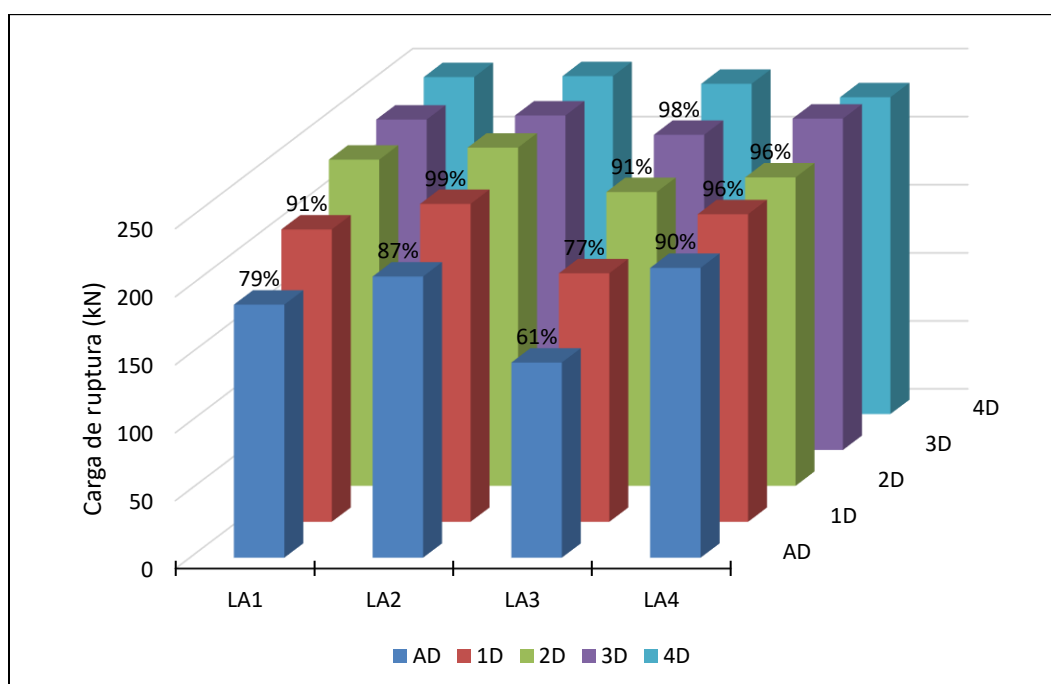
Na Figura 7.7 são apresentadas comparações entre cargas de ruptura de cada série do estudo paramétrico. Para as lajes que não atingiram a carga de ruptura da laje de referência, foi apresentado um valor de porcentagem em relação a laje de referência.

Analisando a Figura 7.7 foi possível verificar que as posições AD e 1d do pilar são as mais críticas. Foi possível notar também que as posições localizadas a 3d e 4d do pilar não aparentam ter sido afetadas pela presença da abertura.

Foi realizada uma comparação entre a redução de carga de ruptura devido às aberturas das lajes, e os perímetros críticos apresentados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010), indicadas no capítulo 3. O ACI 318 (2019) e *Fib Model Code* (2010) utilizam como perímetro crítico a distância de $0,5d$ da face do pilar. O *Eurocode 2* (2004) utiliza como perímetro crítico a distância de $2d$ da face do pilar. A NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza como perímetro crítico o perímetro do pilar e o perímetro localizado a $2d$ da face do pilar. Sendo assim, foram estudados três perímetros críticos, sendo o primeiro o próprio perímetro do pilar, o segundo perímetro localizado a $0,5d$ da face do pilar e o terceiro perímetro localizado a $2d$ da face do pilar. Na Figura 7.8 são apresentadas

comparações de porcentagem do perímetro crítico faceando o pilar, em relação à laje de referência, para cada uma das lajes do estudo paramétrico. Na Figura 7.9 são apresentadas comparações de porcentagem do perímetro crítico localizado a 0,5d do pilar, em relação à laje de referência, para cada uma das lajes do estudo paramétrico. Na Figura 7.10 são apresentadas comparações de porcentagem do perímetro crítico localizado a 2d do pilar, em relação à laje de referência, para cada uma das lajes do estudo paramétrico.

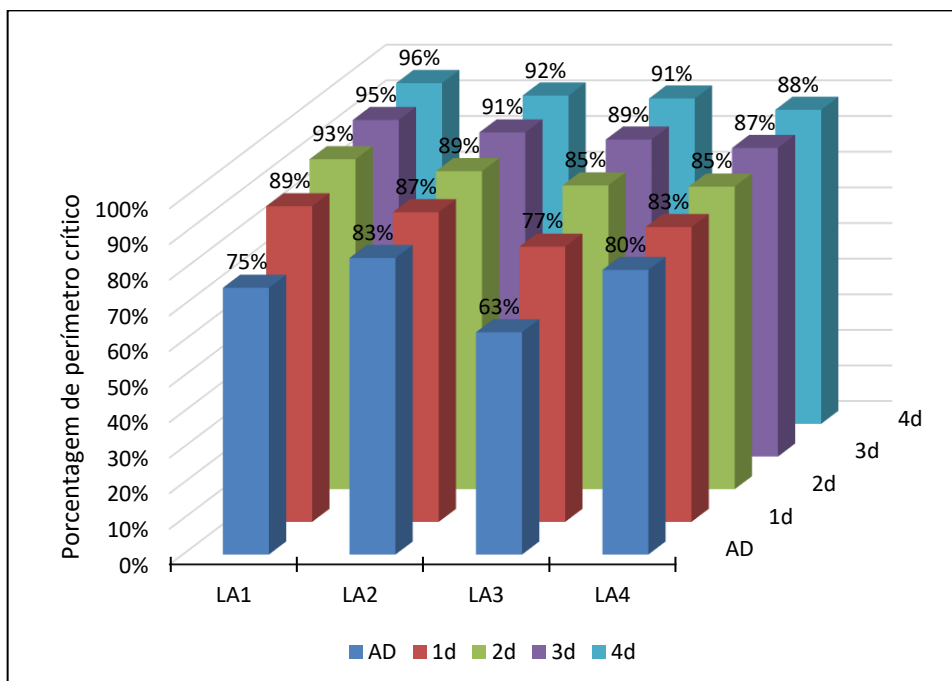
Figura 7.7: Comparações de carga de ruptura dos modelos do estudo paramétrico com abertura



Fonte: O Autor (2021)

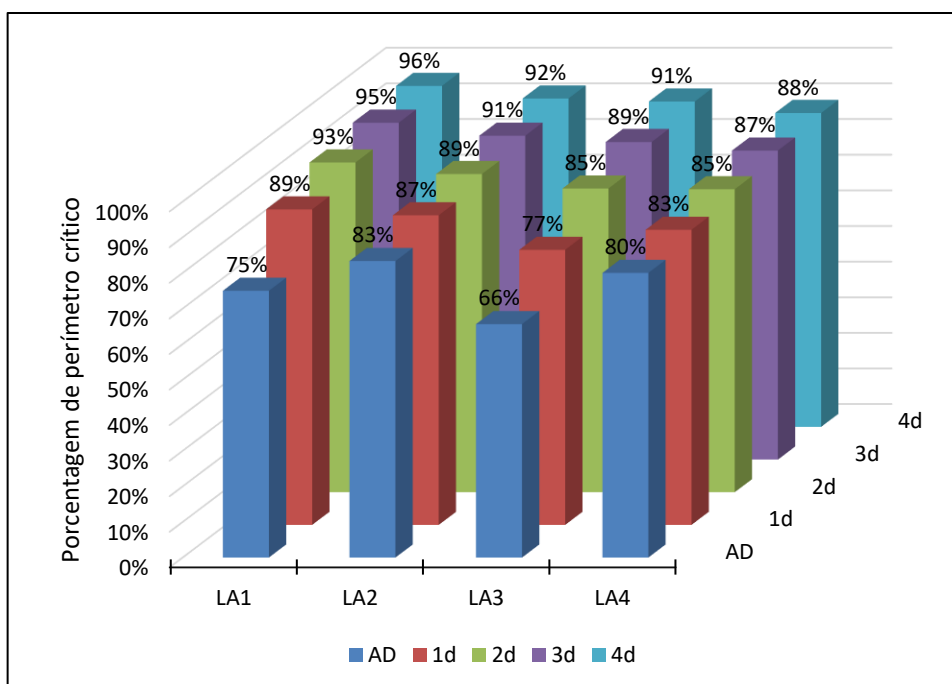
Ao comparar as porcentagens de perímetros críticos apresentados nas Figuras 7.8 a 7.10 com as porcentagens de cargas de ruptura dos modelos do estudo paramétrico apresentadas na Figura 7.7, foi notado mesma ordem de grandeza para as proximidades de aberturas AD e 1d. Nesses casos, foi percebida uma relação entre o perímetro crítico com a carga de ruptura. Ha *et al* (2015) e Rashied (2015) também chegaram a essa conclusão, porém, os outros autores não delimitaram a distância para essa relação. Rashied (2015) ainda comentou outros fatores como sendo importantes para que essa relação não seja exata, como por exemplo a taxa de armadura de flexão, a resistência à compressão do concreto e o detalhamento das armaduras de flexão.

Figura 7.8: Comparações entre porcentagens do perímetro crítico faceando o pilar dos modelos com aberturas do estudo paramétrico em relação ao modelo de referência



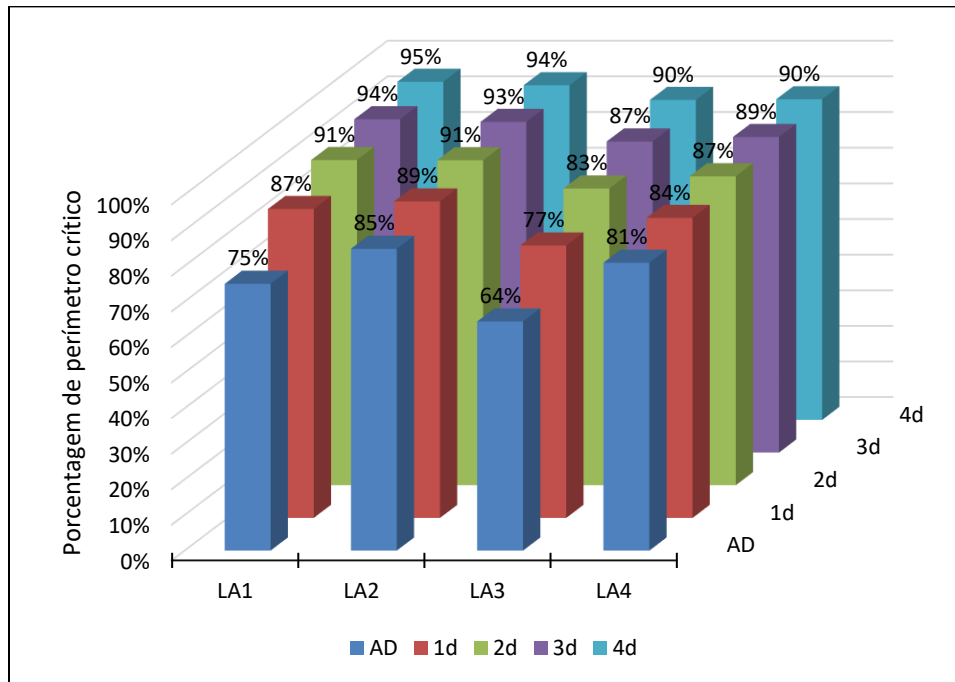
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.9: Comparações entre porcentagens do perímetro crítico a 0,5d do pilar dos modelos com aberturas do estudo paramétrico em relação ao modelo de referência



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.10: Comparações entre porcentagens do perímetro crítico a 2d do pilar dos modelos com aberturas do estudo paramétrico em relação ao modelo de referência



Fonte: O Autor (2021)

7.2.2 DESLOCAMENTOS DOS MODELOS

Na Tabela 7.2 são apresentados os deslocamentos máximos dos modelos do estudo paramétrico. Foi percebido que a presença das aberturas fez com que os modelos rompessem com menos deslocamentos. Foi percebido também que as séries LA1 e LA3, em comparação com as séries LA2 e LA4 deslocaram menos, por outro lado, com o distanciamento das aberturas em relação ao pilar nas séries LA1 e LA3 foi sentido maior deslocabilidade dos modelos, situação que não ocorreu nas séries LA2 e LA4.

Ainda analisando a Tabela 7.2, pôde-se notar que houve pequena alteração de deslocamentos entre as séries LA1 e LA3, e as séries LA2 e LA4, que possuíam aberturas localizadas nas mesmas posições. Porém foi notado que aberturas localizadas nas faces do pilar geraram menores deslocamentos do modelo com aberturas localizadas nos vértices do pilar. Isso demonstrou aumento de fragilidade dos modelos das séries LA1 e LA3 se comparados com os modelos das séries LA2 e LA4.

Essa redução de deslocamentos devido à presença de aberturas em lajes lisas também foi percebida por Liberati *et al* (2019). Mamede, Ramos e Faria (2013), Faria (2017) e Navarro,

Ivorra e Varona (2018) afirmaram que o excesso de armadura de flexão também gera uma redução dos deslocamentos do modelo, tornando-o mais frágil. Porém, como a taxa de armadura não foi uma variável para o estudo paramétrico, essa hipótese de redução de deslocamentos não se aplicou. Mahmoud (2015) indicou a utilização de armaduras de punção para amenizar a presença de aberturas, independente da dimensão ou posicionamento.

Tabela 7.2: Deslocamentos máximos dos modelos do estudo paramétrico

Nome	Deslocamento máximo do modelo (mm)	Porcentagem de deslocamento em relação ao modelo de referência
LR	20,394	
LA1-AD	11,953	59%
LA1-1D	13,086	64%
LA1-2D	15,158	74%
LA1-3D	15,994	78%
LA1-4D	15,577	76%
LA2-AD	14,945	73%
LA2-1D	16,323	80%
LA2-2D	16,825	82%
LA2-3D	16,107	79%
LA2-4D	15,344	75%
LA3-AD	11,498	56%
LA3-1D	11,202	55%
LA3-2D	14,451	71%
LA3-3D	15,345	75%
LA3-4D	16,962	83%
LA4-AD	14,754	72%
LA4-1D	15,828	78%
LA4-2D	15,666	77%
LA4-3D	16,285	80%
LA4-4D	14,962	73%

Fonte: O Autor (2021)

7.2.3 TENSÕES NAS ARMADURAS

Na Tabela 7.3 são apresentadas as tensões máximas atingidas pelas armaduras dos modelos do estudo paramétrico. Notou-se que nem todas as lajes tiveram armaduras atingindo a tensão de escoamento (563 MPa). Porém, foi possível identificar que a região do pilar foi a região de maiores solicitações para essas armaduras (ver capítulo 6), além de regiões faceando as aberturas próximas ao pilar.

Tabela 7.3: Tensões de tração das armaduras no ato da ruptura dos modelos do estudo paramétrico

Nome	Tensão máxima nas armaduras (MPa)	Porcentagem de tensão em relação ao modelo de referência
LR	574	100%
LA1-AD	459	80%
LA1-1D	536	93%
LA1-2D	569	99%
LA1-3D	567	99%
LA1-4D	559	97%
LA2-AD	529	92%
LA2-1D	572	100%
LA2-2D	586	102%
LA2-3D	566	99%
LA2-4D	518	90%
LA3-AD	409	71%
LA3-1D	466	81%
LA3-2D	530	92%
LA3-3D	515	90%
LA3-4D	565	98%
LA4-AD	606	106%
LA4-1D	597	104%
LA4-2D	595	104%
LA4-3D	558	97%
LA4-4D	574	100%

Fonte: O Autor (2021)

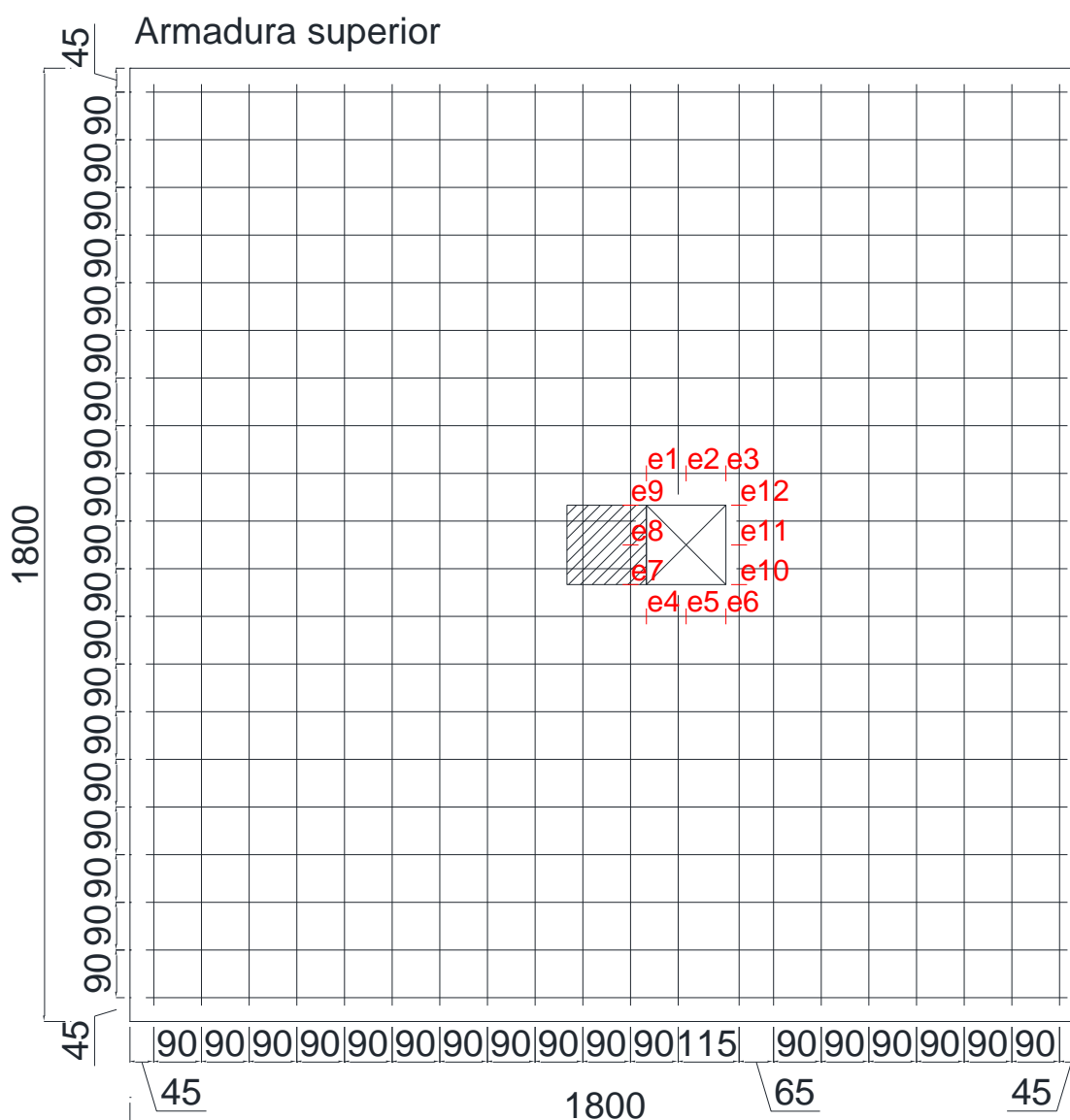
Foi percebido, ao analisar a Tabela 7.3 que existe um ganho de tensão nas armaduras de flexão com o distanciamento das aberturas nas séries LA1 e LA3. Já as séries LA2 e LA4 existe um acúmulo de tensões de tração nas armaduras que cruzam o vértice da abertura mais próximo do pilar (ver capítulo 6), e com o distanciamento da abertura, existe uma redução das tensões nas armaduras. Também foi notado que nas séries LA1 e LA3, em que as armaduras de vários modelos não atingiram a tensão de escoamento, uma das duas direções principais de armaduras que passam pelo pilar foi seccionada bem na região em que existe a abertura (ver Apêndice C), impossibilitando que essas armaduras pudessem trabalhar efetivamente. Foi percebido, nesse caso, que as aberturas das séries LA1 e LA3 impactaram mais a resistência dos modelos do que as das séries LA2 e LA4.

Marques (2018) e Liberatti (2019) em sua pesquisa perceberam grandes deformações nas armaduras de flexão em pontos medidos próximos a face do pilar.

Ao analisar as armaduras paralelas às faces da abertura (ver capítulo 6), em todos os modelos tiveram mais solicitação do que outras armaduras de região próxima. A fim de

determinar o desenvolvimento das tensões ao longo do carregamento, e regiões mais tensionadas das armaduras, foram realizadas 12 medições de tensões em armaduras para cada modelo com abertura do estudo paramétrico. Nas Figura 7.20 a 7.23 podem-se visualizar os pontos de leitura para os modelos com abertura adjacente ao pilar. No Apêndice E podem-se visualizar os pontos de leitura para os outros modelos do estudo paramétrico.

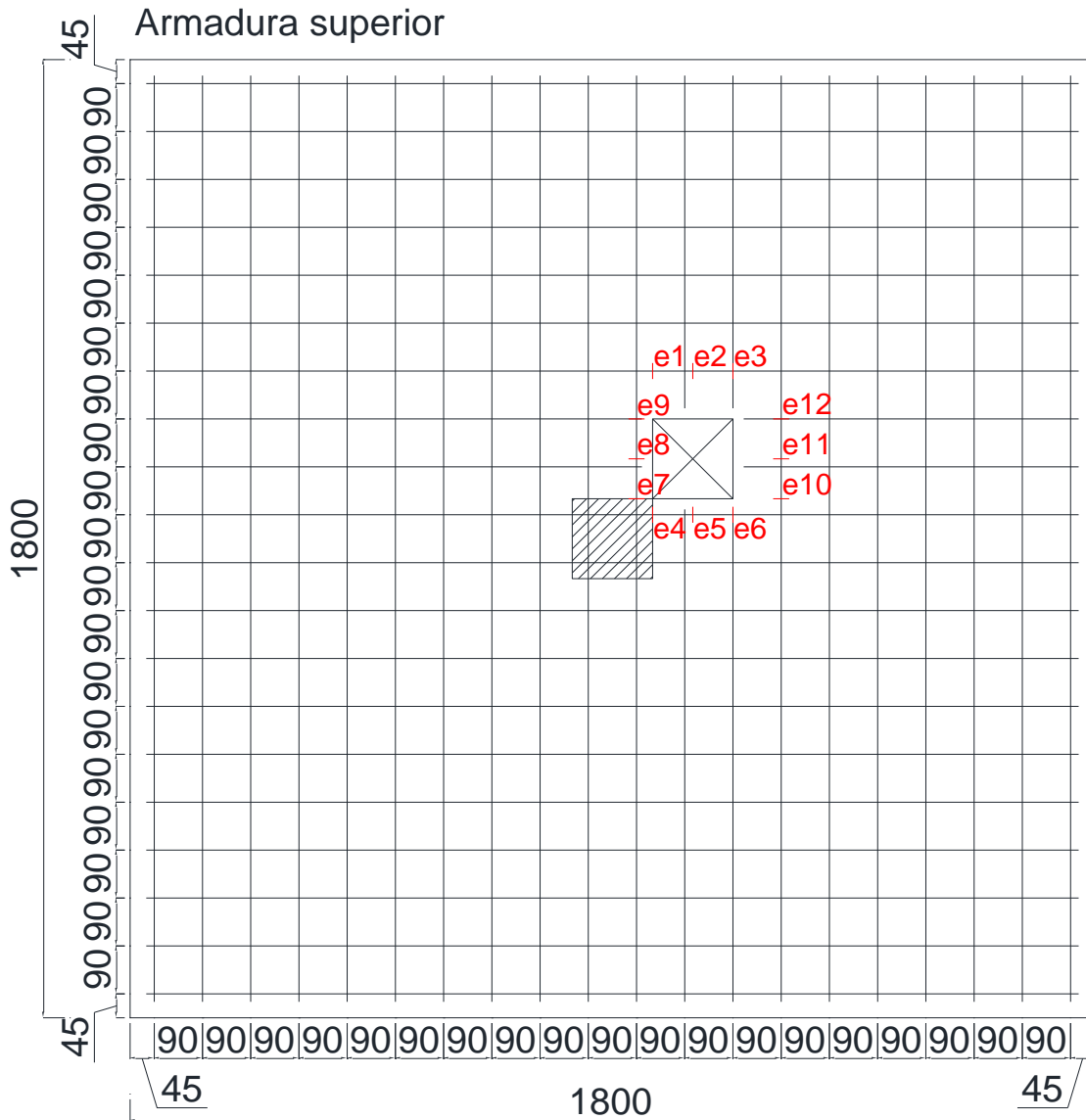
Figura 7.11: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA1-AD



Fonte: O Autor (2021)

Percebe-se, ao analisar os pontos de leitura apresentados tanto nas Figuras 7.11 a 7.14 quanto no Apêndice E, que foram posicionados 3 pontos em cada barra paralela às faces da abertura, sendo um paralelo a cada um dos vértices da abertura, e um na região central.

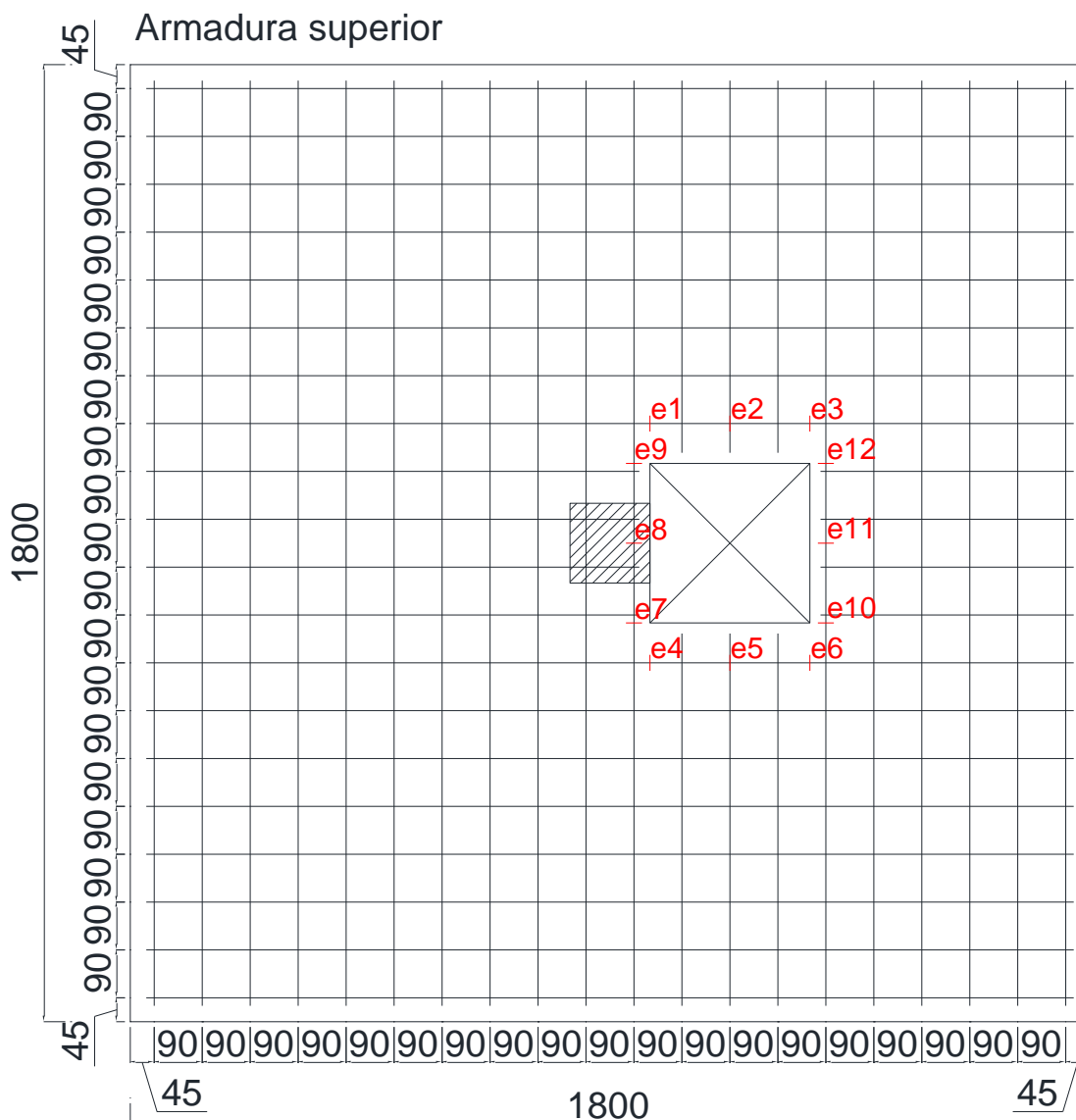
Figura 7.12: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA2-AD



Fonte: O Autor (2021)

Mediante a leitura das tensões nas armaduras nos pontos indicados tanto nas Figuras 7.11 a 7.14, bem como no Apêndice E, foram montadas curvas tensão nas armaduras x aplicação de carga no modelo. Nas Figuras 7.15 a 7.19 são apresentados os resultados de leitura de tensões nas barras para a série LA1. Nas Figuras 7.20 a 7.24 são apresentados os resultados de leitura de tensões nas barras para a série LA2. Nas Figuras 7.25 a 7.29 são apresentados os resultados de leitura de tensões nas barras para a série LA3. Nas Figuras 7.30 a 7.34 são apresentados os resultados de leitura de tensões nas barras para a série LA4.

Figura 7.13: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA3-AD

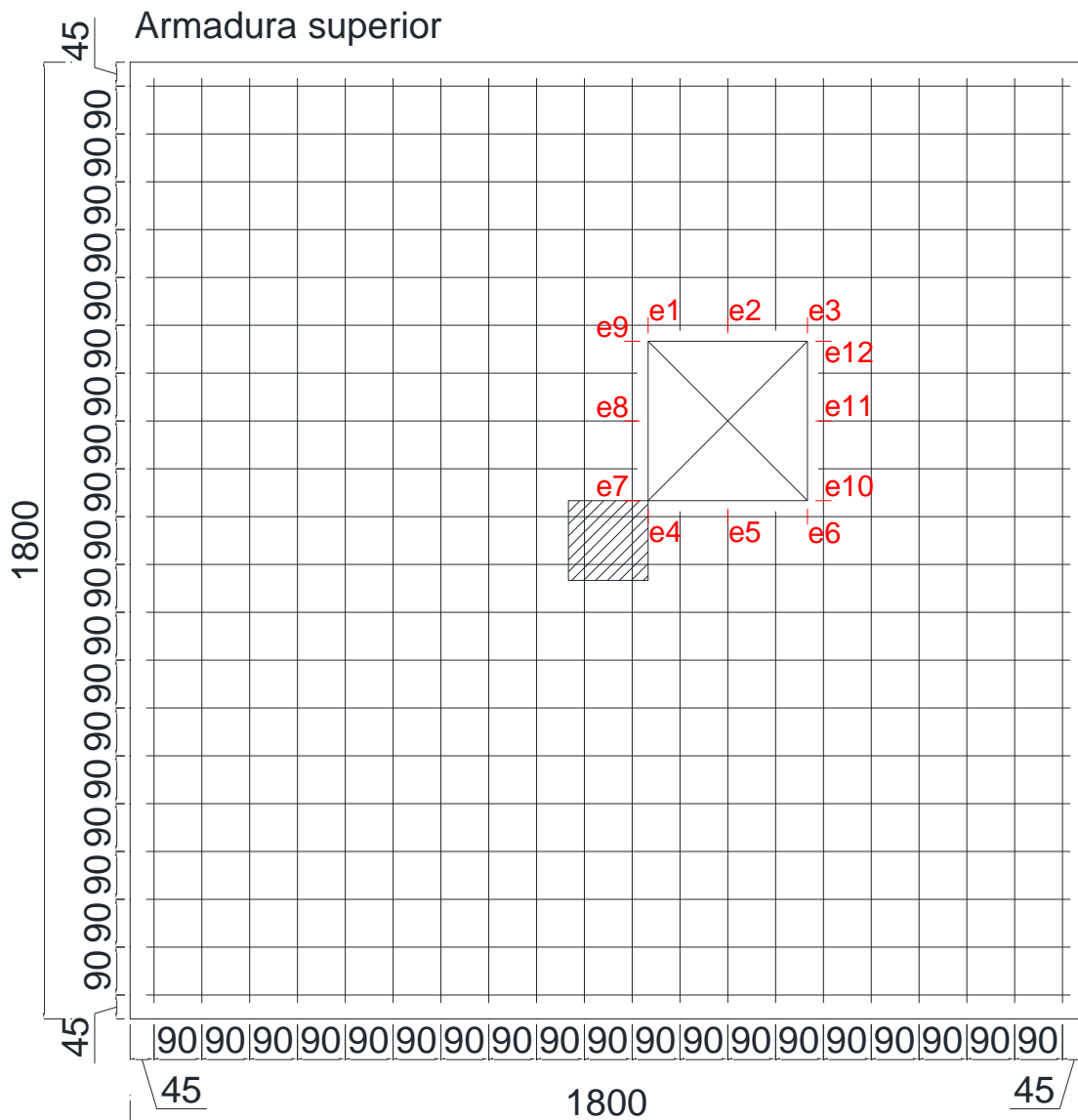


Fonte: O Autor (2021)

Analisando as Figuras 7.15 a 7.19, referente às tensões nas armaduras da série LA1, foi percebido que quanto mais próximos os pontos de leitura estavam do pilar, maiores as tensões que as barras atingiram. Também foi percebido, nos pontos de leitura e1, e2, e3, e4, e5 e e6, que quanto mais distante estava a abertura, mais demorou para as barras serem solicitadas, tendo início de solicitação no modelo LA1-AD com carregamento de aproximadamente 40kN, e no modelo LA1-4D com carregamento de aproximadamente 125kN. Para os pontos de leitura e7, e8 e e9, referente à barra paralela à abertura e mais próxima ao pilar, em todos os modelos da série foram os mais solicitados. Em relação aos pontos de leitura e10, e11 e e12, referente à barra paralela à abertura e mais longe do pilar, com exceção do modelo com abertura adjacente

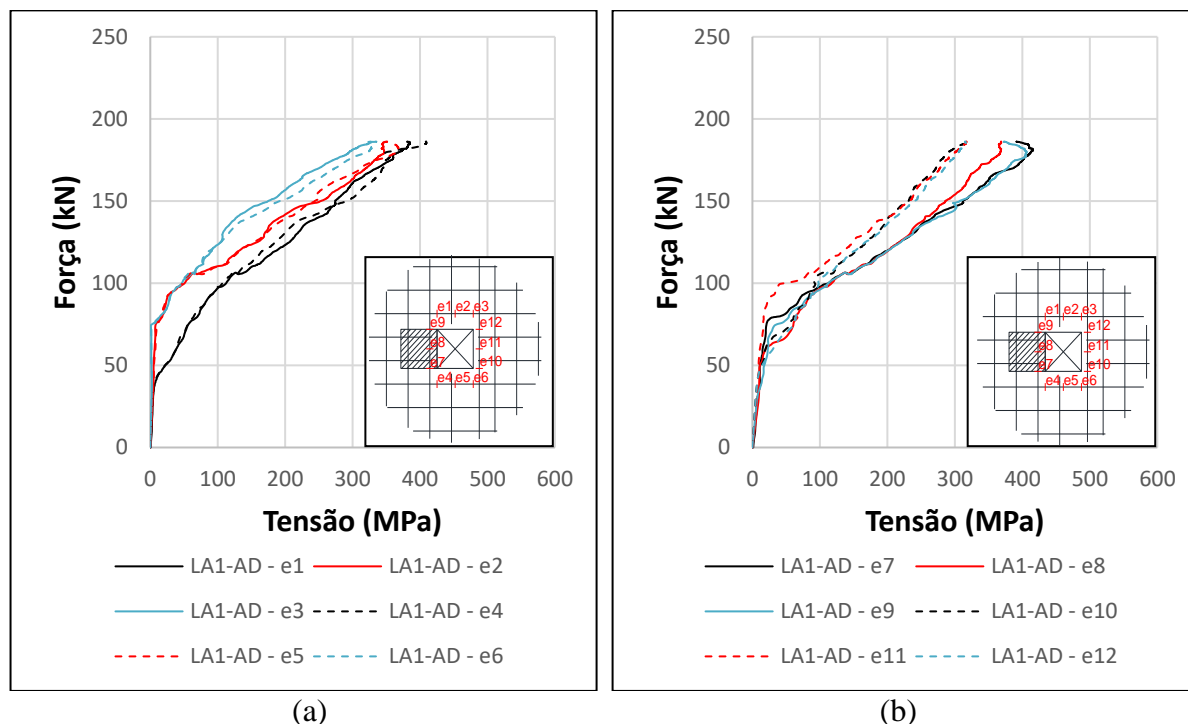
ao pilar, representaram a segunda barra mais solicitada. Nesse contexto, as barras que facearam tanto a abertura quanto o pilar foram menos solicitadas do que as barras que facearam apenas a abertura. Também foi percebido um aumento nas tensões das armaduras que circundavam a abertura entre os modelos AL1-AD e LA1-2D, porém, quando a abertura se distanciou para 3d ou 4d da face do pilar, foi percebido uma redução das tensões nas armaduras.

Figura 7.14: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA4-AD



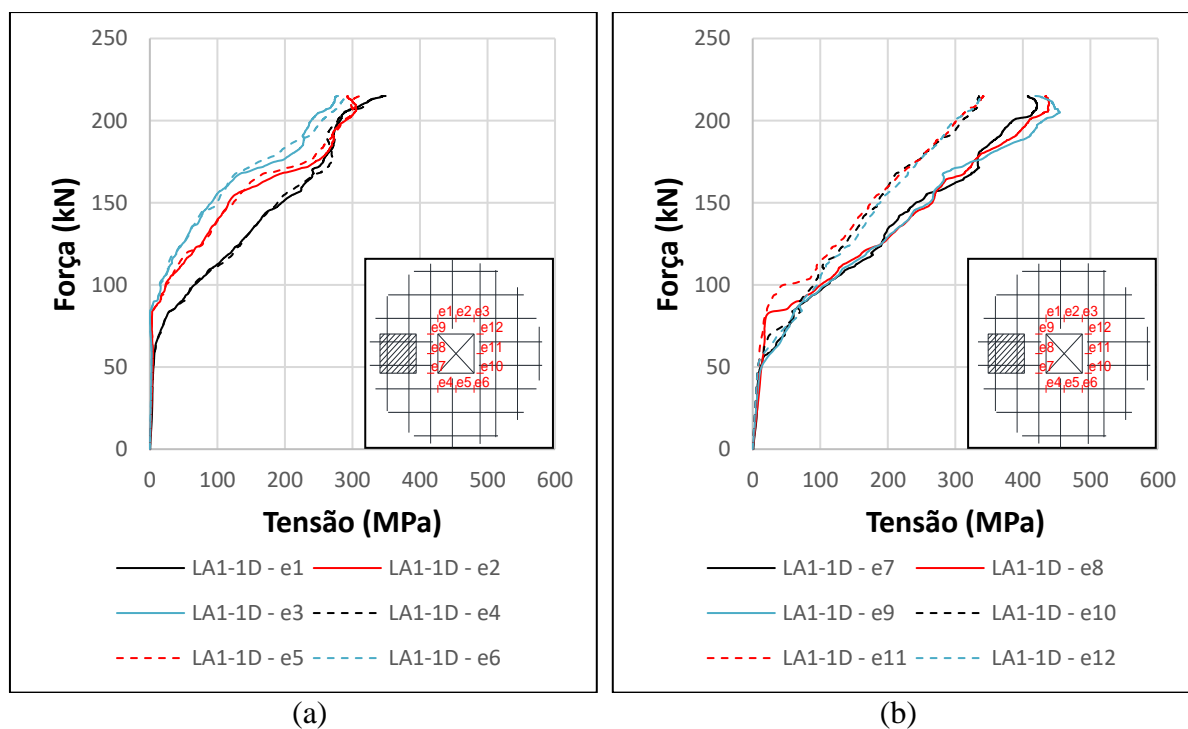
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.15: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA1-AD para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



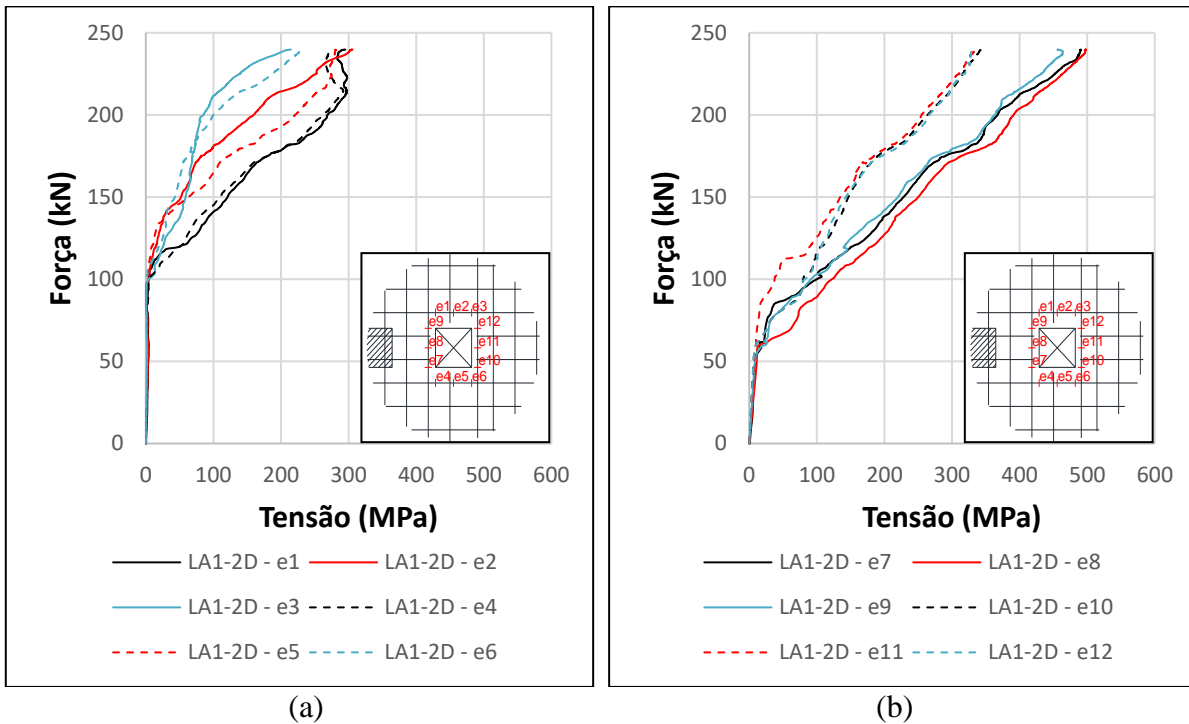
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.16: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA1-1D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



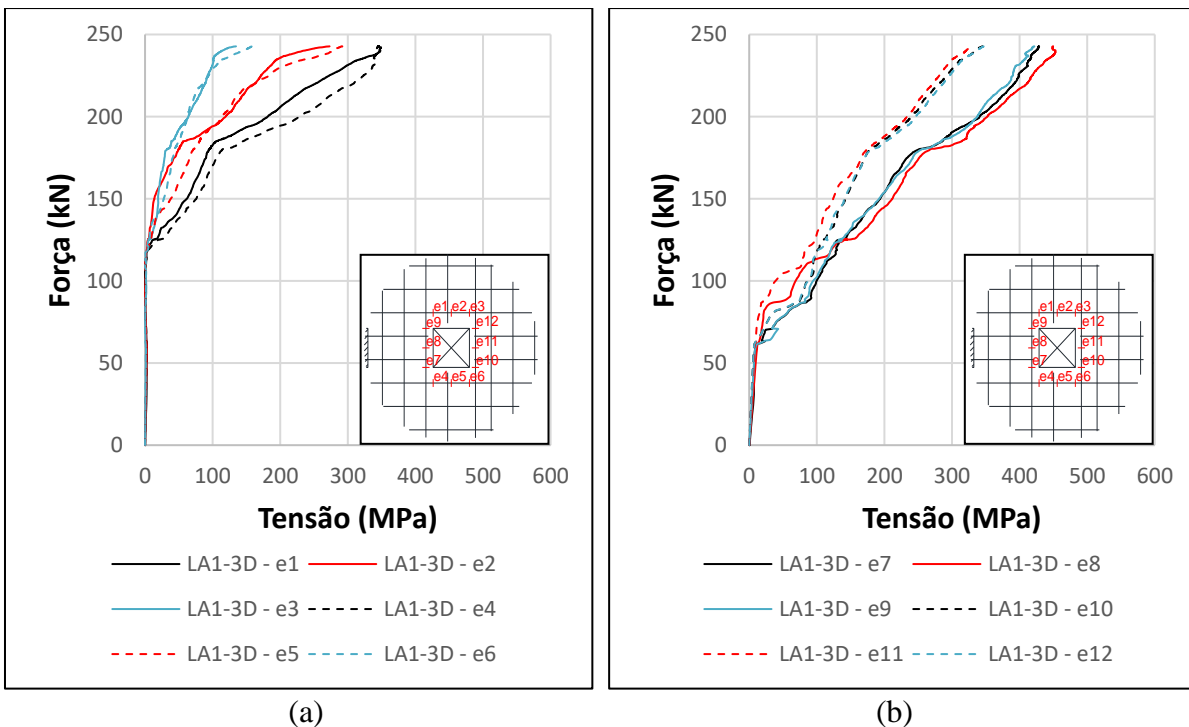
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.17: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA1-2D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



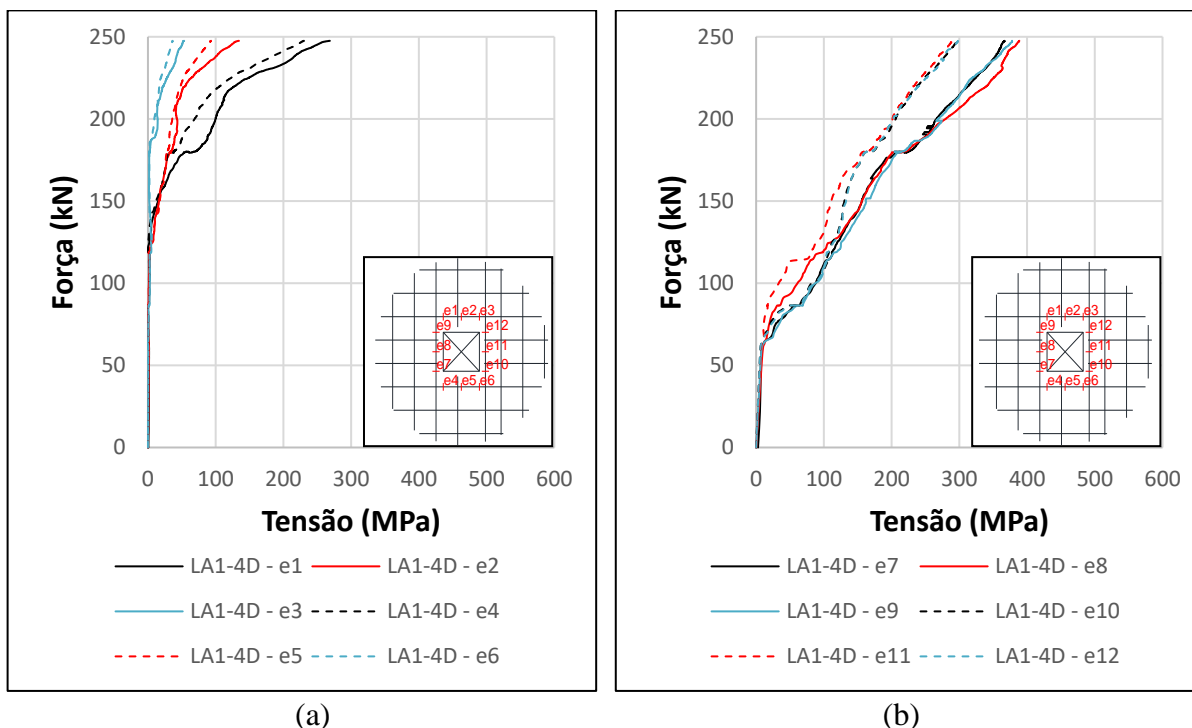
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.18: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA1-3D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



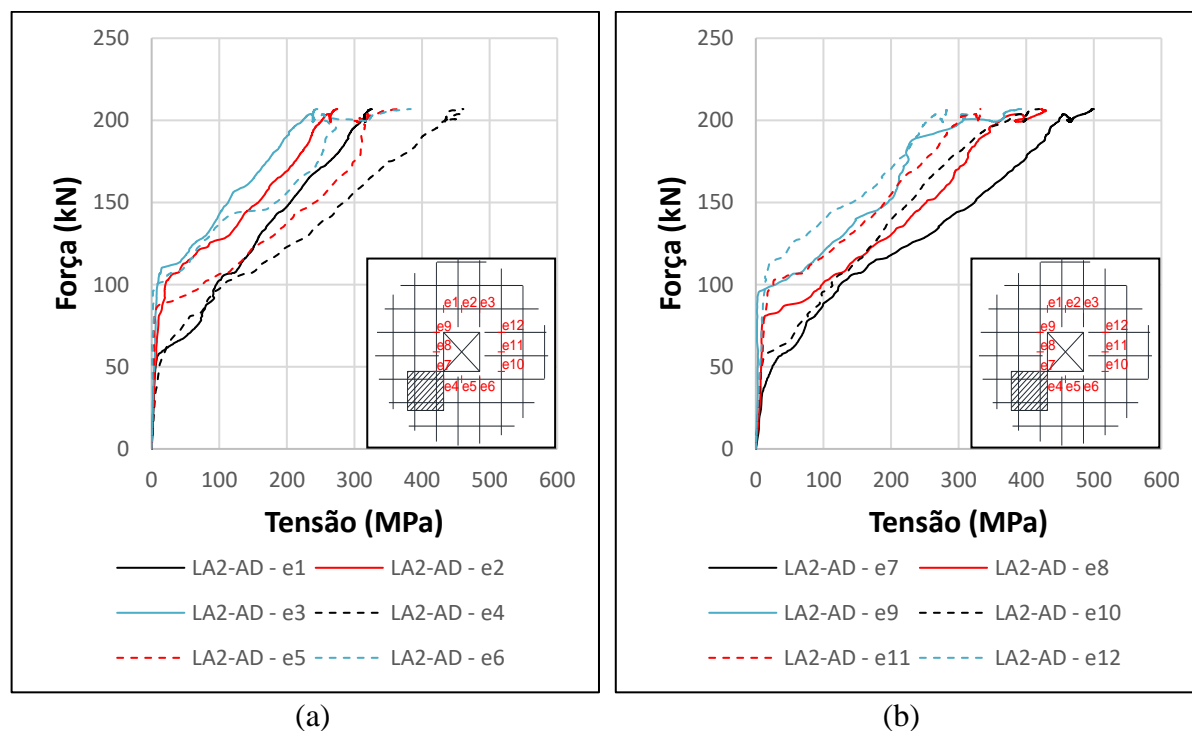
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.19: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA1-4D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



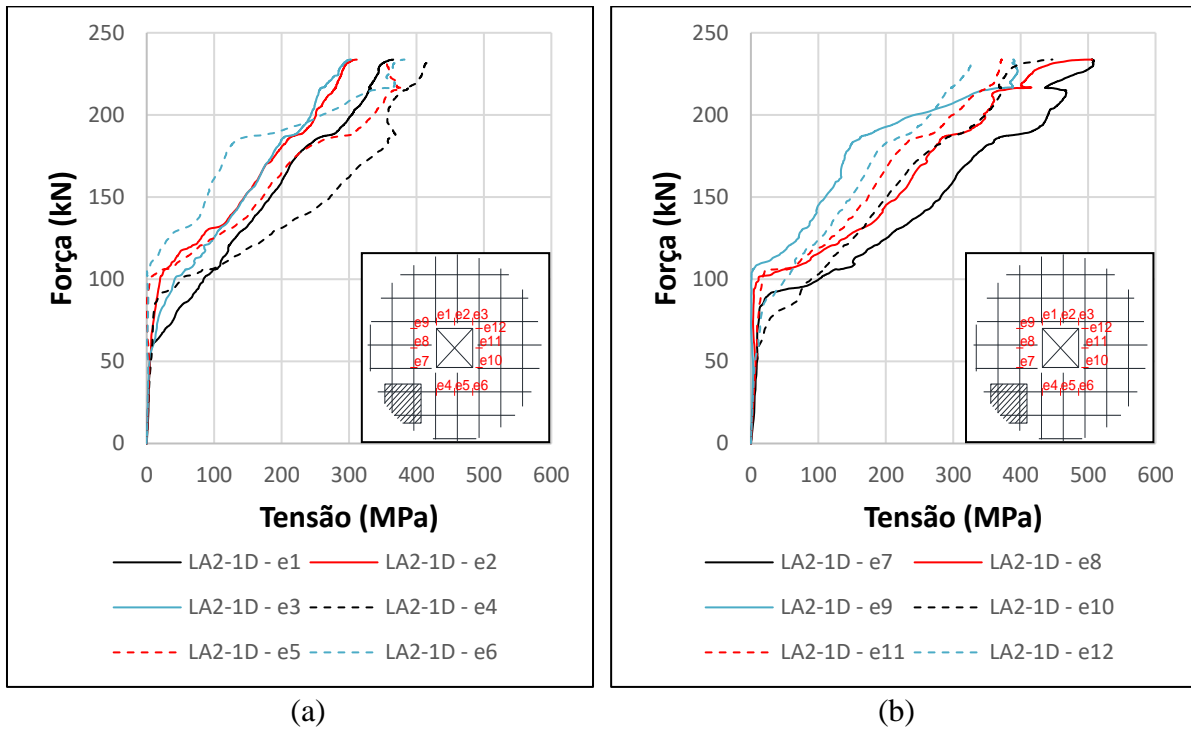
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.20: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA2-AD para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



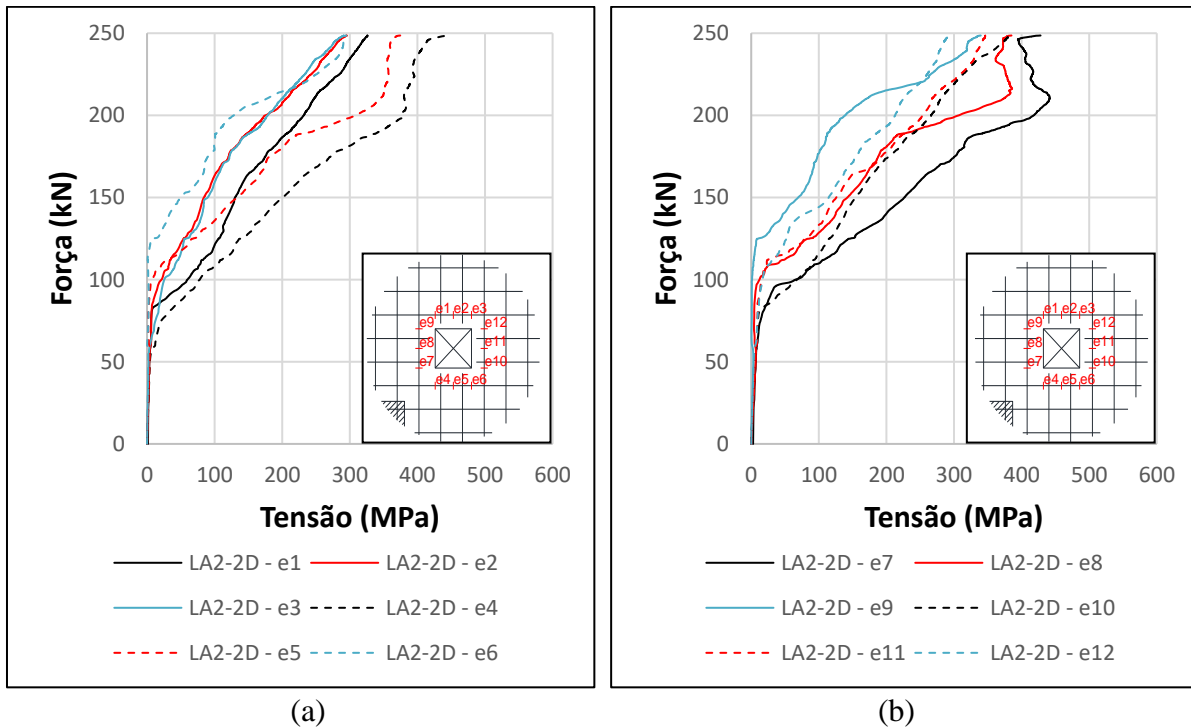
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.21: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA2-1D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



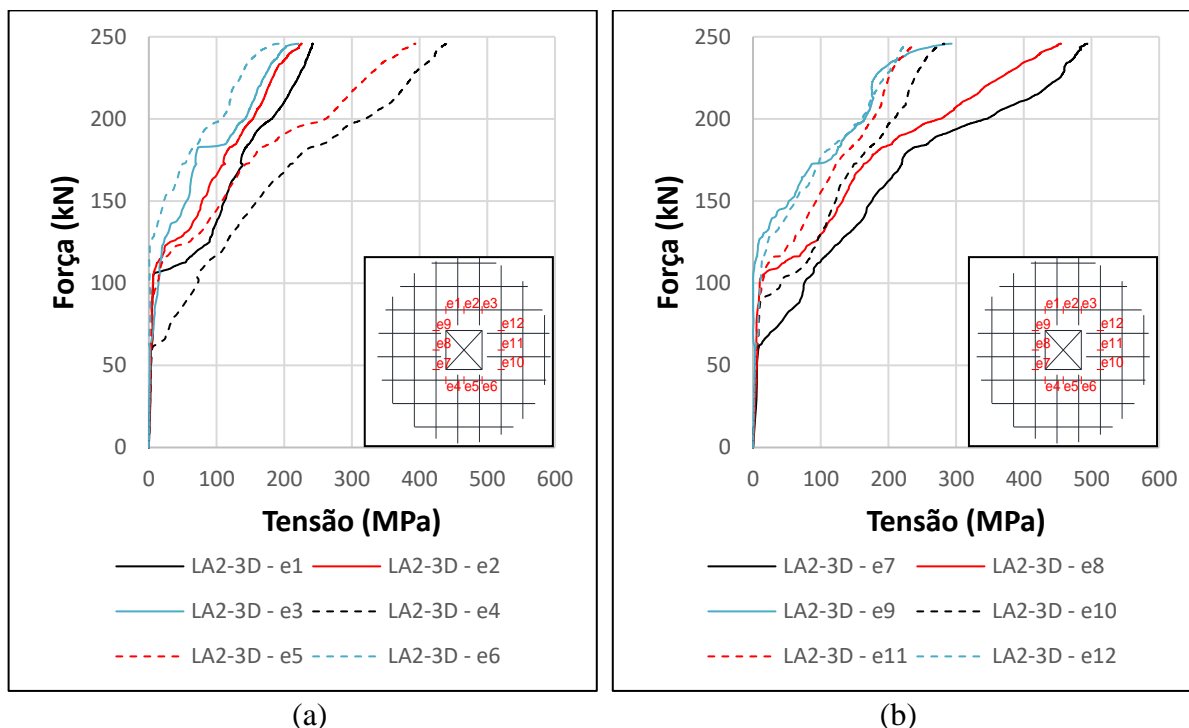
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.22: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA2-2D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



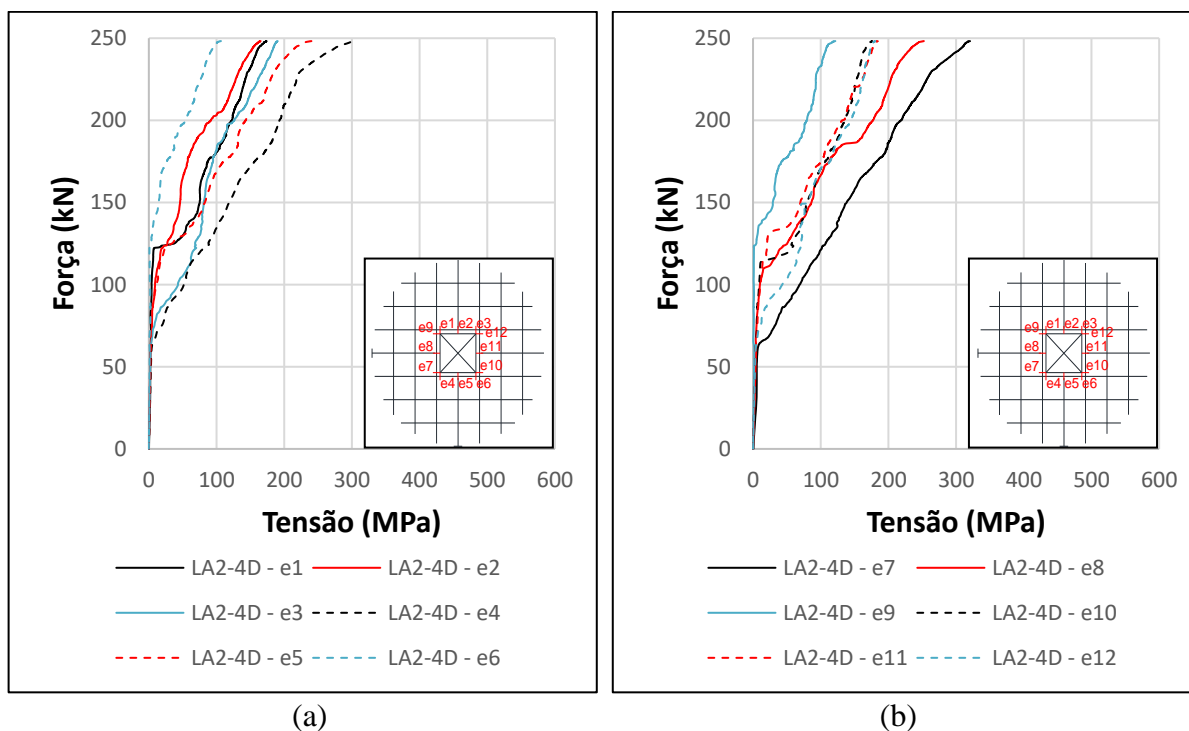
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.23: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA2-3D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.24: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA2-4D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



Fonte: O Autor (2021)

Analisando as Figuras 7.20 a 7.24, referente às tensões nas armaduras da série LA2, foi percebido que quanto mais próximos os pontos de leitura estavam do pilar, maiores as tensões que as barras atingiram. Também foi percebido que mesmo com o aumento de capacidade de carga dos modelos que possuíam abertura mais longe da face do pilar, não houve aumento de tensões nas armaduras do entorno da abertura. O comportamento dos pontos de leitura e1 e e10, e2 e e11, e3 e e12, e4 e e7, e5 e e8, e e6 e e9 foram similares, como era de se esperar, porém, o fato de estarem em alturas diferentes dentro do modelo, devido às camadas de armaduras, contribuiu para alterar a intensidade dos esforços. Mesmo com a variação da distância da abertura em relação ao pilar, as armaduras de todos os modelos tiveram início de solicitações com carregamentos muito próximos.

Analisando as Figuras 7.25 a 7.29, referente às tensões nas armaduras da série LA3, foi percebido que quanto mais próximos os pontos de leitura estavam do pilar, maiores as tensões que as barras atingiram. Também foi percebido, nos pontos de leitura e1 a e6, que quanto mais distante estava a abertura, mais demorou para as barras serem solicitadas, tendo início de solicitação no modelo LA3-AD com carregamento de aproximadamente 50kN, e no modelo LA3-4D com carregamento de aproximadamente 125kN.

Figura 7.25: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA3-AD para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)

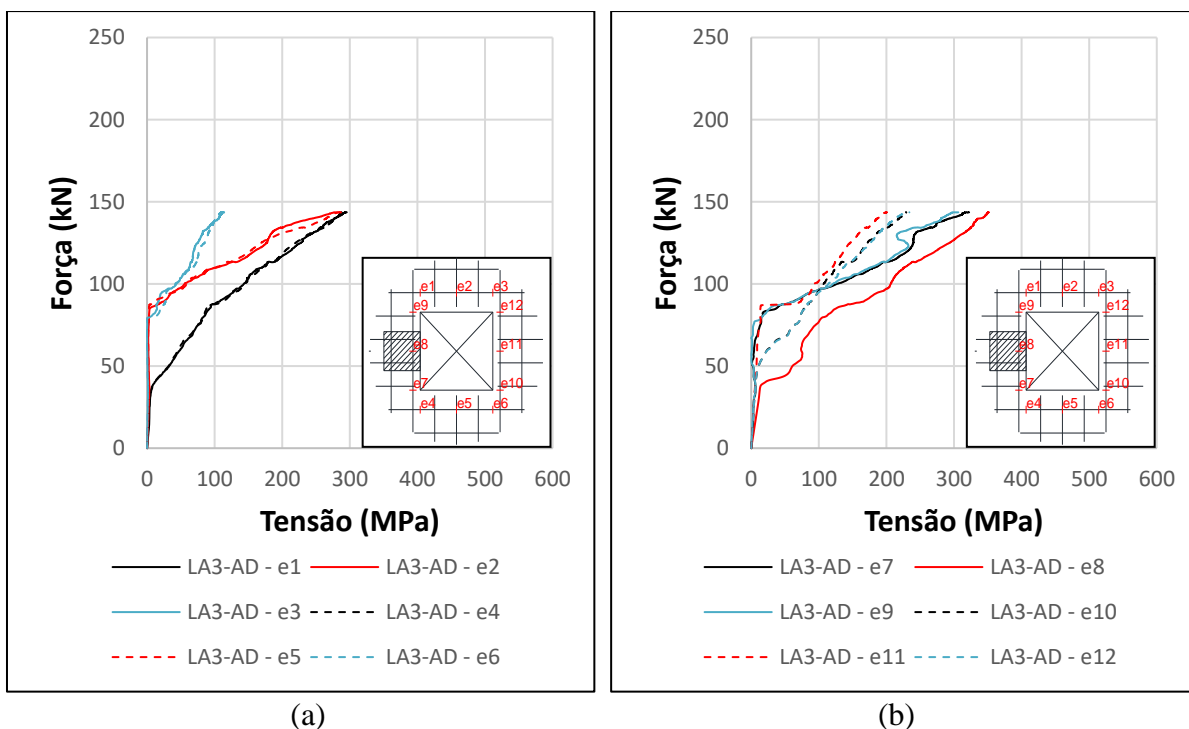
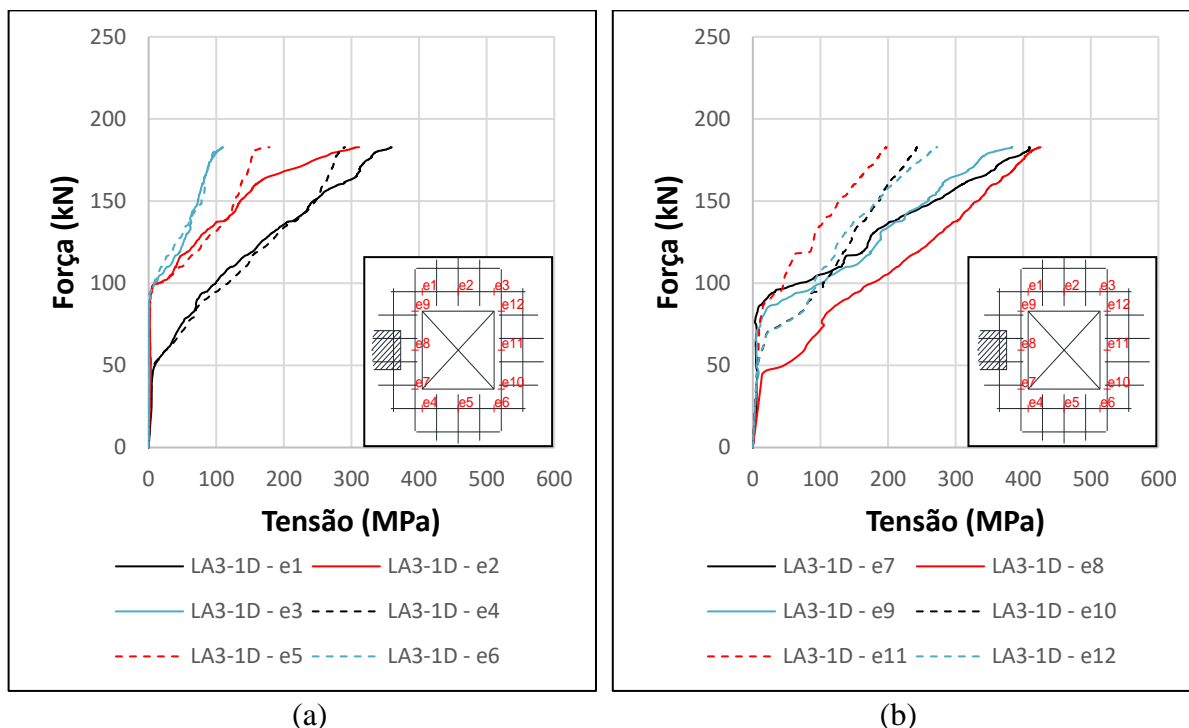
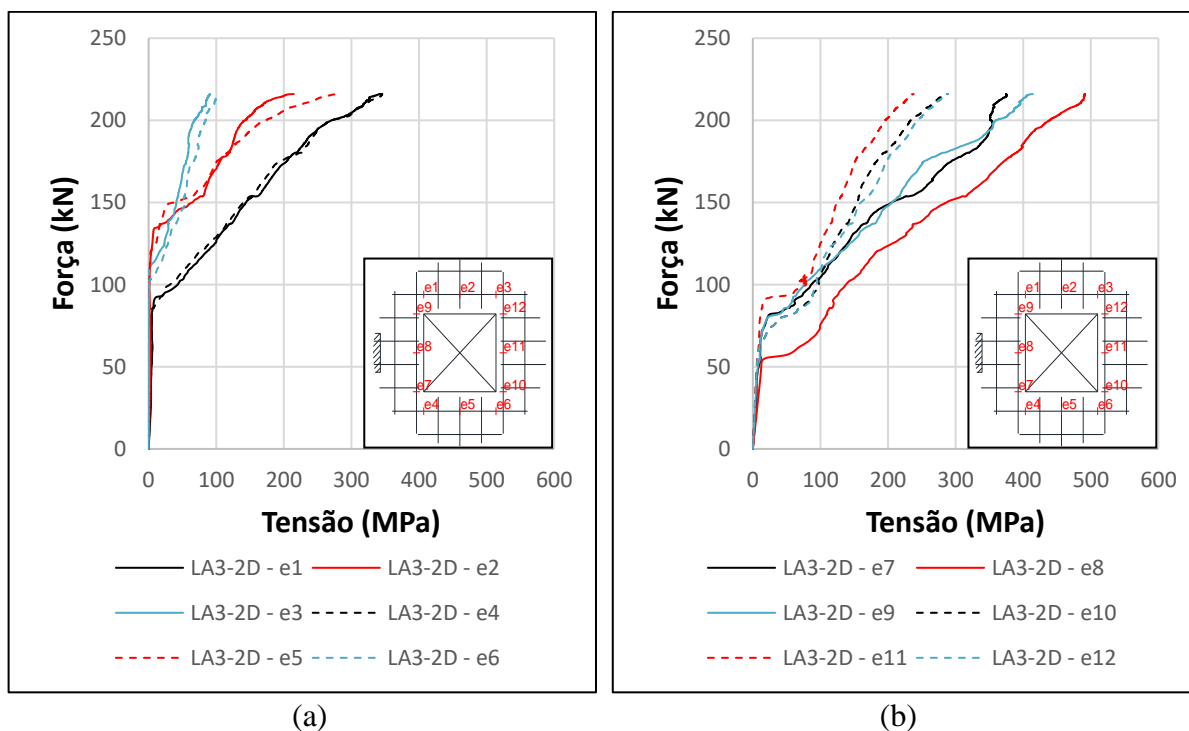


Figura 7.26: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA3-1D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



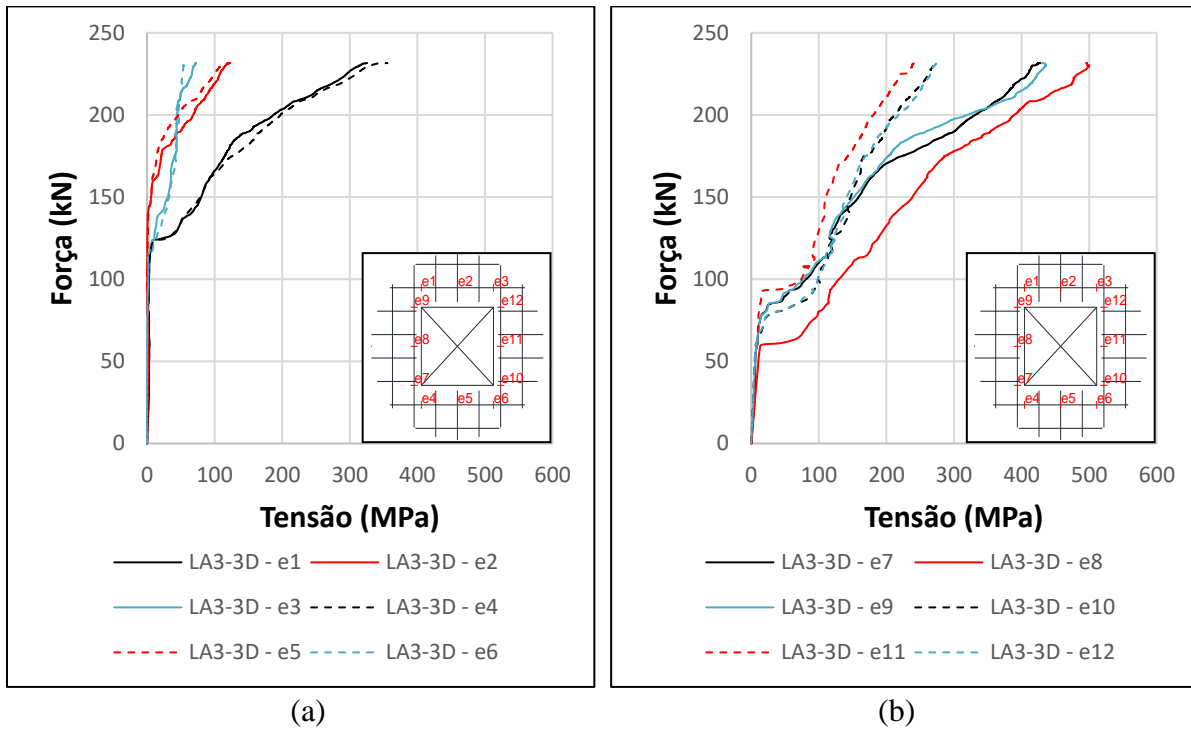
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.27: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA3-2D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



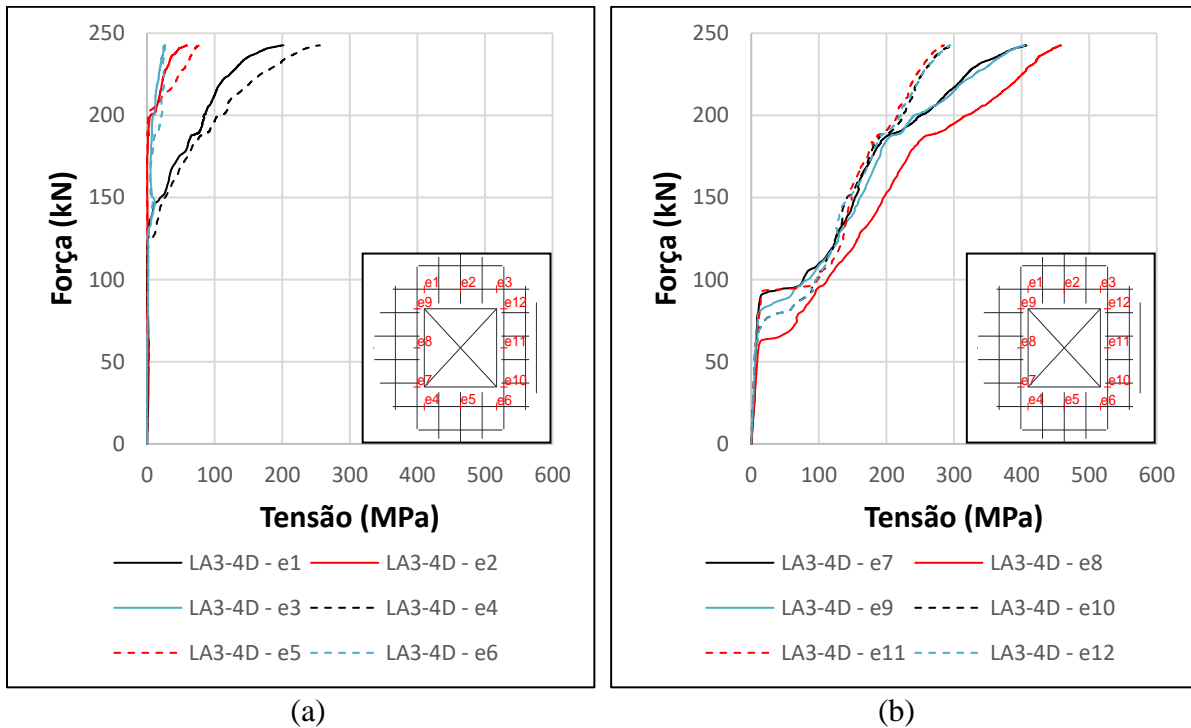
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.28: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA3-3D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.29: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA3-4D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



Fonte: O Autor (2021)

Ainda em relação as Figuras 7.25 a 7.29, para os pontos de leitura e7, e8 e e9, referente à barra paralela à abertura e mais próxima ao pilar, em todos os modelos da série foram os mais solicitados. Em relação aos pontos de leitura e10, e11 e e12, referente à barra paralela à abertura e mais longe do pilar, foi percebido um aumento de tensões na barra quando se aproximava dos vértices da abertura. Também foi percebido um aumento nas tensões das armaduras que circundavam a abertura entre os modelos LA3-AD e LA3-2D, se estabilizando no LA3-3D e reduzindo as tensões no modelo LA3-4D.

Analisando as Figuras 7.30 a 7.34, referente às tensões nas armaduras da série LA4, foi percebido que quanto mais próximos os pontos de leitura estavam do pilar, maiores as tensões que as barras atingiram. Também foi percebido que mesmo com o aumento de capacidade de carga dos modelos que possuíam abertura mais longe da face do pilar, não houve aumento de tensões nas armaduras do entorno da abertura. O comportamento dos pontos de leitura e1 e e10, e2 e e11, e3 e e12, e4 e e7, e5 e e8, e e6 e e9 foram similares, como era de se esperar, porém, o fato de estarem em alturas diferentes dentro do modelo, devido às camadas de armaduras, contribuiu para alterar a intensidade dos esforços. Mesmo com a variação da distância da abertura em relação ao pilar, as armaduras de todos os modelos tiveram início de solicitações com carregamentos muito próximos.

Figura 7.30: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA4-AD para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)

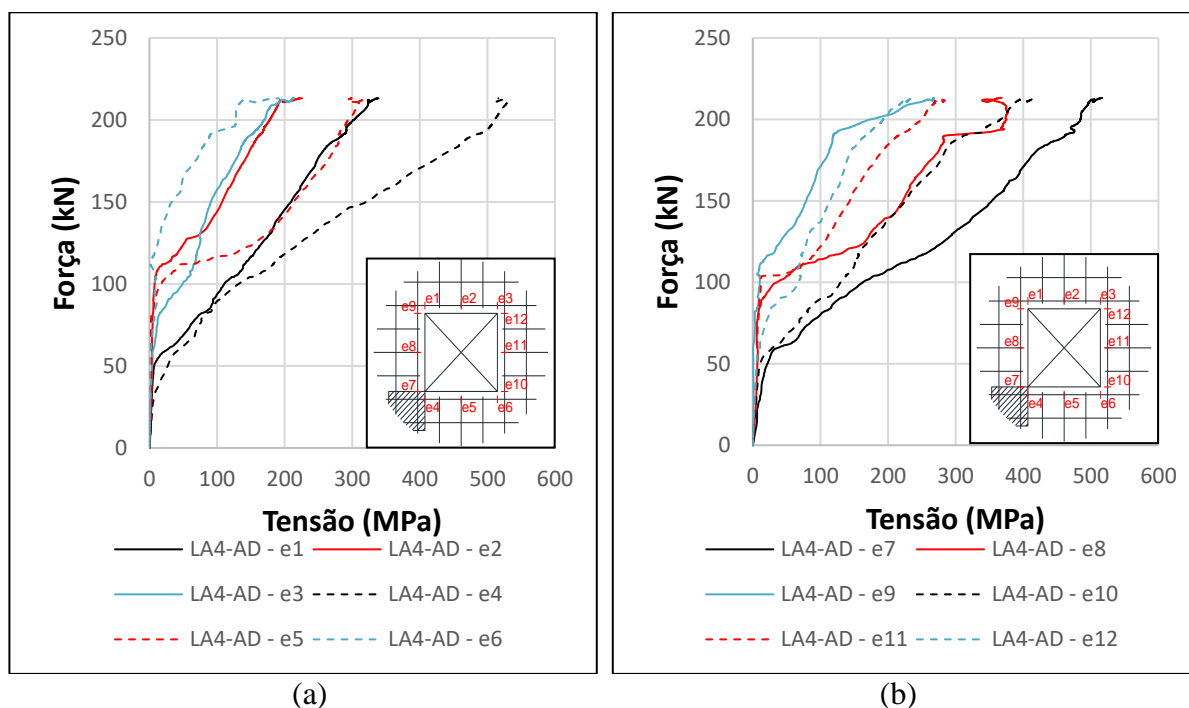
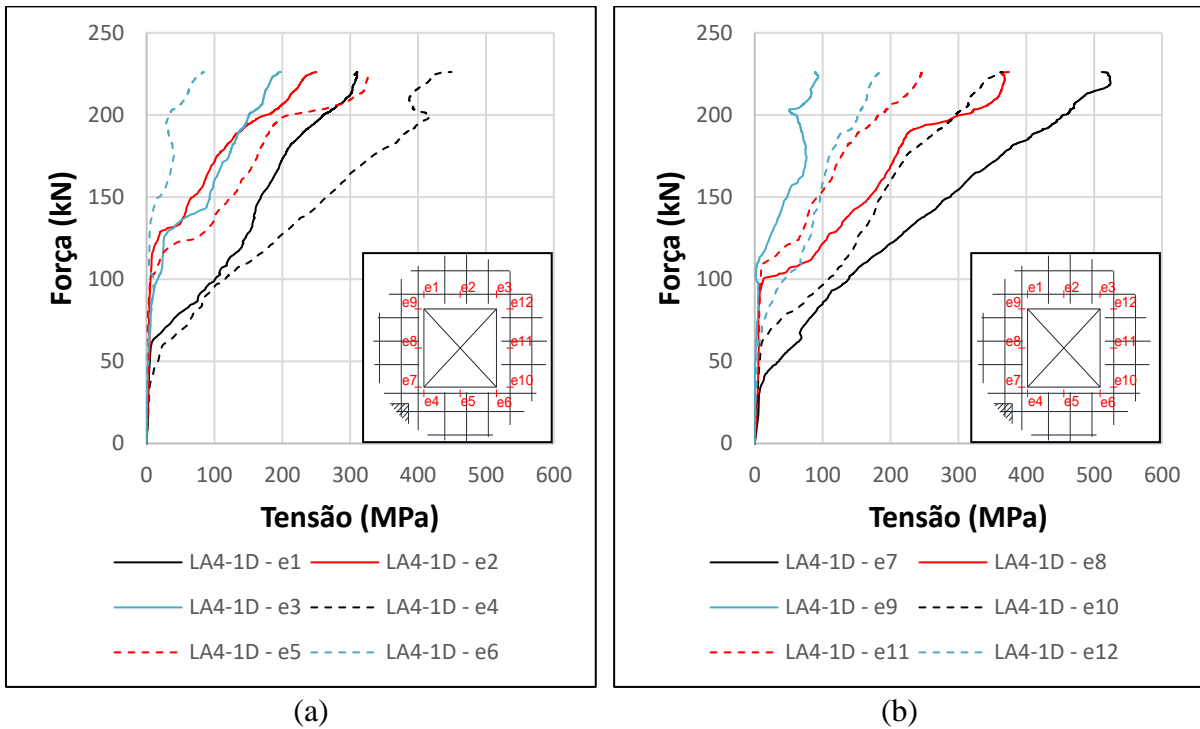
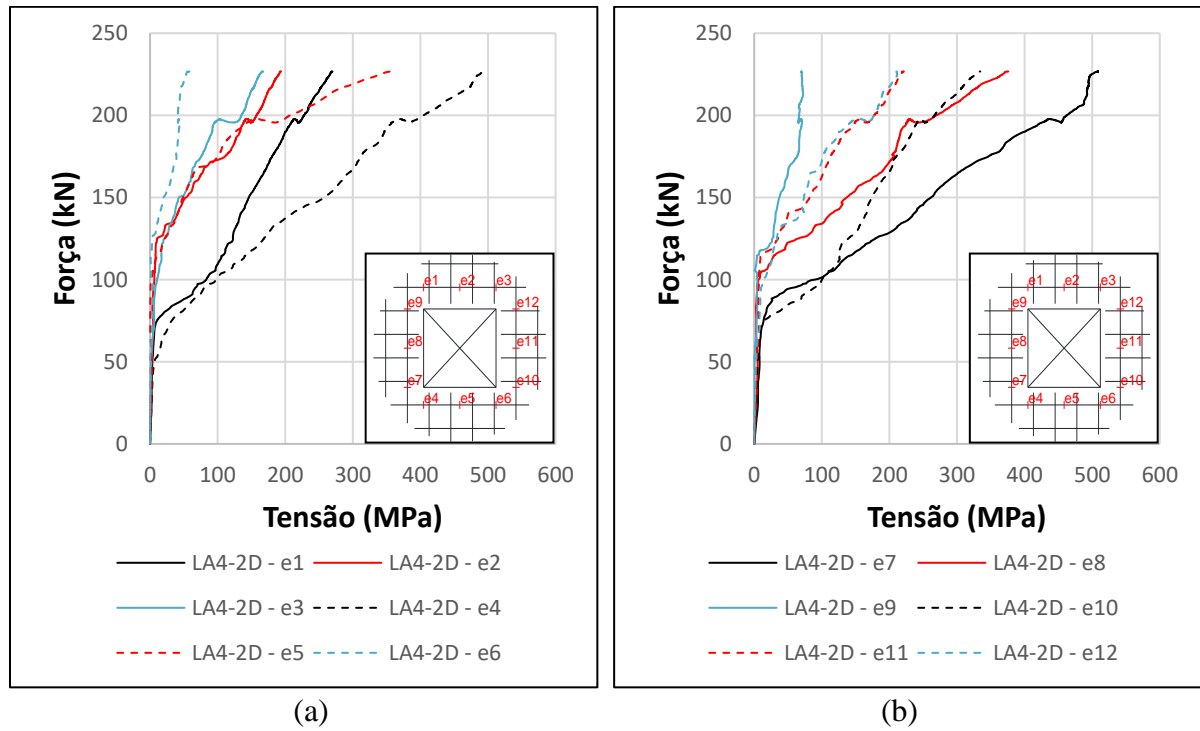


Figura 7.31: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA4-1D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



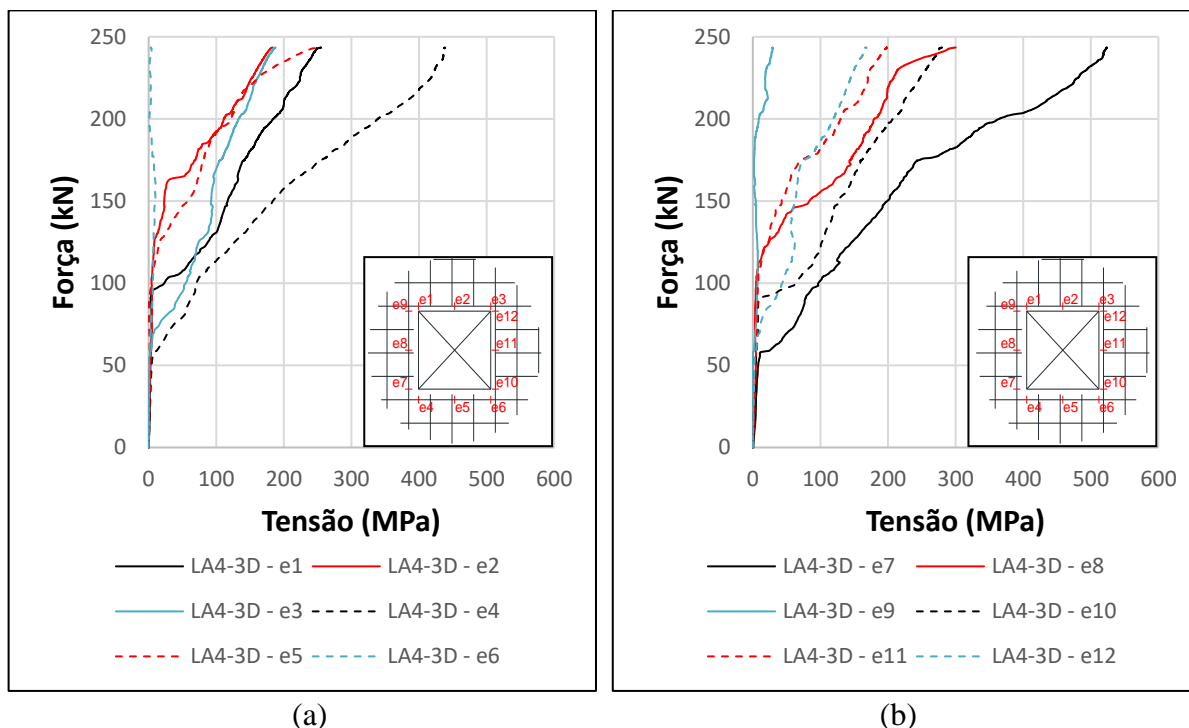
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.32: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA4-2D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



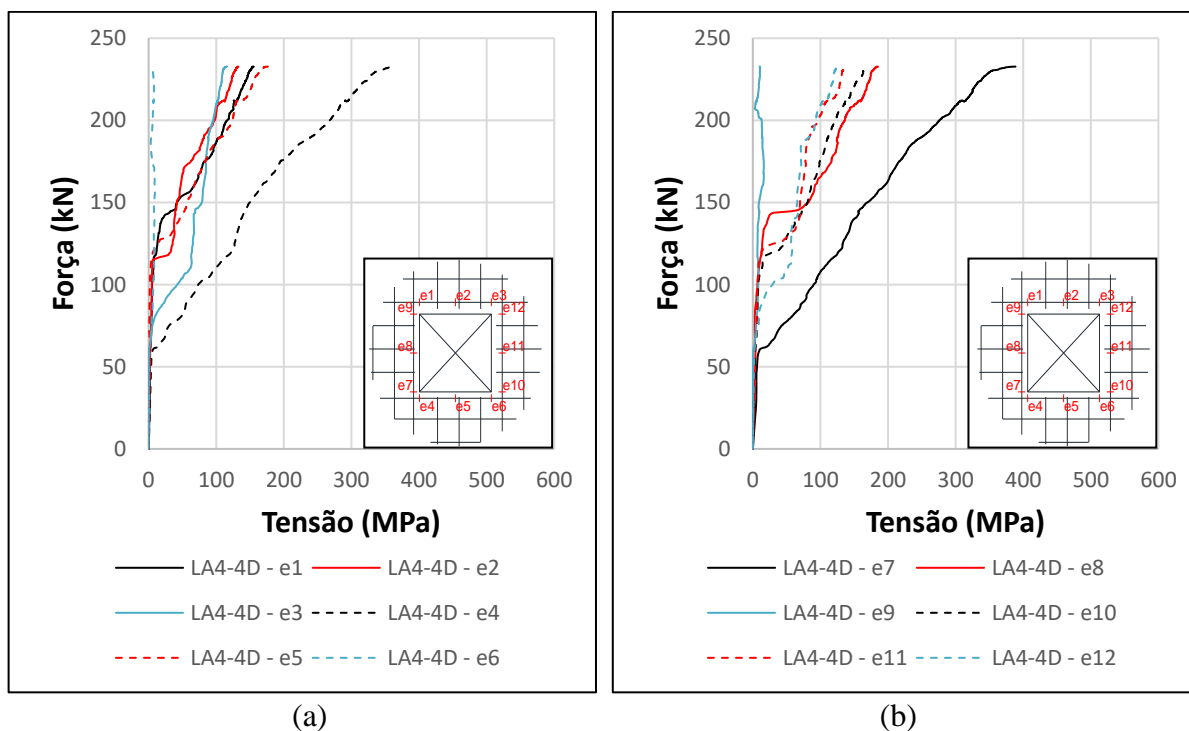
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.33: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA4-3D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.34: Tensões localizadas das armaduras de flexão do modelo LA4-4D para os pontos e1 a e6 (a) e e7 a e12 (b)



Fonte: O Autor (2021)

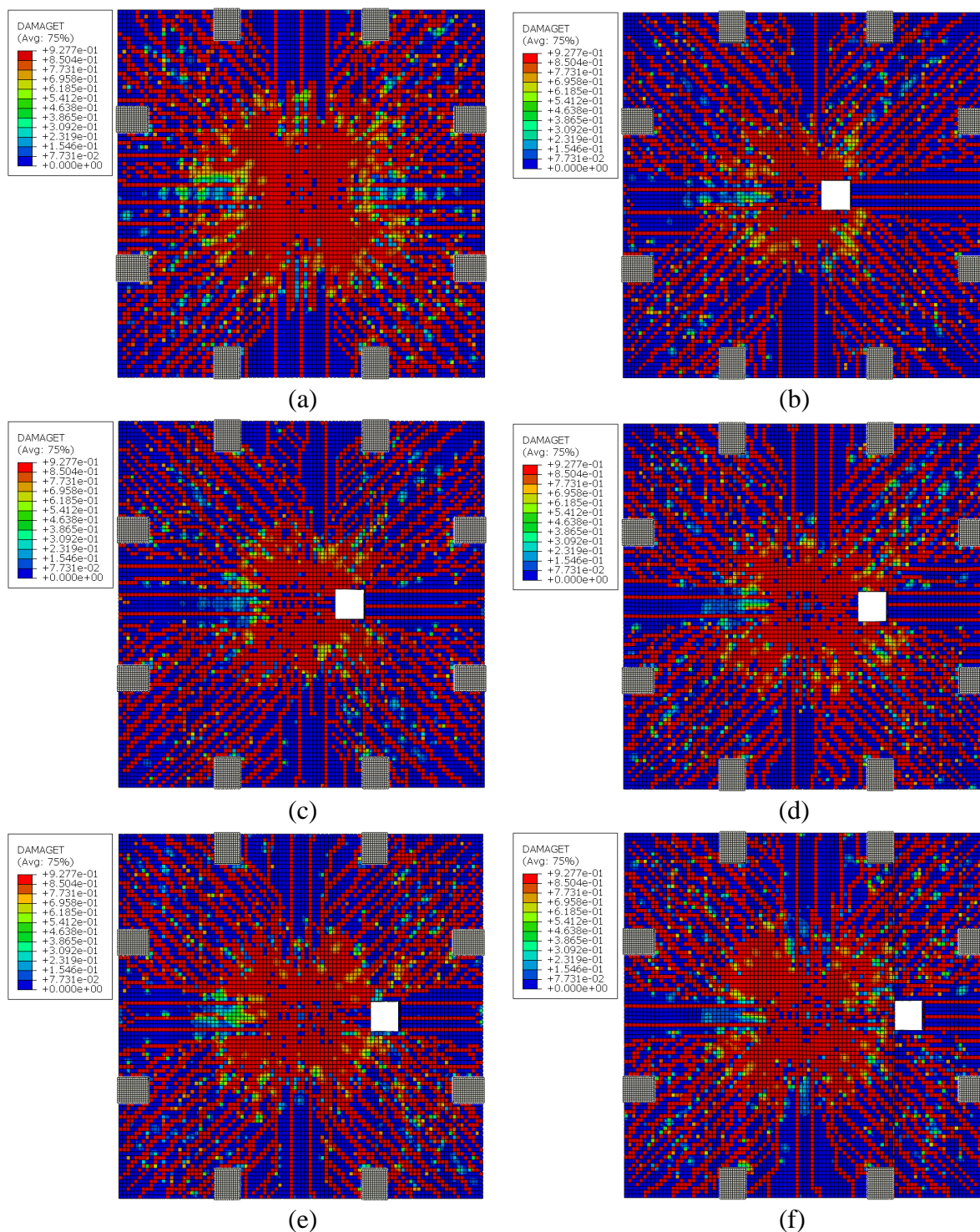
Analisando as Figuras 7.15 a 7.34, foi percebido comportamento similar entre as séries LA1 e LA3, bem como das séries LA2 e LA4. Mesmo com a diferença entre a dimensão das aberturas, o comportamento das tensões das armaduras posicionadas paralelas as faces da abertura foram similares. Além disso, foi possível também verificar uma vantagem na utilização de modelos numéricos no estudo de punção em lajes lisas, mediante a obtenção de dados de tensões nas armaduras. Inácio (2010) comentou a dificuldade de se obter e analisar as tensões das armaduras em modelos experimentais, e comentou a dificuldade de se confiar nos resultados.

7.2.4 FISSURAÇÃO DOS MODELOS

Foi possível analisar o padrão de dano em todos os modelos estudados (ver capítulo 6). Desde o início de implementação de carga já apareceram danos radiais em todos os modelos, e o dano circunferencial começou a aparecer por volta de 25% da carga de ruptura. Em todos os modelos com abertura foi possível verificar um padrão de dano saindo dos vértices das aberturas em direção ao pilar nas séries LA1 e LA3 e do vértice mais próximo da abertura ao pilar em direção ao pilar nas séries LA2 e LA4, desde o início do carregamento. Como o dano representado pelo modelo numérico não retratou exatamente as fissuras possíveis de serem visualizadas no modelo físico, pode-se comparar esse padrão com outras pesquisas. Souza (2004) percebeu o início de fissuras radiais em seus modelos entre 17% e 48% da carga de ruptura, e as fissuras circunferenciais entre 33% e 79% da carga de ruptura. Marques (2018) percebeu o início de fissuras radiais em seus modelos entre 19% e 36% da carga de ruptura, e as fissuras circunferenciais entre 23% e 48% da carga de ruptura.

Em relação à fissuração dos modelos, no capítulo 6 foram apresentados os resultados de dano com diversas etapas de carregamento para todos os modelos do estudo paramétrico. Porém, a nível de comparação, na Figura 7.35 são apresentados os danos no ato da ruptura do modelo de referência juntamente com os modelos da série LA1. Na Figura 7.36 são apresentados os danos no ato da ruptura do modelo de referência juntamente com os modelos da série LA2. Na Figura 7.37 são apresentados os danos no ato da ruptura do modelo de referência juntamente com os modelos da série LA3. Na Figura 7.38 são apresentados os danos no ato da ruptura do modelo de referência juntamente com os modelos da série LA4.

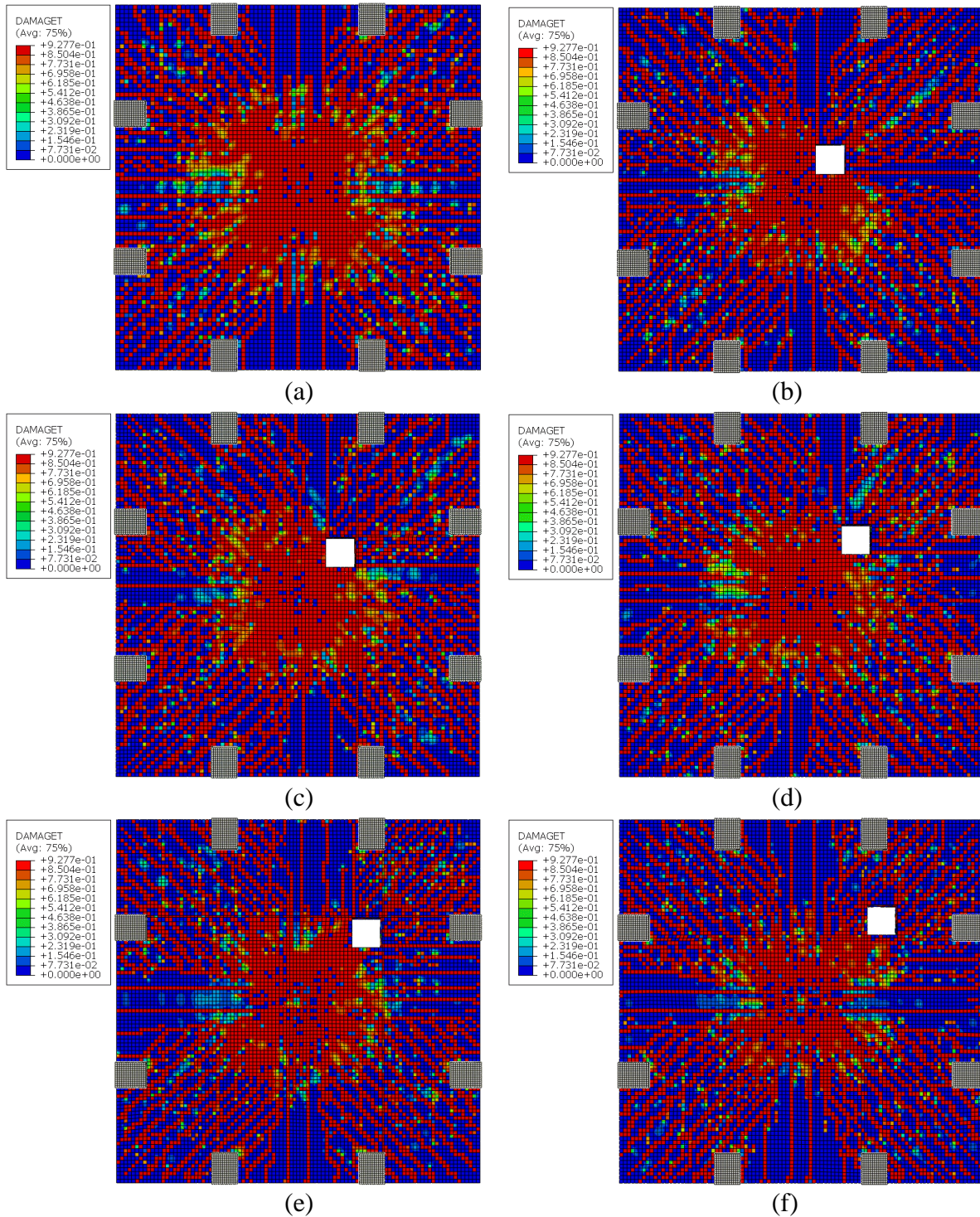
Figura 7.35: Dando à tração no ato da ruptura do modelo LR (a), LA1-AD (b), LA1-1D (c), LA1-2D (d), LA1-3D (e) e LA1-4D (f)



Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar a série LA1, apresentada na Figura 7.35, percebe-se que a abertura do modelo LA1-4D já está completamente fora da região com mais dano, e o modelo LA1-3D está parcialmente fora da região com mais dano.

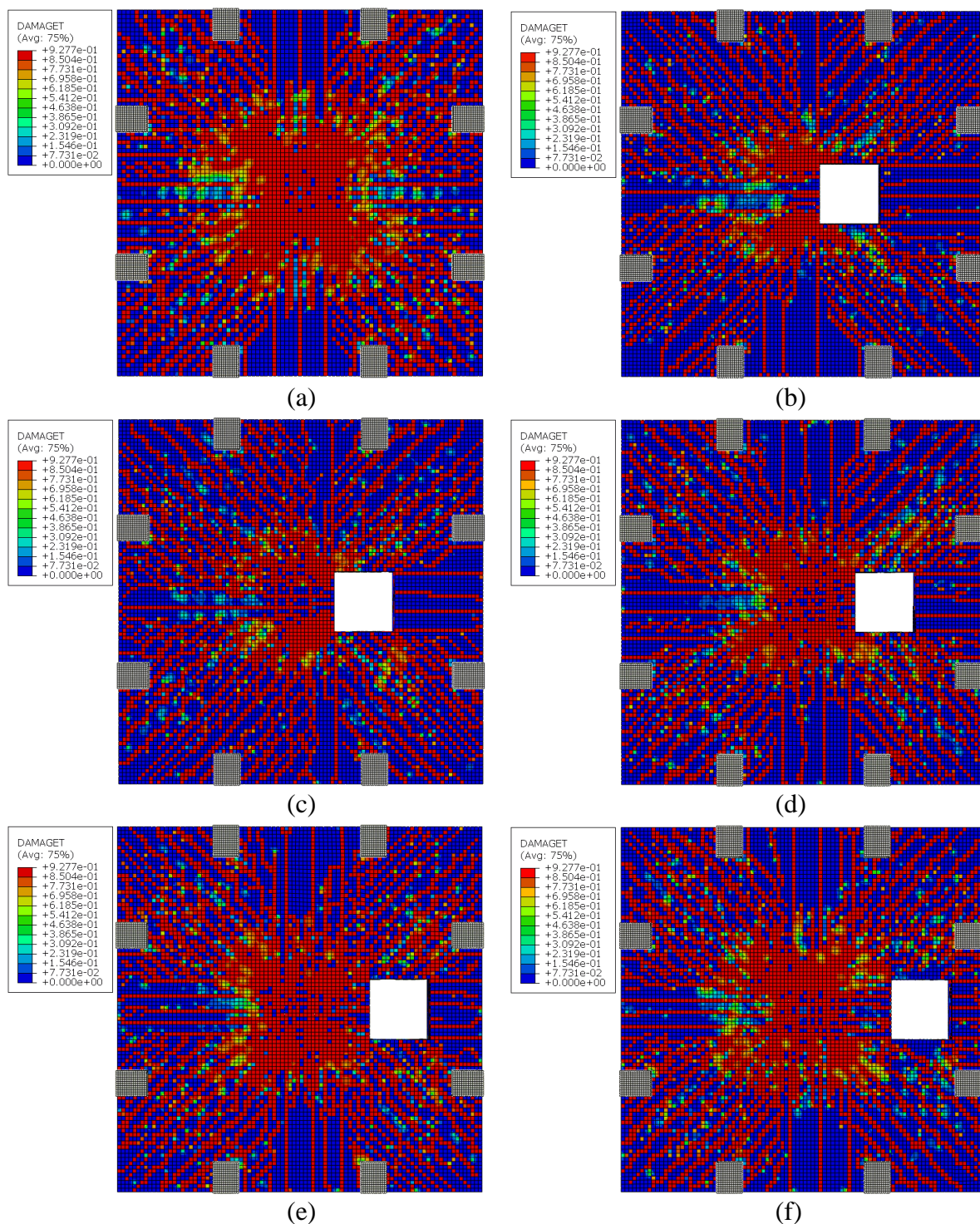
Figura 7.36: Dando à tração no ato da ruptura do modelo LR (a), LA2-AD (b), LA2-1D (c), LA2-2D (d), LA2-3D (e) e LA2-4D (f)



Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar a série LA2, apresentada na Figura 7.36, percebe-se que a abertura do modelo LA2-4D já está completamente fora da região com mais dano, e os modelos LA2-2D e LA2-3D estão parcialmente fora da região com mais dano.

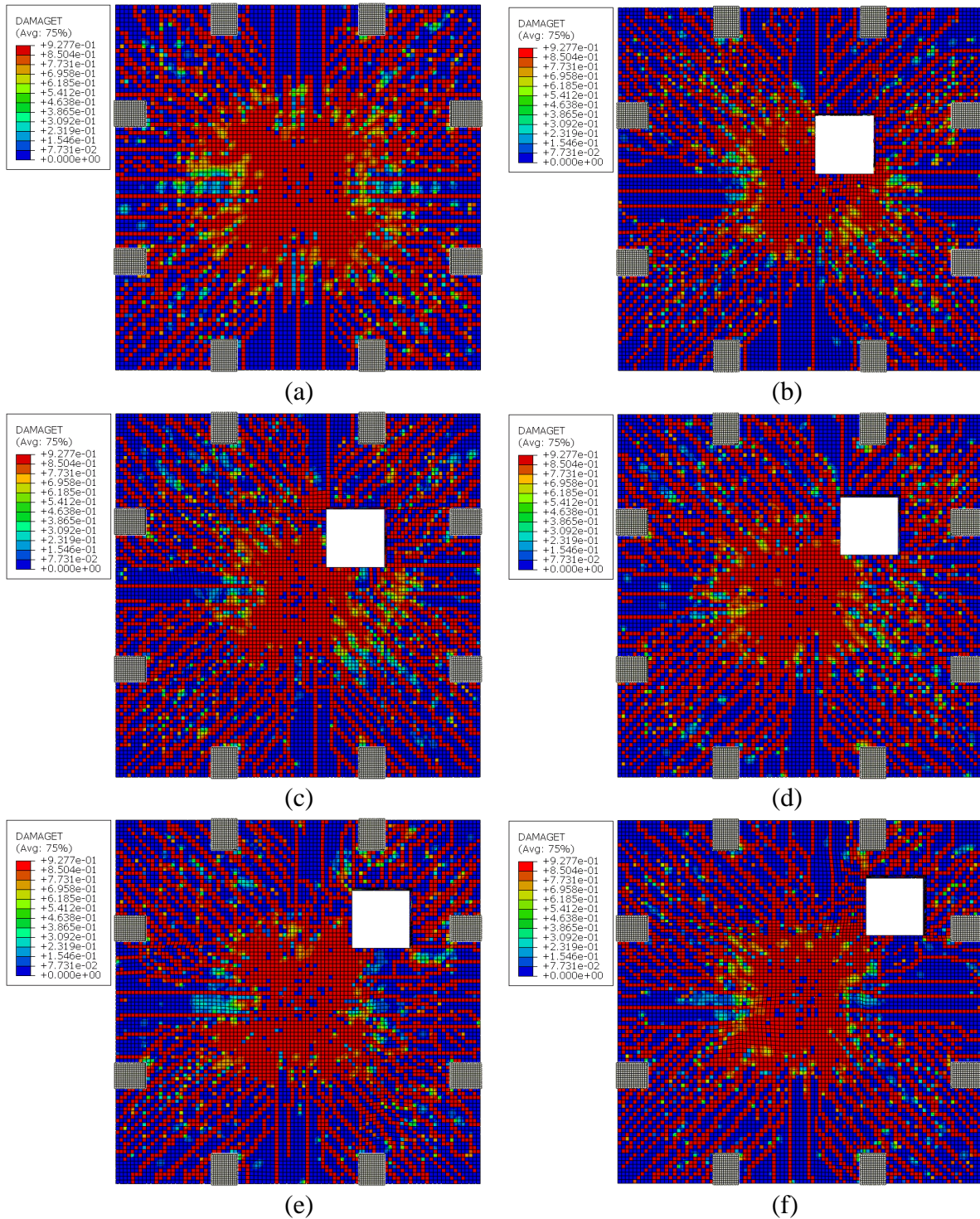
Figura 7.37: Dando à tração no ato da ruptura do modelo LR (a), LA3-AD (b), LA3-1D (c), LA3-2D (d), LA3-3D (e) e LA3-4D (f)



Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar a série LA3, apresentada na Figura 7.37, percebe-se que a abertura do modelo LA3-4D já está completamente fora da região com mais dano, e o modelo LA3-3D está parcialmente fora da região com mais dano.

Figura 7.38: Dando à tração no ato da ruptura do modelo LR (a), LA4-AD (b), LA4-1D (c), LA4-2D (d), LA4-3D (e) e LA4-4D (f)



Fonte: O Autor (2021)

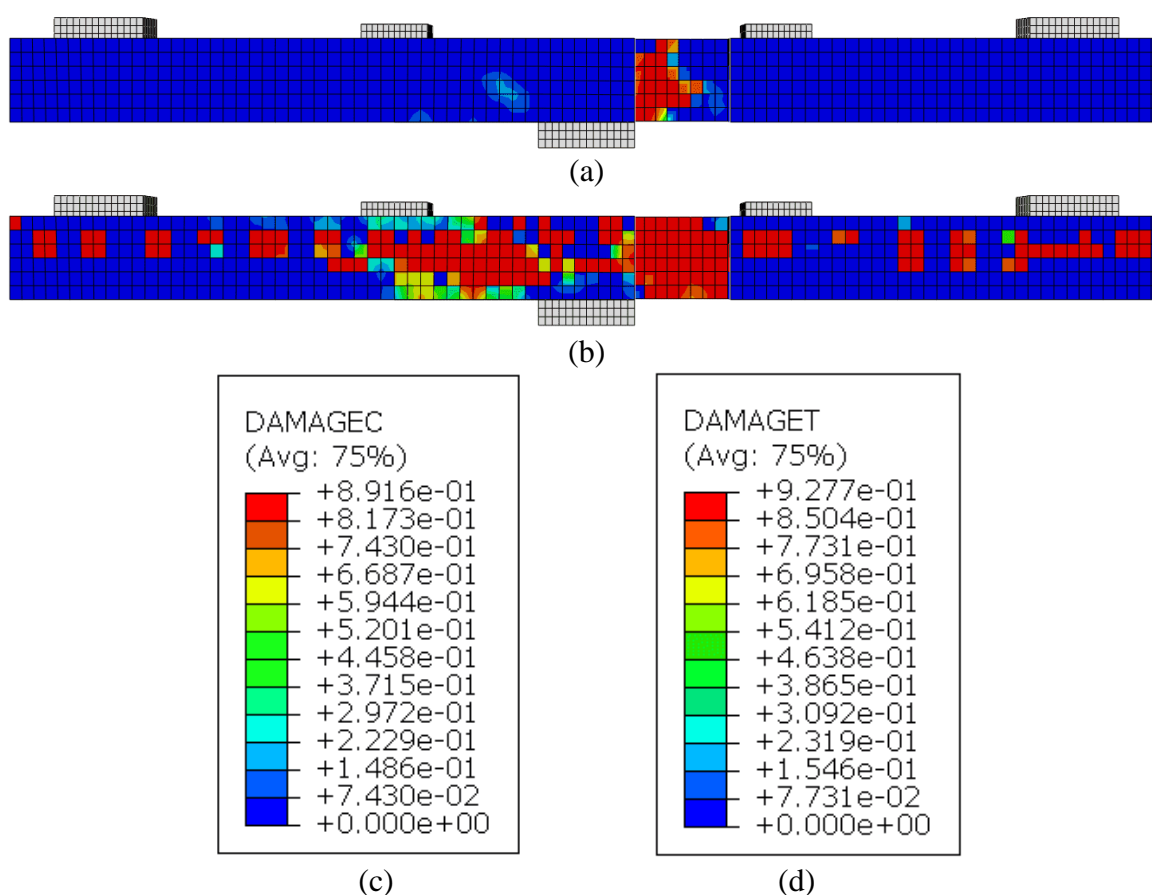
Ao analisar a série LA4, apresentada na Figura 7.38, percebe-se que a abertura do modelo LA4-4D já está completamente fora da região com mais dano, e os modelos LA4-2D e LA4-3D estão parcialmente fora da região com mais dano.

Mediante os casos de dano apresentados nas Figuras 7.35 a 7.38, pode-se afirmar que aberturas nas regiões de face de pilar quadrado são mais agressivas para a laje do que na região de vértice. Foi percebido também em todos os modelos com abertura uma região de concentração de dano inferior do que o modelo de referência. Isso pode ser explicado com o fato de que o modelo de referência se deslocou mais do que os modelos com aberturas.

7.2.5 RUPTURA DOS MODELOS

A fim de se determinar o modo de ruptura de cada modelo nas Figuras 39 a 46 são apresentados os danos à compressão e à tração em diversos ângulos para cada modelo do estudo paramétrico.

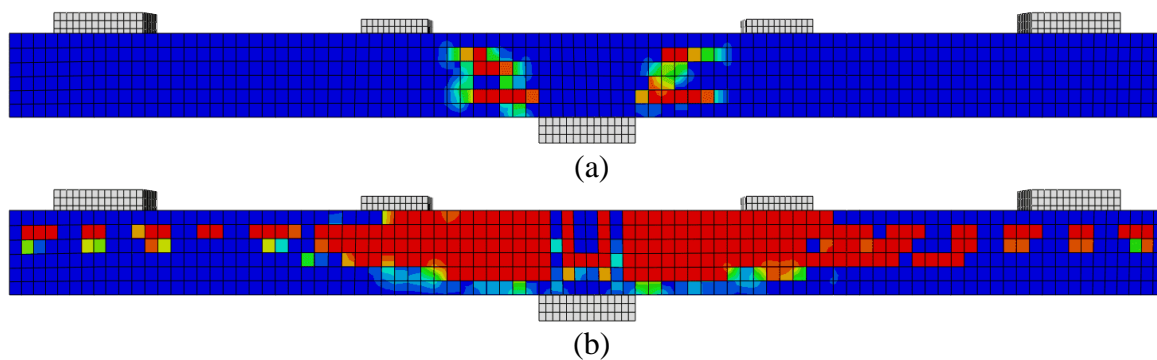
Figura 7.39: Ruptura do modelo LA1-AD – cortando a abertura - dano do concreto à compressão (a), dano do concreto à tração (b), legenda de cores do dano a compressão (c) e a tração (d)



Fonte: O Autor (2021)

Percebe-se, ao analisar a Figura 7.39 que a biela de compressão se forma paralela à abertura e no sentido oposto, porém, no sentido oposto à abertura, o material não foi tão danificado. Também foi percebido que na região da abertura existe uma concentração de tensões. Devido à dificuldade de visualização nesse ângulo, na Figura 7.40 são apresentadas as mesmas informações, porém, cortando o modelo perpendicular ao apresentado na Figura 7.39. As legendas de cores não serão apresentadas pois já foram mostradas na Figura 7.39.

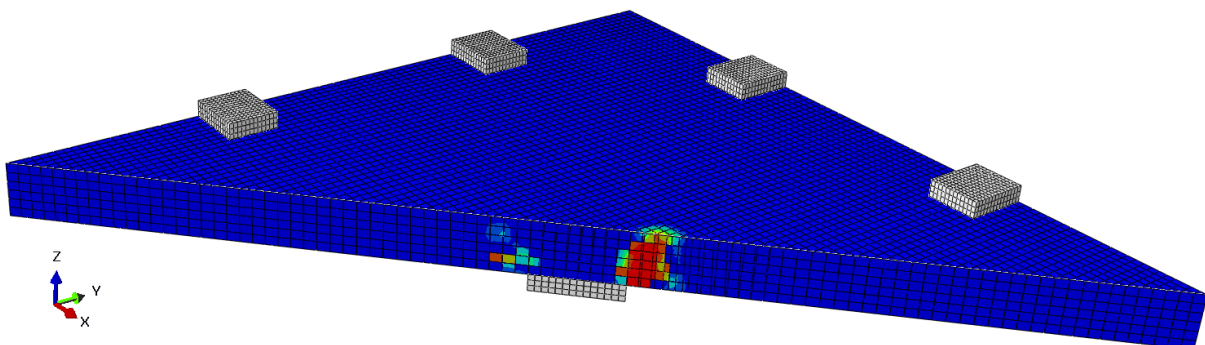
Figura 7.40: Ruptura do modelo LA1-AD – cortando a região sem abertura - dano do concreto à compressão (a) e dano do concreto à tração (b)



Fonte: O Autor (2021)

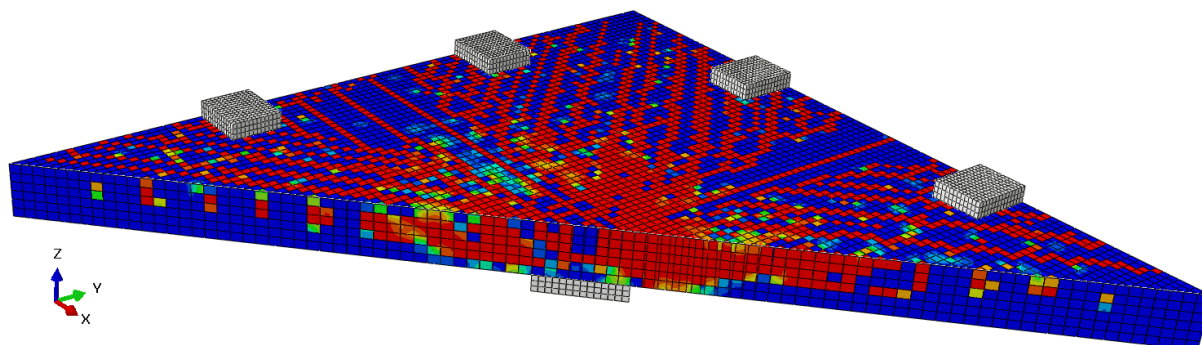
Como o esperado, na Figura 7.40 é possível visualizar a biela de compressão nas duas direções. Consegue-se visualizar dano tanto à tração quanto à compressão. Porém, para melhor identificação de posicionamento de falha, na são apresentadas as mesmas informações com um corte na diagonal do modelo (Figuras 7.42 e 7.43).

Figura 7.41: Ruptura do modelo LA1-AD – cortando a diagonal do modelo - dano do concreto à compressão



Fonte: O Autor (2021)

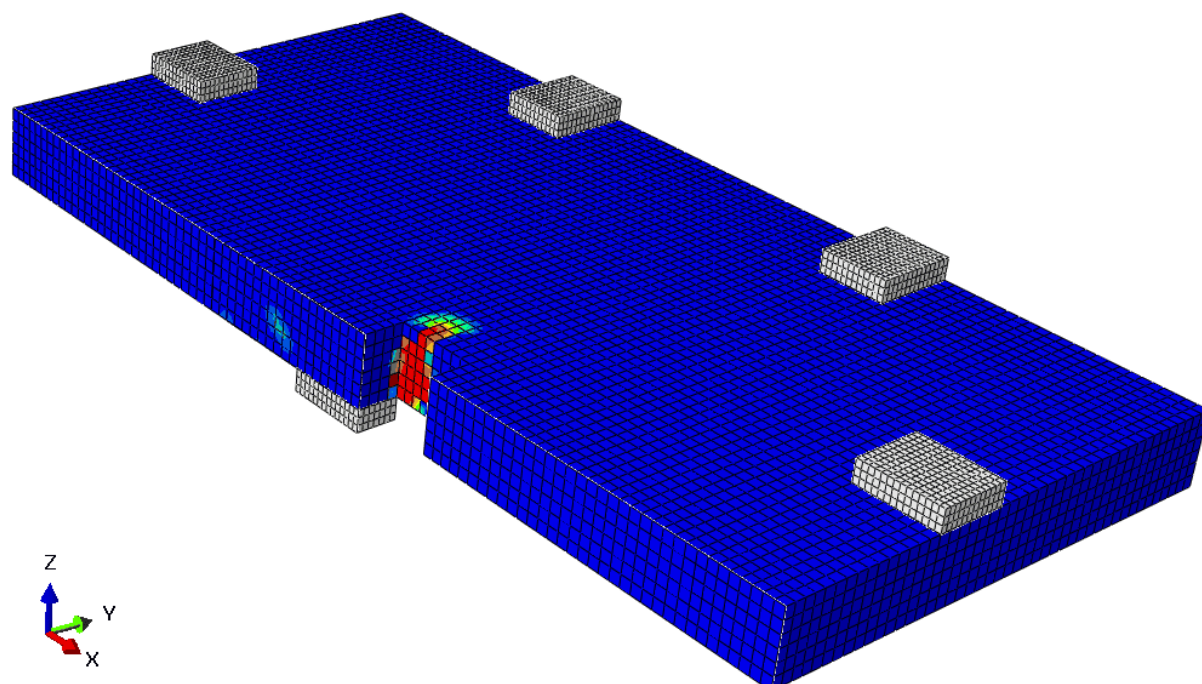
Figura 7.42: Ruptura do modelo LA1-AD – cortando a diagonal do modelo - dano do concreto à tração



Fonte: O Autor (2021)

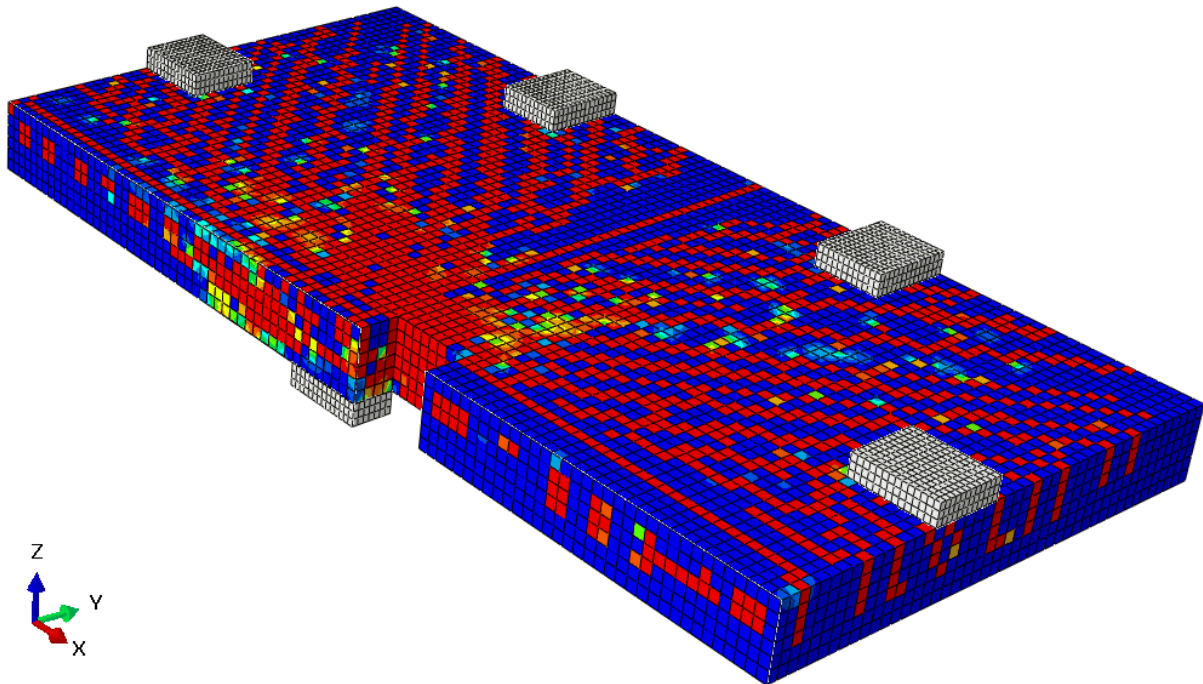
Ao analisar a Figura 7.41, pôde-se perceber que houve elevada concentração de esforços no entorno da abertura. Pôde-se também visualizar a biela de compressão no sentido inverso da abertura. Nas Figura 7.43 a 7.46 são apresentados os danos a compressão e tração do modelo em outras duas vistas tridimensionais.

Figura 7.43: Ruptura do modelo LA1-AD – vista tridimensional cortando a abertura - dano do concreto à compressão



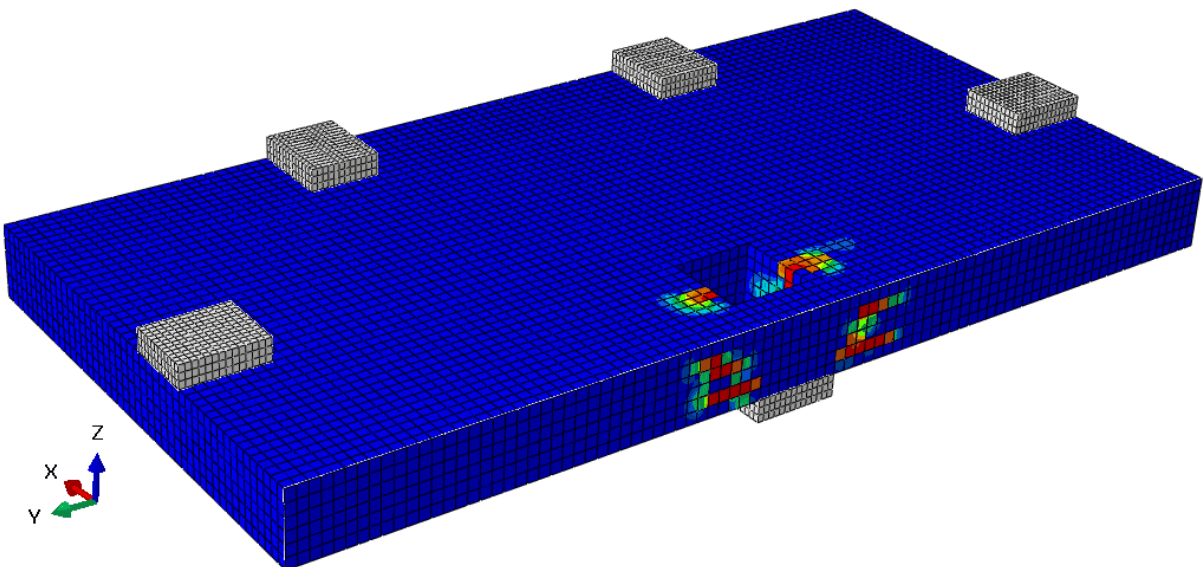
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.44: Ruptura do modelo LA1-AD – vista tridimensional cortando a abertura - dano do concreto à tração



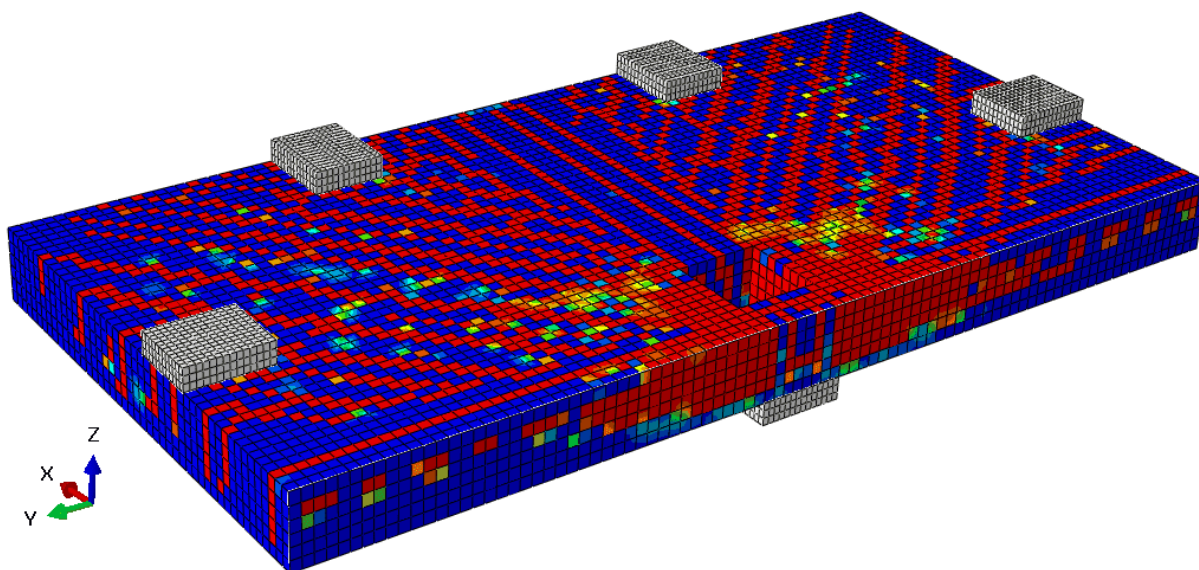
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.45: Ruptura do modelo LA1-AD – vista tridimensional cortando paralelo a abertura - dano do concreto à compressão



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.46: Ruptura do modelo LA1-AD – vista tridimensional cortando paralelo a abertura - dano do concreto à tração



Fonte: O Autor (2021)

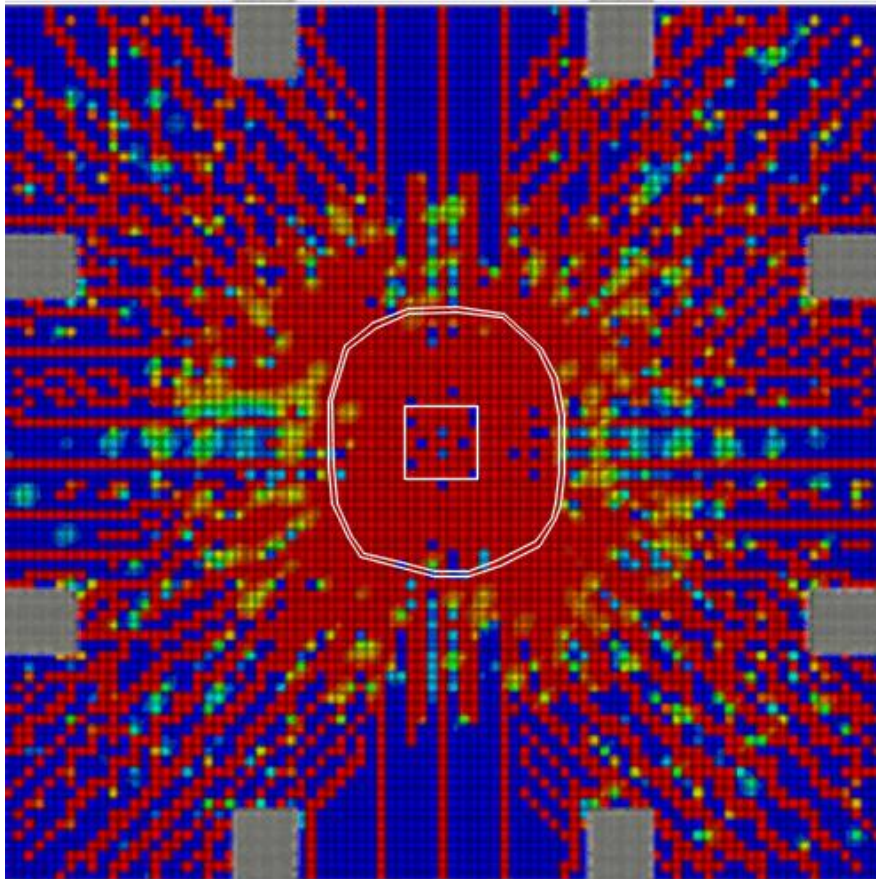
Analisando as Figuras 7.43 a 7.46 foi percebido que a ruptura do modelo se deu por punção partindo das duas laterais do pilar encostadas da abertura. Isso fica evidente nas Figuras 7.43 e 7.45, na visualização do dano a compressão do concreto.

Baseado as imagens de dano apresentadas nas Figuras 7.35 a 7.38, pôde-se estimar a superfície de ruptura dos modelos numéricos. Na Figura 7.47 é apresentada a estimativa de superfície de ruptura do modelo de referência, em sobreposição ao dano à tração. Essa estimativa foi desenhada manualmente nos limites de região com maior representação de dano à tração (região em vermelho) até o limite para trechos paralelos às faces do pilar, e foi montada uma convergência de traçado (com proximidade de semicírculo) entre essas retas mediante variação do dano em cada modelo. Foi estimado que apenas a região mais danificada rompeu à punção. Nesse caso, devido à presença de abertura, o modelo LA1-AD gerou variação de ângulo do cone de punção entre 28° e 52° . Foi realizado o procedimento de estimativa de ruptura à punção para todos os modelos do estudo paramétrico. Essas superfícies, juntamente com os ângulos de inclinação das superfícies de ruptura são apresentados nas Figuras 7.48 a 7.51. Foi também colocado o modelo de referência junto com cada série apresentada, com o intuito de verificar similaridades entre os modelos estudados.

Na Tabela 7.4 são apresentados os ângulos máximos e mínimos do cone de punção identificados nos modelos do estudo paramétrico. Para validação dos resultados, foram comparadas ordens de grandeza entre os modelos LR, LA1-AD, LA1-1D, LA1-2D e LA1-3D

com os modelos ensaiados por Lourenço LR, LF1, LF2, LF3 e LF4. Esses dados de comparação são apresentados na Tabela 7.5.

Figura 7.47: Estimativa de região rompida à punção mediante visualização do dano à tração do material.



Fonte: O Autor (2021)

Tabela 7.4a: Ângulo do cone de punção para os modelos do estudo paramétrico – Parte 1

Modelo	Ângulo do cone de punção	
	Menor	Maior
LR	33°	41°
LA1-AD	28°	52°
LA1-1D	34°	46°
LA1-2D	36°	56°
LA1-3D	39°	51°
LA1-4D	37°	46°
LA2-AD	37°	48°
LA2-1D	29°	36°
LA2-2D	34°	52°
LA2-3D	37°	50°
LA2-4D	38°	48°

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 7.4b: Ângulo do cone de punção para os modelos do estudo paramétrico – Parte 2

Modelo	Ângulo do cone de punção	
	Menor	Maior
LA3-AD	31°	51°
LA3-1D	33°	42°
LA3-2D	29°	41°
LA3-3D	26°	33°
LA3-4D	30°	43°
LA4-AD	25°	45°
LA4-1D	34°	42°
LA4-2D	27°	40°
LA4-3D	27°	40°
LA4-4D	30°	34°

Fonte: O Autor (2021)

Percebe-se, ao analisar a Figura 7.47 que nem toda a região danificada ficou dentro do contorno da estimativa de cone de ruptura à punção do modelo, apenas a região que mais sofreu com o dano.

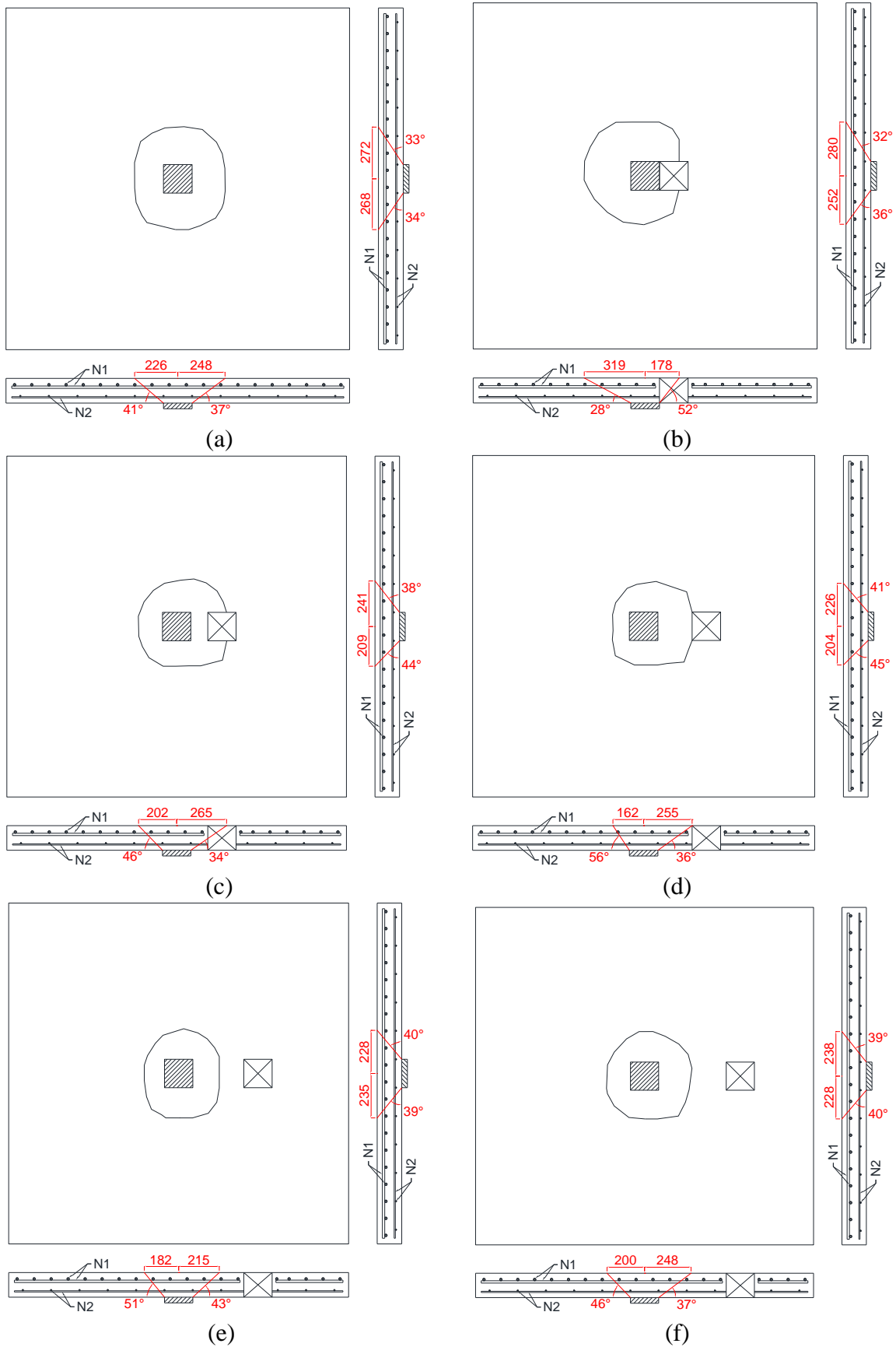
Tabela 7.5: Comparação entre ângulos de inclinação das superfícies de ruptura do estudo paramétrico com resultados apresentados por Lourenço (2018)

Modelos do estudo paramétrico					Modelos ensaiados por Lourenço (2018)				
	Direção x		Direção y			Direção x		Direção y	
LR	41°	37°	34°	33°	LR	54,2°	48,4°	50,2°	48,4°
LA1-AD	28°	52°	36°	32°	LF1	29,0°	56,8°	50,2°	45,0°
LA1-1D	46°	34°	44°	38°	LF2	63,4°	49,5°	52,1°	54,2°
LA1-2D	56°	36°	45°	41°	LF3	58,6°	25,3°	58,6°	54,2°
LA1-3D	51°	43°	39°	40°	LF4	54,2°	52,1°	48,4°	52,1°

Fonte: O Autor (2021)

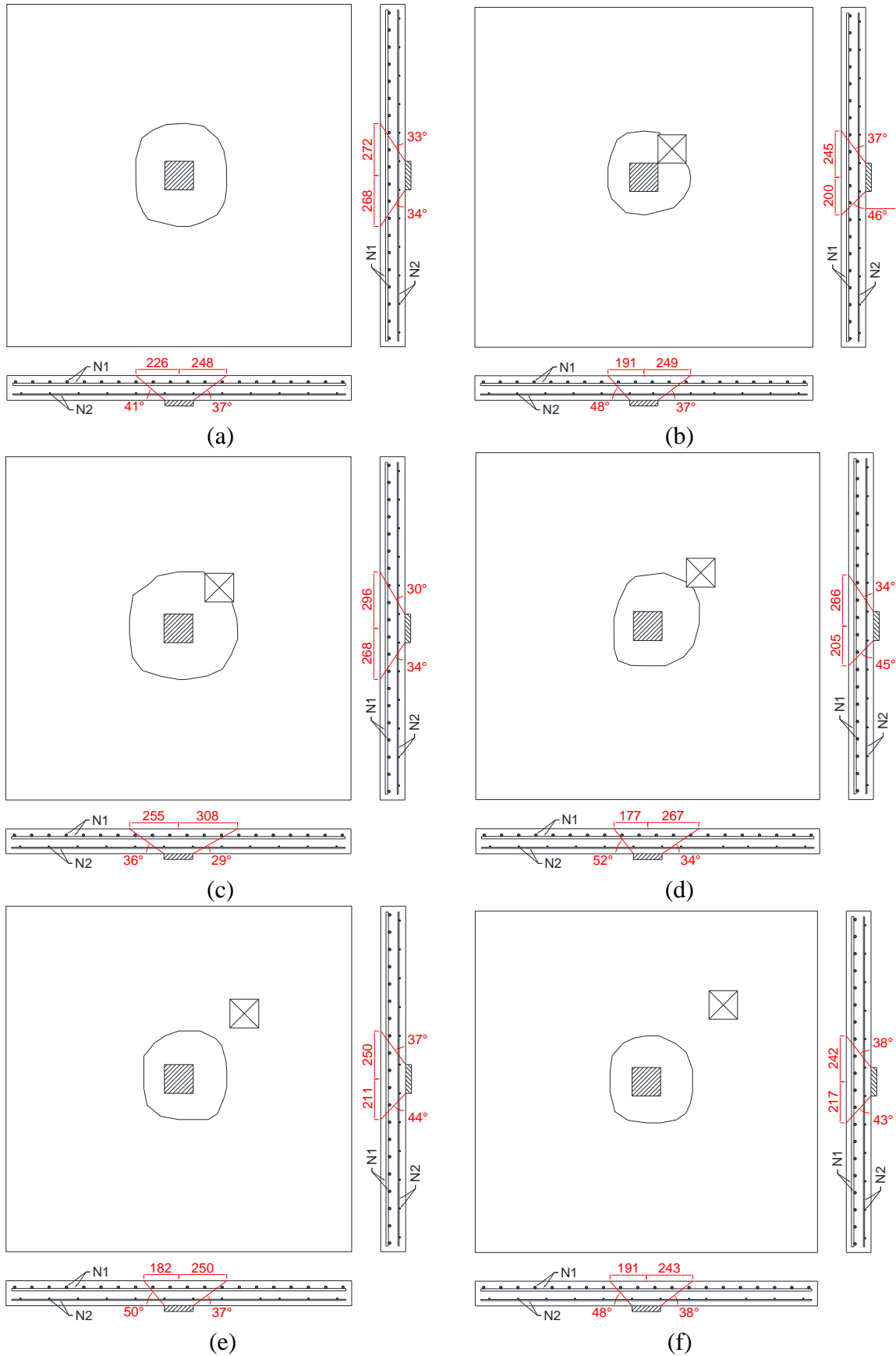
Analisando a Tabela 7.5 que contém dados de comparação entre ângulos de inclinação das superfícies de ruptura do estudo paramétrico com resultados apresentados por Lourenço (2018), percebe-se que existem alguns resultados similares, porém, existem resultados contendo diferenças significativas entre os valores encontrados no estudo paramétrico e os valores encontrados por Lourenço (2018). Na Tabela 7.6 são apresentados os resultados de ângulos de inclinação das superfícies de ruptura do modelo de referência utilizado por Marques (2018), por Lourenço (2018) e o modelo de referência utilizado no estudo paramétrico. Analisando a Tabela 7.6, percebe-se que as diferenças entre os dois modelos experimentais são maiores do que as diferenças entre os modelos experimentais e o numérico.

Figura 7.48: Ruptura à punção do modelo LR (a), LA1-AD (b), LA1-1D (c), LA1-2D (d), LA1-3D (e) e LA1-4D (f)



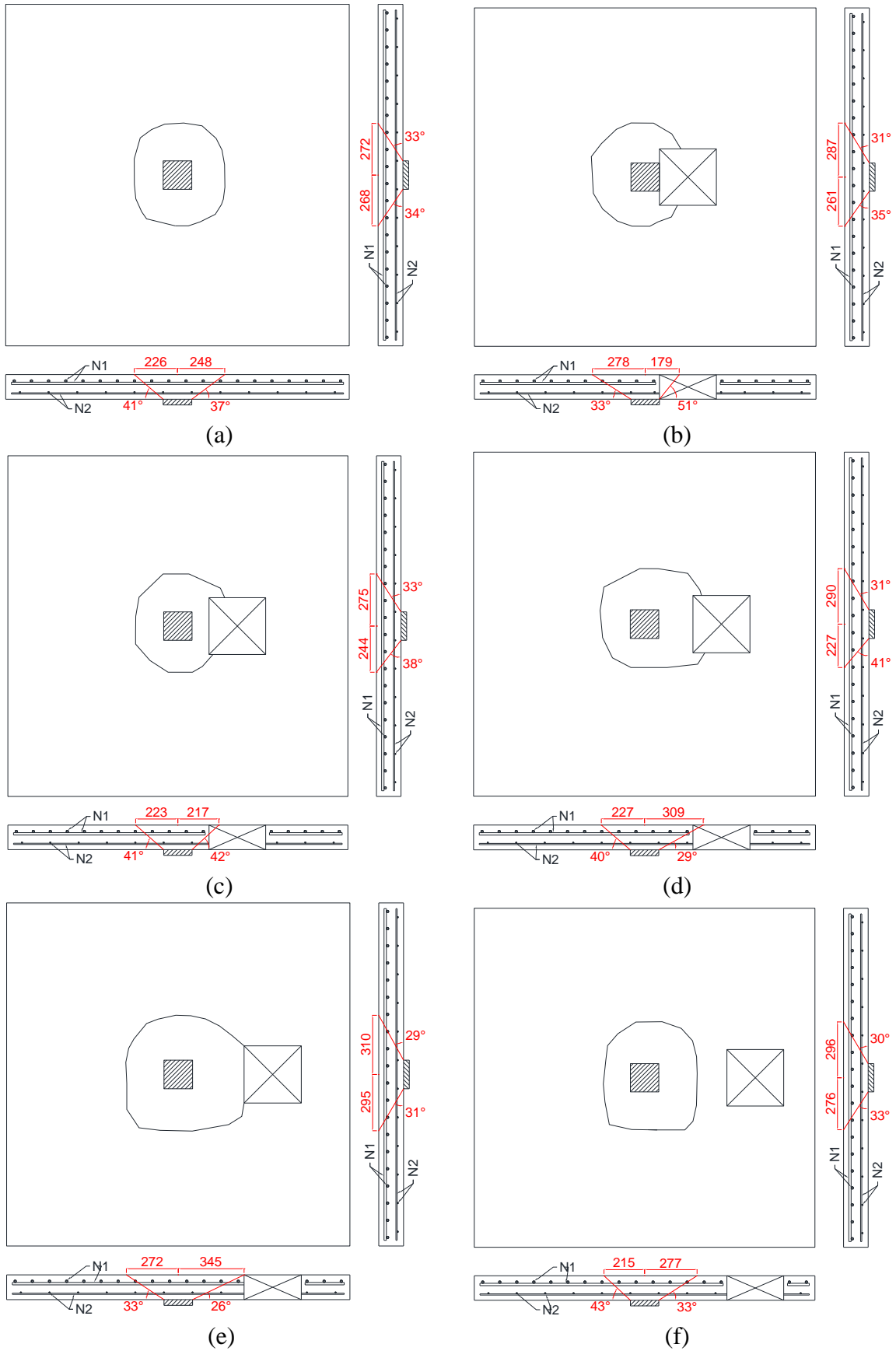
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.49: Ruptura à punção do modelo LR (a), LA2-AD (b), LA2-1D (c), LA2-2D (d), LA2-3D (e) e LA2-4D (f)



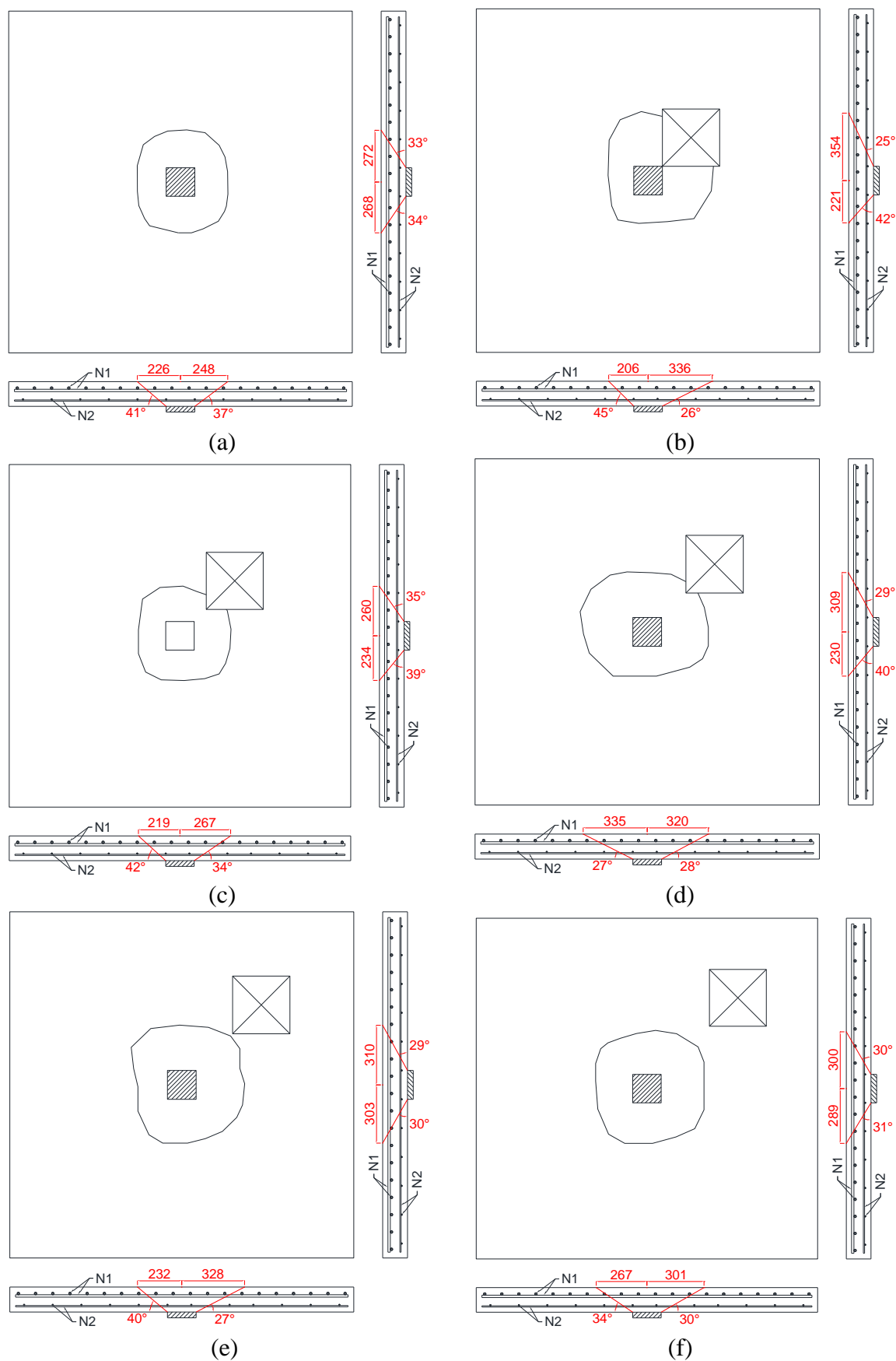
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.50: Ruptura à punção do modelo LR (a), LA3-AD (b), LA3-1D (c), LA3-2D (d), LA3-3D (e) e LA3-4D (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.51: Ruptura à punção do modelo LR (a), LA4-AD (b), LA4-1D (c), LA4-2D (d), LA4-3D (e) e LA4-4D (f)



Fonte: O Autor (2021)

Tabela 7.6: Comparação entre ângulos de inclinação das superfícies de ruptura do modelo de referência do estudo paramétrico, de Marques (2018) e de Lourenço (2018)

Modelos	Ângulos de inclinação das superfícies de ruptura			
	Direção x		Direção y	
Estudo paramétrico	41°	37°	34°	33°
Marques (2018)	38°	27°	38°	41°
Lourenço (2018)	54,2°	48,4°	50,2°	48,4°

Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar as Figuras 7.48 a 7.51, percebe-se que os ângulos de inclinação das superfícies de ruptura ficaram entre 25° e 56°. Borges (2004) também realizou ensaio de lajes lisas com aberturas próximas ao pilar, e encontrou ângulos de inclinação das superfícies de ruptura entre 15° e 60°. Analisando os resultados apresentados por Borges (2004), Marques (2018) e Lourenço (2018), percebe-se que os valores de ângulos de inclinação das superfícies de ruptura apresentados nas Figuras 7.48 a 7.51 estão de acordo com o previsto.

Foi percebido também ao analisar os padrões de ruptura apresentados nas Figuras 7.48 a 7.51, que todos os modelos do estudo paramétrico romperam à punção. Também foi percebido que os modelos numéricos apresentaram resultados coerentes relativos ao padrão de ruptura, validando os resultados mediante comparação de resultados com outros autores.

7.2.6 DISCUSSÃO REFERENTE A SITUAÇÃO DE CARGAS DE RUPTURA SUPERIORES AO MODELO DE REFERÊNCIA

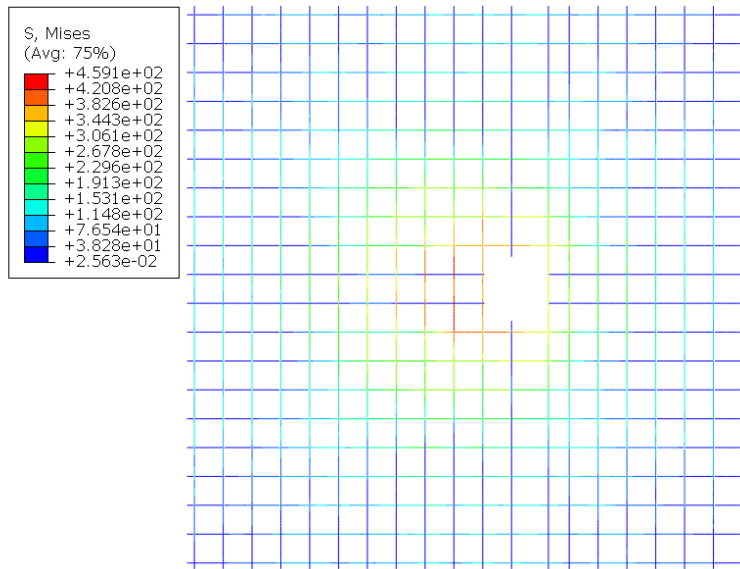
Ao realizar uma análise de todos os modelos do estudo paramétrico, foi percebido que oito modelos com aberturas tiveram carga de ruptura superior ao obtido pela laje de referência (Tabela 7.1), com diferenças entre 1% e 5%. A diferença não foi expressiva, porém, três hipóteses foram levantadas para tal acontecimento, sendo:

- a) A primeira hipótese foi que a presença dos ganchos nas regiões de abertura das lajes pode ter aumentado a resistência pontual do modelo, devido ao aumento das armaduras de flexão e à presença da parte vertical do gancho, podendo ter costurado as bielas de compressão. Para confirmar essa hipótese, foram recalculadas duas lajes da série LA1, a laje LA1-AD e LA1-4D, sem os ganchos localizados na região de abertura, e comparadas as cargas de ruptura com as lajes previamente calculadas com os ganchos. Como a carga de ruptura teve alteração de menos de 1% do modelo

sem os ganchos, a primeira hipótese, de que a presença dos ganchos aumentou a resistência à punção do modelo, foi descartada. Borges (2004) e Borges, Melo e Gomes (2013) também chegaram à conclusão de que as barras de gancho nas bordas das aberturas não alteraram os resultados dos seus modelos.

- b) A segunda hipótese foi de que houve redistribuição das cargas devido à densa malha de armadura de flexão, possibilitando ganho de resistência do modelo mesmo com a abertura. As armaduras tiveram contribuição na redistribuição de tensões. Isso pôde ser observado com as elevadas tensões de tração que as armaduras paralelas às aberturas tiveram (Figura 7.52). Por outro lado, pôde-se perceber que as armaduras perpendiculares às aberturas praticamente não trabalharam (Figura 7.52). Isso também foi percebido por Borges (2014), Lourenço (2018) e Liberati (2019). Analisando o nível de tensão nas armaduras que os modelos atingiram, foi percebido que das oito lajes que tiveram carga de ruptura acima da laje de referência, apenas uma apresentou tensões nas armaduras acima do modelo de referência (Tabela 7.3). Pode-se afirmar que as armaduras tiveram importante papel na redistribuição de esforços na descontinuidade provocada pelas aberturas, mas, elas sozinhas não provocaram um aumento de carga de ruptura em relação ao modelo de referência. Portanto, a segunda hipótese também foi descartada.
- c) A terceira hipótese foi de que para as aberturas localizadas a mais de $2d$ do pilar, devido ao fato de não estarem localizadas dentro do cone de punção, não alterariam os resultados de punção. Os modelos processados não possuíam momentos desbalanceados, facilitando uma visualização de um cone de punção no entorno do pilar, sem interferências de esforços adicionais. Nesse caso, supor que aberturas localizadas a $3d$ e $4d$ de distância da face do pilar não geram influências na carga de ruptura não contradiz a teoria. Balomenos, Genikomsou e Polak (2018) concluíram que a carga de punção de uma laje lisa com qualquer tamanho de abertura localizada a uma distância de $4d$ da face do pilar permanece quase a mesma de uma laje sem aberturas; em outras palavras, após determinada distância da abertura em reação à face do pilar, esta não afeta a capacidade resistente da laje. Souza (2004) também chegou à conclusão de que aberturas localizadas a $4d$ da face do pilar não alteraram a resistência à punção da laje. Lourenço (2018) observou em seus ensaios que a abertura localizada a $3d$ da face do pilar já não possuía influência na carga de ruptura.

Figura 7.52: Distribuição das tensões das armaduras de flexão no entorno da abertura da laje LA1-AD



Fonte: O Autor (2021)

Portanto, analisando as três hipóteses apresentadas, pode-se concluir que as armaduras ajudam no processo de redistribuição de cargas, mas, levando em conta que os modelos que obtiveram carga de ruptura acima do modelo referência não apresentaram diferenças superiores a 5% nessa carga, e que outros autores também concluíram que aberturas localizadas a 3d ou 4d do pilar já não influenciam na carga de ruptura, a terceira hipótese demonstra maior probabilidade de ocorrência. O fato de existir modelos com valores maiores do que os encontrados no modelo de referência, porém, com diferença de até 5%, pode ser explicado mediante aproximação numérica dos resultados. Possivelmente, com uma redução na viscosidade ou com um refinamento de malha no modelo, os resultados poderiam ser mais precisos.

7.2.7 DISCUSSÃO SOBRE A NÃO CONTINUIDADE DAS ARMADURAS DE FLEXÃO POR CAUSA DAS ABERTURAS

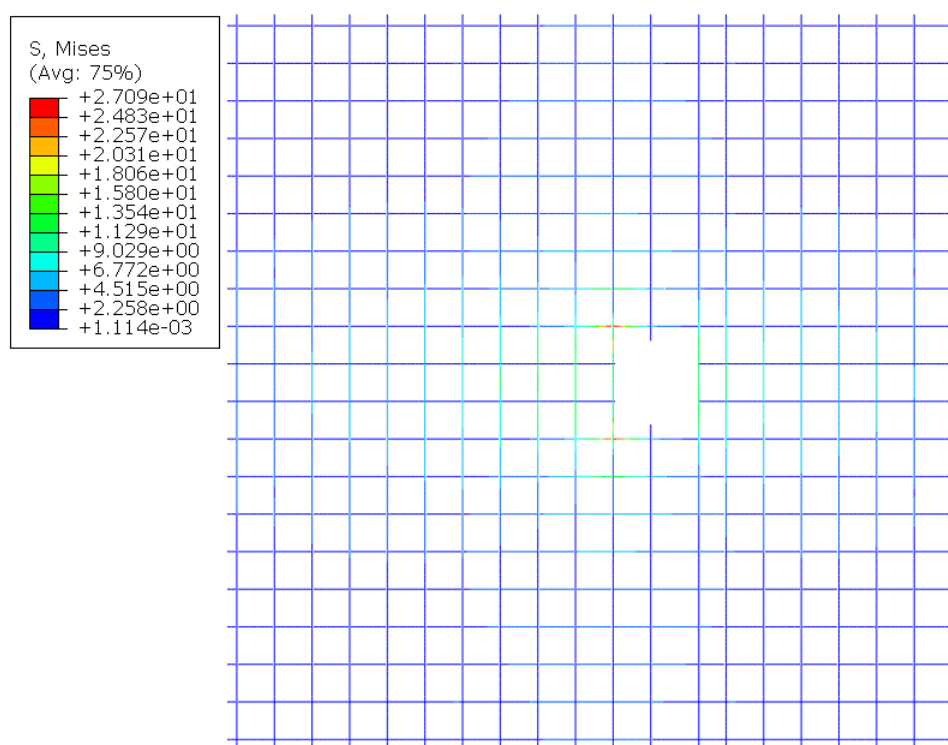
Foi também estudada a possibilidade das armaduras cortadas na região das aberturas terem reduzido a capacidade de carga das lajes, principalmente das lajes com aberturas adjacentes, 1d e 2d da face do pilar. Por esse motivo, foi recalculada a laje LA1-AD com barras de reforço em volta das aberturas de mesma área de aço que as barras seccionadas. Porém, o

aumento de capacidade de carga foi da ordem de 1,5%, mostrando que essa descontinuidade das barras não foi o fator preponderante para a redução da capacidade de carga dos modelos com aberturas. Ismail (2018) também concluiu que armaduras adicionais apresentaram carga de ruptura similar ou superior nos modelos, porém, mesmo com pouco benefício de aumento de capacidade de carga, o autor recomendou a colocação das mesmas devido a um aumento de rigidez na ligação.

Foi realizada uma comparação entre as tensões nas armaduras da laje LA1-AD sem o reforço das barras descontínuas e com reforço das barras descontínuas em diversas intensidades de carregamento. Nas Figuras 7.53 a 7.60 pode-se visualizar essa comparação. Percebe-se que as barras adicionais foram bastante solicitadas, porém, tirando a intensidade de carga apresentada, em todas as outras houve uma redução da tensão máxima das armaduras devido a existência de mais barras para resistirem aos esforços da região.

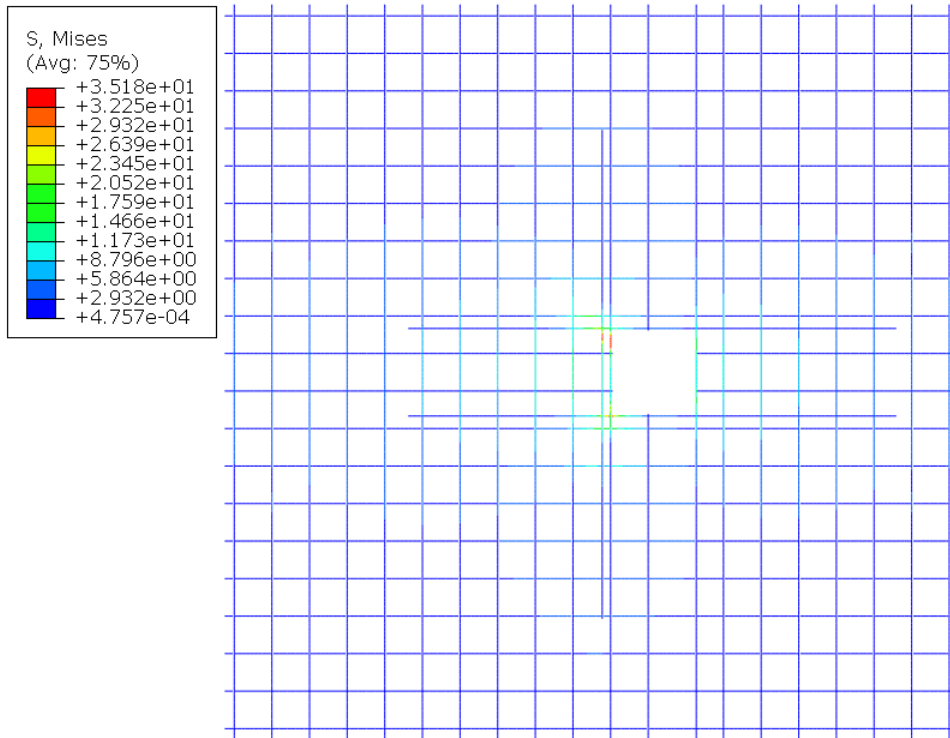
Como as barras de aço não ultrapassaram o limite de escoamento, e o acréscimo de barras reduziu as tensões de todas as barras do entorno, percebeu-se que o limite da resistência na região não foram as armaduras, e sim o concreto.

Figura 7.53: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD sem reforço adicional, com 50kN de aplicação de carga.



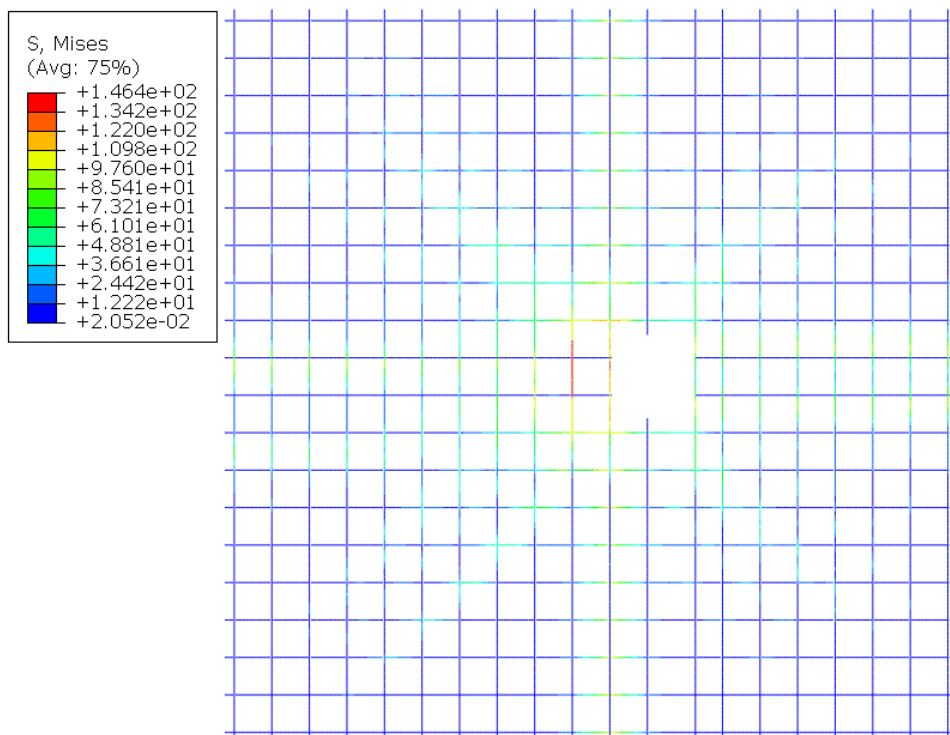
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.54: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD com reforço adicional, com 50kN de aplicação de carga.



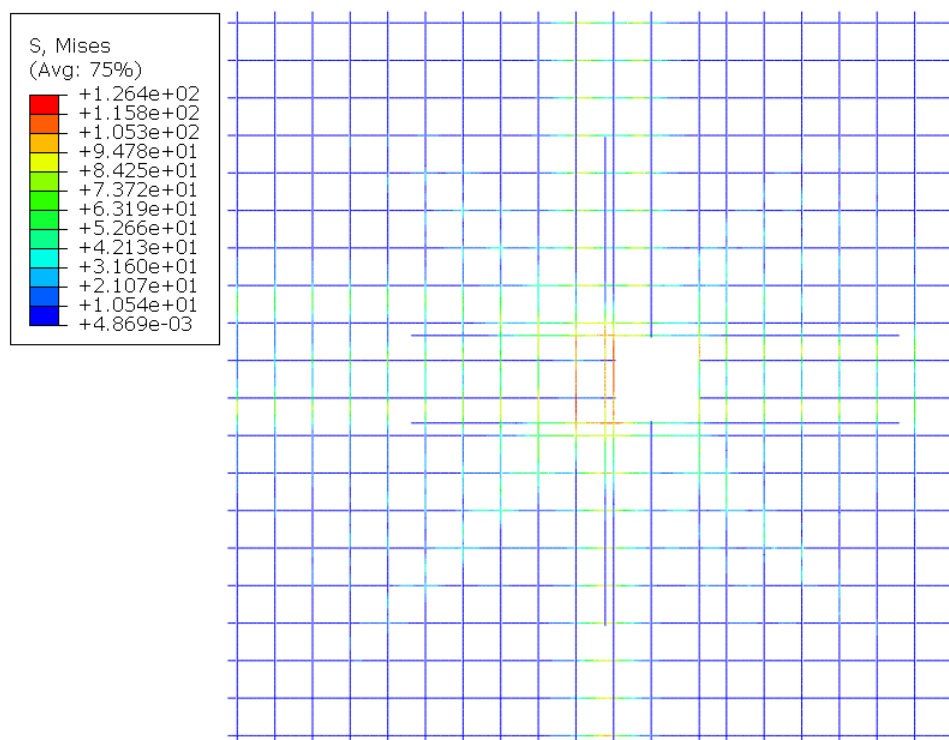
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.55: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD sem reforço adicional, com 100kN de aplicação de carga.



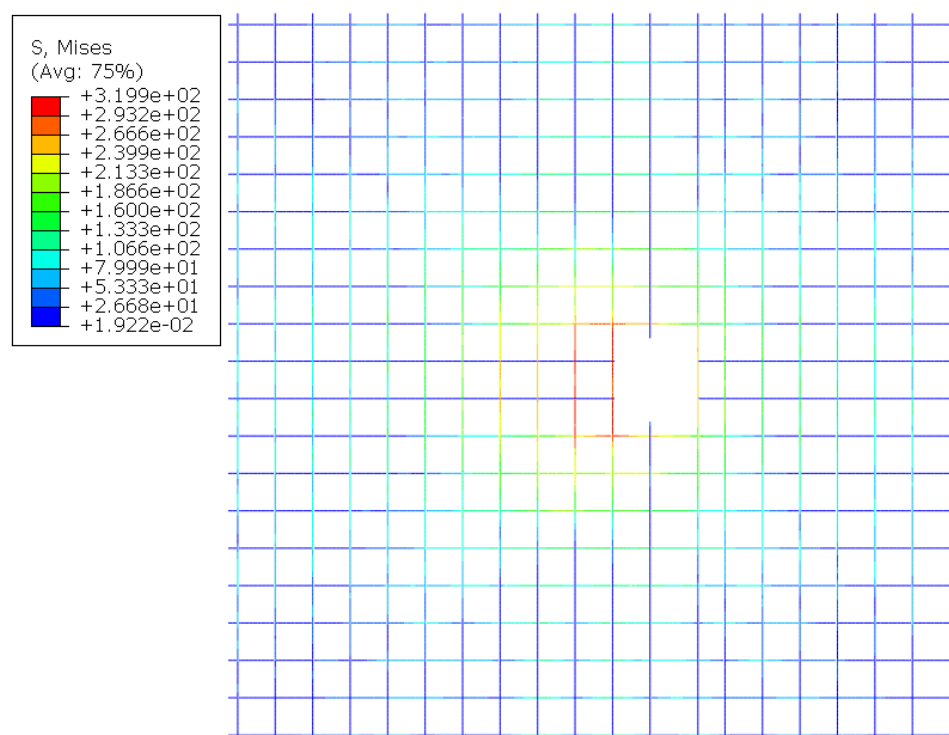
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.56: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD com reforço adicional, com 100kN de aplicação de carga.



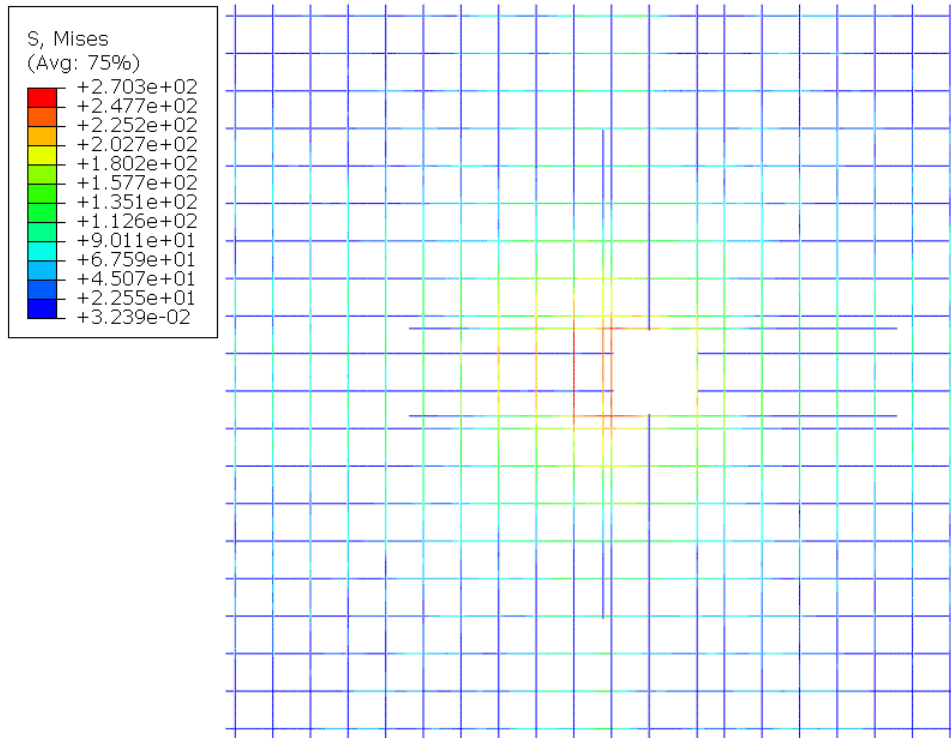
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.57: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD sem reforço adicional, com 150kN de aplicação de carga.



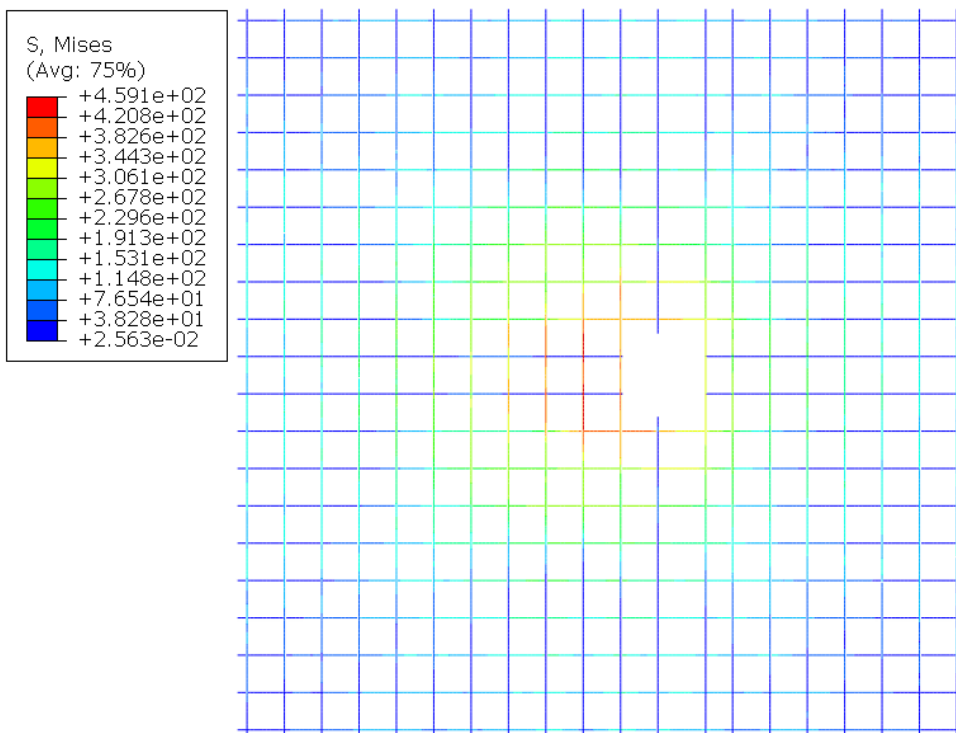
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.58: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD com reforço adicional, com 150kN de aplicação de carga.



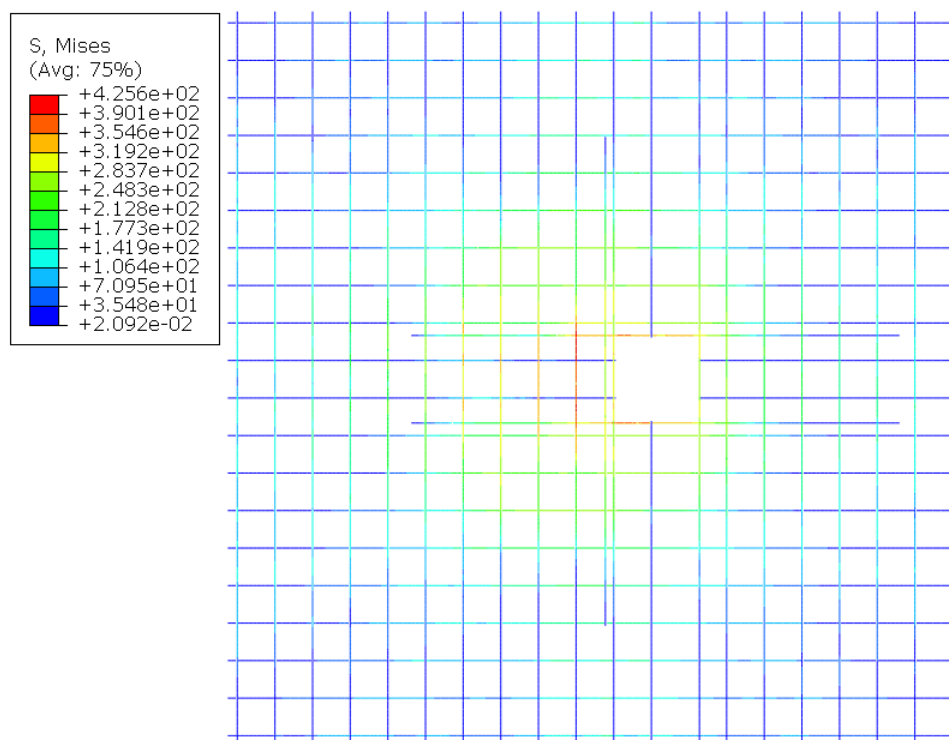
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.59: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD sem reforço adicional, com 186,19 kN (carga de ruptura)



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.60: Distribuição das tensões das armaduras de flexão da laje LA1-AD com reforço adicional, com 189,02 kN (carga de ruptura)



Fonte: O Autor (2021)

7.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS DO ESTUDO PARAMÉTRICO COM CÓDIGOS NORMATIVOS

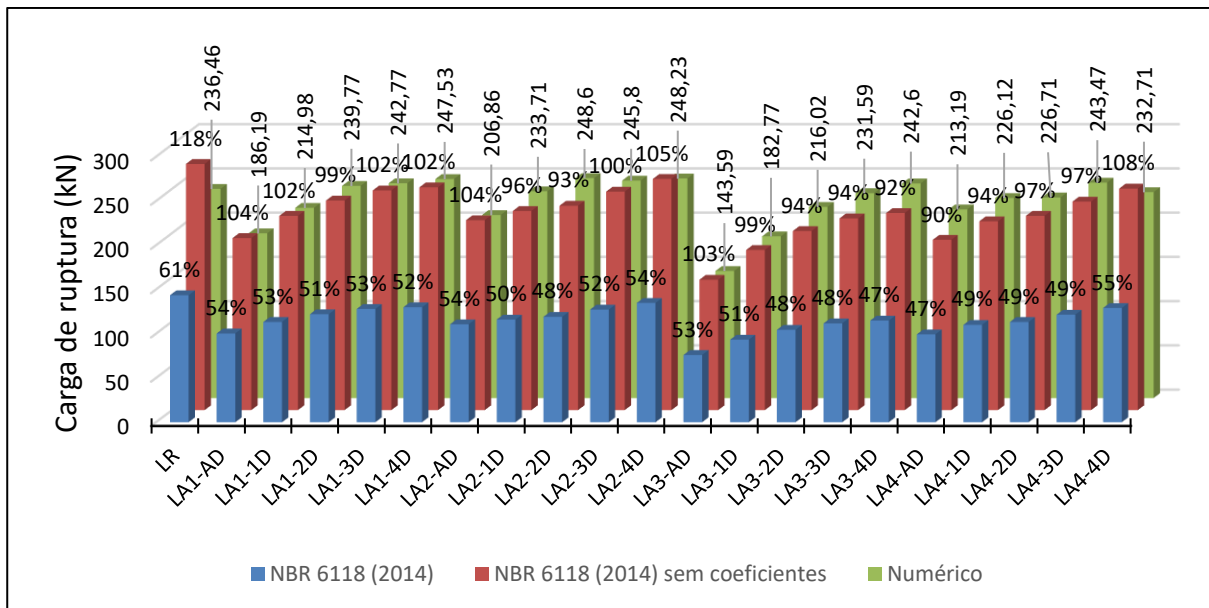
Foram comparados os valores de carga de ruptura obtidos por meio do estudo paramétrico com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010). No Apêndice F são apresentadas as tabelas com os valores de carga de ruptura à punção para cada um dos códigos normativos.

Na Figura 7.61 são apresentadas comparações de carga de ruptura do modelo numérico, da NBR 6118 (ABNT, 2014) com coeficientes de segurança e da NBR 6118 (ABNT, 2014) sem coeficientes de segurança. Foram apresentadas porcentagens de carga de ruptura dos valores normativos em relação aos valores numéricos.

Ao analisar a Figura 7.61, foi percebido que quase metade dos valores apresentados pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) sem os coeficientes de segurança estão acima dos valores obtidos com o estudo numérico. Os valores encontrados utilizando a NBR 6118 (ABNT, 2014) com coeficientes de segurança, ficaram entre 47% e 61% dos valores do estudo numérico,

enquanto os valores encontrados utilizando a NBR 6118 (ABNT, 2014) sem coeficientes de segurança, ficaram entre 90% e 118% dos valores do estudo numérico.

Figura 7.61: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, NBR 6118 (ABNT, 2014) com coeficientes de segurança e NBR 6118 (ABNT, 2014) sem coeficientes de segurança



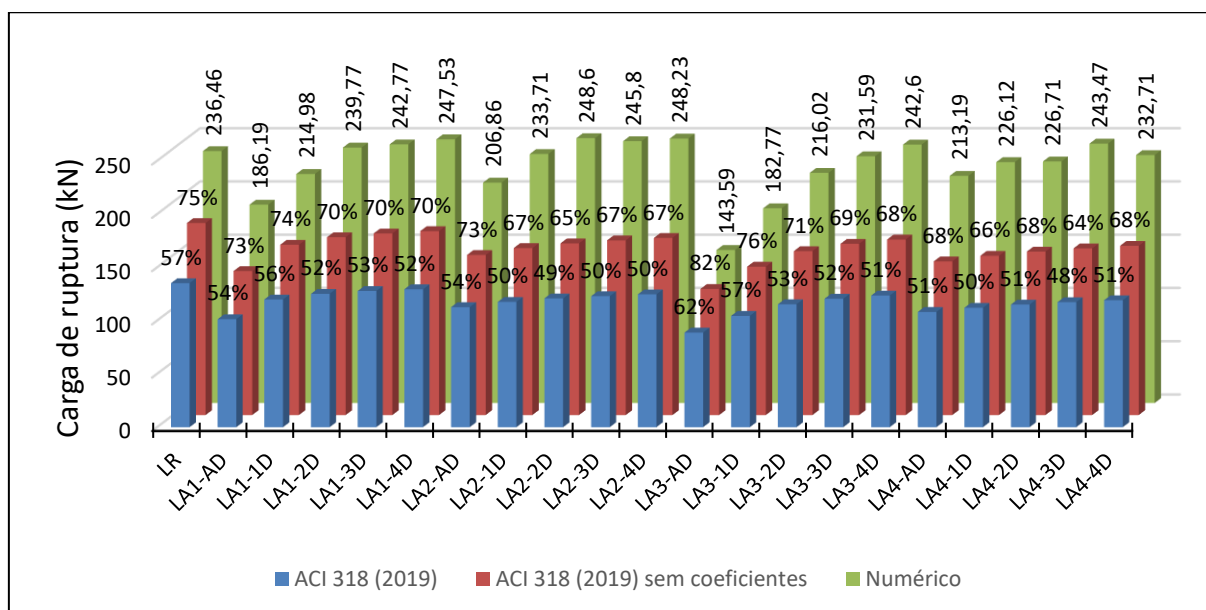
Fonte: O Autor (2021)

Na Figura 7.62 são apresentadas comparações de carga de ruptura do modelo numérico, do ACI 318 (2019) com coeficientes de segurança e do ACI 318 (2019) sem coeficientes de segurança. Foram apresentadas porcentagens de carga de ruptura dos valores normativos em relação aos valores numéricos.

Ao analisar a Figura 7.62, foi percebido que os valores encontrados no estudo numérico foram superiores aos valores encontrados por meio de equações do ACI 318 (2019), tanto com coeficientes de segurança quanto sem coeficientes de segurança. Os valores encontrados utilizando o ACI 318 (2019) com coeficientes de segurança, ficaram entre 48% e 62% dos valores do estudo numérico, enquanto os valores encontrados utilizando o ACI 318 (2019) sem coeficientes de segurança, ficaram entre 64% e 82% dos valores do estudo numérico.

Comparando as séries estudadas (Figura 7.62), foi notado que o modelo de referência não apresentou discrepância entre os resultados obtidos com os modelos com aberturas.

Figura 7.62: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, ACI 318 (2019) com coeficientes de segurança e ACI 318 (2019) sem coeficientes de segurança



Fonte: O Autor (2021)

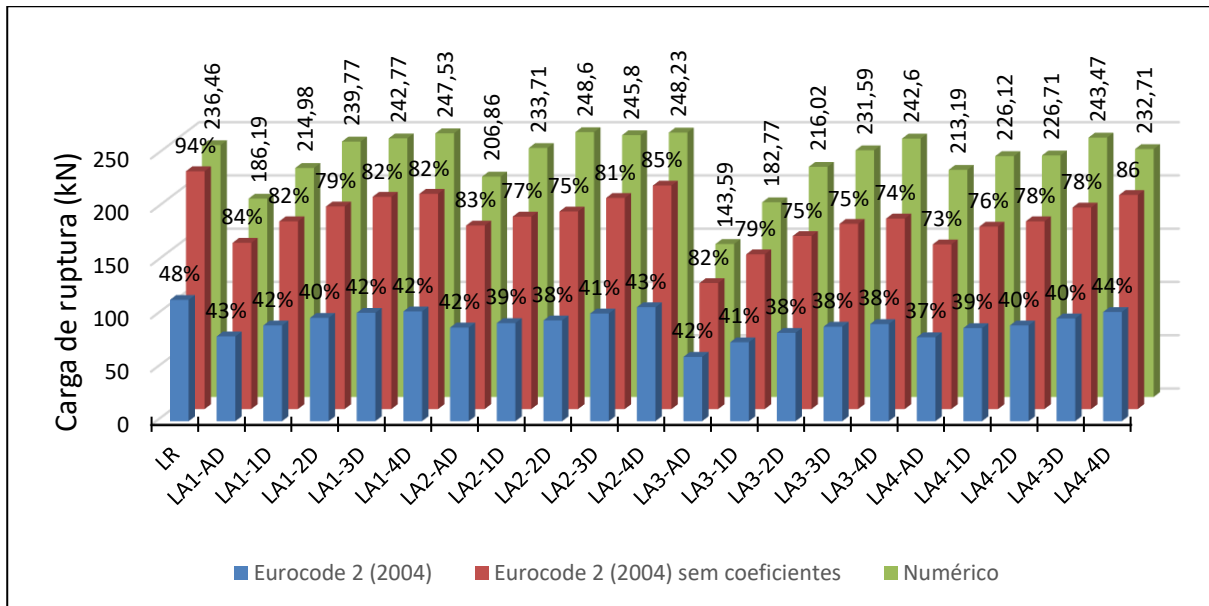
Na Figura 7.63 são apresentadas comparações de carga de ruptura do modelo numérico, do *Eurocode 2* (2004) com coeficientes de segurança e do *Eurocode 2* (2004) sem coeficientes de segurança. Foram apresentadas porcentagens de carga de ruptura dos valores normativos em relação aos valores numéricos.

Ao analisar a Figura 7.63, foi percebido que os valores encontrados no estudo numérico foram superiores aos valores encontrados por meio de equações do *Eurocode 2* (2004), tanto com coeficientes de segurança quanto sem coeficientes de segurança. Os valores encontrados utilizando o *Eurocode 2* (2004) com coeficientes de segurança, ficaram entre 37% e 48% dos valores do estudo numérico, enquanto os valores encontrados utilizando o *Eurocode 2* (2004) sem coeficientes de segurança, ficaram entre 73% e 94% dos valores do estudo numérico.

Comparando as séries estudadas (Figura 7.63), foi notado que o modelo de referência não apresentou discrepância entre os resultados obtidos com os modelos com aberturas.

Na Figura 7.64 são apresentadas comparações de carga de ruptura do modelo numérico, do *Fib Model Code* (2010) com coeficientes de segurança e do *Fib Model Code* (2010) sem coeficientes de segurança. Foram apresentadas porcentagens de carga de ruptura dos valores normativos em relação aos valores numéricos.

Figura 7.63: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, Eurocode 2 (2004) com coeficientes de segurança e Eurocode 2 (2004) sem coeficientes de segurança



Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar a Figura 7.64, foi percebido que os valores encontrados no estudo numérico foram superiores aos valores encontrados por meio de equações do *Fib Model Code* (2010), tanto com coeficientes de segurança quanto sem coeficientes de segurança. Os valores encontrados utilizando o *Fib Model Code* (2010) com coeficientes de segurança, ficaram entre 55% e 71% dos valores do estudo numérico, enquanto os valores encontrados utilizando o *Fib Model Code* (2010) sem coeficientes de segurança, ficaram entre 76% e 99% dos valores do estudo numérico.

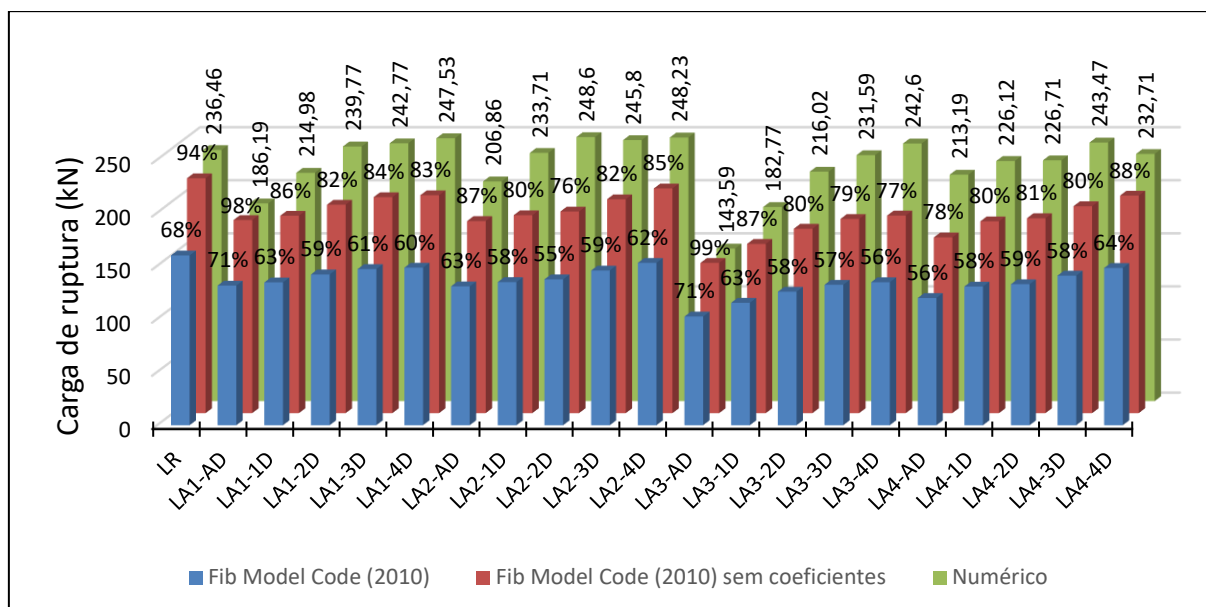
Comparando as séries estudadas (Figura 7.64), foi notado que o modelo de referência não apresentou discrepância entre os resultados obtidos com os modelos com aberturas.

Na Figura 7.65 são apresentadas comparações entre carga de ruptura do modelo numérico junto com todas as normas comentadas com os coeficientes de segurança, e na Figura 7.66 são apresentadas comparações entre carga de ruptura do modelo numérico junto com todas as normas comentadas sem os coeficientes de segurança.

Percebe-se ao analisar a Figura 7.65 que dentro do estudo paramétrico estudado, utilizando os coeficientes de segurança, o código normativo que se apresentou mais conservador foi o *Eurocode 2* (2014), seguido da NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019) e *Fib Model Code* (2010). Porém, ao analisar a Figura 7.66, que trata dos códigos normativos

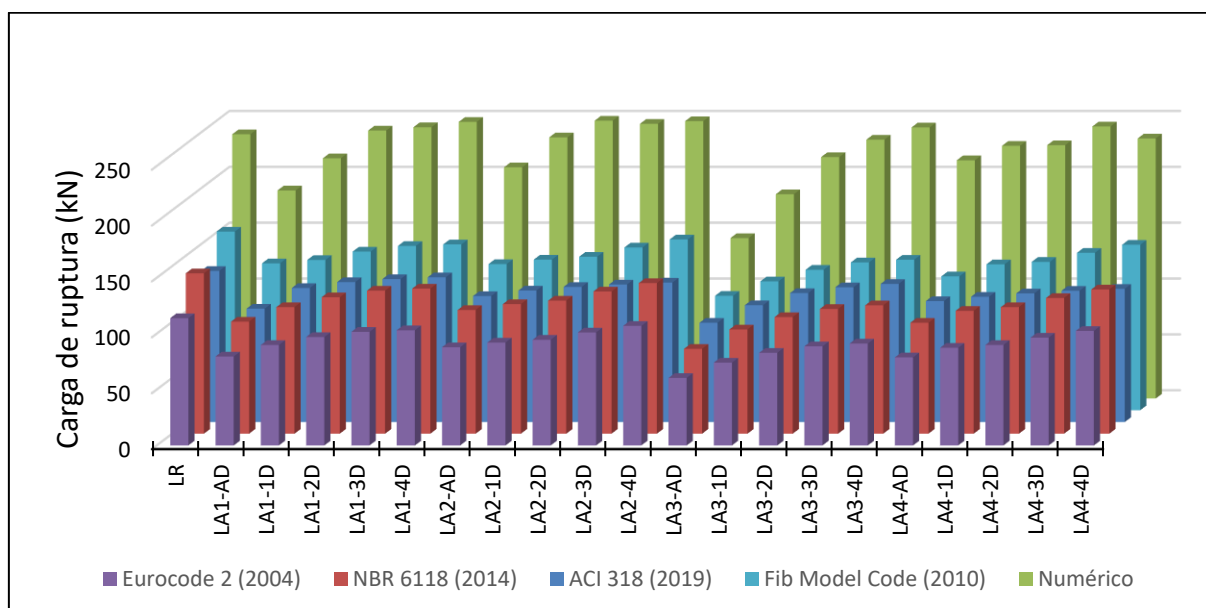
sem coeficientes de segurança, o mais conservador foi o ACI 318 (2019), seguido *Eurocode 2* (2004), *Fib Model Code* (2010) e NBR 6118 (ABNT, 2014). A única norma que apresentou valores acima dos obtidos no estudo numérico foi a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 7.64: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, Fib Model Code (2010) com coeficientes de segurança e Fib Model Code (2010) sem coeficientes de segurança



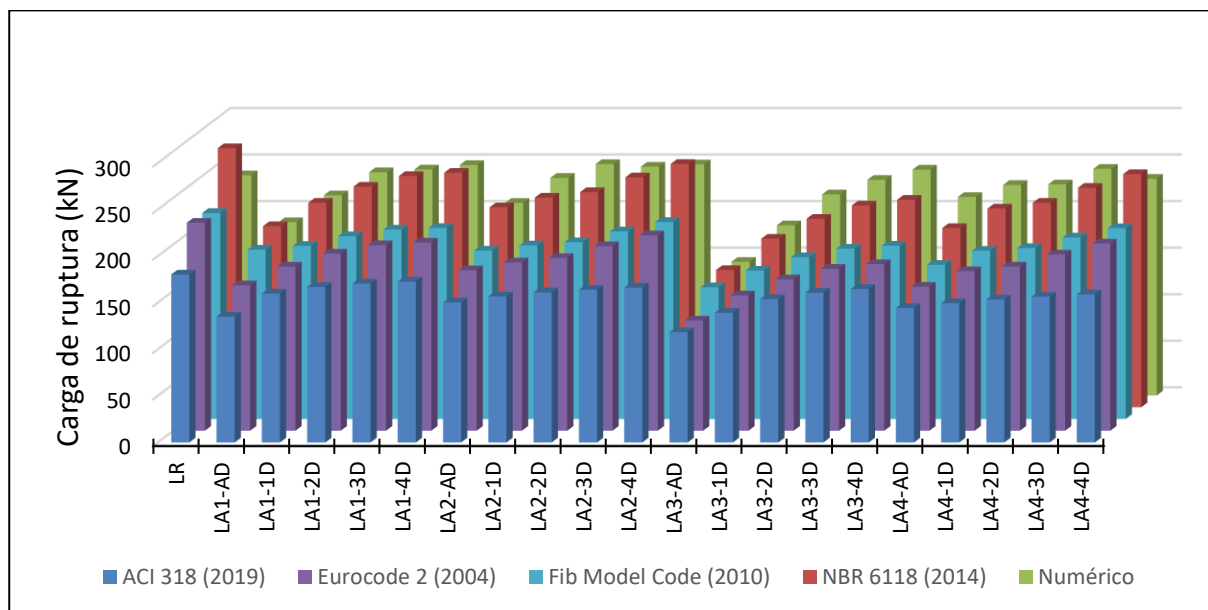
Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.65: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e os normativos com coeficientes de segurança



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.66: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e os normativos sem coeficientes de segurança



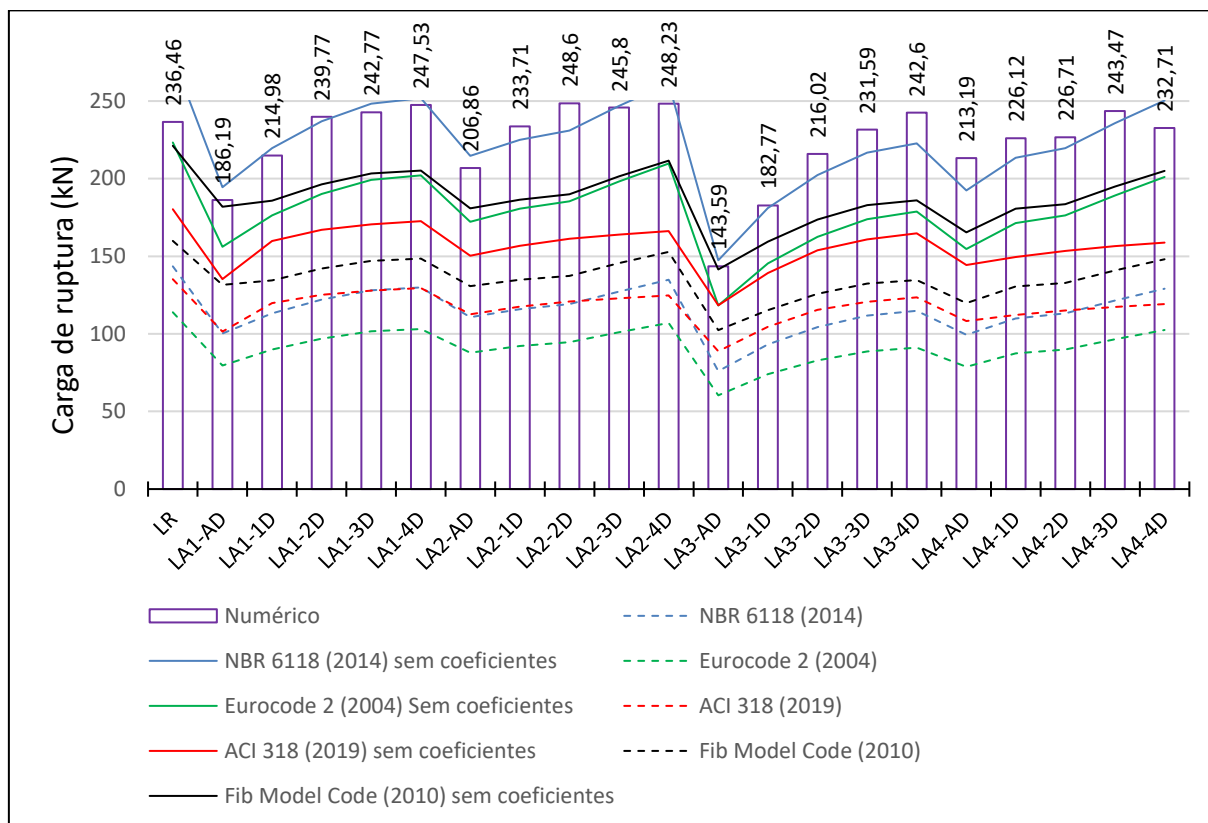
Fonte: O Autor (2021)

O *Fib Model Code* (2010) sem coeficientes de segurança chegou ter resultados de carga de ruptura com diferença de 1% dos resultados numéricos, porém, não chegou a extrapolar. Na Figura 7.67 são apresentados todos os resultados de capacidade de carga à punção dos modelos numéricos, dos códigos normativos com e sem coeficientes de segurança. Percebe-se ao analisar a Figura 7.67 um padrão de redução e aumento de capacidade de carga entre todos os códigos normativos, bem como os resultados numéricos.

Mesmo os valores normativos apresentando resultados próximos aos dos modelos numéricos, vale lembrar que com os coeficientes de segurança, as diferenças aumentaram significativamente como é de se esperar. Além disso, estudos como o de Belletti *et al* (2018) apontaram que em lajes lisas contínuas, devido à redistribuição do momento e o efeito da membrana compressiva, a resistência à punção é mais elevada do que em lajes isoladas comumente utilizadas para ensaios experimentais, numéricos e teóricos de punção.

Foi percebido nessa comparação dos modelos do estudo paramétrico com os códigos normativos que os resultados numéricos apresentaram boa aproximação com os códigos normativos, principalmente com o *Fib Model Code* (2010). Nesse caso, foi possível notar que os resultados numéricos são confiáveis.

Figura 7.67: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e os normativos com e sem coeficientes de segurança



Fonte: O Autor (2021)

7.4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS E COMPARAÇÃO COM A LITERATURA TÉCNICA

Neste tópico são apresentadas comparações entre os resultados obtidos na presente pesquisa com resultados encontrados na literatura técnica.

7.4.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O processo de calibração de um modelo numérico não pode ser resumido em apenas um ou dois itens. Além das características específicas referentes a cada ensaio, características como o modelo constitutivo de cada material, malha, tipo de elemento e peculiaridades de cada *software* são levadas em conta nesse processo. Esses itens foram discutidos tanto no capítulo 4

quanto no capítulo 5. Alguns itens como o refinamento da malha e a curva tensão x deformação do concreto costumadamente são mais complicados de se calibrar.

Em relação ao refinamento da malha, foi realizado tal estudo na primeira etapa de calibração, e verificou-se que malhas mais refinadas tendem a apresentar resultados mais concisos. Sanabria *et al* (2018) recomendaram a colocação de no mínimo 5 camadas de elemento para se obter um resultado consistente. Genikomsou e Polak (2015) alertaram para um equilíbrio entre máximo e mínimo tamanho de elemento para compor a malha, comentando que malhas finas potencializam dificuldades de convergência, e malhas grossas camuflam a ductilidade do elemento. Na presente pesquisa, optou-se a utilização de malhas com aproximadamente 20 mm conforme recomendação de Genikomsou e Polak (2015).

Em relação ao modelo constitutivo do concreto, foi utilizado o método proposto por Guo (2014) para simular a curva tensão x deformação. Comumente nos ensaios experimentais não são apresentadas as curvas tensão x deformação. Nessas condições, são necessárias as estimativas de tais curvas para simular o comportamento do material.

Tratando-se especificamente do modelo CDP no *software* ABAQUS®, podem-se destacar ainda como complexos de se estimar o parâmetro de viscosidade e ângulo de dilatação do concreto. Para a calibração dos modelos numéricos, realizada no *software* ABAQUS®, foram encontradas três configurações de parâmetros, com variações na viscosidade do concreto e no ângulo de dilatação, sendo essas configurações as seguintes:

- Viscosidade do concreto de 0,001 e ângulo de dilatação do concreto de 21°;
- Viscosidade do concreto de 0,0005 e ângulo de dilatação do concreto de 28°;
- Viscosidade do concreto de 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto de 32°.

Outros autores também calibraram modelos numéricos de lajes lisas no *software* ABAQUS®. Referente a esses parâmetros, houve variação de utilização, sendo essas apresentadas na Tabela 7.7.

Wosatko *et al* (2015) comentaram que o parâmetro de viscosidade deve ser tão pequeno quanto possível e tão grande quanto necessário para se obter resultados estáveis e consistentes.

Ao comparar os diversos valores de viscosidade e ângulo de dilatação do concreto apresentados na Tabela 7.7, é notório que não existe uma única composição de parâmetros que possibilitam a calibração do modelo numérico. No entanto, foi percebido que o processo de calibração comumente é realizado com base em comparações de carga de ruptura e curvas força x deslocamento, não envolvendo formação de cone de punção, fissuração do modelo, tensões

nas armaduras e etc. Nesse caso, percebe-se que um modelo calibrado pode representar a carga de ruptura, mas, não necessariamente ele representará o comportamento estrutural.

Tabela 7.7: Parâmetros de viscosidade e ângulo de dilatação do concreto indicados na literatura técnica

Autor	Viscosidade	Ângulo de dilatação
Winkler e Stangenberg (2008)	Não especificaram	30°
Genikomsou e Polak (2015)	0,00001	40°
Soares (2016)	0,0015	37°
Milligan (2018)	0,00001	45°
Navarro, Ivorra e Varona (2018)	0,00001	36°
Santos Junior (2019)	0,001	entre 30° e 36° para concretos de resistências a compressão convencionais, e entre 45° e 55° para concretos de alto desempenho
Lapi <i>et al</i> (2020)	Não especificaram	38°

Fonte: O Autor (2021)

Para os modelos calibrados na presente pesquisa, foi percebido que, mesmo com a carga de ruptura sendo representada por todos os modelos, foi percebido que quanto menor o parâmetro da viscosidade, maiores foram as aproximações com o comportamento estrutural do ensaio. Ou seja, se o objetivo for apenas a carga de ruptura, diversas possibilidades de combinações entre viscosidade e ângulo de dilatação podem ser tratadas, porém, se o objetivo for avaliar o comportamento estrutural, a redução do parâmetro da viscosidade se torna uma premissa essencial. De qualquer forma, foi identificado que a utilização de valores menores para a viscosidade, aproximou as cargas de ruptura do modelo numérico em relação ao experimental. Por outro lado, Petrauski (2016) concluiu que valores de viscosidade entre 0 e 0,0001 apresentam resultados similares. Sabendo que valores de viscosidade muito baixos tendem a apresentar custo computacional elevado, o modelo calibrado na presente pesquisa com viscosidade de 0,0001 e ângulo de dilatação do concreto de 32° se apresenta como uma boa solução para o processo de calibração.

Uma dificuldade encontrada no presente trabalho foi a ausência de informações em pesquisas experimentais para a correta simulação dos dados em *softwares* de elementos finitos. Algumas informações geralmente são apresentadas, podendo citar as seguintes:

- Resistência à compressão do concreto;
- Resistência à tração do concreto;

- Módulo de elasticidade do concreto;
- Tensão de escoamento do aço;
- Tensão de ruptura do aço;
- Módulo de elasticidade do aço;
- Uma imagem do esquema de ensaio;
- Geometria e seção transversal dos modelos;
- Carga de ruptura do modelo;
- Deslocamento máximo do modelo.

Porém, informações importantes costumeiramente são esquecidas, podendo evidenciar as seguintes:

- Detalhamento do sistema de ensaio com indicações de pontos indeslocáveis, elementos constituintes, ligações e materiais que compõem o sistema de ensaio;
- Especificação referente a aplicação da força ou deslocamento do modelo;
- Critério de ruína;
- Possibilidades de interferência nos resultados mediante o sistema de ensaio proposto;
- Informações referentes ao peso próprio dos equipamentos e do modelo, e se os mesmos estão inclusos nos resultados;
- Informações referentes a possibilidade de microfissuras do modelo;
- Leitura de nivelamento da laje antes do ensaio;

Outras informações como a extração de testemunho do concreto do modelo e número mínimo de réplicas com as mesmas características para gerar valores representativos também contribuiriam para melhor aproximação do modelo numérico.

Winkler e Stangenberg (2018) também enfatizaram a ausência de informações nos resultados experimentais como sendo um problema na etapa de representação numérica.

Foi possível também notar na revisão bibliográfica extensa variedade de ensaios experimentais de punção em lajes lisas, exemplificando os seguintes:

- Em algumas pesquisas foi identificado a aplicação de força, em outras, a aplicação de deslocamentos;
- Em algumas pesquisas o pilar é o ponto indeslocável, em outras, o pilar é o ponto de aplicação de força ou deslocamento;

- Alteração de geometria do modelo (quadrado, circular e octogonal);
- Alteração dos pontos de apoio ou de deslocamento do contorno da laje (em algumas pesquisas foram utilizados 8 pontos, em outras 16 pontos, e em outras foi utilizado apoio linear);
- Variação das ligações entre pilar e laje (em algumas pesquisas, houve elemento de concreto na ligação entre pilar e laje, e em outras, apenas uma chapa metálica).

Além dessas diferenças, cada pesquisa ainda trabalhou suas peculiaridades referentes a características dos materiais, geometria dos pilares, ações dinâmicas ou estáticas, possibilidades de aberturas, colocação e tipo de armaduras de punção, taxa de armadura de flexão, efeito de escala e etc.

Foi percebido na revisão bibliográfica que a variação do tipo de ensaio aparentemente não afeta determinação da carga de ruptura dos modelos, porém, em relação ao comportamento estrutural, pode-se estimar que sofra alterações. Majtánová e Halvonik (2018) ao estudarem variação de tipo de apoio entre pilar e chapa metálica encontraram 5% de alteração na carga de ruptura, porém, 40% de diferença nos deslocamentos. Trautwein (2006) alterou a forma de aplicação das ações entre carga e deslocamento, e percebeu diferenças entre os resultados.

Mediante as diferenças de procedimento de ensaio que são encontradas na bibliografia e as diferenças de comportamento estrutural que podem existir, a comparação entre resultados de comportamento estrutural entre pesquisas é dificultada. Por outro lado, a carga de ruptura costumeiramente se apresenta como único fator importante na etapa de projeto, sendo justificada essa afirmação com base nas características encontradas nos códigos normativos. Com o intuito de promover a compreensão do fenômeno da punção, sugere-se a criação de um ensaio padrão para punção em lajes lisas, contendo as seguintes informações:

- Pilar de concreto ligado à laje;
- Geometria octogonal (fica mais próximo da geometria circular comumente comentada na teoria, porém, com mais facilidade de montagem);
- Padronização de aplicação de ações no pilar e manter apoiado em 8 pontos;
- Padronização de aplicação de carga, pois, aplicando deslocamentos, a aplicação das ações não fica linear.

Se os ensaios forem realizados de forma similar, e a apresentação dos resultados for clara, a possibilidade de aplicação numérica se torna mais provável, bem como a comparação dos resultados de comportamento estrutural entre autores distintos.

7.4.2 ESTUDO PARAMÉTRICO

Em relação ao estudo paramétrico, foram encontrados na bibliografia diversas pesquisas que contaram com essa metodologia. Na Tabela 7.8 são apresentadas algumas dessas pesquisas, os parâmetros que foram alterados e os resultados que foram obtidos.

Tabela 7.8a: Resumo das principais características encontradas nos estudos paramétricos da revisão bibliográfica – Parte 1

Autor	Variações do estudo paramétrico	Resultados apresentados no estudo paramétrico
Belakhdar (2008)	Diâmetro e quantidade de pinos de cisalhamento	Carga de ruptura e curva força x deslocamento
Guan (2009)	Dimensões de aberturas, posicionamentos de aberturas e dimensões do pilar	Carga de ruptura, curva força x deslocamento e padrão de fissuração
Mamede (2011)	Espessura da laje, dimensão do pilar, taxa de armadura longitudinal e resistência à compressão do concreto	Carga de ruptura
Faria <i>et al</i> (2014)	Taxa de armadura longitudinal e quantidade e layout de FRP colados	Carga de ruptura, curva força x deslocamento e capacidade de rotação
Mahmoud (2015)	Dimensões de aberturas, posicionamentos de aberturas e taxa de armadura transversal	Carga de ruptura, rotação e forma de ruptura dos modelos
Soares (2016)	Espessura da laje, dimensão do pilar, taxa de armadura longitudinal e resistência à compressão do concreto	Carga de ruptura e curva força x deslocamento
Faria (2017)	Resistência à compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal e disposição das armaduras longitudinais	Carga de ruptura e curva força x deslocamento
Genikomsou e Polak (2017)	Quantidade de armadura transversal	Carga de ruptura, curva força x deslocamento e forma de ruptura
Balomenos, Genikomsou e Polak (2018)	Dimensões e posicionamento de aberturas	Carga de ruptura e deslocamentos máximos
Milligan (2018)	Retangularidade do pilar	Carga de ruptura, curva força x deslocamento, tensões no concreto, ruptura dos modelos
Sanabria <i>et al</i> (2018)	Módulo de elasticidade do concreto, energia de fraturação, comportamento de amolecimento de tensão, resistência à tração e fator de retenção de cisalhamento	Carga de ruptura, curva força x deslocamento e evolução das fissuras

Fonte: O Autor (2021)

Tabela 7.8b: Resumo das principais características encontradas nos estudos paramétricos da revisão bibliográfica – Parte 2

Autor	Variações do estudo paramétrico	Resultados apresentados no estudo paramétrico
Belletti <i>et al</i> (2018)	Dimensão do pilar, vão da laje, espessura da laje e armadura de flexão	Carga de ruptura, curvas rotação x carga e tensões no concreto
Ismail (2018)	Dimensões e posicionamento de aberturas, e intensidade de momento fletor	Carga de ruptura e curva força x deslocamento
Navarro, Ivorra e Varona (2018)	Resistência à compressão do concreto; tensão de escoamento das armaduras, relação entre dimensão do pilar e espessura da laje	Carga de ruptura e curva força x deslocamento
Santos Junior (2019)	Características do concreto	Carga de ruptura, curva força x deslocamento, dano do concreto e tensões nas armaduras
Navarro, Ivorra e Varona (2020)	Diâmetro, número, distância da face do pilar, espaçamento e layout de pinos de cisalhamento	Carga de ruptura e curva força x deslocamento

Fonte: O Autor (2021)

Ao analisar a Tabela 7.8, foi percebido que as características mais comuns de serem apresentadas como resultado são a carga de ruptura e as curvas força x deslocamento dos modelos. Inclusive, foi percebido que a maioria dos autores se concentrou apenas nesses resultados ao realizarem o estudo paramétrico. Outras informações apresentadas em alguns dos trabalhos foram: capacidade de rotação das lajes; evolução das fissuras; forma de ruptura; tensões no concreto; tensões nas armaduras.

Na Tabela 7.8 também são apresentadas quatro pesquisas que realizaram estudo paramétrico em lajes lisas com variação de dimensão e posição de abertura. Dessas pesquisas, a única que apresentou resultados além da carga de ruptura e curva força x deslocamento foi a pesquisa de Ismail (2018). Ele também apresentou resultados de tensões nas armaduras e fissuração dos modelos.

Na presente pesquisa, foram apresentados e discutidos resultados referentes a carga de ruptura, deslocamento dos modelos, curvas força x deslocamento, tensões de tração nas armaduras, tensões de compressão no concreto, fissuração e ruptura dos modelos.

Em relação a carga de ruptura, foi percebido que a medida que a abertura se distanciou, aumentou a capacidade de carga do modelo, porém, essa relação não foi linear. Foi identificado que aberturas localizadas a 3d e 4d do pilar não geraram influência na capacidade de carga. Também foi percebido que a posição da abertura adjacente ao pilar foi a mais crítica de todas. A posição de abertura localizada no vértice do pilar gerou redução da capacidade de carga em relação ao modelo de referência, porém, não foi uma redução de capacidade de carga de mesma

ordem de grandeza que a posição de abertura localizada adjacente à face do pilar. Em relação ao aumento da dimensão da abertura, foi percebido uma redução da capacidade de carga dos modelos, porém, para os modelos com abertura localizada no vértice do pilar, o aumento da abertura não aparentou alterações de resistência.

Guan (2009) concluiu que a presença de abertura com até 80% de dimensão do pilar não são significativas na perda de resistência do modelo. Anil, Kita e Salmani (2014) também chegaram a conclusão de que aberturas localizadas na face do pilar e não no vértice são mais danosas para o modelo. Ha *et al* (2018) e Rashied (2015), apesar de também concluírem que a redução do perímetro crítico gerou redução da carga de ruptura dos modelos, eles não cegaram a delimitar a distância que as aberturas ainda influenciavam nesse fator.

Em relação aos deslocamentos, em todos os modelos com abertura foram percebidos menores deslocamentos em relação ao modelo de referência. Os modelos que menos deslocaram antes da ruptura foram os das séries LA1 e LA3, que possuíam abertura localizada na região da face do pilar, e não do vértice. Também foi possível identificar que quanto mais próxima estava a abertura do pilar, menores os deslocamentos que os modelos apresentaram. Nesse caso, foi possível concluir que aberturas localizadas na região da face do pilar geram maiores fragilidades para a laje do que aberturas localizadas na região do vértice. De todo modo, foi percebido que todos os modelos com aberturas demonstraram maior fragilidade do que o modelo de referência.

Liberati *et al* (2019) também identificaram menores deslocamentos em lajes que possuíam aberturas.

Em relação às tensões de tração nas armaduras (Tabela 7.3), foi percebido que os modelos com abertura localizada na direção da face do pilar tiveram aumento de tensão máxima nas armaduras com o distanciamento da abertura. Para a série LA1, com abertura de mesmas dimensões do pilar, a presença da abertura até 1d de distância da face do pilar gerou reduções de tensões máximas, se comparadas com o modelo de referência. Para a série LA3, com abertura com o dobro das dimensões do pilar, a presença da abertura até 3d de distância da face do pilar gerou reduções de tensões máximas, se comparadas com o modelo de referência. Por outro lado, os modelos com abertura localizada na direção do vértice do pilar (LA2 e LA4), já tiveram tensões elevadas nas armaduras desde a posição adjacente ao pilar.

Foram analisados 12 pontos de leitura de tensões em barras do entorno da abertura de cada modelo do estudo paramétrico (Figuras 7.11 a 7.14 e Apêndice E). Os resultados dessas

tensões foram apresentados nas Figuras 7.15 a 7.34. Foi percebido que quanto mais próximos os pontos de leitura estavam do pilar, maiores as tensões que as barras atingiram.

Para as séries LA1 e LA3, que continham abertura localizada perpendicular a face do pilar, foi percebido que com o distanciamento da abertura do pilar, as barras que estavam faceando a abertura e na direção do pilar demoraram mais para serem solicitadas, tendo o início de sua solicitação com cerca de 40 a 50kN de carregamento para os modelos com abertura adjacente ao pilar, e cerca de 125kN para os modelos com abertura localizada a 4d da face do pilar. Foi percebido que próximo ao vértice da abertura, as armaduras apresentaram tensões maiores do que na parte central. Também pôde ser notado, para as séries LA1 e LA3 que a barra mais próxima do pilar que estava faceando a abertura e não estava na direção do pilar em todos os casos foi a mais solicitada, sendo seguida da barra mais distante do pilar que estava faceando a abertura e não estava na direção do pilar. Ainda em relação às séries LA1 e LA3, foi percebido aumento das máximas tensões de tração nas armaduras que circundavam a abertura, para distâncias entre adjacente e 2d do pilar.

Para as séries LA2 e LA4, que continham abertura localizada na região do vértice do pilar, não houve diferenças significativas de tensões máximas de tração nas armaduras devido à distância da abertura em relação ao pilar. Foi notório que o vértice da abertura mais próximo do pilar gerou as tensões mais elevadas nas armaduras.

Não foi encontrado estudo numérico com especificações das tensões localizadas nas armaduras que circundam o pilar para comparar com os resultados da presente pesquisa. Em vários estudos experimentais foram apresentados resultados de deformações das armaduras em região próxima ao pilar, como por exemplo: Souza (2004), Borges (2004), Souza (2008), Lourenço (2018), Marques (2018) e Liberati (2019). Liberati (2019) também concluiu que as armaduras com direção radial do pilar não foram tão solicitadas quanto as armaduras com direção tangencial. Inácio (2010) comentou a dificuldade de se obter e analisar corretamente as tensões das armaduras em modelos experimentais.

Em relação às tensões de compressão do concreto, apresentadas no Capítulo 6, foi possível notar que aberturas localizadas até 2d do pilar geraram alterações bruscas de tensões no cone de punção. Por outro lado, o distanciamento das aberturas para mais de 2d da face do pilar, não impactou significativamente as tensões da região. Foi identificada a interrupção do cone de punção para os modelos com aberturas localizadas até 2d do pilar, por outro lado, paralelo às aberturas foram localizadas altas tensões de compressão, evidenciando uma compensação de esforços na região mediante a ausência de concreto na região da abertura. Foi

também possível notar que devido a presença de abertura nos modelos, a região oposta à abertura apresentou tensões de compressão mais acentuadas principalmente nas distâncias adjacente, 1d e 2d da face do pilar.

Não foi encontrado estudo numérico de lajes lisas submetidas à punção com aberturas próximas ao pilar, com especificações das tensões do concreto para comparar com os resultados da presente pesquisa.

Em relação à fissuração dos modelos, foi realizada uma análise contendo diversas etapas de carregamento da laje, e o dano à tração que aparecia (ver capítulo 6). Foi possível notar que os danos iniciais da laje foram radiais, e com aproximadamente 25% da carga de ruptura, começaram a surgir os danos circunferenciais. Souza (2004) identificou as primeiras fissuras circunferenciais entre 33% e 79% da carga de ruptura em seus modelos, enquanto Marques (2018) identificou fissuras circunferenciais entre 23% e 48% da carga de ruptura.

Os danos apresentados no estudo paramétrico (ver capítulo 6) tiveram extensão radial até os vértices dos modelos, partindo sempre do pilar e dos vértices das aberturas. Como todos os modelos foram quadrados com oito pontos de apoio, não foi possível comparar o dano de um modelo de apoio contínuo ou com 16 pontos de apoio. Nesse caso, não se sabe se a geometria do modelo pode ou não influenciar no padrão de fissuras. Portanto, é interessante a realização de pesquisas contendo variação de tipologia de modelos de ensaio à punção para se entender melhor o padrão de fissuração.

Santos Junior (2019), assim como outros autores, também apresentou resultados de dano em sua pesquisa para a determinação de fissuração do modelo. Guan (2009) também apresentou panorama de fissuração do modelo numérico, porém, a nitidez do panorama de fissuração não se mostrou tão eficiente.

Em relação à forma de ruptura, na presente pesquisa foi apresentada uma estimativa com base na região mais fissurada da face tracionada de cada modelo. Uma vez delimitada a região, foram apresentados ângulos de cone de punção com variação entre 25° e 56° . Foi identificado que a presença de aberturas aumentou a inclinação do cone de punção. Também pôde ser percebido que aberturas localizadas até 2d da face do pilar apresentaram maiores interferências no cone de punção do que aberturas localizadas a 3d e 4d da face do pilar.

Borges (2004) encontrou ângulos de inclinação das superfícies do cone de punção entre 15° e 60° , enquanto Lourenço (2018) encontrou valores entre $25,3^\circ$ e $63,4^\circ$.

Balomentos *et al* (2015), Genikomsou e Polak (2015), Soares (2016) Genikomsou e Polak (2017), Balomentos, Genikomsou e Polak (2018) e Milligan (2018) apresentaram a deformação plástica do concreto à compressão para representação do cone de punção. Em todas essas pesquisas, foi possível verificar que a determinação do cone de punção foi estritamente visual, assim como a determinação do modo de ruptura.

7.4.3 CÓDIGOS NORMATIVOS

Foram realizadas comparações entre os resultados de carga de ruptura do estudo paramétrico com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI-318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010), tanto para os valores característicos quanto para os valores de cálculo. Em relação à comparação dos valores característicos das normas, foi percebido que a norma *Fib Model Code* (2010) foi a que mais se aproximou dos modelos numéricos. Os resultados do *Eurocode 2* (2004) também se aproximaram dos resultados numéricos, porém, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentou vários resultados acima dos obtidos numericamente e o ACI 318 (2019) se mostrou o código mais conservador.

Em relação a NBR 6118 (ABNT, 2014), para evitar que fique com valores acima dos encontrados numericamente, sugere-se a colocação da mesma restrição indicada no *Eurocode 2* (2004), com a informação indicada na Equação 2, limitando a Equação 1. Na Figura 7.68 são apresentadas as comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e os obtidos pela NBR 6118 (2014) com a restrição indicada na Equação 7.2.

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \quad (\text{Equação 7.1})$$

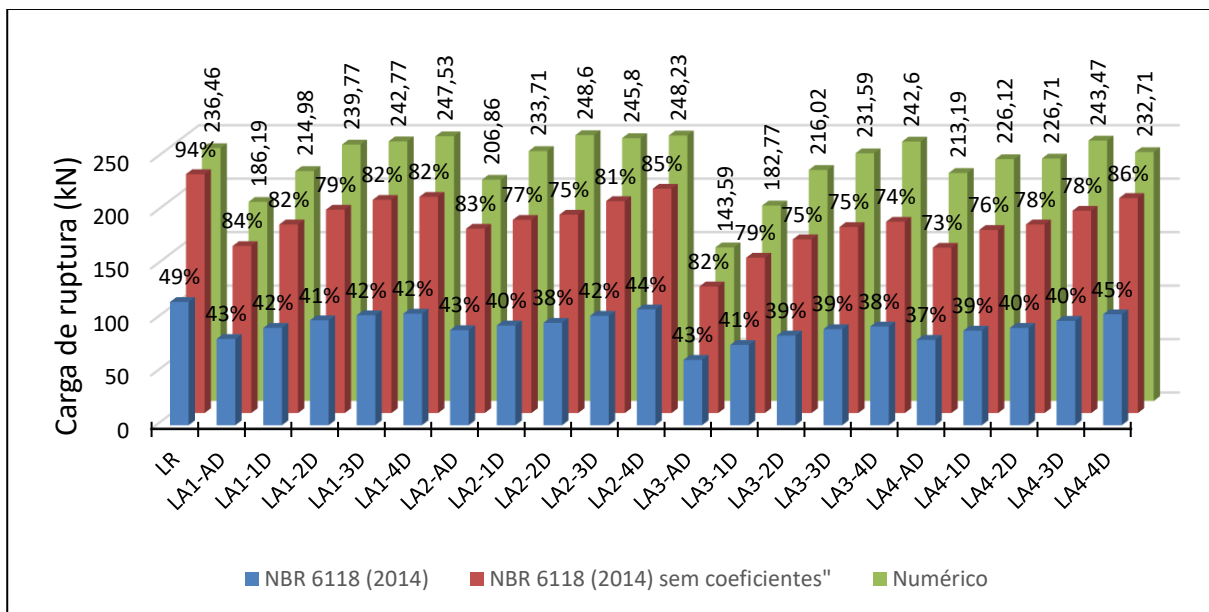
Em que:

$$1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{Equação 7.2})$$

Com a alteração proposta na Equação 7.2, percebe-se na Figura 7.68 que os resultados normativos da NBR 6118 (ABNT, 2014) sem coeficiente ficaram abaixo dos encontrados numericamente. Foi percebido também que os valores da NBR 6118 (ABNT, 2014) ficaram similares aos valores do *Eurocode 2* (2004), indicado na Figura 7.63. Para que as duas normas

tenham valores de carga de ruptura mas próximos dos numericamente encontrados, sugere-se o acréscimo de um coeficiente α na equação, deixando a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) com tensão resistente de cálculo conforme indicado na Equação 7.3, e *Eurocode 2* (2004) com tensão resistente de cálculo conforme Equação 7.4.

Figura 7.68: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, NBR 6118 (ABNT, 2014) com coeficientes de segurança e restrições indicadas na Equação 7.2 e NBR 6118 (ABNT, 2014) sem coeficientes de segurança e restrições indicadas na Equação 7.2



Fonte: O Autor (2021)

$$\tau_{Rd1} = \alpha \cdot \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \quad (\text{Equação 7.3})$$

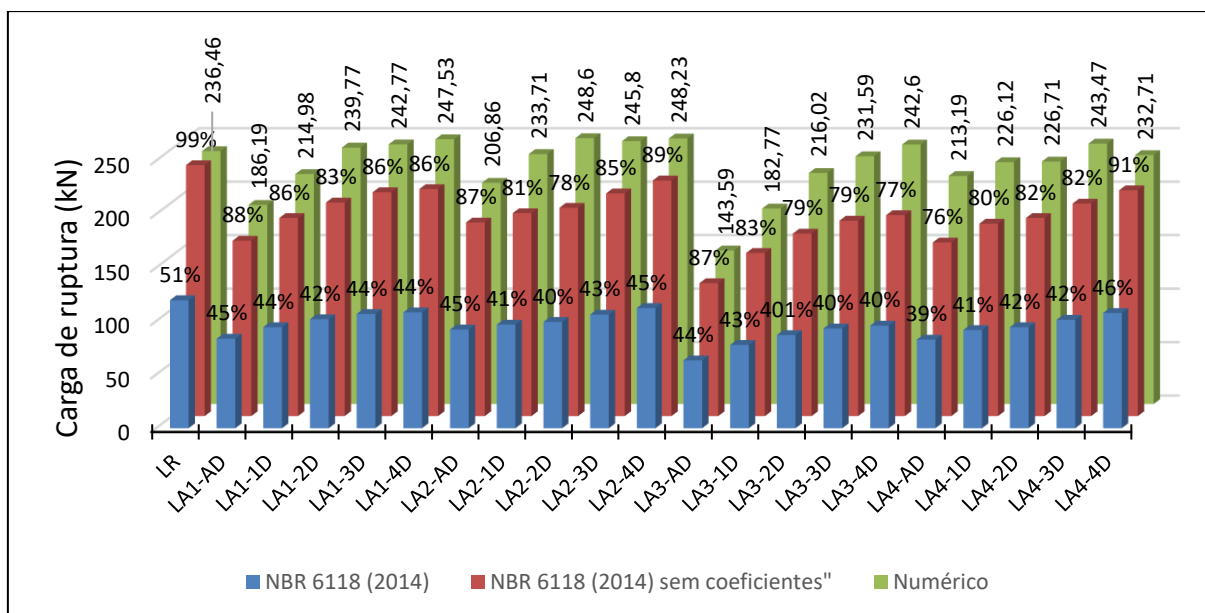
$$v_{Rd,c} = \alpha \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (\text{Equação 7.4})$$

Sendo o coeficiente α igual a 1,05.

Nas Figuras 7.69 e 7.60 são apresentadas comparações entre os resultados numéricos com os códigos normativos com as alterações propostas. Vale ressaltar que o coeficiente α indicado foi elaborado apenas para aproximação de resultados, não tendo estudo estatístico envolvido na elaboração.

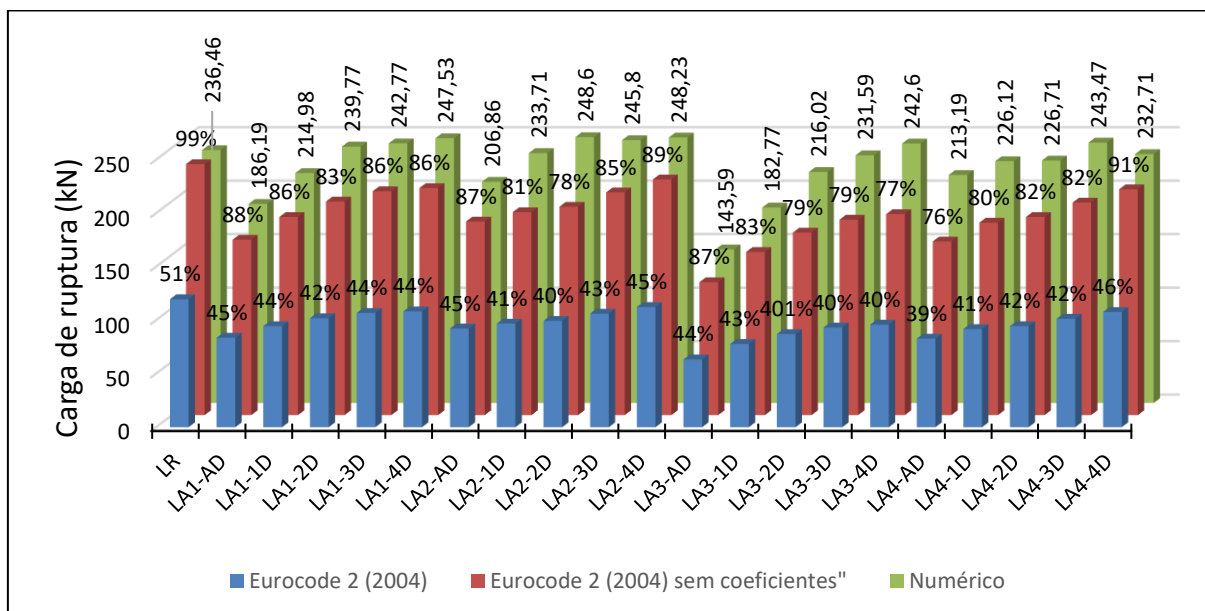
Como era de se esperar, os resultados da NBR 6118 (ABNT, 2014) e do *Eurocode 2* (2004) com as alterações propostas apresentaram resultados iguais (Figuras 7.69 e 7.70).

Figura 7.69: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, NBR 6118 (ABNT, 2014) com coeficientes de segurança e alterações propostas e NBR 6118 (ABNT, 2014) sem coeficientes de segurança e com alterações propostas



Fonte: O Autor (2021)

Figura 7.70: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, Eurocode 2 (2004) com coeficientes de segurança e alterações propostas e Eurocode 2 (2004) sem coeficientes de segurança e com alterações propostas



Fonte: O Autor (2021)

Em relação ao ACI 318 (2019), foram identificados resultados conservadores. Para minimizar o conservadorismo foi proposto um coeficiente α para adequação da Equação 3.13,

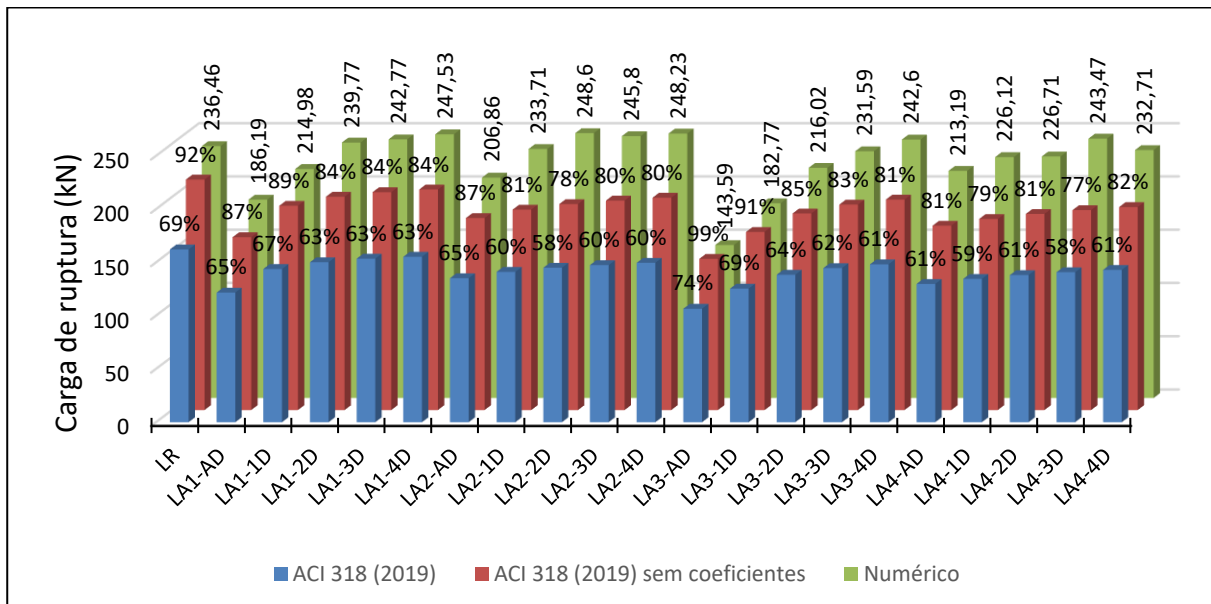
sendo esta adequação indicada na Equação 7.5. Vale ressaltar que o coeficiente α indicado foi elaborado apenas para aproximação de resultados, não tendo estudo estatístico envolvido na elaboração.

$$v_c \leq \begin{cases} \alpha \cdot 0,33 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \\ \alpha \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \\ \alpha \cdot 0,083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \end{cases} \quad \text{(Equação 7.2)}$$

Sendo o coeficiente α igual a 1,20

Na Figura 7.71 pode-se visualizar comparações entre a carga de ruptura do modelo numérico, do ACI 318 (2019) com coeficientes de segurança e com coeficientes adimensionais alterados, e do ACI 318 (2019) sem coeficientes de segurança e com coeficientes adimensionais alterados. Foram apresentadas porcentagens de carga de ruptura dos valores normativos (com coeficientes de segurança alterados) em relação aos valores numéricos.

Figura 7.71: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos, ACI 318 (2019) com coeficientes de segurança e com coeficientes adimensionais alterados e ACI 318 (2019) sem coeficientes de segurança e com coeficientes adimensionais alterados



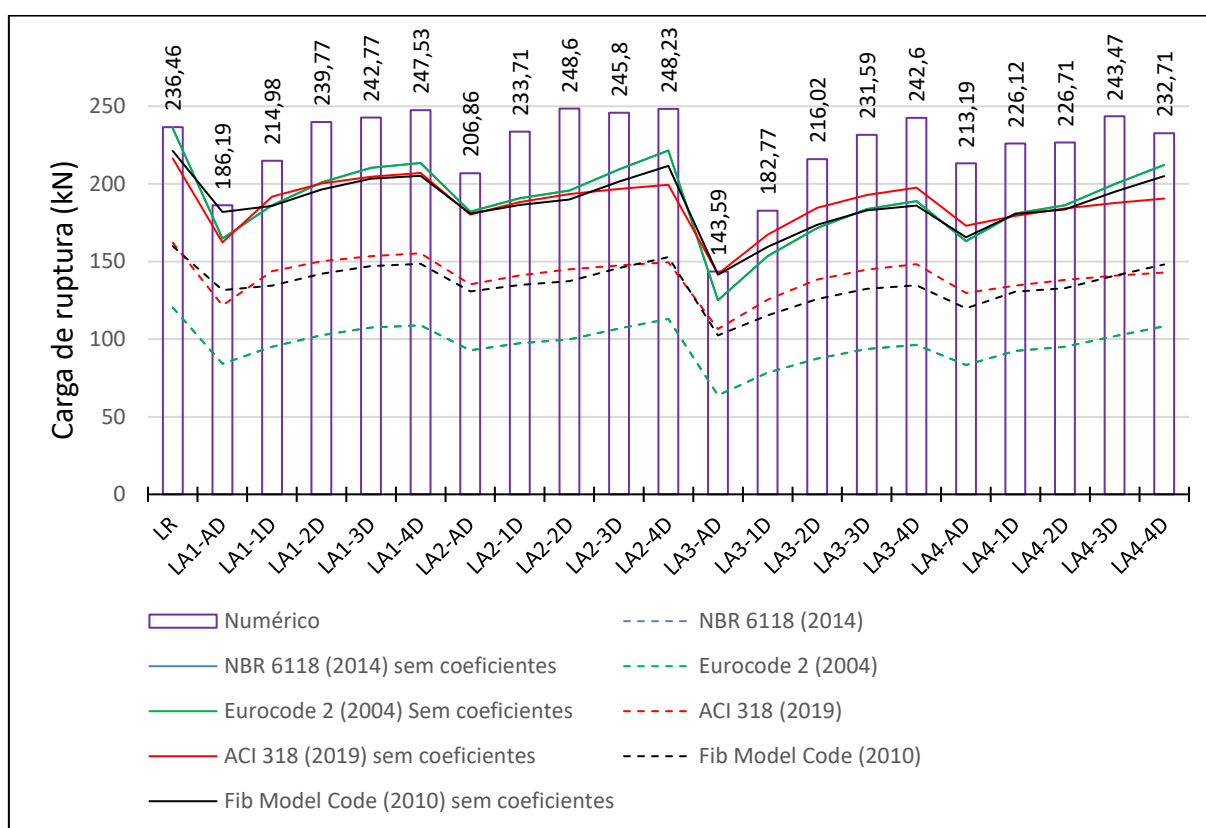
Fonte: O Autor (2021)

Percebe-se, ao analisar a Figura 7.71 que os valores normativos com as alterações sugeridas se aproximam dos valores numericamente encontrados, porém, não ultrapassam

nenhum dos resultados. Na Figura 7.72 pode-se visualizar a comparação dos resultados de carga de ruptura dos modelos numéricos, das normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e ACI 318 (2019) com coeficientes alterados e das normas Fib Model Code (2010) e *Eurocode 2* (2004).

Percebe-se, ao analisar a Figura 7.72, que os coeficientes alterados nas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), *Eurocode 2* (2004) e ACI 318 (2019) aproximaram os resultados com os valores do estudo numérico. Em relação aos resultados com coeficientes de segurança, com essas alterações propostas, o ACI 318 (2019) e o *Fib Model Code* (2010) obtiveram valores mais altos e relativamente próximos, deixando o *Eurocode 2* (2004) e a NBR 6118 (ABNT, 2014) como os códigos normativos mais conservadores.

Figura 7.72: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e os normativos com indicações de alterações de coeficientes adimensionais



Fonte: O Autor (2021)

Vale ressaltar que essas sugestões indicadas para as normas são direcionadas para lajes lisas sem momentos desbalanceados (carregamento centrado) e pilares internos. De qualquer forma, necessitam-se mais resultados com variação de espessura de laje, dimensões do pilar,

taxa de armadura das lajes e resistência característica à compressão do concreto para assegurar que os ajustes indicados sirvam para todas as situações.

Ha *et al* (2015) concluiu que enquanto o *Fib Model Code* (2010) pode prever valores quase iguais aos resultados experimentais, a ACI 318 (2011) foi mais conservadora. Guan (2009) também indicou que a norma ACI 318 (2005) como excessivamente conservadora. Liberati *et al* (2019) também chegaram a conclusão de que o ACI 318 (2014) foi o mais conservador entre as normas estudadas, e também concluíram que o *Eurocode 2* (2014) concordam bem com os resultados. Balomenos, Genikomsou e Polak (2018) também comentaram que as normas ACI 318 (2011), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010) fornecem previsões seguras e, em alguns casos, conservadores em comparação com as observações numéricas. Rashied (2015) concluiu que nem o ACI 318 (2014) nem o *Eurocode 2* (2004) são satisfatórios em relação a lajes lisas com aberturas.

Na presente pesquisa também foi identificado que aberturas localizadas a mais de $2d$ da face do pilar não alteraram os resultados de carga de ruptura. Balomenos, Genikomsou e Polak (2018) concluíram que qualquer tamanho de abertura localizada a uma distância de até $4d$ da face do pilar, não altera a resistência da laje.

Mediante o encontrado na presente pesquisa em relação a influência da distância da abertura à face do pilar, e o confrontado com a revisão bibliográfica, propõem-se para que todas as normas sejam alteradas as distâncias limites que a abertura gera influência no resultado de cálculo. Em casos de pilares quadrados, sem momentos fletores desbalanceados, propõe-se que essa distância seja de $3d$ da face do pilar.

Concluindo, boa parte dos trabalhos comparados com a presente pesquisa foram de cunho experimental, porém, quatro trabalhos com estudo paramétrico e aberturas em lajes lisas submetidas à punção também serviram de base para as comparações. Foi identificado em muitas pesquisas a ausência de informações para embasar as conclusões, gerando dúvidas quanto aos procedimentos utilizados, extração dos resultados e sua análise, porém, isso não significa que os resultados foram incoerentes. Também foram percebidas pesquisas paramétricas numéricas com quantidades elevadas de modelos, porém, nas fases de apresentação e análise de resultados, poucos dados dos modelos foram extraídos, sendo os principais a carga de ruptura e o deslocamento máximo.

8 CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho, bem como sugestões para pesquisas futuras na área de punção em lajes lisas, visando a compreensão do fenômeno da punção.

A presente pesquisa teve como objetivo principal estudar o comportamento estrutural da ligação laje-pilar interna em lajes lisas com momentos balanceados e pilar de seção transversal quadrada, com uma abertura variando suas dimensões e posições no seu entorno. Para atender ao objetivo do trabalho, foi realizada uma calibração do modelo numérico com base em ensaios experimentais. Também foi realizado um estudo paramétrico contendo duas dimensões de abertura localizada em dez posições distintas, variando desde adjacente até 4d do pilar, tanto da face quanto do vértice do pilar. No processo de calibração do modelo numérico foi conseguida boa concordância de carga de ruptura bem como deslocamentos finais. Ao longo do estudo foram realizados mais de 200 processamentos de modelos numéricos, com tempos de processamento entre duas horas e 7 dias, porém, foram apresentados os resultados de 114 modelos desde a etapa de calibração até o estudo paramétrico. Os resultados obtidos com o estudo paramétrico também foram comparados com os códigos normativos NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010), e foram propostos ajustes nas equações normativas para adequação de resultados com a presença de aberturas. Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas com a pesquisa.

8.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os estudos de punção em lajes lisas já existem a mais de 100 anos, porém, foi notado na revisão bibliográfica que ainda é um tema que possui campo de estudo, uma vez que as publicações na área são constantes. Também foi notado que nos últimos 15 anos o estudo da punção em lajes lisas de pilares internos sem armadura de punção e sem aberturas adjacentes ao pilar ainda é relevante, pois vários trabalhos foram publicados com essas características. Isso demonstra que o fenômeno da punção ainda é mal compreendido, pois, o estudo comentado contém as características mais básicas para o tema.

Foi identificado que não existe um padrão de ensaio à punção. Cada universidade adota um tipo de ensaio diferente, que aparentemente não altera a carga de ruptura dos modelos, porém, deslocamentos, tensões e padrão de fissuração podem sofrer alterações, sendo necessário um estudo referente à melhor maneira de se ensaiar lajes lisas à punção.

Em relação às pesquisas que envolveram análise numérica, foi notório que *softwares* em Método dos Elementos Finitos são ferramentas capazes de serem utilizadas para se determinar a carga de ruptura de lajes lisas à punção. Porém, foram identificadas poucas pesquisas que se utilizaram de tal ferramenta para análise do comportamento estrutural, sendo comumente analisadas apenas a carga de ruptura e os deslocamentos máximos.

Baseado na carga de ruptura, foram identificadas na revisão bibliográfica recomendações de dimensões máximas de abertura e distâncias mínimas de aberturas em relação ao pilar para que os modelos não tenham perda de resistência. Porém, foi identificado também que as recomendações comumente são pautadas apenas na carga de ruptura dos modelos, não sendo realizadas análises mediante o comportamento estrutural, como por exemplo: nos deslocamentos dos modelos, nas tensões de tração das armaduras de flexão, nas tensões de compressão do concreto, na fissuração do modelo e no cone de ruptura à punção.

Enfim, foram percebidas diversas lacunas no estudo de punção em lajes lisas. Essas lacunas estão relacionadas com a complexidade do tema em questão, confirmando que o tema é passível de estudo e avanço científico.

8.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Foi realizada a calibração do modelo numérico com base em modelos experimentais. Inicialmente essa calibração foi realizada com base nos ensaios desenvolvidos por Souza (2008). Houve boa concordância na curva força-deslocamento, mas, houve dificuldades na determinação da carga de ruptura. Como os pilares dos modelos de Souza (2008) eram retangulares, optou-se por adaptar a calibração para modelos ensaiados por Marques (2018) e Lourenço (2018), que continha seção transversal do pilar quadrada. Devido às diferenças encontradas nos dois sistemas de ensaio, como por exemplo a forma de aplicação das ações, o processo de calibração precisou ser recomeçado, tendo como aproveitamento o entendimento da malha, do modelo constitutivo do concreto para a determinação das curvas tensão x

deformação e a experiência com o *software* ABAQUS®. Tanto na primeira etapa de calibração, utilizando os resultados de Souza (2008) quanto a segunda etapa de calibração, utilizando os resultados de Marques (2018) e Lourenço (2018), foram realizadas em modelos sem aberturas, e confirmadas com modelos com abertura. Nessa segunda etapa de calibração, houve concordância tanto das cargas de ruptura quanto dos deslocamentos máximos.

Em relação à discretização da malha, foi possível notar que malhas muito espaçadas tendem a ter redução na precisão dos resultados, enquanto malhas pouco espaçadas tendem a ter dificuldades de convergência.

Foi também possível notar que o processo da calibração utilizando o modelo CDP do *software* ABAQUS® pode ser realizado com diversas composições de viscosidade e ângulo de dilatação. Porém, foi identificado que quanto menor o valor adotado para o parâmetro da viscosidade, melhor os resultados tanto de carga de ruptura quanto de comportamento estrutural. A utilização de viscosidade igual a 0,0001 se mostrou uma boa alternativa tanto para a determinação da carga de ruptura quanto para avaliação do comportamento estrutural. Valores elevados para viscosidade tendem a alterar o comportamento estrutural do modelo, porém, podem ser utilizados para uma estimativa da capacidade de carga. Por outro lado, valores reduzidos para a viscosidade tendem a apresentar dificuldades de convergência.

Devido aos diversos tipos de ensaios experimentais encontrados na literatura, com suas respectivas variações, foi identificado a necessidade de realização de uma calibração de modelo numérico sempre que forem alterados algum dos seguintes fatores:

- Sistema de ensaio;
- Geometria do modelo;
- Pontos de apoio e pontos de aplicação de ações;
- Aplicação de força ou de deslocamento;
- Tipo de ligação no pilar;
- Características dos materiais;
- Tipos de ações (estática ou dinâmica);
- Armadura de punção.

Para melhor entendimento do comportamento estrutural, necessita-se de um ensaio padrão, que possibilite inclusive a comparação entre comportamentos estruturais de autores distintos, e não apenas a carga de ruptura e deslocamento máximo dos modelos.

8.3 ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo paramétrico foi realizado com lajes lisas sem armadura de punção, sem momentos desbalanceados, com pilar de seção transversal quadrada e com taxa de armadura à flexão constante, de modo a forçar a ruptura à punção. As conclusões aqui apresentadas foram delimitadas por essas características.

Em relação à capacidade de carga, pode-se concluir o seguinte:

- Quanto mais próxima a abertura do pilar, menor a carga de ruptura que o modelo consegue atingir;
- Aberturas localizadas a uma distância maior ou igual a $3d$ do pilar não geram influência na carga de ruptura;
- Aberturas localizadas na face do pilar apresentam maior influência na carga de ruptura do que aberturas localizadas no vértice do pilar;
- O aumento da dimensão da abertura não possui relação linear com a redução de capacidade de carga do modelo;
- Quanto maior a abertura, maior a distância que ela precisa ter do pilar para que sua influência não seja sentida na carga de ruptura.

Em relação aos deslocamentos, pode-se concluir o seguinte:

- A presença de aberturas em lajes lisas aumenta os deslocamentos em serviço;
- A presença de aberturas em lajes lisas reduz os deslocamentos totais na ruptura, aumentando sua fragilidade;
- Aberturas localizadas na face do pilar apresentam menores deslocamentos na ruptura do que aberturas localizadas no vértice do pilar, reduzindo a ductilidade do modelo;
- Quanto mais próxima a abertura do pilar, menores os deslocamentos que os modelos apresentam até a ruptura.

Em relação às tensões de tração nas armaduras, pode-se concluir o seguinte:

- Modelos com aberturas localizadas na face do pilar rompem antes que as armaduras atinjam tensões de escoamento. Com o distanciamento dessa abertura do pilar, existe uma tendência de aumento de tensões nas armaduras até a distância em que a abertura não influencie na carga de ruptura;

- Modelos com aberturas localizadas no vértice do pilar apresentam tensões elevadas nas armaduras localizadas no vértice da abertura mais próximo ao pilar. Com o distanciamento dessa abertura do pilar, não ocorre alteração de comportamento de tensões nas armaduras;
- Armaduras negativas interrompidas devido à presença de aberturas praticamente não são solicitadas. Porém, mesmo não acrescentando capacidade de carga nos modelos, o reforço com armaduras negativas no entorno da abertura, para compensar as barras seccionadas, aumenta a ductilidade dos mesmos, e reduz as tensões das armaduras do entorno.

Em relação às armaduras negativas que circundam a abertura, foram analisados 12 pontos de leitura de tensões de tração, com 3 pontos de leitura em cada face da abertura. Nessa análise, pode-se concluir o seguinte:

- Quanto mais próxima a armadura está do pilar, maiores são as tensões das armaduras na carga de ruptura;
- Para modelos com aberturas localizadas na face do pilar, as armaduras paralelas ao eixo pilar-abertura começam a ser tensionadas em função da distância do pilar. Quanto mais distante do pilar, mais demora para que as armaduras comecem a trabalhar;
- Para modelos com aberturas localizadas na direção da face do pilar, as armaduras perpendiculares ao eixo pilar-abertura são mais solicitadas do que as armaduras paralelas ao eixo pilar-abertura;
- Próximo aos vértices da abertura, a tensão nas armaduras é maior do que próximo à face;

Em relação às tensões de compressão no concreto, pode-se concluir o seguinte:

- Aberturas localizadas até $2d$ da face do pilar alteram significativamente a distribuição das tensões de compressão no cone de punção;
- Paralelo às aberturas, existe um acúmulo de tensões de compressão no modelo, principalmente em modelos com aberturas localizadas até $2d$ do pilar. Esse acúmulo de tensões também ocorre na região oposta à abertura em relação ao pilar.

Em relação à fissuração do concreto, pode-se concluir o seguinte:

- Antes de aparecerem as fissuras circunferenciais, aparecem as fissuras radiais;

- Existem fissuras radiais que partem tanto dos vértices do pilar quanto dos vértices das aberturas;
- Como as fissuras radiais aparecem antes das circunferenciais, são justificadas as armaduras perpendiculares ao eixo pilar-abertura terem maiores solicitações no entorno das aberturas.

Em relação à forma de ruptura, pode-se concluir o seguinte:

- A presença de aberturas altera os ângulos do cone de punção, tendendo a aumentar o ângulo no entorno da abertura, e tendendo a diminuir o ângulo na direção oposta a abertura em relação ao pilar;
- Aberturas localizadas até $2d$ da face do pilar alteram o formato do cone de punção, uma vez que a abertura fica localizada dentro da região do cone.

Enfim, para lajes lisas sem armadura de punção, sem momentos desbalanceados, com pilar de seção transversal quadrada e com taxa de armadura à flexão constante, verificou-se que aberturas localizadas até $2d$ do pilar apresentam redução na capacidade de carga e maiores alterações no comportamento estrutural na região da ligação laje-pilar. Essas alterações de comportamento estrutural foram sentidas não apenas na carga de ruptura, mas, na redução das deformações, na redução das tensões nas armaduras para as séries com abertura na região da face do pilar, na intensidade das tensões de compressão do concreto, no padrão de fissuração e na forma de ruptura dos modelos. Foi percebido que mesmo com o distanciamento da abertura, a sua presença reduziu a ductilidade dos modelos, mesmo em distâncias que a carga de ruptura se igualaram com o modelo de referência. No entanto, em termos de resistência, pode-se afirmar que para as condições estudadas, de lajes lisas sem armadura de punção, sem momentos desbalanceados, com pilar de seção transversal quadrada e com taxa de armadura à flexão constante, aberturas localizadas a partir de $3d$ do pilar não interferem na resistência dos modelos.

8.4 ESTUDO TEÓRICO

Foi identificado apenas um modelo teórico de punção em lajes lisas não normativo que prevê aberturas próximas ao pilar, sendo esse modelo, o de Marques (2018), porém, esse modelo não foi utilizado na presente pesquisa.

Foram comparados os resultados obtidos com o estudo paramétrico com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e *Fib Model Code* (2010). Em relação a essas comparações, pode-se concluir o seguinte:

- O código normativo mais eficiente foi o *Fib Model Code* (2010);
- O *Eurocode 2* (2004) apresentou resultados próximos aos resultados obtidos, porém, mais conservadores do que os encontrados com o *Fib Model Code* (2010);
- O ACI 318 (2019) foi o código normativo mais conservador;
- Para a NBR 6118 (2014) foram identificadas limitações de utilização, podendo em alguns casos apresentar resultados contra a segurança.

Foram propostas alterações para os códigos normativos NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019) e *Eurocode 2* (2004) em situações de punção em lajes lisas com aberturas próximas ao pilar de seção transversal quadrada, sem momentos desbalanceados. Para os três códigos normativos foi proposto um coeficiente α para aumentar a capacidade de carga para lajes lisas com aberturas, pois, foi verificado que a relação entre a redução dos perímetros críticos e redução da capacidade de carga não foi a mesma, tendo outros fatores como a redistribuição dos esforços e armaduras à flexão que contribuem para a resistência à punção.

De qualquer forma, para a alteração dos códigos normativos, são necessários mais estudos envolvendo aberturas próximas ao pilar com alteração da espessura da laje, variação das taxas de armadura de flexão e resistência característica à compressão do concreto, além de estudos estatísticos e maior representatividade nos ensaios experimentais.

8.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os resultados encontrados no presente estudo e os resultados encontrados na literatura, foi percebido que houve convergência de conclusões em vários fatores, como por exemplo: existe a necessidade de mais informações em muitas pesquisas experimentais para que seja possível a reprodução das mesmas, seja com pesquisas experimentais ou numéricas; *softwares* de elementos finitos podem ser utilizados para modelar lajes lisas submetidas à punção; valores de viscosidade menores no *softwares* ABAQUS® aumentam a precisão do modelo em lajes lisas submetidas à punção tanto nas cargas de ruptura quanto no

comportamento estrutural, por outro lado, valores mais elevados reduzem o custo computacional e ainda assim apresentam carga de ruptura de mesma ordem de grandeza; aberturas em lajes lisas alteram a carga de ruptura até uma distância de $2d$ do pilar (para as condições estudadas na presente pesquisa); lajes com aberturas deslocam menos até a ruptura do que lajes sem aberturas, gerando maior fragilidade na ligação laje-pilar; aberturas localizadas na região da face do pilar são mais prejudiciais para o modelo do que aberturas localizadas no vértice.

Porém, os resultados que tratam diretamente de aberturas em lajes lisas comumente são pautados apenas nas cargas de ruptura e deslocamento dos modelos. Foram identificadas algumas pesquisas experimentais que também apresentaram resultados de deformações nas armaduras e ruptura do modelo, porém, em pesquisas numéricas, os resultados mais comuns de serem apresentados foram carga de ruptura e deslocamentos.

Vale ressaltar que as condições de contorno alteram o comportamento estrutural da ligação laje-pilar, e dessa forma isso ressalta a importância de um ensaio padrão.

Mediante os resultados obtidos, foram indicadas alterações nas normas NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019) e *Eurocode 2* (2004). Porém, também foram sugeridos trabalhos para complemento de informações e maiores exatidões nas alterações dos códigos normativos.

Finalmente, como conclusão principal do trabalho, pode-se afirmar que aberturas a partir de $3d$ do pilar, com dimensões até o dobro das dimensões do pilar, em lajes lisas sem armadura de punção e sem momentos desbalanceados, não alteram a carga de ruptura à punção, e apresenta pouca alteração no comportamento estrutural da laje, tanto para análise de tensões nas armaduras, tensões no concreto, deslocamentos, padrão de fissuração e cone de punção.

8.6 PROPOSTAS DE FUTURAS PESQUISAS

Com base nas conclusões obtidas, sugerem-se três propostas de trabalho futuro:

- Elaboração de modelo padrão de ensaio de lajes lisas submetidas à punção, com indicações de dados essenciais a serem apresentados;

- Estudo paramétrico de punção em lajes lisas com variação de posicionamento e dimensões de aberturas para modelos com baixa taxa de armadura, espessuras diferentes de lajes e resistências características do concreto diferenciadas;
- Elaboração de modelos teóricos de lajes lisas à punção, adaptados para a existência de aberturas próximas ao pilar.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118** - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

AFEFY, H. M.; EL-TONY, M. Punching shear resistance of strengthened reinforced concrete interior slab–column connections using ultra-high-performance strain-hardening cementitious composite material. **Advances in Structural Engineering**, p. 1–18, 2019.

AGUIAR, A. J. O. **Análise experimental de lajes lisas nervuradas bidirecionais de concreto armado com furos adjacentes ao pilar**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2009.

AHMED, A. Modeling of a reinforced concrete beam subjected to impact vibration using ABAQUS. **International Journal of Civil and Structural Engineering**. v. 4, n. 3, p. 227-236, 2014.

ALBUQUERQUE, E. J. P. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento e pilares de centro retangulares**. 2010. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

ALBUQUERQUE, E. J. P. **Punção Em Lajes Lisas Com Armadura De Cisalhamento E Pilar De Canto Reentrante**. 2015. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

ALVES, V. S. S.; SANTOS, A. C.; TRAUTWEIN, L. M.; OLIVEIRA, L. A. M.; OLIVEIRA, F. S. Avaliação de punção em lajes lisas variando o índice de retangularidade dos pilares através dos métodos de cálculo normativos e métodos dos elementos finitos. **Anais do 58º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2016**. p. 1-16, 2016.

American Concrete Institute. ACI 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318RM-14)**. Farmington Hills, Michigan, 2019.

ANDERSON, R. **Minneapolis Warehouse District Designation Study**. Minneapolis, 2009.

ANIL, O.; KINA, T.; SALMANI, V. Effect of opening size and location on punching shear behaviour of two-way RC slabs. **Magazine of Concrete Research**, v. 66, n. 18, p. 955–966, 2014.

AUGUSTÍN, T.; FILLO, L.; HALVONIK, J.; MARČIŠ, M. Punching Resistance of Flat Slabs with Openings–Experimental Investigation. **Solid State Phenomena**, v. 272, p. 41–46, 2018.

AZEVEDO, A. P. **Resistência e ductilidade das ligações laje-pilar em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência armado com fibras de aço e armadura transversal de pinos**. 1999. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

AZIZI, R.; TALAEITABA, S. B. Punching shear strengthening of flat slabs with CFRP on grooves (EBROG) and external rebars sticking in grooves. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, p. 1–17, 2019.

BALOMENOS, G. P.; GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Investigation of the effect of openings of interior reinforced concrete flat slabs. **Structural Concrete**, v. 19, p. 1–10, 2018.

BALOMENOS, G. P.; GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A.; PANDEY, M. D. Efficient method for probabilistic finite element analysis with application to reinforced concrete slabs. **Engineering Structures**, v. 103, p. 85–101, 2015.

BARBÁN, W. V. V. **Punção em lajes cogumelo de concreto protendido com cabos não-aderentes na ligação laje-pilar de borda**. 2008. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

BARBOSA, W. C. S. **Punção em lajes lisas de concreto armado com pilares de canto reentrante**. 2012. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

BELAKHDAR, K. – Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slab Strengthened with Shear Bolts. **Jordan Journal of Civil Engineering**, Vol. 2, p. 32-44, 2008.

BELLETTI, B.; MUTTONI, A.; RAVASINI, S.; VECCHI, F. Parametric analysis on punching shear resistance of reinforced concrete continuous slabs. **Magazine of Concrete Research**, v. 71, n. 20, p. 1083-1096, 2018.

BORGES, L. L. J. **Comportamento ao puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado com pilares retangulares e furos de grandes dimensões**. 2004. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

BORGES, L. L. J.; MELO, G. S.; GOMES, R. B. Punching shear strength of reinforced concrete flat plates with openings. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, p. 1–10, 2013.

BOS, A. A.; HOFMEYER, H. Experiments investigating concrete floor punching using specific reinforcement. **Heron**, v. 50, n. 2, p. 93–108, 2005.

BRANCO, A. F. V. C. **Contribuição para o projeto de lajes-cogumelo**. 1989. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

BRAESTRUP, M.W.; NIELSEN, M.P.; JENSEN, B.C.; BACH, F. (1976). **Axisymmetric Punching of Plain and Reinforced Concrete**. Report R75, Structural Research Laboratory, Technical University of Denmark.

CARVALHO, M. L.; SILVA, C. R.; STUCCHI, F. R. Estudo da confiabilidade da punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento de acordo com a NBR6118. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 2, p. 276–297, 2017.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Volume 2**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini, 2013.

CEBALLOS, M. A. **Análise experimental à punção em lajes tipo bubbledeck com armadura de cisalhamento**. 2017. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

CHAUDHARI, S. V.; CHAKRABARTI, M. A. Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS. **International Journal of Computer Applications**. v.44, n.7, p. 14-18, 2012.

CLÉMENT, T.; RAMOS, A. P.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Design for punching of prestressed concrete slabs. **Structural Concrete**, v. 14, n. 2, p. 157–167, 2013.

CLÉMENT, T.; RAMOS, A. P.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Influence of prestressing on the punching strength of post-tensioned slabs. **Engineering Structures**, v. 72, p. 56–69, 2014.

CORDOVIL, F. A. B. **Lajes de concreto armado - punção**. Florianópolis: Editora da UFSC, 1997.

COSTA, V. C. M.; OLIVEIRA, D. C.; GOMES, R. B.. Punção em lajes cogumelo de concreto armado -retangularidade dos pilares. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 5, n. 1, p. 36–46, 2012.

DASSAULT SYSTÈMES. **Abaqus - Documentation Collection**. Johnston: SIMULIA, 2017.

DEMIN, W.; FUKANG, H. Investigation for plastic damage constitutive models of the concrete material. **Procedia Engineering**. v.210, p. 71-78, 2017.

DEMIR, A.; OZTURK, H.; EDIP, K.; STOJMANOVSKA, M.; BOGDANOVIC, A. Effect of viscosity parameter on the numerical simulation of reinforced concrete deep beam behavior. **The Online Journal of Science and Technology**, v. 8, n. 3, p. 50-56, 2018.

DÍAZ, R. A. S. **Análise numérica da resistência à punção de lajes lisas protendidas com cabos não aderentes**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil na área de Estruturas e Geotécnica) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2018.

DRAKATOS, I. S.; MUTTONI, A.; BEYER, K. Internal slab-column connections under monotonic and cyclic imposed rotations. **Engineering Structures**, v. 123, p. 501–516, 2016.

DRAKATOS, L. S.; MUTTONI, A.; BEUER, K. Mechanical Model for Drift-Induced Punching of Slab- Column Connections without Transverse Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 115, n. 2, p. 463–474, 2018.

DRUCKER, D. C.; PRAGER, W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. **Quarterly of Applied Mathematics**. v. 10, p. 157-165, 1952

EINPAUL, J.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Influence of moment redistribution and compressive membrane action on punching strength of flat slabs. **Engineering Structures**, v. 86, p. 43–57, 2015.

EINPAUL, J.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Measurements of internal cracking in punching test slabs without shear reinforcement. **Magazine of Concrete Research**, v. 70, n. 15, p. 798–810, 2017.

EINPAUL, J.; BRANTSCHEN, F.; RUIZ M. F.; MUTTONI, A. Performance of Punching Shear Reinforcement under Gravity Loading: Influence of Type and Detailing. **ACI Structural Journal**, v. 113, n. 4, p. 827–838, 2016a.

EINPAUL, J.; BUJNAK, J.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength. **ACI Structural Journal**, v. 113, n. 1, p. 135–146, 2016b.

EINPAUL, J.; OSPINA, C. E.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Punching shear capacity of continuous slabs. **ACI Structural Journal**, v. 113, n. 4, p. 861–872, 2016c.

EUROCODE 2. **Design of Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings**, CEN, EN 1992D1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.

FARIA, D. M.V.; EINPAUL, J.; RAMOS, A. P.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. On the efficiency of flat slabs strengthening against punching using externally bonded fibre reinforced polymers. **Construction and Building Materials**, v. 73, p. 366–377, 2014.

FARIA, R. M. M. A. **Análise numérica do punçamento em lajes fungiformes sem armadura específica**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de Estruturas) – Faculdade de ciência e tecnologia da Universidade nova de Lisboa – FCT-UNL, Lisboa, 2017.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON – FIB. **Model Code for Concrete Structures**. Lausanne, Switzerland, 2010.

FELICIANO, F. M. H. **Punção em lajes lisas de concreto armado com pilares de borda e excentricidade externa**. 2011. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

FERREIRA, A. **Análise da punção e flechas em lajes maciças sem vigas de concreto armado de acordo com as prescrições da NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

FERREIRA, M. P. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados**. 2010. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em casos característicos de cantos de lajes-cogumelo**. 1981. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. 1989. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

GARCIA, J. R. A.; SOUZA, L. A. F. Estudo de Modelos Constitutivos Simplificados para Estruturas de Concreto Armado. **Anais do SEPE - Seminário de Ensino, Pesquisa e Extensão da UFFS**, [s. l.], 2013.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**. v. 98, p. 38-48, 2015.

GENIKOMSOU, A.; POLAK, M. A. Finite Element Simulation of Concrete Slabs with various Placement and Amount of Shear Bolts. **Procedia Engineering**, v. 193, p. 313–320, 2017.

GERE, J. M.; GOODNO, B. J. **Mecânica dos materiais: tradução da 8ª edição norte americana**. 3. ed. São Paulo: Editora GENGAGE, 2017.

GOH, C. Y. M.; HRYNYK, T. D. Numerical Investigation of the Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Plates. **Journal of Structural Engineering**, v. 144, n. 10, p. 1–12, 2018.

GONÇALVES, R. M. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes-cogumelo com reforço transversal constituído de perfis metálicos**. 1986. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1986.

GUARDA, M.C.C. **Cálculo de Lajes-Cogumelo pela Teoria das Charneiras Plásticas**. 1995. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

GUAN, H. Prediction of Punching Shear Failure Behaviour of Slab-Edge Column Connections with Varying Opening and Column Parameters. **Advances in structural engineering**, v. 12, n. 1, p. 19–36, 2009.

GUANDALINI, S.; BURDET, O.; MUTTONI, A. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 1, p. 87–95, 2009.

GUIDOTTI, R.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Durchstanzen von flachdecken bei hohen stützenlasten. **Beton- und Stahlbetonbau**, v. 105, n. 1, p. 19–26, 2010.

GUIDOTTI, R.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Crushing and flexural strength of slab-column joints. **Engineering Structures**, v. 33, n. 3, p. 855–867, 2011.

GUO, A. **Principles of Reinforced Concrete**. Oxford: Elsevier, 2014.

HA, T.; LEE, M.; PARK, J.; KIM, D. Effects of openings on the punching shear strength of RC flat-plate slabs without shear reinforcement. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, v. 24, p. 895–911, 2015.

HANY, N. F.; HANTOUCHE, E. G.; HARAJLI, M. H. Finite element modeling of FRP-confined concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**. v. 125, p. 1–14, 2016.

HOLANDA, K. M. A. **Análise dos mecanismos resistentes e das similaridades de efeitos da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção de lajes-cogumelo e ao cisalhamento de vigas de concreto**. 2002. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

INÁCIO, R. A. **Análise numérica do punçoamento em lajes fungiformes pré-esforçadas**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de Estruturas) – Faculdade de ciência e tecnologia da Universidade nova de Lisboa – FCT-UNL, Lisboa, 2010.

ISMAIL, E. I. M. Non-linear finite element analysis of reinforced concrete flat plates with opening adjacent to column under eccentric punching loads. **HBRC Journal**, v. 14, p. 1–12, 2018.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundation of civil and environmental engineering**, n. 6, p. 53-69, 2005.

JUNGES, E. **Modelo de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de pórticos tridimensionais de edifícios de concreto armado**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

KING, S.; DELATTE, N. (2004). **Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study**. Disponível em: <http://engagedscholarship.csuohio.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1024&context=encee_facpub> Acesso em: 26 de mar de 2017 as 13h.

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.

KUPFER, H.; HILSDORF, H. K. Behavior of concrete under biaxial stresses. **Journal Proceedings**, v. 66, n. 8, p. 656–666, 1969.

LAPI, M.; SECCI, L.; TEONI, E.; RAMOS, A. P.; ORLANDO, M. A hybrid method for the calibration of finite element models of punching-shear in R/C flat slabs. **Computers and Structures**, v. 238, 106323, 2020.

LEDO, M. M. **Análise experimental à punção de lajes lisas tipo bubbledeck com pilar interno**. 2016. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LEITE JÚNIOR, J. C. C. **Dimensionamento à punção em apoios internos de lajes protendidas sem aderência**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.

LEW, H.S.; CARINO, N.J.; FATTAL, S.G. **Cause of the condominium collapse in Cocoa Beach, Florida**, Concrete International: Design and Construction, ACI, V. 4, N. 8, pp. 64-73, 1982.

LIBERATI, E. A. P. **Análise de confiabilidade de lajes lisas de concreto armado submetidas à punção**. 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil na área de Estruturas e Geotécnica) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2019.

LIBERATI, E. A. P.; MARQUES, M. G.; LEONEL, E. D.; ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M. Failure analysis of punching in reinforced concrete flat slabs with openings adjacent to the column. **Engineering Structures**, v. 182, n. March 2019, p. 331–343, 2019.

LIBÓRIO, J. B. L. **Estudo experimental da ruína de ligação laje-pilar em bordas com pilares de seção retangular**. 1985. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1985.

LIMA, A. W. **Estudo experimental e analítico de punção em lajes lisas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento**. 2012. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

LIMA, A. W.; GOMES, G.; MELO, C. E. L.; MELO, G. S. A. Estudo experimental e analítico de punção em lajes lisas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento. **XXXVII Iberian latin american congress on computational methods in engineering**, p. 1–20, 2016.

LIMA, H. J. N. **Análise experimental da punção de lajes lisas tipo bubbledeck**. 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2015.

LIMA NETO, A. F. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado com capitéis**. 2012. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

LIPS, S.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs. **ACI Structural Journal**, v. 109, p. 889–900, 2012.

LOURENÇO, D. S. **Punção em lajes lisas de concreto armado com aberturas: análise experimental**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil na área de Estruturas e Geotécnica) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2018.

LUBLINER, J.; OLEVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**. v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MAHMOUD, A. M. Finite element implementation of punching shear behaviors in shear-reinforced flat slabs. **Ain Shams Engineering Journal**, v. 6, p. 735-754, 2015.

MAJTÁNOVÁ, L.; HALVONIK, J. Numerical analysis of the experimental flat slab for the parametrical study. **24th International Conference Engineering Mechanics 2018**, p. 533–536, 2018.

MALM, R. **Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method**. 2009. Ph.D. (Thesis) Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, 2009.

MAMEDE, N. F. S. **Estudo paramétrico do punçoamento em lajes fungiformes através de análise numérica**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de Estruturas) – Faculdade de ciência e tecnologia da Universidade nova de Lisboa – FCT-UNL, Lisboa, 2011.

MAMEDE, N. F. S.; RAMOS, A. P.; FARIA, D. M. V. Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement. **Engineering Structures**, v. 48, p. 442-457, 2013.

MARQUES, M. G. **Punção em lajes lisas de concreto armado com aberturas adjacentes ao pilar e armadura de cisalhamento**. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil na área de Estruturas e Geotécnica) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2018.

MARTIN, O. **Comparison of different constitutive models for concrete in ABAQUS / Explicit for missile impact analyses.** Westerduinweg: JRC Scientific and Technical Reports, 2010.

MARTINELLI, D.A. **Sobre a ruína das ligações laje-pilar nos cantos de lajes-cogumelo.** 1974. Tese (Livre Docência em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1974.

MARTINELLI, M. **Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do método dos elementos finitos.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

MASHREI, M.; MAHDI, A. M. An Adaptive Neuro-Fuzzy Inference Model to Predict Punching Shear Strength of Flat Concrete Slabs. **Applied Sciences**, v. 9, n. 4, p. 1–21, 2019.

MAYA, L. F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.; FOSTER, S. J. Punching shear strength of steel fibre reinforced concrete slabs. **Engineering Structures**, v. 40, p. 83–94, 2012.

MEDEIROS, W. A. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante.** 2018. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: Exemplos de cálculo e análise teórico-experimental.** 1995. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

MELGES, J. L. P. **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido.** 2001. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MELO, G. S. Puncionamento, pós-puncionamento e colapso progressivo em lajes cogumelo. **IV Simpósio EPUSP Estruturas de Concreto.** São Paulo, 2000.

MICALLEF, K.; SAGASETA, J.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading. **International Journal of Impact Engineering**, v. 71, p. 17–33, 2014.

MICHAŁ, S.; ANDRZEJ, W. Calibration of the CDP model parameters in Abaqus. In: **THE 2015 WOULD CONGRESS ON ADVANCES IN STRUCTURAL ENGINEERING AND MECHANICS (ASEM15).** 2015.

MILLIGAN, G. **Finite element analysis of punching shear behaviour of concrete slabs supported on rectangular columns.** 2018. *Master (Master of Applied Science in Civil Engineering) – University of Waterloo, Ontario, 2018.*

MODOTTE, W. P. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes-cogumelo com carregamento assimétrico.** 1986. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1986.

MORAES NETO, B. N. **Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico.** 2013. Tese (Doutorado em Estruturas e

Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MOURO, V. C. **Punção em lajes cogumelo – estudo da retangularidade dos pilares**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.

MOURO, V. C.; GOMES, R. B.; GUIMARÃES, G. N. Punção em lajes cogumelo - estudo da retangularidade dos pilares. **Enciclopédia Biosfera**, v. 6, n. 9, p. 1–14, 2010.

MUSSE, T. H.; LIBERATI, E. A. P.; TRAUTWEIN, L. M.; GOMES, R. B.; GUIMARÃES, G. N. Punção em lajes lisas de concreto armado com fibras de aço e armadura de cisalhamento. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 5, p. 1110–1121, 2018.

MUTTONI, A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. **ACI Structural Journal, Excel sheet**, v. 105, n. 4, p. 440–450, 2008.

NAVARRO, M.; IVORRA, S.; VARONA, F. B. Parametric computational analysis for punching shear in RC slabs. **Engineering Structures**, v. 165, p. 254–263, 2018.

NAVARRO, M.; IVORRA, S.; VARONA, F. B. Parametric finite element analysis of punching shear behaviour of RC slabs reinforced with bolts. **Computers and Structures**, v. 228, 106147, 2020.

NICÁCIO, W. G. **Reforço à punção em lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono**. 2013. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

NICÁCIO, W. G. **Comportamento à Punção de Lajes de Concreto Armado tipo Bubbledeck**. 2018. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

NOGUEIRA, J. P. M. **Modelação Numérica do Punçoamento de Lajes Fungiformes Reforçada com Parafusos**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de Estruturas) – Faculdade de ciência e tecnologia da Universidade nova de Lisboa – FCT-UNL, Lisboa, 2011.

OLIVEIRA, D. C. **Punção em lajes lisas de concreto armado com furo adjacente ao pilar e transferência de momento**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2012.

OLIVEIRA, D. C.; GOMES, R. B.; MELO, G. S. Punção em lajes lisas de concreto armado com furos adjacentes ao pilar e transferência de momento. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 7, n. 3, p. 414–467, 2014.

OLIVEIRA, M. H. **Punção em lajes lisas com pilar de borda protendidas com cordoalhas não aderentes**. 2008. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

OLIVEIRA, M. H. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares**. 2013. Tese (Doutorado em

Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

OLIVEIRA, M. H.; PEREIRA FILHO, M. J. M.; OLIVEIRA, D. R. C.; PEREIRA, M. P.; MELO, G. S. S. A. Resistência à punção de ligações laje-pilar interno com conectores de cisalhamento. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 5, p. 681–714, 2013.

OLIVEIRA, P. R. F.; ANDRADE, A. A.; PINTO, D. A. M.; MATOS NÚNIO, H. S.; ARAÚJO, J. B. S.; MORAIS, M. G. N. O.; SEABRA, M. S. G. A.; MENDES, C. T. C.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; SOUZA, S. A. C.; REINALDO, T. S. **Relatório técnico sobre o desabamento da obra do shopping rio poty**. Disponível em: <http://www.crea-pi.org.br/imagens/noticias/file/LaudoCompleto_Assinado.pdf> Acesso em: 22 de mar. 2017 as 14h.

OLIVEIRA, T. P. S. M. **Utilização de capitéis para aumento de resistência à punção em lajes de concreto armado**. 2015. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade federal de Pernambuco, Recife, 2015.

OUKAILI, N. MERIE, H. Reduction of shear resistance in bubbledecks with openings. **Conference: The International Federation for Structural Concrete 5th International fib Congress**, 2018.

PETRAUSKI, M. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores crestbond**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.

PIEL, W.; HANSWILLE, G. Composite shear head systems for improved punching shear resistance of flat slabs. **Composite construction in steel and concrete**, p. 226–235, 2006.

PINTO, V. C. **Punção em lajes lisas bidirecionais de concreto armado com furos e pilares com secção transversal em “L”**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.

POPOVICS, S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 3, p. 583–599, 1973.

PROENÇA, S. P. B. **Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto: análise crítica e contribuições**. 1988. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1988.

RABELLO, F. T. **Estudo de lajes lisas de concreto com visão integrada de flexão e punção**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 2016.

RAHUL, B.; MAHESH, S. Behaviour of rcc flat slab structure under earthquake loading. **Universal Review**, v. 7, n. 12, p. 1554–1575, 2018.

RASHIED, S. M. Punching shear resistance of flat slabs with opening. **International Journal of Civil Engineering and Technology**, v. 6, n. 4, p. 01-12, 2015.

RODRIGUES, D. R. **Comparação experimental entre tipos de armadura de cisalhamento para combate à punção em lajes cogumelo de concreto armado: “Stud Rails” e “Double Headed Studs”**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

RODRIGUES, R. V.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Shear strength of R/C bridge cantilever slabs. **Engineering Structures**, v. 30, n. 11, p. 3024–3033, 2008.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 106, n. 4, p. 485–494, 2009.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A.; KUNZ, J. Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 4, p. 434–442, 2010.

SACRAMENTO, P. V. P.; FERREIRA, M. P.; OLIVEIRA, D. R. C.; MELO, G. S. S. A. Punção em lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 5, p. 659–691, 2012.

SAGASETA, J.; MUTTONI, A.; RUIZ, M. F.; TASSINARI, L. Non-axis-symmetrical punching shear around internal columns of RC slabs without transverse reinforcement. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 6, p. 441–457, 2011.

SAGASETA, J.; TASSINARI, L.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Punching of flat slabs supported on rectangular columns. **Engineering Structures**, v. 77, p. 17–33, 2014.

SANABRIA, R. A. D.; OLIVEIRA, L. H. B.; TRAUTWEIN, L. M.; ALMEIDA, L. C.; SANTOS, A. C. Aspects of Finite Element Modeling of Punching Shear Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 15, n. 10, p. 1–22, 2018.

SANTOS, E. V. **Punção em lajes lisas: métodos de cálculo, prescrições normativas e exemplos de aplicação**. 2018. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SANTOS, G. S. **Aplicação de mantas de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como reforço à punção em lajes lisas de concreto armado**. 2014. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

SANTOS, G. S.; NICÁCIO, W. G.; LIMA, A. W.; MELO, G. S. S. A. Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC). **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 7, n. 4, p. 592–625, 2014.

SANTOS JUNIOR, P. S. M. **Análise computacional de lajes lisas de concreto armado submetidas as ações verticais e horizontais**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil na área de Estruturas e Geotécnica) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2019.

SETIAWAN, A.; VOLLUM, R. L.; MACORINI, L. Numerical and analytical investigation of internal slab-column connections subject to cyclic loading. **Engineering Structures**, v. 184, n. January, p. 535–554, 2019.

SILVA, G. R. **Análise da confiabilidade da ligação laje-pilar interno sob punção de acordo com a NBR- 6118:2014**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SILVA, G. R.; CAMPOS FILHO, A.; REAL, M. V. Análise não linear de lajes lisas de concreto armado utilizando o ANSYS APDL 15.0. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, v. 9, n. 2, p. 118–131, 2017.

SILVA, G. R. CAMPOS FILHO, A. REAL, M. V. Confiabilidade da ligação laje-pilar interno sob punção de acordo com a NBR 6118:2014. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 5, p. 931–948, 2018.

SILVA, J. A.; MARQUES, M. G.; TRAUTWEIN, L. M.; GOMES, R. B.; GUIMARÃES, G. N. Punching of reinforced concrete flat slabs with holes and shear reinforcement. **Civil Engineering**, v. 70, n. October, p. 340–350, 2017.

SIMÕES, J. T.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Validation of the Critical Shear Crack Theory for punching of slabs without transverse reinforcement by means of a refined mechanical model. **Structural Concrete**, v. 19, n. 1, p. 191–216, 2018.

SOARES, L. M. S. **Análise numérica não linear de ligações pilares laje fungiforme**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de Estruturas) – Faculdade de ciência e tecnologia da Universidade nova de Lisboa – FCT-UNL, Lisboa, 2016.

SOUZA, R. A. **Análise de Fraturamento em Estruturas de Concreto Utilizando Programas de Análise Estrutural**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

SOUZA, R. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado com furos adjacentes ou distantes de um pilar interno**. 2004. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

SOUZA, R. M. **Punção em lajes lisas de concreto armado com furos adjacentes ao pilar e transferência de momento**. 2008. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

SOUZA, S. S. M.; OLIVEIRA, D. R. C. Lajes lisas nervuradas de concreto armado ao cisalhamento. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 4, n. 4, p. 610–641, 2011.

TAKEYA, T. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes-cogumelo**. 1981. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: Análise experimental e numérica**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia, na área de concentração de Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

TRAUTWEIN, L.; BITTENCOURT, T.; FARIA, R.; FIGUEIRAS, J.; GOMES, R. – **Axial symmetry analyses of punching shear in reinforced flat slabs**. Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties Part 1, 2006, p. 139-144.

TRAUTWEIN, L. M.; GOMES, R. B.; MELO, G. S. S. A. Puncionamento em lajes planas de concreto armado com armadura de cisalhamento interna. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 7, n. 1, p. 38–49, 2013.

TYSMANS, T.; WOZNIAK, M.; REMY, O.; VANTOMME, J. Finite element modelling of the biaxial behaviour of high-performance fibre-reinforced cement composites (HPFRCC) using Concrete Damaged Plasticity. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 100, p. 47-53, 2015.

VARGAS, E. N. Z. **Punção em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço**. 1997. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

VAZ, A. P. R.; GOMES, R. B.; SHEHATA, L. C. D. Estudo sobre Armadura Mínima de Cisalhamento de Lajes-Cogumelo de Concreto Armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 2, n. 1, p. 1–12, 2009.

VERMEER, P. A.; BORST, R. Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. **Heron**, v. 29, p. 1-64, 1984.

WAHALATHANTRI, B.L.; THAMBIRATNAM, D.P.; CHAN, T.H.T.; FAWZIA, S. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. **Infrastructure, Transport and Urban Development**, p. 260-264, 2011.

WINKLER, K.; STANGENBERG, F. Numerical analysis of punching shear failure of reinforced concrete slabs. **Abaqus Users' Conference**, 2008.

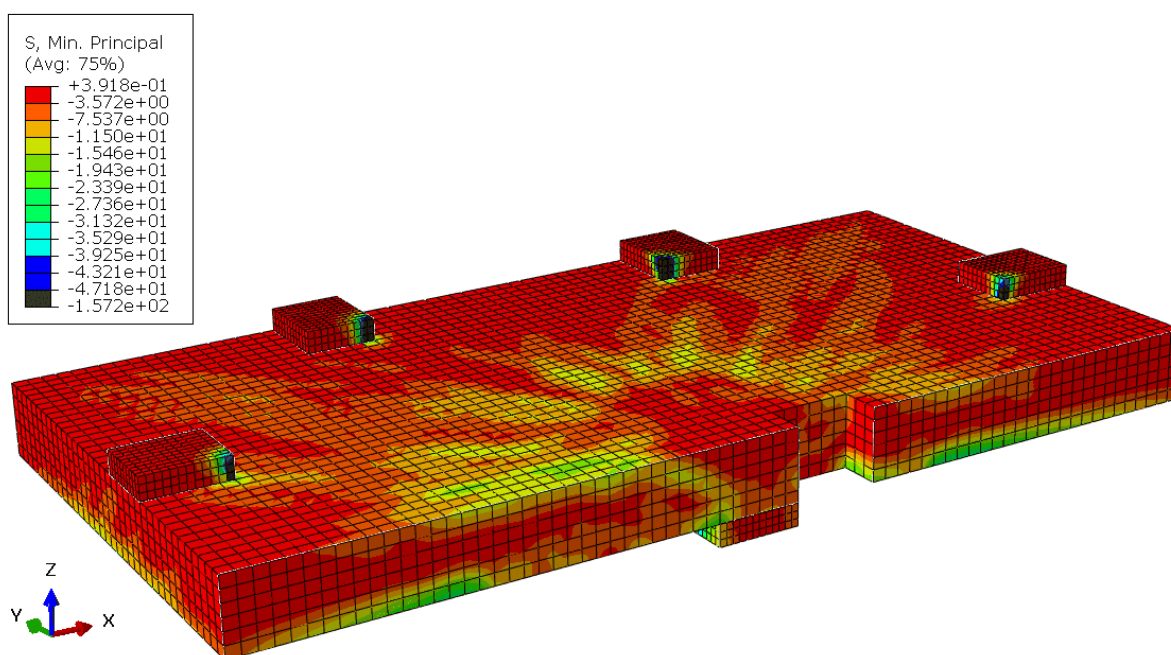
WOSATKO, A.; PAMIN, J.; POLAK, M. A. Application of damage-plasticity models in finite element analysis of punching shear. **Computers and Structures**, v. 151, p. 73–85, 2015.

WOSATKO, A.; WINNICKI, A.; POLAK, M. A.; PAMIN, J. Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete. **ScienceDirect**, v. 19, p. 1268-1283, 2019.

APÊNDICE A

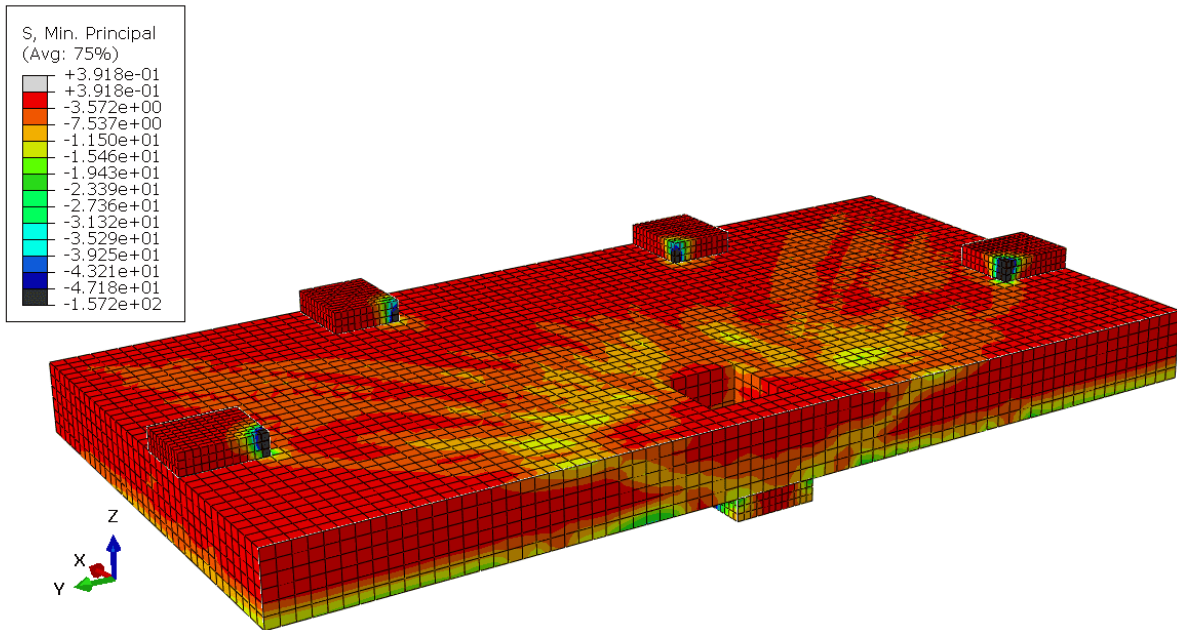
Nas Figuras A.1 à A.6 são apresentadas as tensões principais na ruptura dos três modelos numéricos calibrados na presente pesquisa, com o modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018). Nas Figuras A.7 à A.12 são apresentadas as tensões principais na ruptura dos três modelos numéricos calibrados na presente pesquisa, com o modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018). Nas Figuras A.13 à A.18 são apresentadas as tensões principais na ruptura dos três modelos numéricos calibrados na presente pesquisa, com o modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018). Nas Figuras A.19 à A.24 são apresentadas as tensões principais na ruptura dos três modelos numéricos calibrados na presente pesquisa, com o modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018).

Figura A.1: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



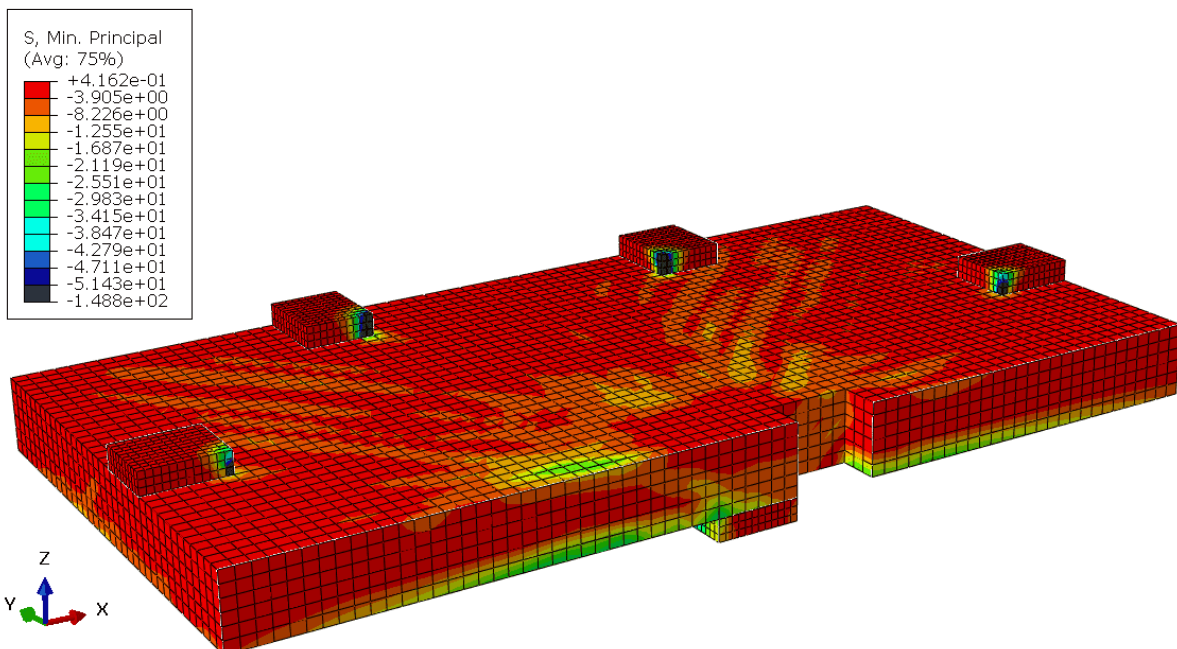
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.2: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



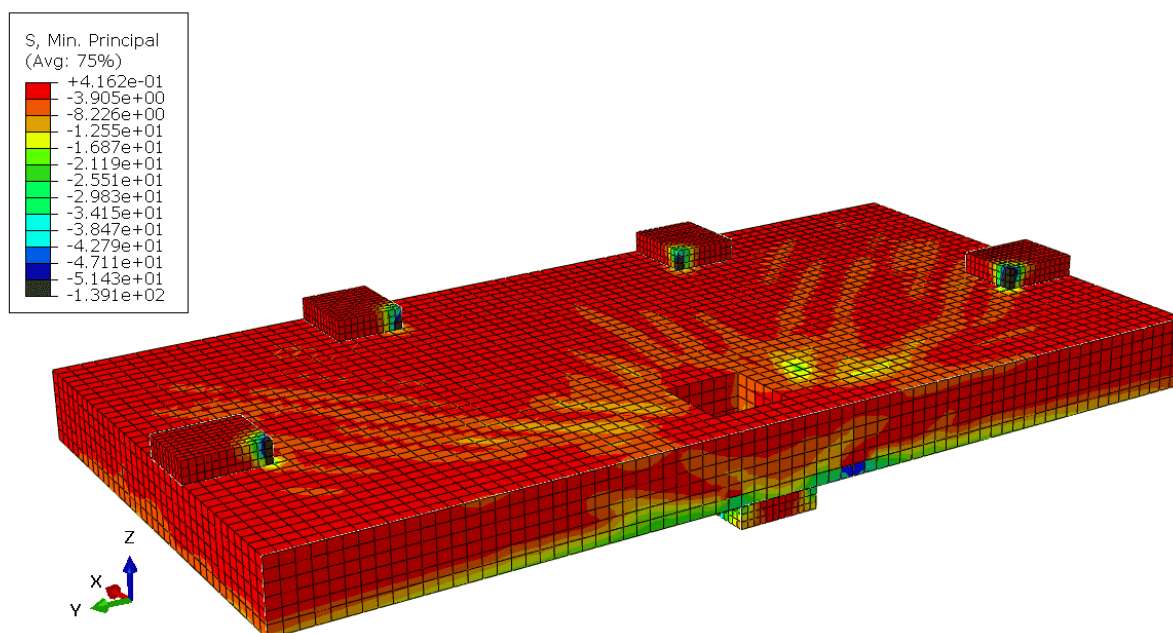
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.3: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



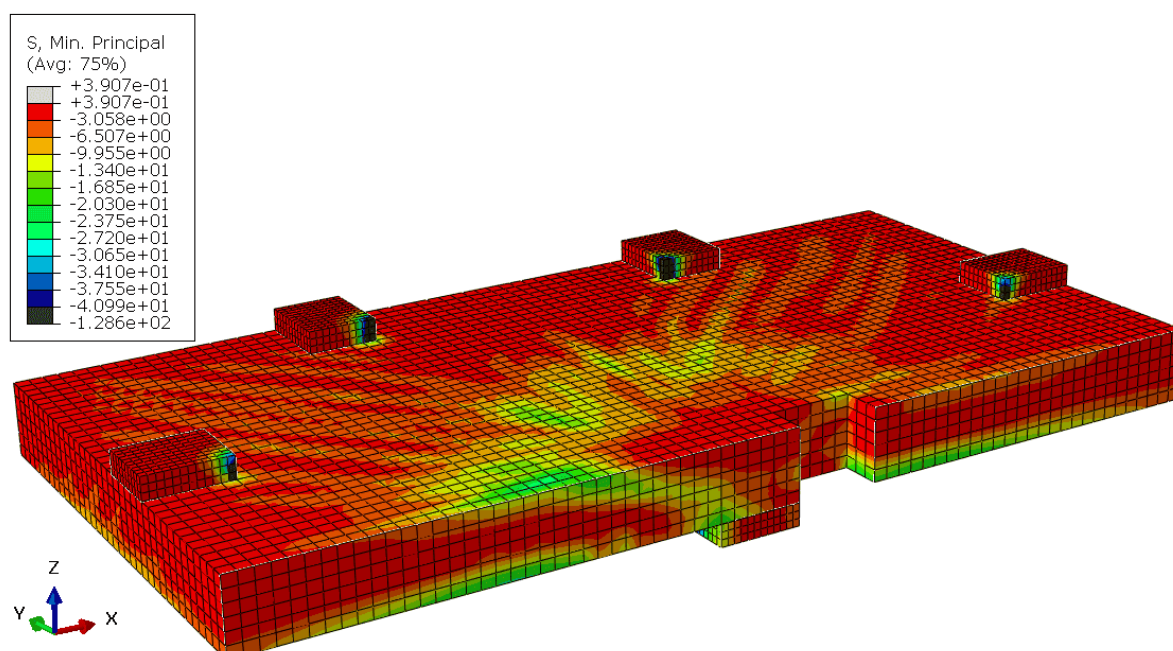
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.4: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



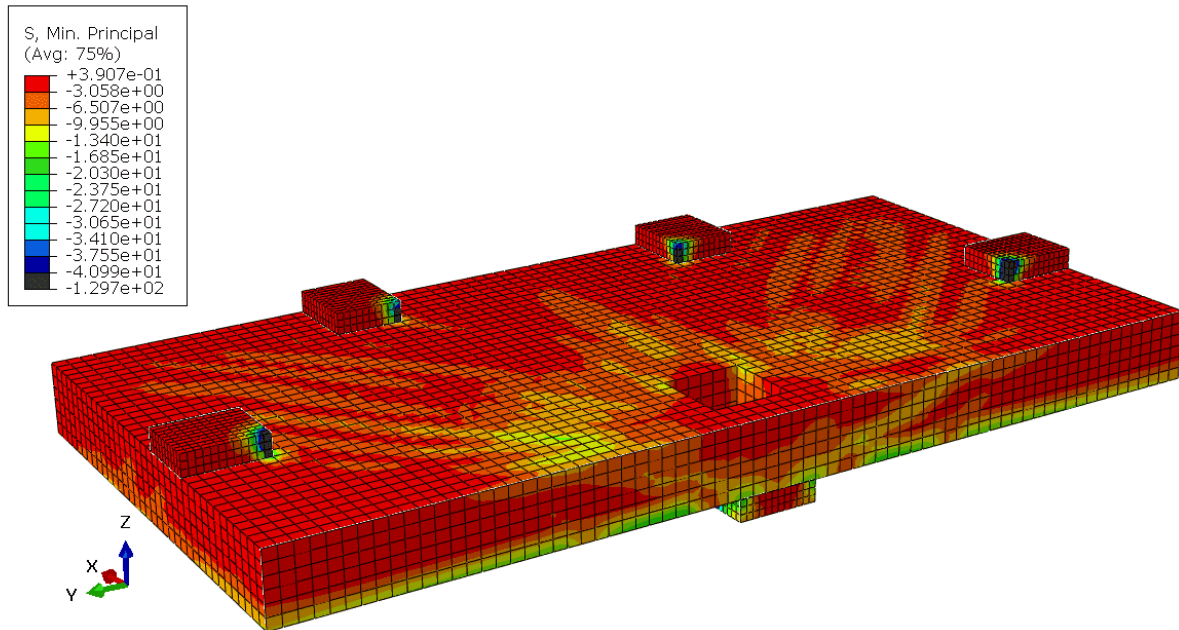
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.5: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



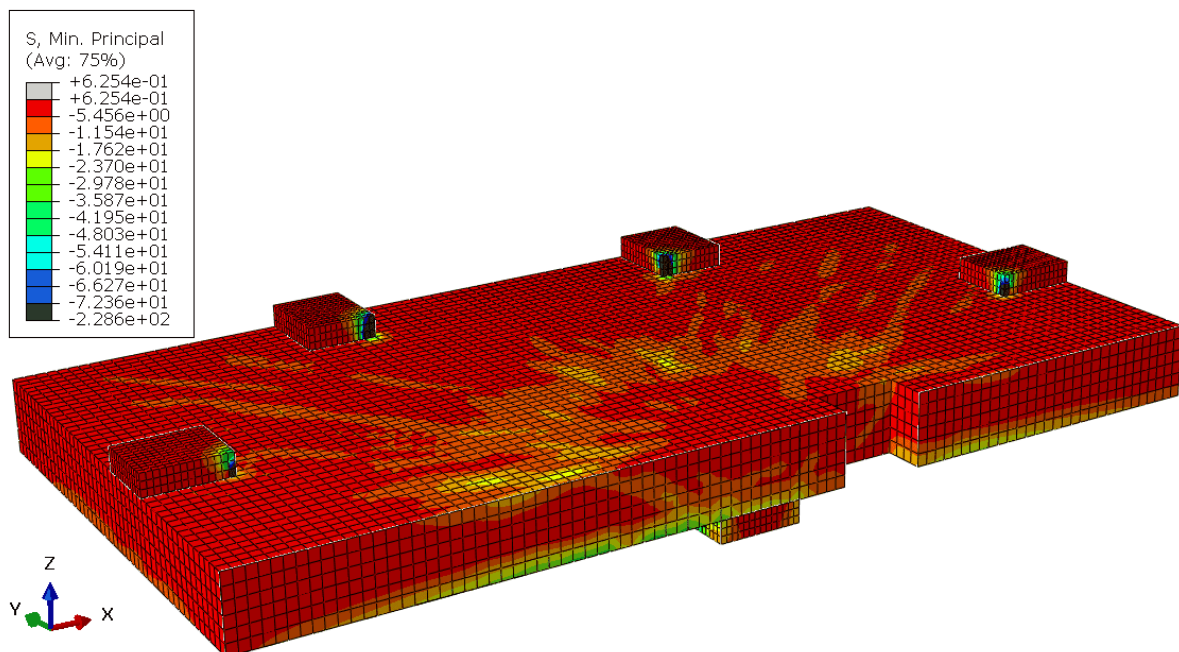
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.6: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



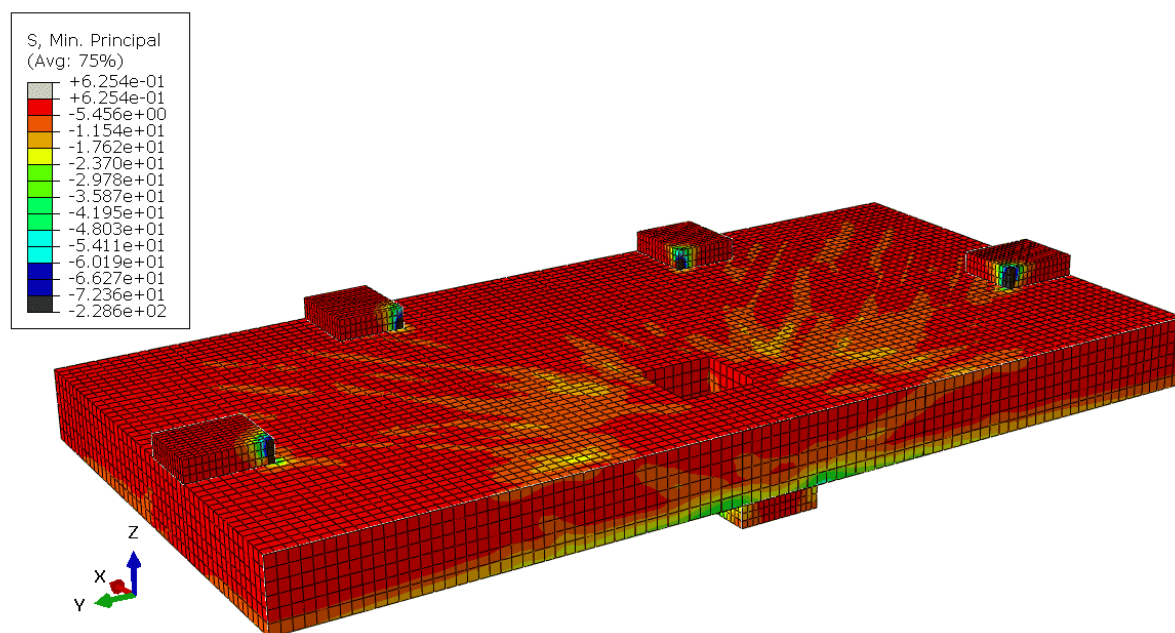
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.7: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



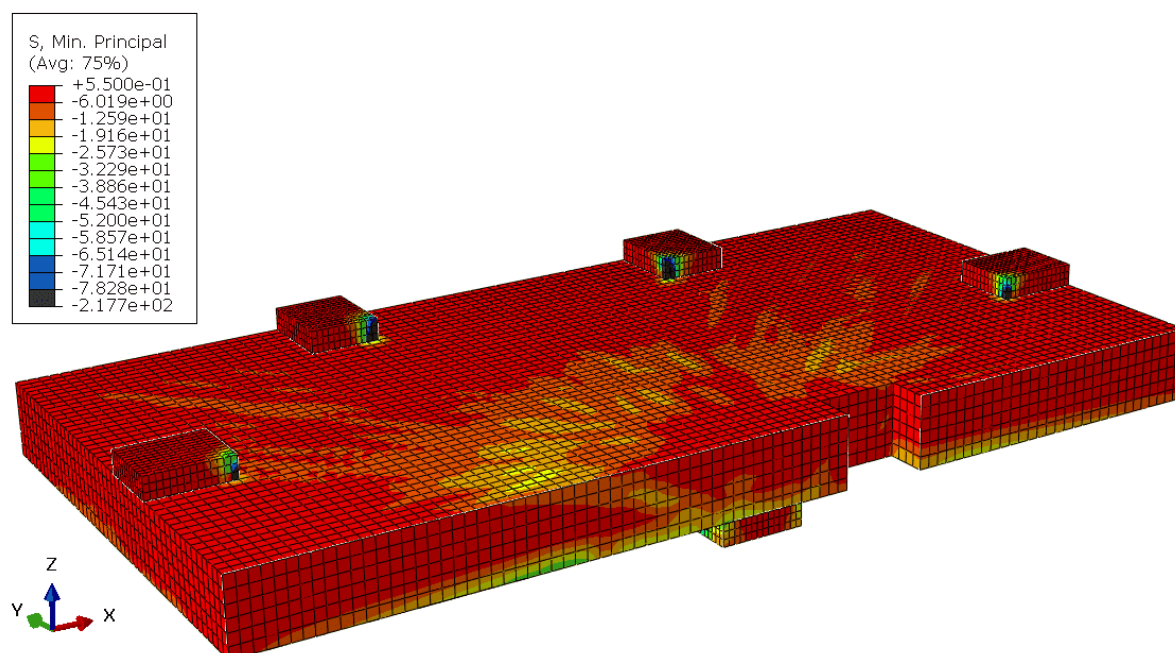
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.8: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



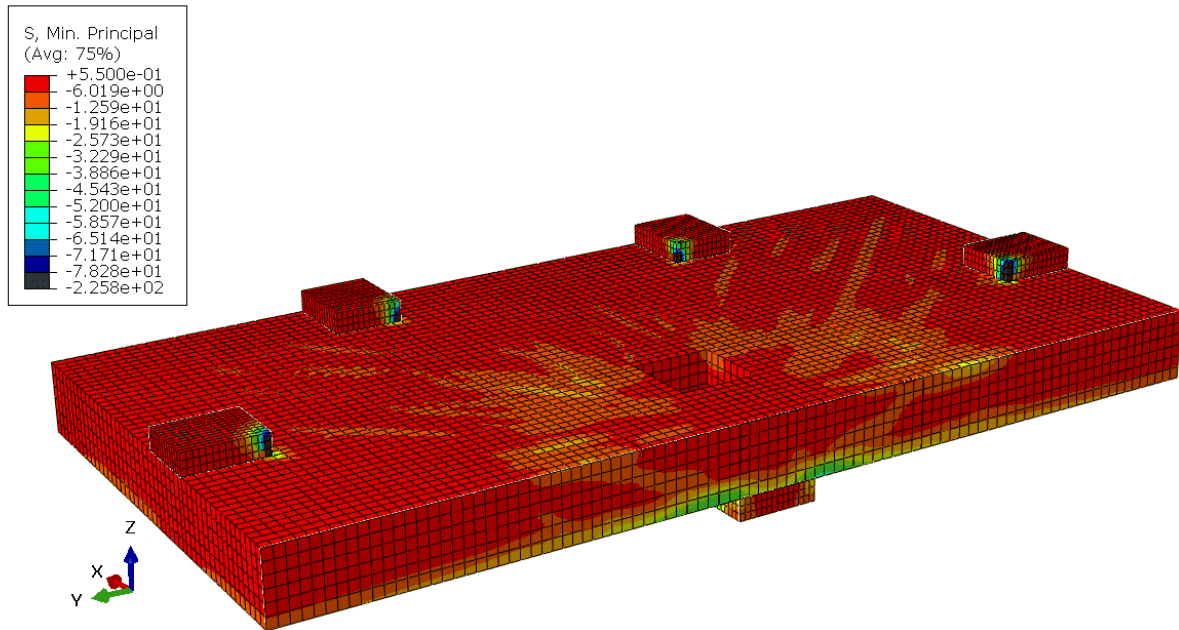
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.9: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



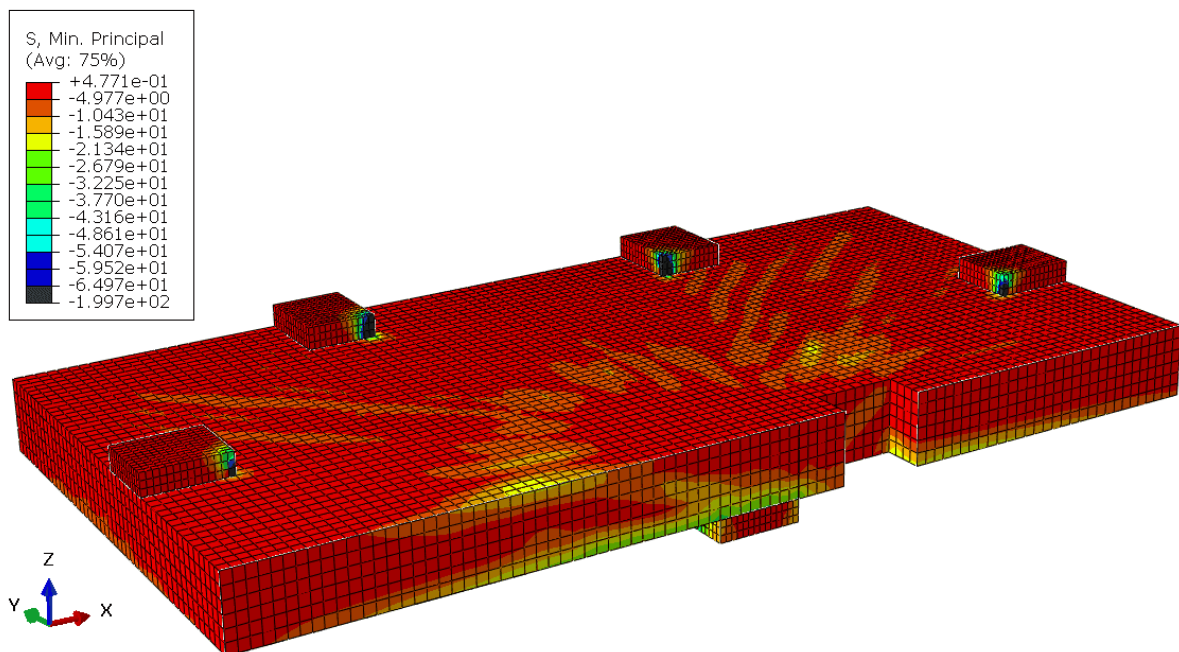
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.10: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



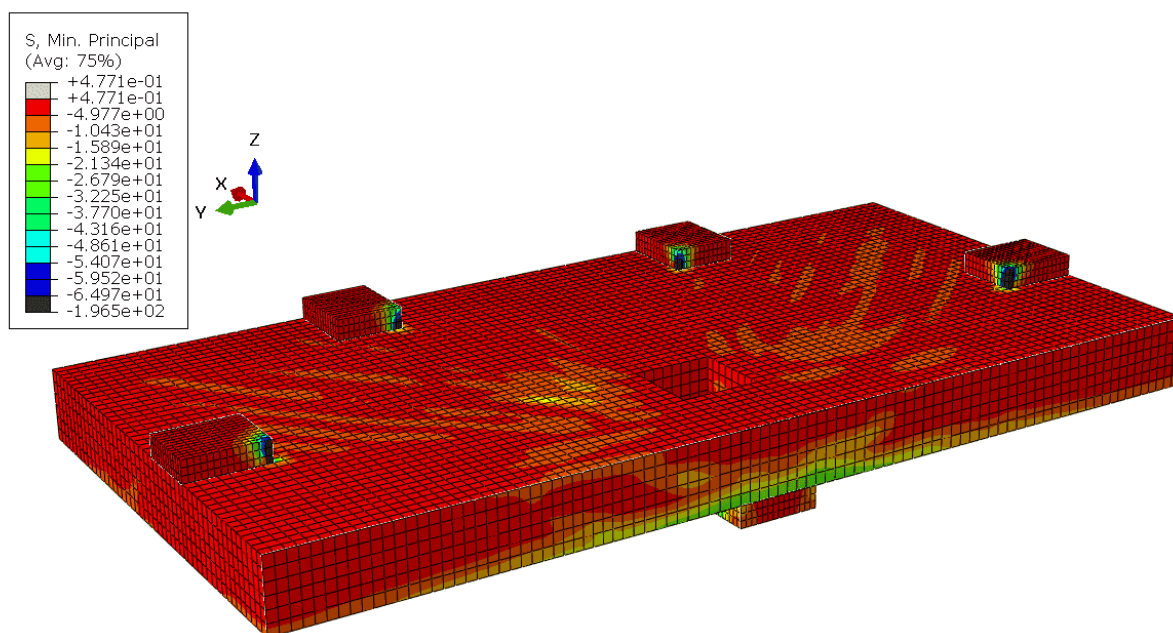
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.11: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



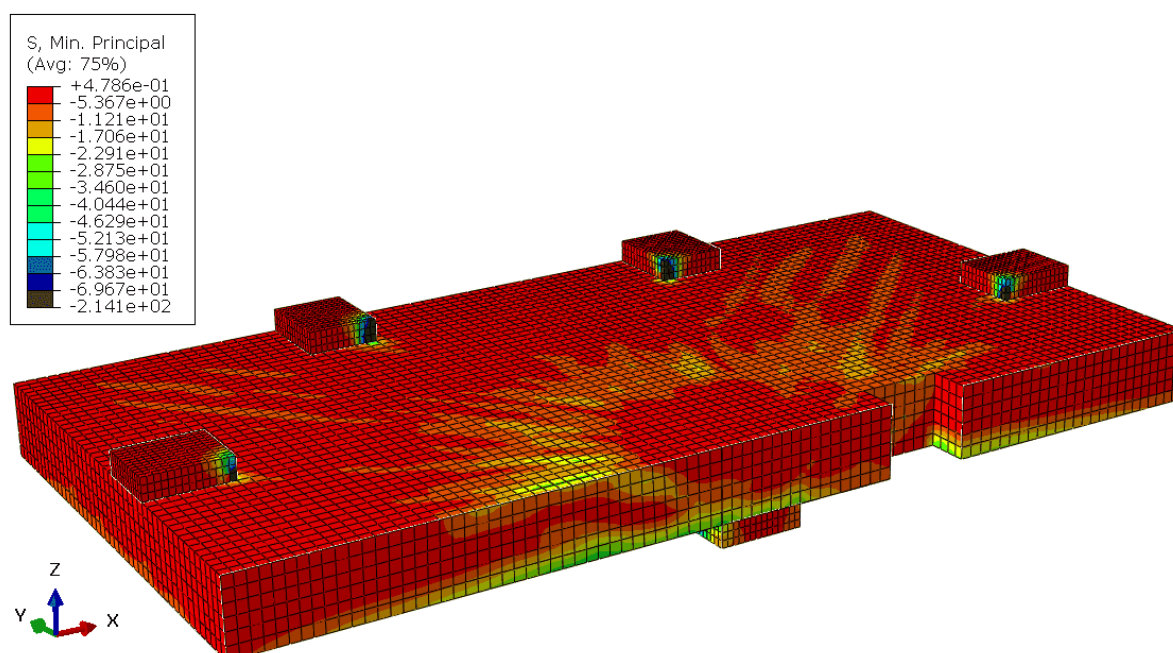
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.12: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



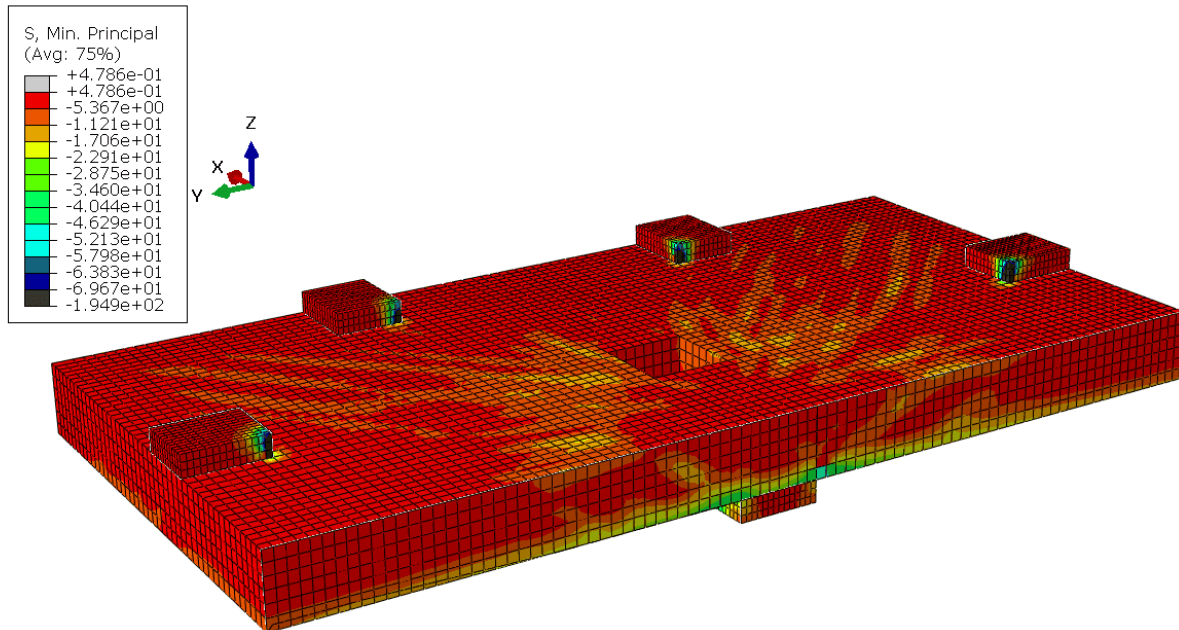
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.13: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



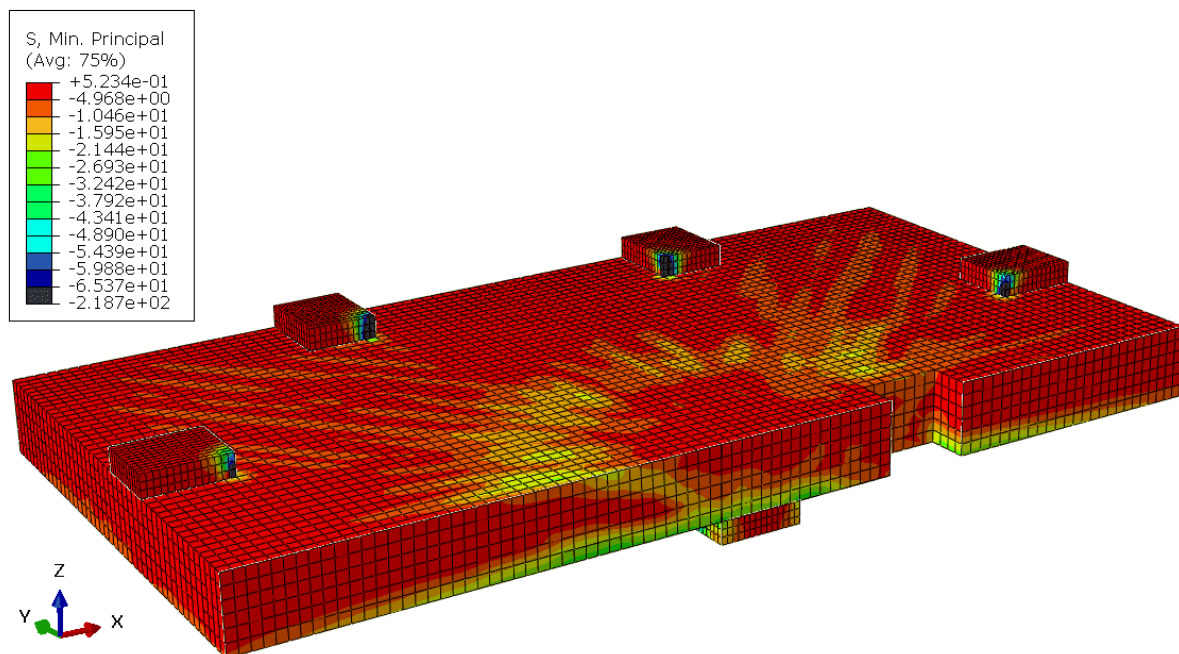
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.14: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



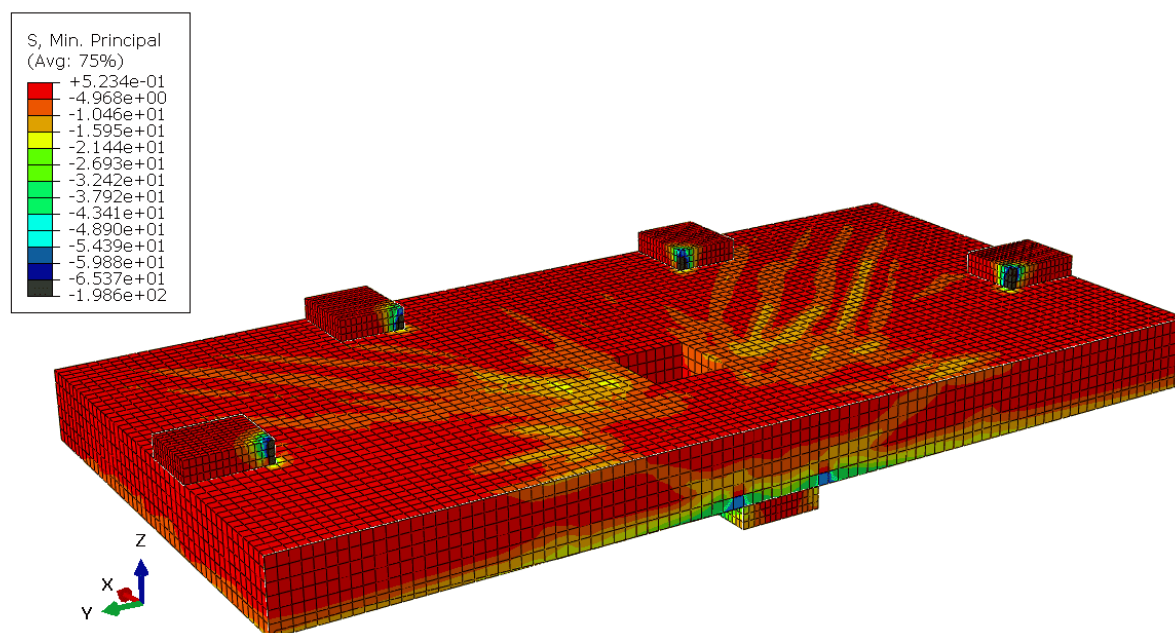
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.15: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



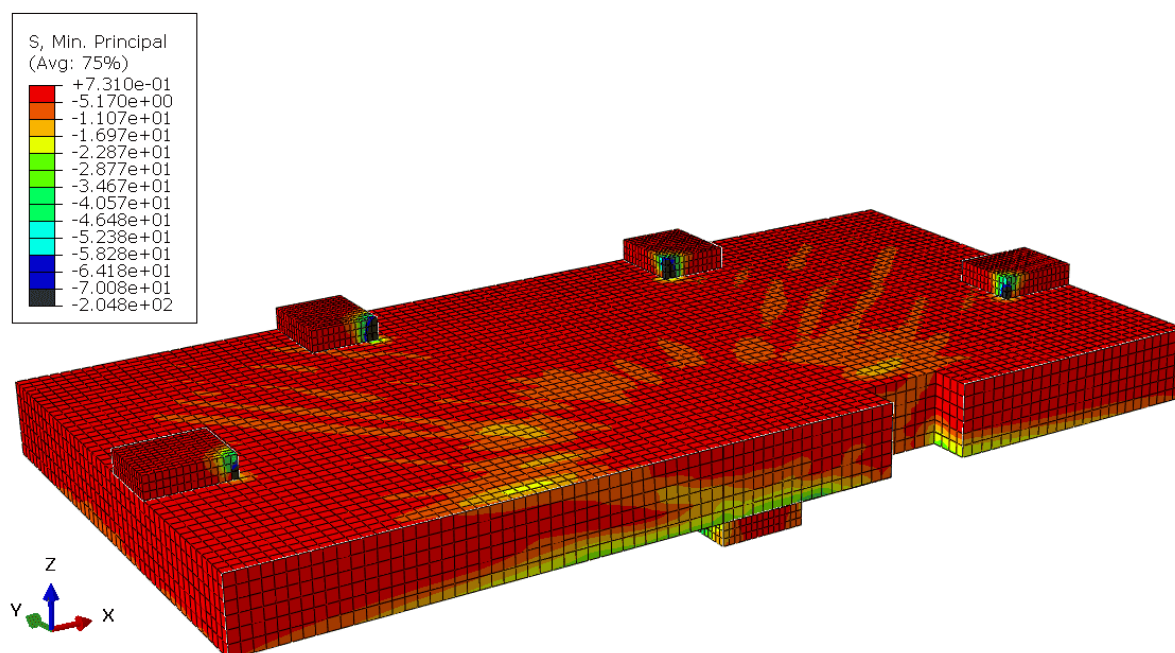
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.16: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



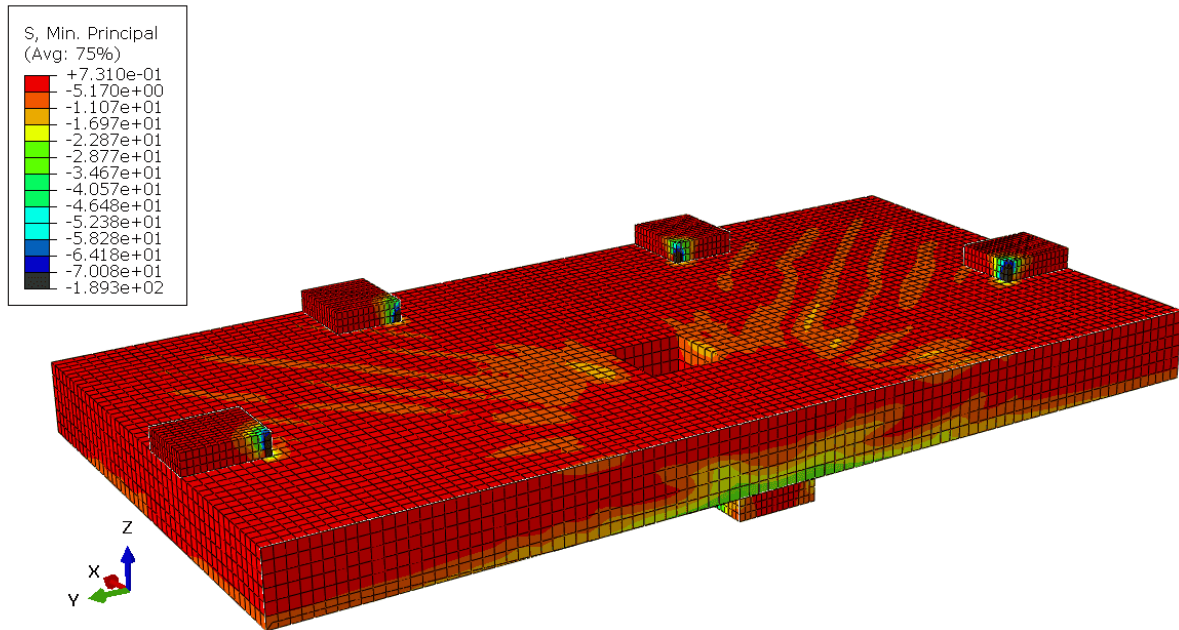
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.17: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



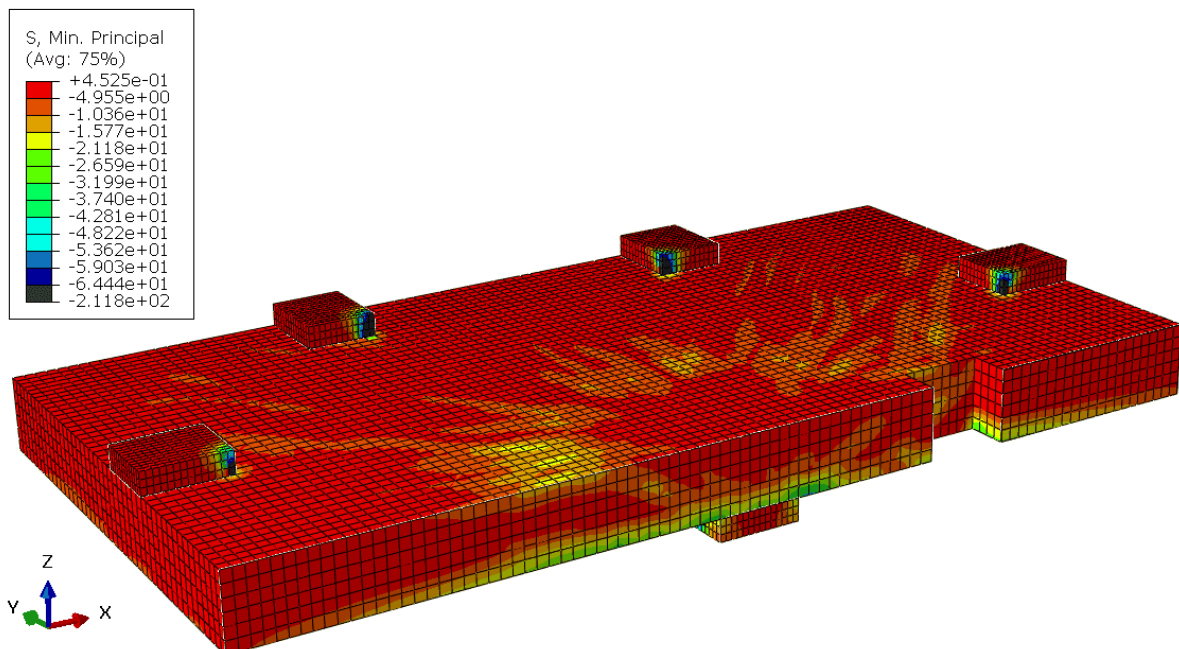
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.18: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



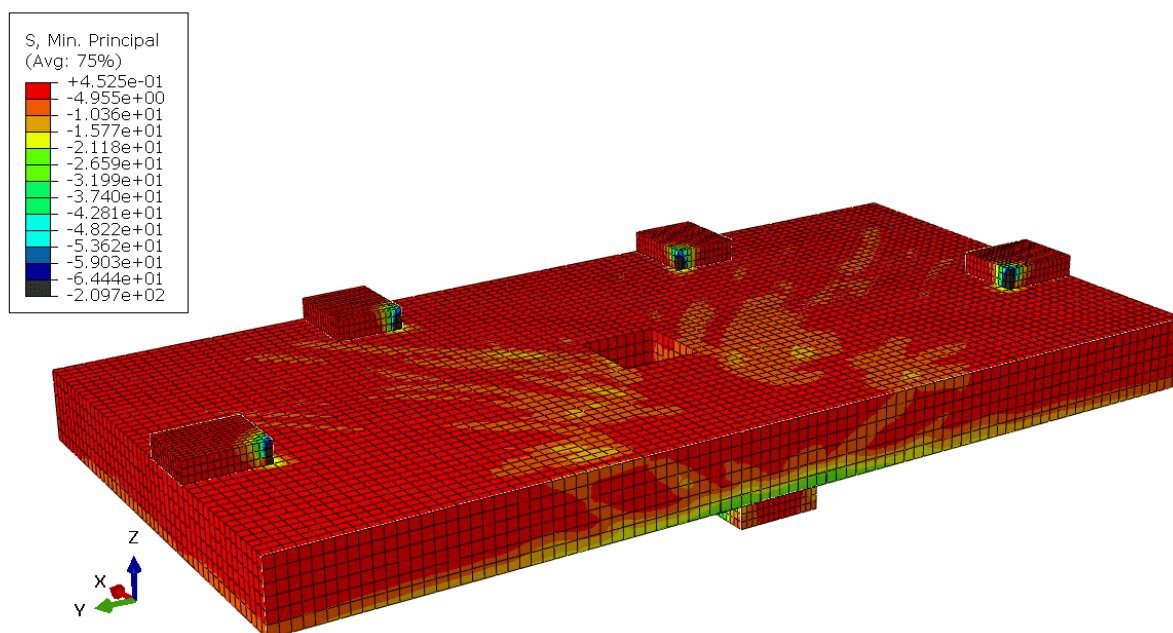
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.19: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



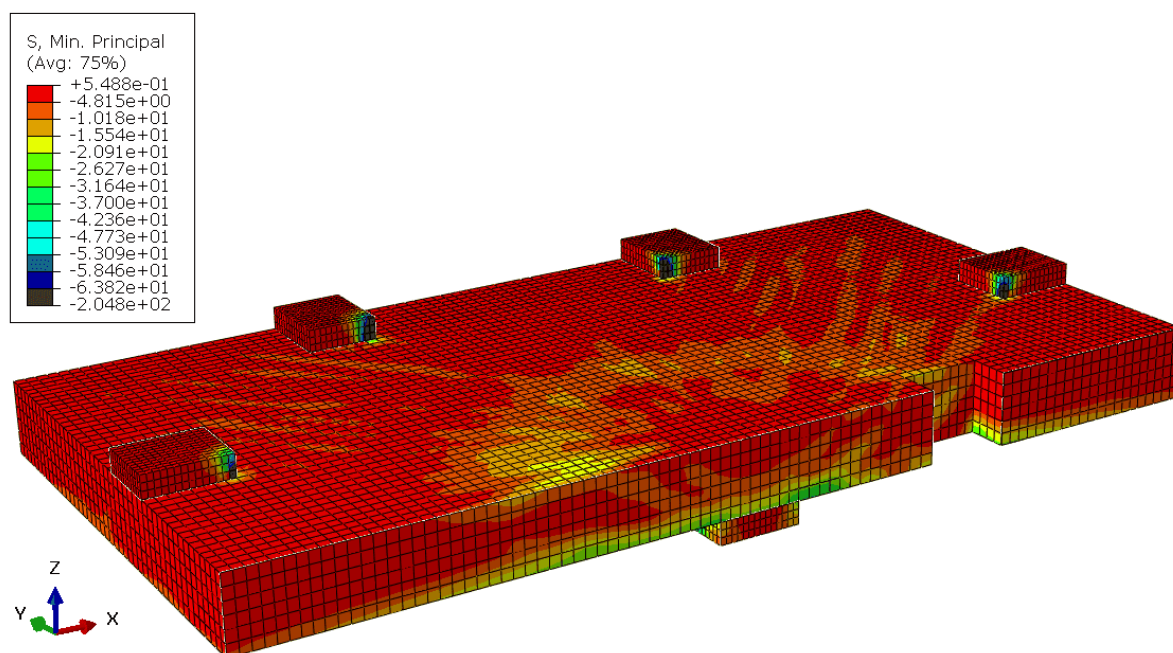
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.20: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



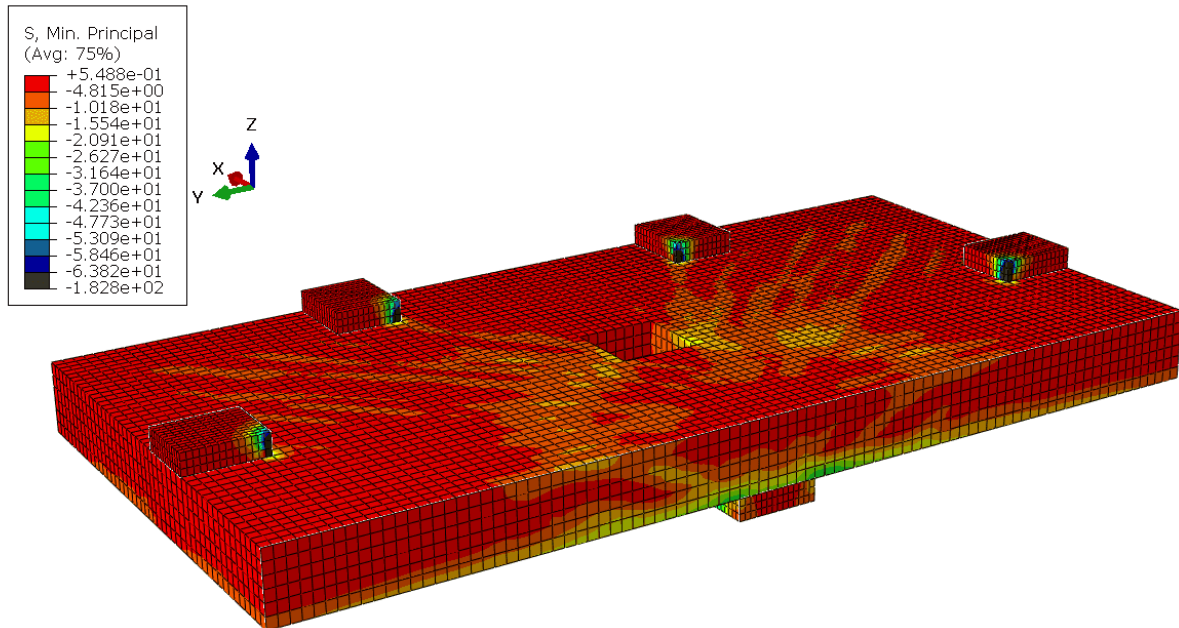
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.21: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



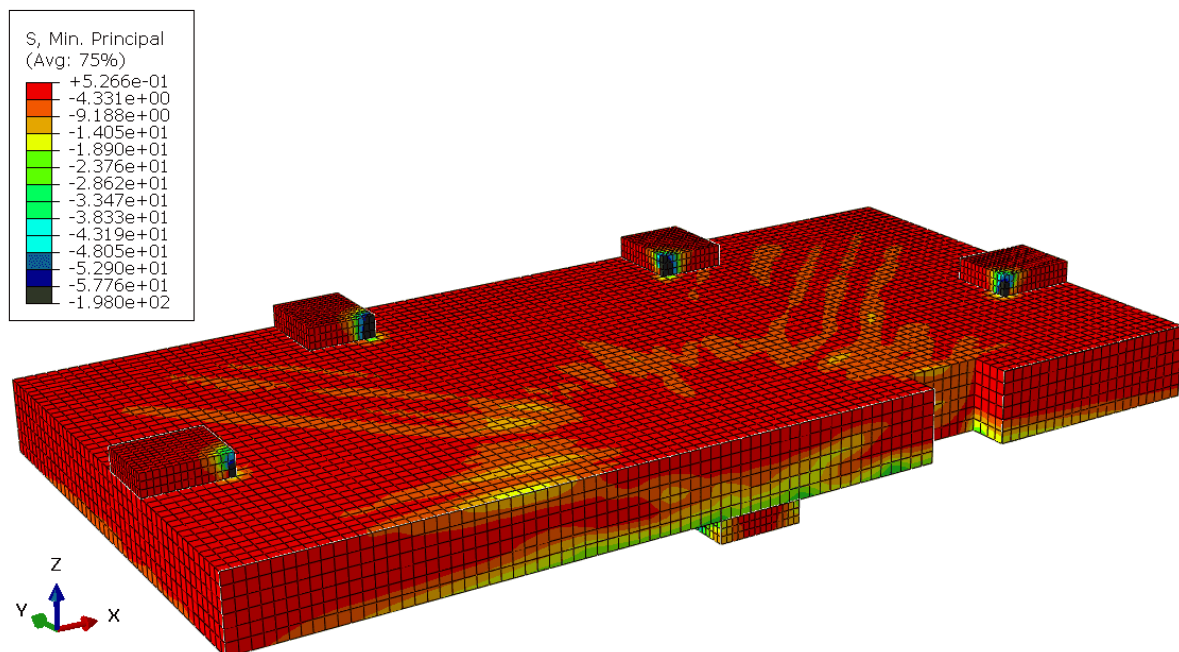
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.22: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



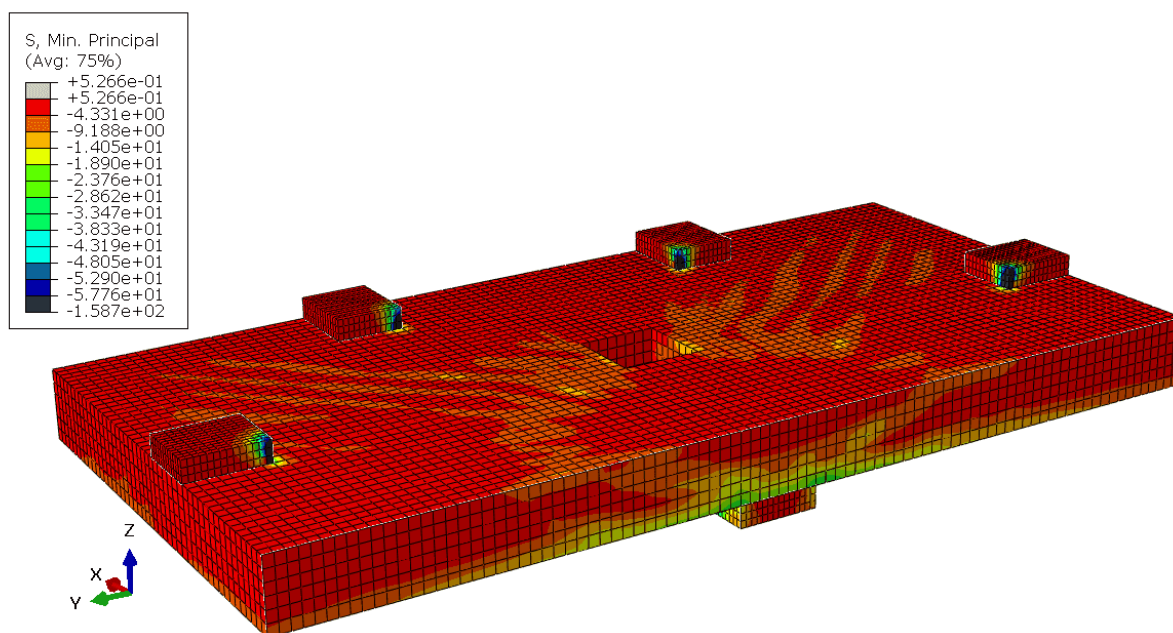
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.23: Tensões principais de compressão na direção da abertura do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



Fonte: O Autor (2021)

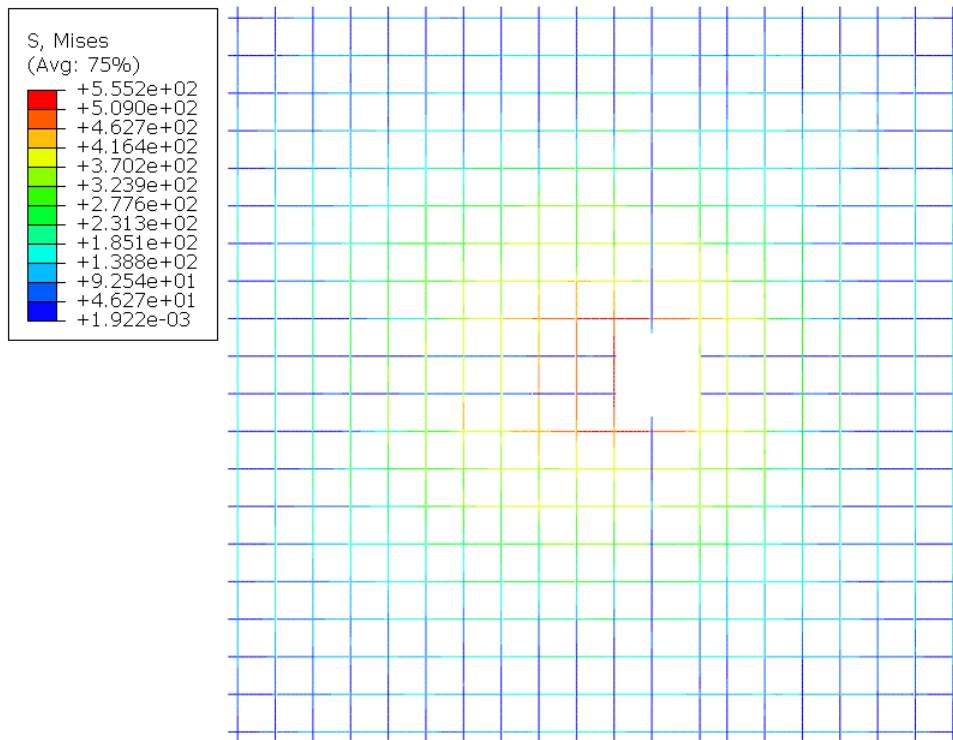
Figura A.24: Tensões principais de compressão na direção perpendicular à abertura do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



Fonte: O Autor (2021)

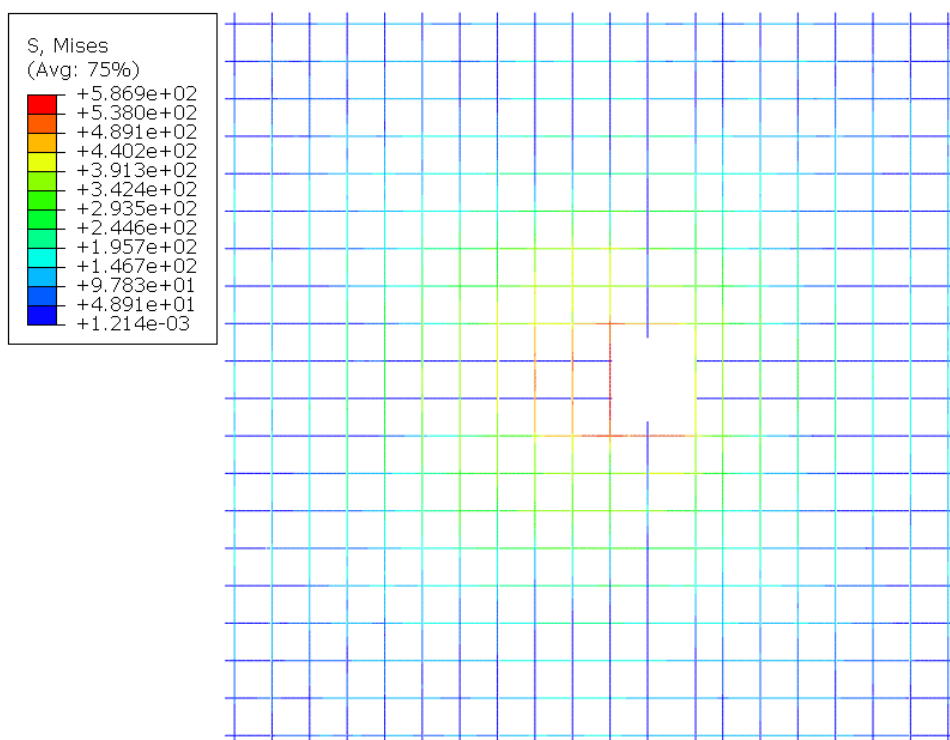
Nas Figuras A.25 à A.27 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras na ruptura dos três modelos numéricos calibrados, com o modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018). Nas Figuras A.28 à A.30 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras na ruptura dos três modelos numéricos calibrados, com o modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018). Nas Figuras A.31 à A.33 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras na ruptura dos três modelos numéricos calibrados, com o modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018). Nas Figuras A.34 à A.36 são apresentadas as tensões de tração nas armaduras na ruptura dos três modelos numéricos calibrados, com o modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018).

Figura A.25: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



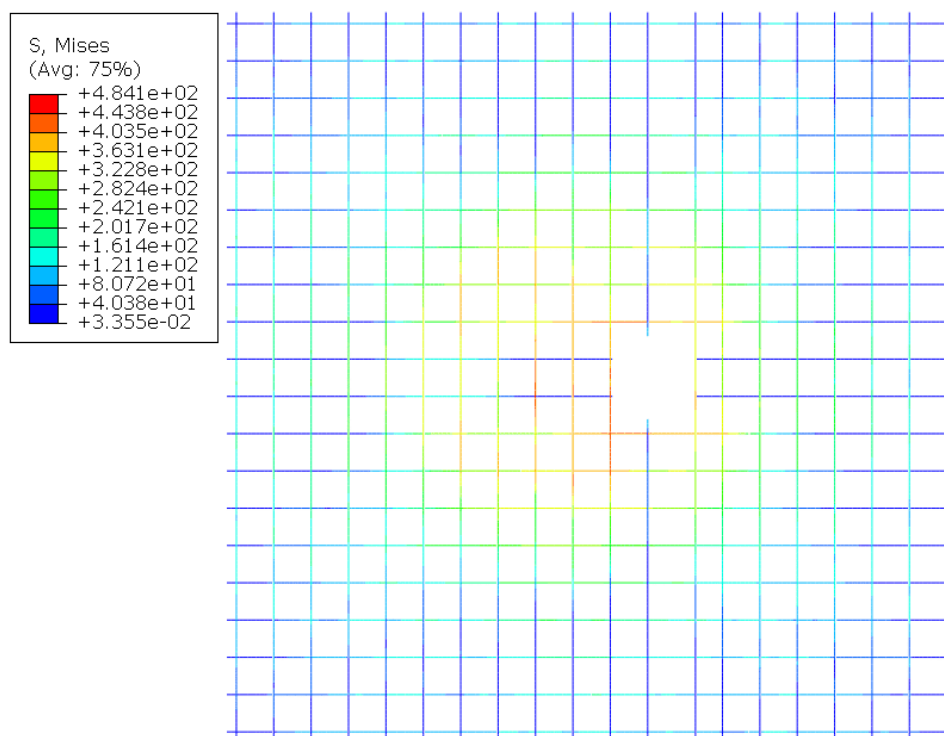
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.26: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



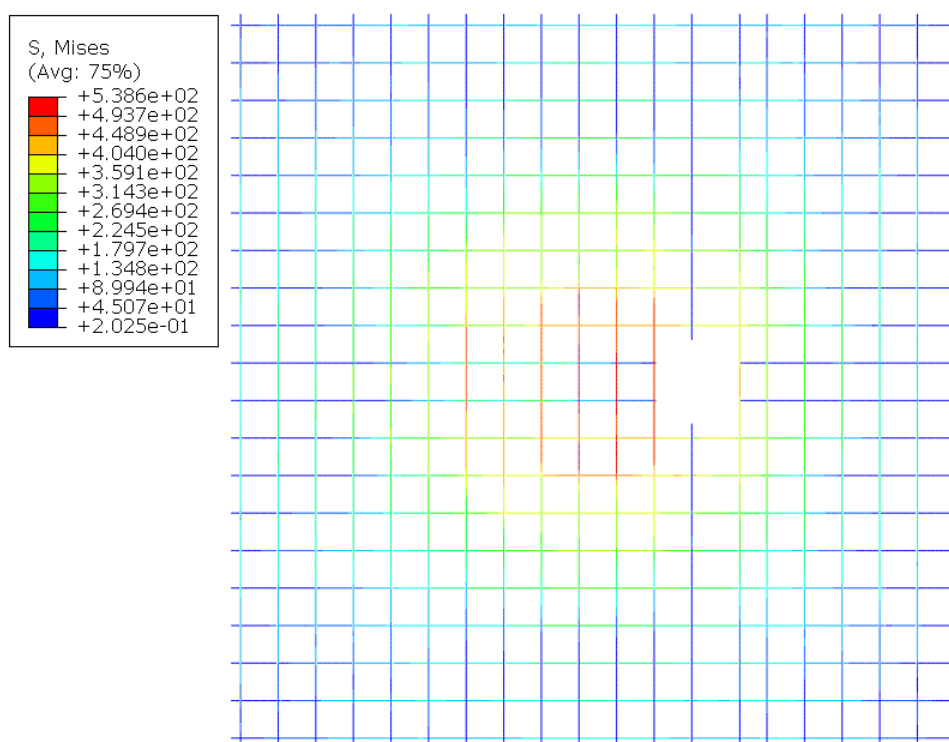
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.27: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



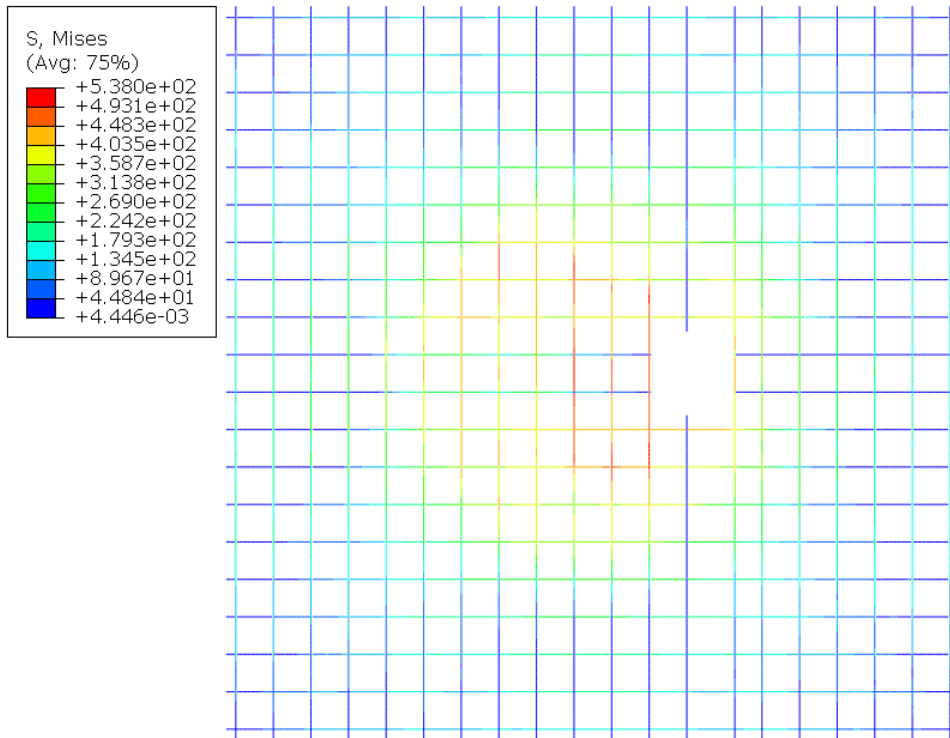
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.28: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



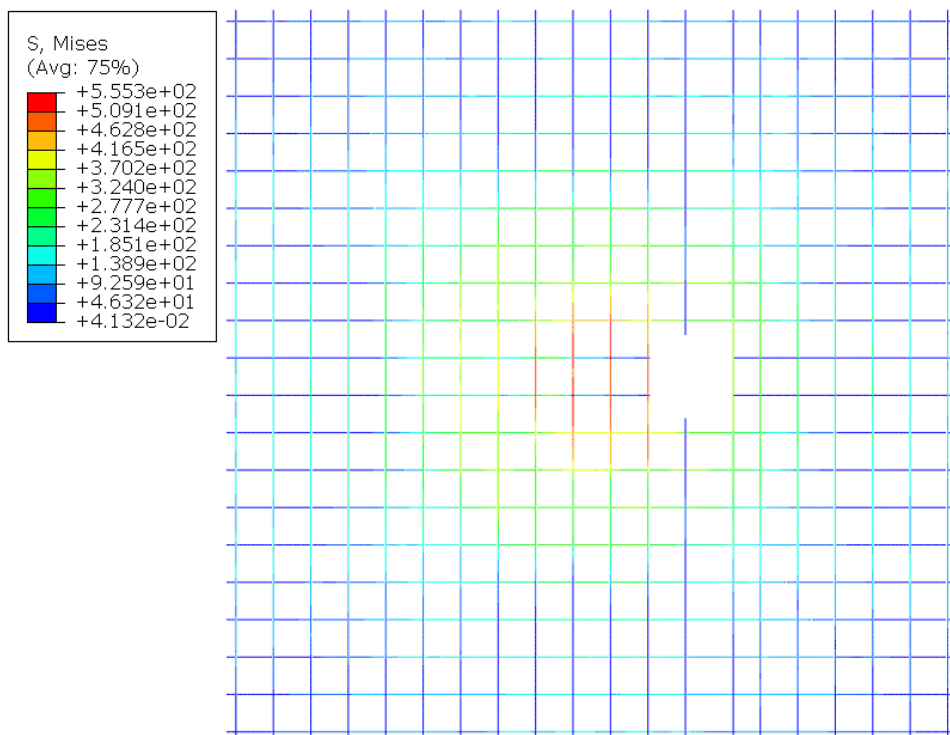
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.29: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



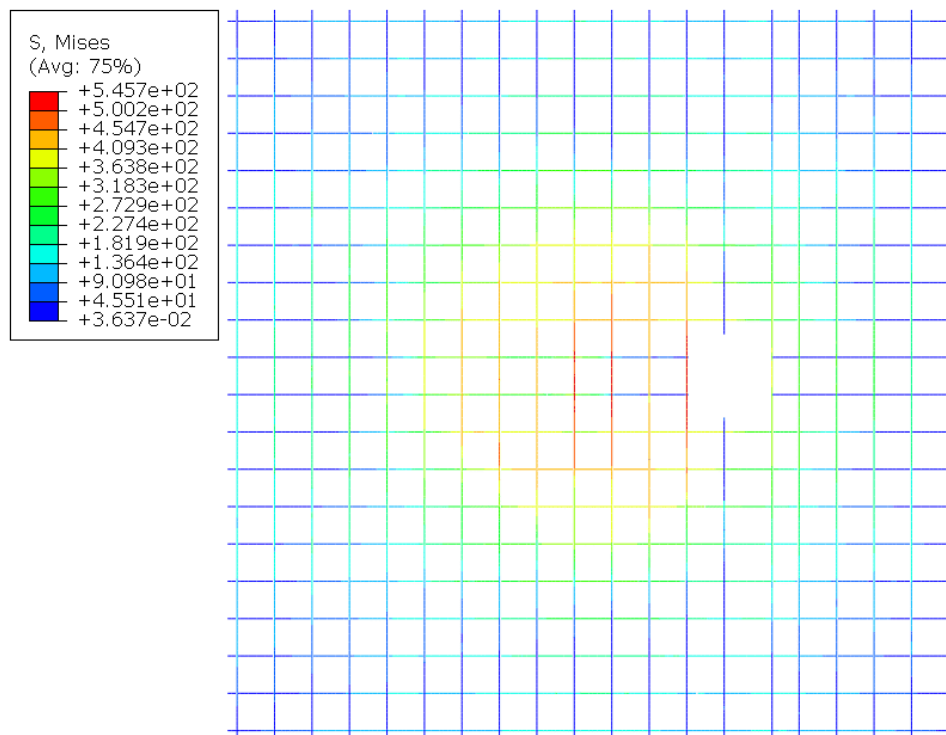
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.30: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



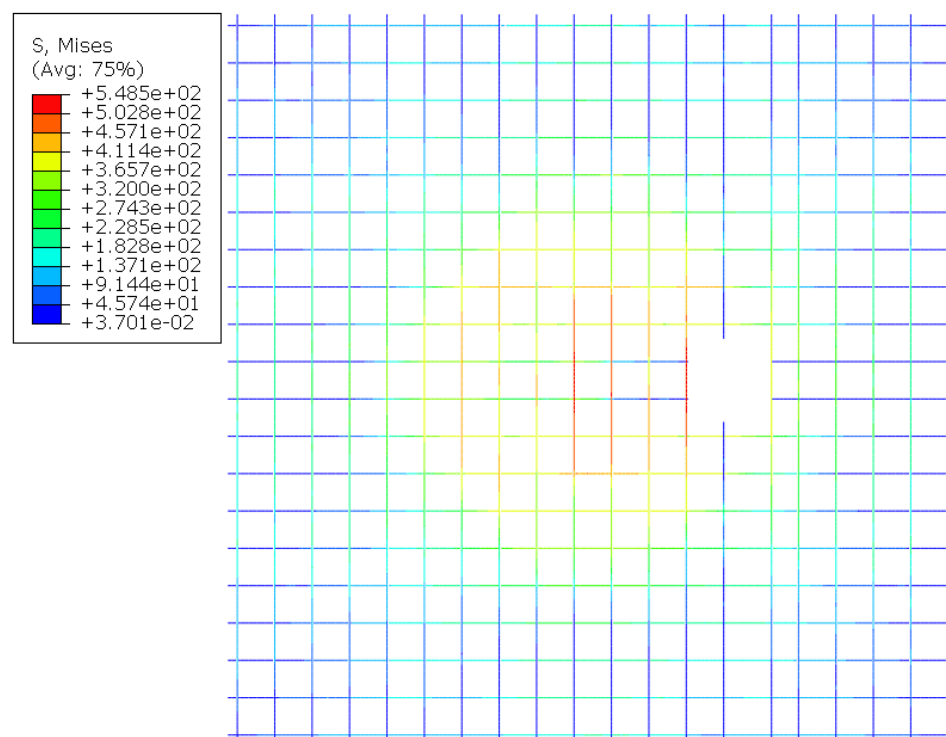
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.31: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



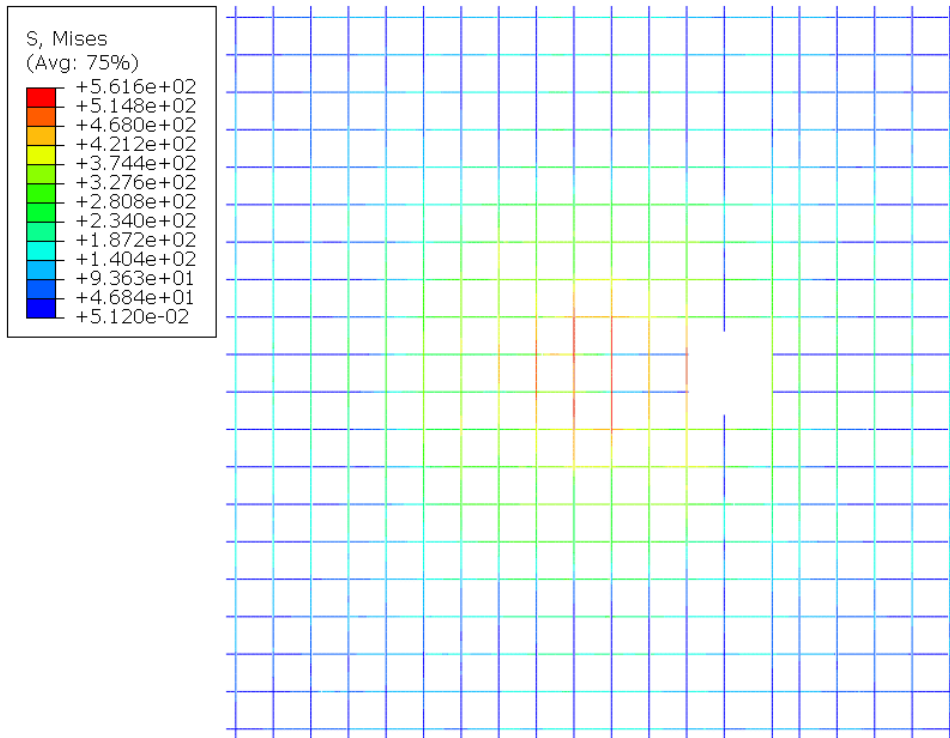
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.32: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



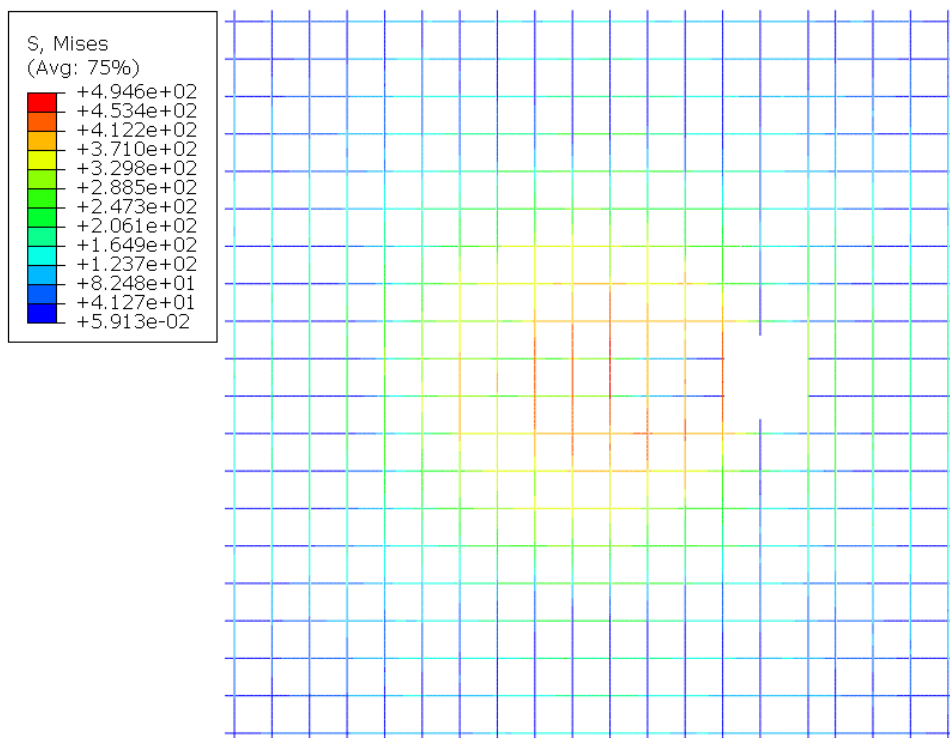
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.33: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)



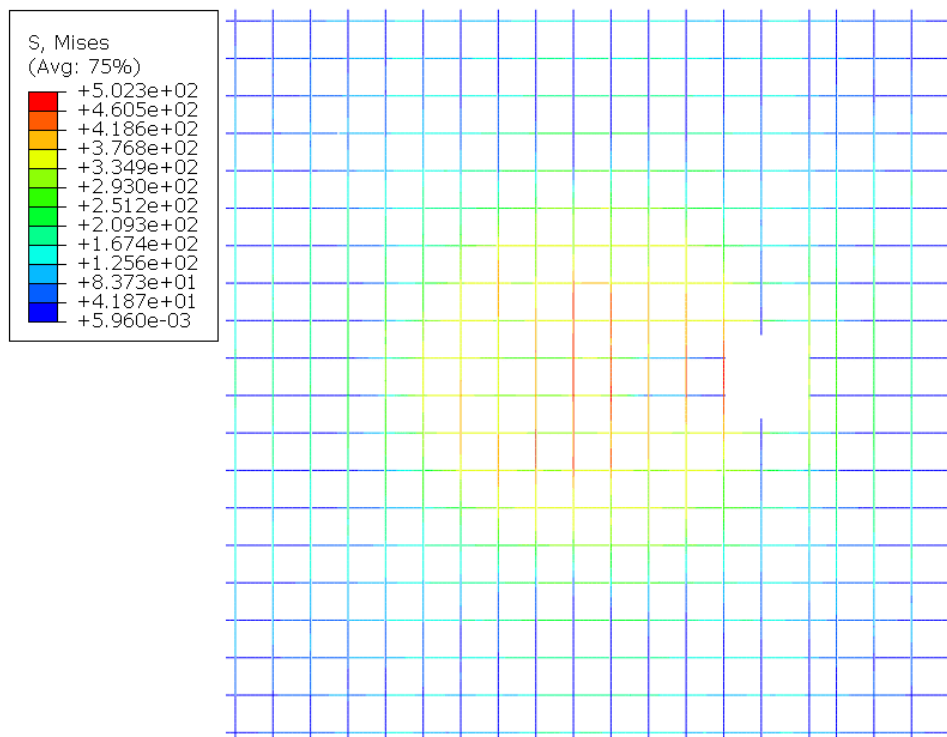
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.34: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° (MPa)



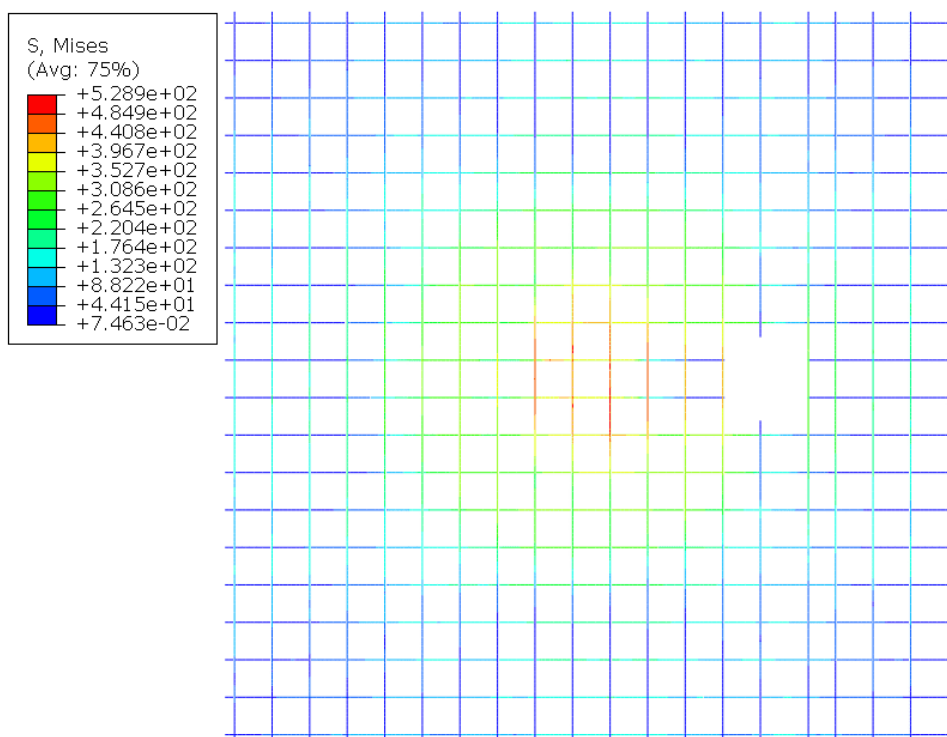
Fonte: O Autor (2021)

Figura A.35: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° (MPa)



Fonte: O Autor (2021)

Figura A.36: Tensões de tração nas armaduras do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° (MPa)

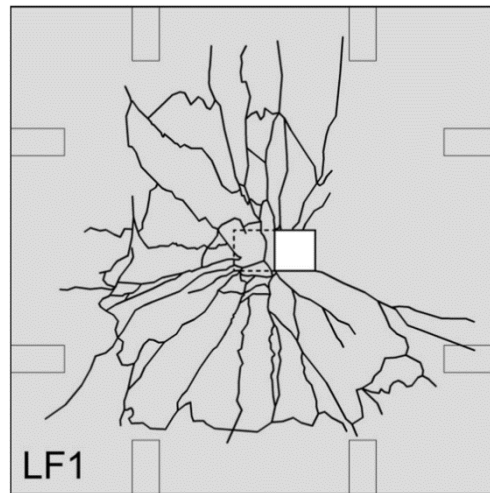


Fonte: O Autor (2021)

APÊNDICE B

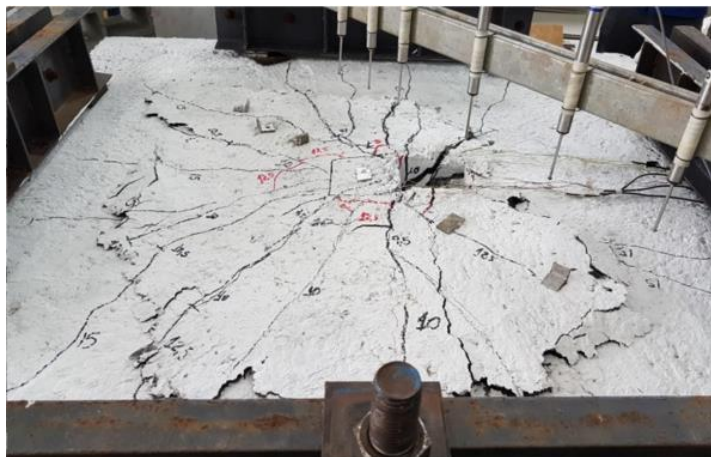
Na Figura B.1 pode-se visualizar a superfície de ruptura do modelo experimental LF1, ensaiado por Lourenço (2018), enquanto na Figura B.2 pode-se visualizar o modelo experimental após a ruptura.

Figura B.1: Superfície de ruptura do modelo experimental LF1 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

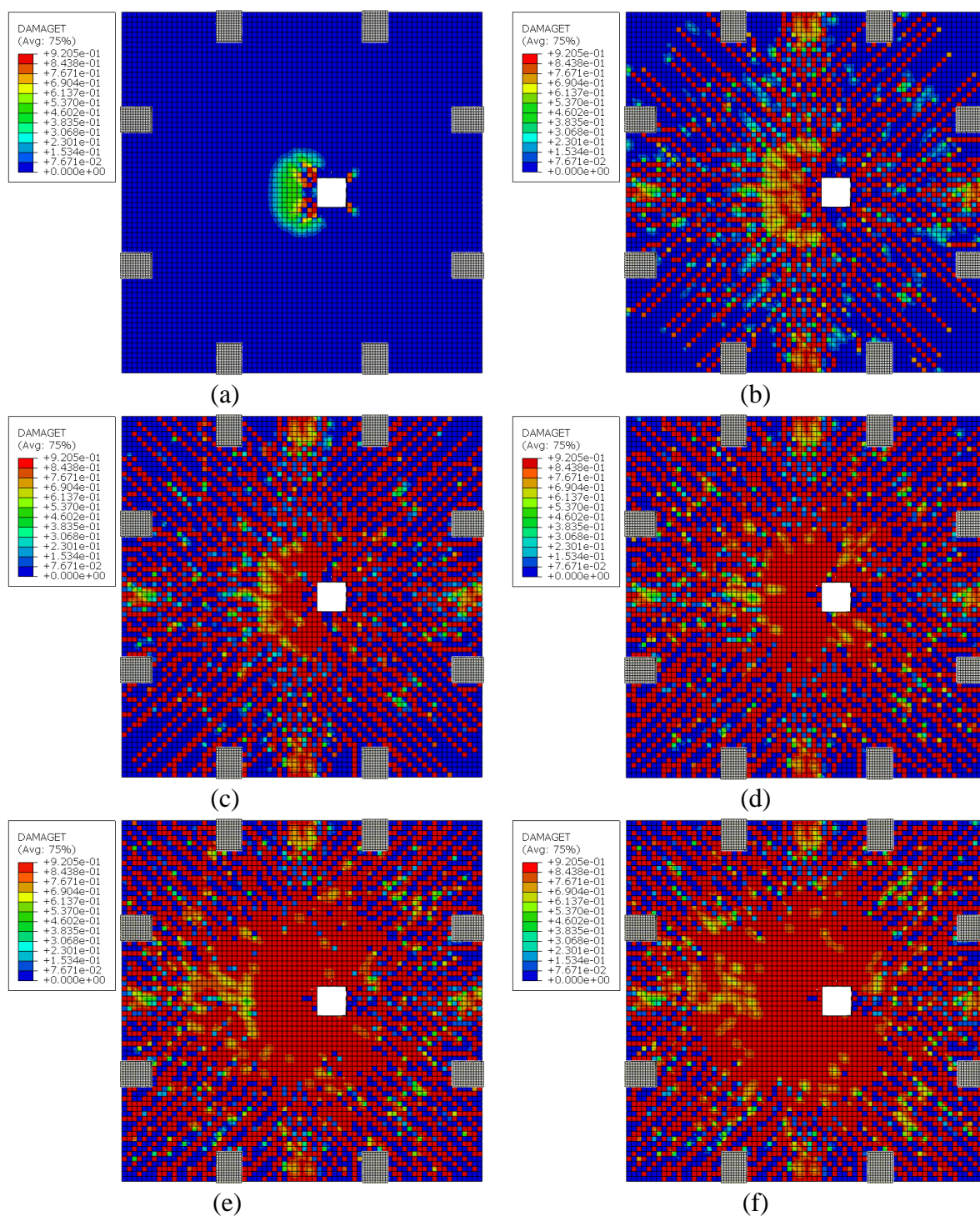
Figura B.2: Modelo experimental LF1 ensaiado por Lourenço (2018) após a ruptura



Fonte: Lourenço (2018)

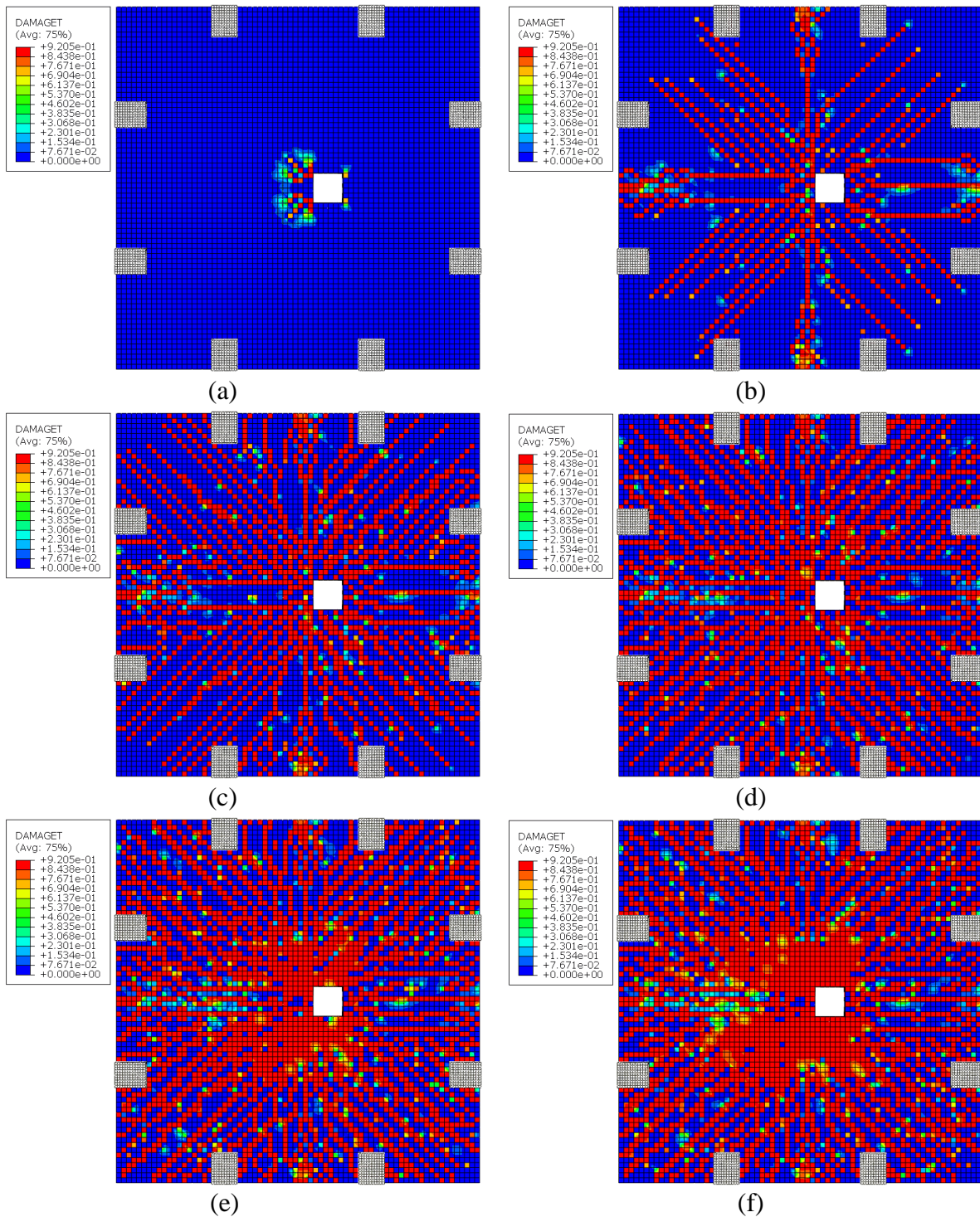
Nas Figuras B.3 à B.5 são apresentados os danos do modelo LF1 ensaiado por Lourenço (2018) em diferentes estágios de carregamento.

Figura B.3: Dando à tração do modelo LF1 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



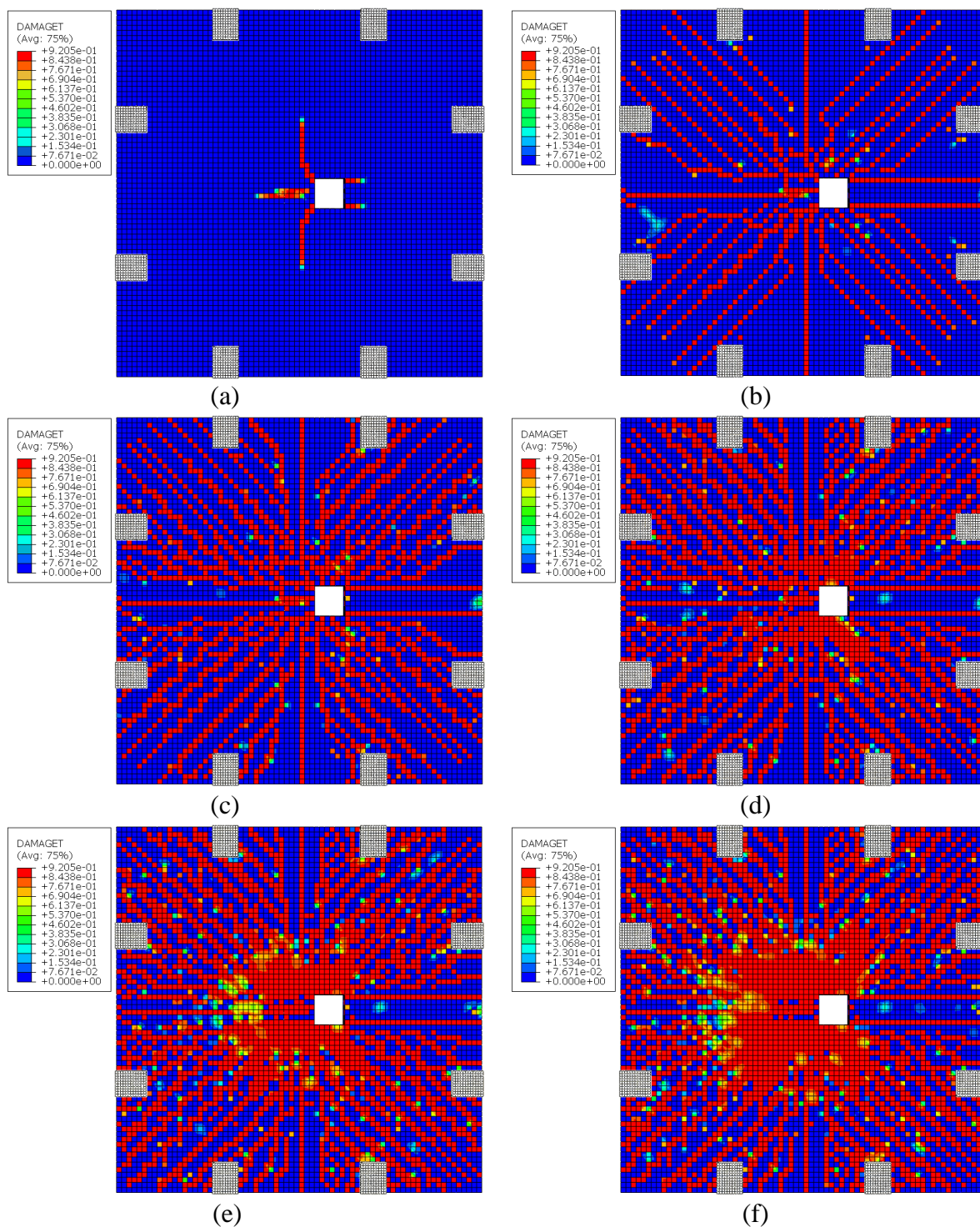
Fonte: O Autor (2021)

Figura B.4: Dando à tração do modelo LF1 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

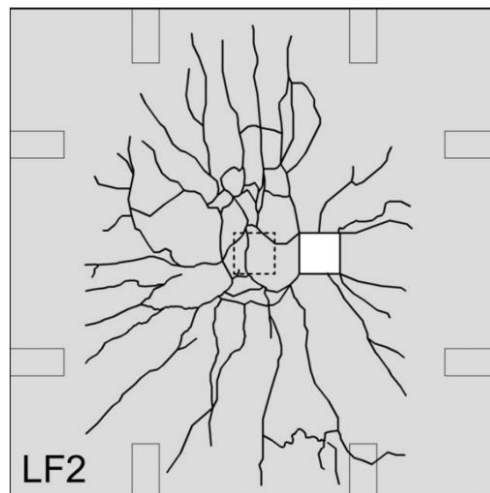
Figura B.5: Dando à tração do modelo LF1 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

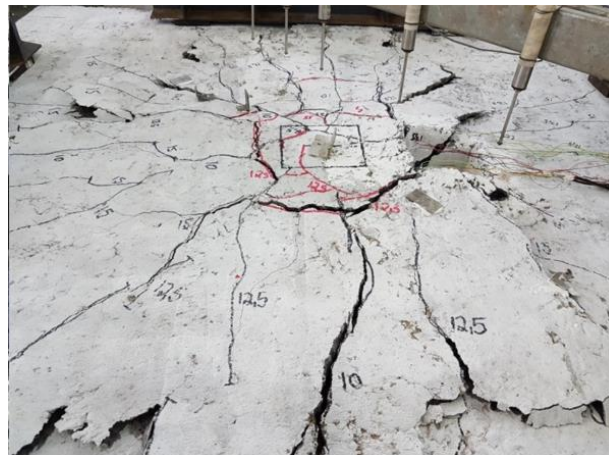
Na Figura B.6 pode-se visualizar a superfície de ruptura do modelo experimental LF2, ensaiado por Lourenço (2018), enquanto na Figura B.7 pode-se visualizar o modelo experimental após a ruptura.

Figura B.6: Superfície de ruptura do modelo experimental LF2 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

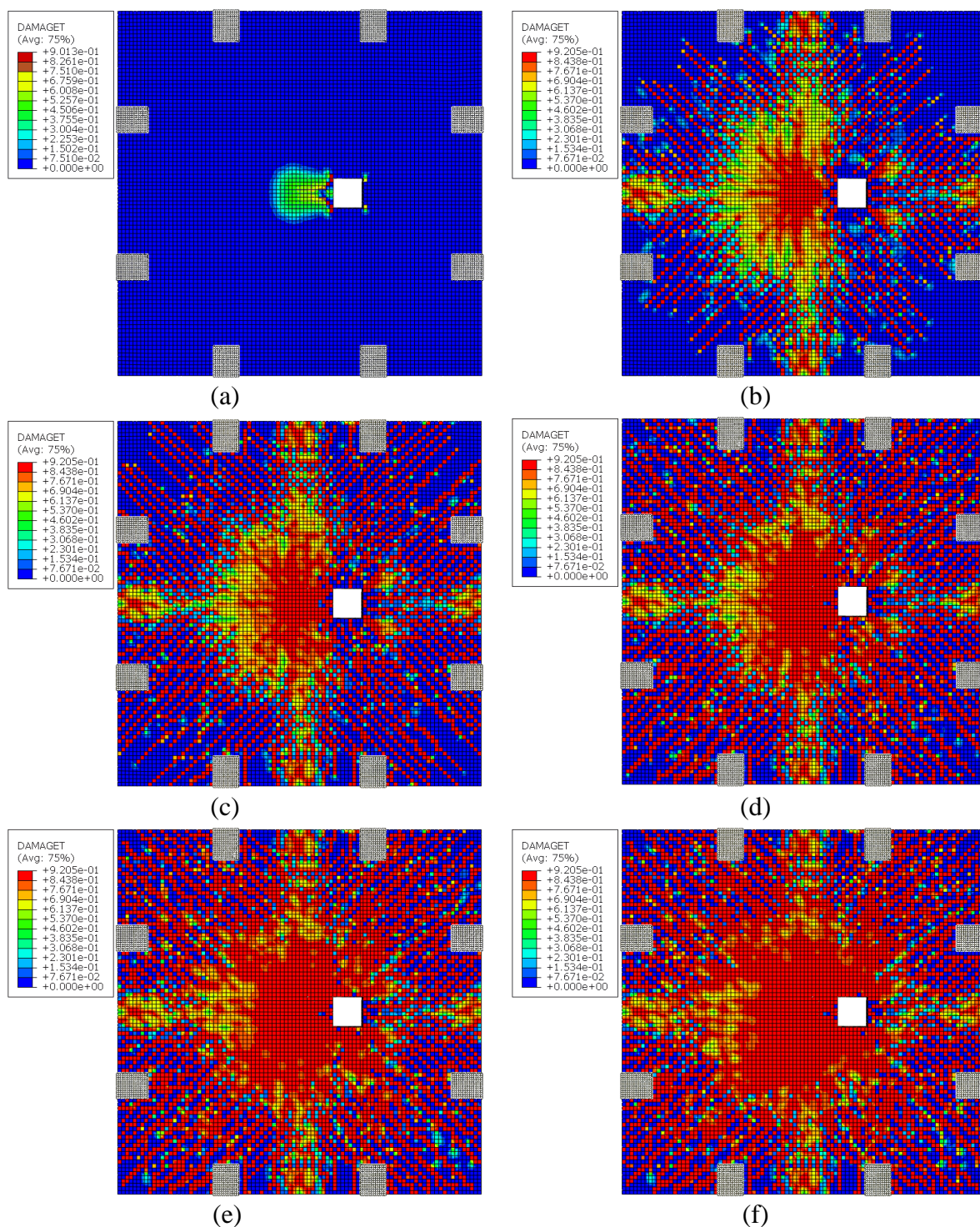
Figura B.7: Modelo experimental LF2 ensaiado por Lourenço (2018) após a ruptura



Fonte: Lourenço (2018)

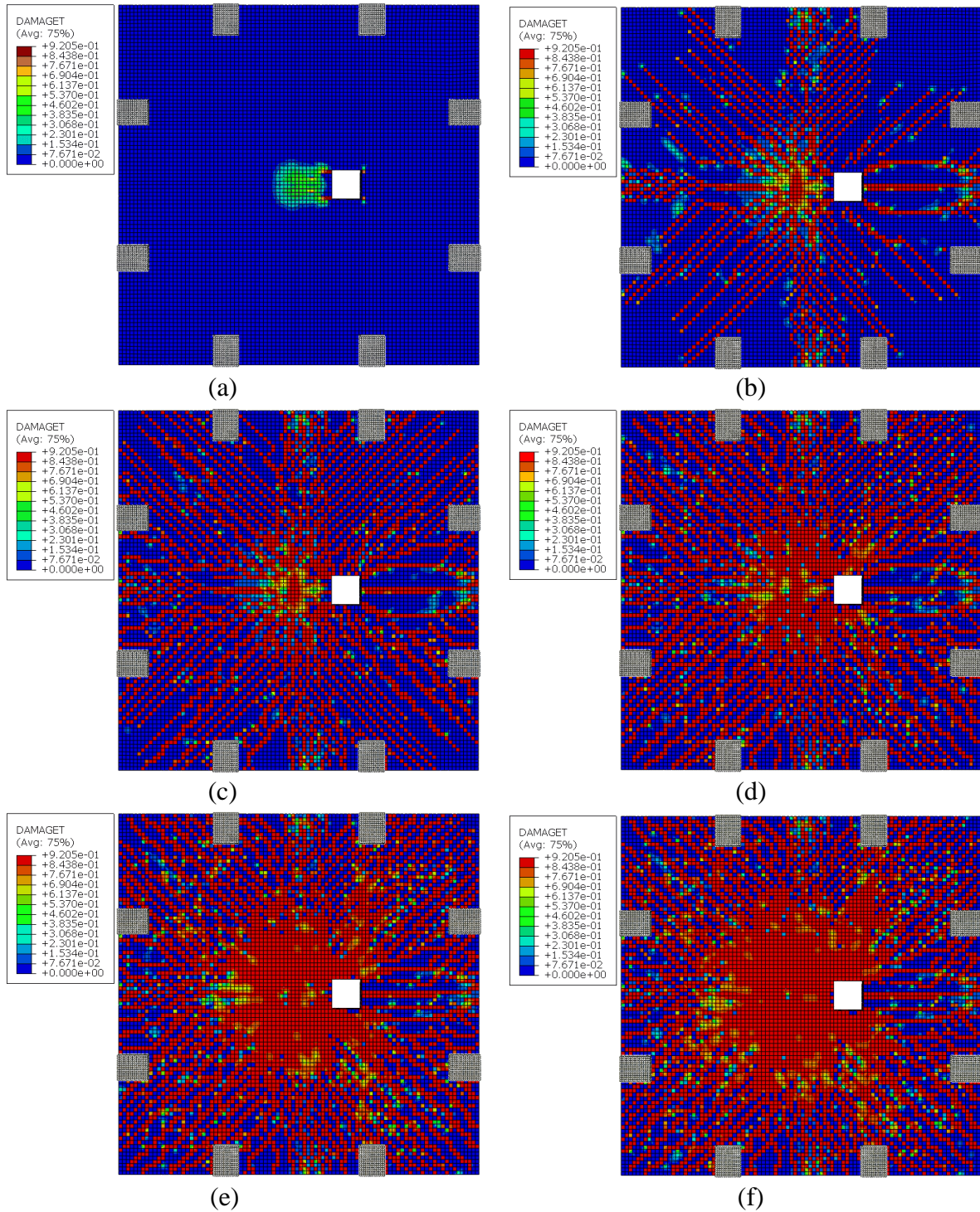
Nas Figuras B.8 à B.10 são apresentados os danos do modelo LF2 ensaiado por Lourenço (2018) em diferentes estágios de carregamento.

Figura B.8: Dando à tração do modelo LF2 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



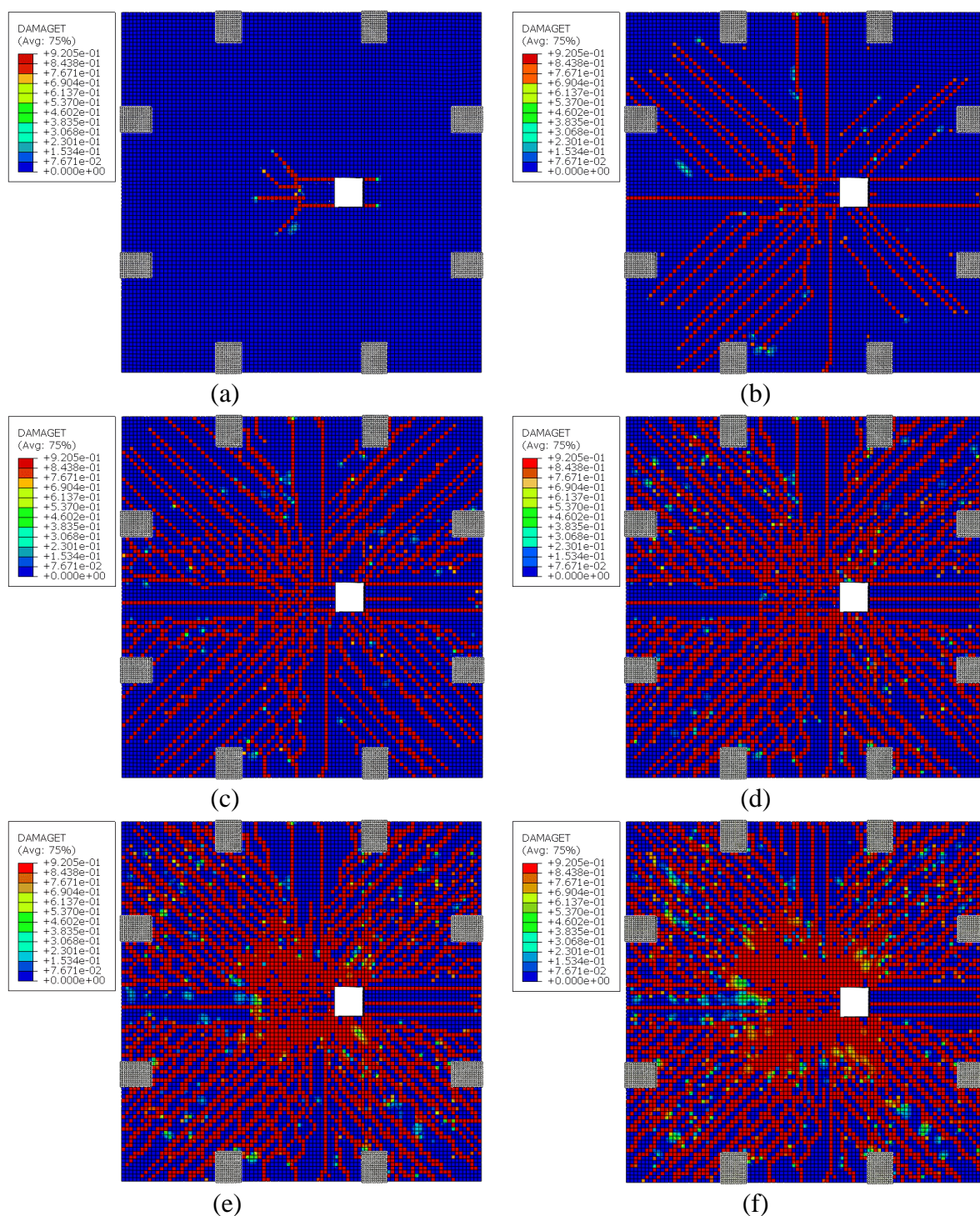
Fonte: O Autor (2021)

Figura B.9: Dando à tração do modelo LF2 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

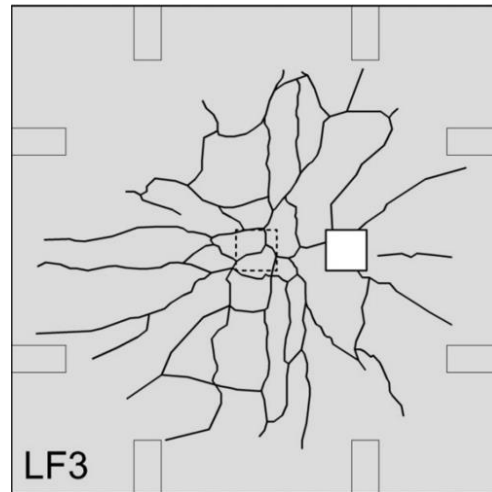
Figura B.10: Dando à tração do modelo LF2 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Na Figura B.11 pode-se visualizar a superfície de ruptura do modelo experimental LF3, ensaiado por Lourenço (2018), enquanto na Figura B.12 pode-se visualizar o modelo experimental após a ruptura.

Figura B.11: Superfície de ruptura do modelo experimental LF3 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

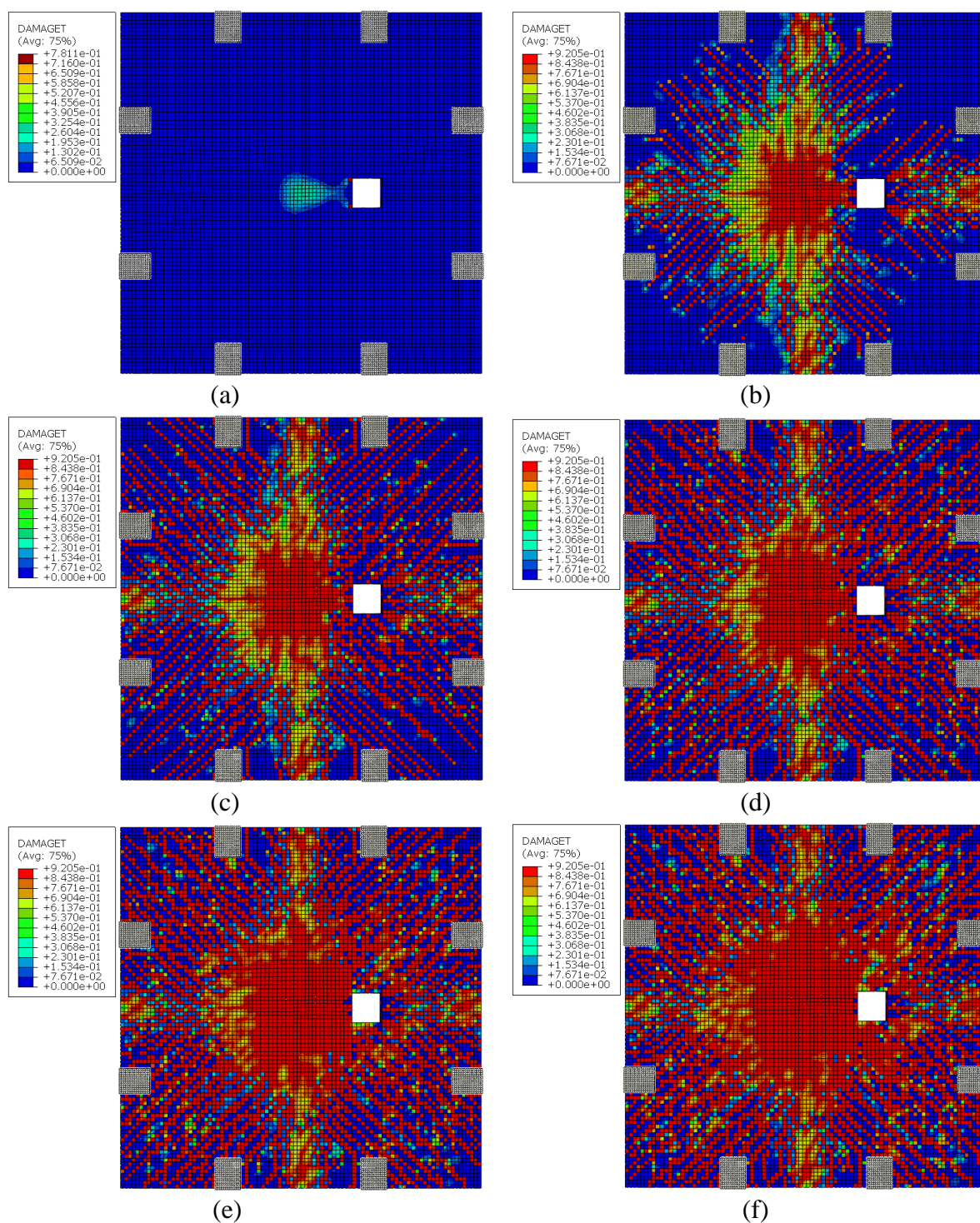
Figura B.12: Modelo experimental LF3 ensaiado por Lourenço (2018) após a ruptura



Fonte: Lourenço (2018)

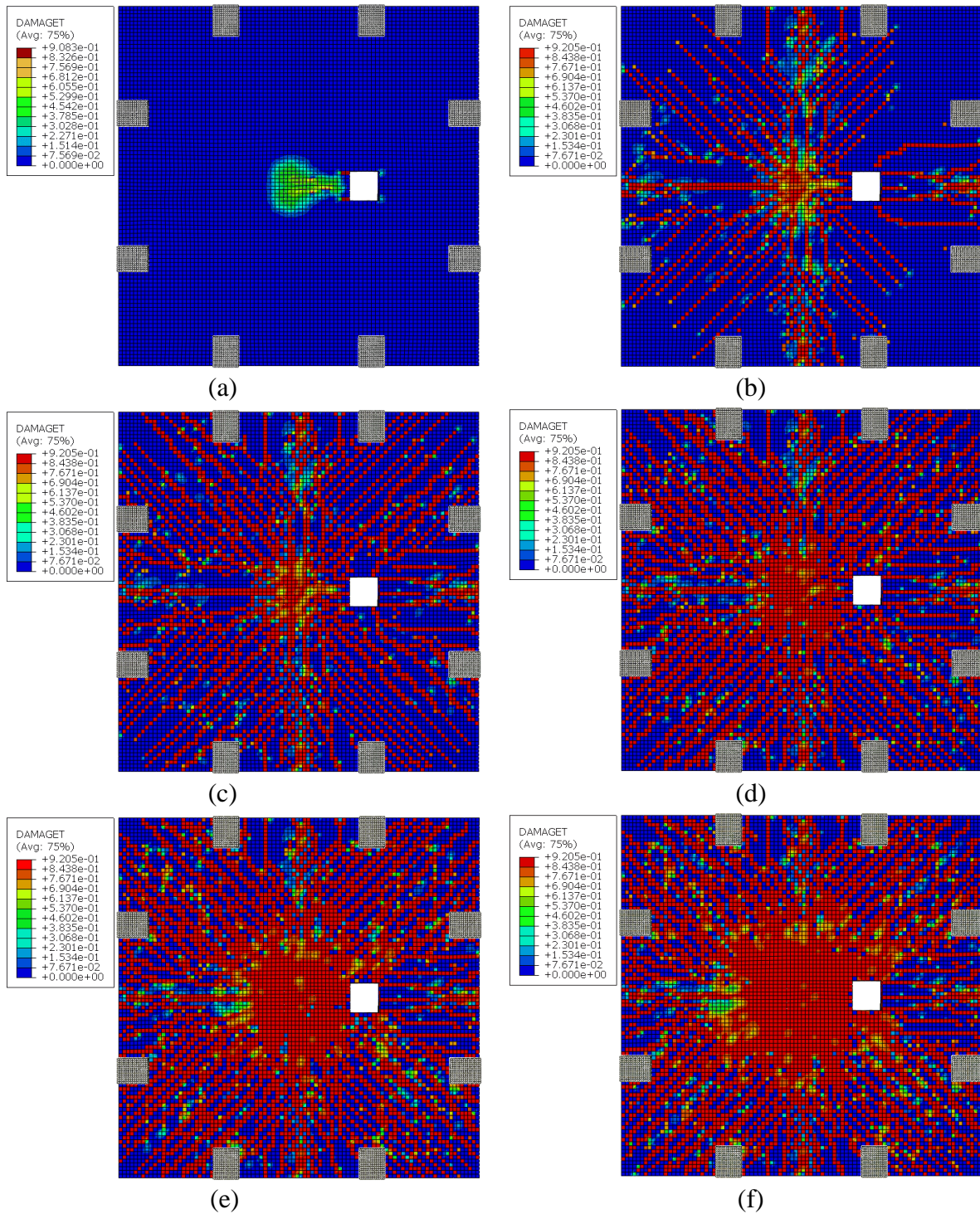
Nas Figuras B.13 à B.15 são apresentados os danos do modelo LF3 ensaiado por Lourenço (2018) em diferentes estágios de carregamento.

Figura B.13: Dando à tração do modelo LF3 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



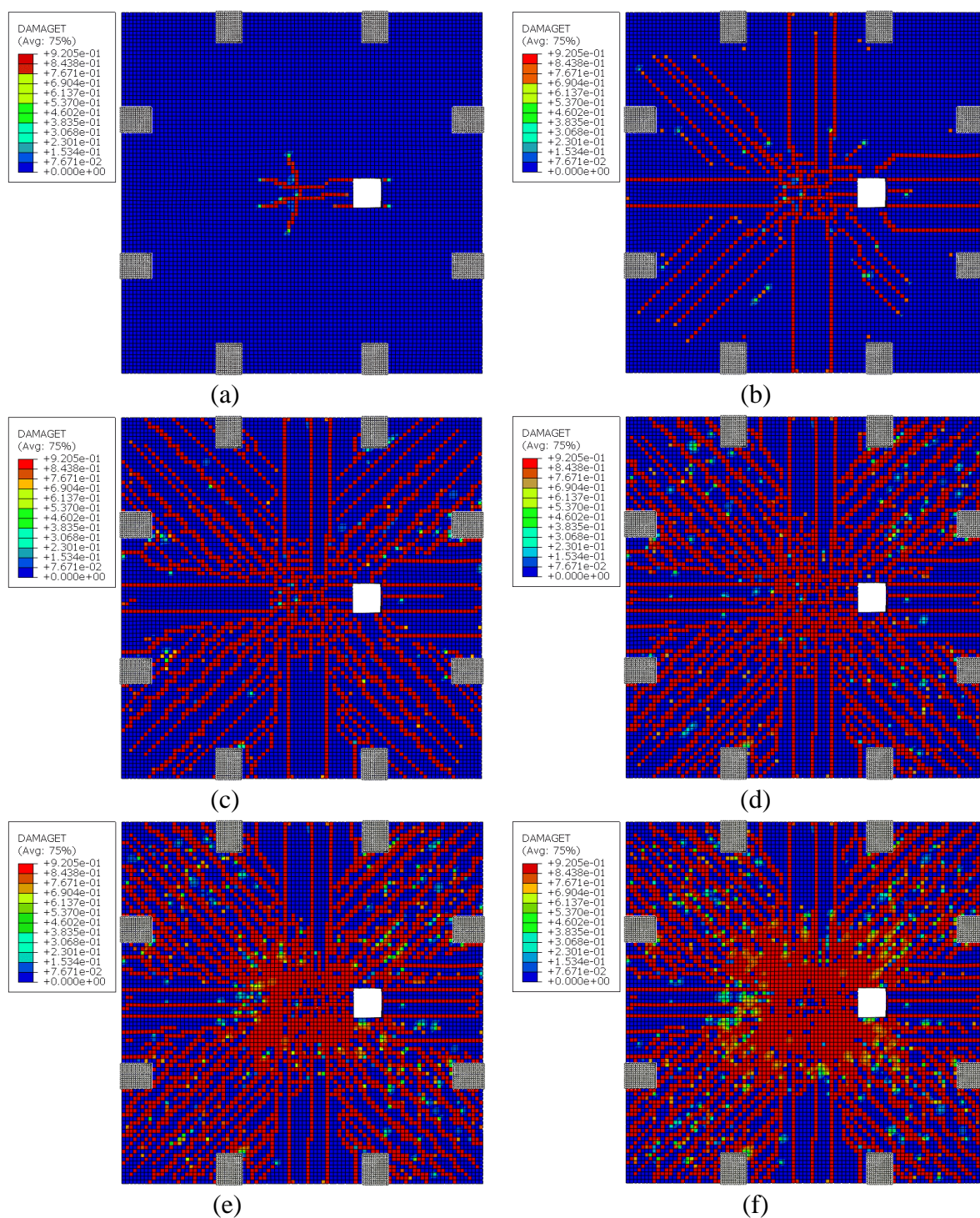
Fonte: O Autor (2021)

Figura B.14: Dando à tração do modelo LF3 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

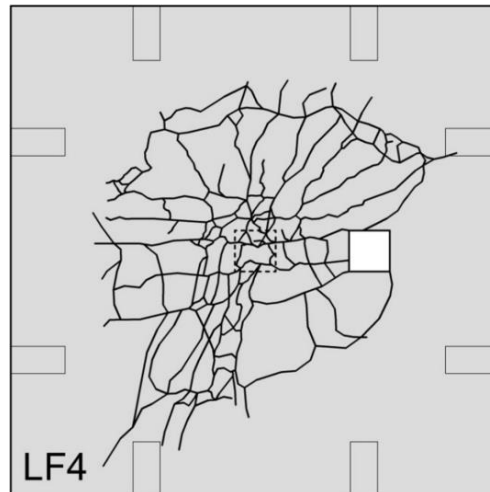
Figura B.15: Dando à tração do modelo LF3 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Na Figura B.16 pode-se visualizar a superfície de ruptura do modelo experimental LF4, ensaiado por Lourenço (2018), enquanto na Figura B.17 pode-se visualizar o modelo experimental após a ruptura.

Figura B.16: Superfície de ruptura do modelo experimental LF4 ensaiado por Lourenço (2018)



Fonte: Lourenço (2018)

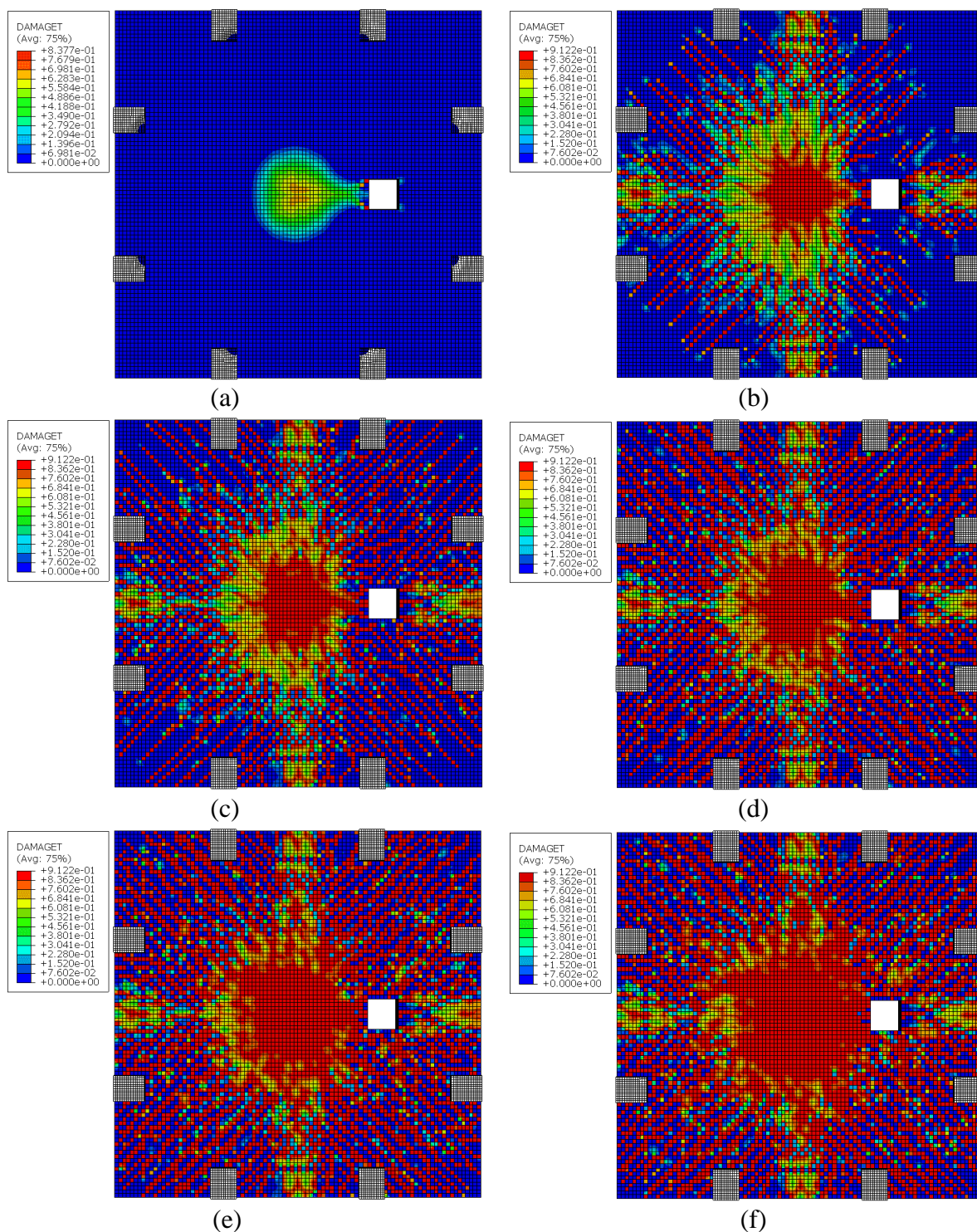
Figura B.17: Modelo experimental LF4 ensaiado por Lourenço (2018) após a ruptura



Fonte: Lourenço (2018)

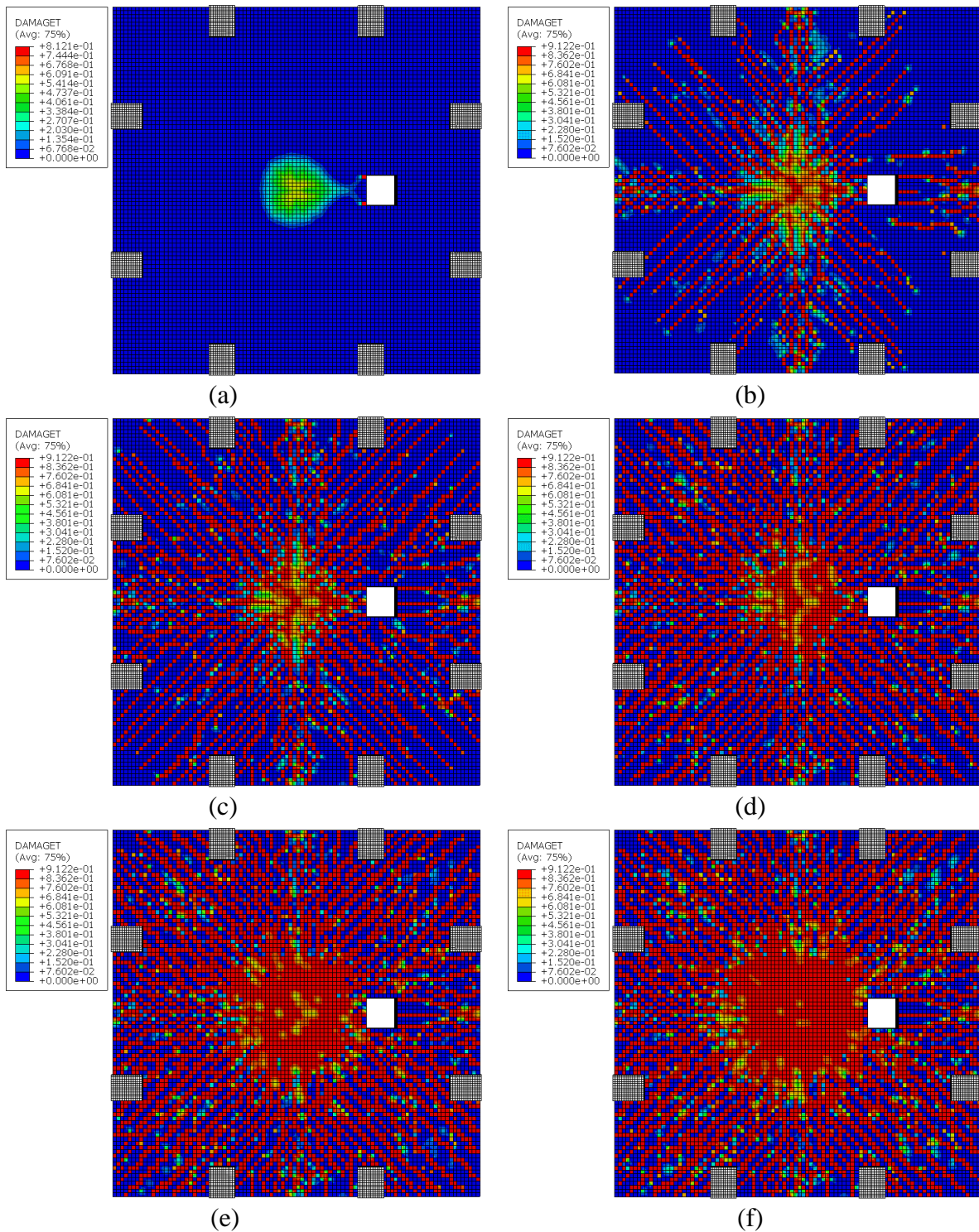
Nas Figuras B.18 à B.20 são apresentados os danos do modelo LF4 ensaiado por Lourenço (2018) em diferentes estágios de carregamento.

Figura B.18: Dando à tração do modelo LF4 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,001$ e 21° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



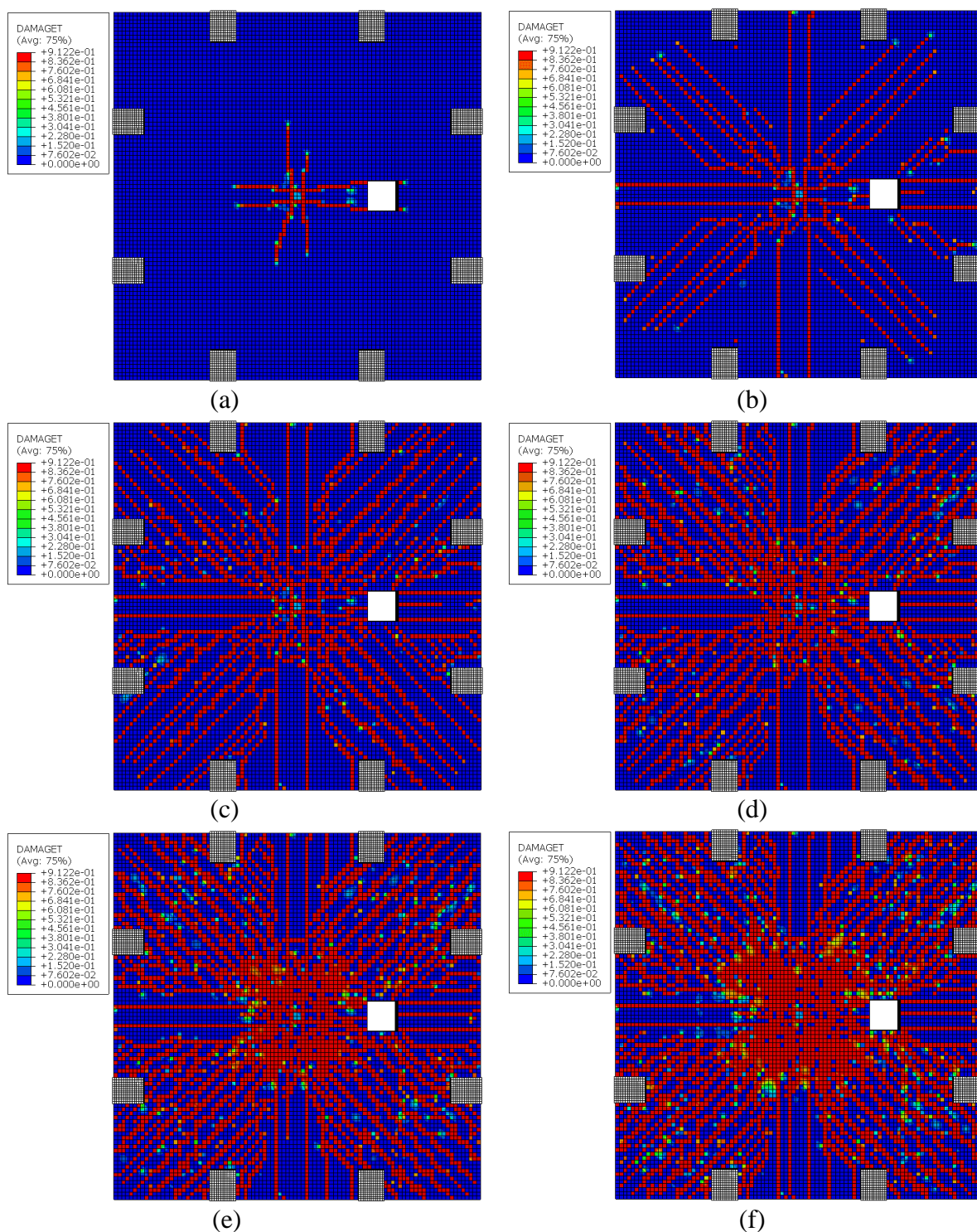
Fonte: O Autor (2021)

Figura B.19: Dando à tração do modelo LF4 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0005$ e 28° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)



Fonte: O Autor (2021)

Figura B.20: Dando à tração do modelo LF4 de Lourenço (2018) com $\mu = 0,0001$ e 32° , com 1% da carga de ruptura (a), 10% da carga de ruptura (b), 25% da carga de ruptura (c), 50% da carga de ruptura (d), 75% da carga de ruptura (e) e 100% da carga (f)

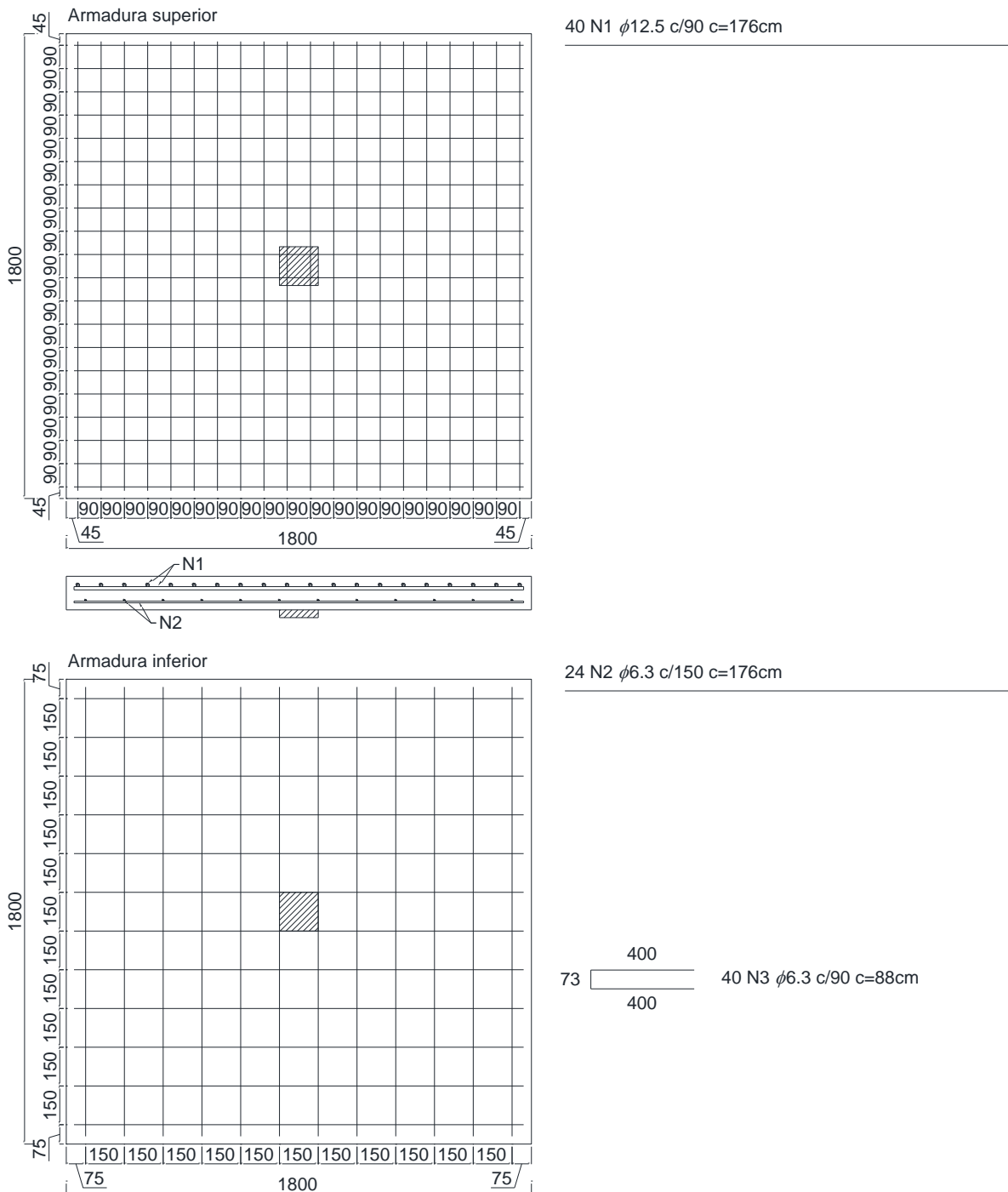


Fonte: O Autor (2021)

APÊNDICE C

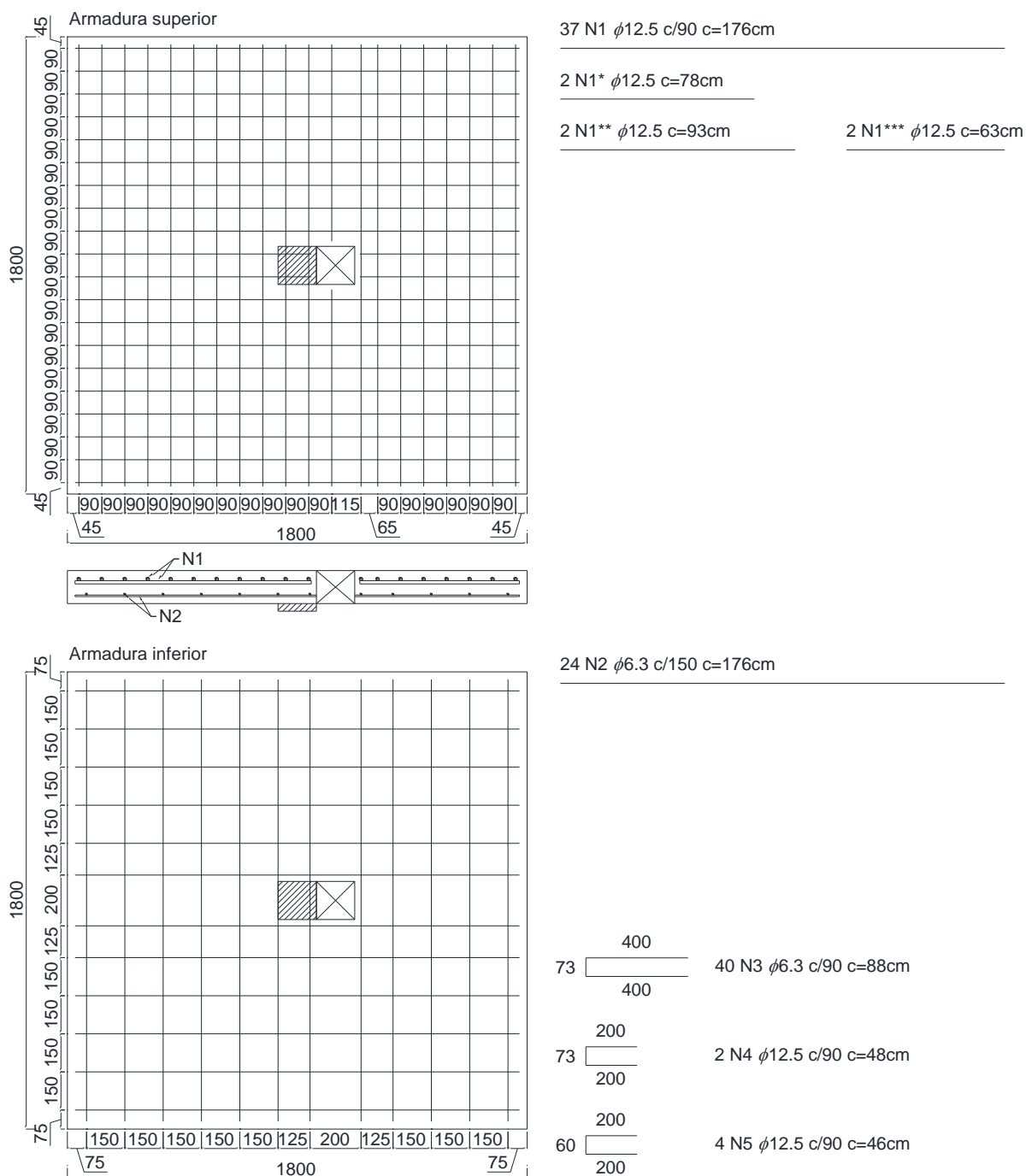
As armaduras utilizadas no estudo paramétrico são apresentadas nas Figuras C.1 à C.21.

Figura C.1: Armadura de Flexão da laje LR do estudo paramétrico (cotas em mm)



Fonte: O Autor (2021)

Figura C.2: Armadura de Flexão da laje LA1-AD do estudo paramétrico (cotas em mm)



Fonte: O Autor (2021)

Figura C.3: Armadura de Flexão da laje LA1-1D do estudo paramétrico (cotas em mm)

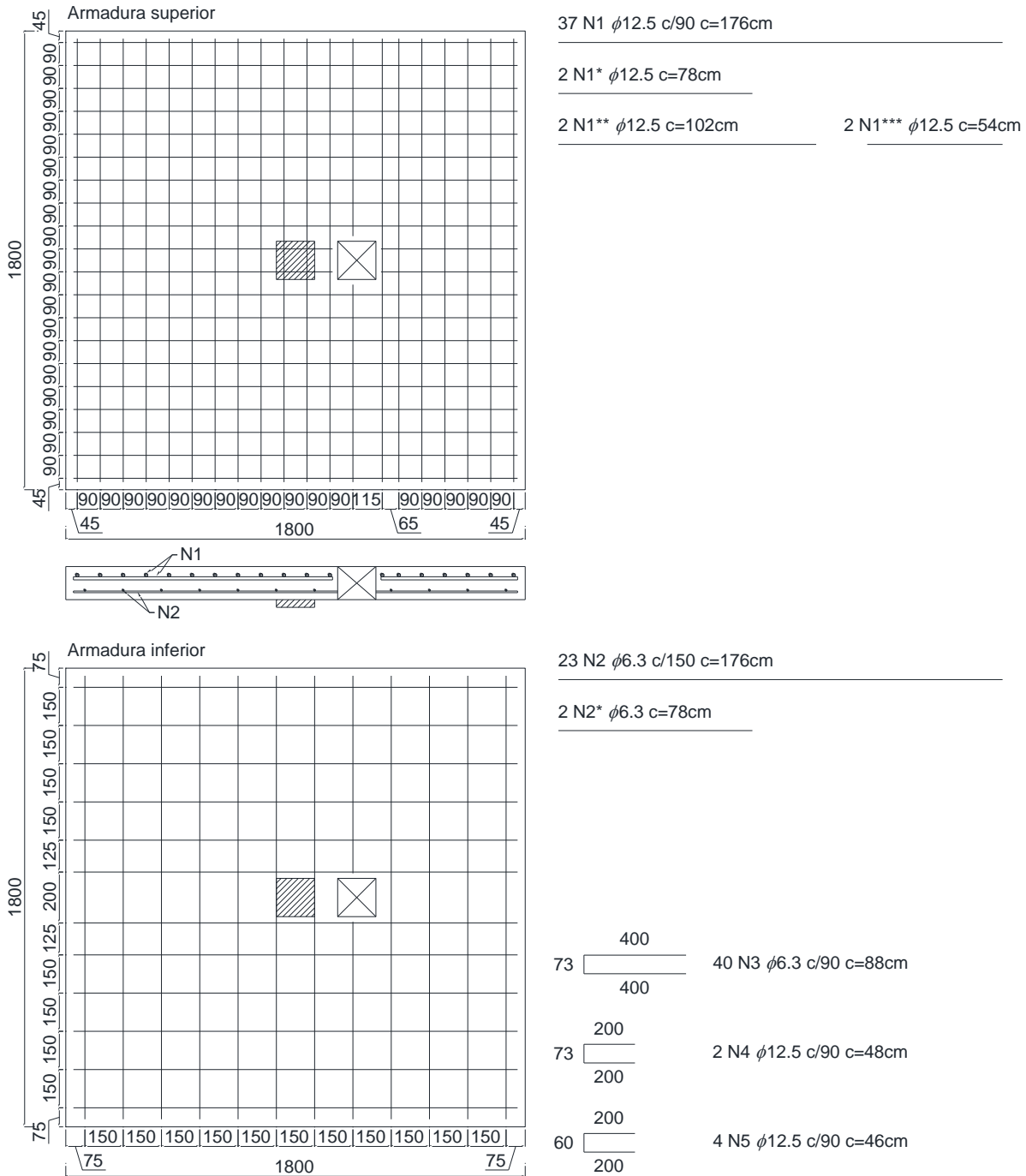
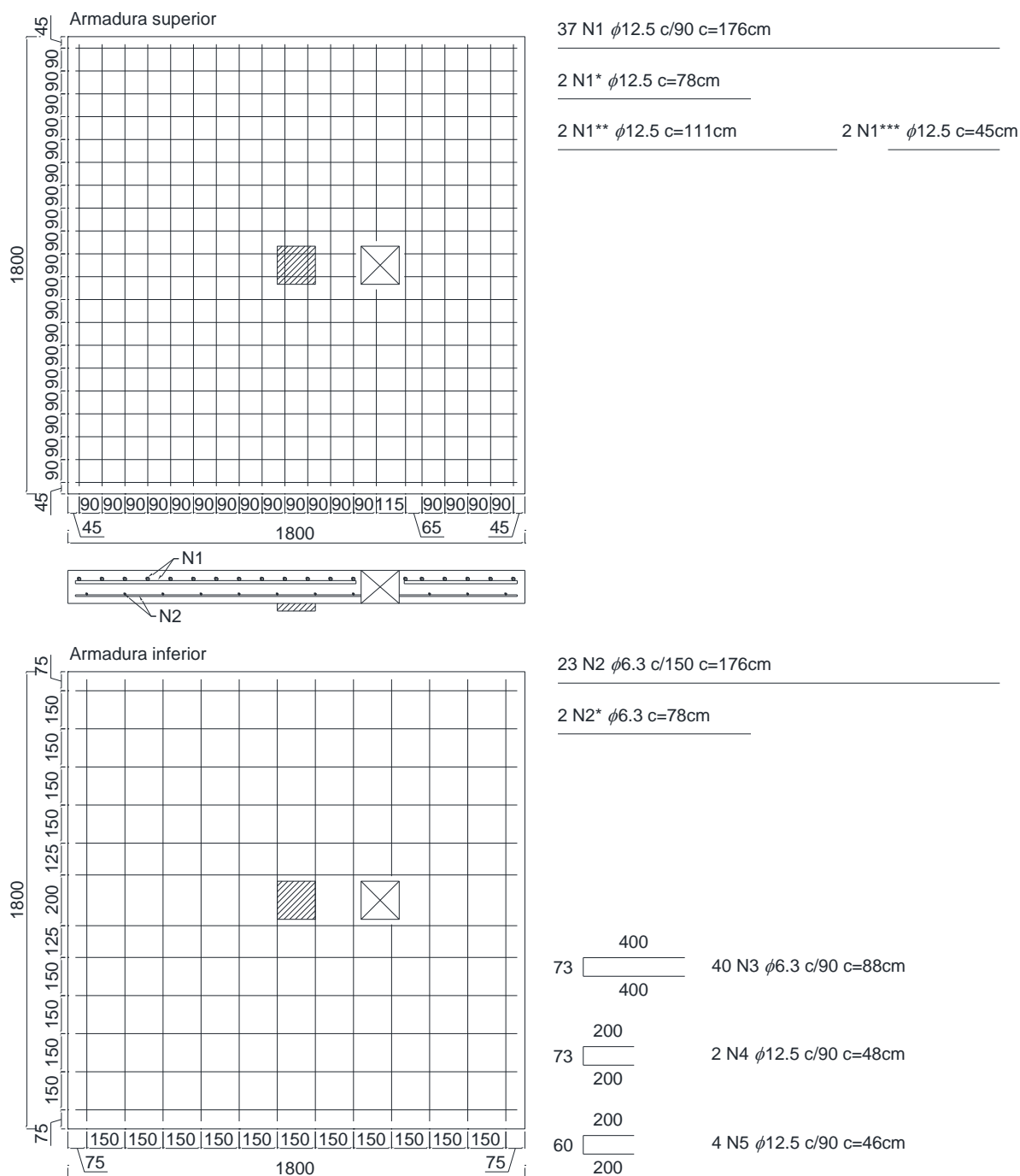


Figura C.4: Armadura de Flexão da laje LA1-2D do estudo paramétrico (cotas em mm)



Fonte: O Autor (2021)

Figura C.5: Armadura de Flexão da laje LA1-3D do estudo paramétrico (cotas em mm)

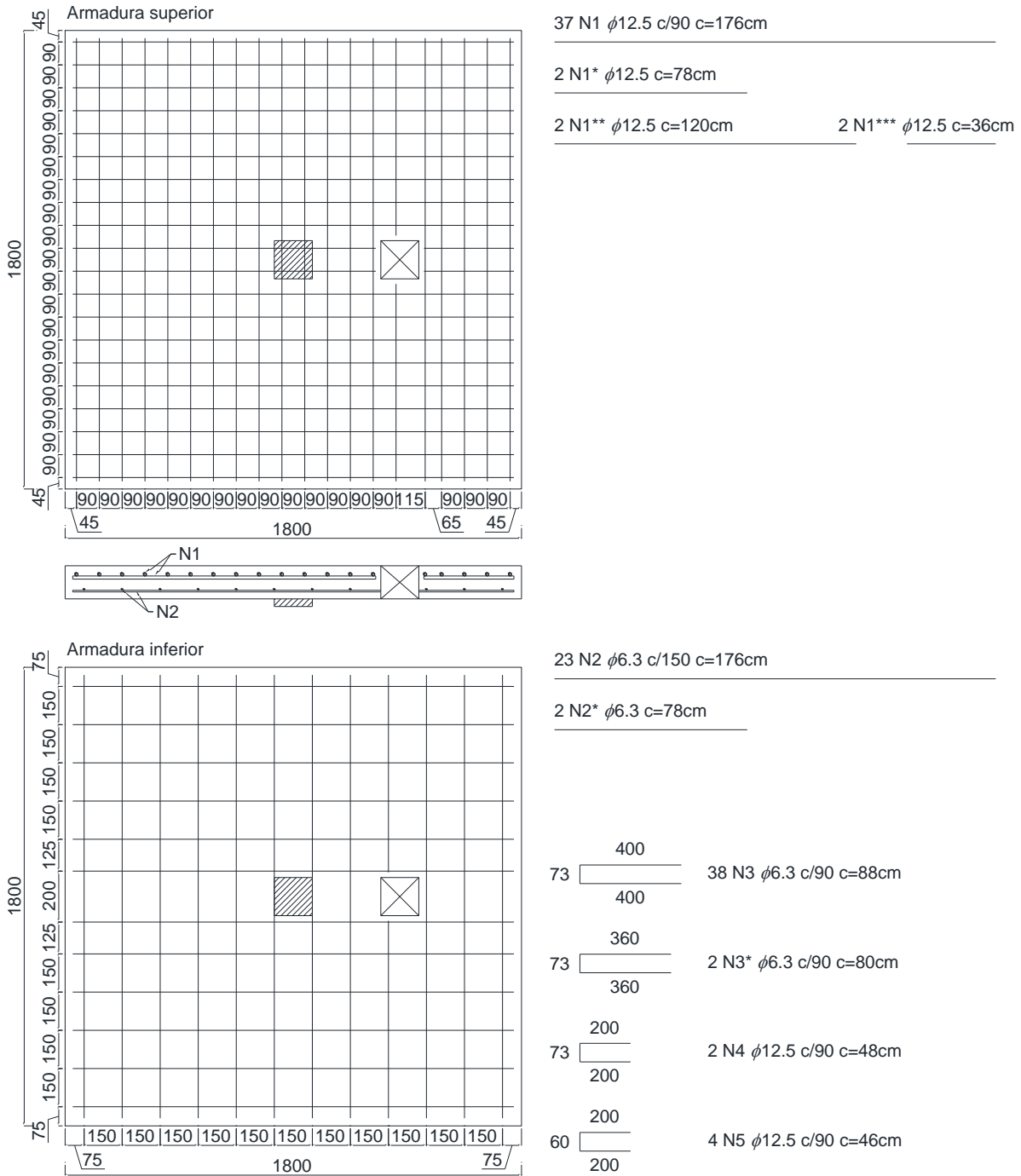
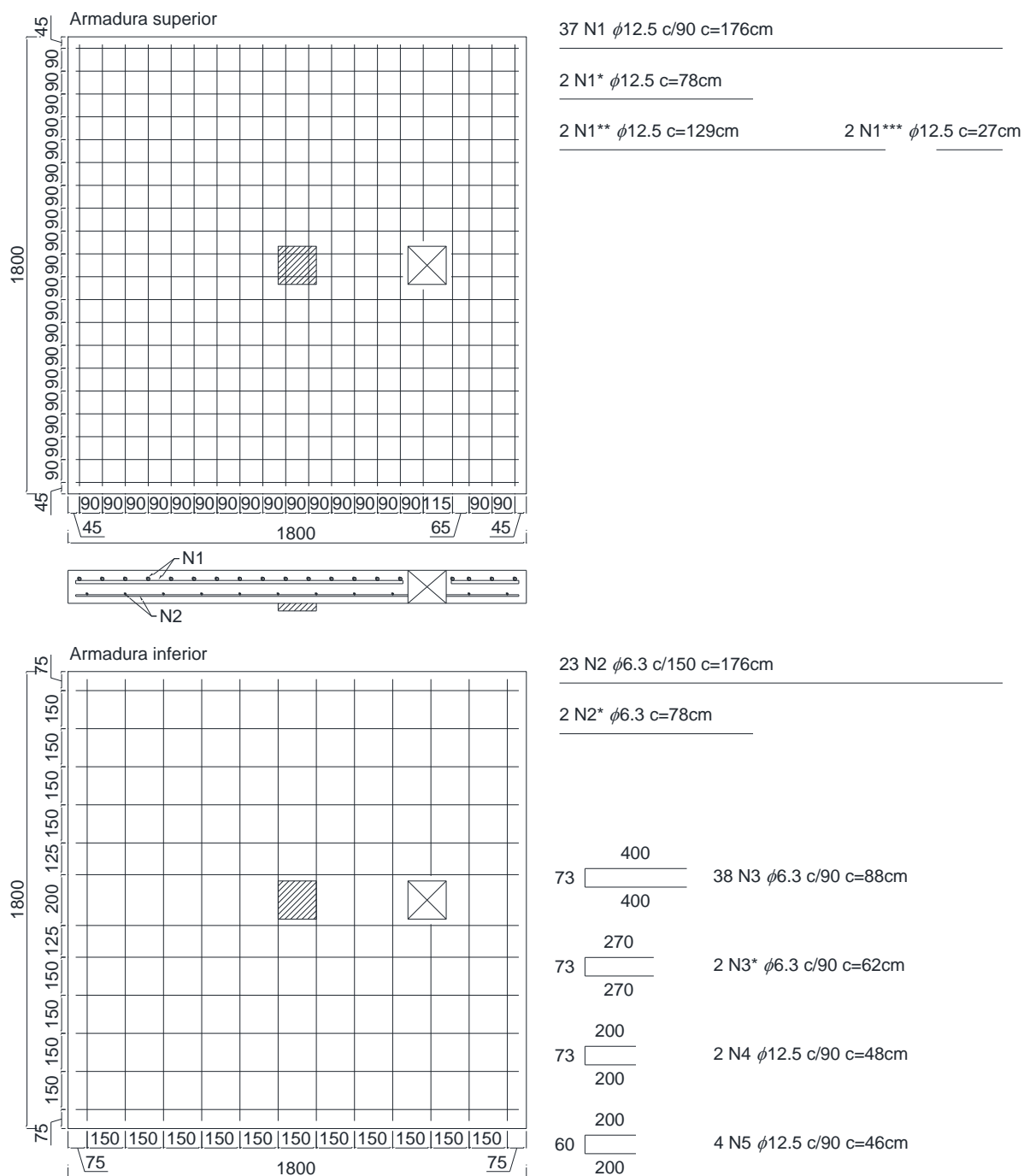
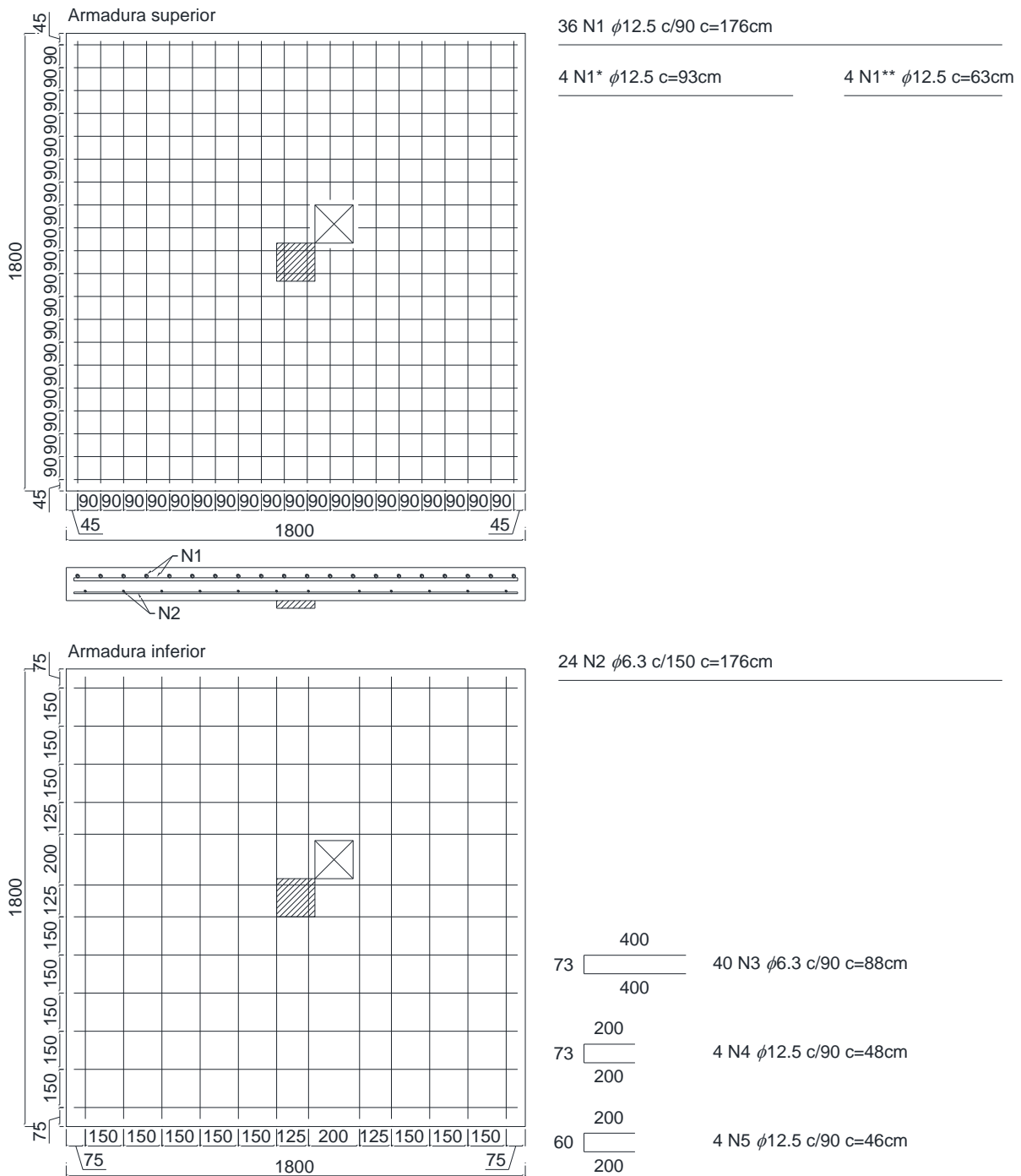


Figura C.6: Armadura de Flexão da laje LA1-4D do estudo paramétrico (cotas em mm)



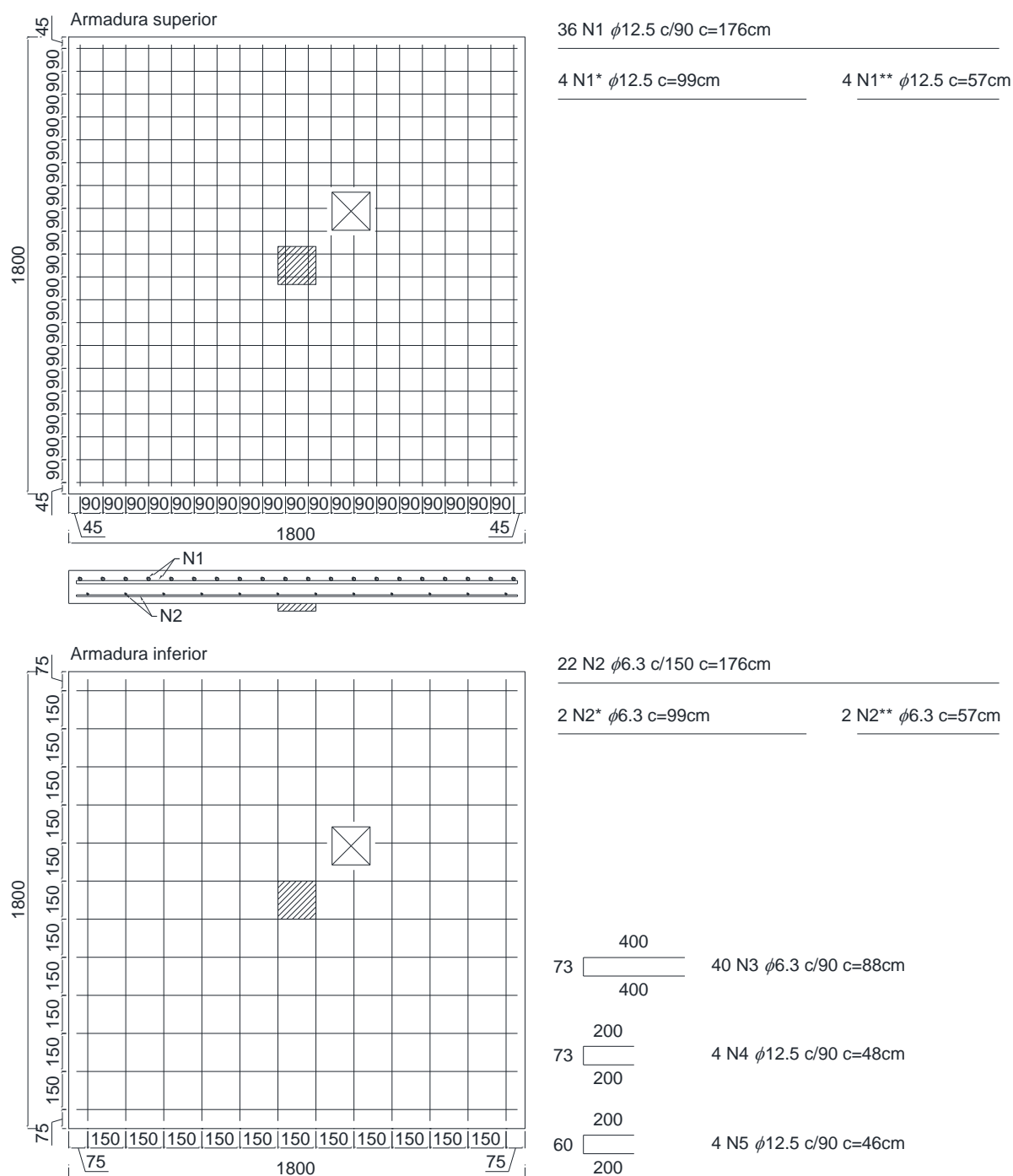
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.7: Armadura de Flexão da laje LA2-AD do estudo paramétrico (cotas em mm)



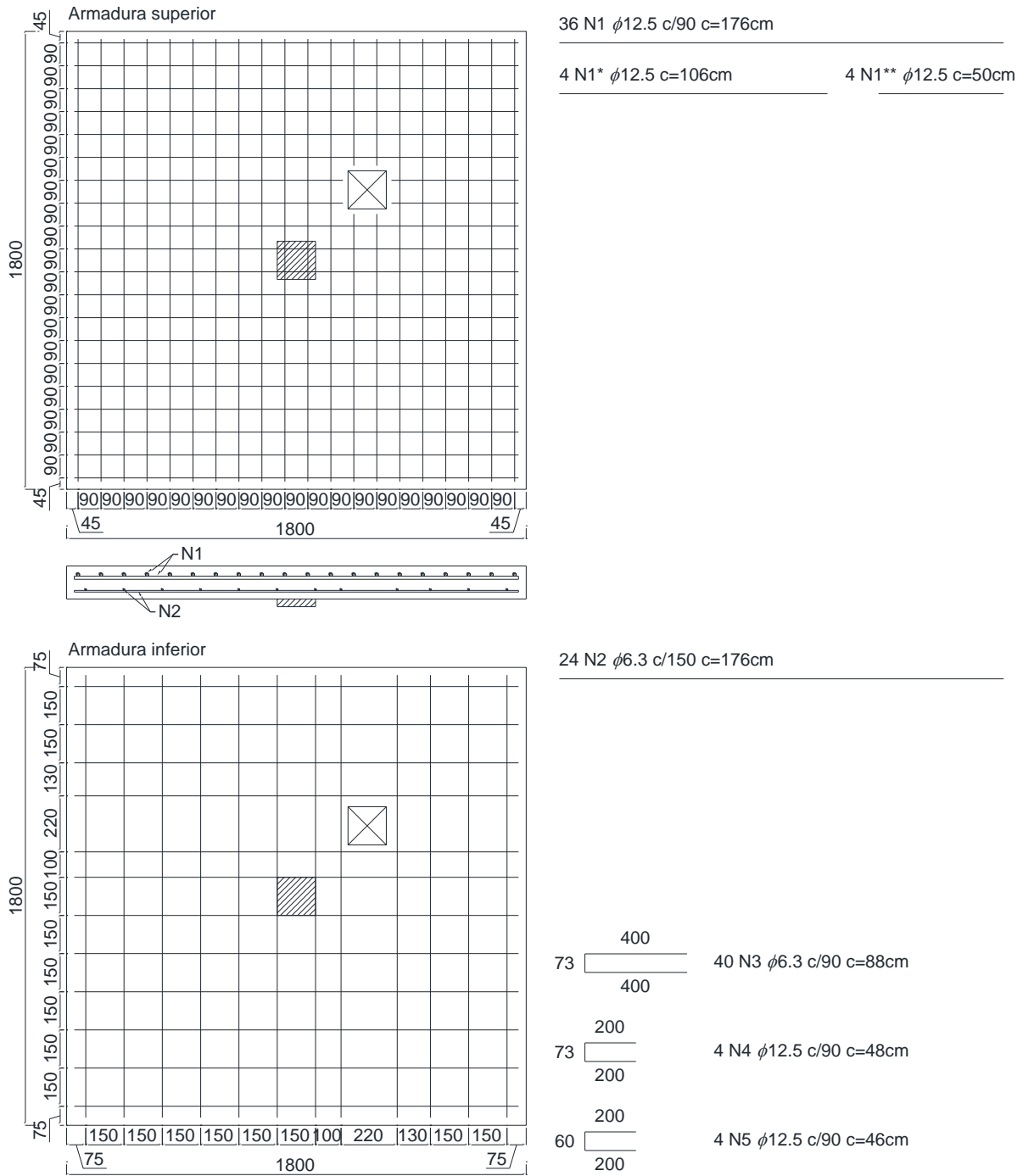
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.8: Armadura de Flexão da laje LA2-1D do estudo paramétrico (cotas em mm)



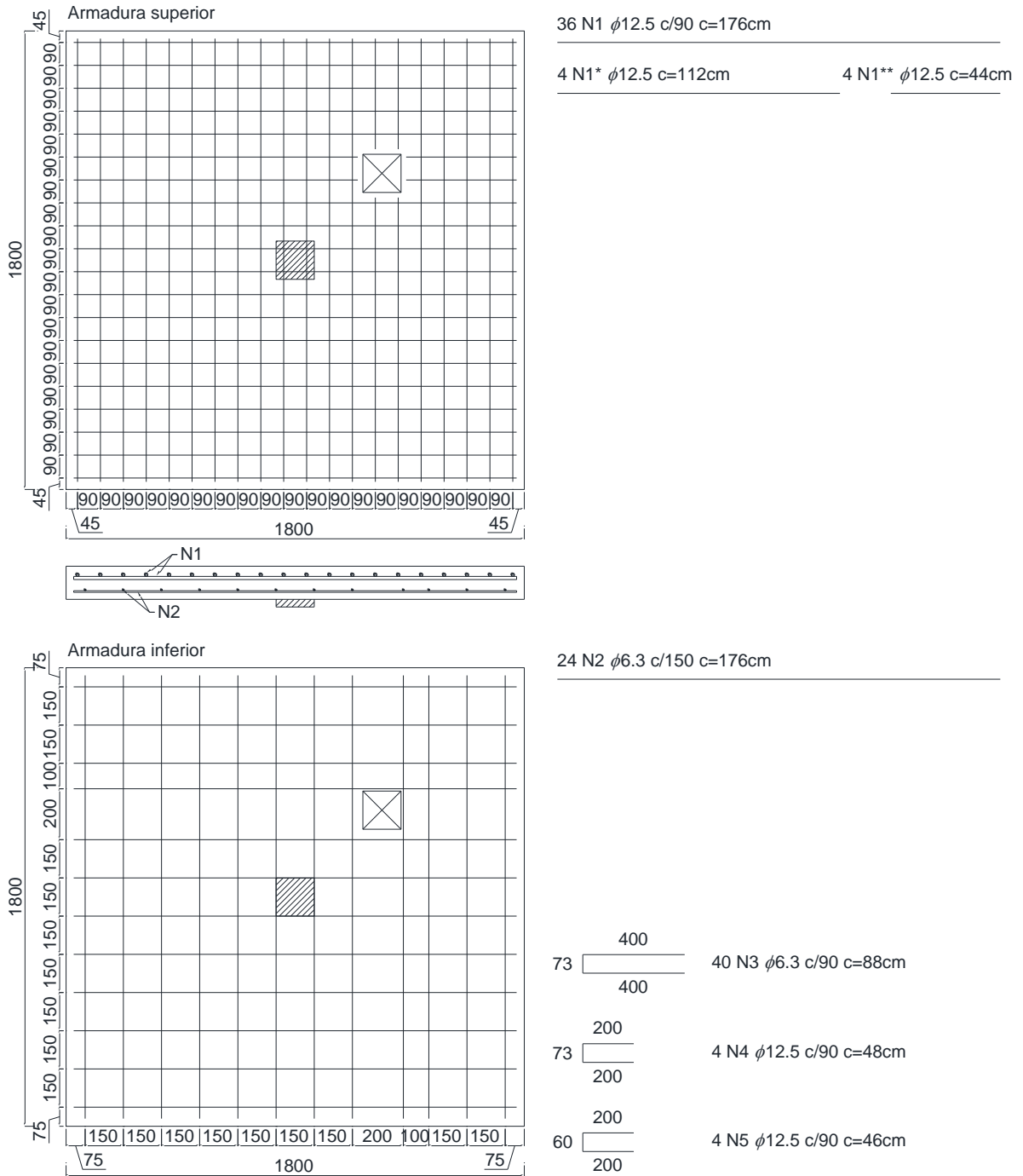
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.9: Armadura de Flexão da laje LA2-2D do estudo paramétrico (cotas em mm)



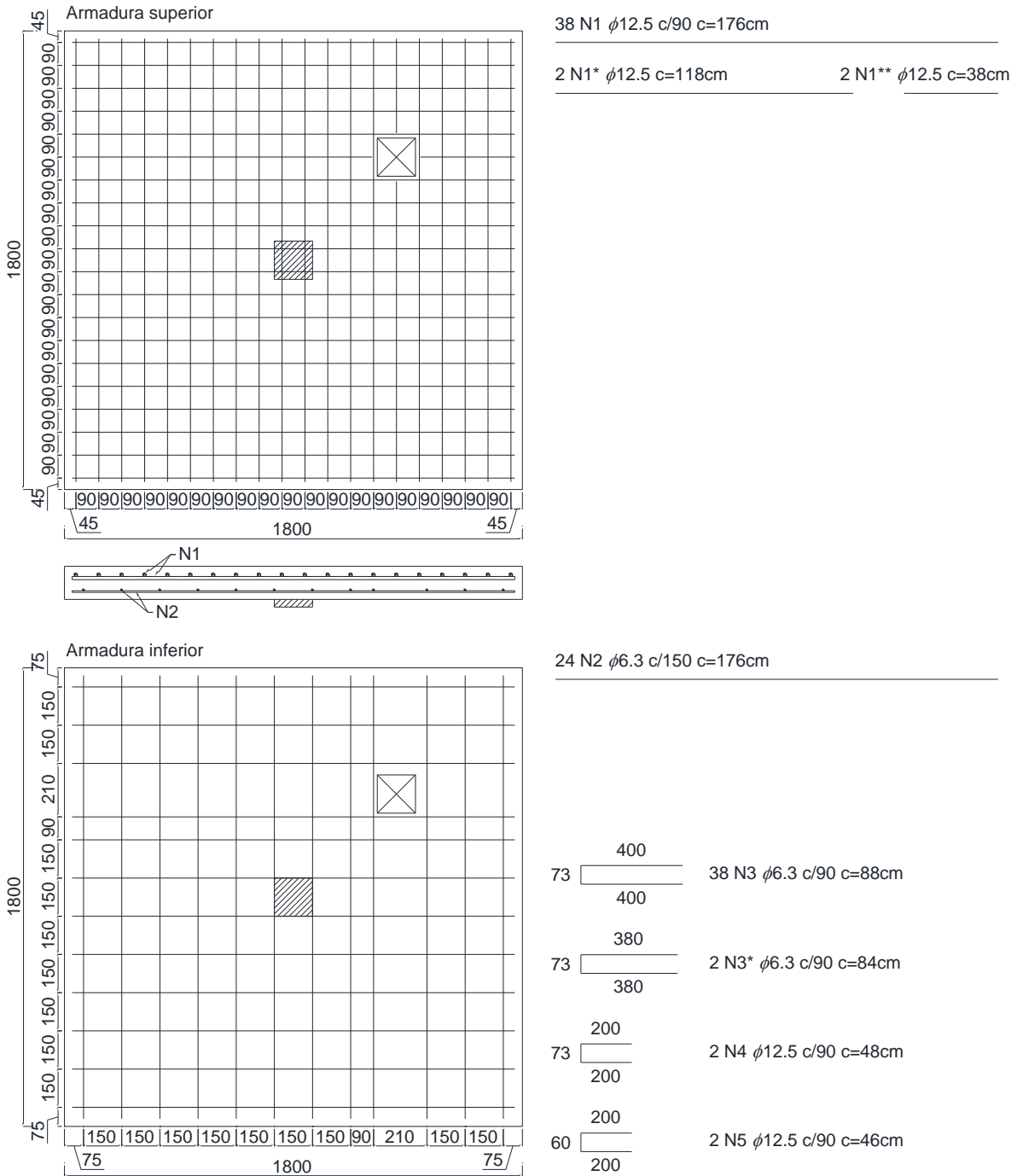
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.10: Armadura de Flexão da laje LA2-3D do estudo paramétrico (cotas em mm)



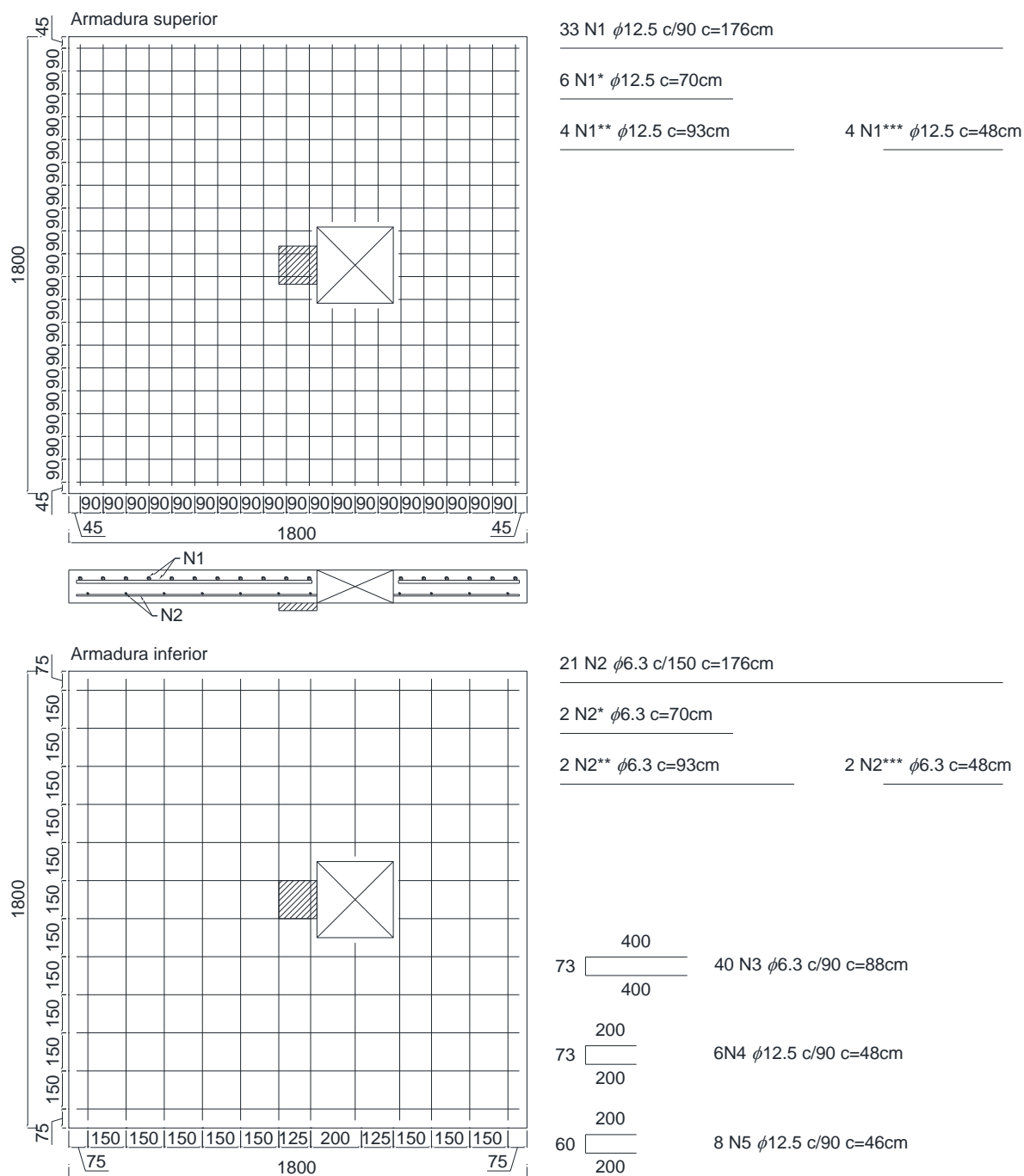
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.11: Armadura de Flexão da laje LA2-4D do estudo paramétrico (cotas em mm)



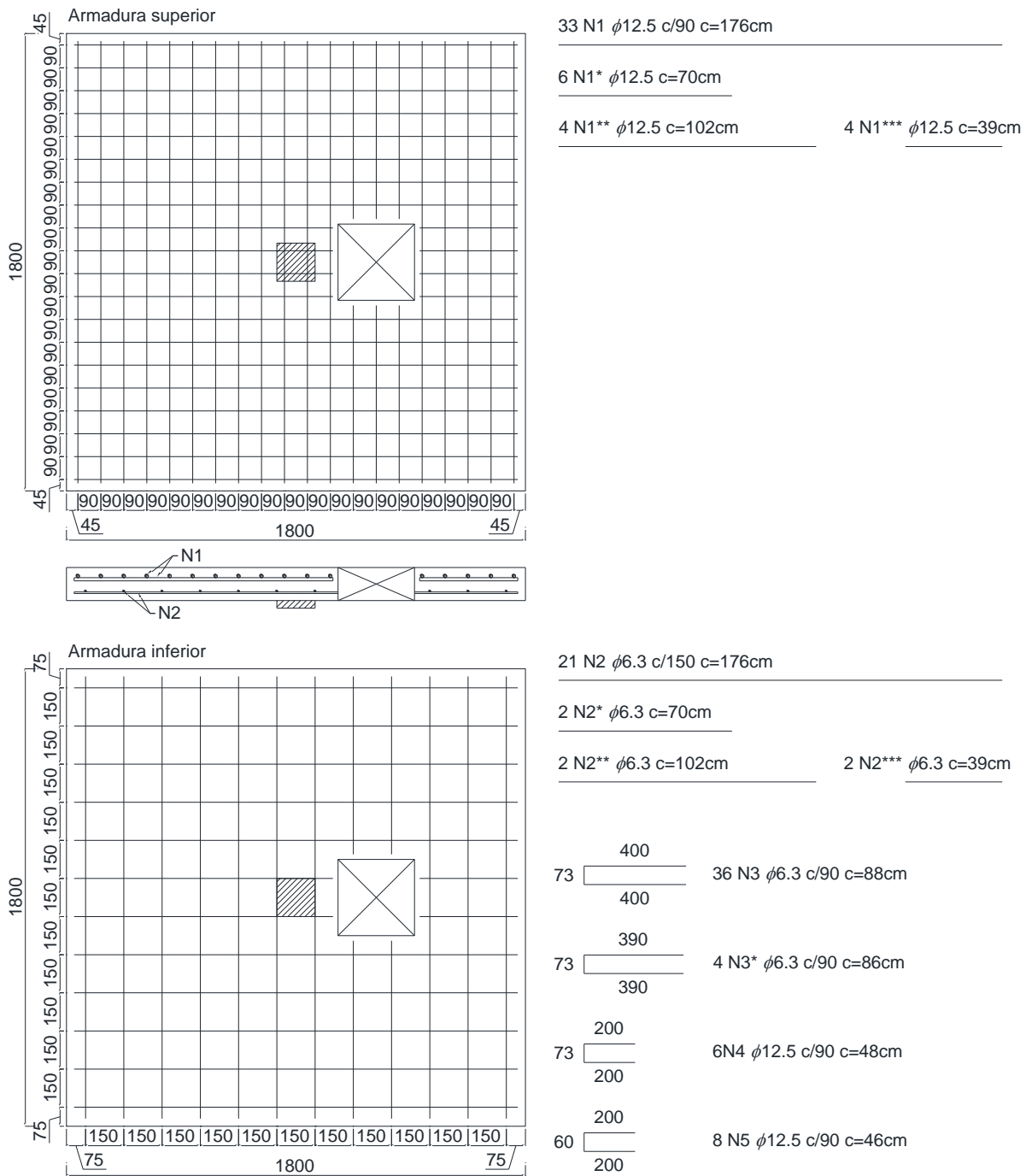
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.12: Armadura de Flexão da laje LA3-AD do estudo paramétrico (cotas em mm)



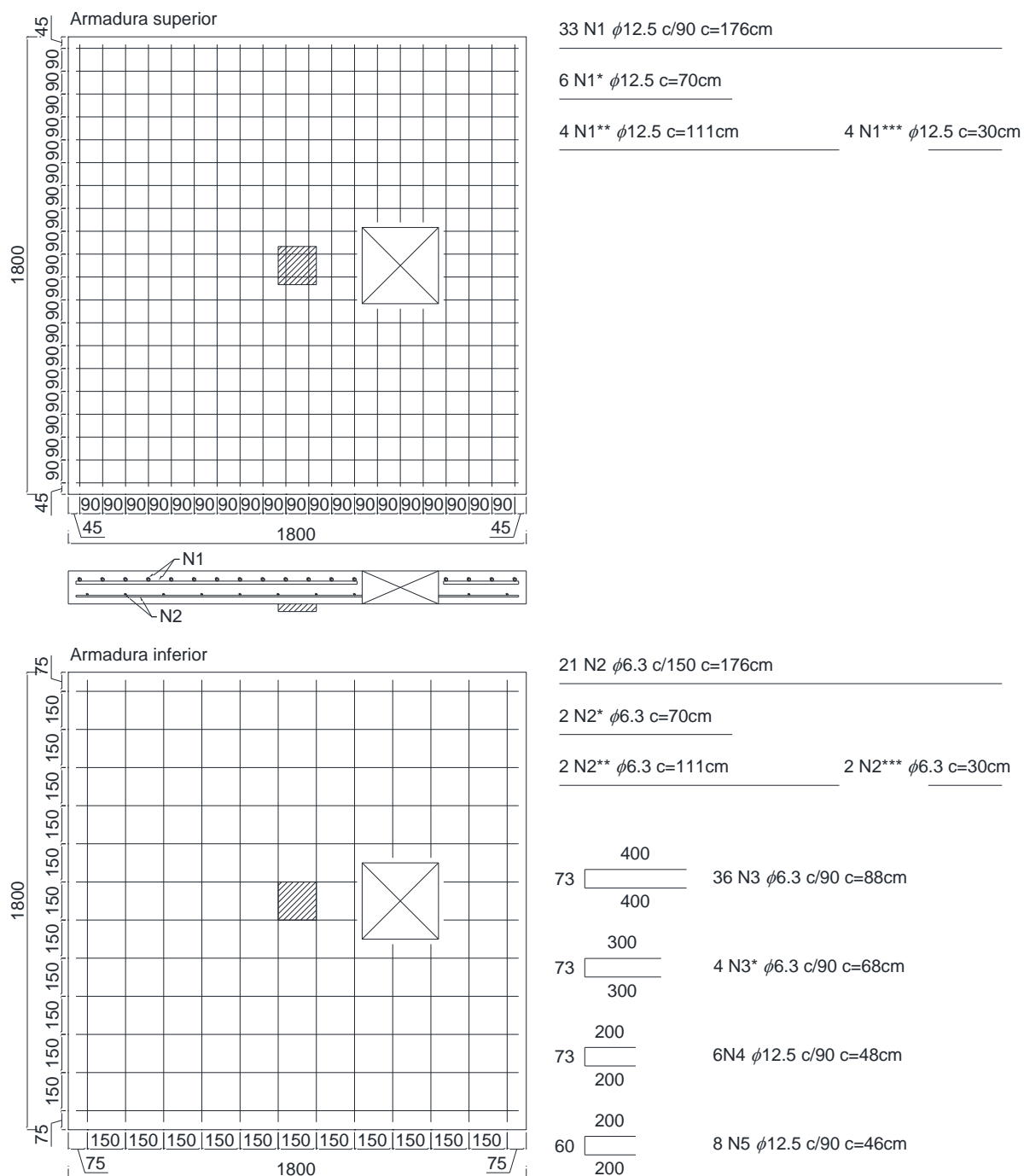
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.13: Armadura de Flexão da laje LA3-1D do estudo paramétrico (cotas em mm)



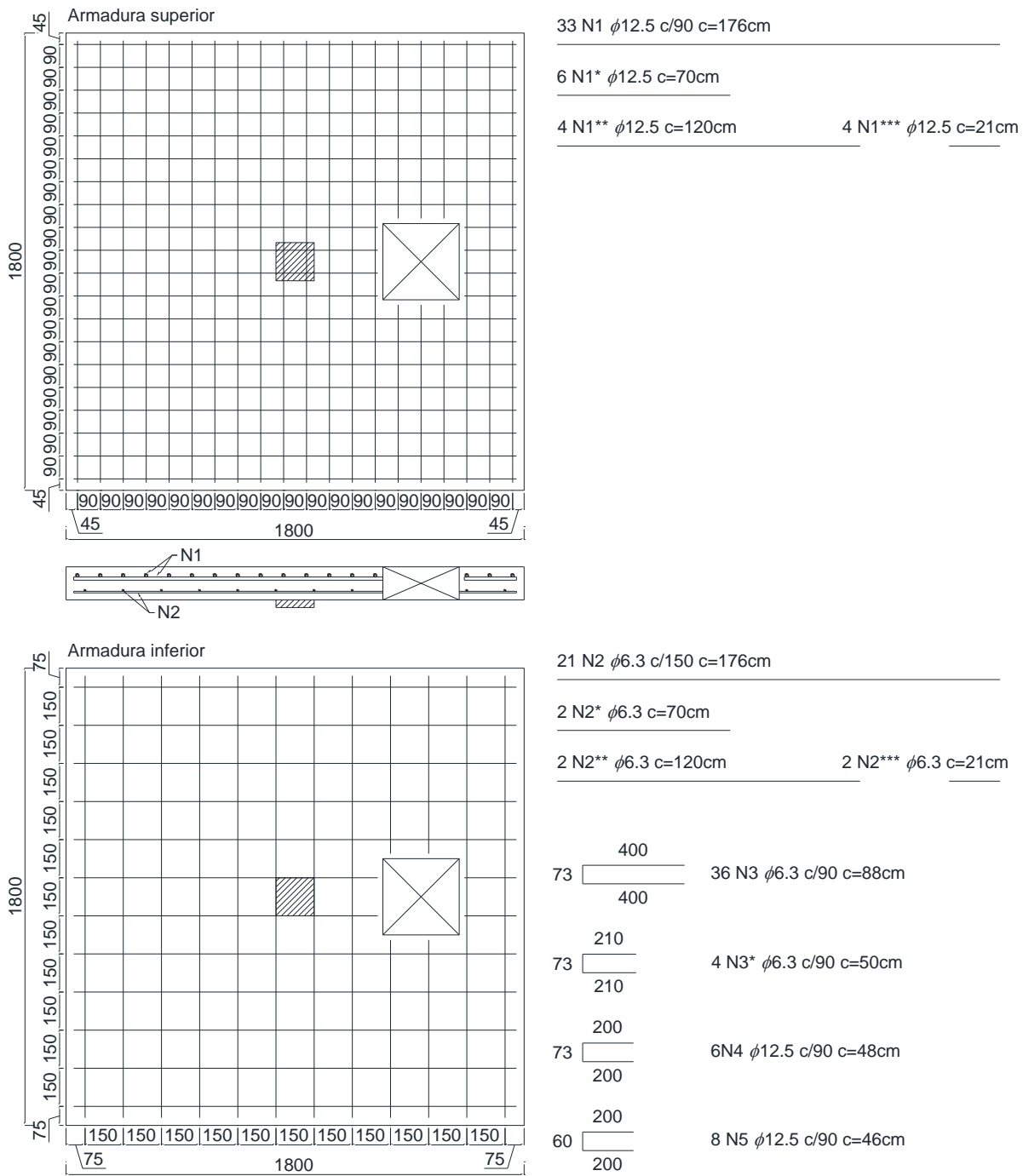
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.14: Armadura de Flexão da laje LA3-2D do estudo paramétrico (cotas em mm)



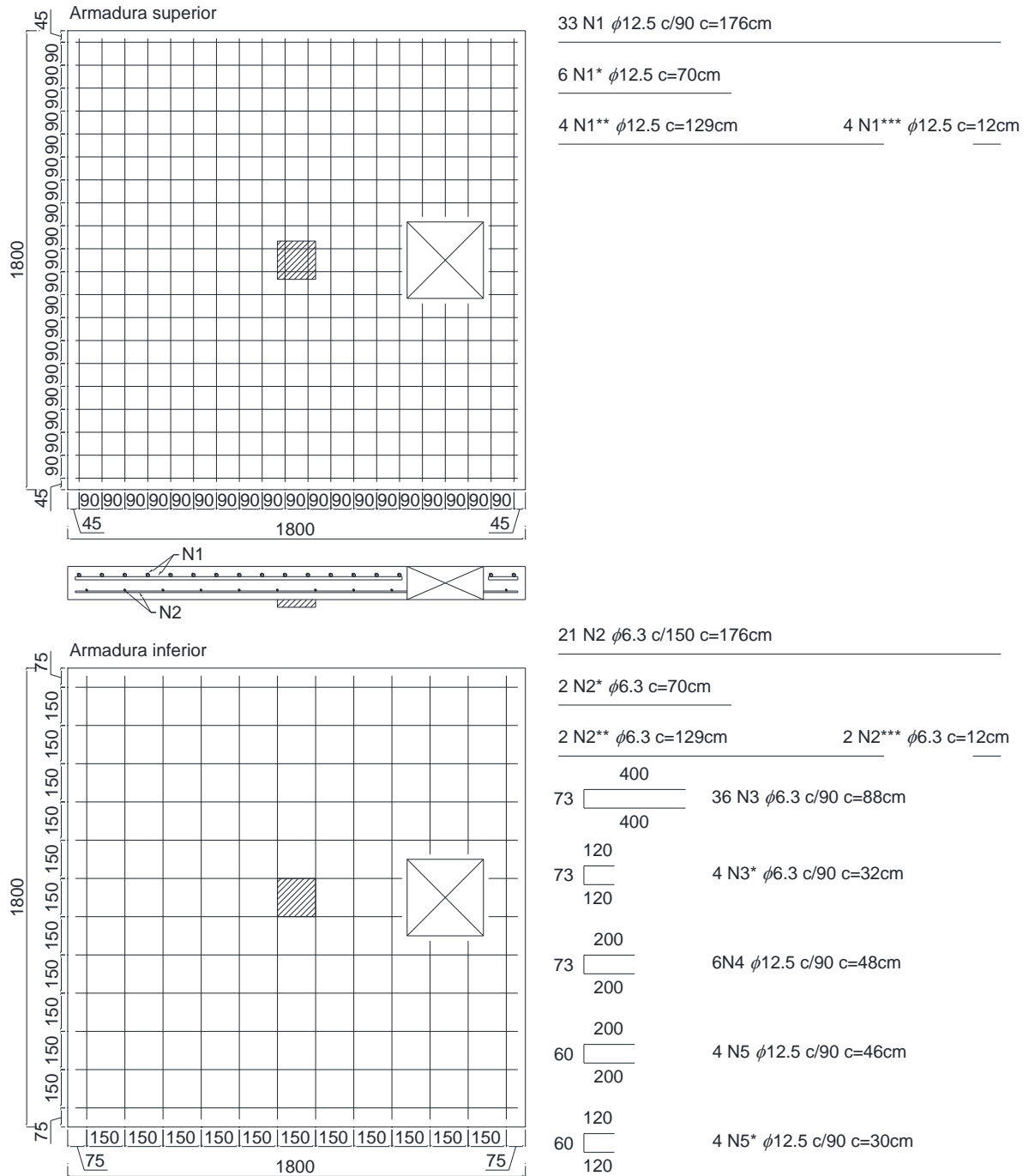
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.15: Armadura de Flexão da laje LA3-3D do estudo paramétrico (cotas em mm)



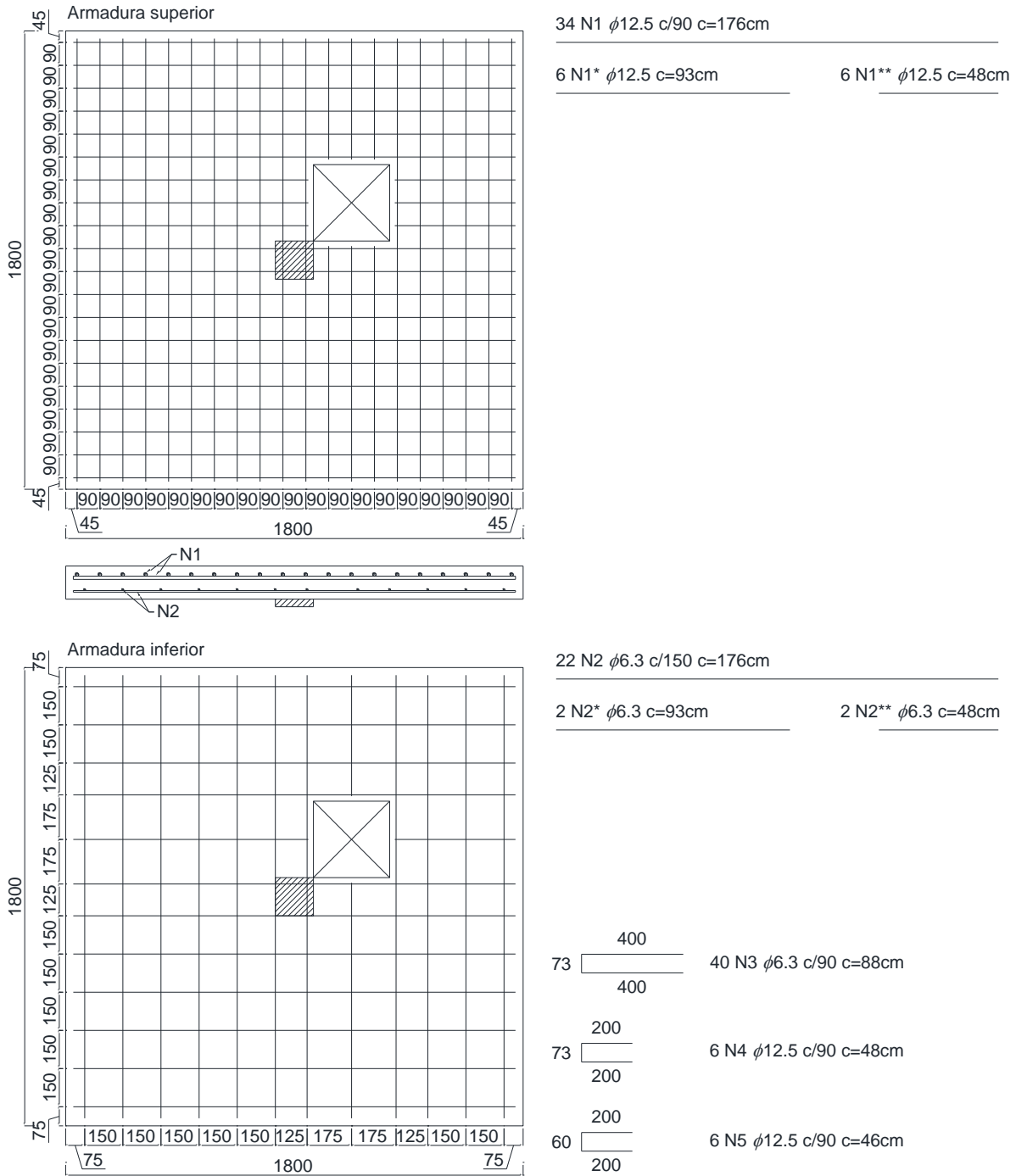
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.16: Armadura de Flexão da laje LA3-4D do estudo paramétrico (cotas em mm)



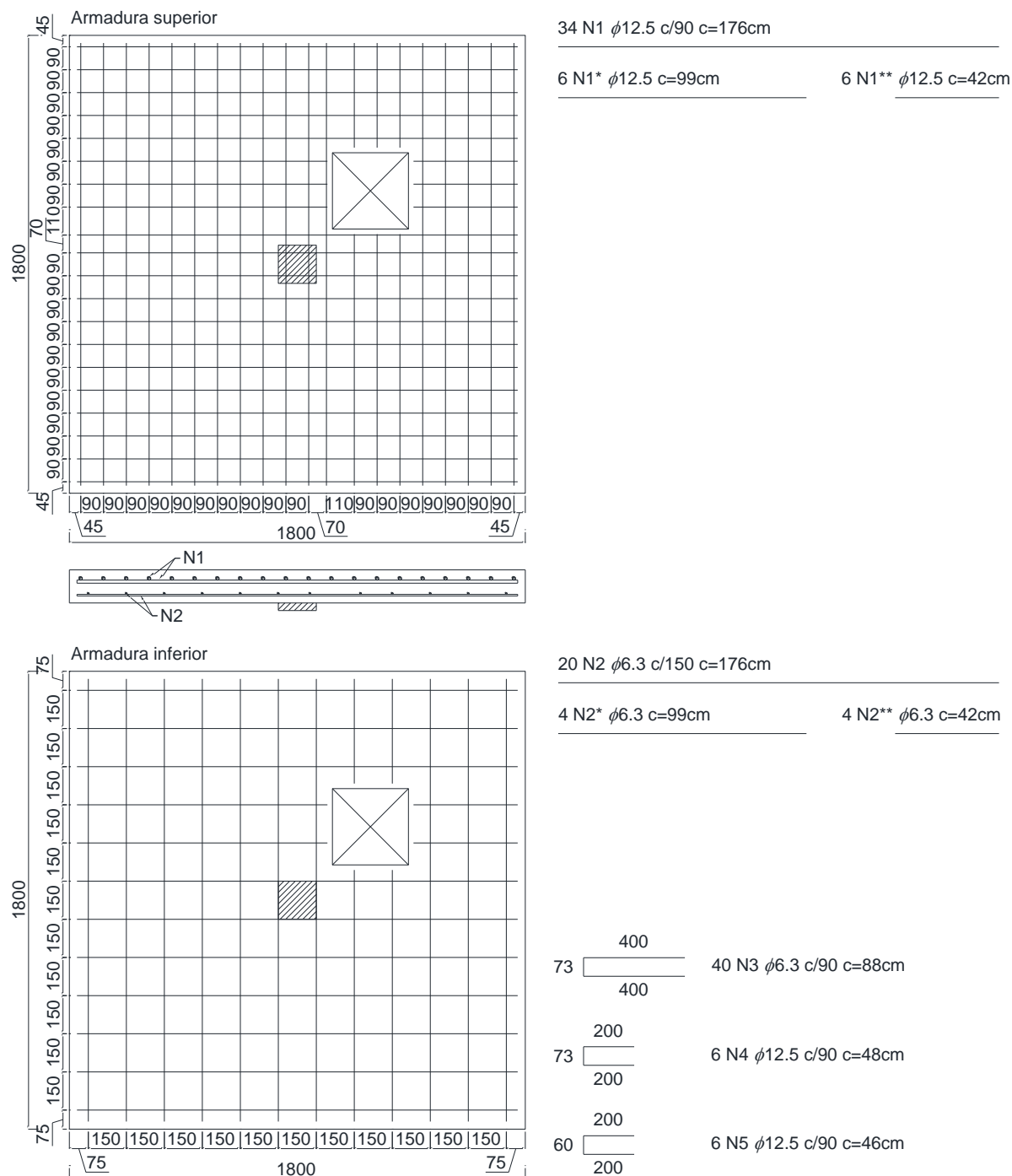
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.17: Armadura de Flexão da laje LA4-AD do estudo paramétrico (cotas em mm)



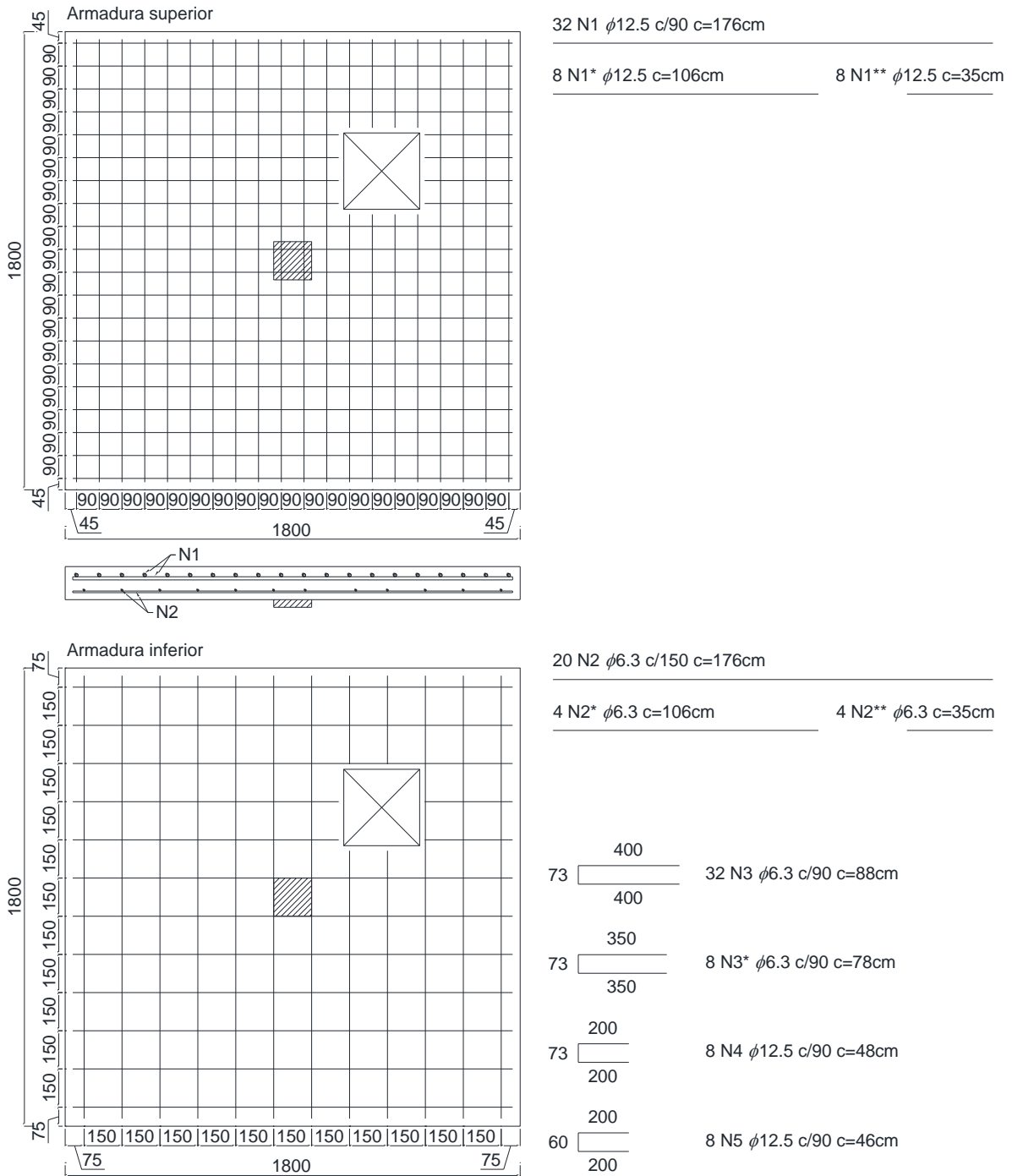
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.18: Armadura de Flexão da laje LA4-1D do estudo paramétrico (cotas em mm)



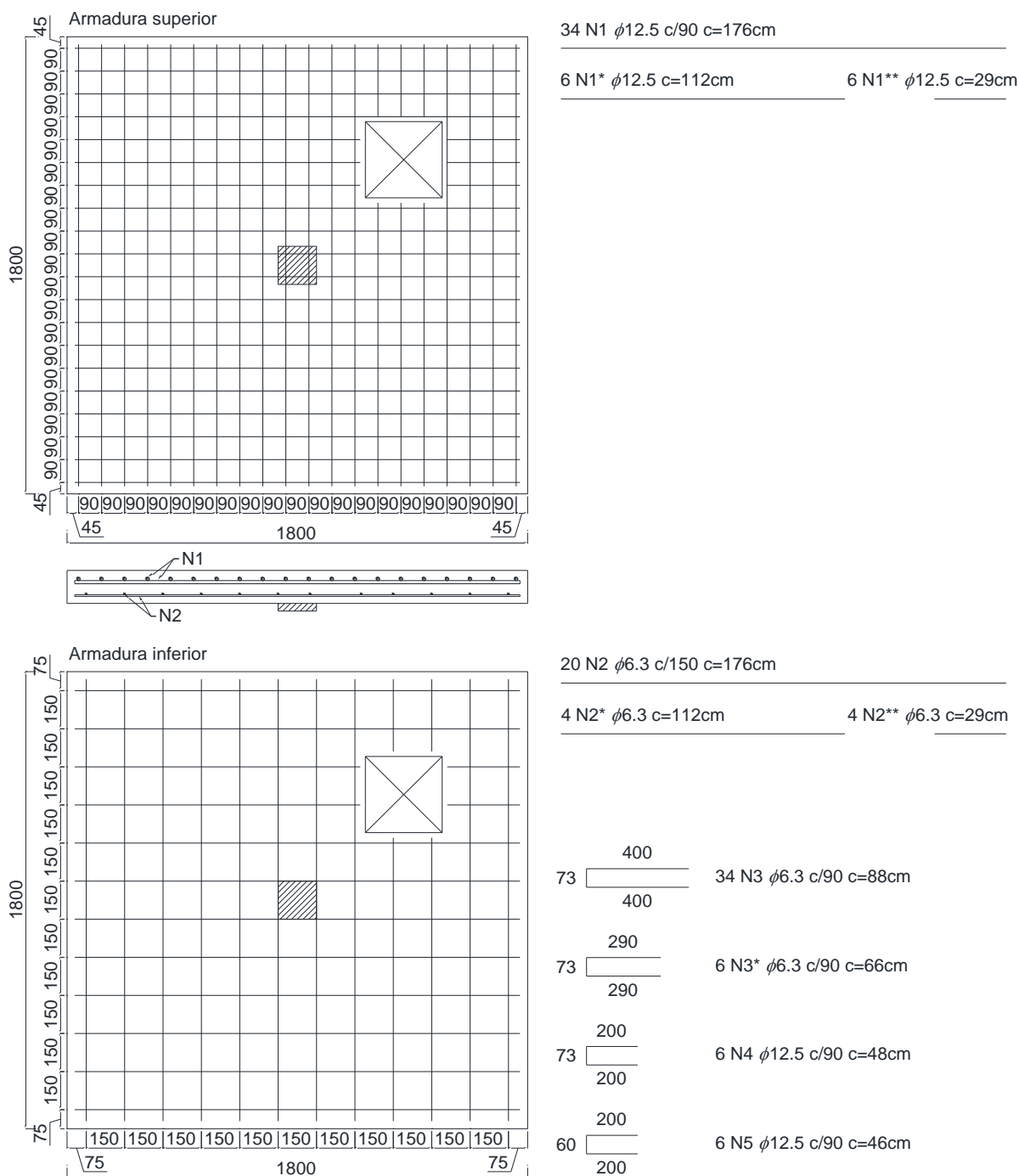
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.19: Armadura de Flexão da laje LA4-2D do estudo paramétrico (cotas em mm)



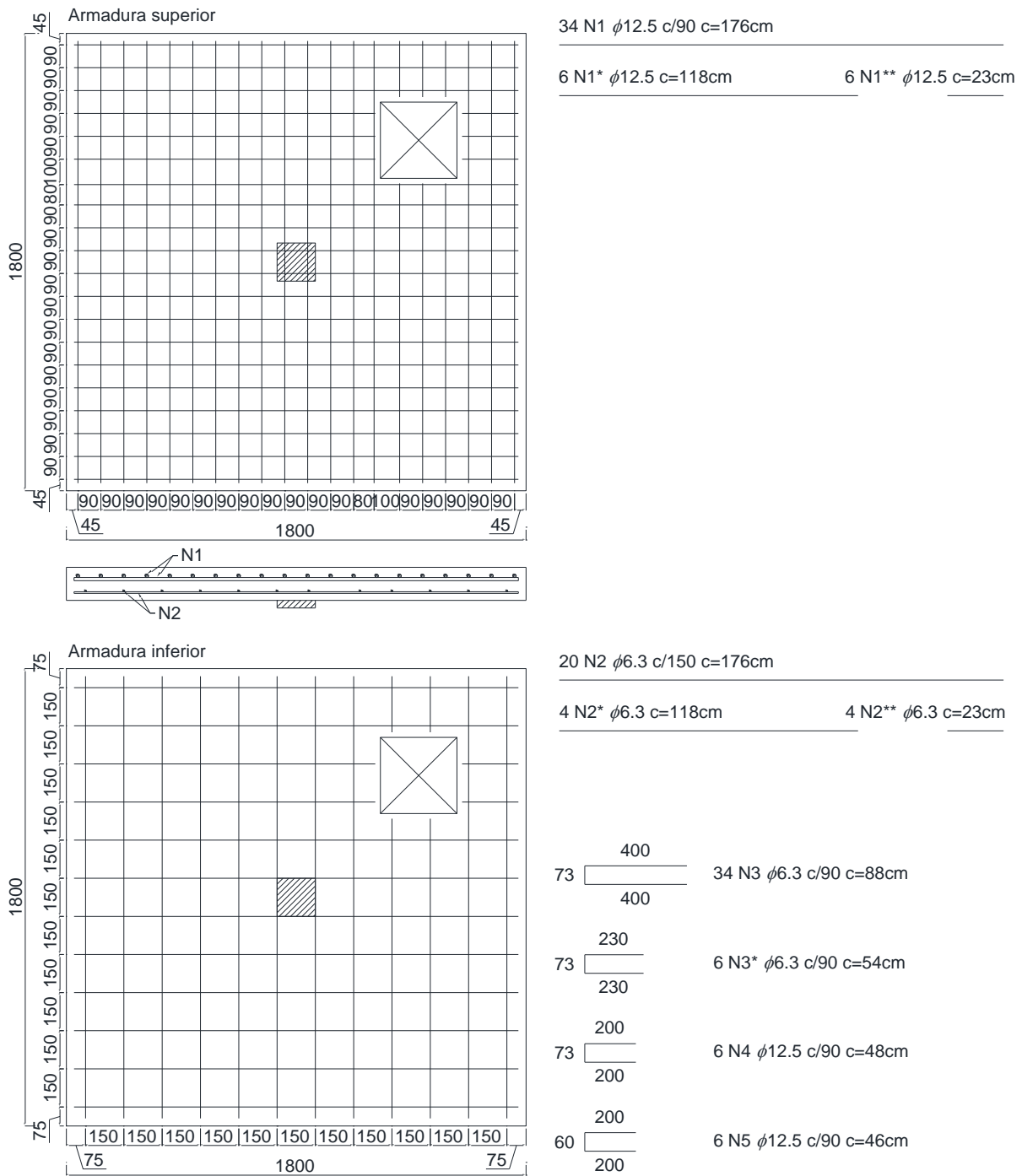
Fonte: O Autor (2021)

Figura C.20: Armadura de Flexão da laje LA4-3D do estudo paramétrico (cotas em mm)



Fonte: O Autor (2021)

Figura C.21: Armadura de Flexão da laje LA4-4D do estudo paramétrico (cotas em mm)



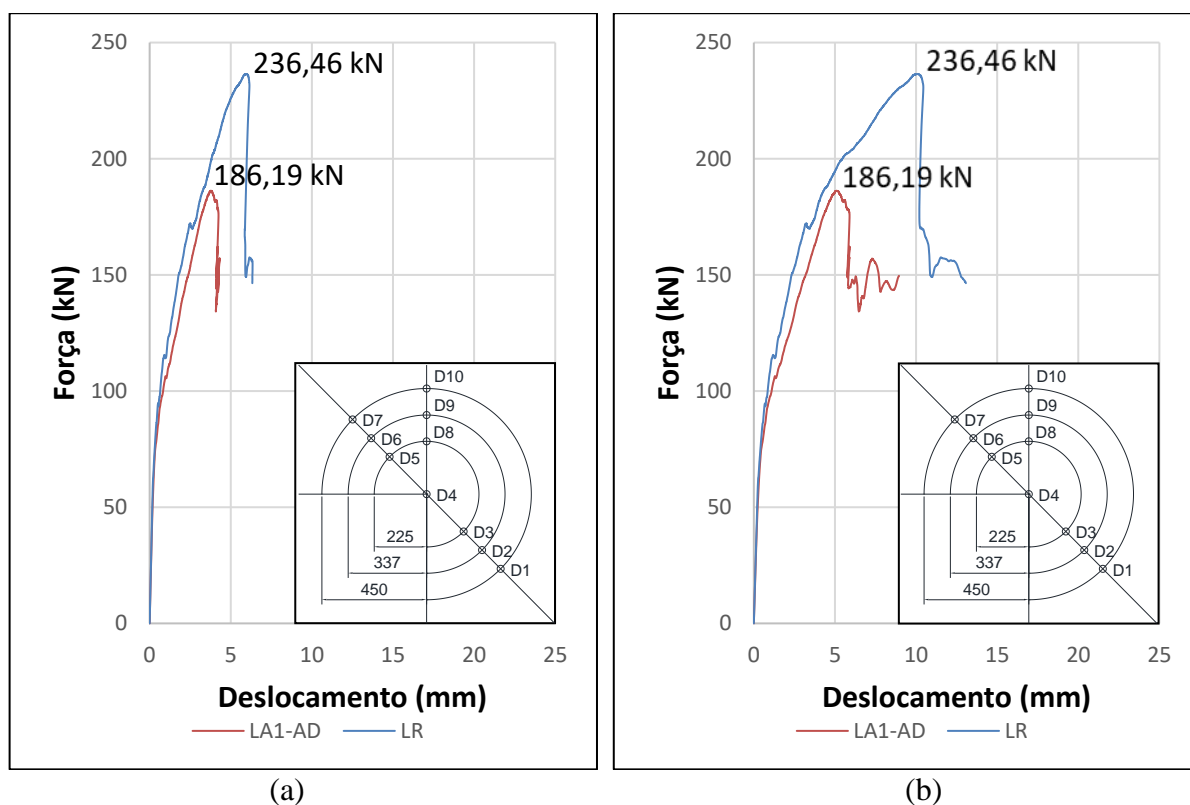
Fonte: O Autor (2021)

APÊNDICE D

Nas Figuras D.1 à D.15 são apresentadas as curvas força-deslocamento da série LA1. Nas Figuras D.16 à D.30 são apresentadas as curvas força-deslocamento da série LA2. Nas Figuras D.31 à D.45 são apresentadas as curvas força-deslocamento da série LA3. Nas Figuras D.46 à D.60 são apresentadas as curvas força-deslocamento da série LA4.

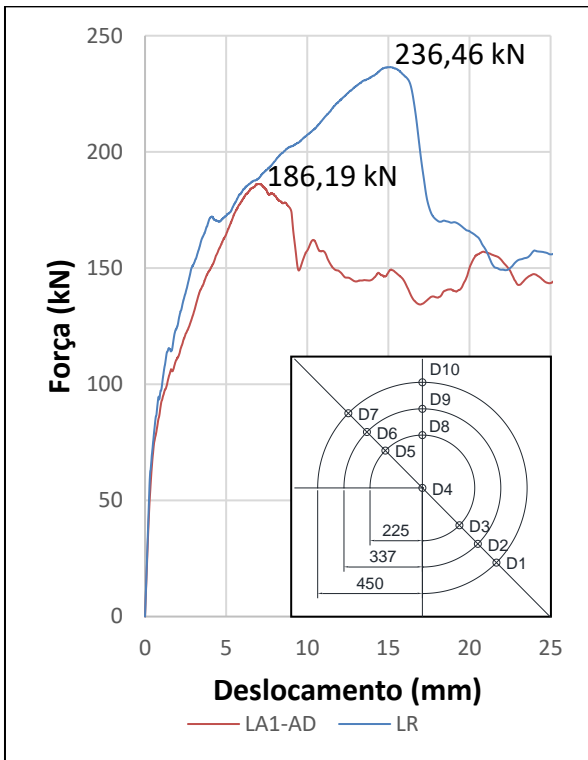
Como as curvas força x deslocamento do ponto D4 já foi mostrado no Capítulo 6, só serão mostrados os outros 9 pontos em estudo.

Figura D.1: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-AD para os pontos D1 (a) e D2 (b)

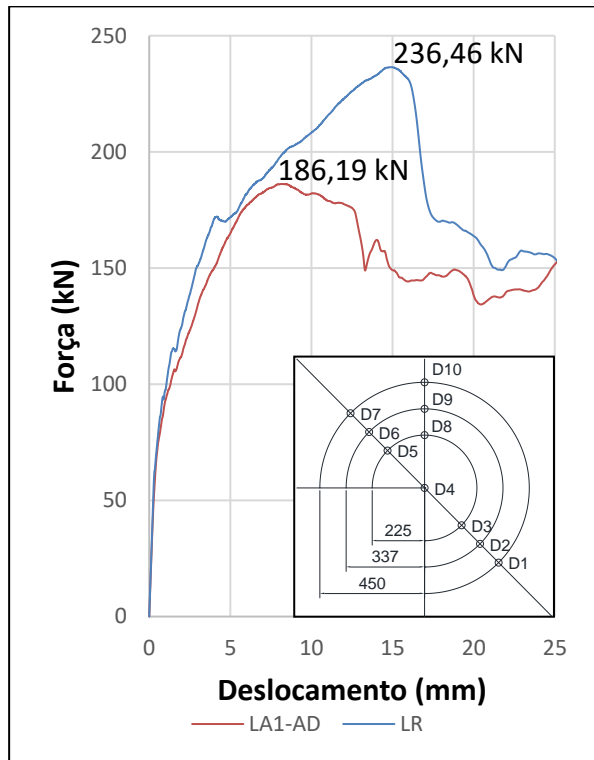


Fonte: O Autor (2021)

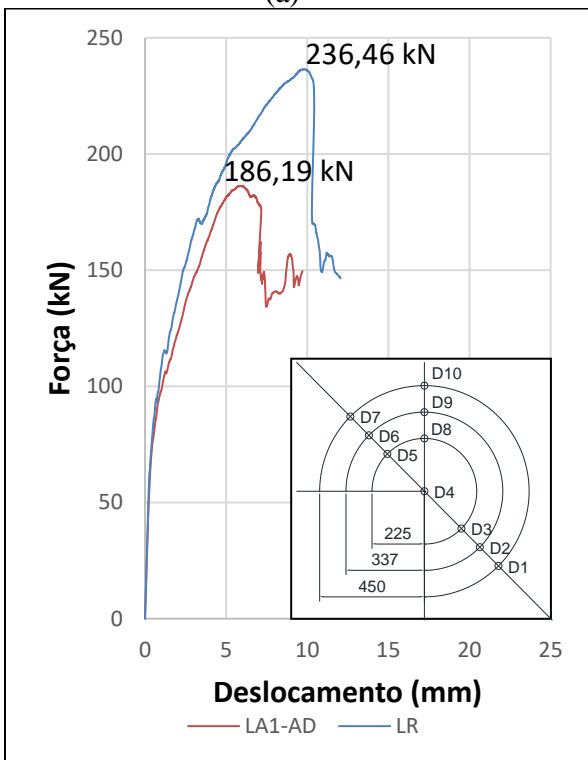
Figura D.2: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-AD para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



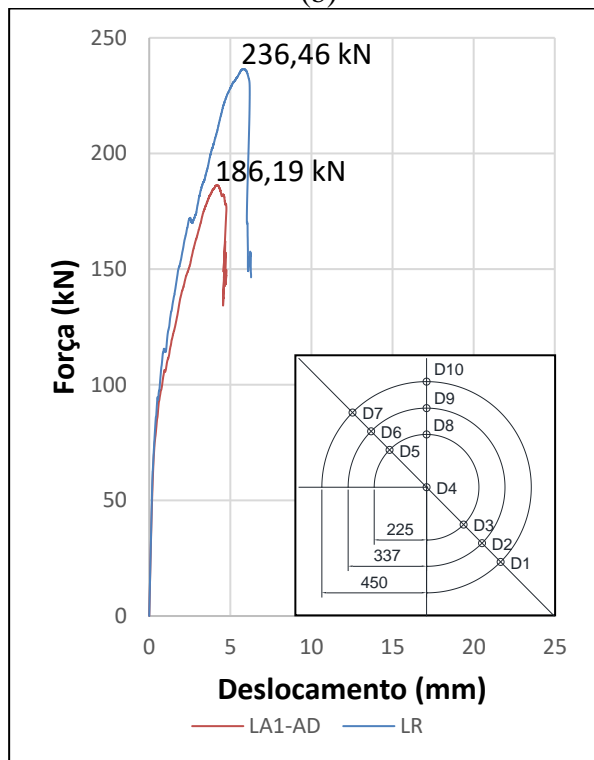
(a)



(b)



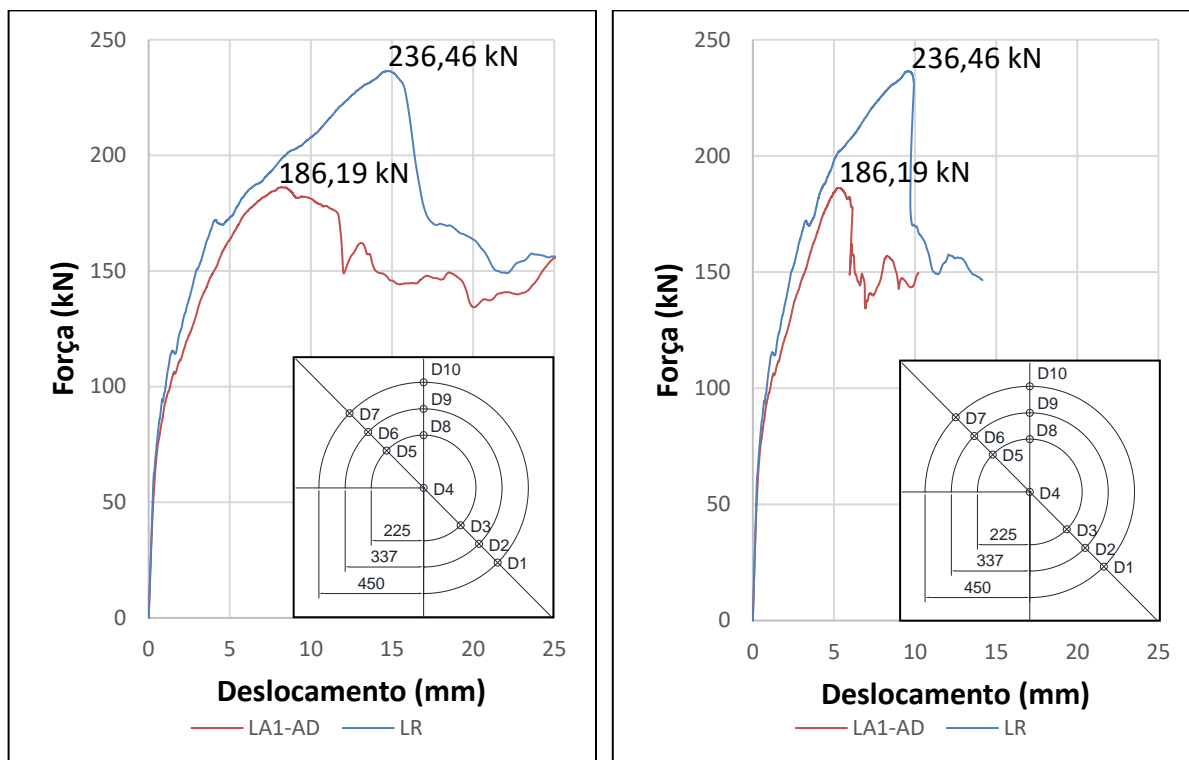
(c)



(d)

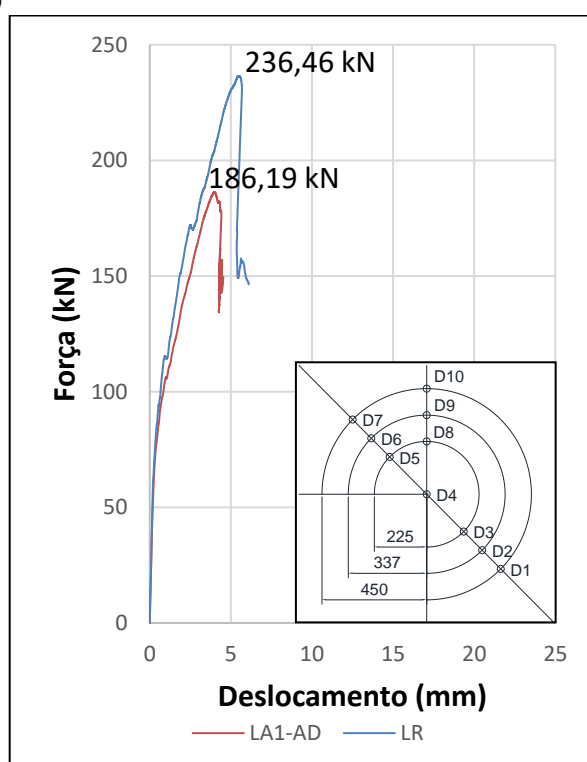
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.3: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-AD para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

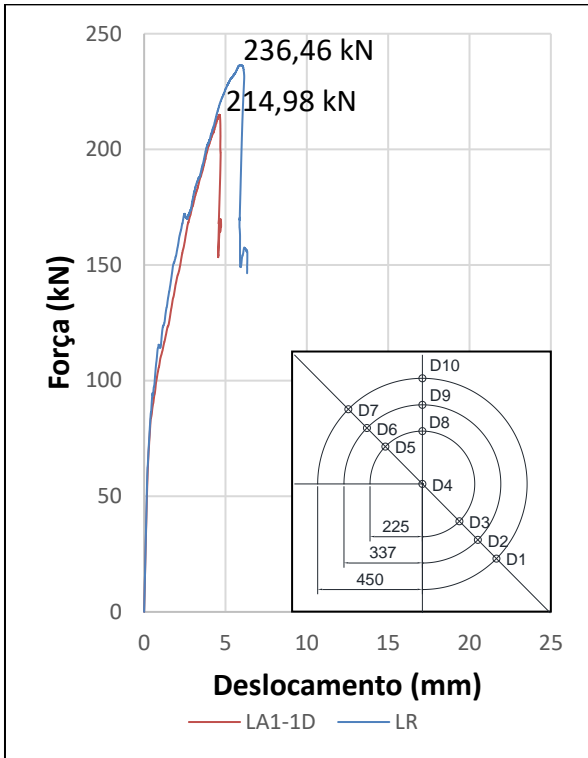
(b)



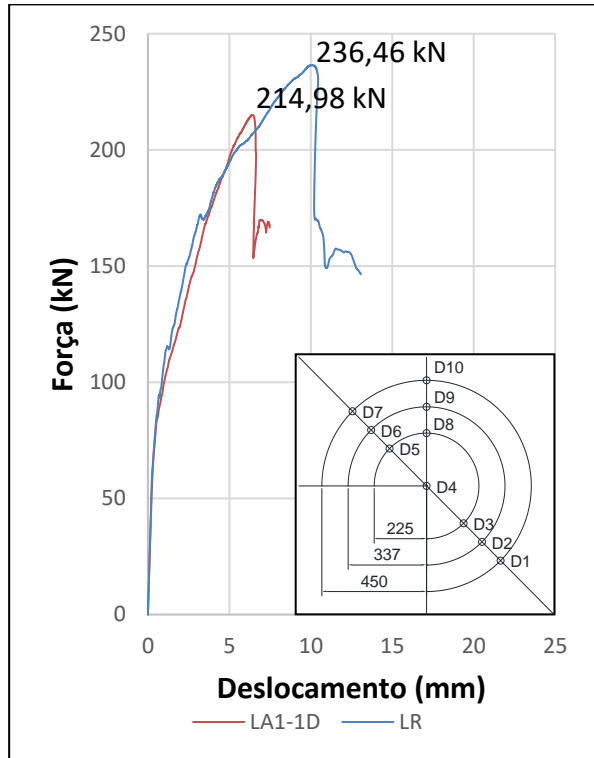
(c)

Fonte: O Autor (2021)

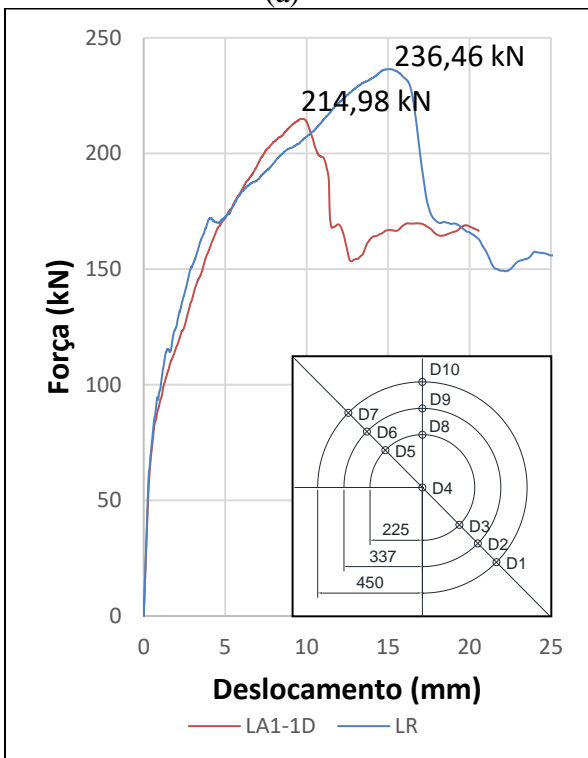
Figura D.4: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-1D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)



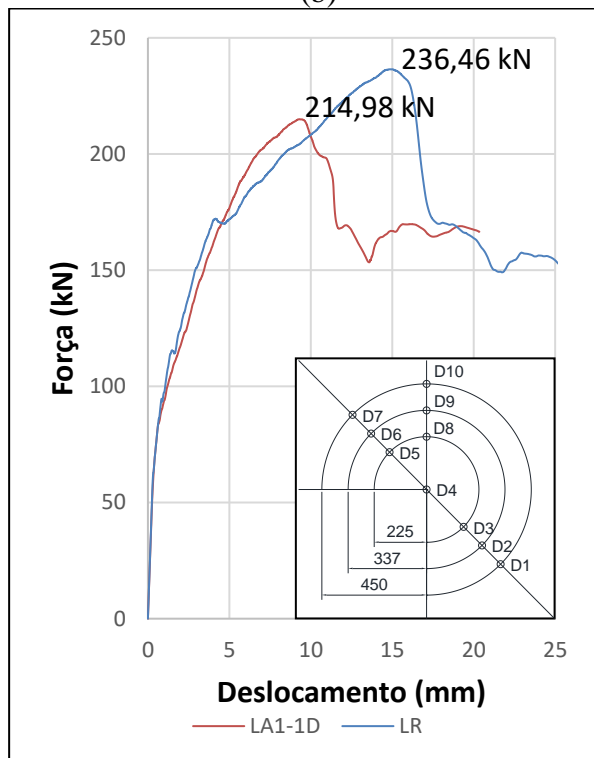
(a)



(b)



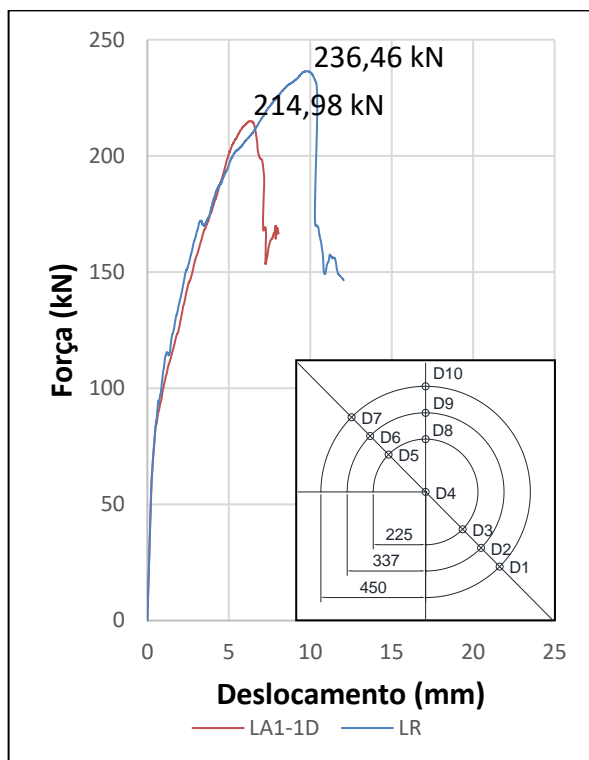
(c)



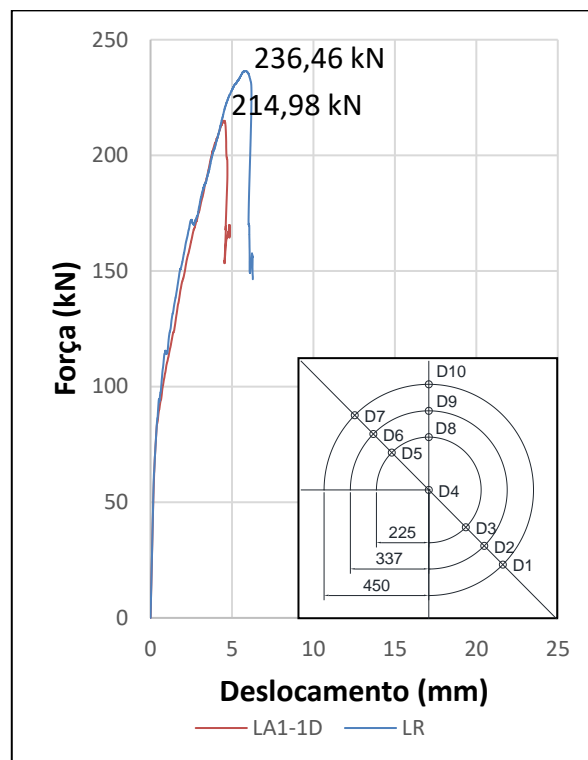
(d)

Fonte: O Autor (2021)

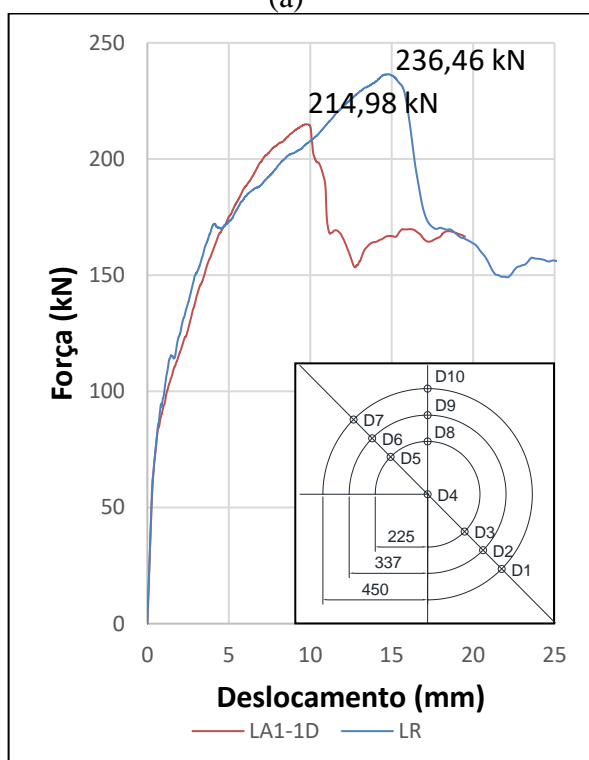
Figura D.5: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-1D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



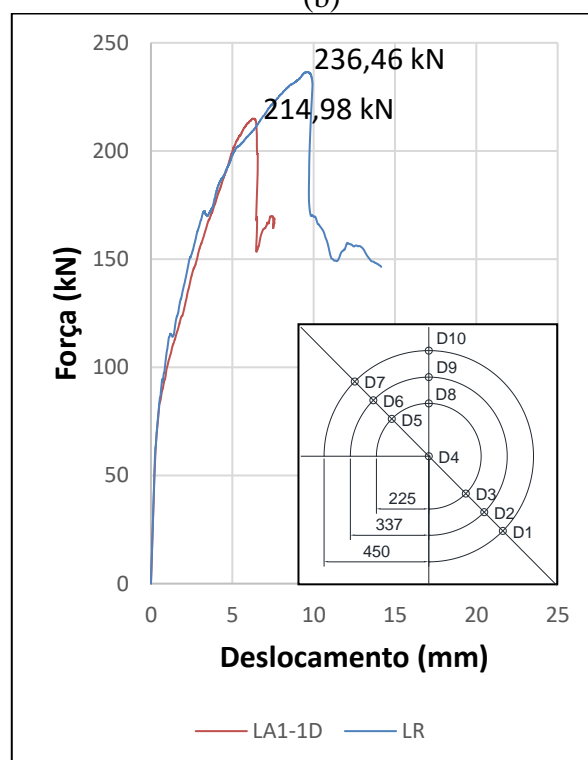
(a)



(b)



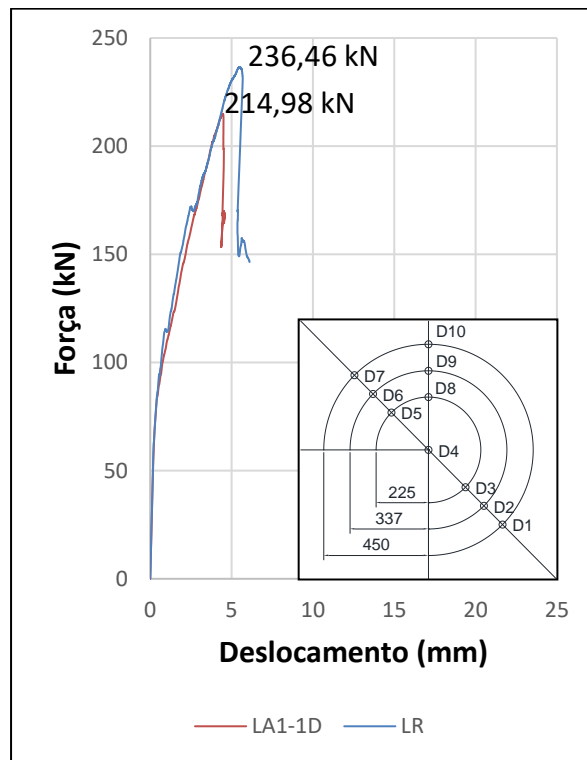
(c)



(d)

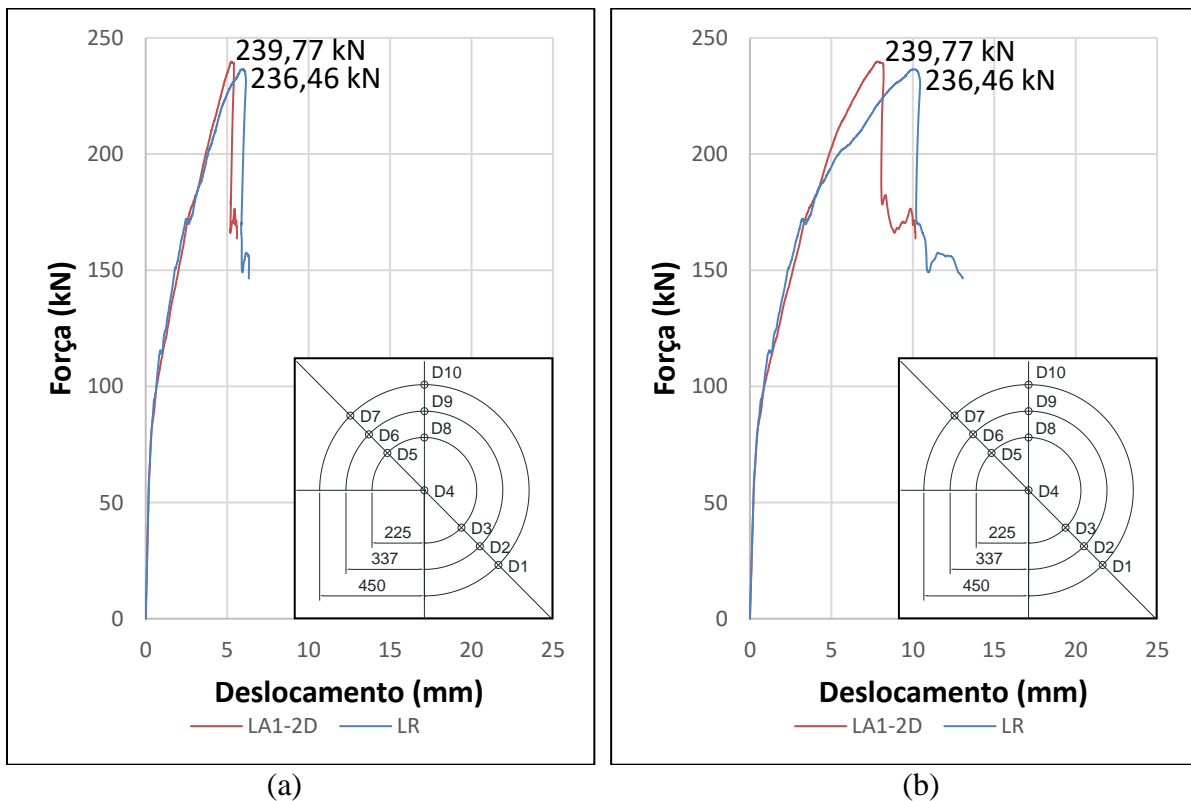
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.6: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-1D para o ponto D10



Fonte: O Autor (2021)

Figura D.7: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-2D para os pontos D1 (a) e D2 (b)

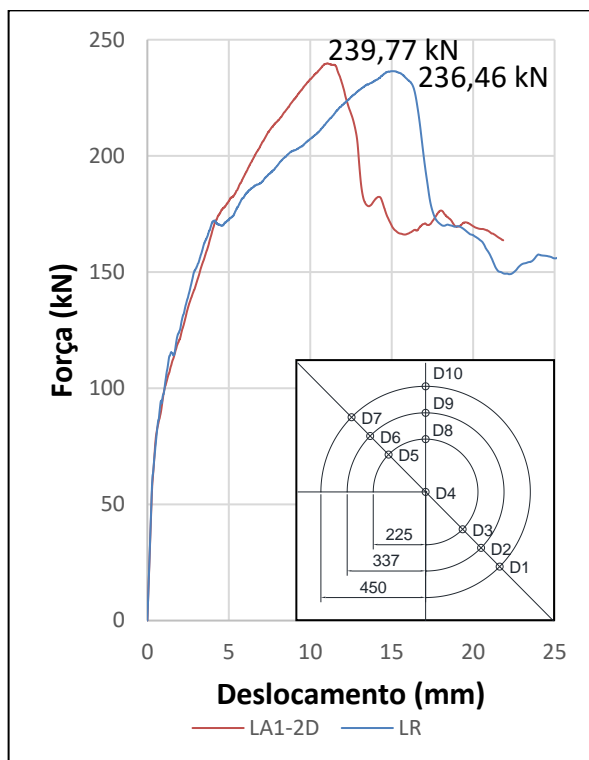


(a)

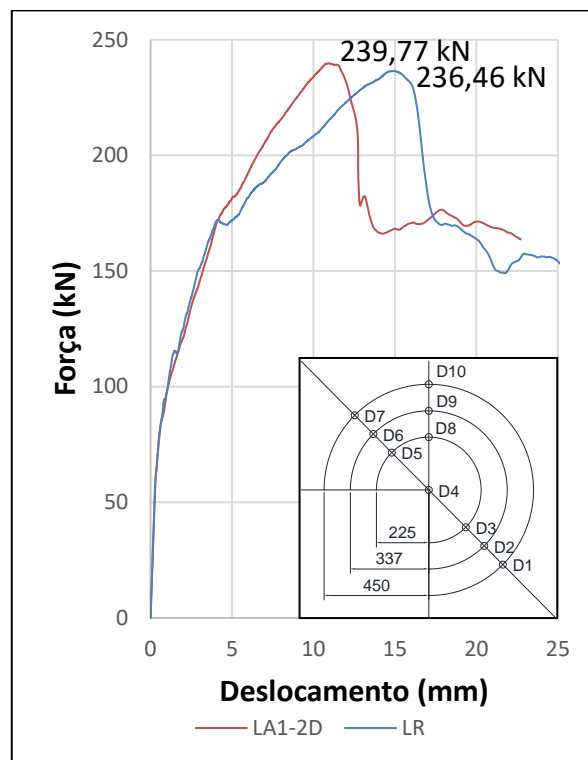
(b)

Fonte: O Autor (2021)

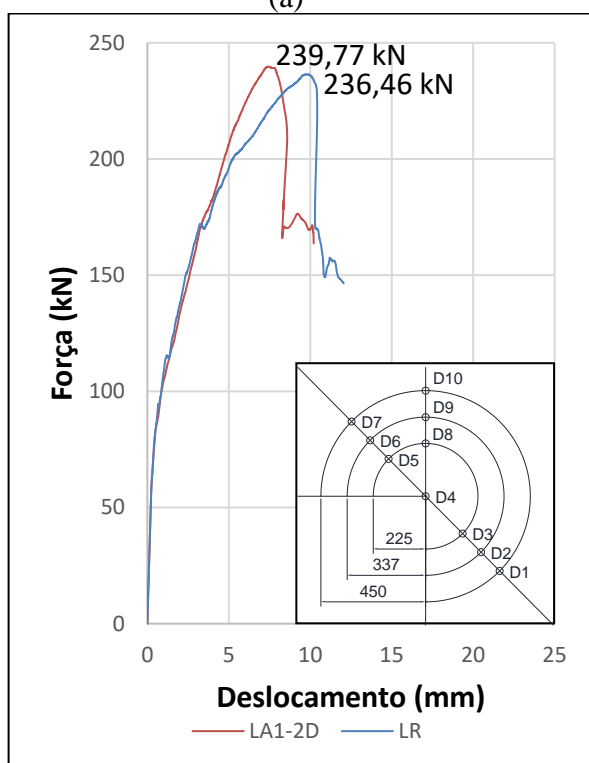
Figura D.8: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-2D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



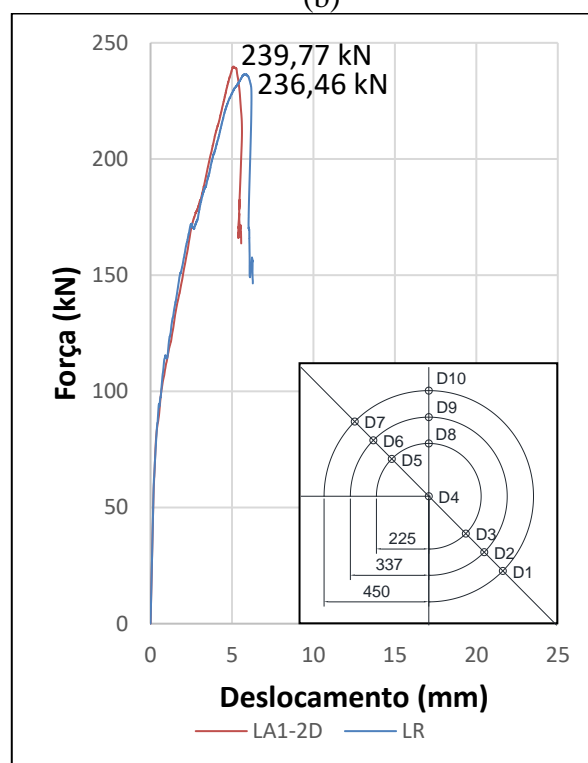
(a)



(b)



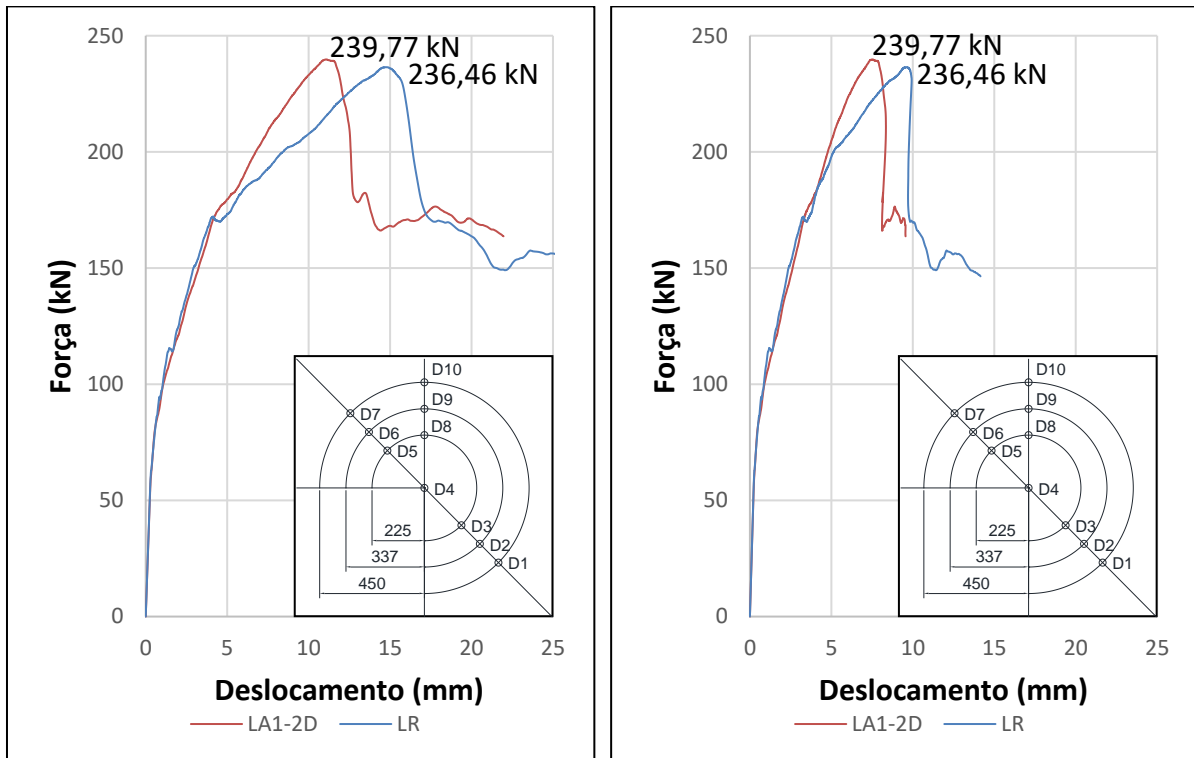
(c)



(d)

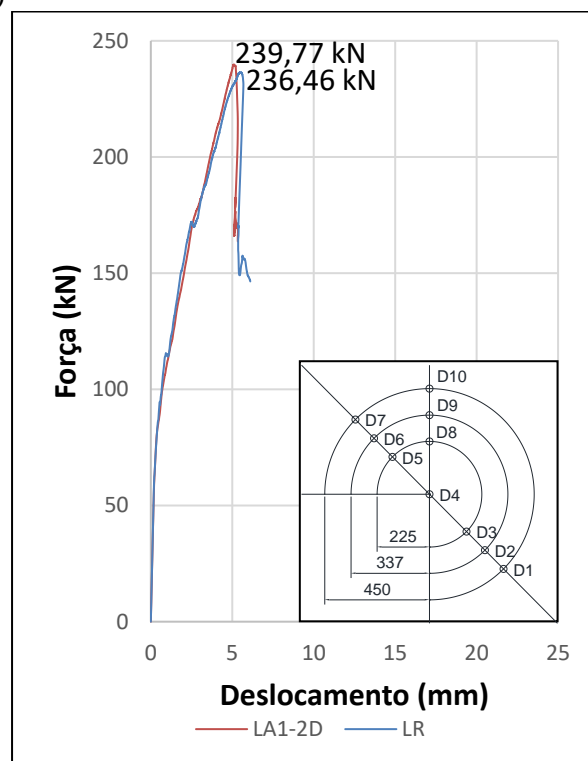
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.9: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-2D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



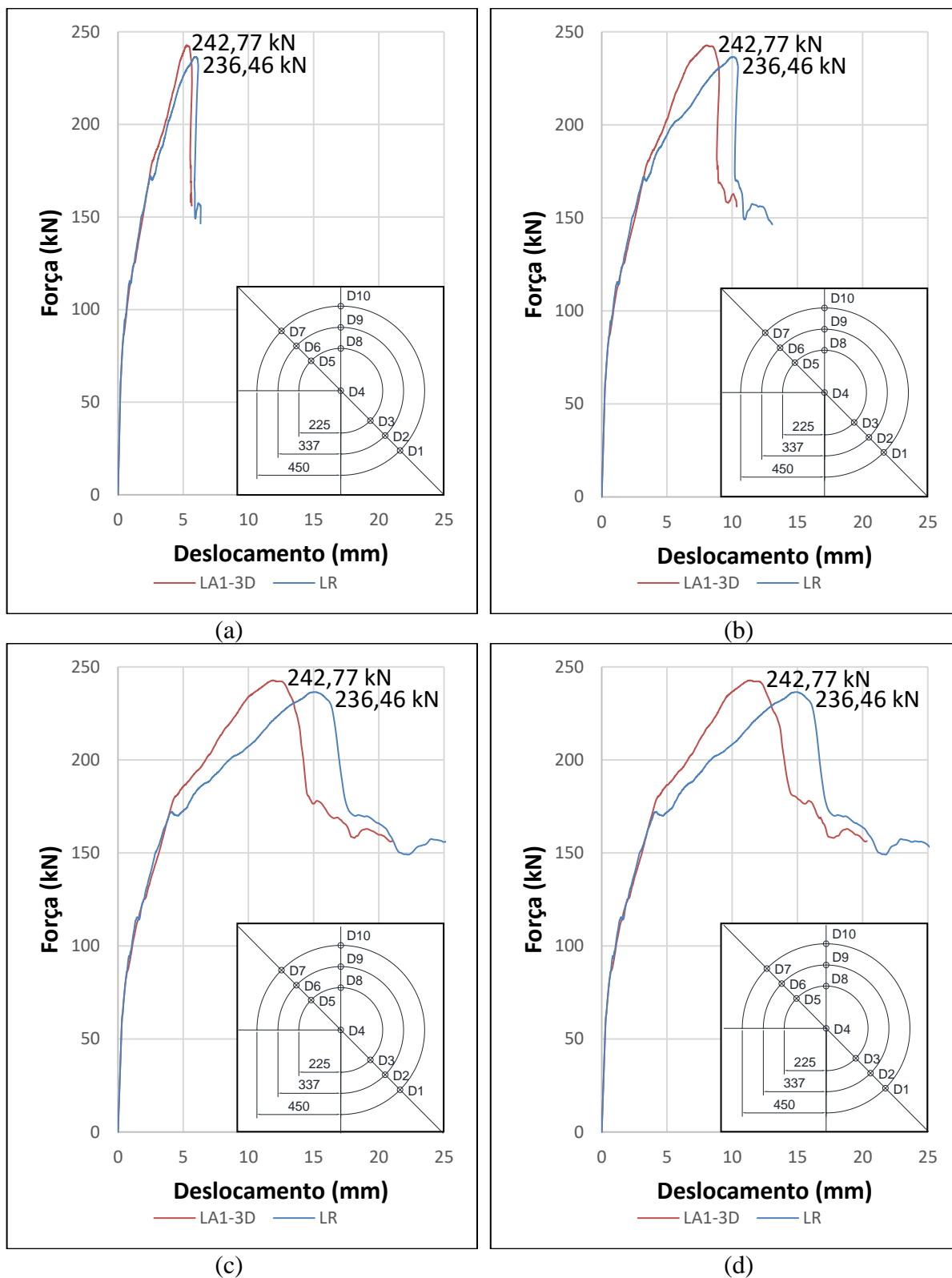
(a)

(b)



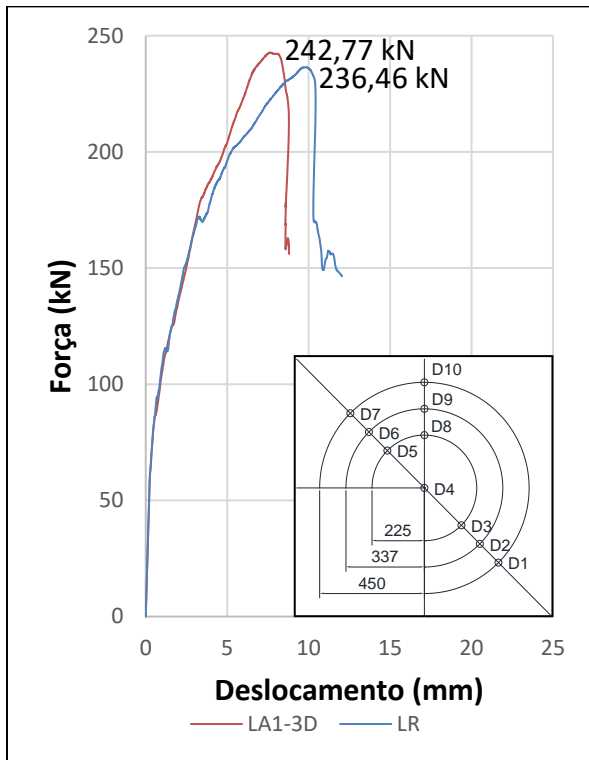
(c)

Figura D.10: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-3D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)

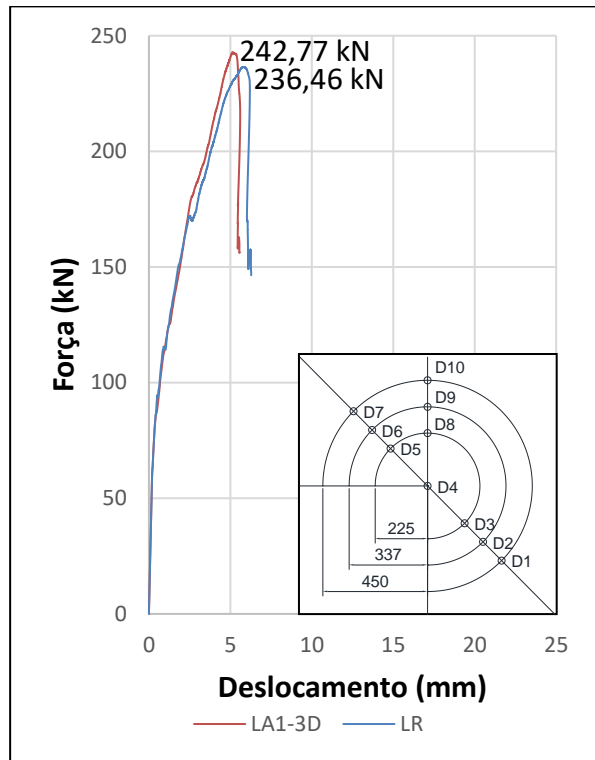


Fonte: O Autor (2021)

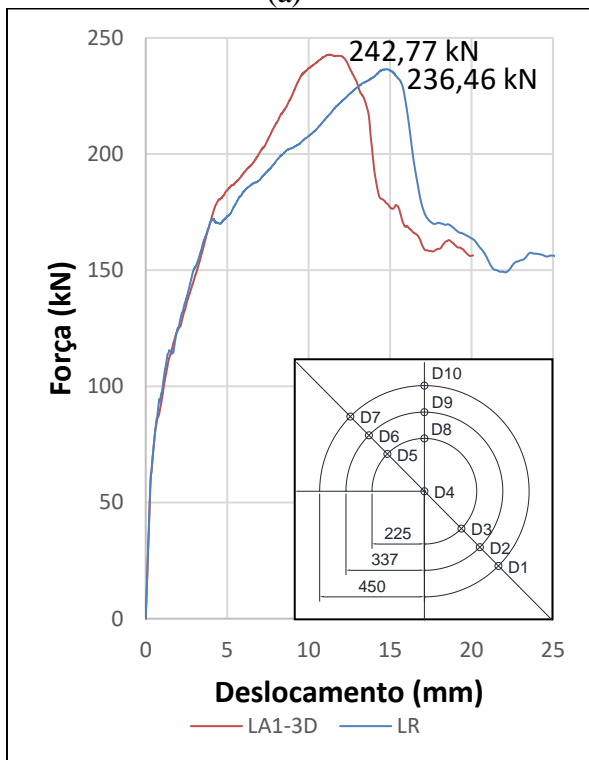
Figura D.11: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-3D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



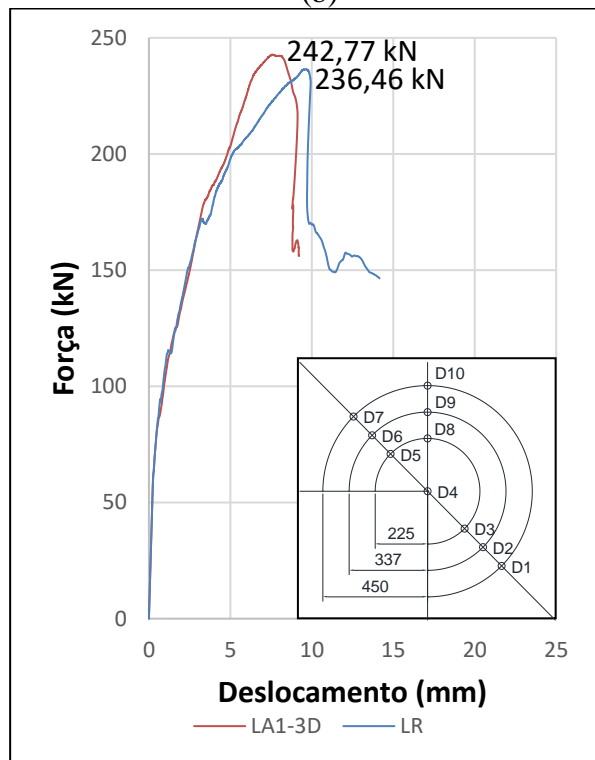
(a)



(b)



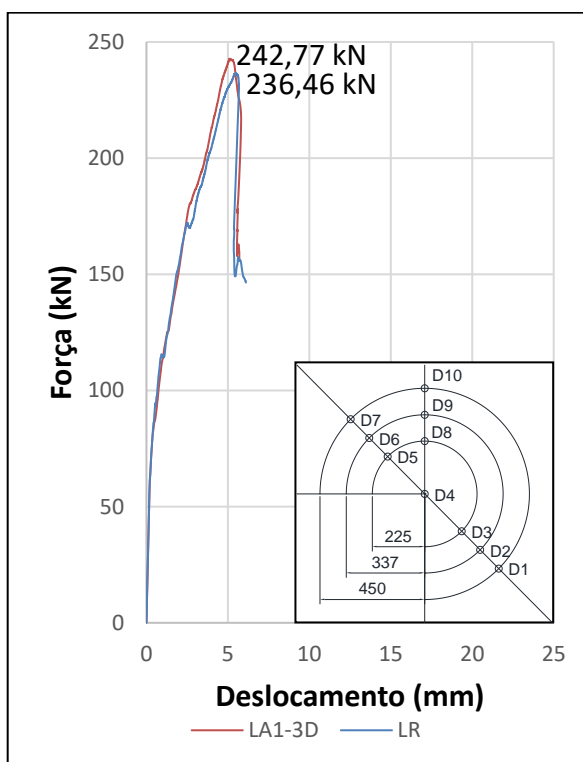
(c)



(d)

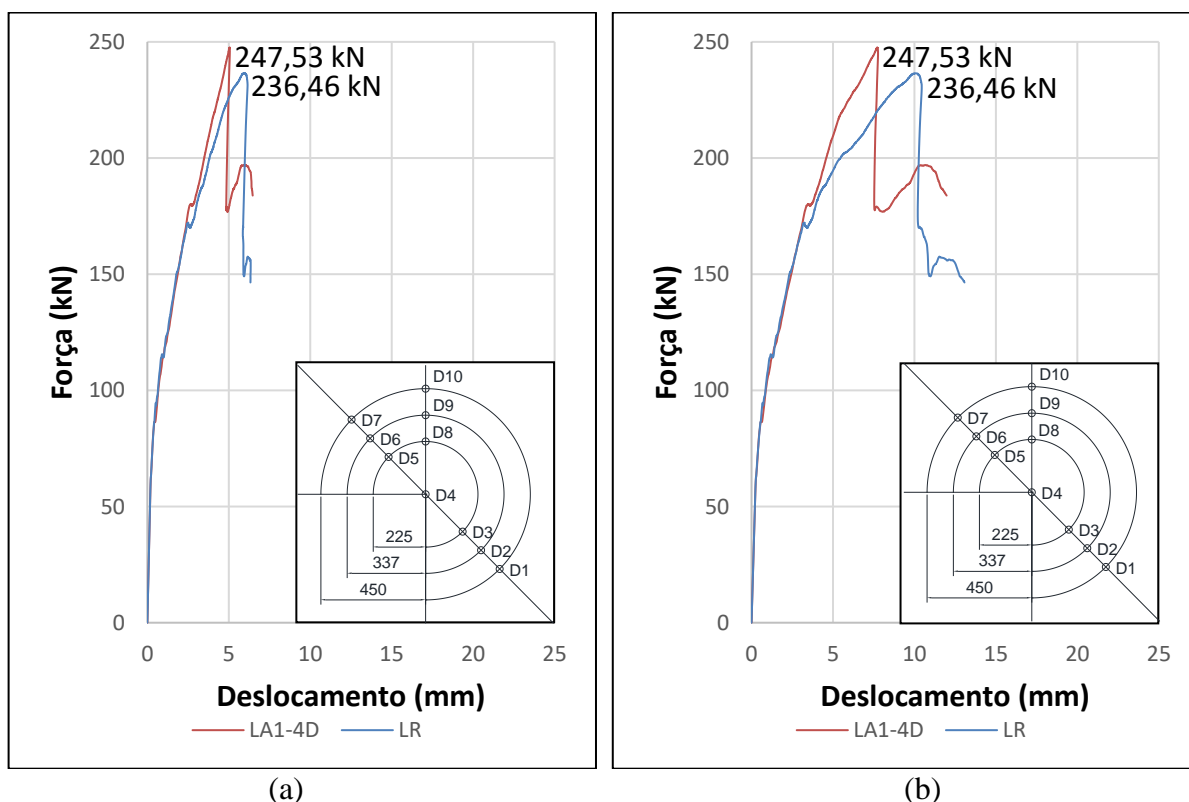
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.12: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-3D para o ponto D10



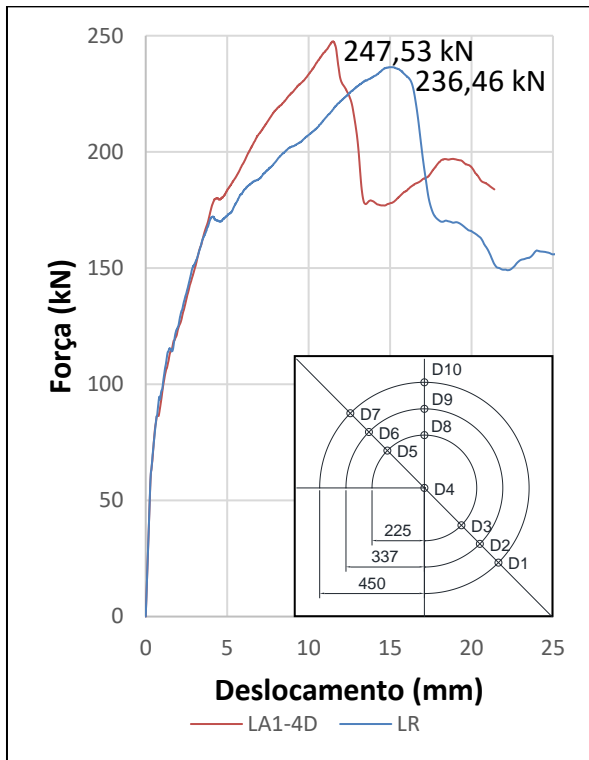
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.13: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-4D para os pontos D1 (a) e D2 (b)

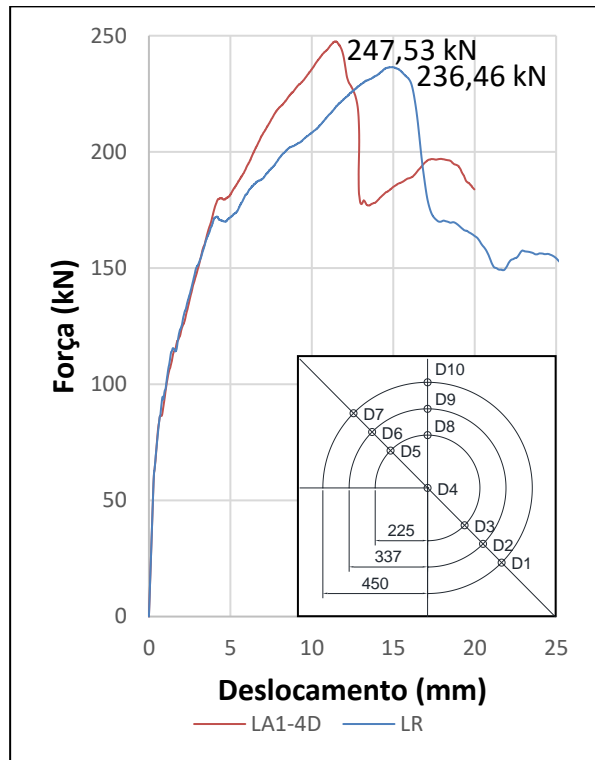


Fonte: O Autor (2021)

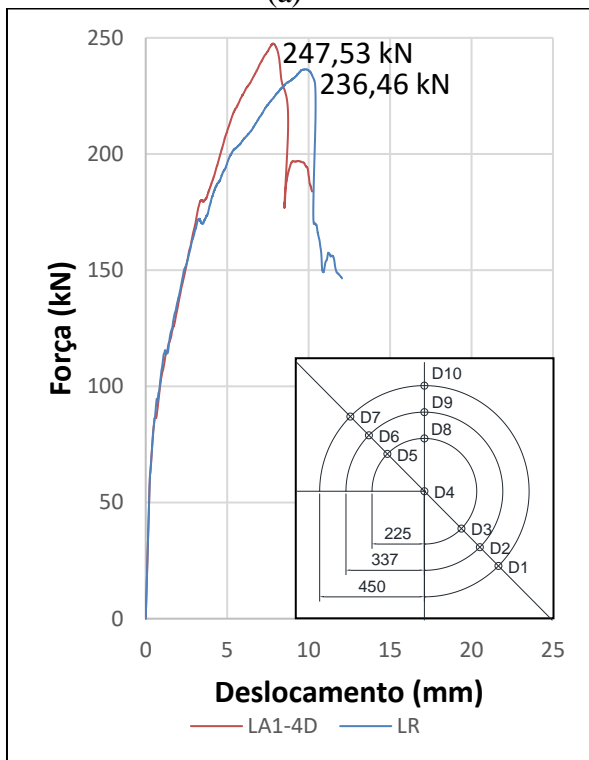
Figura D.14: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-4D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



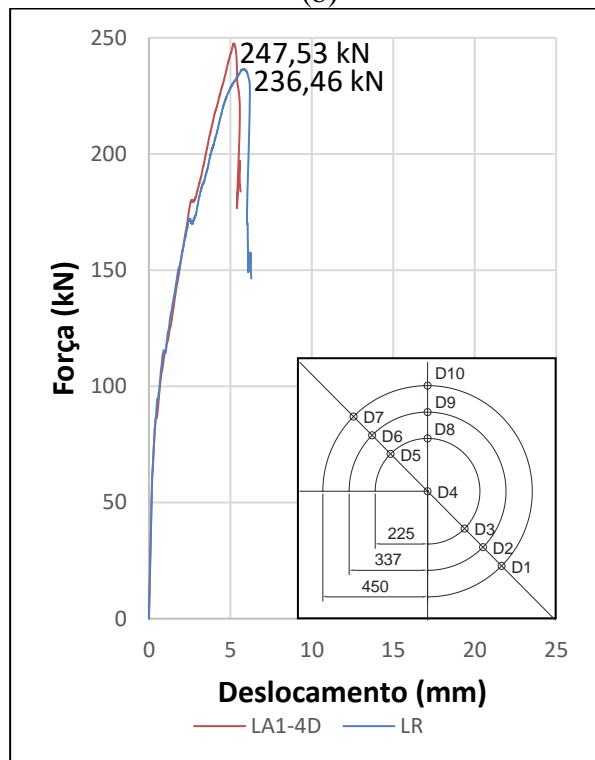
(a)



(b)

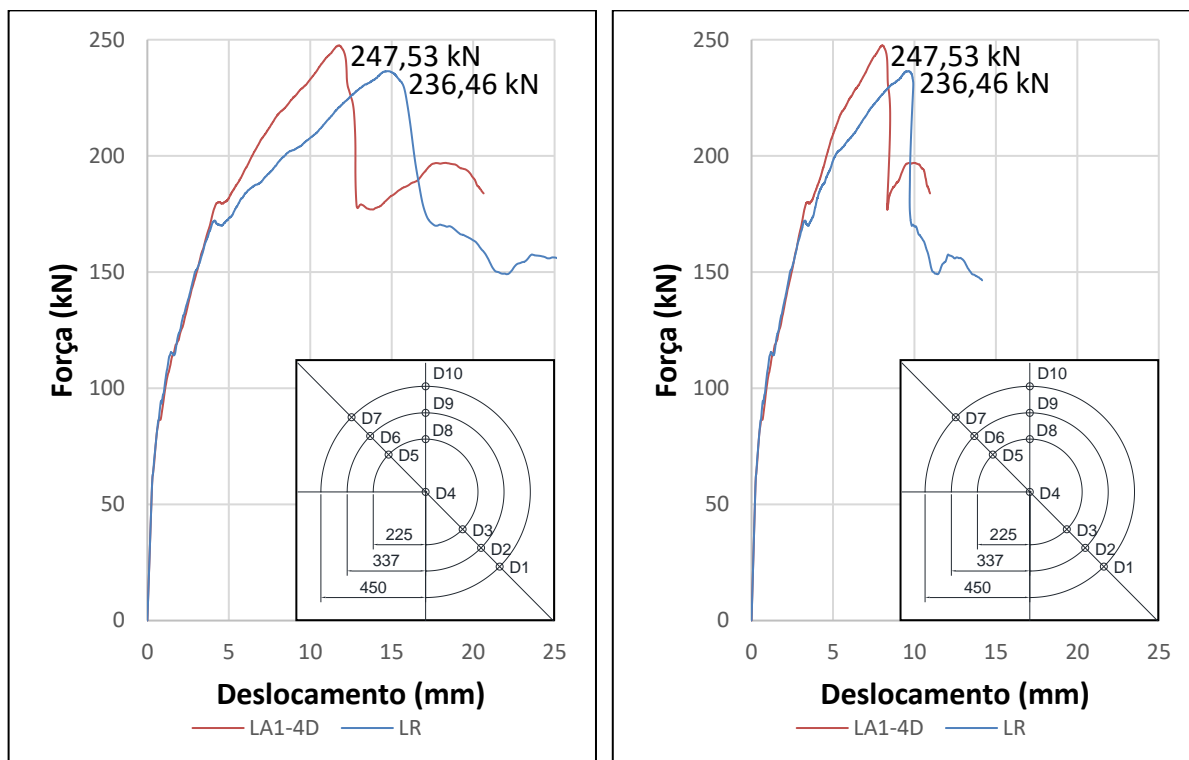


(c)



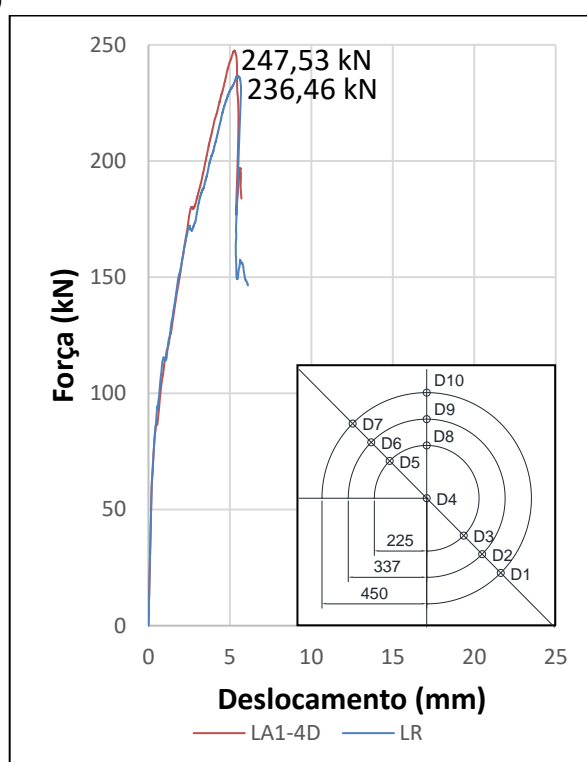
(d)

Figura D.15: Curvas força x deslocamento do modelo LA1-4D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

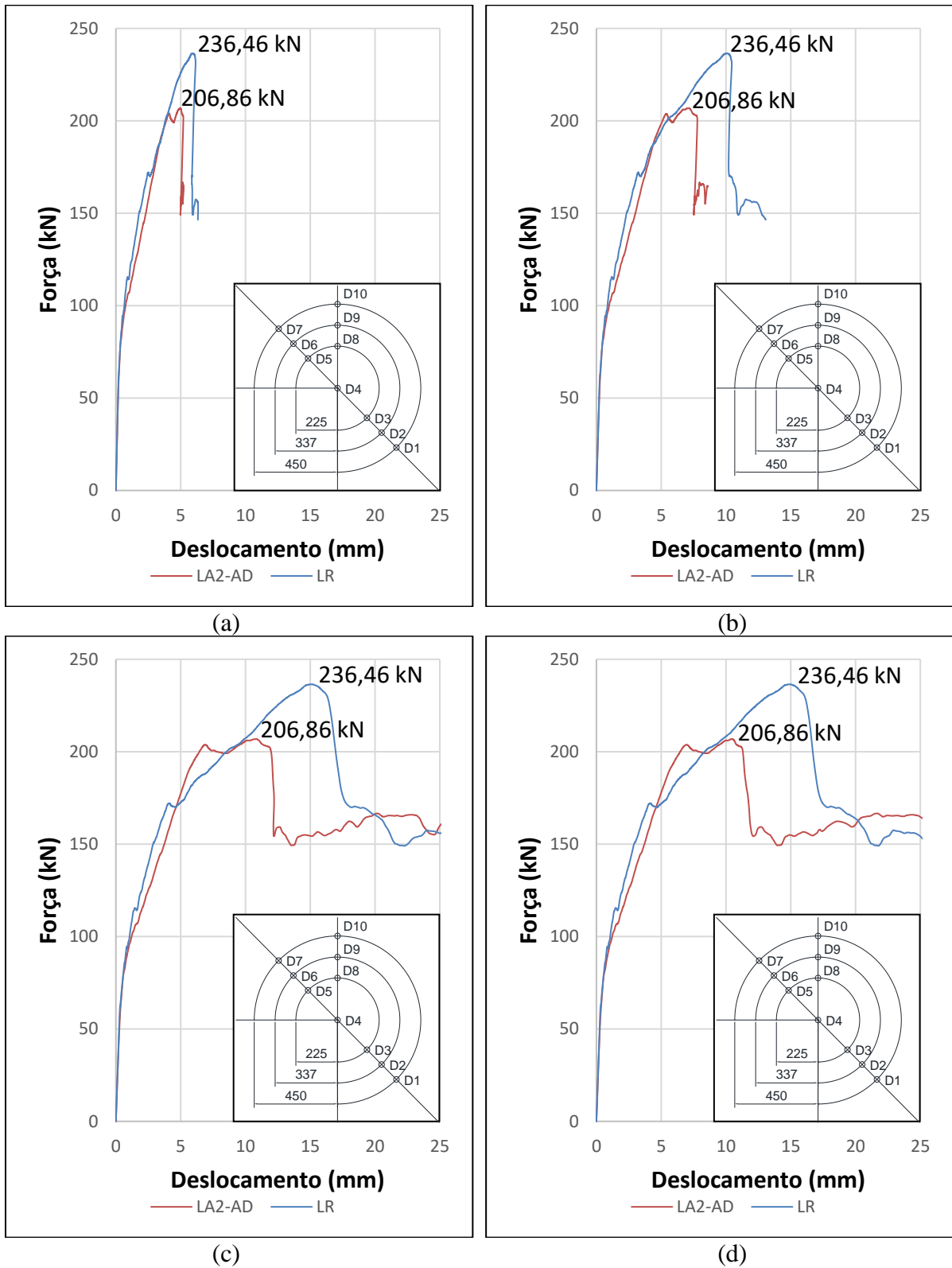
(b)



(c)

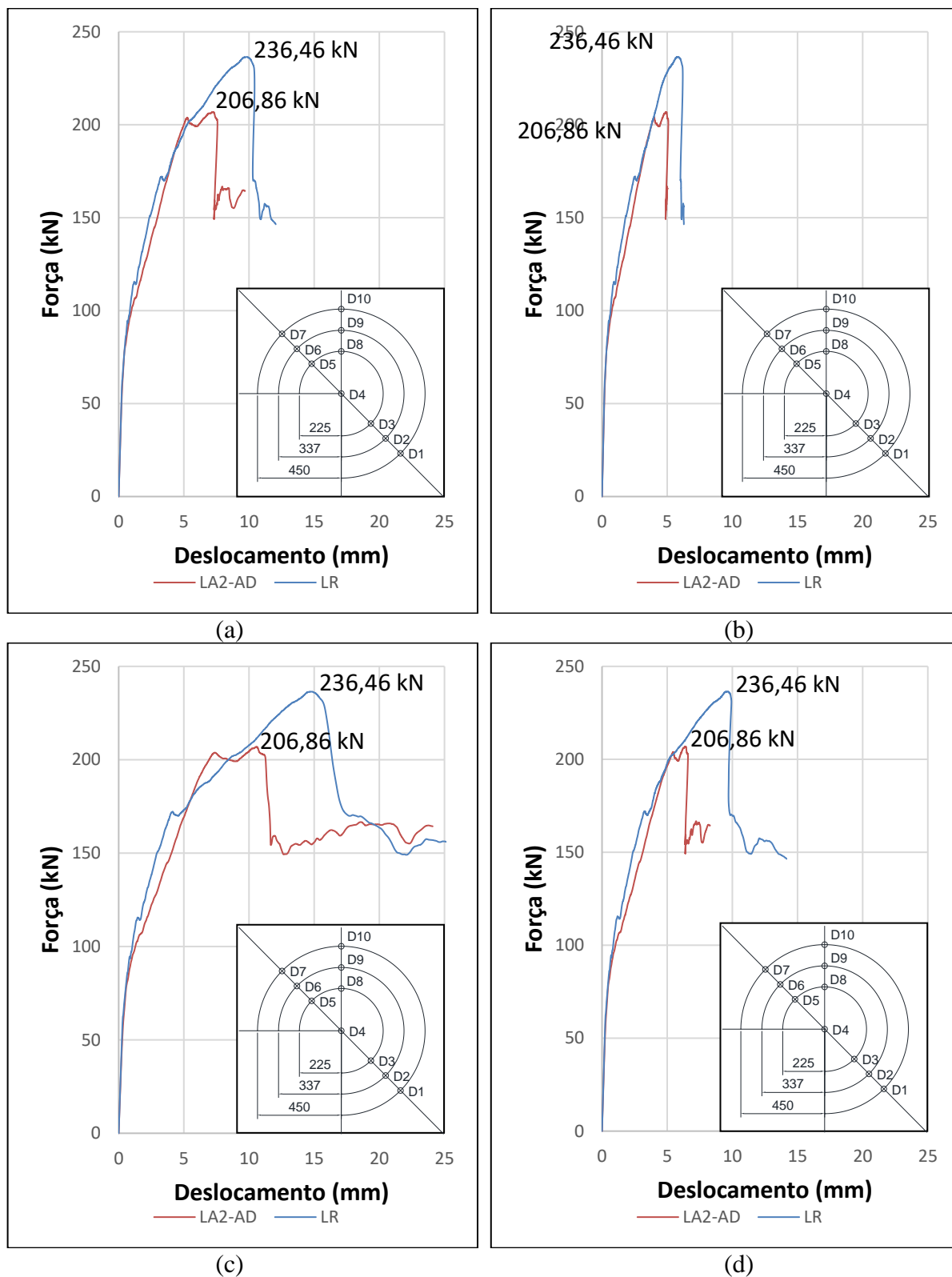
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.16: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-AD para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)



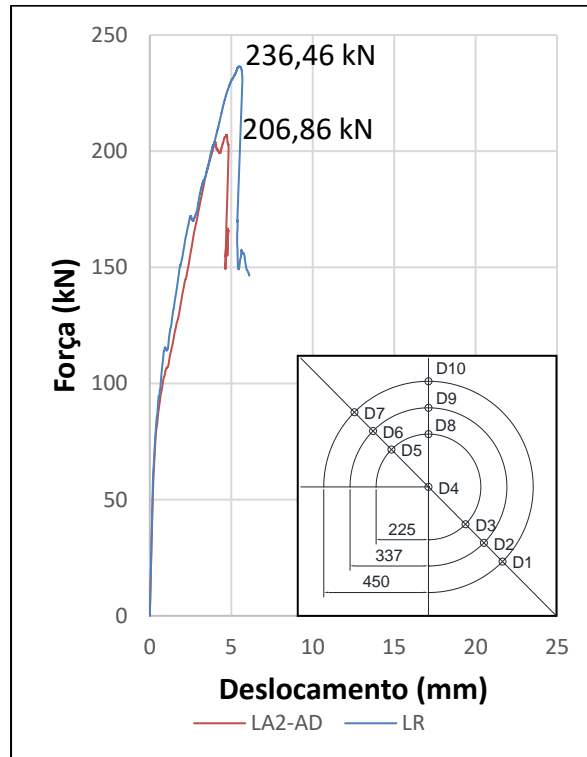
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.17: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-AD para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



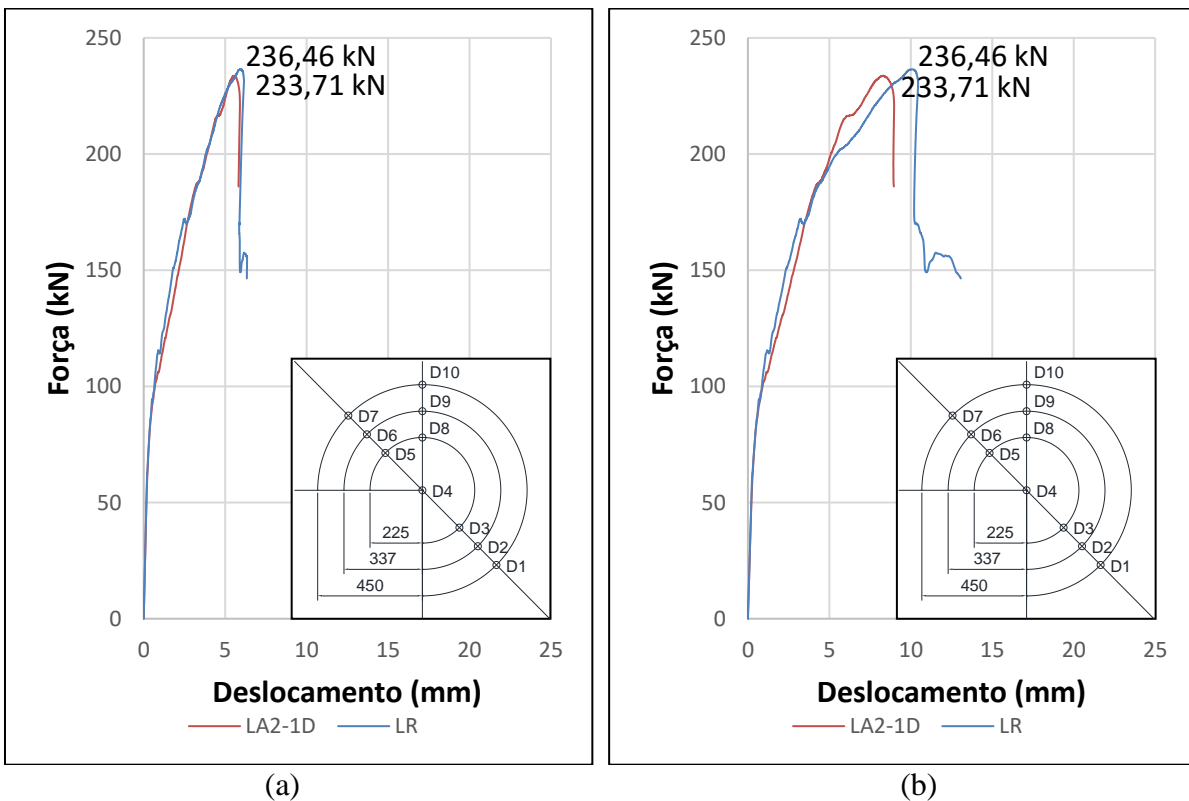
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.18: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-AD para o ponto D10



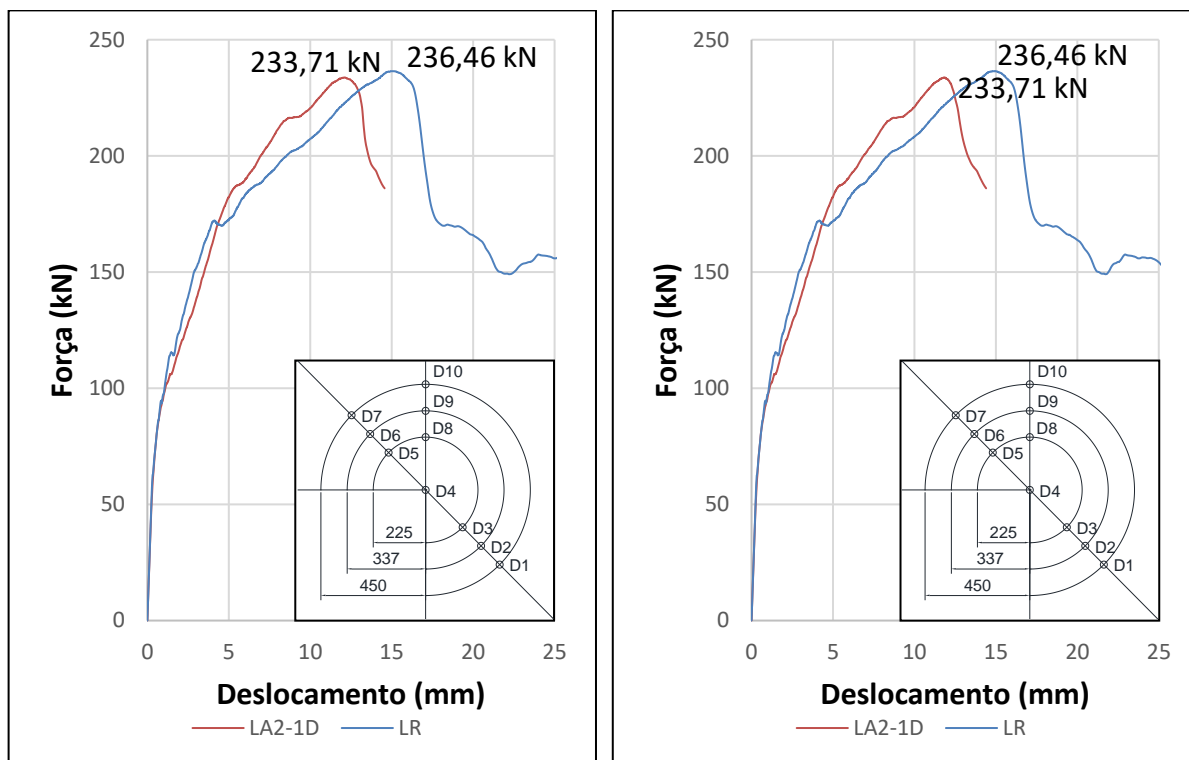
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.19: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-1D para os pontos D1 (a) e D2 (b)



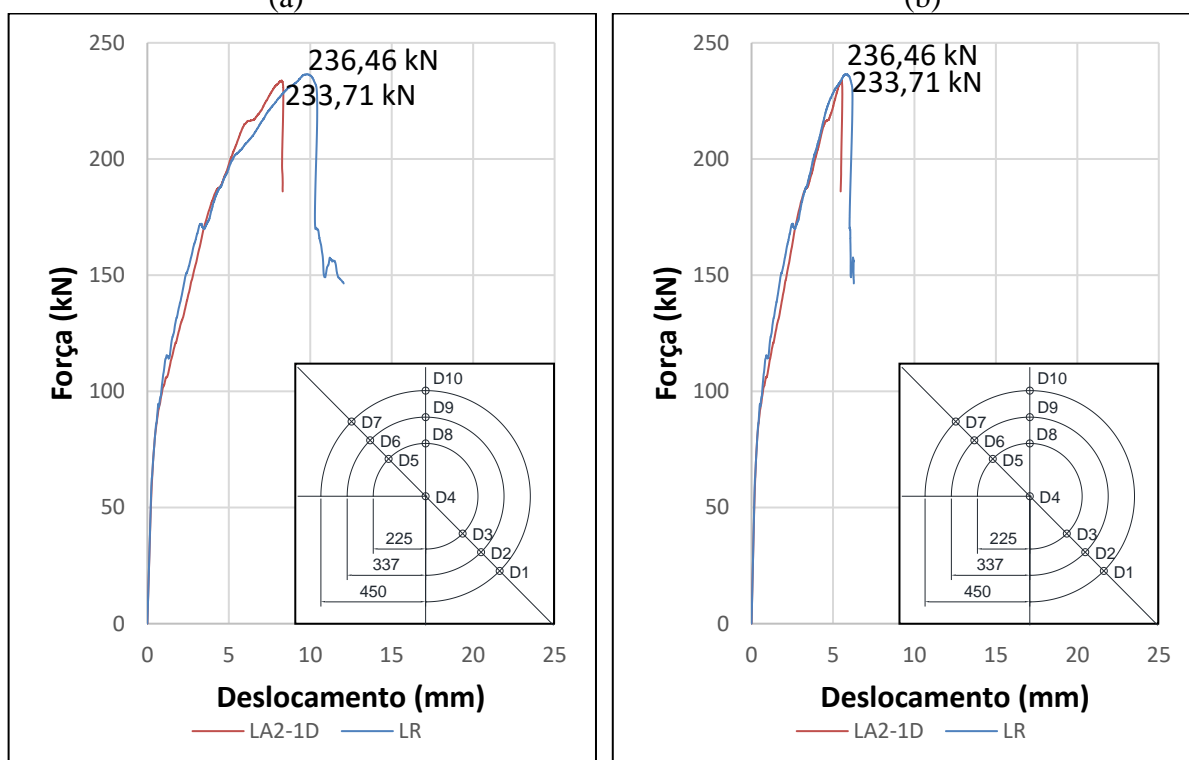
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.20: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-1D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



(a)

(b)

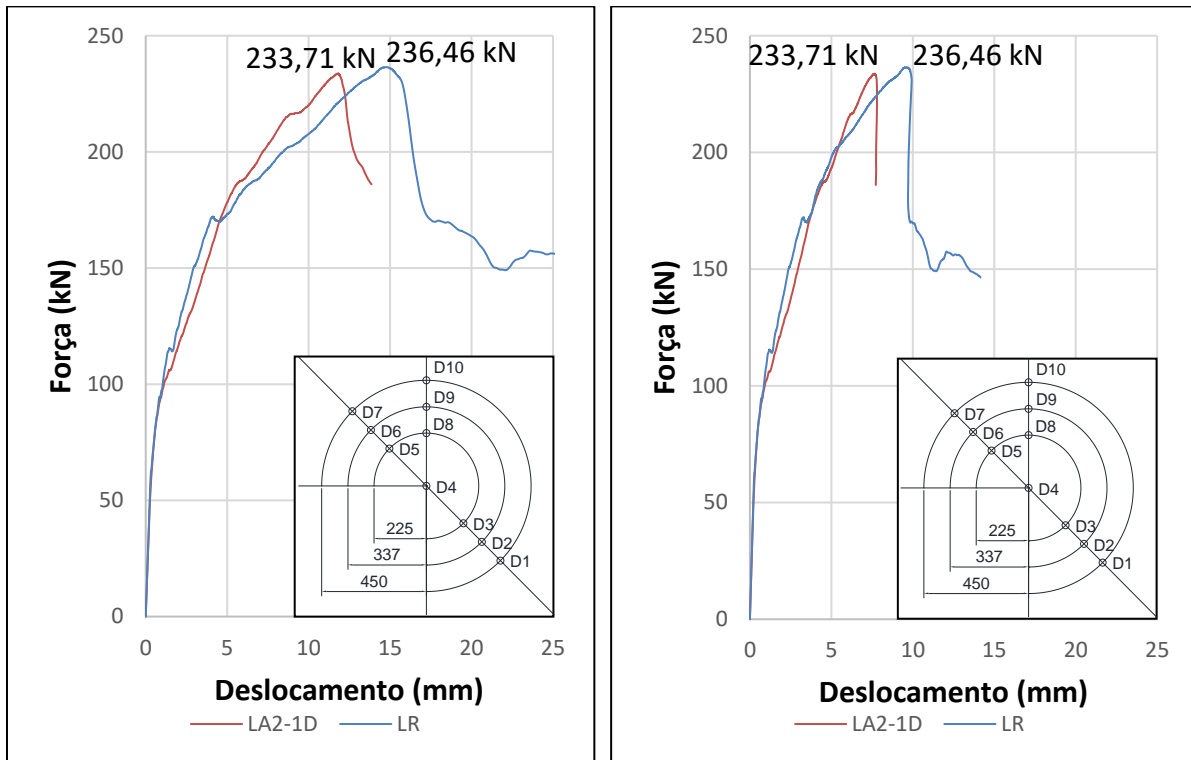


(c)

(d)

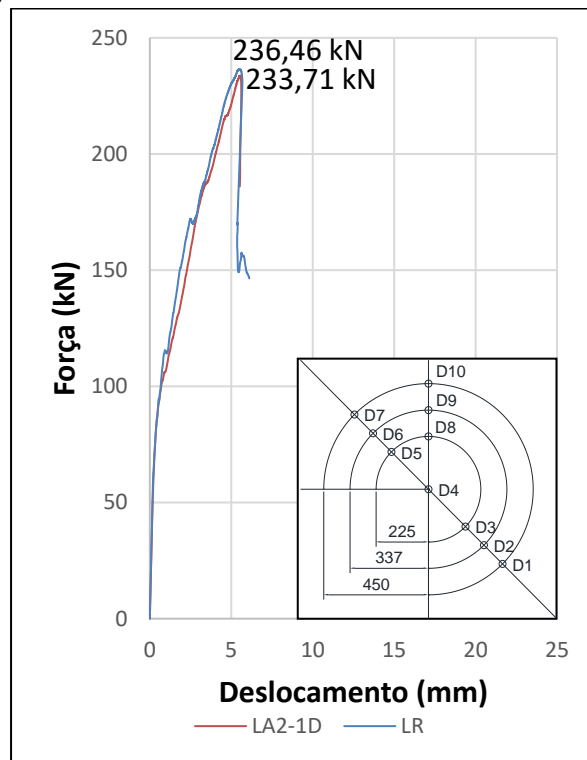
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.21: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-1D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

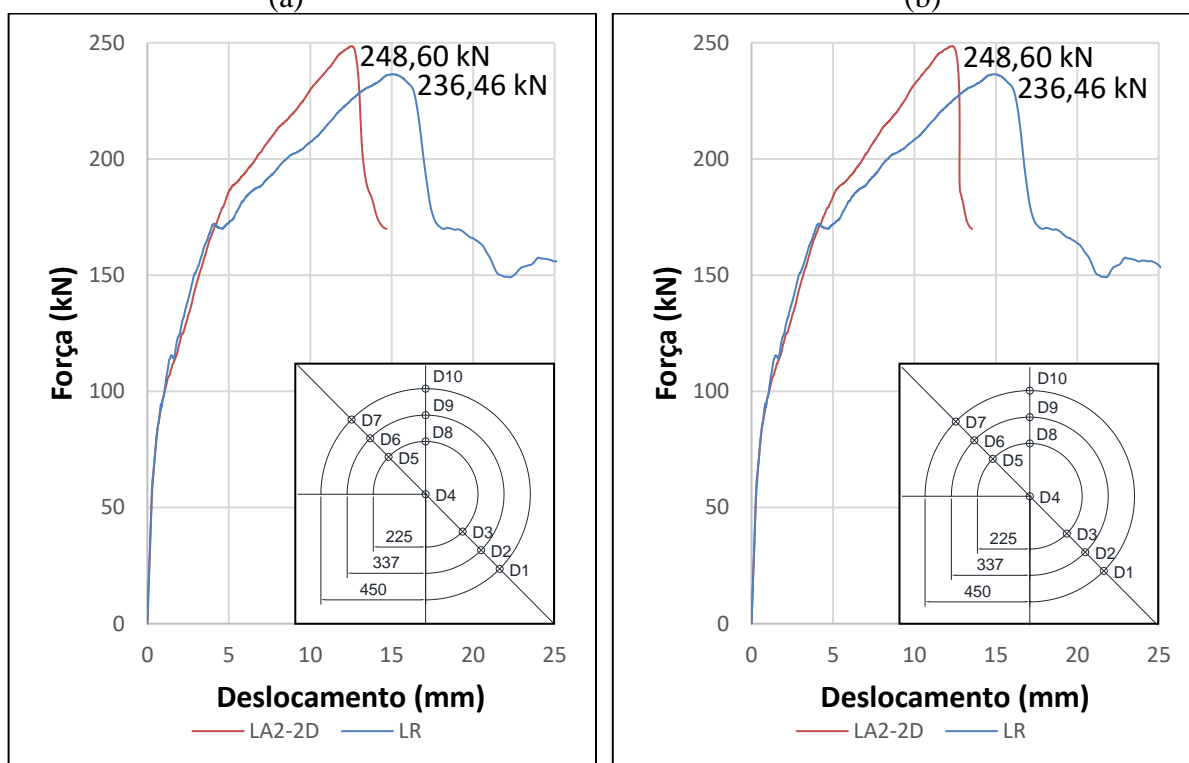
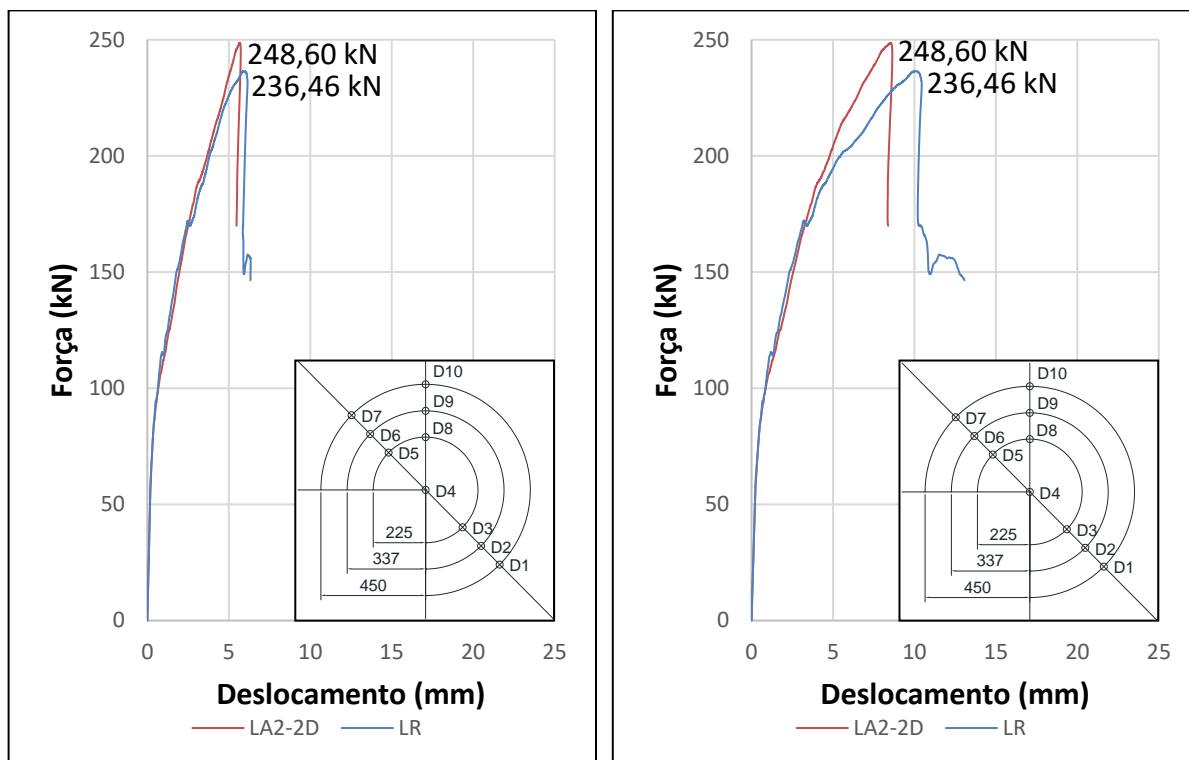
(b)



(c)

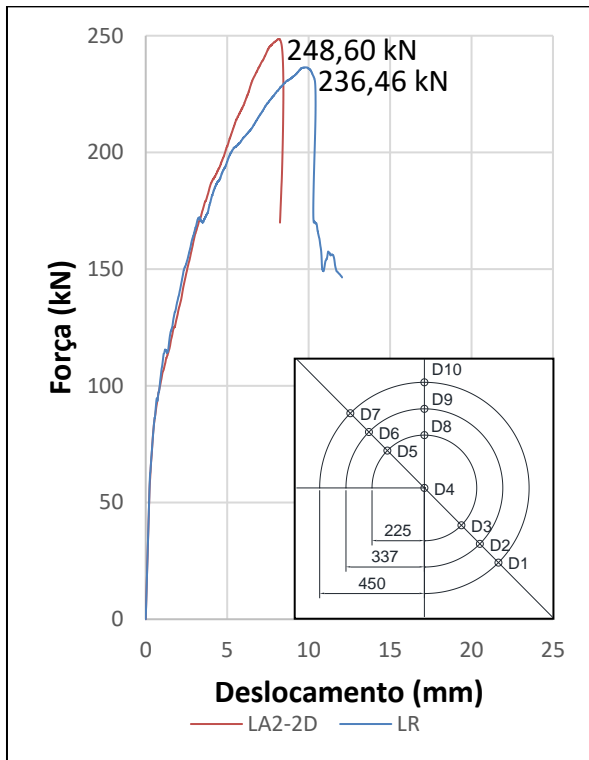
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.22: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-2D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)

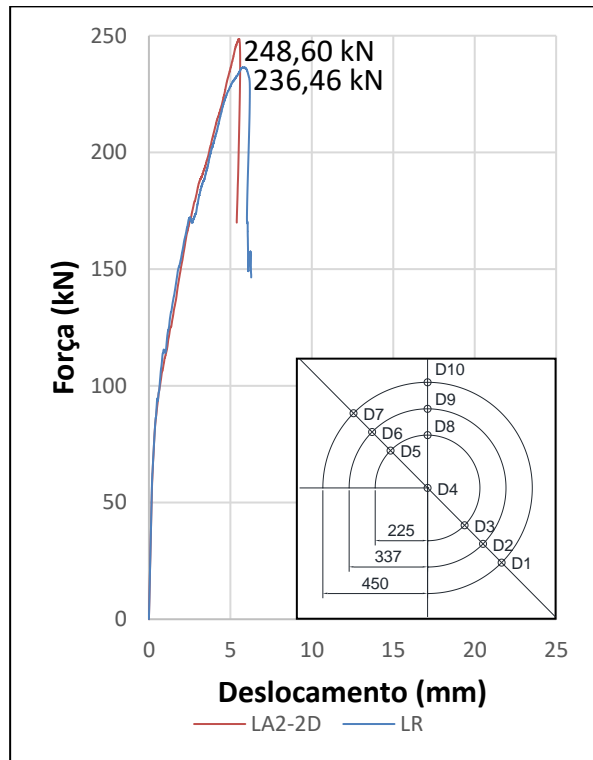


Fonte: O Autor (2021)

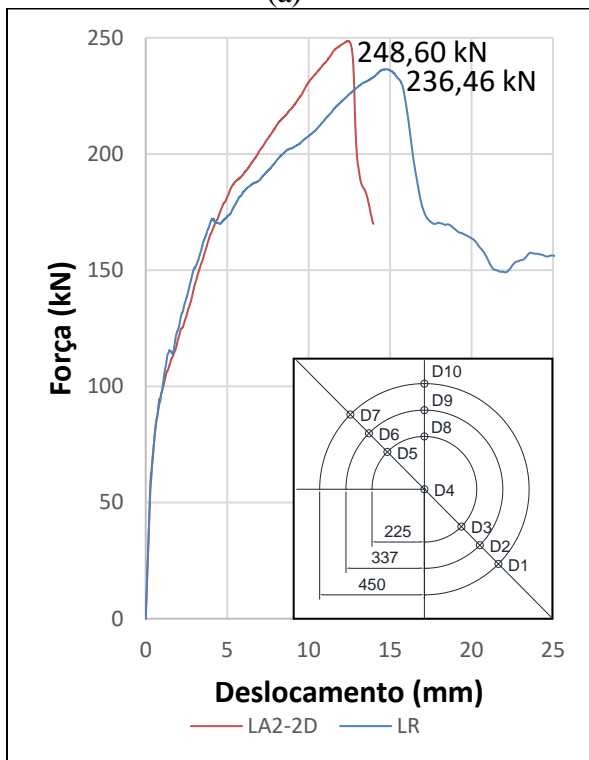
Figura D.23: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-2D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



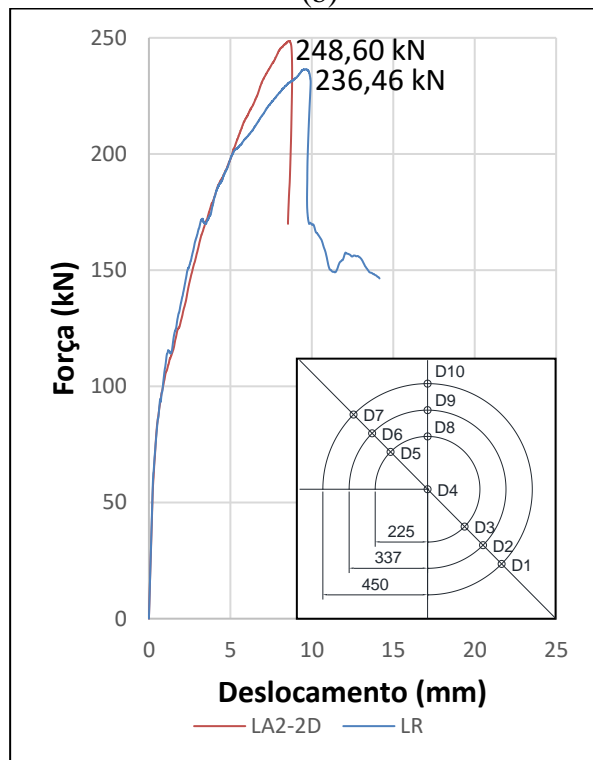
(a)



(b)

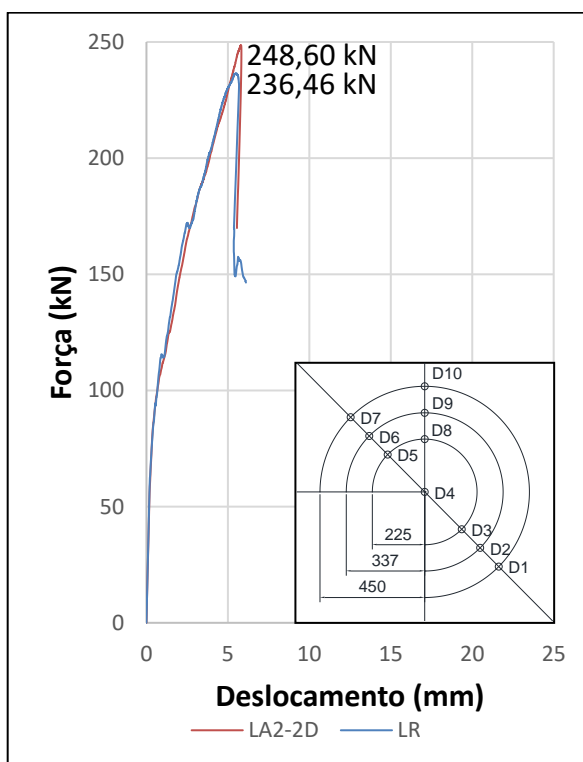


(c)



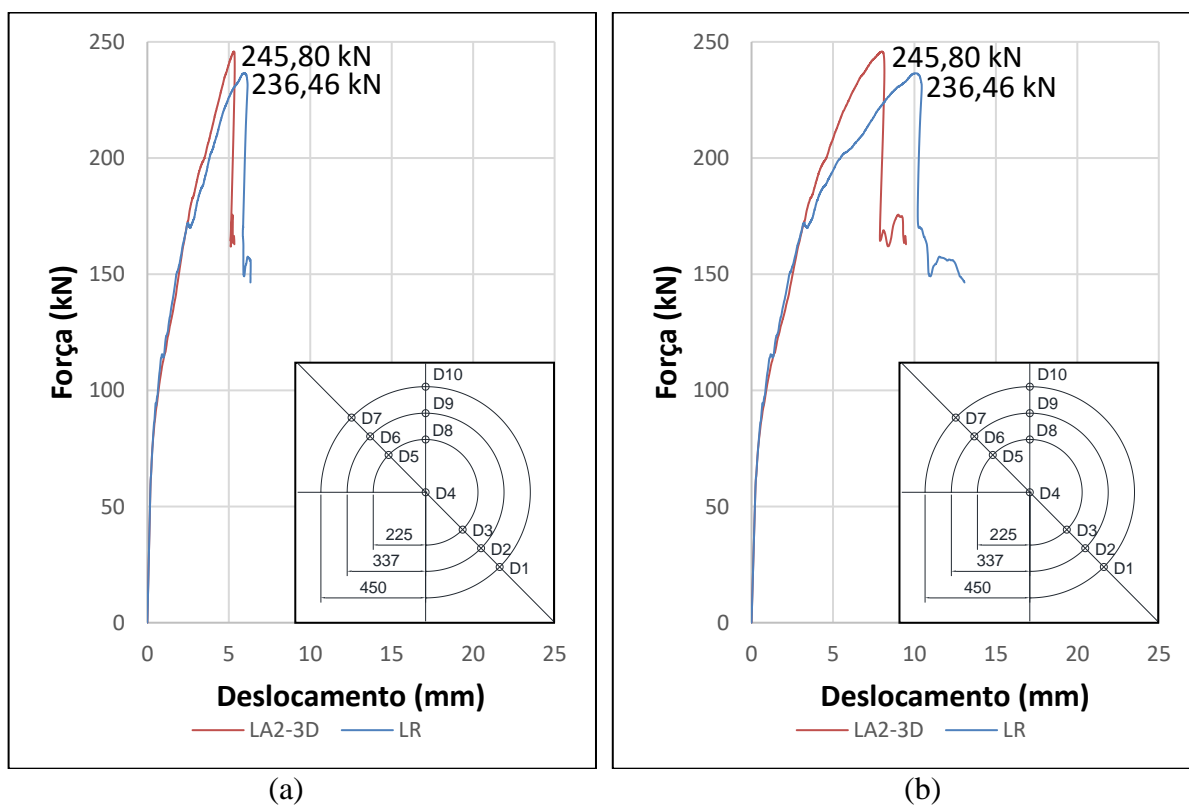
(d)

Figura D.24: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-2D para o ponto D10



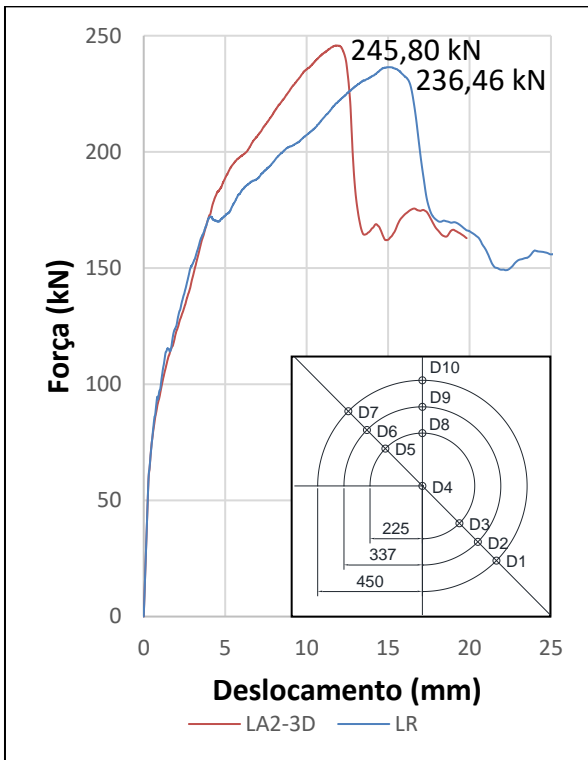
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.25: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-3D para os pontos D1 (a) e D2 (b)

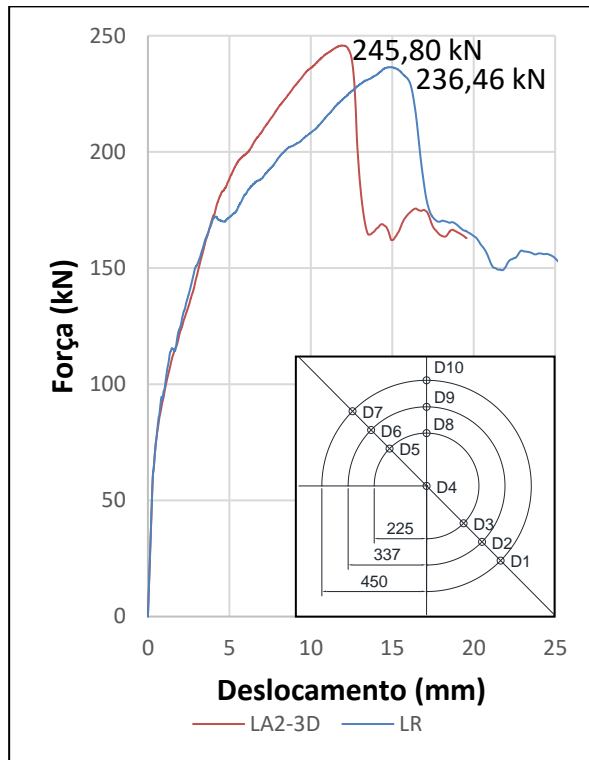


Fonte: O Autor (2021)

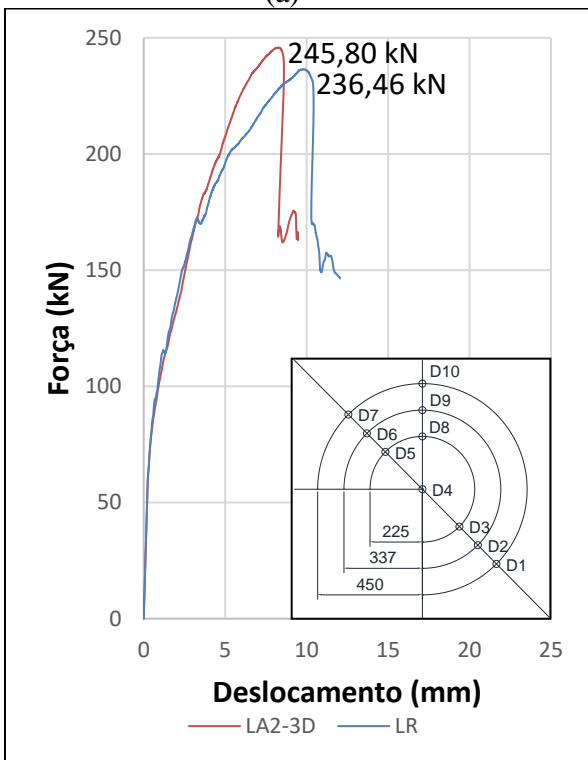
Figura D.26: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-3D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



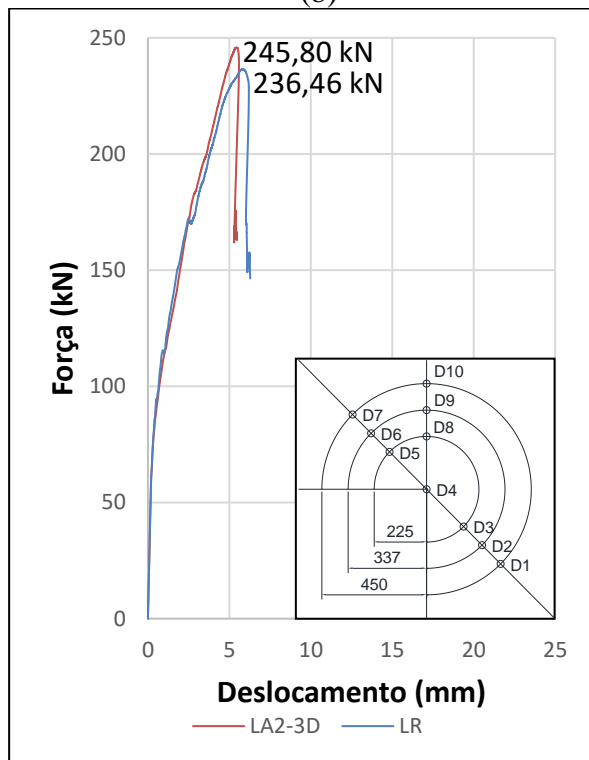
(a)



(b)



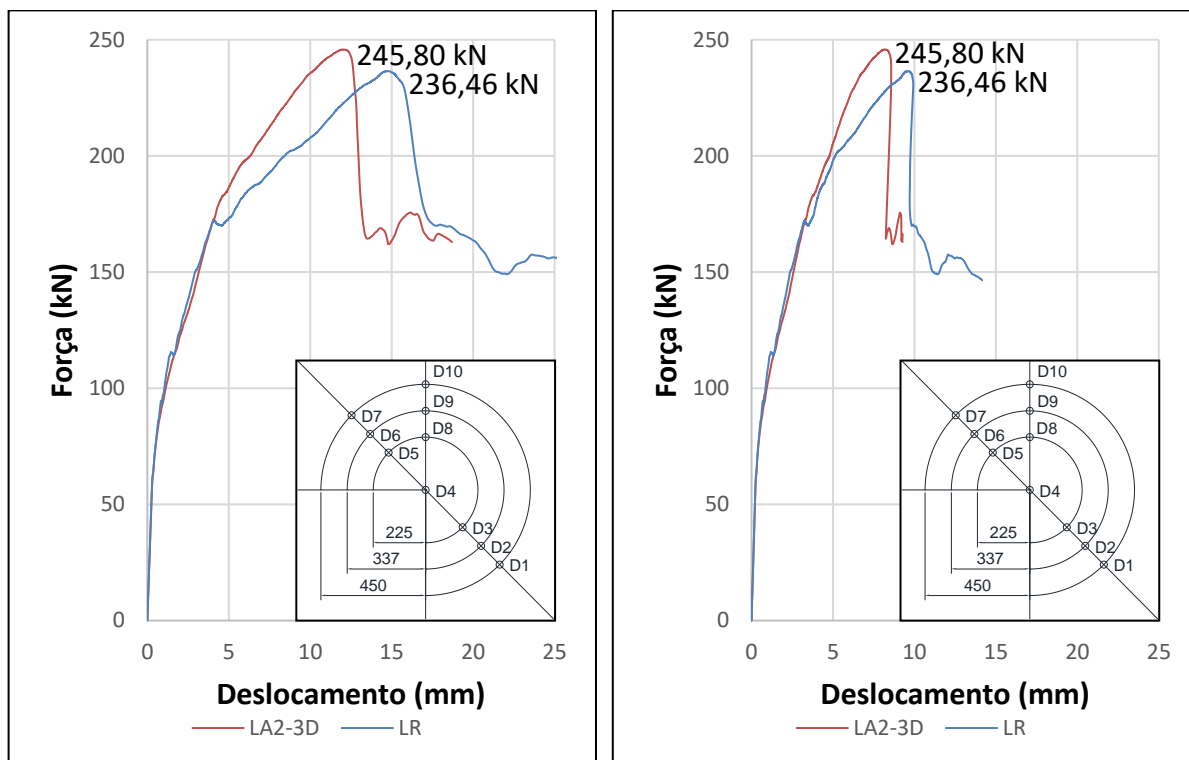
(c)



(d)

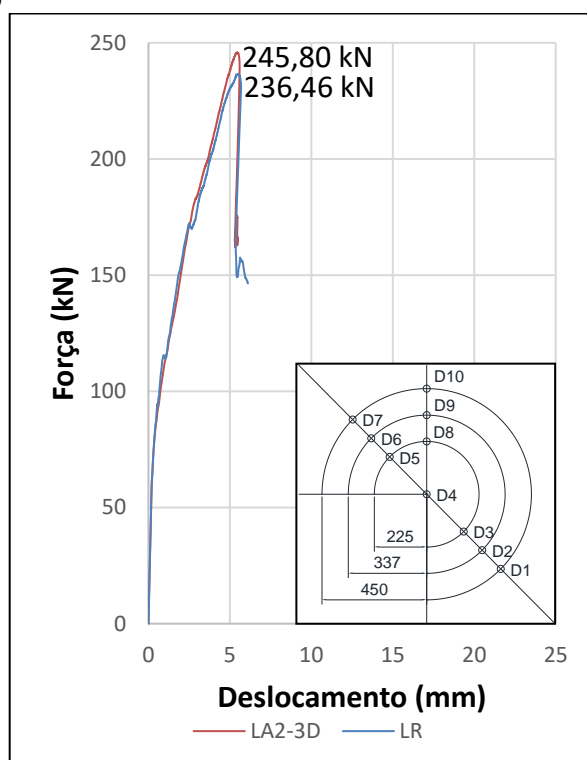
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.27: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-3D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

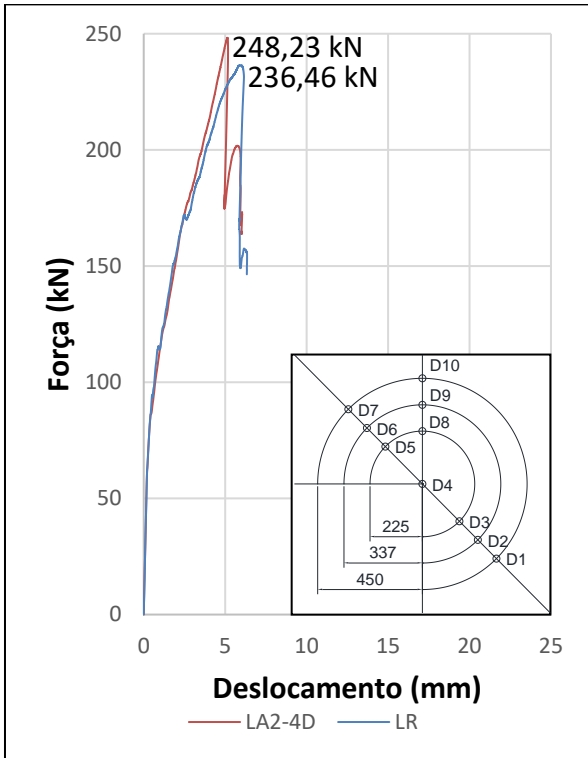
(b)



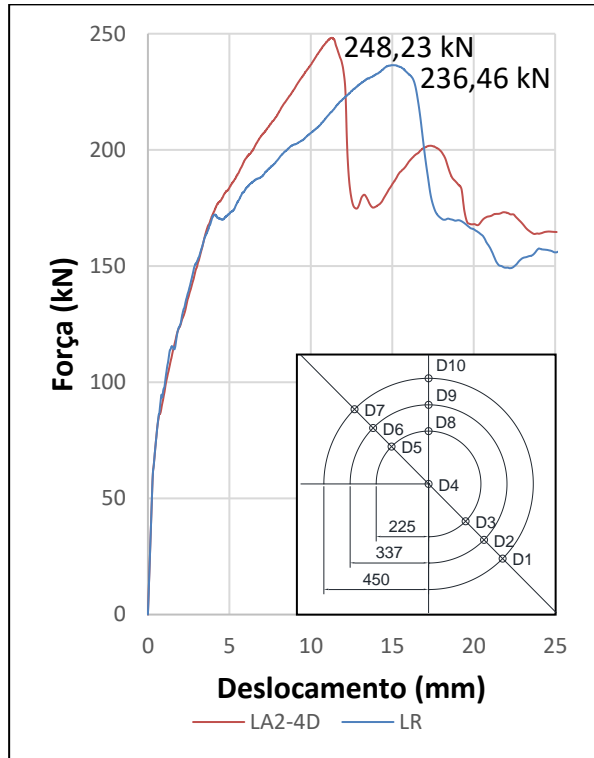
(c)

Fonte: O Autor (2021)

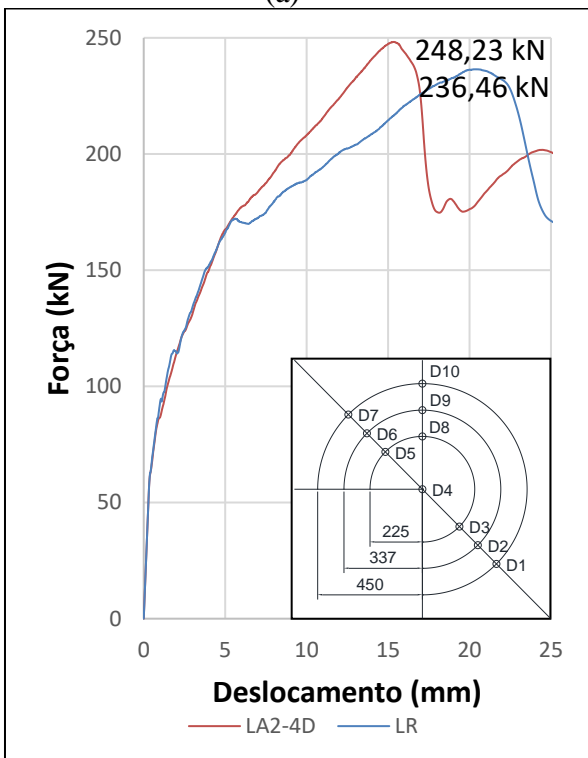
Figura D.28: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-4D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)



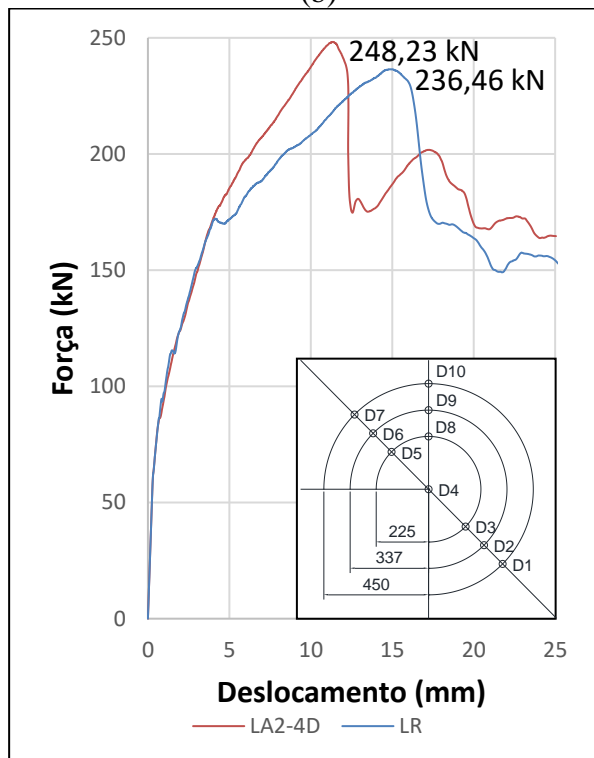
(a)



(b)



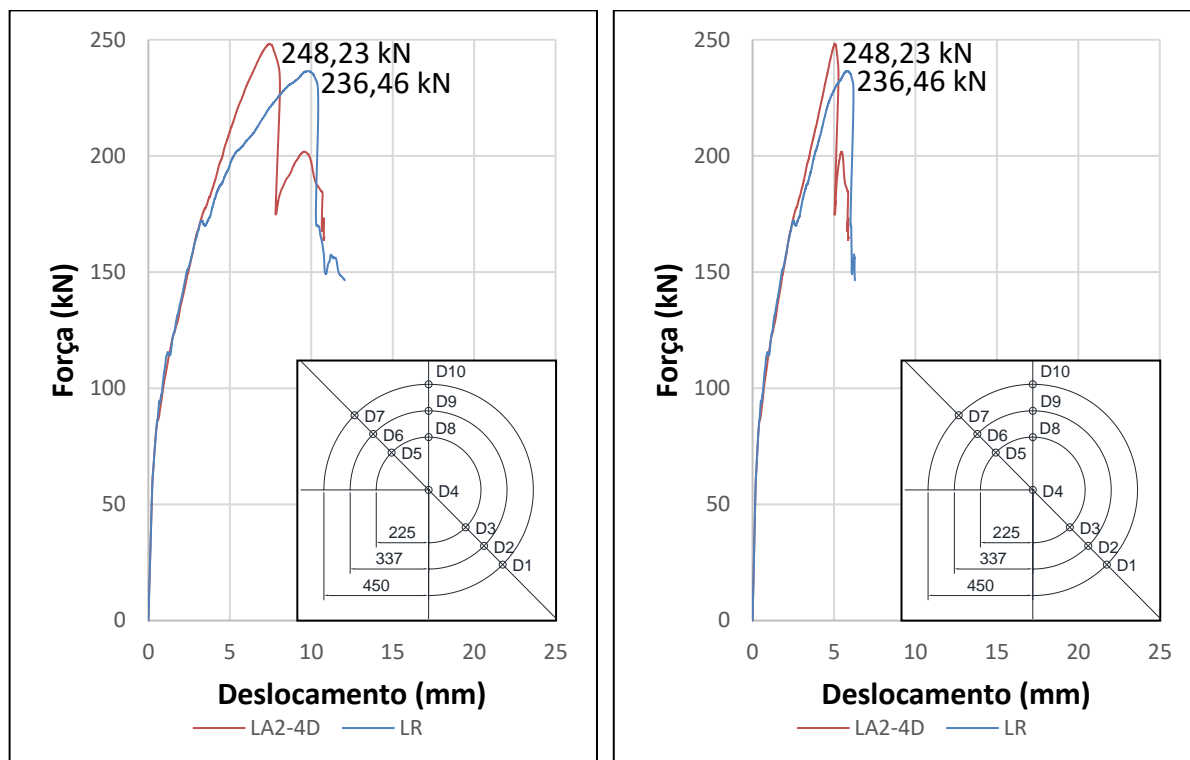
(c)



(d)

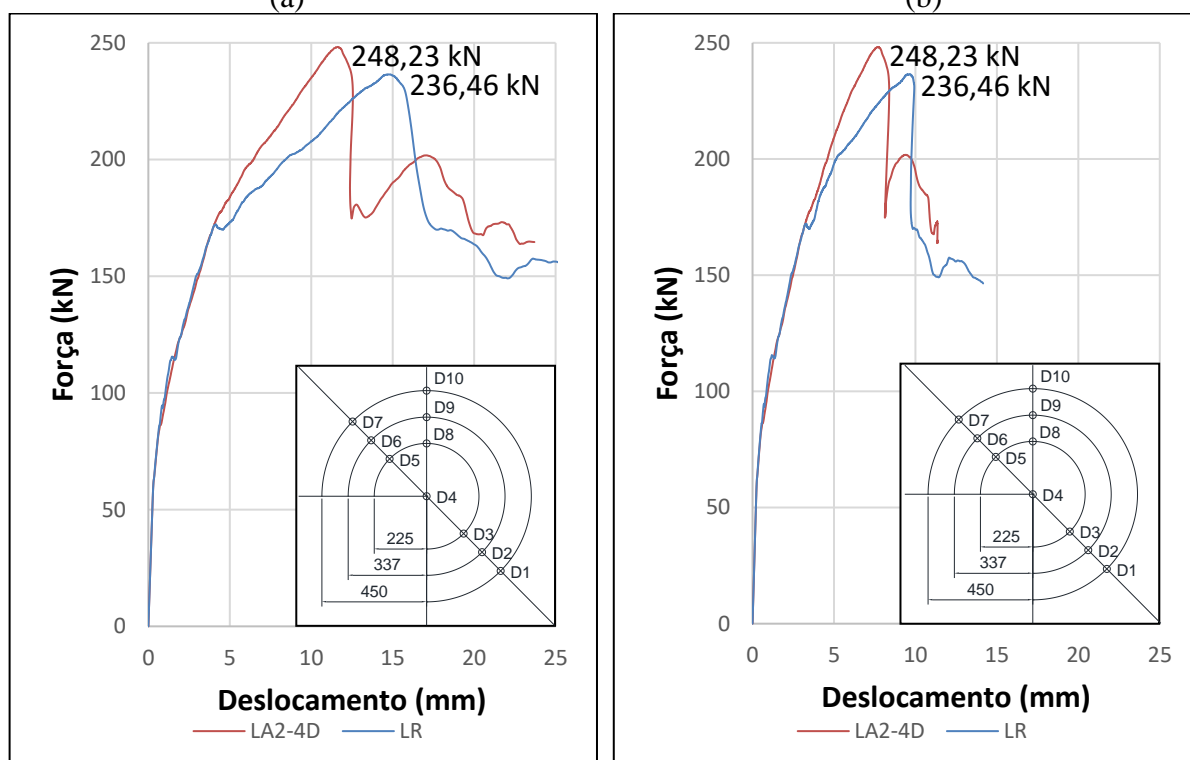
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.29: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-4D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



(a)

(b)

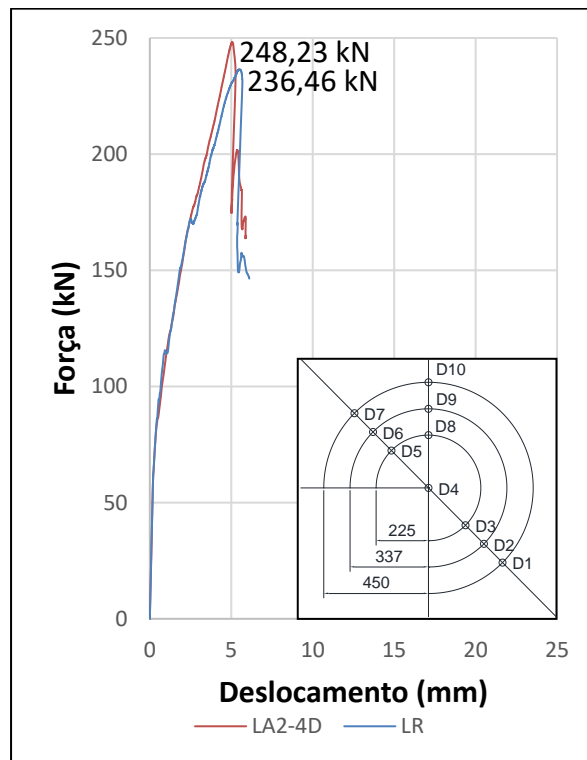


(c)

(d)

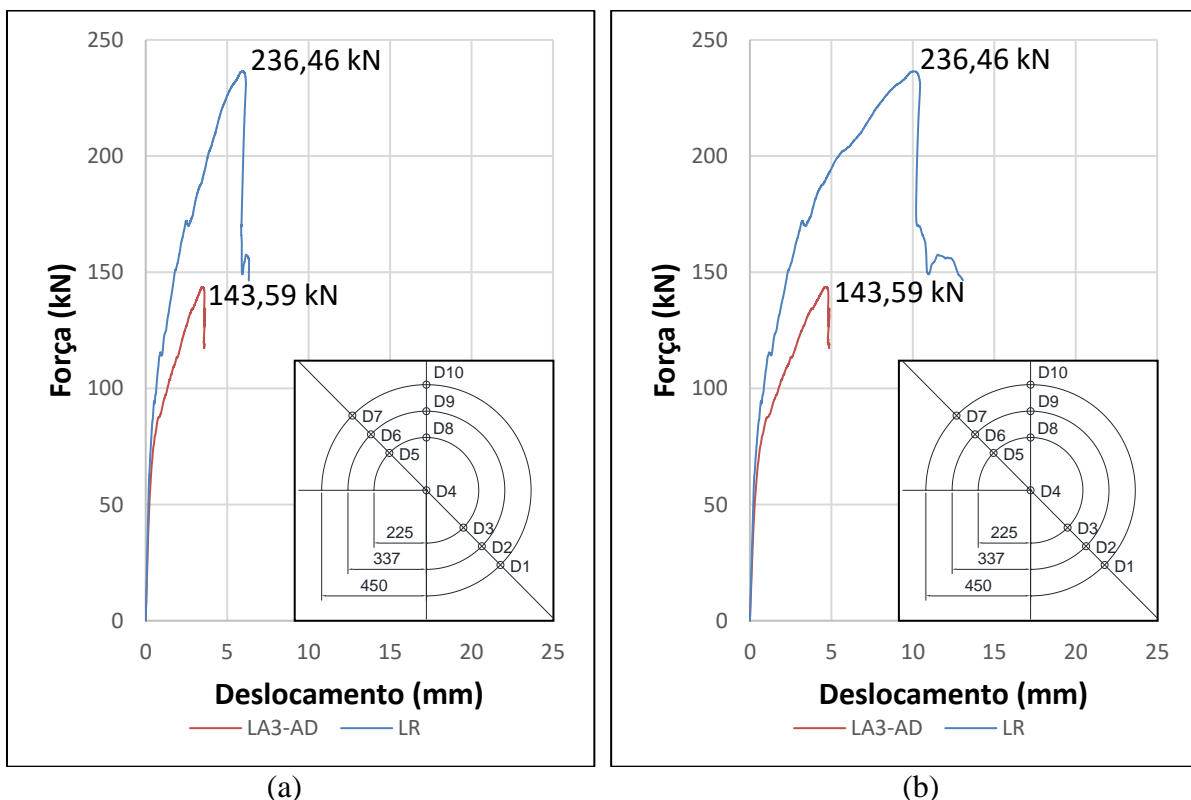
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.30: Curvas força x deslocamento do modelo LA2-4D para o ponto D10



Fonte: O Autor (2021)

Figura D.31: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-AD para os pontos D1 (a) e D2 (b)

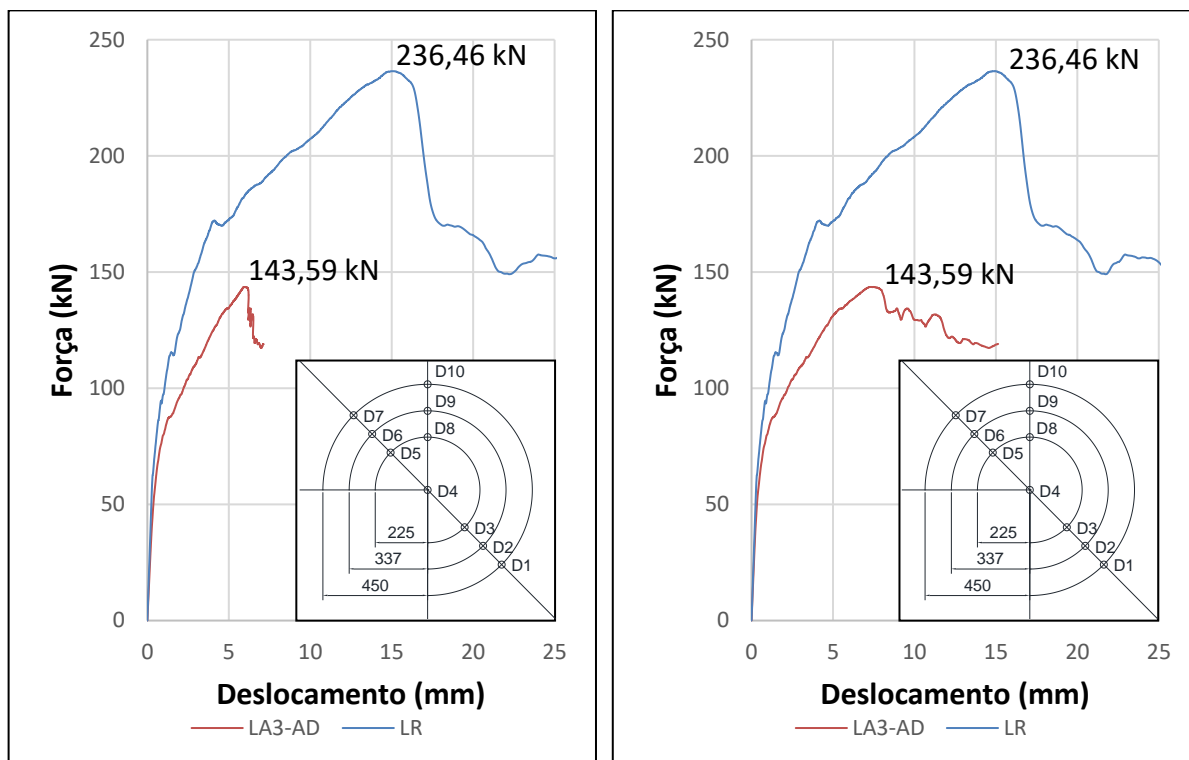


(a)

(b)

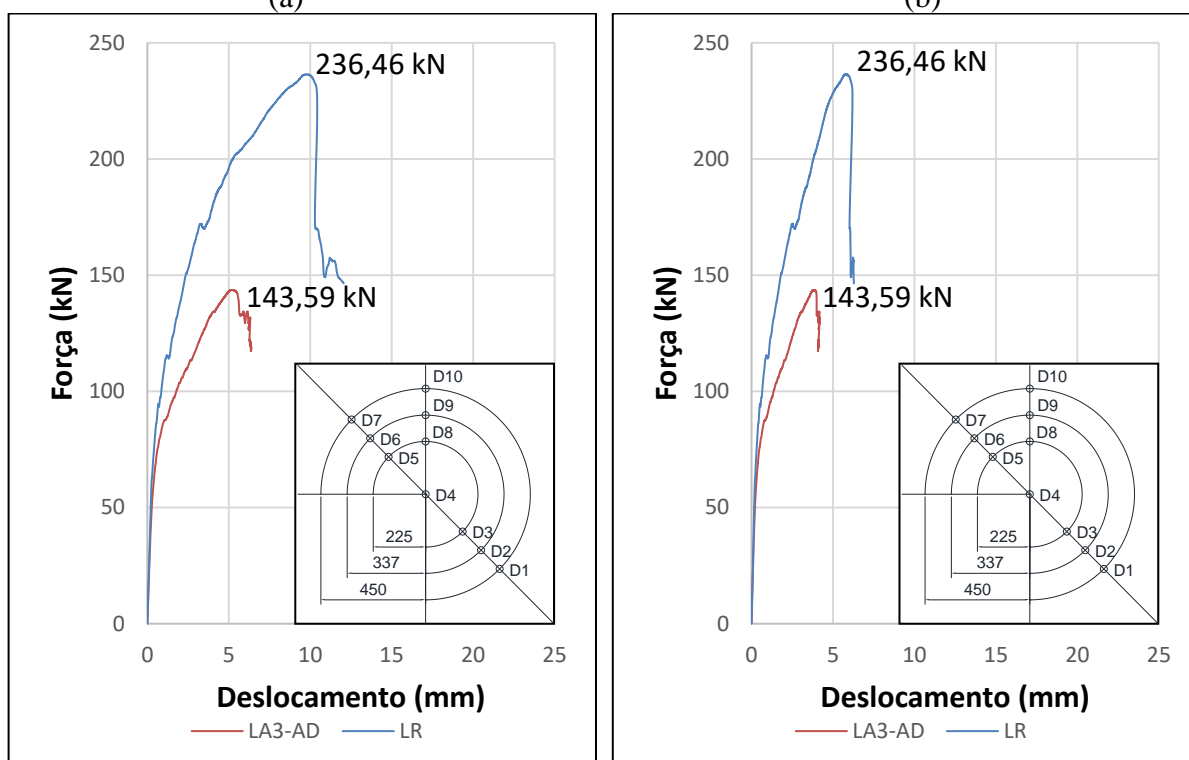
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.32: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-AD para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



(a)

(b)

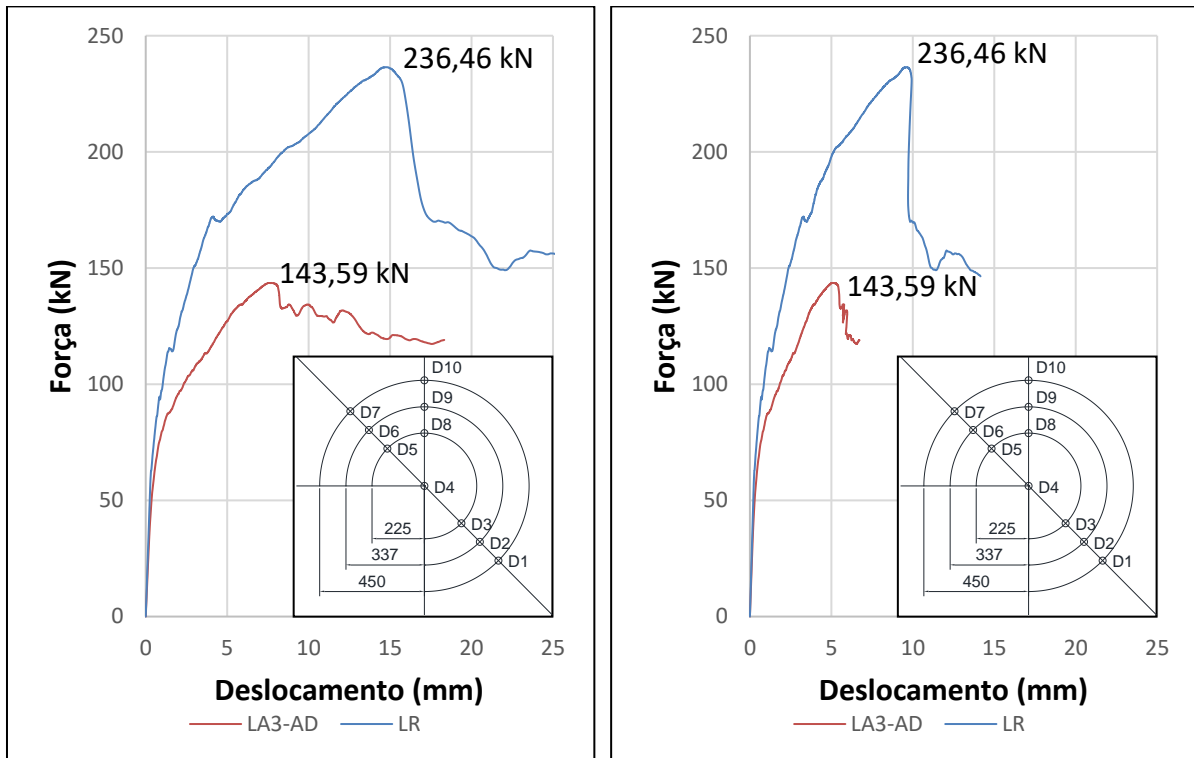


(c)

(d)

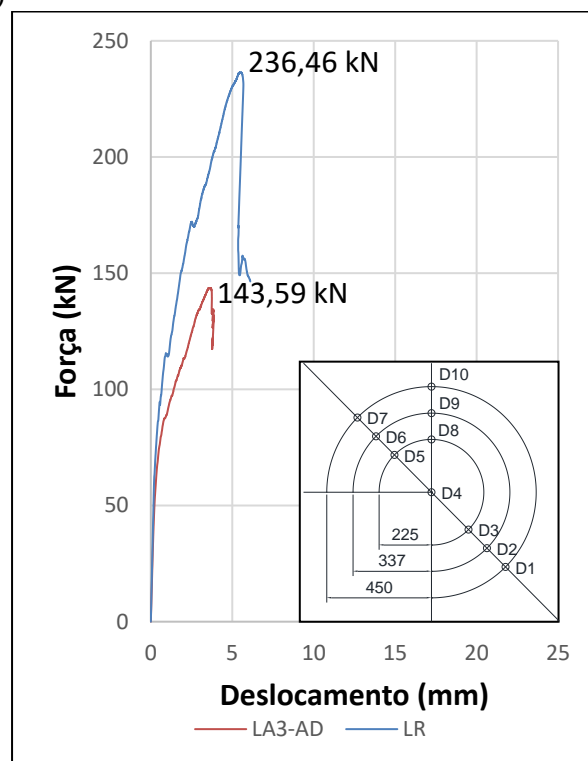
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.33: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-AD para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



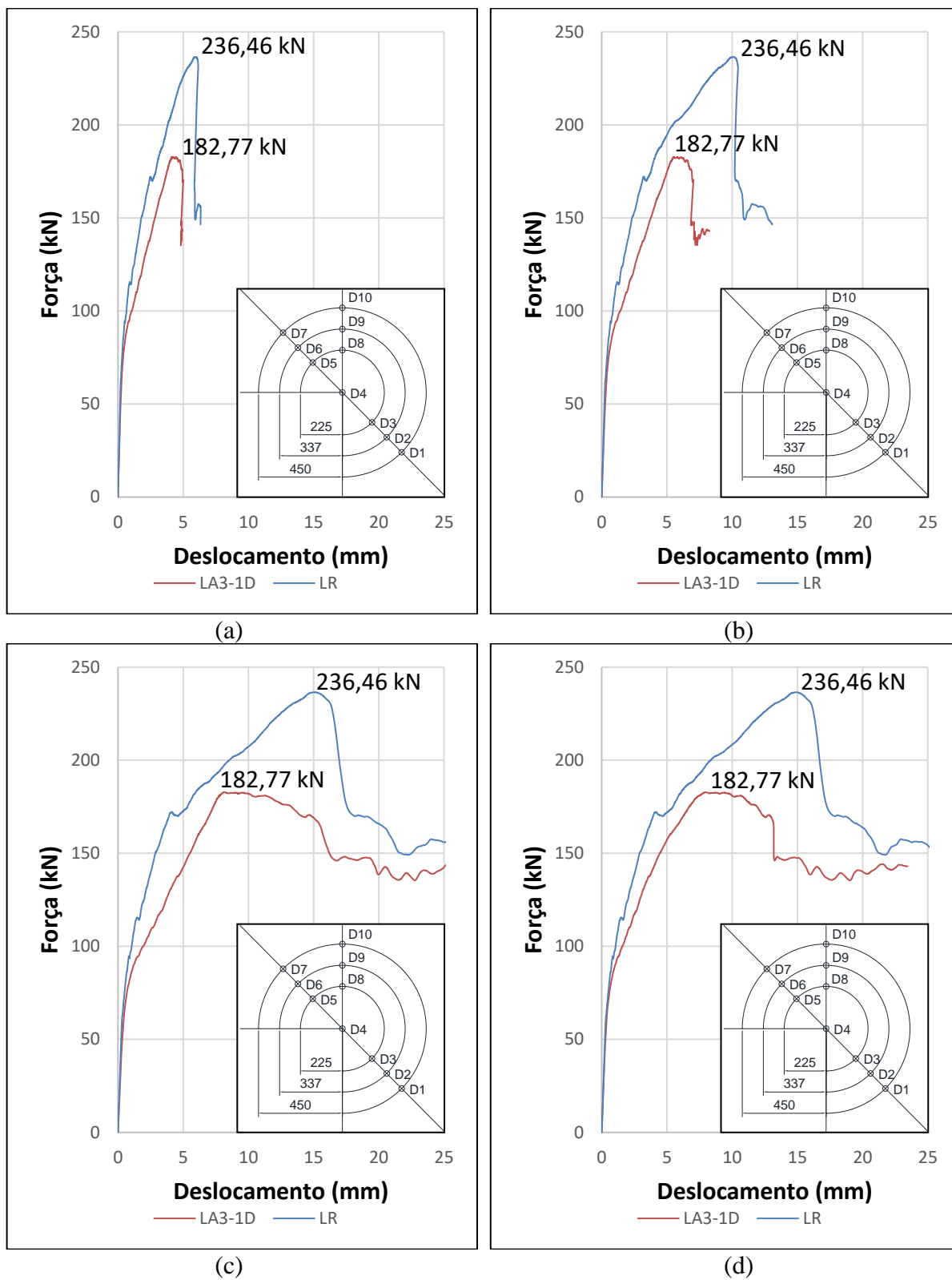
(a)

(b)



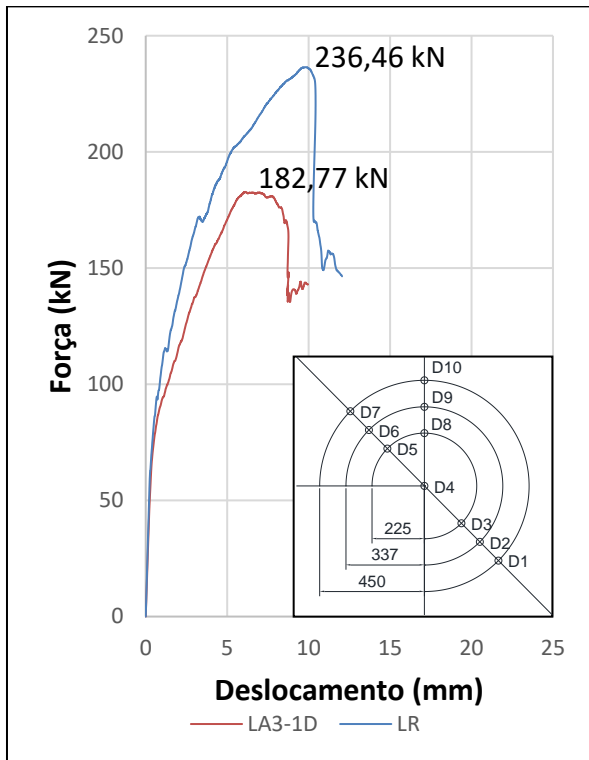
(c)

Figura D.34: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-1D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)

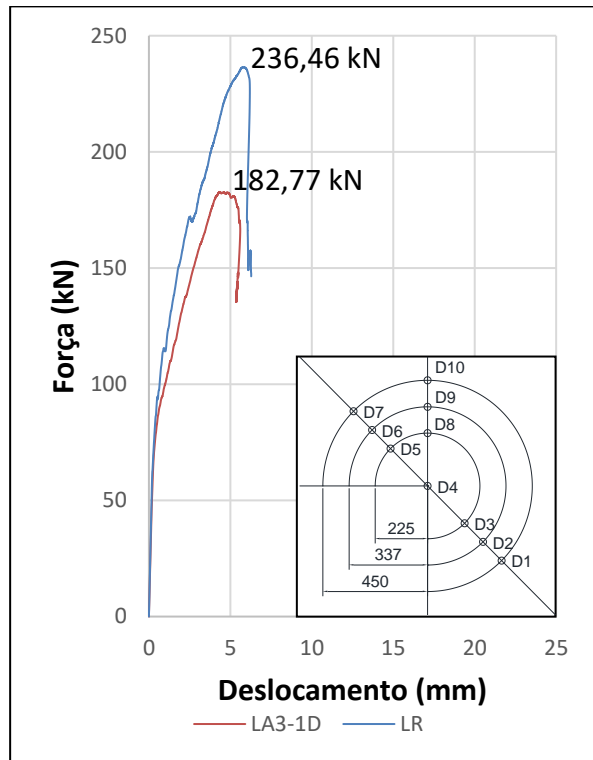


Fonte: O Autor (2021)

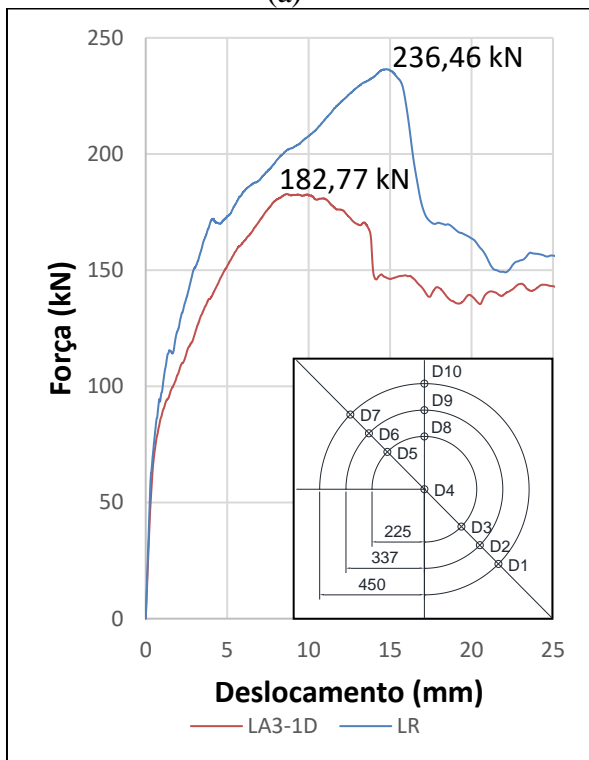
Figura D.35: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-1D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



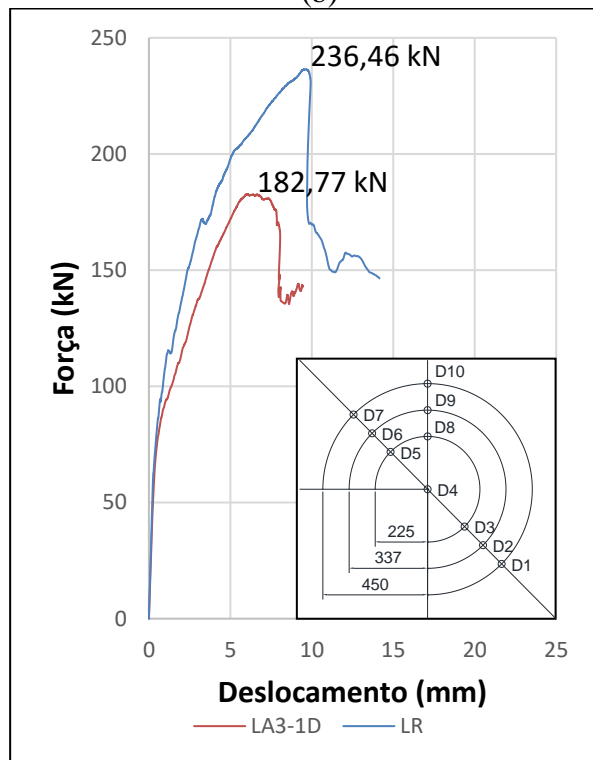
(a)



(b)



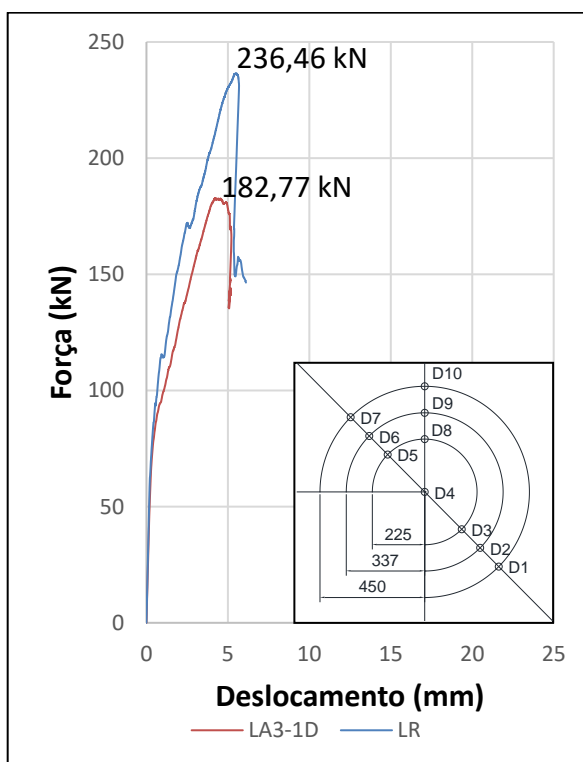
(c)



(d)

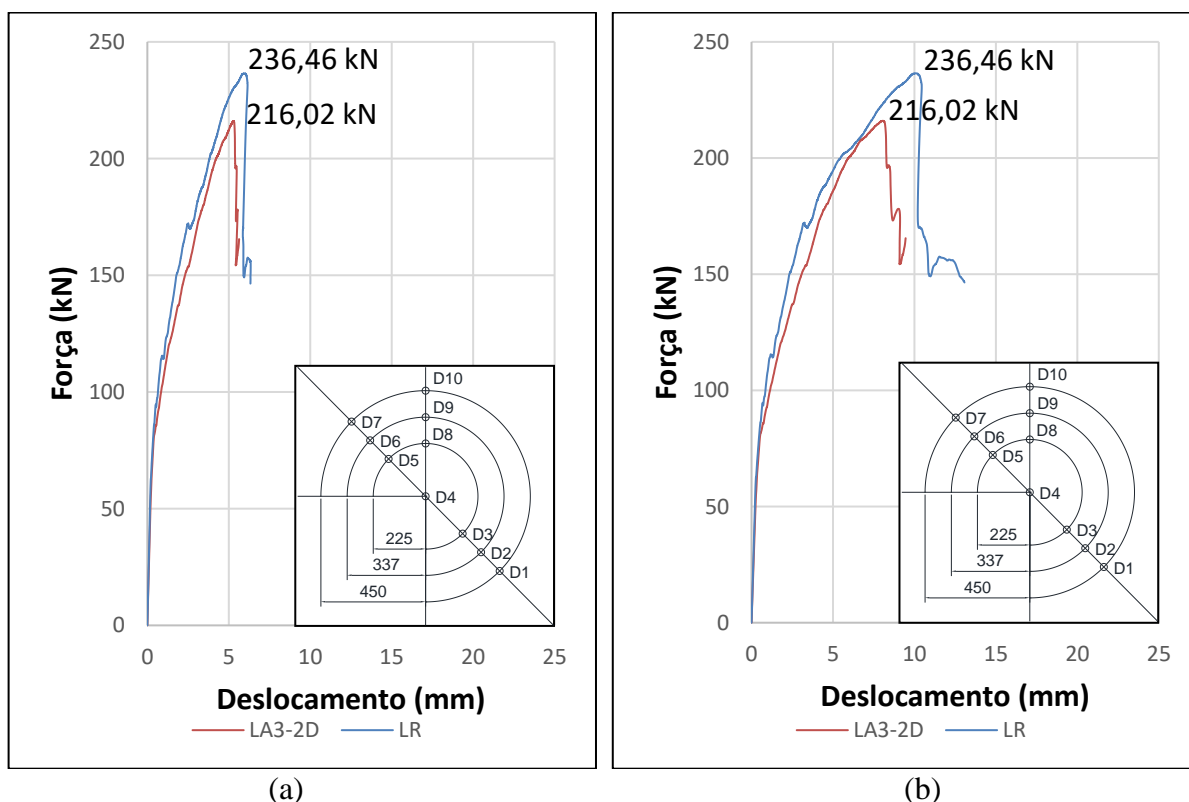
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.36: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-1D para o ponto D10



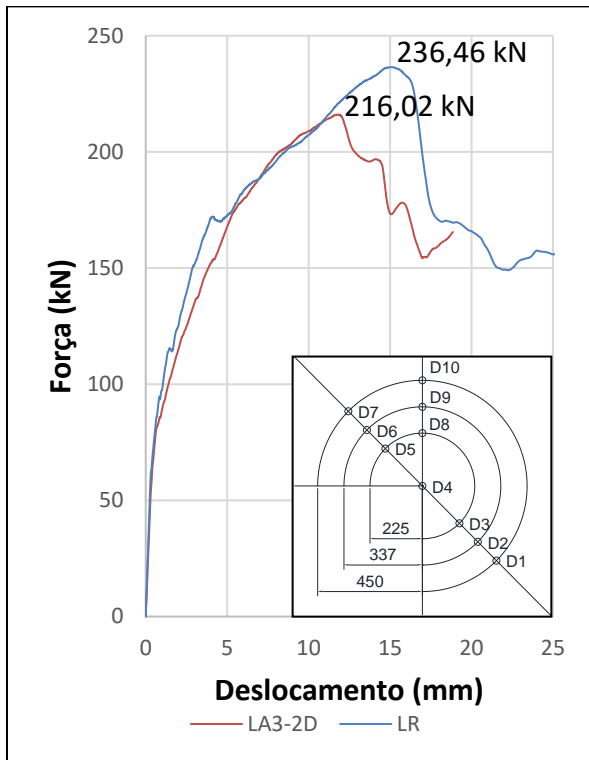
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.37: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-2D para os pontos D1 (a) e D2 (b)

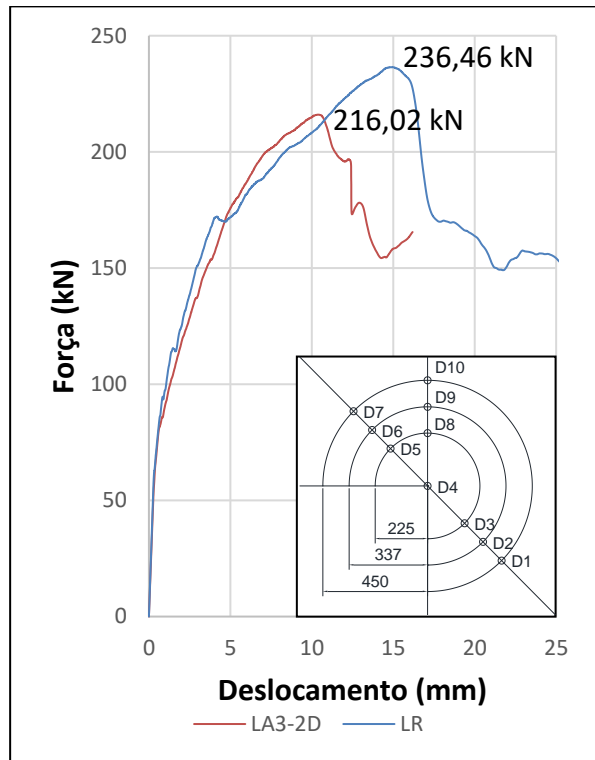


Fonte: O Autor (2021)

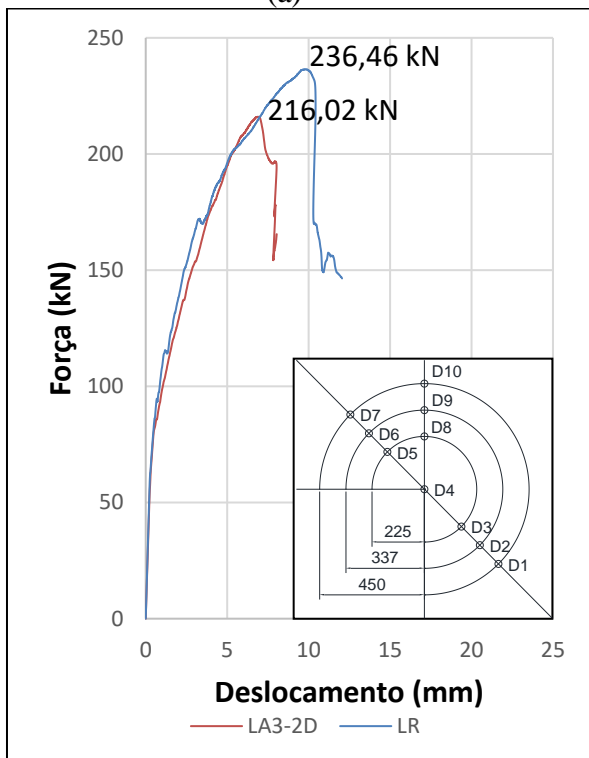
Figura D.38: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-2D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



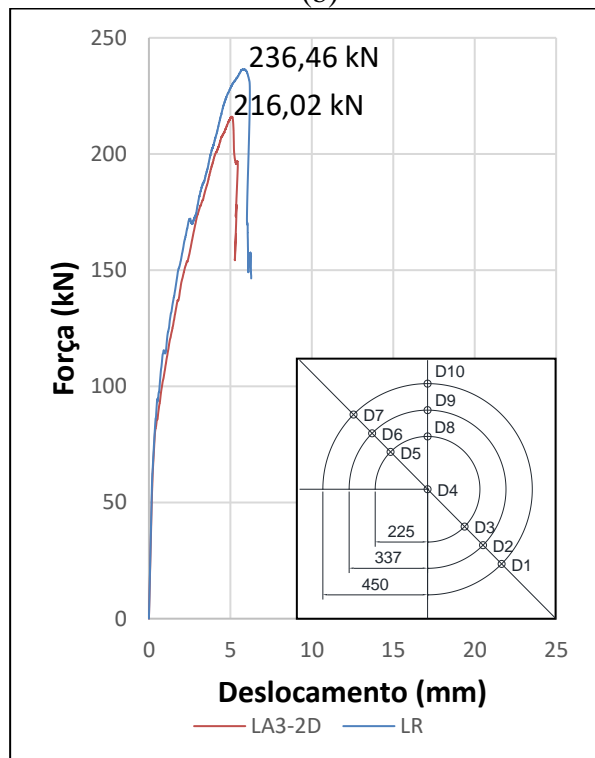
(a)



(b)

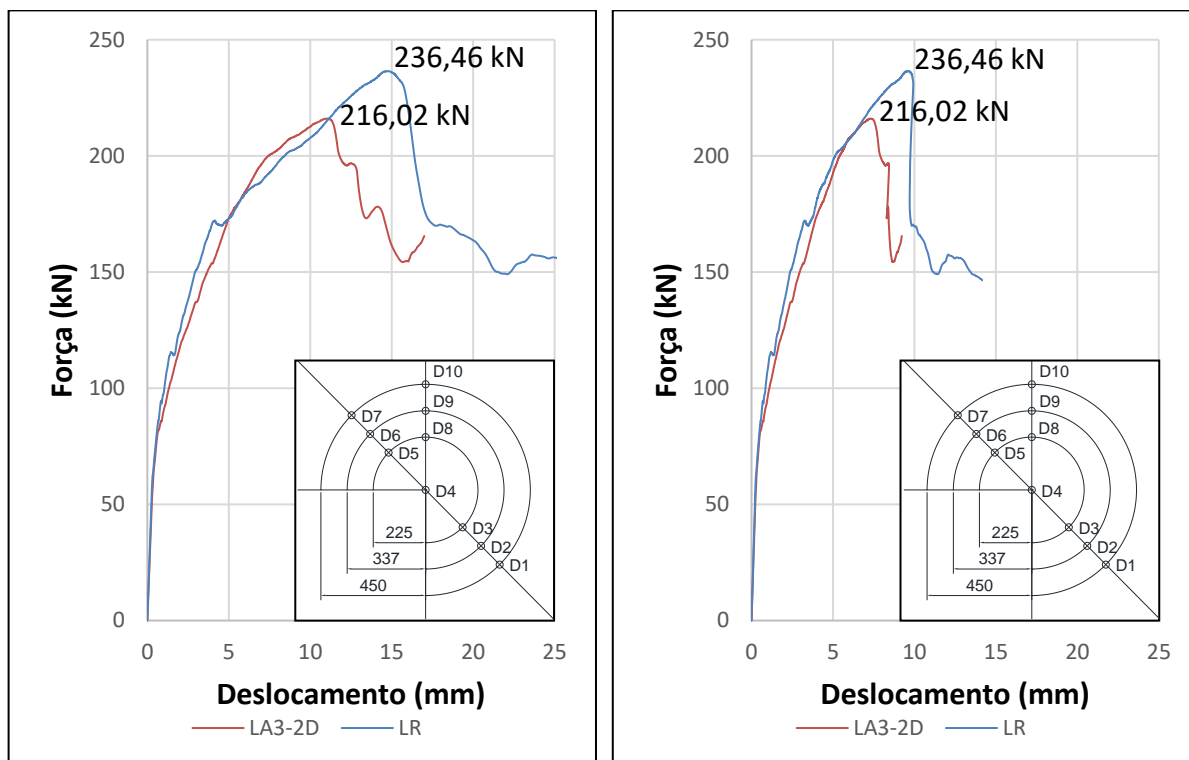


(c)



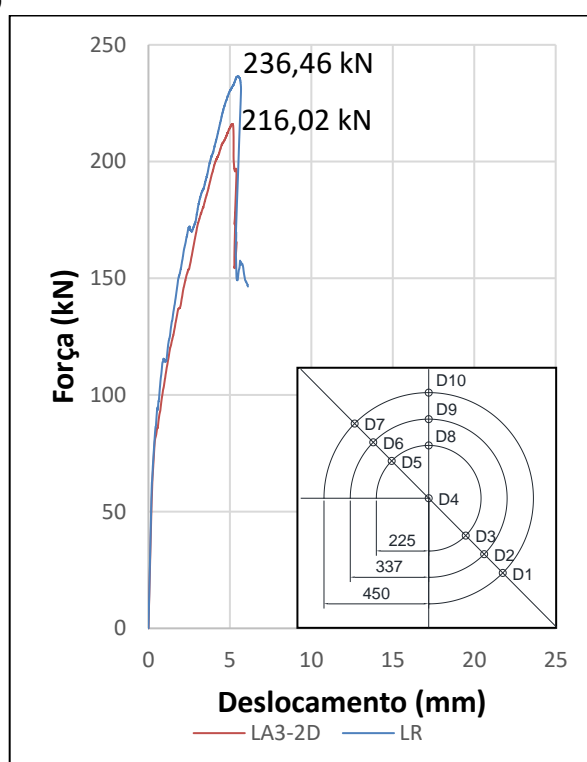
(d)

Figura D.39: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-2D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

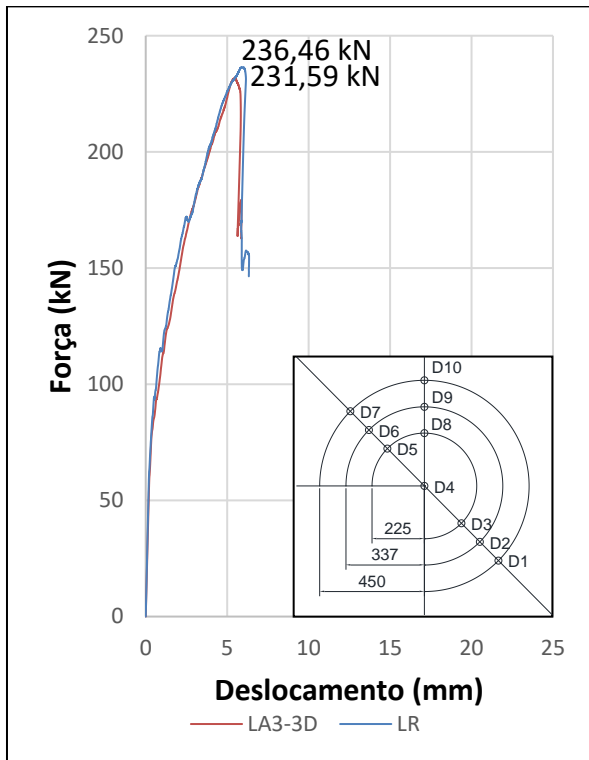
(b)



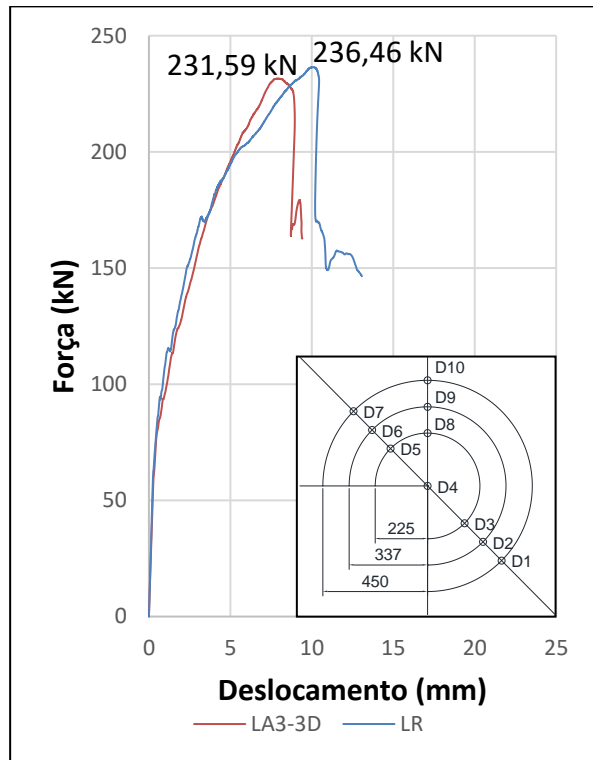
(c)

Fonte: O Autor (2021)

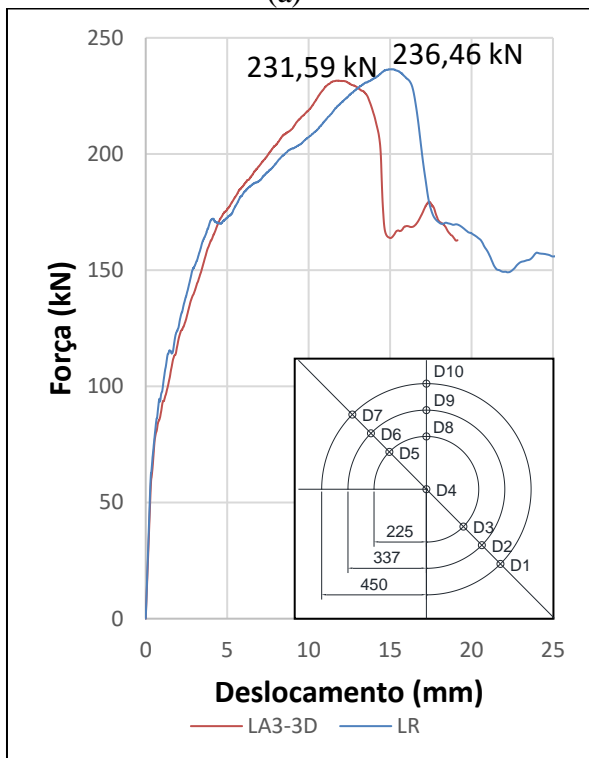
Figura D.40: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-3D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)



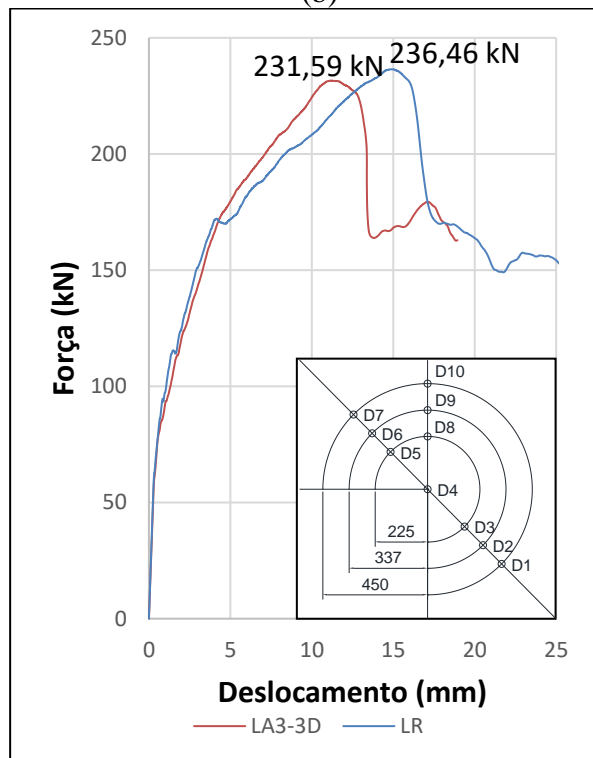
(a)



(b)

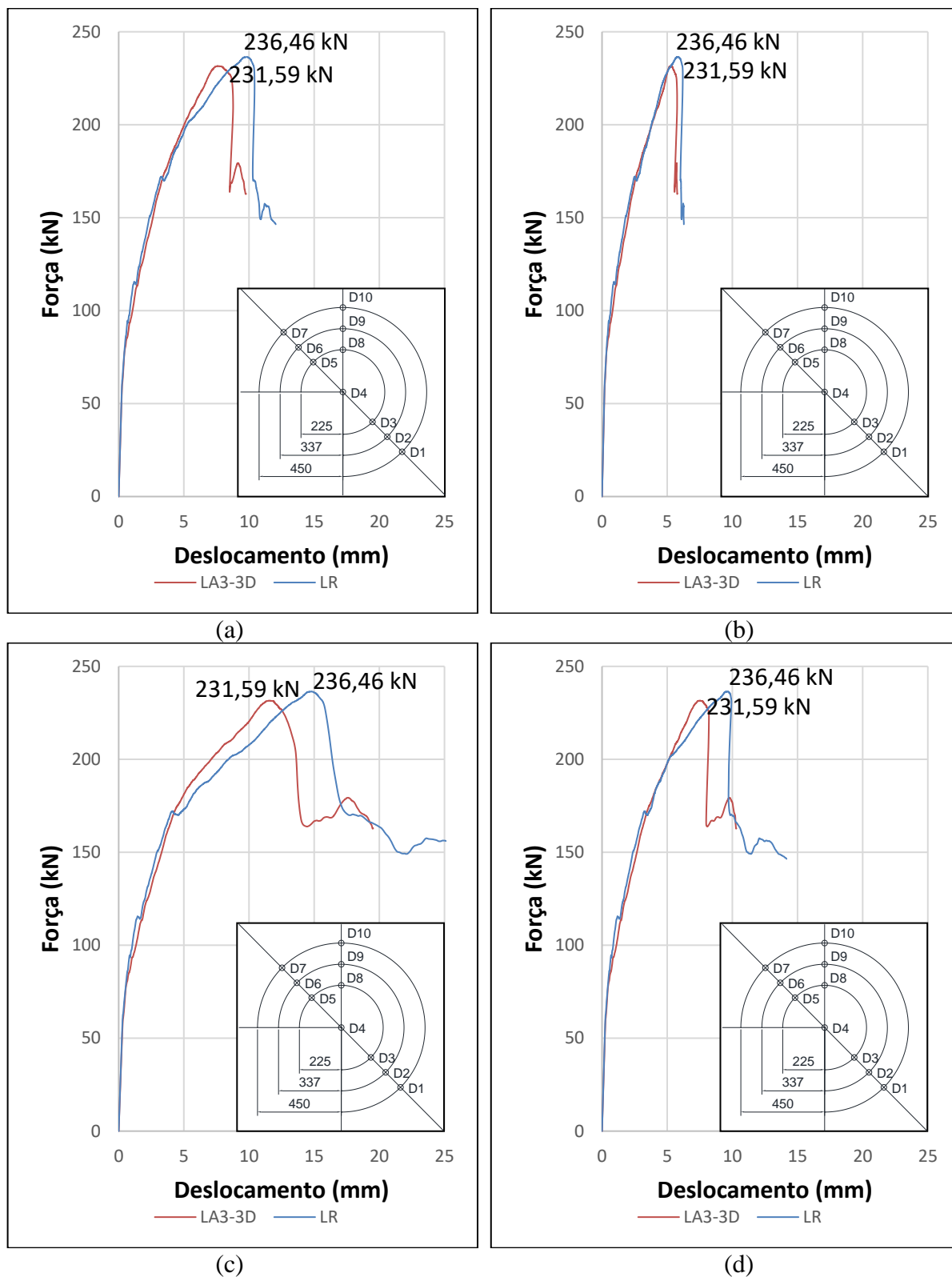


(c)



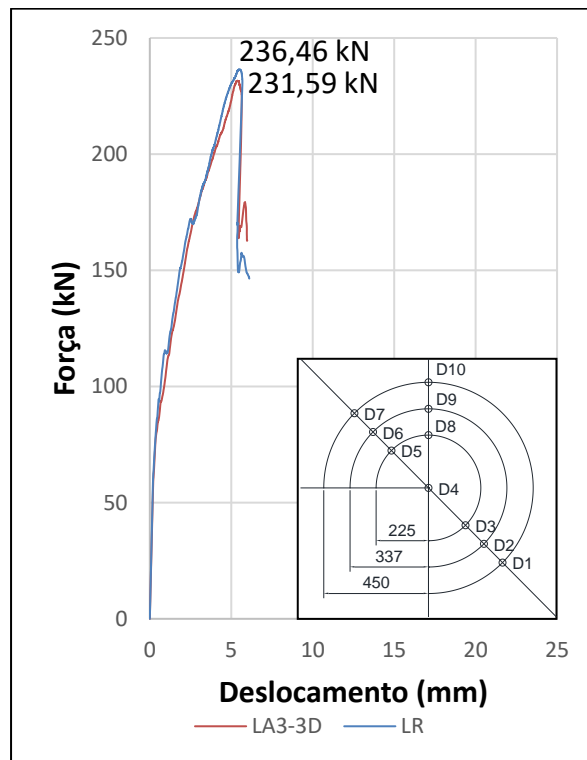
(d)

Figura D.41: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-3D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



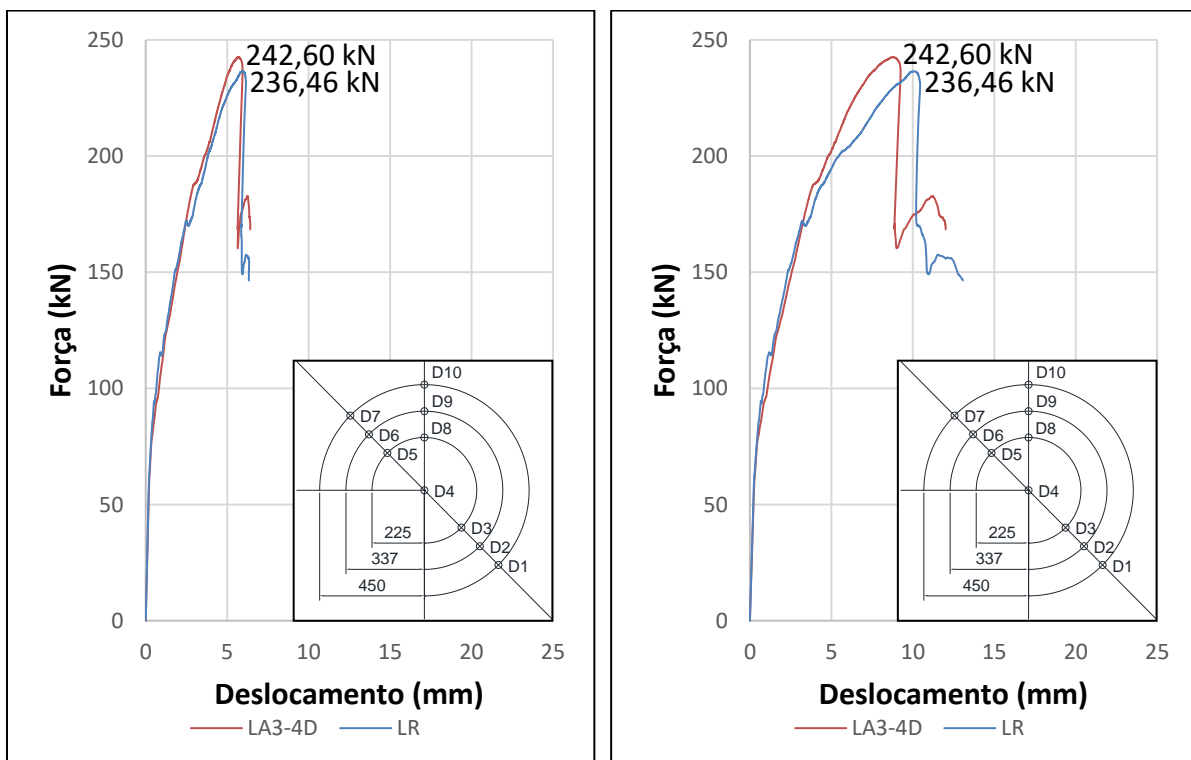
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.42: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-3D para o ponto D10



Fonte: O Autor (2021)

Figura D.43: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-4D para os pontos D1 (a) e D2 (b)

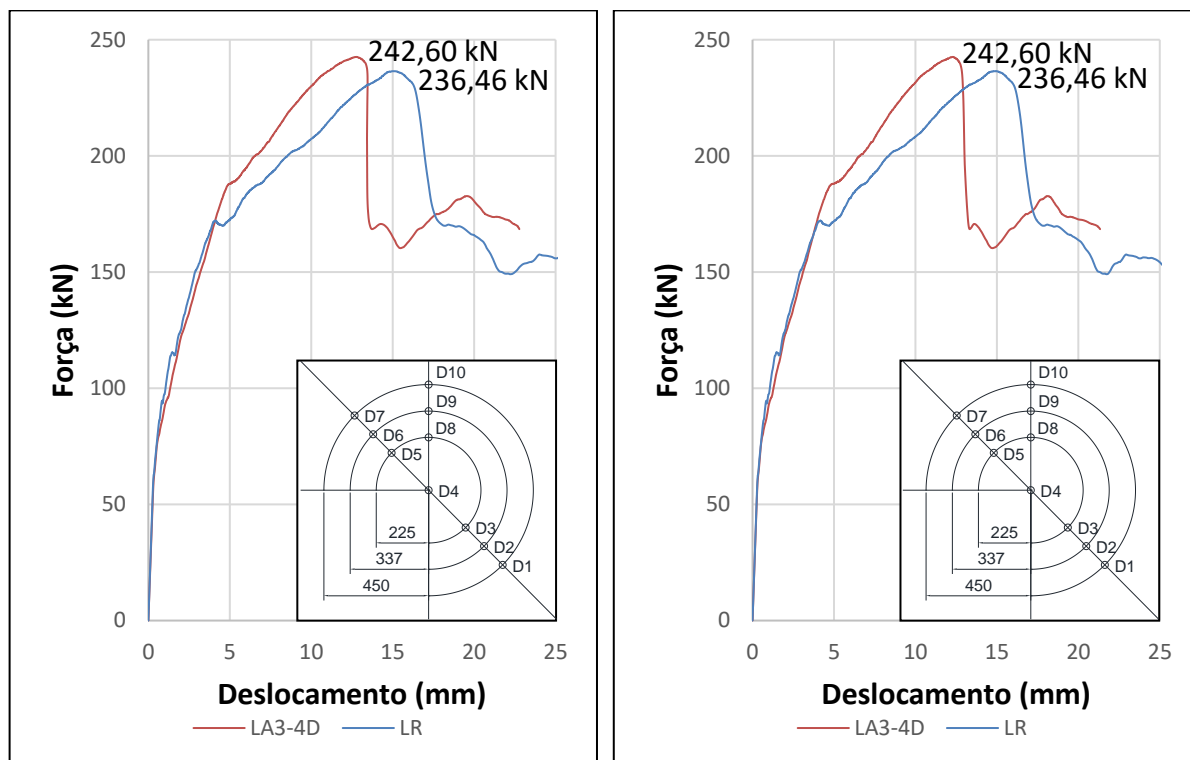


(a)

(b)

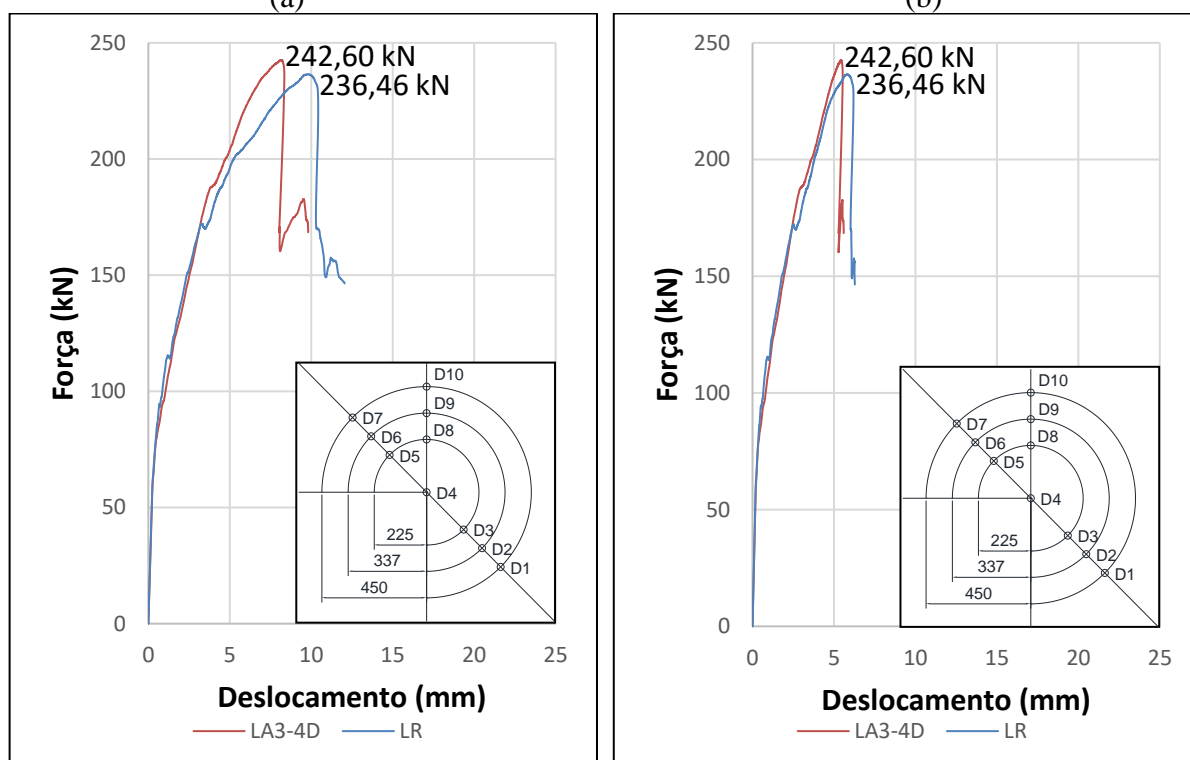
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.44: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-4D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



(a)

(b)

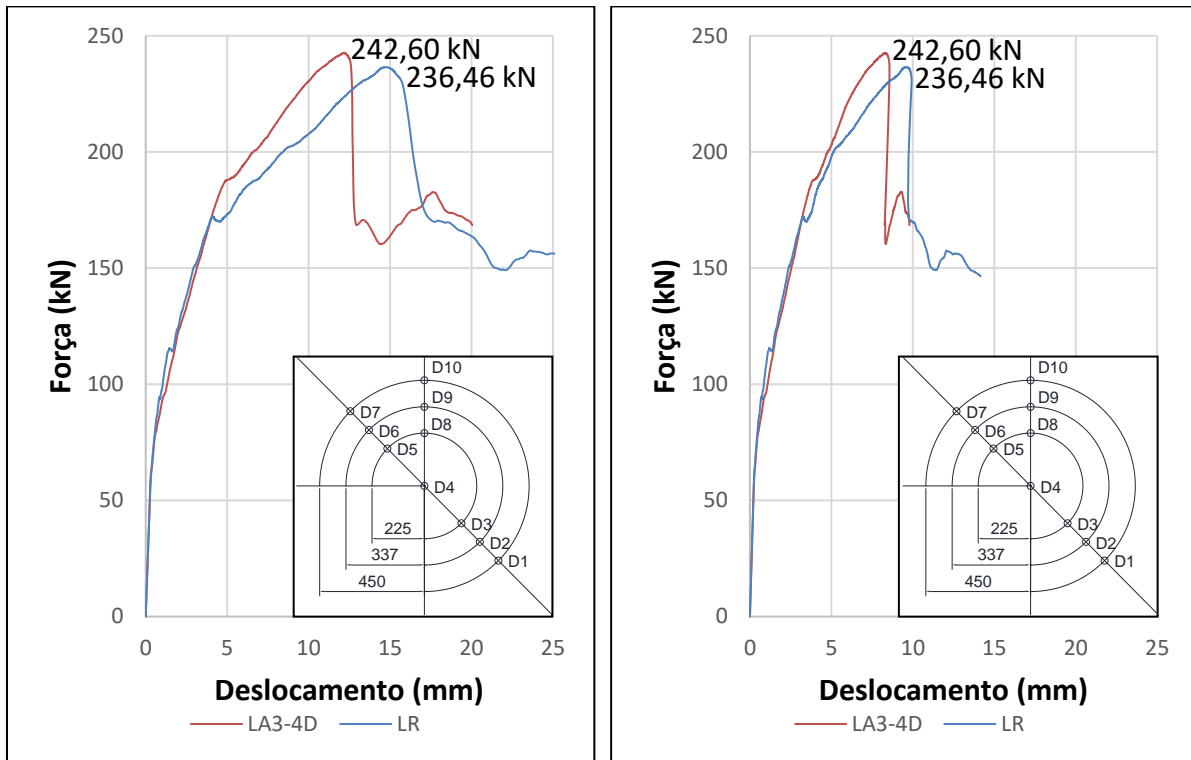


(c)

(d)

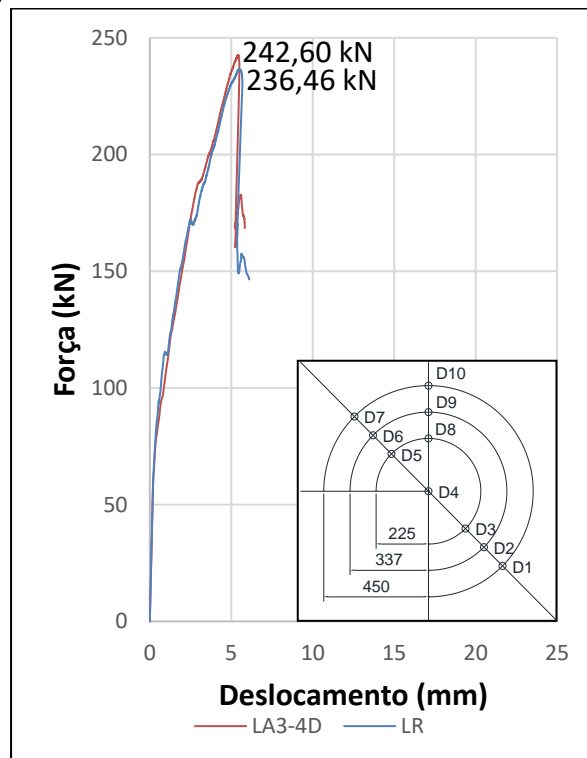
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.45: Curvas força x deslocamento do modelo LA3-4D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

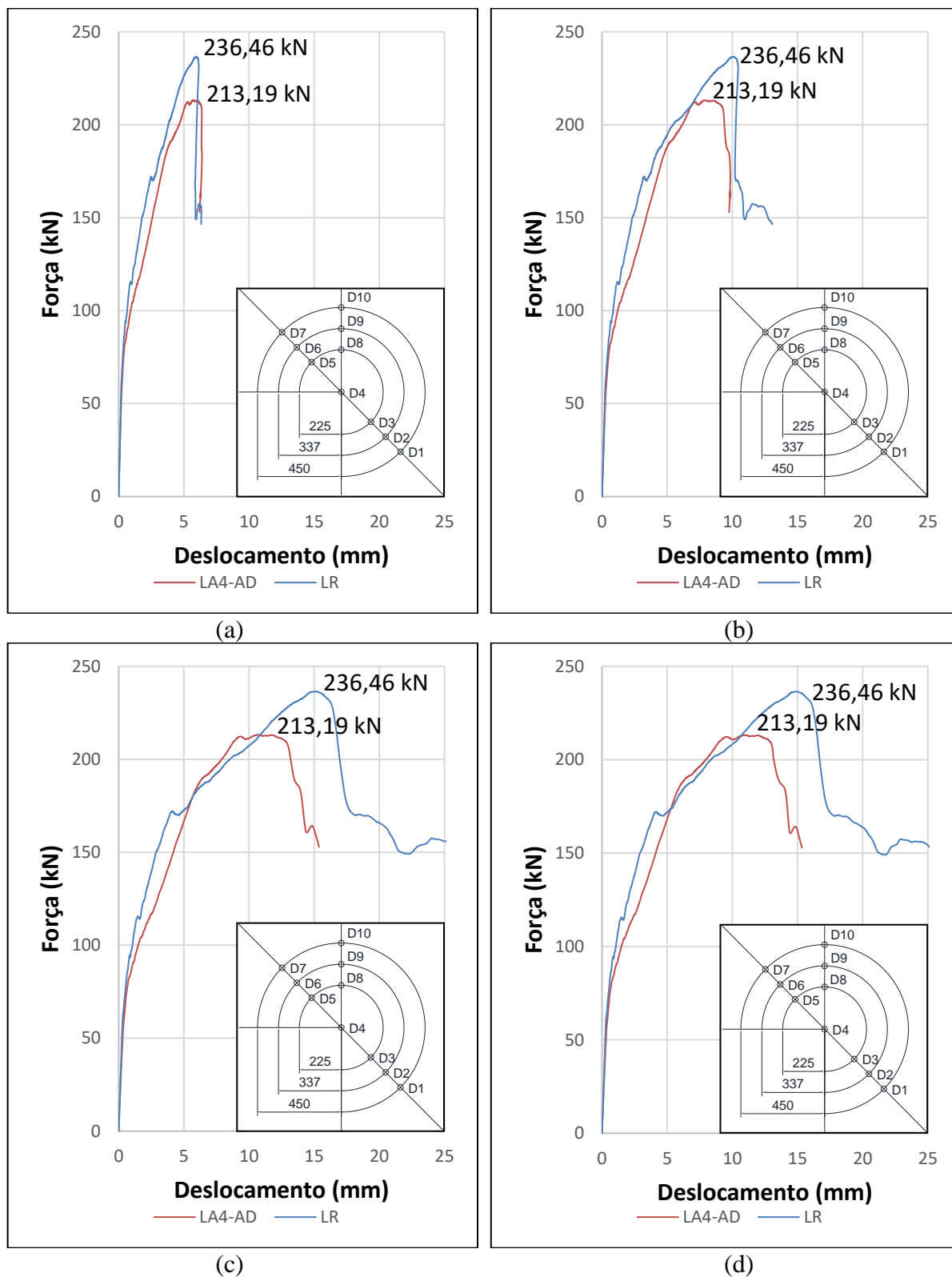
(b)



(c)

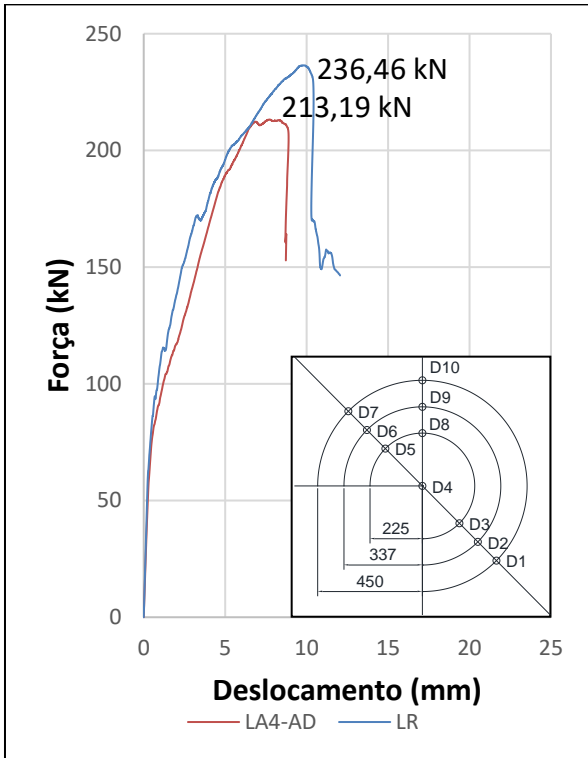
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.46: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-AD para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)

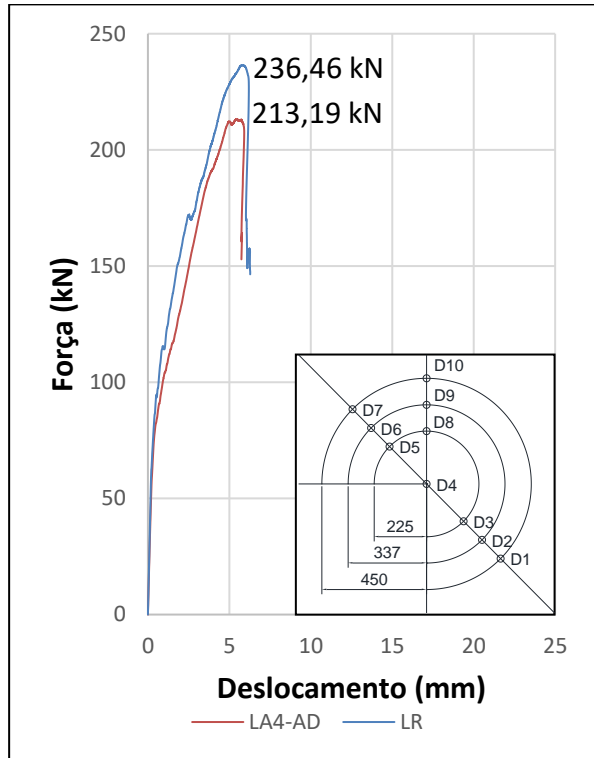


Fonte: O Autor (2021)

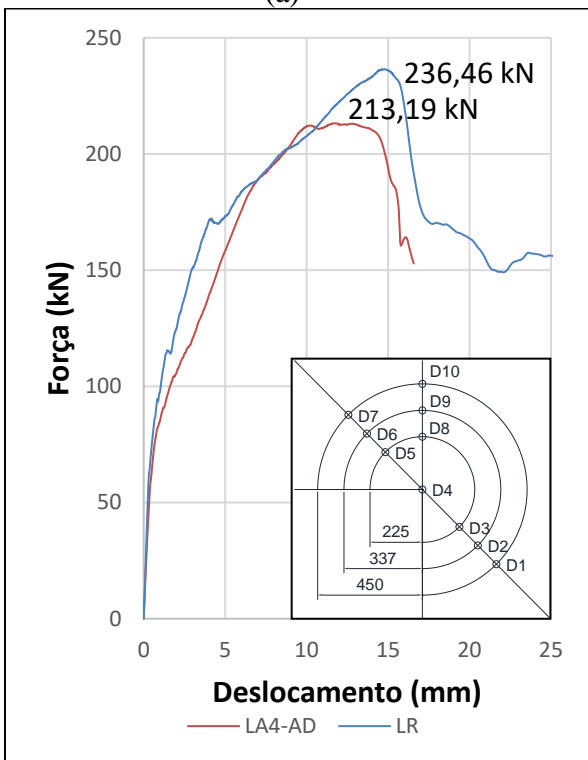
Figura D.47: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-AD para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



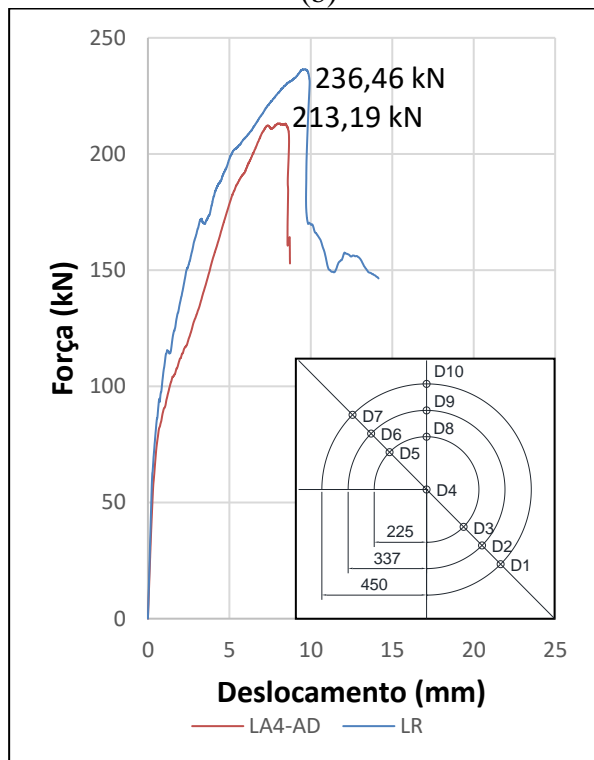
(a)



(b)



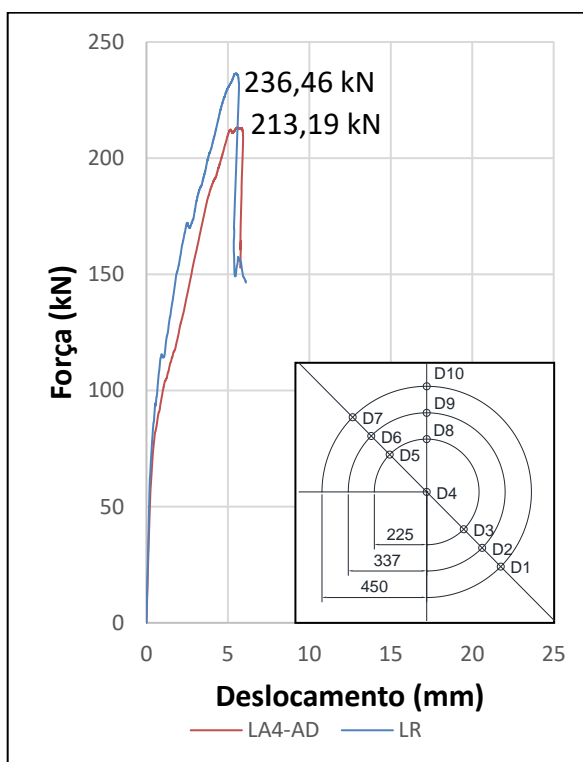
(c)



(d)

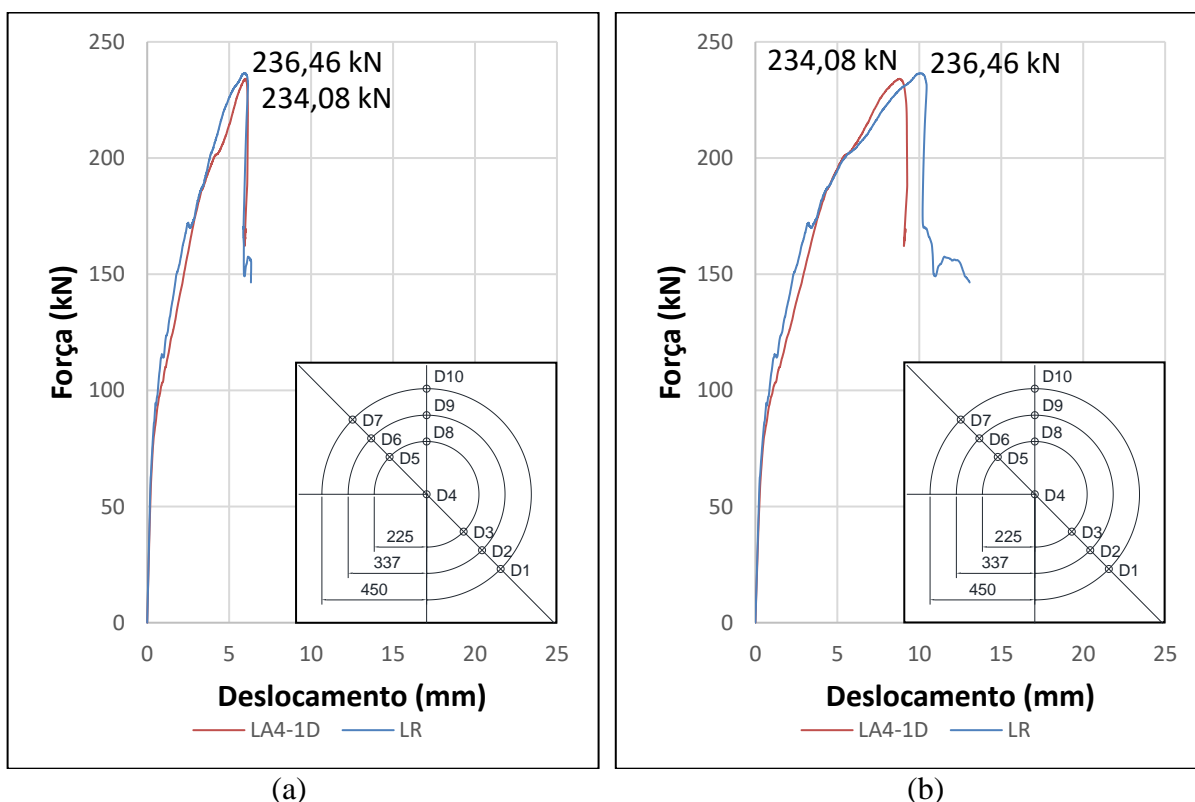
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.48: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-AD para o ponto D10



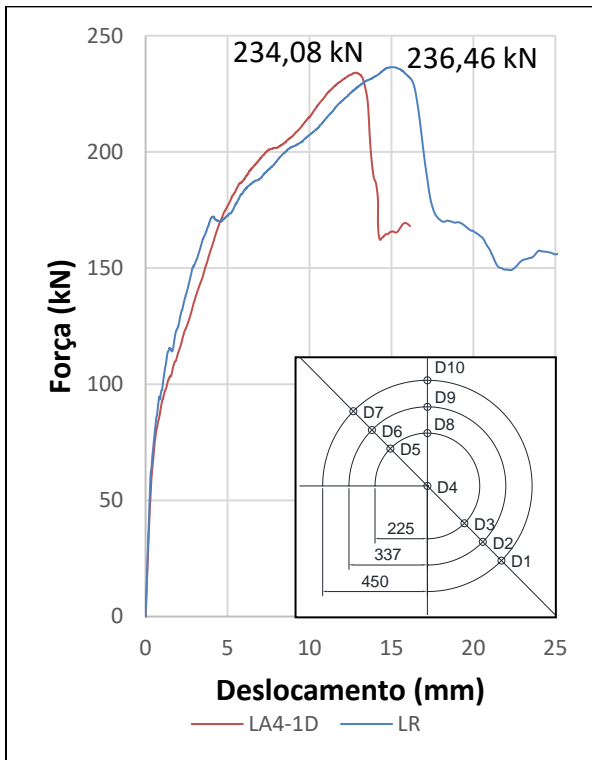
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.49: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-1D para os pontos D1 (a) e D2 (b)

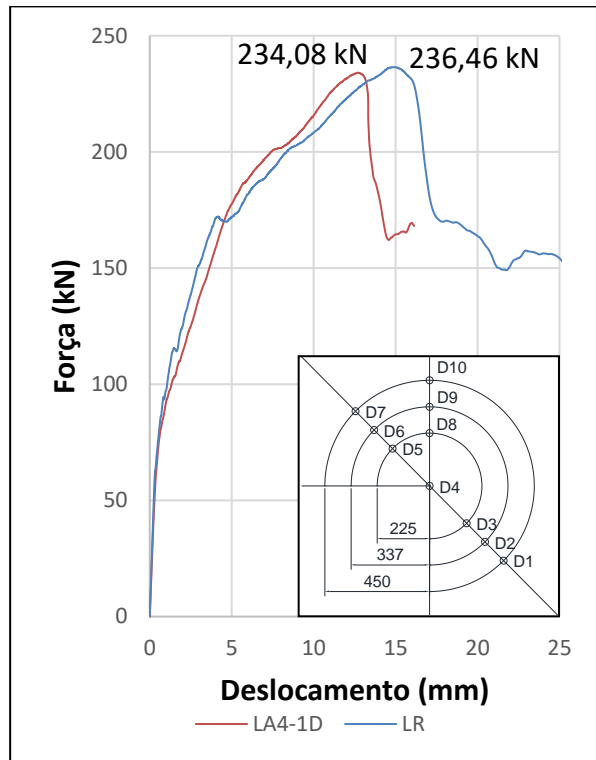


Fonte: O Autor (2021)

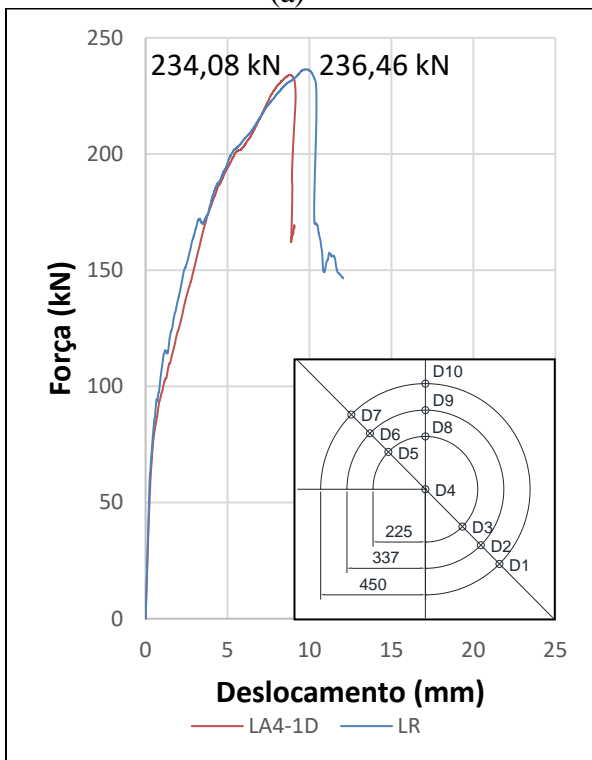
Figura D.50: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-1D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



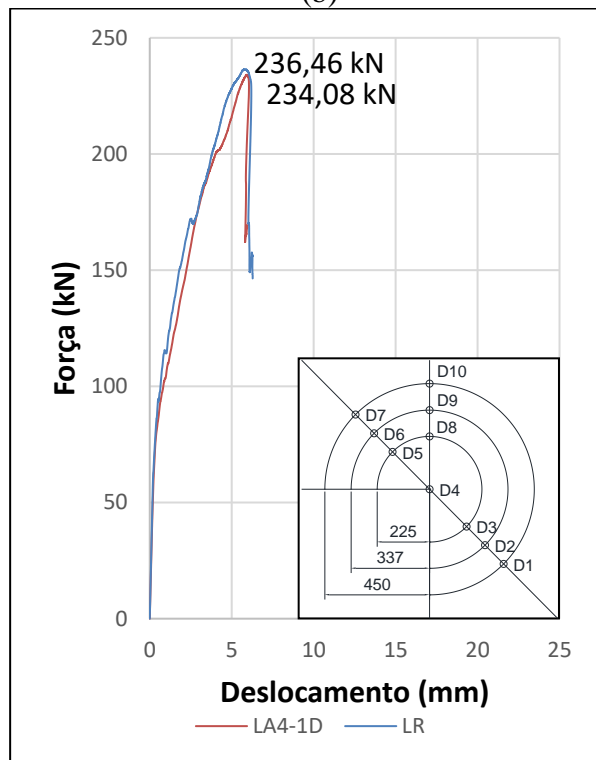
(a)



(b)



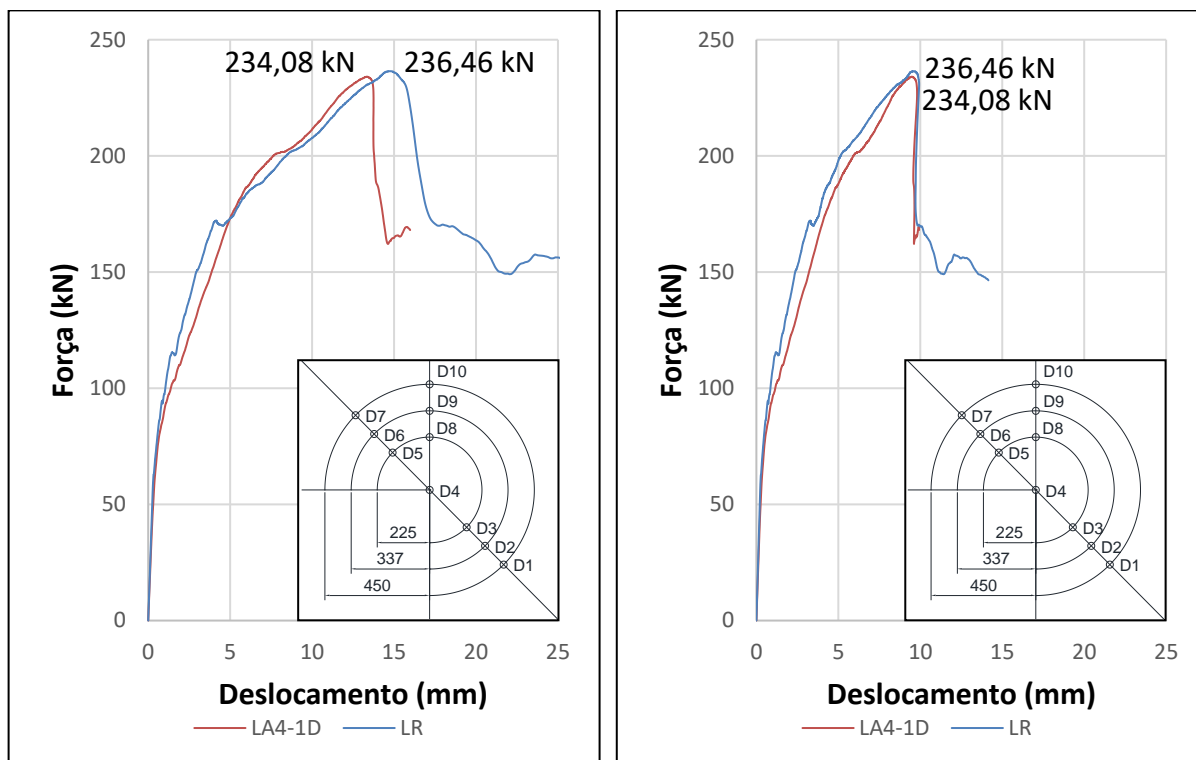
(c)



(d)

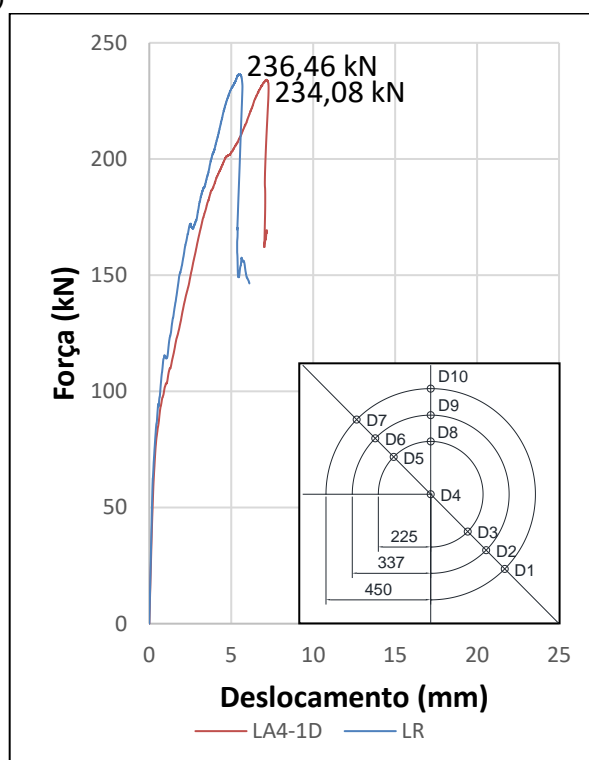
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.51: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-1D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

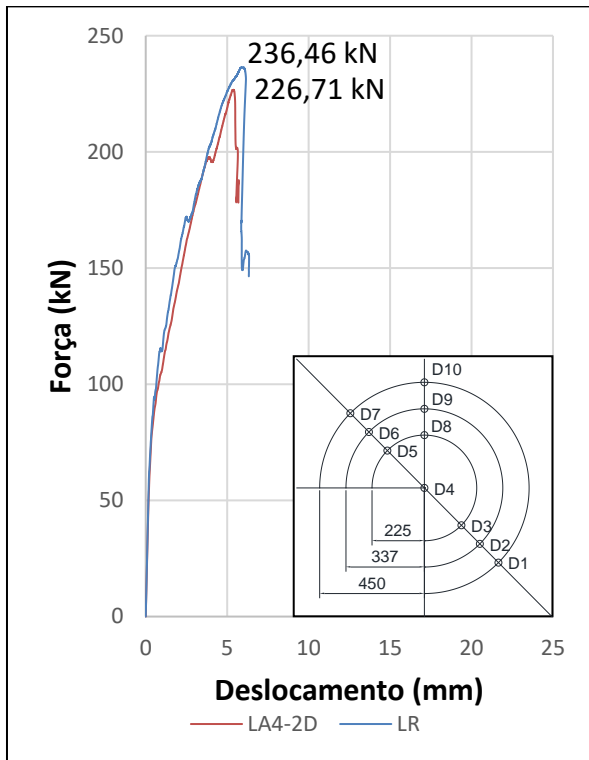
(b)



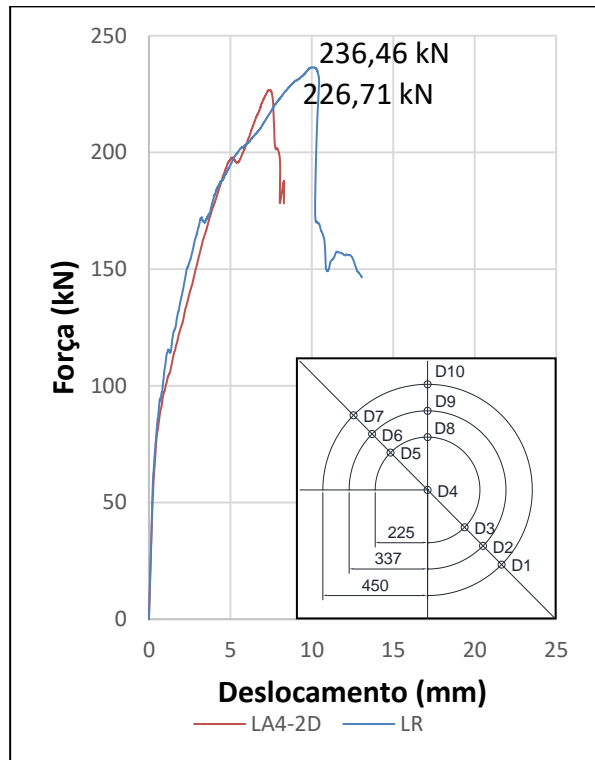
(c)

Fonte: O Autor (2021)

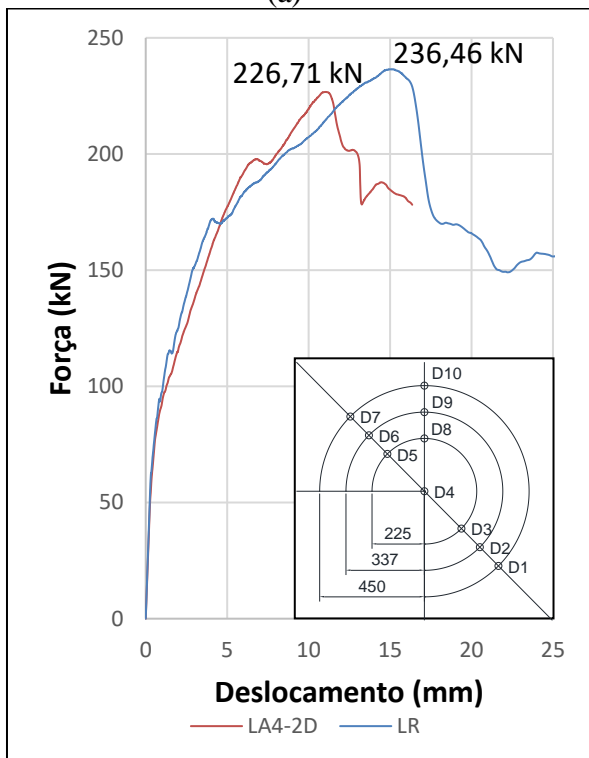
Figura D.52: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-2D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)



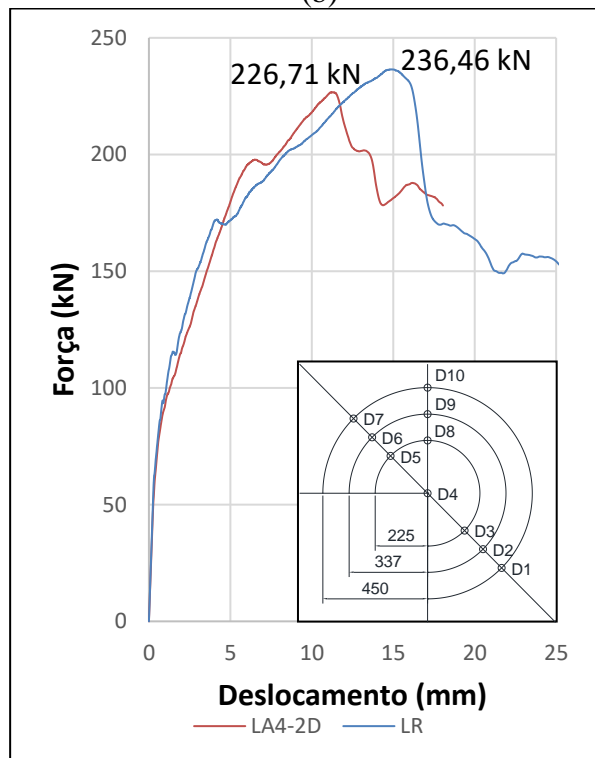
(a)



(b)

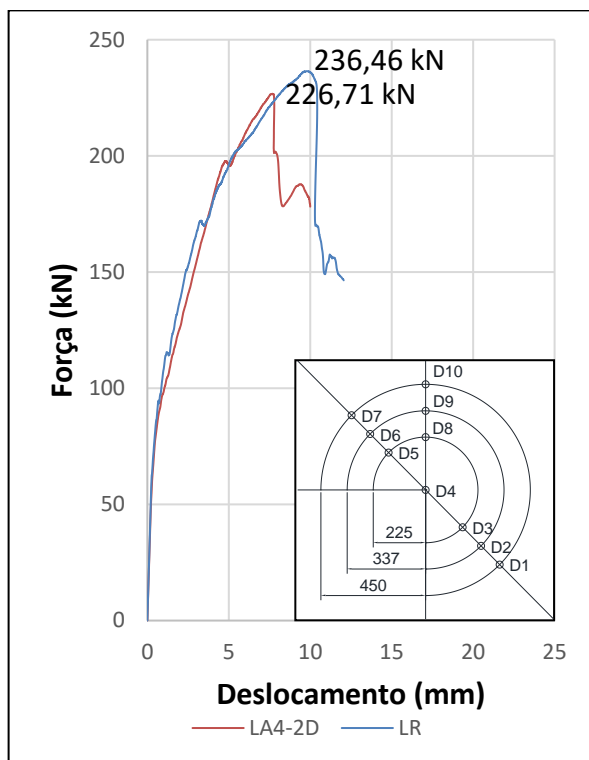


(c)

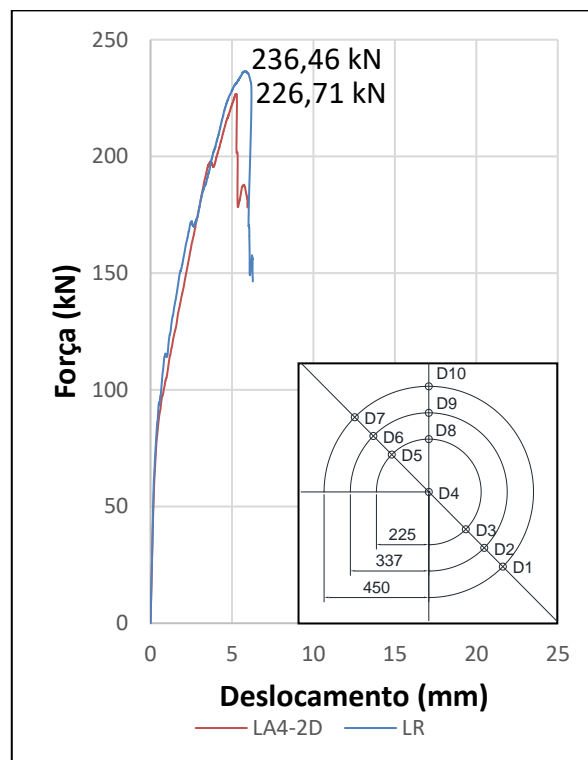


(d)

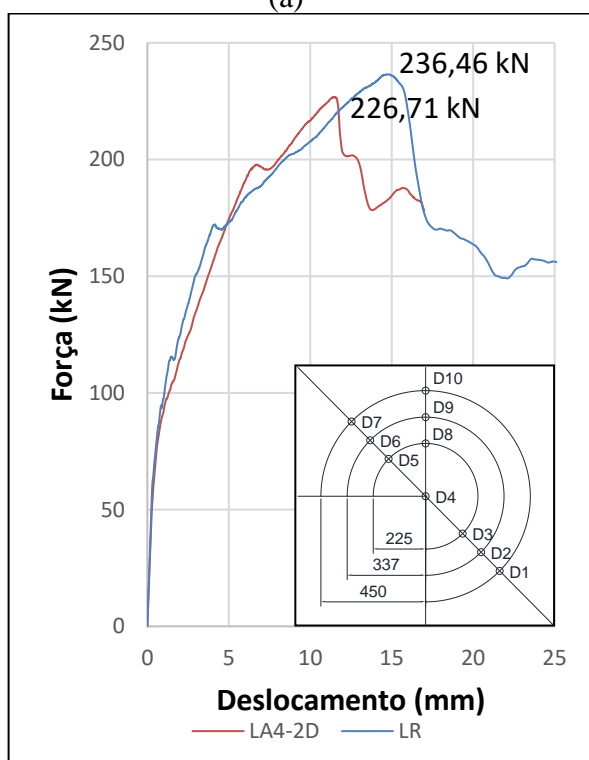
Figura D.53: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-2D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



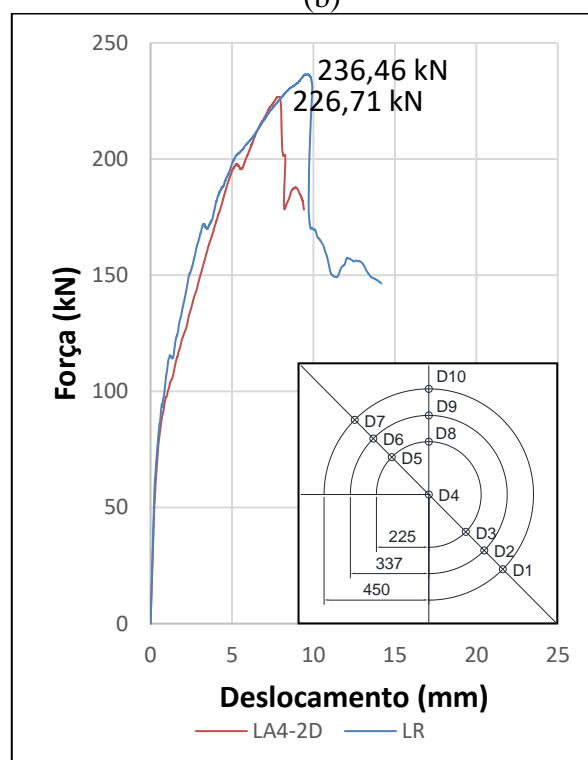
(a)



(b)



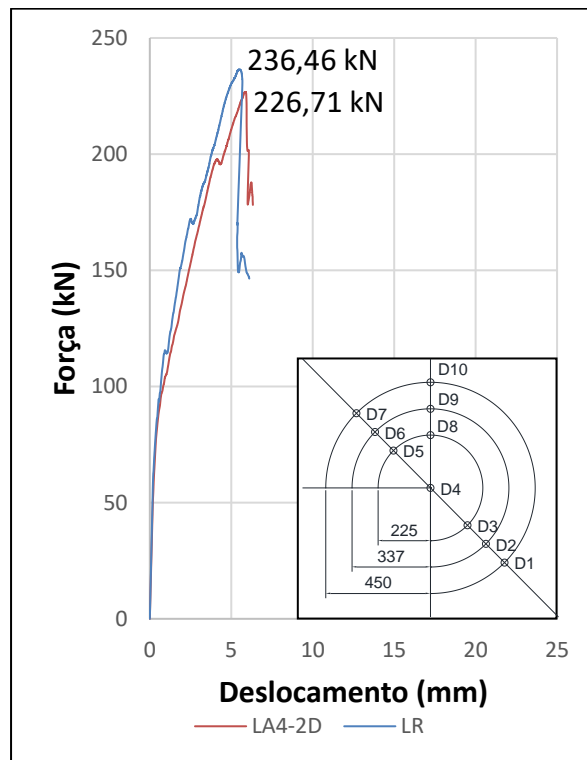
(c)



(d)

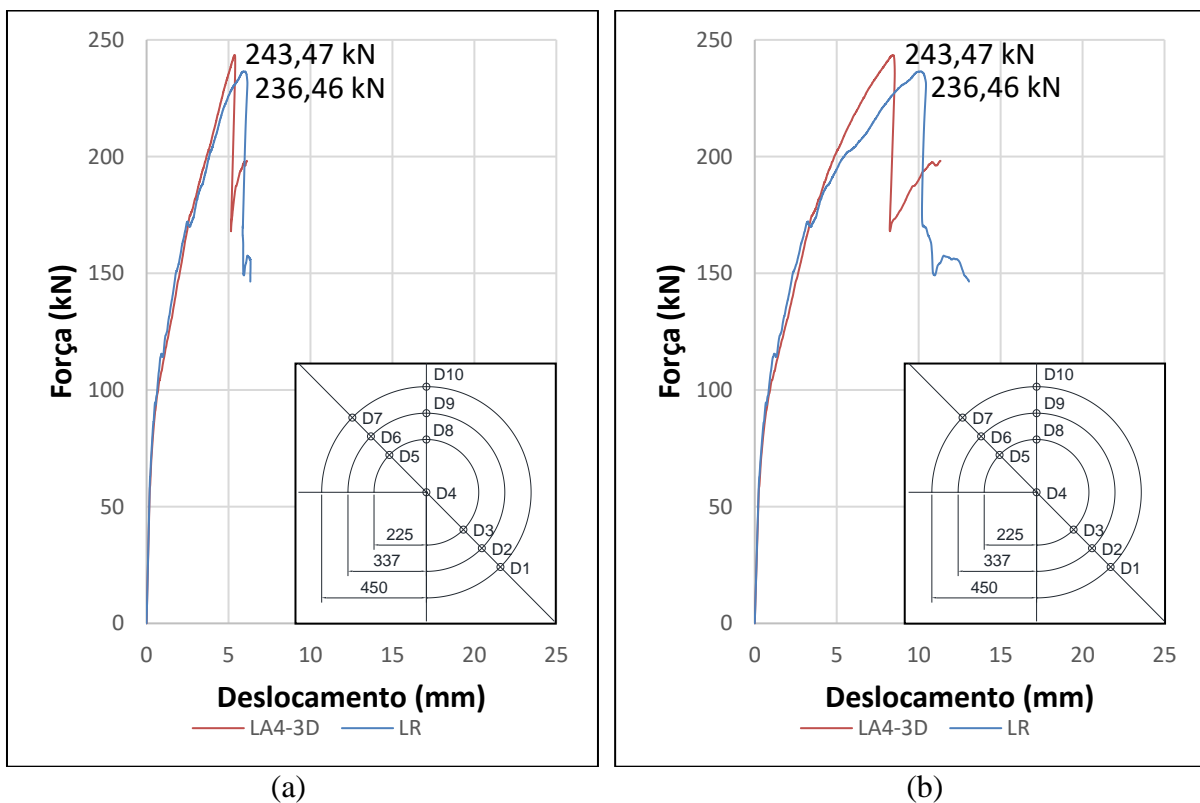
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.54: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-2D para o ponto D10



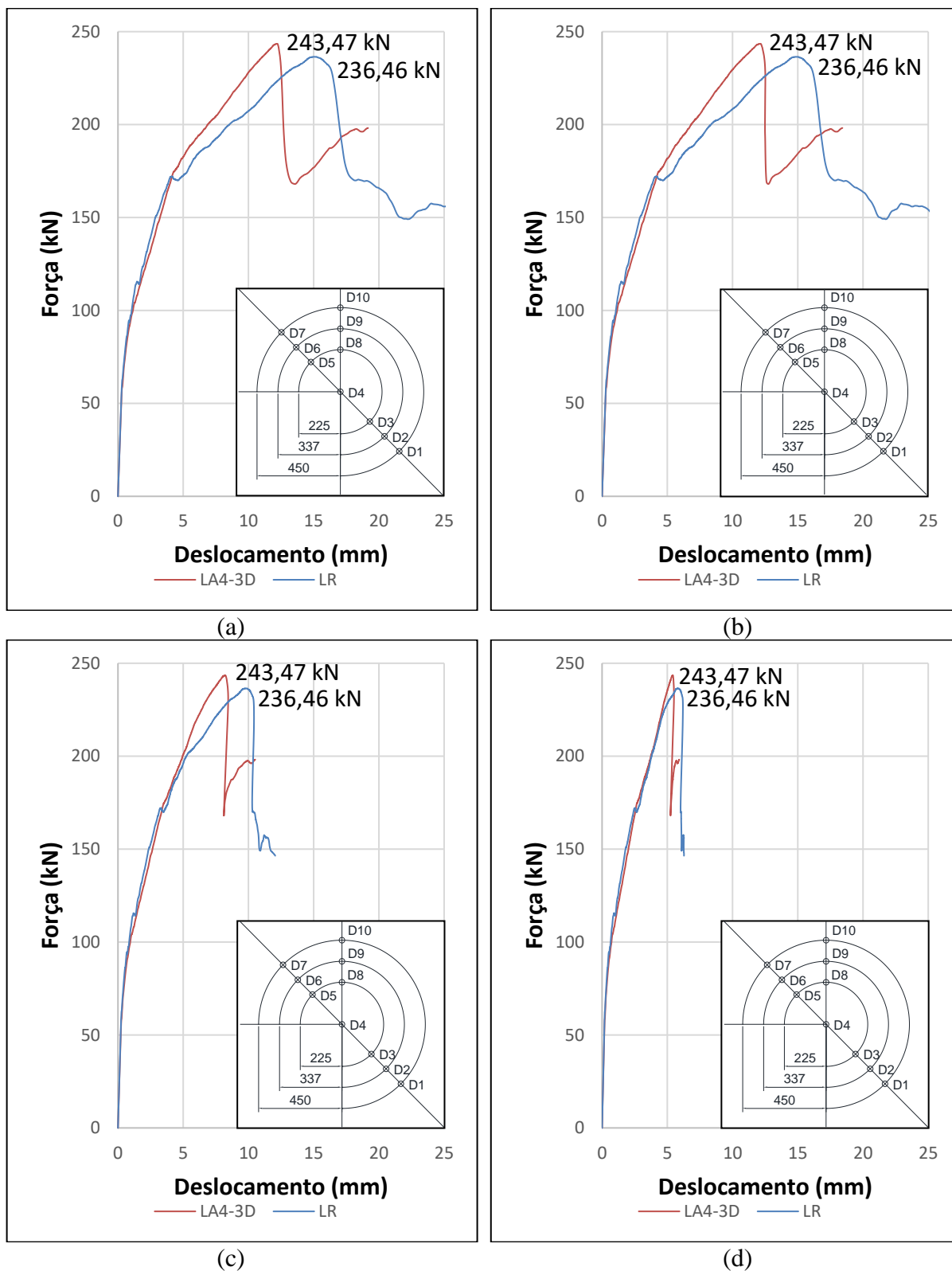
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.55: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-3D para os pontos D1 (a) e D2 (b)



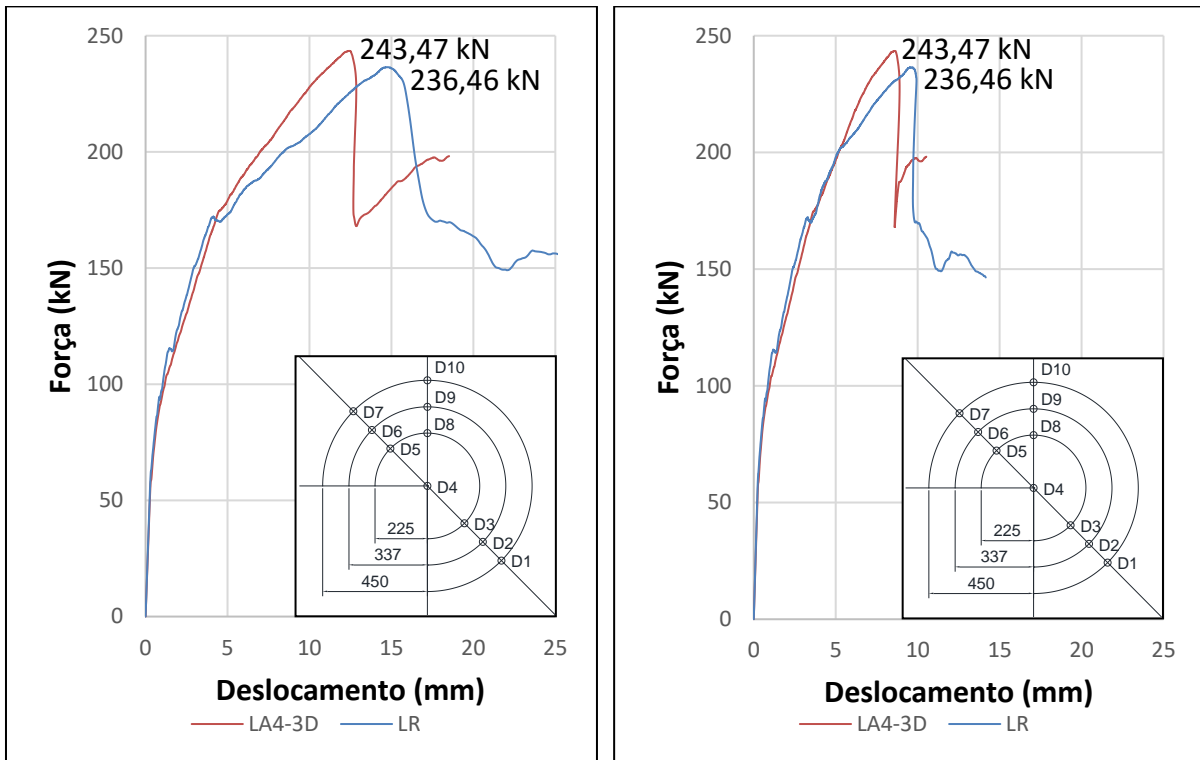
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.56: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-3D para os pontos D3 (a), D5 (b), D6 (c) e D7 (d)



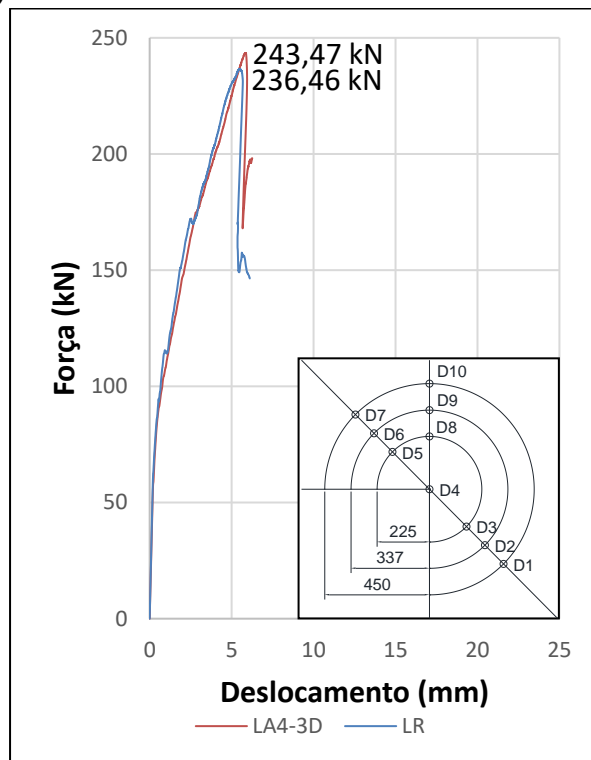
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.57: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-3D para os pontos D8 (a), D9 (b) e D10 (c)



(a)

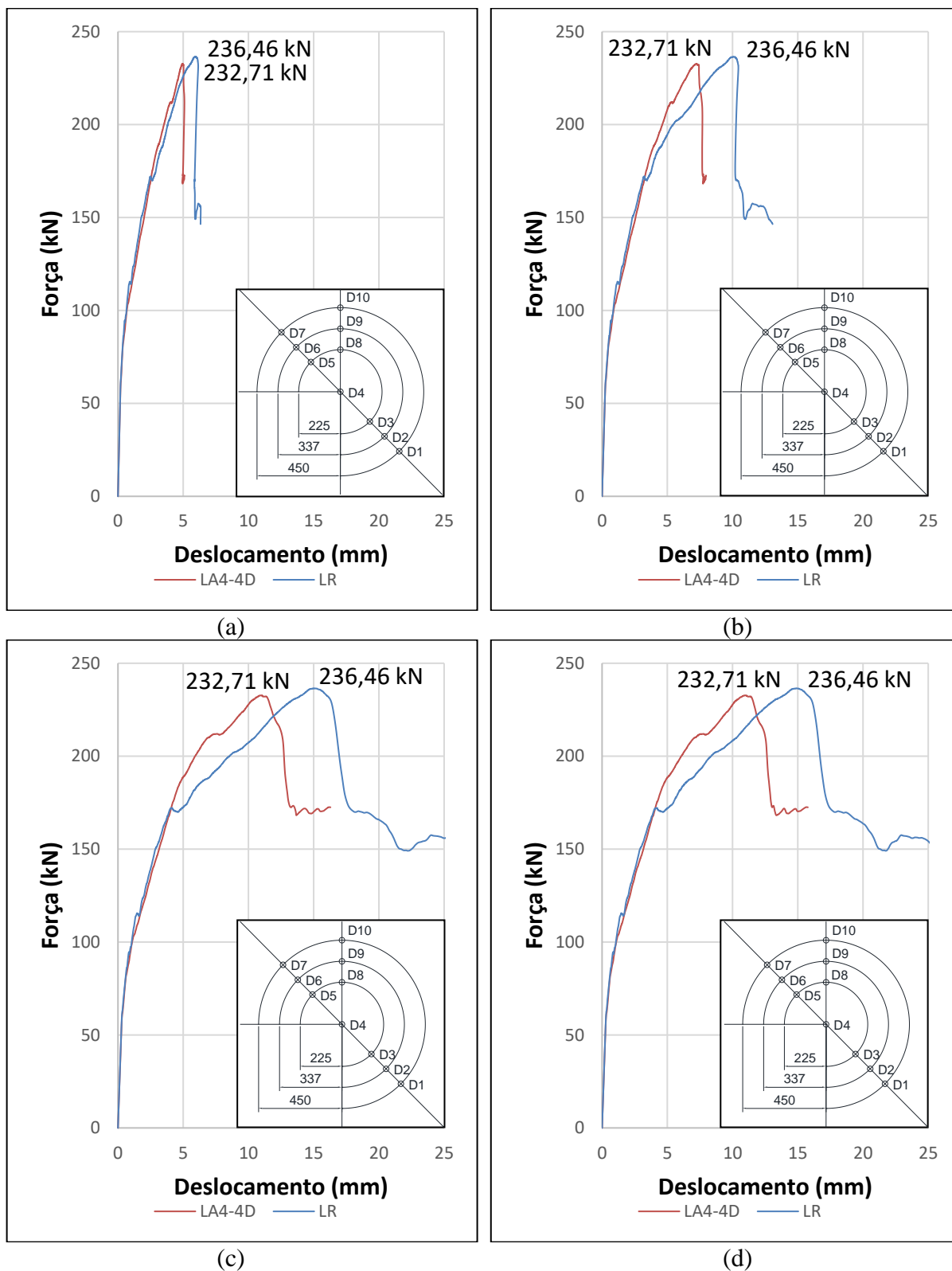
(b)



(c)

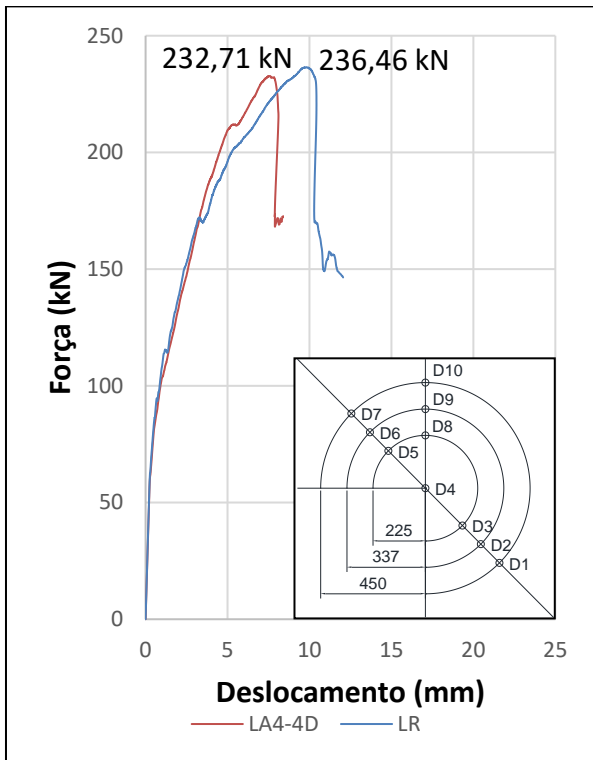
Fonte: O Autor (2021)

Figura D.58: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-4D para os pontos D1 (a), D2 (b), D3 (c) e D5 (d)

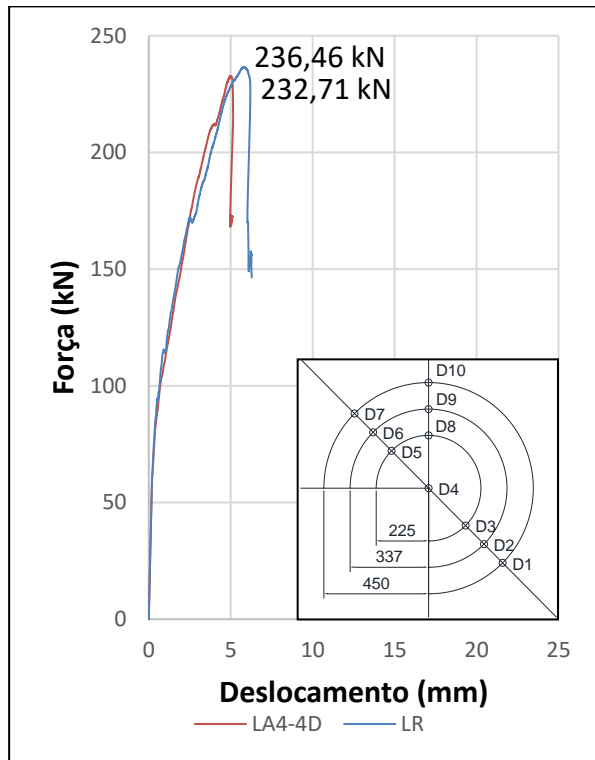


Fonte: O Autor (2021)

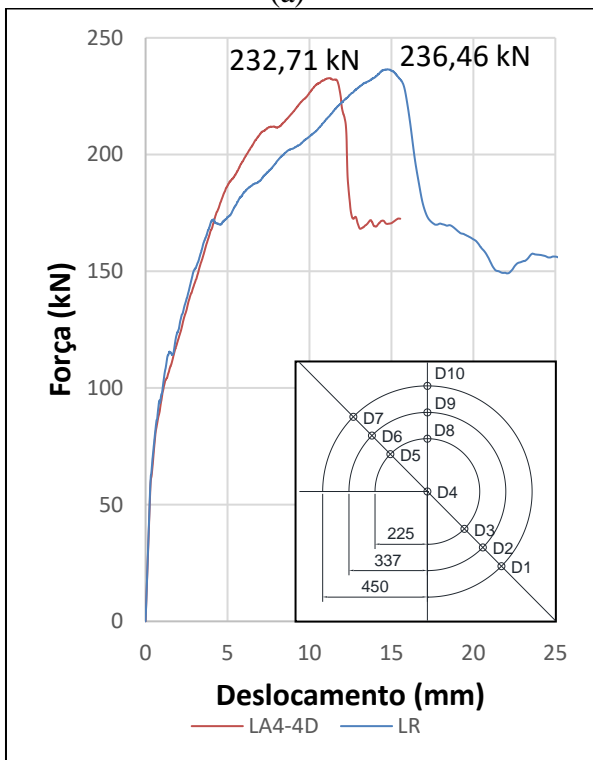
Figura D.59: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-4D para os pontos D6 (a), D7 (b), D8 (c) e D9 (d)



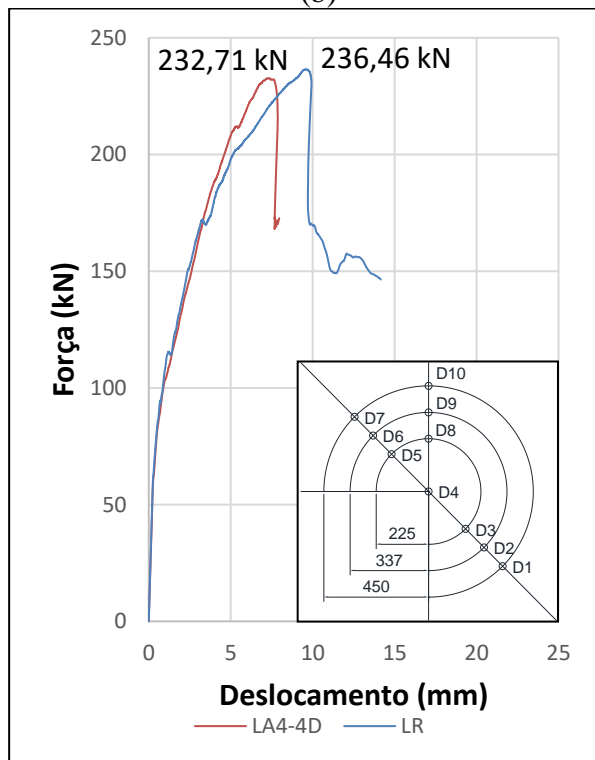
(a)



(b)

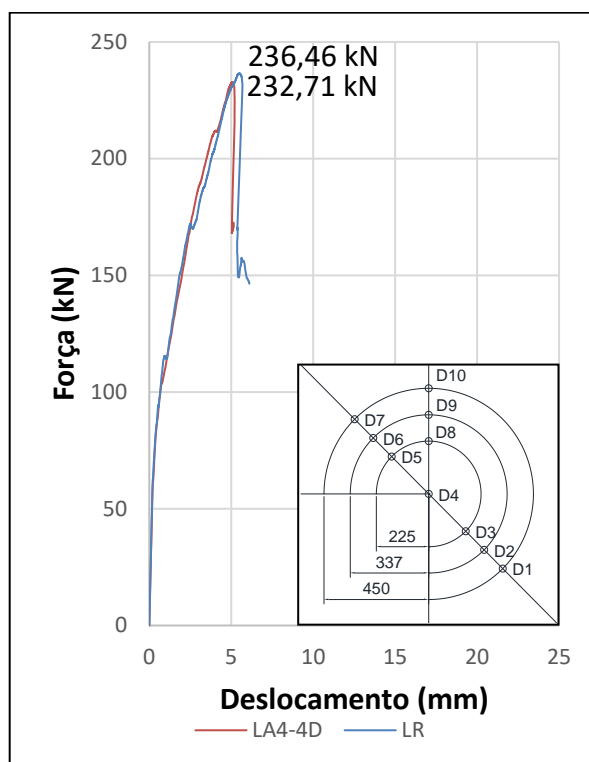


(c)



(d)

Fonte: O Autor (2021)

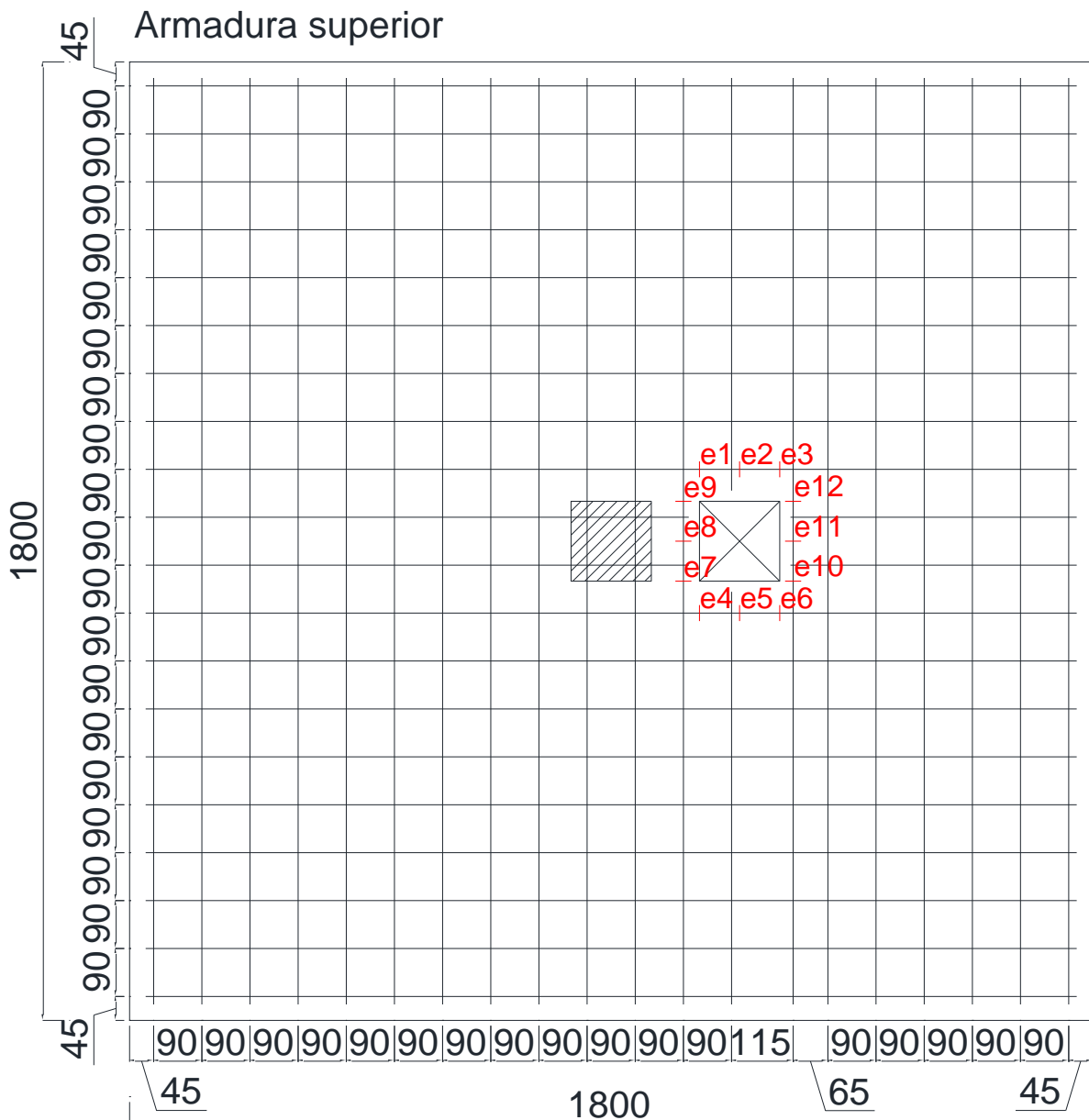
Figura D.60: Curvas força x deslocamento do modelo LA4-4D para o ponto D10

Fonte: O Autor (2021)

APÊNDICE E

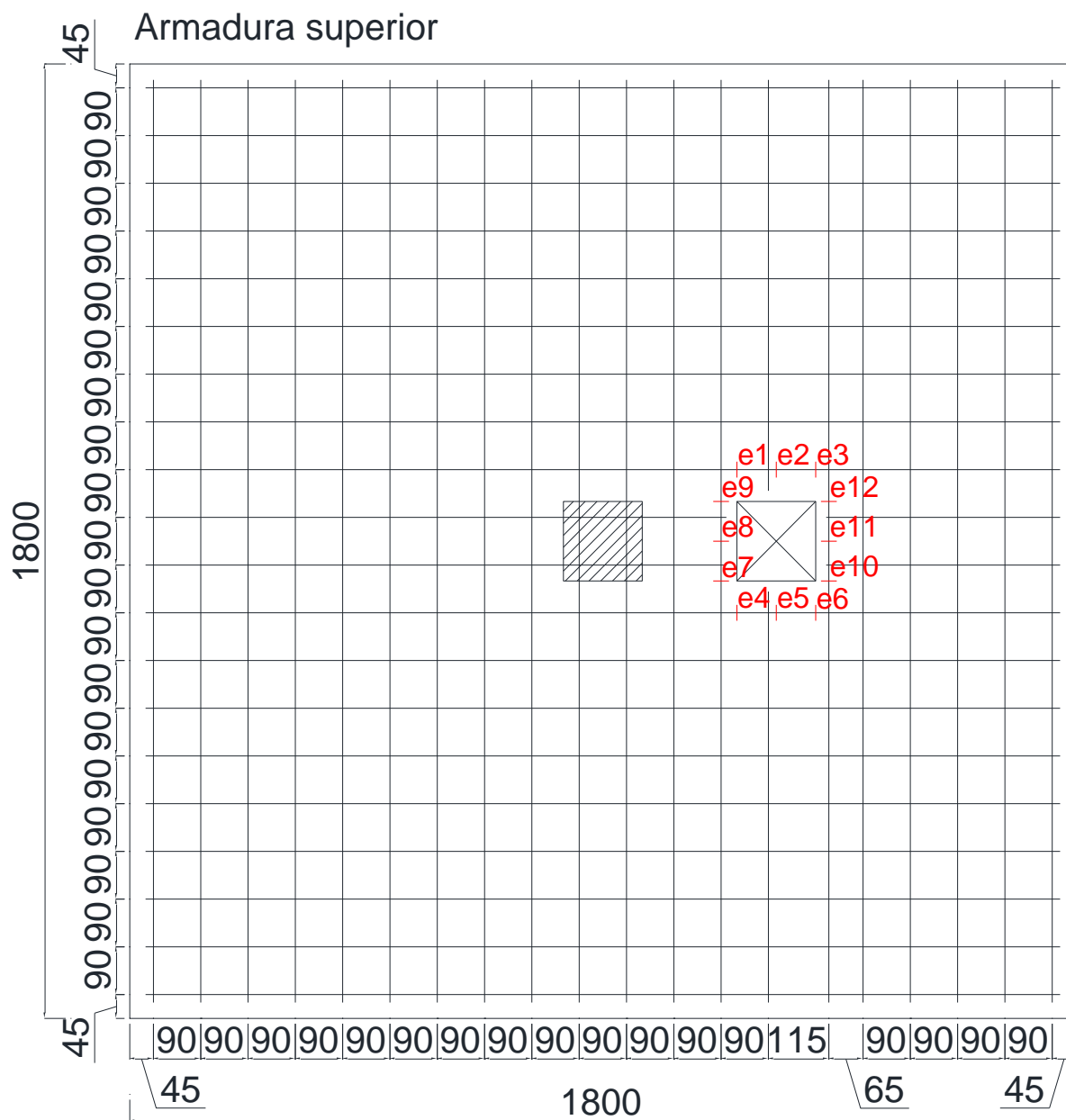
Nas Figuras E1 a E16 são apresentados pontos de leitura de tensões nas armaduras de flexão dos modelos do estudo paramétrico.

Figura E.1: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA1-1D



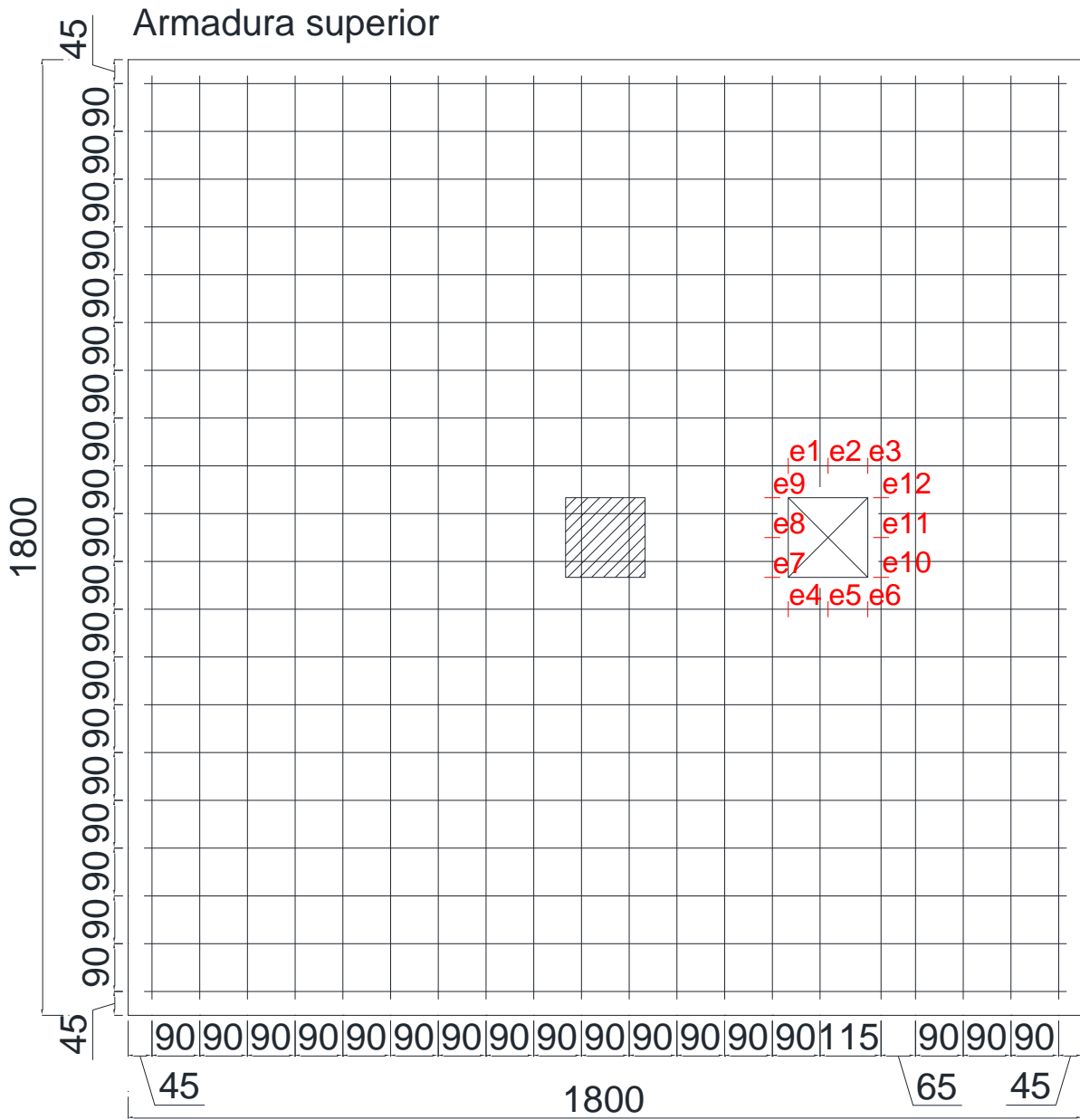
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.2: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA1-2D



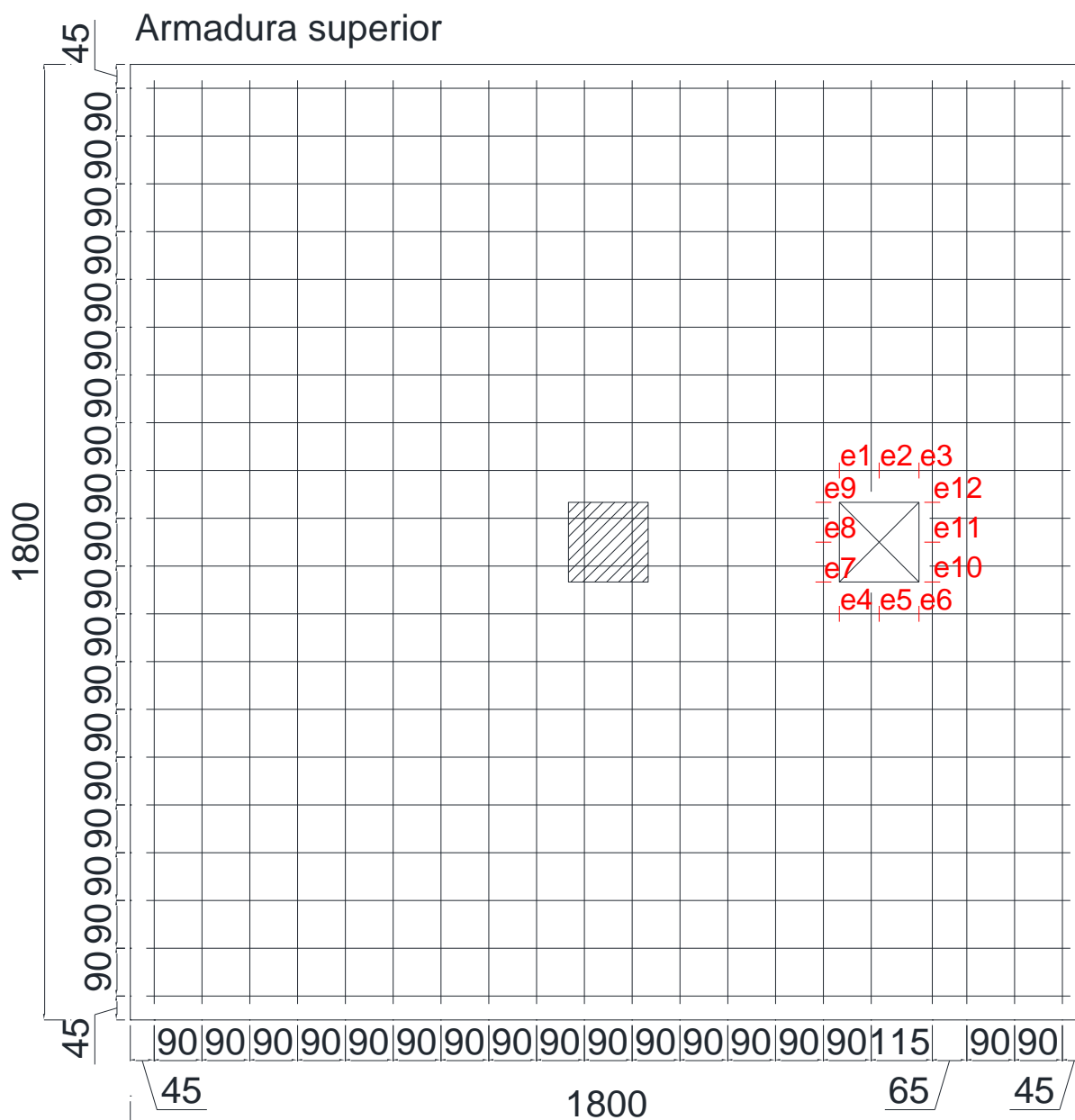
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.3: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA1-3D



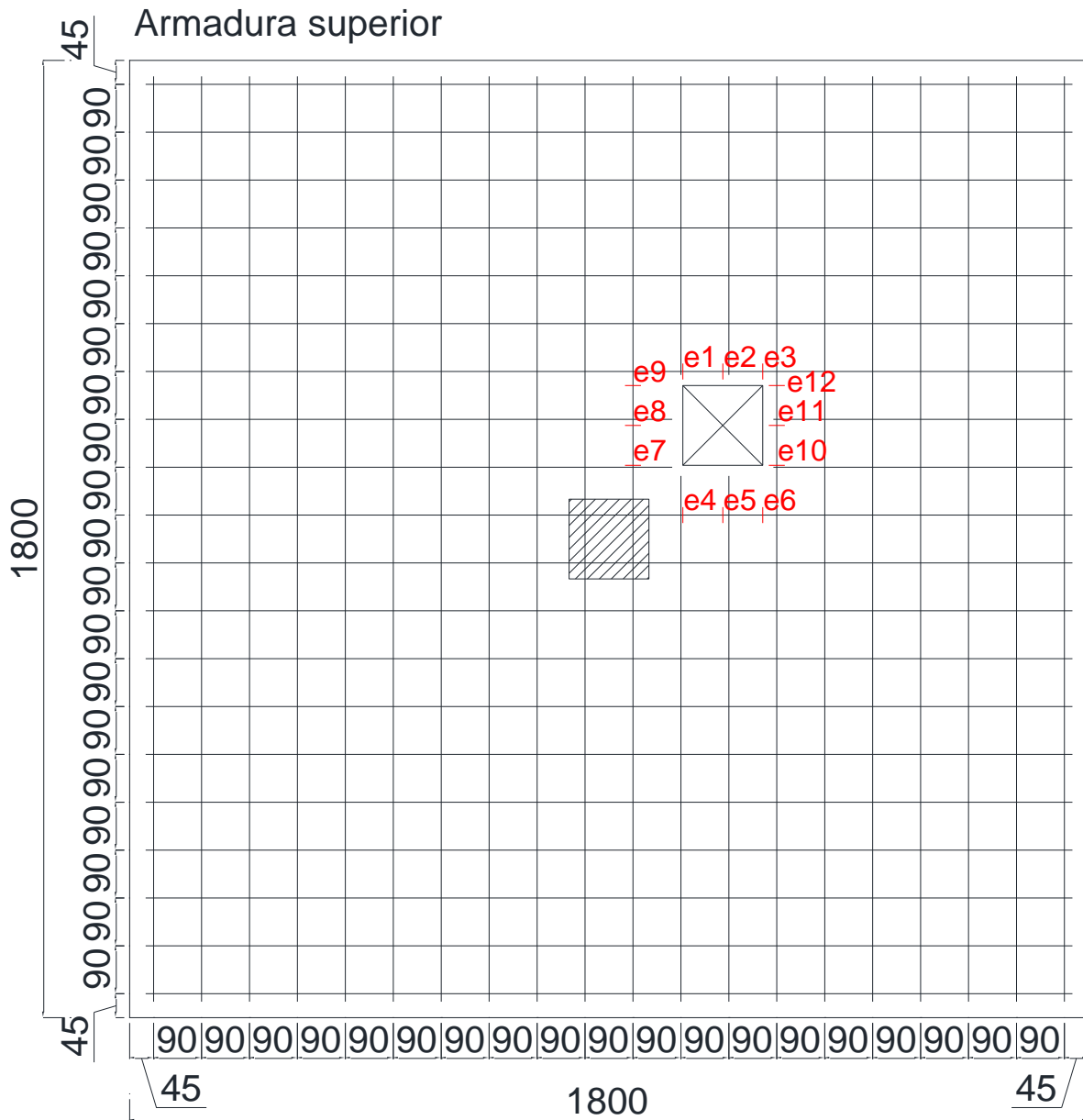
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.4: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA1-4D



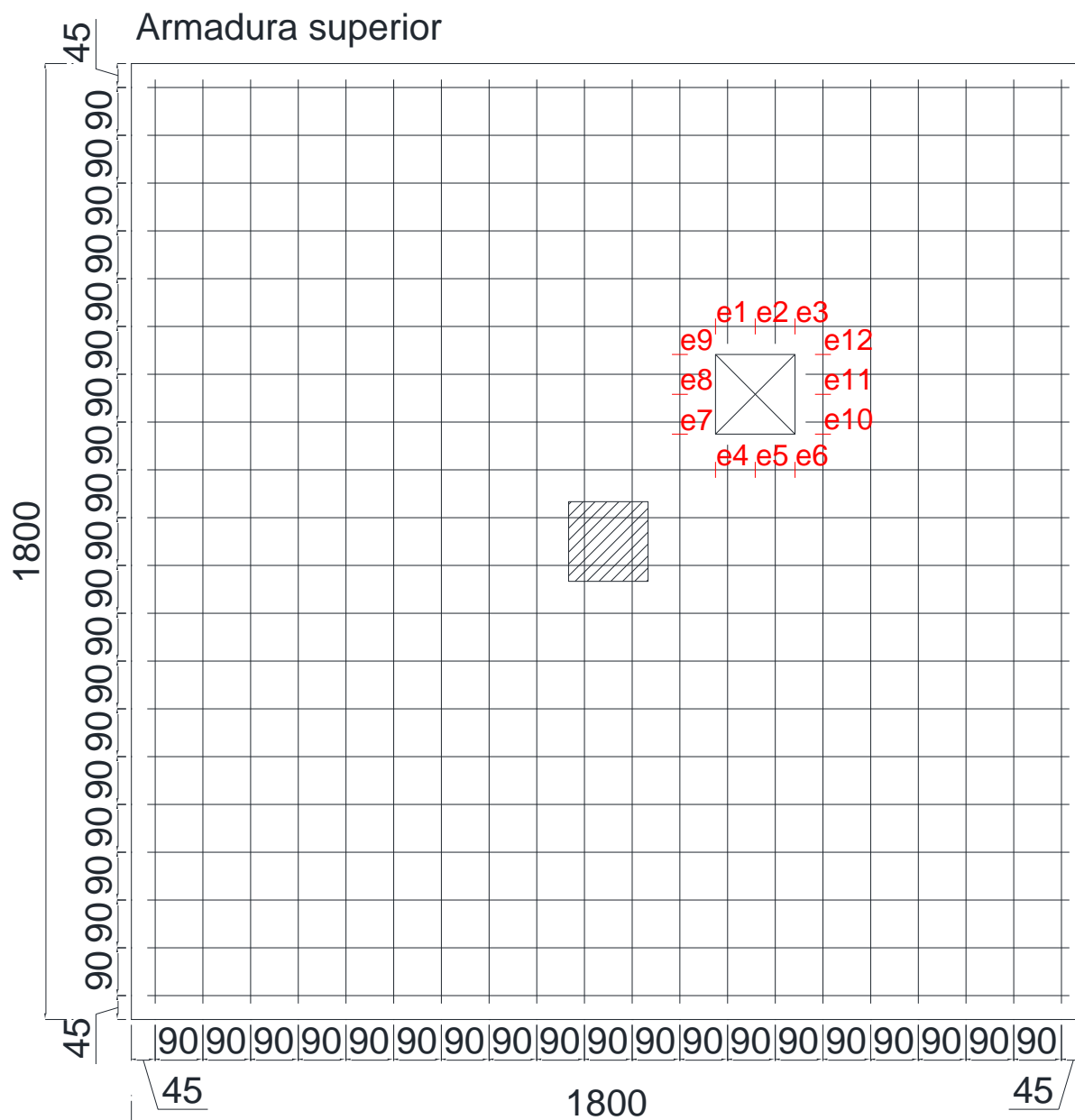
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.5: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA2-1D



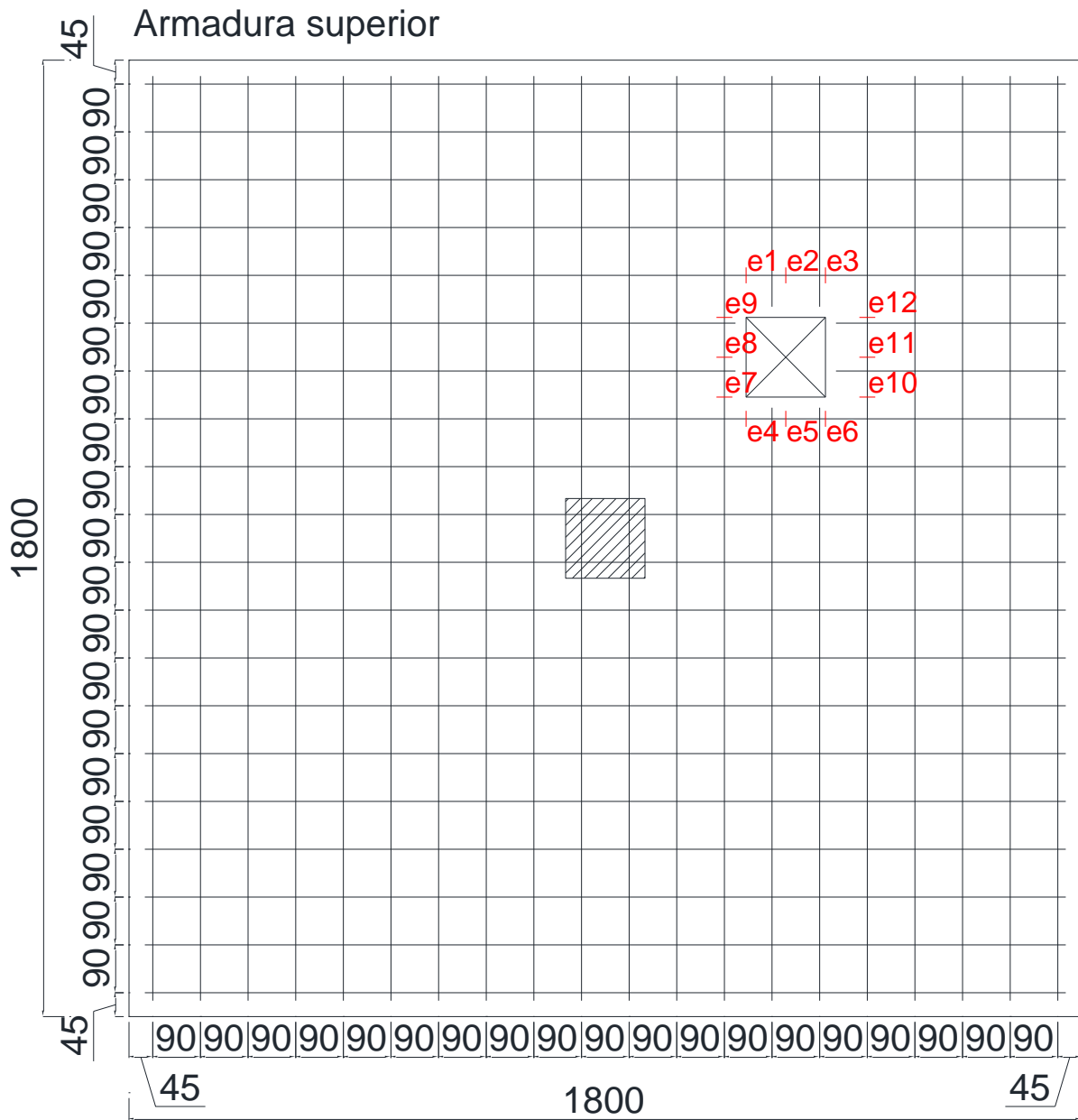
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.6: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA2-2D



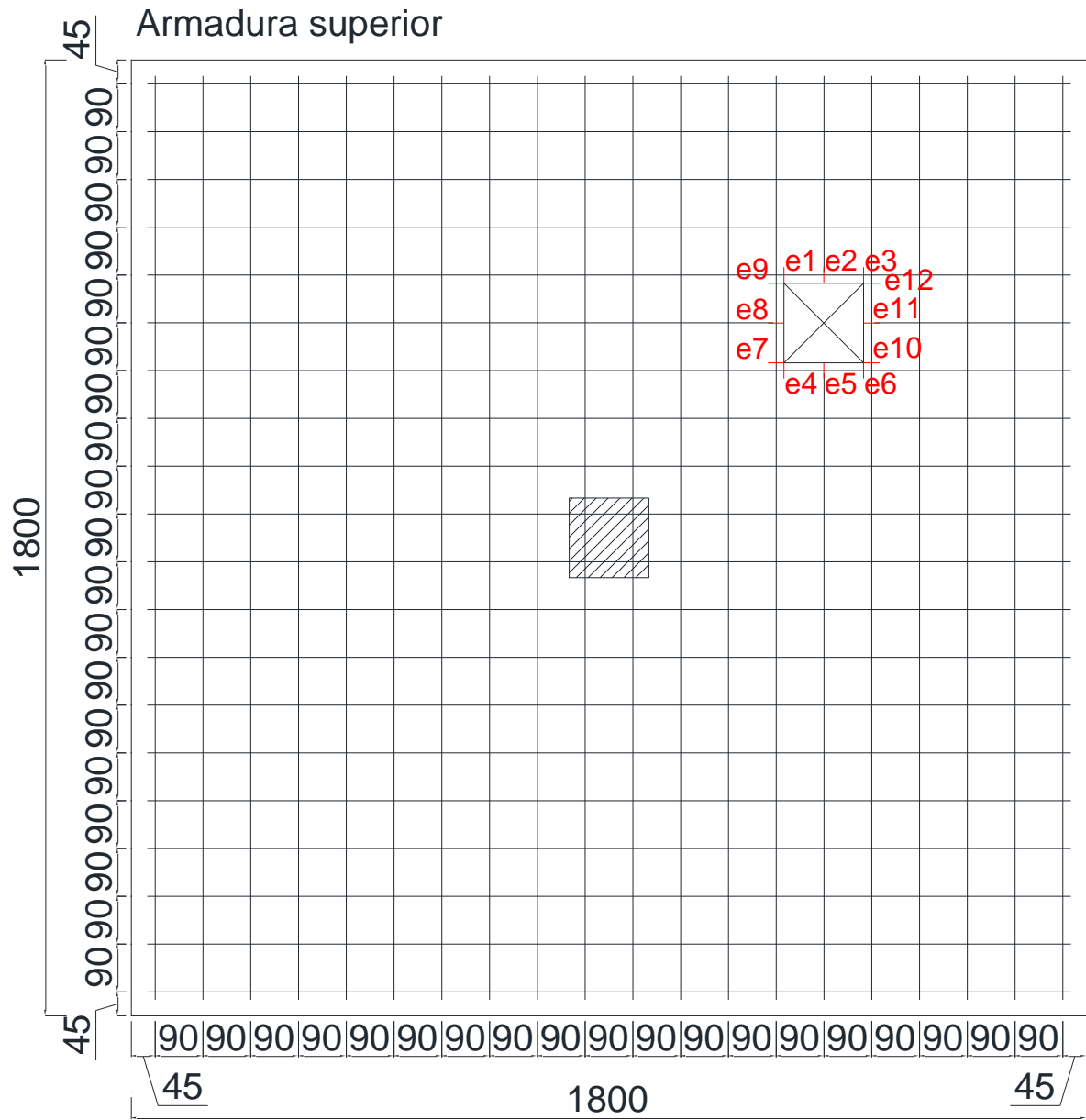
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.7: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA2-3D



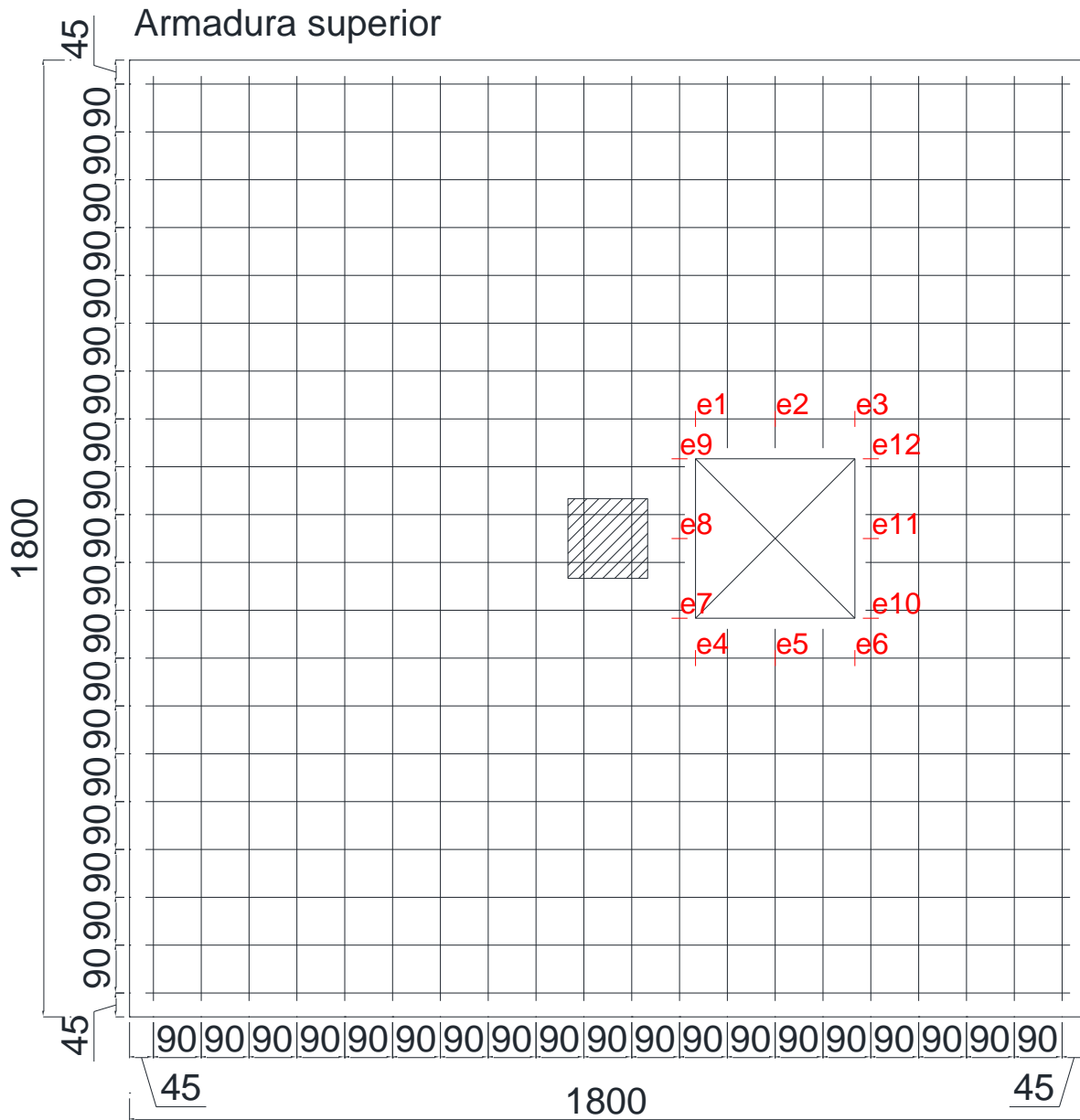
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.8: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA2-4D



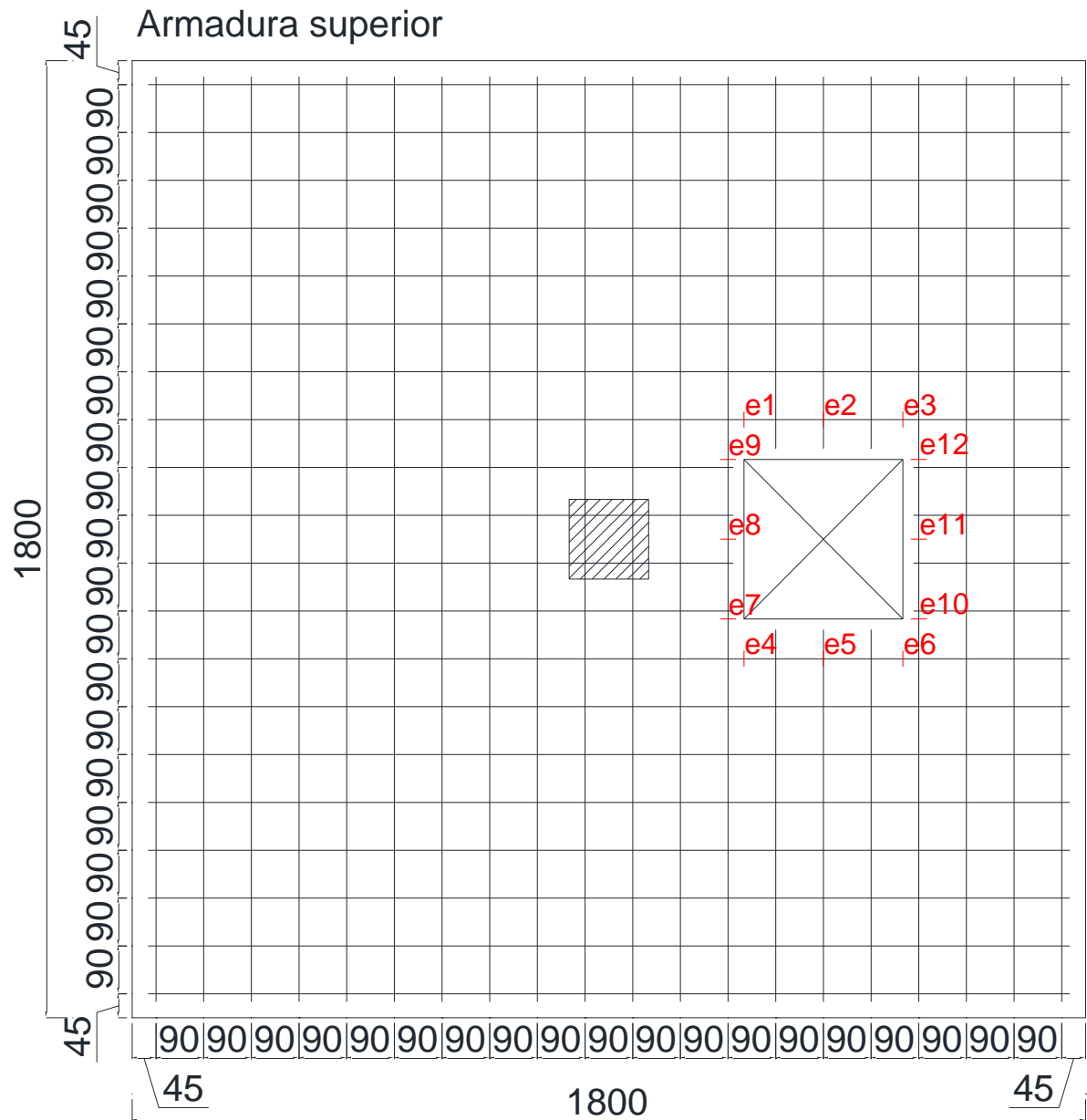
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.9: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA3-1D



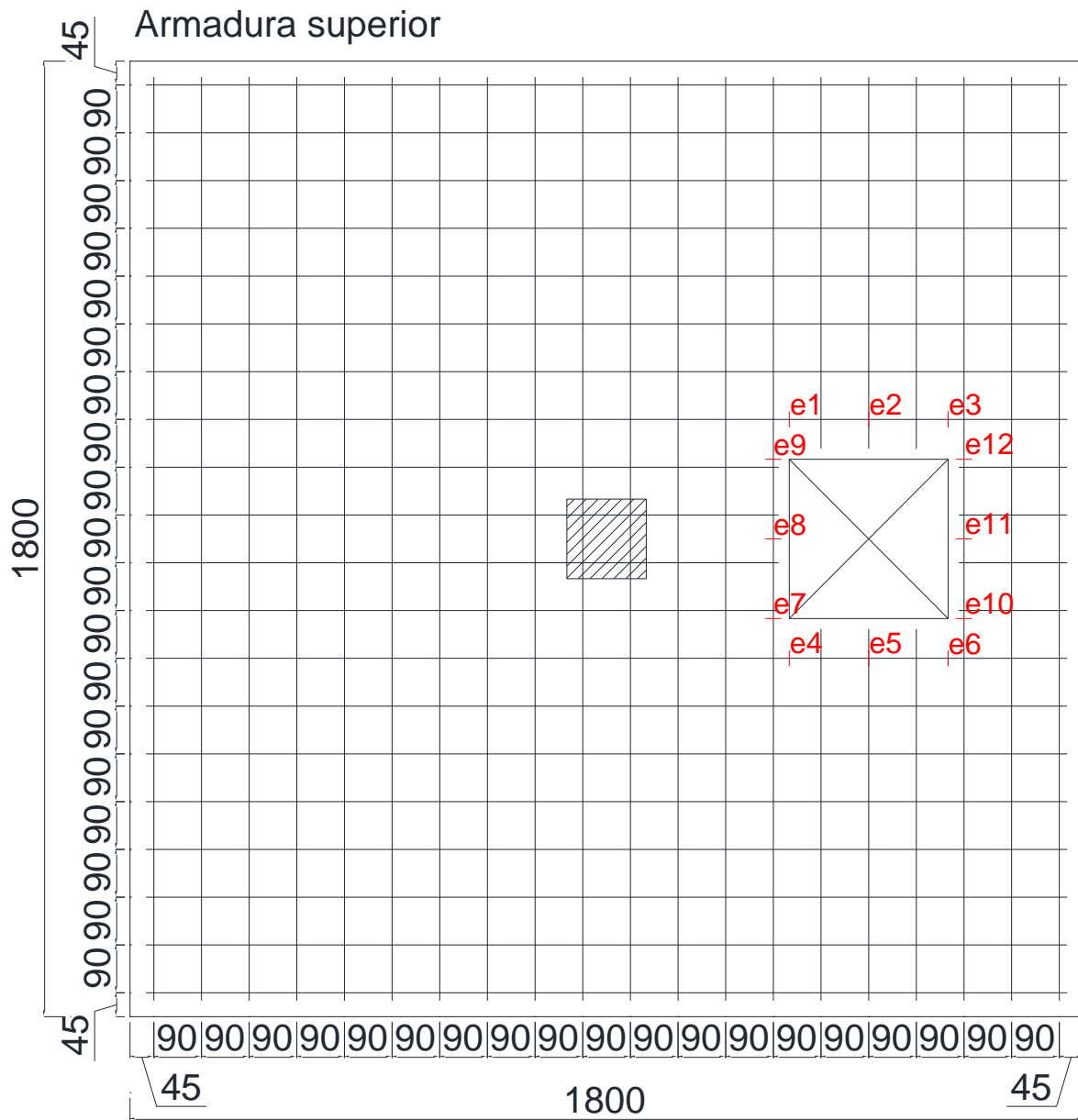
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.10: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA3-2D



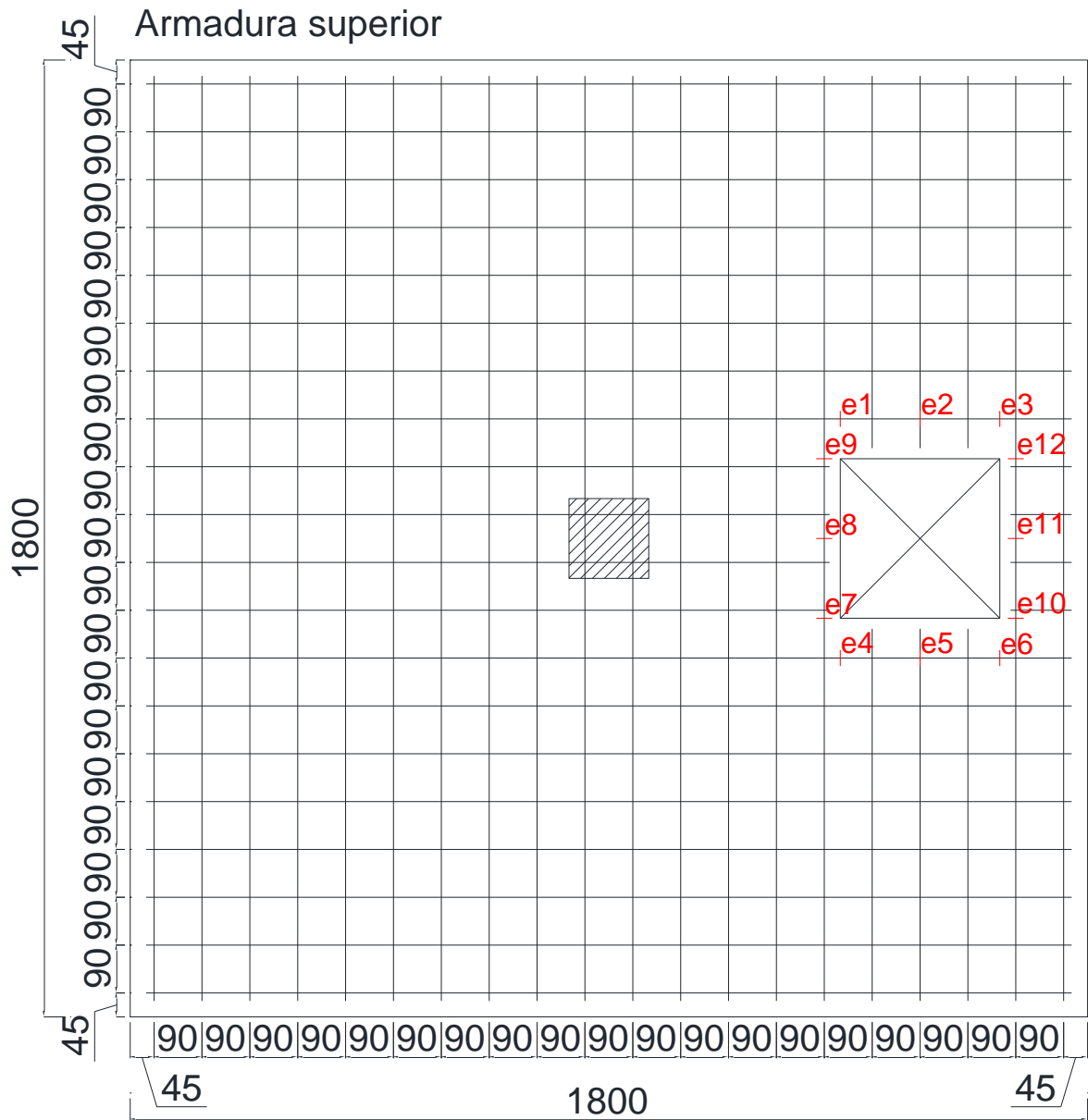
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.11: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA3-3D



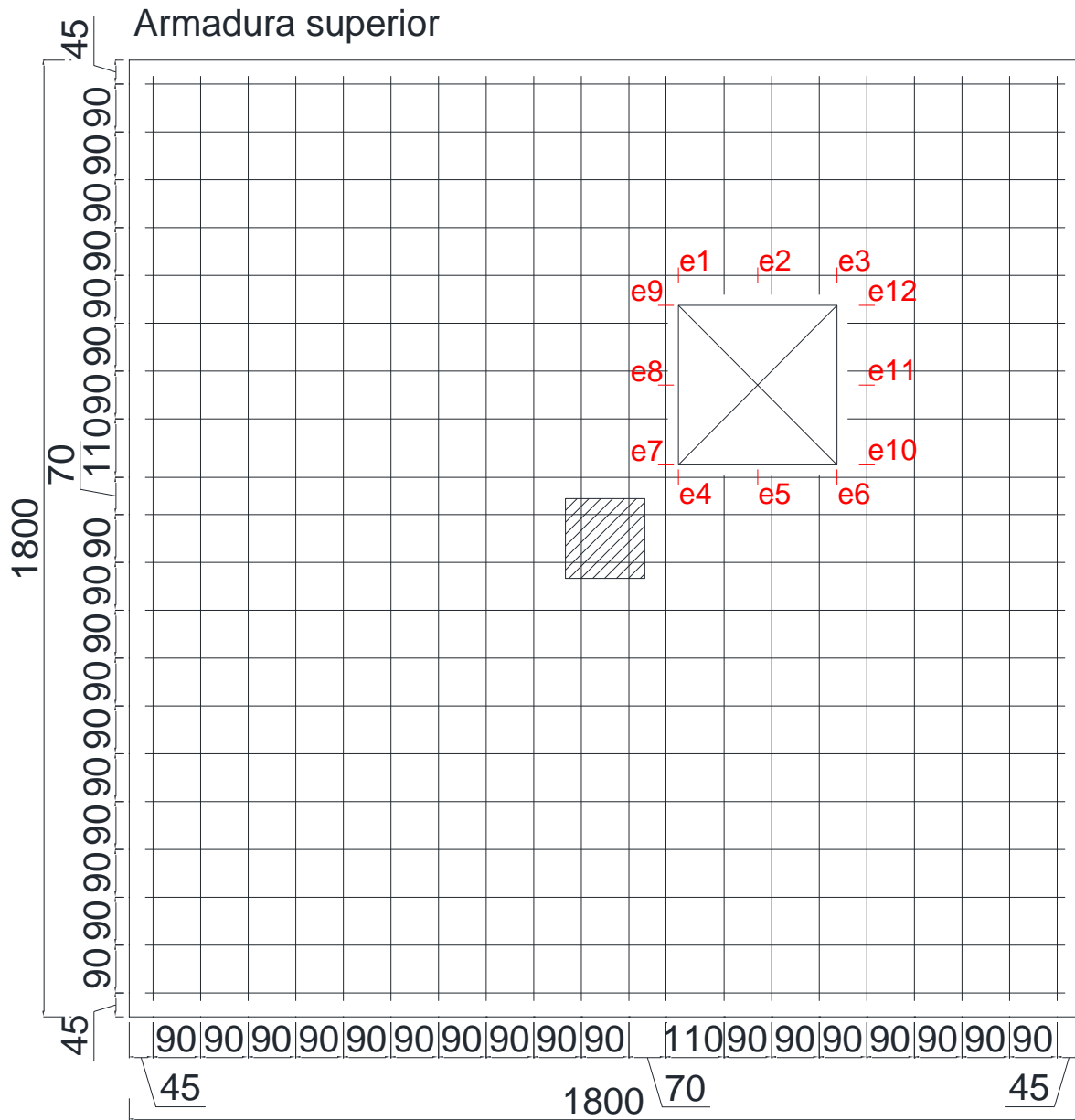
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.12: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA3-4D



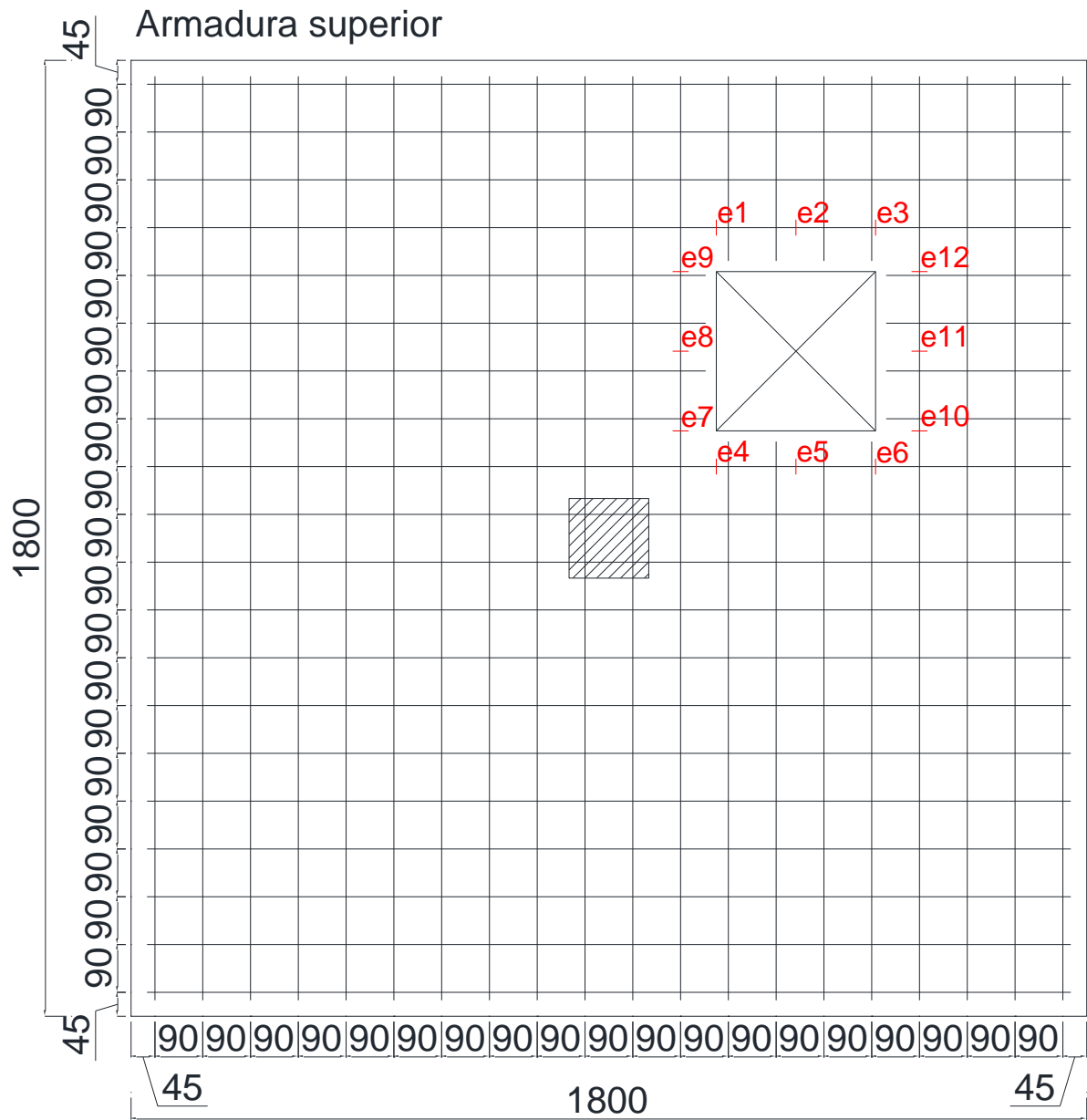
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.13: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA4-1D



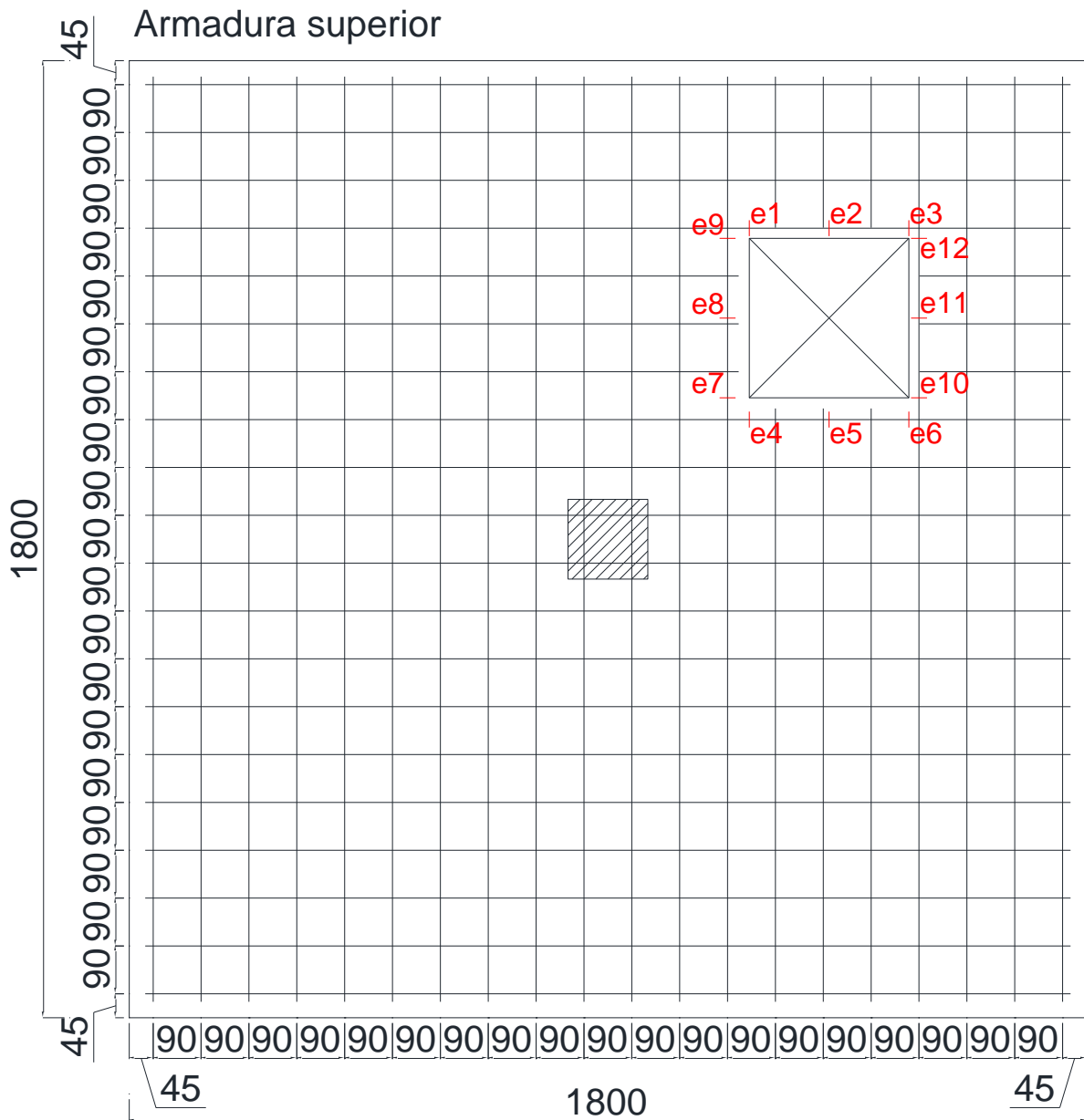
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.14: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA4-2D



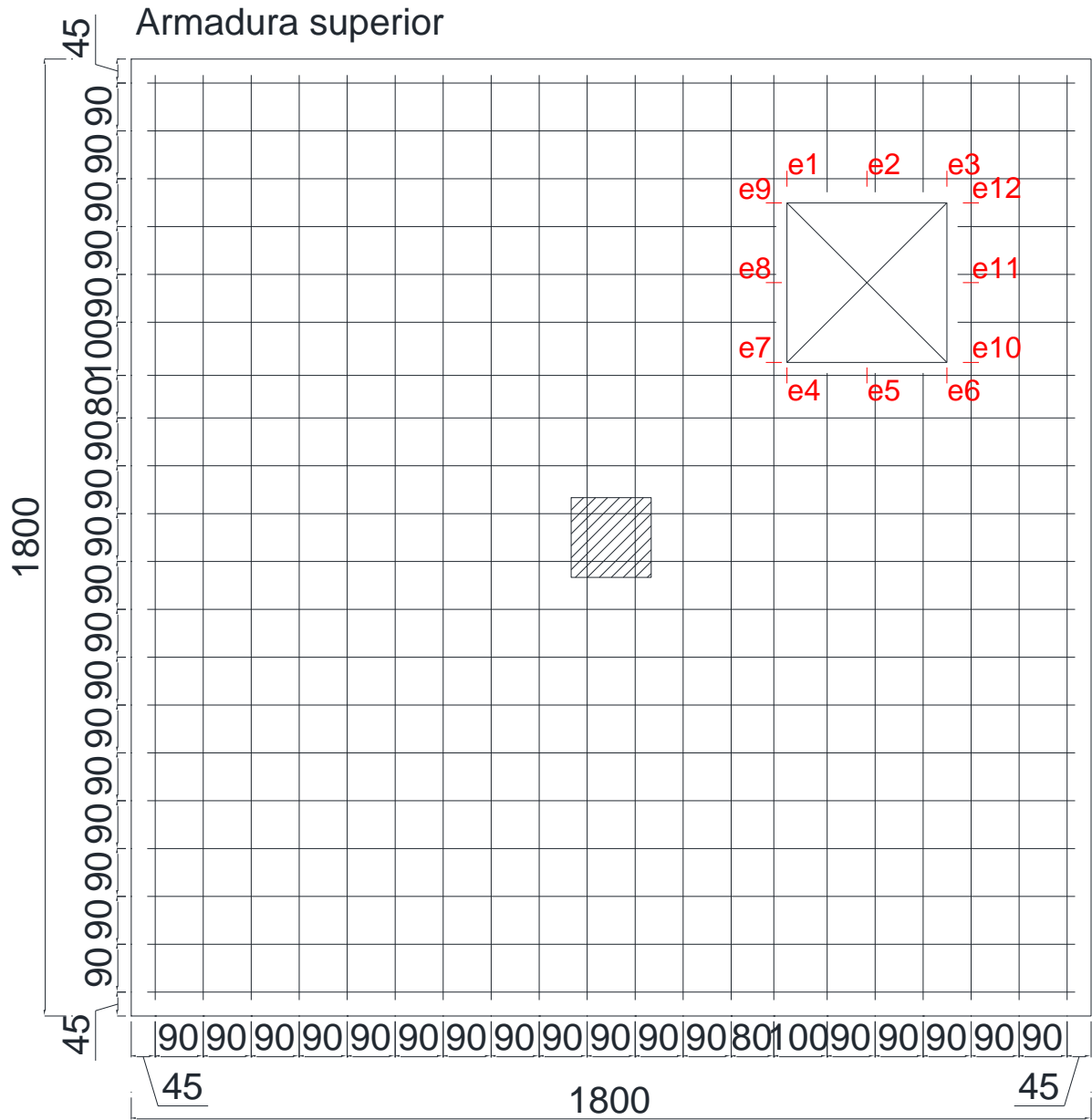
Fonte: O Autor (2021)

Figura E.15: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA4-3D



Fonte: O Autor (2021)

Figura E.16: Pontos de leitura de tensões nas armaduras do modelo LA4-4D



Fonte: O Autor (2021)

APÊNDICE F

Nas Tabelas F.1 a F.4 são apresentados os valores de carga de ruptura do estudo paramétrico para os modelos numéricos, a NBR 6118 (ABNT, 2014), ACI 318 (2019), *Eurocode 2* (2004) e Fib Model Code (2010).

Tabela F.1: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e a NBR 6118 (ABNT, 2014)

Modelo	Numérico	NBR 6118 (ABNT, 2014)	Relação entre a NBR 6118 (2014) / numérico	NBR 6118 (ABNT, 2014) - Sem coeficientes	Relação entre a NBR 6118 (2014) sem coeficientes / numérico
LR	236,46	143,5	61%	200,9	85%
LA1-AD	186,19	100,3	54%	140,4	75%
LA1-1D	214,98	113,3	53%	158,6	74%
LA1-2D	239,77	122,1	51%	171	71%
LA1-3D	242,77	128	53%	179,3	74%
LA1-4D	247,53	129,9	52%	181,8	73%
LA2-AD	206,86	110,7	54%	155	75%
LA2-1D	233,71	116	50%	162,5	70%
LA2-2D	248,6	119,1	48%	166,8	67%
LA2-3D	245,8	127,3	52%	178,3	73%
LA2-4D	248,23	134,8	54%	188,7	76%
LA3-AD	143,59	76	53%	106,4	74%
LA3-1D	182,77	93,3	51%	130,7	72%
LA3-2D	216,02	104,4	48%	146,1	68%
LA3-3D	231,59	111,7	48%	156,4	68%
LA3-4D	242,6	114,9	47%	160,9	66%
LA4-AD	212,36	99,3	47%	139	65%
LA4-1D	225,25	110	49%	154	68%
LA4-2D	230,18	113,3	49%	158,6	69%
LA4-3D	246,15	121,5	49%	170,2	69%
LA4-4D	234,29	129,1	55%	180,8	77%

Fonte: O Autor (2021)

Tabela F.2a: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e a ACI 318 (2019) – Parte 1

Modelo	Numérico	ACI 318 (2019)	Relação entre a ACI 318 (2014) / numérico	ACI 318 (2019) - sem coeficientes	Relação entre a ACI 318 (2014) sem coeficientes / numérico
LR	236,46	135,2	57%	180,3	76%
LA1-AD	186,19	101,4	54%	135,2	73%
LA1-1D	214,98	119,9	56%	159,9	74%
LA1-2D	239,77	125,2	52%	167	70%
LA1-3D	242,77	127,9	53%	170,5	70%
LA1-4D	247,53	129,5	52%	172,7	70%

Fonte: O Autor (2021)

Tabela F.2b: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e a ACI 318 (2019) – Parte 2

Modelo	Numérico	ACI 318 (2019)	Relação entre a ACI 318 (2014) / numérico	ACI 318 (2019) - sem coeficientes	Relação entre a ACI 318 (2014) sem coeficientes / numérico
LA2-AD	206,86	112,7	54%	150,3	73%
LA2-1D	233,71	117,6	50%	156,8	67%
LA2-2D	248,6	120,9	49%	161,2	65%
LA2-3D	245,8	123	50%	164	67%
LA2-4D	248,23	124,7	50%	166,3	67%
LA3-AD	143,59	88,8	62%	118,4	82%
LA3-1D	182,77	104,5	57%	139,3	76%
LA3-2D	216,02	115,4	53%	153,9	71%
LA3-3D	231,59	120,6	52%	160,8	69%
LA3-4D	242,6	123,6	51%	164,8	68%
LA4-AD	212,36	108,2	51%	144,3	68%
LA4-1D	225,25	112,1	50%	149,5	66%
LA4-2D	230,18	115,1	50%	153,5	67%
LA4-3D	246,15	117,4	48%	156,5	64%
LA4-4D	234,29	119,2	51%	158,9	68%

Fonte: O Autor (2021)

Tabela F.3: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e a Eurocode 2 (2004)

Modelo	Numérico	Eurocode 2 (2004)	Relação entre Eurocode 2 (2004) / numérico	Eurocode 2 (2004) - Sem coeficientes	Relação entre Eurocode 2 (2004) sem coeficientes / numérico
LR	236,46	113,9	48%	223,3	94%
LA1-AD	186,19	79,6	43%	156,1	84%
LA1-1D	214,98	89,9	42%	176,3	82%
LA1-2D	239,77	97	40%	190,2	79%
LA1-3D	242,77	101,7	42%	199,3	82%
LA1-4D	247,53	103,1	42%	202,1	82%
LA2-AD	206,86	87,9	42%	172,3	83%
LA2-1D	233,71	92,1	39%	180,7	77%
LA2-2D	248,6	94,6	38%	185,5	75%
LA2-3D	245,8	101,1	41%	198,2	81%
LA2-4D	248,23	107	43%	209,8	85%
LA3-AD	143,59	60,4	42%	118,3	82%
LA3-1D	182,77	74,1	41%	145,3	79%
LA3-2D	216,02	82,9	38%	162,5	75%
LA3-3D	231,59	88,7	38%	173,9	75%
LA3-4D	242,6	91,2	38%	178,9	74%
LA4-AD	212,36	78,8	37%	154,6	73%
LA4-1D	225,25	87,4	39%	171,3	76%
LA4-2D	230,18	89,9	39%	176,3	77%
LA4-3D	246,15	96,5	39%	189,2	77%
LA4-4D	234,29	102,5	44%	201	86%

Fonte: O Autor (2021)

Tabela F.4: Comparações entre carga de ruptura do estudo paramétrico entre os resultados numéricos e a *Fib Model Code* (2010)

Modelo	Numérico	Fib Model Code (2010)	Relação entre Fib Model Code (2010) / numérico	Fib Model Code - sem coeficientes (2010)	Fib Model Code - sem coeficientes (2010) / numérico
LR	236,46	159,9	68%	221,2	94%
LA1-AD	186,19	131,5	71%	181,9	98%
LA1-1D	214,98	134,5	63%	185,9	86%
LA1-2D	239,77	142	59%	196,3	82%
LA1-3D	242,77	147,1	61%	203,4	84%
LA1-4D	247,53	148,4	60%	205,2	83%
LA2-AD	206,86	130,8	63%	180,9	87%
LA2-1D	233,71	134,8	58%	186,4	80%
LA2-2D	248,6	137,4	55%	189,9	76%
LA2-3D	245,8	145,7	59%	201,4	82%
LA2-4D	248,23	152,9	62%	211,6	85%
LA3-AD	143,59	102,4	71%	141,5	99%
LA3-1D	182,77	115,3	63%	159,4	87%
LA3-2D	216,02	125,7	58%	173,7	80%
LA3-3D	231,59	132,3	57%	182,9	79%
LA3-4D	242,6	134,7	56%	186,1	77%
LA4-AD	212,36	119,8	56%	165,5	78%
LA4-1D	225,25	130,6	58%	180,6	80%
LA4-2D	230,18	132,8	58%	183,6	80%
LA4-3D	246,15	140,9	57%	194,9	79%
LA4-4D	234,29	148,1	63%	204,9	87%

Fonte: O Autor (2021)