

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CLEYTON ÉDER RODRIGUES ROCHA

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DA CARGA
EXCÊNTRICA E DA ALTURA DO EMBUTIMENTO DA
ESTACA NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
BLOCOS RÍGIDOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS
ESTACAS**

SÃO CARLOS

2024

CLEYTON ÉDER RODRIGUES ROCHA

**SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DA CARGA EXCÊNTRICA E DA
ALTURA DE EMBUTIMENTO DA ESTACA NO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE BLOCOS RÍGIDOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE DUAS
ESTACAS**

Dissertação de Mestrado apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia

SÃO CARLOS

2024



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Cleyton Éder Rodrigues Rocha, realizada em 20/03/2024.

Comissão Julgadora:

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

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira (UFSCar)

Prof. Dr. Rodrigo Barros (UFRN)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha sincera gratidão a todos os indivíduos que tornaram possível a conclusão desta dissertação de mestrado.

Primeiramente, gostaria de expressar minha profunda gratidão ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando Menezes, e co-orientador, Prof. Dr. Rodrigo Delalibera, cujas orientações, apoios e sabedorias foram fundamentais em todas as etapas deste processo. Seus conselhos contribuíram imensamente para a qualidade deste estudo.

Agradeço também aos membros da banca examinadora, Prof. Dr. Rodrigo Barros e Prof. Dr. Marcelo Ferreira, por dedicarem seu tempo na análise e avaliação deste trabalho. Suas observações e sugestões construtivas foram essenciais para aprimorar a qualidade desta dissertação.

Gostaria de expressar minha sincera gratidão ao Prof. Raphael Spozito, cuja atenção e prontidão foram constantes ao longo do desenvolvimento desta pesquisa.

Sou grato aos colegas de turma e amigos que compartilharam ideias, experiências e apoio ao longo deste trajeto acadêmico. Em especial, gostaria de agradecer ao Arthur Vasconcelos, Fabrício Aguiar, José Ricardo Kuniyoshi, Liza Monteiro, Lorayne Alves, Mariana Nuccitelli e o Grupo de Estudos em Geotecnia e Geossintéticos – GeGeos. Suas contribuições foram valiosas e enriqueceram minha jornada de aprendizado.

Gostaria de expressar minha sincera gratidão à minha família, com um agradecimento especial à minha mãe, Marineuza, minha avó, Eiza, e minha tia, Marineia, pelo apoio incondicional ao longo de toda essa jornada. Também sou imensamente grato ao meu irmão, Wellyton, pela disposição e auxílio nos momentos necessários.

Por último, mas não menos importante, aos amigos Beatriz Porto, Rene Santin, Ketlyn Almeida, Lucimara Nepomuceno e Eduardo Nepomuceno, pelo apoio, carinho e incentivo durante os momentos difíceis enfrentados nesta jornada.

RESUMO

ROCHA, C. E. R. (2024). *Simulação numérica da influência da carga excêntrica e da altura do embutimento da estaca no comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas.* São Carlos. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos – UFSCar.

As fundações profundas, como estacas e tubulões, são responsáveis pela sustentação das edificações e dependem de blocos de coroamento para distribuir as cargas ao solo. Logo, o correto dimensionamento e execução do bloco são processos essenciais para garantir a segurança e a eficiência das construções. Ao avaliar a literatura, percebeu-se que dois fatores podem afetar o bom desempenho dos blocos. O primeiro é a aplicação de carga excêntrica, que pode impactar a distribuição de tensões e a capacidade de carga dos blocos sobre estacas. O segundo é o inadequado embutimento das estacas nos blocos, que pode levá-lo também a possíveis falhas estruturais. Diante disso, percebeu-se a necessidade de compreender o comportamento estrutural do bloco sob esses fatores, identificando pontos críticos no sistema e colaborando, assim, para um projeto mais adequado. O objetivo deste trabalho foi analisar a influência da altura de embutimento das estacas no bloco e da excentricidade de cargas aplicadas no pilar de seção retangular em um bloco sobre duas estacas de seção quadrada, por meio de simulação numérica não-linear, utilizando o método dos elementos finitos no *software* ABAQUS®. Adotou-se alturas de embutimento iguais e diferentes para as duas estacas, sendo seus valores 5 cm, 10 cm e 15 cm. Foi adotada carga excêntrica, podendo estar à esquerda ou direita do eixo do pilar, de 0 cm, 5 cm, 10 cm e 15 cm, totalizando 33 modelos. Os resultados foram comparados com um modelo de referência calibrado neste trabalho. Como resultados, percebeu-se que modelos com excentricidades se mostraram menos resistentes, apresentando perdas de até 30% da resistência se comparada aos sob cargas centradas. A variação do embutimento das estacas teve pouca influência na resistência final, mas os modelos com embutimentos de 15 cm das estacas se mostraram mais resistentes devido a maior sollicitação na armadura do tirante, especialmente sob cargas centradas. Os modelos com embutimento variado das estacas apresentaram menor resistência última quando o deslocamento vertical aplicado no pilar, estava na direção da estaca menos embutida. Por fim, a danificação precoce do concreto foi mais evidente em modelos com maior embutimento, destacando sua importância na propagação de danos. Para embutimentos menores das estacas, os primeiros danos surgiram em torno de 20% da força última, enquanto embutimentos maiores obtiveram danos iniciais em torno de 15% dessa força.

Palavras-chave: simulação numérica; fundações profundas; bloco de coroamento; carga excêntrica; embutimento das estacas; estudo paramétrico

ABSTRACT

ROCHA, C. E. R. (2024). Numerical simulation of the influence of eccentric load and embedment depth of the pile on the structural behavior pile caps reinforced concrete on two piles. São Carlos - SP. Dissertation (Master's), Federal University of São Carlos - UFSCar.

Deep foundations, such as piles and caissons, are responsible for supporting buildings and rely on cap blocks to distribute loads to the soil. Therefore, correct block design and execution are essential processes to ensure the safety and efficiency of constructions. Upon reviewing the literature, it was noticed that two factors can affect the proper performance of blocks. The first is the application of eccentric load, which can impact stress distribution and the load-bearing capacity of blocks on piles. The second is inadequate embedding of piles in blocks, which can also lead to possible structural failures. Consequently, there was a need to understand the structural behavior of the block under these factors, identifying critical points in the system and thus contributing to a more suitable design. The objective of this work was to analyze the influence of pile embedment height in the block and the eccentricity of loads applied to the rectangular section pillar in a block over two square-section piles, through non-linear numerical simulation using the finite element method in the ABAQUS® software. Equal and different embedment heights were adopted for the two piles, with values of 5 cm, 10 cm, and 15 cm. Eccentric load was applied, which could be to the left or right of the pillar axis, at 0 cm, 5 cm, 10 cm, and 15 cm, totaling 33 models. The results were compared with a reference model calibrated in this work. As a result, it was observed that models with eccentricities showed less resistance, exhibiting losses of up to 30% of strength compared to centrally loaded ones. The variation in pile embedment had little influence on final strength, but models with 15 cm embedments of piles showed more resistance due to higher stress in the tie reinforcement, especially under centrally loaded conditions. Models with varied pile embedment showed lower ultimate resistance when the vertical displacement applied to the pillar was in the direction of the less embedded pile. Finally, early concrete damage was more evident in models with greater embedment, highlighting its importance in damage propagation. For shallower pile embedments, initial damage appeared at around 20% of the ultimate force, while deeper embedments experienced initial damage at around 15% of this force.

Key words: numerical simulation; deep foundations; crowning block; eccentric load; pile embedding; parametric study.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – MODELO DE BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS SUBMETIDO À CARGA EXCÊNTRICA.....	12
FIGURA 2 – BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS A) EMBUTIMENTO DE 10 CM, B) EMBUTIMENTO DE 20 CM E, C) EMBUTIMENTO DE 30 CM.....	13
FIGURA 3 – PAÍSES QUE ANALISARAM BLOCOS SOBRE ESTACAS DE 2016 A 2022	16
FIGURA 4 – NÚMERO DE ARTIGOS DE BLOCOS SOBRE ESTACAS ESTUDADOS DE 2016 A 2022.....	16
FIGURA 5 – A) BLOCO SOBRE ESTACAS COM 5 CM DE EXCENTRICIDADE B) RÓTULA UTILIZADA PARA APLICAÇÃO DA CARGA EXCÊNTRICA NO PILAR DO MODELO B45P25E25E5.....	21
FIGURA 6 – BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS A) EMBUTIMENTO DE 10 CM, B) EMBUTIMENTO DE 20 CM E, C) EMBUTIMENTO DE 30 CM.....	23
FIGURA 7 – BLOCO ENSAIADO POR HOBBS E STEIN (1957) COM ARMADURA CURVA.....	30
FIGURA 8 – BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS ENSAIADOS POR BLÉVOT E FRÉMY (1967)	30
FIGURA 9 – PANORAMA DE FISSURAÇÃO DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS ENSAIADOS POR BLÉVOT E FRÉMY (1967)	31
FIGURA 10 – ARRANJOS DAS ARMADURAS DE BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS ANALISADOS POR BLÉVOT E FRÉMY (1967)	31
FIGURA 11 – ARRANJOS DAS ARMADURAS DE BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS ANALISADOS POR BLÉVOT E FRÉMY (1967)	32
FIGURA 12 – BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS COM DIFERENTES CONFIGURAÇÕES DAS ARMADURAS DOS TIRANTES ESTUDADOS POR MAUTONI (1972).....	32
FIGURA 13 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS ENSAIADOS POR MAUTONI (1972): A) CONFIGURAÇÃO DO BLOCO NO INÍCIO DO ENSAIO; B) CONFIGURAÇÃO DO BLOCO NO FINAL DO ENSAIO.....	33
FIGURA 14 – ARRANJO DE ARMADURA E TIPOS DE ANCORAGEM PARA BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS ENSAIADOS POR TAYLOR E CLARKE (1976).....	34
FIGURA 15 – MODOS DE RUPTURA DOS BLOCOS ENSAIADOS POR TAYLOR E CLARKE (1976).....	34
FIGURA 16 – BLOCOS ENSAIADOS EXPERIMENTALMENTE POR MESQUITA <i>ET AL.</i> (2016) COM IDENTIFICAÇÃO DA INCLINAÇÃO DAS BIELAS	35
FIGURA 17 – BLOCOS ENSAIADOS EXPERIMENTALMENTE POR MUNHOZ E GIONGO (2017) COM MAPA DE FISSURAÇÃO DOS MODELOS ANALISADOS.....	36
FIGURA 18 – CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS: A) BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS SUBMETIDO À CARGA CENTRADA; B) BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS SUBMETIDO À FORÇA EXCÊNTRICA	36
FIGURA 19 – CONFIGURAÇÃO DE FISSURAÇÃO DOS BLOCOS SOBRE TRÊS ESTACAS NA FORÇA ÚLTIMA	37
FIGURA 20 – CONFIGURAÇÃO DE FISSURAÇÃO DOS BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS NA FORÇA ÚLTIMA: A) SEM ESTRIBOS; B) COM ESTRIBOS.....	38
FIGURA 21 – PLANO DE FALHA DO MODELO BEMB10: A) SEM CHAPA; B) COM CHAPA.	38
FIGURA 22 – INCLINAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE FALHA PARA AMOSTRAS COM ALTURA DE 5 CM, 10 CM, 15 CM E 20 CM, RESPECTIVAMENTE, DA ESQUERDA PARA DIREITA.....	39
FIGURA 23 – VISTA EM 3D DAS PRINCIPAIS TENSÕES DE COMPRESSÃO DO CONCRETO DO MODELO BPC-30-30.....	41
FIGURA 24 – TENSÕES DE ARMADURA E FLUXO DE TENSÕES (MPA) DO MODELO B110P125R2.5M4: A) 0,33FU; B) 0,66FU E C) FU	41

FIGURA 25 – MODELAGEM DA ESTRUTURA E CARGA APLICADAS.....	42
FIGURA 26 – VISTA 3D DO FLUXO DE TENSÕES DE $\frac{1}{4}$ DO MODELO BPC20-30	43
FIGURA 27 – DIMENSÕES DE MALHAS TESTADAS NUMERICAMENTE	44
FIGURA 28 – NUMERAÇÃO DAS ESTACAS E SISTEMA DE EIXO LOCAL	44
FIGURA 29 – TENSÕES DE COMPRESSÃO DO MODELO DE EF P5	45
FIGURA 30 – UM QUARTO DA FUNDAÇÃO ANALISADA NUMERICAMENTE	46
FIGURA 31 – FISSURAÇÃO INTERNA DOS BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	46
FIGURA 32 – FLUXOS DE TENSÕES DE COMPRESSÃO, MODELO B45P50E25E12,5: A) ANÁLISE EXPERIMENTAL; B) ANÁLISE NUMÉRICA	48
FIGURA 33 – FLUXOS DE TENSÕES DE COMPRESSÃO, MODELO B45P25E25E0: A) ANÁLISE EXPERIMENTAL (EVOLUÇÃO DA ABERTURA DE FISSURAS); B) ANÁLISE NUMÉRICA.....	49
FIGURA 34 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS, MODELO BAS,W0: A) FISSURAS NA RUÍNA; B) VISTA 3D DA MALHA (~2,5 CM) DE ELEMENTOS FINITOS.....	50
FIGURA 35 – MODELO CLÁSSICO DE BIELAS E TIRANTES PARA BLOCOS DE DUAS ESTACAS	51
FIGURA 36 – ETAPAS REALIZADAS PARA ELABORAÇÃO DESTA DISSERTAÇÃO	56
FIGURA 37 – BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS ENSAIADO POR DELALIBERA (2006)	57
FIGURA 38 – CORTE ESQUEMÁTICO DOS BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	58
FIGURA 39 – DIMENSÕES GEOMÉTRICA DOS MODELOS COM EMBUTIMENTO DE 10 CM DAS ESTACAS NO BLOCO E NUMERAÇÃO DAS QUATROS ZONAS NODAIS	62
FIGURA 40 – DETALHE ESQUEMÁTICO DAS ARMADURAS DOS MODELOS B45EMB5.5.....	62
FIGURA 41 – DETALHE ESQUEMÁTICO DAS ARMADURAS DOS MODELOS B45EMB10.10 .	63
FIGURA 42 – DETALHE ESQUEMÁTICO DAS ARMADURAS DOS MODELOS B45EMB15.15 .	63
FIGURA 43 – DETALHE ESQUEMÁTICO DAS ARMADURAS DOS MODELOS B45EMB10.5....	63
FIGURA 44 – DETALHE ESQUEMÁTICO DAS ARMADURAS DOS MODELOS B45EMB15.5....	64
FIGURA 45 – DETALHE ESQUEMÁTICO DAS ARMADURAS DOS MODELOS B45EMB15.10 .	64
FIGURA 46 – CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO À TRAÇÃO DO CONCRETO DE 33 MPa.....	65
FIGURA 47 – CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 33 MPa	66
FIGURA 48 – ELEMENTOS FINITOS: A) ELEMENTO TRIDIMENSIONAL HEXAÉDRICO; B) ELEMENTO TRIDIMENSIONAL DE DOIS NÓS.....	67
FIGURA 49 – A) CONDIÇÕES DE CONTORNO APLICADAS; B) MODELO COM MALHA DE 25 MM.....	69
FIGURA 50 – RELAÇÃO DE FORÇA <i>VERSUS</i> DESLOCAMENTO.....	71
FIGURA 51 – PROPORÇÃO DOS VALORES DE CARGA ÚLTIMA ENTRE O MODELO ANALISADO E O DE REFERÊNCIA (MODELO COM CARGA CENTRADA)	72
FIGURA 52 – TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO, MODELO B45EMB5X15E0	74
FIGURA 53 – DANO À COMPRESSÃO DO CONCRETO DO BLOCO NO MODELO B45EMB10.10E0	75
FIGURA 54 – TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO	77
FIGURA 55 – TENSÕES NAS BARRAS DE AÇO	78
FIGURA 56 – PROPORÇÃO DOS VALORES DE CARGA ÚLTIMA ENTRE O MODELO ANALISADO E O DE REFERÊNCIA (B45EMB10.10).....	79
FIGURA 57 – RELAÇÃO FORÇA <i>VERSUS</i> TENSÃO PARA O MEIO DA BARRA DO TIRANTE.	80
FIGURA 58 – FORÇA ÚLTIMA <i>VERSUS</i> TENSÃO: E0.....	80
FIGURA 59 – TENSÕES PRINCIPAIS DE COMPRESSÃO	81
FIGURA 60 – TENSÕES NAS BARRAS DE AÇO	81

FIGURA 61 – PRIMEIROS DANOS (FISSURAS) NO MODELO B45EMB10.10E0 PARA O PRIMEIRO DANO NA FACE LATERAL EXTERNA DO BLOCO: A) DANO NA FACE EXTERNA LATERAL DO BLOCO; B) DANO INTERNO AO BLOCO JUNTO À ESTACA; C) DANO NA FACE INFERIOR DO BLOCO.....	83
FIGURA 62 – PRIMEIROS DANOS (FISSURAS) NO MODELO B45EMB10.10E15E PARA O PRIMEIRO DANO NA FACE LATERAL EXTERNA DO BLOCO: A) DANO NA FACE EXTERNA LATERAL DO BLOCO; B) DANO INTERNO AO BLOCO JUNTO À ESTACA; C) DANO NA FACE INFERIOR DO BLOCO.....	83

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – TENSÕES LIMITES PARA AS REGIÕES NODAIS SEM CONSIDERAR γ_c , O EFEITO DE RÜSCH E A_{v2}	27
TABELA 2 – TENSÕES LIMITES NOS NÓS PARA O MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES.....	28
TABELA 3 – DIMENSÕES GEOMÉTRICAS DOS MODELOS ENSAIADOS EXPERIMENTALMENTE POR DELALIBERA (2006).....	57
TABELA 4 – CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ANALISADOS NESTE TRABALHO	59
TABELA 5 – BARRAS DAS ARMADURAS DOS PILARES E ESTACAS.....	61
TABELA 6 – RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO MÉDIO ($F_{y,M}$) E DE RUPTURA (F_u) DAS BARRAS DE AÇO	65
TABELA 7 – PARÂMETROS DO CDP	67
TABELA 8 – PARÂMETROS DOS ELEMENTOS DOS MODELOS	68
TABELA 9 – INTERAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS.....	68
TABELA 10 – TENSÕES JUNTO ÀS ZONAS NODAIS SUPERIOR E INFERIOR PARA FORÇA ÚLTIMA DOS MODELOS.....	73
TABELA 11 – VALORES DAS FORÇAS ÚLTIMAS E DA PRIMEIRA FISSURA OBTIDAS NAS SIMULAÇÕES	76

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.1.1	Excentricidade em blocos sobre estacas	13
1.1.2	Embutimento das estacas nos blocos	14
1.1.3	Análise bibliométrica	15
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	Geral	18
1.2.2	Específicos	18
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1	ELEMENTOS ESTRUTURAIS	20
2.1.1	Bloco sobre estacas	20
2.1.2	Pilares e a carga excêntrica	20
2.1.3	Estacas e seus embutimentos no bloco	22
2.2	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	23
2.2.1	Método dos Elementos Finitos – MEF	24
2.3	ESTADO DA ARTE SOBRE O ASSUNTO	25
2.3.1	Estudos de dimensionamento	25
2.3.2	Estudos Experimentais	29
2.3.3	Estudos numéricos	40
2.3.4	Estudos experimentais e numéricos	48
2.4	MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES (STRUT-AND-TIE MODEL) - STM	50
2.5	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	53
2.5.1	Dimensionamento dos blocos	53
2.5.2	Outras Recomendações de dimensionamento de blocos	55
3	METODOLOGIA	56
3.1	MODELOS EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA	56
3.2	ASPECTOS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	58
3.2.1	Programa experimental, materiais e métodos	58
3.2.2	Propriedades geométricas dos modelos	60
3.2.3	Propriedades mecânicas utilizados na simulação numérica	64
3.2.4	Dados utilizados no ABAQUS®	66

4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	71
4.1	AVALIAÇÃO DA EXCENTRICIDADE DO DESLOCAMENTO VERTICAL APLICADO	71
4.2	AVALIAÇÃO DA VARIAÇÃO DE EMBUTIMENTO EM BLOCO SOBRE ESTACAS	78
4.3	DANIFICAÇÃO (FISSURAS) NO CONCRETO	82
5	CONCLUSÕES	85
	REFERÊNCIAS	88
	APÊNDICE A – METODOLOGIA DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	97
	APÊNDICE B – STRINGS ADAPTADAS UTILIZADAS NA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	102
	APÊNDICE C – RELAÇÃO DE ARTIGOS COLETADOS NA RBS	106
	APÊNDICE D – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE REFERÊNCIA	111
	APÊNDICE E – GRÁFICOS DAS RELAÇÕES DE FORÇA VS. DESLOCAMENTO	121
	APÊNDICE F – TENSÕES PRINCIPAIS	130
	APÊNDICE G – GRÁFICOS DAS RELAÇÕES DE FORÇA VS. TENSÃO	162
	APÊNDICE H – IDENTIFICAÇÃO DOS DANOS INICIAIS NO CONCRETO	165
	APÊNDICE I – TABELAS DE TENSÕES NAS ZONAS NODAIS DOS BLOCOS	182
	APÊNDICE J – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DOS MODELOS ANALISADOS NUMERICAMENTE	185
	ANEXO A – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	194

1 INTRODUÇÃO

Fundações são elementos estruturais responsáveis por transferir as cargas da estrutura até o solo. Elas são classificadas em fundações rasas ou profundas (ABNT NBR 6122, 2019). Nas fundações rasas, as cargas da superestrutura são transmitidas ao solo diretamente pelo elemento de fundação, como, por exemplo, sapata e radier. Nas fundações profundas (indiretas), como as estacas e tubulões, em tese, as cargas não podem ser transmitidas diretamente aos elementos de fundação, por isso são necessários blocos de coroamento, também conhecidos como blocos de fundação ou blocos de estaca, os quais são elementos responsáveis por fazer a ligação entre os pilares e as estacas ou tubulões, ou seja, eles têm a função de solidarizar as cabeças das estacas e transferir de forma eficaz as ações dos pilares aos elementos de fundação.”

Para a Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6118, 2023), em relação ao comportamento estrutural, esses blocos são classificados como rígidos ou flexíveis. Considerando o método analítico, o primeiro dimensionado pelo Método das Bielas e Tirantes e o segundo pelo Método Clássico da Teoria da Flexão.

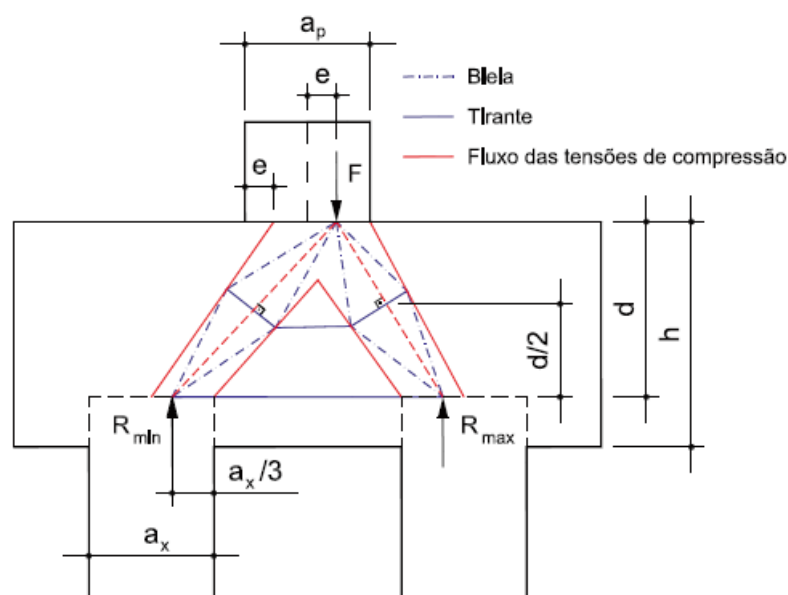
Além disso, a análise de blocos pode ser realizada pelos métodos experimentais e numéricos. Os dois apresentam resultados próximos das situações reais, porém, a análise experimental demanda custos elevados e prazos extensos para obtenção de resultados (BARROS, DELALIBERA E GIONGO, 2016). Logo, por mais que uma complemente a outra, a análise numérica se torna a solução mais vantajosa para análise estrutural. Inclusive, em relação ao método numérico, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6118, 2023) orienta que podem ser utilizadas as análises linear ou não-linear.

O correto dimensionamento e execução são processos essenciais para garantir a segurança e a eficiência das construções. No caso específico de blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas, a compreensão do comportamento estrutural diante de diferentes condições de carga é de extrema importância para o desenvolvimento de projetos confiáveis e economicamente viáveis.

Uma das condições de carregamento que pode afetar significativamente o desempenho dessas estruturas é a carga excêntrica. Ela ocorre quando a força é aplicada em uma posição deslocada do centro do bloco, gerando momentos fletores e tensões desfavoráveis em pontos específicos da estrutura. Esse tipo de carga pode

ser ocasionado por diversos fatores, como assimetria na distribuição das cargas superiores ou irregularidades na geometria do pilar. Na Figura 1, mostra-se um modelo de bloco sobre duas estacas submetido à carga excêntrica proposto por Delalibera e Giongo (2009).

Figura 1 – Modelo de bloco sobre duas estacas submetido à carga excêntrica

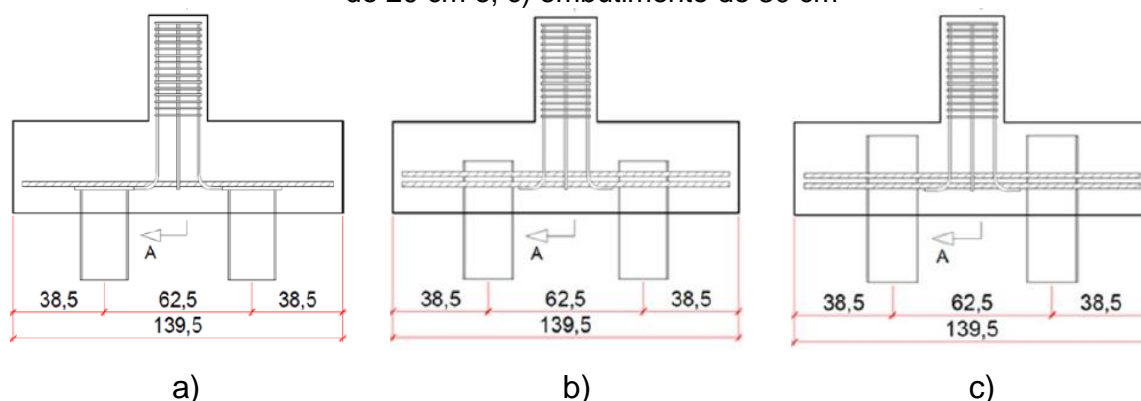


Fonte: Delalibera e Giongo (2009)

Outro fator importante para o bom desempenho da fundação de blocos sobre estacas é o adequado embutimento da estaca no bloco que está relacionado com o correto dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, além da correta execução da cota de arrasamento que nem sempre é garantida por diversos fatores. Delalibera *et al.* (2020) analisaram a influência de três alturas de embutimento de estacas metálicas, ilustradas na Figura 2, em blocos de concreto armado.

A compreensão do comportamento estrutural sob esses fatores, carga excêntrica e altura de embutimento da estaca no bloco, é fundamental para o adequado projeto dessas estruturas, visto que uma análise precisa permite identificar os pontos críticos, a capacidade de carga e as deformações resultantes. Nesse contexto, a simulação numérica surge como uma poderosa ferramenta de análise, capaz de investigar o comportamento estrutural de forma detalhada e precisa, considerando as complexidades inerentes ao sistema.

Figura 2 – Blocos sobre duas estacas metálicas a) embutimento de 10 cm, b) embutimento de 20 cm e, c) embutimento de 30 cm



Fonte: Delalibera *et al.* (2020)

Nos últimos anos foram realizadas algumas pesquisas relacionadas a blocos sobre estacas, principalmente quanto a simulação numérica, porém, grande parte delas analisaram blocos submetidos somente à carga centrada e somente duas pesquisas analisaram a influência do embutimento das estacas nos blocos. Logo, esta pesquisa busca contribuir com o estudo do comportamento dos blocos rígidos sobre duas estacas quando submetido à carga excêntrica e diversas alturas de embutimento das estacas no bloco.

1.1 JUSTIFICATIVA

1.1.1 Excentricidade em blocos sobre estacas

O estudo dos blocos sobre duas estacas submetidos à carga excêntrica é de grande relevância no campo da engenharia estrutural por várias razões. Primeiramente, a carga excêntrica é um fenômeno comum em estruturas reais, principalmente devido a fatores como erros de construção ou variações geométricas dos elementos estruturais. Além disso, as fundações são elementos que ficam abaixo do solo e ao longo do tempo é complexo realizar suas inspeções.

A carga excêntrica pode causar efeitos significativos na distribuição de tensões, deformações e capacidade de carga dos blocos sobre estacas. A análise precisa desses efeitos é crucial uma vez que uma distribuição desfavorável de tensões pode resultar em falhas estruturais, como fissuras, rupturas ou colapsos. Chaimahawan *et al.* (2021) observaram que, mesmo o comportamento do bloco sendo considerado rígido e as forças ou reações resultantes nas estacas

consideradas iguais nos métodos de projetos existentes, em condições reais, houve a possibilidade de ocorrer flexão do bloco por causa de forças desiguais nas estacas. Nos ensaios realizados em blocos sobre quatro estacas submetidos à carga excêntrica, Tórtola, Miguel e Palláres (2019) perceberam que a carga última do bloco foi reduzida e conseqüentemente a reação máxima da estaca mais solicitada aumentou em 26%.

Outra razão para estudar blocos sobre duas estacas submetidos à carga excêntrica foi a observação de escassez de estudos abrangentes e conclusivos sobre o assunto. Embora existam normas e diretrizes de projeto que abordam as cargas centradas, a literatura técnica ainda carece de consenso sobre os critérios de dimensionamento e análise para casos de carga excêntrica. Portanto, a realização de estudos nessa área contribui para preencher essa lacuna de conhecimento e fornece diretrizes mais precisas e confiáveis para os projetistas e engenheiros envolvidos nesse tipo de estrutura.

Em suma, o estudo dos blocos sobre duas estacas submetidos à carga excêntrica apresenta relevância prática e científica. A compreensão dos efeitos da carga excêntrica nessas estruturas contribui para o desenvolvimento de projetos mais seguros e eficientes, além de fornecer subsídios para aprimorar as diretrizes normativas e técnicas relacionadas. Portanto, a investigação por meio de simulações numéricas é uma abordagem adequada para obter conhecimento mais aprofundado sobre o comportamento estrutural dessas estruturas, levando a avanços significativos na área da engenharia estrutural.

1.1.2 Embutimento das estacas nos blocos

A altura de embutimento refere-se à porção da estaca que está imersa no bloco e essa escolha tem implicações significativas na estabilidade e desempenho da estrutura. Uma altura de embutimento correta permite uma distribuição uniforme das cargas, evitando a concentração excessiva de tensões em pontos específicos e garantindo a estabilidade da estrutura como um todo.

O embutimento inadequado pode comprometer a capacidade da estaca em suportar as cargas impostas, o que pode resultar em falhas estruturais antes das previstas em projeto. Portanto, é essencial estudar as diferentes alturas de

embutimento para determinar a configuração ótima que assegure a capacidade de carga necessária e a segurança da estrutura.

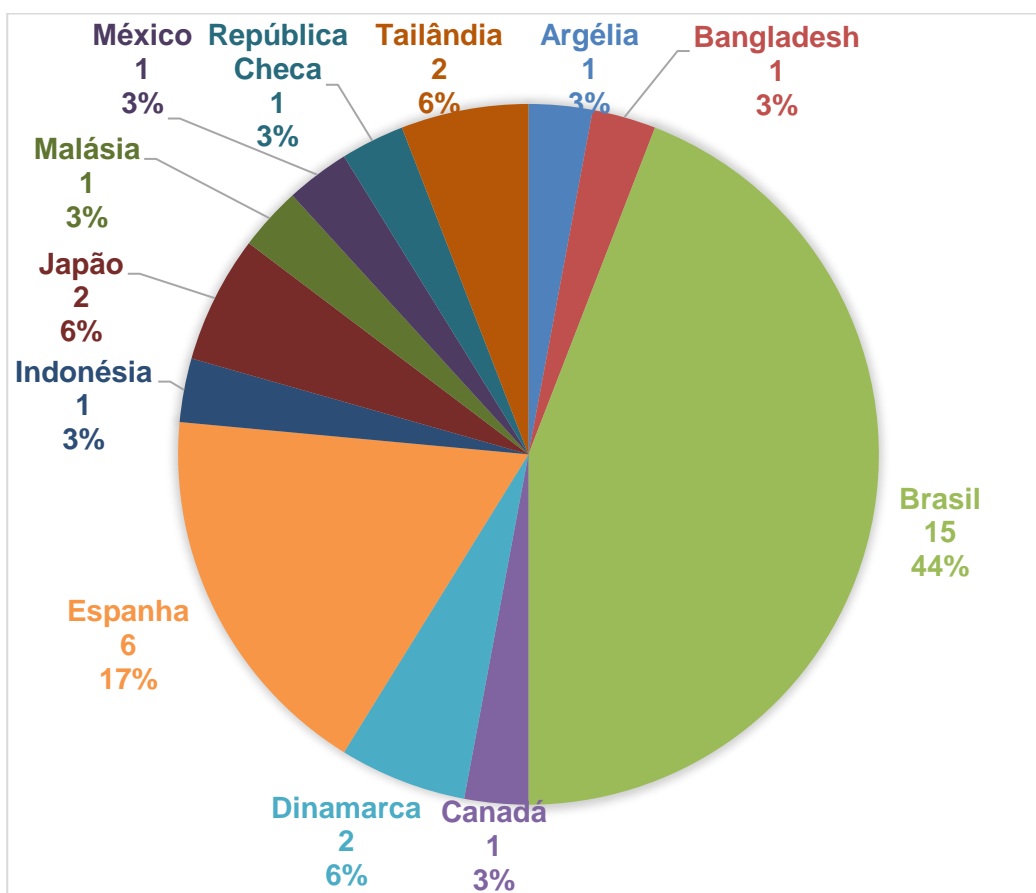
1.1.3 Análise bibliométrica

Por meio de uma Revisão Bibliográfica Sistemática (RBS), constatou-se uma carência de estudos na literatura acerca de blocos de concreto sujeitos à carga excêntrica. Foram conduzidas pesquisas nas bases de dados do Periódico CAPES, *Science Direct*, *Web of Science*, *Scopus*, *Engineering Village* e *Google Scholar*, com o intuito de selecionar trabalhos que abordassem a análise de blocos sobre estacas submetidos a esforços externos. A maior parte dos estudos encontrados estava relacionada a cargas centradas.

De acordo com a metodologia descrita no Apêndice A, constatou-se que, no período de 2016 a 2022, apenas 34 artigos foram publicados abordando a análise de blocos sobre estacas. A lista desses artigos se encontra no Apêndice C para consulta. Esses resultados indicaram uma escassez de estudos sobre o tema e ressaltaram a importância de pesquisas adicionais nessa área.

Na Figura 3, pode-se observar os países que conduziram estudos sobre o tema e o Brasil se destaca como o país com maior número de pesquisas realizadas sobre esse elemento estrutural nos últimos anos. Dos 15 artigos publicados no Brasil, 13 são relacionados a blocos sobre duas estacas, abrangendo estudos experimentais (3), de dimensionamento (3), numéricos (5) e numéricos e experimentais (2). Ao identificar os países envolvidos nesse campo de pesquisa, foi possível ter uma visão sobre as pesquisas realizadas, os avanços recentes e os desenvolvimentos na área. Essa compreensão contribuiu para aprimorar a metodologia existente.

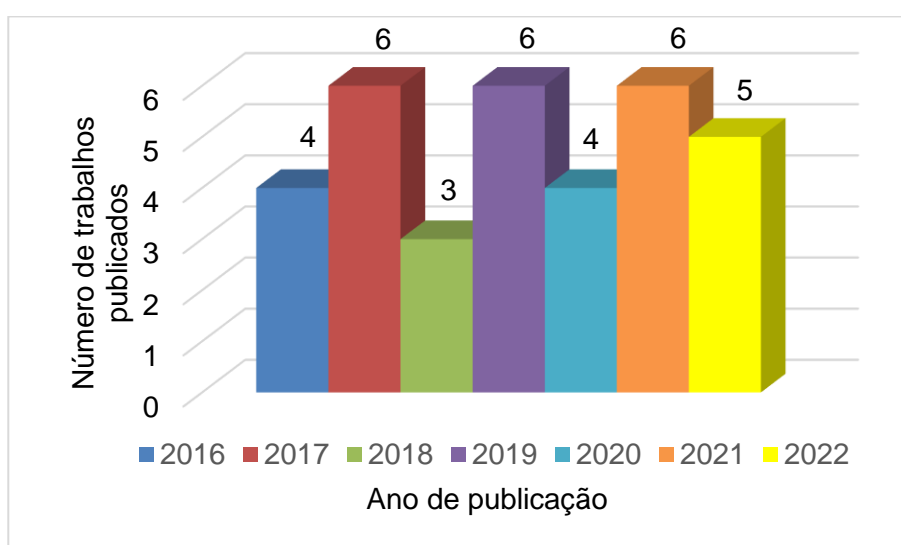
Figura 3 – Países que analisaram blocos sobre estacas de 2016 a 2022



Fonte: Autor (2024)

Na Figura 4 é possível visualizar a evolução dos estudos de blocos sobre estacas ao longo de 2016 a 2022.

Figura 4 – Número de artigos de blocos sobre estacas estudados de 2016 a 2022



Fonte: Autor (2024)

Em média, sobre este assunto, foram publicados somente 5 artigos ao ano, bem diferente de assuntos ligados a outras áreas, como ciências da saúde, ciências sociais e humanas, ciências naturais e tecnologia e ciência da computação, as quais, geralmente, têm um número maior de publicações e são ativas em pesquisas e produções de artigos científicos.

O estudo de blocos sobre estacas é tão importante quantos os outros assuntos, pois uma fundação inadequada pode levar a problemas de estabilidade, como recalques excessivos, deslocamentos diferenciais e até colapso estrutural.

No Apêndice C também é possível avaliar que 32% (11 estudos) dos trabalhos listados (34 estudos) são relacionados a blocos sobre estacas submetidos a solicitações diferentes da carga centrada e, se for considerar somente os blocos sobre duas estacas, seriam somente 14% (5 estudos). E deste valor, 80% (4 estudos) dos trabalhos são de dimensionamento, ou seja, nos últimos 6 anos há somente 20% (1 estudo) de pesquisas publicadas relacionadas a blocos sobre duas estacas submetidos à carga excêntrica. Isso deixa claro a lacuna de pesquisa sobre a análise de excentricidade de bloco sobre duas estacas.

Durante a revisão bibliográfica, também foi observado que a avaliação da influência da altura dos blocos e das dimensões dos pilares são variáveis bastante abordadas nos estudos desse conjunto estrutural. Dos 34 estudos analisados nesta pesquisa, apenas dois estudos consideraram a influência da forma e da altura de embutimento das estacas nos blocos. Essa constatação ressaltou a necessidade de mais investigações sobre a influência desses dois fatores na análise de blocos sobre estacas. Ao considerar esses aspectos, foi possível obter uma melhor compreensão do comportamento estrutural do sistema e fornecer informações importantes no processo de avaliação e dimensionamento de fundações desse tipo.

Em relação a utilização de *softwares* para estudos numéricos, nos últimos anos, somente Alebachew e Gui (2021) e Orientilize, Prakoso e Mentari (2022) utilizaram o *software* ABAQUS® para avaliação numérica de blocos sobre estacas, porém os blocos eram de uma e dezesseis estacas, respectivamente. *Softwares* como ANSYS®, ATENA®, DIANA®, SAP2000®, FESCA 3D®, HPC® e Midas/Civil® também foram utilizados na avaliação desses elementos estruturais por outros autores.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

O objetivo desta dissertação foi realizar simulações numéricas não-lineares, utilizando o Método dos Elementos Finitos - MEF, para analisar a influência da carga excêntrica e das diferentes alturas de embutimento das estacas, no comportamento estrutural de blocos rígidos de concreto armado apoiados sobre duas estacas.

1.2.2 Específicos

- A partir do modelo de referência, realizar a calibração dos parâmetros do *software* adotado (ABAQUS®), estudar e entender modelos numéricos para simulação do comportamento de blocos de concreto armado sobre duas estacas;
- Investigar como a carga excêntrica influencia a distribuição de tensões nos blocos, comparando o valor da força de ruptura com modelo teórico de Blévoit e Frémy (1967);
- Analisar o início do dano nos modelos numéricos e o comportamento das bielas sob a influência da variação da altura de embutimento das estacas no bloco com e sem cargas excêntricas.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação foi organizada da seguinte forma:

No Capítulo 1, mostra-se uma breve introdução sobre o tema estudado, os objetivos da pesquisa, as justificativas para sua realização e um estudo bibliométrico que evidencia a relevância do estudo.

No Capítulo 2, são mostrados os fundamentos teóricos relacionados aos blocos rígidos de concreto armado sobre duas estacas, destacando as principais considerações de projeto e os conceitos envolvidos no comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

No Capítulo 3, é detalhada a metodologia utilizada para as simulações numéricas, incluindo os parâmetros de análise e as condições de contorno consideradas. Como complemento deste capítulo, foram elaborados os Apêndices

A, B, C, D, J e Anexo A, onde estão descritos a metodologia utilizada para revisão bibliográfica sistemática - RBS; as *strings* utilizadas para pesquisas dos artigos relacionados a este trabalho; a relação de artigos obtidos com a RBS; os resultados das simulações numéricas do modelo de referência; os detalhes dos modelos desenvolvidos nesta pesquisa e; alguns critérios de dimensionamento de bloco sobre duas estacas, respectivamente.

No Capítulo 4, são mostrados resultados e discussões a partir dos resultados obtidos. Com intuito de complementar este capítulo foram criados os Apêndices E, F, G, H e I, onde são ilustrados os gráficos de força *versus* deslocamento obtidos no meio da face inferior dos blocos; as imagens das tensões principais no concreto e nas armaduras; os gráficos de força *versus* tensão verificados no meio da armadura do tirante; as imagens dos danos iniciais nos modelos ao aparecimento do primeiro dano na face lateral dos blocos e; os dados das tensões nas zonas nodais inferior e superior dos blocos, respectivamente.

Por fim, o Capítulo 5 são descritas as conclusões obtidas do estudo analisado e sugestões de possíveis trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Segundo Alonso (2019, p.1), “as fundações devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade”. O bloco de transição faz parte do tipo de fundação profunda, logo, se torna um elemento importante a ser avaliado. Além do mais, esses elementos estruturais são utilizados em fundações para suportar cargas verticais e horizontais. Quando esses blocos são submetidos a cargas excêntricas, ou seja, forças aplicadas fora do centro do bloco, surgem momentos de flexão que afetam seu comportamento estrutural.

As fundações são elementos localizados abaixo do solo, o que torna complexa a realização de suas inspeções ao longo do tempo. Portanto, é indispensável compreender o comportamento dessas fundações diante das diferentes cargas a que estão sujeitas, assim como a influência da altura de embutimento das estacas no bloco, a fim de garantir a manutenção da vida útil e a segurança da edificação.

2.1 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

2.1.1 Bloco sobre estacas

Os blocos sobre estacas desempenham um papel fundamental na transição entre os pilares de edifícios e as fundações em estacas ou tubulões. Esses elementos estruturais são projetados para proporcionar uma conexão sólida e eficiente entre os pilares e as estacas, garantindo a transferência adequada das cargas verticais e horizontais, contribuindo para a estabilidade e segurança global da estrutura (MUNHOZ E GIONGO, 2017, p. 774; TÓRTOLA, MIGUEL e PALLARÉS, 2019; CHAIMAHAWAN *et al.*, 2021). A correta concepção e dimensionamento dos blocos asseguram uma transferência eficiente das cargas, garantindo a estabilidade e a segurança das estruturas, especialmente em casos em que o solo superficial não possui resistência suficiente.

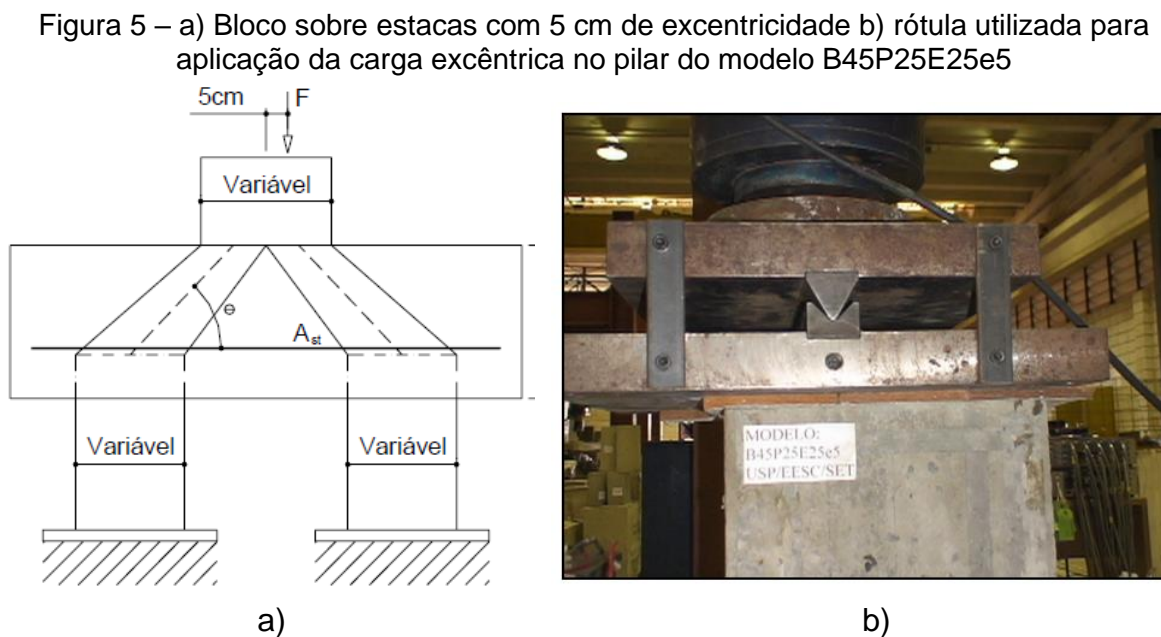
2.1.2 Pilares e a carga excêntrica

Os pilares são elementos estruturais que geralmente operam em compressão e são posicionados verticalmente. Eles desempenham um papel fundamental no

suporte das vigas e lajes, transmitindo as cargas que atuam sobre eles até as fundações, garantindo a estabilidade e a segurança global da estrutura (GRAZIANO, 2005 p. 67).

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6122, 2019, p. 23), “uma fundação é solicitada por carga excêntrica quando estiver submetida a qualquer composição de forças que incluam ou gerem momento na fundação.”

Em situações comuns, é frequente que os pilares estejam sujeitos a excentricidades em relação ao ponto de aplicação de suas cargas de compressão. Essas excentricidades são causadas pelos momentos introduzidos pelas vigas e lajes, devido à sua conexão com o pilar, imprecisões na execução ou características inerentes à heterogeneidade do concreto.



Fonte: Delalibera (2006)

A ABNT (NBR 6118, 2023) aborda as excentricidades nos pilares e fornece orientações para o dimensionamento adequado desses elementos, considerando os seguintes aspectos:

- I. Excentricidades decorrentes da modelagem estrutural;
- II. Excentricidades resultantes de imperfeições geométricas;
- III. Excentricidades associadas à esbeltez, instabilidade e efeitos de segunda ordem.

No entanto, caso ocorra excentricidade no pilar, a carga será transferida para o bloco subjacente. Portanto, é crucial compreender o comportamento do bloco sob essa carga, a fim de garantir a segurança e estabilidade da estrutura. Na Figura 5, pode-se observar o modelo de bloco sobre duas estacas com excentricidade de 5 cm e a forma de sua aplicação no ensaio conduzido por Delalibera (2006).

2.1.3 Estacas e seus embutimentos no bloco

As estacas são componentes de fundação profunda que são executadas por meio de equipamentos ou ferramentas, sem a necessidade de trabalho manual em profundidade em qualquer etapa de sua execução. Elas podem ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco, argamassa, calda de cimento ou qualquer combinação desses materiais (ABNT NBR 6122:2019).

A estaca pré-moldada, que é o elemento estrutural analisado neste estudo, é composta por segmentos pré-fabricados de concreto e é inserida no solo por meio de golpes de martelo de gravidade, explosão, hidráulico ou por martelo vibratório (ABNT NBR 6122:2019).

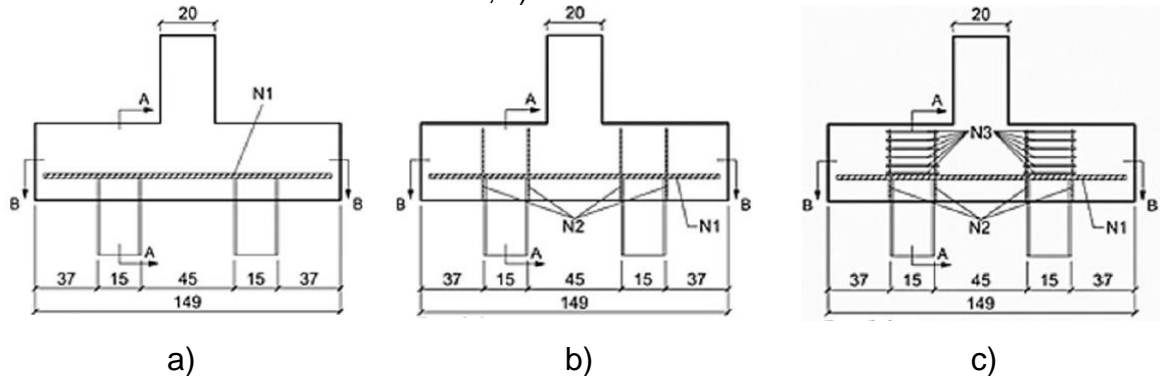
Para que haja uma ligação sólida e eficiente entre elas e o bloco de fundação, é necessário que as estacas penetrem no bloco a fim de permitir a integração estrutural entre os dois elementos. Esse embutimento proporciona uma transferência de carga direta e eficaz entre as estacas e os blocos, garantindo uma distribuição adequada das cargas aplicadas.

Geralmente, o projetista estrutural especifica a profundidade de embutimento adequada conforme o tipo de estaca. Fusco (2013) orienta que essa altura deve estar entre 5 cm e 10 cm e para Carvalho e Pinheiro (2013), esse embutimento deve ser de 3 a 10 cm. Em seus trabalhos, Delalibera (2006); Orientize, Prakoso e Mentari (2022); Kishida e Mukai (2022) adotaram a altura de embutimento de 10 cm, já Munhoz e Giongo (2017) utilizaram a altura de 5 cm.

Delalibera *et al.* (2020) e Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022) realizaram análises sobre a influência do embutimento das estacas em blocos sobre duas estacas de material metálico. No primeiro estudo foram adotados comprimentos de embutimento de 10 cm, 20 cm e 30 cm, enquanto no estudo de Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022), Figura 6, foram analisados três tipos de arranjos da ligação entre estaca e bloco. Embora os estudos se concentrem em estacas

metálicas, isso destaca a importância de esclarecer dúvidas sobre a conexão entre esses dois elementos. Isso ressalta, ainda, a necessidade de reavaliar pesquisas anteriores, especialmente diante do surgimento de novas tecnologias ao longo do tempo.

Figura 6 – Blocos sobre duas estacas metálicas a) embutimento de 10 cm, b) embutimento de 20 cm e, c) embutimento de 30 cm



Fonte: Delalibera *et al.* (2022)

Destaca-se que a eficácia do embutimento não depende só do projetista estrutural, mas também das práticas construtivas adequadas durante a execução, como a limpeza e a remoção de detritos nas estacas, a adequada cura do concreto e a execução da correta cota de arrasamento das estacas, que de acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), refere-se ao nível no qual o topo da estaca deve ser deixado.

Porém, nem sempre as estacas são arrasadas conforme o projeto estabelecido. Em algumas situações, elas podem apresentar alturas acima ou abaixo do especificado, ou até mesmo alturas diferentes entre si. Essas variações podem ocorrer devido a diversas razões, como dificuldades construtivas, erros de execução ou interferências no local.

2.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Os problemas de engenharia podem ser resolvidos segundo três abordagens: métodos analíticos, métodos experimentais e métodos numéricos. O primeiro se baseia em fórmulas matemáticas. O segundo, em protótipos físicos submetidos a ensaios que simulam as condições de operação. O terceiro, em protótipos virtuais que simulam soluções para problemas complexos (ESSS, 2017).

Os métodos numéricos são algoritmos utilizados para formular e resolver problemas matemáticos por meio de operações aritméticas simplificadas. Eles também são chamados de métodos indiretos. A análise numérica visa desenvolver e aplicar métodos que eficientemente aproximem as soluções de problemas expressos matematicamente. O objetivo principal dessa análise é encontrar soluções "aproximadas" para problemas complexos (ARAÚJO, 2017, p.1).

Na engenharia civil, a simulação numérica é amplamente utilizada para modelar e analisar uma variedade de fenômenos e problemas. Existem diferentes tipos de simulação numérica e sua escolha depende das características do sistema em estudo e os objetivos da análise. Neste caso, este estudo utilizou o Método dos Elementos Finitos (MEF) para desenvolvimento da pesquisa.

2.2.1 Método dos Elementos Finitos – MEF

O Método dos Elementos Finitos – MEF é um procedimento numérico que pode ser aplicado em problemas eletromagnéticos, térmicos, acústicos e estruturais. Ele é uma técnica amplamente utilizada para resolver problemas de engenharia em que a geometria complexa é dividida em elementos menores. Inclusive, ele fornece resultados sobre o comportamento da estrutura que engloba sua durabilidade e concentração de tensões, por exemplo. Com isso é possível realizar a otimização dos elementos antes da sua construção (ENSUS, 2016).

A análise de elementos finitos pode ser dividida em seis passos (ENSUS, 2016, p. 2):

1. “Possuir o modelo CAD do sistema sob análise;
2. Definir as propriedades do material;
3. Fazer a malha do modelo de elementos finitos;
4. Definir as cargas e condições de restrição;
5. Resolver a análise e;
6. Verificar os resultados (tensão, deformação e deslocamento).”

Os trabalhos analisados na RBS demonstram a variedade de ferramentas computacionais empregadas nesse tipo de análise, ressaltando as contribuições e a aplicabilidade dos *softwares* específicos. Entre outros, incluem o *software* DIANA®, FESCA3D®, ANSYS®, SAP2000®, ATENA®, HPC® e ABAQUS®. A revisão bibliográfica revela a importância e a diversidade dos *softwares* utilizados na

simulação numérica de blocos sobre estacas, ressaltando a sua relevância na análise e no projeto de fundações em engenharia civil.

2.3 ESTADO DA ARTE SOBRE O ASSUNTO

Os estudos de blocos sobre estacas têm sido realizados ao longo de décadas, abrangendo análises teóricas, experimentais e estudos numéricos. Nesse contexto, diversos trabalhos relevantes foram desenvolvidos, contribuindo para o avanço do conhecimento nessa área específica. Esta revisão bibliográfica teve como objetivo explorar as principais referências e estudos relacionados ao assunto, fornecendo uma base teórica para a dissertação. A seguir, são mostrados alguns trabalhos relevantes encontrados na literatura:

2.3.1 Estudos de dimensionamento

Os estudos realizados por diversos pesquisadores abordam diferentes aspectos relacionados ao dimensionamento e comportamento de blocos sobre estacas. Araújo (2016) apresentou uma adaptação do modelo de bielas e tirantes para dimensionamento de blocos de concreto, considerando a ruptura por esmagamento das bielas comprimidas a uma determinada profundidade no interior do bloco e escoamento da armadura do tirante, diferente do modelo tradicional que consideram somente as zonais nodais no limite entre pilar-bloco e estacas-bloco. Para isso, foi utilizado um algoritmo iterativo que comparou os seus resultados aos resultados experimentais disponíveis na literatura. Segundo o autor, foram analisados 138 modelos que apresentaram valores médios de razão entre a carga de ruptura teórica e a carga de ruptura experimental (R_m) de 0,65 (bloco sobre três estacas), 0,91 (bloco sobre duas estacas) e 0,78 (bloco sobre quatro estacas) de cargas de ruptura sem considerar os coeficientes de segurança. Como há uma dispersão grande entre os modelos por número de estacas, acredita-se que essa formulação poderia ser reavaliada ou poderia ser considerado um fator de segurança para cada modelo a depender do número de estacas, como apresentado no trabalho.

Tórtola, Rubio e Sosa (2017a), com base em 30 modelos experimentais de blocos sobre três e quatro estacas submetidos à carga centrada e excêntrica, respectivamente, propuseram dois modelos complementares ao Método de Bielas e

Tirantes (STM, do inglês *Strud-and-Tie Method*) de forma a obter projetos mais seguros, racionais e com menor coeficiente de variação se comparado ao método de Blévoit e Frémy (1967). Inclusive, os autores citaram que este método não considera os efeitos das armaduras secundárias verticais e horizontais, sendo excessivamente conservador em alguns casos.

Stemberk, Frantová e Petřík (2017) analisaram e propuseram uma forma de acelerar a produção de blocos sobre estacas moldadas *in loco* com relação a remoção de formas ou aplicação de carga de modo que o elemento estrutural não seja danificado e possa haver ganho de produtividade. Para isso, os autores fizeram a avaliação da resistência à compressão, módulo de elasticidade e fluência do concreto junto ao modelo de Bielas e Tirantes (STM).

Chetchotisak, Yindeesuk e Teerawong (2017) propuseram um modelo iterativo de Bielas e Tirantes para previsão de resistência ao cisalhamento de blocos sobre quatro estacas. Para validação do modelo proposto foram utilizados resultados de resistência de 110 blocos sobre estacas de modelos experimentais disponíveis na literatura e para verificação do efeito de amolecimento do concreto foi utilizado o critério biaxial de tensão-compressão de Kupfer Gerstle, também conhecido como critério de falha. O modelo proposto apresentou um coeficiente de variação de 16,4% quando comparado aos modelos experimentais.

Palash, Islam e Zaman (2017) trataram da importância do correto dimensionamento de bloco sobre estacas, assim como possíveis alterações de carga do pilar, por exemplo, devido a finalidade arquitetônica e até mesmo requisitos do cliente, ou seja, a capacidade do bloco em diferentes consequências. Foram analisados dois modelos: um bloco sobre duas estacas e outro sobre doze estacas. Os autores utilizam o Método STM para dimensionamento dos blocos e a teoria das vigas para verificação dos blocos à punção. Para os modelos estudados, os autores concluíram que o método das vigas não atendeu ao valor mínimo para altura dos blocos e conseqüente rigidez e que nos casos de modelos com mais de quatro estacas, a mais distante do pilar estará submetida a maior tensão do que as mais próximas do pilar devido as bielas.

Tomaz *et al.* (2018) analisaram o comportamento das tensões nas regiões nodais superior e inferior dos ensaios experimentais realizados por diversos pesquisadores, propondo assim uma nova metodologia para verificação das tensões nodais junto a zona nodal superior. Eles também concluíram que, segundo os

resultados obtidos, os valores do *CEB-fib* apresentaram melhores resultados para a zona nodal inferior. Para a zona nodal superior, os melhores resultados limites são indicados por Schlaich e Schäfer (1991). Por meio da Tabela 1, os autores apresentam uma relação de critérios observados na literatura para verificação das tensões nodais em blocos sobre estacas.

Tabela 1 – Tensões limites para as regiões nodais sem considerar γ_c , o efeito de Rüsç e α_{v2}

Crítérios	CCC	CCT	CTT ou TTT
Blévoç e Frémy (1967)	1,4 f_c - área nodal superior (para bloco sobre duas estacas); 1,75 f_c - área nodal superior (para blocos sobre três estacas); 2,10 f_c - área nodal superior (para blocos sobre quatro estacas); f_c - área nodal inferior (para blocos com qualquer número de estacas).		
Schlaich e Schäfer (1991)	1,10· f_c	0,80· f_c	0,80· f_c
Fusco (2013)	2/9· f_c	0,50· f_c	0,50· f_c
ABNT NBR 6118 (2023)	0,85· f_c	0,72· f_c	0,60· f_c
EHE (2008)	3· f_c	0,70· f_c	0,70· f_c
ACI 318 (2014)	0,85· f_c	0,68· f_c	0,51· f_c
CEB-<i>fib</i> (1990)	0,85· f_c	0,60· f_c	0,60· f_c
CEB-<i>fib</i> (2010)	f_c	0,75· f_c	0,75· f_c
Estado Triplo de tensão	$f_{ck} + 4 \cdot f_{ctk}$	-	-

Fonte: Adaptado de Tomaz *et al.* (2018)

Alves e Tomaz (2018) propuseram, por meio de uma plataforma desenvolvida no *Matlab*®, uma formulação ao problema de otimização de blocos sobre estacas. Foram impostos os parâmetros definidos pela ABNT NBR 6118 (2014) e pelo *CEB FIP* (1970), sendo a resolução do problema de otimização obtida pelo Método dos Pontos Interiores. De acordo com os exemplos numéricos obtidos, os autores concluíram que se não houver limitação da geometria, pode-se obter uma solução ótima reduzindo ou aumentando a quantidade de estacas, alterando a resistência à compressão do concreto e a geometria do bloco, contribuindo assim na obtenção do custo mínimo. Na Tabela 2 os autores relacionaram uma lista de modelos e critérios de verificação das tensões nas regiões nodais dos blocos sobre estacas e, diferente de Tomaz *et al.* (2018), consideraram os coeficientes de segurança.

Tabela 2 – Tensões limites nos nós para o método das bielas e tirantes

Tensões limites nas regiões nodais								
Modelo	2 Estacas		3 Estacas		4 Estacas		5 Estacas	
	Pilar	Estaca	Pilar	Estaca	Pilar	Estaca	Pilar	Estaca
Machado (1985)	$1,4 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$1,75 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$2,1 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$2,1 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$
ACI (2014)	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,68 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,51 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,51 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,51 \cdot f_{cd}$
EHE (2008)	f_{cd}	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$
CEB-fib 73 (1970)	f_{cd}	$0,60 \cdot f_{cd}$	f_{cd}	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	f_{cd}	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	f_{cd}	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$
ABNT NBR 6118 (2023)	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,72 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$

Obs.: $\gamma = (1 - f_{ck}/250)$

Fonte: Adaptado de Tomaz *et al.* (2018)

Meléndez *et al.* (2019) descreveu um modelo tridimensional (3D) baseado em bielas e tirantes para blocos de quatro estacas com armadura de cisalhamento de modo a fornecer previsões mais precisas da carga última do bloco se comparado com a literatura existente. O modelo proposto e os dados dos 162 testes utilizados apresentaram um coeficiente de variação de 12%. Além disso, com base nos testes e simulações de MEF realizadas, o modelo também forneceu o modo de falha predominante no bloco.

Santos, Carvalho e Stucchi (2019) também estudaram o dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas com o auxílio de modelos de bielas e tirantes. No estudo eles relataram a falta de consenso sobre qual método de dimensionamento de blocos sobre estacas forneceria a melhor abordagem e analisaram quatro modelos de bielas e tirantes aplicados aos blocos, propondo no final a eliminação do fator de efetividade na verificação da resistência do nó superior para blocos com quatro ou mais estacas.

Yun, Chae e Ramirez (2019) descreveram um modelo tridimensional baseado em bielas e tirantes para blocos de quatro estacas, porém foram usados os resultados experimentais de 115 blocos de concreto armado. O modelo proposto comparado aos dados experimentais, tiveram um coeficiente de variação de 23,3%. Os autores também relataram as limitações do modelo 2D STM para modelos tridimensionais, como é o caso de blocos sobre quatro estacas.

Montemayor *et al.* (2020), desenvolveu um modelo de otimização de blocos retangulares sobre estacas submetidos à carga centrada e dois momentos nos eixos X e Y, de forma a dimensionar uma área do bloco com superfície mínima e consequente custo mínimo. O modelo considerou que os blocos foram perfeitamente

rígidos e fixados em estacas articuladas, ou seja, mesmo com a aplicação dos momentos nas duas direções, as estacas só transmitiriam cargas verticais. De acordo com os resultados, o modelo aparentou ser vantajoso e o autor sugeriu o estudo de otimização de blocos com outros formatos, como circular, triangular, pentagonal e hexagonal.

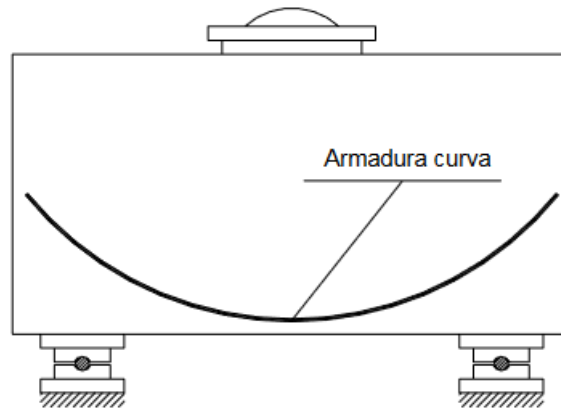
Portanto, os estudos e análises apresentados contribuíram para o avanço do dimensionamento de blocos de concreto sobre estacas, fornecendo diferentes abordagens, modelos e métodos de análise para melhorar a segurança, eficiência e otimização desses elementos estruturais. De modo geral, percebe-se que, assim como observado por Tórtola, Rubio e Sosa (2017a) e outros autores, realmente há a necessidade de se adaptar o STM junto a outros fatores que interfiram na resistência última dos modelos de modo a obter projetos mais econômicos e seguros.

Dentre os trabalhos listados, o de Tomaz *et al.* (2018) apresenta ser o mais interessante, pois analisa os resultados das tensões nas regiões nodais inferior e superior de 10 trabalhos experimentais ao longo dos últimos anos, comparando-os com as tensões limites sugeridos por normas internacionais, assim é possível ter uma noção mais abrangente desses limites.

2.3.2 Estudos Experimentais

Hobbs e Stein (1957) conduziram experimentos para analisar o comportamento dos primeiros blocos sobre estacas analisados. Eles ensaiaram cerca de 70 blocos de duas estacas em escala reduzida (1:3) e desenvolveram um método de solução para a teoria da elasticidade bidimensional, comparando os resultados experimentais com os resultados teóricos. Na época os autores concluíram que ao dobrar (curvar) as extremidades das barras do tirante para cima, representada na Figura 7, os modelos estariam reforçados em relação as tensões diagonais.

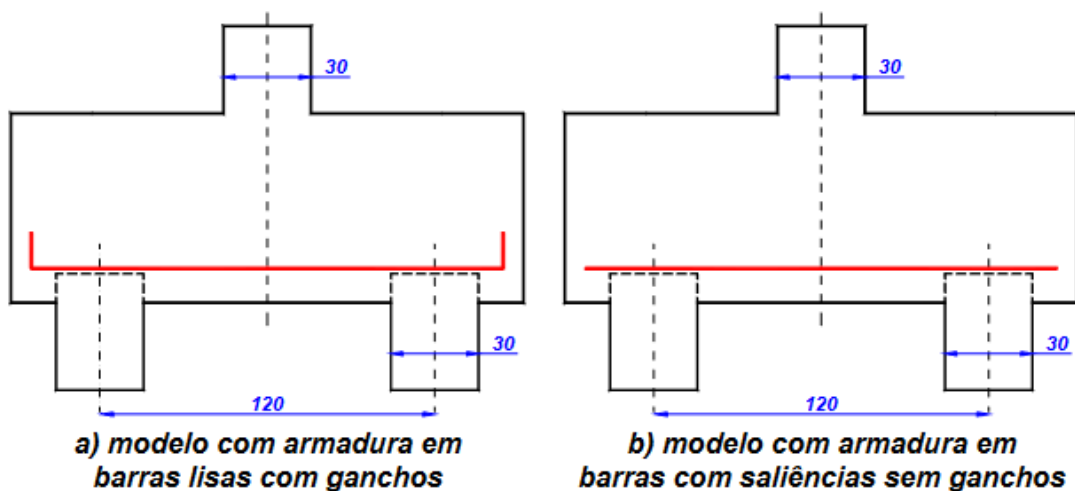
Figura 7 – Bloco ensaiado por Hobbs e Stein (1957) com armadura curva



Fonte: Delalibera (2006)

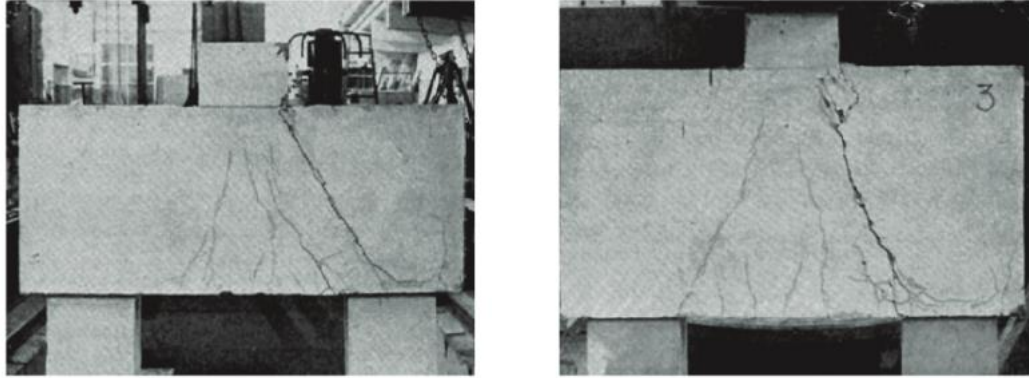
Blévet e Frémy (1967) ensaiaram mais de 100 blocos sobre estacas e investigaram o comportamento das bielas e a influência de diversos arranjos de armadura em blocos sobre duas (Figura 8 e 9), três (Figura 10) e quatro estacas (Figura 11). Os modelos de duas estacas, reforçam os cuidados com o tipo de barra (com ou sem saliência) a ser utilizado no tirante dos blocos, assim como a necessidade de ancoragem das barras de aço. Na Figura 9 são apresentadas imagens da forma de ruptura dos blocos. Hoje esses aspectos são discutidos pela ABNT (NBR 6118:2023).

Figura 8 – Blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévet e Frémy (1967)



Fonte: Munhoz (2004)

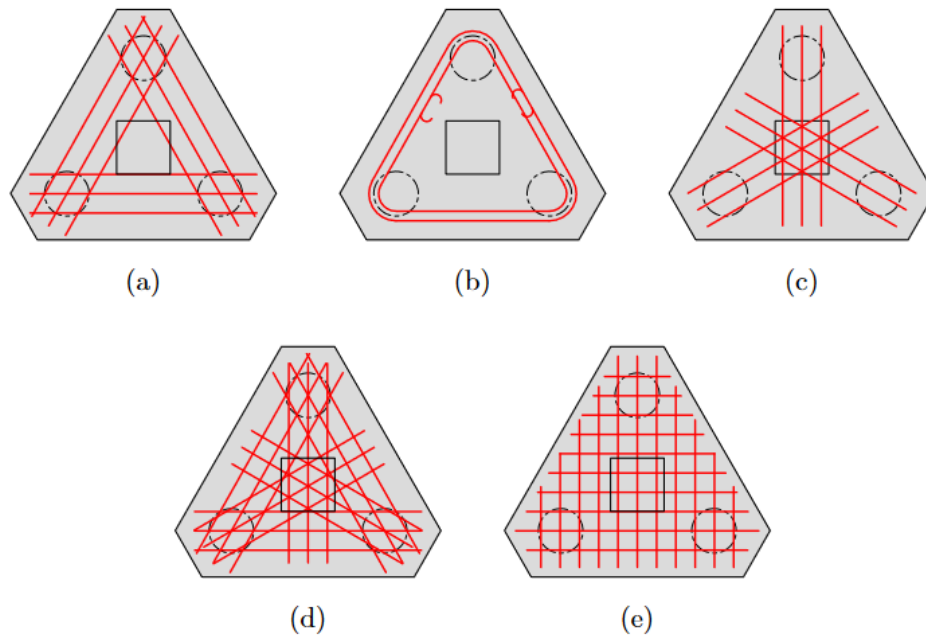
Figura 9 – Panorama de fissuração de blocos sobre duas estacas ensaiados por Blévoit e Frémy (1967)



Fonte: Luchesi (2020)

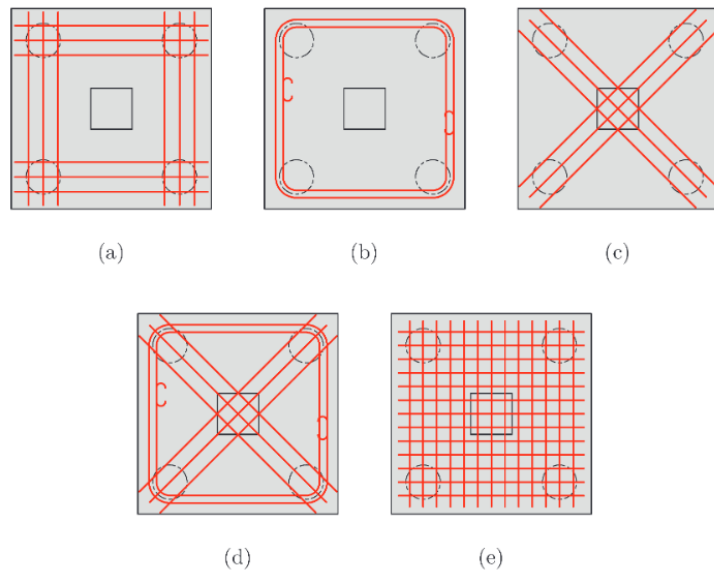
Com base em suas análises, eles também concluíram que os blocos de três (Figura 10a) e quatro estacas (Figura 11a), com armadura do tirante disposta apenas na cabeça da estaca, tiveram maior resistência à ruptura em comparação com aqueles que possuem armadura distribuída somente na base do bloco.

Figura 10 – Arranjos das armaduras de blocos sobre três estacas analisados por Blévoit e Frémy (1967)



Fonte: Luchesi (2020)

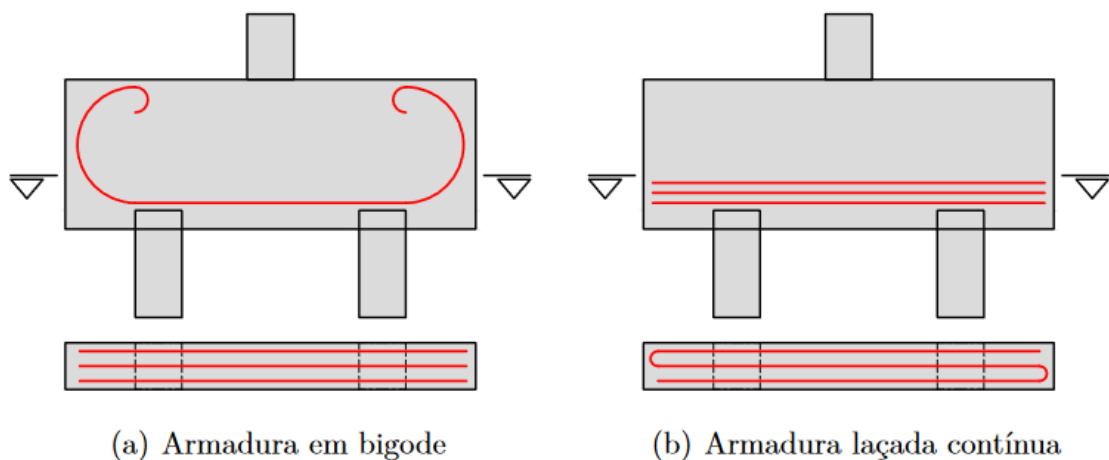
Figura 11 – Arranjos das armaduras de blocos sobre quatro estacas analisados por Blévyot e Frémy (1967)



Fonte: Luchesi (2020)

Mautoni (1972) realizou análises experimentais (Figura 12 e 13) da capacidade resistente de blocos sobre duas estacas em relação à força última e o modo de ruptura dos modelos, avaliando as diferentes configurações das armaduras do tirante, destacados na Figura 12. Ele observou que a armadura em forma de bigode (Figura 12a) apresentou grande consumo de aço e problemas na ancoragem. Já a armadura em laçada contínua (Figura 12b) mostrou-se pouco produtiva na montagem.

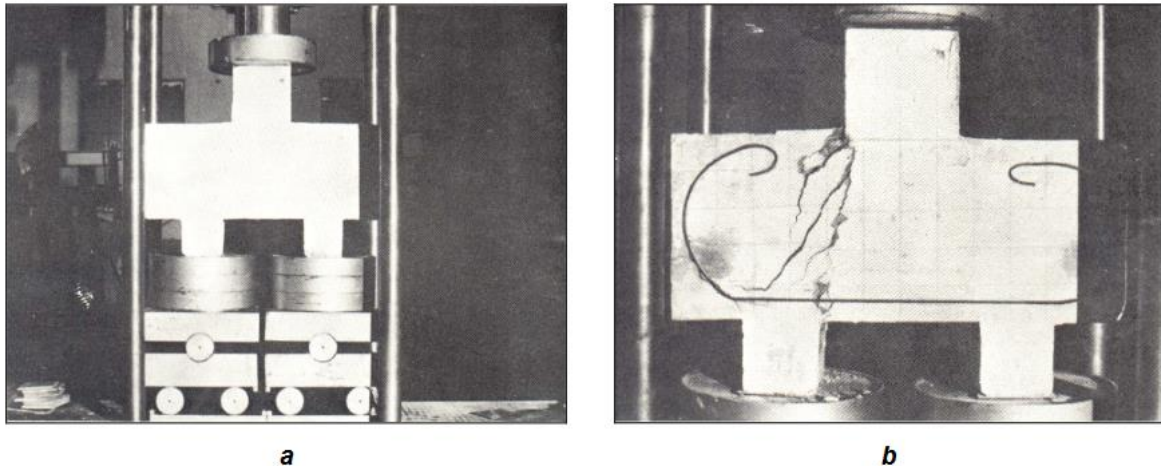
Figura 12 – Blocos sobre duas estacas com diferentes configurações das armaduras dos tirantes estudados por Mautoni (1972)



Fonte: Luchesi (2020)

Eles também observaram que a fissuração do bloco iniciava com uma força próxima a 40% de sua ruína. Estudos mais recentes observaram que, a depender dos modelos analisados, as primeiras fissuras nos blocos podem surgir em torno de 20% das cargas de rupturas.

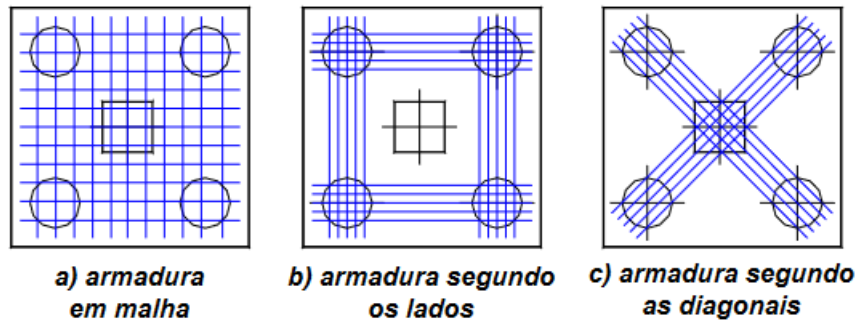
Figura 13 – Bloco sobre duas estacas ensaiados por Mautoni (1972): a) configuração do bloco no início do ensaio; b) configuração do bloco no final do ensaio



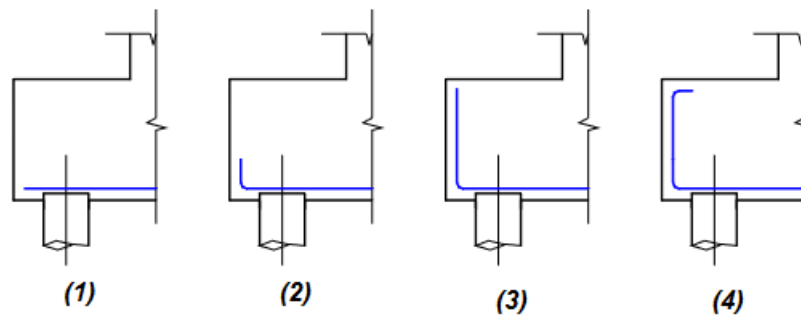
Fonte: Delalibera (2006)

Assim como Blévoit e Frémy (1967), Taylor e Clarke (1976) conduziram ensaios em blocos sobre quatro estacas, considerando três disposições diferentes de armaduras, mostradas na Figura 14, (armadura em malha; armadura segundo os lados e; armadura segundo as diagonais) e quatro tipos de ancoragem (ancoragem reta; ancoragem com gancho; ancoragem com dobra até o topo e; ancoragem com dobra até o topo e com gancho). Eles também concluíram que, em relação à maior força última, a distribuição de armadura ao longo dos lados do bloco era mais eficiente em comparação com os modelos que tiveram armadura em malha ou ao longo das diagonais os quais apresentaram carga de ruptura de aproximadamente 15% inferior. Os autores também observaram que o tipo de ancoragem das armaduras do tirante tinha mais influência na resistência final dos blocos com armadura distribuída em malha. Na Figura 15 são mostradas formas de ruptura dos blocos para dois tipos de ancoragem.

Figura 14 – Arranjo de armadura e tipos de ancoragem para bloco sobre quatro estacas ensaiados por Taylor e Clarke (1976)



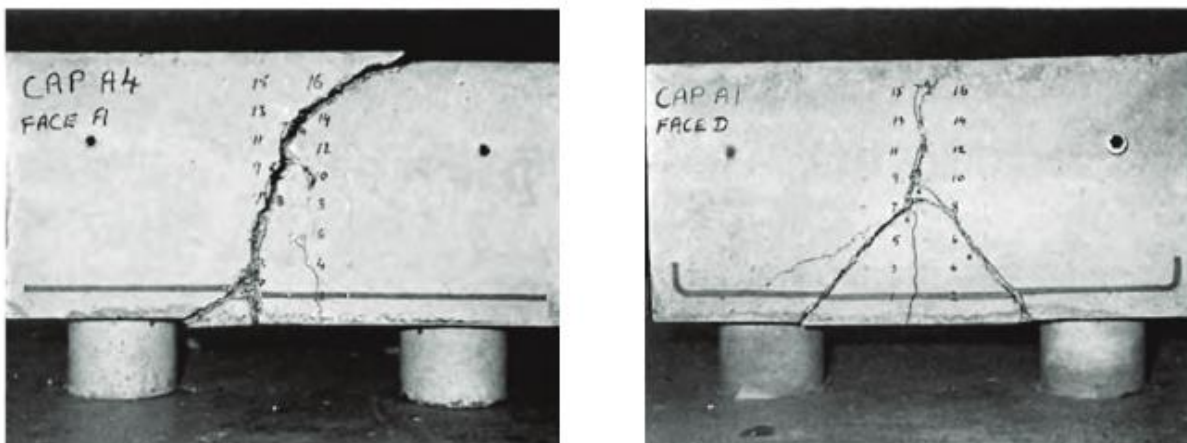
Arranjos de armadura



Tipos de ancoragem

Fonte: Delalibera (2006)

Figura 15 – Modos de ruptura dos blocos ensaiados por Taylor e Clarke (1976)



(a) ruptura por cisalhamento

(b) ruptura por punção

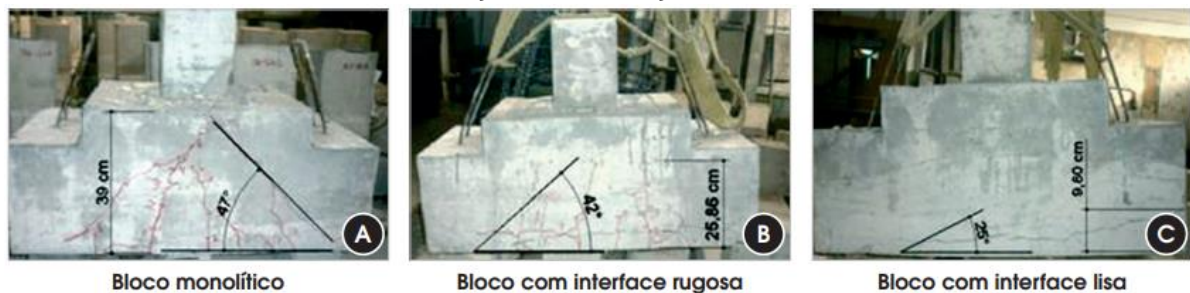
Fonte: Luchesi (2020)

Miguel (2000) estudou o comportamento de blocos sobre três estacas, mantendo a armadura principal constante e variando as armaduras secundárias. Ele analisou a fissuração e o modo de ruína dos blocos, contribuindo para o conhecimento

nessa área. Outros pesquisadores, como Adebar, Kuchma e Collins (1990), também contribuíram com análises de blocos no século XX.

Mesquita *et al.* (2016) investigaram a influência da ligação pilar-bloco com cálice parcialmente embutido nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas sujeitos à carga centrada. Foram realizados três modelos experimentais: um bloco monolítico de referência (Figura 16a), um com ligação pilar-bloco lisa (Figura 16c) e outro com ligação pilar-bloco rugosa (Figura 16b). Observou-se que o bloco monolítico teve maior resistência em comparação aos modelos pré-moldados, com o modelo de ligação rugosa atingindo cerca de 66% da sua resistência e o modelo de ligação lisa, aproximadamente 36%, em relação ao modelo de referência.

Figura 16 – Blocos ensaiados experimentalmente por Mesquita *et al.* (2016) com identificação da inclinação das bielas



Fonte: Mesquita *et al.* (2016)

Munhoz e Giongo (2017) analisaram os efeitos, em blocos de concreto sobre duas estacas, da variação da seção de pilares (quadrados e retangulares) com distintas taxas de armadura longitudinal. Para isso, foram construídos e ensaiados doze modelos de blocos sobre duas estacas, sendo dois deles apresentados na Figura 17. Os resultados demonstraram que as deformações das armaduras longitudinais se concentram no eixo do bloco e diminuem em direção às estacas. Além disso, foi comprovado que a forma geométrica da seção do pilar e a taxa de armadura influenciam na distribuição da tensão nos tirantes.

Figura 17 – Blocos ensaiados experimentalmente por Munhoz e Giongo (2017) com mapa de fissuração dos modelos analisados



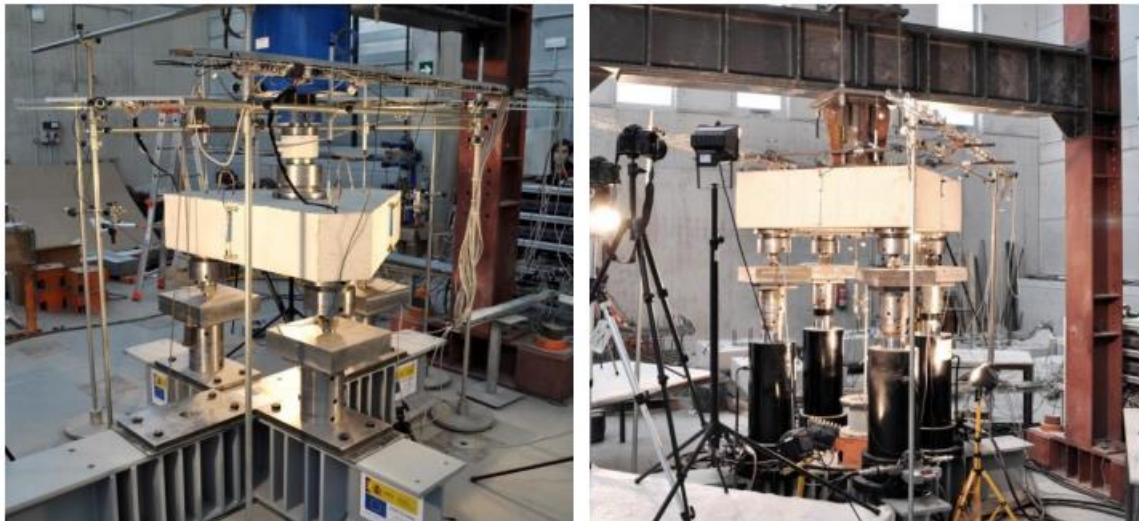
a) B110P125R1

b) B120P375R25

Fonte: Munhoz e Giongo (2017)

Tórtola, Rubio e Sosa (2017b) conduziram experimentos, de blocos sobre três (Figura 18a) e quatro (Figura 18b) estacas, submetidos à carga centrada e excêntrica, respectivamente.

Figura 18 – Configuração dos ensaios: a) bloco sobre três estacas submetido à carga centrada; b) bloco sobre quatro estacas submetido à força excêntrica



(a)

(b)

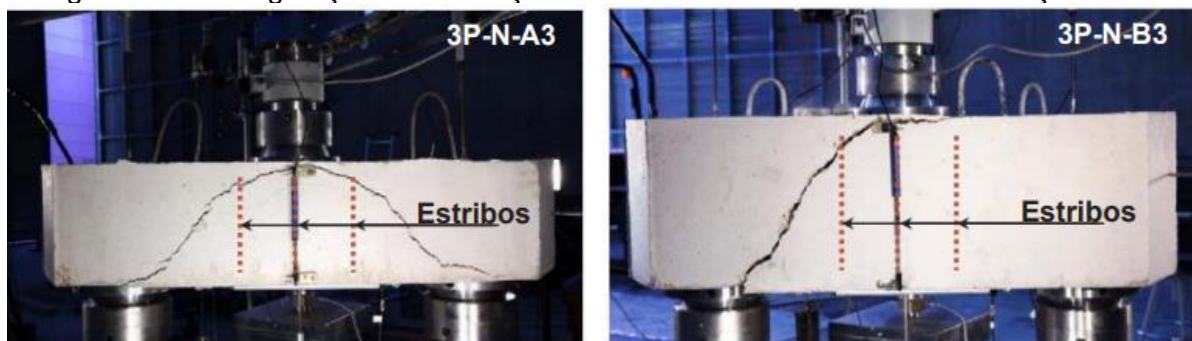
Fonte: Tórtola, Rubio e Sosa (2017b)

As variáveis estudadas, por Tórtola, Rubio e Sosa (2017b), foram a relação vão-profundidade e a presença de armaduras secundárias (horizontais e verticais). Assim como observado por Suzuki *et al.* (1998) e Suzuki *et al.* (2000), eles verificaram

que a relação influenciou na resistência dos blocos, enquanto as armaduras secundárias melhoraram suas capacidades resistentes. As armaduras verticais foram eficientes contra fissuras inclinadas e as horizontais foram eficientes contra aberturas nas bielas. Houve uma combinação do efeito de punção e plastificação das armaduras principais nas rupturas. Os autores sugeriram que a limitação de carga por estaca poderia aumentar a segurança em casos de carga excêntrica nos modelos.

Tórtola, Palláres e Miguel (2018) analisaram nove blocos sobre três estacas (Figura 19) submetidos à carga centrada, focando especificamente na análise do rompimento por punção. Os autores perceberam que os blocos com maior espessura, ou seja, mais rígidos, tiveram cargas de ruptura mais elevadas, chegando a valores de até 1,6 vezes da carga de projeto. Além disso, eles também concluíram que os estribos auxiliaram na redistribuição de tensões no concreto e que eles têm eficiência na resistência à punção. Por fim, os autores consideraram relevantes a realização de outras pesquisas de blocos sobre estacas submetidos à carga excêntrica.

Figura 19 – Configuração de fissuração dos blocos sobre três estacas na força última



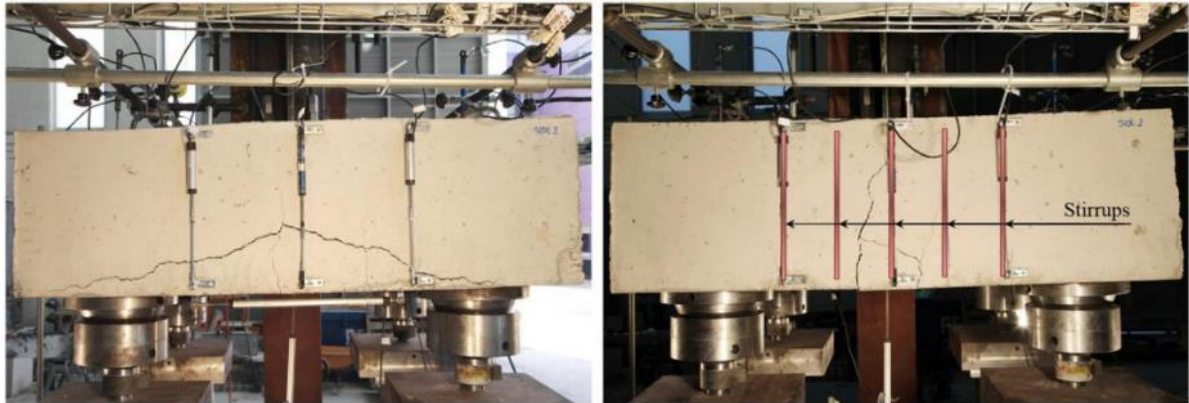
(a) modelo 3P-N-A3

(b) modelo 3P-N-B3

Fonte: Tórtola, Palláres e Miguel (2018)

Em continuidade às suas pesquisas, Tórtola, Miguel e Palláres (2019) analisaram 21 blocos sobre quatro estacas submetidos à carga excêntrica, Figura 20, incluindo os mesmos blocos estudados anteriormente por Tórtola, Rubio e Sosa (2017a e 2017b). Segundo os autores, a carga última dos modelos foi reduzida, resultando em um aumento de 26% na reação máxima da estaca mais solicitada. Também foram relatadas divergências entre os métodos de dimensionamento de blocos sobre estacas encontrados, nas normas internacionais, em relação aos resultados experimentais obtidos.

Figura 20 – Configuração de fissuração dos blocos sobre quatro estacas na força última: a) sem estribos; b) com estribos.



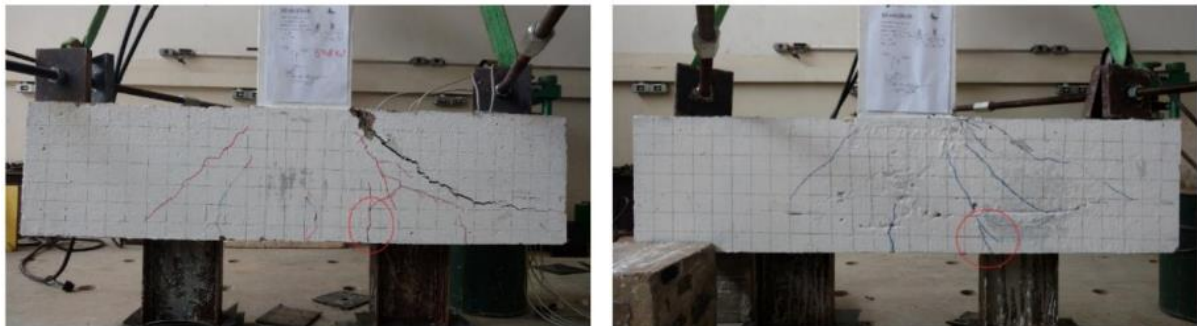
(a) modelo 4P-NM-B2

(b) modelo 4P-NM-B3

Fonte: Tórtola, Miguel e Palláres (2019)

Delalibera *et al.* (2020) investigaram o comportamento estrutural de quatro modelos de blocos de concreto armado apoiados em duas estacas metálicas, variando o comprimento de embutimento do perfil metálico dentro do bloco. Dois dos modelos avaliados são mostrados na Figura 21.

Figura 21 – Plano de falha do modelo BEmb10: a) sem chapa; b) com chapa.



a) BEmb10sch

b) BEmb10cch

Fonte: Delalibera *et al.* (2020)

Ao analisar as tensões nas zonas nodais superior e inferior, constatou-se que o embutimento exerceu influência significativa no comportamento estrutural do bloco. Além disso, verificou-se que a utilização de uma chapa soldada na extremidade superior do perfil resultou em aumento da capacidade de carga do bloco. Em relação à tensão na zona nodal inferior, foi destacada a importância de considerar uma área de concreto confinado entre as abas do perfil metálico.

Boulifa *et al.* (2021) avaliaram, por meio de pequenos corpos de prova (Figura 22), a capacidade resistente de blocos sobre quatro estacas levando em consideração

a relação vão-cisalhamento de forma a fornecer previsões mais precisas para os ensaios realizados. Como resultados, foi proposto um novo método de avaliação da resistência ao puncionamento de blocos com armadura de malha uniforme que obteve um coeficiente de variação de 10,8% entre a equação proposta e todos os dados experimentais. Essa análise teve resultado semelhante ao estudo feito por Mesquita *et al.* (2016), os quais tiveram blocos com rompimento por puncionamento.

Figura 22 – Inclinação da superfície de falha para amostras com altura de 5 cm, 10 cm, 15 cm e 20 cm, respectivamente, da esquerda para direita.



Fonte: Boulifa *et al.* (2021)

Kishida e Mukai (2022) analisaram experimentalmente o comportamento mecânico de um bloco com viga lateral e chegaram a três conclusões. Primeira, os estribos do bloco contribuíram à resistência ao cisalhamento, fato também observado por Tórtola, Rubio e Sosa (2017b). Segunda, a direção de carregamento interferiu na forma de cisalhamento do bloco. A terceira e última conclusão foi que a fórmula de resistência à força cortante, proposta pelos autores, é válida já que consegue relacionar a resistência dos estribos à falha dos blocos por cisalhamento.

De acordo com os trabalhos analisados, ao longo de décadas, vários pesquisadores realizaram experimentos para compreender o comportamento de blocos sobre estacas. Foram analisados diferentes arranjos de armaduras, ligação pilar-bloco, fatores geométricos, entre outros. Esses estudos contribuíram para o desenvolvimento de métodos de dimensionamento. Foi observado que a distribuição de armadura ao longo dos lados do bloco mostrou-se mais eficiente do que outras disposições. Armaduras secundárias, tanto horizontais quanto verticais, melhoraram a capacidade resistente dos blocos. A limitação de carga por estaca foi sugerida para

aumentar a segurança em casos de carga excêntrica. As análises experimentais continuam sendo relevantes, revelando divergências entre os métodos de dimensionamento encontrados na literatura e os resultados obtidos.

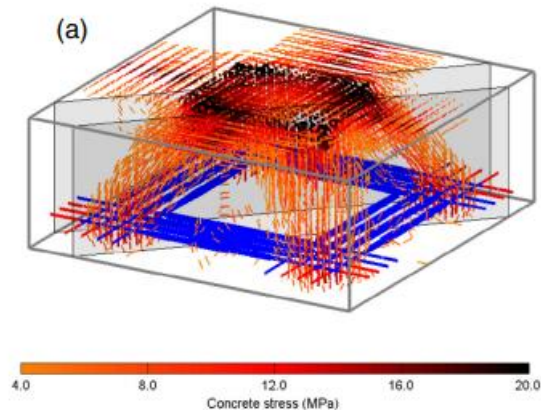
Dentre os trabalhos analisados, percebe-se a relevância do desenvolvido por Tórtola, Rubio e Sosa (2017b), já que compreender a relação entre a possível excentricidade da carga aplicada no pilar e a porcentagem da redução da força última dos modelos é um dos aspectos que podem auxiliar projetistas no caso da necessidade de eventuais reforços nesses casos.

Também se destaca o trabalho desenvolvido por Delalibera *et al.* (2020), que tem grande relevância para o meio científico já que o perfil metálico é pouco utilizado como estaca, se comparado ao de concreto armado. Conhecer o real comportamento do bloco sobre as estacas com esses materiais, com diferentes formas de ligação com o bloco, leva segurança para os construtores que ainda se sentem inseguros com essa tecnologia. Essas estacas são bastantes úteis em áreas com lençol freático elevado ou solos saturados, pois podem ser instaladas por meio de processos que não dependem da retirada de água.

2.3.3 Estudos numéricos

Meléndez, Miguel e Pallarés (2016) analisaram o fluxo de tensão-deformação em doze blocos de quatro estacas sob carga centrada, representada na Figura 23. Eles utilizaram o *software* FESCA 3D®, desenvolvido por eles mesmos, para a análise simplificada de concreto armado 3D. Os resultados mostraram a influência da resistência à tração do concreto, geometria das estacas e pilar na aplicação da carga máxima. Os modos de falhas obtidos nas simulações numéricas foram consistentes com as observações experimentais.

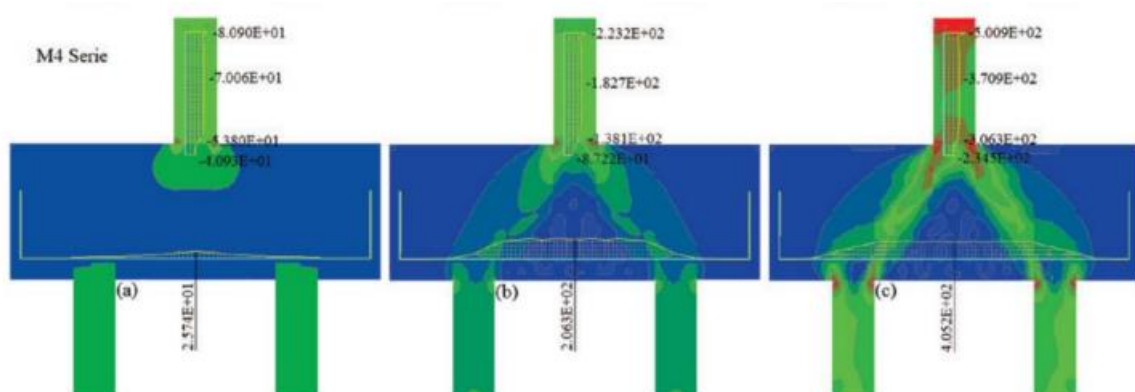
Figura 23 – Vista em 3D das principais tensões de compressão do concreto do modelo BPC-30-30



Fonte: Meléndez, Miguel e Pallarés (2016)

Randi *et al.* (2018) analisaram numericamente, por meio do *software* ATENA 2D, a influência do comprimento de ancoragem da armadura do pilar em blocos de duas estacas sobre carga centrada. Foram adotados os comprimentos de 34 cm, 20 cm, 10 cm e 3 cm, este último mostrado na Figura 24, mas as alterações não tiveram influência significativa nas funções de mecanismo dos blocos. Todos os modelos tiveram comportamentos semelhantes quanto ao fluxo de tensão, modos de falha e padrão de fissuração, se assemelhando muito ao modelo experimental de referência. Inclusive, não houve alteração na carga de falha e segundo os autores, os modelos romperam pelo esmagamento do concreto nas regiões nodais, após o surgimento de fissuras nas bielas.

Figura 24 – Tensões de armadura e fluxo de tensões (MPa) do modelo B110P125R2.5M4: a) 0,33Fu; b) 0,66Fu e c) Fu

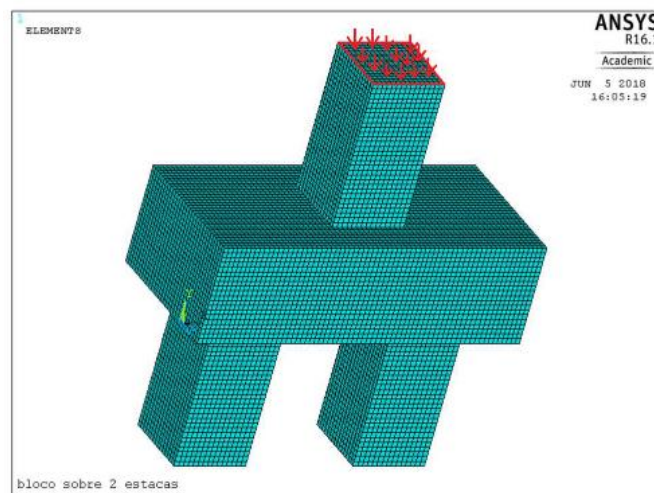


Fonte: Randi *et al.* (2018)

Lima *et al.* (2019) realizou a análise de blocos de fundação, consoles curtos, vigas-parede e sapatas rígidas utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Eles obtiveram os valores de tensões, deformações e deslocamentos dos elementos por meio de um novo programa computacional desenvolvido em linguagem FORTRAN. Os resultados obtidos foram comparados com os do *software* ANSYS® V17, um programa amplamente reconhecido de elementos finitos. As análises tiveram uma excelente concordância com as respostas do *software* ANSYS®, demonstrando a eficácia e a precisão do programa desenvolvido.

Diferente das análises usuais, Paczek *et al.* (2020) analisaram, por meio do Método dos Elementos Finitos, blocos sobre duas estacas com influência da flexão oblíqua composta junto ao pilar. Na Figura 25 é mostrada a modelagem da estrutura e tipo de carga aplicada. Os modelos elaborados no programa ANSYS® foram comparados ao Método de Blévoit e Frémy (1967) e ao Método de Schlaich e Schäfer (1991). Ao analisar a força de tração no tirante, o ângulo de inclinação das bielas e as tensões de compressão junto às bielas, eles propuseram ajustes aos modelos com um novo modelo baseado nos resultados numéricos.

Figura 25 – Modelagem da estrutura e carga aplicadas

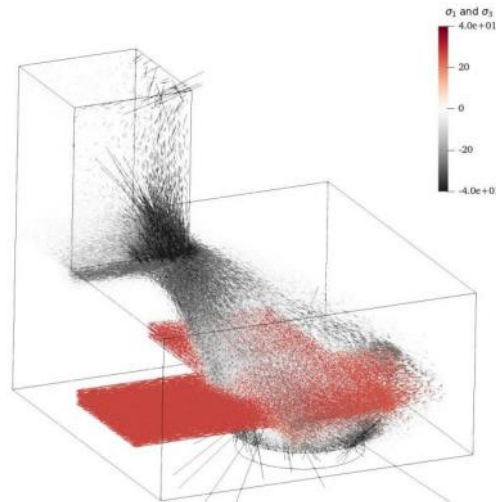


Fonte: Paczek *et al.* (2020)

Andersen *et al.* (2020) propôs a utilização do programa *Finite Element Limit Analysis* (FELA) como alternativa de utilização ao programa de elementos finitos DIANA®. No artigo, eles simularam seis modelos de quatro estacas com modelagem sólida para analisar as distribuições de tensões e mecanismo de ruptura dos blocos sobre carga centrada. As soluções numéricas tiveram resultados semelhantes ao

estudo experimental referenciado. Na Figura 26 mostra-se o fluxo de tensão de compressão, em vista 3D, de $\frac{1}{4}$ do modelo BPC20-30.

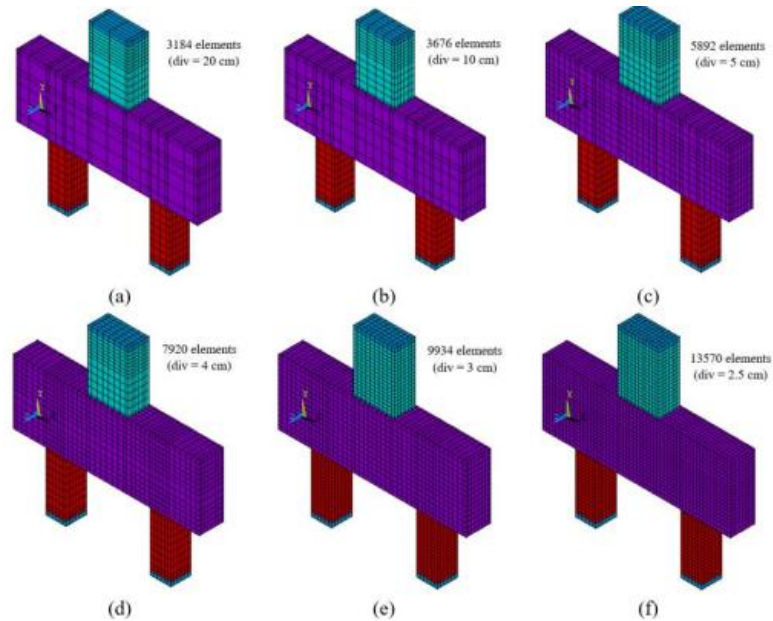
Figura 26 – Vista 3D do fluxo de tensões de $\frac{1}{4}$ do modelo BPC20-30



Fonte: Andersen *et al.* (2020)

Delalibera e Sousa (2021) analisaram numericamente a interação entre blocos sobre duas estacas e o atrito lateral entre as estacas e o solo. Para a análise, foram considerados três tipos de solos, três alturas de bloco e três comprimentos de estacas. Eles concluíram, conforme os modelos analisados, que, em média, 4,5% da carga aplicada ao pilar é transferida diretamente ao solo por meio do bloco. Além disso, eles observaram que as tensões principais de compressão expandiram além das regiões nodais inferior e superior, principalmente no solo arenoso. Complementando este assunto, os autores fizeram um estudo para avaliar qual o tamanho da malha de elementos finitos adequado de forma a viabilizar o tempo de processamento dos modelos. Na Figura 27 mostra-se os seis tamanhos de malhas (20 cm, 10 cm, 5 cm, 4 cm, 3 cm e 2,5 cm) avaliadas. Os autores, ao final, concluíram que uma malha de aproximadamente 3 cm levou a uma tendência de comportamento satisfatório, pois com esse tamanho há uma economia de tempo computacional para uma malha de mais elementos.

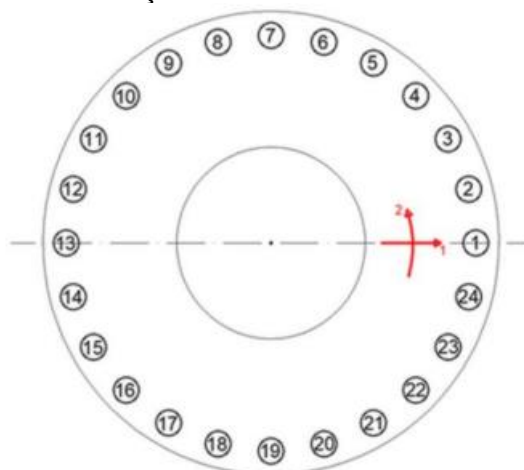
Figura 27 – Dimensões de malhas testadas numericamente



Fonte: Delalibera e Sousa (2021)

Araújo, Barros e Nascimento Neto (2021) analisaram o comportamento de oito modelos de blocos com vinte e quatro estacas, por meio do MEF, variando o tipo de elemento finito, tipos de solos sob os blocos. Os materiais dos modelos foram considerados elástico linear, sendo seus resultados de interesse a reação das estacas, a interação solo-estacas, deslocamento do bloco, suas tensões e a existência de momentos fletores. Segundo o autor, os modelos que não estavam apoiados em solos, tiveram resultados contra a segurança. Na Figura 28 mostra-se a forma de distribuição e numeração das estacas sob a fundação de aerogeradores.

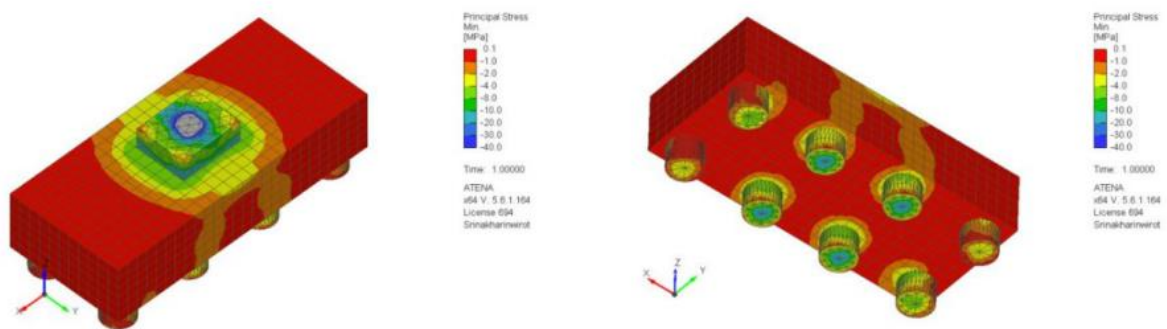
Figura 28 – Numeração das estacas e sistema de eixo local



Fonte: Araújo, Barros e Nascimento Neto (2021)

Chaimahawan *et al.* (2021) analisaram numericamente, por meio do programa ATENA®, o comportamento de um bloco sobre oito estacas. Foram consideradas como variáveis as diferentes condições de carregamento, resistência do concreto à compressão, comprimentos das estacas, tipos de análise linear e não-linear, condições de apoio e espessura do bloco. Eles concluíram que essas três últimas variáveis tiveram efeito significativo na resistência dos modelos e que o bloco de concreto armado não é puramente rígido. Na Figura 29 mostra-se um dos modelos analisados e o fluxo de tensão de compressão ao longo da estrutura.

Figura 29 – Tensões de compressão do modelo de EF P5

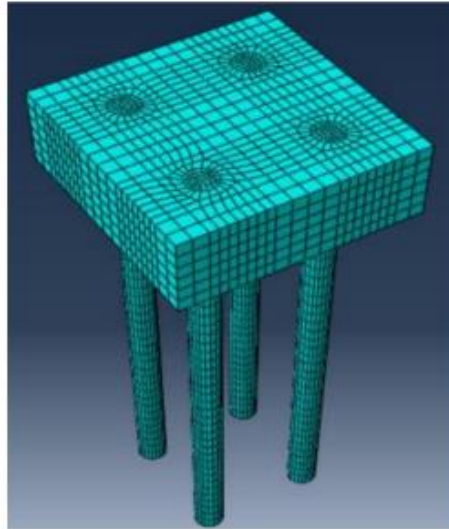


Fonte: Chaimahawan *et al.* (2021)

Alebachew e Gui (2021) verificaram de forma numérica, por meio do *software* ABAQUS®, o desempenho do bloco sobre uma estaca em solo estratificado (areia sobreposta de argila e argila sobreposta de areia de forma intercalada) submetido à carga horizontal. Eles concluíram que a resistência à carga lateral aumentou à medida que o conjunto de bloco e estaca foi mais imerso sobre a argila coberta de areia melhorada.

El Hammouli *et al.* (2021), analisou numericamente a influência da espessura do bloco sobre dezesseis estacas visando otimizar sua espessura em condições adequadas de distribuição de carga nas estacas. Nas análises, foram utilizadas variáveis como o tipo de solo, espaçamento entre as estacas, diâmetro e comprimento das estacas. Ele constatou que o tipo de solo influencia na rigidez do bloco; a espessura, comprimento e o menor espaçamento entre as estacas aumentam essa rigidez. Na Figura 30 mostra-se a imagem de $\frac{1}{4}$ do modelo analisado numericamente. Este tipo de abordagem foi utilizado em modelos simétricos de forma a reduzir o tempo de processamento das simulações numéricas.

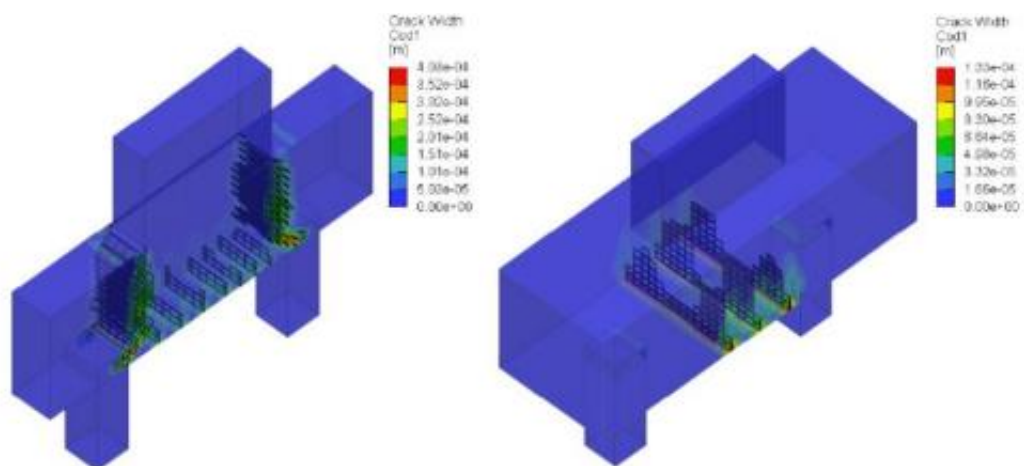
Figura 30 – um quarto da fundação analisada numericamente



Fonte: El Hammouli *et al.* (2021)

Luchesi *et al.* (2022) analisaram os parâmetros que influenciam numericamente as simulações de blocos sobre duas estacas, principalmente em relação à rigidez, com destaque para as condições de contorno aplicadas à base da estaca; influência da largura do bloco e o uso de elementos de interface no contato entre os materiais. As simulações foram realizadas no programa ATENA® e analisou-se a carga de ruptura, os deslocamentos, os fluxos de tensões e o panorama de fissuração.

Figura 31 – Fissuração interna dos blocos sobre duas estacas



a) B127R2.5C1.25

b) B127R2.5C15

Fonte: Luchesi *et al.* (2022)

Segundo Luchesi *et al.* (2022), os resultados tiveram consistência em relação aos modelos de referência (Munhoz, 2014), Figura 31a. Ao final, foram mostrados os parâmetros mais adequados que podem ser utilizados no programa ATENA® ao realizar a simulação de blocos sobre duas estacas. Na Figura 31b é mostrado o modo de fissuração interna do modelo avaliado por Luchesi (2022), comparado ao modelo de Munhoz (2014), Figura 31a.

Orientilize, Prakoso e Mentari (2022) por meio do estudo numérico, analisaram os parâmetros que afetam o comportamento da ligação entre estaca e bloco. Foram investigados a influência dos detalhes de ligação, efeito de preenchimento do concreto e quantidade de armadura transversal. Foi concluído que a ligação entre o bloco e estaca foi considerada adequada e a maior quantidade de concreto e armadura aumentaram a resistência da ligação bloco-estaca.

Andersen *et al.* (2022) utilizaram o Método dos Elementos Finitos (MEF), análise linear e não-linear, para verificar o comportamento estrutural de blocos sobre quatro estacas de concreto armado. Ambos os modelos foram capazes de determinar a capacidade de resistência dos modelos de forma satisfatória. Porém, os autores destacaram que o método linear é um modelo mais simples, ao contrário do não-linear que, conseqüentemente, gera mais custo devido a maior necessidade de tempo de modelagem.

Portanto, esses estudos tiveram uma variedade de análises numéricas e que abordam diferentes aspectos do comportamento estrutural de blocos sobre estacas, considerando variáveis como a forma geométrica da seção do pilar, taxa de armadura, comprimento de ancoragem, flexão oblíqua composta, influência da espessura do bloco, interação com o solo, tipos de solos, entre outros. As análises visaram compreender o fluxo de tensões, modos de falha, padrão de fissuração e distribuição de carga nos blocos, proporcionando informações importantes para o projeto e otimização dessas estruturas.

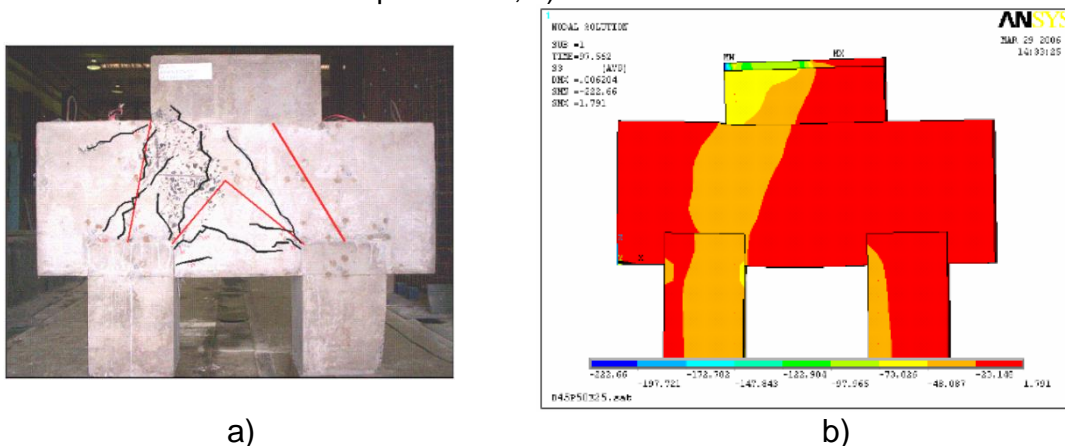
Resumidamente, percebe-se que as simulações numéricas, desde que validadas por resultados experimentais, consegue representar, de modo geral, o comportamento estrutural dos blocos. Nos resultados é possível visualizar seus fluxos de tensões, obtendo assim os valores de tensões no concreto e nas barras de aço. Porém, também se observa a dificuldade do meio técnico em representar numericamente a rigidez dos modelos experimentais.

Há uma complexidade de representação do comportamento dos materiais utilizados nas simulações, a depender do programa utilizado, por isso, destaca-se ser indispensável o auxílio de um especialista que domine as teorias por trás dos dados a serem inseridos no *software*, para que haja uma parametrização adequada do modelo, já que muitas das vezes a forma de ligação entre os elementos estruturais podem interferir nos resultados finais, assim observado por Luchesi (2022).

2.3.4 Estudos experimentais e numéricos

Delalibera e Giongo (2009) realizaram ensaios experimentais em seis modelos de blocos sobre duas estacas para verificar a influência das dimensões da seção transversal do pilar e da excentricidade da força de compressão no desempenho estrutural. Os resultados foram comparados com o modelo de Blévoit e Frémy (1967). Constatou-se que pilares com maior seção transversal conferiram maior capacidade resistente aos blocos, enquanto cargas excêntricas reduziram essa capacidade. Além disso, blocos com maior espessura, ou seja, mais rígidos, tiveram maior capacidade resistente em comparação com modelos menos rígidos. Na Figura 32 é mostrado o comportamento do modelo com pilar retangular e excentricidade de 12,5 cm à esquerda do pilar. Na figura 32 foi perceptível que, tanto para o modelo experimental (Figura 32a), quanto para o modelo numérico (Figura 32b), o lado da biela mais solicitada pela excentricidade teve uma concentração de tensão no modelo.

Figura 32 – Fluxos de tensões de compressão, modelo B45P50E25e12,5: a) análise experimental; b) análise numérica

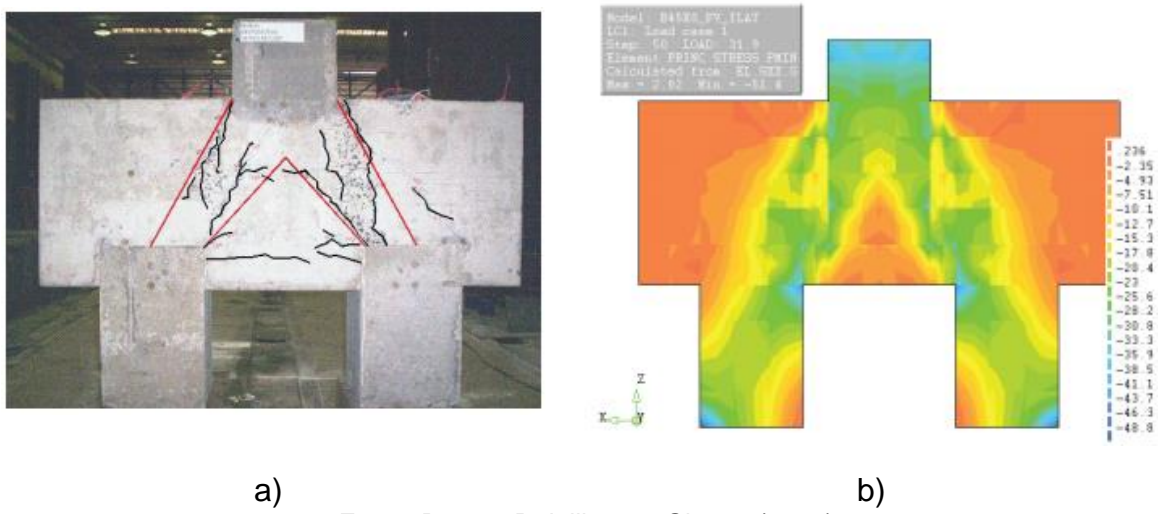


Fonte: Delalibera (2006)

Em outro estudo realizado por Barros, Delalibera e Giongo (2016), foi feita uma análise comparativa entre métodos numéricos (usando o *software* DIANA®) e

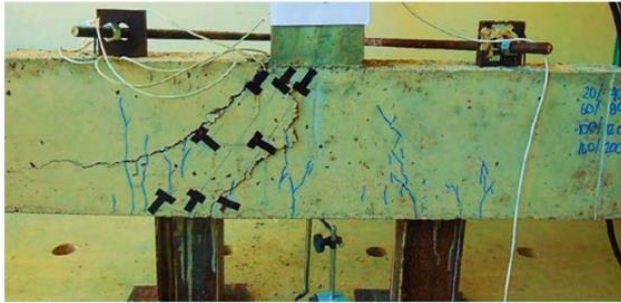
experimentais de quatro modelos de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidas à carga centrada. Foram analisados a força última suportada pelos modelos, abertura de fissuras, distribuição de tensões nas bielas de compressão e a relação entre força e deslocamento. Os autores concluíram que a armadura secundária aumentou a resistência do bloco e que os modelos numéricos tiveram maior rigidez em relação aos modelos experimentais. Por meio da Figura 33 é possível visualizar o modelo experimental e numérico ensaiados.

Figura 33 – Fluxos de tensões de compressão, modelo B45P25E25e0: a) análise experimental (evolução da abertura de fissuras); b) análise numérica

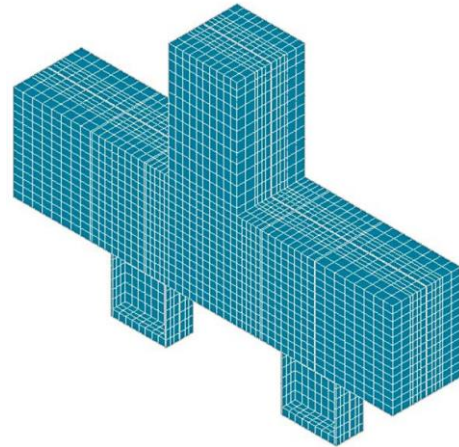


Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022) também investigaram o comportamento mecânico de blocos sobre duas estacas submetidos a carga centrada, porém, utilizando estacas metálicas, Figura 34. Eles analisaram diferentes arranjos de ligação entre estaca e bloco e avaliaram modelos analíticos da literatura técnica. Foram analisados 63 modelos por meio do programa ANSYS®, além de 3 modelos experimentais. Os blocos ensaiados tiveram ruptura por esmagamento do concreto na região nodal superior, após fissuração transversal da biela. Entre as principais conclusões dos autores, destaca-se a falta de consenso na literatura técnica em relação ao dimensionamento de blocos sobre estacas.

Figura 34 – Bloco sobre duas estacas metálicas, modelo BAs,w0: a) fissuras na ruína; b) vista 3D da malha (~2,5 cm) de elementos finitos



a)



b)

Fonte: Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022)

De acordo com os trabalhos analisados, houveram importantes percepções sobre o comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas. Os experimentos e análises numéricas realizados mostraram que a seção transversal do pilar, a excentricidade da força de compressão e a presença de armadura secundária foram fatores determinantes para a capacidade resistente dos blocos.

De modo geral, percebe-se a necessidade de maiores números de corpos de prova (amostras) para cada modelo analisado experimentalmente, de forma a se ter melhores conclusões dos resultados obtidos. Inclusive, percebeu-se que em muitos ensaios, devido a sua complexidade, ocorreram perdas de dados devido ao erro ou falha dos materiais e equipamentos utilizados.

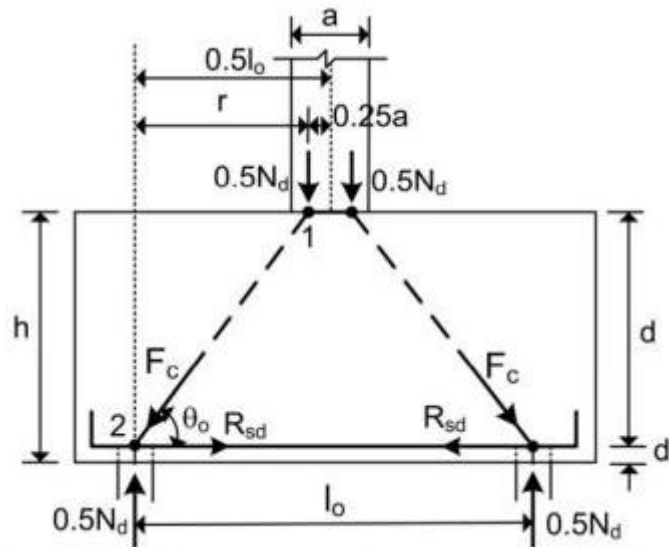
2.4 MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES (STRUT-AND-TIE MODEL) - STM

A ABNT NBR 6118 (2023) discorre, no item 22.3, sobre o procedimento para aplicação do Método de Bielas e Tirantes, que consiste na verificação da segurança no estado-limite último – ELU de uma estrutura. Nele é idealizada uma treliça isostática composta por bielas, tirantes e nós.

As bielas representam as tensões de compressão, os tirantes podem representar uma armadura ou um conjunto de armaduras em um único eixo e os nós são as regiões de ligações entre as bielas e os tirantes. Em torno de cada nó existe um volume de concreto que é conhecido como zona nodal, onde é verificada a resistência adequada para transferência das cargas.

Na Figura 35 é possível visualizar as bielas de compressão representadas pelas linhas tracejadas que saem da base do pilar e vão até as cabeças das estacas. Já o tirante é representado por uma linha contínua que liga a cabeça das estacas. Na figura também é possível verificar os nós na base do pilar e na face superior das estacas, representados por círculos preenchidos.

Figura 35 – Modelo clássico de Bielas e Tirantes para blocos de duas estacas



Fonte: Araújo (2016)

Para a ABNT NBR 6118 (2023), “as bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural”, ou seja, elas devem ter ângulo de inclinação entre, aproximadamente, 30° e 63°.

De acordo com Blévyot e Frémy (1967), os blocos que utilizam bielas com inclinação de 45° são muito planos, sendo preferível escolher uma espessura maior. Eles também destacam que, em blocos relativamente altos, existe o risco de deslizamento das bielas de concreto próximo ao pilar, sendo recomendável limitar a inclinação das bielas à 55° em relação à horizontal, ou seja, seria ideal manter o ângulo de inclinação das bielas de compressão entre 45° e 55° em relação à horizontal. Para facilitar a definição da altura dos blocos, e conseqüentemente o ângulo de inclinação das bielas, os autores propõem tomar como altura um valor próximo do calculado pela expressão 1.

$$h = 0,70 \cdot \left(L_{est} - \frac{a}{2} \right) \quad (1)$$

Sendo:

L_{est} , distância entre os eixos das estacas;

a , largura do pilar.

A ABNT NBR 6118 (2023) também traz dois parâmetros para verificação da resistência de cálculo da treliça isostática. A primeira é a verificação das tensões de compressão nas bielas e regiões nodais, definidas a seguir:

$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$ (bielas prismáticas ou nós CCC)

$f_{cd2} = 0,60 \alpha_{v2} f_{cd}$ (bielas atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT)

$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$ (bielas atravessadas por tirante único, ou nós CCT)

Sendo:

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto;

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ e f_{ck} , expresso em megapascal (MPa);

CCC – nó onde existe somente compressão;

CTT ou TTT – nó onde existe dois ou mais tirantes tracionados;

CCT – nó onde existe somente um tirante tracionado.

A segunda está relacionada à resistência de cálculo dos tirantes, ou seja, a área de aço a ser aplicada no tirante, que é definida pela expressão 2.

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (2)$$

Sendo:

A_s – área de aço;

F_{sd} – valor de cálculo da força de tração estabelecido pelo tirante;

f_{yd} – resistência de cálculo do aço à tração.

Na literatura, há uma crítica em relação ao método de bielas e tirantes por seu conservadorismo e limitações, tanto que alguns autores como Araújo (2016); Santos, Carvalho e Stucchi (2019); Tórtola, Rubio e Sosa (2017a); Chetchotisak, Yindeesuk e Teerawong (2017); Meléndez *et al.* (2019) e; Yun, Chae e Ramirez (2019), propuseram a adaptação deste método para obter projetos otimizados, porém, ainda

assim, o STM é o método mais utilizado no dimensionamento de blocos sobre estacas. Isso se deve, provavelmente, pela eficácia do MBT e a falta da realização de ensaios que possam considerar uma segurança estatística quanto as variáveis que possam interferir na resistência última de blocos sobre estacas.

2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Neste item, são mostrados os critérios de dimensionamento para blocos sobre duas estacas, levando em consideração as recomendações sugeridas por Blévoit e Frémy (1967), bem como as indicações estabelecidas na ABNT NBR 6118 (2023) e em outros trabalhos relevantes da área.

2.5.1 Dimensionamento dos blocos

Os blocos são elementos volumétricos utilizados para transferir as cargas do pilar às estacas. Assim como as sapatas, eles podem ser classificados como rígidos ou flexíveis, quando essa condição é atendida, expressão 3, o bloco é considerado rígido (ABNT NBR 6118:2023).

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (3)$$

Sendo:

h , altura do bloco e deve ter espessura média maior que 20 cm;

a , dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p , dimensão do pilar na mesma direção.

Em relação ao comportamento estrutural, a ABNT NBR 6118 (2023) descreve que o bloco rígido deve suportar os esforços de flexão e cisalhamento em ambas as direções, e sua falha deve ocorrer devido à compressão das bielas. A norma também enfatiza que as seções transversais do bloco devem ser dimensionadas de acordo com o método dos estados-limites e que os efeitos de fendilhamento na região de contato entre o pilar e o bloco devem ser considerados. Além disso, é importante destacar que o uso de concreto simples não é permitido em blocos sobre estacas, conforme estabelecido pela norma.

A seguir, são mostradas algumas informações complementares sobre o detalhamento das armaduras de blocos rígidos, conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2023).

– **Armadura de flexão:**

A armadura de flexão em blocos rígidos deve ser disposta em mais de 85% da faixa entre as estacas. As barras de aço utilizadas devem terminar em gancho nas extremidades, sendo importante considerar o efeito de compressão transversal às barras devido à compressão das bielas. Além disso, se as estacas estiverem sujeitas à tração, uma das alternativas para resistir a esse esforço é ancorar a armadura longitudinal das estacas até o topo do bloco.

– **Armadura de distribuição:**

A armadura de distribuição tem como objetivo controlar a fissuração, independentemente da armadura de flexão. Para esse propósito, recomenda-se o uso de uma malha de aço igualmente distribuída nas duas direções, correspondendo a 20% dos esforços totais.

– **Armadura de suspensão:**

A previsão de armadura de suspensão deve ser feita em uma das duas situações: quando o espaçamento entre as estacas for três vezes maior que o diâmetro da estaca, ou quando for prevista uma armadura de distribuição correspondente a mais de 25% dos esforços totais.

– **Armadura de arranque dos pilares:**

A altura do bloco deve ser adequada para permitir a ancoragem necessária da armadura de arranque dos pilares. Nessa ancoragem, pode ser considerado o efeito de compressão transversal nas barras, resultante da flexão do bloco.

– **Armadura lateral e superior:**

A partir de blocos de duas estacas há a necessidade de se colocar armaduras laterais e superior.

2.5.2 Outras Recomendações de dimensionamento de blocos

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), são apresentadas as seguintes recomendações sobre a geometria dos modelos de blocos sobre estacas:

- **Distância mínima entre os eixos das estacas:**
- Pré-moldadas: $2,0 \cdot \Phi_e$ a $2,5 \cdot \Phi_e$;
- Moldadas *in loco*: $3,0 \cdot \Phi_e$
- Estacas de seção quadrada: 1,75 vezes a diagonal.

Sendo:

Φ_e o diâmetro ou aresta da estaca em centímetros;

L_e distância entre os eixos das estacas.

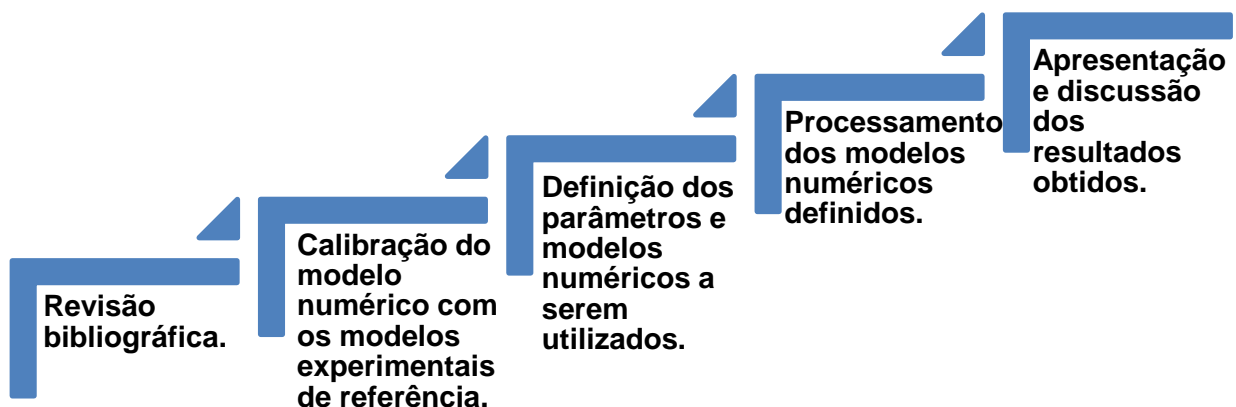
- **Largura dos blocos (b):** $b \geq \begin{cases} \Phi_e + 2 \cdot 10cm \\ 1,5 \cdot \Phi_e \end{cases}$
- **Comprimento dos blocos (L):** $L \geq L_e + \Phi_e + 2 \cdot 10cm$
- **Altura útil (d):** $d \geq \begin{cases} L/2 \\ 30cm \end{cases}$
- **Distância entre as faces das estacas e do bloco:** $\geq 10cm$
- **Embutimento das estacas no bloco:** 3 a 10 cm

3 METODOLOGIA

Esta dissertação teve abordagem numérica e foi desenvolvida por meio de protótipos virtuais de blocos de concreto armado sobre duas estacas. Para isso, foi utilizado o *software* de simulação numérica ABAQUS® que o Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGECiv) possui licença para utilização. O *software* é utilizado para análise de estruturas e já foi utilizado por outros discentes em teses e dissertações do Programa.

Como auxílio no desenvolvimento desta pesquisa, também foram utilizados trabalhos (artigos de periódicos, teses, dissertações, normas, etc.) que abordaram simulações numéricas de blocos sobre estacas de forma a argumentar sobre o assunto. Para atingir os objetivos propostos, a pesquisa foi composta pelas etapas apresentadas na Figura 36.

Figura 36 – Etapas realizadas para elaboração desta dissertação



Fonte: Autor (2024)

3.1 MODELOS EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA

Para calibração dos modelos numéricos foram utilizados os dados experimentais de Delalibera (2006) listados na Tabela 3. Por meio dos ensaios experimentais, o autor obteve informações sobre os fenômenos físicos envolvidos, como distribuição de tensões, deformações e modos de falha dos blocos que foram reproduzidos e validados neste estudo. Na Figura 37 é possível visualizar um dos blocos ensaiado por Delalibera (2006). A taxa de armadura desses modelos pode ser consultada no detalhamento fornecido no Anexo C de Delalibera (2006).

Tabela 3 – Dimensões geométricas dos modelos ensaiados experimentalmente por Delalibera (2006)

Modelos	Dimensão das estacas (cm)	Dimensão do pilar (cm)	B_{Lx} (cm)	B_{Ly} (cm)	e_{adot} (mm)	h (cm)
B35P25E25e0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	35
B35P25E25e2,5	25 x 25	25 x 25	117,5	25	25	35
B45P25E25e0	25 x 25	25 x 25	117,5	25	0	45
B45P25E25e5	25 x 25	25 x 25	117,5	25	50	45
B35P50E25e0	25 x 25	25 x 50	117,5	25	0	35
B35P50E25e12,5	25 x 25	25 x 50	117,5	25	125	35
B45P50E25e0	25 x 25	25 x 50	117,5	25	0	45
B45P50E25e12,5	25 x 25	25 x 50	117,5	25	125	45

Fonte: Delalibera (2006)

Sendo:

e_{adot} – excentricidade adotada para força de compressão aplicada no pilar;

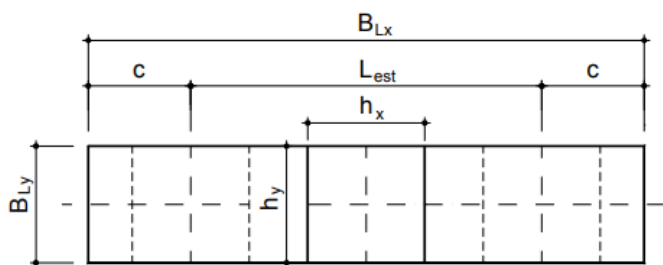
B_{Lx} – comprimento dos blocos;

B_{Ly} – largura dos blocos;

h – altura do bloco.

Após a calibração, é possível prever o desempenho de estruturas similares em diferentes condições de carga e geometria por meio de outras simulações numéricas. Com ela também é possível otimizar o projeto, ajustando parâmetros e variáveis para obter um desempenho mais eficiente e seguro. No Apêndice D foram apresentados os resultados de calibração do ABAQUS®.

Figura 37 – Bloco sobre duas estacas ensaiado por Delalibera (2006)



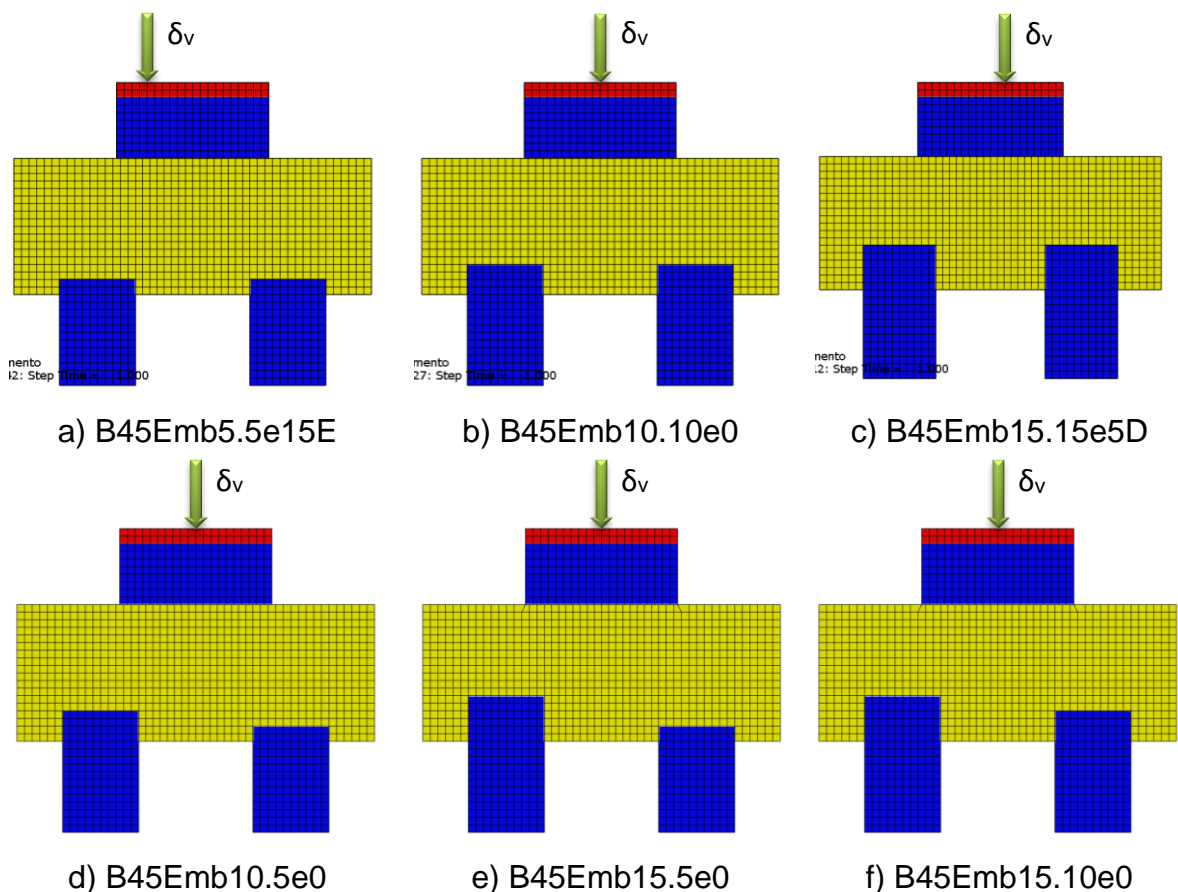
Fonte: Delalibera (2006)

3.2 ASPECTOS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

3.2.1 Programa experimental, materiais e métodos

Para este trabalho, foram construídos trinta e três modelos de blocos sobre duas estacas. A nomenclatura de cada modelo está descrita na Tabela 4 e é associada à altura de embutimento (Emb) das estacas no bloco e da excentricidade (e), que pode estar à esquerda (E) ou direita (D), do deslocamento vertical (δ_v) aplicado no pilar, conforme exemplificado nas Figuras 38a e 38c, respectivamente. Para os modelos com embutimento simétrico, a excentricidade só foi aplicada de um dos lados do bloco.

Figura 38 – Corte esquemático dos blocos sobre duas estacas



Fonte: Autor (2024)

Notas: modelo B45Emb5.5e15E: está submetido ao deslocamento vertical localizado a 15 cm à esquerda do pilar; modelo B45Emb5.5e5D: está submetido à deslocamento vertical de 5 cm à direita do pilar; modelo B45Emb15.5e0E: está submetido à deslocamento vertical no eixo do pilar e; δ_v , deslocamento vertical.

Na Figura 38 é apresentada um corte esquemático dos blocos sobre duas estacas para os seis tipos de embutimento e algumas posições dos deslocamentos verticais adotados nesta pesquisa.

Tabela 4 – Características dos modelos analisados neste trabalho

Nomenclatura dos modelos	Embutimento da estaca esquerda no bloco (cm)	Embutimento da estaca direita no bloco (cm)	Excentricidade da força aplicada à esquerda do pilar (cm)	Excentricidade da força aplicada à direita do pilar (cm)
B45Emb5x5e0	5	5	-	-
B45Emb5x5e5	5	5	5	-
B45Emb5x5e10	5	5	10	-
B45Emb5x5e15	5	5	15	-
B45Emb10x10e0	10	10	-	-
B45Emb10x10e5	10	10	5	-
B45Emb10x10e10	10	10	10	-
B45Emb10x10e15	10	10	15	-
B45Emb15x15e0	15	15	-	-
B45Emb15x15e5	15	15	5	-
B45Emb15x15e10	15	15	10	-
B45Emb15x15e15	15	15	15	-
B45Emb10x5e0	10	5	-	-
B45Emb10x5e5E	10	5	5	-
B45Emb10x5e5D	10	5	-	5
B45Emb10x5e10E	10	5	10	-
B45Emb10x5e10D	10	5	-	10
B45Emb10x5e15E	10	5	15	-
B45Emb10x5e15D	10	5	-	15
B45Emb15x5e0	15	5	-	-
B45Emb15x5e5E	15	5	5	-
B45Emb15x5e5D	15	5	-	5
B45Emb15x5e10E	15	5	10	-
B45Emb15x5e10D	15	5	-	10
B45Emb15x5e15E	15	5	15	-
B45Emb15x5e15D	15	5	-	15
B45Emb15x10e0	15	10	-	-
B45Emb15x10e5E	15	10	5	-
B45Emb15x10e5D	15	10	-	5
B45Emb15x10e10E	15	10	10	-
B45Emb15x10e10D	15	10	-	10
B45Emb15x10e15E	15	10	15	-
B45Emb15x10e15D	15	10	-	15

Fonte: Autor (2024)

Os modelos da Tabela 4 se dividem em seis (5.5; 10.10; 15.15; 10.5; 15.5 e 15.10) agrupamentos de embutimentos das estacas nos blocos, sendo o primeiro número associado à estaca da esquerda e o segundo à estaca da direita. Além disso, em cada modelo foi aplicado quatro tipos de deslocamentos verticais, sendo um deslocamento no meio do pilar e os outros três com excentricidade de 5 cm, 10 cm e 15 cm, com isso, totalizando as trinta e três análises.

3.2.2 Propriedades geométricas dos modelos

Este estudo tem por referência o modelo B45P50E25e0 do bloco sobre duas estacas do estudo experimental realizado por Delalibera (2006) que à época visou verificar o comportamento das bielas de compressão e a eficiência dos ganchos das barras do tirante. O modelo foi dimensionado seguindo as recomendações de Blévoit e Frémy (1967), assim como as orientações da ABNT NBR 6118 (2003), vigente à época. Delalibera (2006) não tinha por objetivo que os blocos rompessem pela tração do tirante, por isso dimensionou as barras de aço de modo que não escoassem.

Após a reprodução numérica, no *software* ABAQUS®, dos modelos desenvolvidos por Delalibera (2006) e avaliação da literatura dos trabalhos de blocos sobre duas estacas de concreto armado, chegou-se à conclusão da necessidade de avaliar as variáveis de carga excêntrica aplicadas em blocos mais robustos e a avaliação da variação de embutimento das estacas nos blocos.

Para os modelos simulados nesta pesquisa, os pilares possuem seção transversal padrão de 50 cm por 25 cm e altura de 20 cm. As estacas, seção de 25 cm por 25 cm e altura externa ao bloco de 30 cm. Na Tabela 5 é mostrado um resumo das barras das armaduras dos pilares e estacas. O bloco possui comprimento (B_{LX}) padrão de 117,5 cm, largura (B_{LY}) de 55 cm e altura de 45 cm. A largura dos modelos deste estudo é uma das principais diferenças em relação ao modelo de referência que não possuía abas de concreto além das estacas na sua largura.

Neste trabalho, a definição dessa maior largura, que são as abas nas laterais do bloco, tem por intuito permitir a visualização e o entendimento do comportamento do bloco conforme é executado na maioria das obras de fundação. Também se manteve os cobrimentos do concreto adotado por Delalibera (2006), sendo 2,5 cm para as estacas e pilares e 4 cm para o bloco.

Tabela 5 – Barras das armaduras dos pilares e estacas

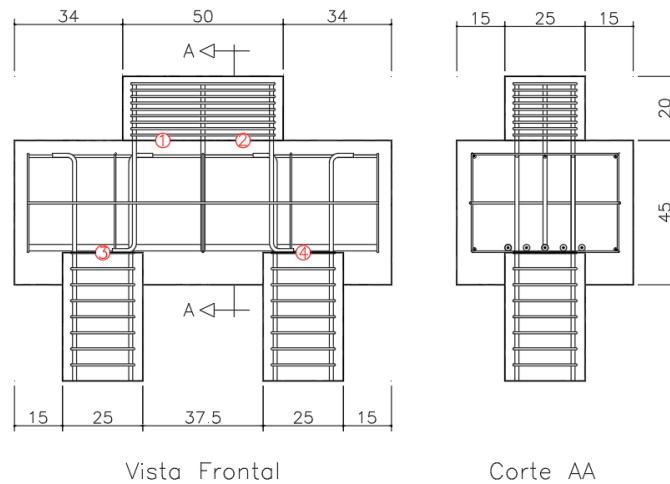
Séries	Nomenclatura	Armadura das estacas	Estribo das estacas	Armadura do Pilar	Estribo do pilar
5.5	B45Emb5x5e0	4 Ø 12.5 mm (81 cm)	7 Ø 6.3 mm c/5 cm	8 Ø 12.5 mm (62 cm)	9 Ø 6.3 mm c/2.5 cm
	B45Emb5x5e5E				
	B45Emb5x5e10E				
	B45Emb5x5e15E				
10.10	B45Emb10x10e0		8 Ø 6.3 mm c/5 cm		
	B45Emb10x10e5E				
	B45Emb10x10e10E				
	B45Emb10x10e15E				
15.15	B45Emb15x15e0		9 Ø 6.3 mm c/5 cm	8 Ø 12.5 mm (57.5 cm)	
	B45Emb15x15e5E				
	B45Emb15x15e10E				
	B45Emb15x15e15E				
10.5	B45Emb10x5e0		8 Ø 6.3 mm c/5 cm	8 Ø 12.5 mm (62 cm)	
	B45Emb10x5e5E				
	B45Emb10x5e5D				
	B45Emb10x5e10E				
	B45Emb10x5e10D				
	B45Emb10x5e15E				
	B45Emb10x5e15D				
15.5	B45Emb15x5e0		9 Ø 6.3 mm c/5 cm	8 Ø 12.5 mm (57.5 cm)	
	B45Emb15x5e5E				
	B45Emb15x5e5D				
	B45Emb15x5e10E				
	B45Emb15x5e10D				
	B45Emb15x5e15E				
	B45Emb15x5e15D				
15.10	B45Emb15x10e0		9 Ø 6.3 mm c/5 cm		
	B45Emb15x10e5E				
	B45Emb15x10e5D				
	B45Emb15x10e10E				
	B45Emb15x10e10D				
	B45Emb15x10e15E				
	B45Emb15x10e15D				

Fonte: Autor (2024)

Todos os modelos possuem 5 barras de diâmetro 20 mm como armadura do tirante e 2 barras de diâmetro 10 mm como porta estribo nos cantos da face inferior do bloco. Além disso, os blocos são constituídos de 3 barras de 8 mm na face superior,

estribos verticais de diâmetro 5 mm espaçados a cada 27 cm e, por fim, 1 estribo horizontal de 5 mm no meio do bloco.

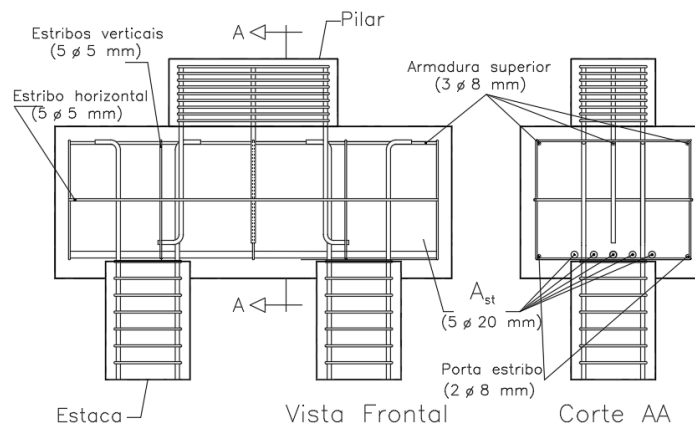
Figura 39 – Dimensões geométrica dos modelos com embutimento de 10 cm das estacas no bloco e numeração das quatro zonas nodais



Fonte: Autor (2024)

Na Figura 39 mostram-se as dimensões dos elementos estruturais, assim como as duas zonas nodais superior (pontos 1 e 2) e as duas zonas nodais inferior (pontos 3 e 4), que foram avaliadas em todos os modelos, e nas Figuras 40 à 45 são mostrados os detalhes esquemáticos das armaduras dos modelos. Para efeito de análise, neste trabalho as armaduras dos blocos foram consideradas retas e não inclinadas, como eventualmente pode acontecer em obra.

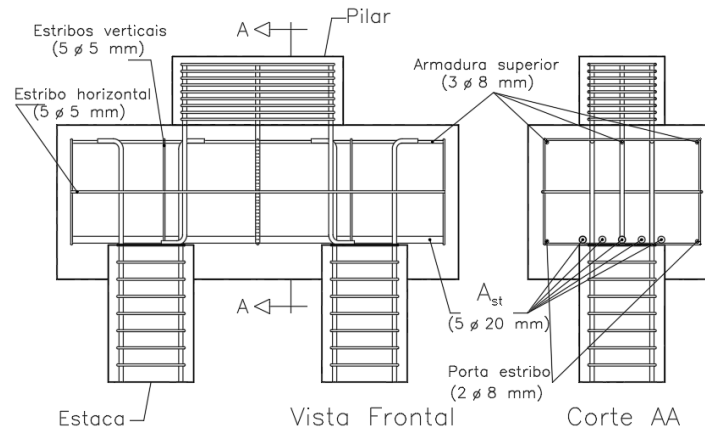
Figura 40 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos B45Emb5.5



Fonte: Autor (2024)

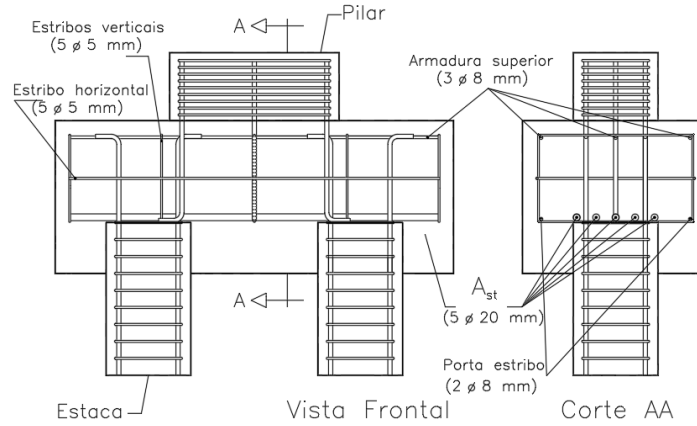
~

Figura 41 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos B45Emb10.10



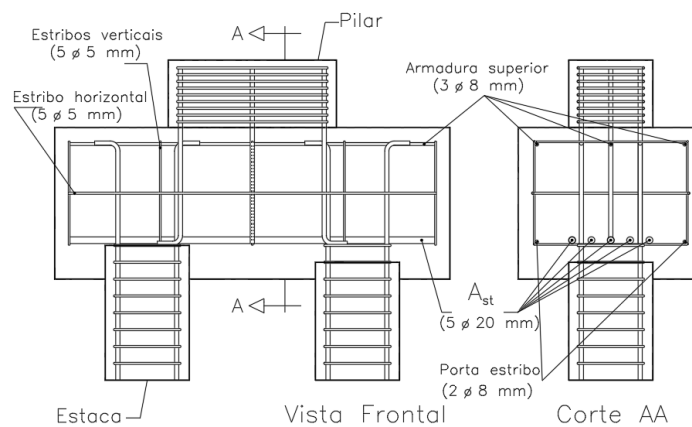
Fonte: Autor (2024)

Figura 42 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos B45Emb15.15



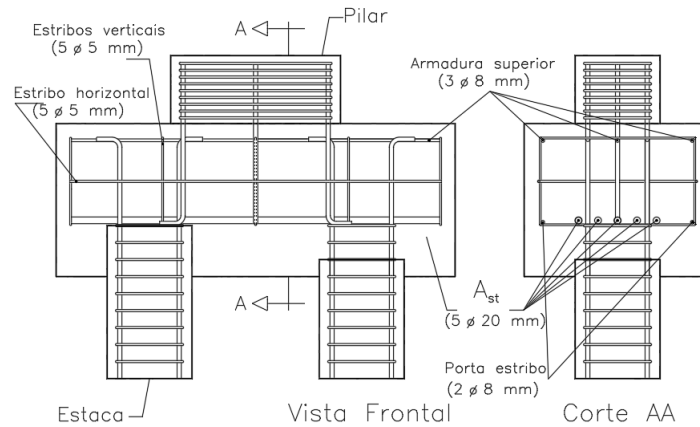
Fonte: Autor (2024)

Figura 43 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos B45Emb10.5



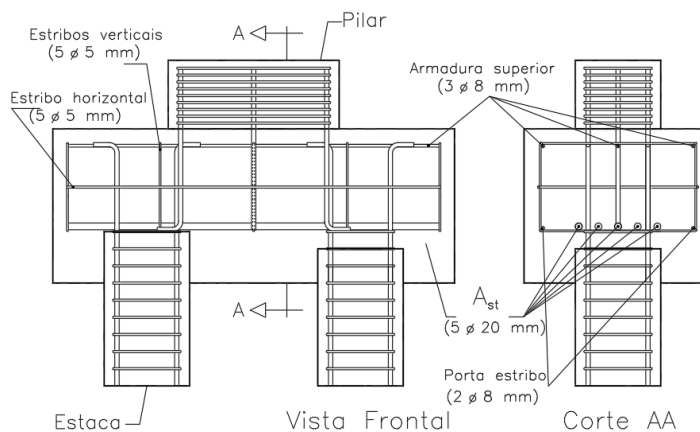
Fonte: Autor (2024)

Figura 44 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos B45Emb15.5



Fonte: Autor (2024)

Figura 45 – Detalhe esquemático das armaduras dos modelos B45Emb15.10



Fonte: Autor (2024)

3.2.3 Propriedades mecânicas utilizados na simulação numérica

Assim como proposto por Delalibera (2006), optou-se em adotar os mesmos critérios para o concreto desta pesquisa, sendo 33 MPa de resistência à compressão dos blocos, valor médio aproximado obtido pela referência, e 50 MPa de resistência à compressão das estacas e pilares. Essa diferença visa evitar a ruína inicial nesses dois elementos e assim verificar o comportamento dos blocos de fundação. Para representar o comportamento do concreto ao longo da aplicação do deslocamento vertical, adotou-se as propriedades mecânicas proposta por Carreira e Chu (1986), representadas nas Figuras 46 e 47, cujo modelo simula o comportamento não linear do concreto e considera sua capacidade de deformação plástica e potencial danos

que podem ocorrer, tendo assim uma representação mais realista do comportamento mecânico do material durante a análise estrutural.

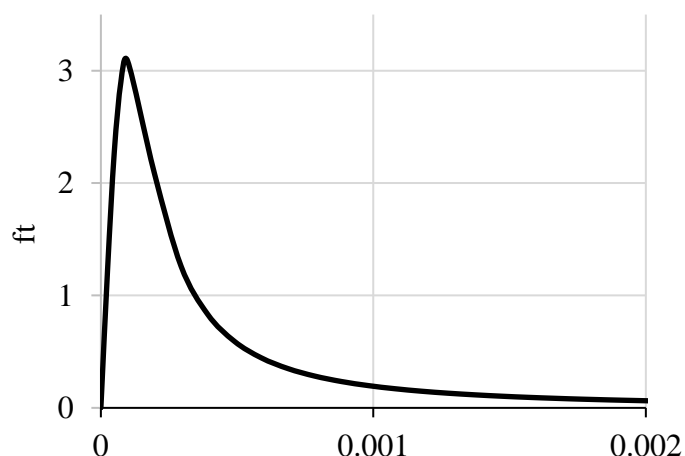
Para representar o comportamento do aço foram utilizados os dados de resistência ao escoamento e ruptura obtidos por Delalibera (2006) em laboratório e apresentados na Tabela 6. As barras apresentaram resistência ao escoamento maior que 500 MPa e módulo de elasticidade de aproximadamente 200 GPa. Com esses valores, utilizou-se a curva de Earls (1999) que juntos representaram o comportamento elastoplástico do aço. Adotou-se o valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson do aço e 0,2 do concreto. Para a placa de aço, responsável por uniformizar o deslocamento vertical na face superior do pilar, foi adotada a propriedade elástica de 200 GPa e 0,3 para o coeficiente de Poisson.

Tabela 6 – Resistência ao escoamento médio ($F_{y,m}$) e de ruptura (F_u) das barras de aço

\emptyset	$F_{y,m}$ (MPa)	F_u (MPa)
\emptyset 5 mm	681	755
\emptyset 6,3 mm	597	733
\emptyset 8 mm	581	674
\emptyset 10 mm	549	658
\emptyset 12,5 mm	578	740
\emptyset 16 mm	547	671
\emptyset 20 mm	550	719

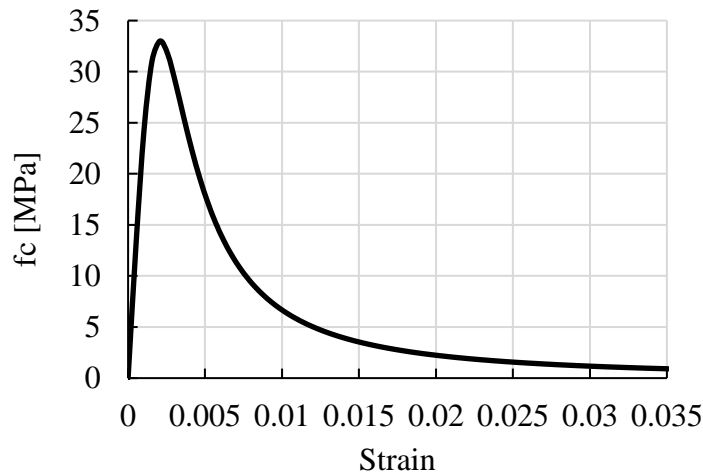
Fonte: Adaptado de Delalibera (2006)

Figura 46 – Curva tensão-deformação à tração do concreto de 33 MPa



Fonte: Carreira e Chu (1986)

Figura 47 – Curva tensão-deformação à compressão do concreto de 33 MPa



Fonte: Carreira e Chu (1986)

3.2.4 Dados utilizados no ABAQUS®

As simulações numéricas foram realizadas por meio do *software* ABAQUS®, que o departamento de engenharia civil da Universidade Federal de São Carlos tem licença para utilização.

Para modelar o comportamento do concreto, foi adotado o modelo *CDP* (*Concrete Damaged Plasticity*), que é um modelo constitutivo utilizado na análise de elementos finitos. Desta forma, foi necessário inserir no programa os dados descritos na Tabela 7. Um desses parâmetros é o ângulo de dilatância, que está relacionado ao atrito interno do concreto e conseqüentemente à variação de volume resultante das deformações plásticas. Esse ângulo é particularmente significativo em materiais frágeis como o concreto. Valores comuns nesse contexto variam entre 36° e 40°. Essa informação é essencial para uma correta aplicação do modelo *CDP* e uma representação adequada do comportamento do concreto durante a análise.

A excentricidade também é um parâmetro importante no modelo, e de acordo com Guerra (2017), pode ser obtida pela relação entre a força de tração e a força de compressão do material, geralmente assumindo um valor aproximado de 0,1 para o concreto. O parâmetro F_{b0}/F_{c0} refere-se à relação entre a resistência do concreto à compressão no estado biaxial e a resistência no estado uniaxial. No guia do usuário do ABAQUS® (2014) é recomendado o uso do valor 1,16 para esse parâmetro.

O fator de forma (*K*) está relacionado ao plano de falha do material. Valores abaixo de 2/3 indicam que o material está caracterizado na região elástica, enquanto

que valores acima de 2/3 indicam que o material está na região plástica, ou seja, o valor fixado na Tabela 7 está na transição dessas duas classificações, considerada elastoplástica.

Por fim, a viscosidade é um parâmetro utilizado para regularizar as equações constitutivas do material. Geralmente, para ele é utilizado o valor zero. No entanto, de acordo com Guerra (2017), às vezes é necessário ajustar esse valor para entender sua influência nos resultados e determinar o valor adequado mínimo para o problema em questão.

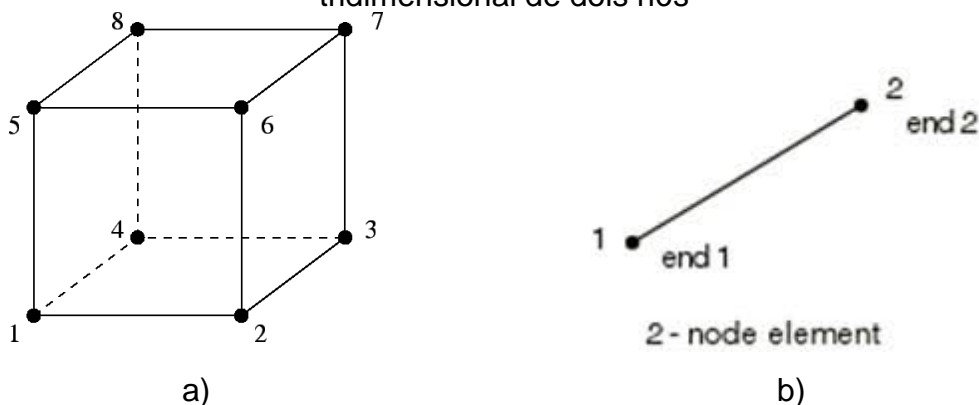
Tabela 7 – Parâmetros do CDP

Ângulo de dilatação	Excentricidade	Fb0/Fc0	K	Viscosidade
36°	0,1	1,16	2/3	0,0005

Fonte: Abaqus/Cae *User's Guide* (2014)

Os elementos finitos utilizados nesta pesquisa estão disponíveis no *software* ABAQUS®. Para os elementos de concreto e a placa de aço foi utilizado o elemento finito *Solid C3D8R*, da família “3D Stress”, que possui oito nós e três graus de liberdade por nó que são os deslocamentos na direção x, y e z. Para as barras de aço foi utilizado o elemento finito T3D2, da família “Truss” que representa uma treliça linear 3D com dois nós e também três graus de liberdade por nó, conforme Figura 48.

Figura 48 – Elementos finitos: a) elemento tridimensional hexaédrico; b) elemento tridimensional de dois nós



Fonte: Carlos e Silva (2023)

Tabela 8 – Parâmetros dos elementos dos modelos

Elemento Estrutural	Elemento Finito	Categoria	Tipo
Pilar	<i>Solid C3D8R</i>	<i>Solid</i>	<i>Homogeneous</i>
Bloco	<i>Solid C3D8R</i>	<i>Solid</i>	<i>Homogeneous</i>
Estacas	<i>Solid C3D8R</i>	<i>Solid</i>	<i>Homogeneous</i>
Barras de aço	<i>Truss T3D2</i>	<i>Beam</i>	<i>Truss</i>
Placa de aço	<i>Solid C3D8R</i>	<i>Solid</i>	<i>Homogeneous</i>

Fonte: Autor (2024)

As diferentes partes do conjunto estrutural (pilar, bloco, estacas, barras de aço e placa de aço) foram elaborados individualmente com posterior montagem dos modelos. Os elementos de concreto e placa de aço foram criados como elementos tridimensionais deformáveis e sólidos. As armaduras foram criadas como material deformáveis em formato de fios.

Após finalização dos modelos, foi criado um ponto de referência, centrado ou excêntrico, no topo da placa de aço para aplicação do deslocamento vertical no conjunto. Também foram criados pontos de referências nos elementos de concreto e aço para coleta das tensões, forças e deslocamentos aplicados nos modelos. Na Tabela 9 são descritos os tipos de interação aplicados entre os elementos dos modelos, sendo a aderência entre o concreto e o aço considerada perfeita.

Tabela 9 – Interação entre os elementos

Elementos	Interação
Ponto de referência (RP) do deslocamento vertical - placa de aço	<i>Coupling</i>
Placa de aço - pilar	<i>tie</i>
Pilar-bloco	<i>tie</i>
Bloco - estacas (face lateral)	<i>Surface-to-surface*</i>
Bloco - estacas (face superior)	<i>tie</i>
Armadura-concreto	<i>Embedded region</i>

*Comportamento normal e comportamento tangencial (*Penalty*: coeficiente de atrito 0,3)

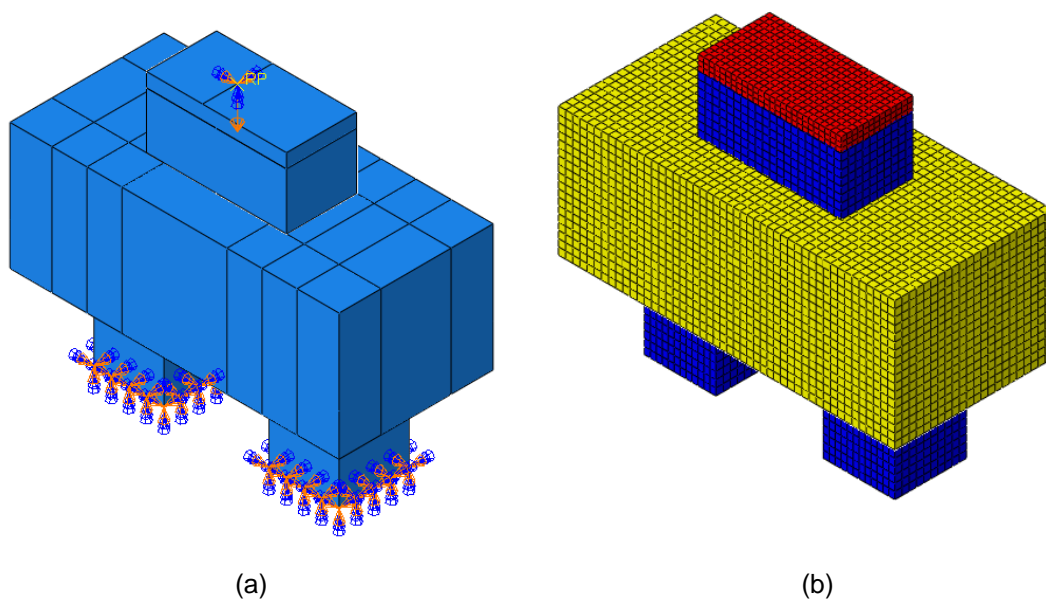
Fonte: Autor (2024)

Foram criadas duas condições de contorno: uma para a estaca e outra para o carregamento. A face inferior das estacas foi travada nas três (X, Y e Z) direções de

deslocamento e rotações. O ponto de carregamento (*reference point*) na placa de aço foi travado nas direções horizontais, recebendo somente um deslocamento vertical de 5 mm de cima para baixo. Esse valor máximo foi definido com base nos deslocamentos obtidos nas simulações numéricas de Delalibera (2006) e Munhoz e Giongo (2017). Na Figura 49a são mostradas as restrições aplicadas na base das estacas e no ponto de deslocamento aplicado no topo da placa de aço que está na face superior do pilar.

Na literatura técnica não há uma padronização do tamanho de malha ideal para simulação numérica de bloco sobre estacas. Delalibera e Sousa (2021) realizaram um teste de convergência de malha visando otimizar o tempo de processamento dos modelos. Eles compararam diferentes tamanhos de malhas, incluindo malha de 25 mm, 30 mm, 40 mm, 50 mm, 100 mm e 200 mm, e concluíram que uma malha de aproximadamente 30 mm teve um comportamento satisfatório, além de economizar tempo computacional se comparada a uma malha mais refinada. Luchesi *et al.* (2022) também adotaram uma malha de 30 mm para as simulações numéricas de blocos sobre estacas. Por outro lado, Araújo, Barros e Nascimento Neto (2021) e Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022) utilizaram malhas de 25 mm em seus modelos de simulação.

Figura 49 – a) Condições de contorno aplicadas; b) modelo com malha de 25 mm



Fonte: Autor (2024)

Considerando essas informações, para realização das simulações numéricas desta pesquisa foi adotada malha hexaédrica com técnica estruturada de elementos de 25 mm, conforme ilustrado na Figura 49b. De acordo com Barros, Delalibera e Giongo (2016), a utilização de um elemento finito com aproximação quadrática, que é o caso da malha hexaédrica, Figura 48a, em deslocamentos é indicada quando se considera os efeitos de não linearidade dos materiais. Visando obter uma melhor convergência das malhas nas descontinuidades geométricas dos elementos, foi necessário realizar alguns particionamentos no bloco, de acordo com o ilustrado também na Figura 49a.

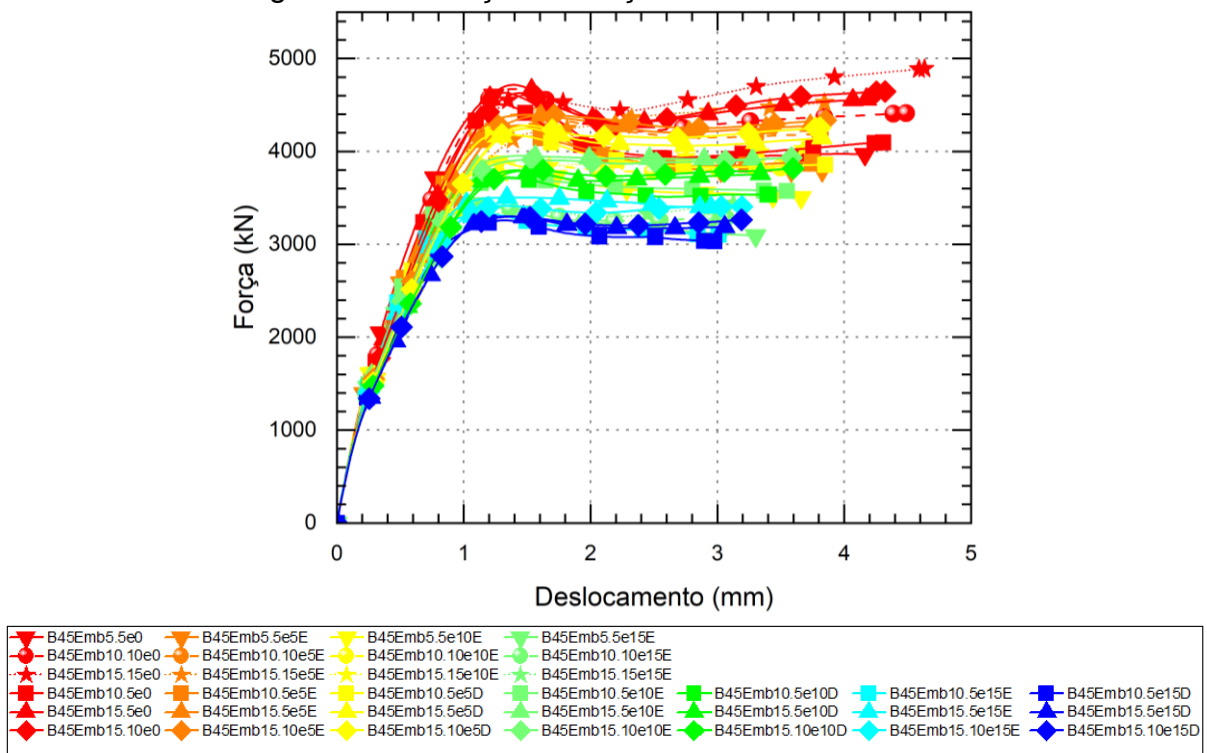
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para descrição e avaliação dos resultados desta pesquisa, dividiu-se este capítulo em três subitens: 4.1) avaliação da influência do deslocamento vertical excêntrico aplicado nos modelos; 4.2) avaliação da variação da altura de embutimento das estacas nos blocos e; 4.3) avaliação do início dos danos no concreto.

4.1 AVALIAÇÃO DA EXCENTRICIDADE DO DESLOCAMENTO VERTICAL APLICADO

Inicialmente, verificou-se qual o comportamento dos modelos quando submetido ao deslocamento vertical excêntrico de 5 mm. Para isso, foi elaborado a Figura 50 em que é descrito o comportamento dos modelos em relação ao deslocamento vertical aplicado no pilar, gerado pelas forças descritas no eixo y, e o deslocamento, descrito no eixo x, obtido no meio da face inferior do bloco. No Apêndice E são mostradas, de forma individual, as curvas da relação força *versus* deslocamento para cada modelo analisado.

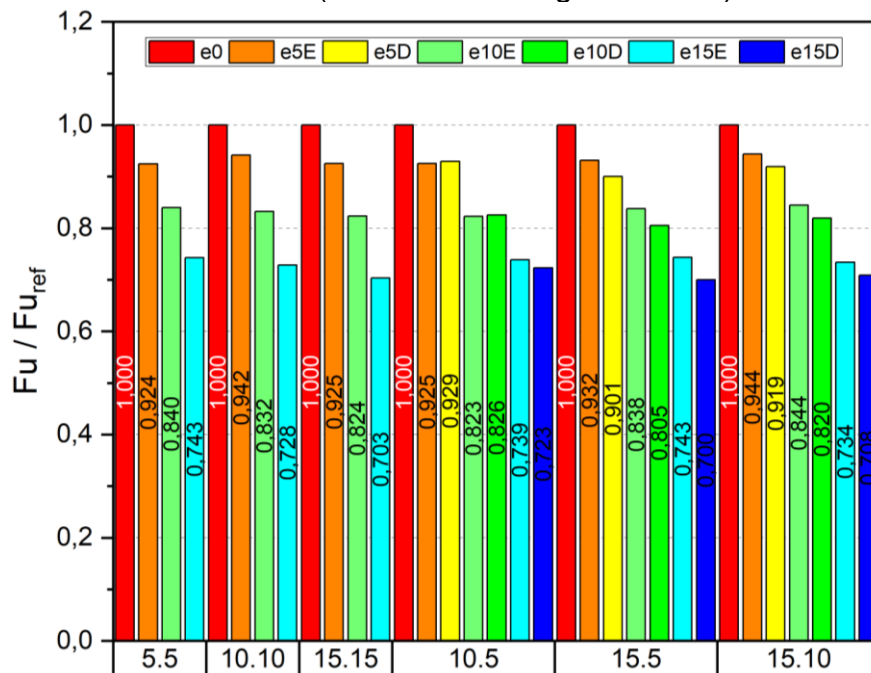
Figura 50 – Relação de força *versus* deslocamento



Fonte: Autor (2024)

Por meio da Figura 50, percebe-se, pela coloração das curvas, que quanto maior a excentricidade do deslocamento aplicado no modelo, menor foi a sua resistência última. Porém, devido a grande quantidade de dados, optou-se em representá-los por meio da Figura 51, de forma a avaliar melhor a variação das resistências últimas no comportamento de todos os modelos. Nela é mostrada a proporção dos valores de carga última entre o modelo analisado e o de referência (modelos com cargas centradas). Cabe destacar que o resultado do modelo de referência foi mostrado pela coluna vermelha com valor igual a 1, como parâmetro de comparação.

Figura 51 – Proporção dos valores de carga última entre o modelo analisado e o de referência (modelo com carga centrada)



Fonte: Autor (2024)

Para as seis formas de embutimento das estacas no bloco (Emb5.5; Emb10.10; Emb15.15; Emb10.5; Emb15.5 e Emb15.10), percebeu-se que quanto maior o deslocamento vertical excêntrico, menor foi a resistência dos modelos. Em média, os modelos com excentricidade de 5 cm tiveram uma perda de aproximadamente 7% da força última em relação aos modelos submetidos ao deslocamento vertical centrado; os modelos com excentricidade de 10 cm apresentaram uma perda média de quase 17% e; os modelos com deslocamento vertical de 15 cm do eixo do bloco, uma perda de aproximadamente 27%.

Tabela 10 – Tensões junto às zonas nodais superior e inferior para força última dos modelos

Modelos	$\sigma_{zn,s1}$	$\sigma_{zn,s2}$	$\sigma_{zn,i3}$	$\sigma_{zn,i4}$	f_c	$\sigma_{zn,s1}/f_c$	$\sigma_{zn,s2}/f_c$	$\sigma_{zn,i3}/f_c$	$\sigma_{zn,i4}/f_c$
B45Emb5x5e0	23.12	21.98	26.29	25.19	33.0	0.70	0.67	0.80	0.76
B45Emb5x5e5E	25.18	25.88	18.68	26.21	33.0	0.76	0.78	0.57	0.79
B45Emb5x5e10E	26.85	20.28	17.85	22.88	33.0	0.81	0.61	0.54	0.69
B45Emb5x5e15E	26.40	14.79	16.93	19.84	33.0	0.80	0.45	0.51	0.60
B45Emb10x10e0	24.42	24.86	25.33	25.49	33.0	0.74	0.75	0.77	0.77
B45Emb10x10e5E	27.04	28.17	19.14	26.21	33.0	0.82	0.85	0.58	0.79
B45Emb10x10e10E	28.21	22.14	16.86	21.72	33.0	0.85	0.67	0.51	0.66
B45Emb10x10e15E	27.05	15.21	17.26	17.09	33.0	0.82	0.46	0.52	0.52
B45Emb15x15e0	21.28	21.09	15.52	15.62	33.0	0.64	0.64	0.47	0.47
B45Emb15x15e5E	26.63	18.89	14.56	15.82	33.0	0.81	0.57	0.44	0.48
B45Emb15x15e10E	29.62	22.23	13.4	14.31	33.0	0.90	0.67	0.41	0.43
B45Emb15x15e15E	24.98	23.95	11.28	11.28	33.0	0.76	0.73	0.34	0.34
B45Emb10.5e0	24.00	26.36	23.16	25.37	33.0	0.73	0.80	0.70	0.77
B45Emb10.5e5E	29.16	26.48	16.73	25.40	33.0	0.88	0.80	0.51	0.77
B45Emb10.5e5D	27.45	31.03	24.19	18.18	33.0	0.83	0.94	0.73	0.55
B45Emb10.5e10E	27.87	20.80	13.65	23.07	33.0	0.84	0.63	0.41	0.70
B45Emb10.5e10D	21.00	28.24	21.30	13.42	33.0	0.64	0.86	0.65	0.41
B45Emb10.5e15E	27.61	13.90	13.86	19.22	33.0	0.84	0.42	0.42	0.58
B45Emb10.5e15D	14.26	25.31	16.93	12.16	33.0	0.43	0.77	0.51	0.37
B45Emb15.5e0	25.90	26.11	23.16	28.75	33.0	0.78	0.79	0.70	0.87
B45Emb15.5e5E	30.63	27.55	18.06	28.28	33.0	0.93	0.83	0.55	0.86
B45Emb15.5e5D	26.95	30.16	22.94	23.03	33.0	0.82	0.91	0.70	0.70
B45Emb15.5e10E	30.71	22.66	15.45	25.32	33.0	0.93	0.69	0.47	0.77
B45Emb15.5e10D	21.74	28.40	18.82	20.10	33.0	0.66	0.86	0.57	0.61
B45Emb15.5e15E	29.23	16.24	13.23	22.25	33.0	0.89	0.49	0.40	0.67
B45Emb15.5e15D	17.48	24.95	14.72	18.82	33.0	0.53	0.76	0.45	0.57
B45Emb15.10e0	20.22	16.42	15.95	9.86	33.0	0.61	0.50	0.48	0.30
B45Emb15.10e5E	29.55	28.97	17.91	25.68	33.0	0.90	0.88	0.54	0.78
B45Emb15.10e5D	28.16	30.06	24.06	18.30	33.0	0.85	0.91	0.73	0.55
B45Emb15.10e10E	28.04	19.57	13.39	13.75	33.0	0.85	0.59	0.41	0.42
B45Emb15.10e10D	21.74	22.26	15.66	8.70	33.0	0.66	0.67	0.47	0.26
B45Emb15.10e15E	28.29	15.60	15.53	17.17	33.0	0.86	0.47	0.47	0.52
B45Emb15.10e15D	17.11	25.93	15.18	14.42	33.0	0.52	0.79	0.46	0.44

Fonte: Autor (2024)

Notas: $\sigma_{zn,s1}$, tensão na biela junto à zona nodal superior do ponto 1 (esquerda do pilar); $\sigma_{zn,s2}$, tensão na biela junto à zona nodal superior do ponto 2 (direita do pilar); $\sigma_{zn,i3}$, tensão na biela junto à zona nodal inferior do ponto 3 (estaca esquerda); $\sigma_{zn,i4}$, tensão na biela junto à zona nodal inferior do ponto 4 (estaca direita); f_c , resistência à compressão adotado para o bloco.

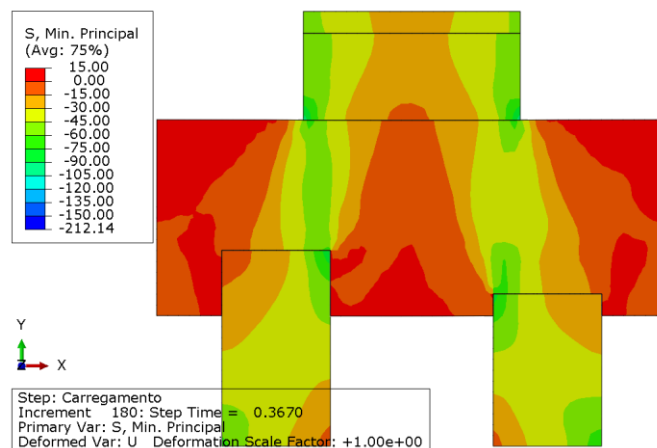
Foi observado também que na situação de carga centrada, para iguais embutimentos das estacas nos blocos, as tensões últimas nas quatro zonas nodais das bielas de compressão ($\sigma_{zn,s1}$, $\sigma_{zn,s2}$, $\sigma_{zn,i3}$ e $\sigma_{zn,i4}$), descritas na Figura 39 e Tabela

10, mostraram possuir valores próximos. Esses valores apresentaram maior variação, quanto maior foi a excentricidade do deslocamento vertical aplicado no pilar.

Nas zonas nodais inferiores ($\sigma_{zn,i3}$ e $\sigma_{zn,i4}$), de acordo com o Apêndice I, para os modelos submetidos à excentricidade, verificou-se que até, aproximadamente, 66% da força última, a $\sigma_{zn,i3}$ foi a mais solicitada e a partir dessa porcentagem, a $\sigma_{zn,i4}$ passou a ser mais solicitada. Isso mostrou que a excentricidade causou concentração de tensões em um dos lados do bloco, conseqüentemente, gerando modificação na distribuição do fluxo de tensões após redução da resistência da $\sigma_{zn,i3}$. Inclusive, acredita-se que os modelos tenham rompido primeiramente na $\sigma_{zn,i3}$, assim como observado no modelo de referência B45P50E25e0 de Delalibera (2006).

Os modelos com embutimentos das estacas variados (Emb10.5; Emb15.5 e Emb15.10), sob deslocamento centrado, apresentaram maiores tensões na estaca menos embutida. Com o seu menor embutimento, a estaca recebeu maior fluxo de tensão das bielas de compressão. Esse fato foi perceptível na Figura 52. Para os modelos sob deslocamento excêntrico, as regiões nodais mais próximas do ponto de deslocamento sempre foram as mais solicitadas até a possível ruptura e redistribuição da solicitação para outra zona nodal. No Apêndice F é possível visualizar os fluxos de tensões de compressão para todos os modelos simulados numericamente.

Figura 52 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5x15e0

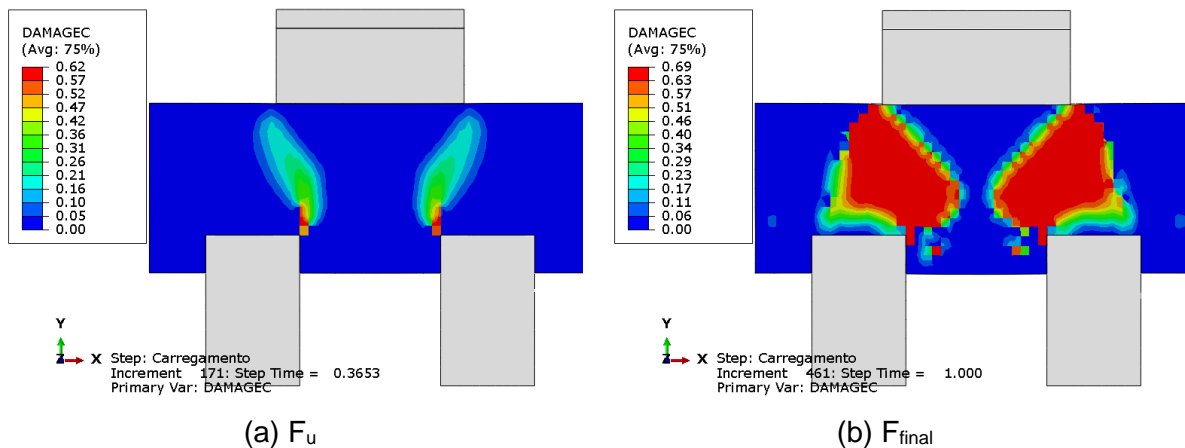


Fonte: Autor (2024)

Ainda na Tabela 10, as tensões últimas obtidas para as zonas nodais foram comparadas com o valor de f_c , resistência à compressão do concreto de 33 MPa considerado nas simulações numéricas dos blocos. Percebeu-se que mesmo para os

modelos sob excentricidade, para força última, o concreto das regiões nodais não atingiu o seu valor de ruptura, levando a possibilidade de ruptura nas bielas de compressão devido a concentração de danos nessa região, descritos na Figura 53, ou rompimento do tirante, conforme apresentados no anexo G, exceto para os modelos com embutimento de 5 cm, que não ocorreram escoamento das bielas do tirante.

Figura 53 – Dano à compressão do concreto do bloco no modelo B45Emb10.10e0



Fonte: Autor (2024)

Complementando a análise mecânica dos modelos, na Tabela 11 são mostrados os valores de força última, força teórica e as forças que provocaram a primeira fissura nos modelos. Percebeu-se que o método de dimensionamento de Blévoet e Frémy (1967) em relação à força última estaria com uma diferença entre 30% e 40%, a depender do embutimento das estacas a ser utilizado. Também foi perceptível que quanto maior a excentricidade da carga aplicada no bloco, menor é essa diferença.

Para visualização do comportamento do bloco sobre carga excêntrica, na Figura 54 são mostrados os fluxos de tensões de compressão para carga última dos modelos com embutimento de 10 cm das estacas nos blocos. Na Figura 54a, com aplicação da carga centrada, os fluxos apresentaram simetria no bloco. Porém nas Figuras 54b, 54c e 54d, os fluxos de tensões tenderam a ficar mais acentuados do lado do deslocamento excêntrico. Destaca-se também, que mesmo com o deslocamento excêntrico, a região interna das estacas sempre foram as mais

solicitadas. No Apêndice F é possível visualizar os fluxos de tensões de compressão para todos os modelos simulados numericamente.

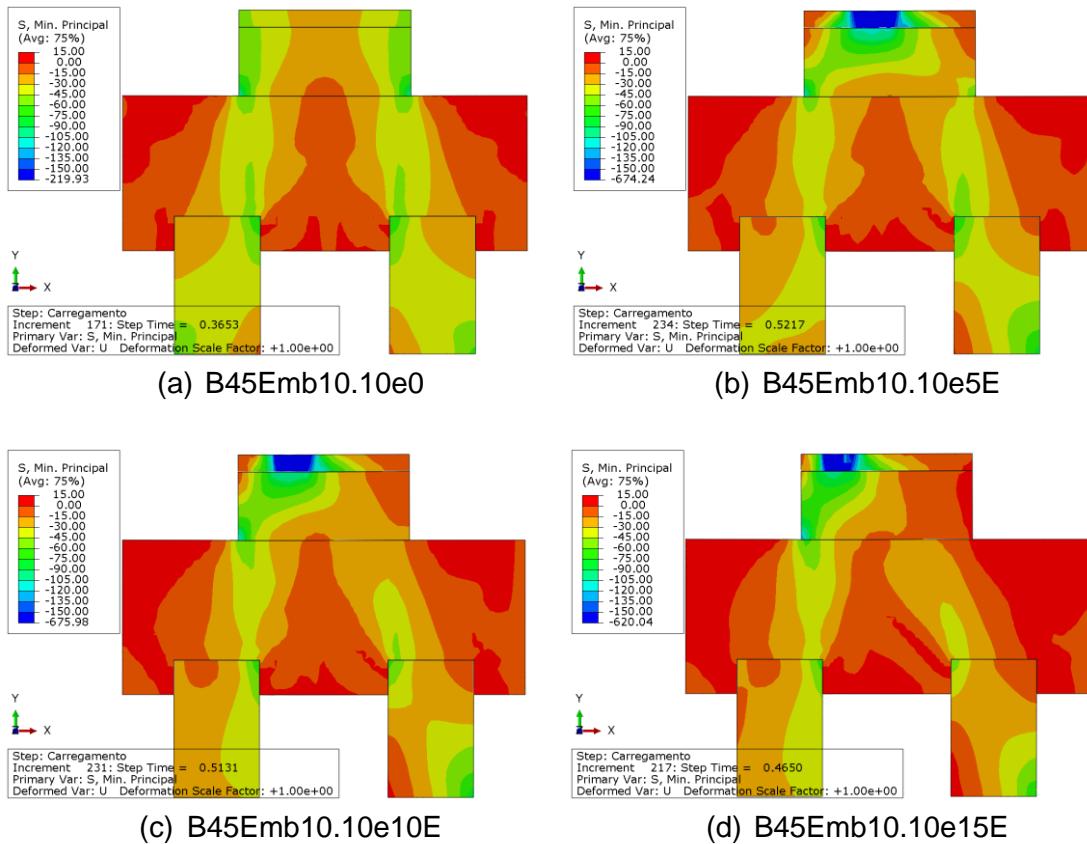
Tabela 11 – Valores das forças últimas e da primeira fissura obtidas nas simulações

Modelos	F_u (KN)	F_{rie} (KN)	F_{re} (KN)	F_{teo}	F_{rie}/F_u	F_{re}/F_u	F_{teo}/F_u	θ
B45Emb5.5e0	4630.54	896.13	896.13	3382.17	0.19	0.19	0.73	64.89
B45Emb5.5e5E	4280.10	835.51	852.39	3382.17	0.20	0.20	0.79	
B45Emb5.5e10E	3890.03	756.51	809.97	3382.17	0.19	0.21	0.87	
B45Emb5.5e15E	3438.82	727.41	752.09	3382.17	0.21	0.22	0.98	
B45Emb10.10e0	4671.46	738.7	870.02	3205.07	0.16	0.19	0.69	61.82
B45Emb10.10e5E	4399.26	705.36	823.44	3205.07	0.16	0.19	0.73	
B45Emb10.10e10E	3888.30	653.34	769.68	3205.07	0.17	0.20	0.82	
B45Emb10.10e15E	3403.07	582.89	708.7	3205.07	0.17	0.21	0.94	
B45Emb15.15e0	4889.71	690.26	889.33	2965.99	0.14	0.18	0.61	57.99
B45Emb15.15e5E	4524.19	702.21	782.23	2965.99	0.16	0.17	0.66	
B45Emb15.15e10E	4026.99	567.22	703.37	2965.99	0.14	0.17	0.74	
B45Emb15.15e15E	3437.46	499.37	653.14	2965.99	0.15	0.19	0.86	
B45Emb10.5e0	4506.1	761.43	874.75	3205.07	0.17	0.19	0.71	61.82
B45Emb10.5e5E	4168.7	776.98	776.98	3205.07	0.19	0.19	0.77	
B45Emb10.5e5D	4187.6	674.84	801.62	3205.07	0.16	0.19	0.77	
B45Emb10.5e10E	3707.7	706.72	706.72	3205.07	0.19	0.19	0.86	
B45Emb10.5e10D	3720.6	683.62	770.47	3205.07	0.18	0.21	0.86	
B45Emb10.5e15E	3329.4	581	670.22	3205.07	0.17	0.20	0.96	
B45Emb10.5e15D	3258	621.19	692.80	3205.07	0.19	0.21	0.98	
B45Emb15.5e0	4716.5	662.99	877.88	2965.99	0.14	0.19	0.63	57.99
B45Emb15.5e5E	4394.2	715.62	760.98	2965.99	0.16	0.17	0.67	
B45Emb15.5e5D	4247.2	610.46	809.96	2965.99	0.14	0.19	0.70	
B45Emb15.5e10E	3952.4	604.92	704.16	2965.99	0.15	0.18	0.75	
B45Emb15.5e10D	3796.1	551.12	769.35	2965.99	0.15	0.20	0.78	
B45Emb15.5e15E	3504.6	625.31	654	2965.99	0.18	0.19	0.85	
B45Emb15.5e15D	3301.3	388.12	699.6	2965.99	0.12	0.21	0.90	
B45Emb15.10e0	4656	653.53	864.2	2965.99	0.14	0.19	0.64	57.99
B45Emb15.10e5E	4395	709.34	772.57	2965.99	0.16	0.18	0.67	
B45Emb15.10e5D	4280	703.86	785.47	2965.99	0.16	0.18	0.69	
B45Emb15.10e10E	3931.6	585.91	701.13	2965.99	0.15	0.18	0.75	
B45Emb15.10e10D	3816.5	570.39	723.91	2965.99	0.15	0.19	0.78	
B45Emb15.10e15E	3415.5	549.96	639.89	2965.99	0.16	0.19	0.87	
B45Emb15.10e15D	3298.5	500.96	654.5	2965.99	0.15	0.20	0.90	

Notas: F_u , força última obtida por meio da simulação numérica; F_{rie} , força que provocou a primeira fissura (interna e/ou externa ao bloco); F_{re} , força que provocou a primeira fissura na face lateral do bloco; F_{teo} , força teórica calculada por meio de Blévet e Frémy (1967) e; θ , ângulo de inclinação das bielas com o tirante.

Fonte: Autor (2024)

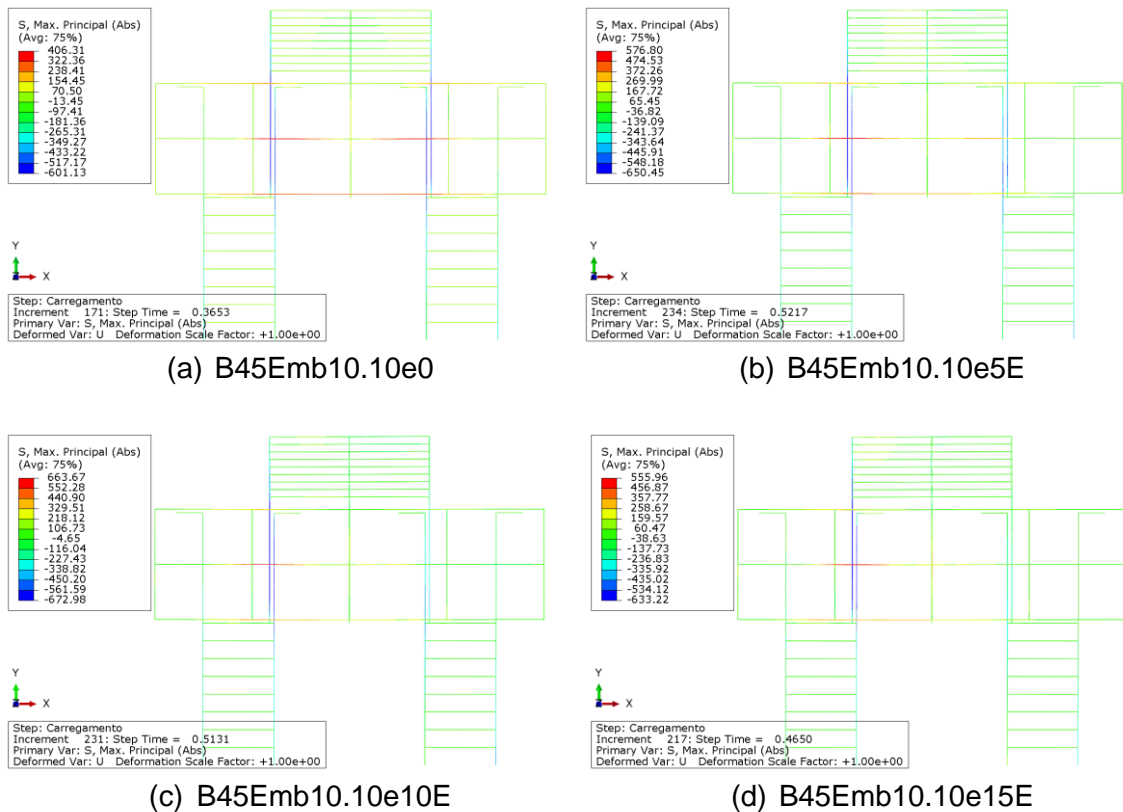
Figura 54 – Tensões principais de compressão



Fonte: Autor (2024)

Essa assimetria de tensões também foi perceptível nas barras de aço dos modelos com excentricidade, Figuras 55b, 55c e 55d, com destaque para as regiões onde se localizam as bielas de tensões de compressão. Inclusive, percebeu-se, por meio da Figura 55a, que a região central da barra do tirante foi mais solicitada sob carga centrada do que a situação com carga excêntrica. Nas Figuras 55b, 55c e 55d, modelos sob cargas excêntricas, são perceptíveis que a região mais solicitada do tirante foi na região junto à face interna da estaca mais solicitada. No Apêndice F também é possível visualizar os fluxos de tensão nas barras de aço para os demais modelos simulados numericamente.

Figura 55 – Tensões nas barras de aço

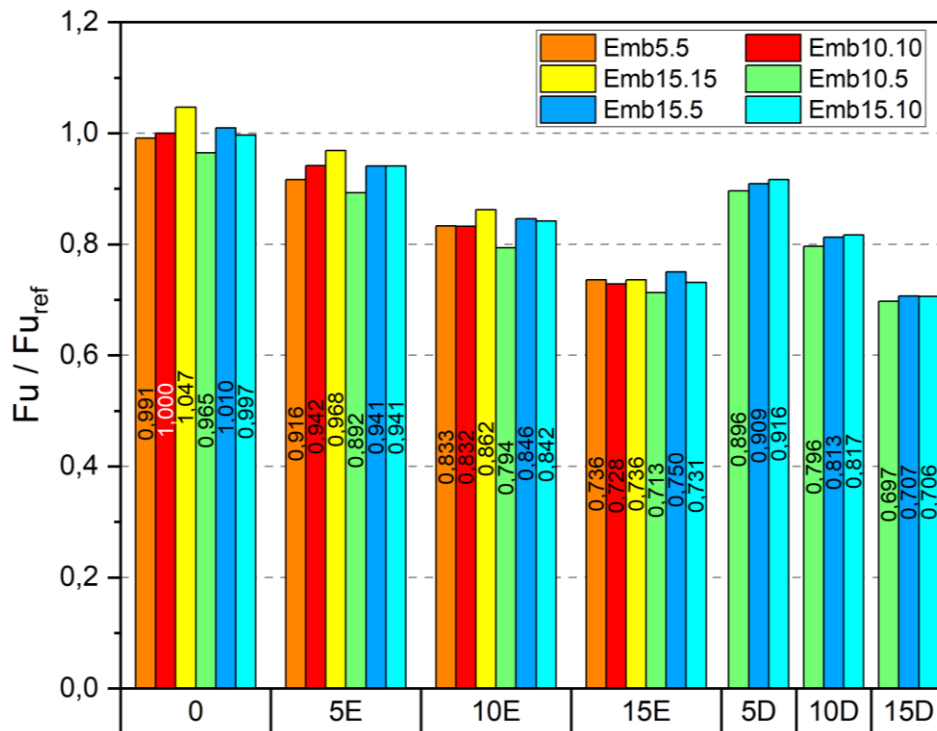


Assim, conforme observado nos resultados, a localização do ponto de aplicação do deslocamento vertical definiu os locais onde ocorreram as maiores solicitações de tensões nas barras de aço e conseqüentemente gerando maiores deformações nesses elementos.

4.2 AVALIAÇÃO DA VARIAÇÃO DE EMBUTIMENTO EM BLOCO SOBRE ESTACAS

Ainda em relação à Figura 50, percebeu-se que a variação do embutimento das estacas nos blocos teve pouca influência no valor de resistência última dos modelos. De forma a compreender melhor essas relações, elaborou-se a Figura 56, que relacionou os modelos por tipo de deslocamento (centrado ou excêntrico) aplicado no pilar, tomando como referência o modelo B45Emb10.10e0.

Figura 56 – Proporção dos valores de carga última entre o modelo analisado e o de referência (B45Emb10.10)



Fonte: Autor (2024)

Percebeu-se que na maioria dos conjuntos, os modelos com embutimento de 15 cm das estacas no bloco, tiveram resistência última superior, com destaque para o modelo B45Emb15.15e0 que obteve uma resistência de, aproximadamente, 5% maior do que o modelo de referência. Os modelos com embutimento de 5 cm das estacas no bloco, tiveram resistências últimas praticamente iguais ou inferiores à referência. Por mais que haja pouca diferença na resistência última entre os modelos dos agrupamentos, em todos eles, percebeu-se que o modelo (Emb10.5) com embutimento de 10 cm na estaca esquerda e 5 cm na estaca direita foi o menos resistente.

Ao avaliar o meio da barra central do tirante para os embutimentos iguais, em relação à evolução das tensões para as forças aplicadas (33% f_u , 66% f_u , f_u e força final), percebeu-se que os modelos com excentricidade sempre foram menos solicitados nessa região e quanto maior a excentricidade, menor foi a solicitação no meio do tirante, como observado anteriormente. Em relação ao embutimento, percebeu-se que os modelos se comportaram por semelhança de embutimento, conforme destacado na Figura 57.

Figura 57 – Relação força versus tensão para o meio da barra do tirante

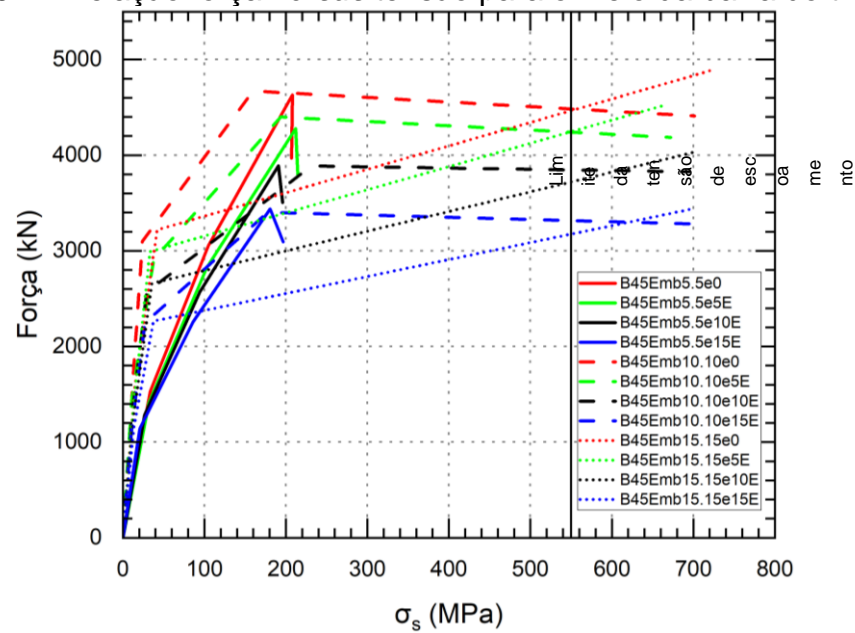
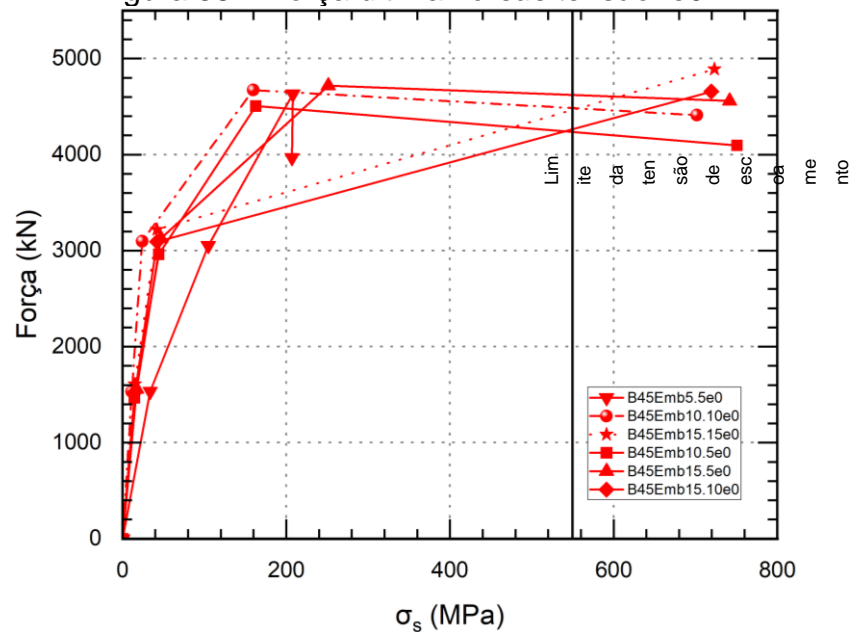


Figura 58 – Força última versus tensão: e0



As barras dos modelos B45Emb5.5 foram as menos solicitadas, tendo as rupturas dos modelos sem escoamento (550 MPa) das barras do tirante. Os modelos B45Emb10.10 também romperam antes do escoamento das barras, porém elas escoaram antes do final da simulação numérica. Ao contrário dos modelos com embutimento de 5 cm e 10 cm, os modelos de B45Emb15.15 só romperam após o escoamento do tirante.

Ao avaliar o meio da barra central do tirante para os diferentes embutimentos das estacas, exemplificado na Figura 58 para modelos sob deslocamento vertical no eixo do pilar, percebeu-se que os modelos B45Emb10.5 e B45Emb15.5 se comportaram semelhantes ao modelo B45Emb10.10. Já o modelo B45Emb15.10 se comportou semelhante ao modelo B45Emb15.15. No Apêndice G é possível visualizar outras relações entre a força *versus* tensão para as diversas variações dos embutimentos nas estacas e a aplicação de carga excêntrica.

Para visualização do comportamento dos blocos com os três diferentes tipos de embutimento das estacas, na Figura 59 são mostrados os fluxos de tensões de compressão para carga última dos modelos submetidos à carga centrada e na Figura 60 as tensões nas barras de aço.

Figura 59 – Tensões principais de compressão

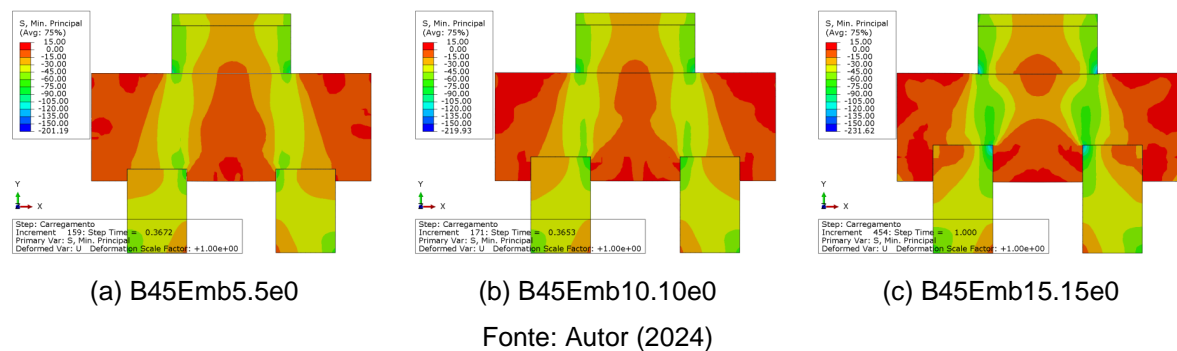
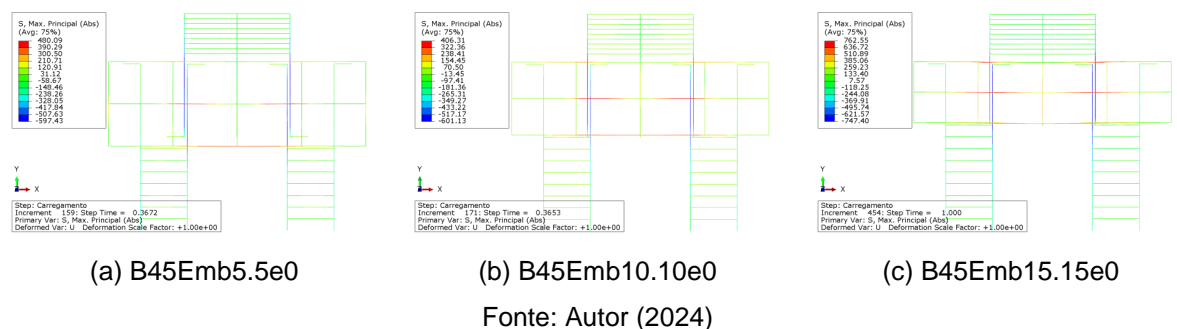


Figura 60 – Tensões nas barras de aço



Nas imagens, percebeu-se que os fluxos de tensões de compressão não foi uniforme nas estacas e que seu canto interno foram as regiões mais solicitadas. Além disso, percebeu-se que o maior embutimento das estacas no bloco, exemplificado pelo modelo B45Emb15.15e0, Figura 60c, e consequente elevação da linha do tirante,

aumentou a tensão no tirante. No Apêndice F é possível visualizar os fluxos de tensões de compressão para todos os modelos simulados numericamente.

Na Figura 60 são observadas as tensões nas armaduras dos modelos, nas quais são descritas simetria no fluxo de tensões para os modelos. Também percebeu que a região central do bloco B45Emb15.15e0, Figura 60c, foi a mais solicitada se comparada aos outros dois modelos, fato também observado na Figura 59c. Isso ocorreu em função da maior área de contato das estacas com blocos, transferindo de forma eficiente a carga do bloco para as estacas.

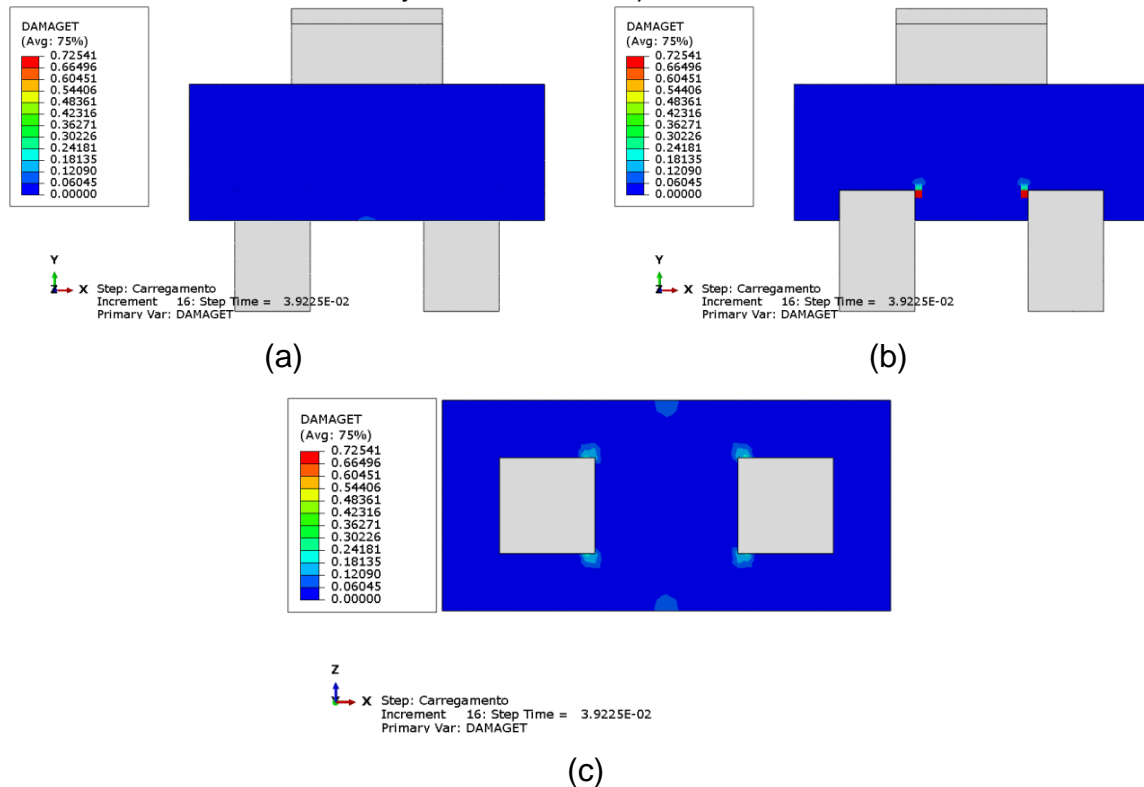
4.3 DANIFICAÇÃO (FISSURAS) NO CONCRETO

Por meio do programa ABAQUS® foi possível verificar quais regiões dos blocos já tinham sofrido dano quando surgiu o primeiro dano na face lateral do bloco. Na Tabela 11, percebeu-se que quanto maior o embutimento das estacas no bloco, mais cedo foi o início do dano nos modelos, por maior que seja a resistência última, e que a aplicação da carga excêntrica pouco influencia nessa relação.

Também foi percebido que para os modelos com embutimento de 5 cm das estacas, os primeiros danos (fissuras), tanto interno quanto na face lateral do bloco, iniciaram em torno de 20% da força última (f_u) dos modelos, sendo perceptível o dano na direção do deslocamento aplicado no bloco.

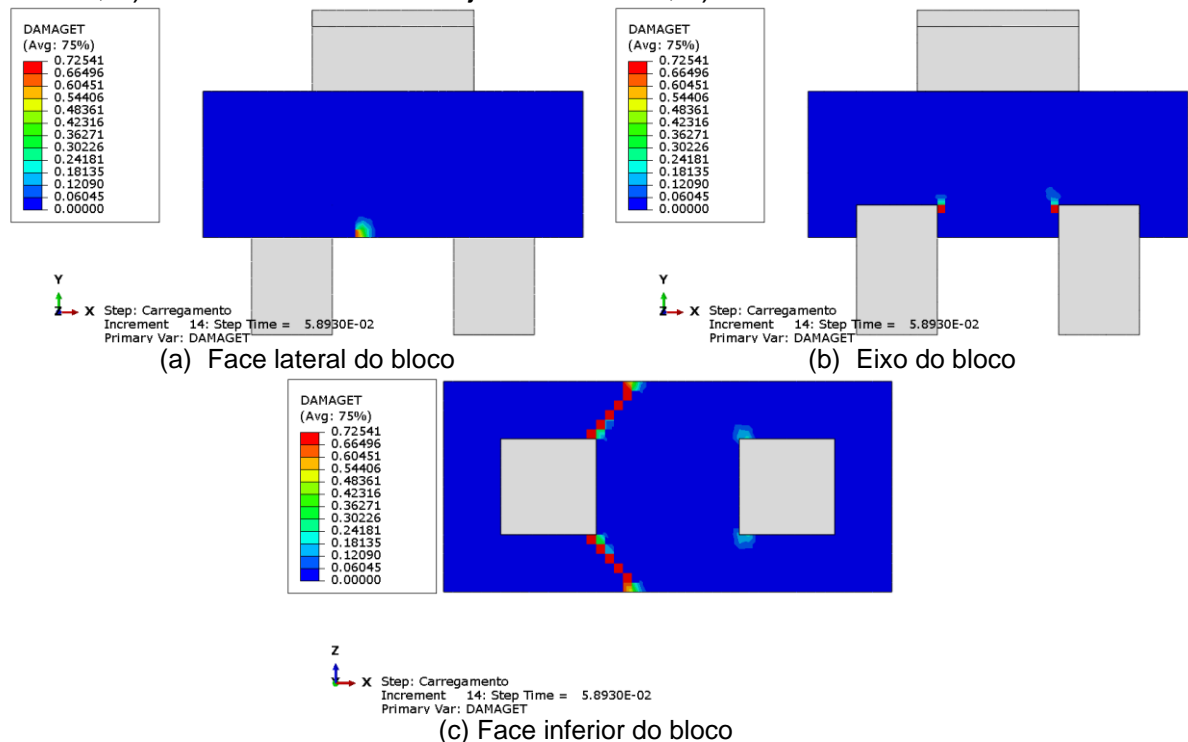
Para os modelos com embutimento de 10 cm das estacas, os primeiros danos (fissuras) internos iniciaram em torno de 16% da força última (f_u), sendo visualizados na região entre o bloco e o canto interno das estacas, e o primeiro dano (fissuras) na lateral do bloco começou em torno de 19% da força última (f_u), conforme representado na Figura 61. Para esses mesmos modelos, porém com excentricidade de 10 cm e 15 cm, a danificação da face inferior do bloco, próximo à direção da carga, foi bem maior em relação ao com deslocamento centrado e excentricidade de 5 cm. Nos dois sob maiores excentricidades, o dano se mostra saindo do canto da estaca mais solicitada em direção ao meio do bloco com sentido ao pilar, conforme descrito no modelo B45Emb10.10e15E.

Figura 61 – primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.10e0 para o primeiro dano na face lateral externa do bloco: a) dano na face externa lateral do bloco; b) dano interno ao bloco junto à estaca; c) dano na face inferior do bloco.



Fonte: Autor (2024)

Figura 62 – primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.10e15E para o primeiro dano na face lateral externa do bloco: a) dano na face externa lateral do bloco; b) dano interno ao bloco junto à estaca; c) dano na face inferior do bloco.



Nos modelos com embutimento de 15 cm, os primeiros danos (fissuras) internos surgiram com aproximadamente 15% da força última (f_u) e na lateral do bloco esse processo se iniciou em torno de 18% da força última (f_u), sendo que para o modelo sob carga centrada, o dano (fissura) apresentou sair do canto interno das estacas em direção ao meio do bloco com sentido ao pilar. Isso também ocorreu nos modelos com excentricidade (5 cm, 10 cm e 15 cm), porém, inicialmente, somente na estaca mais solicitada.

Nos modelos sob carga centrada e diferentes embutimentos das estacas, percebeu-se os mesmos fenômenos observados nos modelos com embutimentos iguais, por exemplo: para o modelo B45Emb10.5e0, a face inferior do bloco apresentou danos paralelos à aplicação do deslocamento vertical e a região entre o bloco e a estaca esquerda iniciou primeiro o processo de dano já que a estaca direita estava menos embutida. O dano na base do bloco apresentou se deslocar conforme alteração da aplicação do deslocamento vertical na face superior do pilar, sendo o mesmo ocorrendo para o modelo B45Emb15.5.

O modelo B45Emb15.10 teve comportamento semelhante aos modelos B45Emb10.5 e B45Emb15.5, tendo como única diferença que as duas estacas apresentaram danos junto ao bloco quando visualizado o primeiro dano na face lateral do bloco, o que para os outros modelos não ocorria no embutimento 5 cm da estaca.

Nos modelos B45Emb10.5, os primeiros danos (fissuras) internos surgiram com aproximadamente 18% da força última (f_u) e na lateral do bloco esse processo se iniciou em torno de 20% da força última (f_u). Para os modelos B45Emb15.5 e B45Emb15.10 os primeiros danos (fissuras) internos surgiram com aproximadamente 15% da força última (f_u) e na lateral do bloco esse processo se iniciou em torno de 19% da força última (f_u).

Destaca-se que por mais que a excentricidade da aplicação da carga não esteja diretamente relacionada ao período de início da danificação, a região mais danificada, inicialmente, sempre foi paralela à aplicação do deslocamento vertical (carga).

Resumidamente, nos modelos sob carga centrada o primeiro dano interno surgiu nas duas estacas, no canto interno entre a estaca e o bloco. Nos modelos sob excentricidade, esse fenômeno ocorreu primeiro na estaca mais solicitada.

5 CONCLUSÕES

A presente dissertação investigou, por meio da simulação numérica, a influência da carga excêntrica e da variação da altura de embutimento das estacas no comportamento estrutural de bloco sobre duas estacas. Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que:

5.1 Calibração dos modelos numéricos

Os ensaios experimentais presentes na literatura técnica nem sempre forneceram todos os dados, como condições de contorno utilizadas, características dos materiais adotados e até mesmo a forma de realização dos ensaios, necessários para se realizar uma adequada calibração do modelo numérico. Um dos poucos modelos que apresentaram tais informações foram os de Delalibera (2006).

Com base na calibração dos modelos numéricos, por meio do modelo de referência, concluiu-se que a variação geométrica do pilar dos blocos sobre estacas interfere na escolha dos parâmetros do CDP (*Concrete Damaged Plasticity*) utilizados no ABAQUS®. Observou-se também que os modelos numéricos tenderam a apresentar comportamento mais rígido em comparação aos modelos experimentais.

5.2 Avaliação da excentricidade do deslocamento vertical

Os resultados obtidos evidenciaram que o deslocamento excêntrico influenciou na resistência dos modelos e quanto maior foi a excentricidade do deslocamento aplicado, menor foi a resistência dos modelos analisados. Essas constatações corroboram os resultados obtidos por Delalibera e Giongo (2009).

Sob deslocamento centrado, as tensões nas quatro zonas nodais não foram iguais, mas sim próximas. Tal fato pode ter sido causado por uma inconsistência numérica. Além disso, na força última, as menores tensões nas zonas nodais foram nos modelos sob deslocamento centrado e as zonas nodais nos modelos sob excentricidade foram as mais solicitadas. Ademais, observou-se que das quatro zonas nodais, a zona nodal mais próxima do deslocamento vertical foi a mais solicitada. Por fim, não foi observado uniformidade na distribuição de tensões nas estacas, sendo suas regiões internas as mais solicitadas.

A assimetria das tensões também foi evidente nas barras de aço dos modelos com excentricidade, ressaltando a concentração de tensões em um dos lados do bloco.

5.3 Avaliação da variação da altura de embutimento das estacas

A análise da variação do embutimento das estacas revelou que esse fator pouco influenciou na resistência última dos modelos, porém se associado a solicitações excêntricas, pode-se perder até 30% da resistência. Observou-se que modelos com maiores embutimentos tiveram resistência última superior, com destaque para o modelo B45Emb15.15e0 que apresentou resistência última 5% maior que o modelo de referência. Neste caso, o maior embutimento das estacas fez com que o tirante fosse mais solicitado.

Exceto para os modelos com B45Emb10.5e5 e B45Emb10.5e10, todos os modelos com embutimento variado das estacas apresentaram menor resistência última quando o deslocamento vertical estava mais próximo da estaca menos embutida, ou seja, do lado direito conforme disposição descrita na metodologia.

5.4 Danos iniciais nos modelos

A avaliação dos danos no concreto revelou que, independentemente da excentricidade da carga aplicada, modelos com maior embutimento das estacas tiveram danos antes do que os modelos com menor embutimento de estaca. Notavelmente, para embutimentos menores, os primeiros danos surgiram em torno de 20% da força última (f_u), enquanto embutimentos maiores apresentaram danos iniciais em torno de 15% da força última (f_u). De modo geral, os primeiros danos ocorreram internamente ao bloco, junto às estacas, e os primeiros danos na lateral do bloco ocorreram paralelos à aplicação do deslocamento vertical. Esses resultados destacaram a importância do embutimento das estacas no comportamento estrutural e na propagação de danos no concreto.

Assim, os resultados obtidos mostraram que a aplicação da carga excêntrica foi o fator que mais contribuiu para a redução da capacidade resistente dos modelos, entretanto, o maior embutimento das estacas contribuiu para aumento das tensões no tirante. Além disso, o modelo teórico de previsão utilizado (Blévoit e Frémy, 1967) não representou efetivamente a carga última dos modelos numéricos, fato explicado pela

formulação não contemplar a situação de embutimento de estacas e cargas excêntricas. Mesmo em se tratando de uma situação onde houve perda significativa de resistência dos modelos (cerca de 30%), percebeu-se uma ausência de publicações específicas sobre o assunto, o que é um fato preocupante dado o impacto que significa a ruptura de um bloco sobre estacas com relação ao equilíbrio de uma edificação.

5.5 Sugestão para trabalhos futuros

Os resultados obtidos evidenciaram a importância de considerar tais fatores na avaliação e projeto de fundações, destacando a necessidade de estudos adicionais para aprimorar as práticas de engenharia. Desta forma, propõe-se as seguintes análises para trabalhos futuros:

- Avaliar a influência da carga excêntrica e variação da altura de embutimento das estacas em modelos sob outros formatos de pilar, tais como pilares de seção transversal quadrada e circular;
- Avaliar a influência da carga excêntrica e variação da altura de embutimento das estacas em modelos sob maiores números de estacas, por exemplo: bloco sobre três e quatro estacas;
- Avaliar modelos de bloco sobre estacas com menor taxa de armadura do tirante e a mesma resistência à compressão do concreto para o pilar, bloco e estacas;
- Realização de ensaios experimentais de blocos sobre estacas.

REFERÊNCIAS

Abaqus. V. 6.14. **Abaqus/Cae User's Guide**, 2014.

Adebar, P.; Kuchma, D.; Collins, M. P. (1990). *Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study*. In **American Concrete Institute**, v. 87, p. 81-91.

Alebachew, A. A.; Gui, D. M. W. *Numerical analysis of the performance of pile cap on a single pile for a lateral bearing capacity in layered soil*. **Journal of Physics: Conference Series**, 1793 (2021), DOI:10.1088/1742-6596/1793/1/012042. Acesso em: 21 abril 2023.

Alonso, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 3ª Edição. São Paulo: Blucher, 2019.

Alves, E. C.; Tomaz, A. G. Da S. Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas – RPEE**, série III, n. 8 (novembro 2018), p. 19-32, 2018. Disponível em: http://rpee.lnec.pt/Ficheiros/rpee_serieIII_n08/rpee_sIII_n08_pg19_32.pdf. Acesso em: 21 abril 2023.

American Concrete Institute 920140. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14)**. Detroit, USA.

Andersen, M. E. M.; Jensen, T. W. *Validation of reinforced concrete pile caps using non-linear finite element analysis and finite element limit analysis*. **Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures – Meschke, Pichler & Rots (Eds)**, p. 308-316, 2022. DOI:10.1201/9781003316404-37. Acesso em: 23 abril 2023.

Andersen, M. E. M.; Poulsen, P. N.; Olesen, J. F.; Hoang, L. C. *Solid finite element limit analysis for modelling of pile caps*. In **Concrete structures for resilient Society**, Xangai, 2020, p. 1405-1413, 2020. Disponível em: <https://orbit.dtu.dk/en/publications/solid-finite-element-limit-analysis-for-modelling-of-pile-caps>. Acesso em: 9 jun. 2022.

Araújo, E. **Métodos numéricos para simulação na engenharia**. Disponível em: <https://www.esss.co/blog/metodos-numericos-para-simulacao-na-engenharia/#:~:text=%C3%89%20um%20m%C3%A9todo%20num%C3%A9rico%20que,e%20propriedades%20de%20materiais%20complexos>. Acesso em: 12 jun 2022.

Araújo, J. M. de. *Design of rigid pile caps through an interactive strut-and-tie model*. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 14 (ago. 2016), pp. 397-407, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.3151/jact.14.397>. Acesso em 20 abril 2023.

Araújo, K. Y. M. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre estacas como fundação para aerogerador onshore**. 2018. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio Grande do Norte, Natal, 2018. Disponível em: <https://repositorio.ufrn.br/handle/123456789/25832>. Acesso em: 22 nov. 2022.

Araújo, K. Y. M.; Barros, R.; Nascimento Neto, J. A. N. *Structural analysis of pile cap as onshore wind turbine foundation*. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 14, n. 5, 2021, Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000500004>. Acesso em: 21 abril 2023.

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS; Associação Brasileira De Empresas De Engenharia De Fundações E Geotécnica – ABEF. **Fundações: teoria e prática**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6118: 2007 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6118: 2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6118: 2023 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.

Azevedo, J. C. **Análise do comportamento estrutural de blocos rígidos sobre duas estacas, baseado em modelagem numérica**. 2018. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <https://www.bdtd.uerj.br:8443/handle/1/11488>. Acesso em: 22 nov. 2022.

Barros, R. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. 2013. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2013. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-07012014-143424/pt-br.php>. Acesso em: 13 jun. 2022.

Barros, R.; Delalibera, R. G.; Giongo, J. S. Avaliação experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, Portugal, série III, n. 1, julho 2016. Disponível em: https://repositorio.ufrn.br/bitstream/123456789/30950/1/Avalia%c3%a7%c3%a3oExperimentalNum%c3%a9rica_BARROS_2016.pdf. Acesso em: 11 jun. 2022.

Blévoit, J.; Frémy, R. Semelles sur pieux. In: **Annales d'institut technique du bâtiment et des travaux publics**, n. 230, 1967, Paris. Disponível em: http://www.abece.com.br/pdf/1967_Blevot_e_Fremy.pdf. Acesso em: 7 jun. 2022.

Boulifa, R.; Samai, M. L.; Benhassine, M. T.; Tekkouk, A. *Predicting Strength Capacity of Three-Dimensional Concrete Struts in Pile Caps*. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, v. 118, n. 2 (March 2021), DOI: 10.14359/51729344. Acesso em: 21 abril 2023.

Carlos, T. B.; Silva, V. P. *CFRP – strengthened RC beams under fire condition: numerical model*. **IBRACON Structures and Materials Journal**, Volume 16, nº 2.

Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952023000200002>. Acesso em: 20 fev. 2024.

Carreira, D. J.; Chu, K. *Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression*. **ACI Journal**, Volume 82, Issue: 6 (nov. 1985), p. 797-804. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14359/10390>. Acesso em: 27 jan. 2023.

Carreira, D. J.; Chu, K. *Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension*. **ACI Journal**. Volume 83, Issue: 1 (jan. 1986), p. 21-28. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14359/1756>. Acesso em: 27 jan. 2023.

Carvalho, R. C.; Pinheiro, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Volume 2. São Paulo: Pini, 2013.

Chaimahawan, P.; Suparp, S.; Joyklad, P.; Hussain, Q. *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Pile Cap using ATENA*. **Latin American Journal of Solids and Structures**, São Paulo, jan 2021, p. 1-17, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/1679-78256290>. Acesso em: 11 jun. 2022.

Cheng, Z.; Sritharan, S. *Outdoor Test of a Prefabricated Column–Pile Cap–Pile System under Combined Vertical and Lateral Loads*. **Journal of Bridge Engineering**, v. 25, n. 8, 2020, DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001588. Acesso em: 21 abril 2023.

Chetchotisak, P; Yindeesuk, S.; Teerawong, J. *Interactive strut-and-model for shear strength prediction of RC pile caps*. **Journal Computers and Concrete**, v. 20, p. 329-338, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.12989/cac.2017.20.3.329>. Acesso em: 20 abril 2023.

Comisión Permanente del Hormigón (2008). Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones. **Instrucción española de hormigón armado (EHE)**, Madrid.

Comite Euro-Internacional du Béton (1970). **CEB-FIB**. Recommandations particulières na calcul et à l'exécution des semelles de fundations. Bulletin D'Information, Paris, n. 73.

Comite Euro-Internacional du Béton (1990). **CEB-FIB. Model Code**. Paris, 1990.

Comite Euro-Internacional du Béton (2010). **CEB-FIB**. Model code prepared by special activity group 5, Paris, 2010.

CSA Standard A23.3-94. **Design of Concrete Structures with Explanatory Notes**. Canadian Portland Cement Association. Ontario, Canada, 2004.

Delalibera, R. G. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. 2006. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19072006-093551/pt-br.php>. Acesso em: 13 jun. 2022.

Delalibera, R. G.; Giongo, J. S. Influência das dimensões da seção transversal do pilar e da excentricidade da força de compressão no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Volume 2, Number 4, p. 306-325, 2009. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/riem/a/NrtBvjicNvRDJyxcVbqrvqd/?format=pdf&lang=pt>. Acesso em: 17 nov. 2022.

Delalibera, R. G.; Sousa, F. G. *Numerical analyses of two-pile caps considering lateral friction between the piles and soil*. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 14, n. 6, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000600004>. Acesso em: 21 abril 2023.

Delalibera, R. G.; Tomaz, M. A.; Gonçalves, V. F.; Giongo, J. S. *Analysis of nodal stress on reinforced concrete two-pile caps supported on steel piles*. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 13, n. 6, 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952020000600012>. Acesso em: 21 abril 2023.

EARLS, C. J. *Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility*. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 51, p. 147-175, 1999.

El Hammouli, S.; Hanna, A.; Lin, L.; Khalifa, M. *Role of cap thickness in pile-cap foundation*. **International Journal of civil Infrastructure**, Órleans, v. 4, 2021, p. 100-108, 2021, DOI: 10.11159/ijci.2021.013. Acesso em: 8 jun. 2022.

Engineering Simulation and Scientific Software (ESSS). Método numérico, analítico e experimental: concorrentes ou complementares na engenharia. Disponível em: <https://www.esss.co/blog/simulacao-numerica-metodo-analitico-experimental-concorrentes-ou-complementares-na-engenharia>. Acesso em: 12 jun 2022.

ENSUS. **Elementos finitos – O que é? Quando utilizar? Quais são os benefícios?** Disponível em: <https://ensus.com.br/elementos-finitos-quais-os-beneficios/>. Acesso em: 12 jun 2022.

Fusco, P. B. **Técnicas de armar estruturas de concreto**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 2013, 395 p.

Gonçalves, V. F. **Análise numérica e experimental de blocos sobre duas estacas**. 2020. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/28832>. Acesso em: 13 jun. 2022.

Gonçalves, V. F.; Delalibera, R. G.; Oliveira Filho, M. A. De O. *Analysis of the pile-to-cap connection of pile caps on two steel piles – An experimental and numerical study*. **Journal Engineering Structures**, 252 (2022). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113629>. Acesso em: 21 abril 2023.

Graziano, P. F. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. São Paulo: O Nome da Rosa Editora, 2005.

Guerra, M. B. B. F. **Modelos de concepção para estruturas em concreto armado com comportamento não-linear obtidos pelo método de bielas e tirantes e otimização topológica**. 2017. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2017. Disponível em: <http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/908D.PDF>. Acesso em: 27 jan. 2023.

Hobbs, N. B.; Stein, P. *An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design*. **Proceedings of the institution of civil engineers**, v. 7, p. 599-628, 1957.

Kishida, S.; Mukai, T. *Suggestion of ultimate strength formulas of partial frame pile cap composed of exterior column, foundation beam and pile*. **Acta Polytechnica CTU Proceedings**, 33:300–308, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.14311/APP.2022.33.0300>. Acesso em: 23 abril 2023.

Leonhardt, F.; Mönnig, E. **Construções de concreto, volume 3**: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1978

Lima, M.; Rocha, P. A. S.; Silveira, R. A da M.; Silva, K. I. da. *Analysis and design of concrete structures using strut and tie model by FEM: Application in foundation blocks, short consoles, wall beams and rigid shoes*. **Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño em Ingeniería**, Barcelona, v. 35 (2), 2019. DOI: 10.23967/j.rimni.2019.05.001. Acesso em: 6 jun 2022.

Lopes, D. J. de S. **Análise de métodos analíticos de blocos rígidos sobre duas estacas e as tensões limites das regiões nodais**. 2019. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019. Disponível em: <https://repositorio.ufrn.br/handle/123456789/27168>. Acesso em: 21 nov. 2022.

Luchesi, G. L.; Randi, R. De P.; Trautwein, L. M.; Almeida, L. C. de. *Important aspects in experimental versus numerical comparative analysis in pile caps*. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 15, n. 5, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952022000500002>. Acesso em: 21 abril 2023.

Machado, C.P. – Edifícios de Concreto Armado. Notas de Aula EPUSP, São Paulo, 1985.

Marconi, M de A.; Lakatos, E. M. **Fundamentos de metodologia científica**. 9ª ed. São Paulo: Atlas, 2022.

Mautoni, M. **Blocos sobre dois apoios**: concreto armado. 1972. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1972. Acesso em: 11 jun. 2022.

Meléndez, C.; Miguel, P. F.; Pallarés, L. *A simplified approach for the ultimate limit state analysis of three-dimensional reinforced concrete elements*. **Engineering Structures**, 123 (2016), p. 330-340, 2016. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.039>. Acesso em: 10 jun. 2022.

Meléndez, C.; Sagasetta, J.; Sosa, P. F. M., Rubio, L. P. *Refined Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for Analysis and Design of Four-Pile Caps*. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, v. 116, n. 4 (July 2019), DOI:10.14359/51714485. Acesso em: 21 abril 2023.

Mesquita, A. C.; Rocha, A. S.; Delalibera, R. G.; da Silva, W. A. *The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps*. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, v. 9 (December 2016), n. 6, p. 856-882, 2016. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000600004>. Acesso em 20 abril 2023.

Miguel, M. G. **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-26052006-161005/en.php>. Acesso em: 09 jun. 2022.

Montemayor, O. M. F.; Rojas, A. L.; Chavarría, S. L.; Elizondo, M. M. *Modelo optimizado para cabezales rectangulares apoyados sobre um grupo de pilotes: Parte 2) Diseño óptimo*. **Journal ACTA UNIVERSITARIA**, v. 30, 2020. Disponível em: <http://doi.org/10.15174/au.2020.2466>. Acesso em: 21 abril 2023.

Munhoz, F. S. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. 2014. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-30102014-084828/en.php>. Acesso em: 09 jun. 2022.

Munhoz, F. S.; Giongo, J. S. *Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis*. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, v. 10 (June 2017), n. 3, p. 774-787, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952017000300011>. Acesso em: 12 jun. 2022.

Nunes, V. Q. G. **Análise numérica de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas com redução das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA**. 2020. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/37730>. Acesso em: 21 nov. 2022.

Orientilize, M.; Prakoso, W. A.; Mentari, N. *Numerical study of low confinement spun pile to pile cap connection*. In **2ª International conference on civil and environmental engineering**, Kampar: E3S Web of conferences, 2022. Disponível em: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202234701002>. Acesso em: 8 jun. 2022.

Paczek, I. R.; Bender, R.; Donin, C.; Rizzatti, E.; Hauschild, G.; Massulo, L. A. *Análise de blocos sobre duas estacas empregando o método de bielas e tirantes e o método dos elementos finitos*. **61º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2019**, 2020. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/336775455>. Acesso em: 21 abril 2023.

Palash, G. R.; Islam, S.; Zaman, H. U. *Pile cap performances in different consequences*. **Revista Architecture Research**, v. 8 (jan 2018), p. 51-61, 2018. DOI: 10.5923/j.arch.20180802.02. Acesso em: 20 abril 2023.

Pinheiro, L.M.; Baraldi, L.T.; Porem, M.E. **Concreto Armado: Ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1994. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/pag_concreto2.htm>. Acesso em 25/05/2023.

Randi, R. P.; Almeida, L. C.; Trautwein, L. M.; Munhoz, F. S. *Analysis of the influence of column reinforcement anchorage length in a concrete two-pile cap*. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Volume 11, Number 5 (October 2018), p. 1122-1150, 2018. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952018000500012>. Acesso em: 21 abril 2023.

Resende, J. C. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas com variações das seções de pilares, das rigidezes dos blocos e taxas de armadura dos pilares**. 2019. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019. Disponível em: https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/27103?locale=pt_BR. Acesso em: 13 jun. 2022.

Santos, D. M.; Carvalho, M. L.; Stucchi, F. R. *Design of deep pile caps by strut-and-tie models*. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Volume 12, Number 4 (August 2019), p. 832-857, 2019. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952019000400007>. Acesso em: 21 abril 2023.

Schlaich, J.; Schäfer, K. *Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models*, **The Structural Engineer**, v.69, n.6, 1991, p. 113-125.

Silva, J. C. G. **Análise experimental da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos**. 2021. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2021. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/32806>. Acesso em: 21 nov. 2022.

Sousa, G. F. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas considerando atrito lateral entre as estacas e o solo**. 2019. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/27051>. Acesso em: 21 nov. 2022.

Souza, R. A. de. *Análise não-linear de bloco rígido sobre duas estacas*. **Revista UMinho**. Número 21, 2004, Minho, Portugal. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/revista/artigos/Num21/Pag%2025-38.pdf>. Aceso em: 21 nov. 2022.

Spozito, R. S. **Contribuição ao estudo sobre a influência de forças horizontais no comportamento mecânico de blocos de concreto sobre 4 estacas por meio de simulações numéricas e análises paramétricas**. 2023. Exame de qualificação

(Doutorado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2023. Acesso em 22 de maio de 2023.

Stemberk, P.; Frantová, M.; Petřík, M. *Evaluation of early-age performance of reinforced concrete pile cap*. **Revista *Mechanika***, v. 23, p. 370-373, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.5755/j01.mech.23.3.18479>. Acesso em: 20 abril 2023.

Taylor, H. P. J.; Clarke, J. L. *Some detailing problems in concrete frame structures*. **The Structural Engineer**. Jan, 1976.

Tomaz, M. A. **Análise das tensões nodais em blocos de concreto armado apoiado sobre duas estacas metálicas**. 2018. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/21521>. Acesso em: 13 jun. 2022.

Tomaz, M. A.; Delalibera, R. G.; Giongo, J. S.; Gonçalves, V. F. *Analysis of the nodal stresses in pile caps*. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, v. 11, n. 6 (december 2018), p. 1208-1257, 2018. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952018000600005>. Acesso em: 20 abril 2023.

Tórtola, L. M.; Rubio, L. P.; Sosa, P. M. *Modelos Mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excéntricas*. **Revista *Hormigón y Acero***, v. 68, Issue 282, p. 155-162, 2017a. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.hya.2017.04.019>. Acesso em: 20 abril 2023.

Tórtola, L. M.; Rubio, L. P.; Sosa, P. M. *Estudio experimental de la influencia del armado secundario horizontal y vertical en encepados de hormigón bajo cargas centradas y excêntricas*. **Revista *Hormigón y Acero***, v. 68, p. 238-239, 2017b. Disponível em: <https://static.elsevier.es/congresoACHE2017/pon060.pdf>. Acesso em: 20 abril 2023.

Tórtola, L. M.; Pallarés, L.; Miguel, P. F. *Punching shear failure in three-pile caps: Influence of the shear span-depth ratio and secondary reinforcement*. **Journal *Engineering Structures***, 155 (2018), p. 127-143. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.077>. Acesso em: 21 abril 2023.

Tórtola, L. M.; Miguel, P. F.; Pallarés, L. *Strength of pile caps under eccentric loads: Experimental study and review of code provisions*. **Journal *Engineering Structures***, 2019. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029618314949>. Acesso em: 08 jun. 2022.

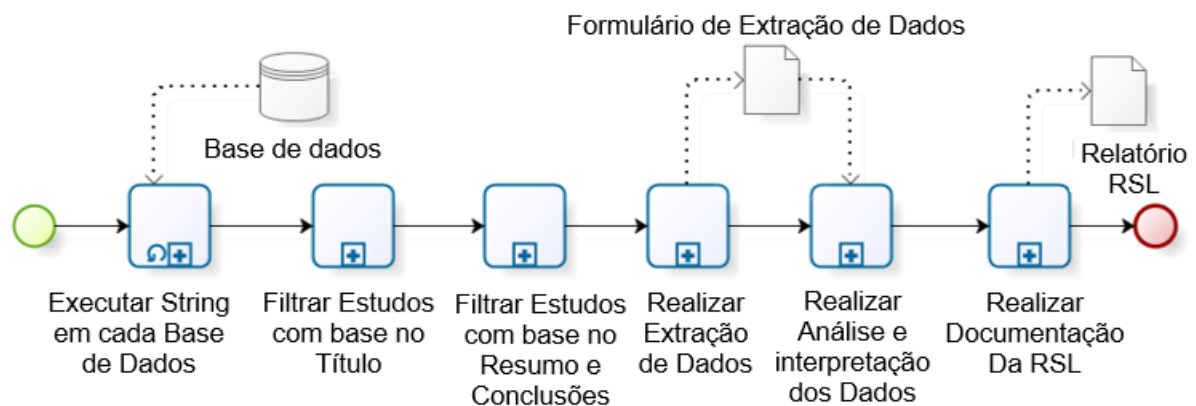
Travassos, G. H.; BIOLCHINI, J. **Revisões sistemáticas aplicadas a engenharia de software**. 2007. Rio de Janeiro. *XXI SBES-Brazilian Symposium on Software Engineering*. Disponível em: https://www.cin.ufpe.br/~in1037/leitura/sbes2007_revisaosistemtica.pdf. Acesso em: 22 jun. 2022.

Yun, Y. M.; Chae, H.; Ramirez, J. A. *A Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for a Four-Pile Reinforced Concrete Cap*. ***Journal of Advanced Concrete Technology***, v. 17 (july 2019), p. 365-380. DOI:10.3151/jact.17.7.365. Acesso em: 21 abril 2023.

APÊNDICE A – METODOLOGIA DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para avaliar o atual panorama de estudos sobre o comportamento de blocos com duas estacas, realizou-se uma Revisão Bibliográfica Sistemática (RBS) ou Revisão Sistemática de Literatura (RSL), seguindo os procedimentos estabelecidos por Travassos e Biolchini (2007), conforme ilustrado na Figura A1.

Figura A1 – Processo de revisão bibliográfica



Fonte: Travassos e Biolchini (2007)

A.1 Strings

Inicialmente, realizou-se uma pesquisa abrangente de trabalhos relacionados a blocos sobre estacas, incluindo artigos de periódicos, teses e dissertações. O objetivo foi identificar as palavras-chave mais utilizadas nesse contexto, e assim foram obtidos os termos de busca listados no Quadro A1.

Quadro A1 – Termos de buscas utilizados nas bases de dados

Termos	Sinônimos	Tradução
Blocos		<i>pile caps OR pile-caps</i>
Análise numérica	Simulação numérica	<i>numerical analysis OR numerical simulation</i>
Flexão		<i>Flexion</i>
Concreto armado		<i>reinforced concrete</i>
Método de Elementos Finitos		<i>finite elemento method</i>
Fundação		<i>Foundation</i>
Abaqus	DIANA® ou ANSYS®	

Fonte: Autor (2024)

Com o objetivo de encontrar trabalhos relevantes para esta pesquisa, os termos de busca foram combinados, resultando nas strings genéricas de busca listadas no Quadro A2. Além disso, devido às particularidades de cada base de dados, foi necessário adaptar essas strings genéricas, resultando nas strings adaptadas listadas no Apêndice B. A busca foi realizada em língua inglesa, visando obter o maior número possível de trabalhos a nível internacional.

Quadro A2 – Strings genéricas utilizadas na pesquisa

- *two pile-caps OR pile caps OR piles caps AND numerical analysis OR numerical simulation AND flexion AND strut-and-tie AND reinforced concrete AND finite element method AND ABAQUS OR DIANA OR ANSYS;*
- *two pile-caps OR pile caps OR piles caps;*
- *two pile-caps OR pile caps OR piles caps AND numerical analysis OR numerical simulation;*
- *two pile-caps OR pile caps OR piles caps AND flexion;*
- *two pile-caps OR pile caps OR piles caps AND ABAQUS OR DIANA OR ANSYS;*
- *foundation AND flexion AND ABAQUS OR DIANA OR ANSYS;*
- *foundation AND ABAQUS OR DIANA OR ANSYS;*
- *foundation AND numerical analysis OR numerical simulation;*
- *reinforced concrete AND finite element method AND ABAQUS OR DIANA OR ANSYS.*

Fonte: Autor (2024)

A.2 Filtros

Para esta pesquisa, foram considerados estudos disponíveis em língua portuguesa ou inglesa, bem como aqueles que pudessem ser traduzidos. Além disso, foram selecionados apenas artigos publicados a partir de 2016 e que estivessem acessíveis gratuitamente. Essa abordagem permitiu a escolha de trabalhos atualizados e relevantes para o problema em estudo. Os critérios de inclusão adotados são apresentados no Quadro A3.

Critérios de exclusão, apresentados no Quadro A4, também foram aplicados para eliminar tópicos não relacionados ao problema de pesquisa.

Quadro A3 – Critérios de inclusão

Critério	Descrição do Critério de Inclusão
CI1	Aborda análise numérica de bloco sobre estacas
CI2	Aborda análise experimental de bloco sobre estacas
CI3	Aborda blocos submetidos a flexão
CI4	Aborda pilar, bloco e estacas de concreto armado

Fonte: Autor (2024)

Quadro A4 – Critérios de exclusão

Critério	Descrição do Critério de Exclusão
CE1	Artigos que analisam outros elementos estruturais
CE2	Artigos que não apresentam explicitamente a metodologia utilizada
CE3	Trabalhos com versão completa indisponíveis
CE4	Artigos publicados antes de 2016

Fonte: Autor (2024)

A.3 Processo de seleção dos estudos

Inicialmente foram executadas as *Strings* de buscas adaptadas em cada uma das bases (Periódico CAPES, Science Direct, Web of Science, Scopus, Engineering Village e Google Scholar) de dados selecionadas. A partir da lista de estudos retornados, foram aplicados os filtros disponíveis em cada base de dados de forma a pré-selecionar os arquivos quanto aos anos de estudos (2016 a 2023), acesso livre (artigos que não precisassem ser pagos para tê-lo) e área de estudo (engenharia). Os arquivos pré-selecionados foram exportados em formatos BibTex ou RIS e transferidos para o *software Start*. Nele foi possível selecionar os arquivos por título e resumo, descartando aqueles que claramente não estavam relacionados à estratégia de busca, ou que não preenchessem os critérios de inclusão e estivessem relacionados aos critérios de exclusão definidos. Os artigos excluídos nessa fase não foram armazenados.

É importante destacar que o google scholar não é uma ferramenta produtiva. Nele não é possível exportar os arquivos para Bibtex ou RIS para que seus dados possam ser analisados de forma objetiva e clara em *softwares* como o *Start* e *Mendeley*. Para analisar cada resultado apresentado pelo google é necessário abrir seus arquivos e lê-los. Além disso, os seus resultados são ilimitados e por isso é necessário limitar a leitura dos resultados. Nesta base de dados foram limitadas as

leituras de 50 títulos por *strings*. É importante salientar que a base do google scholar retorna resultados além de artigos científicos, diferente de algumas bases de dados.

A.4 Resultados obtidos na revisão bibliográfica

Os artigos pré-selecionados, descritos no Apêndice C, foram transferidos para planilha de cálculo com as seguintes informações: ano de publicação, país de publicação, quantidade de estacas sob os blocos analisados, tipo de carga aplicada, tipo de estudo, programa utilizado, autores e título do artigo.

Por fim, foram selecionados trinta e quatro trabalhos que analisaram blocos sobre estacas. Com isso foi possível obter o estado da arte deste elemento estrutural. As análises e interpretações dos dados obtidos são descritos no capítulo revisão bibliográfica e ao longo desta dissertação como fundamentação desta pesquisa. No Quadro A5 é possível visualizar o resumo dos arquivos selecionados e analisados nesta pesquisa.

Quadro A5 – Resumo dos artigos analisados

Registros	Quantidade
Registros identificados por meio da pesquisa nos bancos de dados	2.920
Registros após remoção dos duplicados	2.128
Registros analisados por título	2.128
Registros excluídos por título	2.045
Registros analisados por resumo	83
Registros excluídos por resumo	46
Registros analisados por leitura completa do artigo	37
Estudos completos selecionados como elegíveis	34

Fonte: Autor (2024)

Ao final desta RBS foi emitido uma nuvem de palavras, Figura A2, dos artigos selecionados. Ela visualmente destacou os termos mais frequentes e relevantes, ajudando a compreender a área de estudo. Além disso, revela as interconexões entre os conceitos e destaca a relevância relativa de cada um. A nuvem de palavras proporcionou um resumo visual dos artigos, permitindo uma compreensão inicial dos principais aspectos antes da análise mais aprofundada.

APÊNDICE B – STRINGS ADAPTADAS UTILIZADAS NA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Base de dados	Strings Adaptadas
Periódico CAPES	Título "bloco sobre estaca" and qualquer campo contém "flexão"
	Qualquer campo (" <i>pile-caps</i> " OR " <i>pile caps</i> " OR " <i>pile cap</i> " AND " <i>flexion</i> ")
	Título (" <i>pile-caps</i> " OR " <i>pile caps</i> " OR " <i>pile cap</i> " OR " <i>piles caps</i> " AND " <i>flexion</i> ")
	<i>two pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> OR <i>piles caps</i> AND <i>numerical analysis</i> OR <i>numerical simulation</i> AND <i>flexion</i> AND <i>strut-and-tie</i> AND <i>reinforced concrete</i> AND <i>finite element method</i> AND <i>Abaqus</i> AND <i>Abaqus</i> OR <i>DIANA</i> OR <i>ANSYS</i>
	título: <i>two pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> OR <i>piles caps</i> AND <i>numerical analysis</i> OR <i>numerical simulation</i> AND <i>flexion</i> AND <i>strut-and-tie</i> AND <i>reinforced concrete</i> AND <i>finite element method</i> AND <i>Abaqus</i> AND <i>Abaqus</i> OR <i>DIANA</i> OR <i>ANSYS</i>
	Qualquer um "bloco sobre estaca"
	Contém: <i>two pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> OR <i>piles caps</i>
	título: <i>two pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> OR <i>piles caps</i>
	título: <i>pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> AND <i>*numerical analysis</i> OR <i>*numerical simulation</i>
	<i>pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> AND <i>flexion</i>
	<i>pile-caps</i> OR <i>pile caps</i> AND **ABAQUS OR **DIANA OR **ANSYS
	<i>foundation</i> AND <i>flexion</i>
<i>foundation</i> AND <i>flexion</i> AND <i>ABAQUS</i> OR <i>DIANA</i> OR <i>ANSYS</i>	

Continuação....

	<i>foundation AND ABAQUS OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>reinforced concrete AND finite elemento method AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
Scopus	<i>(TITLE-ABS-KEY ("pile-caps") OR TITLE-ABS-KEY ("pile caps"))</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation AND flexion AND reinforced concrete AND finite elemento method</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND flexion</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND flexion AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>reinforced concrete AND finite elemento method AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>bloco sobre estaca AND flexão</i>
Engineering Village	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation AND flexion AND reinforced concrete AND finite elemento method</i>
	<i>pile-caps OR pile caps</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND flexion</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND flexion AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>

Continuação...

	<i>foundation AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>*reinforced concrete AND finite elemento method AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS + pile caps</i>
	<i>bloco sobre estaca AND flexão</i>
	<i>bloco sobre estaca OR flexão</i>
Web of Science	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation AND flexion AND reinforced concrete AND finite elemento method</i>
	<i>pile-caps OR pile caps</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND flexion</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND flexion AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>reinforced concrete AND finite elemento method AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>bloco sobre estaca AND flexão</i>
Science Direct	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation AND flexion AND reinforced concrete AND finite elemento method</i>
	<i>pile-caps OR pile caps</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND flexion</i>
	<i>pile-caps OR pile caps AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>

Continuação...

	<i>foundation AND flexion AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>foundation AND numerical analysis OR numerical simulation</i>
	<i>reinforced concrete AND finite element method AND Abaqus OR DIANA OR ANSYS</i>
	<i>bloco sobre estaca AND flexão</i>
	<i>bloco sobre estaca</i>

APÊNDICE C – RELAÇÃO DE ARTIGOS COLETADOS NA RBS

Ano	País	Nº de estacas	Tipo de carga	Tipo de estudo	Programa	Nome dos artigos	Autores
2016	Brasil	2	Centrada	Numérica e Experim.	DIANA®	Avaliação experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas	BARROS, R.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.
2016	Brasil	2	Centrada	Experim.	-	<i>The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps</i>	MESQUITA, A. C.; ROCHA, A. S.; DELALIBERA, R. G.; DA SILVA, W. A.
2016	Espanha	4	Centrada e excêntrica	Numérica	FESCA 3D®	<i>A simplified approach for the ultimate limit state analysis of three-dimensional reinforced concrete elements</i>	MELÉNDEZ, C.; MIGUEL, P. F.; PALLARÉS, L.
2016	Brasil	2,3 e 4	Centrada e excêntrica	Dimens.	-	<i>Design of rigid pile caps through an interactive strut-and-tie model</i>	ARAÚJO, J. M.
2017	Brasil	2	Centrada	Experim.	-	<i>Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis</i>	MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S.

Continuação...

2017a	Espanha	3 e 4	Centrada e excêntrica	Dimens.	-	<i>Modelos Mecánicos para el diseño de encepados de tres y cuatro pilotes solicitados por cargas centradas y excéntricas</i>	TÓRTOLA, L. M.; RUBIO, L. P.; SOSA, P. M.
2017b	Espanha	3 e 4	Centrada e excêntrica	Experim.	-	<i>Estudio experimental de la influencia del armado secundario horizontal y vertical en encepados de hormigón bajo cargas centradas y excéntricas</i>	TÓRTOLA, L. M.; RUBIO, L. P.; SOSA, P. M.
2017	República Checa	4	Centrada	Dimens.	-	<i>Evaluation of early-age performance of reinforced concrete pile cap</i>	STEMBERK, P.; FRANTOVÁ, M.; PETRÍK, M.
2017	Tailândia	4	Centrada	Dimens.	-	<i>Interactive strut-and-model for shear strength prediction of RC pile caps</i>	CHETCHOTISAK, P.; YINDEESUK, S.; TEERAWONG, J.
2017	Bangladesh	2 e 12	Centrada e momento	Dimens.	-	<i>Pile cap performances in different consequences</i>	PALASH, G. R.; ISLAM, S.; ZAMAN, H. U.
2018	Brasil	2, 3, 4 e 6	Centrada	Dimens.	-	<i>Analysis of the nodal stresses in pile caps</i>	TOMAZ, M. A.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.; GONÇALVES, V. F.
2018	Brasil	2, 3, 4, 5 e 6	Centrada e excêntrica	Dimens.	-	Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas	ALVES, E. C.; TOMAZ, A. G. da S.
2018	Espanha	3	Centrada	Experim.	-	<i>Punching shear failure in three-pile caps: Influence of the shear span-depth ratio and secondary reinforcement</i>	TÓRTOLA, L. M.; PALLARÉS, L.; MIGUEL, P. F.

Continuação...

2019	Brasil	2	Centrada	Numérica	ATENA 2D®	<i>Analysis of the influence of column reinforcement anchorage length in a concrete two-pile cap</i>	RANDI, R. P.; ALMEIDA, L. C.; TRAUTWEIN, L. M.; MUNHOZ, F. S.
2019	Brasil	2	Centrada	Numérica	ANSYS®	<i>Analysis and design of concrete structures using strut and tie model by FEM: Application in foundation blocks, short consoles, wall beams and rigid shoes</i>	LIMA, M.; ROCHA, P. A. S.; SILVEIRA, R. A da M.; SILVA, K. I. da.
2019	Espanha	4	Excêntrica	Experim.	-	<i>Strength of pile caps under eccentric loads: Experimental study and review of code provisions</i>	TÓRTOLA, L. M.; MIGUEL, P. F.; PALLARÉS, L
2019	Espanha	4	Centrada	Dimens.	-	<i>Refined Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for Analysis and Design of Four-Pile Caps</i>	MELÉNDEZ, C.; SAGASETA, J.; SOSA, P. F. M., RUBIO, L. P.
2019	Brasil	4	Centrada	Dimens.	-	<i>Design of deep pile caps by strut-and-tie models</i>	SANTOS, D. M.; CARVALHO, M. L.; STUCCHI, F. R.
2019	Japão	4	Centrada	Dimens.	-	<i>A Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for a Four-Pile Reinforced Concrete Cap</i>	YUN, Y. M.; CHAE, H.; RAMIREZ, J. A.
2020	Brasil	2	Centrada	Experim.		<i>Analysis of nodal stress on reinforced concrete two-pile caps supported on steel piles</i>	DELALIBERA, R. G.; TOMAZ, M. A.; GONÇALVES, V. F.; GIONGO, J. S.

Continuação...

2020	Brasil	2	Excêntrica	Numérica	ANSYS®	Análise de blocos sobre duas estacas empregando o método de bielas e tirantes e o método dos elementos finitos	PACZEK, I. R.; BENDER, R.; DONIN, C.; RIZZATTI, E.; HAUSCHILD, G.; MASSULO, L. A.
2020	México	2, 3, 4, 5 e 6	Centrada e momento	Dimens.	-	<i>Modelo optimizado para cabezales rectangulares apoyados sobre um grupo de pilotes: Parte 2) Diseño óptimo</i>	MONTEMAYOR, O. M. F.; ROJAS, A. L.; CHAVARRÍA, S. L.; ELIZONDO, M. M.
2020	Dinamarca	2	Centrada	Numérica	HPC®	<i>Solid finite element limit analysis for modelling of pile caps</i>	ANDERSEN, M. E. M.; POULSEN, P. N.; OLESEN, J. F.; HOANG, L. C.
2021	Brasil	2	Centrada	Numérica	ANSYS®	<i>Numerical analyses of two-pile caps considering lateral friction between the piles and soil</i>	DELALIBERA, R. G.; SOUSA, F. G.
2021	Brasil	24	Centrada	Numérica	SAP2000® e ANSYS®	<i>Structural analysis of pile cap as onshore wind turbine foundation</i>	ARAÚJO, K. Y. M.; BARROS, R.; NASCIMENTO NETO, J. A. N.
2021	Argélia	4	Centrada	Experim.	-	<i>Predicting Strength Capacity of Three-Dimensional Concrete Struts in Pile Caps</i>	BOULIFA, R.; SAMAI, M. L.; BENHASSINE, M. T.; TEKKOUK, A.
2021	Tailândia	8	Centrada	Numérica	ATENA®	<i>Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Pile Cap using ATENA</i>	CHAIMAHAWAN, P.; SUPARP, S.; JOYKLAD, P.; HUSSAIN, Q.

Continuação...

2021	Malásia	1	Centrada e horizontal	Numérica	ABAQUS®	<i>Numerical analysis of the performance of pile cap on a single pile for a lateral bearing capacity in layered soil</i>	ALEBACHEW, A. A.; GUI, D. M. W.
2021	Canadá	16	Centrada	Numérica	ABAQUS®	<i>Role of cap thickness in pile-cap foundation</i>	EL HAMMOULI, S.; HANNA, A.; LIN, L.; KHALIFA, M.
2022	Brasil	2	Centrada	Numérica	ATENA 3D®	<i>Important aspects in experimental versus numerical comparative analysis in pile caps</i>	LUCHESE, G. L.; RANDI, R. de P.; TRAUTWEIN, L. M.; ALMEIDA, L. C. de.
2022	Brasil	2	Centrada	Numérica e Experim.	ANSYS®	<i>Analysis of the pile-to-cap connection of pile caps on two steel piles – An experimental and numerical study</i>	GONÇALVES, V. F.; DELALIBERA, R. G.; OLIVEIRA FILHO, M. A.
2022	Indonésia	1	Centrada	Numérica	ABAQUS®	<i>Numerical study of low confinement spun pile to pile cap connection</i>	ORIENTILIZE, M.; PRAKOSO, W. A.; MENTARI, N.
2022	Japão	1	Centrada e bilateral	Experim.	-	<i>Suggestion of ultimate strength formulas of partial frame pile cap composed of exterior column, foundation beam and pile</i>	KISHIDA, S.; MUKAI, T.
2022	Dinamarca	4	Centrada	Numérica	DIANA®	<i>Validation of reinforced concrete pile caps using non-linear finite element analysis and finite element limit analysis</i>	M.E.M. ANDERSEN & T.W. JENSEN; P.N. POULSEN, J.F. OLESEN & L.C. HOANG

APÊNDICE D – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES DE REFERÊNCIA

Neste apêndice são apresentados resultados da simulação numérica do modelo de referência. Esses resultados tiveram uma relevância fundamental para o processo de investigação, pois proporcionaram uma compreensão inicial e fundamental da simulação numérica de blocos sobre duas estacas no *software* ABAQUS®. Essa compreensão foi essencial para orientar etapas desta pesquisa, como a calibração dos modelos, identificação de pontos críticos e a realização de análises mais detalhadas.

D.1 Resultados de calibração do ABAQUS®

Na Tabela D1 são apresentados os valores das forças últimas obtidas dos ensaios experimentais (Delalibera 2006), simulação numérica de referência (Delalibera 2006) e da simulação numérica realizada neste trabalho. Observa-se que a relação entre os resultados experimentais de referência e as simulações numéricas realizadas aqui apresentaram uma média de 1.32. Além disso, percebeu-se que os resultados numéricos dos modelos com pilares de seção quadrada (25 x 25) foram os que mais divergiram dos resultados experimentais, ao contrário dos modelos com pilares retangulares (25 x 50).

Tabela D1 – Forças últimas dos modelos de referência antes da calibração

Modelos	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,num}$ (kN)	$F_{u,num.autor}$ (kN)	$F_{u,exp} / F_{u,num}$	$F_{u,exp} / F_{u,num, autor}$
B35P25E25e0	1821	1971	1078.51	0.92	1.69
B35P25E25e2,5	1688	1668	1047.56	1.01	1.61
B45P25E25e0	2276	2267	1260.26	1.00	1.81
B45P25E25e5	1972	1797	1258.31	1.10	1.57
B35P50E25e0	3877	3862	4288.87	1.00	0.90
B35P50E25e12,5	3202	3193	3132.06	1.00	1.02
B45P50E25e0	4175	4175	4372.62	1.00	0.95
B45P50E25e12,5	3386	3319	3394.6	1.02	1.00
Valores médios				1.01	1.32

Fonte: Autor (2024)

Sendo,

$F_{u,exp}$ - força última obtida experimentalmente pelo modelo de referência

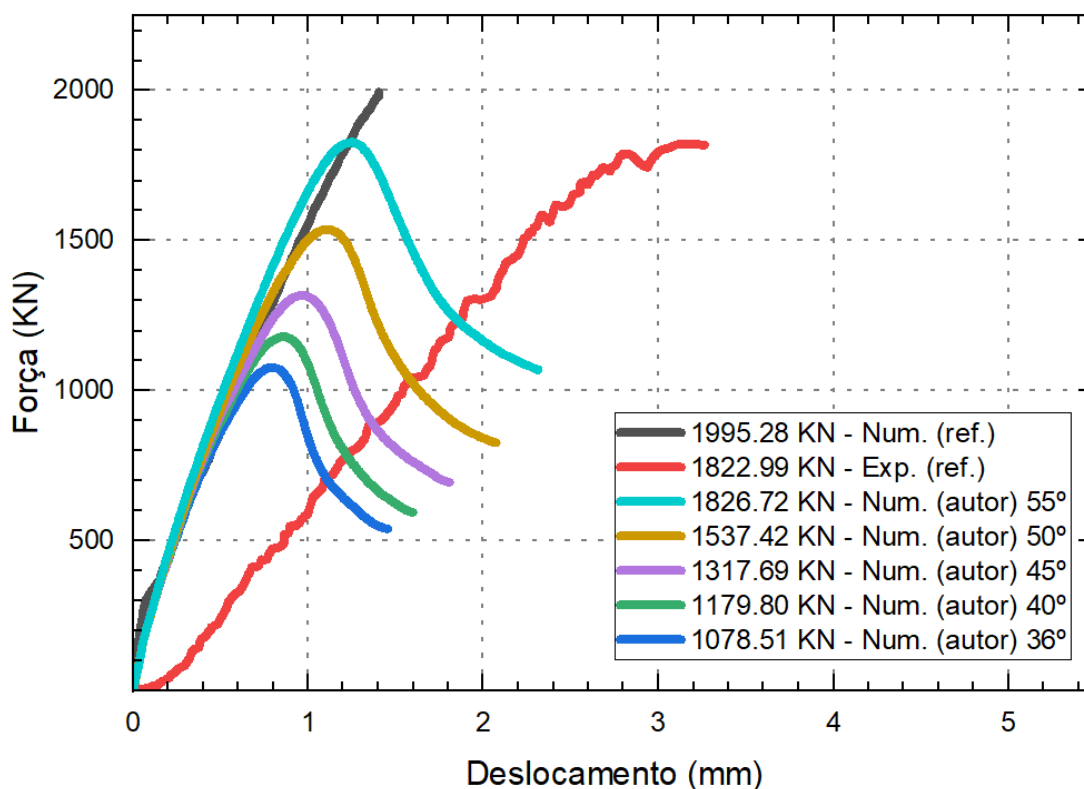
$F_{u,num}$ - força última obtida numericamente pelo modelo de referência

$F_{u,num.AUTOR}$ - força última obtida numericamente pelo autor

Desta forma, considerando as discussões apresentadas por Spozito (2023), optou-se por variar o ângulo de dilatância do concreto, levando em consideração as variáveis do *software* ABAQUS® apresentadas na Tabela 7, optou-se em variar o ângulo de dilatância do concreto e verificar quais resultados se aproximariam dos valores de referência para os modelos de pilares com seção quadrada. Na legenda da Figura D1 são apresentados os resultados de força máxima quanto à variação do ângulo de dilatância em 55°, 50°, 45° e 36° para o modelo B35P25E25e0.

Evidencia-se que todas as curvas das simulações realizadas tenderam a se comportar como a curva do ensaio numérico de referência. Nota-se também que a curva que mais se aproximou da força última de referência foi a do modelo com ângulo de dilatância de 55°.

Figura D1 – Variação do ângulo de dilatância do concreto para pilares de seção 25 x 25



Fonte: Autor (2024)

Após avaliação do ângulo de dilatância dos quatro modelos de pilares quadrados (B35P25E25e0, B35P25E25e2.5, B45P25E25e0 e B45P25E25e5), foram obtidos os valores das forças últimas descritos na Tabela D2. Em comparação com o

modelo experimental de referência, observou-se que a relação de 1.32 foi ajustada para 0.98, resultando em uma diferença de apenas 2% em relação aos resultados experimentais de Delalibera (2006).

Acredita-se que a diferença no valor de força última (F_u), observada nos resultados entre os modelos com diferentes seções geométricas dos pilares, seja atribuída à forma de distribuição das tensões de compressão nas bielas. Munhoz e Giongo (2017) mencionaram a influência da seção do pilar na maneira como as tensões são distribuídas nesses elementos. Além disso, Delalibera e Giongo (2009) concluíram que, nos blocos ensaiados com pilar de seção quadra, as tensões calculadas foram inferiores ao limite estabelecido por Blévoit e Frémy (1967), enquanto que para pilares com seção retangular, os valores das tensões foram superiores. Essas conclusões reforçam os resultados obtidos neste capítulo.

Conclui-se, portanto, que ao realizar simulações no ABAQUS® para modelos semelhantes aos estudados neste trabalho, em blocos quadrados com seções não alinhadas com as estacas, é necessário utilizar um ângulo de dilatância em torno de 55° para obter convergência com os resultados experimentais. Essa informação é relevante para futuras simulações numéricas que visem reproduzir com precisão o comportamento dessas estruturas, garantindo uma análise precisa.

Tabela D2 – Forças últimas dos modelos de referência após calibração

Modelos $F_{u,exp}$	$F_{u,exp}$ (kN)	$F_{u,num}$ (kN)	$F_{u,num.autor}$ (kN)	$F_{u,exp} /$ $F_{u,num}$	$F_{u,exp} /$ $F_{u,num, autor}$
B35P25E25e0	1821	1971	1826.72	0.92	1.00
B35P25E25e2,5	1688	1668	1802.36	1.01	0.94
B45P25E25e0	2276	2267	2112.39	1.00	1.08
B45P25E25e5	1972	1797	2078.93	1.10	0.95
B35P50E25e0	3877	3862	4288.87	1.00	0.90
B35P50E25e12,5	3202	3193	3132.06	1.00	1.02
B45P50E25e0	4175	4175	4372.62	1.00	0.95
B45P50E25e12,5	3386	3319	3394.6	1.02	1.00
Valores médios				1.01	0.98

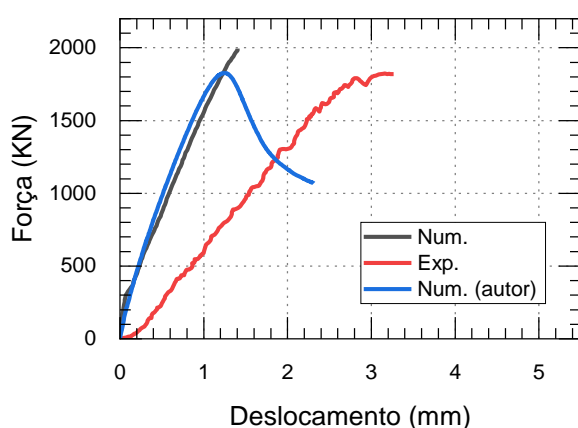
Fonte: Autor (2024)

D.2 Dados obtidos por meio da simulação numérica de referência

D.2.1 Relação força *versus* deslocamento

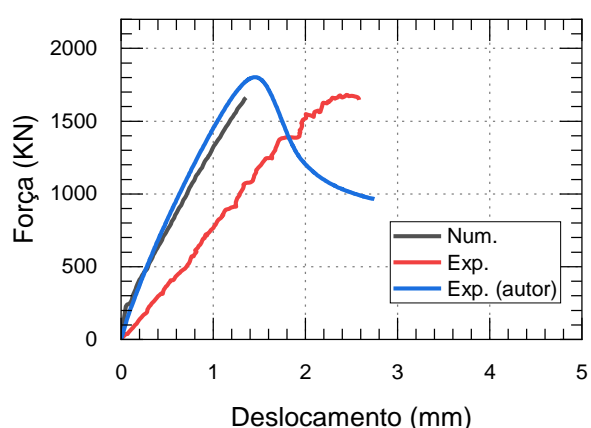
Complementando os resultados obtidos anteriormente, nas Figuras D2 à D9 são apresentadas as curvas de força *versus* deslocamento dos oito modelos utilizados para calibrar o modelo numérico no *software* ABAQUS®.

Figura D2 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B35P25E25e0



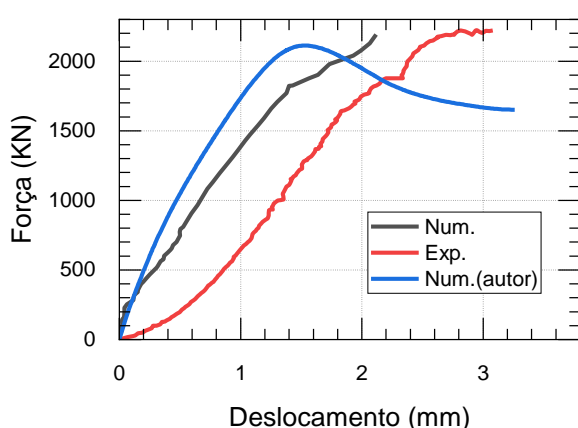
Fonte: Autor (2024)

Figura D3 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B35P25E25e2,5



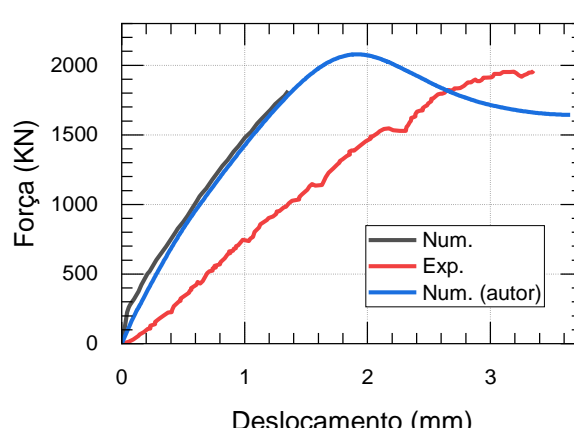
Fonte: Autor (2024)

Figura D4 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B45P25E25e0



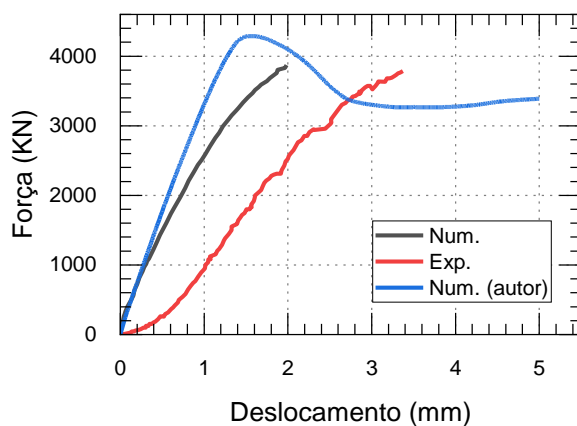
Fonte: Autor (2024)

Figura D5 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B45P25E25e5



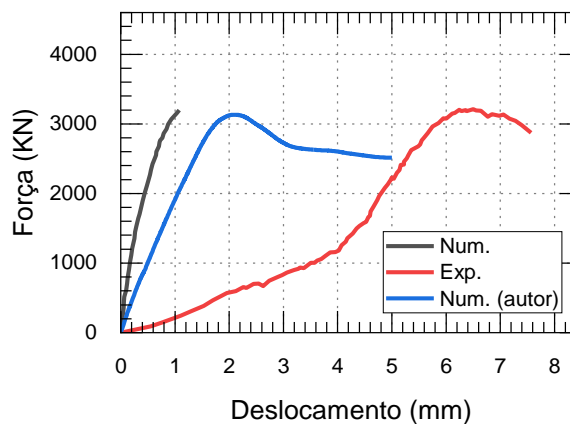
Fonte: Autor (2024)

Figura D6 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B35P50E25e0



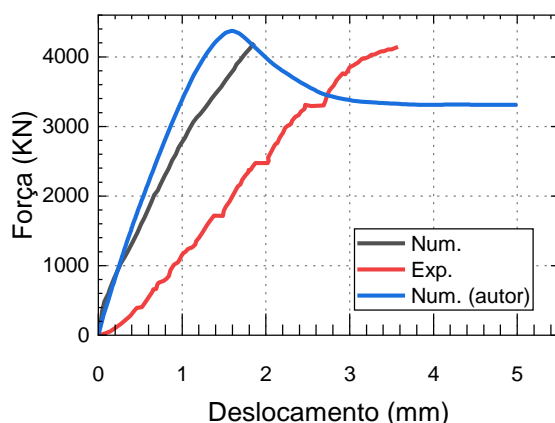
Fonte: Autor (2024)

Figura D7 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B35P50E25e12,5



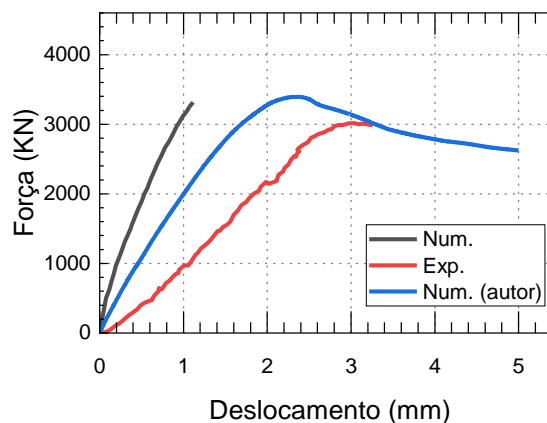
Fonte: Autor (2024)

Figura D8 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B45P50E25e0



Fonte: Autor (2024)

Figura D9 – Curva força vs. deslocamento nomeio do vão do bloco, modelo B45P50E25e12,5



Fonte: Autor (2024)

Observa-se que todos os modelos numéricos apresentaram rigidez semelhante aos modelos numéricos realizados por Delalibera (2006). Essa tendência é consistente com as descobertas de Barros, Delalibera e Giongo (2016), Andersen *et al.* (2022) usando o *software* DIANA®, Randi *et al.* (2018) e Luchesi *et al.* (2022) utilizando o *software* ATENA®, bem como Spozito (2023) usando o *software* ABAQUS®. Esses estudos também identificaram que os modelos numéricos tendem a ser mais rígidos em comparação com os modelos experimentais.

Esses resultados corroboram a compreensão geral de que, ao utilizar modelos numéricos, é necessário considerar essa maior rigidez e estar ciente da possível discrepância em relação aos resultados experimentais.

Delalibera (2006) aponta que esse fenômeno pode estar relacionado a três motivos distintos. Primeiro, a acomodação inicial dos modelos durante os ensaios experimentais. Segundo a consideração de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto nos modelos de simulação numérica. Terceiro e último, a consideração de uma conexão perfeita entre a região superior das estacas e o bloco.

Delalibera e Giongo (2016) também apontaram três razões que podem explicar a maior rigidez dos modelos numéricos em comparação aos modelos experimentais. Em primeiro lugar, a dificuldade de simular com precisão o comportamento real do concreto por meio de métodos numéricos, devido à sua natureza quase frágil e aos comportamentos distintos em compressão e tração. Em segundo lugar, a dificuldade de capturar todos os fatores presentes nos ensaios laboratoriais, como pequenas excentricidades nas cargas aplicadas, variações de temperatura e umidade no ambiente, bem como ajustes realizados durante o próprio ensaio. Por fim, um fator específico é que, durante os ensaios, a ligação entre a estaca e o bloco de fundação não apresentou comportamento monolítico, uma vez que a estaca foi moldada separadamente do bloco.

Também é observável que os modelos B35P25E25e0 e B35P25E25e2,5 foram mais consistentes em relação ao modelo de referência apresentados nas Figuras D2 e D3. No entanto, mesmo que a diferença seja considerada insignificante, é possível perceber, por meio das Figuras D4 à D9, que nos demais modelos, quando submetidos à carga centrada, os modelos numéricos se mostraram mais rígidos, enquanto nos modelos com carga excêntrica, houve deformação evidente.

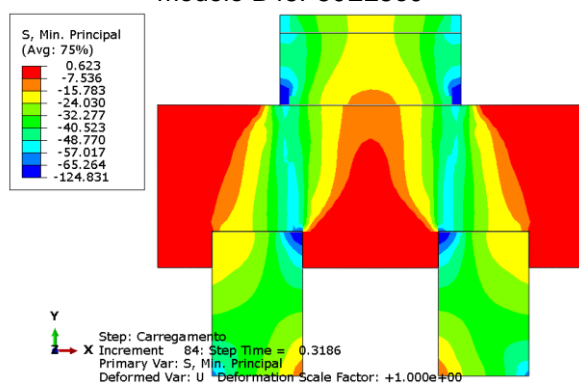
]

D.2.2 Tensões principais

Neste item, são apresentadas as tensões principais obtidas por meio da análise numérica. Ao observar as Figuras D10 e D12, são evidentes as formações das

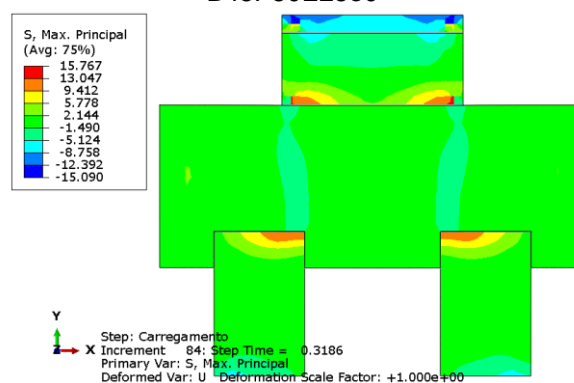
bielas de compressão. Esses resultados estão em concordância com as observações feitas por Delalibera e Giongo (2009) e Barros, Delalibera e Giongo (2016), os quais também constataram que a distribuição de tensões na seção de encontro entre as estacas e o bloco não é uniforme, sendo a região interna da estaca mais solicitada. Os resultados reforçam a importância de se considerar a não uniformidade da distribuição de tensões nessas regiões.

Figura D10 – Tensão principal de compressão, modelo B45P50E25e0



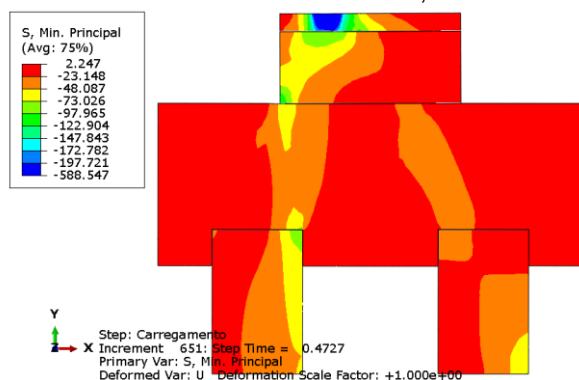
Fonte: Autor (2024)

Figura D11 – Tensão principal de tração, modelo B45P50E25e0



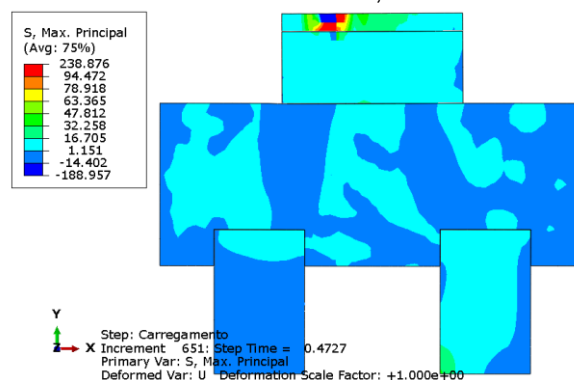
Fonte: Autor (2024)

Figura D12 – Tensão principal de compressão, modelo B45P50E25e12,5



Fonte: Autor (2024)

Figura D13 – Tensão principal de tração, modelo B45P50E25e12,5



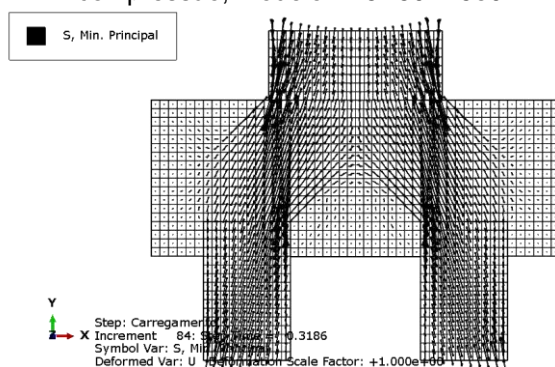
Fonte: Autor (2024)

D.2.3 Fluxo de tensões

Nas Figuras D14 e D16, é possível visualizar os fluxos de tensões de compressão no concreto dos modelos, enquanto nas Figuras D15 e D17, os fluxos de

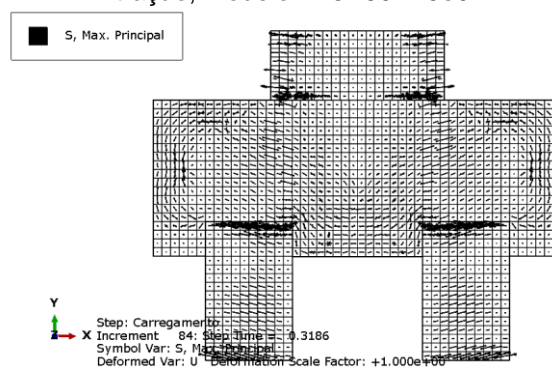
tensões de tração. Em concordância com as observações de Gonçalves, Delalibera e Oliveira Filho (2022), pode-se notar a concentração de tensões na base do pilar (zona nodal superior) e na face superior das estacas (zona nodal inferior). Essas informações são importantes para compreender a distribuição das tensões e destacar as regiões de maior solicitação estrutural.

Figura D14 – Fluxo das tensões principais de compressão, modelo B45P50E25e0



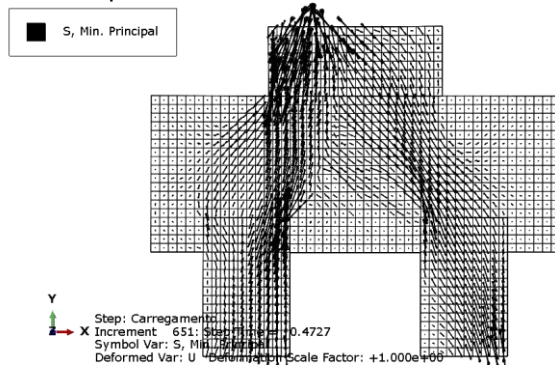
Fonte: Autor (2024)

Figura D15 – Fluxo das tensões principais de tração, modelo B45P50E25e0



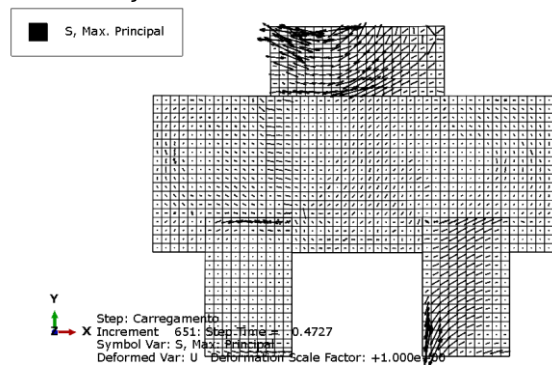
Fonte: Autor (2024)

Figura D16 – Fluxo das tensões principais de compressão, modelo B45P50E25e12,5



Fonte: Autor (2024)

Figura D17 – Fluxo das tensões principais de tração, modelo B45P50E25e12,5



Fonte: Autor (2024)

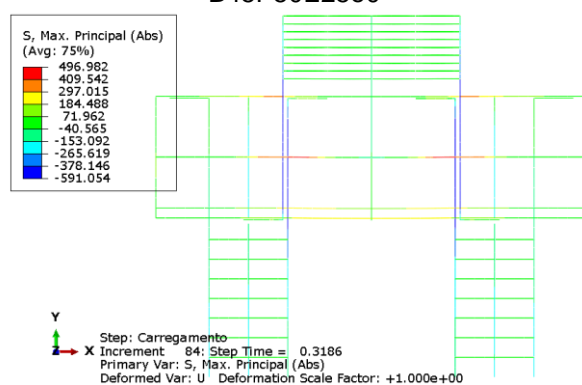
D.2.4 Tensões nas armaduras

Nas Figuras D18 e D19, são perceptíveis as distribuições das tensões de tração e compressão nas armaduras. Com base na variação de cores apresentada na legenda de cada figura, é evidente que a tensão na armadura principal de tração apresentou um comportamento semelhante aos valores de referência. As maiores

tensões de tração no tirante são observadas no meio bloco, diminuindo significativamente nas seções próximas às estacas.

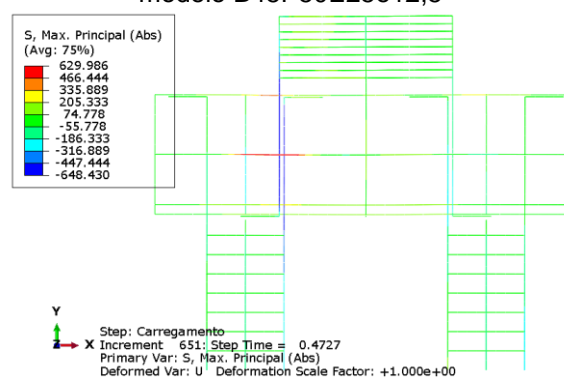
Esse fenômeno ocorre devido à compressão das bielas na face superior das estacas, conforme descrito na ABNT NBR 6118 (2023), que destaca o efeito favorável da compressão transversal nas barras. Munhoz e Giongo (2017) e Luchesi *et al.* (2022) também observaram esse fenômeno em seus respectivos ensaios experimentais e numéricos.

Figura D18 – Tensões nas barras de aço, modelo B45P50E25e0



Fonte: Autor (2024)

Figura D19 – Tensões nas barras de aço, modelo B45P50E25e12,5



Fonte: Autor (2024)

Além disso, nas Figuras D18 e D19, também foi possível visualizar que as armaduras complementares horizontais localizadas no meio do bloco e as armaduras longitudinais do pilar sofreram maiores solicitações em comparação com as armaduras no meio do tirante. Essa ocorrência provavelmente está relacionada aos fluxos de tensões identificados nas Figuras D14 e D16. Inclusive, Delalibera (2006) também relatou essa observação ao afirmar que “os estribos horizontais nas seções onde atravessaram as bielas de compressão foram mais solicitados”.

D.3 Considerações finais

Com base nos resultados apresentados nesta seção, que são consistentes com os resultados obtidos por Delalibera (2006), Delalibera e Giongo (2009) e Barros,

Delalibera e Giongo (2016), pode-se concluir que o *software* ABAQUS®, ao utilizar os modelos constitutivos de Carreira e Chu (1986) para o concreto e de Earls (1999) para o aço, produziu resultados adequados. Isso tornou viável a realização das simulações e a extrapolação das análises para os modelos de blocos com duas estacas propostos na metodologia.

Essa conclusão foi fundamentada na concordância dos resultados numéricos com as referências mencionadas e reforça a confiabilidade do ABAQUS® como ferramenta para simulações estruturais.

APÊNDICE E – GRÁFICOS DAS RELAÇÕES DE FORÇA VS. DESLOCAMENTO

E.2 Modelos individuais

Figura E1 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb5.5e0

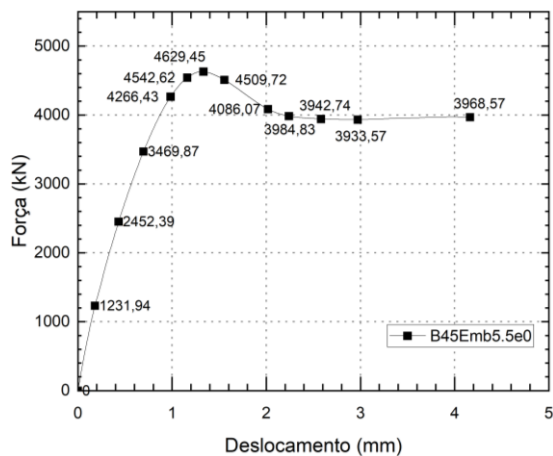


Figura E2 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb5.5e5E

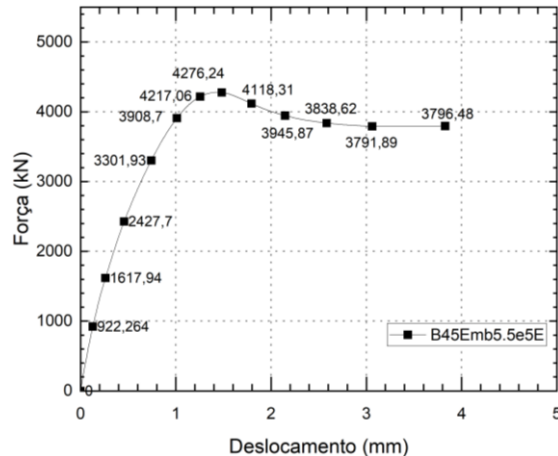


Figura E3 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb5.5e10E

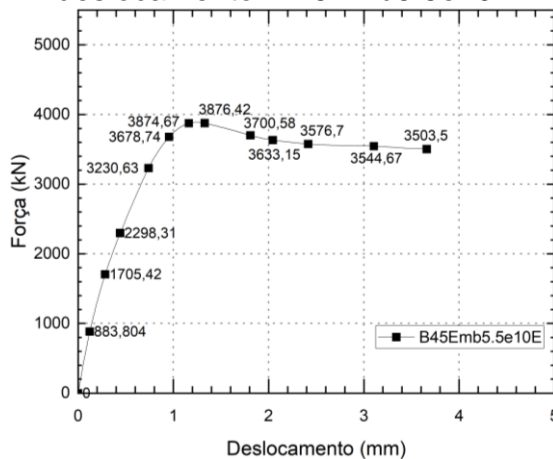


Figura E4 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb5.5e15E

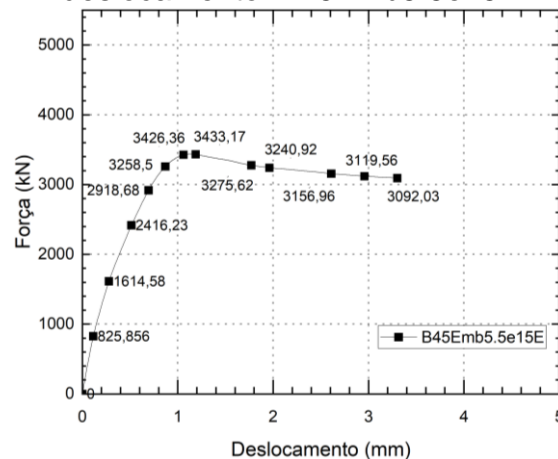


Figura E5 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.10e0

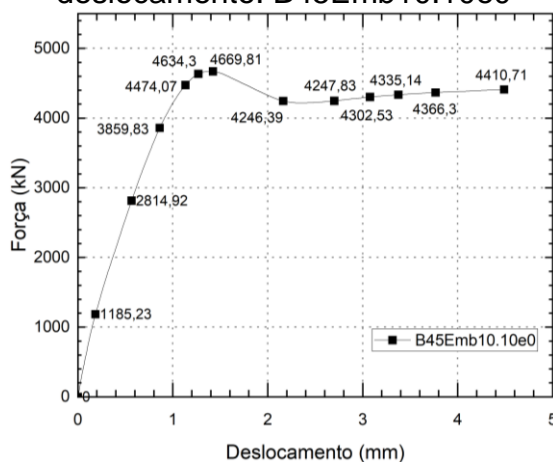


Figura E6 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.10e5E

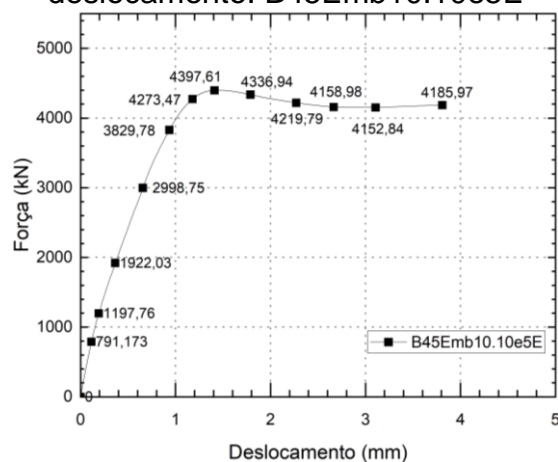


Figura E7 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.10e10E

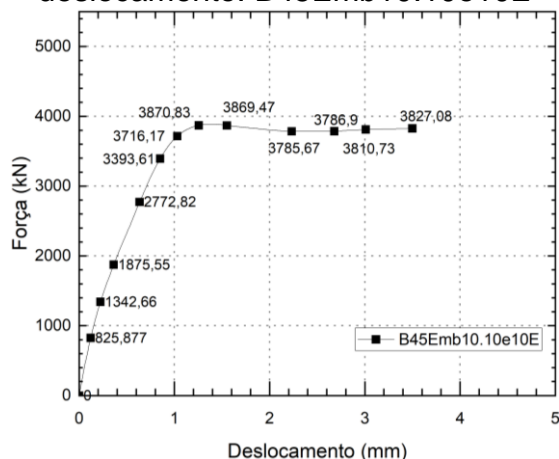


Figura E8 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.10e15E

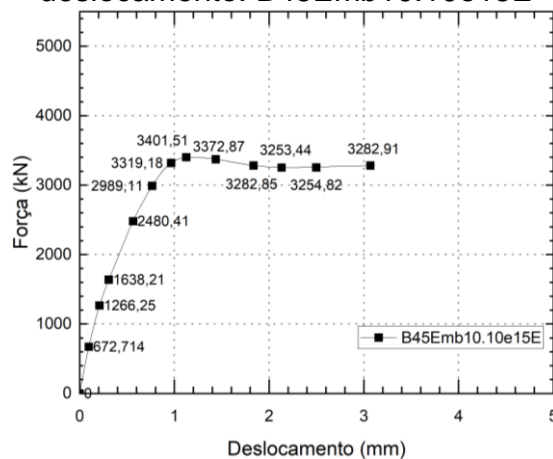


Figura E9 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.15e0

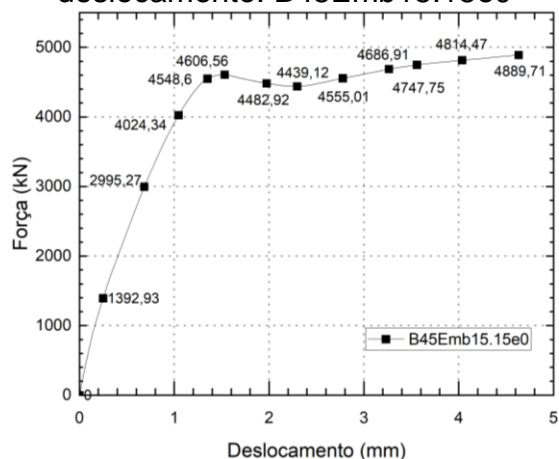


Figura E10 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.15e5E

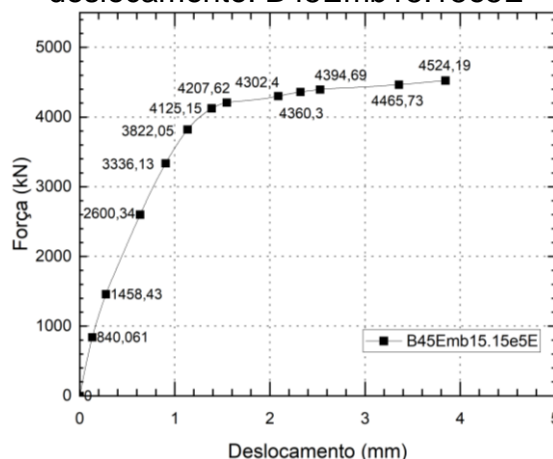


Figura E11 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.15e10E

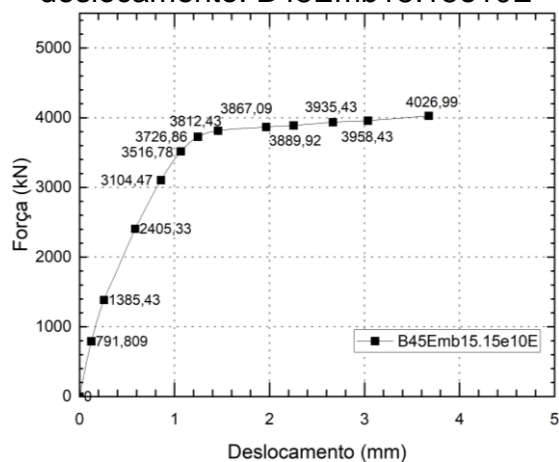


Figura E12 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.15e15E

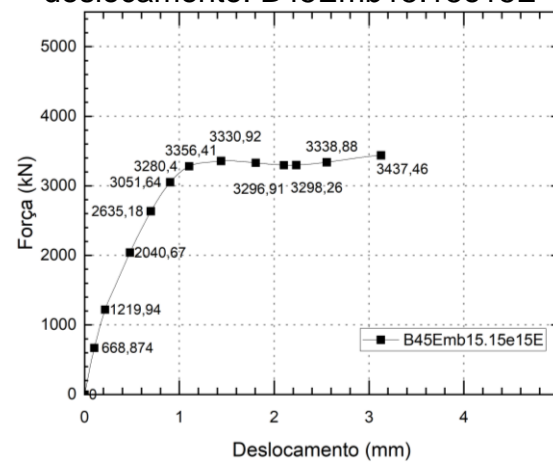


Figura E13 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e0

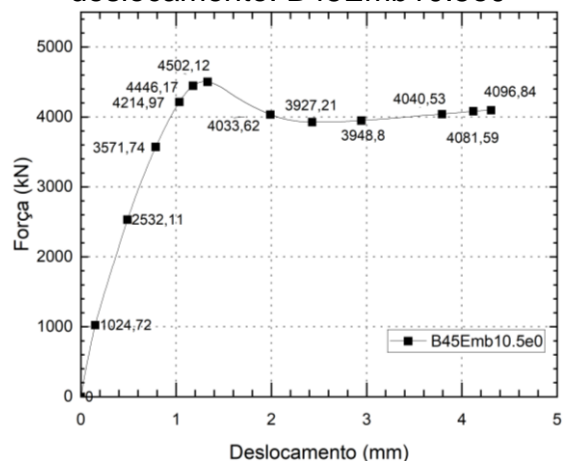


Figura E14 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e5E

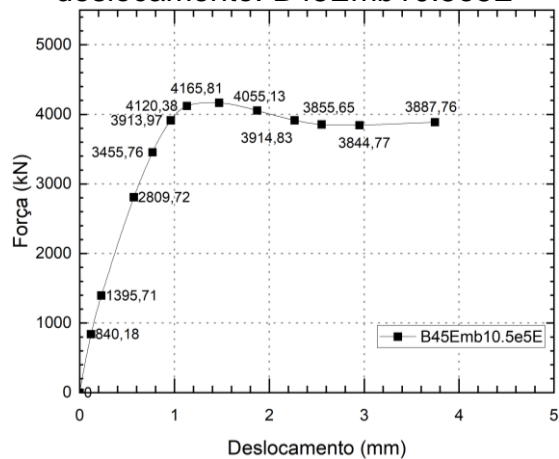


Figura E15 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e10E

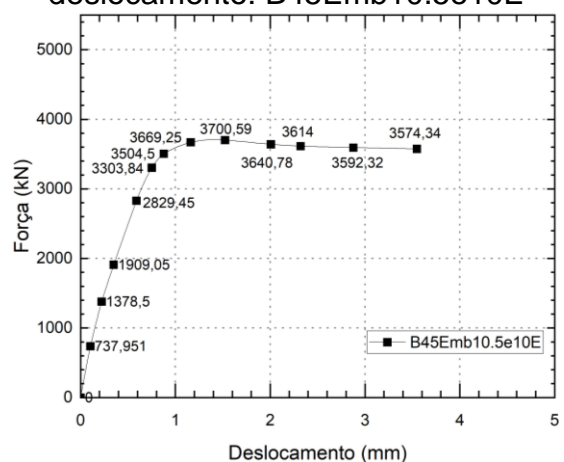


Figura E16 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e15E

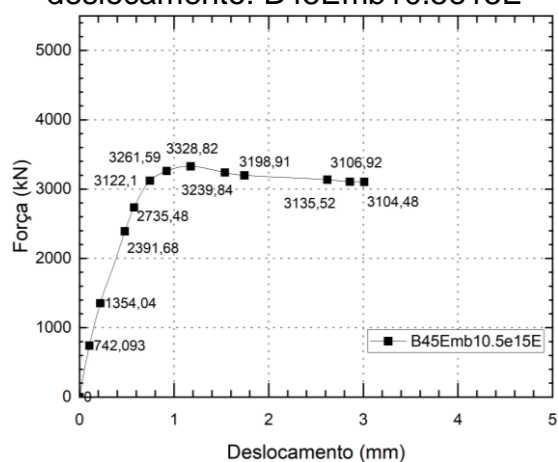


Figura E17 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e5D

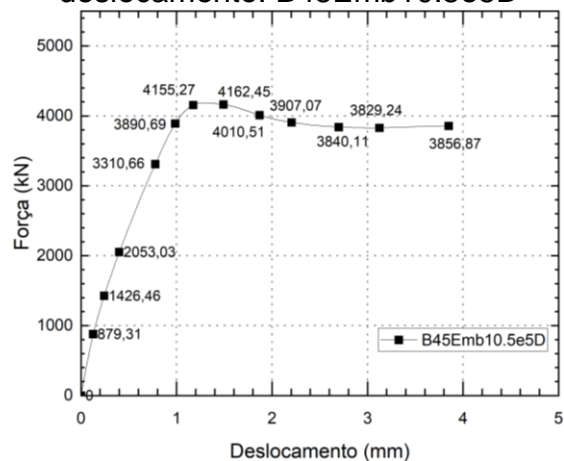


Figura E18 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e10D

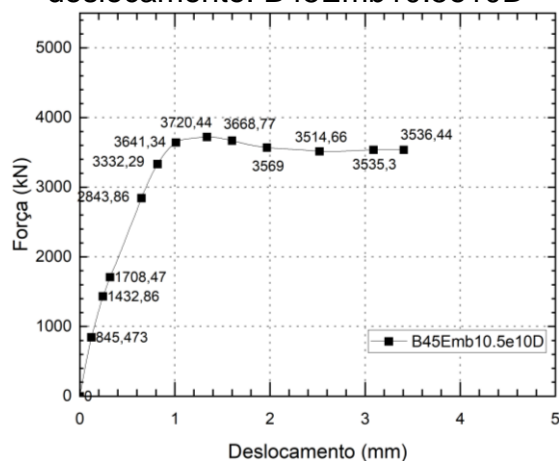


Figura E19 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb10.5e15D

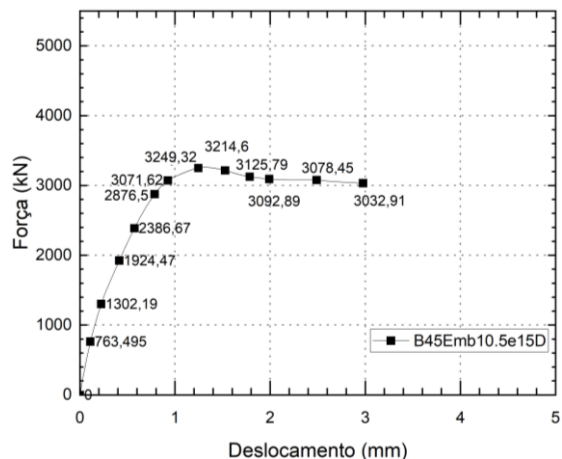


Figura E20 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e0

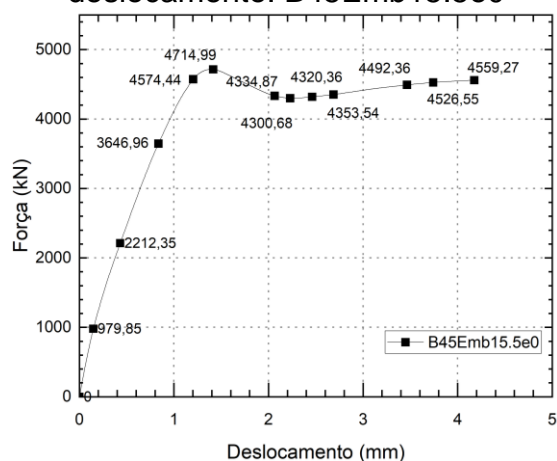


Figura E21 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e5E

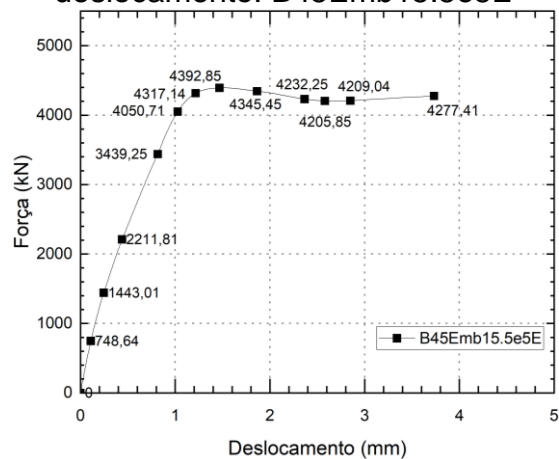


Figura E22 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e10E

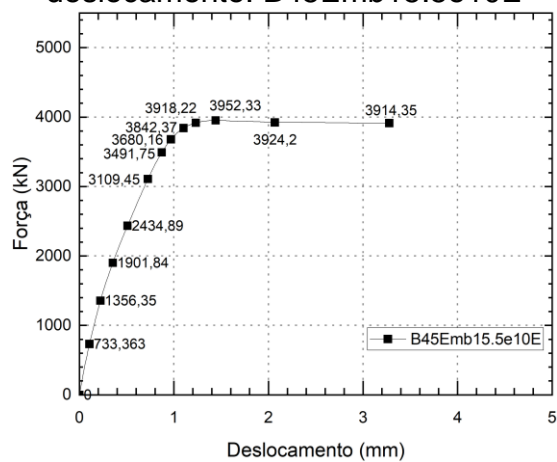


Figura E23 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e15E

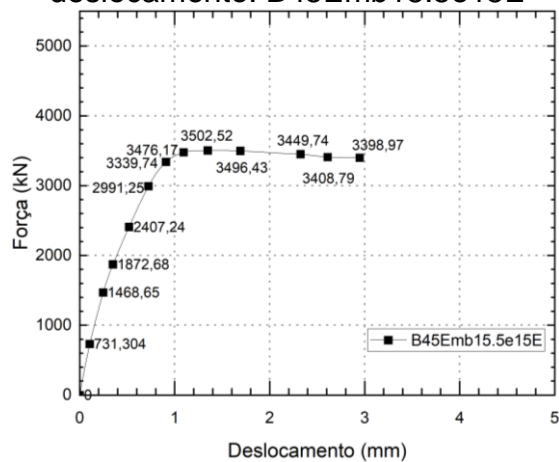


Figura E24 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e5D

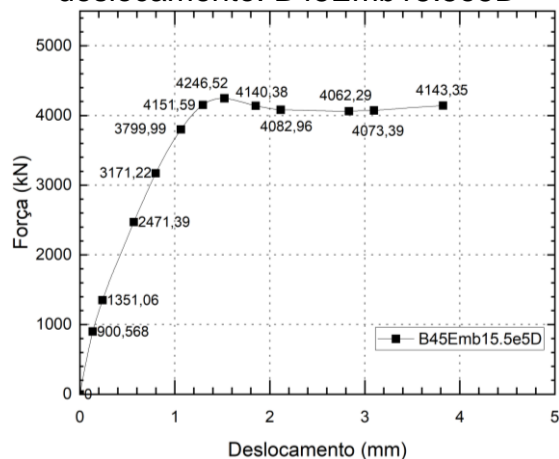


Figura E25 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e10D

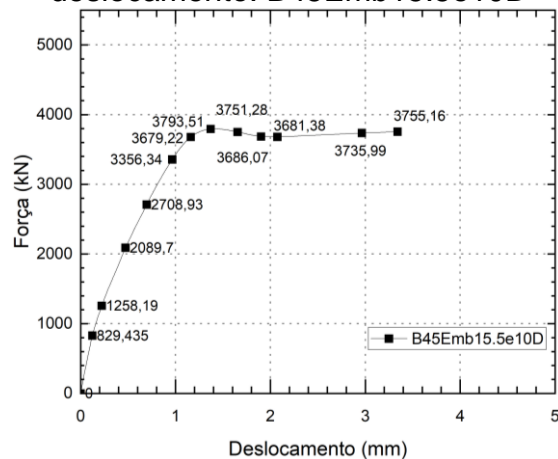


Figura E26 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.5e15D

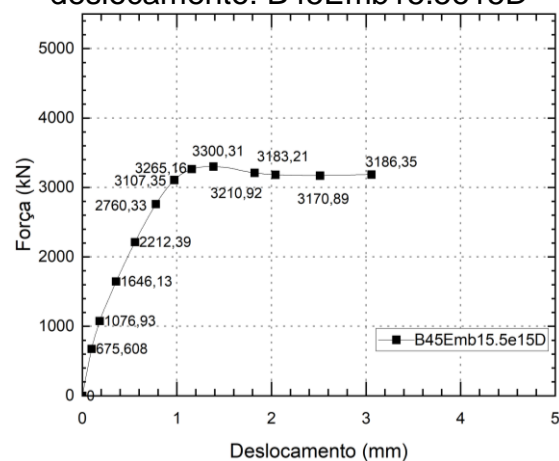


Figura E27 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e0

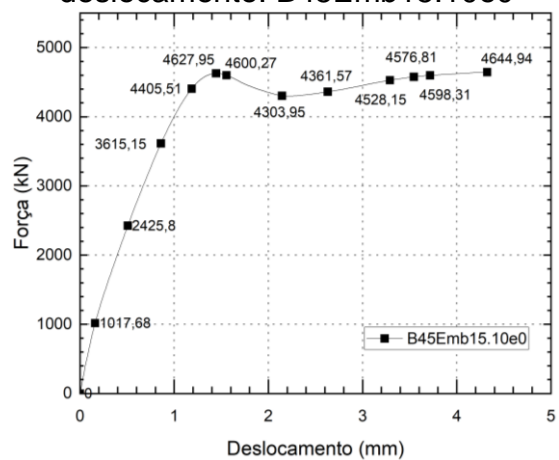


Figura E28 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e5E

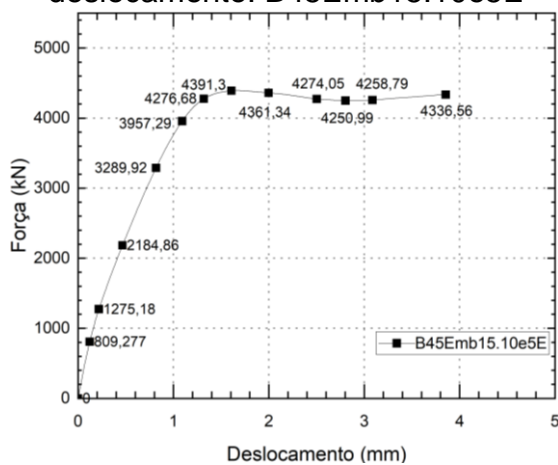


Figura E29 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e10E

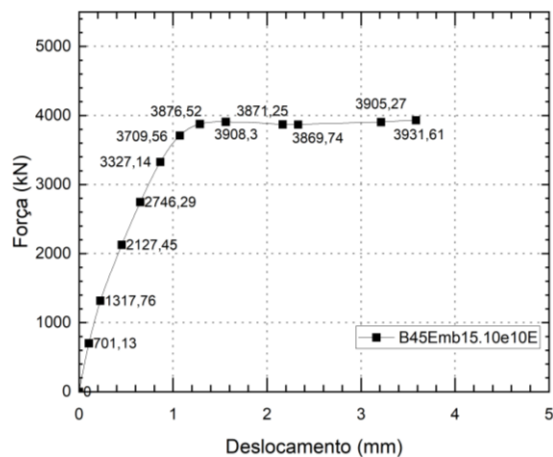


Figura E30 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e15E

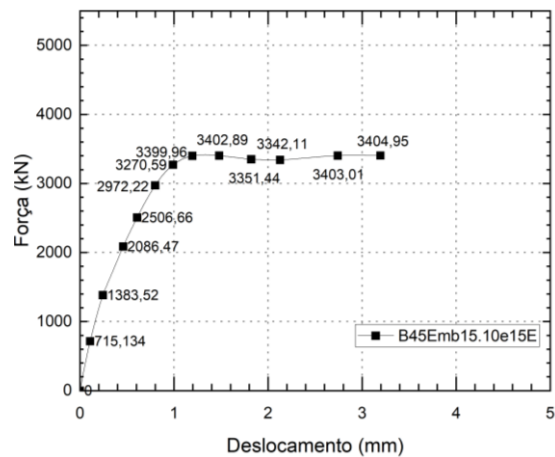


Figura E31 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e5D

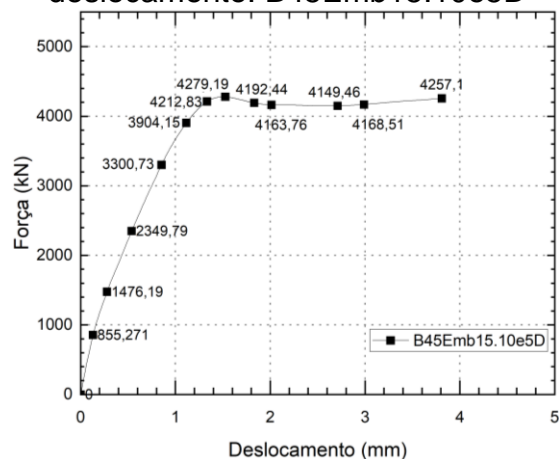


Figura E32 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e10D

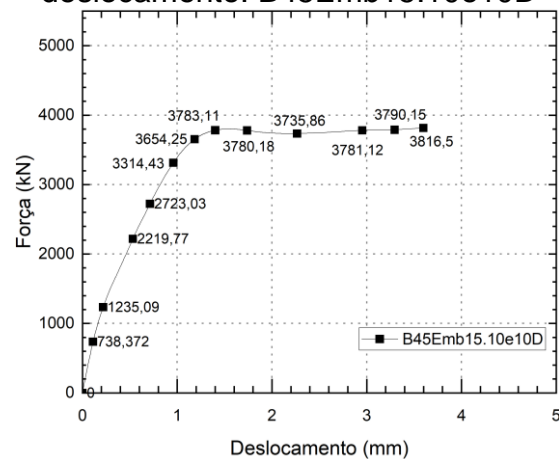
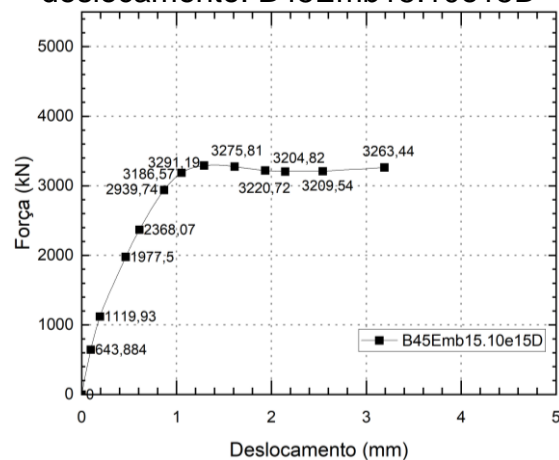


Figura E33 – Força última *versus* deslocamento: B45Emb15.10e15D



E.2 Modelos agrupados: avaliação da excentricidade

Figura E34 – Força última versus deslocamento: B45Emb5.5

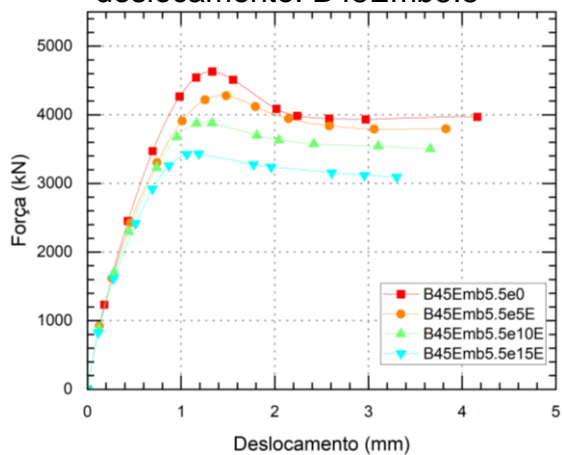


Figura E35 – Força última versus deslocamento: B45Emb10.10

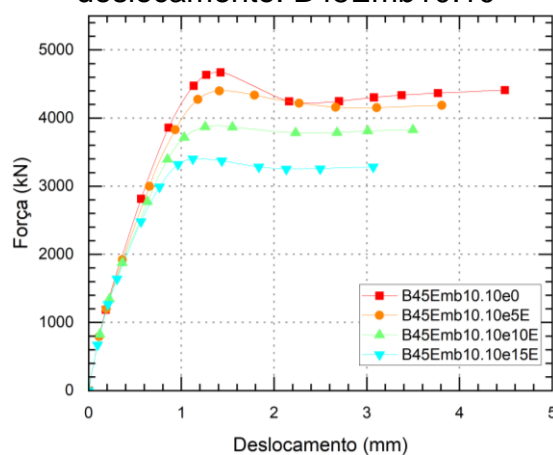


Figura E36 – Força última versus deslocamento: B45Emb15.15

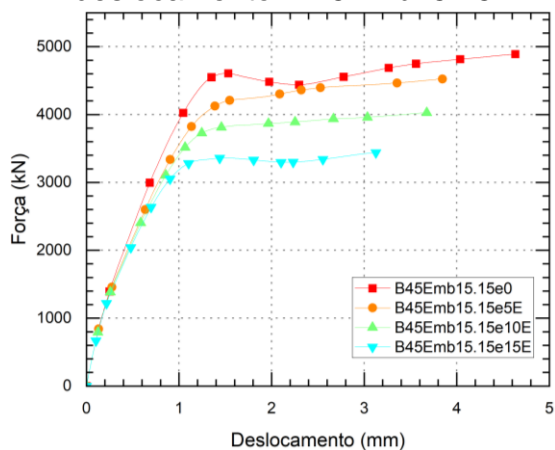


Figura E37 – Força última versus deslocamento: B45Emb10.5

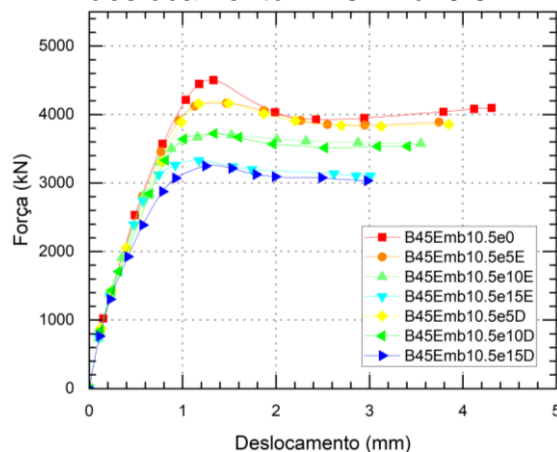


Figura E38 – Força última versus deslocamento: B45Emb15.5

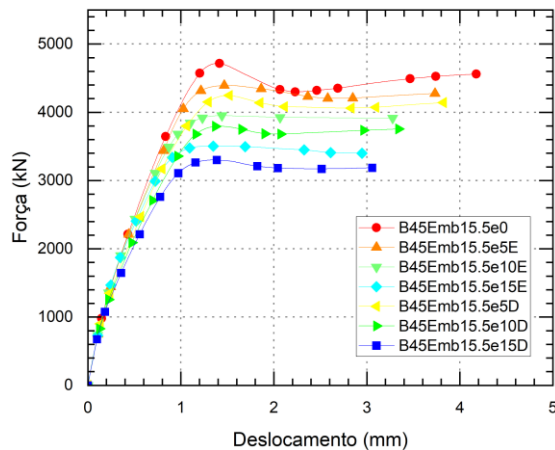
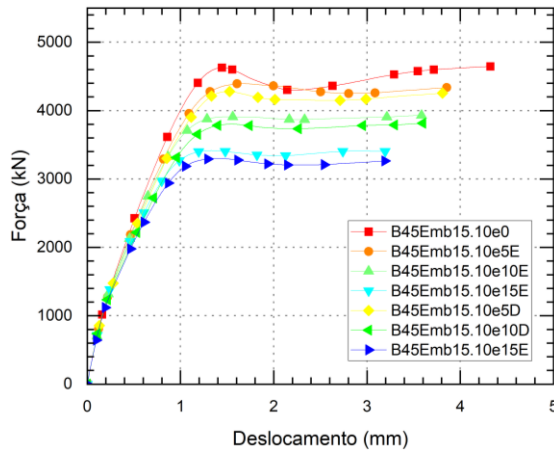


Figura E39 – Força última versus deslocamento: B45Emb15.10



E.3 Modelos agrupados: avaliação da altura de embutimento das estacas

Figura E40 – Força última *versus* deslocamento: e0

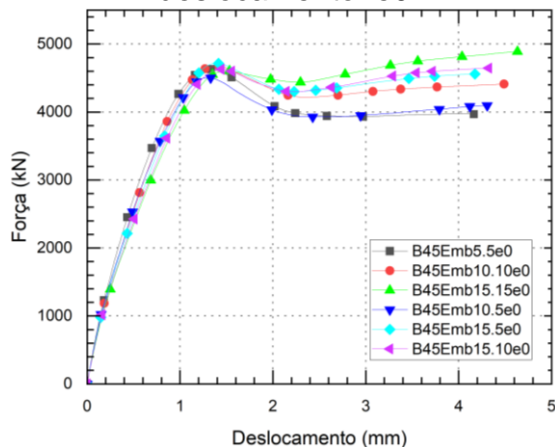


Figura E41 – Força última *versus* deslocamento: e5E

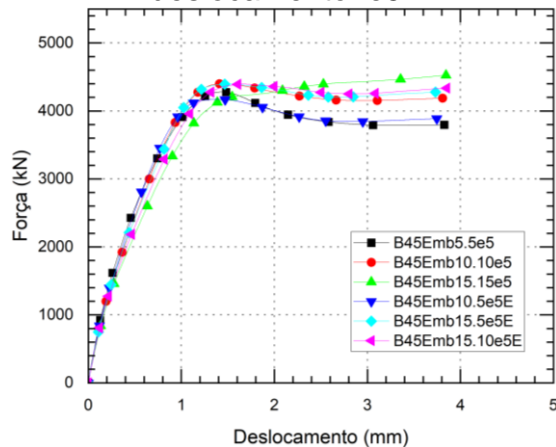


Figura E42 – Força última *versus* deslocamento: e10E

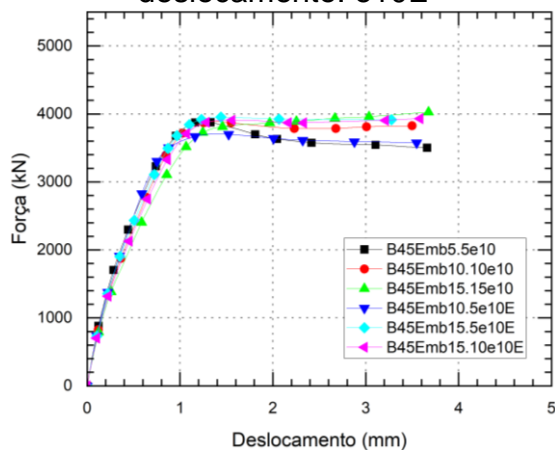


Figura E43 – Força última *versus* deslocamento: e15E

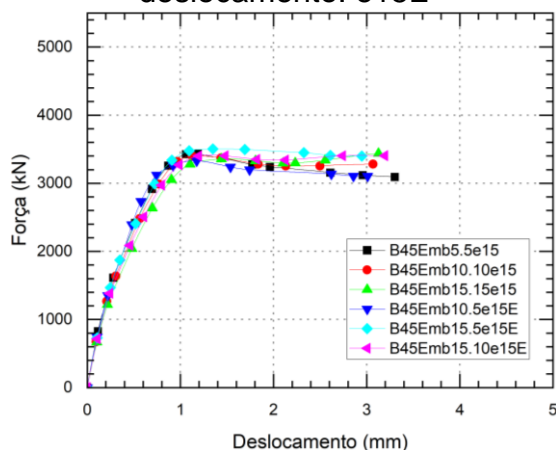


Figura E44 – Força última *versus* deslocamento: e5D

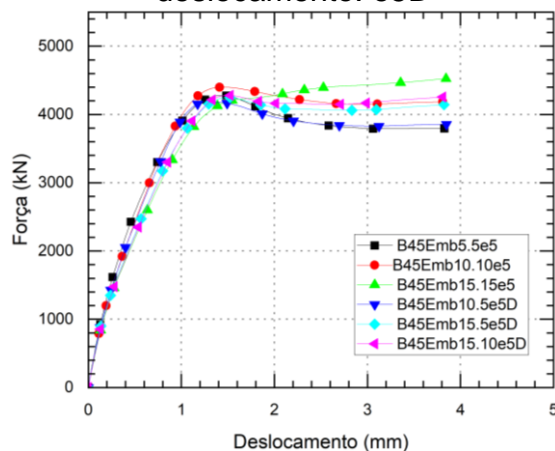


Figura E45 – Força última *versus* deslocamento: e10D

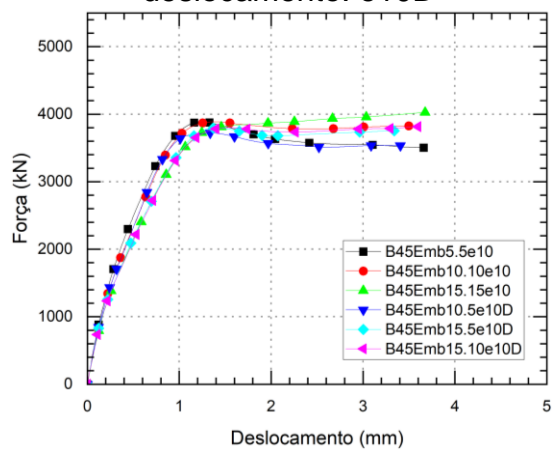
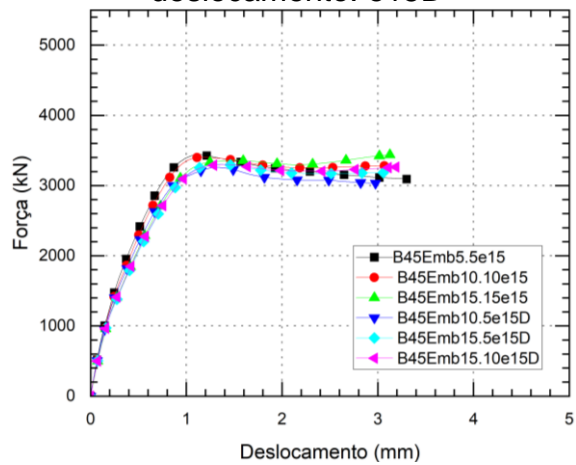


Figura E46 – Força última *versus* deslocamento: e15D



APÊNDICE F – TENSÕES PRINCIPAIS

Figura F1 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.5e0

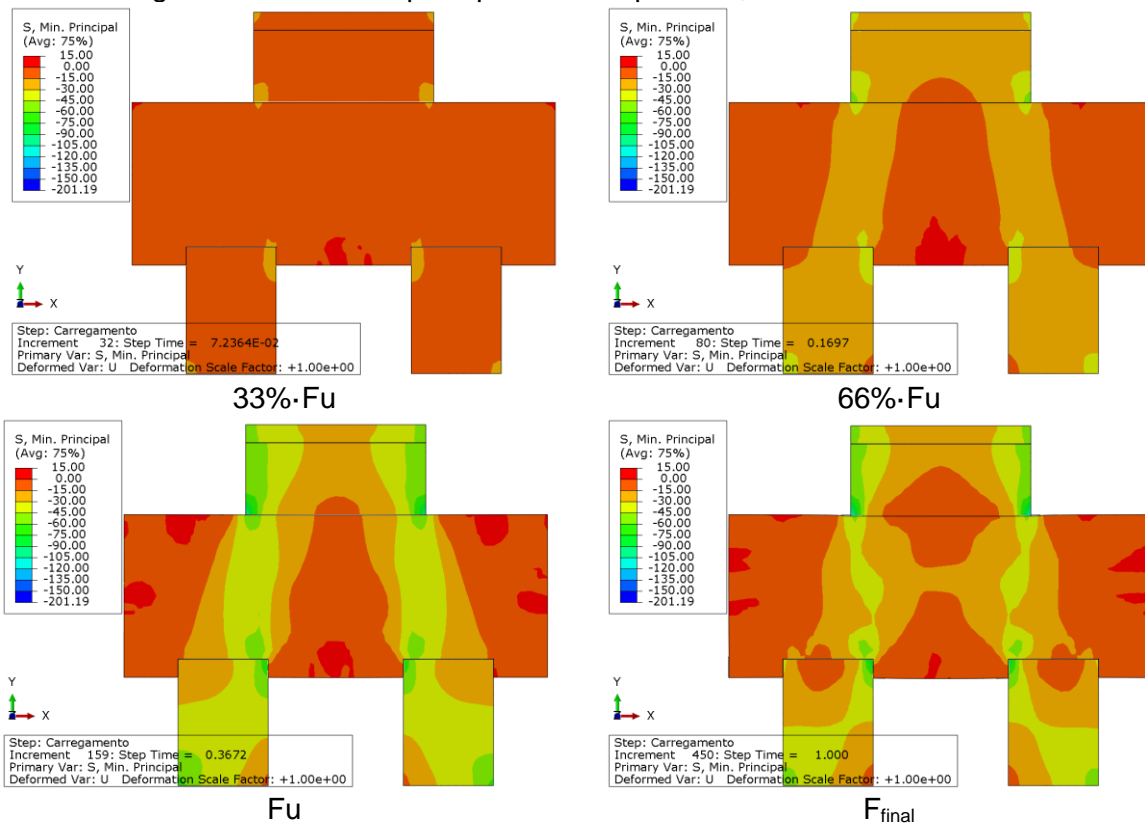


Figura F2 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.5e5

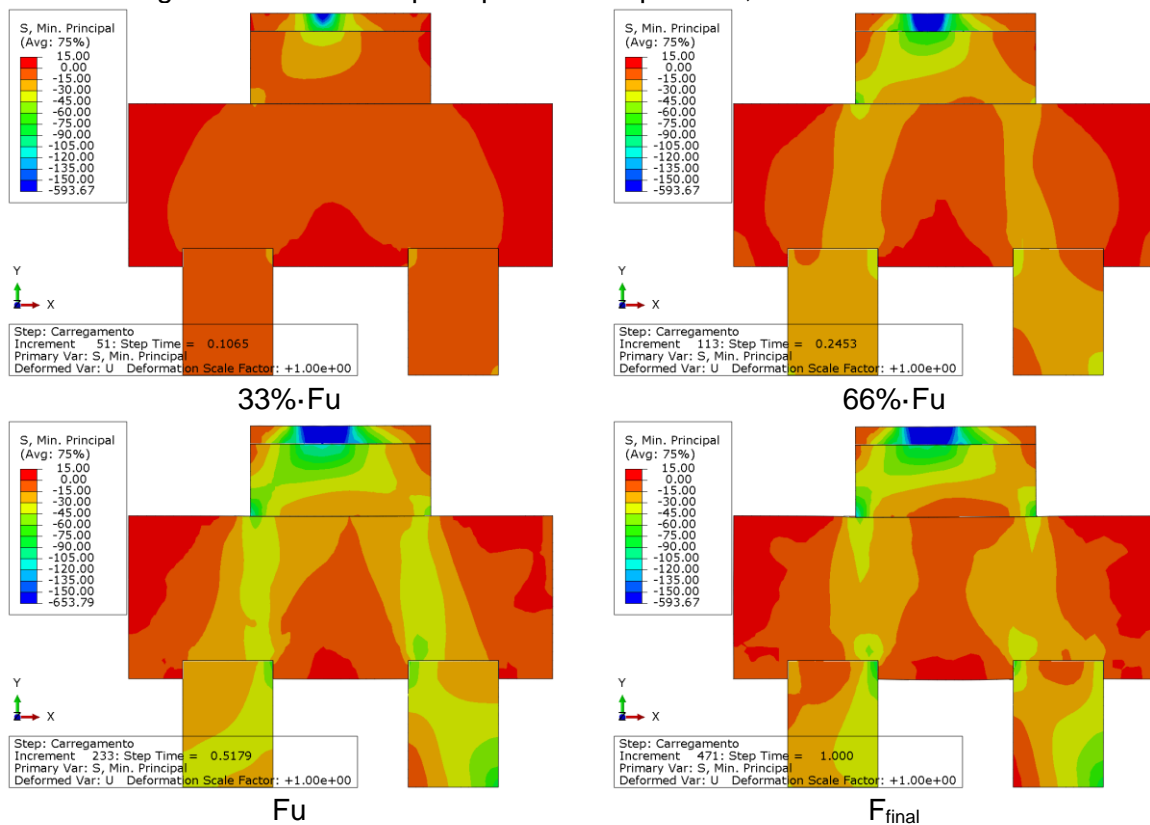


Figura F3 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.5e10

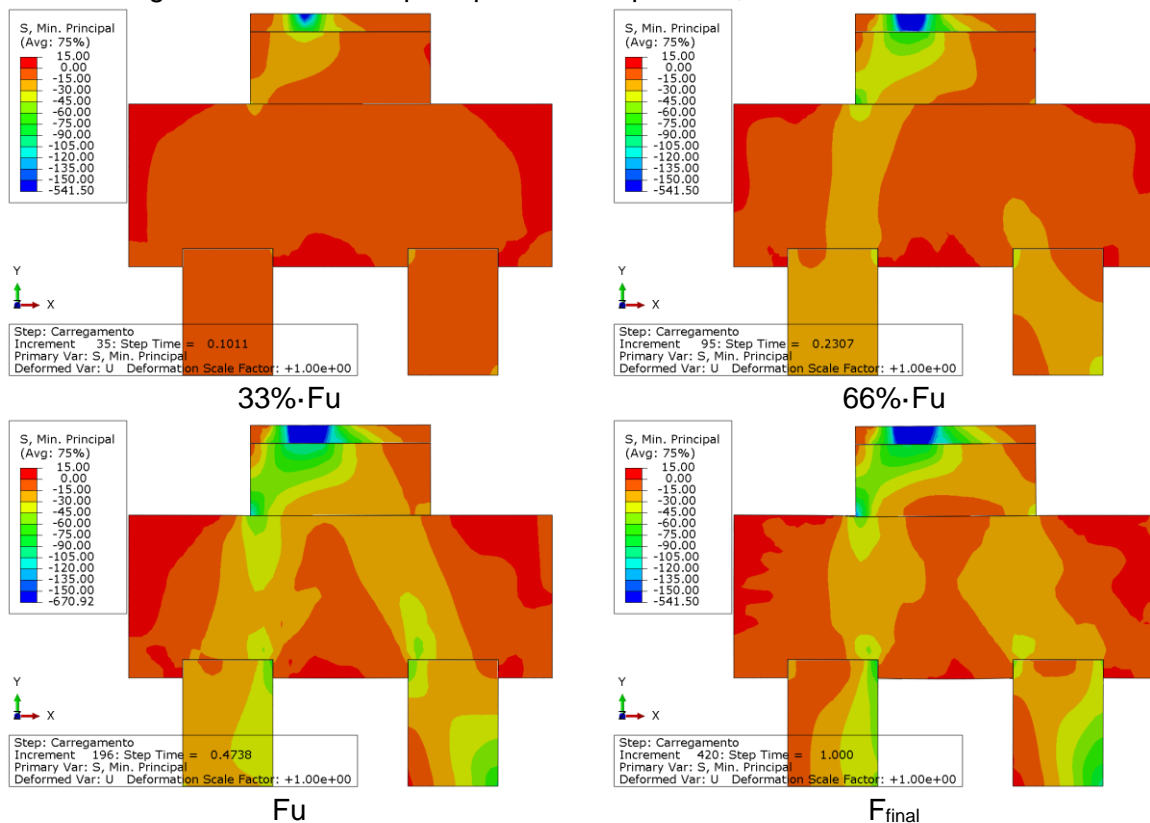


Figura F4 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.5e15

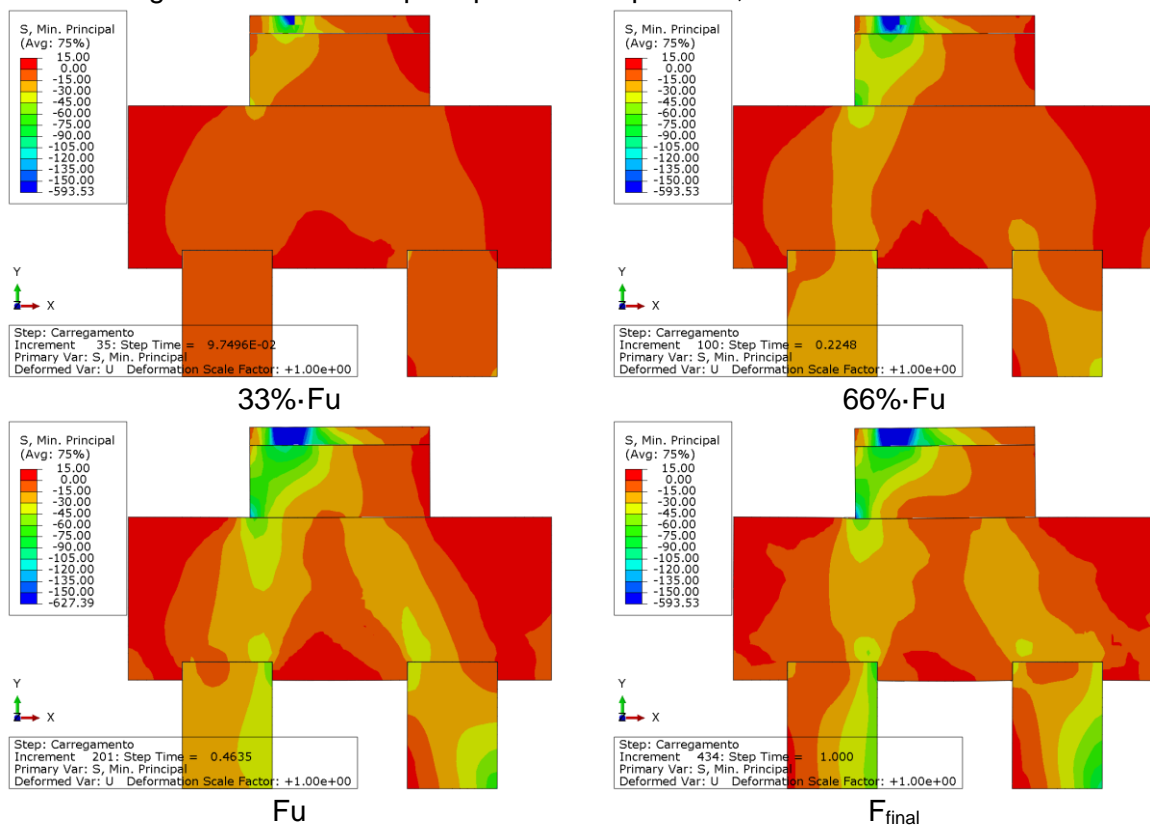


Figura F5 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e0

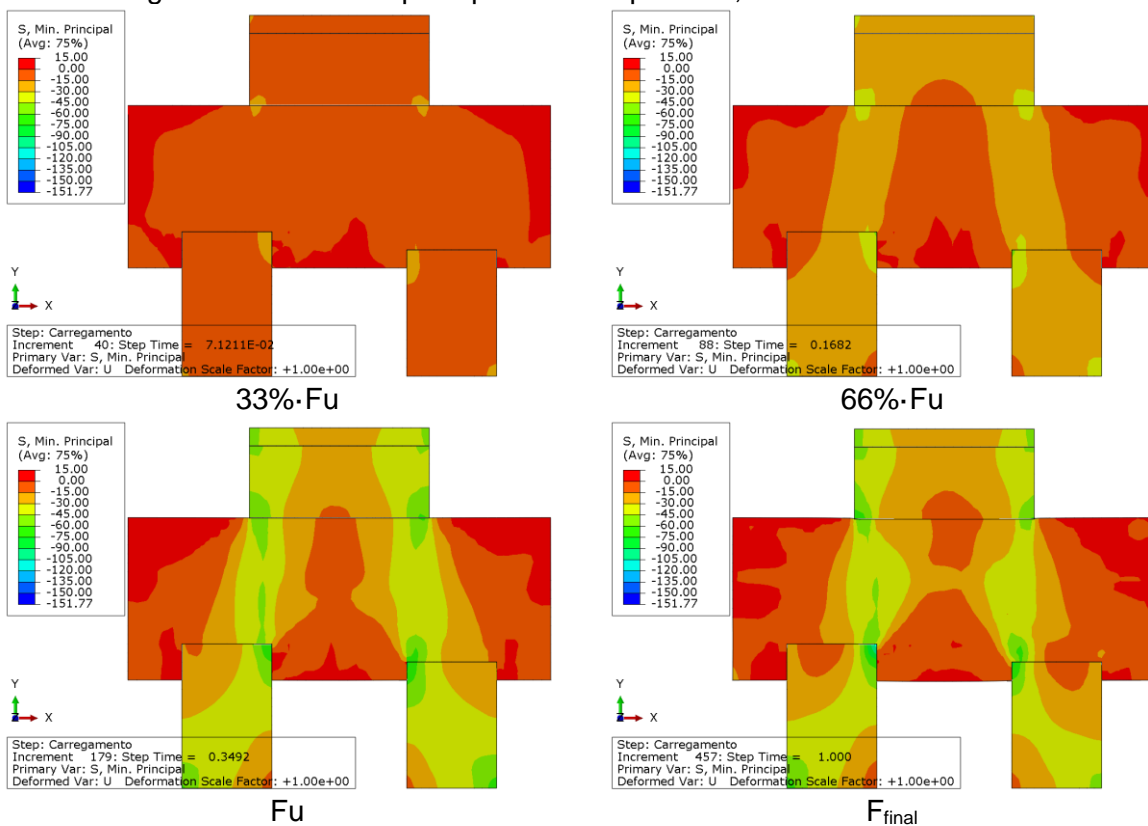


Figura F6 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e5E

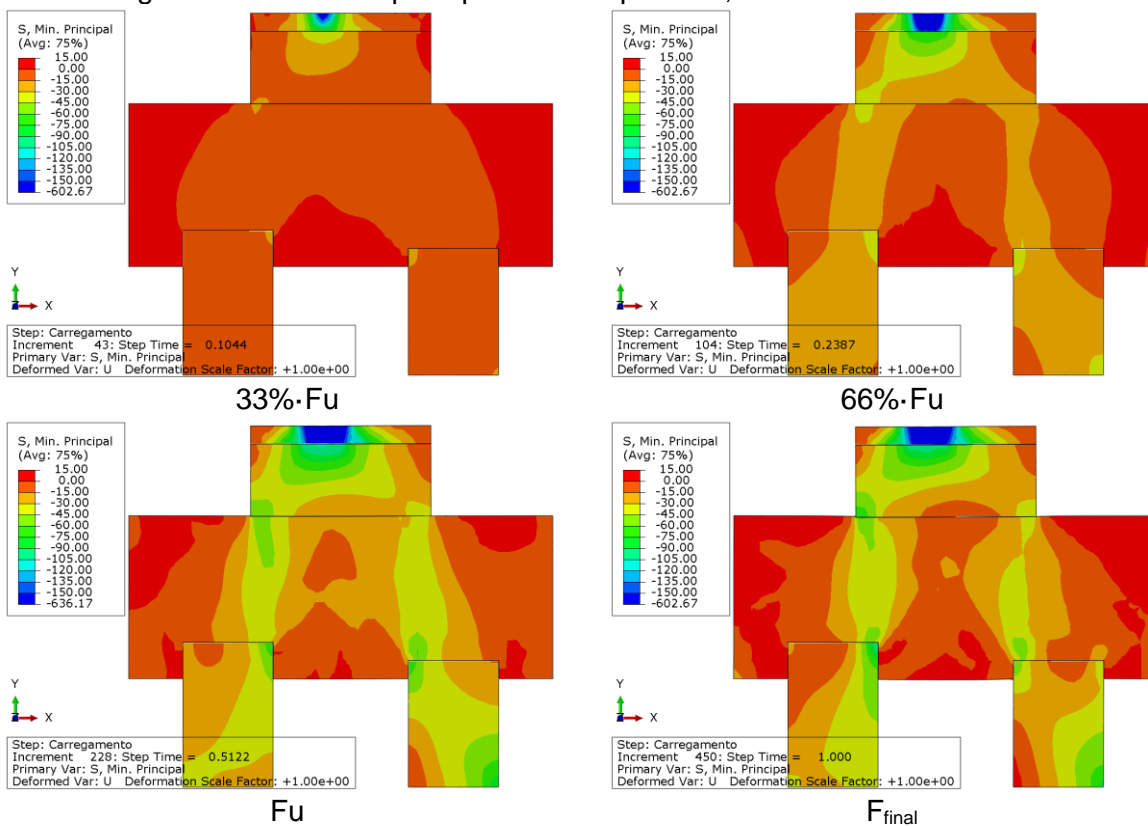


Figura F7 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e5D

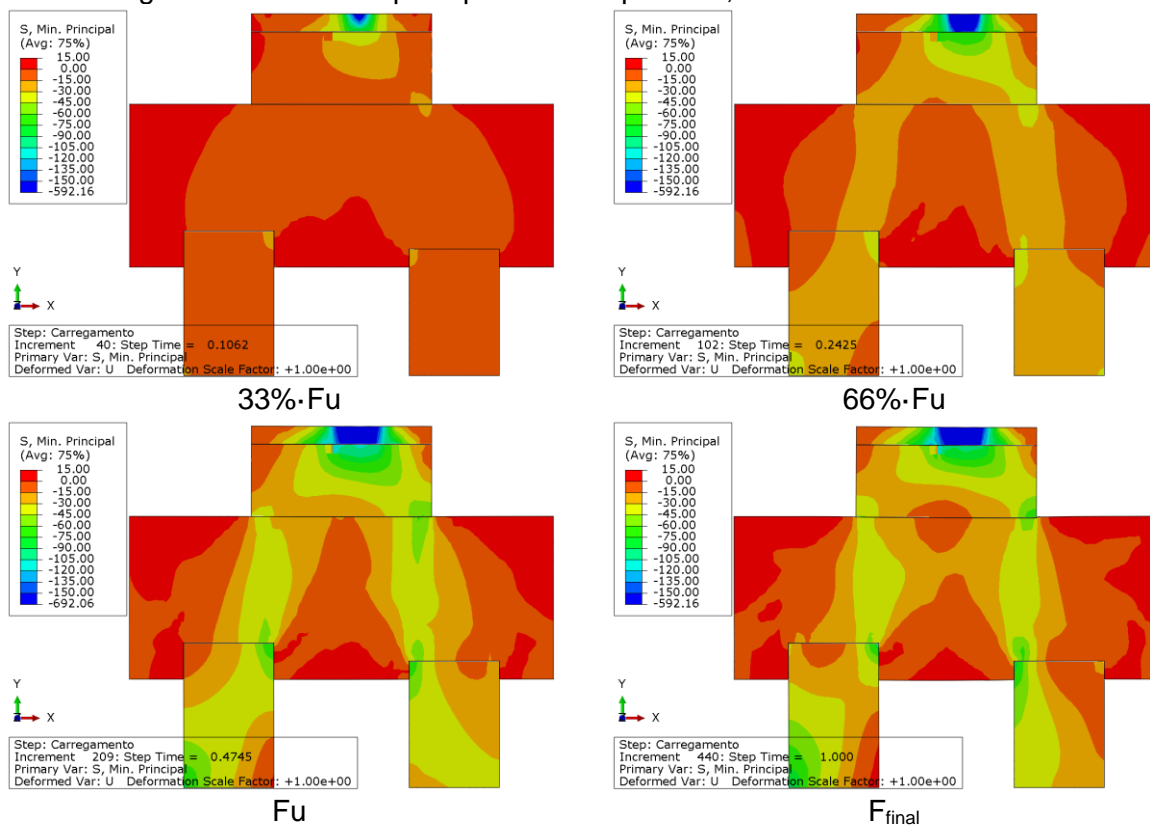


Figura F8 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e10E

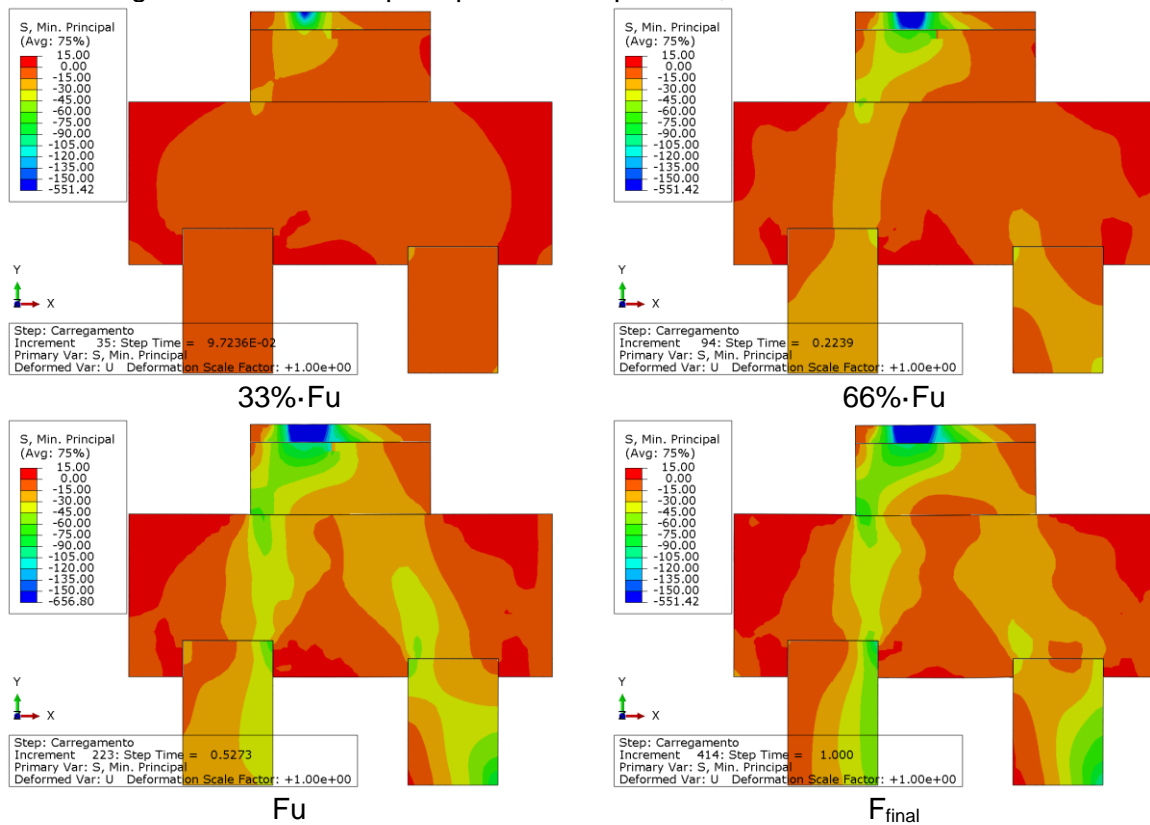


Figura F9 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e10D

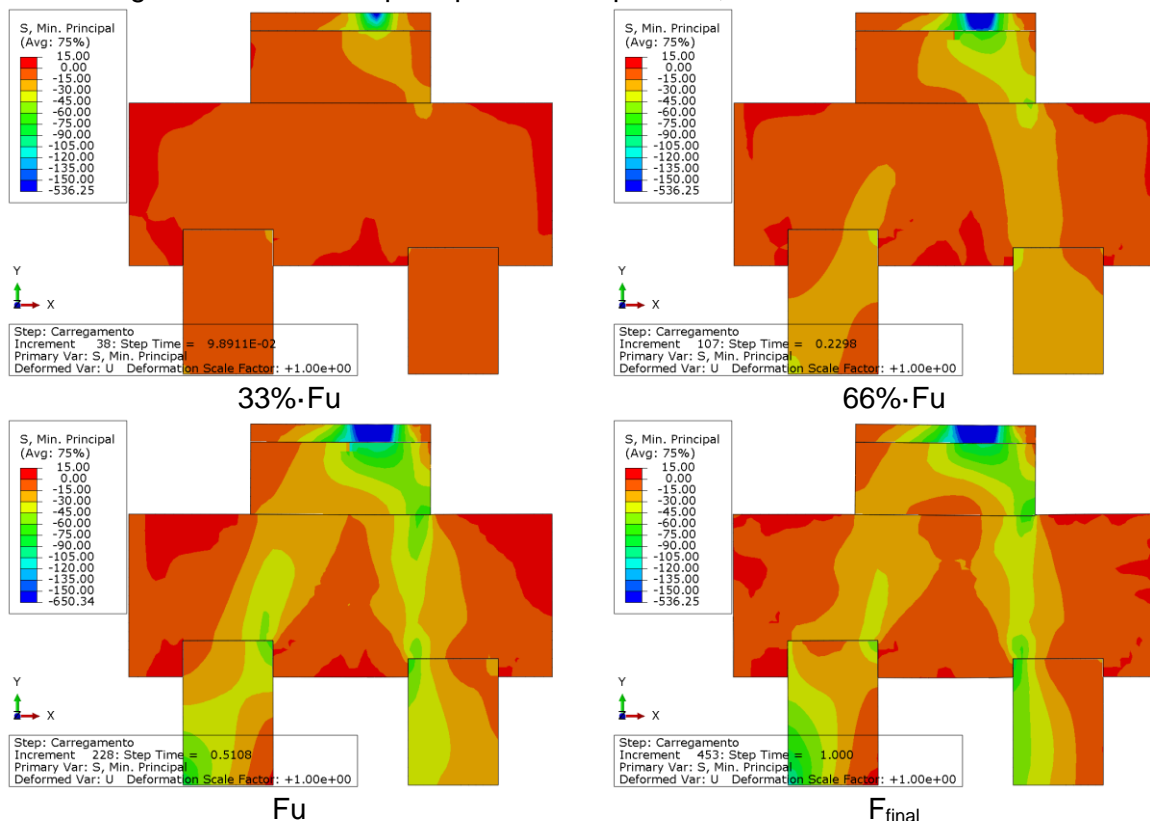


Figura F10 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e15E

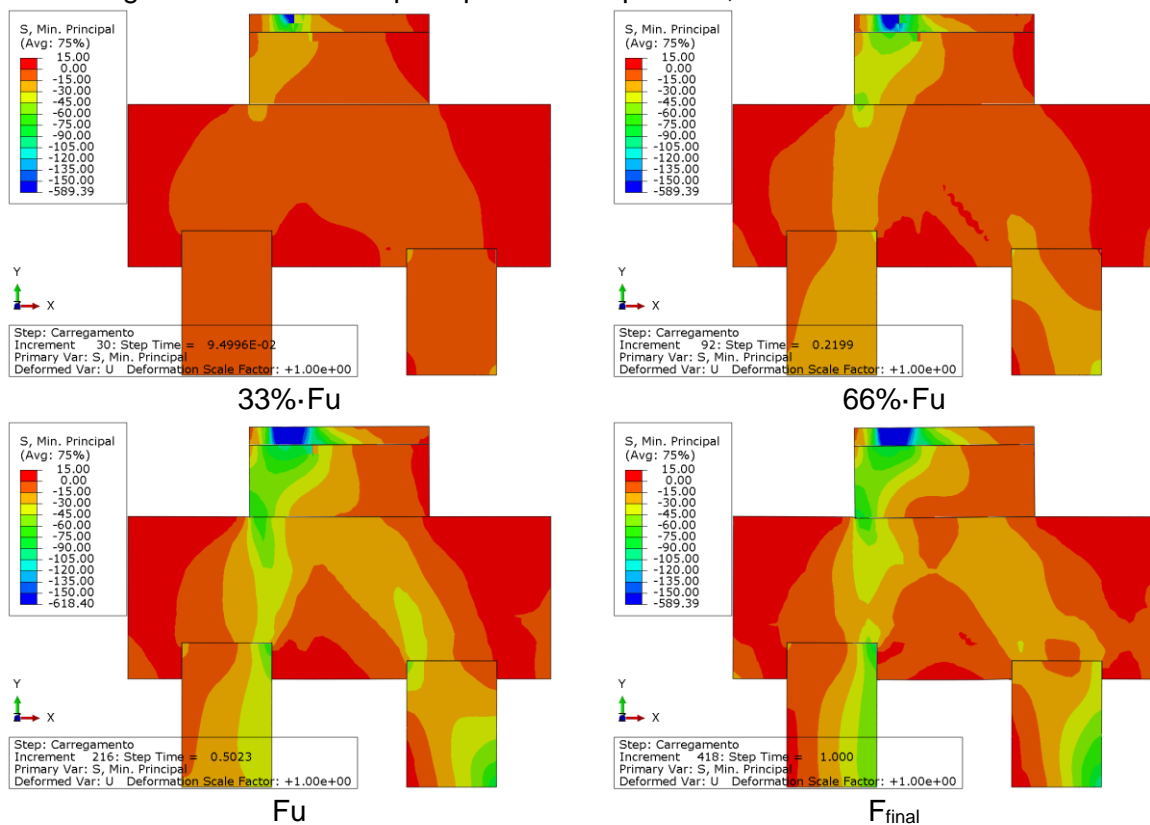


Figura F11 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.10e15D

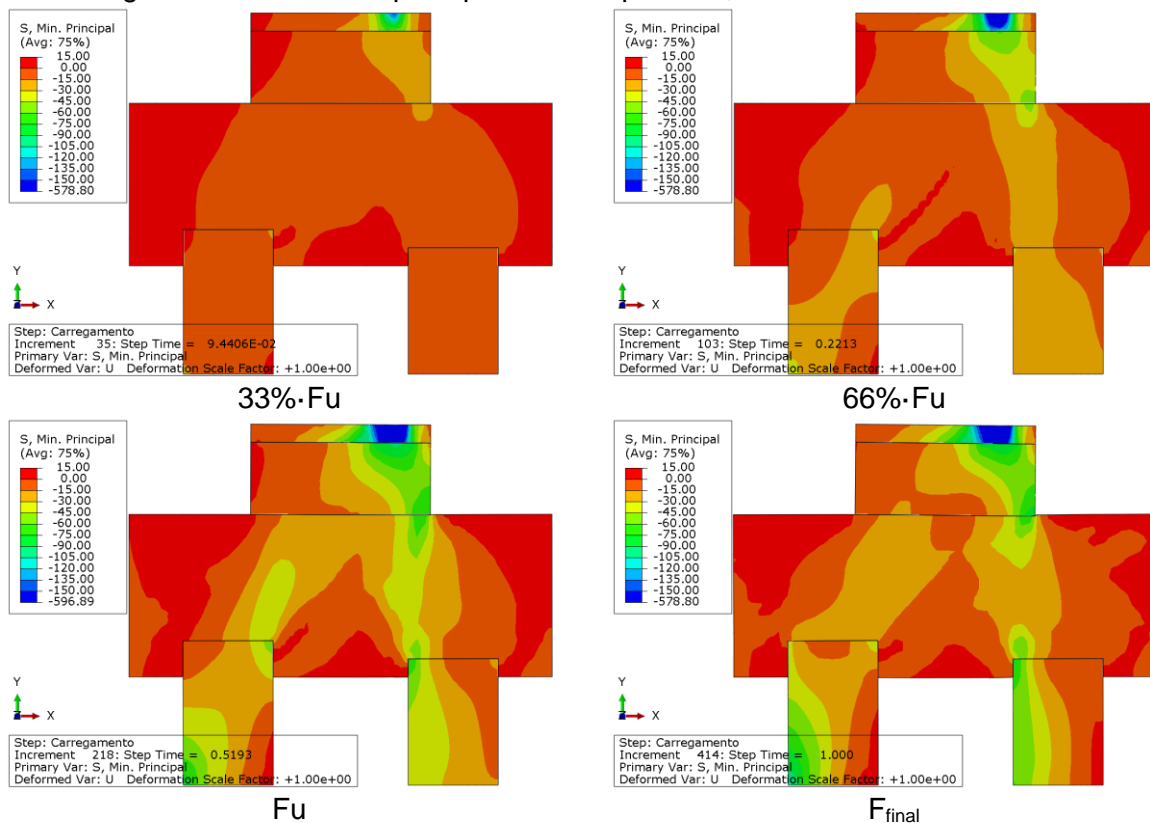


Figura F12 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.15e0

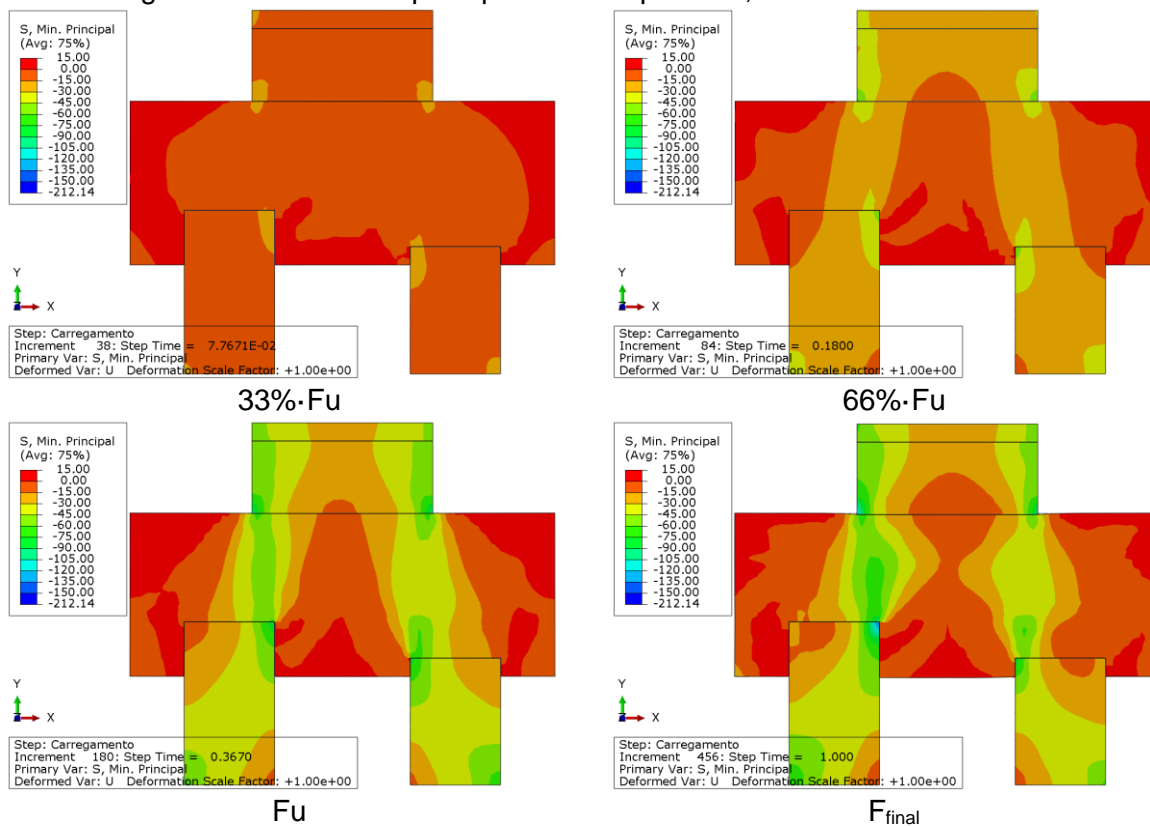


Figura F13 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.15e5E

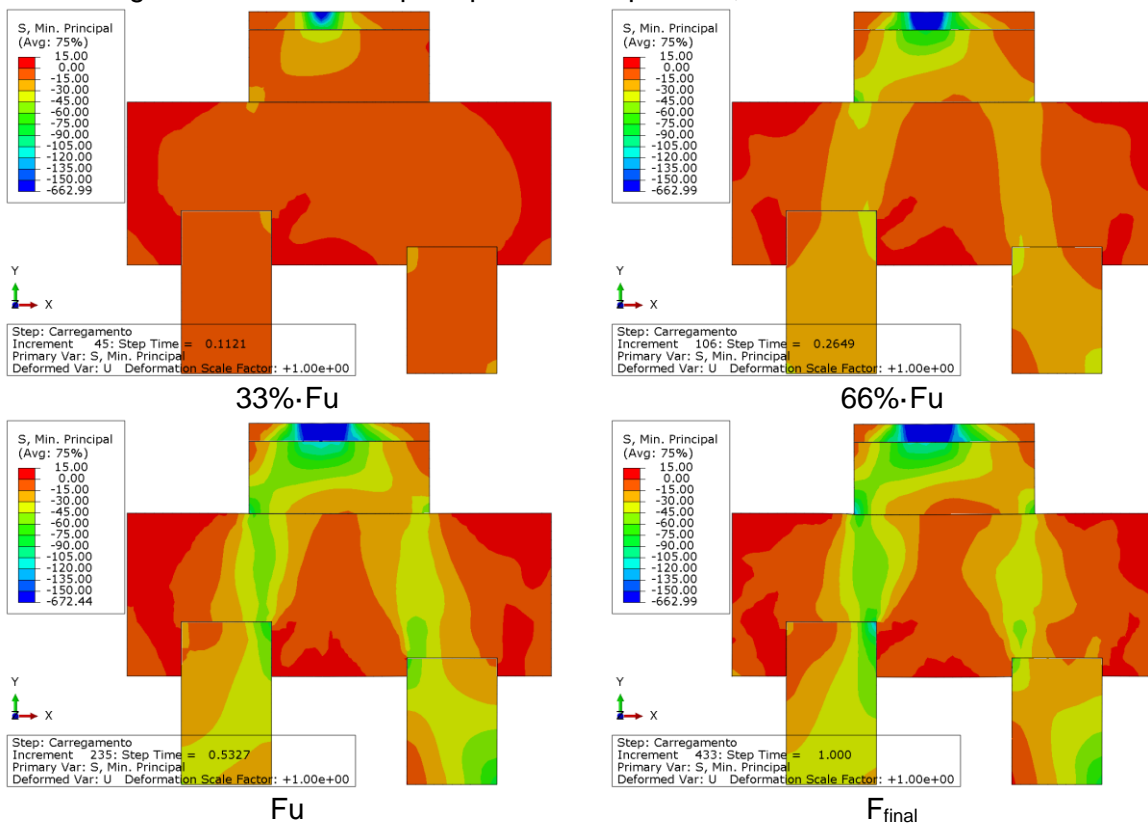


Figura F14 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.15e5D

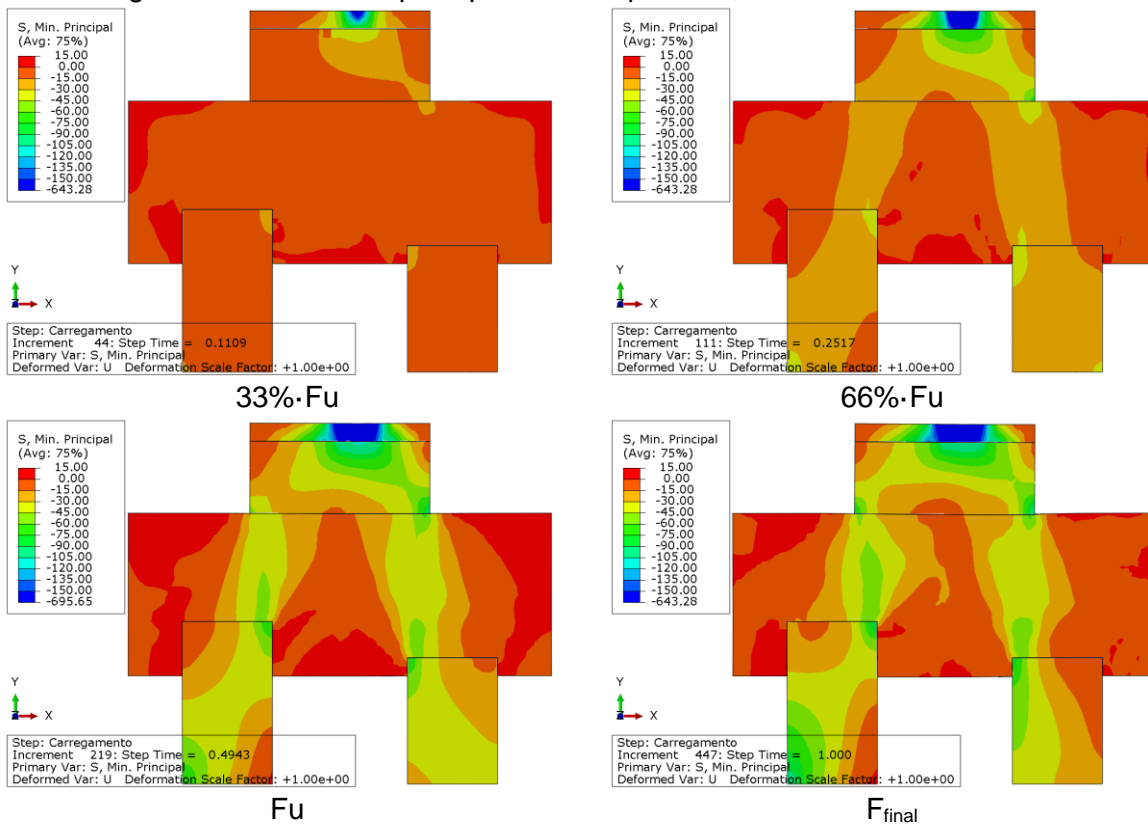


Figura F15 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.15e10E

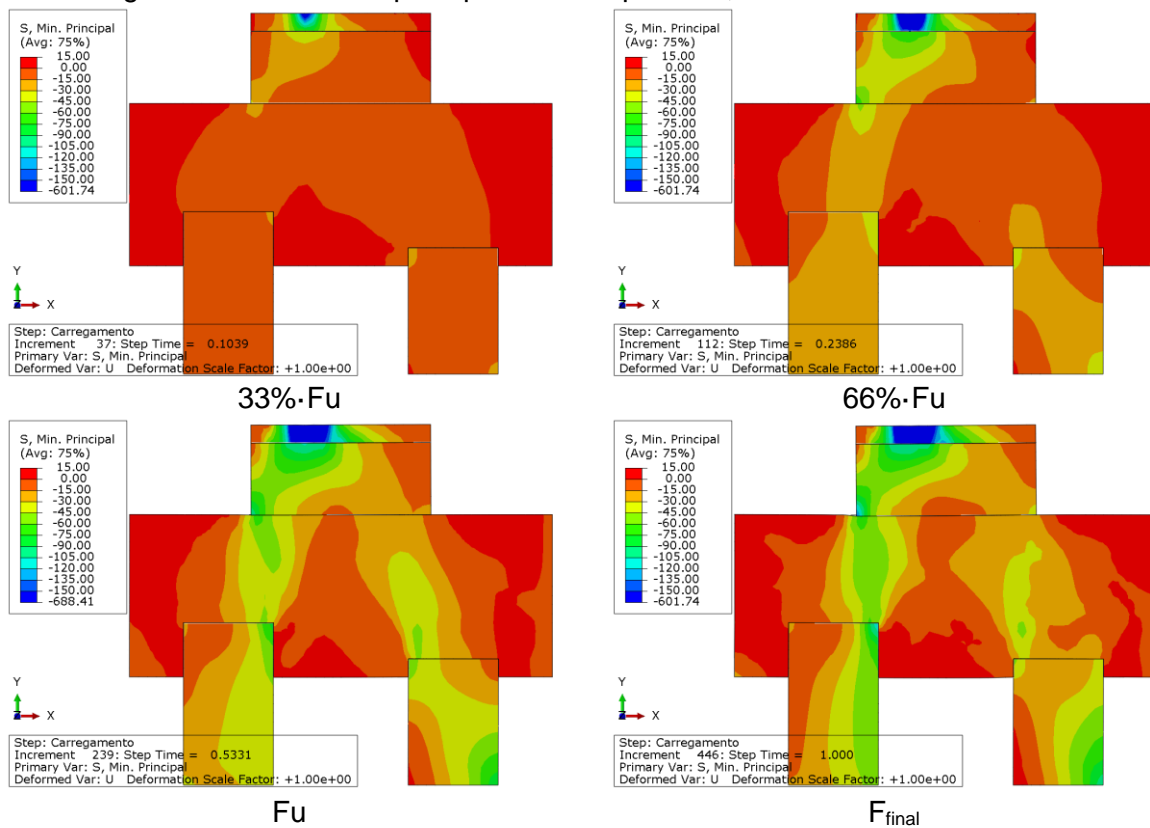


Figura F16 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.15e10D

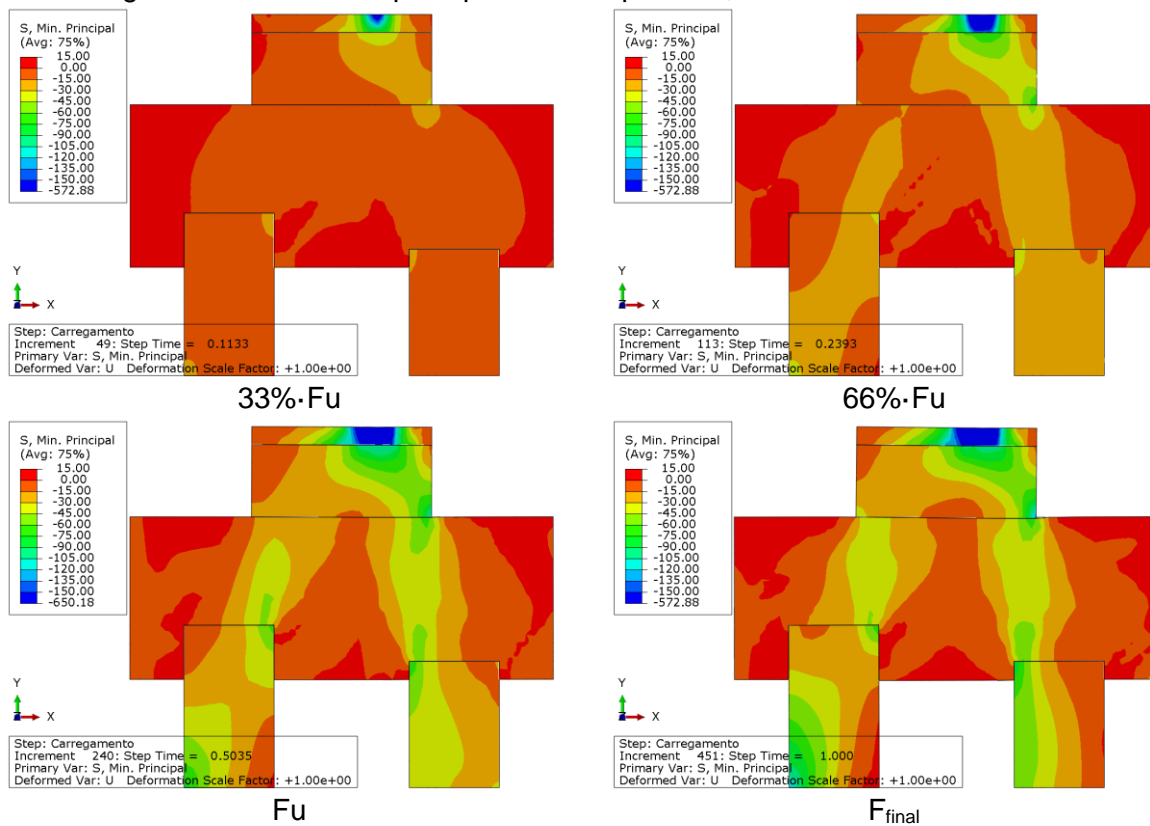


Figura F17 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb5.15e15E

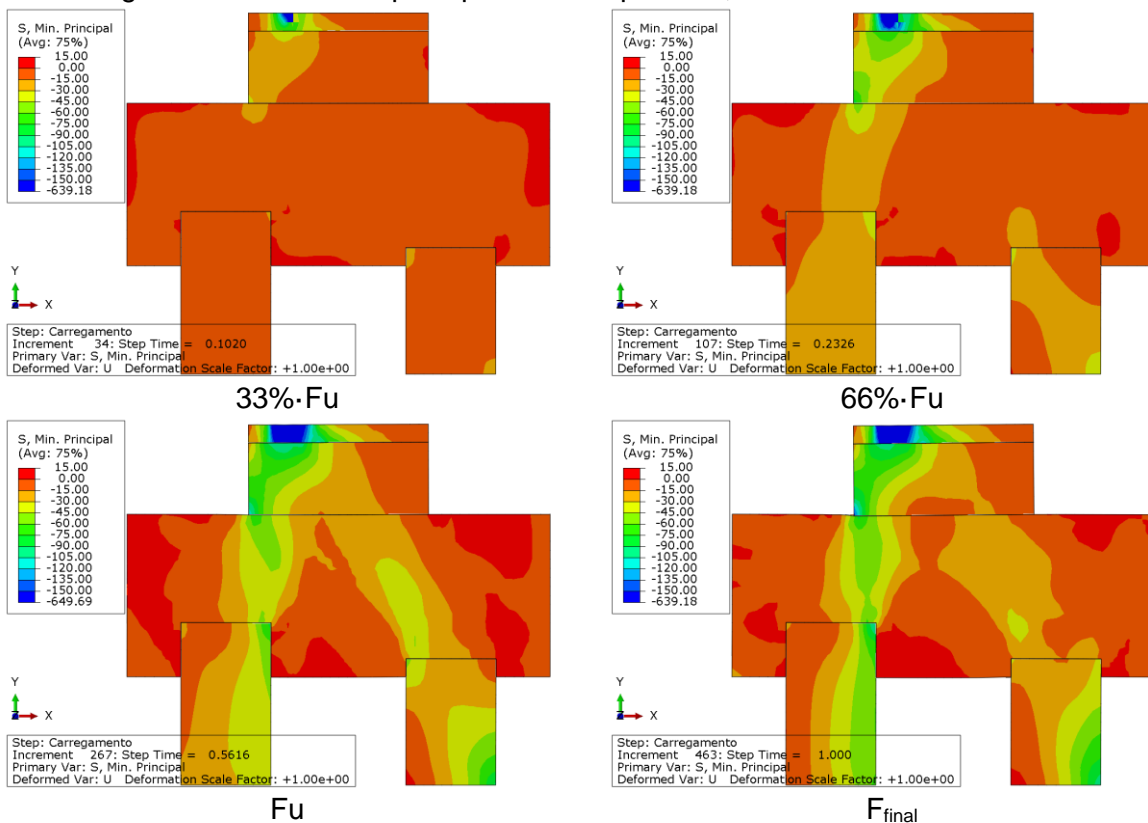


Figura F18 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.10e0

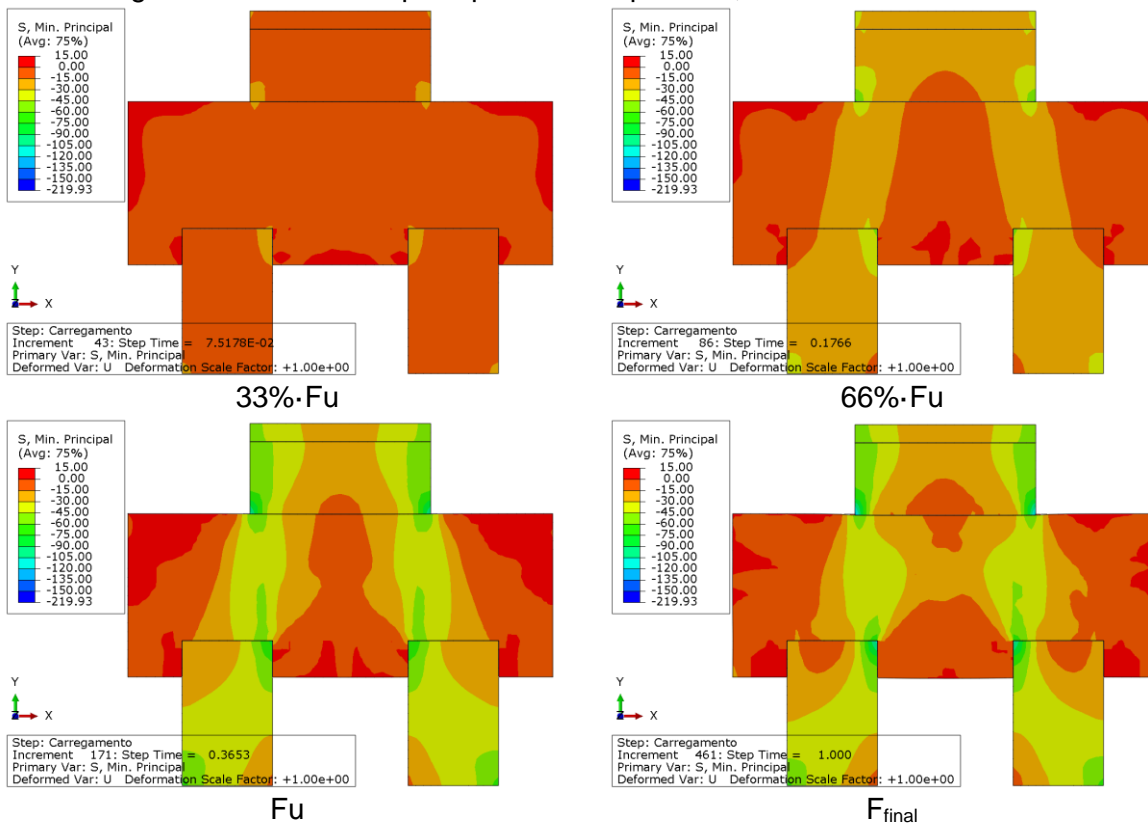


Figura F19 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10x10e5

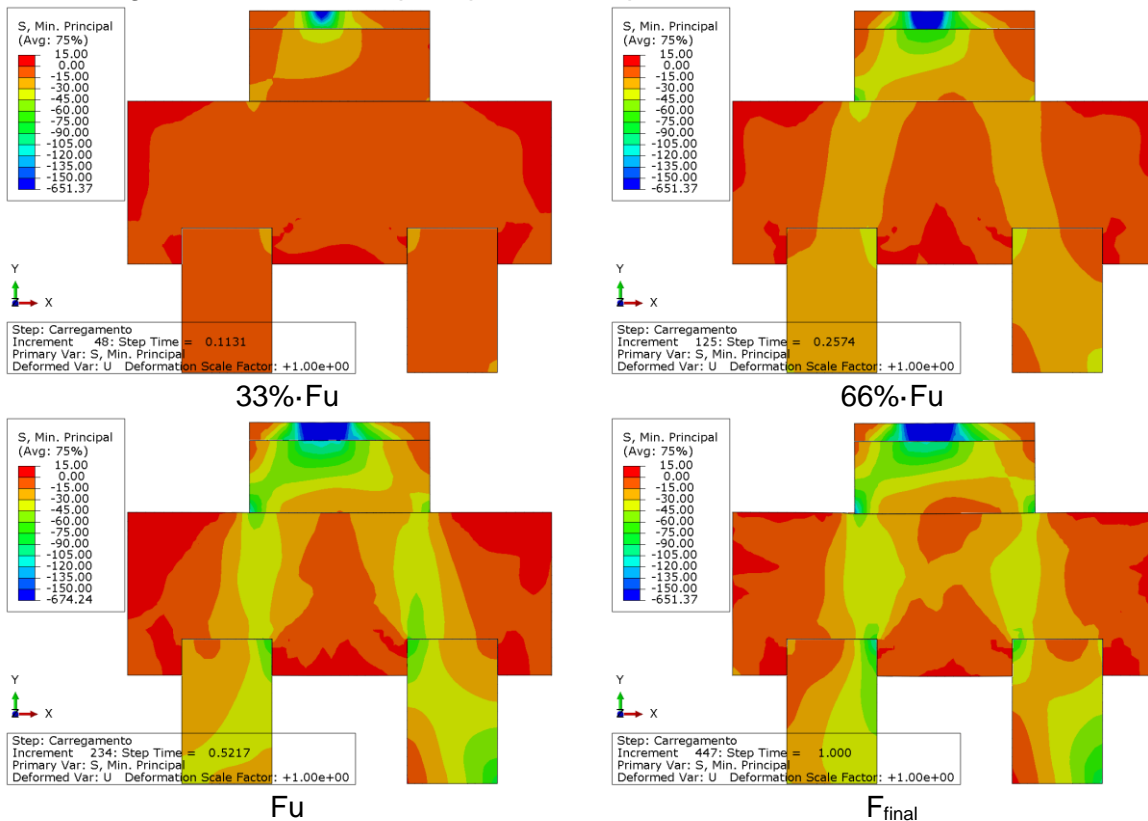


Figura F20 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.10e10

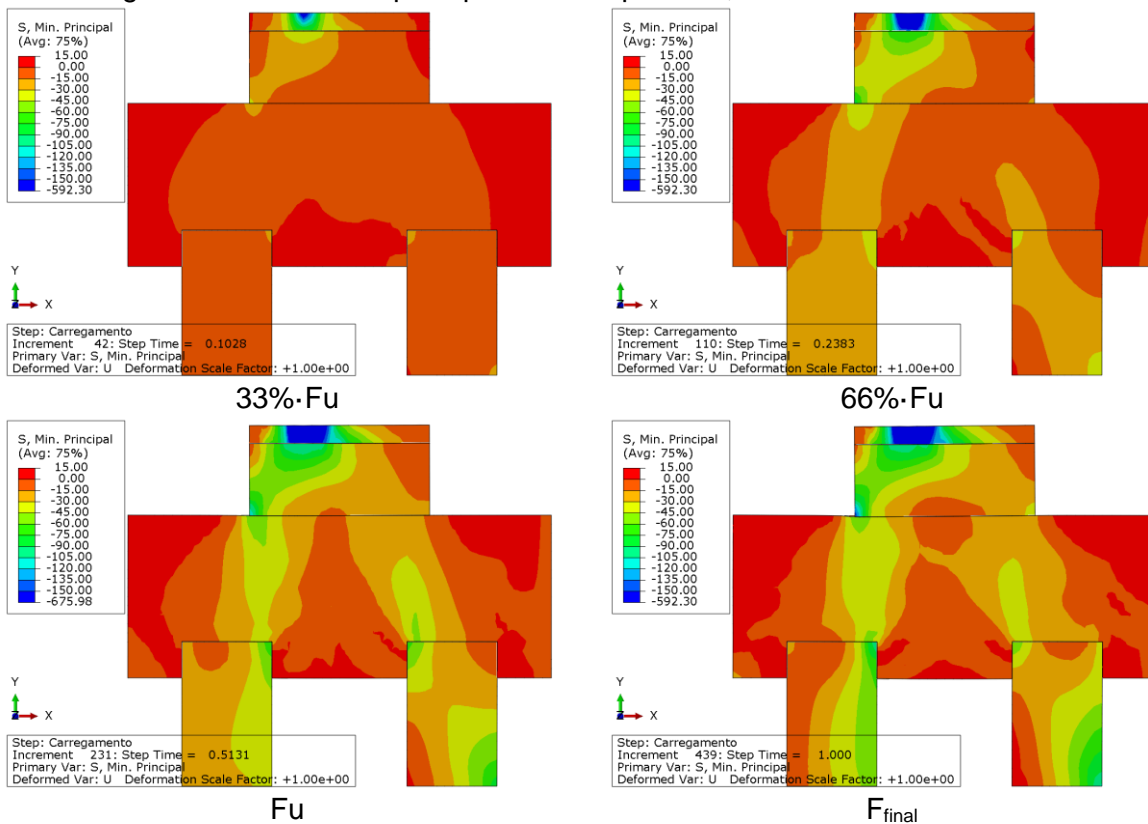


Figura F21 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.10e15

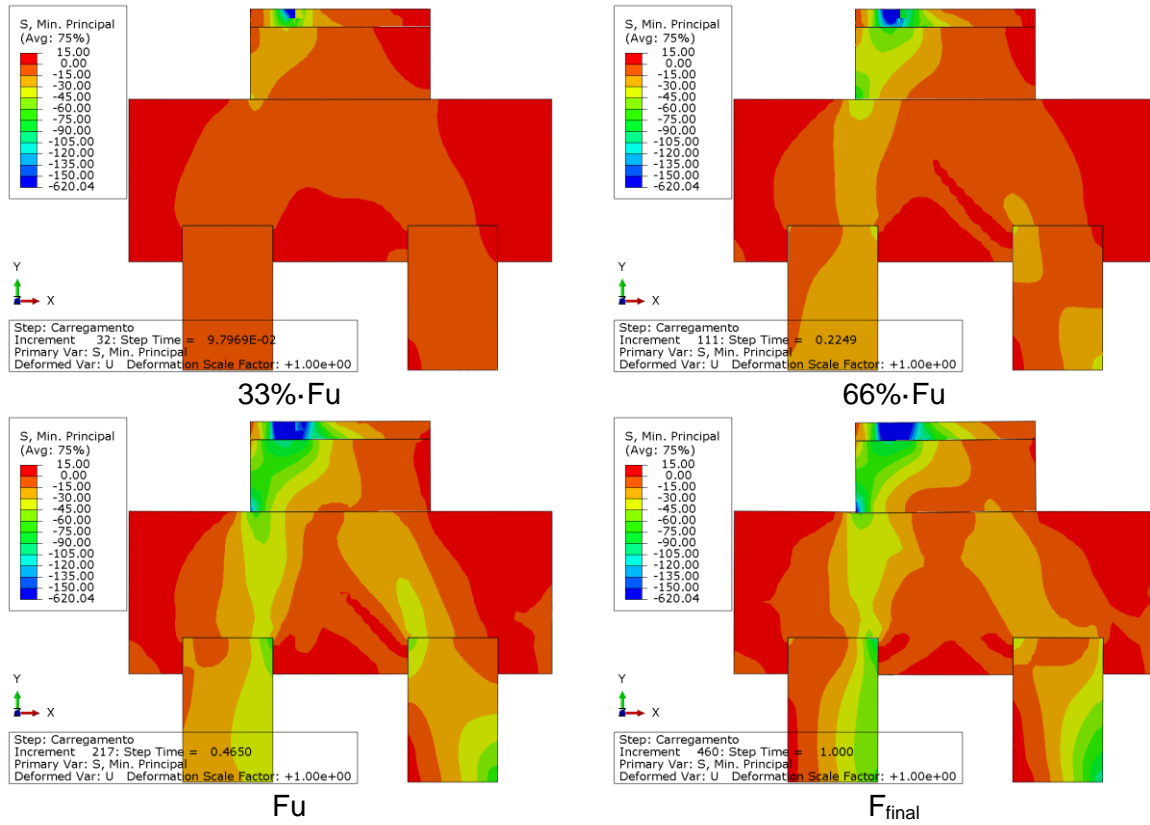


Figura F22 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e0

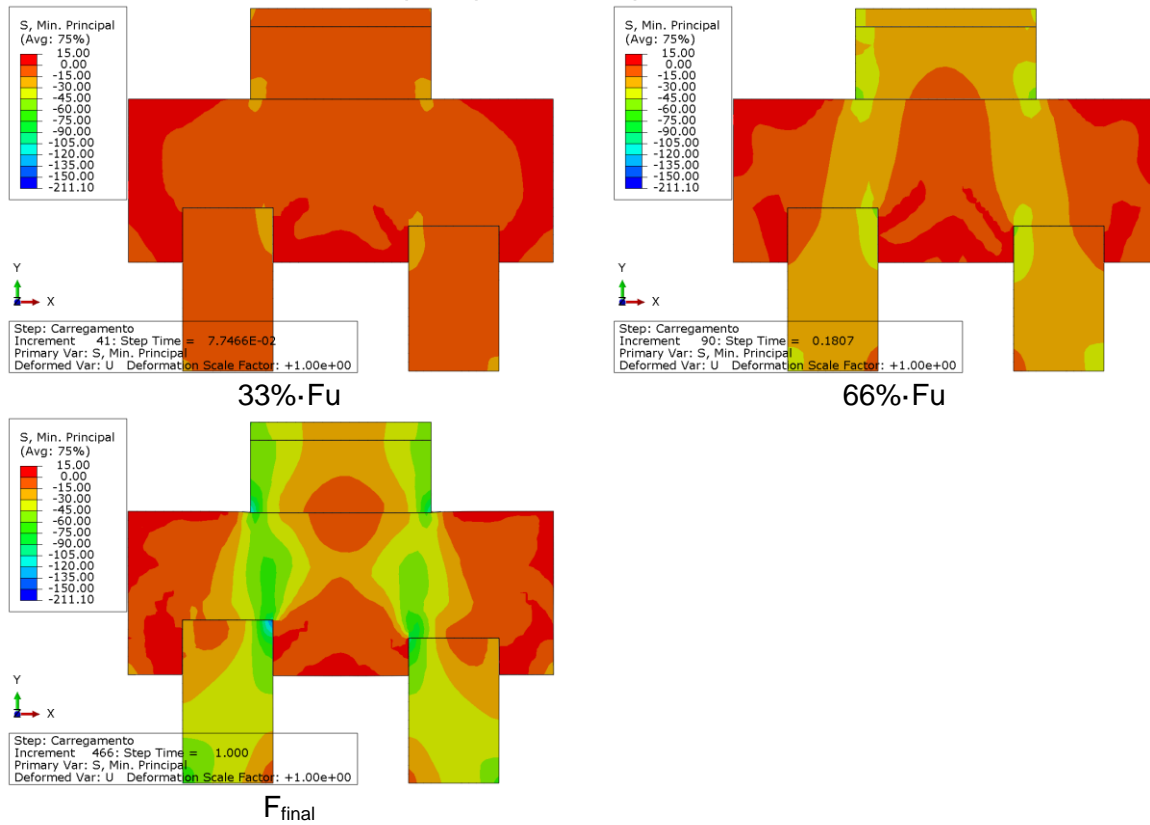


Figura F23 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e5E

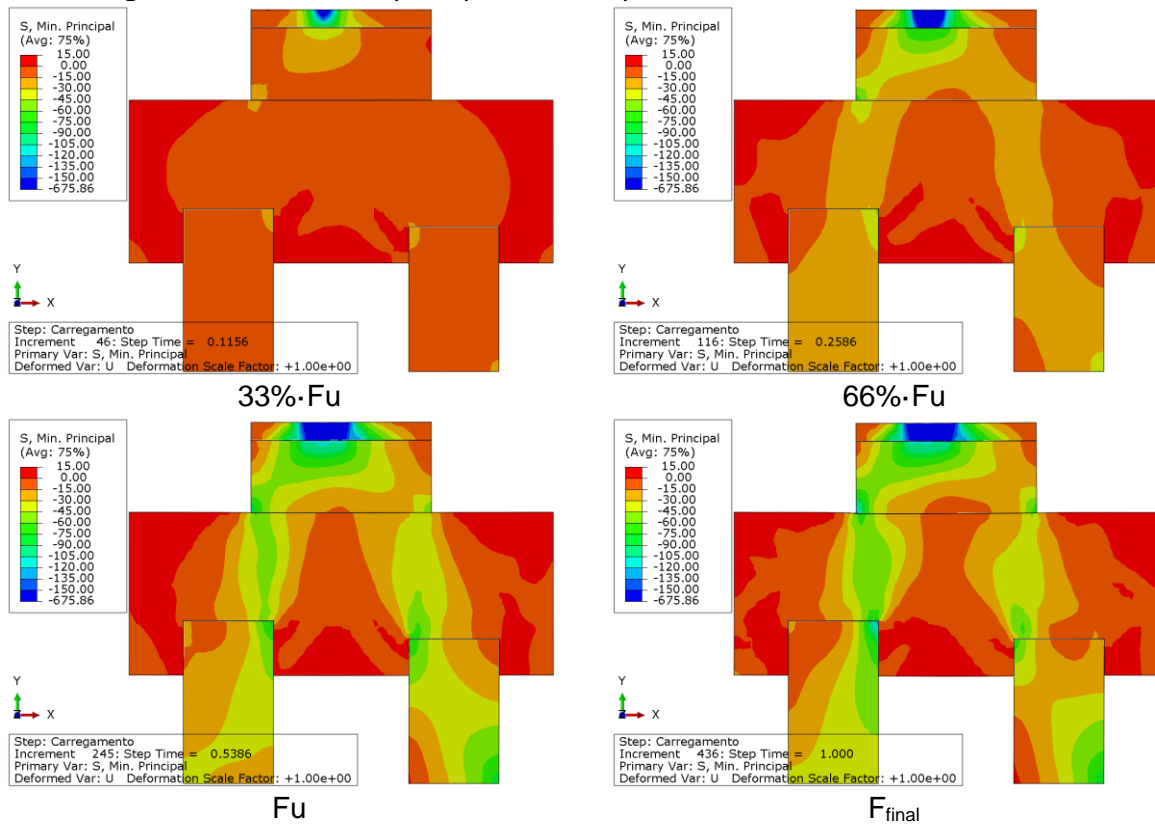


Figura F24 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e5D

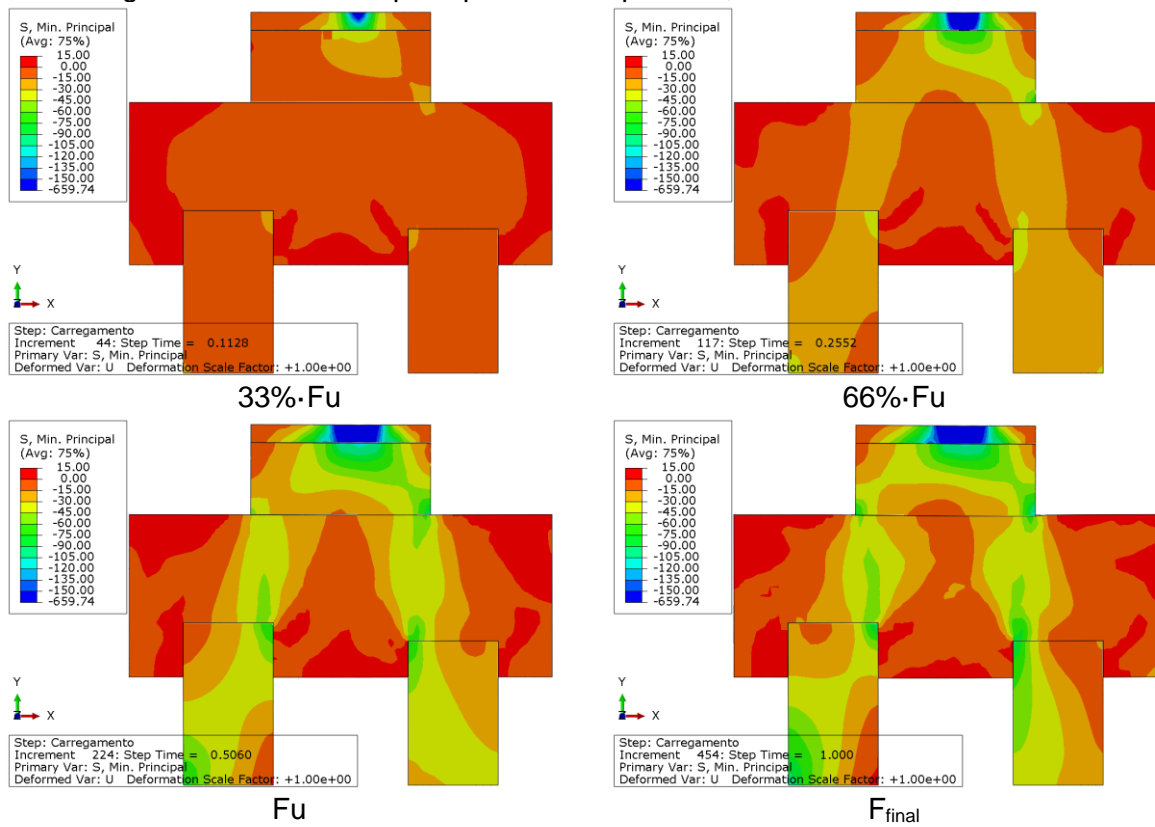


Figura F25 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e10E

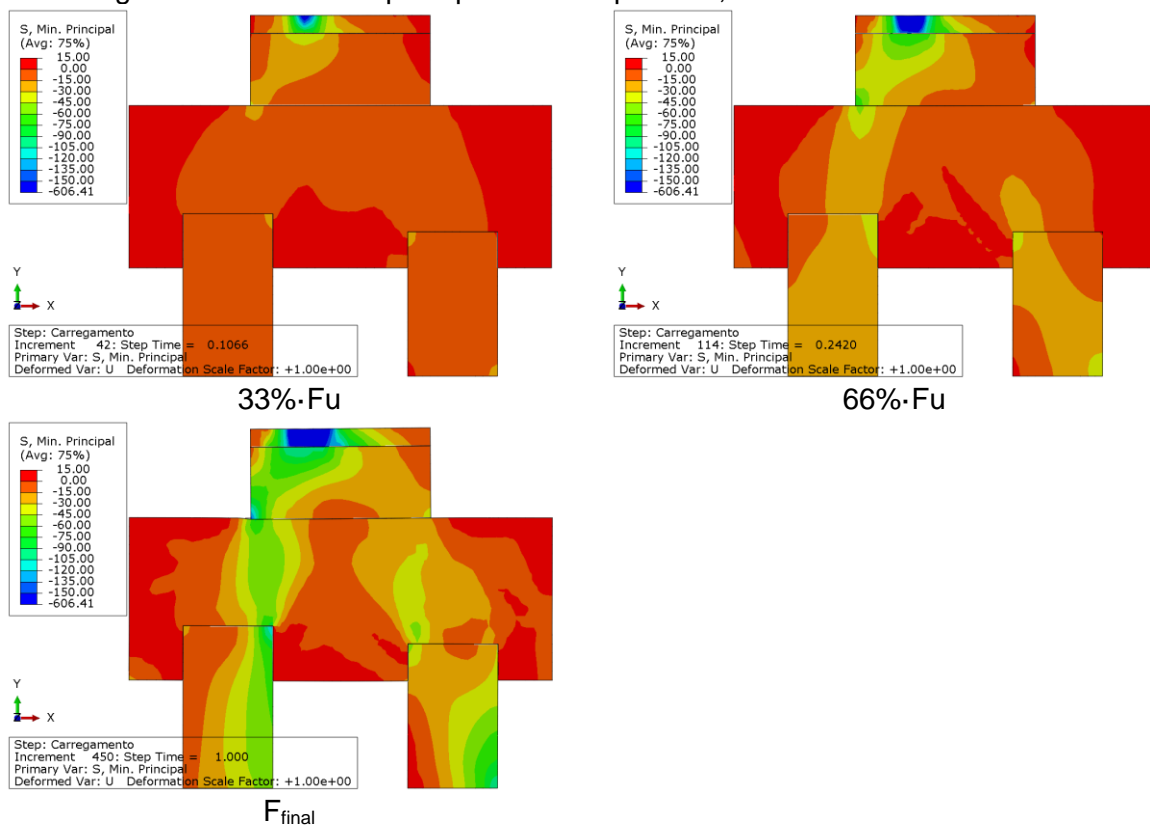


Figura F26 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e10D

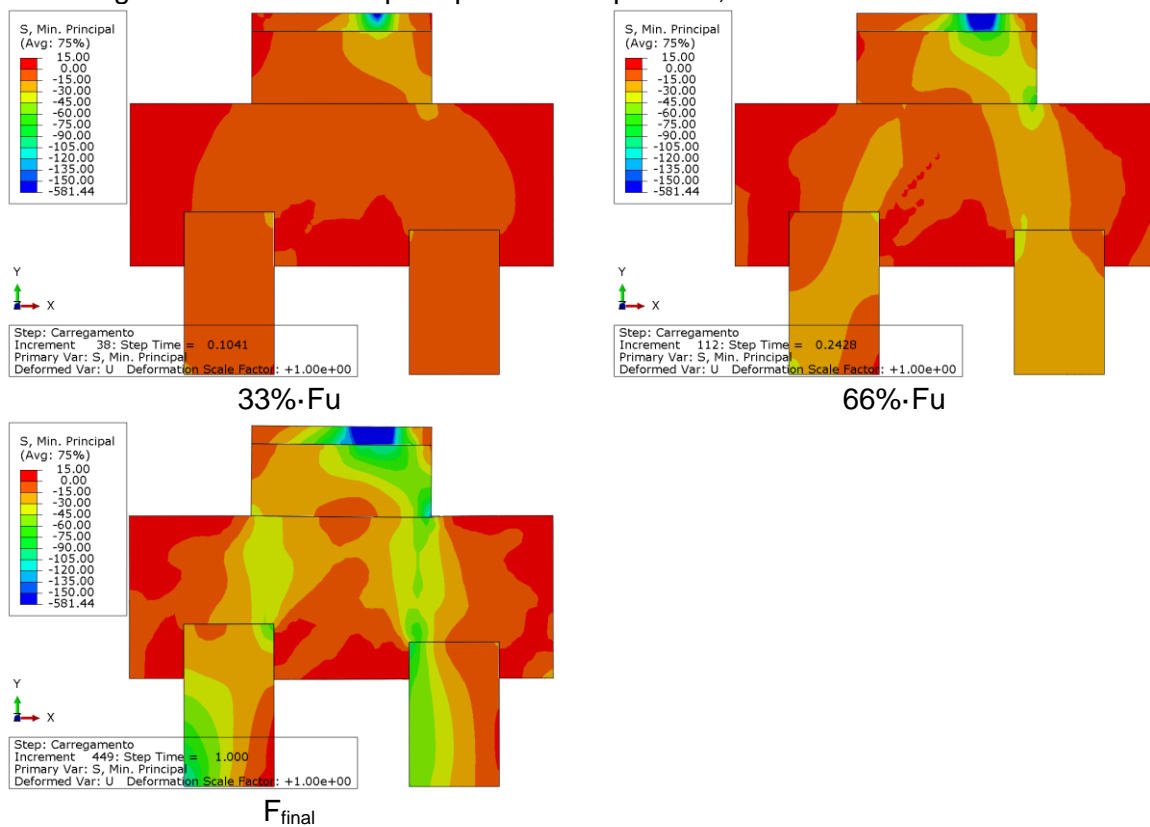


Figura F27 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e15E

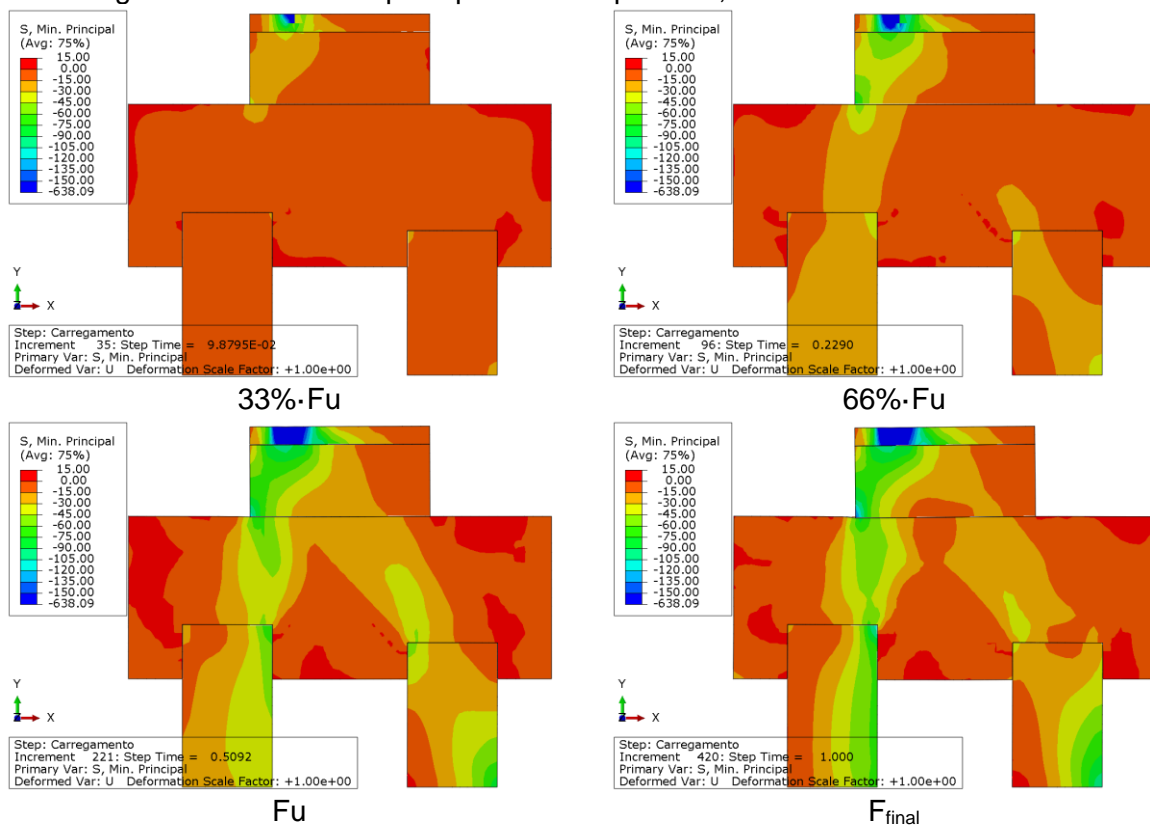


Figura F28 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb10.15e15D

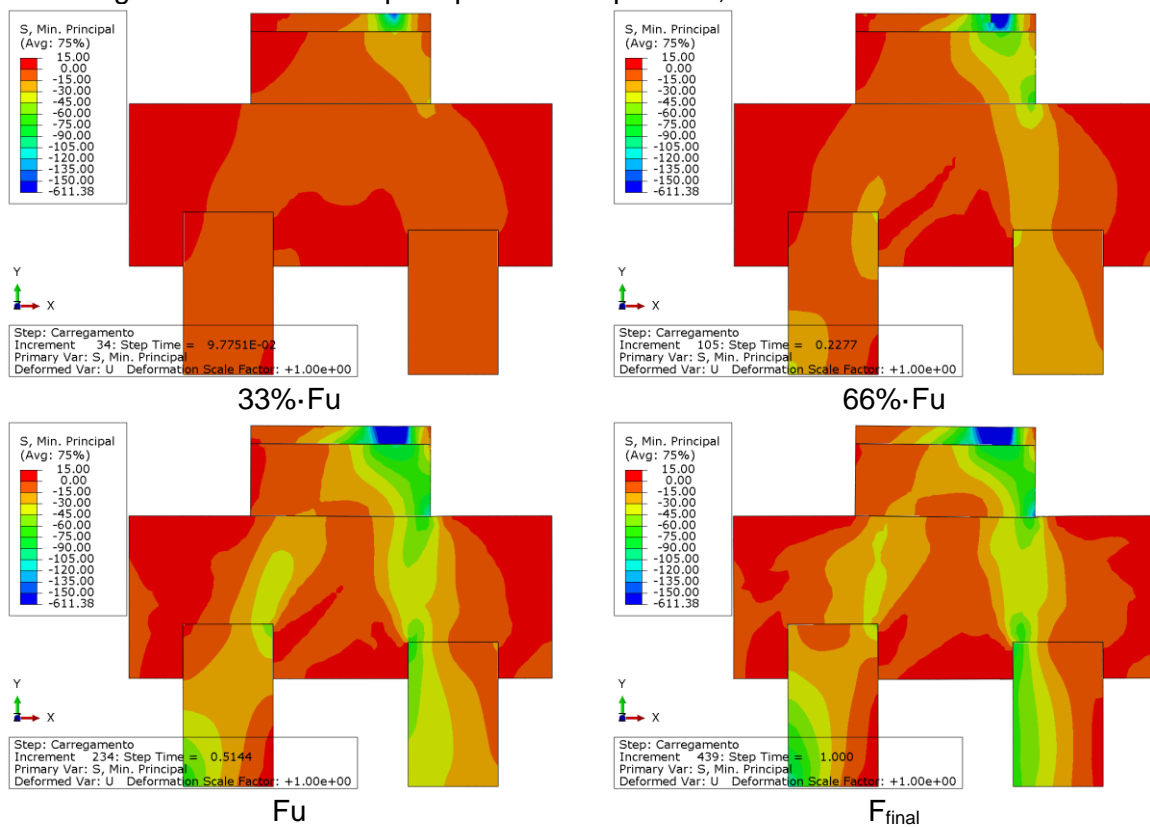


Figura F29 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb15.15e0

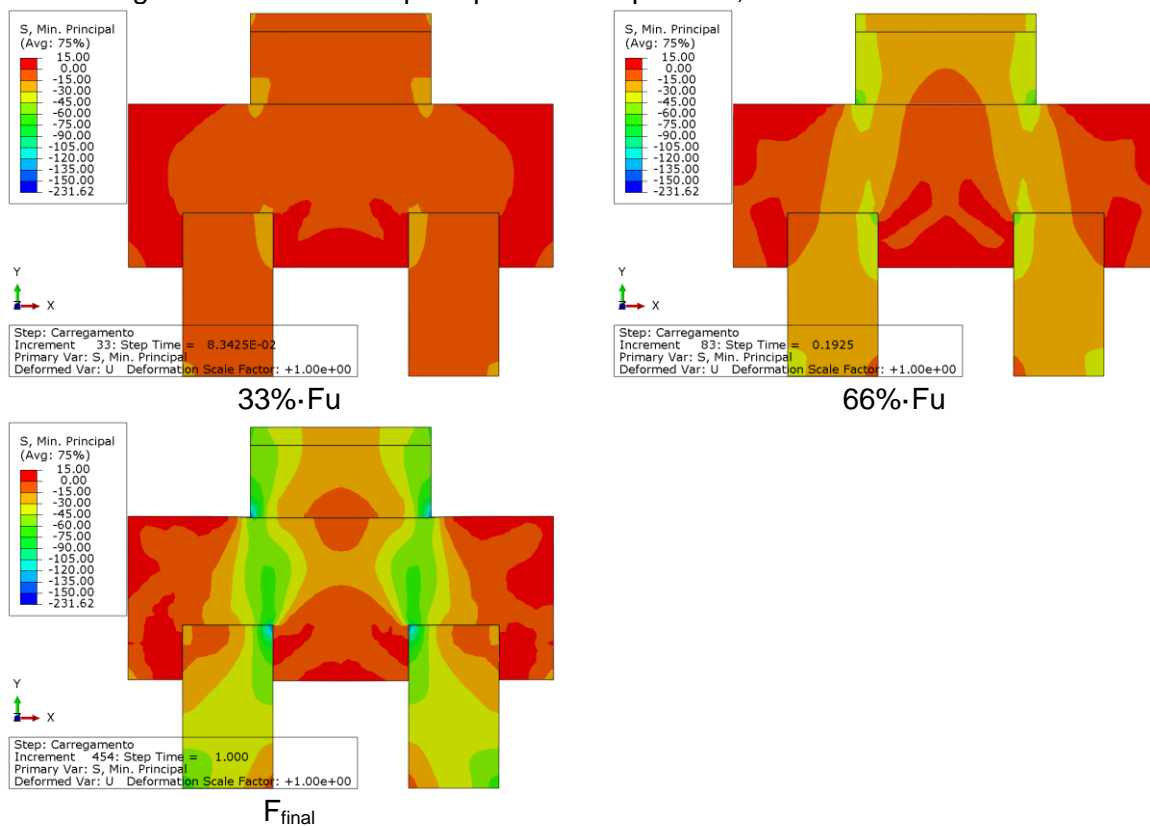


Figura F30 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb15.15e5

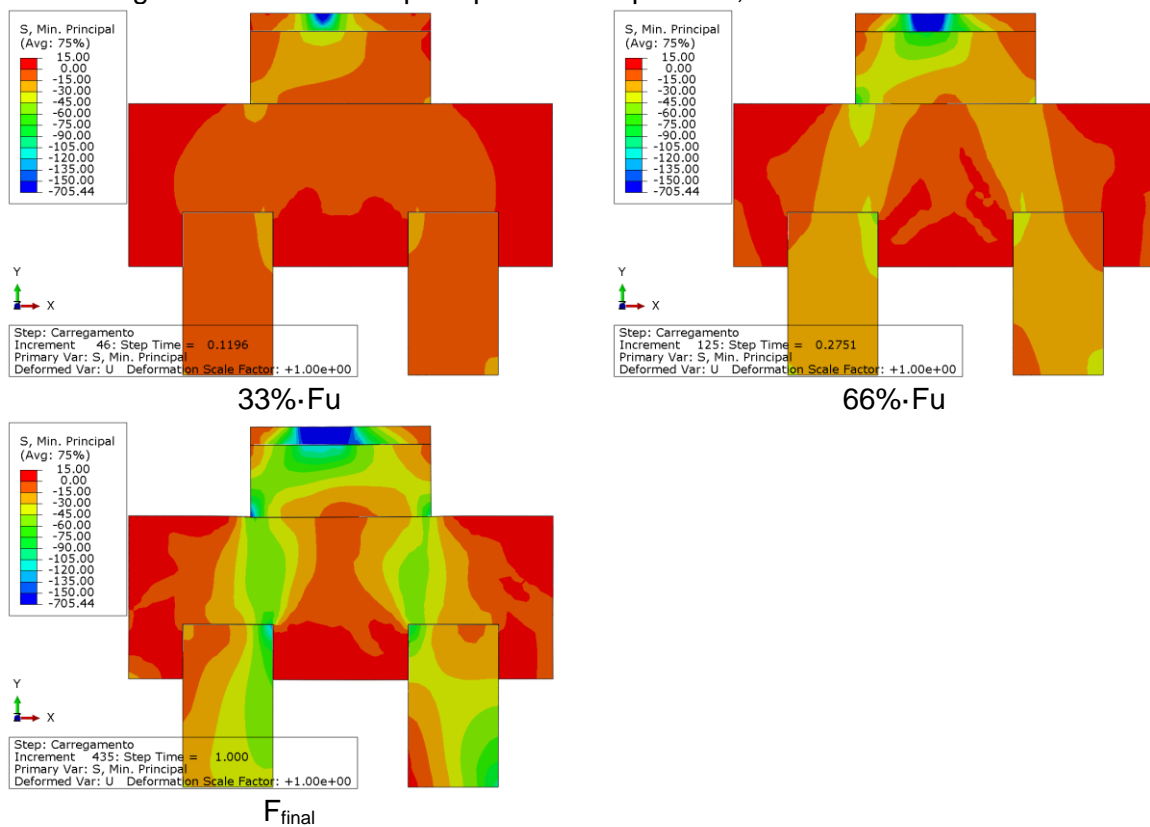


Figura F31 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb15.15e10

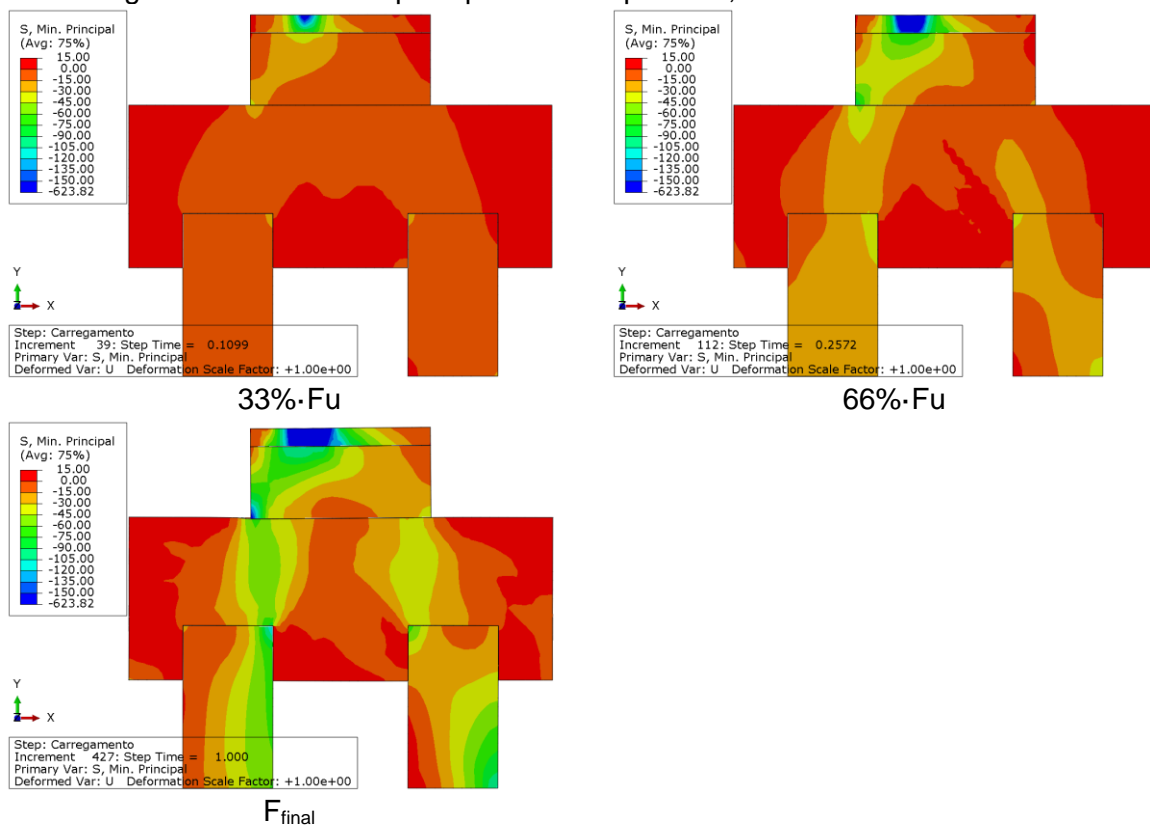


Figura F32 – Tensões principais de compressão, modelo B45Emb15.15e15

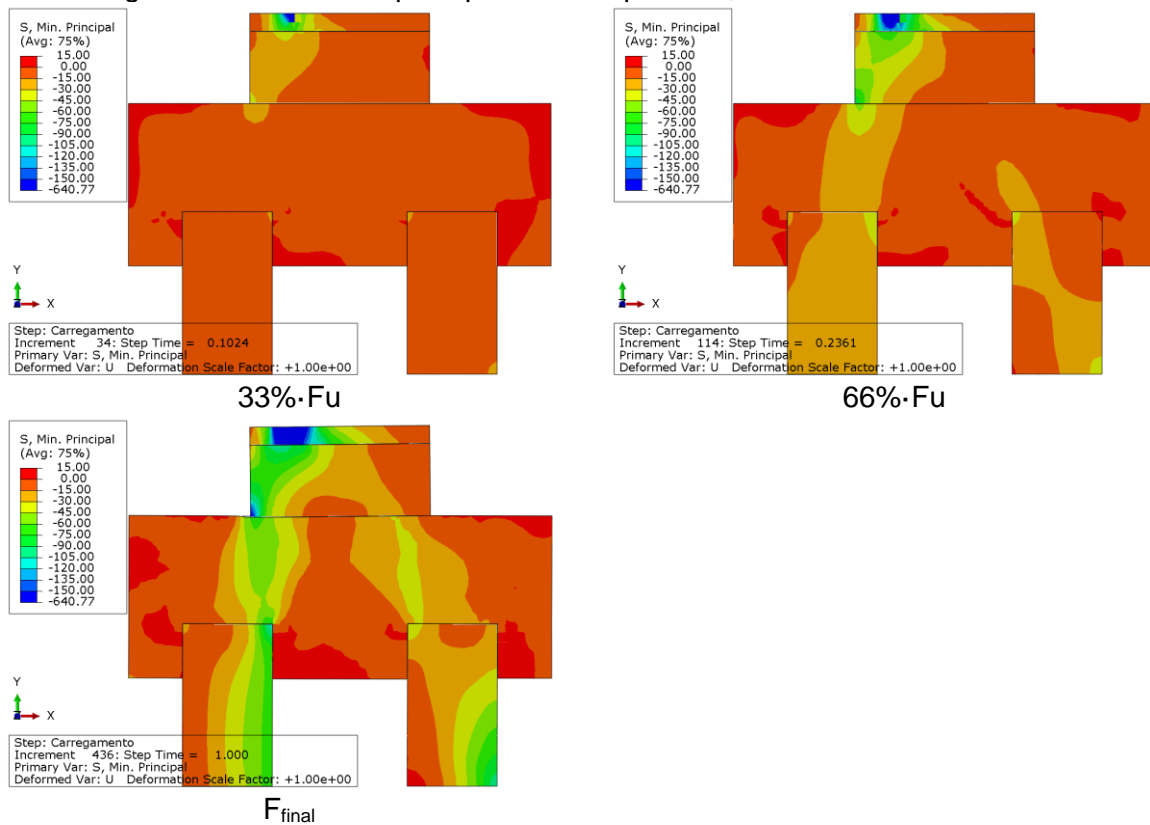


Figura F33 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.5e0

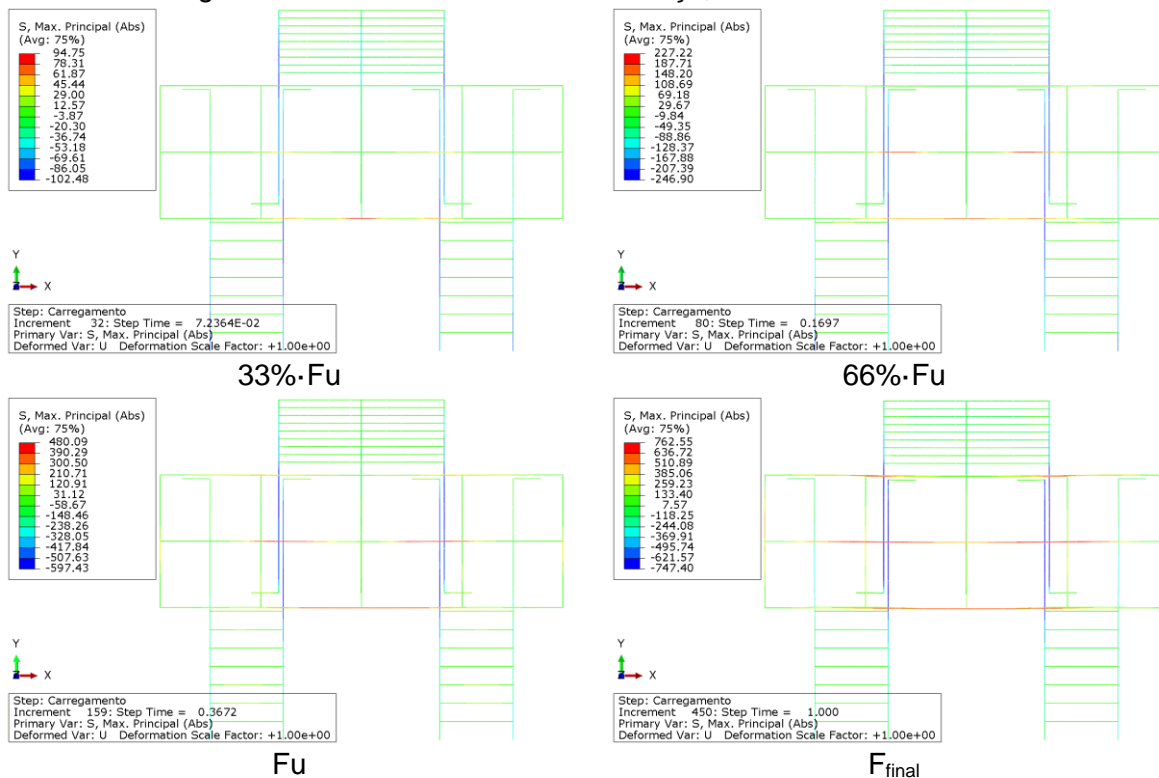


Figura F34 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.5e5

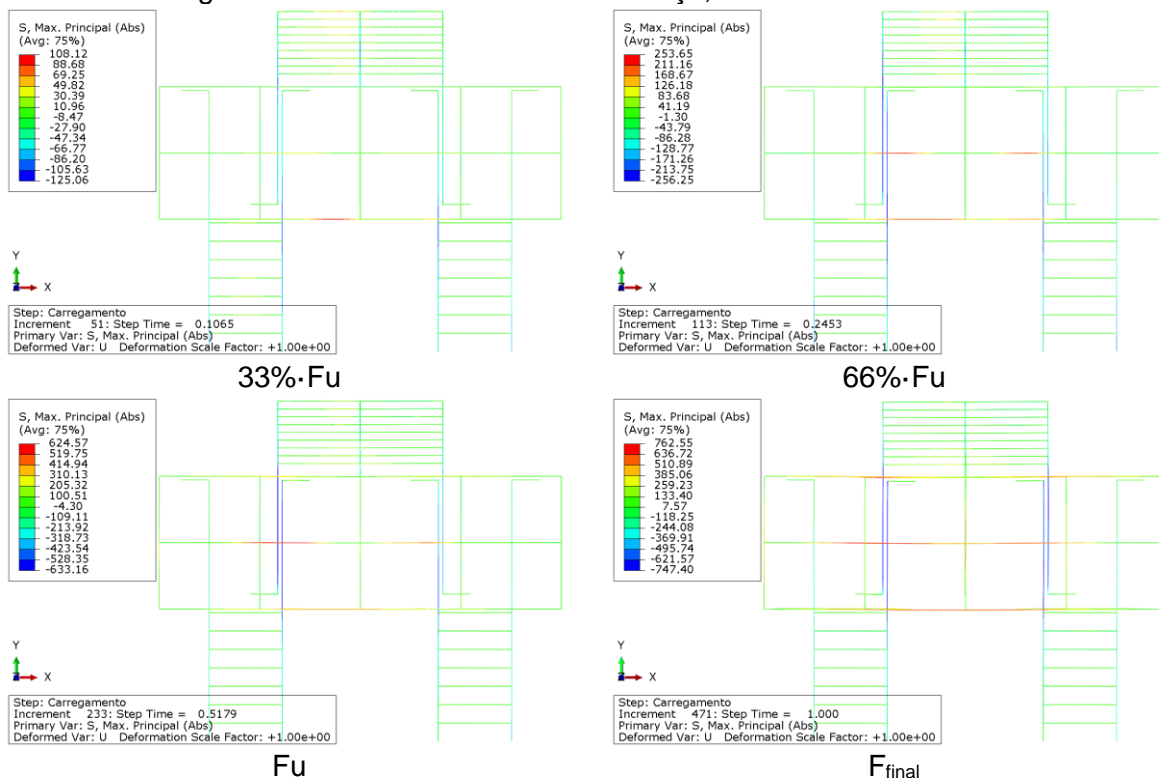


Figura F35 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.5e10

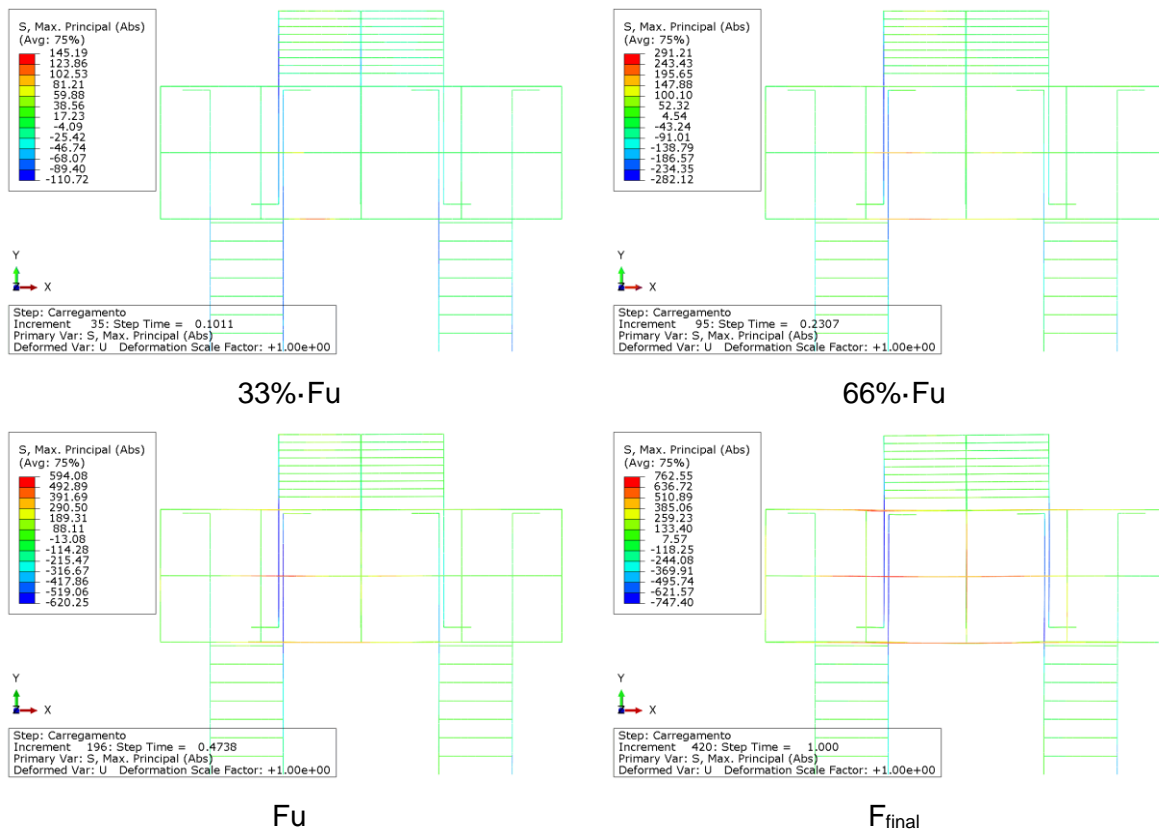


Figura F36 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.5e15

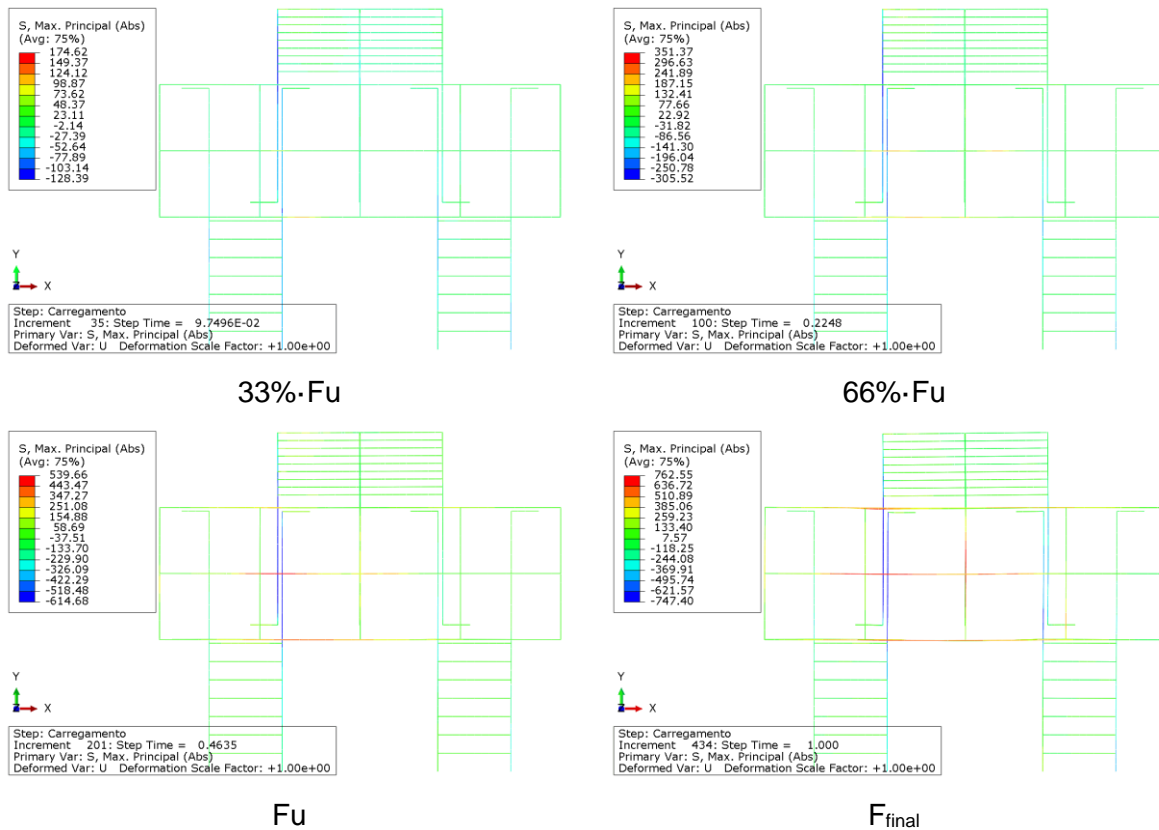


Figura F37 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e0

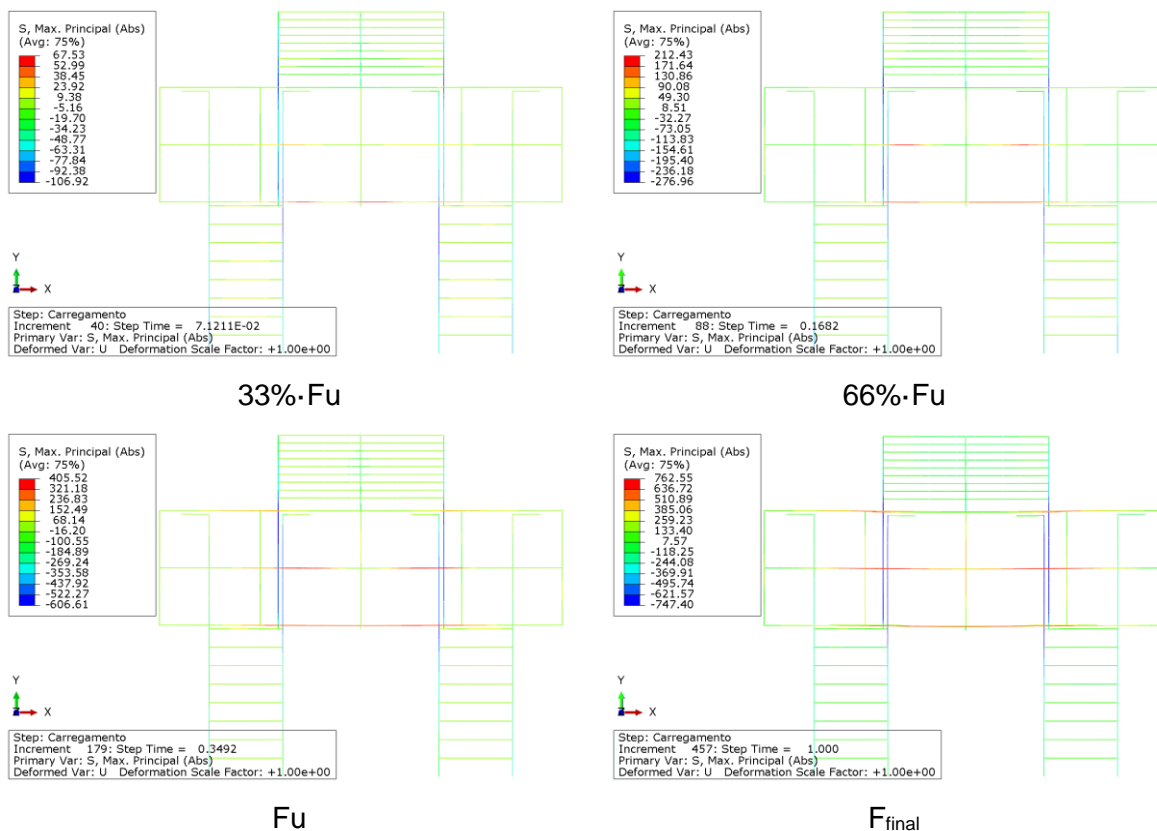


Figura F38 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e5E

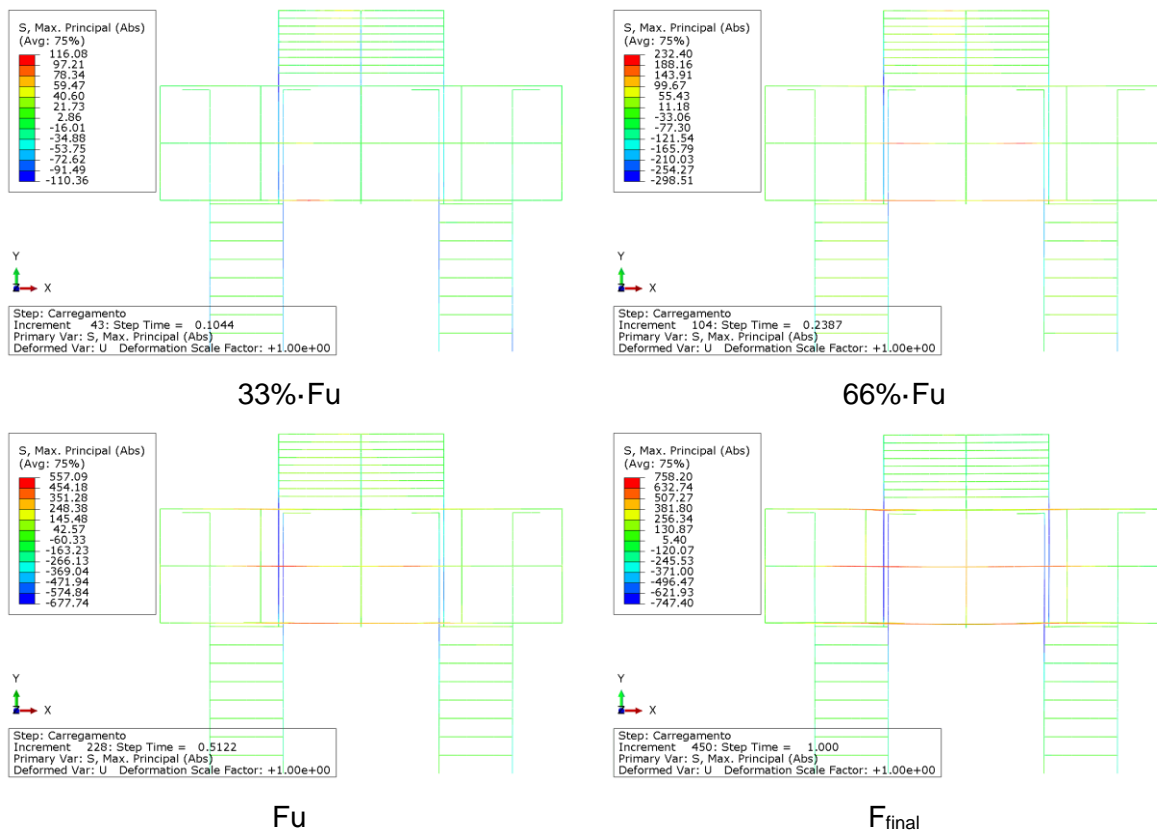


Figura F39 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e5D

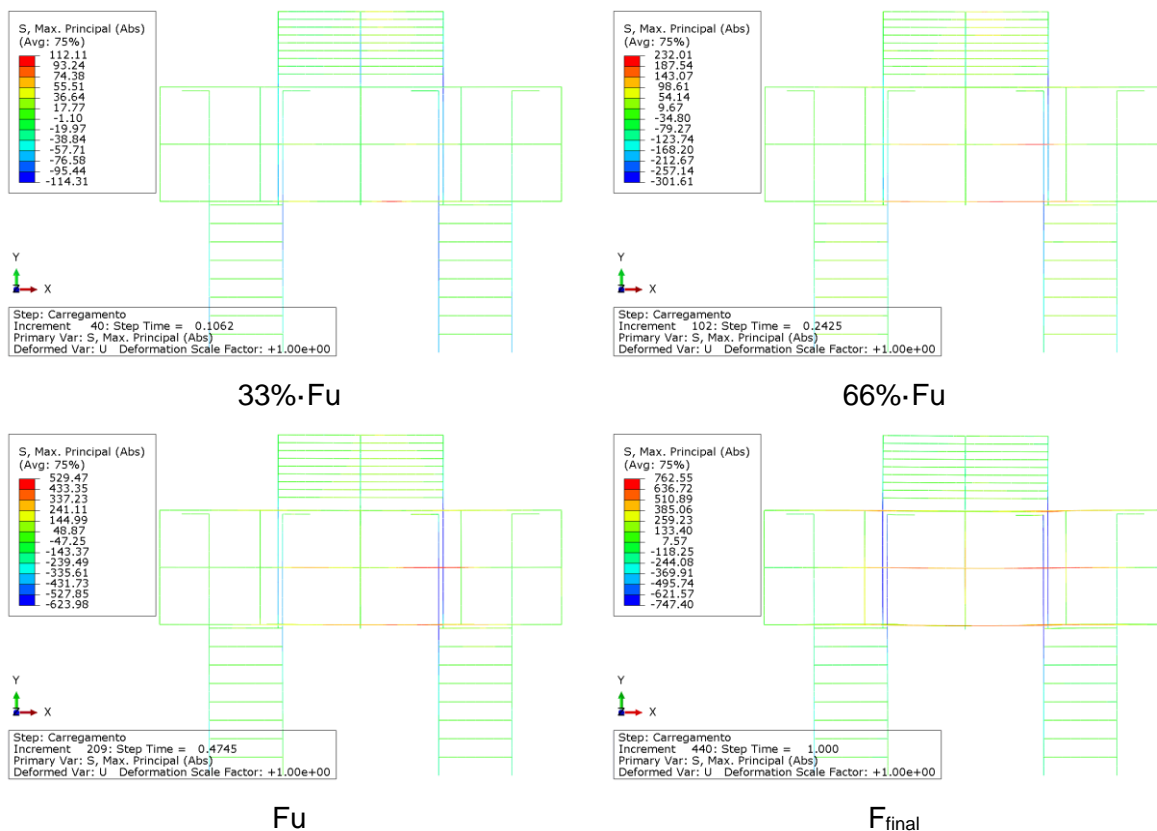


Figura F40 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e10E

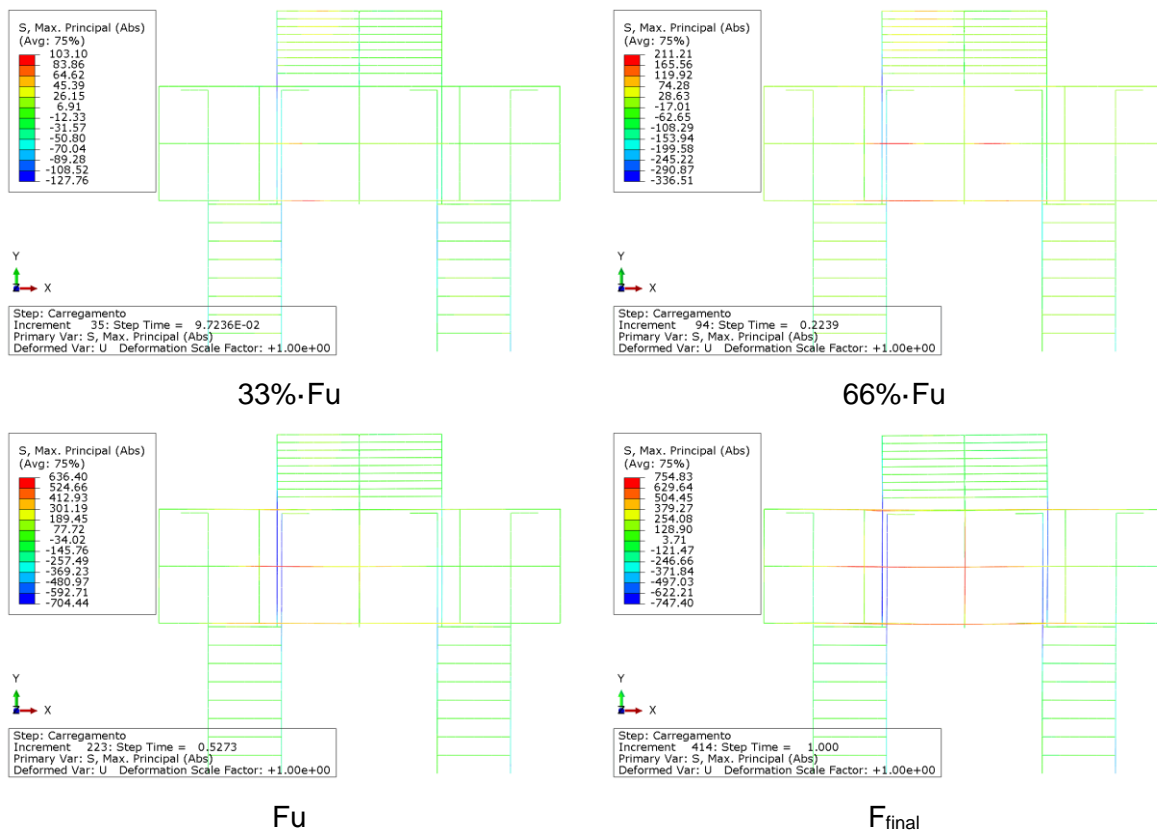


Figura F41 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e10D

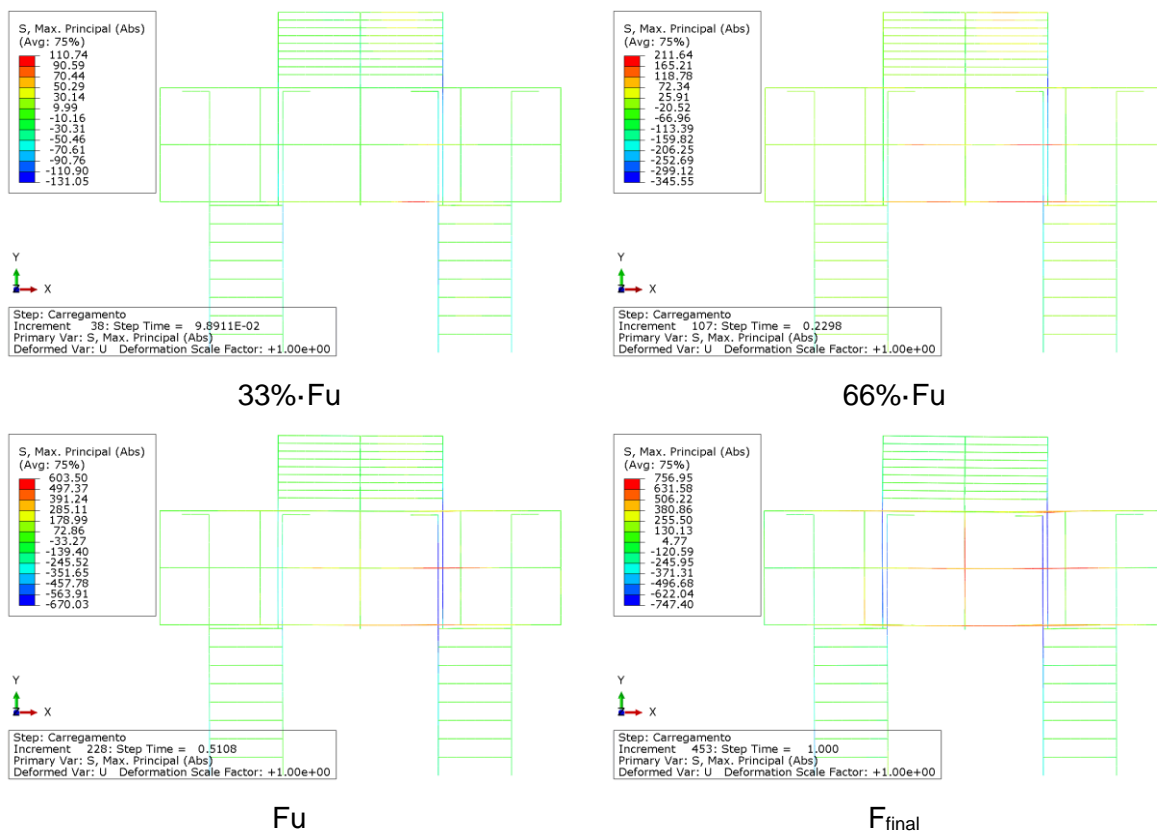


Figura F42 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e15E

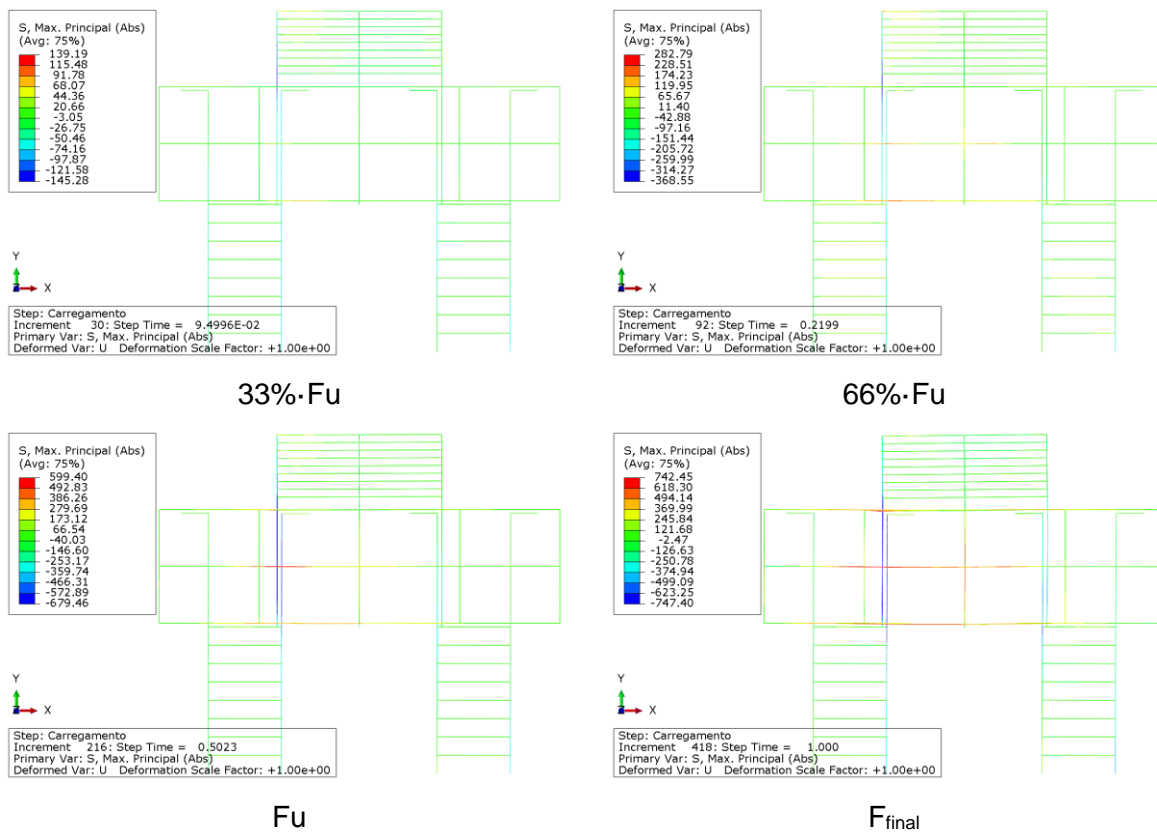


Figura F43 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.10e15D

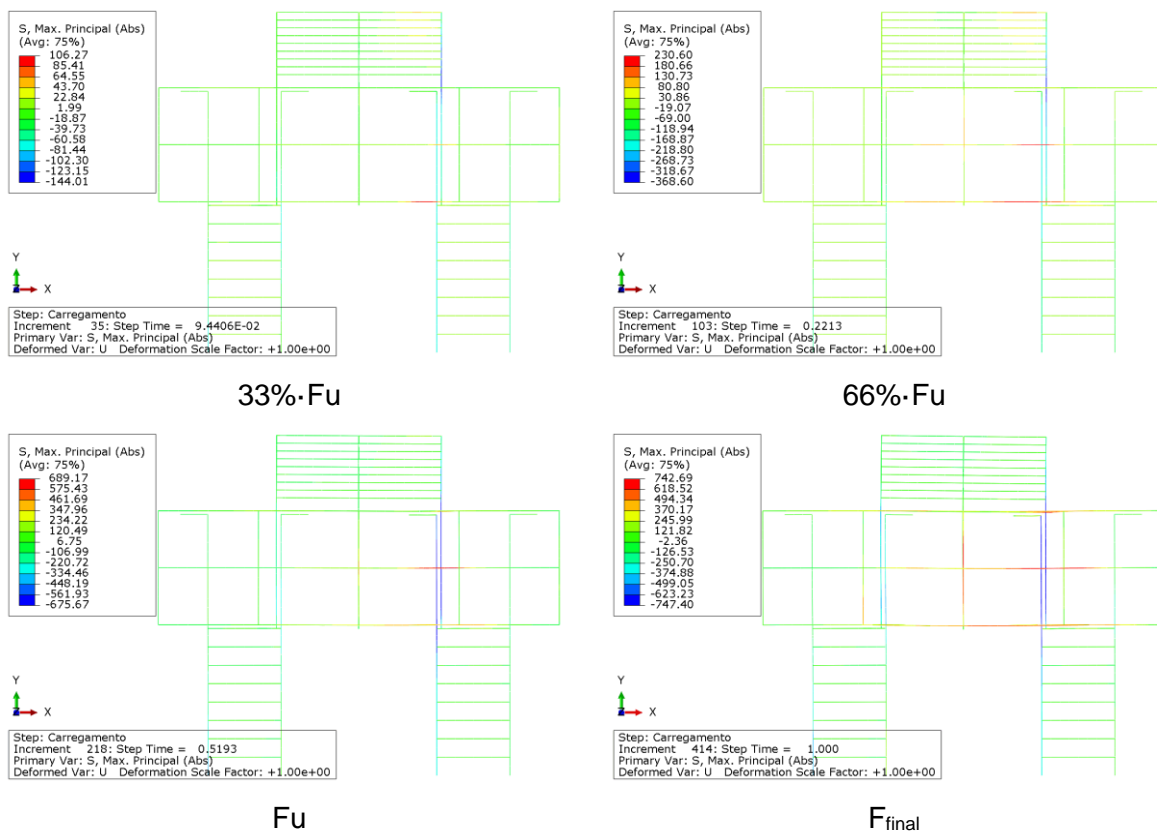


Figura F44 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.15e0

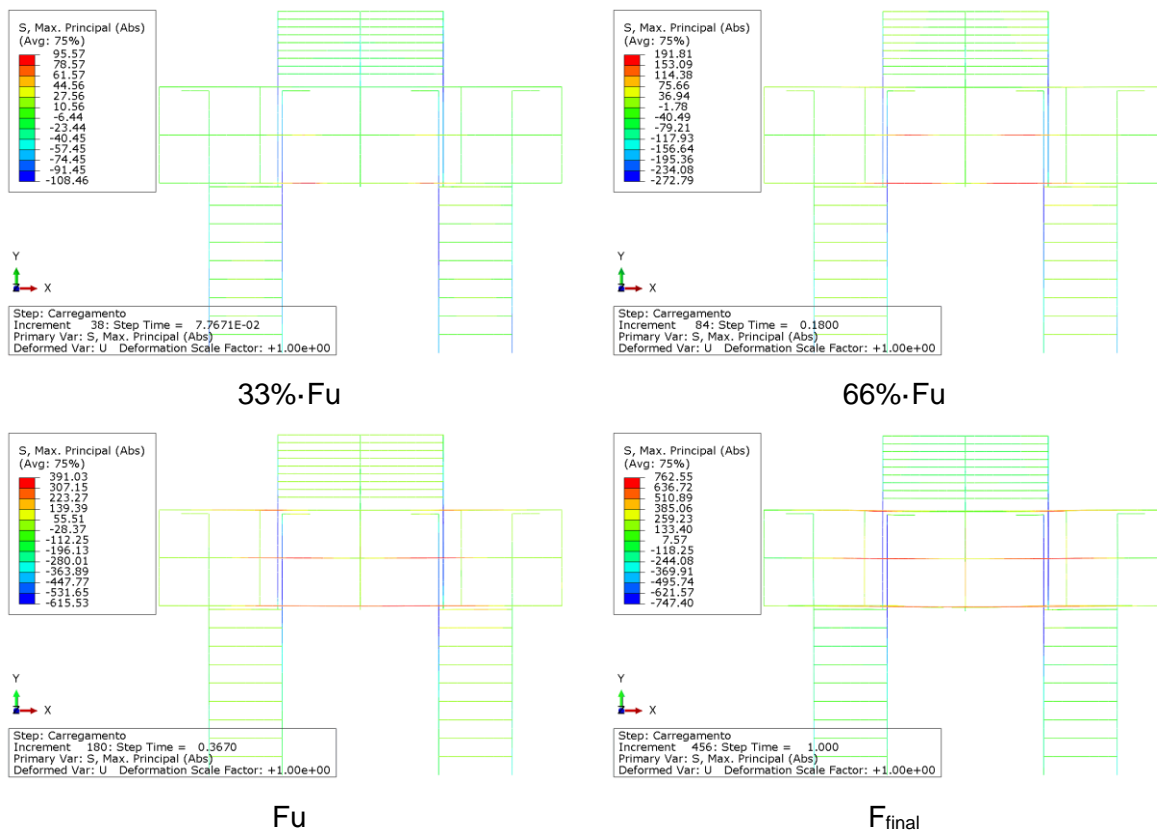


Figura F45 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.15e5E

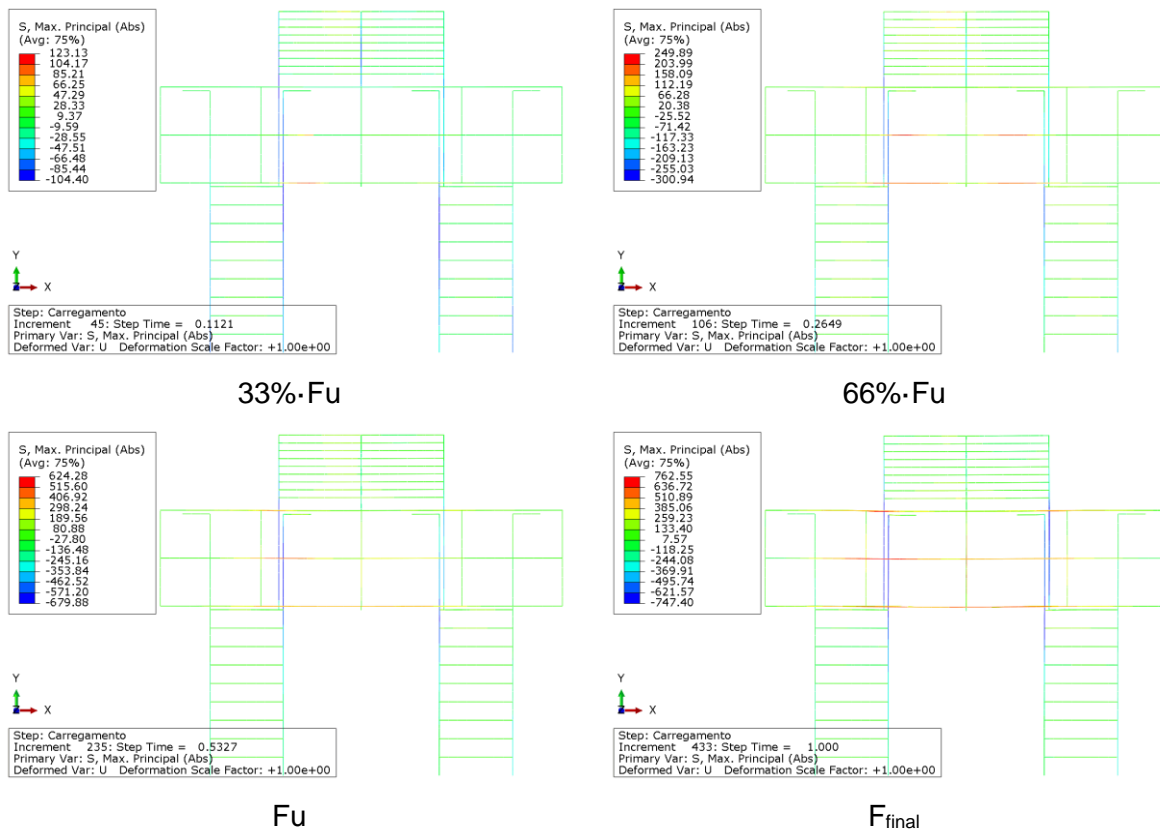


Figura F46 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.15e5D

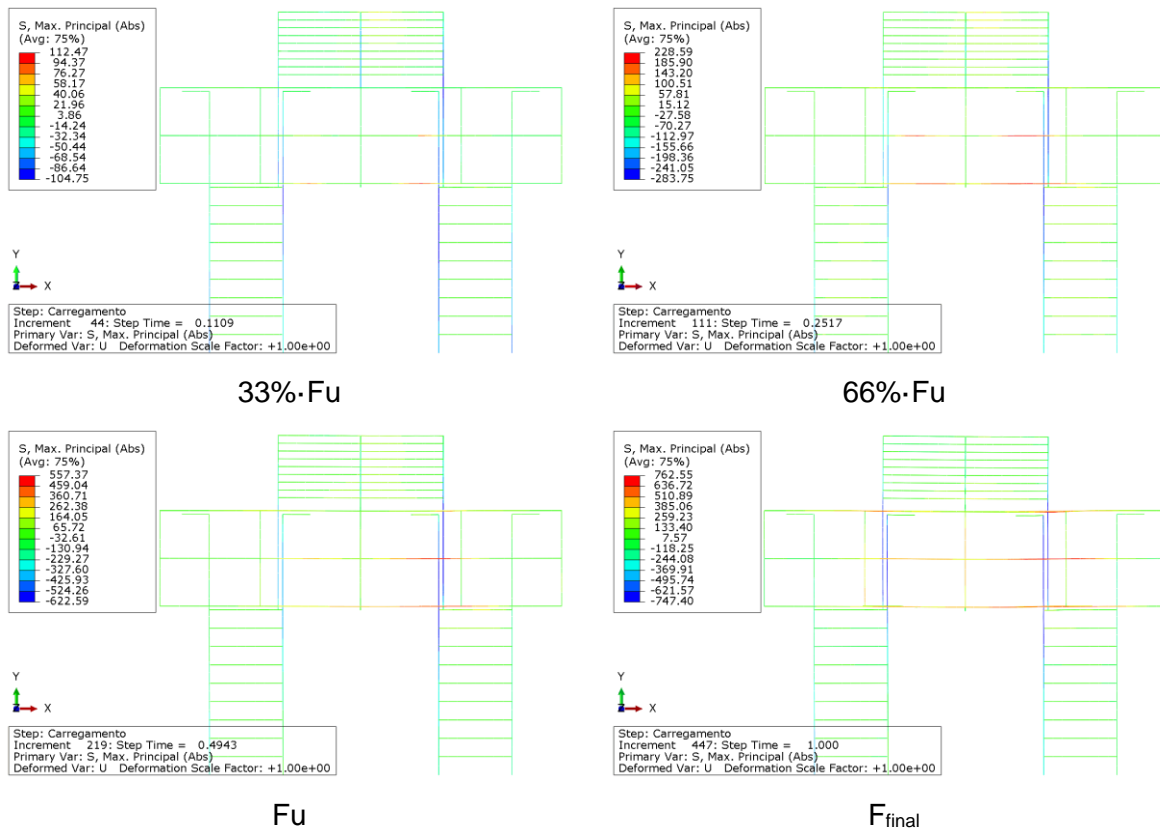


Figura F47 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.15e10E

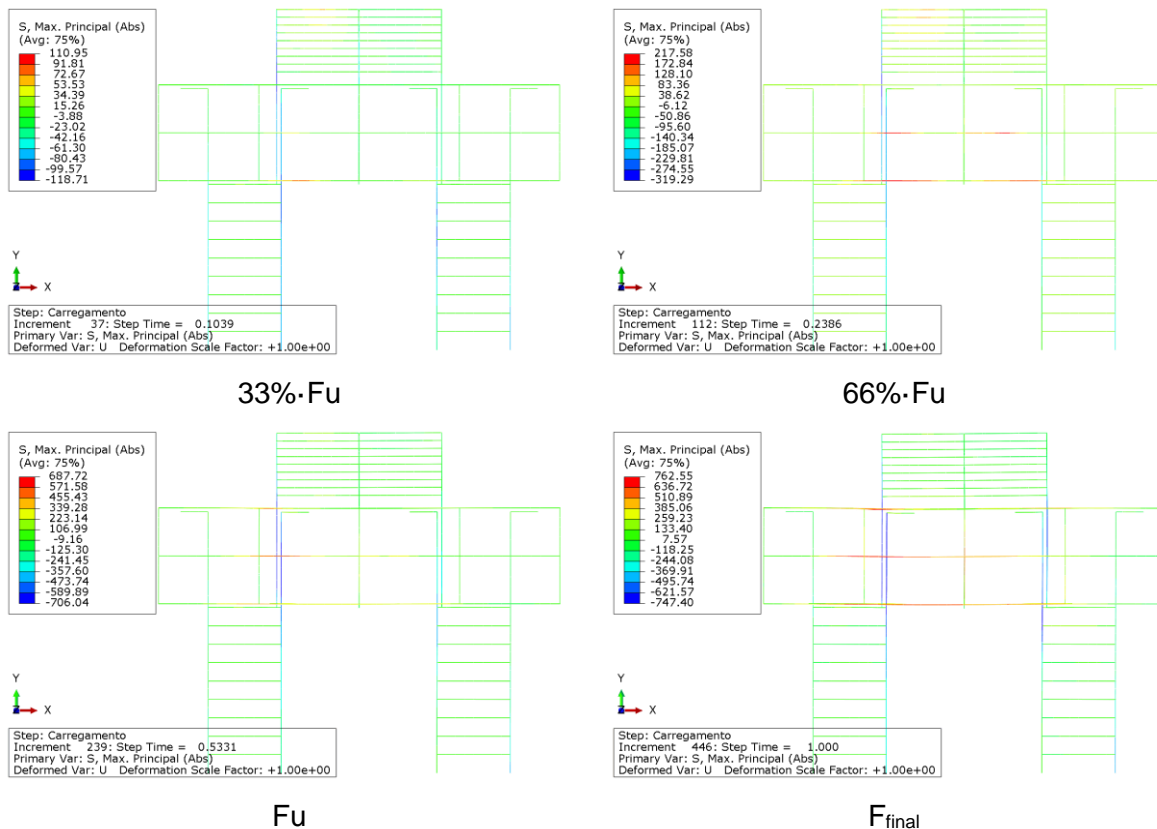


Figura F48 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.15e10D

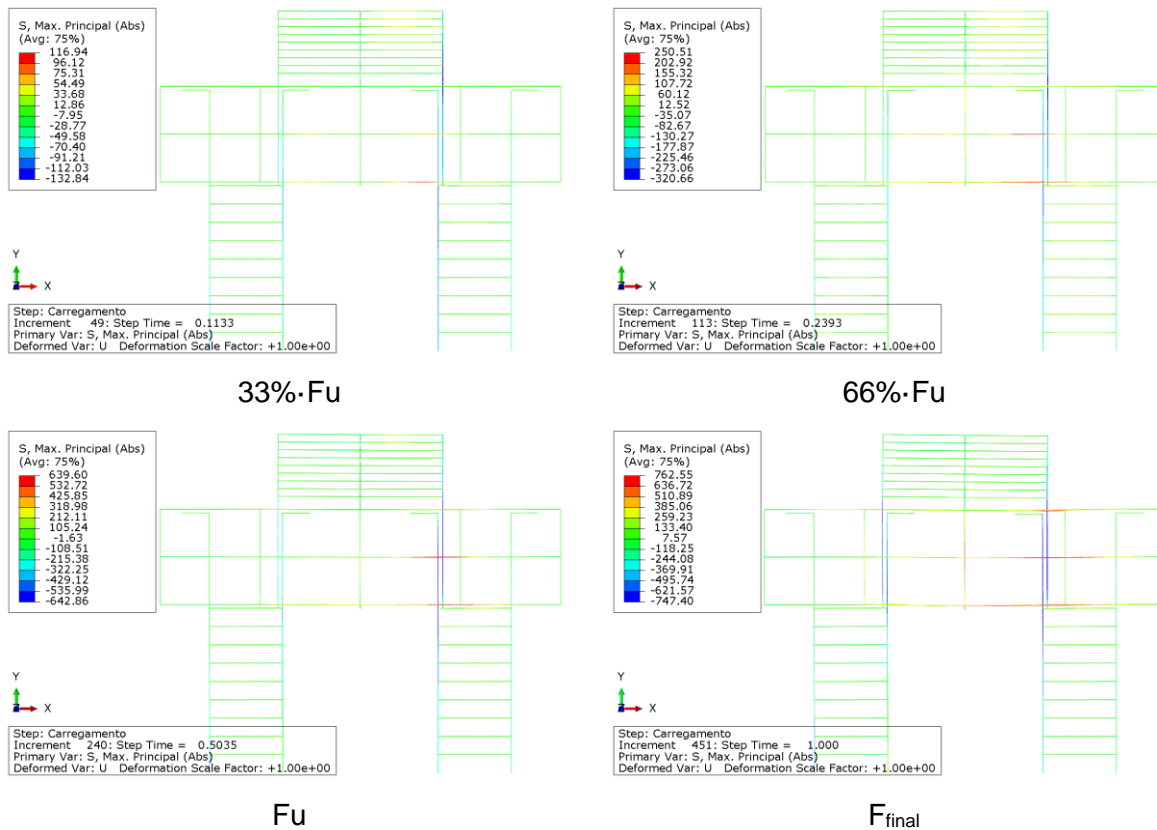


Figura F49 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb5.15e15E

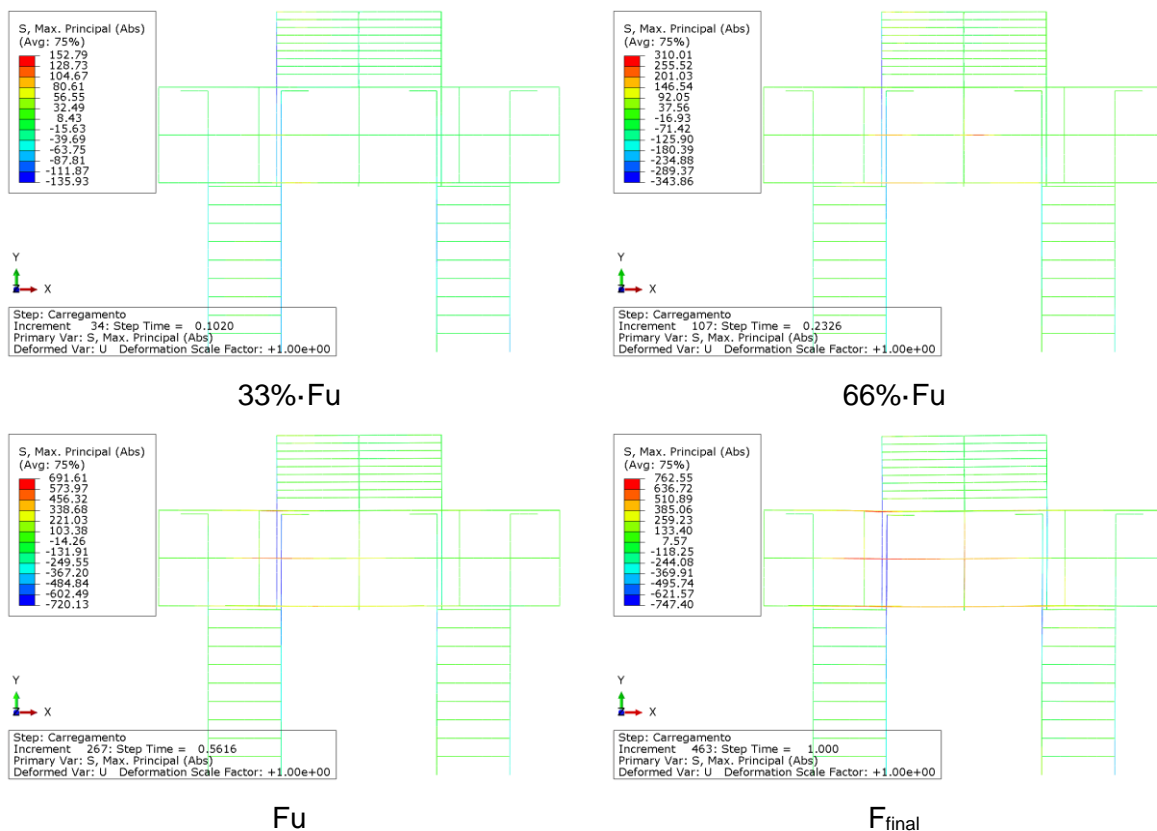


Figura F50 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.10e0

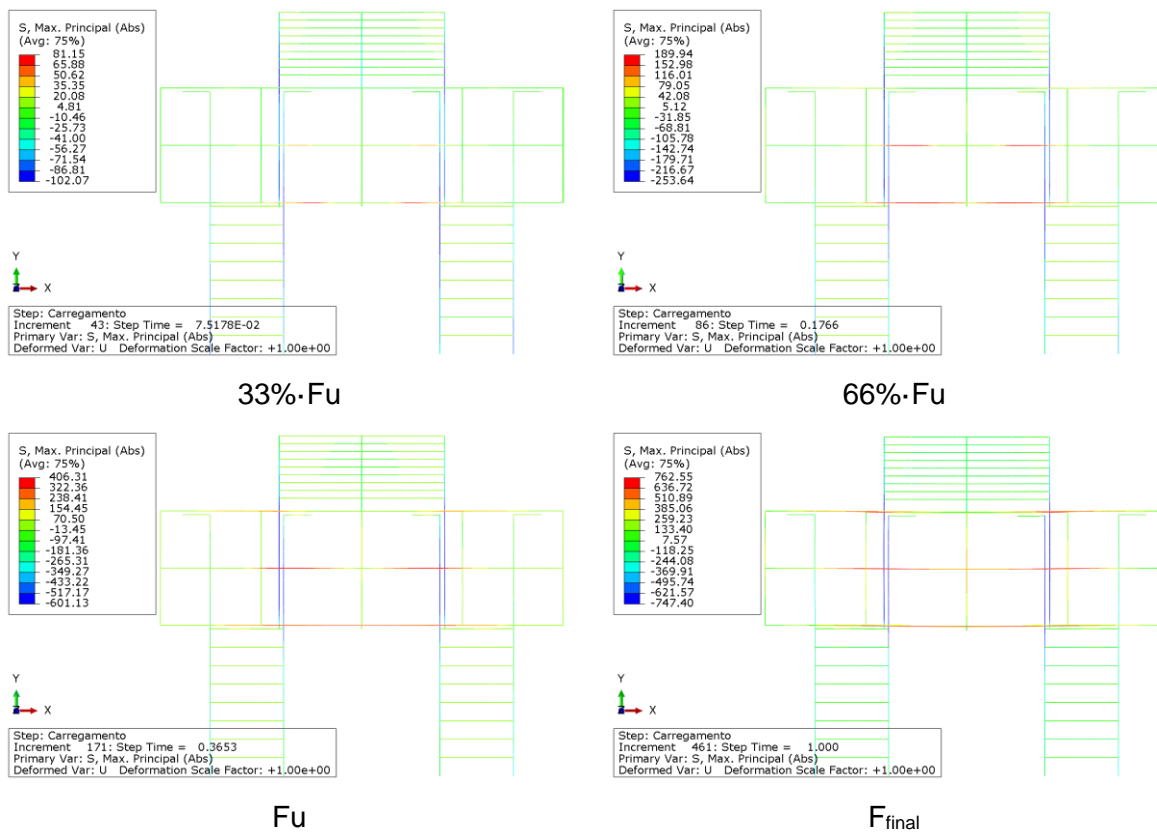


Figura F51 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.10e5

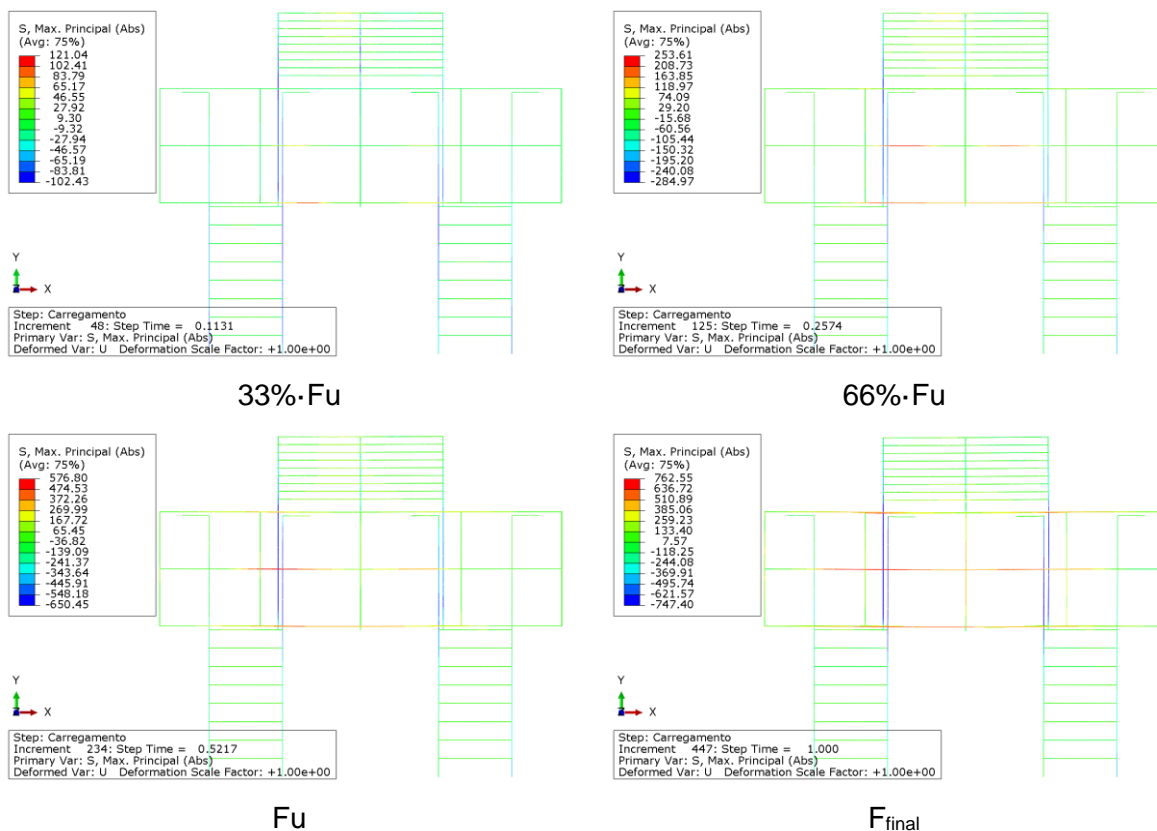


Figura F52 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.10e10

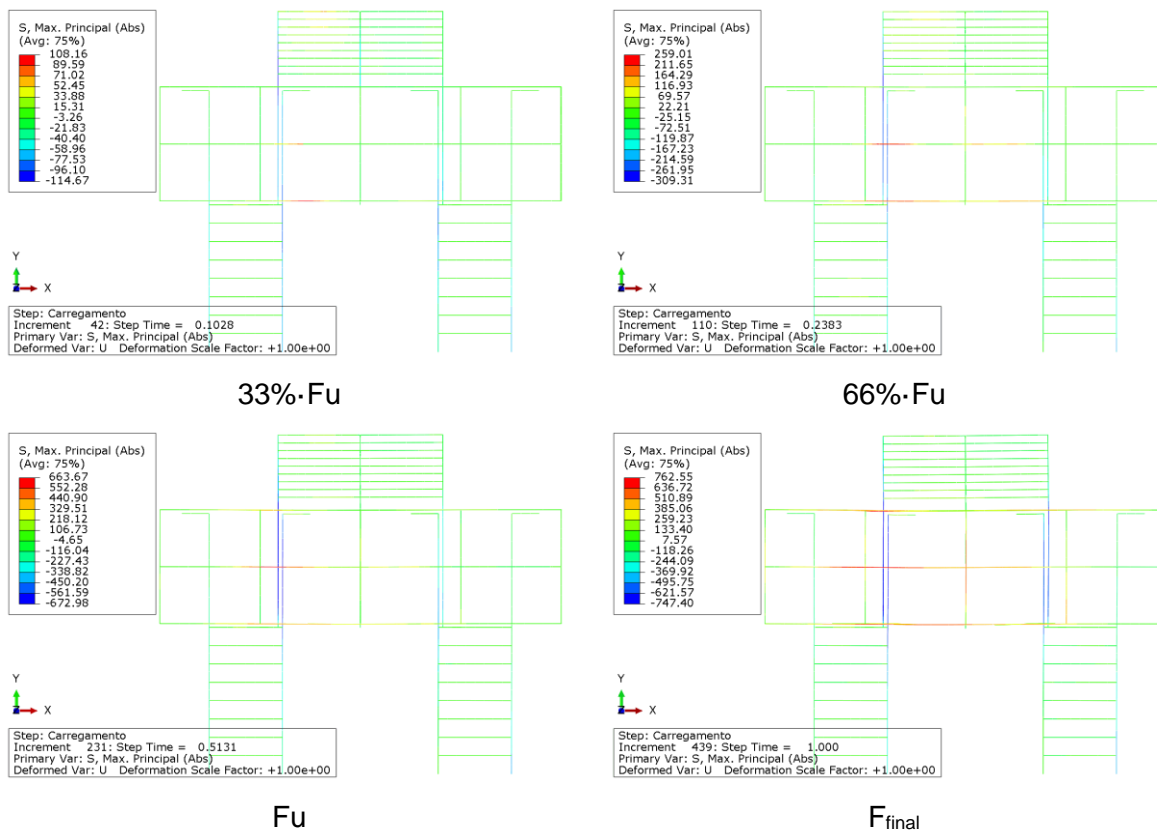


Figura F53 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.10e15

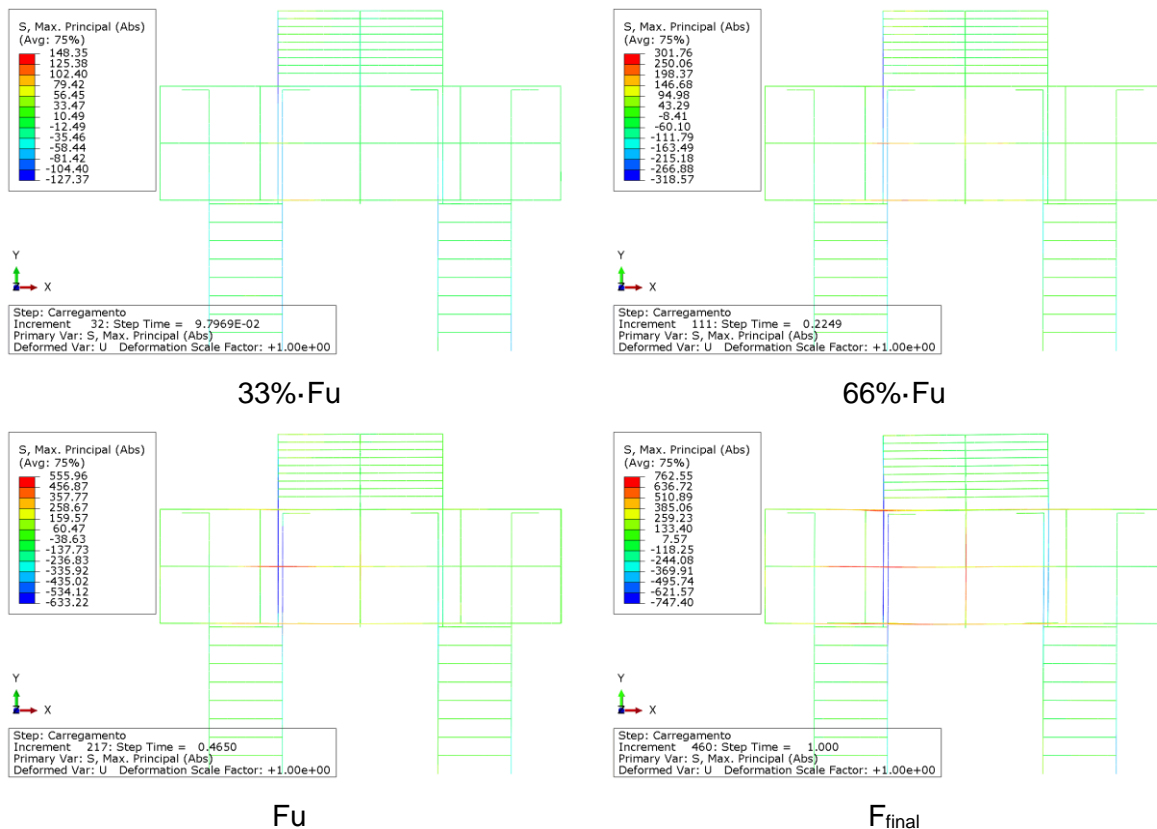


Figura F54 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e0

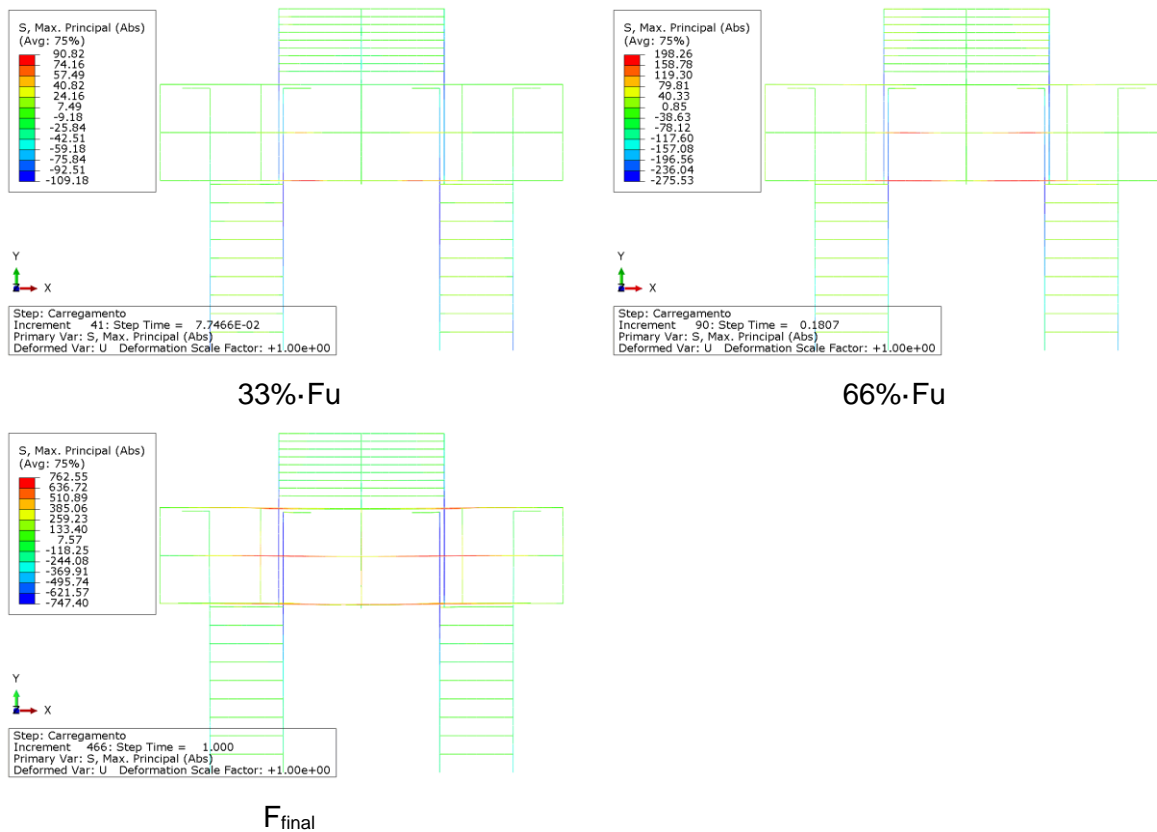


Figura F55 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e5E

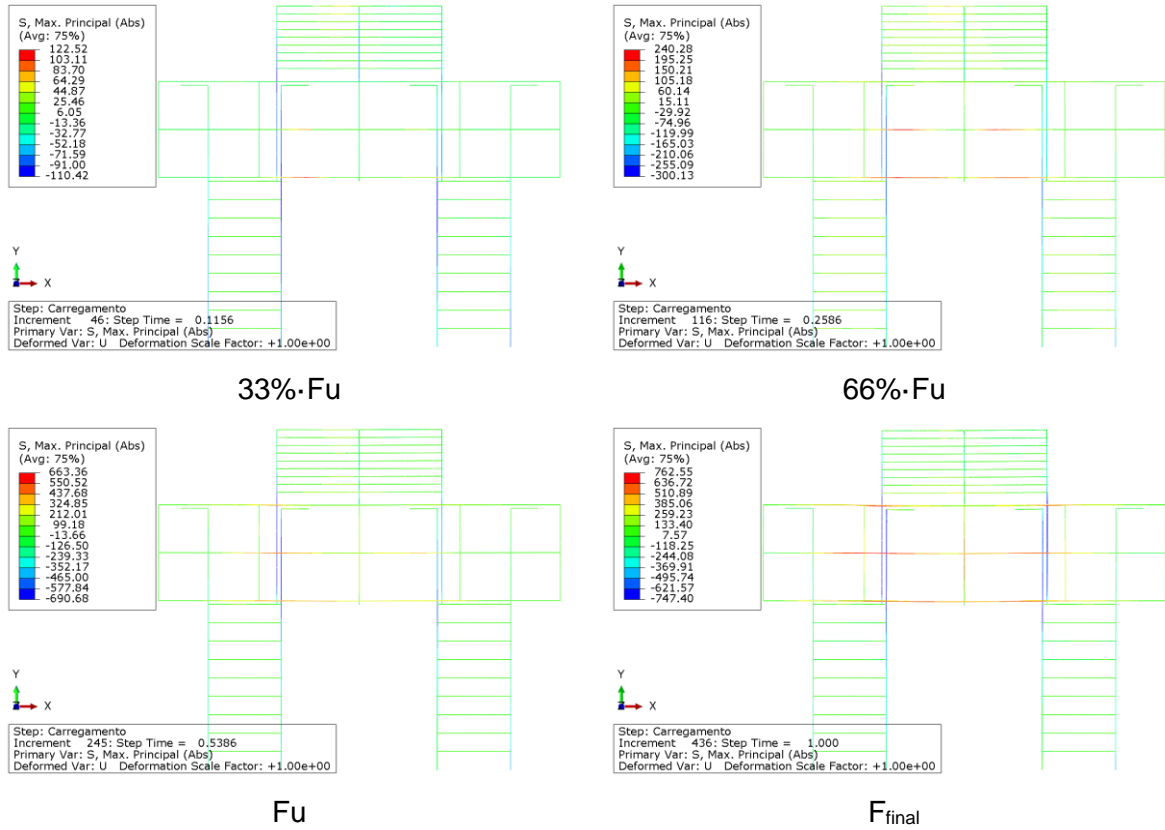


Figura F56 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e5D

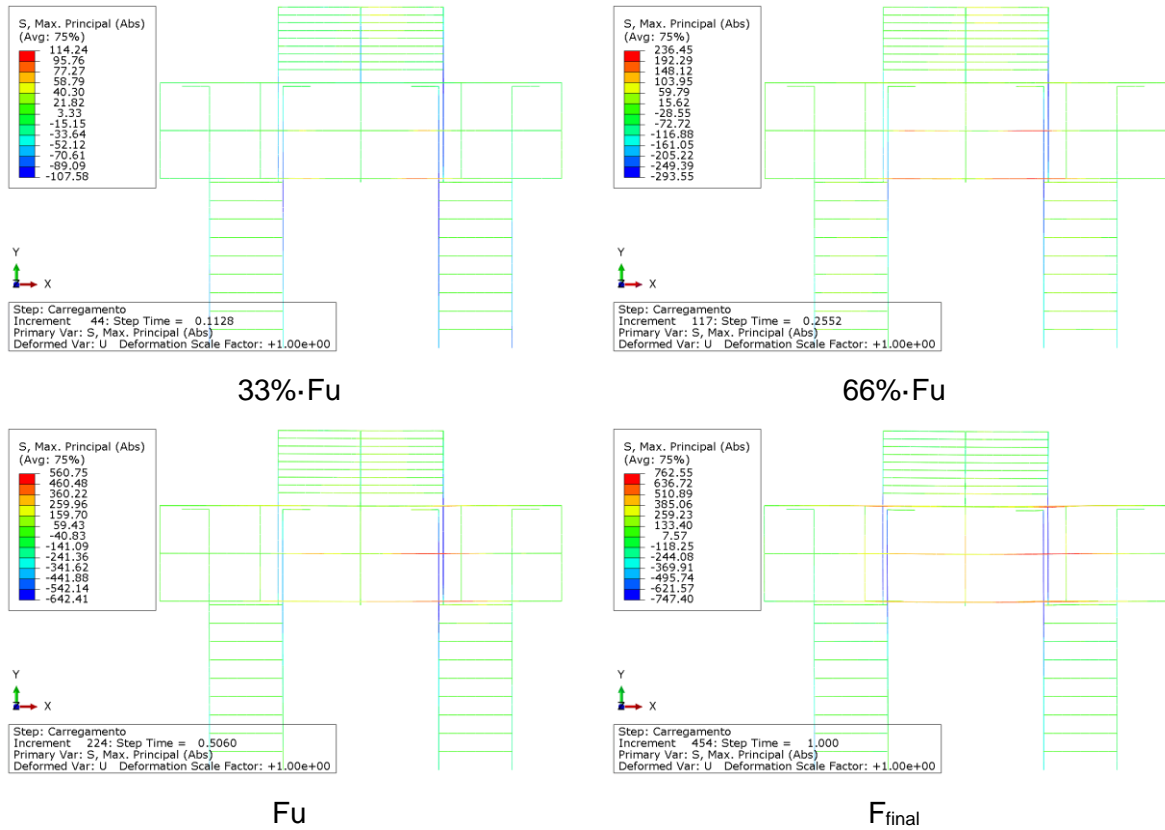
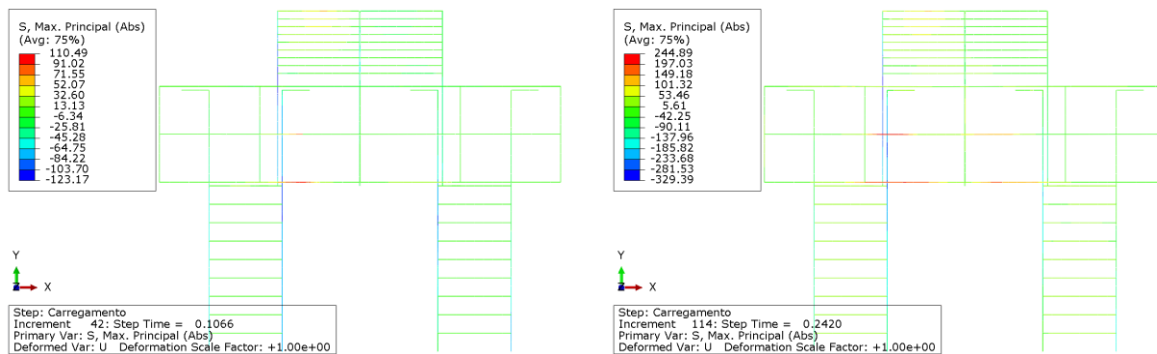
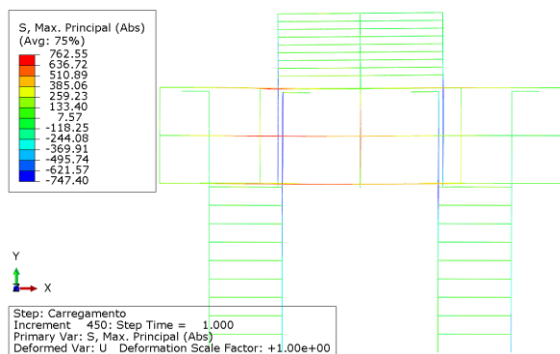


Figura F57 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e10E



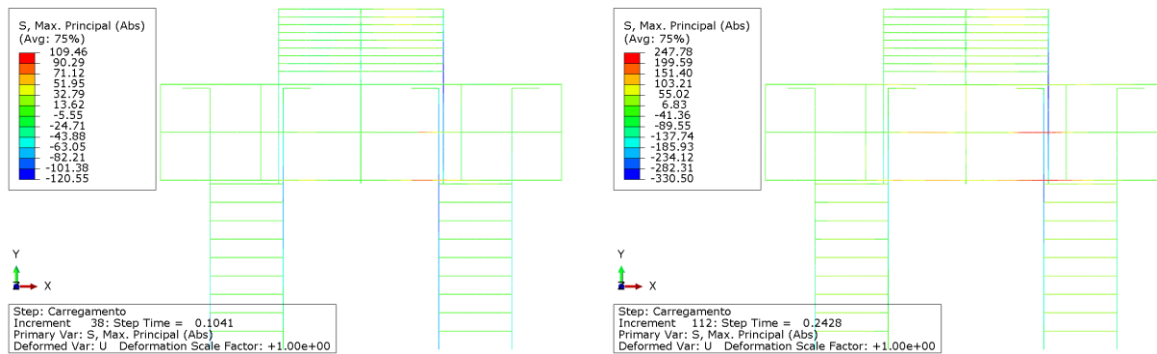
33%·Fu

66%·Fu



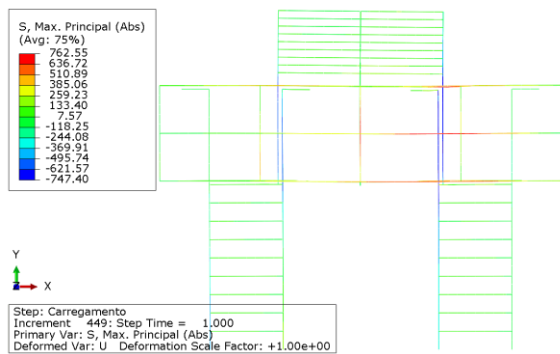
F_{final}

Figura F58 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e10D



33%·Fu

66%·Fu



F_{final}

Figura F59 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e15E

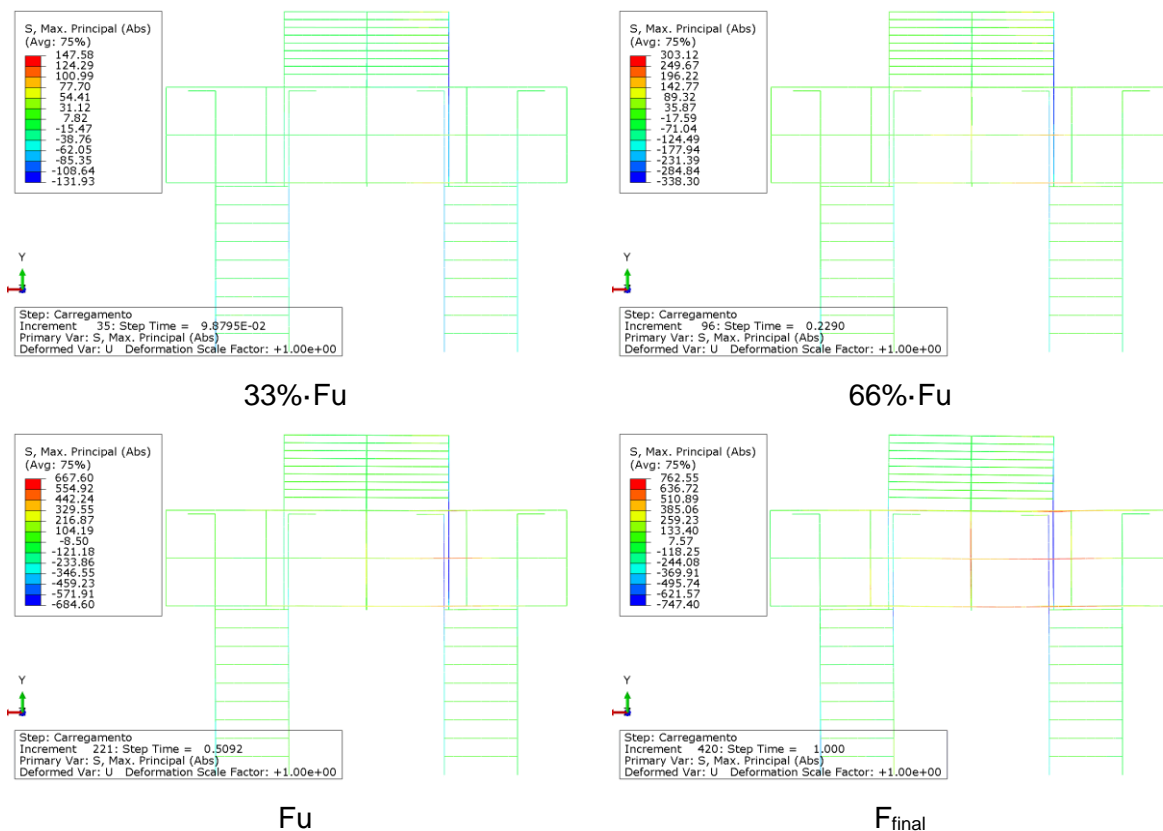


Figura F60 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb10.15e15D

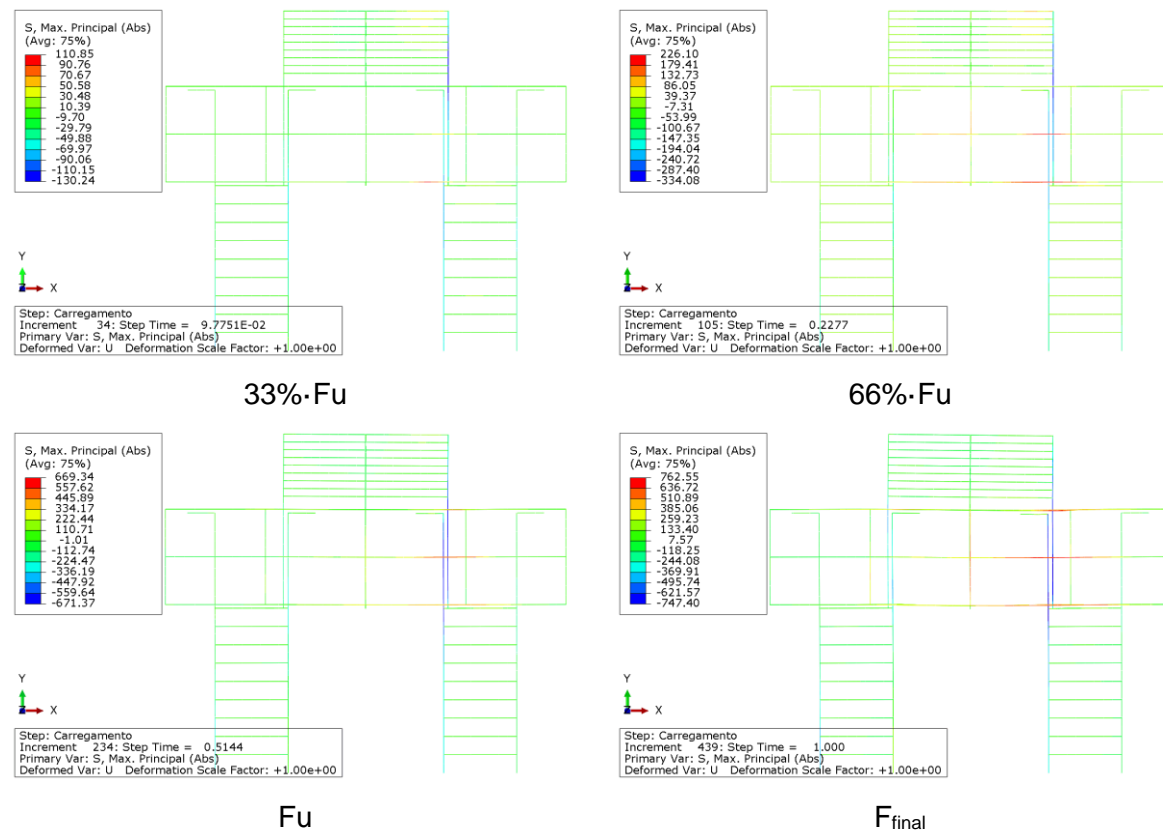


Figura F61 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb15.15e0

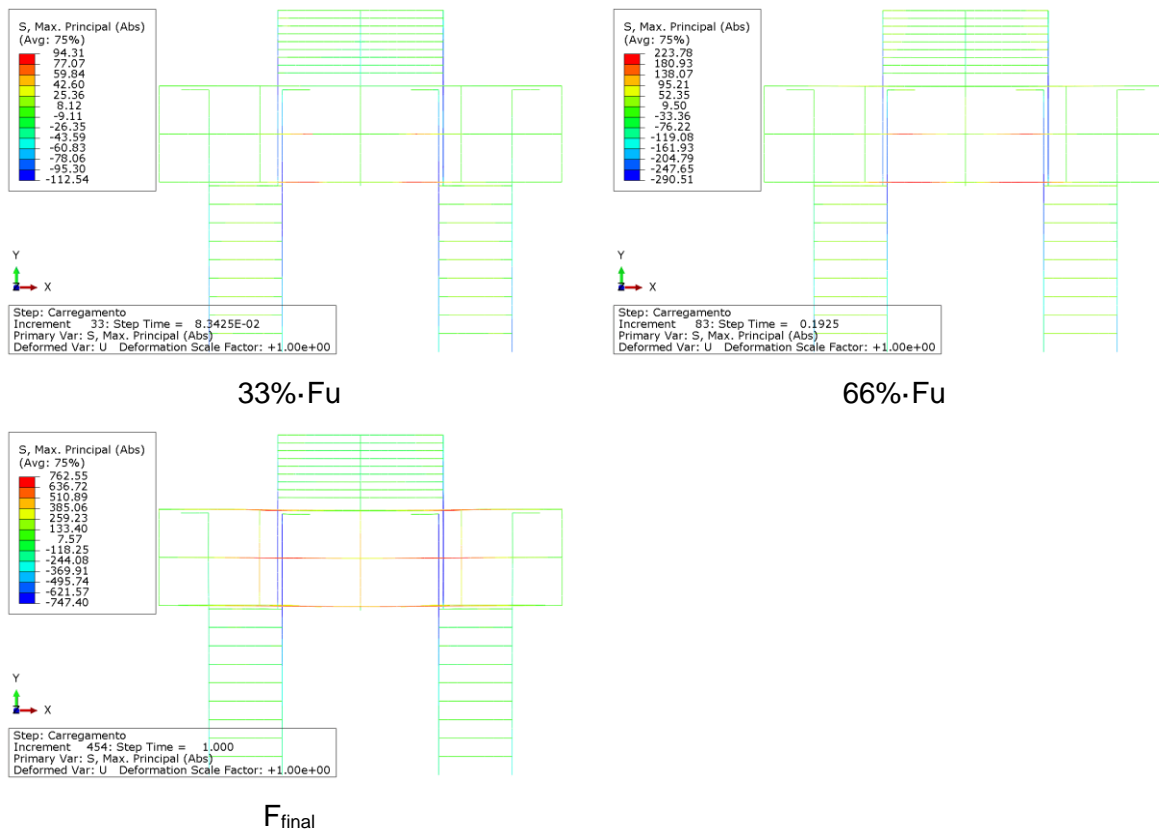


Figura F62 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb15.15e5

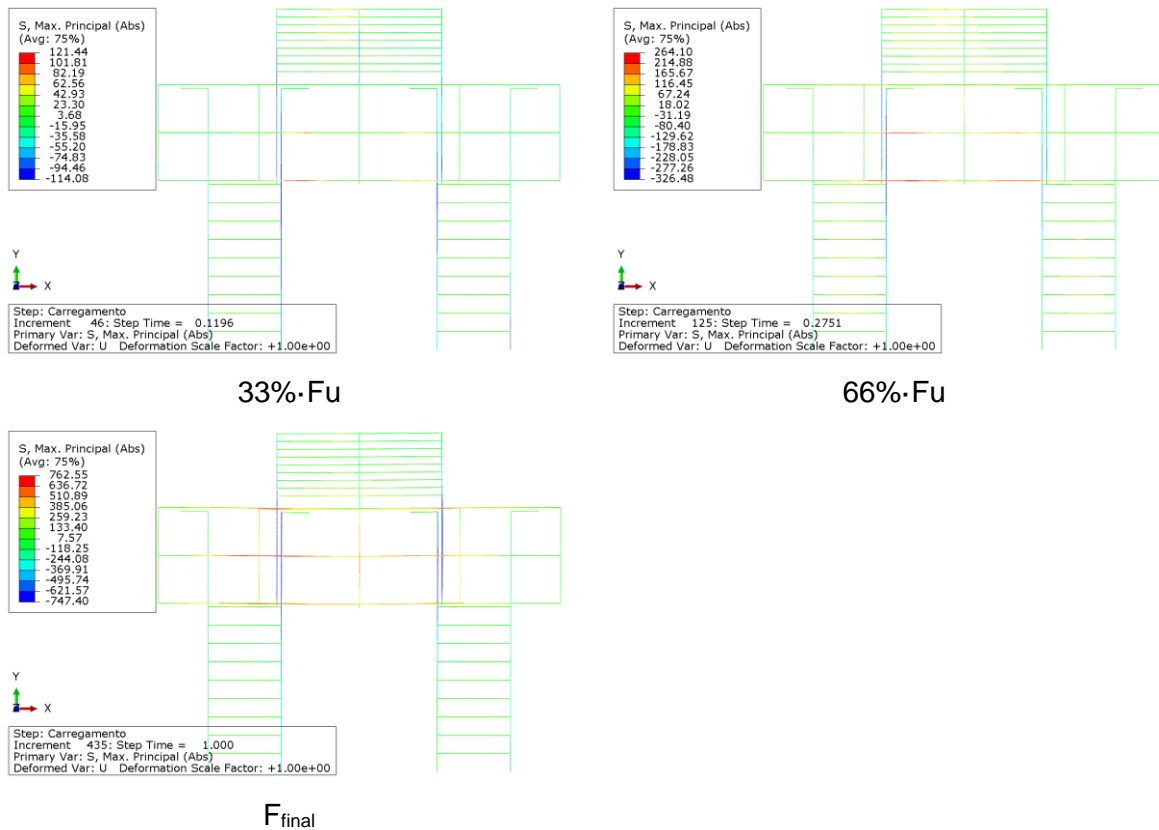


Figura F63 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb15.15e10

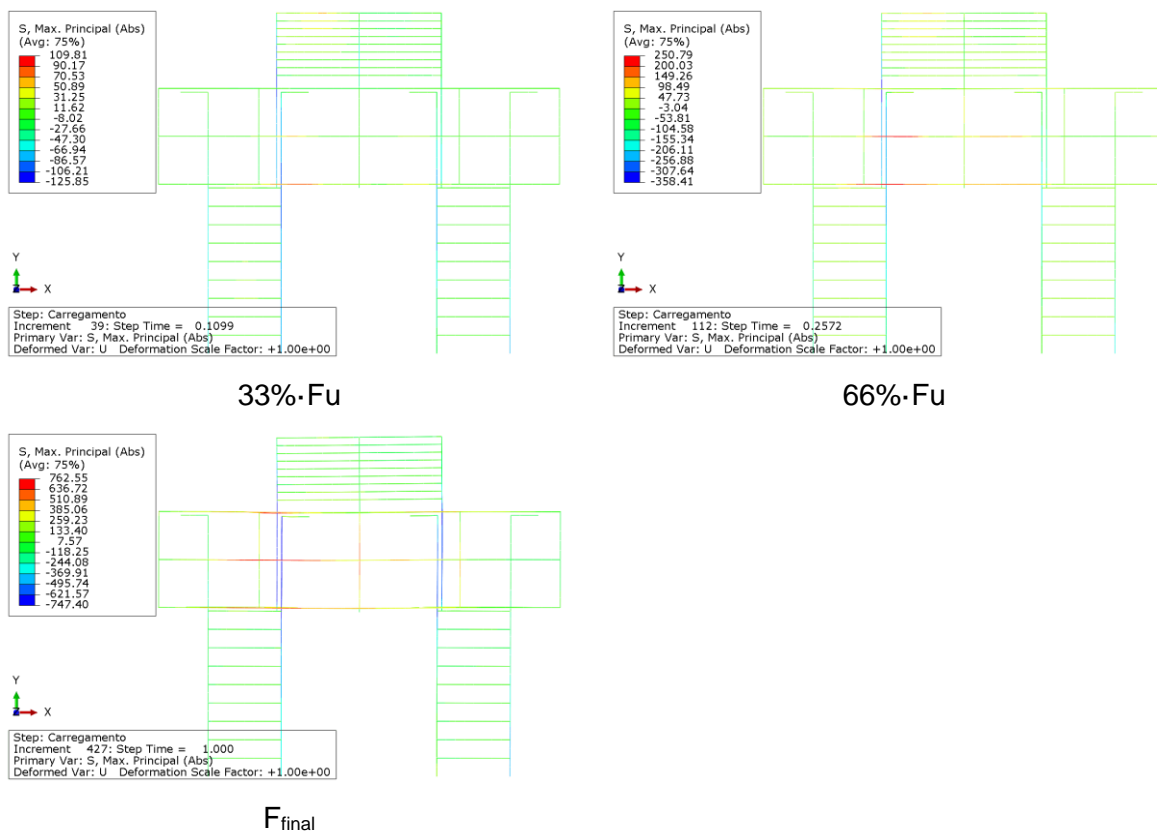
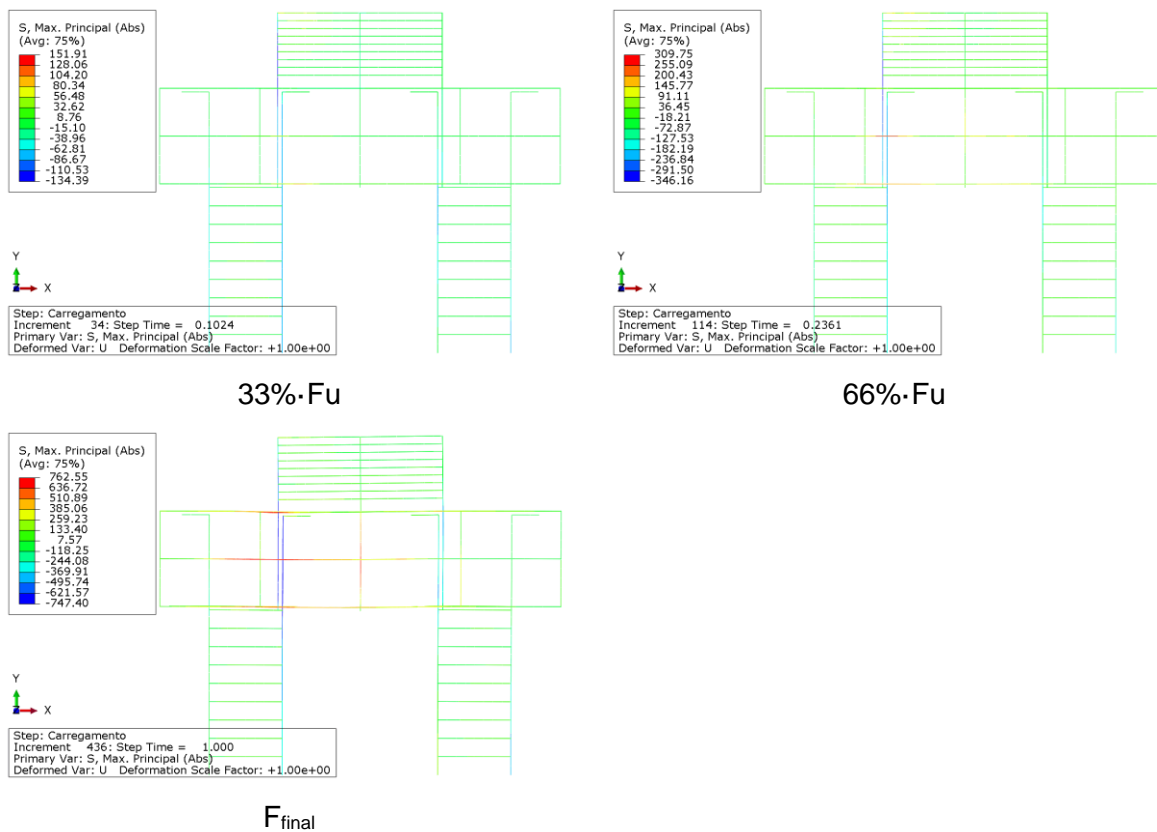


Figura F64 – Tensões nas barras de aço, modelo B45Emb15.15e15



APÊNDICE G – GRÁFICOS DAS RELAÇÕES DE FORÇA VS. TENSÃO

G.1 Modelos agrupados: Influência da carga excêntrica na armadura do tirante

Figura G1 – Força última versus tensão: B45Emb5.5

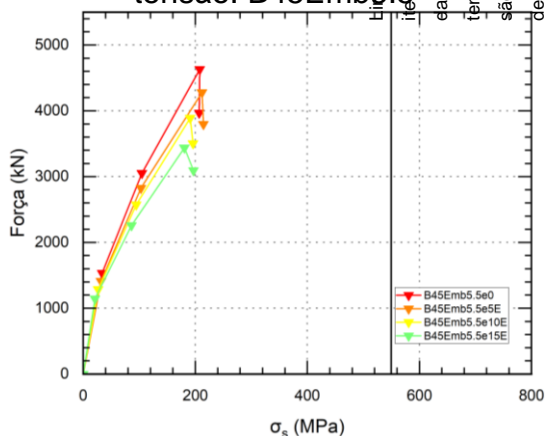


Figura G2 – Força última versus tensão: B45Emb10.10

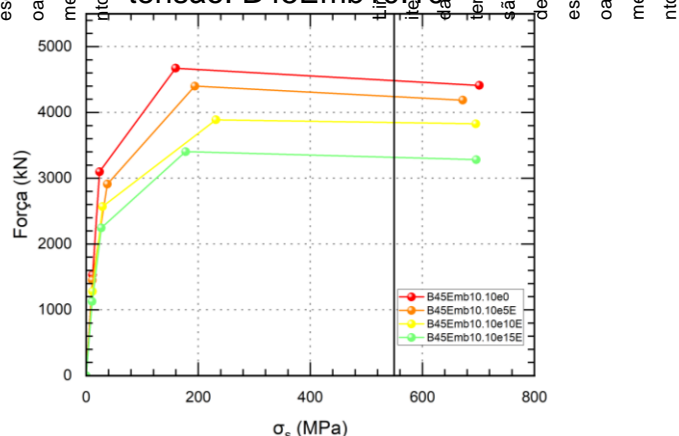


Figura G3 – Força última versus tensão: B45Emb15.15

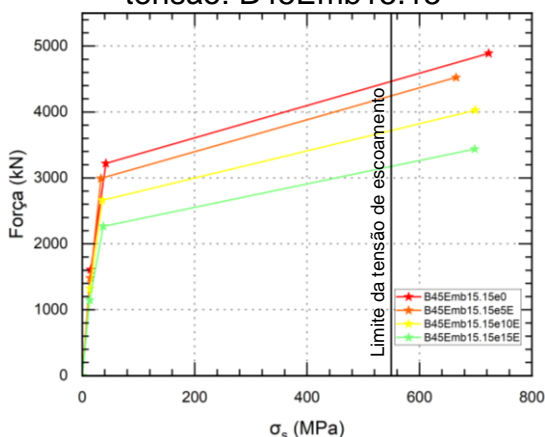


Figura G4 – Força última versus tensão: B45Emb15.5

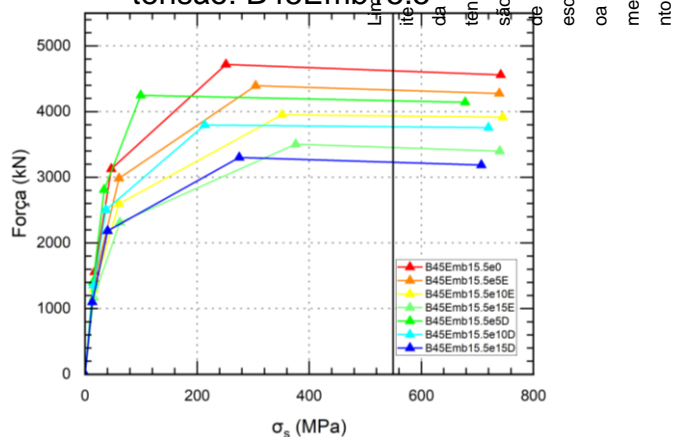


Figura G5 – Força última versus tensão: B45Emb10.5

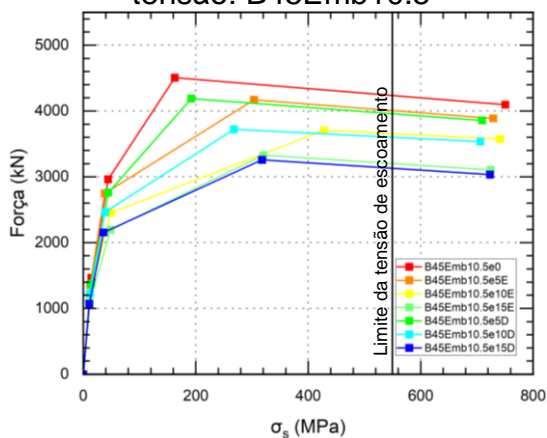
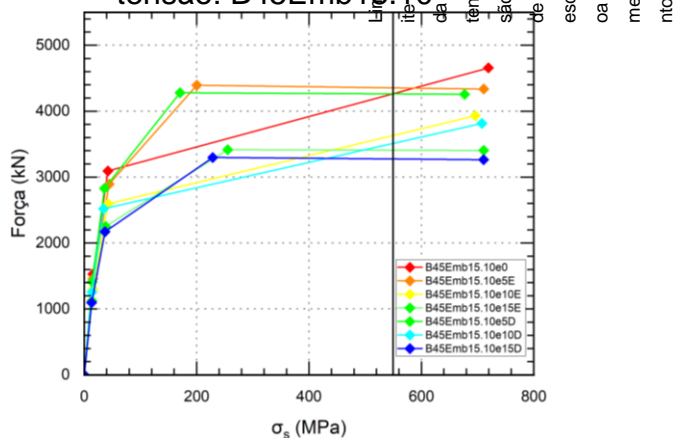


Figura G6 – Força última versus tensão: B45Emb15.10



G.2 Modelos agrupados: Influência da variação do embutimento das estacas nas armaduras do tirante

Figura G7 – Força última versus tensão: e0

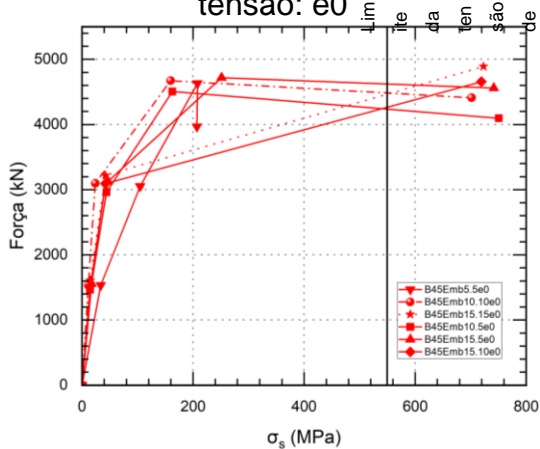


Figura G8 – Força última versus tensão: e5E

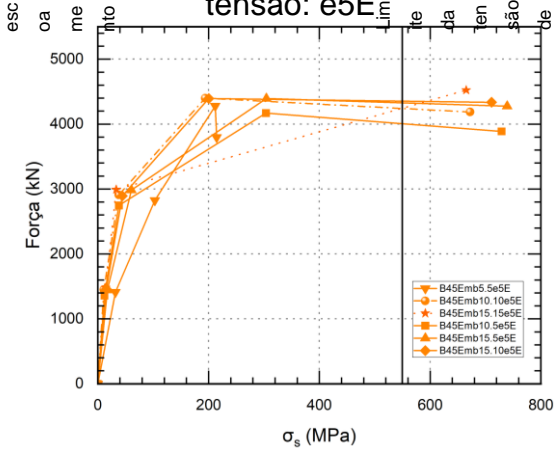


Figura G9 – Força última versus tensão: e10E

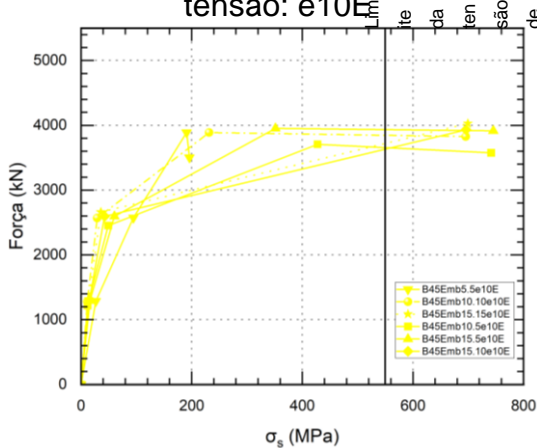


Figura G10 – Força última versus tensão: e15E

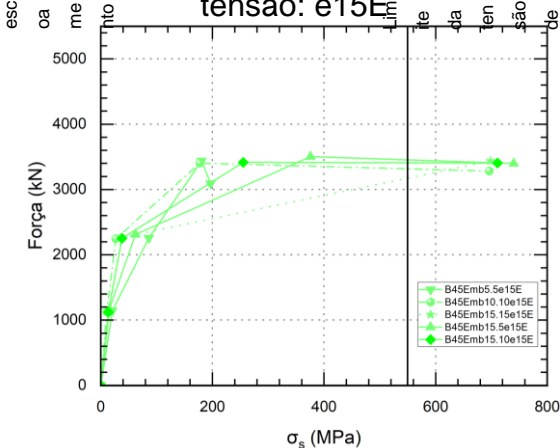


Figura G11 – Força última versus tensão: e5D

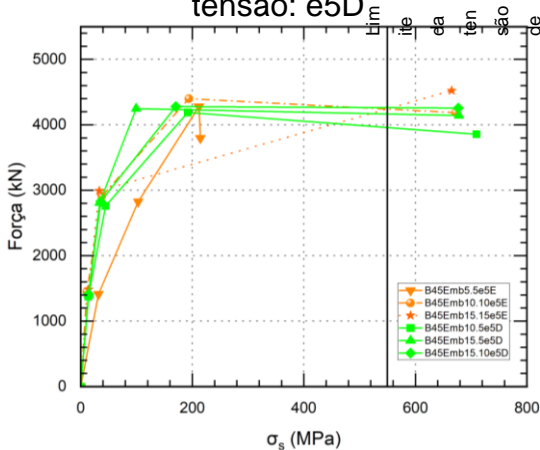


Figura G12 – Força última versus tensão: e10D

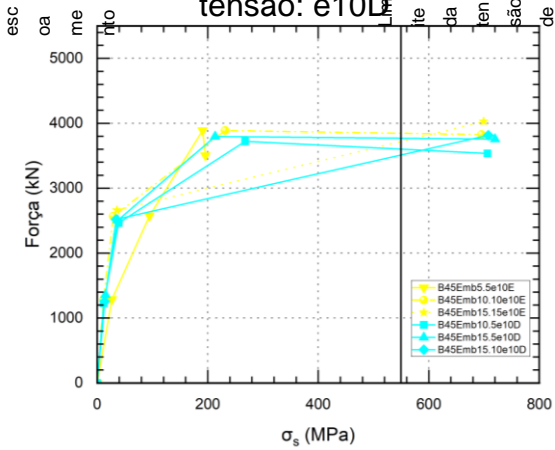
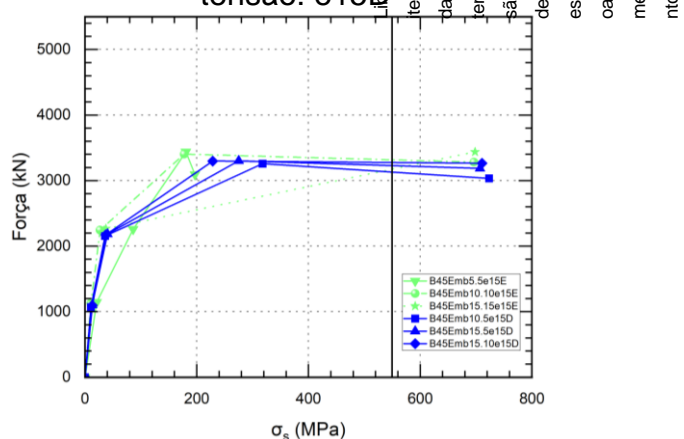


Figura G13 – Força última versus tensão: e15D



APÊNDICE H – IDENTIFICAÇÃO DOS DANOS INICIAIS NO CONCRETO

Figura H1 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb5.5e0

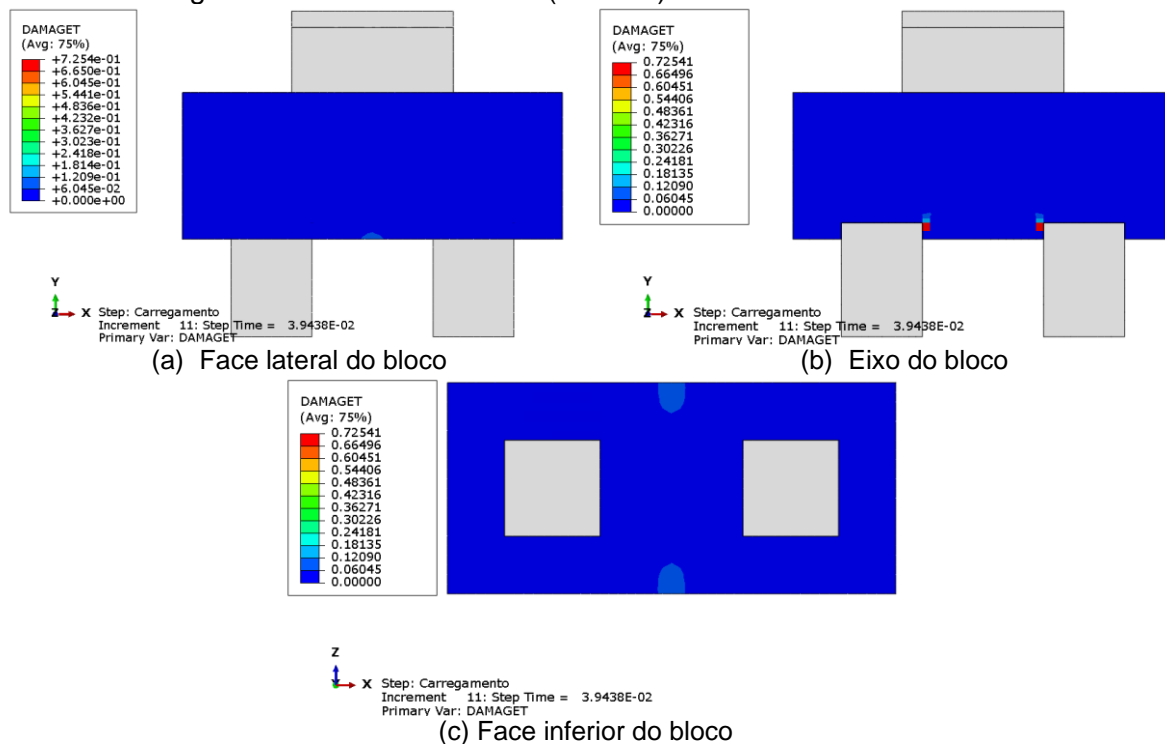


Figura H2 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb5.5e5E

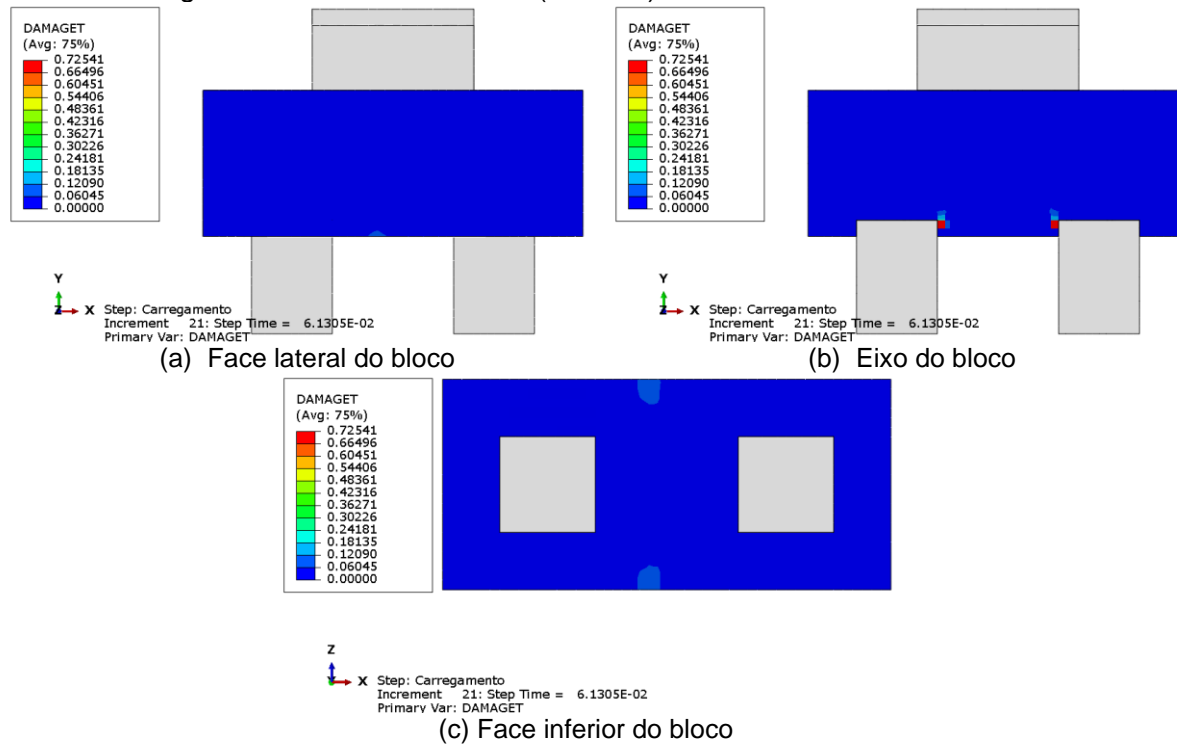


Figura H3 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb5.5e10E

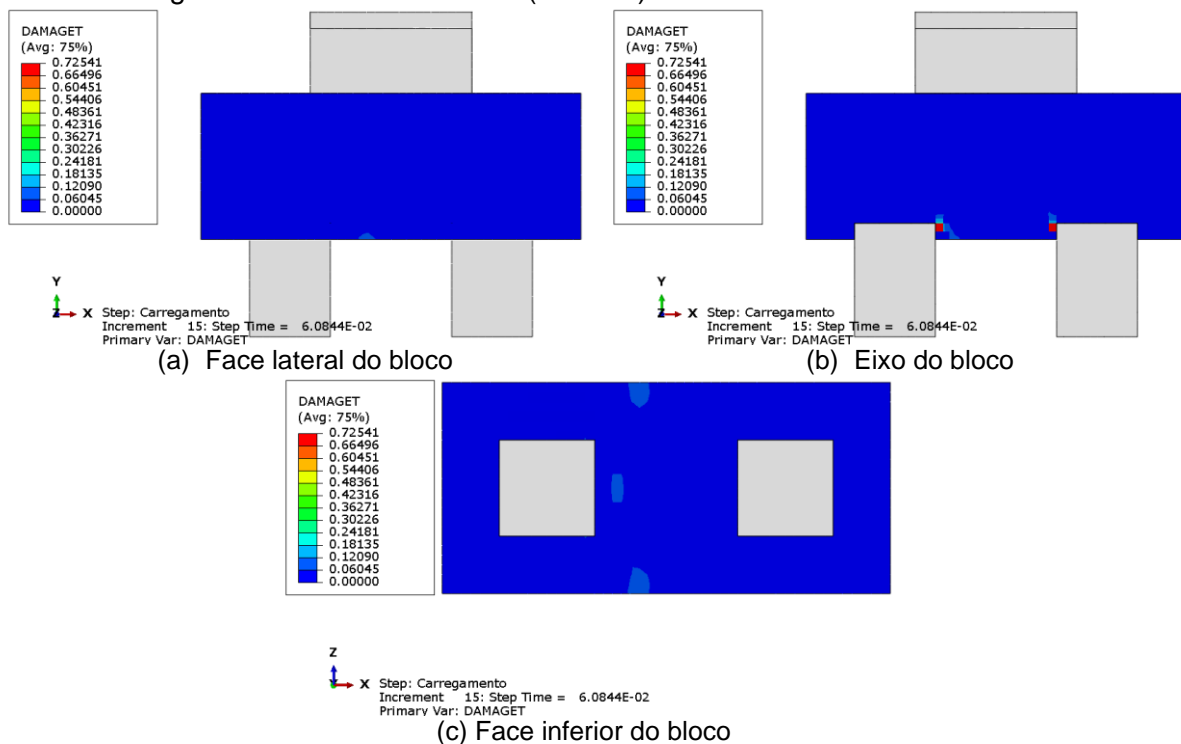


Figura H4 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb5.5e15E

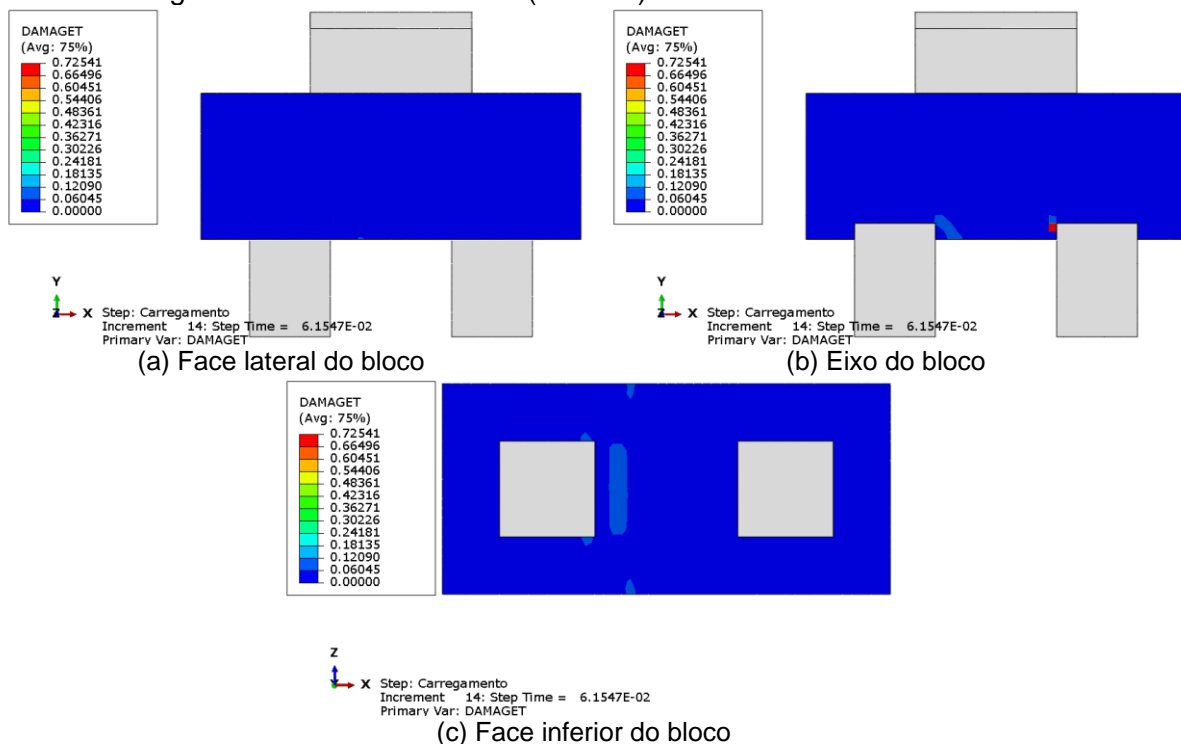


Figura H5 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e0

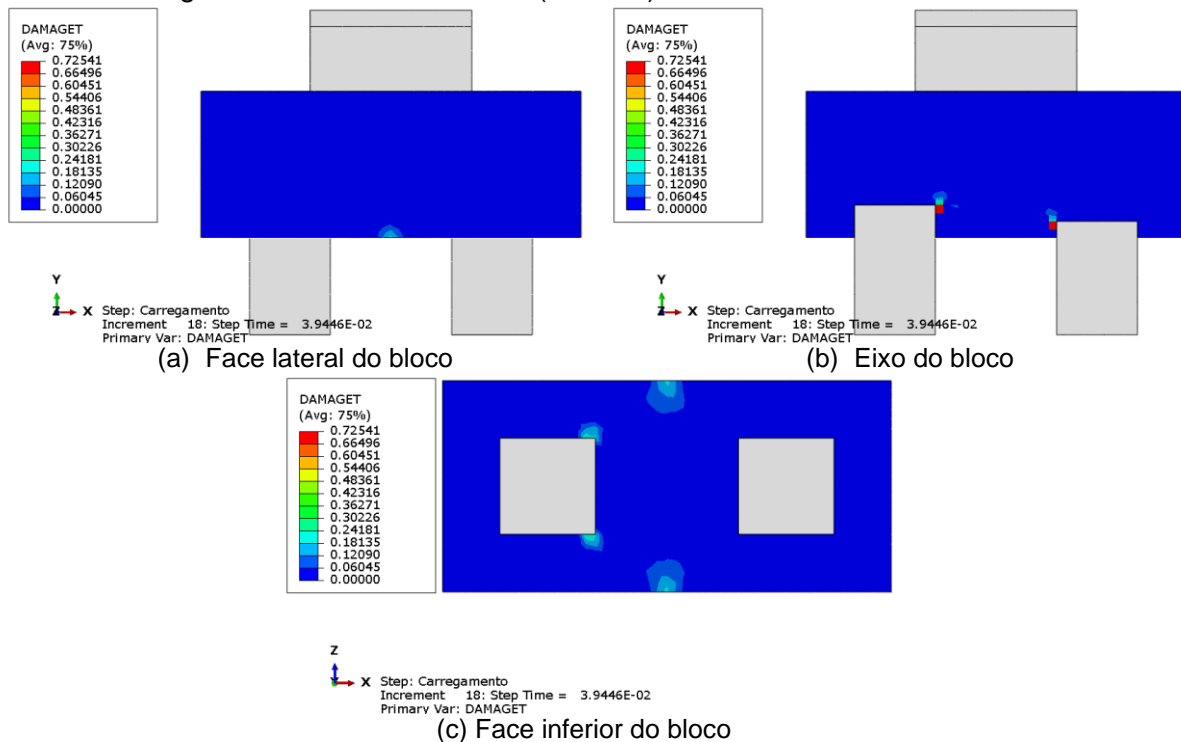


Figura H6 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e5E

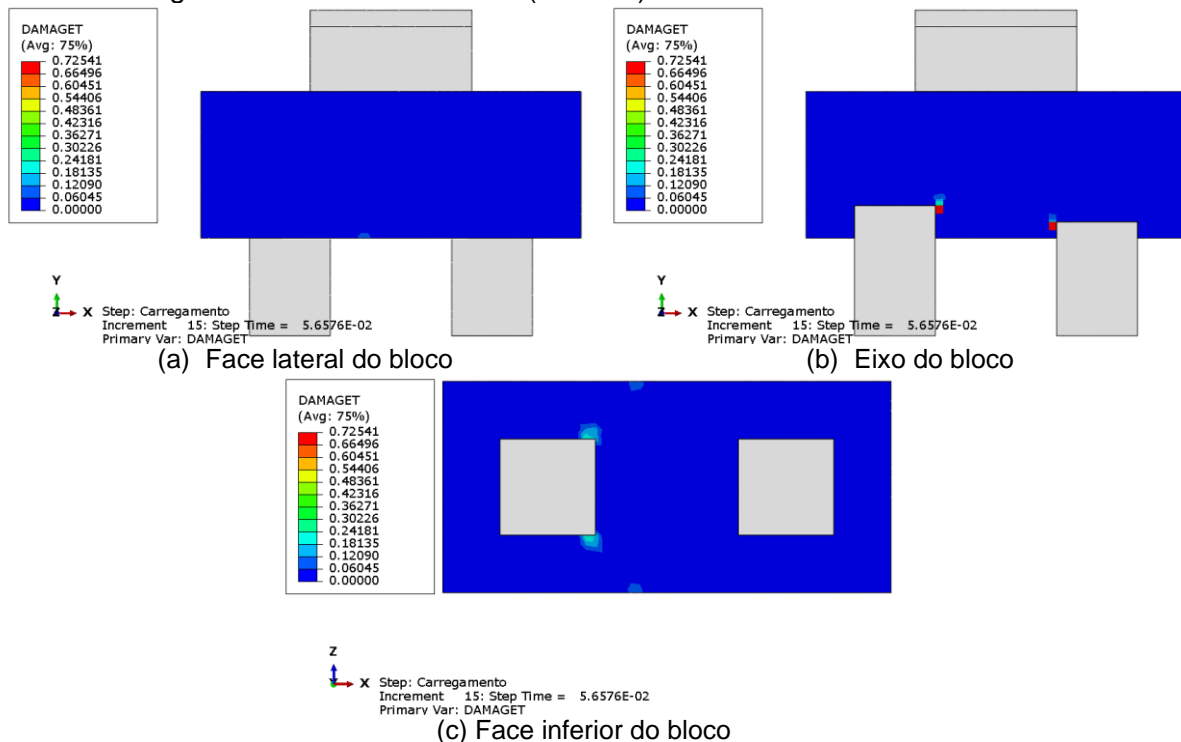


Figura H7 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e5D

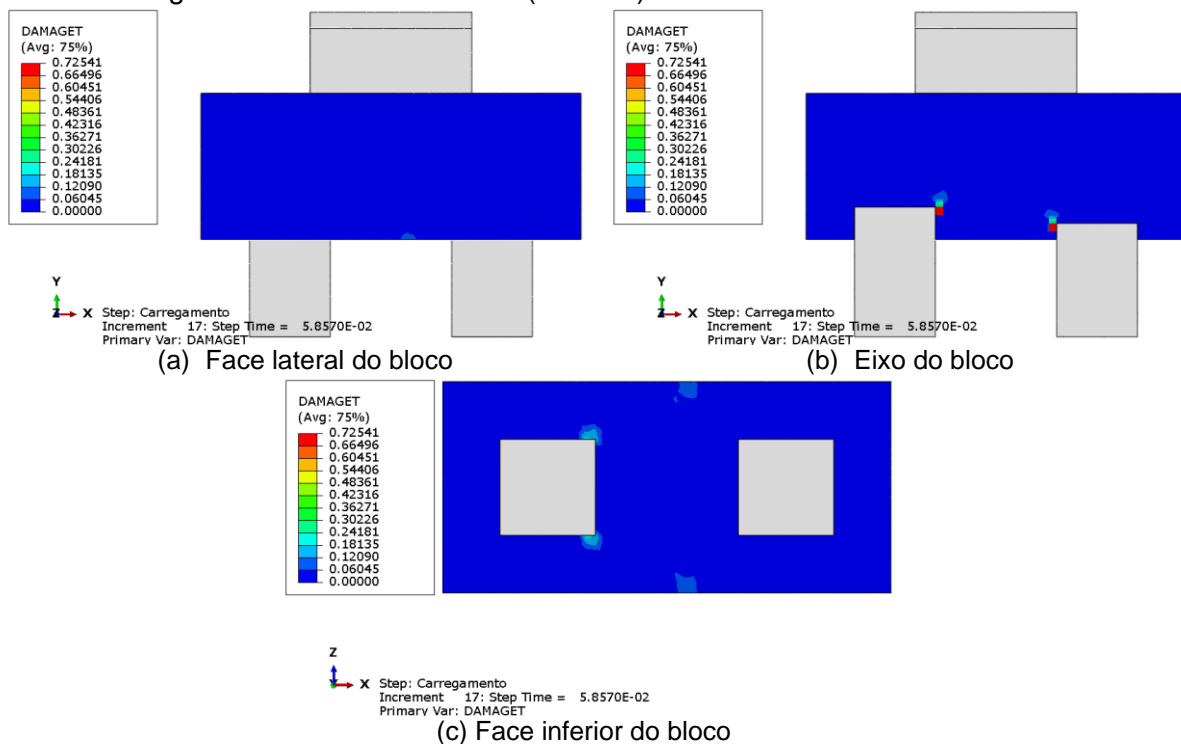


Figura H8 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e10E

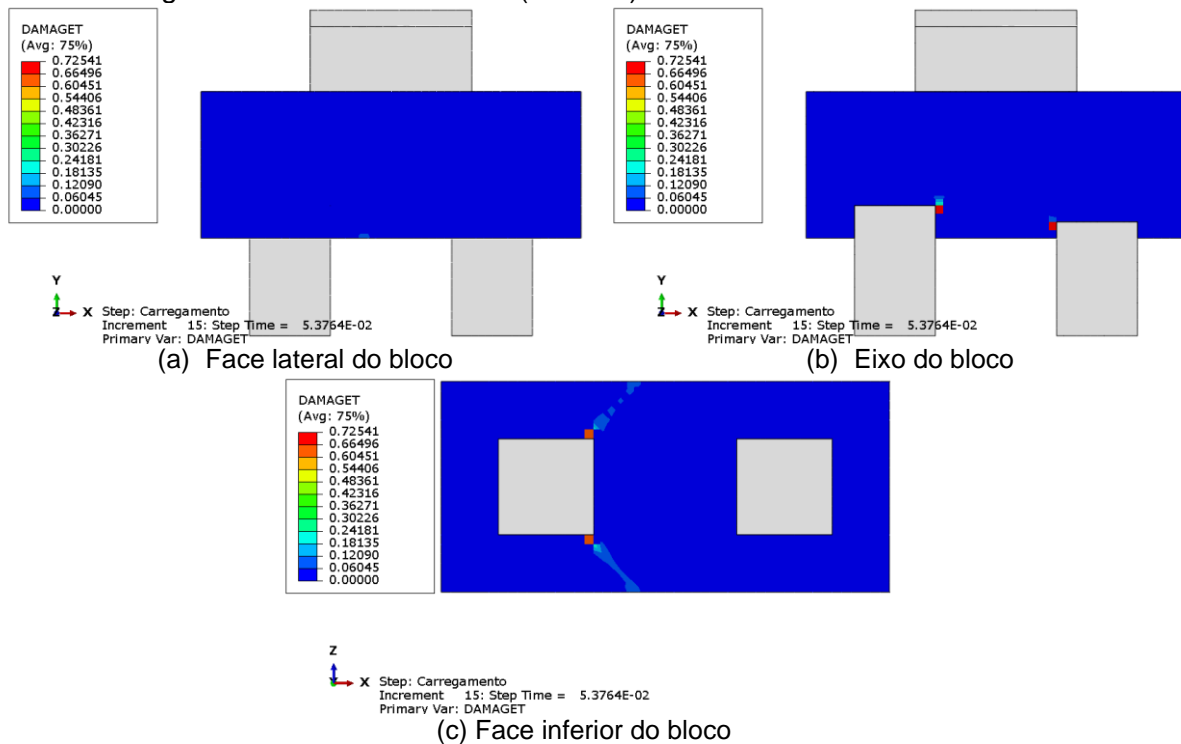


Figura H9 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e10D

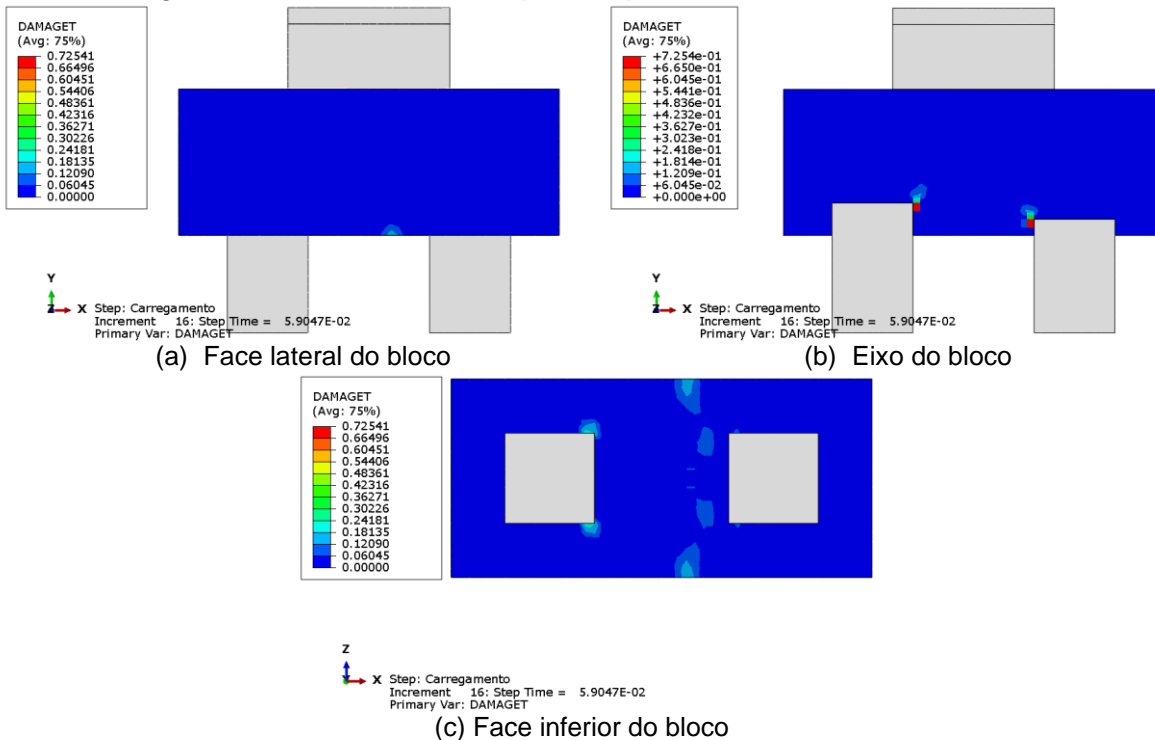


Figura H10 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e15E

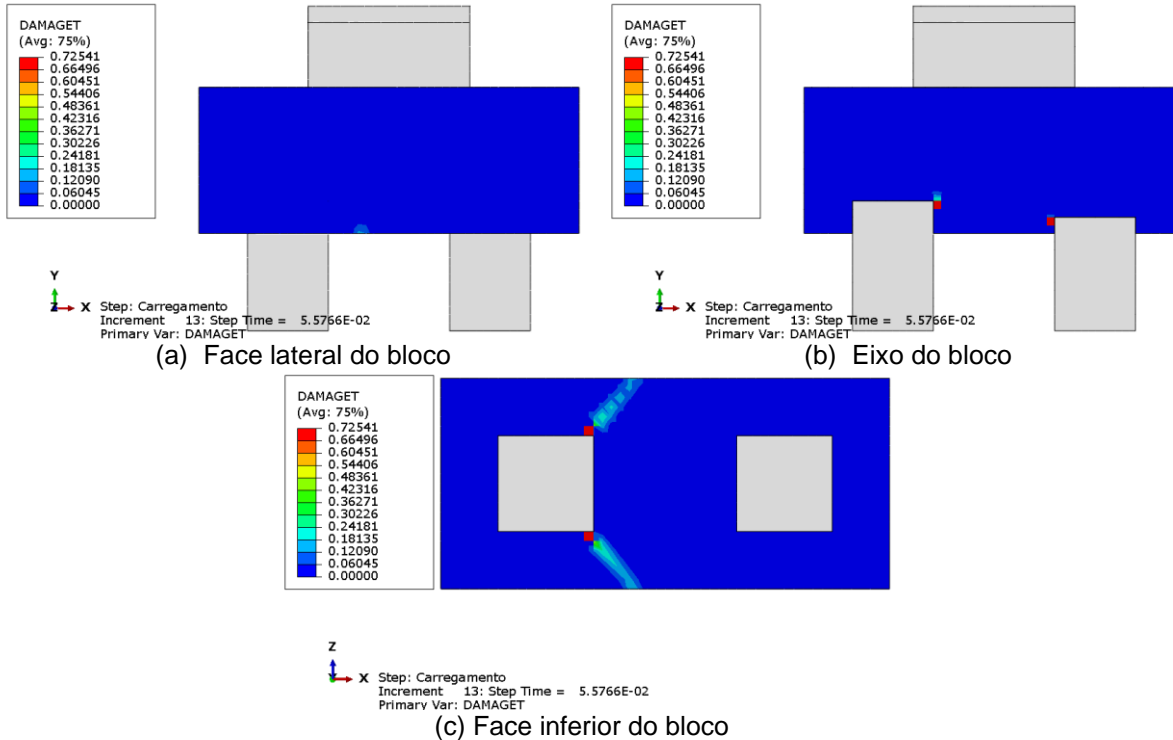


Figura H11 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.5e15D

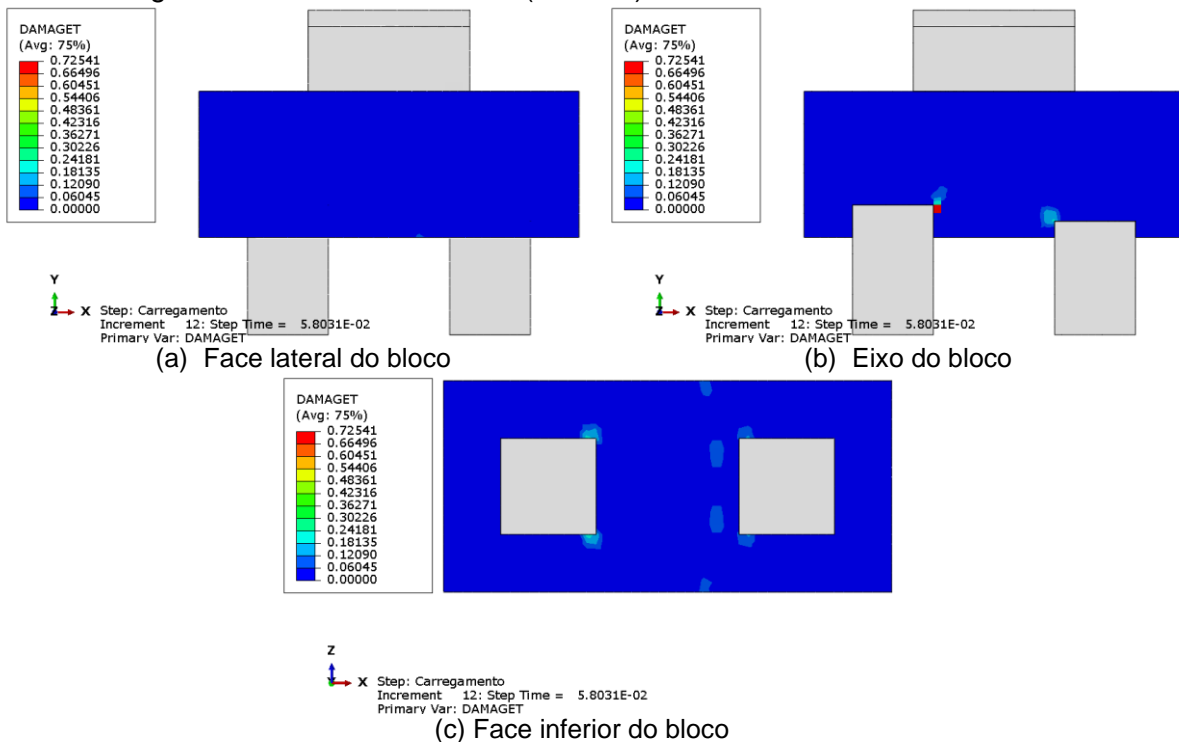


Figura H12 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e0

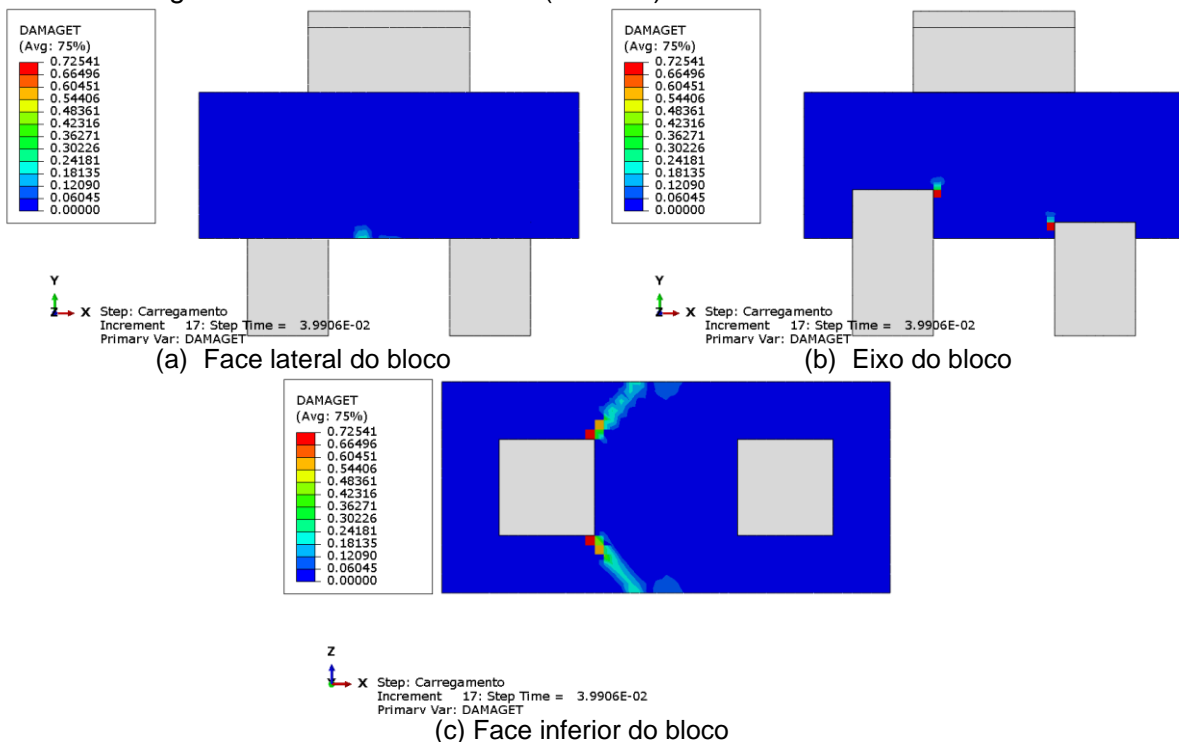


Figura H13 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e5E

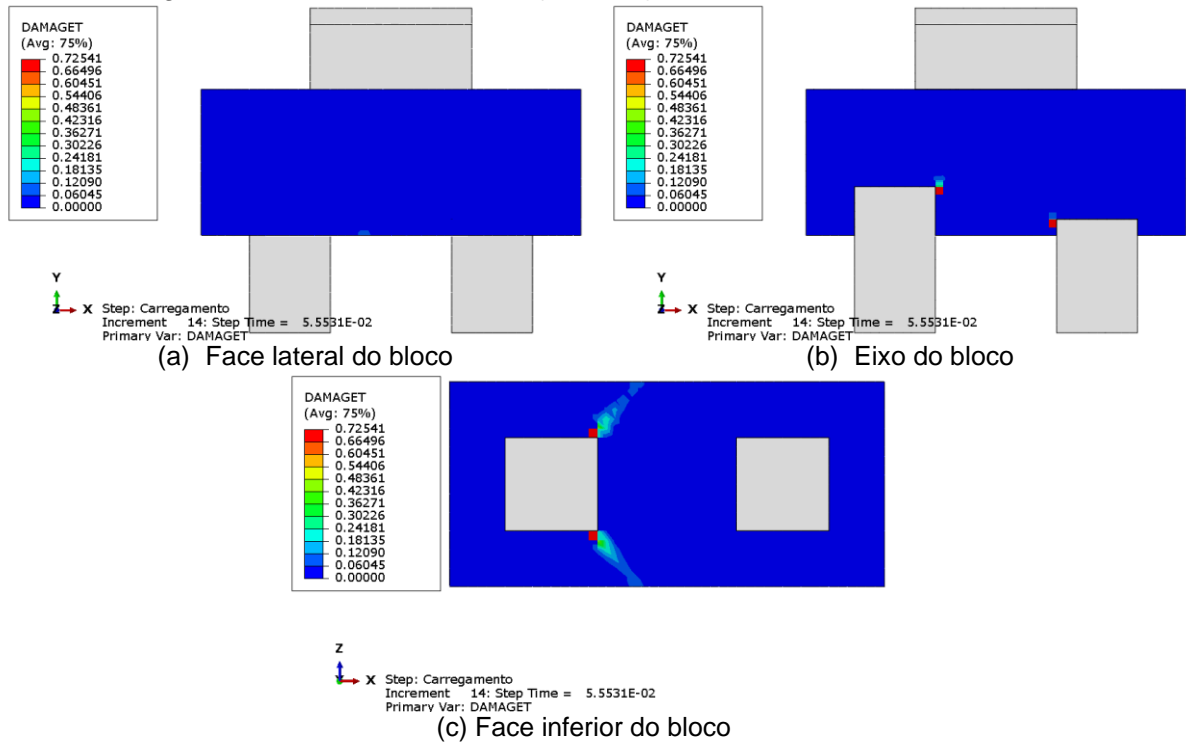


Figura H14 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e5D

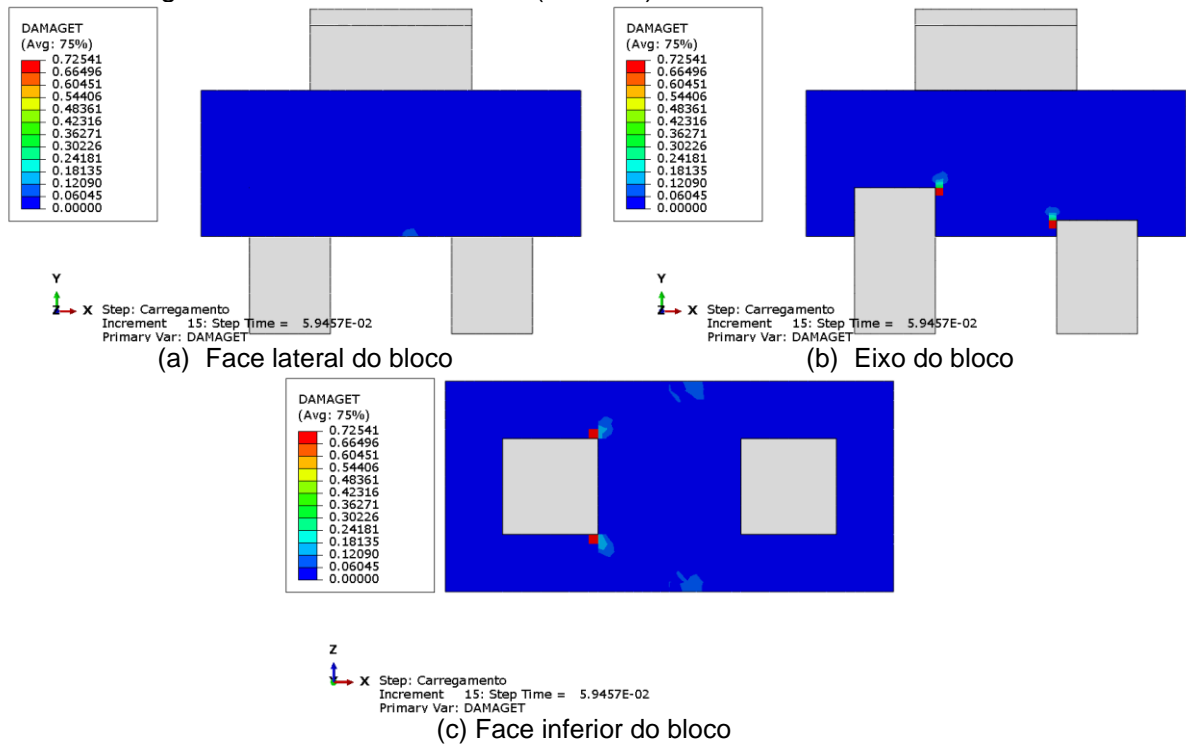


Figura H15 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e10E

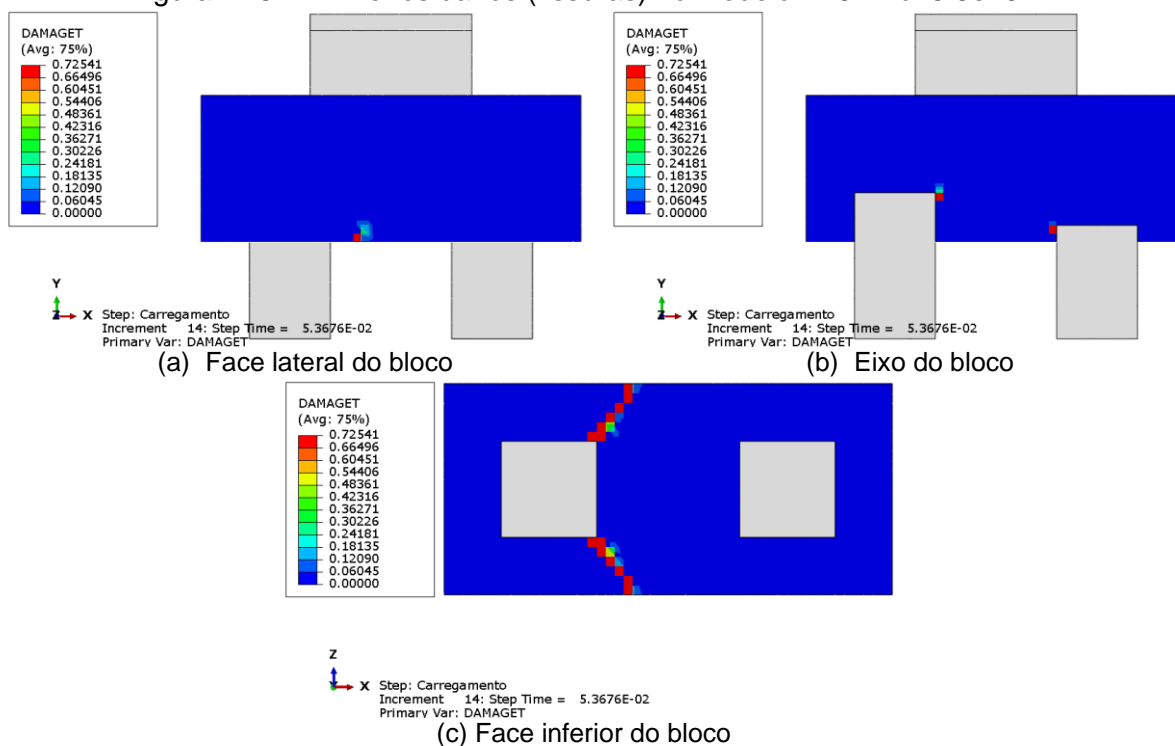


Figura H16 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e10D

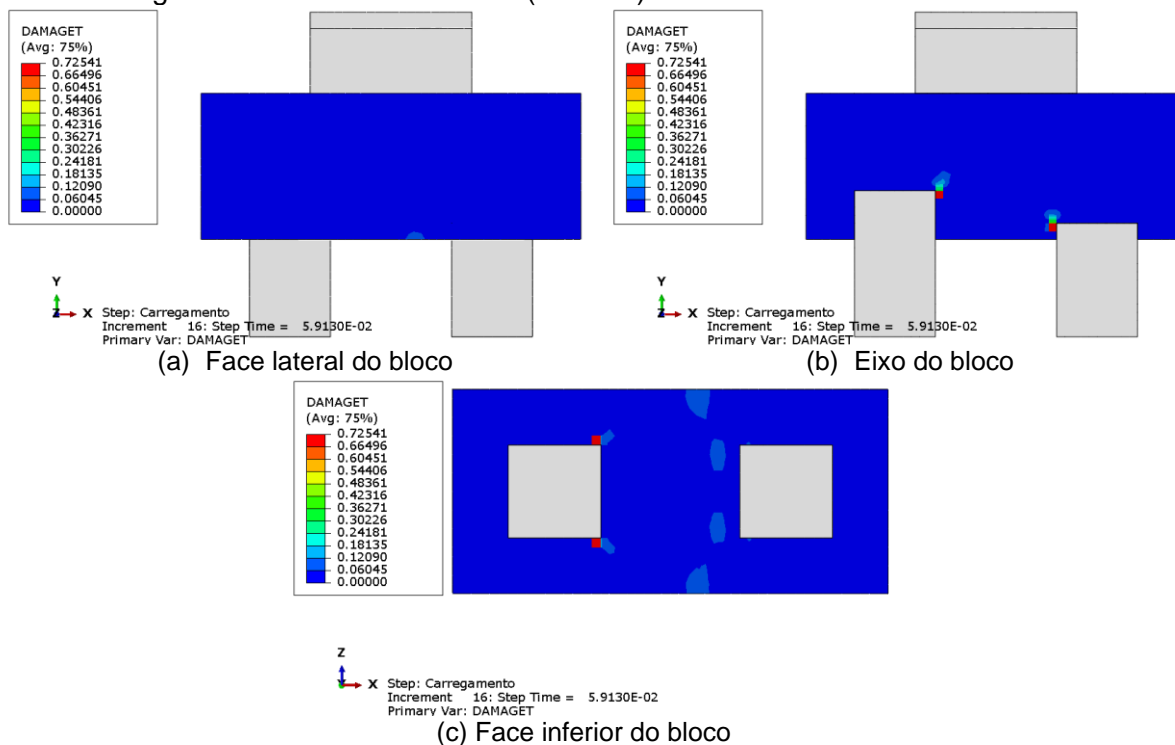


Figura H17 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e15E

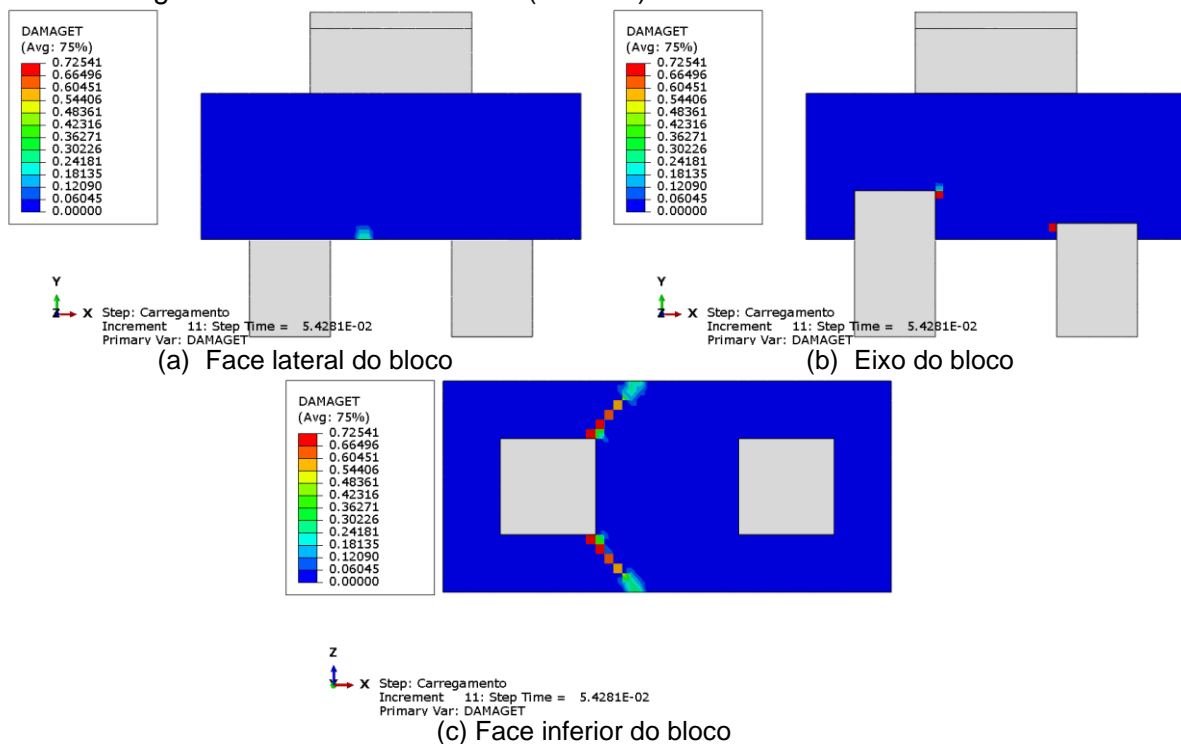


Figura H18 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.5e15D

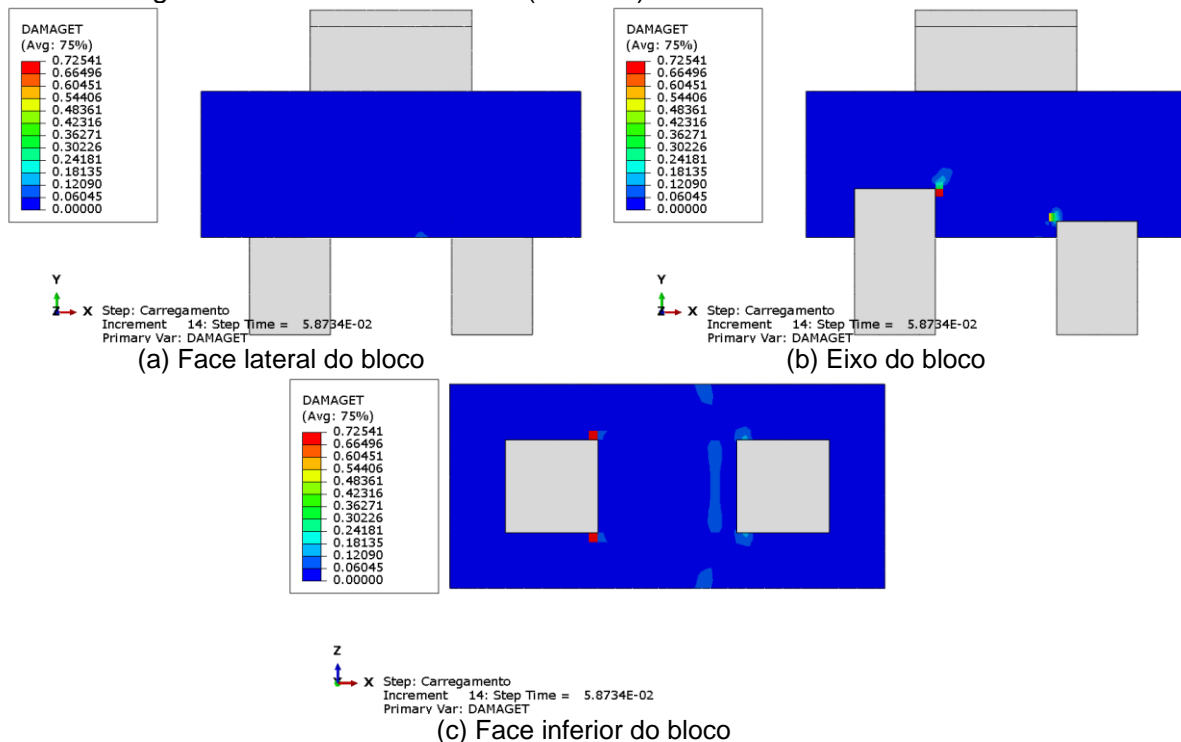


Figura H19 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.10e0

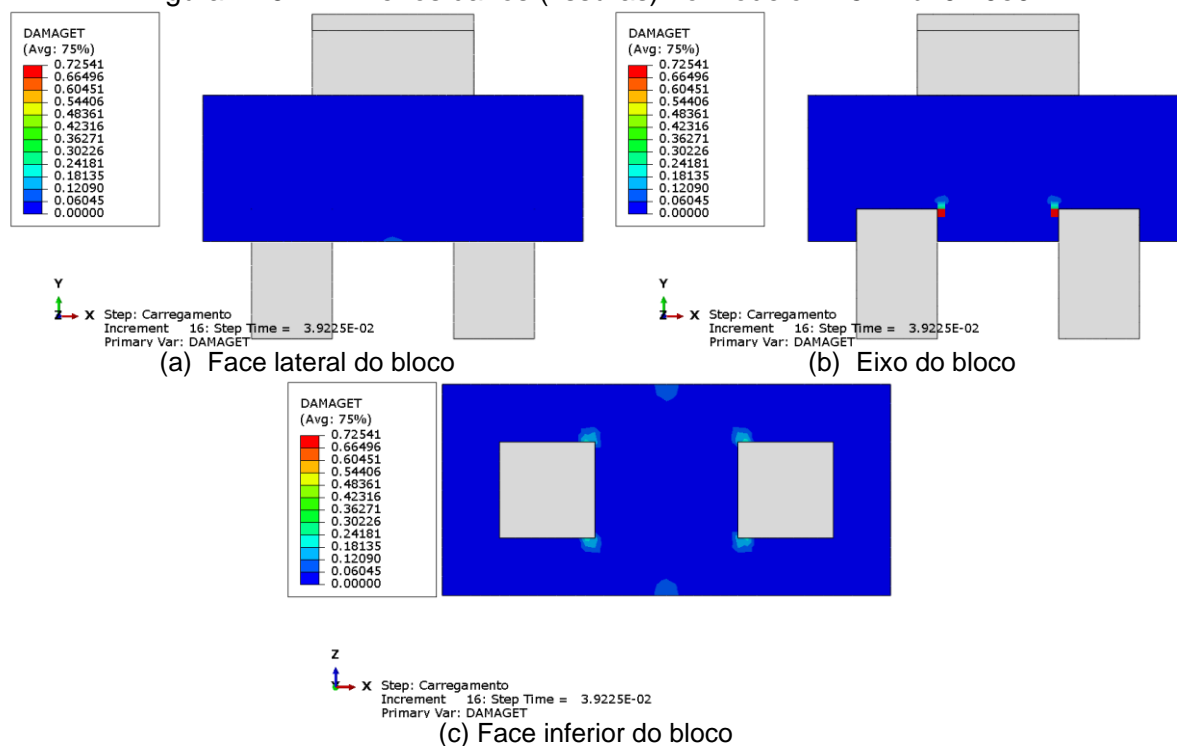


Figura H20 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.10e5E

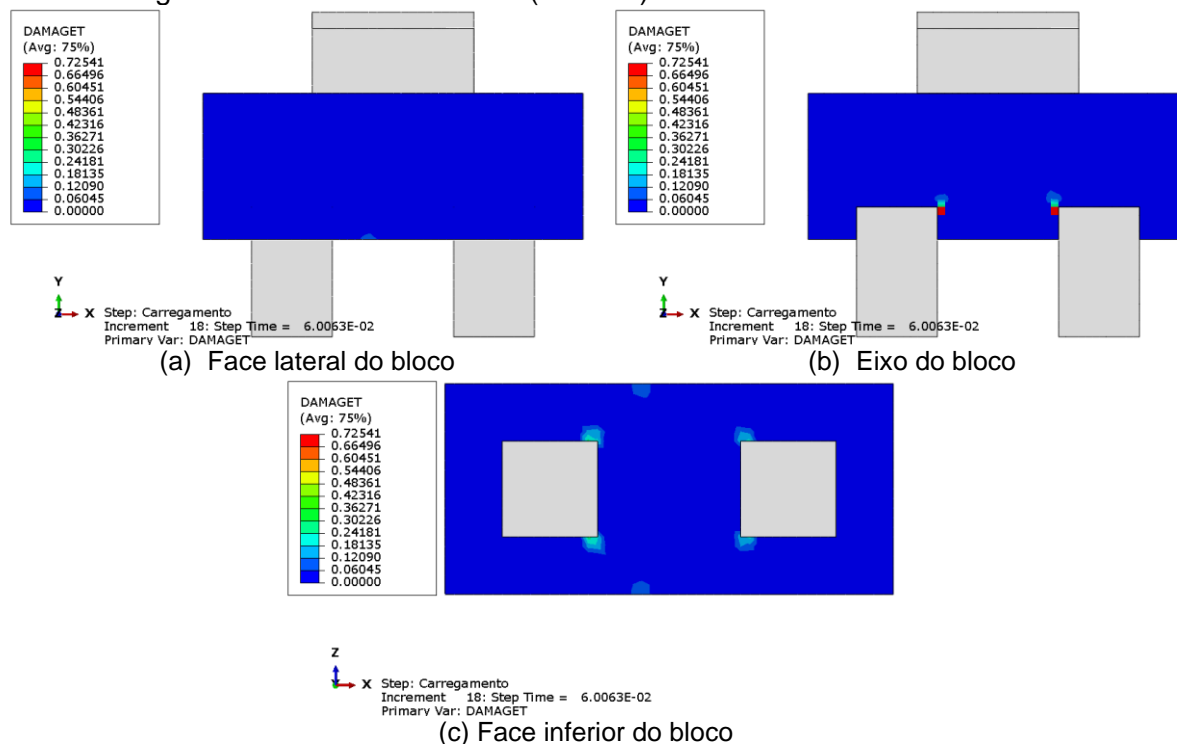


Figura H21 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.10e10E

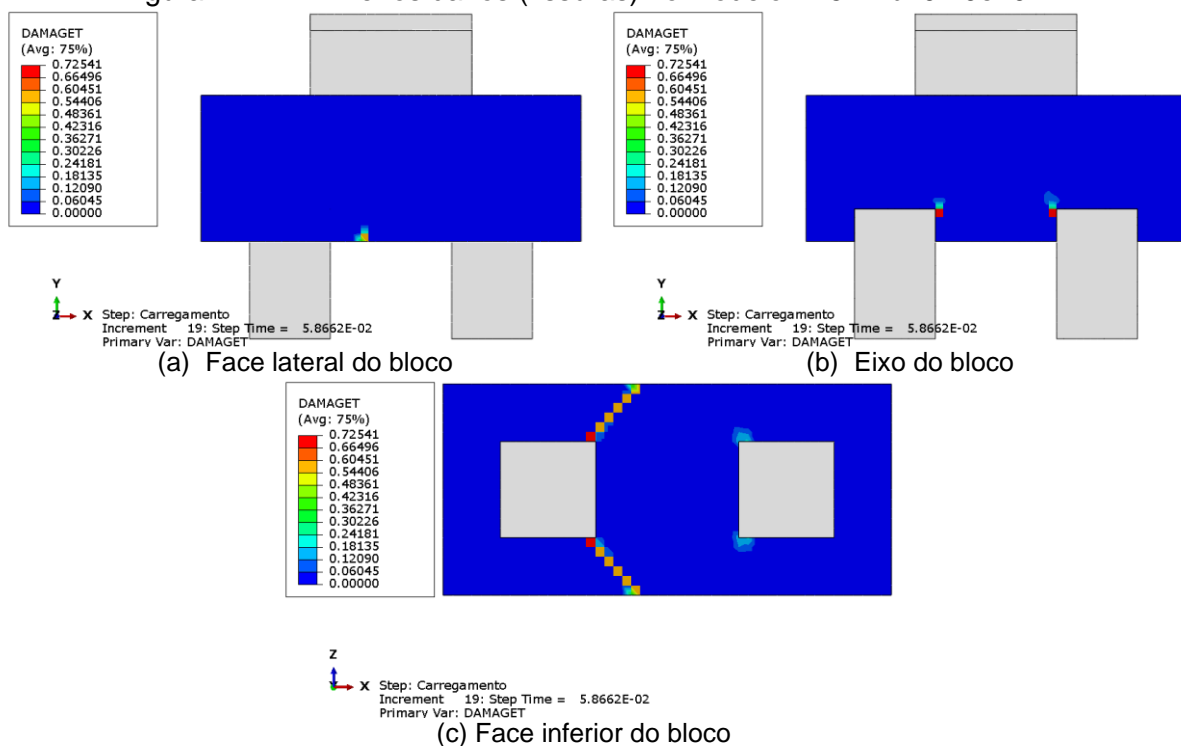


Figura H22 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb10.10e15E

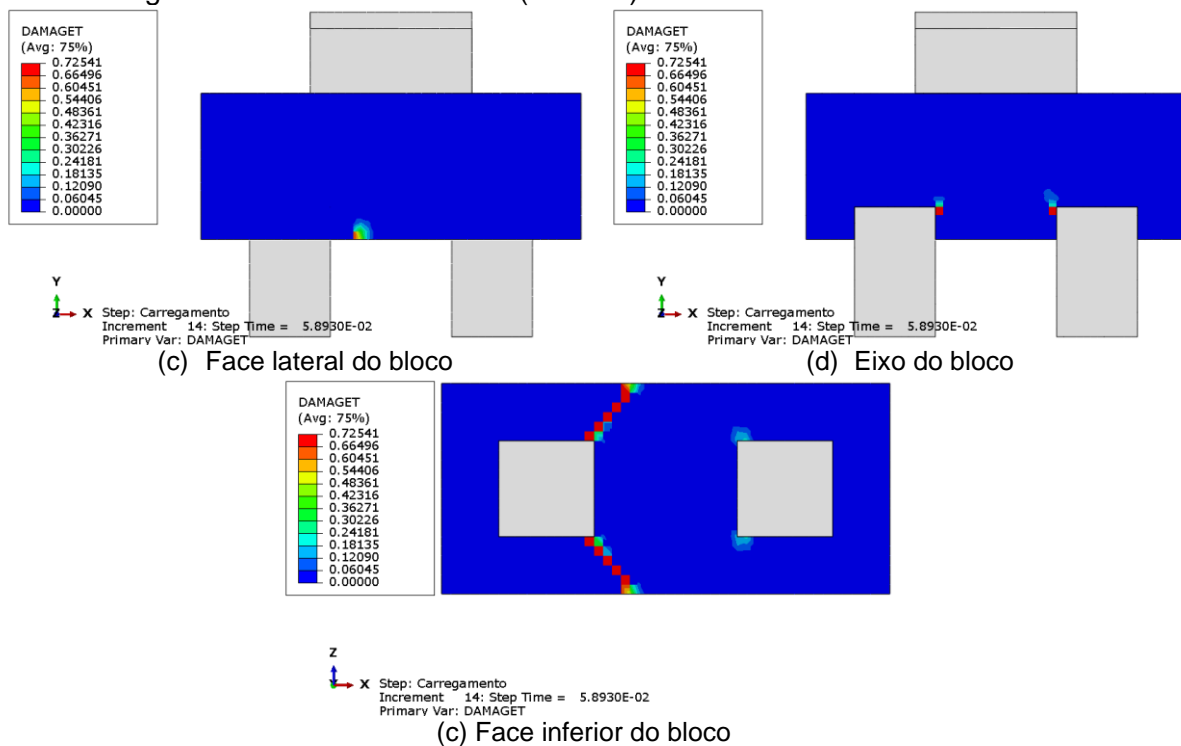


Figura H23 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e0

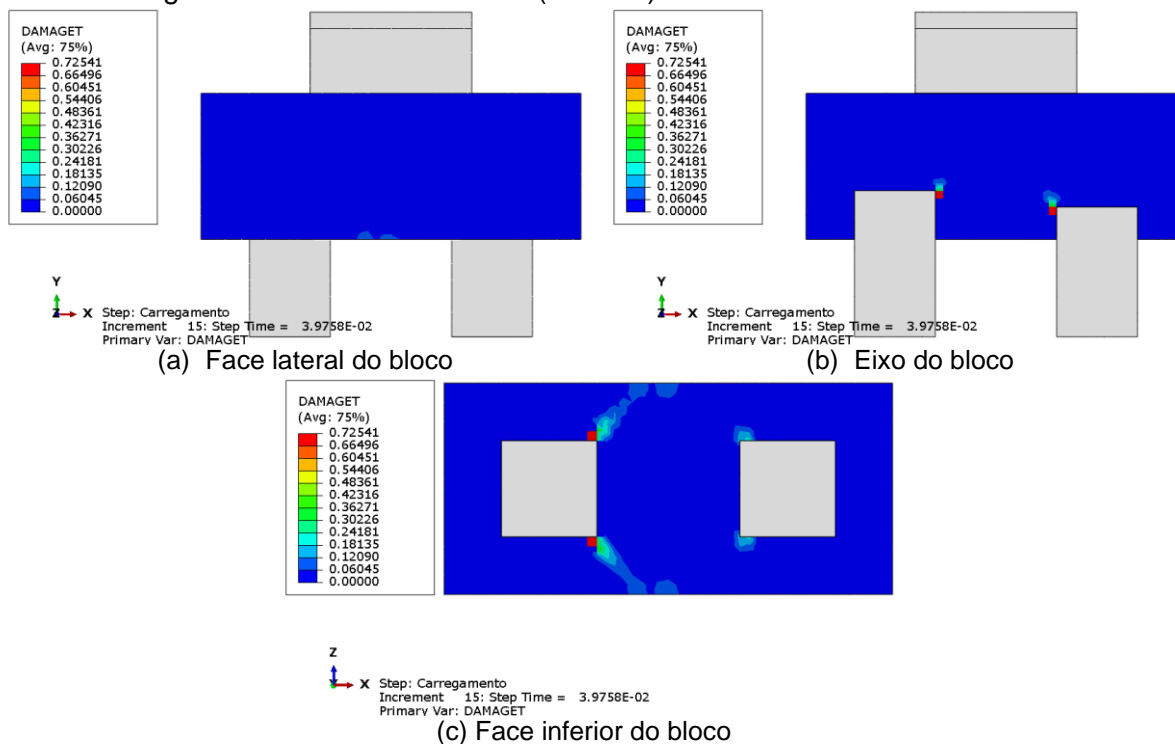


Figura H24 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e5E

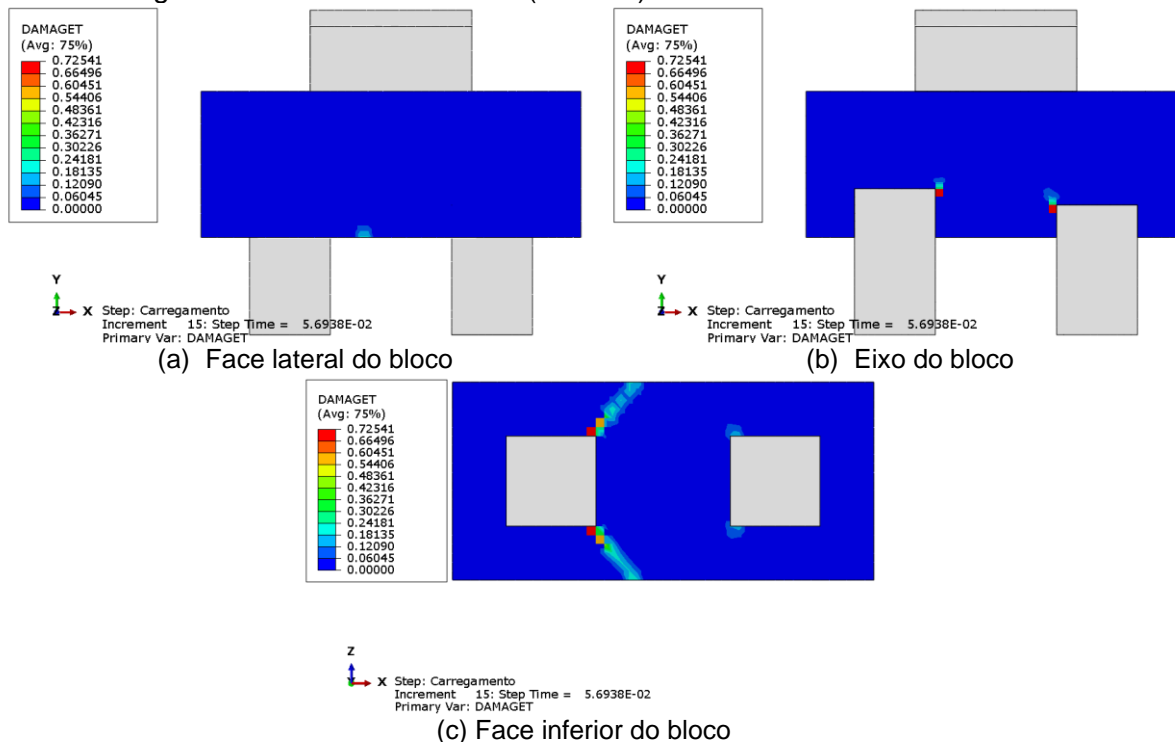


Figura H25 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e5D

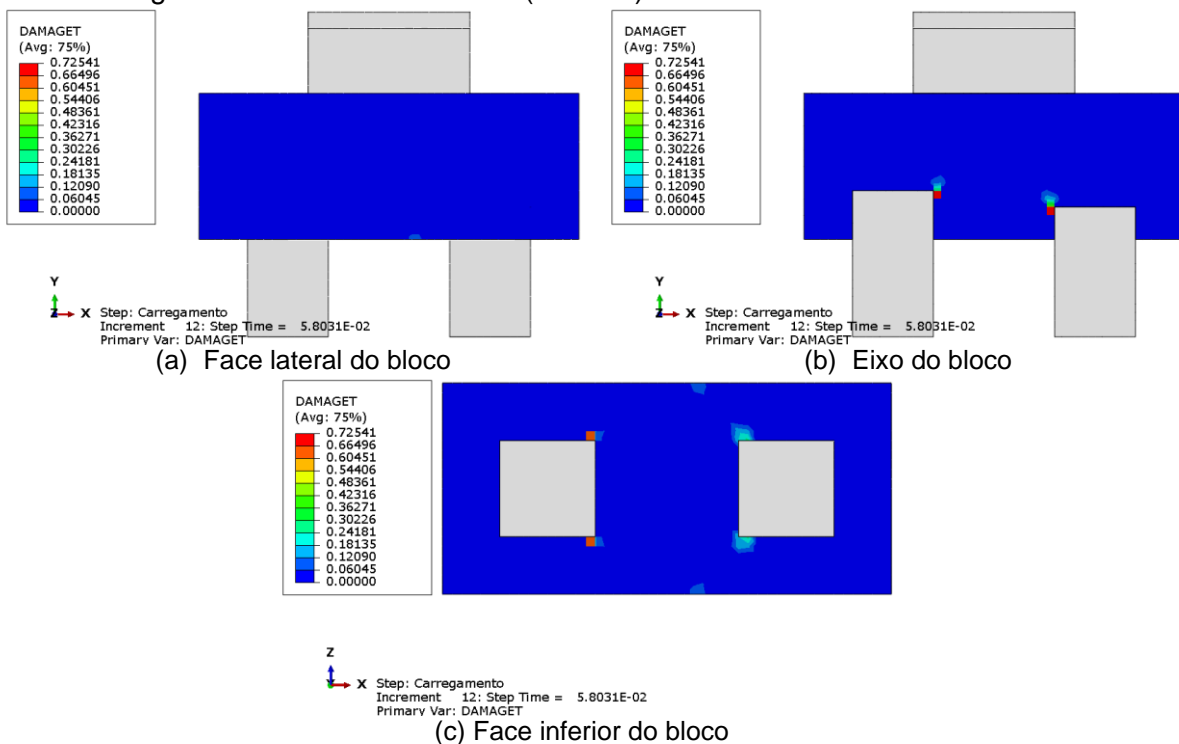


Figura H26 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e10E

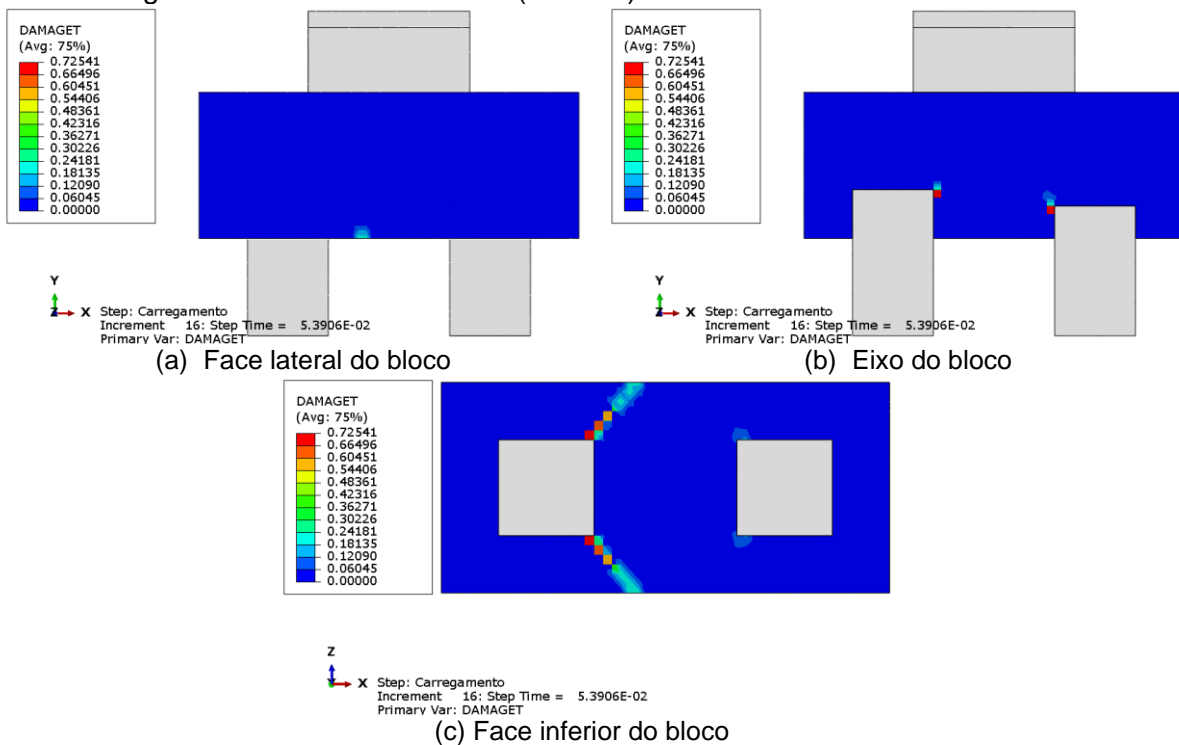


Figura H27 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e10D

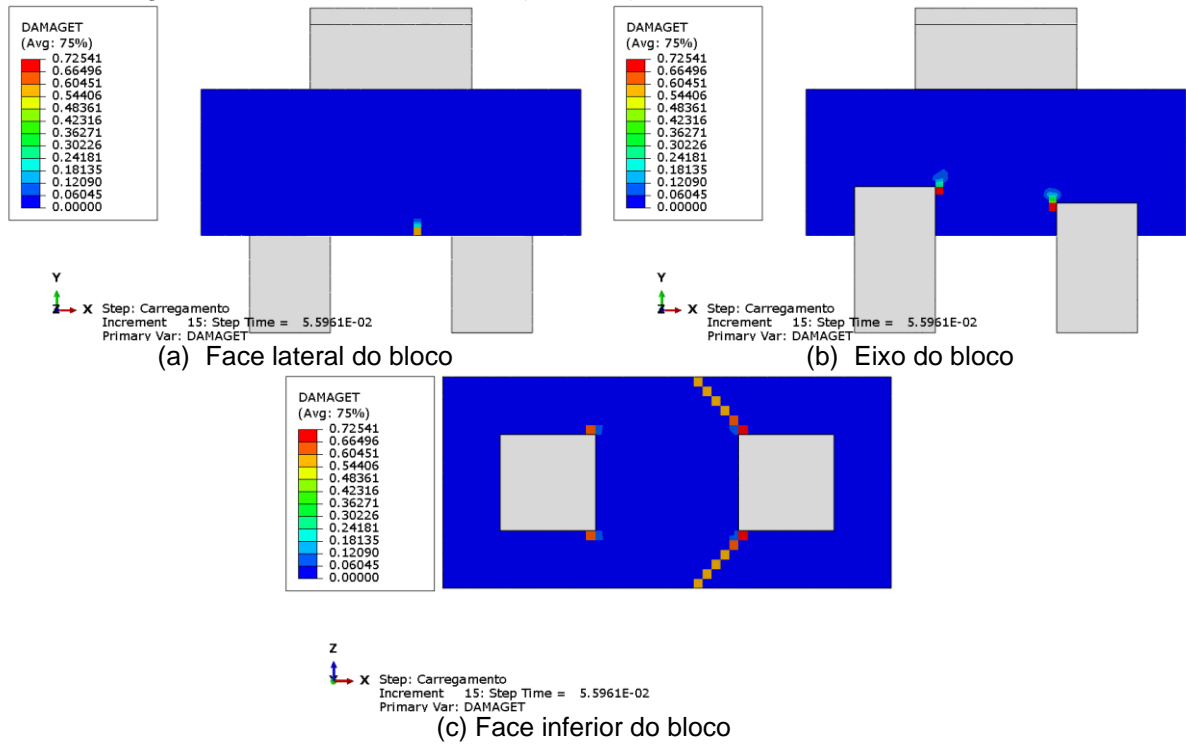


Figura H28 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e15E

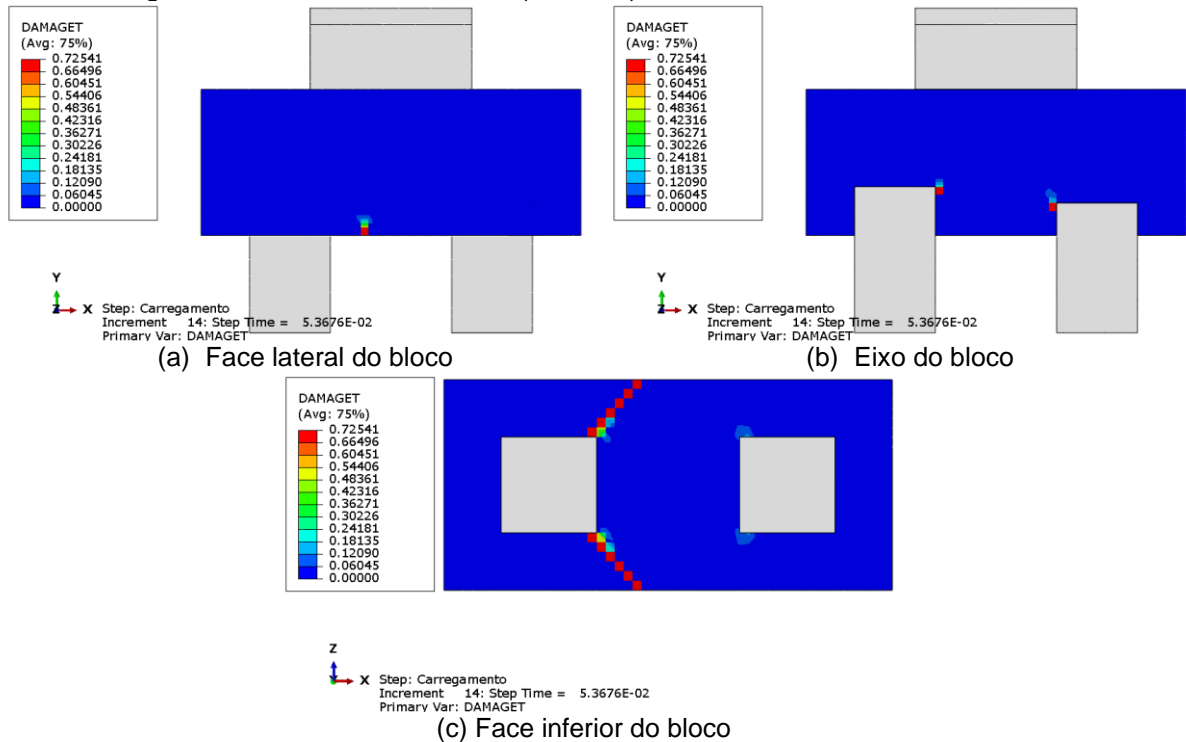


Figura H29 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.10e15D

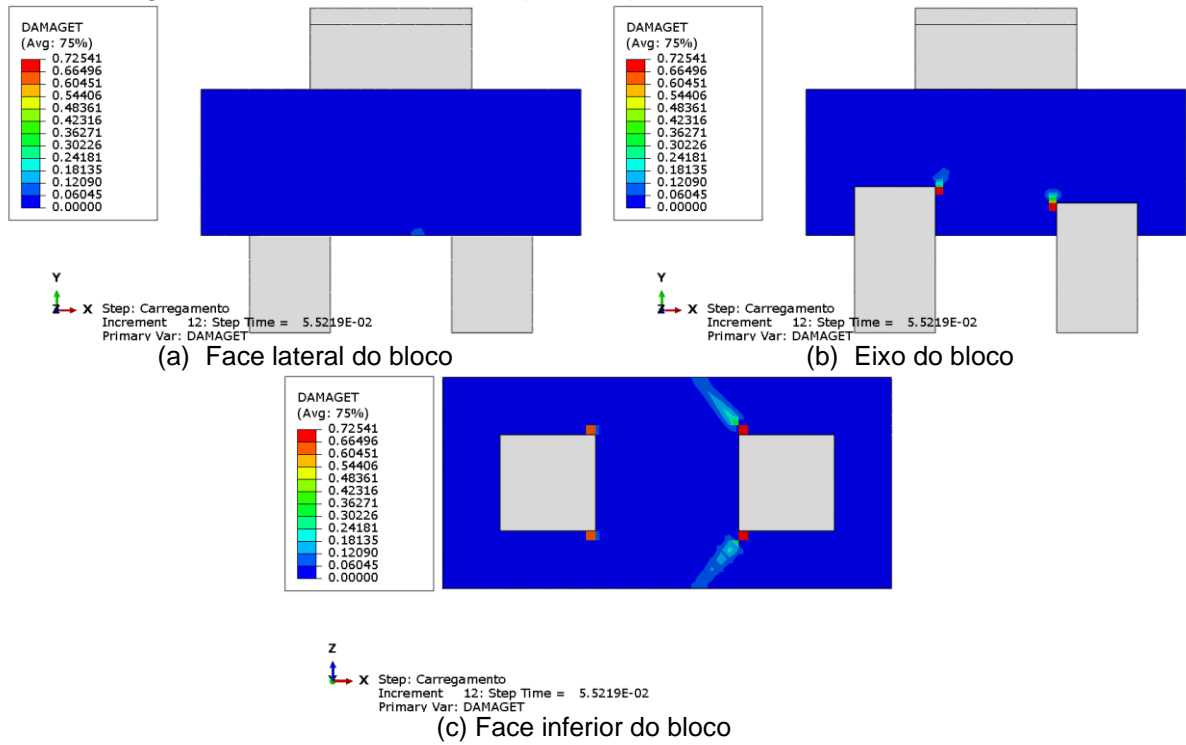


Figura H30 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.15e0

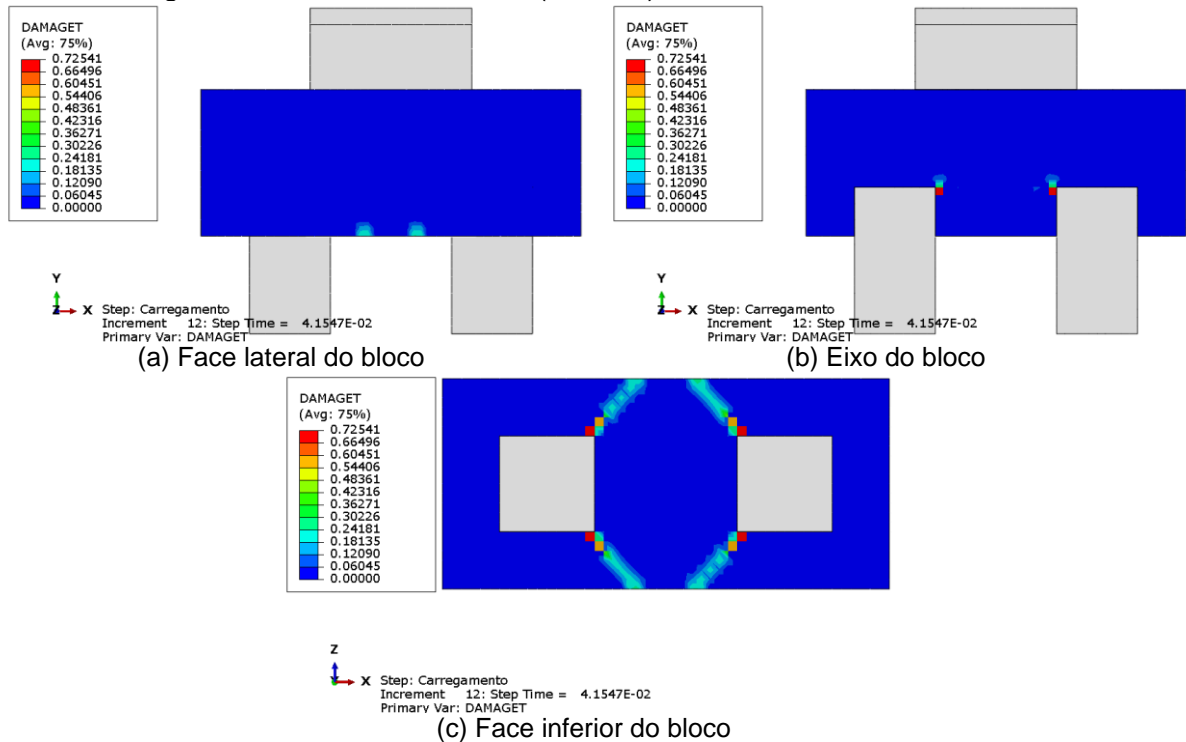


Figura H31 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.15e5E

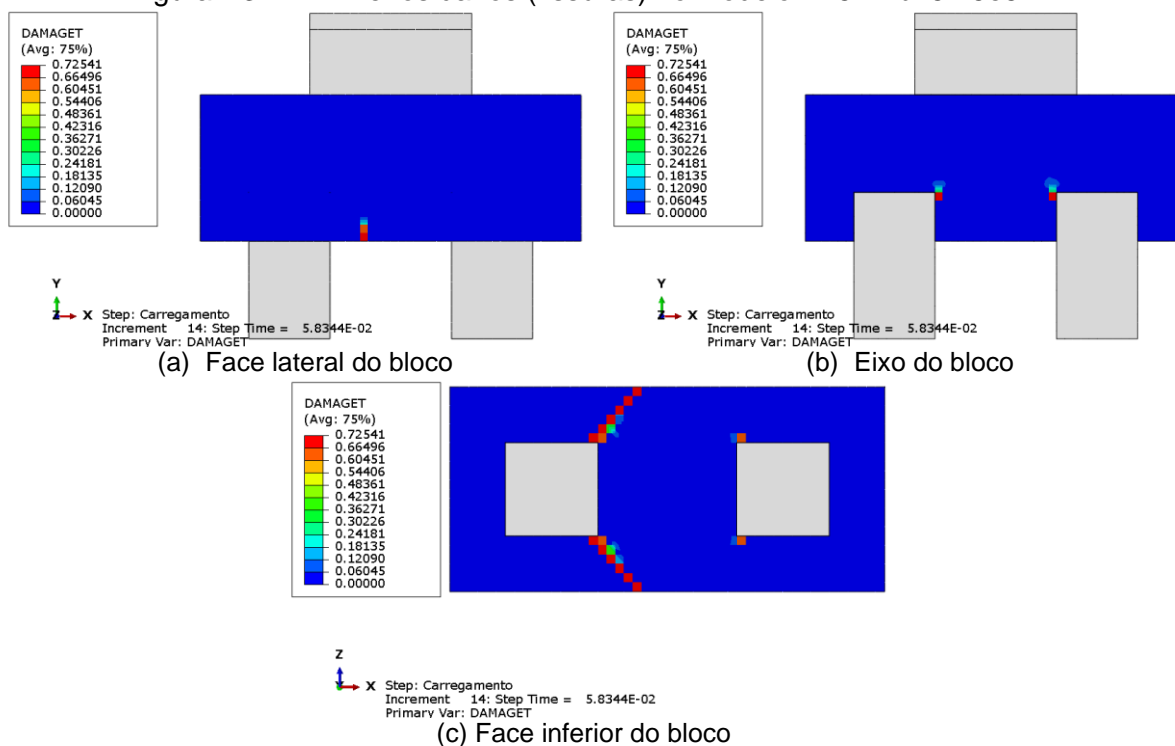


Figura H32 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.15e10E

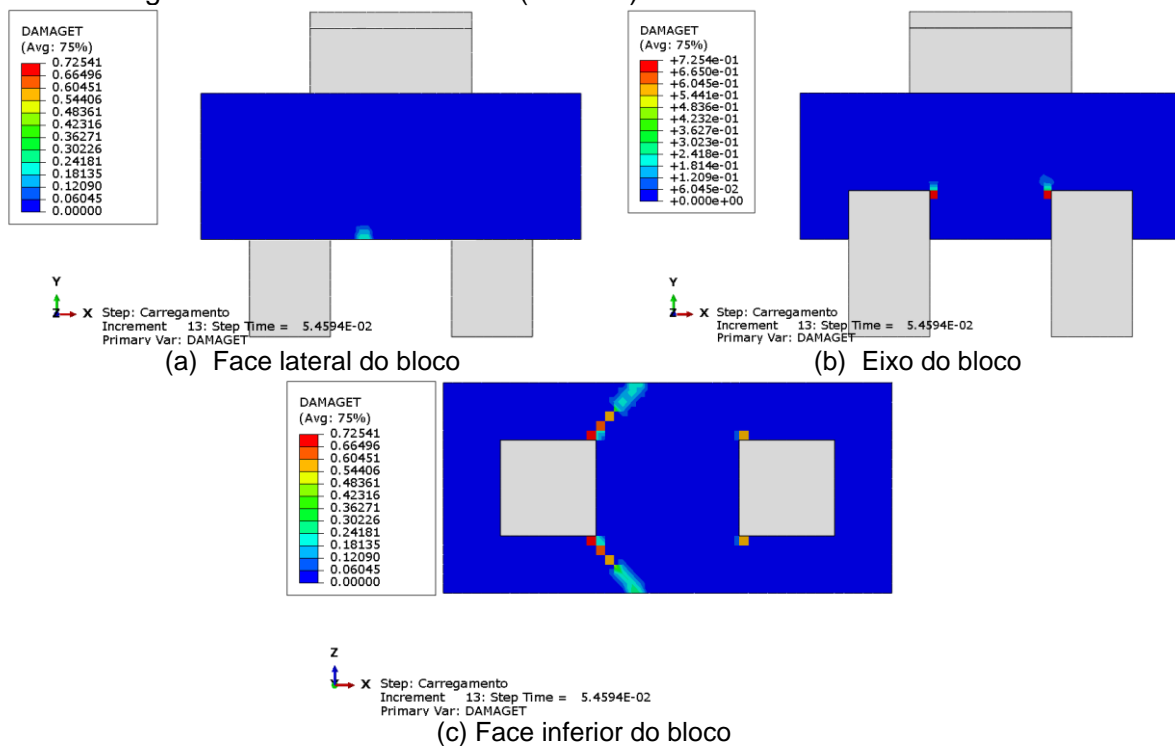
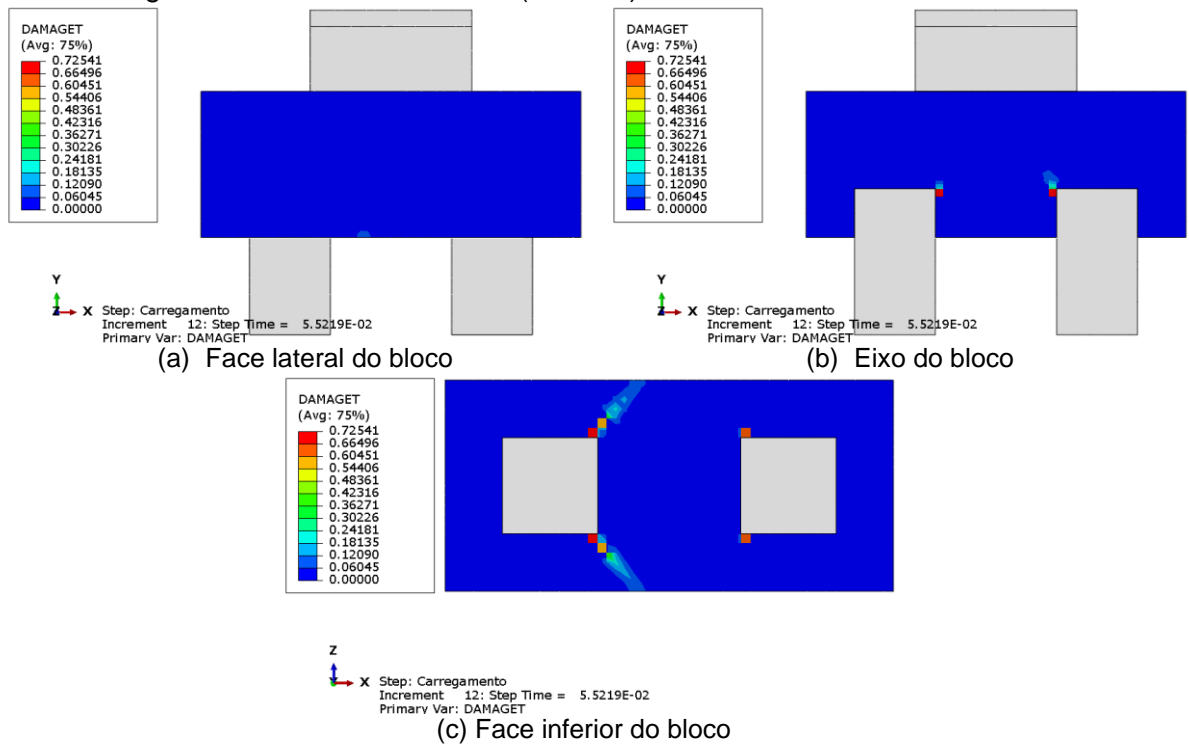


Figura H33 – Primeiros danos (fissuras) no modelo B45Emb15.15e15E



APÊNDICE I – TABELAS DE TENSÕES NAS ZONAS NODAIS DOS BLOCOS

Tabela I1 – Tensões nas zonas nodais dos modelos com embutimentos iguais

Modelos	Pontos de tensões (MPa)															
	zona nodal superior 1				zona nodal superior 2				zona nodal inferior 3				zona nodal inferior 4			
	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}
B45Emb5.5e0	9.21	17.74	23.12	13.91	9.21	17.42	21.98	13.90	9.03	18.43	26.29	9.91	9.03	18.31	25.19	10.16
B45Emb5.5e5E	11.75	21.94	25.18	17.84	8.51	16.98	25.88	11.79	8.74	17.26	18.68	6.56	7.83	16.00	26.21	13.34
B45Emb5.5e10E	11.91	21.61	26.85	17.30	6.28	13.70	20.28	14.39	8.37	16.69	17.85	5.23	6.77	14.14	22.88	15.21
B45Emb5.5e15E	11.71	20.49	26.40	15.07	4.44	9.79	14.79	15.87	7.75	15.60	16.93	5.25	5.83	11.85	19.84	15.13
B45Emb10.10e0	9.28	18.28	24.42	17.67	9.28	18.41	24.86	18.02	9.11	18.68	25.33	13.06	9.11	18.70	25.49	13.76
B45Emb10.10e5E	12.13	22.66	27.04	22.97	8.87	19.24	28.17	14.90	9.25	18.61	19.14	11.79	8.02	16.39	26.21	14.06
B45Emb10.10e10E	11.84	21.89	28.21	24.05	6.35	14.32	22.14	17.90	8.57	17.45	16.86	11.25	6.45	13.39	21.72	14.01
B45Emb10.10e15E	11.51	20.23	27.05	21.53	4.45	9.99	15.21	20.69	7.92	16.11	17.26	10.82	5.28	10.89	17.09	11.09
B45Emb15.15e0	9.90	19.27	21.28		9.89	19.30	21.09		9.57	19.28	15.52		9.58	19.28	15.62	
B45Emb15.15e5E	12.52	23.39	26.63		9.31	20.80	18.89		9.55	19.44	14.56		7.99	16.41	15.82	
B45Emb15.15e10E	12.31	22.63	29.62		6.77	15.73	22.23		9.06	18.66	13.40		12.31	13.01	14.31	
B45Emb15.15e15E	11.62	20.11	24.98		4.71	10.83	23.95		8.22	16.83	12.96		5.02	10.00	11.28	

Tabela I2 – Tensões nas zonas nodais dos modelos com embutimentos diferentes

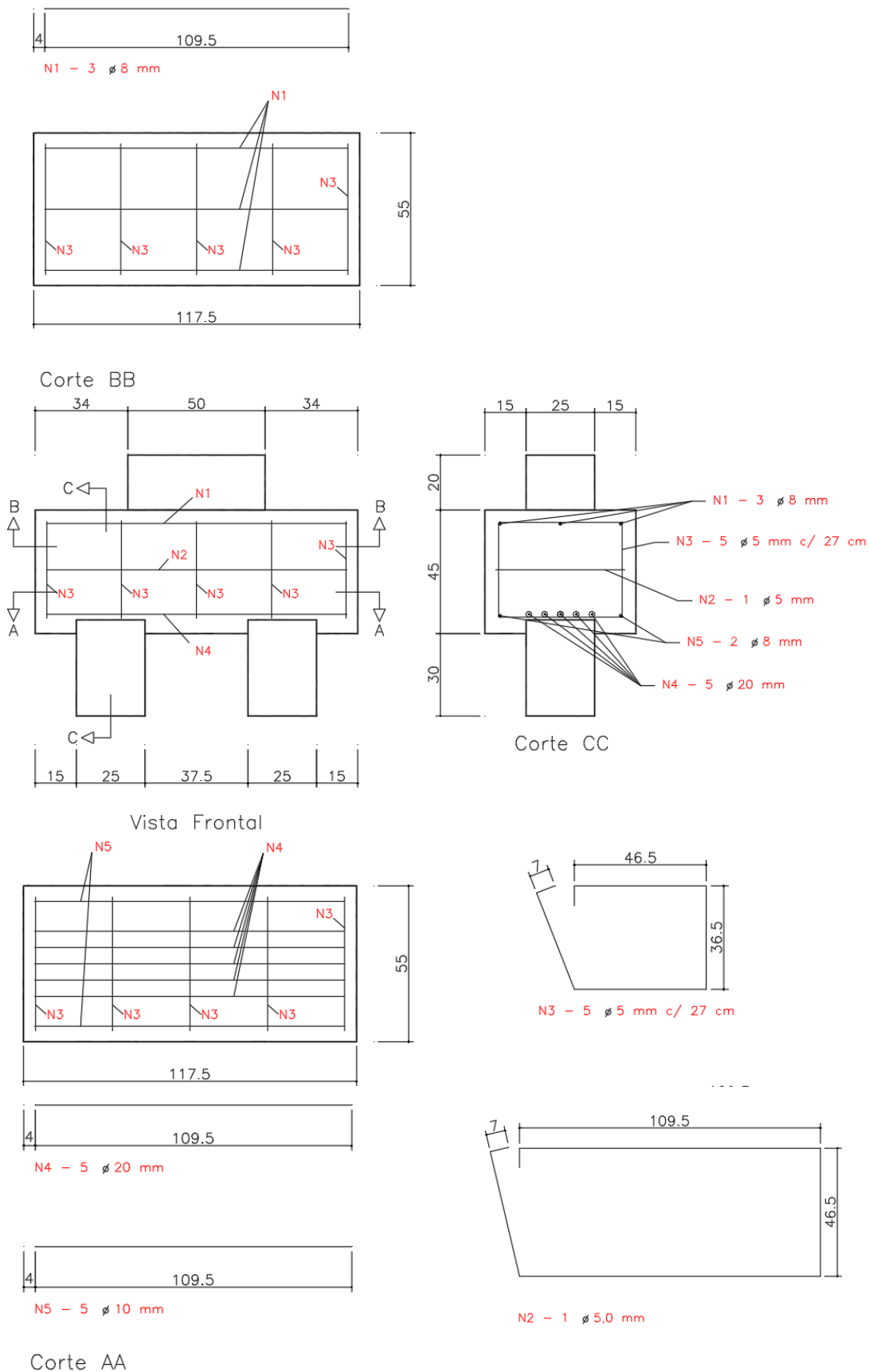
Modelos	Pontos de tensões (MPa)															
	zona nodal superior 1				zona nodal superior 2				zona nodal inferior 3				zona nodal inferior 4			
	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}
B45Emb10.5e0	8.99	17.72	24.00	17.72	9.07	18.11	26.36	15.68	8.48	17.52	23.16	11.63	8.67	17.75	25.37	6.89
B45Emb10.5e5E	11.43	22.39	29.16	22.03	8.54	17.69	26.48	14.60	8.36	17.17	16.73	10.95	7.64	15.49	25.40	10.90
B45Emb10.5e5D	8.43	18.06	27.45	17.52	11.82	22.88	31.03	20.20	7.40	15.44	24.19	13.08	8.55	17.05	18.18	6.35
B45Emb10.5e10E	11.41	21.66	27.87	21.16	6.13	13.36	20.80	15.59	7.90	16.12	13.65	9.73	6.42	13.12	23.07	13.62
B45Emb10.5e10D	6.09	13.51	21.00	17.95	11.54	21.78	28.24	20.28	6.14	12.95	21.30	14.43	8.02	16.10	13.42	6.80
B45Emb10.5e15E	11.24	20.18	27.61	18.91	4.32	9.52	13.90	15.65	7.42	15.11	13.86	9.22	5.54	11.34	19.22	12.46
B45Emb10.5e15D	4.25	9.36	14.26	18.40	10.92	19.34	25.31	17.07	5.08	10.75	16.93	12.60	7.32	14.68	12.16	8.01
B45Emb15.5e0	9.33	18.60	25.90	19.61	9.66	18.72	26.11	13.76	8.93	18.22	23.16	15.37	9.67	19.54	28.75	14.31
B45Emb15.5e5E	11.79	23.43	30.63	26.75	9.13	19.39	27.55	15.03	8.79	18.59	18.06	13.47	8.31	17.34	28.28	17.28
B45Emb15.5e5D	8.51	19.03	26.95	19.92	11.99	22.80	30.16	23.49	7.36	15.04	22.94	15.99	9.29	18.76	23.03	12.38
B45Emb15.5e10E	11.87	22.43	30.71	27.99	6.57	14.46	22.66	18.28	8.40	17.40	15.45	12.32	6.89	13.95	25.32	18.17
B45Emb15.5e10D	6.89	14.33	21.74	22.80	12.59	21.66	28.40	21.72	6.56	12.48	18.82	15.36	9.52	17.85	20.10	12.76
B45Emb15.5e15E	11.84	21.03	29.23	23.67	4.72	10.43	16.24	18.53	8.01	16.35	13.23	11.46	5.96	11.90	22.25	14.67
B45Emb15.5e15D	4.51	10.62	17.48	22.97	11.06	19.16	24.95	15.26	4.87	9.77	14.72	12.50	8.00	16.50	18.82	11.01
B45Emb15.10e0	9.28	18.49	20.22		9.42	18.64	16.42		9.06	18.57	15.95		9.26	18.68	9.86	
B45Emb15.10e5E	12.06	22.95	29.55	26.73	9.19	19.65	28.97	16.72	9.28	18.66	17.91	14.79	8.14	16.18	25.68	12.09
B45Emb15.10e5D	8.73	19.30	28.16	19.88	11.96	22.86	30.06	24.90	7.66	15.48	24.06	16.57	9.18	18.17	18.30	8.53
B45Emb15.10e10E	12.01	22.01	28.04		6.64	14.61	19.57		8.81	17.79	13.39		6.61	13.38	13.75	
B45Emb15.10e10D	6.37	14.65	21.74		11.64	21.74	22.26		6.18	12.90	15.66		8.66	17.40	8.70	
B45Emb15.10e15E	11.38	20.20	28.29	24.93	4.53	10.14	15.60	20.72	7.94	16.34	15.53	12.69	5.24	10.91	17.17	12.60
B45Emb15.10e15D	4.46	10.39	17.11	22.80	11.05	19.40	25.93	19.49	4.89	9.79	15.18	12.73	7.82	15.79	14.42	8.89

Tabela I2 – Tensões no meio da barra central do tirante

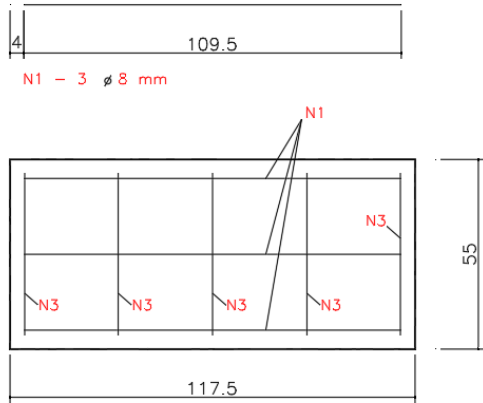
Pontos de tensões (MPa)									
Modelos	5 (armadura)				Modelos	5 (armadura)			
	33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}		33%F _u	66%F _u	F _u	F _{final}
B45Emb5.5e0	33.73	104.61	208.00	207.02	B45Emb15.5e0	17.11	46.96	251.38	741.74
B45Emb5.5e5E	31.76	103.02	212.02	214.42	B45Emb15.5e5E	17.16	60.62	304.45	739.03
B45Emb5.5e10E	26.61	94.65	190.86	195.92	B45Emb15.5e5D	14.36	33.94	99.43	678.41
B45Emb5.5e15E	20.89	86.07	180.64	196.82	B45Emb15.5e10E	16.29	60.32	351.48	745.20
B45Emb10.10e0	11.25	23.98	159.55	701.72	B45Emb15.5e10D	14.92	37.13	213.36	719.85
B45Emb10.10e5E	10.98	37.73	193.96	672.31	B45Emb15.5e15E	15.48	62.21	375.98	739.93
B45Emb10.10e10E	11.29	29.25	231.40	695.42	B45Emb15.5e15D	12.96	40.08	275.05	707.11
B45Emb10.10e15E	10.66	27.04	177.45	696.47	B45Emb15.10e0	15.30	42.15	719.35	
B45Emb15.15e0	14.93	41.98	723.12		B45Emb15.10e5E	15.56	44.30	200.48	711.08
B45Emb15.15e5E	14.16	33.19	665.23		B45Emb15.10e5D	14.03	35.90	170.47	677.11
B45Emb15.15e10E	13.94	35.78	699.28		B45Emb15.10e10E	15.11	42.54	695.95	
B45Emb15.15e15E	13.38	37.45	698.25		B45Emb15.10e10D	13.77	34.29	707.90	
B45Emb10.5e0	14.35	44.20	162.76	750.70	B45Emb15.10e15E	13.75	38.13	255.33	711.08
B45Emb10.5e5E	12.01	38.19	303.66	729.01	B45Emb15.10e15D	13.12	37.02	228.79	710.87
B45Emb10.5e5D	13.65	44.56	191.91	709.47					
B45Emb10.5e10E	11.91	49.03	427.53	741.37					
B45Emb10.5e10D	11.86	38.90	267.69	706.25					
B45Emb10.5e15E	11.31	48.55	320.25	724.65					
B45Emb10.5e15D	10.62	35.86	317.96	723.48					

APÊNDICE J – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS DOS MODELOS ANALISADOS NUMERICAMENTE

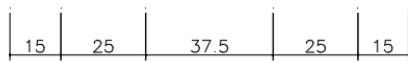
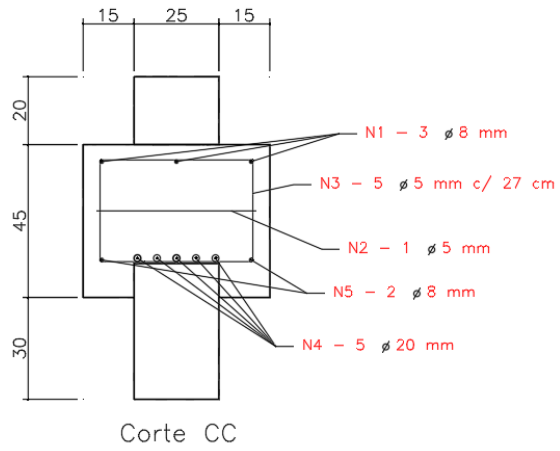
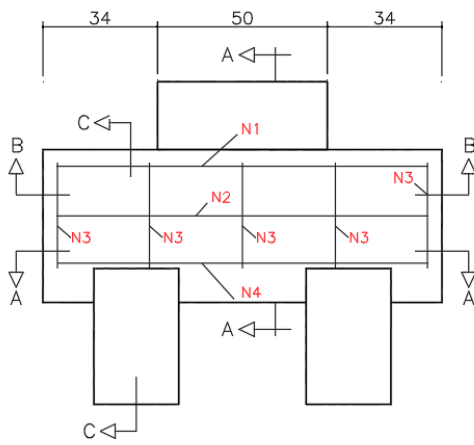
J1 – Blocos B45Emb5.5



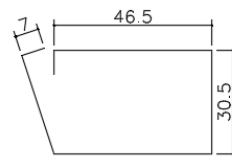
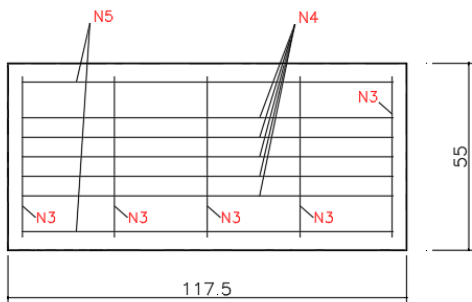
J2 – Blocos B45Emb10.10



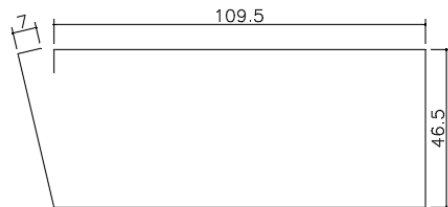
Corte BB



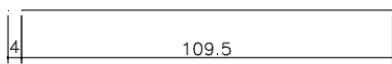
Vista Frontal



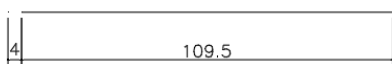
N3 - 5 ø 5 mm c/ 27 cm



N2 - 1 ø 5,0 mm



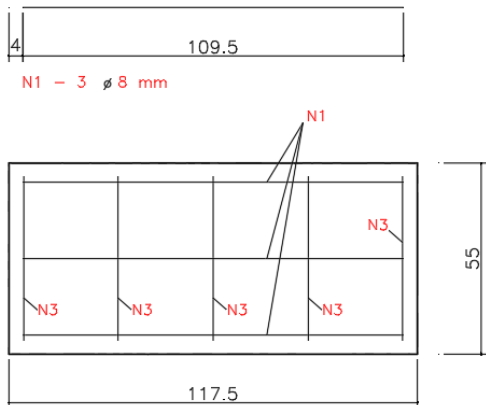
N4 - 5 ø 20 mm



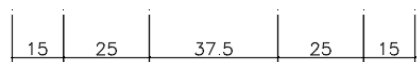
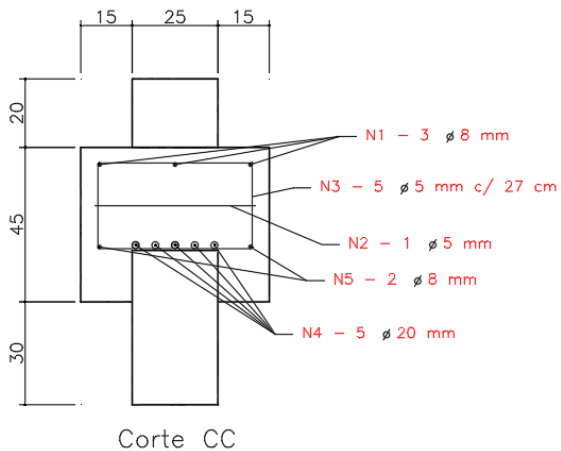
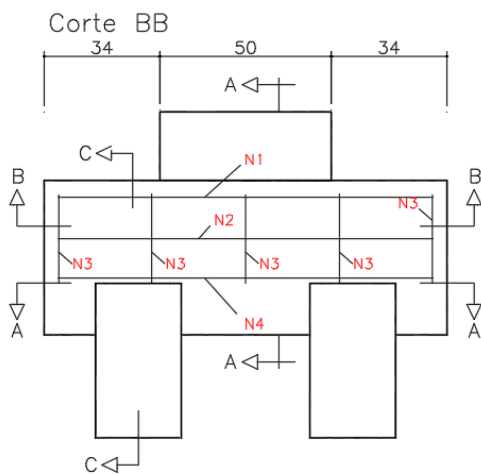
N5 - 5 ø 10 mm

Corte AA

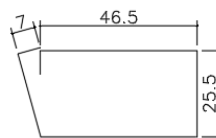
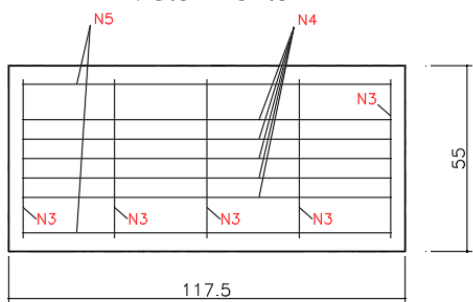
J3 – Blocos B45Emb15.15



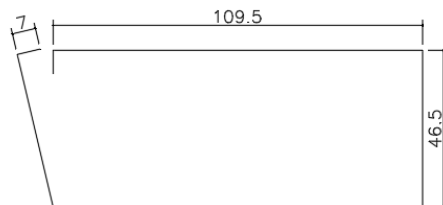
N1 - 3 ϕ 8 mm



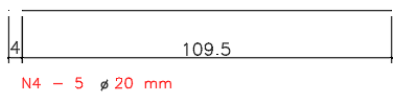
Vista Frontal



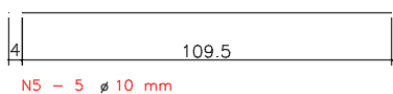
N3 - 5 ϕ 5 mm c/ 27 cm



N2 - 1 ϕ 5,0 mm



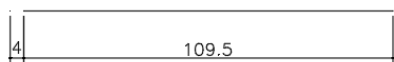
N4 - 5 ϕ 20 mm



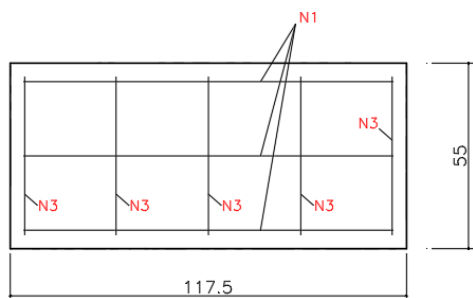
N5 - 5 ϕ 10 mm

Corte AA

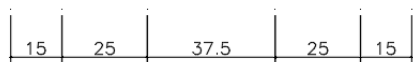
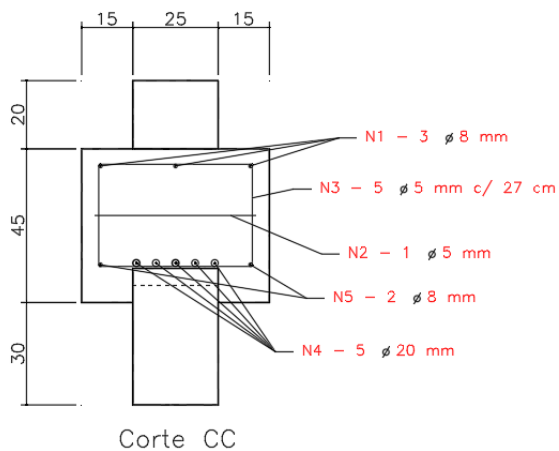
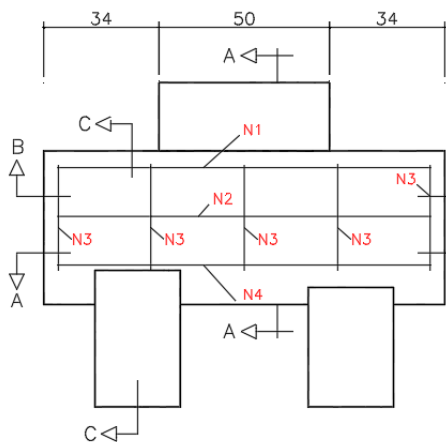
J4 – Blocos B45Emb10.5



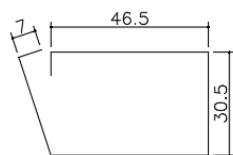
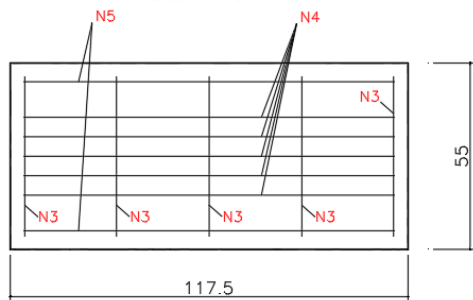
N1 - 3 ϕ 8 mm



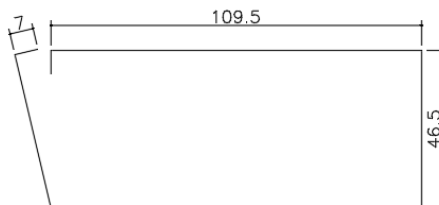
Corte BB



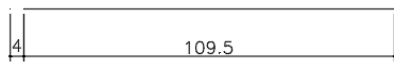
Vista Frontal



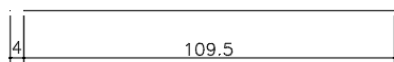
N3 - 5 ϕ 5 mm c/ 27 cm



N2 - 1 ϕ 5,0 mm



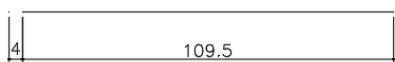
N4 - 5 ϕ 20 mm



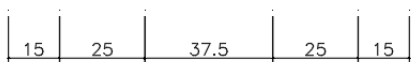
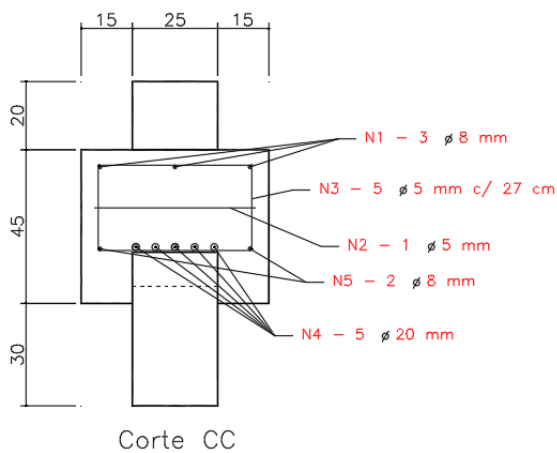
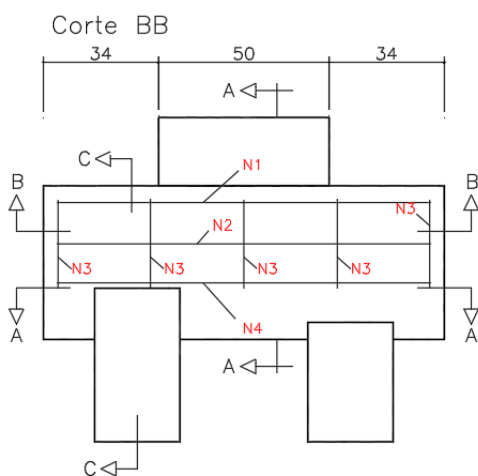
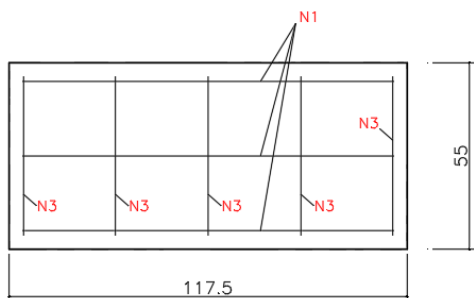
N5 - 5 ϕ 10 mm

Corte AA

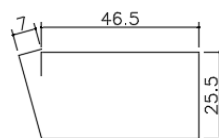
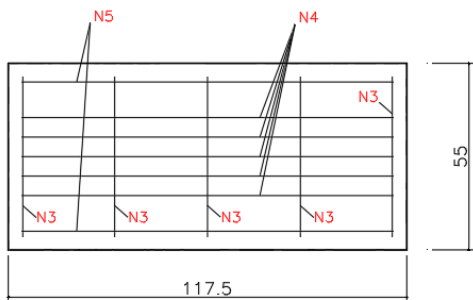
J5 – Blocos B45Emb15.5



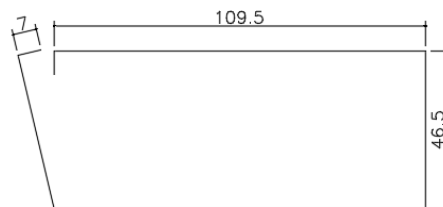
N1 - 3 ϕ 8 mm



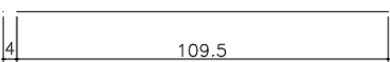
Vista Frontal



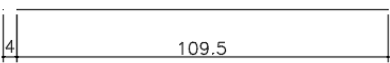
N3 - 5 ϕ 5 mm c/ 27 cm



N2 - 1 ϕ 5.0 mm



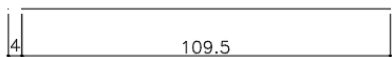
N4 - 5 ϕ 20 mm



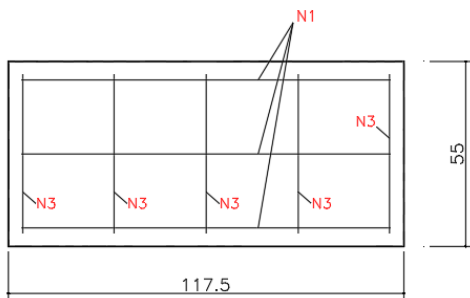
N5 - 5 ϕ 10 mm

Corte AA

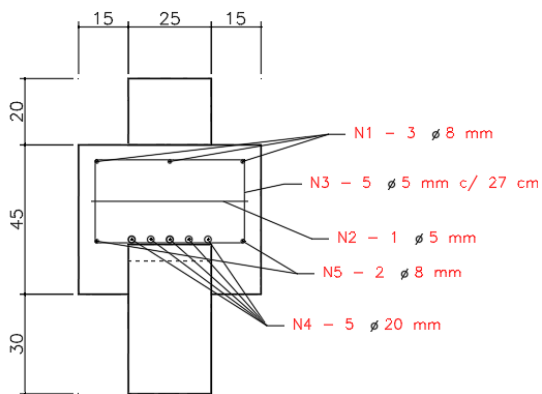
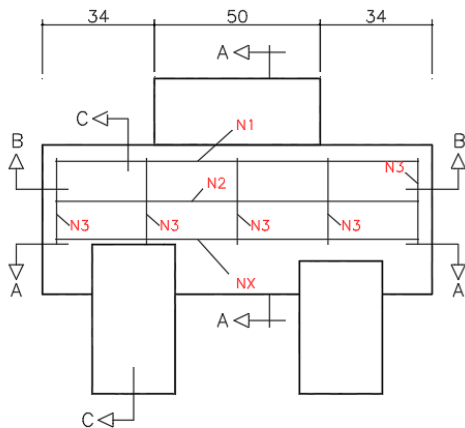
J6 – Blocos B45Emb15.10



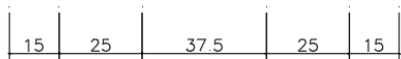
N1 - 3 \varnothing 8 mm



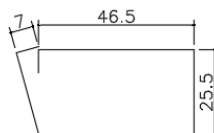
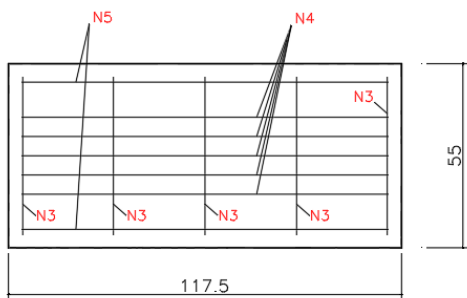
Corte BB



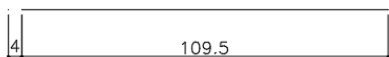
Corte CC



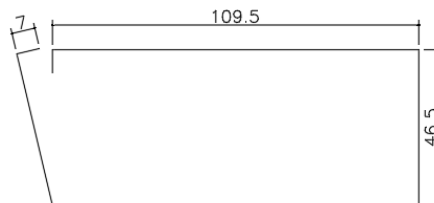
Vista Frontal



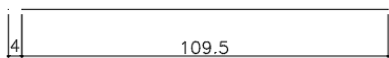
N3 - 5 \varnothing 5 mm c/ 27 cm



N4 - 5 \varnothing 20 mm



N2 - 1 \varnothing 5.0 mm



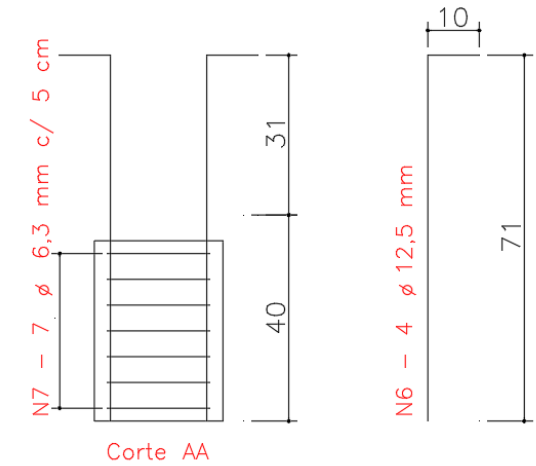
N5 - 5 \varnothing 10 mm

Corte AA

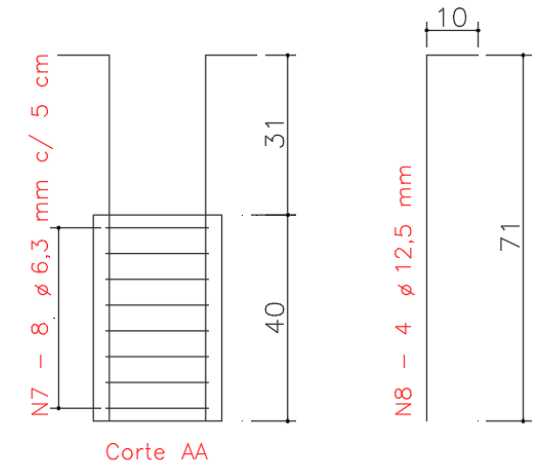
J7 - Estacas



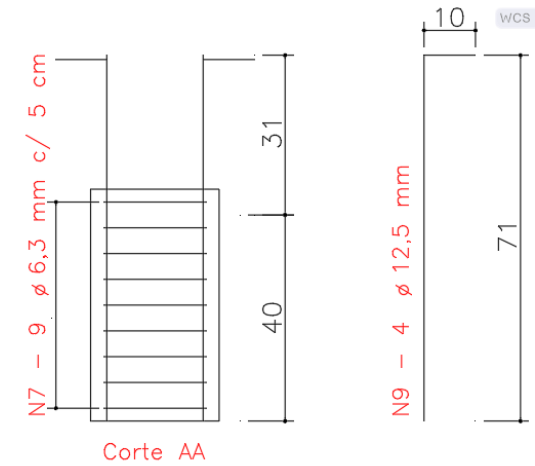
Seção transversal para todas as estacas



Embutimento de 5 cm

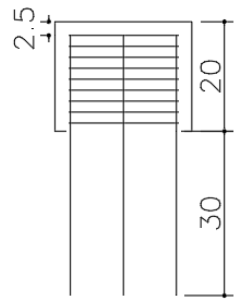
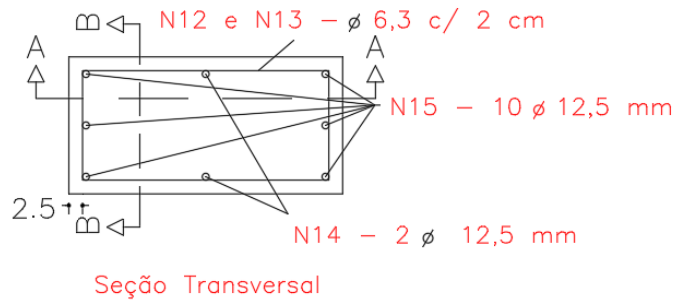


Embutimento de 10 cm

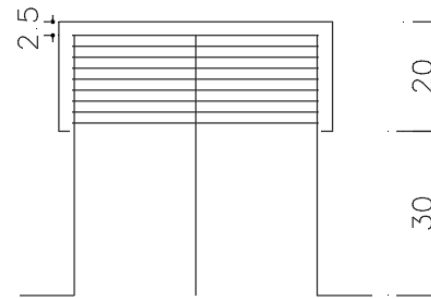


Embutimento de 15 cm

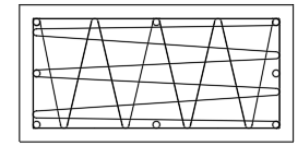
J8 – Pilares para os modelos B45Emb5.5; B45Emb10.10 e B45Emb10.5



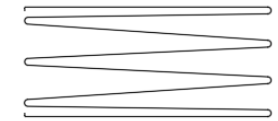
Corte BB



Corte AA



N12 - 9 ø 6,3 mm c/ 2 cm

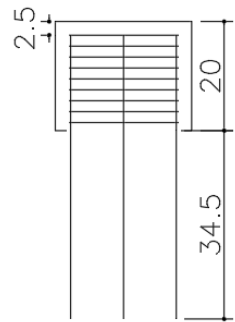
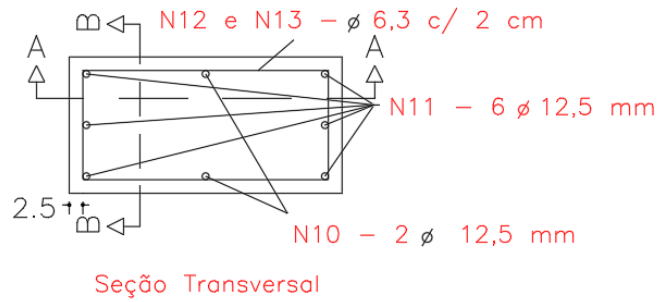


N13 - 9 ø 6,3 mm c/ 2 cm

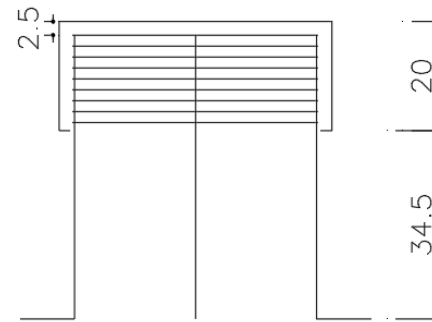
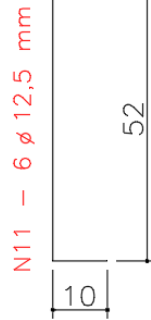
Pilar 25 cm x 50 cm



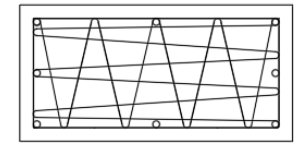
J9 – Pilares para os modelos B45Emb15.15; B45Emb15.10 e B45Emb15.5



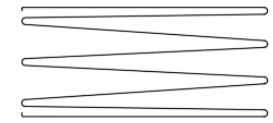
Corte BB



Corte AA



N12 - 9 ϕ 6,3 mm c/ 2 cm



N13 - 9 ϕ 6,3 mm c/ 2 cm

Pilar 25 cm x 50 cm

ANEXO A – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

Neste anexo são apresentados os critérios de dimensionamento e detalhamento utilizados para blocos sobre duas estacas com base nas recomendações de Blévoit e Frémy (1967) e da ABNT NBR 6118 (2023).

AA1 – Dimensionamento de Blocos

Inicialmente, com base na resistência característica à compressão estabelecida para o concreto do bloco, verifica-se qual a força máxima que as regiões nodais superior (junto ao pilar) e inferior (junto à estaca) suportam. Com base nesta análise, para os valores de força última, adota-se o menor valor entre os dois obtidos. A partir de então, é possível determinar a quantidade de barras de aço necessárias para cada elemento, bem como realizar os detalhamentos adequados.

Ao seguir as recomendações de Carvalho e Pinheiro (2013) para blocos pré-moldados, a determinação da distância entre os eixos das estacas (L_{est}) é realizada utilizando a expressão 1.

$$L_{est} = 2,5 \cdot \phi_e \quad (1)$$

Sendo

ϕ_e – diâmetro ou comprimento da aresta da estaca.

Para determinar a distância do eixo da estaca até a face do bloco (c), é utilizada a expressão 2.

$$c = 15 + \frac{\phi_{est}}{2} \quad (2)$$

Dessa maneira, o comprimento total dos blocos na direção longitudinal (B_{LX}) é calculado da seguinte forma:

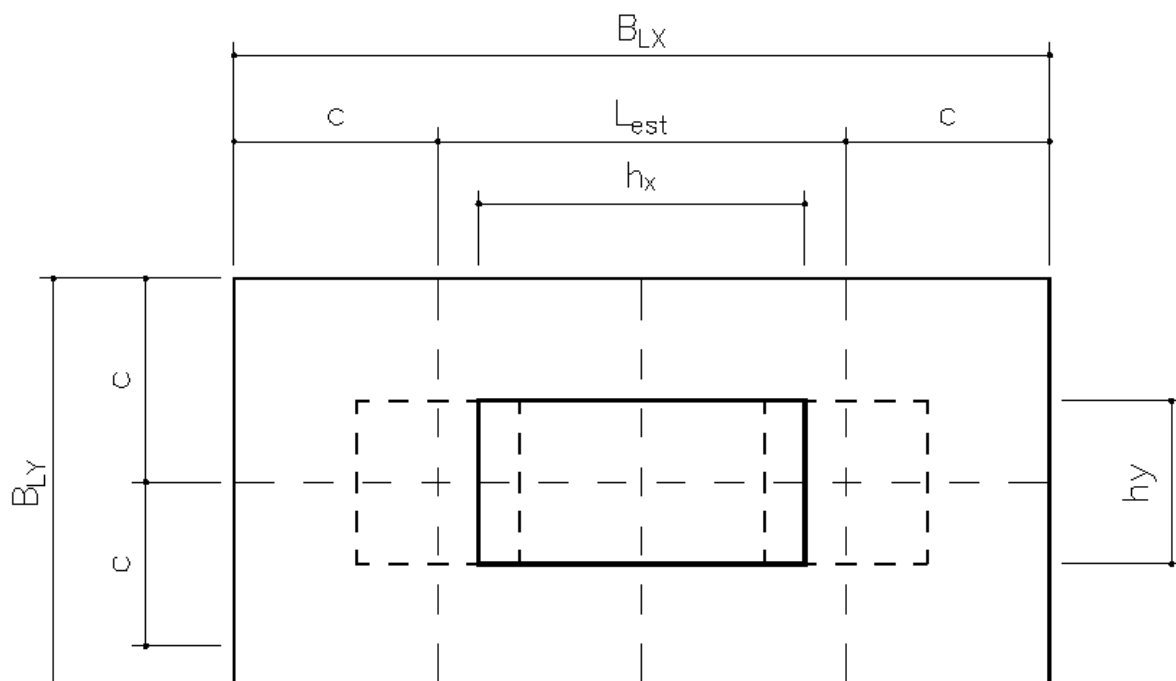
$$B_{LX} = L_{est} + 2 \cdot c \quad (3)$$

A largura dos blocos (B_{Ly}) é representada pela seguinte expressão:

$$B_{Ly} = \phi e + 2 \cdot 15cm \quad (4)$$

A Figura AA1 detalha as dimensões dos blocos sobre duas estacas.

Figura AA1 - Dimensões dos blocos sobre duas estacas



Fonte: Autor (2024)

Existe uma divergência na literatura em relação à altura mínima dos blocos rígidos sobre duas estacas. Diante disso, recomenda-se adotar o valor máximo entre as expressões mencionadas a seguir.

$$h \geq \begin{cases} h \geq \frac{(a - a_p)}{3} & \text{(ABNT NBR 6118: 2023)} \\ h = 0,70 \cdot \left(L_{est} - \frac{a_p}{2} \right) & \text{(Blévoit e Frémy: 1967)} \\ 30cm & \text{(CSA A23.3.04)} \end{cases}$$

Sendo:

h , a altura do bloco;

a , a dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p , a dimensão do pilar na mesma direção;

L_{est} distância entre os eixos das estacas.

A1.1 – Verificações das tensões nodais

As tensões nas regiões nodais superior e inferior podem ser verificadas pelas expressões a seguir, conforme indicações de Blévtot e Frémy (1967).

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_{teo}}{A_p \cdot (\cos\theta)^2} \leq 1,4 \cdot f_{ck} \quad (5)$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{R_{est,+}}{A_e \cdot (\cos\theta)^2} \leq f_{ck} \quad (6)$$

Sendo:

A_p : área da seção transversal do pilar;

A_e : área da estaca;

$\sigma_{zn,s}$: tensão na zona nodal superior;

$\sigma_{zn,i}$: tensão na zona nodal inferior.

A partir deste ponto, com base na capacidade de carga dos blocos, determina-se a intensidade de força que será utilizada para o dimensionamento das armaduras do tirante, dos pilares e das estacas. Essa força é obtida ao ajustar a tensão na biela de compressão para que ela alcançasse o valor máximo da resistência à compressão do concreto do bloco.

Nos blocos em que a força de compressão é aplicada com excentricidade, as estacas apresentaram diferentes valores de reações. Portanto, para determinar essas solicitações específicas, podem ser utilizadas as seguintes expressões.

$$R_{est,+} = \frac{F_{teo}}{2} + \frac{F_{teo} \cdot e_{adot}}{L_{est}} \quad (7)$$

$$R_{est,-} = \frac{F_{teo}}{2} - \frac{F_{teo} \cdot e_{adot}}{L_{est}} \quad (8)$$

Sendo,

F_{teo} : força de compressão teórica aplicada no pilar;

$R_{est,+}$: reação da estaca mais solicitada;

$R_{est,-}$: reação na estaca menos solicitada;

e_{adot} : excentricidade adotada.

A1.2 – Dimensionamento da armadura principal de tração

Por meio do cálculo de equilíbrio no nó da zona nodal inferior, é possível determinar a força de tração na base do bloco, que pode ser obtido utilizando a expressão 9.

$$R_{st} = \frac{R_{est,+}}{\tan\theta} \quad (9)$$

Sendo,

R_{st} : força de tração no tirante

A área da armadura do tirante é calculada de acordo com a expressão estabelecida pela ABNT NBR 6118 (2023), conforme expressão 10.

$$A_{st} = \frac{R_{st}}{f_{yk}} \quad (10)$$

Sendo:

A_{st} : área de armadura do tirante;

f_{yk} : resistência característica ao escoamento das barras de aço (500 MPa).

Geralmente, os valores adotados para a armadura superior do bloco, correspondem à 1/6 da área da armadura do tirante.

A1.3 – Ancoragem da armadura principal de tração

O comprimento de ancoragem das armaduras de tração é calculado de acordo com a expressão estabelecida pela ABNT NBR 6118 (2023), como apresentado a seguir:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (11)$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Sendo:

$\alpha = 1$ para barras sem ganchos;

$\alpha = 0.7$ para barras tracionadas com gancho ou quando houver barras transversais soldadas;

$\alpha = 0.5$ quando houver barras transversais soldadas e gancho;

l_b = comprimento de ancoragem básico;

$l_{b,min}$ = comprimento de ancoragem básico mínimo;

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{s,ef}}{f_{bk}} \quad (12)$$

$$f_{bk} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctk} \quad (13)$$

Sendo

Φ = diâmetro de uma das barras da armadura principal de tração a ancorar;

$\sigma_{s,ef}$ = tensão efetiva nas barras de aço;

f_{bk} = resistência característica de aderência;

η_1 : 1 para barras lisas;

η_1 : 1,4 para barras entalhadas;

η_1 : 2,25 para barras nervuradas;

η_2 : 1 para situações de boa aderência;

η_2 : 0,7 para situações de má aderência;

η_3 : 1 para barras de aço com diâmetros inferiores a 32 mm;

η_3 : $(132 - \phi)/100$ para barras de aço com diâmetros maiores que 32 mm;

f_{ctk} : $f_{ctk,inf}$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (14)$$

Existem divergências na literatura em relação à utilização de ganchos na ancoragem da armadura de tração em blocos sobre estacas. Leonhardt e Mönnig (1978) afirmaram que "a armadura dos tirantes sobre as estacas é fortemente comprimida na direção vertical, no local de ancoragem, de modo que, em geral, é suficiente adotar comprimentos de ancoragem retos, sem a necessidade de ganchos". Por outro lado, Munhoz e Giongo (2017) sugerem que, para blocos com pilares de

seção retangular alongada, é sempre recomendado utilizar ganchos nas extremidades das barras da armadura principal. De modo geral, esse requisito deve atender as recomendações da ABNT NBR 6118 (2023).

A1.4 – Armaduras complementares

Geralmente para os blocos são utilizados três tipos de armaduras complementares: armadura secundária posicionada na face superior do bloco, os estribos verticais e os estribos horizontais. Com base em um estudo realizado por Tórtola, Miguel e Palláres (2019), foi concluído que a maioria dos blocos que não possuíam armadura secundária vertical apresentaram falhas frágeis após o escoamento da armadura do tirante, evidenciando uma superfície de ruptura por punção. A presença de estribos verticais aumenta a ductilidade e a carga máxima suportada pelo bloco. Além disso, o estudo também concluiu que a presença de armadura secundária horizontal reduz a fissuração na base do bloco e melhora a sua resistência.

De acordo com as diretrizes da EHE (2008) e do Boletim nº 73 do CEB (1970), é aconselhável que a área da armadura superior do bloco seja igual ou superior a 10% da área de aço da armadura principal de tração.

Quanto aos estribos, tanto na direção vertical quanto horizontal, a EHE (2008) recomenda que a área de aço seja superior a 4% da área de aço da armadura principal de tração. Por outro lado, o Boletim nº 73 do CEB (1970) estabelece que essa armadura seja calculada usando a fórmula 15. Portanto, sendo recomendado a adoção do maior valor entre esses dois parâmetros para determinação da área de aço.

$$A_{s,malha} = 0,002 \cdot B_{LY} \cdot s \quad (15)$$

Sendo:

B_{LY} : largura dos blocos;

s : espaçamento entre as barras da malha.

Segundo as recomendações de Delalibera (2006), caso a largura de B_{LY} seja superior à metade da altura total do bloco, é aconselhável substituí-la pelo valor correspondente à metade da altura do bloco.

A2 – Dimensionamento das estacas

O dimensionamento das estacas é realizado de acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2023) para o dimensionamento de pilares. Segundo a ABNT NBR 6122 (2019), caso as estacas sejam de concreto pré-moldadas, devem ser dimensionadas utilizando a NBR 6118 (2023), NBR 9062 (2017) e NBR 16258 (2014), limitando o f_{ck} a 40 MPa.

Além disso, com base na análise de variância realizada por Delalibera (2006), concluiu-se que a seção transversal da estaca tem pouca influência no comportamento dos blocos.

Para o dimensionamento das estacas, além da força de reação da estaca, deve ser considerada a ocorrência de um momento mínimo de 1ª ordem, devido aos efeitos das imperfeições locais, conforme expressão 16.

$$M_{1d,min} = R_{est,+} \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h_x) \quad (16)$$

Sendo:

h_x : altura total da seção transversal na direção x.

Para calcular as áreas das barras de aço, são aplicadas as expressões 17 e 18. Com esses valores obtidos, utilizam-se os ábacos para flexão composta em seção retangular com armadura bilateral, desenvolvidos por Pinheiro, Baraldi e Porem (1994), para determinar o valor de ômega (ω). Com base nesse valor, determina-se as áreas de aço conforme a expressão 19. Essas áreas são comparadas com a área mínima, expressão 20, exigida para cada modelo.

$$v = \frac{R_{est,+}}{h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}} \quad (17)$$

$$\mu = \frac{M_{1d,min}}{h_x^2 \cdot h_y \cdot f_{cd}} \quad (18)$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot h_x \cdot h_y \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (19)$$

$$A_{s,min} = \left(0,15 \cdot \frac{R_{est,+}}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_{est} \quad (20)$$

Quanto a armadura transversal, deve-se adotar um diâmetro e partir das diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 6118 (2023), escolher o espaçamento entre os estribos, o qual deve ser o menor desses três valores:

$$S_t \geq \begin{cases} b \\ 12 \cdot \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Sendo:

b : a menor dimensão da seção transversal;

S_t : espaçamento entre estribos.

A3 – Dimensionamento dos pilares

O dimensionamento dos pilares é realizado de forma semelhante ao dimensionamento das estacas, conforme descrito no item A2. Nos modelos com excentricidade devido à força de compressão aplicada no topo do pilar, é necessário verificar se o momento gerado por essa excentricidade foi maior ou menor que o momento mínimo estabelecido pela expressão 16. Assim, para o dimensionamento das armaduras desses pilares, utiliza-se o valor máximo entre esses dois momentos.

Em relação a expressão 20, é importante destacar que, para o dimensionamento dos pilares, adota-se o valor de força teórica aplicada no pilar (F_{teo}) em vez da reação da estaca mais solicitada ($R_{est,+}$). Da mesma forma que no dimensionamento das estacas, a área de aço calculada é comparada com a área de aço mínima, de acordo com a expressão 20, então, adota-se o maior valor entre esses dois resultados.