

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**SIMULAÇÃO DE COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES
SEMIRRÍGIDAS ENTRE VIGAS E PILARES PRÉ-FABRICADOS
POR MEIO DE MODELAGEM COMPUTACIONAL**

Gustavo Braceiro Barlati

São Carlos

2020

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**SIMULAÇÃO DE COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES
SEMIRRÍGIDAS ENTRE VIGAS E PILARES PRÉ-FABRICADOS
POR MEIO DE MODELAGEM COMPUTACIONAL**

Gustavo Braceiro Barlati

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

São Carlos

2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Gustavo Braceiro Barlati, realizada em 16/04/2020:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira
UFSCar

Profa. Dra. Marcela Novischi Kataoka
USP

p/

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira

RESUMO

BARLATI, Gustavo Braceiro. **Simulação de Comportamento de Ligações Semirrígidas entre Vigas e Pilares Pré-Fabricados por Meio de Modelagem Computacional**. 2020. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

Este trabalho apresenta os aspectos relevantes para a utilização de modelos computacionais desenvolvidos pelo método dos elementos finitos (MEF) como instrumento de investigação do comportamento de estruturas pré-fabricadas ou para complementar ensaios experimentais. Para tanto, foram emulados ensaios experimentais que investigaram ligações semirrígidas entre viga e pilar pré-fabricados com peças em escala real. São descritos processos de modelagem dos elementos em concreto armado como a definição das características físicas e os modelos constitutivos das fases elásticas e plásticas dos materiais, investigadas as interações entre as partes e definições de contatos, apresentando como aplicá-los em um software de elementos finitos (para este trabalho foi utilizado o programa comercial *Abaqus*). A conformidade entre os modelos numéricos e os ensaios experimentais foi verificada comparando-se os resultados destes, como curvas força-deslocamento, momento-rotação e tensão-deformação nas barras da armadura. Uma vez obtida convergência entre os modelos e os ensaios também foi realizada, por meio de modelagem paramétrica, verificação do método simplificado de cálculo da rigidez secante e do fator de restrição à rotação para diferentes taxas de armadura negativa nas tipologias estudadas.

Palavras-Chave: concreto pré-fabricado; ligações semirrígidas; modelagem de elementos finitos.

ABSTRACT

BARLATI, Gustavo Braceiro. **Precast Beam and Column Semirigid Connection Behavior Simulation Using Computational Modeling**. 2020. Dissertation Proposal (Master in Structural Engineering) – Federal University of São Carlos, São Carlos, 2020.

This study presents relevant aspects for the adequate use of computational models developed by the finite element method (FEM) as an instrument for investigating the behavior of precast structures, or to complement experimental tests. In order to do this, experimental tests were emulated. These tests investigated semi-rigid connections between precast beams and columns, using real-scale parts. Procedures for modeling elements on reinforced concrete were described, such as the definition of physical characteristics and constitutive models of elastic and plastic phases of materials, and an investigation of interactions between parts and definitions of contacts, presenting how to apply them on a finite element software (for this project the commercial software *Abaqus* was used). The conformity between numerical models and experimental tests was verified by performing comparisons of their results, such as force-displacement curves, rotation-moment, and stress-strain in the reinforcement bars. Once the convergence between models and tests is achieved, it is also realized, by means of parametric modeling, verification of the simplified method of calculating the secant stiffness and the rotation restriction factor for different negative reinforcement bars' rates on the studied connections.

Keywords: precast concrete; semi-rigid connections; finite element modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Rigidez da Ligação	17
Figura 2 - Definição do Vão Efetivo.....	19
Figura 3 - Reta <i>beam-line</i>	20
Figura 4 - Rotação da interface viga-pilar devido a abertura da junta em trecho de conexão	22
Figura 5 - Centro de Giro e Led	24
Figura 6 – Gráfico da evolução das publicações citando MEF no portal de periódicos da CAPES/MEC	27
Figura 7 – Exemplos de Elementos Finitos (a) lineares, (b) de superfície, triangulares e quadriláteros, (c) sólidos, tetraedros, hexaedros regulares e irregulares – todos demonstrando a possibilidade de nós intermediários ao longo de suas arestas.....	28
Figura 8 - Resposta do concreto a carregamento uniaxial na tração (a) e compressão (b). ..	32
Figura 9 - Curva Tensão-Deformação Idealizado	33
Figura 10 – Diagrama parábola-retângulo para concreto à compressão.....	33
Figura 11 - Curva tensão-deformação teórica para concreto à compressão.....	34
Figura 12 - Curva tensão-deformação teórica para concreto à tração.....	34
Figura 13 – Gráfico apresentando valor de K_c (esquerda), Estado plano de tensões (direita)	35
Figura 14 - Influência do ângulo de dilatação nos modelos CDP.....	37
Figura 15 – Ligação viga pilar estudada por NZABONIMPA, HONG e KIM (2017)	37
Figura 16 - Modelo experimental (a) e Simulação Numérica dos ensaios desenvolvido por KREMMYDA, FAHJAN e TSOUKANTAS (2014)	38
Figura 17 - Vista frontal da discretização da malha de elementos finitos da ligação estudada por CAMARENA (2006)	39
Figura 18 - Aplicação dos Carregamentos e Condições de contorno.....	40
Figura 19 - Gráfico Deslocamento x Carregamento comparando ensaio e MEF	40
Figura 20 - Resultados da análise paramétrica da variação da resistência do concreto (esquerda) e da alteração da bitola da armadura negativa (direita)	41
Figura 21 - Gráfico Deslocamento x Carregamento comparando ensaio e MEF	41
Figura 22 - Viga Pré-Fabricada – NCE (Ensaio 01).....	43
Figura 23 - Pilar Pré-Fabricado – NCE (Ensaio 01)	44
Figura 24 - Ensaio Ligação Tipologia 1	46
Figura 25 – Gráfico Força x Tempo – Modelo NCE (Ensaio 01).....	46
Figura 26 – Gráfico Força x Deslocamento - Modelo NCE (Ensaio 01).....	47

Figura 27 – Solidarização das Chapas Viga-Pilar, ensaio CSE.....	48
Figura 28 – Gráfico Força x Tempo – Modelo CSE (Ensaio 02)	48
Figura 29 – Gráfico Força x Deslocamento - Modelo CSE (Ensaio 02).....	49
Figura 30 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Pré-Fabricado - Compressão	54
Figura 31– Curva Tensão-Deformação - Concreto Pré-Fabricado - Tração.....	56
Figura 32 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Compressão – Ensaio 01	58
Figura 33 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Compressão – Ensaio 02	58
Figura 34 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Tração – Ensaio 01	59
Figura 35 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Tração – Ensaio 02.....	59
Figura 36 – Diagrama Tensão-Deformação para aços de armaduras passivas	60
Figura 37 – Curva Tensão Deformação, tração – Aço CA50, Ensaios 1 e 2.....	61
Figura 38 – Curva Tensão Deformação, tração – Aço CA25, Ensaio 1	61
Figura 39 – Detalhe do aparelho de apoio do Ensaio NCE	63
Figura 40 – Curva Tensão Deformação, Compressão – Grautes, Ensaio 01.....	65
Figura 41 - Curva Tensão Deformação, tração – Grautes, Ensaio 01.....	66
Figura 42 – Curva Tensão Deformação, Compressão – Grautes, Ensaio 02.....	67
Figura 43 - Curva Tensão Deformação, tração – Grautes, Ensaio 02.....	68
Figura 44 - Detalhes dos elementos finitos utilizados no Ensaio 01	70
Figura 45 – Evolução da densidade da malha de elementos finitos	71
Figura 46 – Detalhe das Simetrias impostas nas seções transversais para o pilar (esquerda) e viga pré-fabricada (direita)	73
Figura 47 – Modelagem do Pilar Pré-Fabricado (Ensaio 01)	74
Figura 48 – Modelagem do Pilar Pré-Fabricado (Ensaio 02)	75
Figura 49 – Modelagem da Viga Pré-Fabricada (Ensaio 01).....	76
Figura 50 – Modelagem da Viga Pré-Fabricada (Ensaio 02).....	76
Figura 51 – Modelagem dos complementos in-loco.....	78
Figura 52 – Interações de Atrito entre barras e elementos de concreto e graute	78
Figura 53 – Modelo do ensaio 01 com espelhamento aplicado e indicação dos pontos de restrição externa	79
Figura 54 – Posição do ponto de aplicação de Carga (Atuador) e do Transdutor no fundo da viga em balanço	80
Figura 55 – Modelagem das Chapas Soldadas (ensaio 02).....	81

Figura 56 – Modelo do ensaio 02 com espelhamento aplicado e indicação dos pontos de restrição externa	81
Figura 57 – Detalhe do arranjo com 2 barras de 32mm	83
Figura 58 – Detalhe do arranjo com 3 barras de 32mm	84
Figura 59 – Detalhe do arranjo com 5 barras de 32mm	84
Figura 60 – Detalhe do arranjo com 7 barras de 32mm	85
Figura 61 – Detalhe do arranjo com 9 barras de 32mm	86
Figura 62 – Detalhe do arranjo com 12 barras de 32mm	86
Figura 63 – Sobreposição da curva força-deslocamento do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 1	88
Figura 64 – Sobreposição da curva força-deslocamento do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 2	89
Figura 65 - Sobreposição da curva momento-rotação do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 1	89
Figura 66 - Sobreposição da curva momento-rotação do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 2	90
Figura 67 – Gráfico Força-Rotação – Ensaio 01	91
Figura 68 – Gráfico Força-Rotação – Ensaio 02	91
Figura 69 – Abertura de fissuras, modelo numérico do Ensaio 1	91
Figura 70 – Abertura de fissuras, ensaio NCE	91
Figura 71 – Abertura de fissuras, modelo numérico do Ensaio 2	92
Figura 72 – Abertura de fissuras, ensaio CSE	92
Figura 73 – Deslocamentos do Ensaio 1 (no instante do início do escoamento da armadura)	93
Figura 74 – Deslocamentos do Ensaio 2 (no instante do início do escoamento da armadura)	93
Figura 75 – Curva $\sigma \times \epsilon$ do concreto tracionado	94
Figura 76 – Tensões do concreto do Ensaio 1 (no instante do início da plastificação da ligação)	94
Figura 77 – Tensões do concreto do Ensaio 2 (no instante do início da plastificação da ligação)	95
Figura 78 – Curva $\sigma \times \epsilon$ da barra do negativo (CA50)	95
Figura 79 – Tensões nas armaduras do Ensaio 1 (no instante do início da plastificação da ligação)	96

Figura 80 – Deformações das armaduras do Ensaio 1 (no instante do início da plastificação da ligação).....	96
Figura 81 – Centro de Rotação da Viga (no instante do início da plastificação da ligação) do ensaio base 01	97
Figura 82 – Centro de Rotação da Viga (no instante do início da plastificação da ligação) do ensaio base 02	98
Figura 83 – Comparação dos valores dos coeficientes de ajustamento	99
Figura 84 – Comparação dos valores da rigidez secante.....	100
Figura 85 – Deslocamentos no instante do início da plastificação da ligação (Ensaio 1 – Modelos Paramétricos 1, 2 e 3, nesta ordem).....	101
Figura 86 – Deslocamentos no instante do início da plastificação da ligação (Ensaio 2 – Paramétricos 1, 2 e 3, nesta ordem).....	102
Figura 87 – Curvas Força Deslocamento – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 1	103
Figura 88 – Curvas Momento x Rotação – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 1	104
Figura 89 – Curvas Força Deslocamento – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 2.....	105
Figura 90 – Curvas Momento x Rotação – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 2.....	106

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	10
1.1.	Considerações Iniciais.....	10
1.2.	Justificativa.....	11
1.3.	Objetivos.....	13
1.4.	Descrição dos Capítulos	14
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1.	Análise da rigidez de ligações conforme NBR9062:2017.....	17
2.2.	Beam-Line e Rigidez Secante	19
2.3.	Variáveis de projeto de ligações viga-pilar.....	20
2.4.	Modelagem em Elementos Finitos	24
2.4.1.	Histórico do Desenvolvimento de programas de Análise pelo MEF	25
2.4.2.	Formulação básica do método dos elementos finitos	27
2.4.3.	Materiais	30
2.4.4.	Modelagem de ligações estruturais entre viga e pilar pré-fabricados.....	36
3.	ENSAIOS UTILIZADOS	43
3.1.	Ensaio 1 – Ligação com chumbador e bainha.....	43
3.2.	Ensaio 2 – Ligação por chapas soldadas e bainha	47
4.	MODELAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	50
4.1.	Materiais e Modelos constitutivos.....	50
4.1.1.	Concreto Pré-Fabricado.....	52
4.1.2.	Concreto Moldado In-loco	57
4.1.3.	Barras de Aço e Chapas de Aço	59
4.1.4.	Neoprene.....	62
4.1.5.	Graute	64

4.2.	Modelagem das Partes.....	69
4.3.	Montagem dos Modelos e suas Interações.....	77
4.4.	Parametrização.....	82
5.	RESULTADOS.....	88
6.	CONCLUSÕES	108
7.	BIBLIOGRAFIA.....	112

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

A industrialização da execução de estruturas em concreto armado, já amplamente adotada em todo o mundo nas mais diversas edificações, embora presente há algumas décadas no Brasil, tem se desenvolvido com maior intensidade nas últimas duas décadas. Tal desenvolvimento traz novos desafios, saindo da utilização tradicional de pré-fabricados no país (como galpões e elementos complementares à construção como estacas, elementos de lajes e postes) para estruturas completas de edifícios, estes cada vez maiores e mais altos. Com isso, as ligações entre os elementos estruturais ganham influência no comportamento global da estrutura. Para situações de esforços e deslocamentos laterais, se destacam as ligações entre viga e pilar (em estruturas pré-fabricadas aporticadas). A transmissão de esforços entre estes elementos estruturais é garantida por mecanismos resistentes que podem ser utilizados nas ligações (como barras de aço da armadura negativa, luvas, chapas de aço soldadas, chumbadores, insertos metálicos de encaixe, chaves de cisalhamento, entre outros), onde a utilização e arranjo destes elementos influencia a rigidez da ligação, variando de um comportamento rotulado (ou articulado - em que é permitida a rotação relativa entre os elementos, e por consequência não há transmissão de momentos fletores) para um comportamento rígido (onde a rotação relativa é totalmente restrita, com transmissão plena de momento fletor). Porém como comenta GORGUN (1997, p. 1-7, tradução do autor), “o conceito de conexões perfeitamente rígidas ou rotuladas é puramente teórica, mas útil ao projetista para simplificar o cálculo de estruturas aporticadas.”.

A evolução do conceito de rigidez das ligações na análise estrutural é indicado por KATAOKA (2011, p. 2): “durante muito tempo, a análise estrutural foi realizada considerando as ligações com comportamento de nó rígido ou rotulado [...] quando é, na verdade, intermediário às duas situações idealizadas e, para definir este comportamento, utiliza-se o termo ‘ligações semirrígidas’.” A influência desta semirrigidez das ligações no comportamento global da estrutura é alvo de diversos estudos já desenvolvidos, onde esta questão é tratada em busca da compreensão do

comportamento da ligação em si, inicialmente de forma analítica, como proposto por GORGUN (1997) e FERREIRA (1999), e com desenvolvimento de ensaios em escala real, como os desenvolvidos também por FERREIRA (1999), HADADE (2016), BACHEGA (2013), BARROS (2018) entre outros, colaborando assim com resultados para determinação do método de cálculo de rigidez destas ligações e sua calibração, de forma segura, eficiente e simples de ser aplicado em projetos reais. Este conjunto de estudos citados culminou com a inserção de processo simplificado de cálculo da rigidez de ligações entre vigas e pilares pré-fabricados na norma brasileira NBR9062:2017.

1.2. Justificativa

Os recentes avanços na concepção de projeto de ligações entre viga e pilar pré-fabricados no Brasil foram apresentados na Norma Brasileira de projeto e execução de estruturas de concreto pré-fabricado - NBR9062:2017, que em seu capítulo 5, subitem 5.1.2. apresenta os requisitos de projeto para a correta análise da estabilidade global de estruturas pré-moldadas, e no seu item 5.1.2.9 os critérios de projeto de ligações com resistência à flexão de comportamento semirrígido.

Esta revisão ficou a cargo do Professor Marcelo de Araújo Ferreira, que liderou um grupo de trabalho no NETPre (Núcleo de Estudos em Tecnologia de Pré-Fabricados) do Departamento de Engenharia Civil (DECiv/UFSCar), conforme comenta ABICIC (2016, p. 57). Partindo de equacionamento analítico baseado no trabalho de FERREIRA (1999) foi apresentado um método de cálculo bastante simples para a rigidez secante da ligação (R_{sec}), e com base em ensaios experimentais desenvolvidos ao longo dos últimos anos, obtidos valores para as duas variáveis para ajustamento desta semirrigidez, de acordo com a tipologia de ligação utilizada. Estes valores são apresentados na tabela 1 da NBR9062:2017.

É importante notar, entretanto, que estes ensaios experimentais demandam muito tempo e recursos, e fornecem apenas os resultados para os quais o modelo está instrumentado e apenas para o arranjo adotado no ensaio, demandando extrapolação analítica para generalização dos resultados. Neste sentido, a utilização de alternativas aos ensaios de peças em escala real para obtenção de um maior número de dados e

resultados é bem-vinda, e a possibilidade de se desenvolver modelos numéricos em elementos finitos com alta aproximação do comportamento esperado é uma interessante alternativa, como comenta KUANG e ZHENG (2018), FENG, WU e LU (2018) e KREMMYDA, FAHJAN e TSOUKANTAS (2014). Neste sentido, é importante que se descrevam métodos de modelagem e análise, apresentando e detalhando as etapas e procedimentos importantes para uma boa correlação entre os ensaios e a modelagem, além das particularidades de cada etapa – definição da geometria, discretização das malhas, caracterização dos materiais e comportamento dos mesmos, lançamento das condições de contorno que descrevam a situação do ensaio, entre outros detalhes.

A quantidade de estudos em que se dispõe de simulação numérica com foco em ligações entre viga e pilar pré-fabricados vem se desenvolvendo em todo o mundo, com trabalhos que utilizam a ferramenta para confirmar ou extrapolar resultados de ligações inovadoras - casos de KREMMYDA, FAHJAN e TSOUKANTAS (2014), HAWILEH, RAHMAN e TABATABAI (2010), e estudos da semirrigidez de ligações mais tradicionais (que, utilizando barras passantes, chapas soldadas e trechos moldados no local, visam emular o comportamento monolítico) entre os quais destacam-se os estudos de FENG, WU e LU (2018), KATAOKA, FERREIRA e EL DEBS (2017) e HASAN (2011), onde este último apresenta resultados do comportamento da ligação demonstrando boa convergência na fase elástica de carregamento, porém com rigidezes maiores às experimentais na sua fase plástica (com curva de plastificação demonstrando esta divergência por meio de patamar superior ao obtido experimentalmente).

A correta avaliação do comportamento estrutural das ligações, expressa por meio da rigidez equivalente, é essencial para a avaliação do comportamento global do edifício, e necessária para a otimização das estruturas, evitando o consumo desnecessário de materiais para o dimensionamento. Neste trabalho foi emulado ensaios realizados por HADADE (2016) para calibrar a modelagem pelo método dos elementos finitos. A abordagem por modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos para esta investigação é interessante pela possibilidade de se efetuar

diversos modelos (e por consequência, obtenção de grande número de resultados) sem necessidade de ensaios laboratoriais onerosos.

Uma vez obtida convergência entre os dois ensaios de HADADE (2016), foi realizado estudo paramétrico visando investigar o comportamento destas ligações com diferentes arranjos de armaduras, para assim contribuir com a calibração destes equacionamentos, focando nos parâmetros variáveis de acordo com a tipologia adotada – nomeados “k” (coeficiente de ajustamento da rigidez secante) e “L_{ed}” (comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura). Ao todo foram realizados 12 modelos, com incremento de taxa de armadura em relação aos ensaios base. Desta forma foram obtidos resultados para aplicação no equacionamento simplificado de rigidez de ligações típicas entre viga e pilar pré-fabricado conforme a tabela 1 da NBR9062:2017 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017, p. 13).

Tais valores são fundamentais para a correta avaliação e projeto de estruturas pré-fabricadas, e como se trata de uma inserção bastante recente na norma, é importante que se obtenham mais dados para dar continuidade à calibração e validação do equacionamento.

1.3. Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é analisar o comportamento estrutural de ligações semirrígidas entre vigas e pilares utilizando modelagem numérica (pelo método dos elementos finitos tridimensionais). Para tanto foram estudados os mecanismos presentes no comportamento estrutural de ligações típicas entre viga e pilar pré-fabricados, caracterização de materiais (considerando a não linearidade física dos mesmos), e simulados experimentos realizados.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, os seguintes objetivos específicos desta pesquisa também foram alvo de análise:

- Investigação e definição dos mecanismos básicos resistentes de ligações típicas entre vigas e pilares pré-fabricados.
- Apresentação de processos de modelagem.

- Por meio de simulação numérica parametrizada, obter valores da rigidez secante em diferentes taxas de armadura negativa, para comparação com os valores obtidos pelo equacionamento simplificado presente no capítulo 5 da norma brasileira de projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado (NBR9062:2017).
- Avaliar os modelos constitutivos propostos para os materiais concreto e aço e dos modelos de interação entre os materiais disponíveis na modelagem em elementos finitos.

1.4. Descrição dos Capítulos

Este trabalho está organizado em 8 capítulos principais, além de 1 anexo:

- Capítulo 1: Introdução ao tema de estudo, suas origens e considerações sobre validade da utilização de métodos numéricos para complementação deste tipo de investigação. Além disso, encontra-se neste capítulo a justificativa e objetivos deste trabalho.
- Capítulo 2: Apresentação da revisão bibliográfica, passando por trabalhos que determinaram de forma analítica o comportamento de ligações viga-pilar. A seguir, a apresentação de estudos que, por meio de modelagem pelo método dos elementos finitos, investigaram o comportamento de materiais com não-linearidades, ligações similares e técnicas para modelagem de materiais.
- Capítulo 3: Descrição dos ensaios utilizados para fins de comparação, apresentando a geometria, materiais, condições de contorno impostas em laboratório, carregamentos aplicados e instrumentação das peças (pontos onde podem ser aferidos resultados laboratoriais).
- Capítulo 4: Descrição da modelagem numérica, partindo do tratamento dos dados referentes aos materiais utilizados, a modelagem de cada peça, as interações entre as partes, carregamentos e condições de contorno impostas a fim de simular os ensaios descritos no capítulo anterior. Também é apresentada a modelagem paramétrica das ligações baseadas nos ensaios base 01 e 02, variando a taxa de armadura negativa.

- Capítulo 5: Exposição dos resultados obtidos para os modelos base e modelos paramétricos.
- Capítulo 6: Considerações finais, contendo as conclusões acerca da análise dos resultados obtidos e sugestões para pesquisas futuras.
- Capítulo 7: Bibliografia utilizada.
- Anexo A: Projetos executivos das peças utilizadas para confecção dos ensaios de HADADE (2016) (utilizados como base para os modelos computacionais presentes neste estudo), além do detalhamento da instrumentação aplicada nestes modelos para extração de resultados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Conforme FERREIRA, ELLIOTT e HASAN (2010, p. 13, tradução do autor), “no Brasil, a pesquisa sobre ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-fabricado se iniciou na Universidade de São Paulo – SET-EESC/USP, sob supervisão do professor Mounir Khalil El Debs, com investigações experimentais e analíticas”. Neste contexto, FERREIRA (1993) desenvolveu equacionamento analítico para determinação da deformabilidade de ligações viga-pilar pré-fabricados a partir da observação do comportamento dos mecanismos básicos de deformação dos componentes envolvidos na ligação. Este comportamento pode variar de ligações articuladas (onde não há transmissão de momentos entre os elementos) até ligações rígidas (que permitem a transmissão plena dos esforços entre as partes, ou seja, não há giro relativo entre a viga e pilar). Porém, em geral o comportamento é intermediário entre estes extremos (as chamadas ligações semirrígidas), e sua determinação é essencial para a correta análise da estabilidade global de estruturas que façam uso das mesmas, visto que são estas ligações que influenciam a estabilidade global da estrutura quando submetida à esforços laterais, e imprecisões na determinação da real rigidez da ligação levarão à falta de segurança/conforto estrutural ou ao superdimensionamento da estrutura.

Esta afirmação é corroborada por COSTA, PROVIDÊNCIA e GOMES (p. 1300, 2016, tradução do autor) “ligações viga-pilar em concreto armado são responsáveis por mais de 50% do deslocamento lateral de estruturas apertadas, levando à um aumento considerável dos efeitos de segunda ordem”, ou seja, o desempenho das ligações tem influência direta no comportamento global da estrutura e sua correta observação é imprescindível para correta avaliação da estabilidade de estruturas. Neste sentido, FERREIRA (2016, p. 1, tradução do autor) comenta que:

“pórticos resistentes a momentos (sem sistemas de contraventamento) tem sido a solução preferida para edifícios de múltiplos pavimentos no Brasil. O desempenho deste tipo de estrutura está bastante ligado ao comportamento das ligações entre vigas e pilares, afetando os membros conectados e por consequência a estabilidade global da estrutura”.

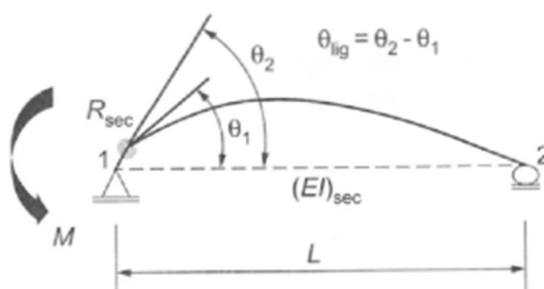
Diante deste fato, desde a revisão de 2006 da NBR9062 – Projeto e Execução de Estruturas pré-moldadas, há a preocupação com a correta avaliação da

rigidez entre vigas e pilares pré-fabricados, porém foi na sua última revisão (disponibilizada em 2017) que foram estabelecidas ligações típicas, com adoção do equacionamento proposto por FERREIRA (2010) e com parâmetros de simples aplicação para determinação da rigidez destas ligações. Estes parâmetros foram aferidos por meio de ensaios laboratoriais desenvolvidos no NETPre (Núcleo de estudos e tecnologia em pré-moldados de concreto), laboratório do departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (DECiv/UFSCar), como os apresentados por HADADE (2016) em sua tese de doutorado, que ensaiou modelos simulando as ligações 1 e 2, onde é utilizada bainha corrugada para passagem da armadura negativa, variando a solução de ligação com o consolo entre chumbador e chapas soldadas) e BARROS (2018), que por sua vez realizou ensaios similares para as ligações 3 e 4 (com utilização de luvas rosqueáveis para ligação da armadura negativa, também com uso de chapas soldadas e chumbadores para ligação com o consolo) para elaboração de sua pesquisa de mestrado.

2.1. Análise da rigidez de ligações conforme NBR9062:2017

O comportamento semirrígido depende da relação entre a rigidez rotacional da ligação (R_{sec}) e a rigidez da própria viga (EI_{sec}). Segundo FERREIRA (2010), e conforme adotado pela NBR9062:2017 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2017, p. 9), este comportamento pode ser estabelecido por um fator de restrição à rotação (chamado de α_R – ver Figura 1), definido como a relação entre a rotação da viga simplesmente apoiada (θ_1) pela rotação total da ligação (θ_2), conforme a equação (2.1):

Figura 1 - Rigidez da Ligação



(Fonte: NBR9062:2017)

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.1)$$

Como θ_1 é a rotação da viga simplesmente apoiada, temos:

$$\theta_1 = \left[\frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \right] \quad (2.2)$$

E sendo θ_2 a rotação total (rotação da viga simplesmente apoiada somada à rotação da ligação), podemos escrever que:

$$\theta_2 = \theta_{lig} + \theta_1 = \frac{M}{R_{sec}} + \left[\frac{M \cdot L}{3 \cdot E \cdot I} \right] \quad (2.3)$$

Aplicando as equações (2.2) e (2.3) na equação (2.1), temos a formulação apresentada na NBR9062:2017 – simplificada na forma da equação (2.4):

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}} \right]^{-1} \quad (2.4)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural;

L_{ef} é o vão efetivo entre os centros de rotação nos apoios das vigas, conforme Figura 2;

R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar:

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (2.5)$$

A equação (2.5) será demonstrada no item 2.3, e seus fatores estão listados abaixo:

k é o coeficiente de ajustamento da rigidez secante;

L_{ed} é o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura;

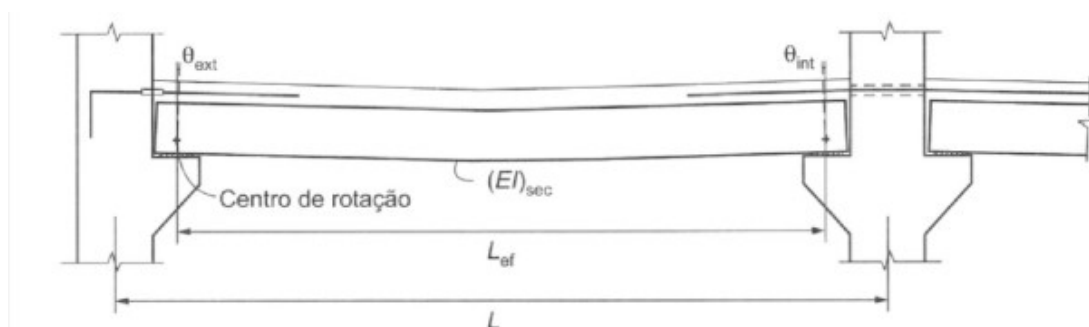
d é a altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_s é o módulo de elasticidade do aço;

A_s é a seção de armadura de continuidade negativa, respeitando o limite $M_{y,lim}$:

$$M_{y,lim} = 0,9 \cdot A_s \cdot f_{yk} \cdot d \quad (2.6)$$

Figura 2 - Definição do Vão Efetivo



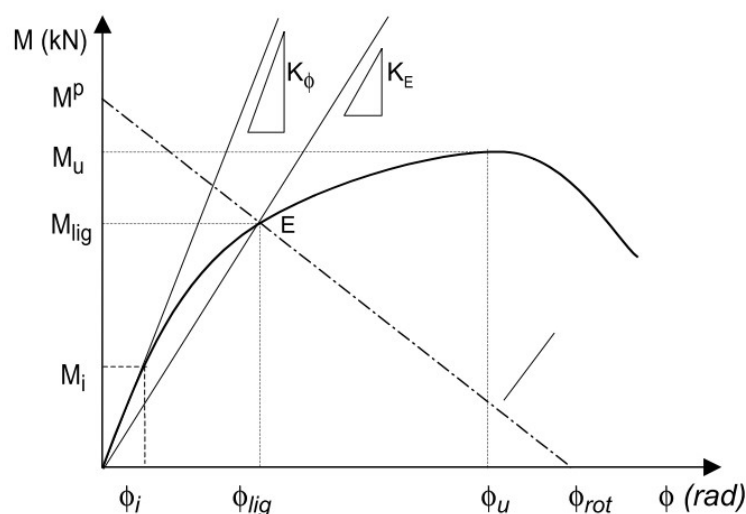
(Fonte: NBR9062:2017)

2.2. Beam-Line e Rigidez Secante

Como comenta FERREIRA (1999, p. 29), “O método “Beam-Line”, válido para pórticos contraventados, foi desenvolvido inicialmente por Batho & Rowan (1934) para a aplicação no estudo de ligações semirrígidas em estruturas metálicas.”. Seu objetivo é prover ao projetista um método simples de se verificar a compatibilidade da resistência da ligação com a do comportamento elástico da viga.

Ela é obtida a partir de um gráfico momento-rotação ($M-\theta$) da ligação conforme a Figura 3, traçando uma linha que conecta o momento de engastamento perfeito (M_p) ao ponto de articulação perfeita (θ_R). Neste mesmo gráfico é traçada a curva do comportamento da ligação em questão, e o ponto “E”, intersecção desta curva com a *beam-line*, que segundo FERREIRA (1999, p. 30), indica o ponto limite de trabalho da ligação. Em outras palavras, se a plastificação da curva estiver abaixo da beam-line, a ruptura ocorrerá na ligação, enquanto se acima, ocorrerá na viga (situação desejável de projeto).

Figura 3 - Reta *beam-line*



(Fonte: FERREIRA, 1999)

Conforme FERREIRA, ELLIOTT e HASAN (2010)¹, “a rotação final é função do alongamento das barras de aço longitudinais. A não-linearidade da curva momento-rotação se inicia com o aparecimento da primeira fissura na região da ligação”, e a rigidez secante à flexão (K_E) é descrita conforme a equação (2.7):

$$K_E = \frac{M_{lig}}{\theta_{lig}} \quad (2.7)$$

Onde:

K_E Rigidez secante para a ligação (correspondente ao ponto “E”) e equivalente ao R_{sec} , indicado no item anterior;

M_{lig} Momento resistente da ligação (início do escoamento da armadura longitudinal);

θ_{lig} rotação da ligação neste ponto E.

2.3. Variáveis de projeto de ligações viga-pilar

Para o cálculo simplificado da rigidez das ligações, os coeficientes utilizados para diferenciar o desempenho de diferentes tipologias, L_{ed} (comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade) e k (coeficiente de ajustamento da rigidez secante), apresentados na Tabela 1, são definidos de acordo

¹ FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S.; HASAN, S. A. **Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections**. Nottingham, 47p., 2010. Research Report (State of Art).

com a posição do centro de giro esperado das peças, com a parcela vertical influenciando o coeficiente k e a parcela horizontal influenciando o coeficiente L_{ed} . A seguir serão sucintamente apresentadas as formulações apresentadas por BARROS (2018) em sua dissertação de mestrado que levam à tais conclusões, com base no trabalho desenvolvido por FERREIRA, ELLIOTT e HASAN (2010):

Tabela 1 - Valores de k e L_{ed} conforme NBR9062:2017

Tipologia de Ligação	Junta Positiva	Elemento p/ Continuidade da Armadura	k	L_{ed}
1	Chumbador e Almofada de Elastômero / Graute	Bainha Grauteada	0.75	$25\phi + L_a$
2	Chapas Soldadas	Bainha Grauteada	1	$20\phi + L_a$
3	Chumbador e Almofada de Elastômero / Graute	Luva Rosqueada	0.75	$30\phi + L_a$
4	Chapas Soldadas	Luva Rosqueada	-	-
5	Dispositivo Parafusado no Pilar	Luva Rosqueada	0.85	$30\phi + L_a$
6	Consolo Metálico Embutido no Pilar	Bainha Grauteada	0.75	25ϕ
		Luva Rosqueada	0.75	30ϕ

(Fonte: NBR9062:2017, adaptado por BARROS, 2018)

Coeficiente k e L_{ed}

O momento para o início do escoamento é definido como:

$$M_y = A_s \cdot f_y \cdot z \quad (2.8)$$

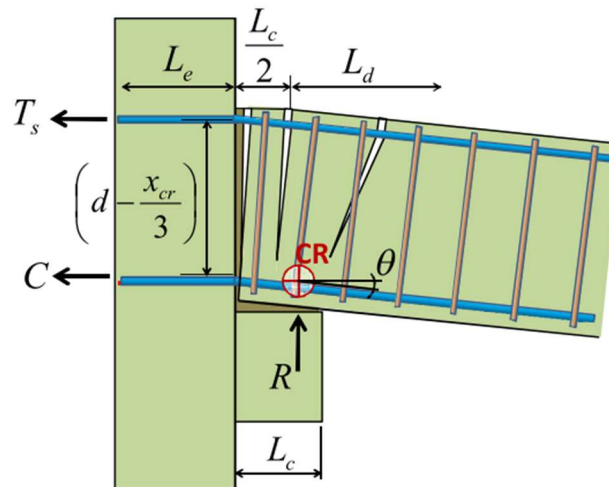
Onde:

A_s área transversal de armadura de continuidade;

f_y tensão de escoamento do aço;

z é o braço de alavanca entre resultantes de tração e compressão, e pode ser considerado como $\left(d - \frac{x_{cr}}{3}\right)$.

Figura 4 - Rotação da interface viga-pilar devido a abertura da junta em trecho de ligação



(Fonte: FERREIRA, ELLIOTT e HASAN, 2010)

Sobre o braço de alavanca indicado na Figura 4, BARROS (2018) comenta que, simplificada, para uma peça de concreto trabalhando no domínio II há uma boa aproximação adotando $z \approx 0,9d$, e assim obtêm-se a equação do momento limite da NBR9062:2017, apresentado neste trabalho como equação (2.6):

$$M_{y,\text{lim}} = 0,9 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yk} \quad (2.6)$$

De acordo com a lei de Hooke (válida para a fase elástica da peça):

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta l}{l} \quad (2.10)$$

$$\Delta l = \frac{f_y \cdot l}{E_s} \quad (2.11)$$

Tomando $l = L_{ed}$:

$$\Delta l = \frac{f_y \cdot L_{ed}}{E_s} \quad (2.12)$$

$$\theta_y = \frac{\Delta l}{d} = \frac{f_y \cdot L_{ed}}{E_s \cdot d} \quad (2.13)$$

Com isso:

$$\theta_y = \frac{f_y \cdot L_{ed}}{E_s (d - x)} \quad (2.14)$$

Podemos reescrever a equação (2.7) da rigidez da seguinte forma (ajustando também a nomenclatura para coincidir com a apresentada na NBR9062:2017), inserindo as equações (2.6) e (2.14):

$$K_E = \frac{M_{lig}}{\theta_{lig}} = R_{sec} = \frac{M_y}{\theta_y} = \frac{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d \cdot (d - x)}{L_{ed}} \quad (2.15)$$

Ainda conforme BARROS (2018), reescrevendo com $KX = x/d$ (adimensional):

$$R_{sec} = \frac{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d \cdot (d - KX \cdot d)}{L_{ed}} = \frac{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 \cdot (1 - KX)}{L_{ed}} \quad (2.16)$$

De onde a variável k pode ser escrita como:

$$k = 0,9(1 - KX) = 0,9 \cdot \left(1 - \frac{x}{d}\right) \quad (2.17)$$

Como pode ser observado, o coeficiente k depende da posição da linha neutra e altura útil da peça na região da ligação, e a equação da rigidez, equação (2.5), equivalente à apresentada na NBR9062:2017 é obtida.

Já a obtenção analítica do valor do L_{ed} é bastante direta (Figura 5), sendo a soma da posição horizontal do centro de giro com a deformação da armadura negativa resistente:

$$L_{ed} = \beta \cdot \phi + L_a \quad (2.18)$$

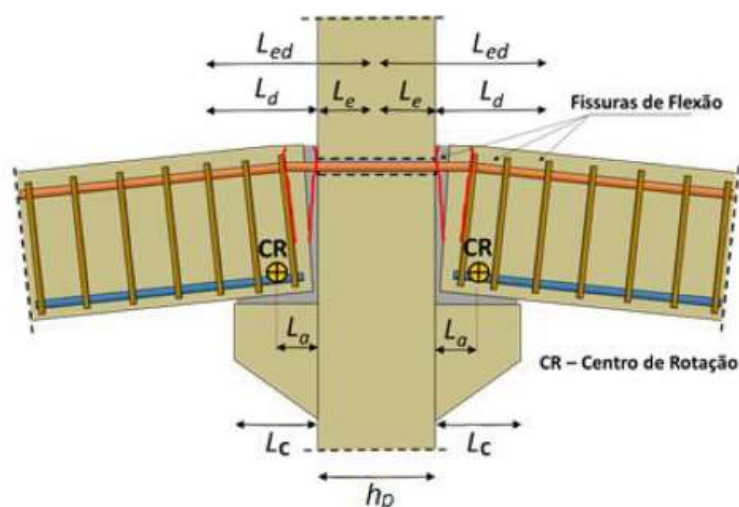
Onde:

β Coeficiente de ajustamento devido às deformações por escorregamento entre aço-concreto;

ϕ Diâmetro da armadura de continuidade na seção da ligação;

L_a Distância da face do pilar ao centro de rotação no consolo.

Figura 5 - Centro de Giro e Led



(Fonte: FERREIRA, 2010)

2.4. Modelagem em Elementos Finitos

Como comentado anteriormente, a fim de atingir o objetivo deste trabalho, há necessidade de extrair dados relevantes ao comportamento de ligações viga-pilar pré-fabricados por meio de modelagem numérica via método dos elementos finitos. Portanto, para melhor compreensão das técnicas e possibilidades deste método, foi realizada revisão bibliográfica, inicialmente buscando descrever sucintamente o funcionamento do mesmo e a seguir em busca de artigos que descrevam modelagens de ligações (com foco em ligações viga-pilar pré-fabricados em concreto armado), passando pela caracterização dos materiais (suas propriedades físicas básicas, elaboração das curvas constitutivas que simulem o comportamento real destes em fase elástica e plástica), definição de malhas e elementos e interações entre as partes (métodos de contato, sua formulação).

Além disso, para manipulação do programa *Abaqus*, serão utilizados os manuais disponibilizados pela desenvolvedora do programa, em especial o volume 3 - Materiais (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012a), e o volume 5 - Condições, Restrições e Interações (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012b).

2.4.1. Histórico do desenvolvimento de programas de análise pelo MEF

Conforme FISH e BELYTSCHKO (2007, p.2), “O método dos elementos finitos foi desenvolvido nos anos 1950 pela indústria aeroespacial. Os principais envolvidos foram a *Boeing* e a *Bell Aeroespacial*, nos Estados Unidos e a *Rolls Royce* no Reino Unido”. LOGAN (2012, p. 3) comenta que o trabalho seminal para a apresentação do método - Turner et al. (1956)², onde M.J. Turner, empregado na *Boeing*, desenvolveu (a partir dos estudos de tensões em sólidos contínuos com elementos de uma dimensão por Hrennikoff (1941)³ e McHenry (1943)⁴), o “método da rigidez direta” a partir da obtenção de matrizes de elementos de barras e também bidimensionais, com formatos de triângulos e retângulos. O segundo autor do artigo, Ray Clough, professor em Berkeley, prestava um trabalho pontual para a *Boeing* e foi responsável por nomear o método de “Elementos Finitos” e, coincidindo com o avanço na computação desta mesma época, levou a Berkeley a criar frentes de estudos sobre o tema, em especial os professores E. Wilson e R.L.Taylor.

Foi E. Wilson o responsável por um dos primeiros programas computacionais que se utilizava do método dos elementos finitos. Dando sequência ao desenvolvimento dos programas computacionais, a NASA iniciou em 1965 o projeto que culminaria com o NASTRAN, que já possuía implementações para análise de tensões em duas e três dimensões, vigas, elementos de cascas e estruturas complexas. Em paralelo, conforme comenta FISH e BELYTSCHKO (2007, p. 3), foram desenvolvidos o programa ANSYS, na década de 70 foi implementado o programa ABAQUS, pela *HKS* e o DIANA pela *TNO*, e ao longo dos anos 1980, pelo *Livermore Software and Technology* foi desenvolvido o LS-DYNA. Novos modelos matemáticos vêm sendo implementados constantemente, e a exponencial capacidade de processamento de dados da computação continua a levar o método dos elementos finitos a aplicações com geometrias, materiais, carregamentos e de condições de contorno cada vez mais complexas.

² Turner, M. J., Clough, R. W., Martin, H. C., and Topp, L. J., “**Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures**” *Journal of Aeronautical Sciences*, Vol. 23, No. 9, pp. 805–824, Sept. 1956.

³ Hrennikoff, A., “**Solution of Problems in Elasticity by the Frame Work Method**” *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 8, No. 4, pp. 169–175, Dec. 1941.

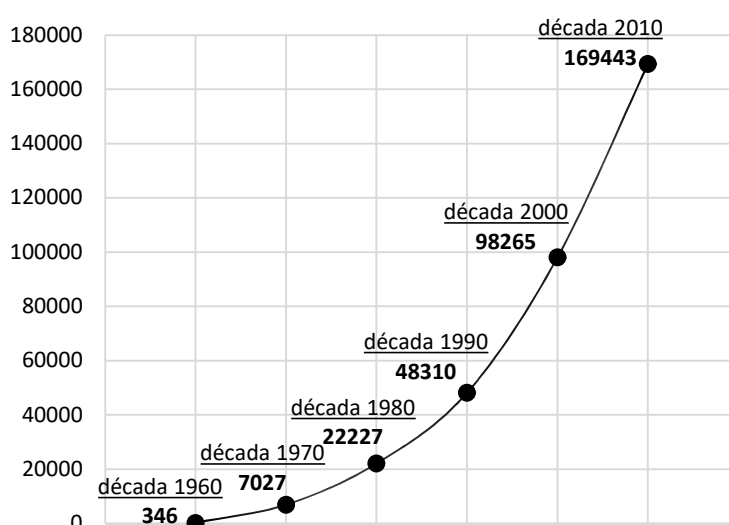
⁴ McHenry, D., “**A Lattice Analogy for the Solution of Plane Stress Problems**” *Journal of Institution of Civil Engineers*, Vol. 21, pp. 59–82, Dec. 1943.

Por fim, a possibilidade de se obter resultados precisos, com bastante velocidade, aponta a tendência de uso do método para simulação de ensaios (com óbvia economia em relação à ensaios realizados com protótipos ou espécimes). Visando confirmar esta tendência de utilização, foi realizada pelo autor uma busca simples na plataforma “Portal de Periódicos CAPES/MEC” (principal portal de acesso à artigos e bases de divulgação científica no Brasil) pelo termo “*Finite Element Method*”, delimitando a busca pelas últimas décadas. A quantidade de artigos está apresentada na Tabela 2 e Figura 6, indicando o uso cada vez mais extensivo do termo – o que indica a popularização do seu uso.

Tabela 2 – Evolução das publicações com referências ao MEF

Década	Número de artigos no Portal de Periódicos Capes
1960-1970	346
1970-1980	7027
1998-1990	22227
1990-2000	48310
2000-2010	98265
2010-2019	169443

Figura 6 – Gráfico da evolução das publicações citando MEF no portal de periódicos da CAPES/MEC

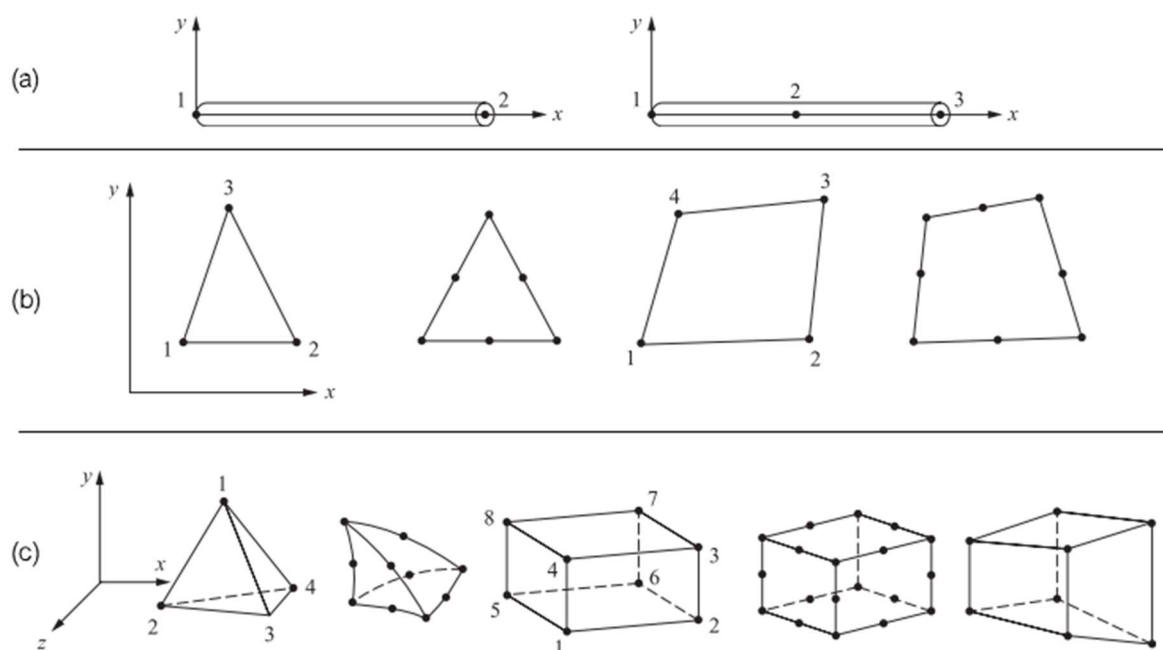


(Fonte: Autor, 2019)

2.4.2. Formulação básica do método dos elementos finitos

De acordo com HAWILEH, RAHMAN e TABATABAI (2010), o modelo matemático da estrutura a ser analisada se dá pela discretização do corpo em uma malha de elementos finitos (como exemplificados na Figura 7). Estes podem ser compreendidos como pequenas frações do todo, onde é conhecido seu comportamento (geometria, rigidez, deformações, posição de seus nós e condições de contorno destes). O conhecimento do comportamento e condições de contorno se dá pela aplicação de funções de forma e deslocamento, equações matemáticas que descrevem os deslocamentos no corpo do elemento, enquanto as condições de contorno são governadas pela associação dos nós dos elementos entre os mesmos e pontos determinados como indeslocáveis externos ao corpo.

Figura 7 – Exemplos de Elementos Finitos (a) lineares, (b) de superfície, triangulares e quadriláteros, (c) sólidos, tetraedros, hexaedros regulares e irregulares – todos demonstrando a possibilidade de nós intermediários ao longo de suas arestas



(Fonte: Adaptado de LOGAN (2012, p. 10))

A formulação então é baseada no princípio dos trabalhos virtuais. Este pode ser definido como: “Se um corpo deformável em equilíbrio é submetido à um

deslocamento virtual (imaginário) arbitrário associado à uma deformação compatível do corpo, o trabalho virtual de forças externas no corpo é igual à energia de deformação virtual das tensões internas” (LOGAN, 2012, p. 878, tradução do autor). Este, aplicado à um elemento finito, pode ser indicado da seguinte forma, transcrevendo a apresentação do método por HAWILEH, RAHMAN e TABATABAI (2010) :

$$\delta U^{(e)} = \delta W^{(e)} \quad (2.19)$$

Onde:

$\delta U^{(e)}$ - é a energia de deformação virtual devido às tensões internas,

$\delta W^{(e)}$ - é o trabalho virtual das forças externas sobre o elemento.

Aplicando notação matricial para expressar a energia de deformação virtual:

$$\delta U^{(e)} = \iiint_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV \quad (2.20)$$

e

$$\delta W^{(e)} = \iint_A \delta \boldsymbol{\psi}_A^T \boldsymbol{T} dA \quad (2.21)$$

Onde:

$\delta \boldsymbol{\varepsilon}$ – vetor de deformações (causadas pelo vetor deslocamentos virtuais),

$\delta \boldsymbol{\psi}_A$ – vetor de deslocamentos virtuais,

$\boldsymbol{\sigma}$ – vetor de tensões,

\boldsymbol{T} – matriz de pressões (força por área) na superfície,

Para relacionar funções de deslocamentos aos deslocamentos nodais \boldsymbol{d} por uma função de forma (expressa pela matriz de função de forma N_A):

$$\boldsymbol{\psi}_A = N_A \boldsymbol{d} \quad (2.22)$$

Além disso, as deformações podem ser relacionadas aos deslocamentos nodais (\boldsymbol{d}) e as tensões podem ser relacionadas às deformações ($\boldsymbol{\varepsilon}$), como demonstrado:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{B} \boldsymbol{d} \quad (2.23)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.24)$$

Onde:

\mathbf{B} – é a matriz de deslocamentos,

\mathbf{D} – é a matriz de elasticidade.

Aplicando as equações (2.22) (2.23) e (2.24) na equação (2.19):

$$\delta U^{(e)} = \delta W^{(e)} \quad (2.19)$$

$$\Rightarrow \iiint_V \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \iint_A \delta \boldsymbol{\psi}_A^T \mathbf{T} dA$$

$$\Rightarrow \iiint_V \delta (\mathbf{B}\mathbf{d})^T \mathbf{D} \mathbf{B}\mathbf{d} dV = \iint_A \delta (\mathbf{N}_A \mathbf{d})^T \mathbf{T} dA$$

E assim é obtida a equação (2.25), base para discretização em elementos finitos.

$$\delta \mathbf{d}^T \left(\iiint_V (\mathbf{B})^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \right) \mathbf{d} = \delta \mathbf{d}^T \iint_A (\mathbf{N}_A)^T \mathbf{T} dA \quad (2.25)$$

Como $\delta \mathbf{d}^T$ é um deslocamento virtual (arbitrário), comum à ambos termos, ela pode ser omitida. Além disso, considerando:

$\iiint_V (\mathbf{B})^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV$ - a matriz de rigidez \mathbf{K} ,

$\iint_A (\mathbf{N}_A)^T \mathbf{T} dA$ - o vetor de carregamentos de superfície \mathbf{f}_s , ela pode ser reescrita como a seguir:

$$\mathbf{K} \mathbf{d} = \mathbf{f}_s \quad (2.26)$$

Programas computacionais como o *Abaqus* são utilizados para resolver a equação matricial (2.26) para o vetor deslocamento \mathbf{d} e a partir de derivações destes resultados, o programa também pode obter campos de tensões e deformações. Mais detalhes a respeito da teoria básica da formulação do método dos elementos finitos pode ser encontrado em LOGAN (2012), FISH e BELYTSCHKO (2007) e DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA (2011).

2.4.3. Materiais

Foi realizada uma vasta pesquisa em busca dos métodos, modelos constitutivos e especificidades da modelagem dos materiais utilizados neste trabalho, em especial o concreto, que devido à sua composição por mistura de outros materiais, tem modelos constitutivos complexos. Como comenta VILNAY, CHERNIN e COTSOVOS (2016, p. 2, tradução do autor), “a escolha de modelos para o concreto está limitada no *Abaqus* aos modelos de fissuras difusas (*smearred cracking*), modelo de fraturas frágeis (*brittle cracking*) e ao modelo de danos plásticos (*damaged plasticity*).” A autora também indica as vantagens e usos de cada um, comentando que o modelo de danos plásticos é o mais complexo modelo incorporado ao programa atualmente, podendo ser utilizado em qualquer situação e regime de carregamento. Devido à esta característica generalista e boa convergência em diversas modelagens de elementos de concreto armado apresentadas em artigos relevantes como as de FENG, D.-C., GANG WU, *et al.* (2018), NEZAMI (2019), MEDEIROS (2018), TZIAVOS (2019), NAJAFGHOLIPOUR *et al* (2017), entre outros, este será o modelo adotado nestas simulações.

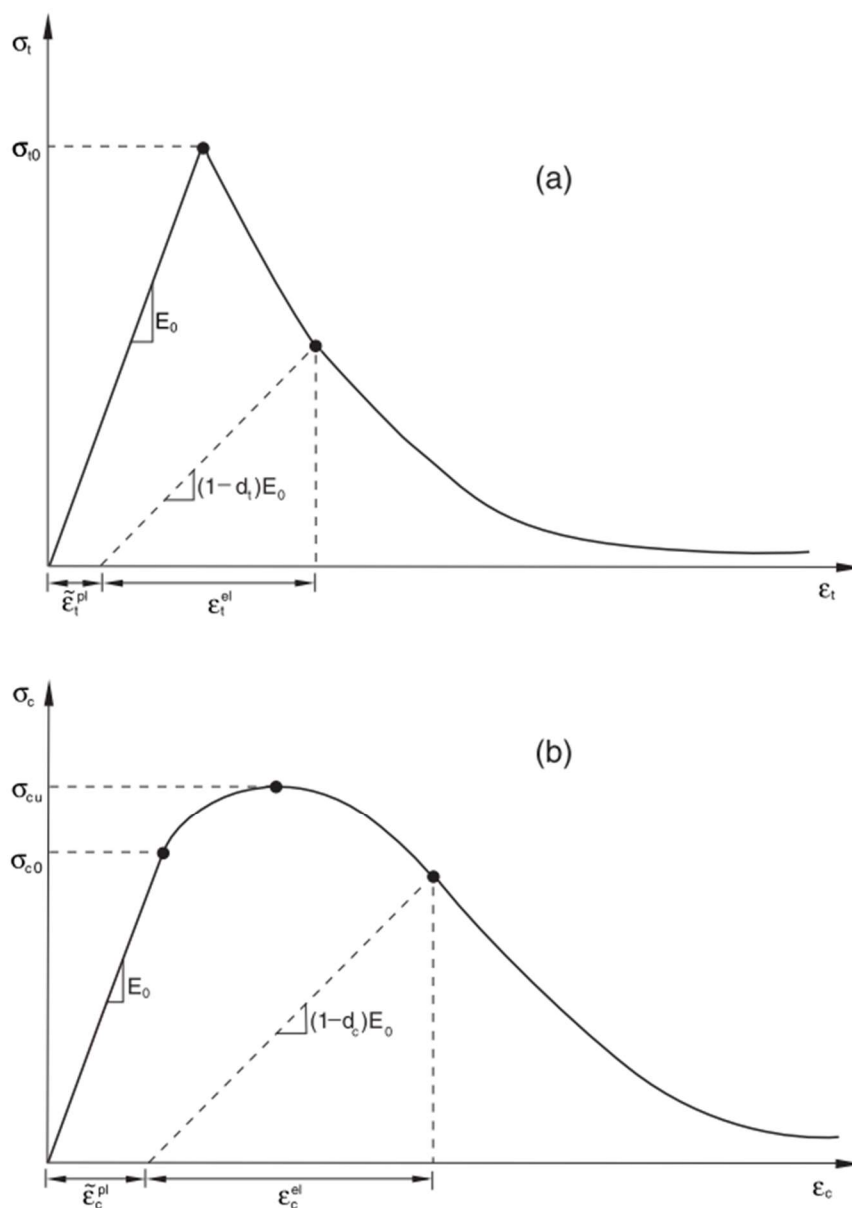
O CDP (*Concrete Damaged Plasticity*), baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano, foi inicialmente desenvolvido por LUBLINER *et al.* (1989), de acordo com o manual do programa *Abaqus*. Tais modelos buscam determinar a fase plástica do concreto, que se deve principalmente à sua resposta ao aparecimento de fissuras e danos internos do material. A degradação do material nesta modelagem é representada por uma variável interna – o dano – onde as características típicas do material concreto podem ser refletidas pela inserção de leis evolutivas deste dano. Para a inserção da variável dano no modelo, o proposto por JANKOWIAK e LODYGOWSKI (2005) indica procedimentos para obtenção das variáveis relevantes à este campo da modelagem, e a formulação para obtenção do parâmetro de dano para o concreto à tração e à compressão. Partindo-se de um elemento submetido a uma tensão uniaxial, este reagirá linearmente até seu limite de elasticidade, onde a inclinação será representada pelo módulo E_0 , válidos até uma tensão limite σ_0 , como pode se observar na Figura 8. Ainda conforme apresentado, a partir deste limite, o dano passa a interferir no comportamento do elemento, tanto na tração quanto compressão, pelas relações:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (2.27)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (2.28)$$

Como é possível verificar pelas equações (2.27) e (2.28), o dano é um fator que varia de 0 (estado inicial) até 1, onde ele causa dano total ao elemento (tensões iguais a 0).

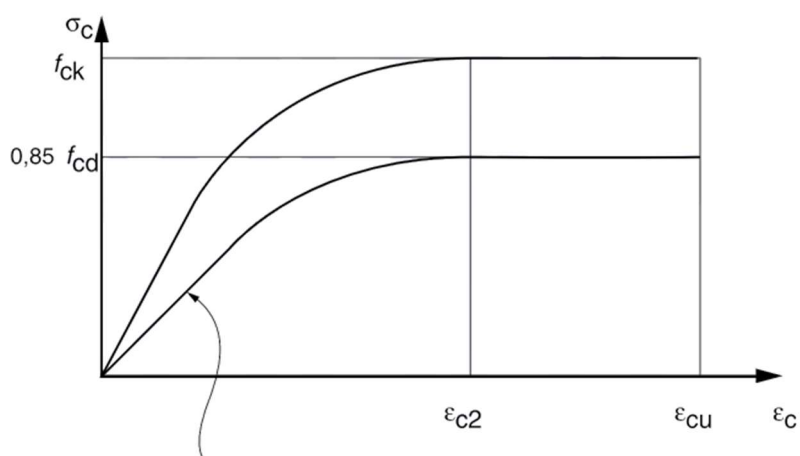
Figura 8 - Resposta do concreto a carregamento uniaxial na tração (a) e compressão (b).



(Fonte: Dassault Systèmes Simulia, 2012a, p. 460)

O desenvolvimento das curvas de comportamento do material concreto pode ser obtido conforme curvas paramétricas, entre as quais as apresentadas em normas técnicas, como a presente na norma brasileira NBR6118:2014 (ver Figura 9), bastante similar à proposta pelo Eurocode (ver Figura 10). Como estas normas são voltadas ao cálculo de estruturas correntes, tem como objetivo caracterizar o comportamento do concreto no intervalo de utilização em projeto, e, portanto, são propostas simplificadas, não contando, portanto, com detalhamento do comportamento após sua degradação.

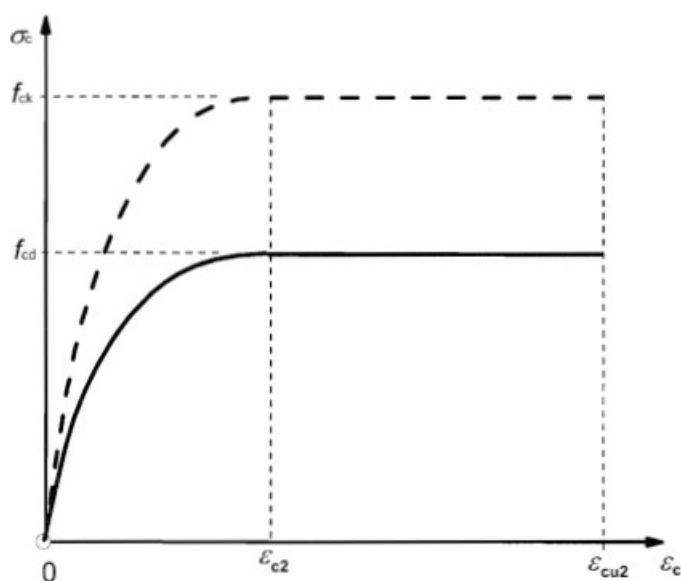
Figura 9 - Curva Tensão-Deformação Idealizado



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

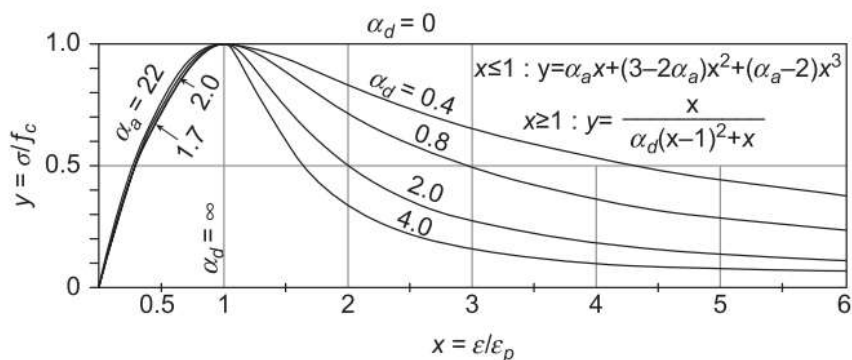
(Fonte: ABNT, 2014)

Figura 10 – Diagrama parábola-retângulo para concreto à compressão

(Fonte: EUROPEAN STANDARD, 2004)

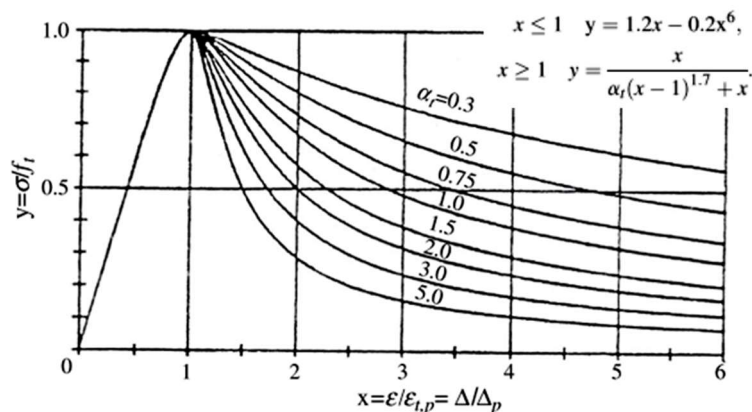
Para possibilitar a utilização do CDP, curvas completas da relação tensão deformação do concreto foram necessárias. Existem diversos estudos e experimentos desenvolvidos para obtenção destas curvas, com destaque aos trabalhos desenvolvidos por CARREIRA e CHU (1985), que desenvolveram equacionamento para elaboração de curvas completas à compressão e tração com base em ensaios de 43 corpos de prova com dimensões e resistências diversas. Mais recentes, a pesquisa de LU e ZHAO (2010) se dedicou a atualizar as curvas correntes para situações de concretos de alta resistência. Outra alternativa mais recente é apresentado por GUO (2014), que no 2º capítulo de seu livro *“Principles of Reinforced Concrete”*, define modelos parametrizados para o concreto à compressão e à tração conforme indicados nas Figuras 11 e 12, que apresentam suas curvas e respectivo equacionamento:

Figura 11 - Curva tensão-deformação teórica para concreto à compressão



(Fonte: Guo, 2014)

Figura 12 - Curva tensão-deformação teórica para concreto à tração



(Fonte: Guo, 2014)

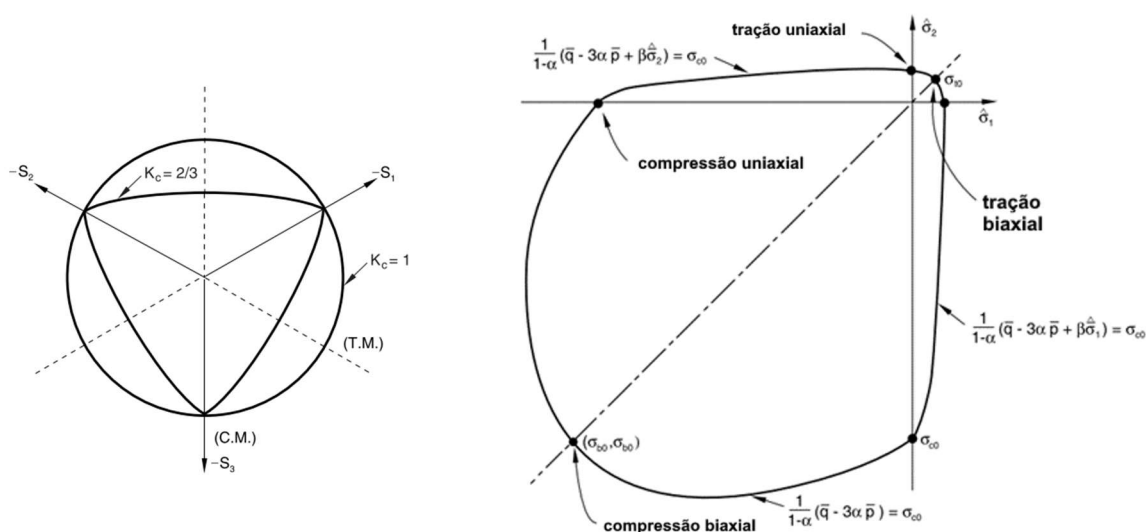
Onde os coeficientes α_d , α_{t,ε_p} e $\varepsilon_{t,p}$ são funções da resistência do concreto à compressão e tração.

Além dos dados referentes às curvas tensão deformação de compressão e tração do material, há necessidade de se aplicar outros parâmetros que, conforme comenta MEDEIROS (2018), permitem a extensão do comportamento dos materiais de estados uniaxiais para estado multiaxial. São eles, conforme o volume 3 do manual do software *Abaqus* (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2012a, p. 474), onde inclusive é possível aprofundar-se sobre o tema:

- o ângulo de dilatância (ψ), que pode ser interpretado como o ângulo da superfície de falha em relação ao eixo hidrostático e, para simulação de concreto, deve ser entre 36° e 40°;

- a excentricidade do potencial de fluxo (e), para a qual é recomendada o valor de 0,1;
- a proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e o meridiano de compressão e tração na seção transversal (K_c), com valor proposto de 2/3 (conforme Figura 13);
- a razão entre a resistência inicial à compressão no estado biaxial e a resistência inicial uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), que tem valor recomendado de 1,16;

Figura 13 – Gráfico apresentando valor de K_c (esquerda), Estado plano de tensões (direita)



(Fonte: Dassault Systèmes Simulia, 2012a, p. 474)

- além destes, há a regularização viscoplástica (ν), que é um recurso que visa minimizar problemas de convergência em materiais que apresentam degradação da rigidez e comportamento de amolecimento, e seu valor adotado é de 0,001.

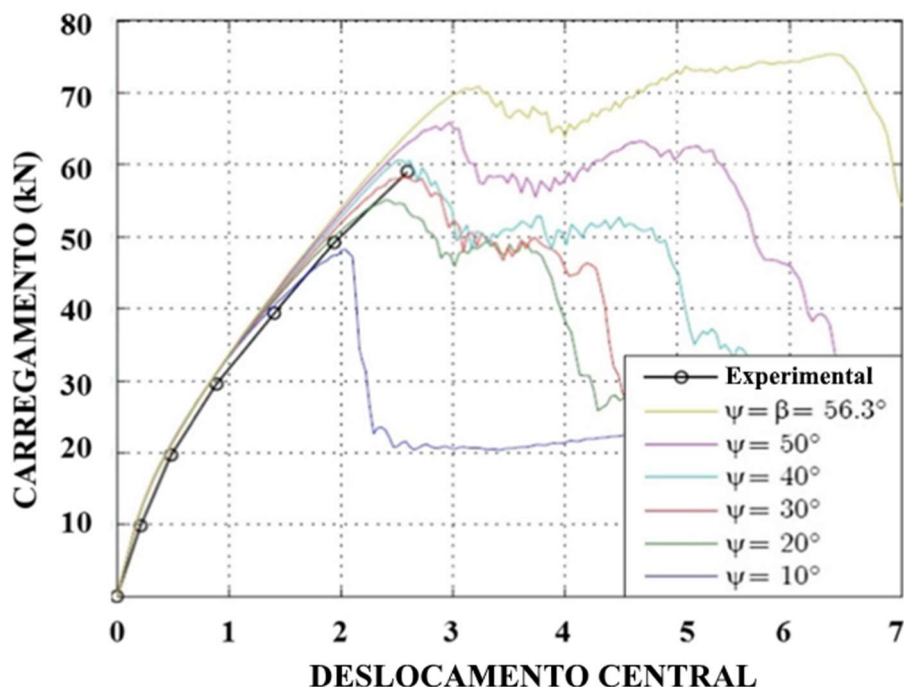
Para elementos em aço, devido ao seu conhecido comportamento com patamar de escoamento definido, é possível obter boa aproximação utilizando parâmetros elásticos e patamar plástico, conforme indica CAMARENA (2006) em sua pesquisa de mestrado, em que foram desenvolvidas simulações numéricas de peças de vigas pré-fabricadas. Quando não há interesse de análise localizada do comportamento das barras, a abordagem para modelagem apresentada por KATAOKA, FERREIRA e EL DEBS (2017), é bastante útil do ponto de vista de otimização computacional, onde foi

optado por lançar as elementos lineares (bidimensionais), que simulam com boa precisão o comportamento das barras de aço em concreto armado.

2.4.4. Modelagem de ligações estruturais entre viga e pilar pré-fabricados

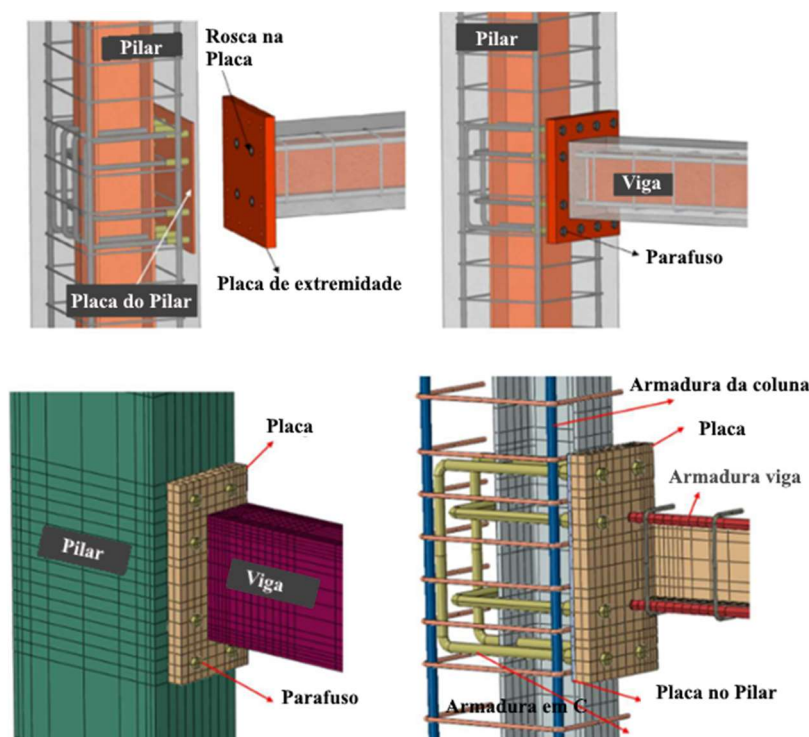
Existem diversos trabalhos desenvolvidos com a proposta de se modelar ligações entre estruturas pré-fabricadas em concreto armado, com diferentes soluções de ligações, como o realizado por NZABONIMPA, HONG e KIM (2017), que realizaram um estudo utilizando o método dos elementos finitos no *Abaqus* para simular a resposta experimental de uma ligação inovadora de viga e pilar pré-fabricados utilizando chapas metálicas de extremidade (ver Figura 15 - similares às ligações rígidas de estruturas metálicas). Foi considerado um modelo não linear baseado em danos de plasticidade no concreto para aferir o comportamento da peça (modos de falha, deformações e os danos do concreto nas regiões dos conectores da chapa metálica). Os autores testaram diversos valores de ângulo de dilatação para modelos CDP, como apresentado na Figura 14:

Figura 14 - Influência do ângulo de dilatação nos modelos CDP



(Fonte: NZABONIMPA, HONG e KIM, 2017)

Figura 15 – Ligação viga pilar estudada por NZABONIMPA, HONG e KIM (2017)

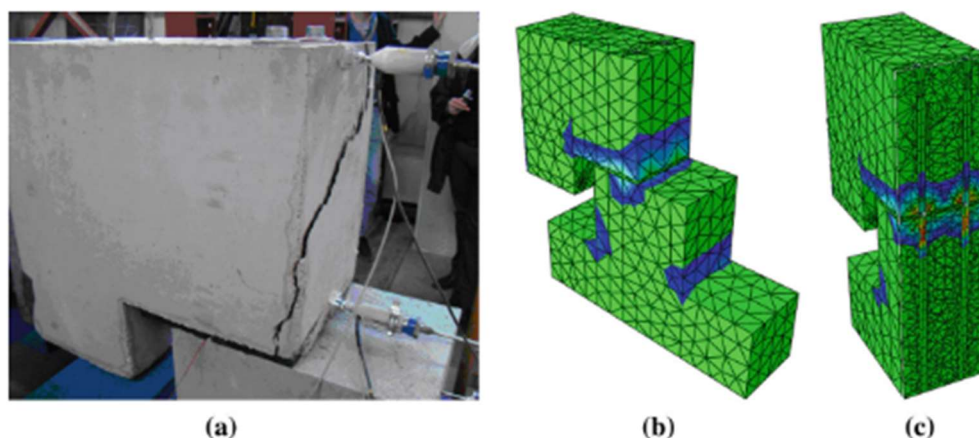


(Fonte: NZABONIMPA, HONG e KIM, 2017)

Já KREMMYDA, FAHJAN e TSOUKANTAS (2014) desenvolveu estudo que tinha como alvo conexões simplesmente apoiadas (articuladas) entre viga e pilar pré-fabricado, utilizando chumbadores grauteados e rosqueados no topo da ligação. O objetivo foi verificar a transferência de esforços horizontais por meio desta ligação, variando a bitola e quantidade de chumbadores, o cobrimento de concreto (tanto horizontal quanto vertical, sobre a rosca), a resistência à compressão do graute de preenchimento e a repetição das ações (cíclicas ou monotônicas), com um total de 22 exemplares. Todos estes ensaios foram reproduzidos por modelagem numérica utilizando o programa *Abaqus* (ver Figura 16), com elementos finitos tridimensionais e não linearidade do concreto obtida por modelo constitutivo de fissuras distribuídas (*concrete smeared cracking model*). O aço foi definido com um patamar plástico e o aparelho de apoio elastomérico foi considerado perfeitamente elástico. As interações entre o chumbador e o graute foram definidas como contato friccional, com coeficiente de fricção tangencial de 0,60. A malha de elementos finitos contou com elementos sólidos hexaédricos apenas no graute de preenchimento (utilizando integração reduzida) - C3D8R, enquanto todas as outras partes foram modeladas com tetraedros

(C3D4). Os resultados dos ensaios e modelos numéricos demonstram boa convergência e o autor em suas conclusões comenta que "modelos como este podem ser utilizados para profunda investigação da resposta de conexões articuladas em estruturas pré-fabricadas, indo além da investigação experimental"

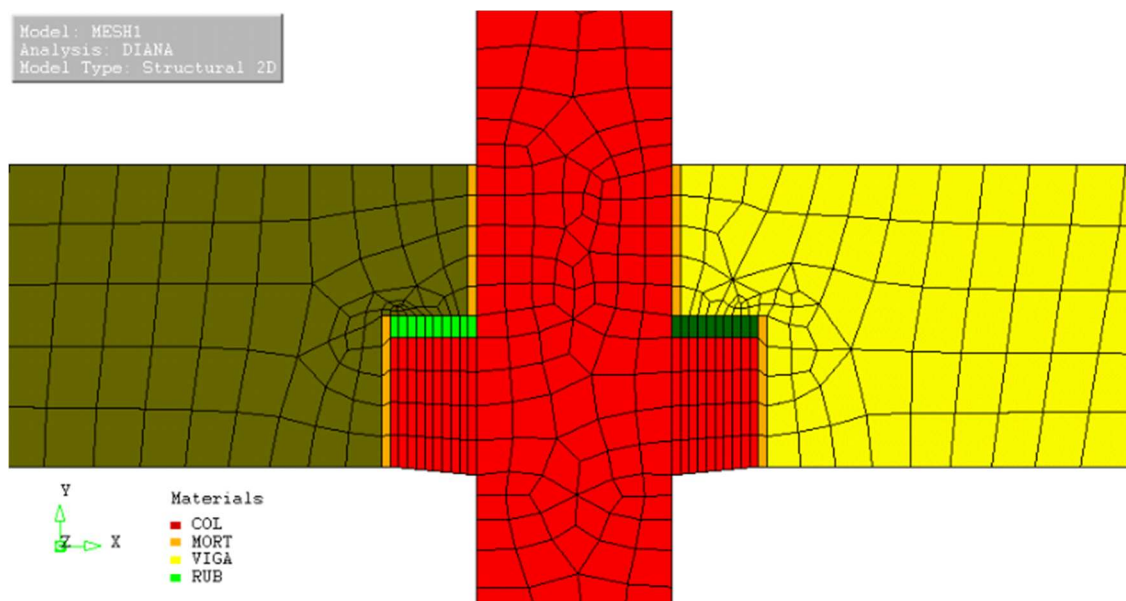
Figura 16 - Modelo experimental (a) e simulação numérica dos ensaios desenvolvido por KREMMYDA, FAHJAN e TSOUKANTAS (2014)



(Fonte: KREMMYDA, FAHJAN e TSOUKANTAS, 2014)

CAMARENA (2006) desenvolveu, como parte de um programa em estruturas pré-fabricadas, modelo baseado no método dos elementos finitos bidimensional (utilizando o programa comercial *Diana*) para obtenção de informações ao estudo de desempenho de ligação entre viga e pilar projetado para ser sismo-resistente, por meio de continuidade desenvolvida por cordoalhas protendidas que cruzam o elemento (Figura 17), com boa convergência em relação à cálculos analíticos desenvolvidos pelo autor.

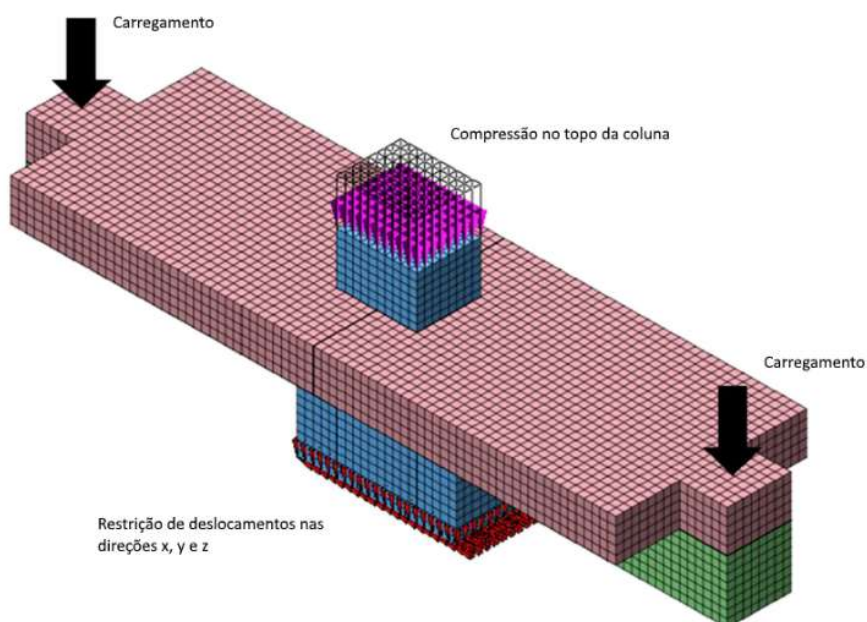
Figura 17 - Vista frontal da discretização da malha de elementos finitos da ligação estudada por CAMARENA (2006)



(Fonte: CAMARENA, 2006)

KATAOKA, FERREIRA e EL DEBS (2017) desenvolveram modelagem numérica (utilizando o programa comercial *Diana* – ver Figura 18) e ensaios em escala real de um conjunto pilar-viga e laje, com objetivo de compreender o comportamento estrutural do modelo proposto, utilizando-se do ensaio para validar os resultados do modelo numérico e posteriormente conduzindo parametrização com variação da área da seção transversal da armadura de continuidade da viga e da resistência do concreto, onde se concluiu uma maior relevância da armadura negativa no comportamento em relação à resistência do concreto.

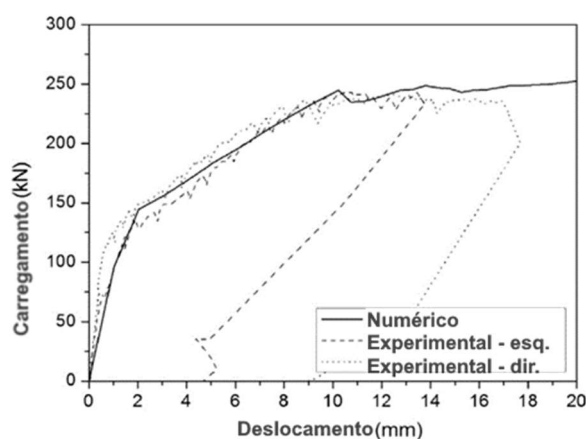
Figura 18 - Aplicação dos carregamentos e condições de contorno



(Fonte: KATAOKA, FERREIRA E EL DEBS, 2017)

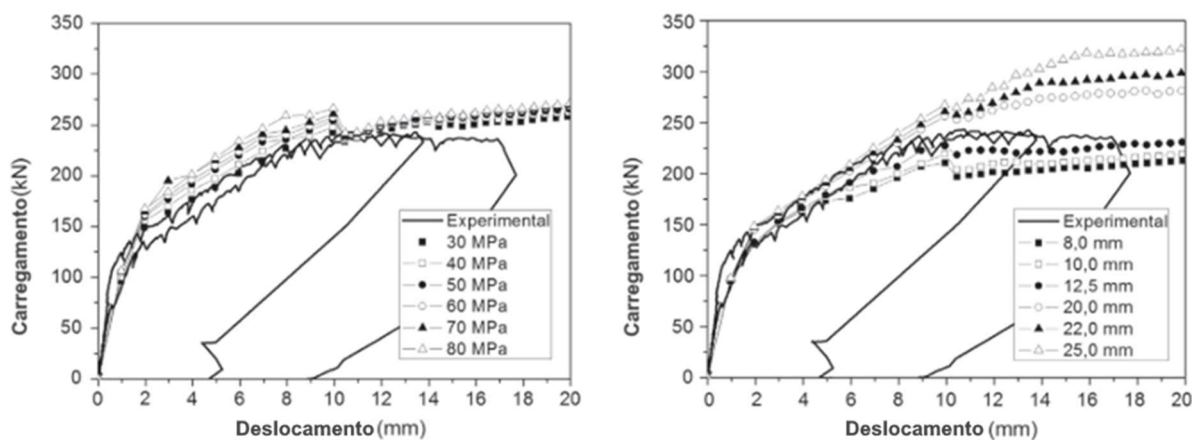
As barras de aço deste modelo não foram discretizadas como elementos sólidos, sendo consideradas como elementos lineares embutidos nos elementos de concreto, funcionando como reforço. Também foi observada boa representação do ensaio pelo modelo numérico utilizado, como pode-se observar no gráfico deslocamento x carregamento apresentado na Figura 19. Também foram desenvolvidos ensaios paramétricos variando a resistência do concreto e a taxa de armadura (Figura 20).

Figura 19 - Gráfico Deslocamento x Carregamento comparando ensaio e MEF



(Fonte: KATAOKA, FERREIRA E EL DEBS, 2017)

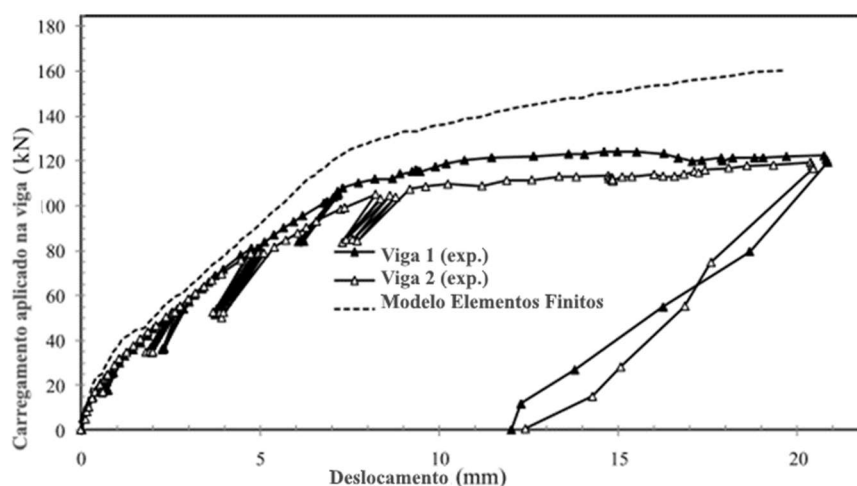
Figura 20 - Resultados da análise paramétrica da variação da resistência do concreto (esquerda) e da alteração da bitola da armadura negativa (direita)



(Fonte: KATAOKA, FERREIRA E EL DEBS, 2017)

Outro trabalho desenvolvido neste âmbito foi a tese de doutorado de HASAN (2011), que procedeu um estudo numérico-experimental para verificação da rigidez de ligações monolíticas, utilizando o software comercial *Ansys* para modelagem, indicou que o modelo falhou na simulação da fase plástica da peça (após o escoamento das armaduras), e indicou como causa a perfeita aderência entre o concreto e armaduras, o que levou à uma rigidez maior do modelo MEF em relação ao observado na viga ensaiada.

Figura 21 - Gráfico Deslocamento x Carregamento comparando ensaio e MEF



(Fonte: HASAN, 2011)

Esta observação pode ser verificada na Figura 21, e foi importante para que fosse considerada a adição do escorregamento relativo entre concreto e armaduras

na região de rótula plástica na análise do presente trabalho, que será tratada como uma retro análise dos resultados de ensaios experimentais e pormenorizada no capítulo 4.

3. ENSAIOS UTILIZADOS

Neste capítulo serão descritos características geométricas, materiais, instrumentação dos modelos, condições de apoio e carregamentos dos ensaios experimentais desenvolvidos no laboratório NETPre por HADADE (2016).

3.1. Ensaio 1 – Ligação com chumbador e bainha

O primeiro ensaio a ser utilizado e desenvolvido por HADADE (2016), nomeado NCE (Neoprene, Chumbador e Estribos na região da ligação), contava com uma pré-viga (viga pré-fabricada com estribos aparentes para posterior concretagem do seu capeamento), de dimensões de 500mm x 600mm x 2500mm (Figura 22), com resistência de projeto do concreto igual à 50MPa (será posteriormente apresentado o resultado dos ensaios do concreto utilizado para as peças). A armadura positiva é constituída de 4 barras de 25mm, e os porta-estribos de 4 barras de 12,5mm, com estribos em 4 ramos com barras de 10mm, distribuídos a cada 150mm (totalizando 19 estribos de 4 ramos). Na extremidade junto ao pilar existem 2 furos de 50mm de diâmetro, permitindo o posicionamento dos chumbadores e seu grauteamento.

Figura 22 - Viga Pré-Fabricada – NCE (Ensaio 01)



(Fonte: HADADE, 2016, p.99)

O pilar pré-fabricado também contava com resistência de projeto igual à 50MPa e dimensões de 500mm x 500mm x 2100mm, consolos curtos (dimensões de 350mm x 500mm x 200+250mm em faces opostas, cada um com 2 chumbadores em aço CA25, diâmetro de 20mm), bainha corrugada (diâmetro igual à 40mm) para passagem da armadura negativa da viga, posicionada de forma a possibilitar a passagem desta

armadura e solidarização em altura compatível e junto aos estribos (Figura 23). Esta armadura negativa (2 barras de aço CA50 com diâmetro de 25mm, comprimento de 5440mm) foi posicionada e a seguir executado o capeamento concretado in-loco no laboratório, com altura de 280mm e resistência de projeto do concreto igual à 30MPa, totalizando a altura final da viga de 880mm.

A almofada de apoio de elastômero sintético de policloropreno (Neoprene) posicionada sobre o consolo conta com dimensões de 400mm x 250mm x 10mm, dureza shore = 60 e $\sigma_{\text{máx}} = 10$ MPa.

Figura 23 - Pilar Pré-Fabricado – NCE (Ensaio 01)



(Fonte: HADADE, 2016, p.90)

Os elementos pré-fabricados utilizados por HADADE (2016) tinham como resistência à compressão de projeto do concreto 50MPa, porém os resultados dos ensaios de compressão axial (conforme NBR5739:2007) chegaram à resultados bastante superiores, conforme indicado na Tabela 3, que apresenta o resultado de todos os ensaios realizados para o concreto utilizado nas peças pré-fabricadas de sua pesquisa.

Tabela 3 – Resultados do Ensaio de Compressão Axial para Concreto das Peças

ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL (NBR 5739:2007) - CONCRETO PRÉ-FABRICADO														
INFORMAÇÕES ADICIONAIS			CONTROLE ESTATÍSTICO POR AMOSTRAGEM PARCIAL fck: 50 MPa											
Tipo de CP's: 10X20 cm			MÉDIA: 27,64 MPa				MÉDIA: 61,54 MPa				MÉDIA: 72,94 MPa			
Tipo de Capeamento: RETIFICACÃO			DESVIO PADRÃO: 2 MPa				DESVIO PADRÃO: 2 MPa				DESVIO PADRÃO: 2 MPa			
Máquina de Ensaio: CLASSE 1			fck est: 22,34 MPa				fck est: 50,42 MPa				fck est: 58,89 MPa			
DATA DE MONTAGEM	PEÇA ID	CURA	DESFORMA				7 DIAS				28 DIAS			
			IDADE (horas)	CP01 (MPa)	CP02 (MPa)	REP (MPa)	IDADE (dias)	CP03 (MPa)	CP04 (MPa)	REP (MPa)	IDADE (dias)	CP05 (MPa)	CP06 (MPa)	REP (MPa)
	P1													
22-set-14	V1	NATURAL	20:10	27,24	26,45	27,24	7	60,52	61,61	61,61	28	71,82	70,95	71,82
	V2													
	P1													
24-set-14	V1	NATURAL	17:35	28,04	27,82	28,04	7	60,03	61,48	61,48	28	74,06	73,37	74,06
	V2													

(Fonte: HADADE, 2016, p.108)

Já o capeamento (com resistência à compressão de projeto de 30MPa) e grautes de preenchimento tiveram ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade (apenas capeamento) executados para cada um dos ensaios desenvolvidos por HADADE (2016) ao longo de sua pesquisa. Estes resultados estão organizados na Tabela 4, onde NCE equivale ao Ensaio 01 deste trabalho (Neoprene e Chumbador), e CSE equivale ao Ensaio 02 (Chapa Soldada).

Tabela 4 – Resultados dos Ensaios de Compressão Axial e Módulo de elasticidade para as concretagens in-loco

ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL (NBR 5739:2007) - CONCRETO MOLDADO NO LOCAL										
CONTROLE ESTATÍSTICO POR AMOSTRAGEM PARCIAL fck: 30 MPa										
Tipo de CP's: 10X20 cm										
Tipo de capeamento: RETIFICACÃO										
ENSAIO	DATA DO ENSAIO	MODELO	DATA DE MOLDAGEM DO CP	DATA DA RUPTURA DO CP	IDADE DO CP (dias)	IDADE MONT (dias)	CURA	CP CONCRETO (MPa)	MÓDULO DE ELAST. (GPa)	CP GRAUTE (MPa)
NCE	18-nov-14		23-out-14	18-nov-14	26	26	NATURAL	47,62		62,46
NC	20-jan-15		4-dez-14	18-dez-14	14	47	NATURAL	32,04		
CS	26-fev-15		16-jan-15	05-mar-15	48	18	NATURAL	29,79	32,76	50,7
CSE	12-mar-15		5-mar-15	18-mar-15	13	7	NATURAL	25,21	36,31	
GC	26-mar-15		1-abr-15	01-abr-15	12	5	NATURAL	31,8	24,3	55,26
GCE	30-abr-15		24-abr-15							

(Fonte: HADADE, 2016, p.108)

O projeto completo utilizado para a fabricação das peças é apresentado no Anexo A.

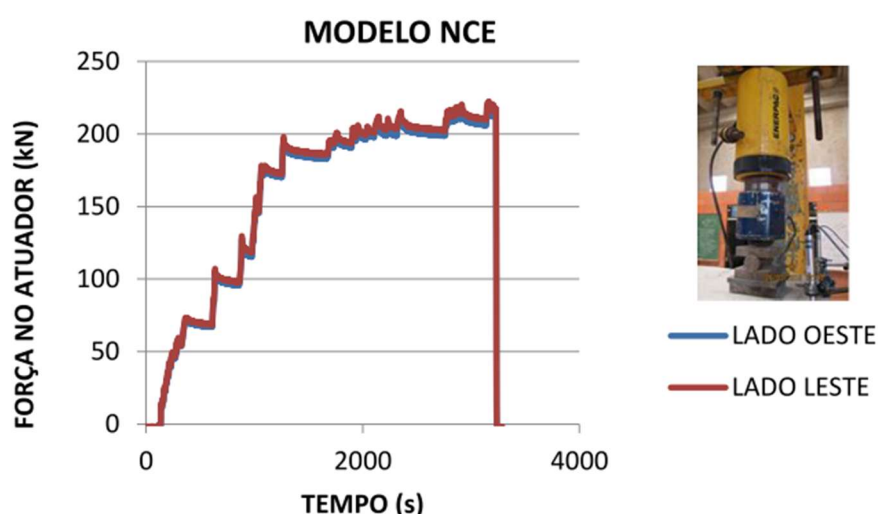
Figura 24 - Ensaio Ligação Tipologia 1



(Fonte: HADADE, 2016, p.126)

O ensaio (Figura 24) contou com transdutores instalados nas extremidades inferiores dos balanços das vigas (distanciados em 30mm da face da mesma), e foram aplicados carregamento no topo do pilar (para fixá-lo na posição) e carregamentos monotônicos incrementais (por meio de atuadores hidráulicos, ligados numa mesma célula hidráulica) nas extremidades dos balanços (distantes 255mm da extremidade do balanço) até atingirem em torno de 220kN nas vigas oeste e leste. O desenvolvimento da aplicação dos carregamentos está apresentado na Figura 25.

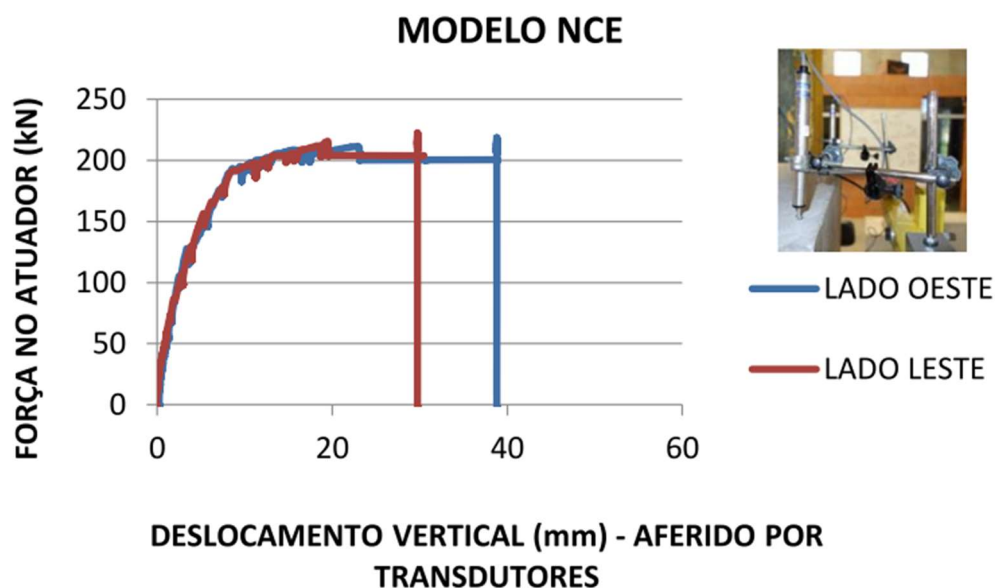
Figura 25 – Gráfico Força x Tempo – Modelo NCE (Ensaio 01)



(Fonte: HADADE, 2016, p.138)

A leitura dos transdutores, aliada à leitura da força aplicada pelos atuadores, permitiu à autora elaborar o gráfico Força x Deslocamento apresentado na Figura 26:

Figura 26 – Gráfico Força x Deslocamento - Modelo NCE (Ensaio 01)



3.2. Ensaio 2 – Ligação por chapas soldadas e bainha

Conforme a proposta do estudo de HADADE (2016), os demais ensaios tiveram como premissa alteração do sistema de ligação viga-pilar, mantendo iguais as demais variáveis para viabilizar a comparação do desempenho entre estas. Desta forma, o ensaio utilizando chapas soldadas de base (nomeado CS – Chapa Soldada), tem as mesmas dimensões e características do ensaio NCE, alterando apenas a base da viga pré-fabricada, onde foi implementada uma chapa metálica (aço ASTM A36) de espessura de 12,5mm. Pelo mesmo motivo, o consolo do pilar também teve inserção de uma chapa metálica de mesma configuração, sendo estas duas chapas solidarizadas por meio de solda por eletrodo 7018 OK 4804, bitola de 3,25mm conforme norma AWS:E7018 (*American Welding Standard*). Devido à existência deste procedimento na execução do protótipo, um sulco foi inserido ao redor do consolo, conforme pode ser observado na Figura 27.

Os resultados dos ensaios de compressão simples para os concretos utilizados neste ensaio estão apresentados conjuntamente aos do ensaio NCE, nas Tabela 3 (a concretagem das peças pré-fabricadas foi realizada de uma única vez), enquanto o concreto dos trechos moldados in-loco foram realizados no próprio laboratório, e seus resultados estão apresentados na Tabela 4.

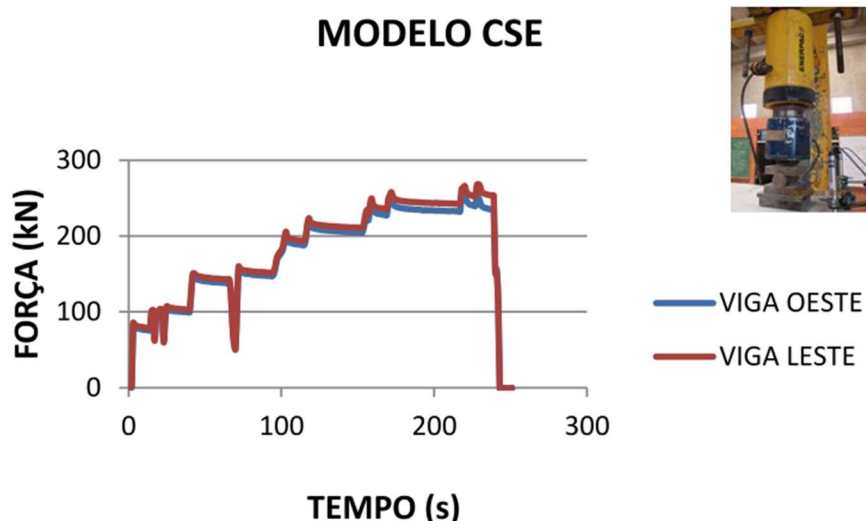
Figura 27 – Solidarização das Chapas Viga-Pilar, ensaio CSE



(Fonte: HADADE, 2016, p.110)

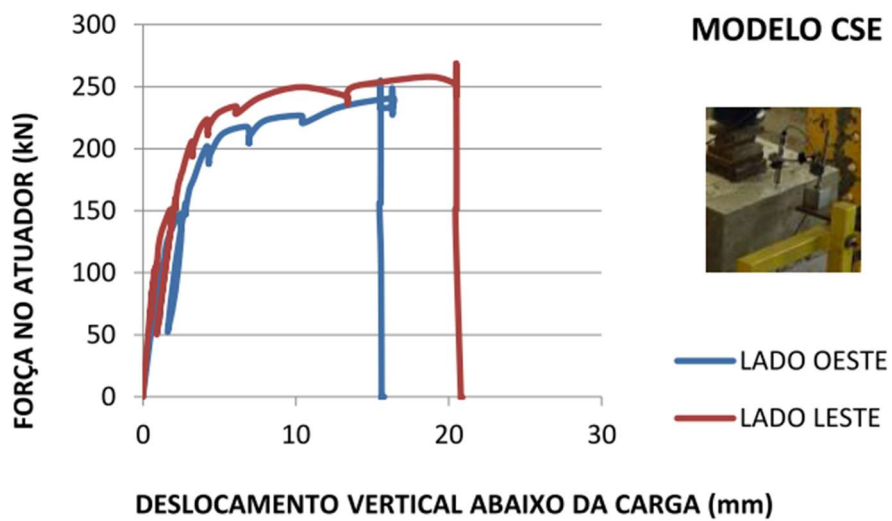
Da mesma forma que o ensaio NCE (Ensaio 01), o ensaio CSE contou com transdutores instalados nas extremidades inferiores dos balanços das vigas (distanciados em 30mm da face da mesma). Foi aplicado carregamento no topo do pilar (afim de travar o modelo) e carregamento monotônico incremental (por meio de atuadores hidráulicos, ligados num mesmo compressor) nas extremidades dos balanços (distantes 255mm da extremidade do balanço) que atingiram em torno de 260kN em ambas as vigas oeste e leste. O desenvolvimento da aplicação dos carregamentos está apresentado na Figura 28.

Figura 28 – Gráfico Força x Tempo – Modelo CSE (Ensaio 02)



(Fonte: HADADE, 2016, p.159)

A leitura dos transdutores, aliada à leitura da força aplicada pelos atuadores, permitiu à autora elaborar o gráfico Força x Deslocamento apresentado na Figura 29:

Figura 29 – Gráfico Força x Deslocamento - Modelo CSE (Ensaio 02)

(Fonte: HADADE, 2016, p.159)

4. MODELAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Neste capítulo serão apresentados os aspectos relevantes à simulação computacional dos ensaios apresentados no capítulo anterior pelo método dos elementos finitos, passando pela definição dos materiais (descrição das leis constitutivas dos mesmos), geometria das peças, elementos finitos e suas malhas (e refinamento necessário), os métodos numéricos para simular a interação entre os elementos estruturais, os pontos de obtenção de resultados e comentários acerca deste desenvolvimento.

4.1. Materiais e Modelos constitutivos

Uma observação importante neste ponto é o tratamento necessário quanto a entrada de dados utilizada pelo programa *Abaqus* para as tensões e deformações, visto que o mesmo utiliza “tensões e deformações verdadeiras” para o desenvolvimento de seu processamento. As chamadas “tensões verdadeiras” (σ) levam em consideração as deformações do elemento decorrente das forças aplicadas no mesmo para sua obtenção, diferentemente das chamadas “tensões de engenharia” (σ), onde esta pequena variação de área é negligenciada (o que, para pequenas deformações na fase elástica dos materiais, não causa imprecisões relevantes).

Para as tensões verdadeiras (σ), partindo do conceito da conservação do volume, um corpo com seção transversal de área A_0 e comprimento L_0 tem seu volume definido por:

$$V = A_0 \cdot L_0 \quad (4.1)$$

Já o volume do corpo submetido à carregamentos (seção transversal deformada A e comprimento deformado L) podem ser descritos como:

$$V = A \cdot L \quad (4.2)$$

De acordo com o efeito de Poisson, suas deformações manterão seu volume e pode-se dizer que:

$$V = A_0 \cdot L_0 = A \cdot L \quad (4.3)$$

Portanto:

$$A = \frac{A_0 \cdot L_0}{L} \quad (4.4)$$

A tensão de engenharia é descrita como:

$$\sigma = \frac{F}{A_0} \quad (4.5)$$

Já a tensão verdadeira atuante numa face de um corpo genérico pode ser descrita como o efeito da força pela área, e aplicando a equação (4.4), que relaciona os volumes deformados e indeformados, temos:

$$\sigma' = \frac{F}{A} = \frac{F \cdot L}{A_0 \cdot L_0} \quad (4.6)$$

As “deformações de engenharia” consideram a razão entre a deformação e o comprimento total:

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} = \frac{L}{L_0} - 1 \Rightarrow \frac{L}{L_0} = (\varepsilon + 1) \quad (4.7)$$

Aplicando as equações (4.5) e (4.7) na equação (4.6), temos o equacionamento da tensão verdadeira em relação à tensão de engenharia:

$$\sigma' = \frac{F}{A} = \frac{F \cdot L}{A_0 \cdot L_0} = \sigma \cdot (\varepsilon + 1) \quad (4.8)$$

Já a deformação verdadeira, diferentemente da deformação de engenharia, considera a integral das variações do comprimento infinitesimal:

$$\varepsilon' = \int_{L_0}^L \frac{dL}{L} = \ln \frac{L}{L_0} \quad (4.9)$$

Como a equação (4.7) indica o valor da “deformação de engenharia”, uma pode ser escrita em relação à outra da seguinte forma:

$$\varepsilon' = \ln \frac{L}{L_0} = \ln(\varepsilon + 1) \quad (4.10)$$

Este cálculo, que culmina nas equações (4.8) e (4.10), equivale às formulas sugeridas na EN 1993-1-5 (2006) em seu anexo C, que trata da modelagem em elementos finitos:

$$\sigma_{\text{verdadeira}} = \sigma \cdot (1 + \varepsilon) \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_{\text{verdadeira}} = \ln.(1 + \varepsilon) \quad (4.12)$$

Com estas informações também é possível obter a deformação residual plástica, necessária para elaboração das curvas constitutivas dos materiais:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon' - \frac{\sigma'}{E} \quad (4.13)$$

Utilizando deste procedimento (com base nos valores referentes às características dos materiais levantados a partir dos trabalhos completos de HADADE (2016) – ensaios 1 e 2, foram determinados os valores relevantes para a discretização dos modelos, resumidos a seguir.

4.1.1. Concreto Pré-Fabricado

Conforme indicado na Tabela 3, foram necessárias 2 betonadas para execução de todas as peças ensaiadas por HADADE (2016). Como a diferença entre os valores da resistência à compressão foram próximas, será adotado para os ensaios 1 e 2 o valor médio de 72,94MPa para as peças pré-fabricadas.

Não foram realizados testes de módulo de elasticidade, e neste caso foi utilizado o estabelecido pela NBR6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para levantamento do módulo inicial e secante. Como o valor ultrapassa 50MPa, o equacionamento a ser utilizado é o descrito na equação (4.14):

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (4.14)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (4.15)$$

Onde:

α_E é o coeficiente que leva em consideração o agregado graúdo utilizado, que para granito e gnaisse pode ser considerado igual à 1.

$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$ – fator de correção do módulo inicial para o seu valor secante.

Tabela 5 – Resumo – Concreto Pré-Fabricado

f_c (MPa)	72,94
E_{ci} (MPa)	43953
E_{cs} (MPa)	43178

A partir da definição dos valores da resistência à compressão do concreto e de seu módulo de elasticidade, serão estabelecidas as curvas dos modelos constitutivos do concreto, seguindo a metodologia apresentada na revisão bibliográfica para o CDP proposta por JANKOWIAK e LODYGOWSKI (2005) e curvas propostas por GUO (2014), que parametriza as curvas tensão-deformação conforme apresentado na Figura 11, por meio dos adimensionais para a curva do concreto comprimido:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad (4.16)$$

$$y = \frac{\sigma}{f_c} \quad (4.17)$$

Ou seja, a abcissa indica as deformações parametrizadas em relação à sua deformação de pico de tensão à compressão (ε_p), enquanto as ordenadas indicam as tensões em relação à sua máxima tensão à compressão (f_c).

Destas equações é possível deduzir que:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4.18)$$

$$\sigma = f_c \cdot y \quad (4.19)$$

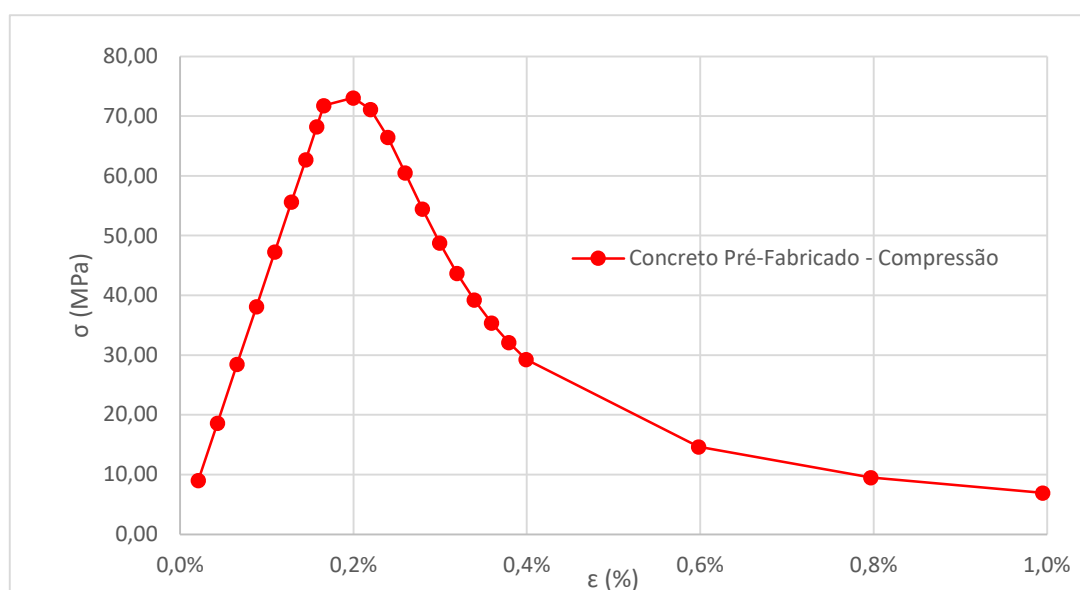
Afim de se obter os pontos necessários para elaboração desta curva, foi adotado o valor de ε_p igual a 0,23% (com o valor de f_c correspondente ao obtido por ensaios) e os valores de α_d e α_a obtidos a partir da Tabela 6.

Tabela 6 – Valores sugeridos para os parâmetros estruturantes das curvas

Resistência à compressão	α_d	α_a
\leq C30	0,4	2,2
\geq C40	2,0	1,7

(Fonte: adaptado de Guo, 2014)

É possível estabelecer os valores de tensão verdadeira e deformação inelástica a partir de pares “x-y”, de acordo com o formato de entrada de dados solicitado no programa *Abaqus*, apresentados como uma curva tensão-deformação na Figura 30 para o Ensaio 01 e 02.

Figura 30 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Pré-Fabricado - Compressão

E também é possível obter os parâmetros de dano a serem inseridos no *Abaqus*, conforme a equação (2.28), com os resultados para o Ensaio 01 e 02 apresentados na Tabela 7:

Tabela 7 – Parâmetros de danos relacionados a deformações, compressão – Concreto Pré-fabricado, Ensaios 01 e 02

ϵ_{pl}	Dc
0,0003	0,000
0,0005	0,024
0,0009	0,089
0,0012	0,170
0,0015	0,253
0,0019	0,331
0,0022	0,401
0,0025	0,462
0,0028	0,514
0,0030	0,560
0,0033	0,598
0,0056	0,799
0,0077	0,870
0,0098	0,905
0,0118	0,925
0,0138	0,938
0,0158	0,948
0,0178	0,954
0,0197	0,960

Da mesma forma, há parametrização das curvas tensão-deformação para o concreto à tração, conforme apresentado na Figura 12, por meio dos adimensionais:

$$x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{t,p}} \quad (4.20)$$

$$y = \frac{\sigma}{f_t} \quad (4.21)$$

Aqui o eixo das abcissas indica as deformações parametrizadas em relação à sua deformação de pico de tensão à tração ($\epsilon_{t,p}$), enquanto as ordenadas indicam as tensões em relação à sua máxima tensão à tração (f_t). As diferentes curvas propostas dependem da variável α_t , que pode ser expressa como:

$$\alpha_t = 0,312 \cdot f_t^2 \quad (4.22)$$

A resistência do concreto à tração (f_t), na falta de valores experimentais pode ser obtido de forma analítica. Neste trabalho, optou-se por seguir o proposto na norma

brasileira NBR6118:2014, assumindo o mesmo como o valor médio de resistência à tração a partir da sua resistência à compressão:

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11f_{ck}) \quad (4.23)$$

De forma análoga ao que foi apresentado para as curvas à compressão, para a tração, a partir de pares adimensionais x-y, obtém-se os dados necessários para a formulação dos modelos constitutivos utilizados pelo *Abaqus*. Estes valores (para os ensaios 1 e 2) são utilizados para traçar a curva da Figura 31 e seu parâmetro de dano, obtido conforme a equação (2.27), está resumido na Tabela 8.

Figura 31– Curva Tensão-Deformação - Concreto Pré-Fabricado - Tração

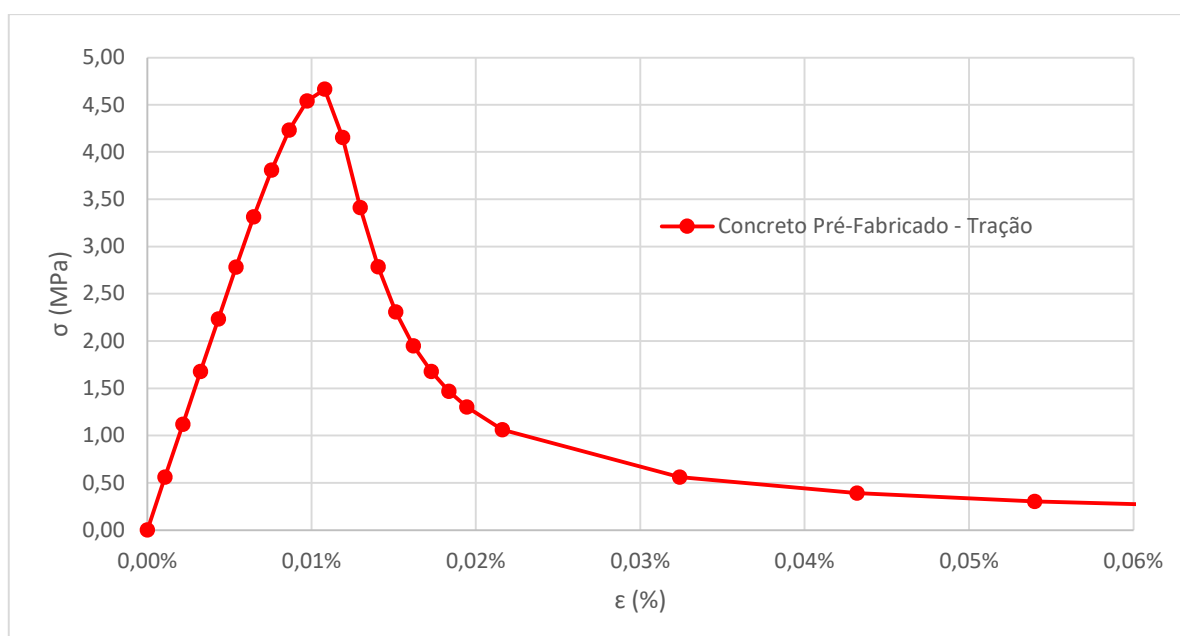


Tabela 8 - Parâmetros de danos relacionados a deformações, tração – Concreto Pré-fabricado, Ensaios 01 e 02

ϵ_{pl}	Dt
0,0000	0,0000
0,0000	0,1095
0,0001	0,2682
0,0001	0,4026
0,0001	0,5051
0,0001	0,5819
0,0001	0,6402
0,0001	0,6852
0,0002	0,7206
0,0002	0,7723
0,0003	0,8802
0,0004	0,9165
0,0005	0,9347
0,0006	0,9458
0,0008	0,9532
0,0009	0,9586
0,0010	0,9627
0,0011	0,9660
0,0012	0,9686
0,0013	0,9708
0,0014	0,9727
0,0015	0,9743

4.1.2. Concreto Moldado In-loco

Conforme indicado na Tabela 4, HADADE (2016) teve como resultado do ensaio de compressão do concreto moldado in-loco utilizado no modelo NCE (chamado neste estudo de Ensaio 01), o valor de 47,62MPa. Já para o modelo CSE (chamado neste estudo de Ensaio 02), o valor foi de 29,79MPa.

Tabela 9 – Resumo – Concreto Moldado In-loco

	Ensaio 01	Ensaio 02
f_c (MPa)	47,62	29,79
E_{ci} (MPa)	38644	30565
E_{cs} (MPa)	35515	26728

Adotando o mesmo processo apresentado em 4.1.1. (porém com fórmulas apropriadas para a faixa de resistência característica do concreto, menor que

C50), são obtidos os pontos da curva do modelo constitutivo para o concreto moldado in-loco, apresentados em forma de curvas nas Figuras 32 a 35:

Figura 32 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Compressão – Ensaio 01

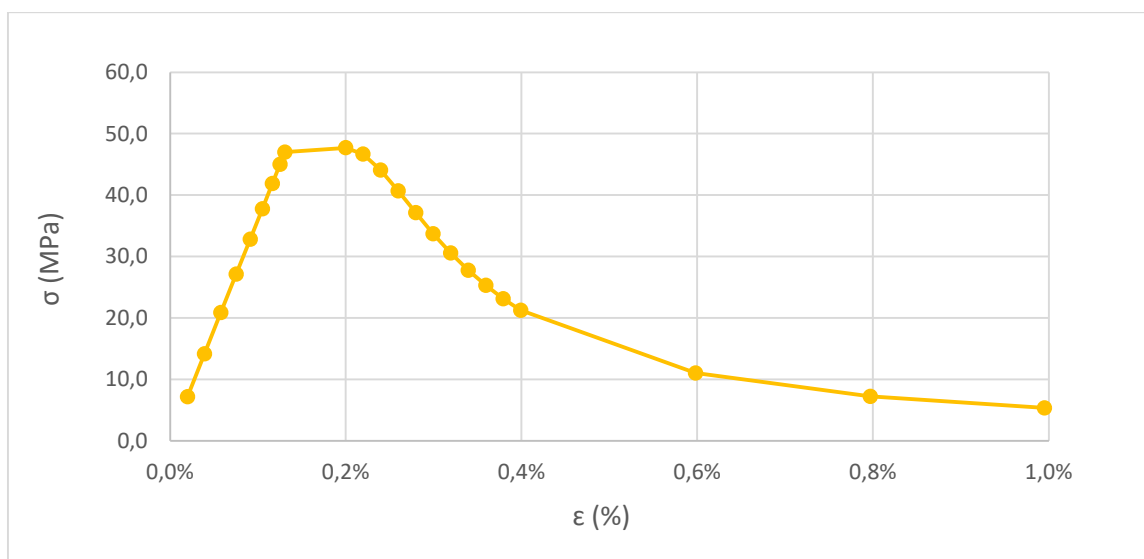


Figura 33 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Compressão – Ensaio 02

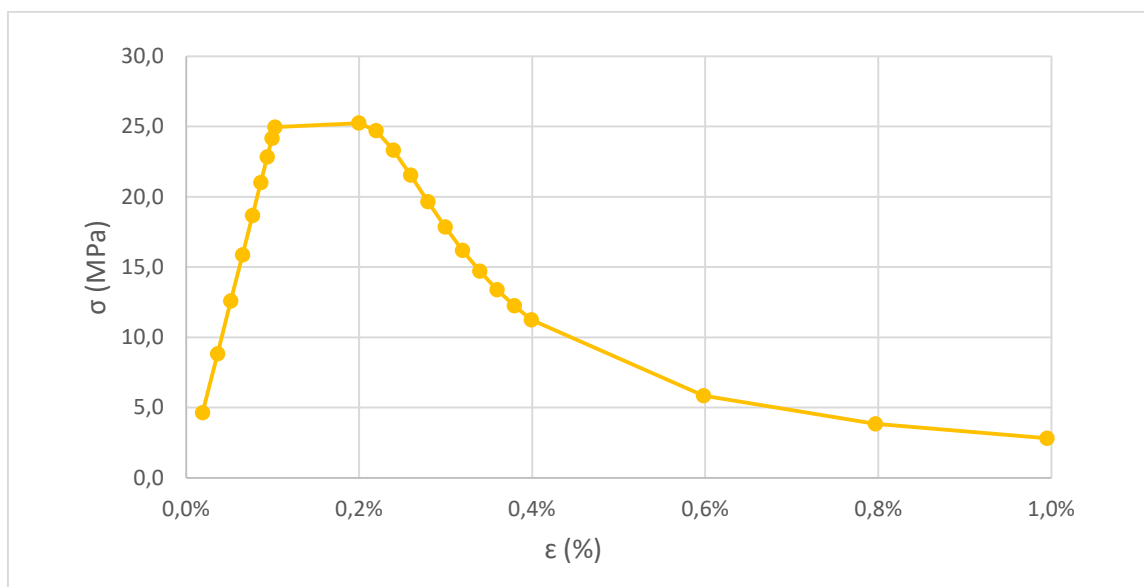


Figura 34 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Tração – Ensaio 01

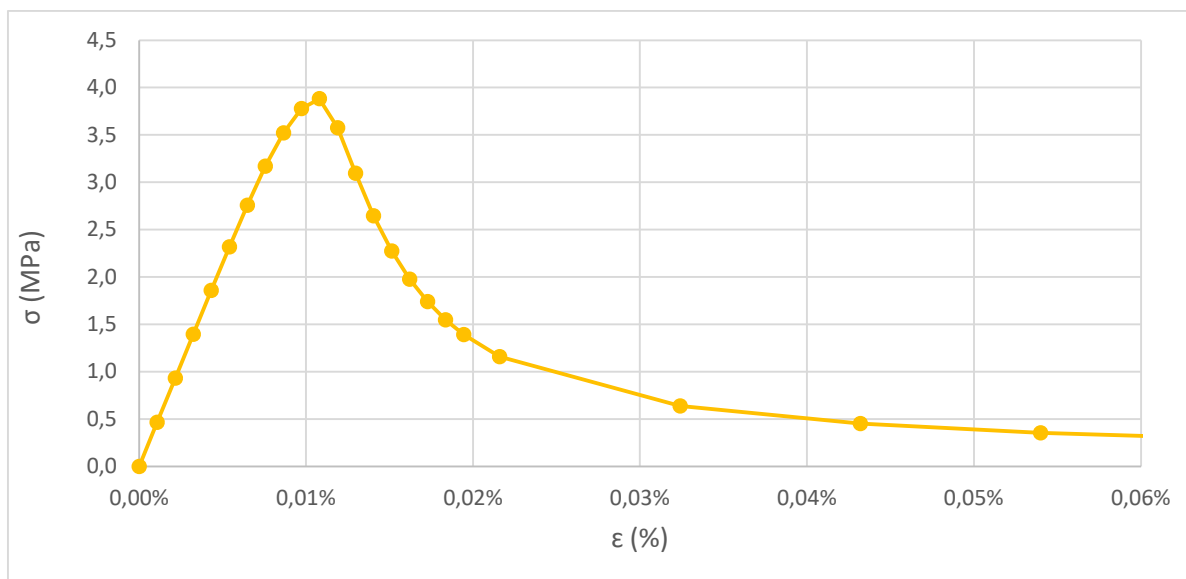
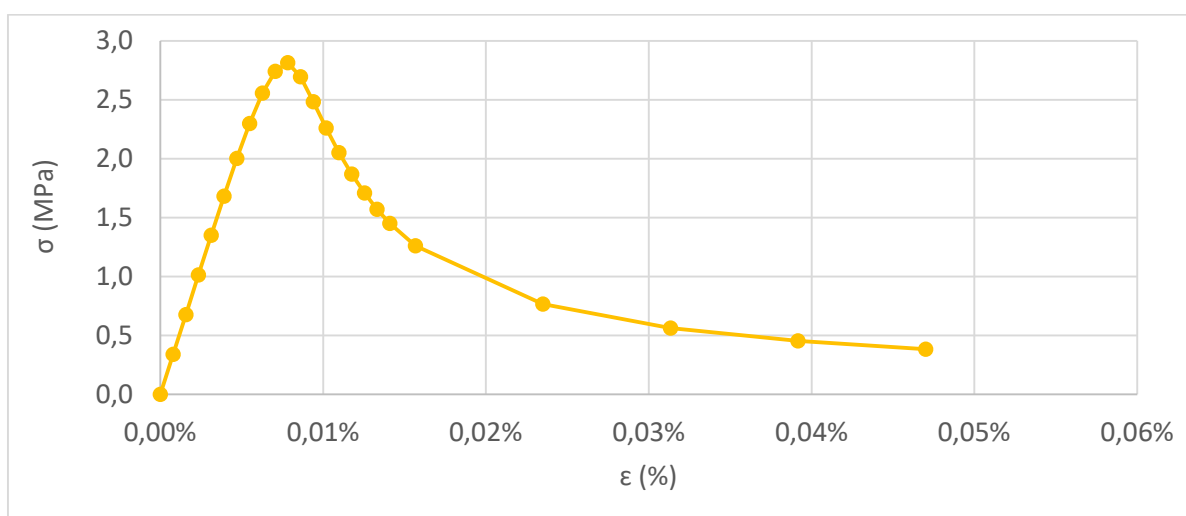


Figura 35 – Curva Tensão-Deformação - Concreto Moldado In-loco- Tração – Ensaio 02



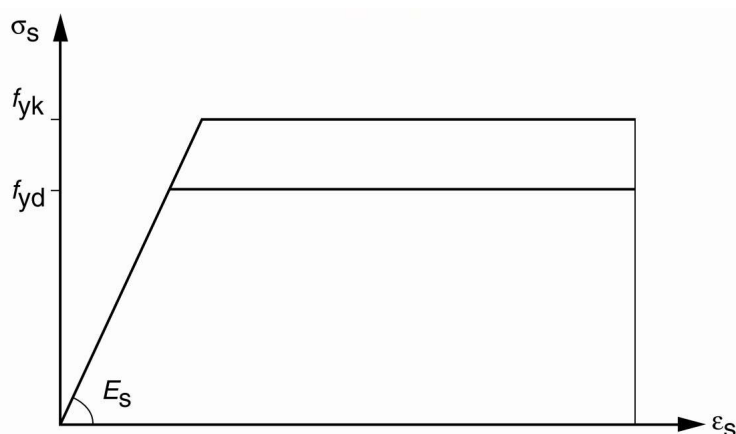
4.1.3. Barras de Aço e Chapas de Aço

As barras de aço estruturais utilizadas são CA50, ou seja, com resistência característica à tração (f_{yk}) de 500MPa e módulo de elasticidade (E_s) de 210GPa. Já os chumbadores dos ensaios 1 e 3, utilizaram aço CA25, com resistência característica à tração (f_{yk}) de 250MPa. A tese de doutorado de HADADE (2016) apresenta também uma tabela com os valores indicados pelo certificado de qualidade do fornecedor para as barras utilizadas que indica, para as barras com diâmetro de 25mm, o valor da

resistência característica de escoamento de 566MPa. Há uma pequena variância deste valor de acordo com a bitola da barra, porém como a principal barra nesta ligação é a armadura negativa, o valor indicado para a barra $\varnothing 25\text{mm}$ será adotado.

O comportamento do aço é usualmente simplificado em diagramas tensão-deformação com patamar de escoamento, como o apresentado na norma brasileira NBR6118:2014 (Figura 36).

Figura 36 – Diagrama Tensão-Deformação para aços de armaduras passivas



(Fonte: NBR6118:2014)

Utilizando da conversão de tensão de engenharia para tensões reais (conforme indicado nas equações (4.11) e (4.12)), são obtidos os dados necessários para a modelagem da curva dos aços no programa *Abaqus*, apresentado na Tabela 10 e Tabela 11, e suas respectivas curvas nas Figuras 37 e 38.

Tabela 10 - Tensão Deformação, tração – Aço CA50, Ensaios 1 e 2

σ (MPa)	ϵ	σ' (MPa)	ϵ'	ϵ_{pl}
0	0	0	0	0
566,00	0,00270	567,53	0,00269	0,0000
566,00	0,01000	571,66	0,00995	0,0072

Figura 37 – Curva Tensão Deformação, tração – Aço CA50, Ensaios 1 e 2

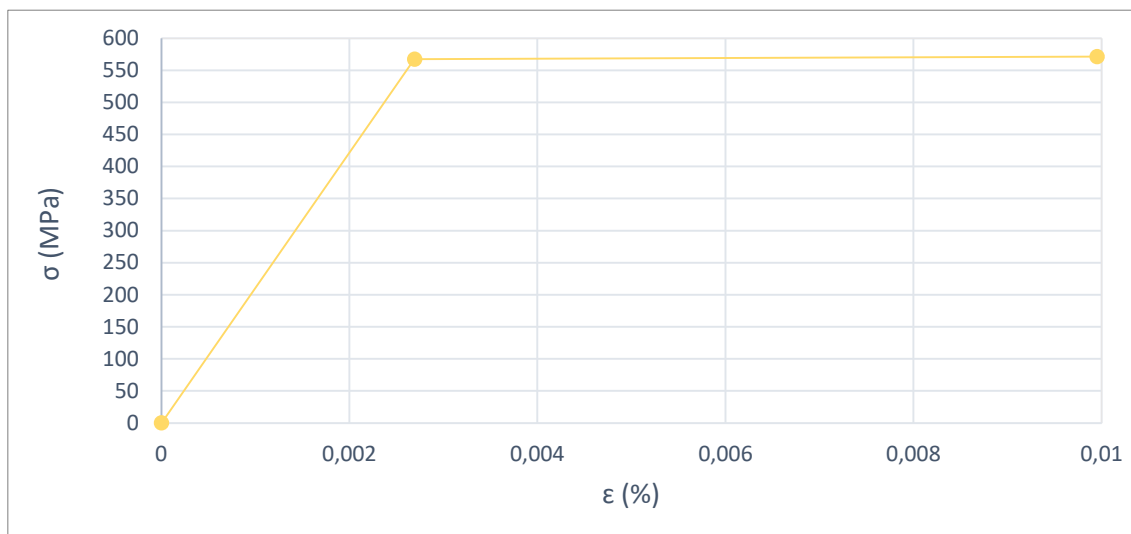
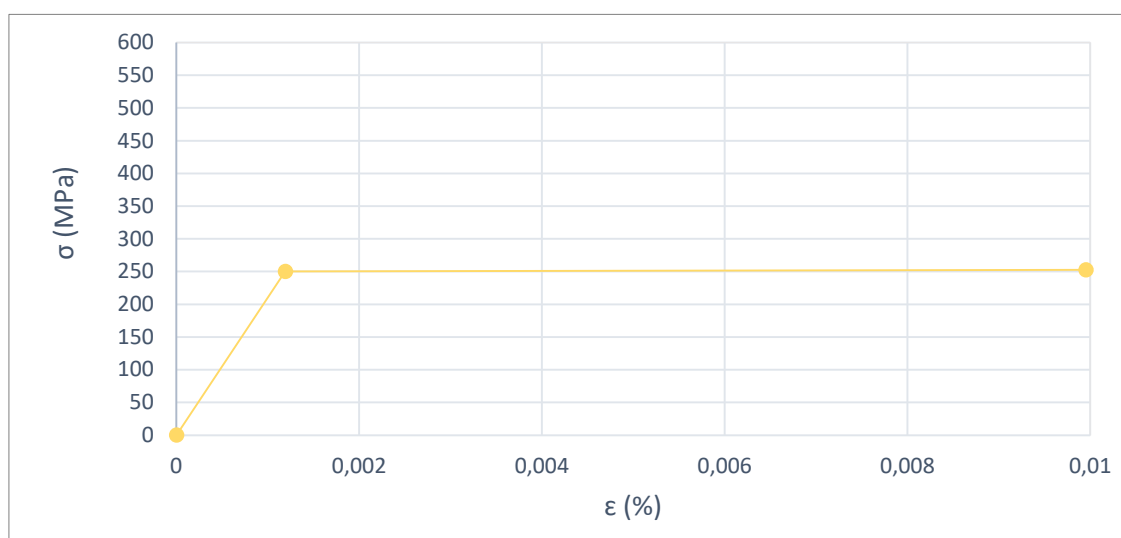


Tabela 11 - Tensão Deformação, tração – Aço CA25, Ensaio 1

σ (MPa)	ϵ	σ' (MPa)	ϵ'	ϵ_{pl}
0	0	0	0	0
250,00	0,00119	250,30	0,00119	0,0000
250,00	0,01000	252,50	0,00995	0,0087

Figura 38 – Curva Tensão Deformação, tração – Aço CA25, Ensaio 1



Já as chapas de aço utilizaram aço ASTM A36, que possui módulo de elasticidade $E_s = 290\text{GPa}$ e que, devido às características do uso nos ensaios de HADADE (2016), não terão discretização de patamar plástico (as chapas, de grande

dimensão e não submetidas à tração direta, não são solicitadas a ponto de atingirem patamares de escoamento).

4.1.4. Neoprene

Os aparelhos de apoio elastoméricos foram caracterizados como de Dureza Shore A 60, o que indica, de acordo com a NBR9062:2017, um módulo de deformação transversal G igual à 1MPa (para temperatura de 20°C).

Para obtenção do módulo de elasticidade longitudinal, importante para modelagem numérica do seu comportamento, porém normalmente não disponibilizada devido à sua variância (conforme FERREIRA (1999), o módulo de elasticidade sofre influência da tensão média e seus efeitos, além da temperatura) e pouca utilidade em projetos usuais, uma alternativa é utilizar o equacionamento da NBR9062:2017, em seu item 7.2.1.6.23, que indica um limite para a deformação da almofada evitando o levantamento da borda menos carregada, indicada aqui como a equação (4.24):

$$h_1 = \frac{h \cdot \sigma_g}{10 \cdot (G \cdot S) + 2 \cdot \sigma_g} \quad (4.24)$$

Onde:

G - Módulo de deformação transversal

S - Fator de forma

σ_g - Tensão atuante devido ao peso próprio

h_1 - Deformada da almofada

h - Altura total da almofada

Considerando, conforme relações da resistência dos materiais:

$$\frac{h_1}{h} = \varepsilon \quad (4.25)$$

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (4.26)$$

E aplicando as equações (4.25) e (4.26) na equação (4.24):

$$\frac{h_1}{h} = \frac{\sigma_g}{10. (G.S) + 2. \sigma_g} = \varepsilon = \frac{\sigma_g}{E} \Rightarrow E = 10. (G.S) + 2\sigma_g \quad (4.27)$$

O fator de forma S, equivalente da razão entre a área de contato do carregamento sobre o aparelho de apoio pela área não carregada (lateral), ou seja, para uma almofada retangular:

$$S = \frac{a.b}{2. (a + b). h} \quad (4.28)$$

No caso da existência de aberturas internas, estes devem ser levados em consideração, o que equivale ao caso dos utilizados por HADADE (Figura 39):

Figura 39 – Detalhe do aparelho de apoio do Ensaio NCE



(Fonte: HADADE, 2016, p.110)

Levando em consideração a existência dos furos para passagem dos chumbadores na equação (4.28), temos a seguinte equação:

$$S = \frac{a.b - \pi.r^2}{2. (a + b). h + 2. (2\pi r). h} \quad (4.29)$$

Utilizando as informações referentes ao ensaio de HADADE, disponibilizadas no item 3.1, temos:

$$a = 250mm$$

$$b = 400mm$$

$$h = 15mm$$

$$r = 10\text{mm}$$

Portanto, o fator de forma para o ensaio estudado é igual à:

$$S = \frac{250.400 - 2.(\pi.10^2)}{2.(250 + 400).15 + 2.(2\pi10).15} = \frac{99372}{21384} = 4,6$$

A tensão média devido ao peso próprio é aproximadamente igual à:

$$\sigma_m = \frac{F}{A} = \frac{(880 \times 2500 \times 500) \times 2,5 \times 10^{-5}}{250 \times 400} = 0,275\text{MPa}$$

Com isso, o módulo de elasticidade longitudinal da almofada é igual à:

$$E = 10.(G.S) + 2.\sigma_m = 10.(1.4,6) + 2.0,275 = 46,55\text{MPa}$$

4.1.5. Graute

Conforme indicado na Tabela 4, HADADE (2016) teve como resultado do ensaio de compressão dos grautes utilizado no modelo NCE (chamado neste estudo de Ensaio 01), o valor de 62,46MPa. Já para o modelo CS (chamado neste estudo de Ensaio 02), o valor foi de 50,70MPa.

Tabela 12 – Resumo – Grautes

	Ensaio 01	Ensaio 02
f_c (MPa)	62,46	50,70
E_{ci} (MPa)	44258	39874
E_{cs} (MPa)	42317	36953

Adotando o mesmo processo apresentado em 4.1.1., são obtidos os pontos da curva do modelo constitutivo para o graute e seus parâmetros de dano (apresentados nas Tabelas 13 a 16. Suas curvas estão apresentadas nas Figuras 40 a 43.

Figura 40 – Curva Tensão Deformação, Compressão – Grautes, Ensaio 01

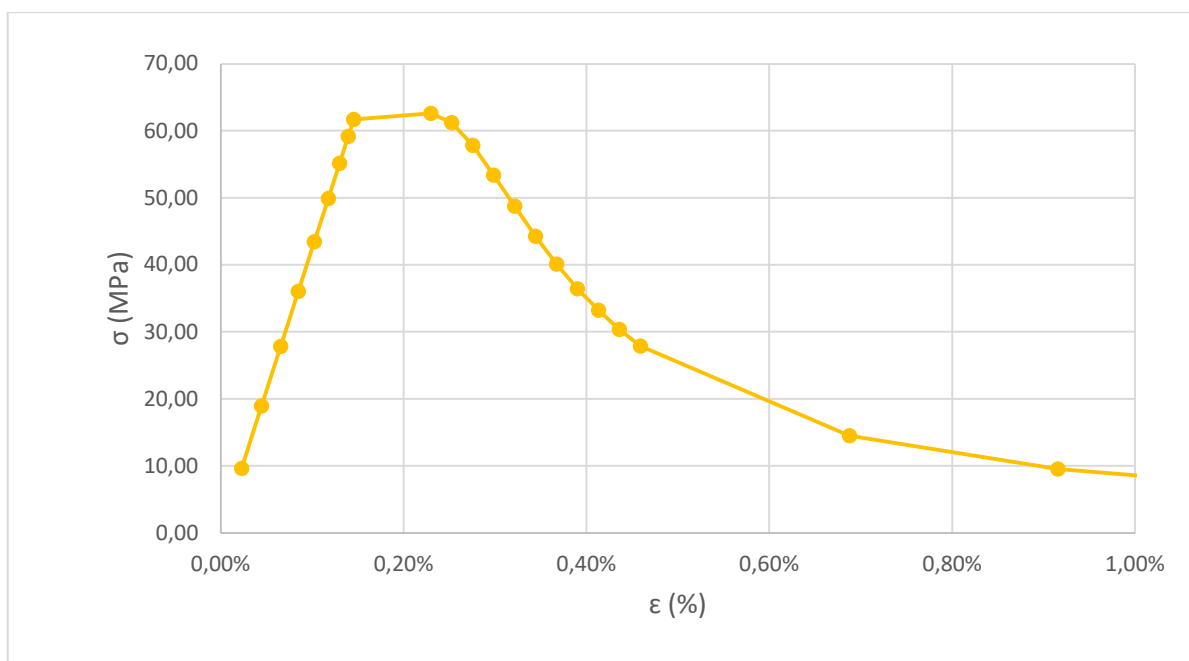


Tabela 13 – Parâmetros de danos relacionados a deformações, compressão – Grautes, Ensaio 01

ϵ_{pl}	Dc
0,001	0,000
0,001	0,020
0,001	0,074
0,002	0,145
0,002	0,220
0,002	0,292
0,003	0,358
0,003	0,417
0,003	0,468
0,004	0,514
0,004	0,554
0,007	0,768
0,009	0,848
0,011	0,888
0,014	0,911
0,016	0,927
0,018	0,938
0,020	0,946
0,023	0,952

Figura 41 - Curva Tensão Deformação, tração – Grautes, Ensaio 01

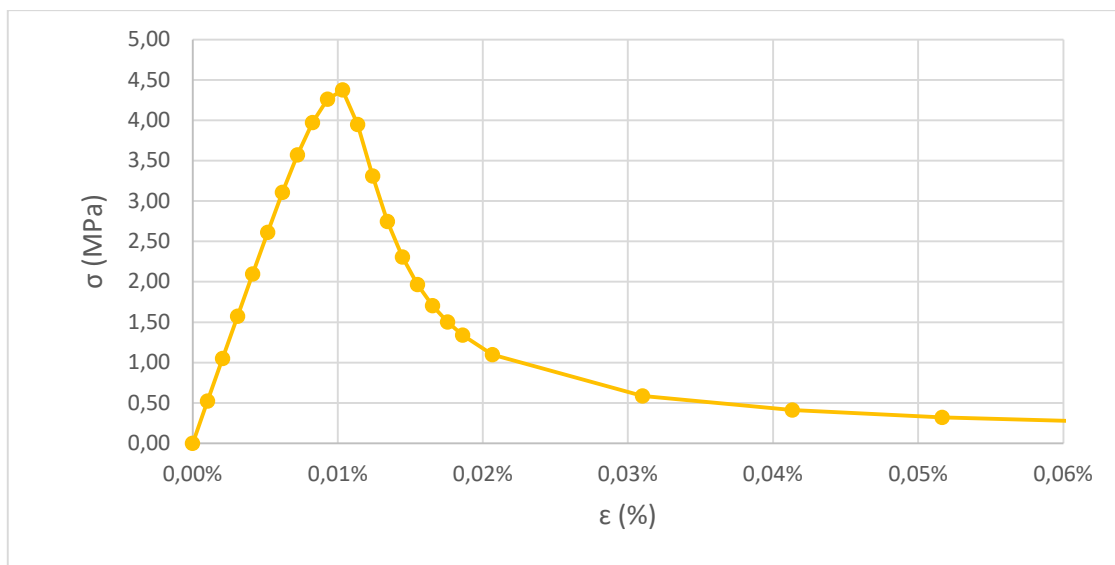
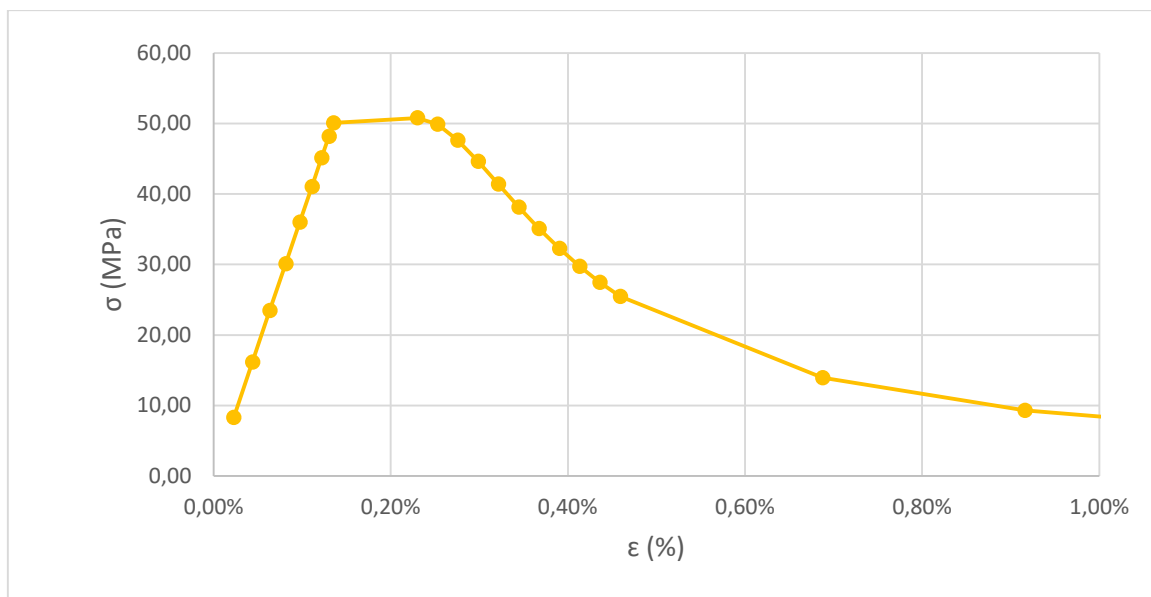
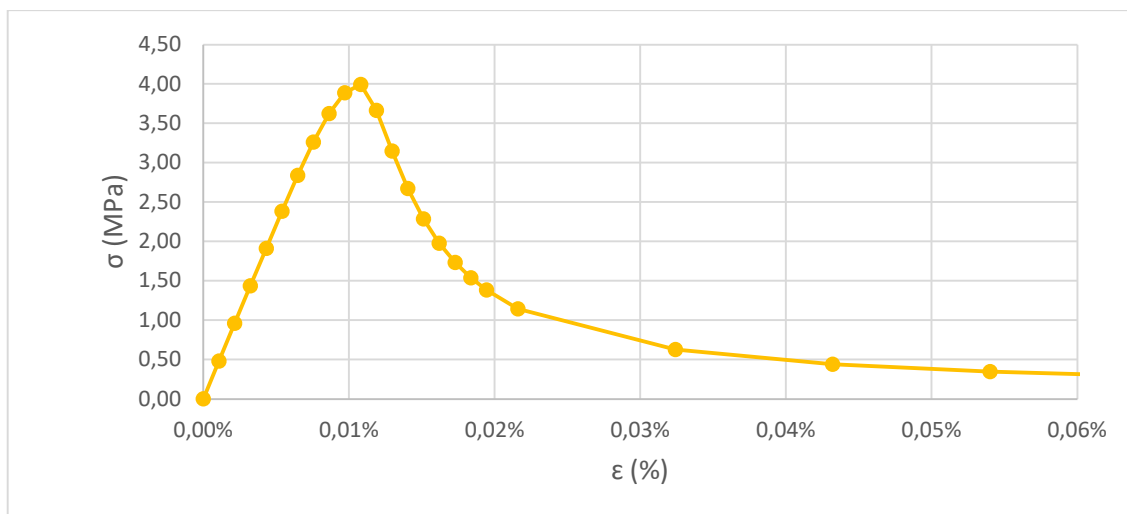


Tabela 14 - Parâmetros de danos relacionados a deformações, tração – Graute, Ensaio 01

ϵ_{pl}	Dt
0,000	0,000
0,000	0,098
0,000	0,244
0,000	0,372
0,000	0,473
0,000	0,550
0,000	0,610
0,000	0,657
0,000	0,694
0,000	0,749
0,000	0,866
0,000	0,906
0,001	0,926
0,001	0,939
0,001	0,947
0,001	0,953
0,001	0,958
0,001	0,962
0,001	0,964
0,001	0,967
0,001	0,969
0,001	0,971

Figura 42 – Curva Tensão Deformação, Compressão – Grautes, Ensaio 02**Tabela 15 – Parâmetros de danos relacionados a deformações, compressão – Grautes, Ensaio 02**

ϵ_{pl}	Dc
0,001	0,000
0,001	0,015
0,001	0,060
0,002	0,119
0,002	0,183
0,002	0,247
0,003	0,308
0,003	0,363
0,003	0,413
0,004	0,458
0,004	0,498
0,006	0,725
0,009	0,817
0,011	0,863
0,014	0,891
0,016	0,910
0,018	0,923
0,020	0,933
0,023	0,941

Figura 43 - Curva Tensão Deformação, tração – Grautes, Ensaio 02**Tabela 16 - Parâmetros de danos relacionados a deformações, tração – Graute, Ensaio 02**

ϵ_{pl}	Dt
0,000	0,000
0,000	0,083
0,000	0,212
0,000	0,331
0,000	0,428
0,000	0,505
0,000	0,566
0,000	0,615
0,000	0,654
0,000	0,713
0,000	0,843
0,000	0,889
0,001	0,913
0,001	0,927
0,001	0,937
0,001	0,944
0,001	0,950
0,001	0,954
0,001	0,958
0,001	0,961
0,001	0,963
0,002	0,965

4.2. Modelagem dos Elementos Pré-Fabricados

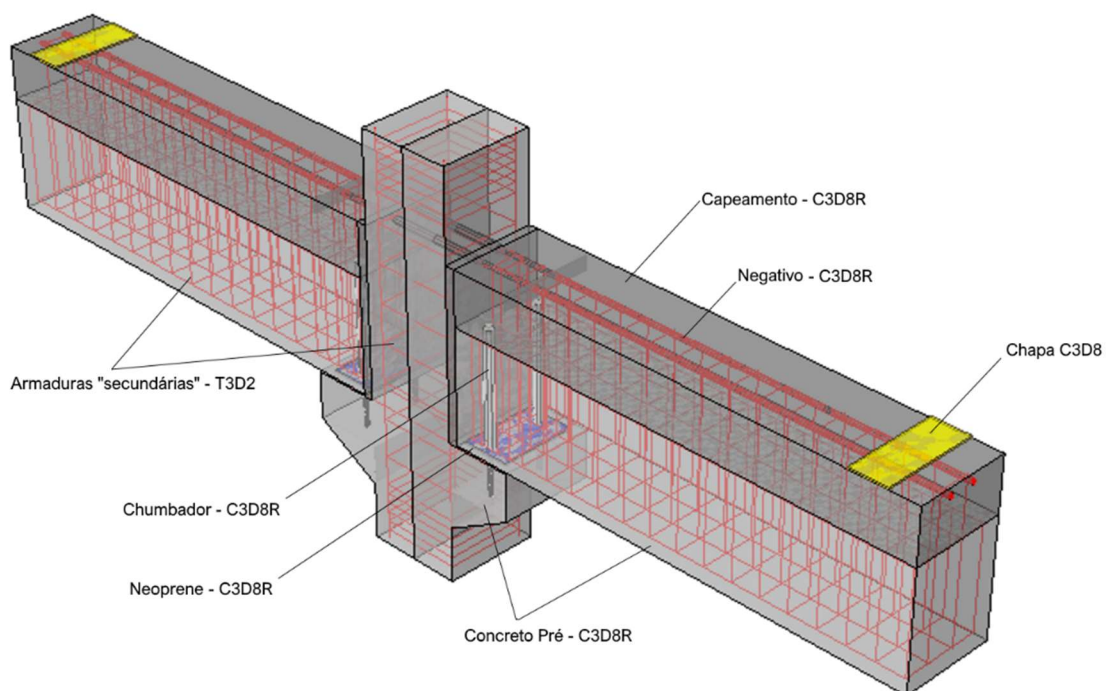
Em todos os modelos, será adotada a seguinte definição geral para a geração dos componentes do modelo a ser analisado:

Na modelagem dos elementos mais relevantes e de maior interesse de análise foram aplicadas malhas de elementos finitos tridimensionais hexaédricos. A integração reduzida (C3D8R) foi adotada nos elementos em concreto (pilar pré-fabricado, viga pré-fabricada e capeamento e preenchimento da junta entre pilar e viga), aparelhos de apoio e grautes (preenchimento dos furos de passagem da armadura negativa nos pilares e dos chumbadores na viga pré-fabricada do ensaio 01).

A utilização da integração reduzida se justifica tanto pela economia de processamento computacional quanto para evitar que ocorra o travamento de força cortante (*shear-locking*), onde elementos finitos de integração total (no *Abaqus* o elemento C3D8 é um exemplo destes) submetidos à flexão tenham rigidez superestimada e conseqüentemente as deformações são menores do que as esperadas. Mais informações a respeito deste tema podem ser encontradas no capítulo 6 do livro “*A First Course in the Finite Element Method*” de LOGAN, D. (2012).

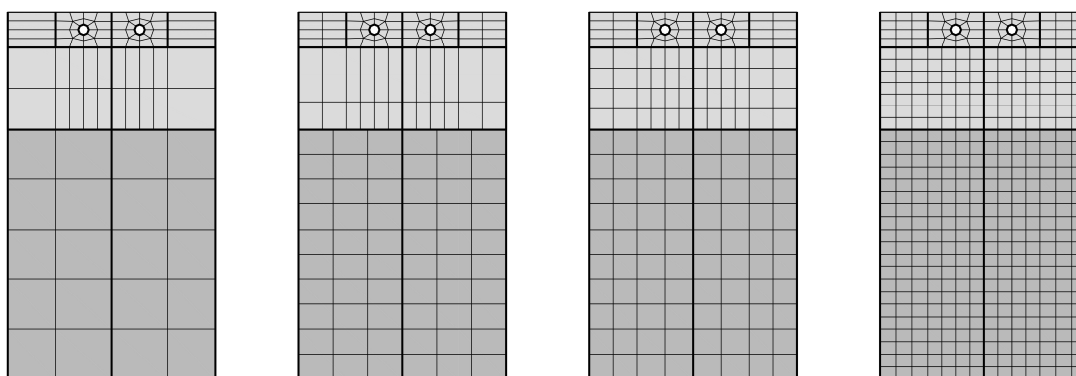
Elementos tridimensionais C3D8 (integração total) foram utilizados na discretização das chapas de aço (tanto as em que o carregamento é aplicado sobre as vigas quanto as utilizadas para solidarização viga-pilar no ensaio 02) e nas barras de aço discretizadas como elementos tridimensionais (barras da armadura negativa e chumbadores), já que o travamento por força cortante não seria preponderante nestas barras.

Foram utilizadas soluções de discretização mais simples para as demais barras de aço compondo a armadura do pilar e viga pré-fabricada, com elementos T3D2 (tirantes), atuando como reforço do concreto (com comportamento bastante similar ao real esperado por estas barras, submetidas apenas à tração e compressão), visando assim otimização do custo computacional, sem prejuízo aos resultados esperados. Estas definições estão resumidas na Figura 44:

Figura 44 - Detalhes dos elementos finitos utilizados no Ensaio 01

(Fonte: Autor, 2020)

A modelagem final do ensaio 1 contou com um total de 28776 elementos, enquanto o ensaio 2 utilizou 39665 elementos, distribuídos conforme apresentado nas Tabelas 17 e 18. Como medida de validação, os modelos foram inicialmente discretizados com elementos maiores, estes sucessivamente diminuídos até que se chegasse ao modelo apresentado. A razão deste método é para que se possa aferir o funcionamento do modelo em processamentos menos longos (e menos precisos), e em caso positivo, a densidade é aumentada até que se encontre uma discretização suficiente para obtenção de resultados precisos e também que fosse possível visualizar a variação das tensões de forma satisfatória. A evolução da discretização seção transversal da viga pré-fabricada e capeamento está apresentada na Figura 45.

Figura 45 – Evolução da densidade da malha de elementos finitos

(Fonte: Autor, 2020)

Atentar que desde o início foi optado por discretizar a seção transversal da barra negativa como um octógono. Esta foi a solução para discretização de elementos cilíndricos que melhor se adaptam ao restante da malha, facilitando a compatibilização dos nós do elemento da armadura negativa aos nós do furo criado no capeamento para sua inserção. Como é necessário que os nós dos elementos estejam conectados, o octógono da barra induz que na “parte capeamento” existam trechos com densidade alta de elementos desde o início da sequência. As discontinuidades de nós entre a “parte capeamento” e a “parte viga pré-fabricada” não induz a erros visto que o programa cria compatibilizações entre nós de superfícies conectadas (*surface-to-surface ties*).

Tabela 17 – Resumo dos Elementos Adotados - Ensaio Base 01

Ensaio 1 Peças	Elementos Finitos Adotados	Número de E.F.	Número de Nós
Chumbador 1	C3D8	88	207
Chumbador 2	C3D8	88	207
Graute do Furo 1 da Viga	C3D8R	224	360
Graute do Furo 2 da Viga	C3D8R	224	360
Armadura da Viga Pré	T3D2	483	282
Negativo - Barra 1	C3D8	1124	2538
Negativo - Barra 2	C3D8	1124	2538
Junta entre Viga e Pilar	C3D8R	664	1134
Capeamento	C3D8R	8820	10880

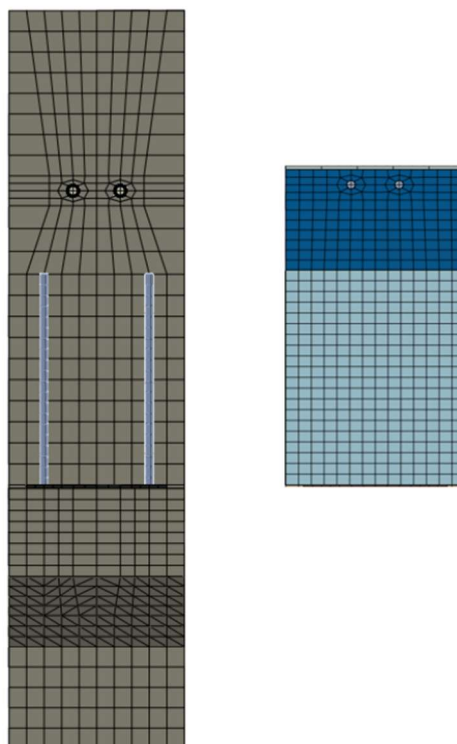
Concreto da Viga Pré	C3D8R	10696	12690
Neoprene	C3D8R	232	432
Chapa de Carregamento	C3D8	60	156
Armadura do Pilar	T3D2	106	92
Concreto do Pilar	C3D8R	4699	6681
Graute da Bainha Corrugada 1	C3D8R	72	144

Tabela 18 – Resumo dos Elementos Adotados - Ensaio Base 02

Ensaio 2	Elementos Finitos	Número	Número
Peças	Adotados	de E.F.	de Nós
Armadura da Viga Pré	T3D2	483	282
Negativo - Barra 1	C3D8	144	333
Negativo - Barra 2	C3D8	144	333
Junta entre Viga e Pilar	C3D8R	940	1572
Capeamento	C3D8R	13000	15524
Concreto da Viga Pré	C3D8R	20368	23114
Chapa de Carregamento	C3D8	80	204
Armadura do Pilar	T3D2	566	552
Concreto do Pilar	C3D8R	3396	4473
Chapa de Solda (Viga)	C3D8	140	264
Chapa de Solda (Consolo)	C3D8	100	198
Graute da Bainha Corrugada 1	C3D8R	152	272
Graute da Bainha Corrugada 2	C3D8R	152	272

Outro aspecto da modelagem foi o foco na geração de discretizações simétricas, afim de se evitar que erros intrínsecos ao método gerassem esforços transversais devido a assimetrias. Para tanto as partes foram subdivididas como apresentado na Figura 46.

Figura 46 – Detalhe das Simetrias impostas nas seções transversais para o pilar (esquerda) e viga pré-fabricada (direita)



(Fonte: Autor, 2020)

A estratégia para a modelagem dos ensaios, visto a complexidade das partes envolvidas, consistiu na sua divisão entre os elementos, de forma análoga à sua efetiva execução, ou seja, foram desenvolvidos modelos para o pilar pré-fabricado e viga pré-fabricada. Estas peças foram posicionadas em sua posição final (viga pré-fabricada apoiada sobre o consolo do pilar). Então foram adicionados os elementos que emularam o capeamento, os negativos, grautes dos furos do pilar (equivalente à bainha corrugada). A seguir serão apresentadas as modelagens das peças do pilar e viga pré-fabricados e as interações de contato aplicadas:

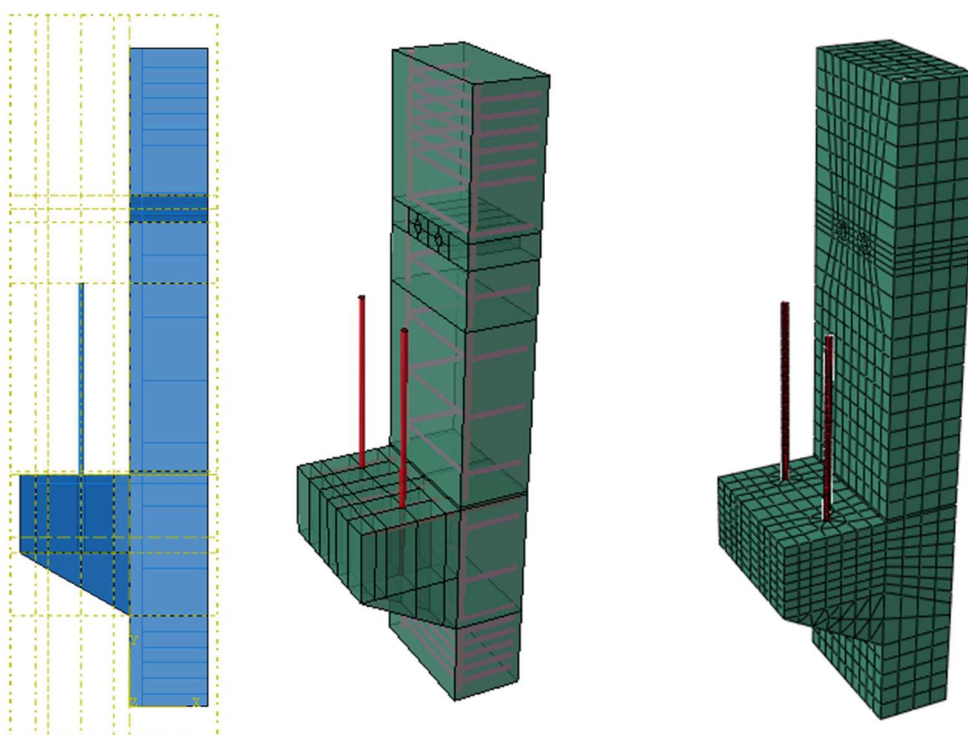
- Pilar Pré-Fabricado

O pilar do Ensaio 01 foi modelado até seu eixo, assim possibilitando tirar vantagem da simetria do ensaio no processamento do modelo (utilizando metade dos elementos em relação à uma discretização total da peça, o ganho em tempo computacional é bastante interessante). O projeto original está disponível no Anexo A. O concreto contou com a discretização apresentada na Figura 47, e o chumbador foi

discretizado de forma a penetrar 25cm em um furo previamente modelado na face superior do consolo. Estes elementos foram unidos de forma a não permitir nenhum deslocamento relativo entre os nós do chumbador e do concreto ao redor do mesmo.

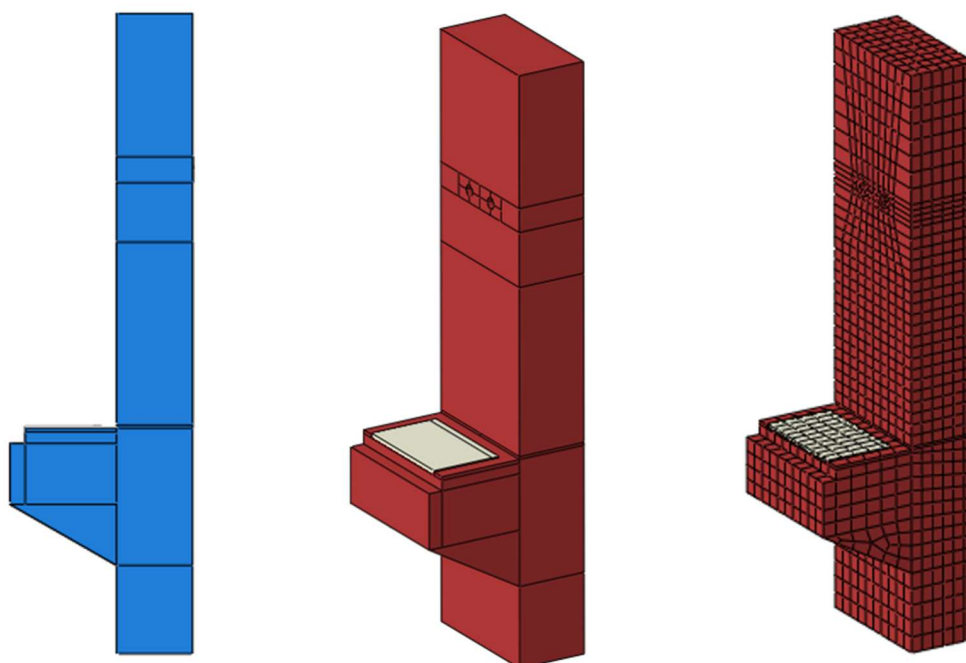
As armaduras foram discretizadas como elementos finitos de treliça, e foi definida interação de embutimento (*embedded region*) entre estes e o concreto do pilar.

Figura 47 – Modelagem do Pilar Pré-Fabricado (Ensaio 01)



(Fonte: Autor, 2020)

Foi utilizada a mesma solução para o pilar do ensaio 2, com exceção do trecho do consolo, que contou com uma chapa em aço ASTM A36 com 10mm de espessura, simplificada considerada perfeitamente aderida à superfície superior do consolo. Também foi adicionado um detalhe construtivo na ponta do consolo (dente de 5x5cm apresentado na Figura 27), incorporado ao projeto para viabilizar a soldagem do trecho frontal da peça. A discretização está detalhada na Figura 48.

Figura 48 – Modelagem do Pilar Pré-Fabricado (Ensaio 02)

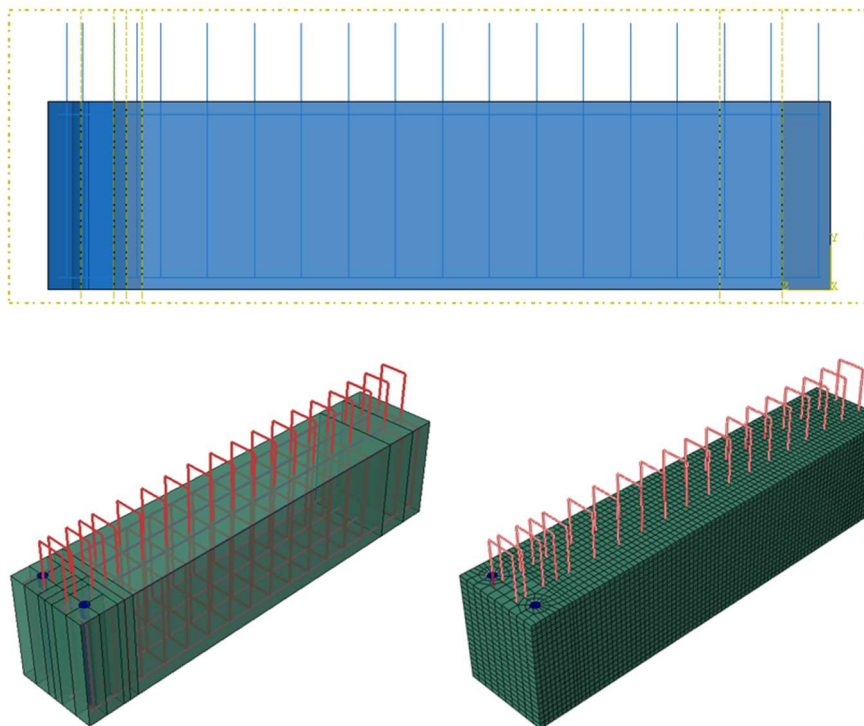
(Fonte: Autor, 2020)

- Viga Pré-Fabricada

A viga foi modelada de acordo com o projeto executivo da peça pré-fabricada, seguindo a geometria e arranjo de armadura (o projeto utilizado na peça está disponível no Anexo A). O concreto contou com a discretização apresentada na Figura 49, e na viga do ensaio 01 foram previstos dois furos de 50cm de diâmetro, assim como a peça real ensaiada. Dentro deste furo foi previsto um cilindro vazado de graute, que estava unido ao concreto de forma a não permitir deslocamentos relativos entre a face externa do elemento do graute e a face do furo da viga. O detalhamento desta peça pode ser observado na Figura 49. A viga do ensaio 02 foi realizada da mesma forma, porém sem as aberturas dos furos para passagem dos chumbadores e adição de chapa de aço ASTM A36 no fundo da peça (na região da ligação com o consolo), conforme o projeto disponível no Anexo A (ver Figura 50).

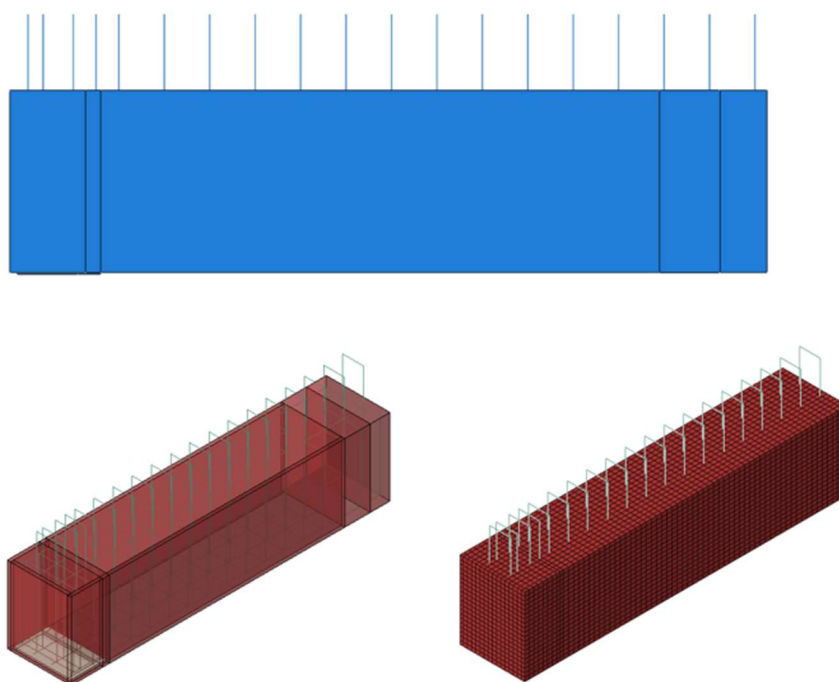
As armaduras foram discretizadas como elementos finitos de treliça, e foi definida interação de embutimento (*embedded region*) entre estes e o concreto da viga em ambos ensaios.

Figura 49 – Modelagem da Viga Pré-Fabricada (Ensaio 01)



(Fonte: Autor, 2020)

Figura 50 – Modelagem da Viga Pré-Fabricada (Ensaio 02)



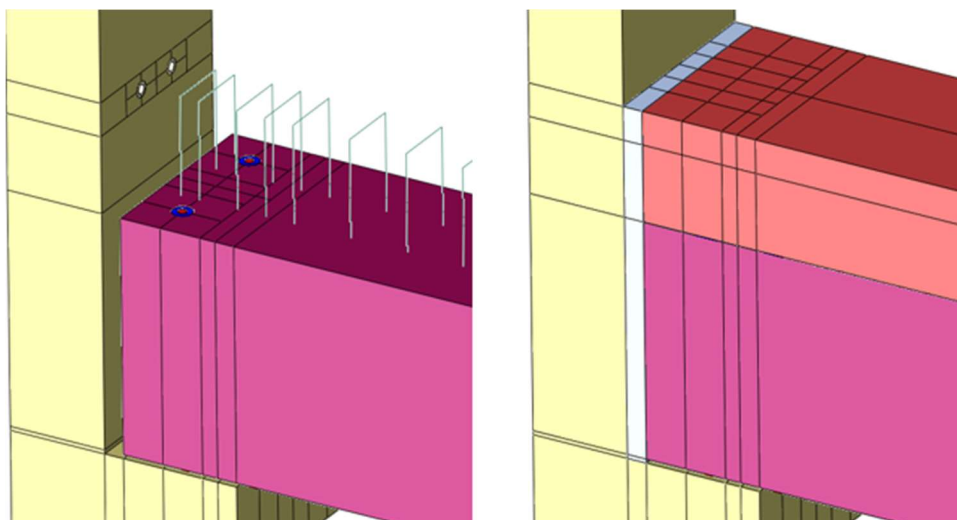
4.3. Montagem dos Modelos e suas Interações

- Montagem e Interações – Ensaio Base 1

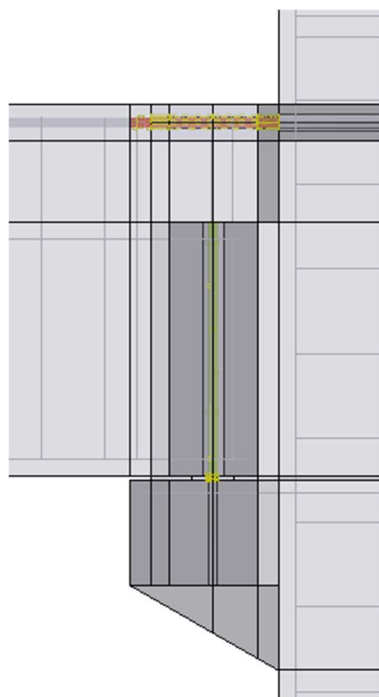
Após o posicionamento da viga pré-fabricada sobre o consolo do pilar foi determinada interação de escorregamento friccional entre as paredes internas do elemento de graute cilíndrico vazado e dos chumbadores fixados no consolo (ver Figura 52). Foi utilizado um fator de fricção de 0,45 para esta interação, conforme recomendação de RAOUS e ALI KARRAY (2009). Já o fundo da viga foi considerado como interação de contato simples (simplesmente apoiado) no Neoprene posicionado sobre o consolo, ou seja, as superfícies são impedidas de se sobreporem (transferem tensões) no caso de compressão, mas estão livres para se separar caso tracionadas.

Então foram definidas as partes restantes para a modelagem completa do ensaio realizado por HADADE (2016), o capeamento, considerando seu fundo perfeitamente unido (sem permitir deslocamento relativo) com o topo da viga pré-fabricada. Embora esta seja uma simplificação, não foram detectados escorregamentos relevantes entre estas partes no ensaio original, visto que se seguiu a recomendação normativa de rugosidade do topo da peça pré-fabricada para aderência com o capeamento. Também foi modelado elemento com material concreto preenchendo a junta deixada entre a peça da viga e do pilar, conforme a Figura 51. Em todos os pilares pré-fabricados foram previstos 2 furos de diâmetro de 25mm, para passagem da barra negativa. Foi considerado contato simples, previamente explicado, entre as faces deste complemento de junta e as faces laterais internas do pilar e viga, assim desconsiderando alguma interação ao tracionamento, por ter sido considerada irrelevante.

Por fim, foram modeladas as barras da armadura negativa do ensaio, com diâmetro de 25mm, material definido como aço CA50 e inseridas no modelo. Esta foi considerada unida ao seu entorno (capeamento moldado in-loco) de forma a não permitir deslocamentos relativos, com exceção da região chamada de trecho de conexão (Figura 52), assumida neste caso como equivalente a região de projeção do consolo na viga, e nesta região foi inserida interação de atrito, com coeficiente de fricção adotada igual a 0,45, conforme recomendação de RAOUS e ALI KARRAY (2009) para interação aço-concreto.

Figura 51 – Modelagem dos complementos in-loco

(Fonte: Autor, 2020)

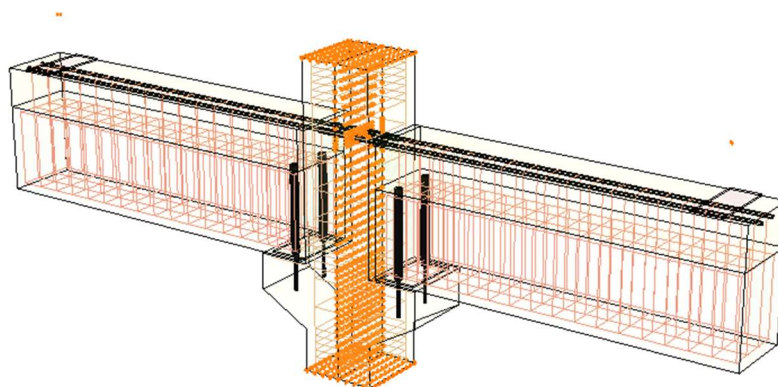
Figura 52 – Região de aplicação de interação de atrito entre barras e elementos de concreto e graute

(Fonte: Autor, 2020)

Foram impostas restrições totais (engastamento) nas faces superior e inferior do pilar, simulando assim o carregamento imposto na peça no ensaio experimental – de forma a mantê-la estável durante a aplicação de carregamentos nas vigas em

balanço. Além disso, foi imposta na face do pilar modelado restrições de rotação e translação, já que este trecho equivale ao eixo de simetria do ensaio. A Figura 53 foi gerada aplicando espelhamento do modelo original, e os pontos de restrição (tanto na face superior e inferior do pilar quanto na face equivalente ao eixo de simetria) estão em destaque, na cor laranja.

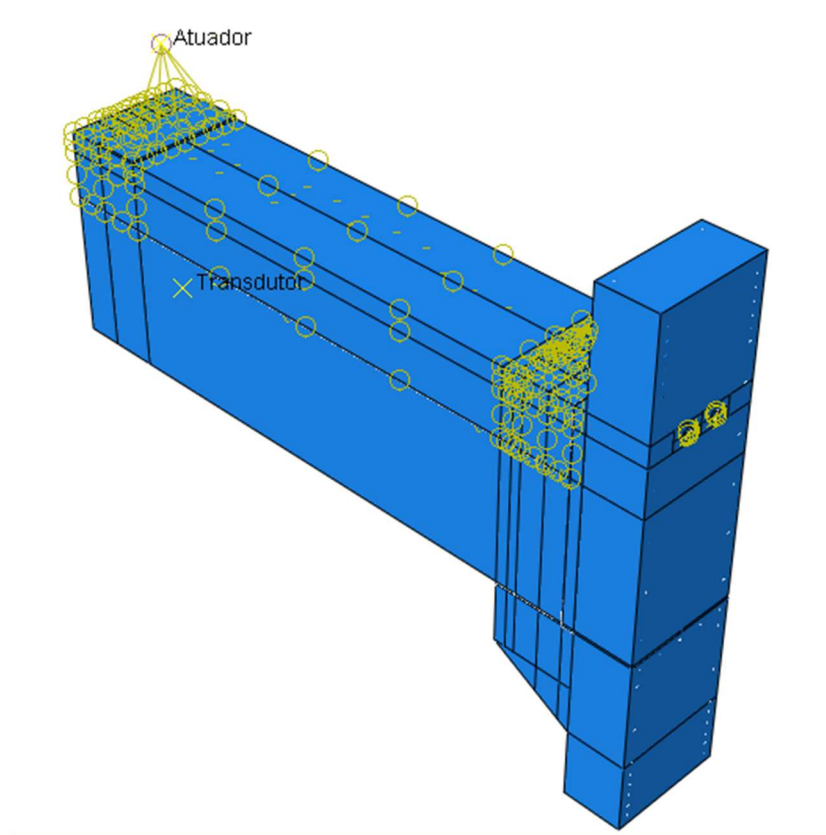
Figura 53 – Modelo do ensaio 01 com indicação dos pontos de restrição externa (simetria e engastes de base e topo)



(Fonte: Autor, 2020)

O carregamento foi aplicado em um ponto localizado acima da chapa posicionada sobre a viga, com valor definido em 261,5kN e imposição de transferência para a chapa. Também foi indicado um ponto do modelo equivalente ao ponto do ensaio onde foi posicionado um transdutor, de forma a se obter resultados dos mesmos pontos aferidos no ensaio de HADADE (2016) – disponibilizado no Anexo A. O posicionamento destes pontos inseridos nos modelos é apresentado na Figura 54.

Figura 54 – Posição do ponto de aplicação de Carga (Atuador) e do Transdutor no fundo da viga em balanço

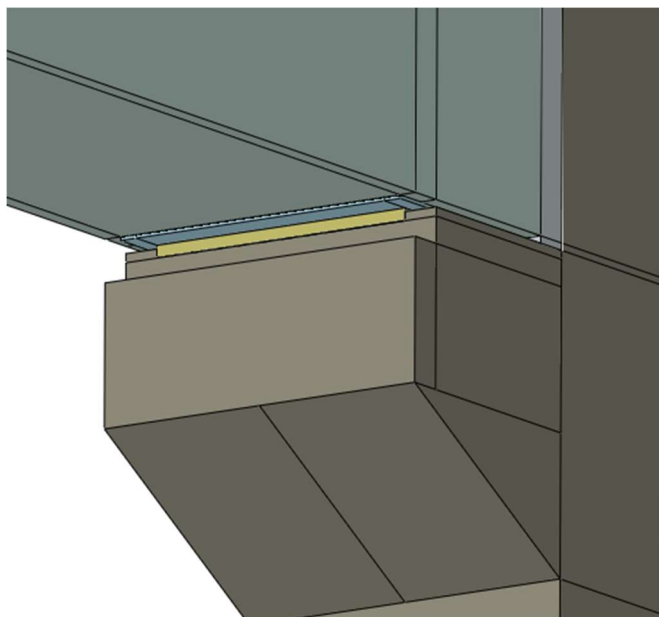


(Fonte: Autor, 2020)

- Montagem e Interações – Ensaio Base 2

De forma similar ao ensaio base 1, a viga pré-fabricada é posicionada sobre o consolo do pilar, onde ambos contam com chapa de aço aplicada nesta interface. Como descrito no item 4.2, estas chapas são consideradas perfeitamente aderidas aos seus corpos de concreto, e foi então definida outra interação de adesão perfeita entre as 2 chapas, simulando simplificada a solda executada entre as partes no ensaio experimental. Esta simplificação justifica-se, pois não foram detectadas deformações relativas entre estas chapas na ocasião dos ensaios. O resultado desta modelagem pode ser observado na Figura 55.

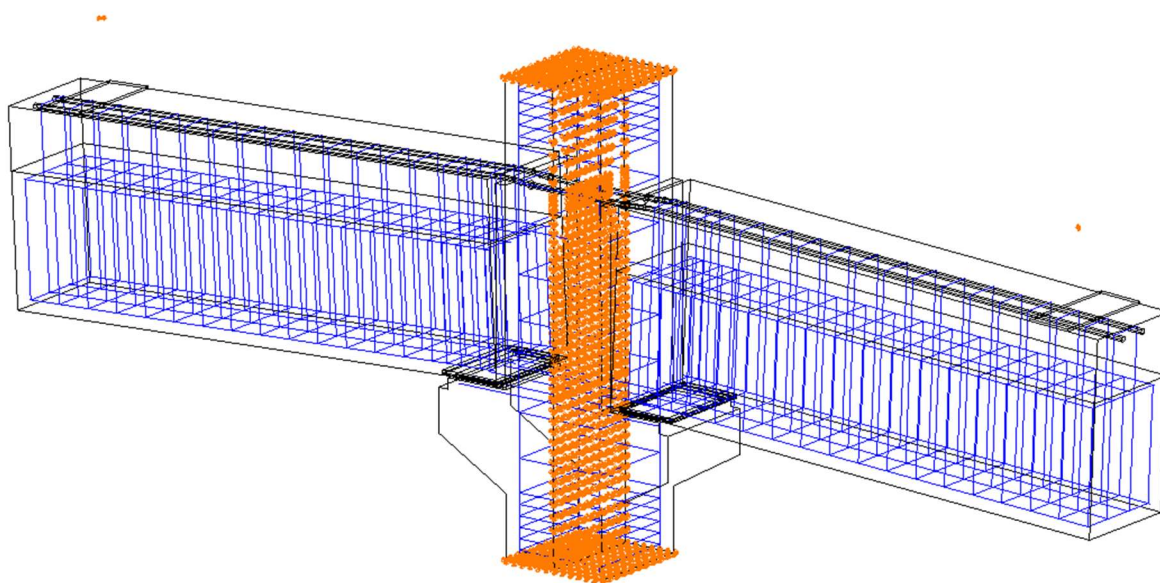
Figura 55 – Modelagem das Chapas Soldadas (ensaio 02)



(Fonte: Autor, 2020)

À exceção deste trecho, o restante do ensaio seguiu a mesma lógica adotada no Ensaio 01. Geometria das peças, armaduras negativas pela bainha corrugada, interações e contatos foram equivalentes. A solução por simetria e restrições externas ao modelo foram mantidas e estão apresentadas na Figura 56.

Figura 56 – Modelo do ensaio 02 com indicação dos pontos de restrição externa (simetria e engastes de base e topo)



(Fonte: Autor, 2020)

4.4. PARAMETRIZAÇÃO

A partir da convergência dos resultados base (que é apresentado no capítulo 5 - Resultados), foram elaborados outros 6 modelos com incremento da armadura negativa para cada ensaio (chumbador / chapa soldada), totalizando 12 modelos.

A seguir será inicialmente apresentado com maior detalhamento a obtenção da configuração utilizada por HADADE (2016), com verificação da linha neutra estimada e carregamento necessário para obtenção do escoamento da armadura. O mesmo procedimento é usado para apresentar os arranjos dos modelos com variação de armadura negativa, chegando assim ao carregamento necessário para o escoamento da armadura:

Ensaio Base (conforme HADADE):

A armadura negativa utilizada no ensaio de HADADE (2016) ($2\phi 25$) equivale à $2 \times 491 \text{mm}^2$ ($A_s = 982 \text{mm}^2$). Utilizando a teoria clássica para cálculo de elementos de concreto armado submetidos à flexão, com as tensões aproximando-se do diagrama parábola-retângulo e inicialmente admitindo que a peça está nos domínios 2 ou 3, e garantindo o equilíbrio da seção igualando a força de compressão do concreto (1) à de tração do aço (2):

$$(1) F_c = (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w \cdot (0,8 \cdot x)$$

$$(2) F_s = A_s \cdot f_y$$

$$(0,85 \cdot f_c) \cdot b_w \cdot (0,8 \cdot x) = A_s \cdot f_y$$

E assim a altura da linha neutra pode ser estimada por:

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{982 \text{mm}^2 \cdot 0,57 \text{kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 22,9 \text{mm}$$

Verificando os limites da linha neutra, tanto entre os domínios 2 e 3 quanto 3 e 4:

$$x_{23} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d = \frac{0,035}{0,035 + 0,1} \cdot (880 - 25 - 8 - 12,5) = 216,3 \text{mm}$$

$$x_{34} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d = \frac{0,035}{0,035 + 0,0207} \cdot (880 - 25 - 8 - 12,5) = 524,3 \text{mm}$$

Como é possível observar, a peça está no domínio 2.

O momento resistente desta configuração pode ser obtido por:

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 982 \cdot 0,57 \cdot (834,5 - 0,4 \cdot 22,9) = 462,0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O que equivale a uma força 192,5kN aplicada à 2,40m (ponto aproximado de aplicação do carregamento na ponta do balanço). Como este cálculo é válido para estruturas monolíticas em concreto armado (engastamento perfeito), é possível afirmar que estes valores são suficientes para levar a armadura ao escoamento, alvo deste trabalho.

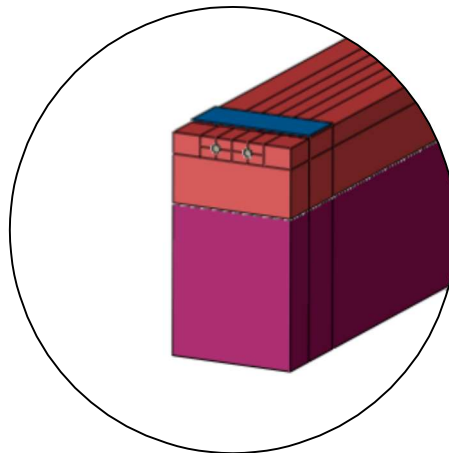
Paramétrico 1: 2Ø32 (~16,08 cm²) – ρ = 0,36%

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{1608 \text{ mm}^2 \cdot 0,57 \text{ kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 36,9 \text{ mm}$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 1608 \cdot 0,57 \cdot (831 - 0,4 \cdot 36,9) = 748,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O que equivale a uma força 311,7kN aplicada à 2,40m. O detalhe do arranjo pode ser verificado na Figura 57.

Figura 57 – Detalhe do arranjo com 2 barras de 32mm



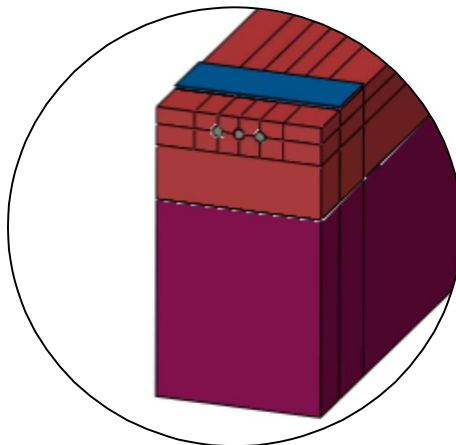
Paramétrico 2: 3Ø32 (~24,12 cm²) – ρ = 0,54%

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{2412 \text{ mm}^2 \cdot 0,57 \text{ kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 55,4 \text{ mm}$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 2412 \cdot 0,57 \cdot (831 - 0,4 \cdot 55,4) = 1112,0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O que equivale a uma força 463,3kN aplicada à 2,40m. O detalhe do arranjo pode ser verificado na Figura 58.

Figura 58 – Detalhe do arranjo com 3 barras de 32mm



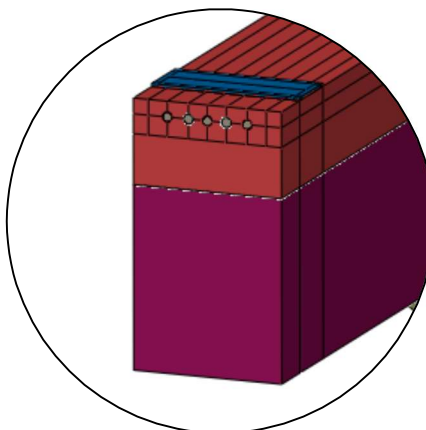
Paramétrico 3: 5ø32 (~40,20 cm²) – ρ = 0,91%

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{4020 \text{ mm}^2 \cdot 0,57 \text{ kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 92,3 \text{ mm}$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 4020 \cdot 0,57 \cdot (831 - 0,4 \cdot 92,3) = 1819,6 \text{ kN.m}$$

O que equivale a uma força 758,1kN aplicada à 2,40m. O detalhe do arranjo pode ser verificado na Figura 59.

Figura 59 – Detalhe do arranjo com 5 barras de 32mm



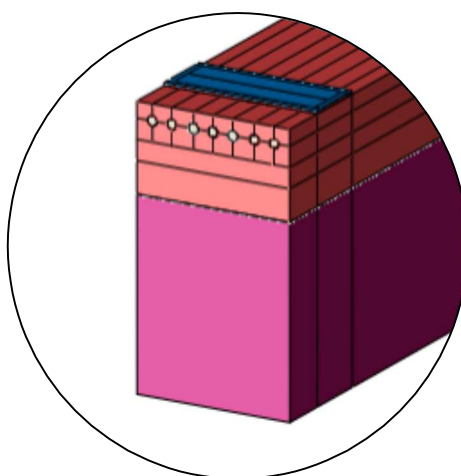
Paramétrico 4: 7Ø32 (~56,28 cm²) – ρ = 1,28%

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{5628 \text{ mm}^2 \cdot 0,57 \text{ kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 129,2 \text{ mm}$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 5628 \cdot 0,57 \cdot (831 - 0,4 \cdot 129,2) = 2500,0 \text{ kN.m}$$

O que equivale a uma força 1041,7kN aplicada à 2,40m. O detalhe do arranjo pode ser verificado na Figura 60.

Figura 60 – Detalhe do arranjo com 7 barras de 32mm

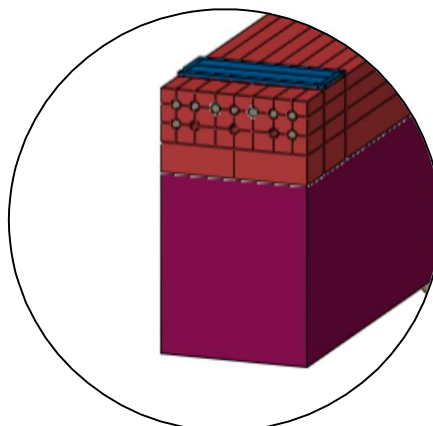
**Paramétrico 5: 9Ø32 (~72,36 cm²) – ρ = 1,64%**

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{7236 \text{ mm}^2 \cdot 0,57 \text{ kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 166,2 \text{ mm}$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 7236 \cdot 0,57 \cdot (825 - 0,4 \cdot 166,2) = 3128,6 \text{ kN.m}$$

O que equivale a uma força 1303,6kN aplicada à 2,40m. O detalhe do arranjo pode ser verificado na Figura 61, onde pode-se notar que foi utilizada a mesma estrutura do arranjo com 12 barras (Figura 62), porém foram retiradas 3 barras e substituídas por um elemento “barra”, utilizando o material concreto, perfeitamente aderida ao restante do corpo do capeamento. Este método foi adotado visando otimizar o tempo de modelagem, visto que estas são bastante complexas.

Figura 61 – Detalhe do arranjo com 9 barras de 32mm



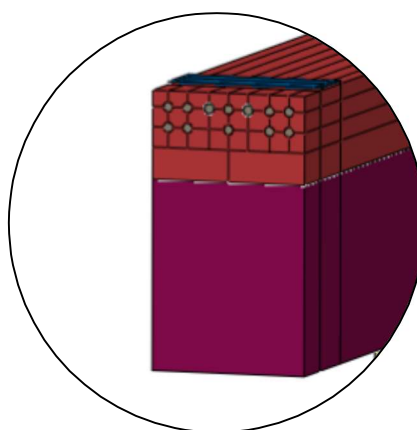
Paramétrico 6: 12Ø32(~96,48 cm²) – ρ = 2,2%

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_c) \cdot b_w} = \frac{9648 \text{ mm}^2 \cdot 0,57 \text{ kN/mm}^2}{0,8 \cdot (0,85 \cdot 0,073) \cdot 500} = 221,6 \text{ mm}$$

$$M = A_s \cdot f_s \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 9648 \cdot 0,57 \cdot (820 - 0,4 \cdot 221,6) = 4022 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O que equivale a uma força 1675,9kN aplicada à 2,40m. O detalhe do arranjo pode ser verificado na Figura 62:

Figura 62 – Detalhe do arranjo com 12 barras de 32mm



Estes valores de carregamento equivalente foram utilizados apenas como referência para verificação dos resultados pois, como comentado acima, são válidos para estruturas monolíticas (ligações rígidas, resumidos na Tabela 19). Porém, como todos os arranjos de armadura estão localizados no domínio 2 (estrutura subarmada), são esperados resultados próximos a estes valores, pois a tração limite do aço (escoamento) ocorrerá antes da compressão limite do concreto.

Tabela 19 – Carregamento aplicado nas vigas

Modelo	Nk (kN)
Ensaio Base	192,5
Paramétrico 01	311,7
Paramétrico 02	463,3
Paramétrico 03	758,1
Paramétrico 04	1041,7
Paramétrico 05	1303,6
Paramétrico 06	1675,9

O mesmo arranjo de armaduras dos modelos foi utilizado tanto para o Ensaio 01 (com viga apoiada em almofada elastomérica e chumbadores) quanto para o Ensaio 02 (com solidarização do fundo da viga com o consolo de apoio por meio de chapas soldadas).

5. RESULTADOS

Afim de verificar o método proposto, foram inicialmente modelados os ensaios realizados por HADADE (2016), denominados neste trabalho de Ensaio 01 (Ligação realizada por consolo com apoio elastomérico e Chumbadores – NCE), e Ensaio 02 (Ligação realizada por chapas soldadas entre viga e consolo – CSE) e realizada a comparação dos resultados da modelagem em relação aos disponibilizados por HADADE (2016). Para viabilizar esta verificação, foram inseridos nos modelos pontos equivalentes aos instrumentados nos ensaios, permitindo extração de resultados passíveis de comparação direta. Para os ensaios base 01 e 02, foram utilizados os resultados apresentados como gráficos força-deslocamento, momento-rotação e força-rotação apresentados por HADADE (2016), além de comparação com a posição e comportamento da abertura de fissuras registrada por fotografia para cada ensaio.

As Figuras 63 e 64 mostram as curvas força-deslocamento experimentais sobrepostas aos resultados do modelo computacional, onde a força era medida na própria célula hidráulica e o deslocamento aferido por transdutor posicionado na extremidade do balanço da viga – no modelo computacional extraiu-se valores de pontos equivalentes. Na tese de HADADE (2016) são apresentadas as curvas das vigas da direita e esquerda (com boa aproximação entre as mesmas). Como neste trabalho, esta variação de resultados não tem relevância, foi optado por gerar uma curva equivalente com o valor médio destas.

Figura 63 – Sobreposição da curva força-deslocamento do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 1

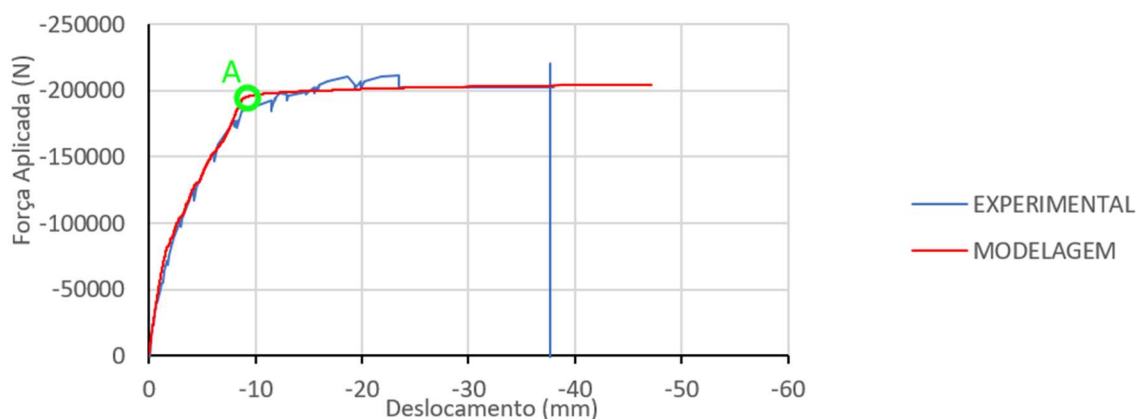
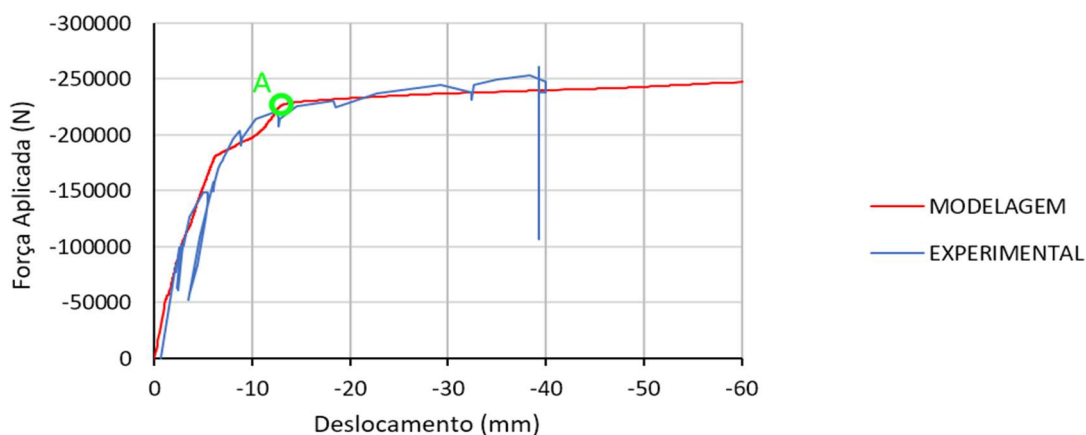


Figura 64 – Sobreposição da curva força-deslocamento do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 2



Pode-se verificar uma boa conformação das curvas experimentais (em azul) e da modelagem numérica (em vermelho). A continuidade da curva no modelo computacional além da ruptura do ensaio experimental se deve à não incorporação de métodos de falhas dos materiais, pois o alvo da análise deste projeto foca no primeiro tramo da curva (até o ponto de início de escoamento de armadura, indicado como ponto A).

Além desta, foi extraída curva Momento x Rotação que pode ser observada na Figura 65 e Figura 66 (ensaios 1 e 2, respectivamente), apresentando boa aproximação entre a curva experimental (em azul) e a modelagem numérica (em vermelho) em especial no ponto de início de escoamento da armadura:

Figura 65 - Sobreposição da curva momento-rotação do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 1

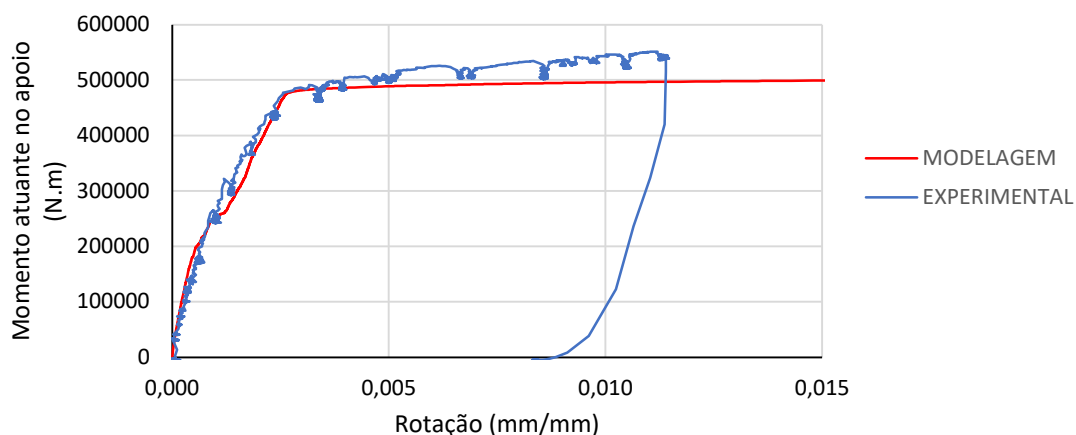
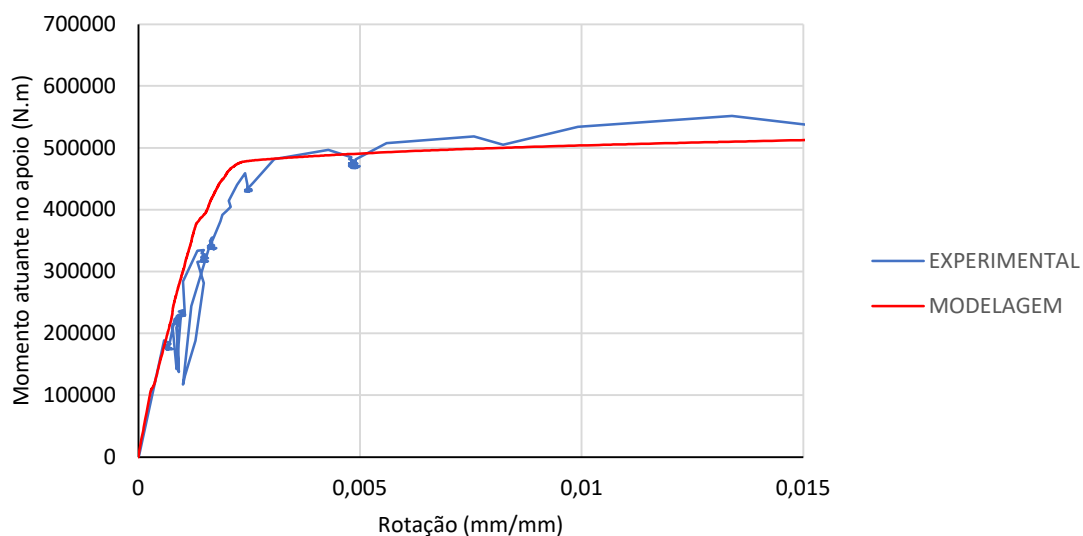


Figura 66 - Sobreposição da curva momento-rotação do ensaio de HADADE (2016) com a curva do modelo final do Ensaio 2



E na Figura 67 e Figura 68 estão apresentados os gráficos força aplicada na célula hidráulica de carregamento pela rotação do ponto de centro de giro da ligação, da mesma forma que o obtido no ensaio experimental.

Figura 67 – Gráfico Força-Rotação – Ensaio 01

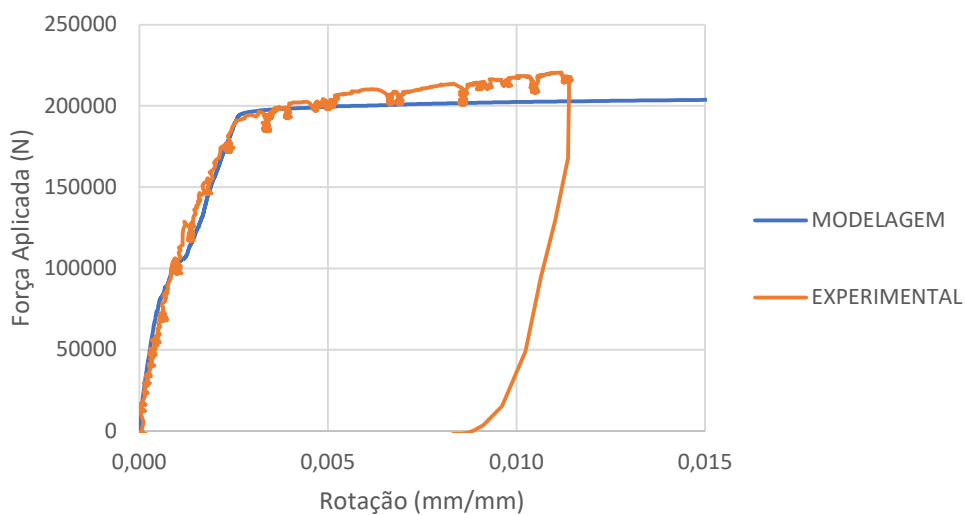
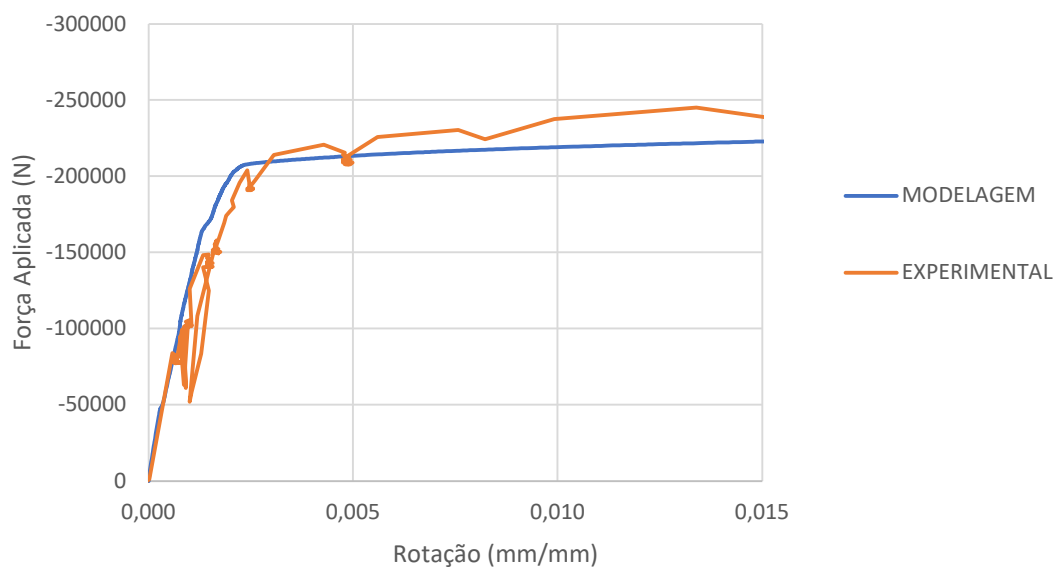
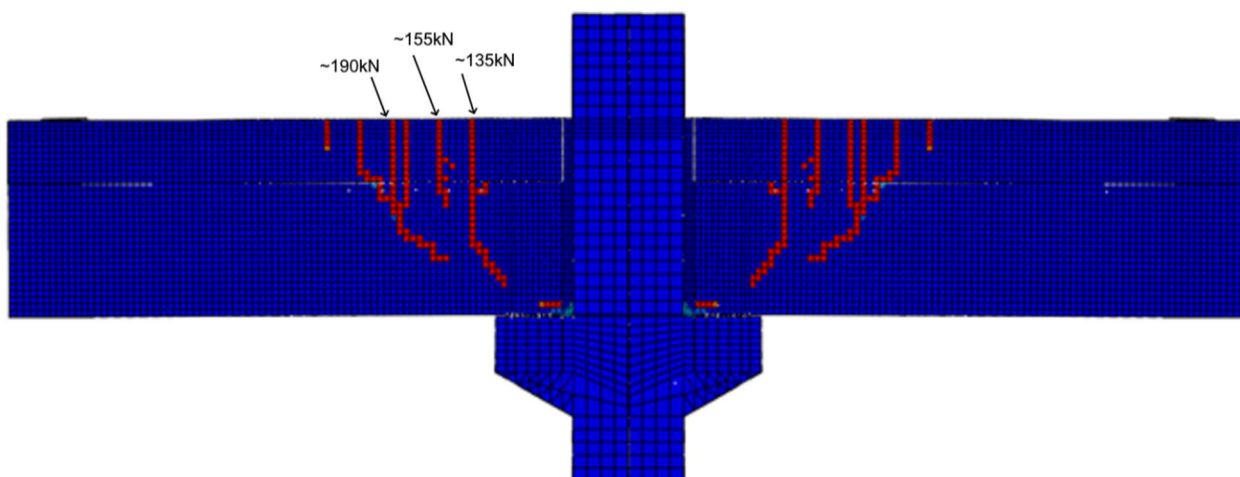


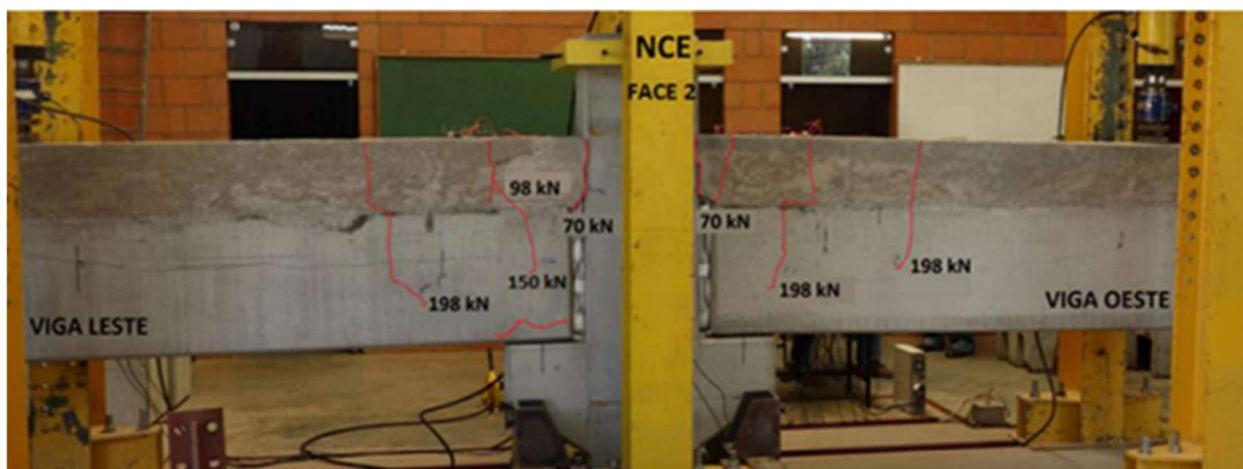
Figura 68 – Gráfico Força-Rotação – Ensaio 02

Outro aspecto que permite visualização do comportamento do modelo é a abertura de fissuras, apresentadas em comparação com a obtida ao final do ensaio NCE (chamado aqui de Ensaio base 1 - Figura 69, computacional e Figura 70, experimental) e do ensaio CSE (chamado de Ensaio base 02 - Figura 71, computacional e Figura 72, experimental):

Figura 69 – Abertura de fissuras, modelo numérico do Ensaio 1

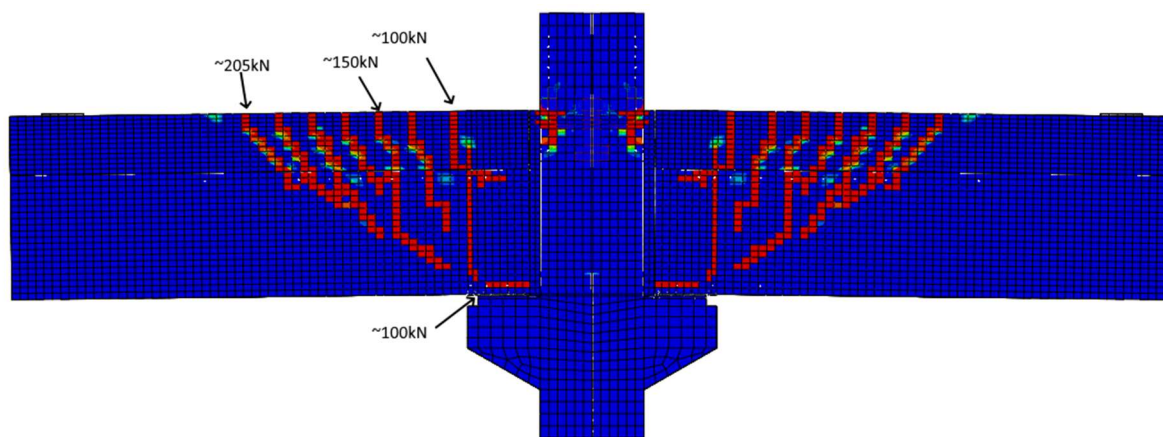
(Fonte: Autor, 2020)

Figura 70 – Abertura de fissuras, ensaio NCE



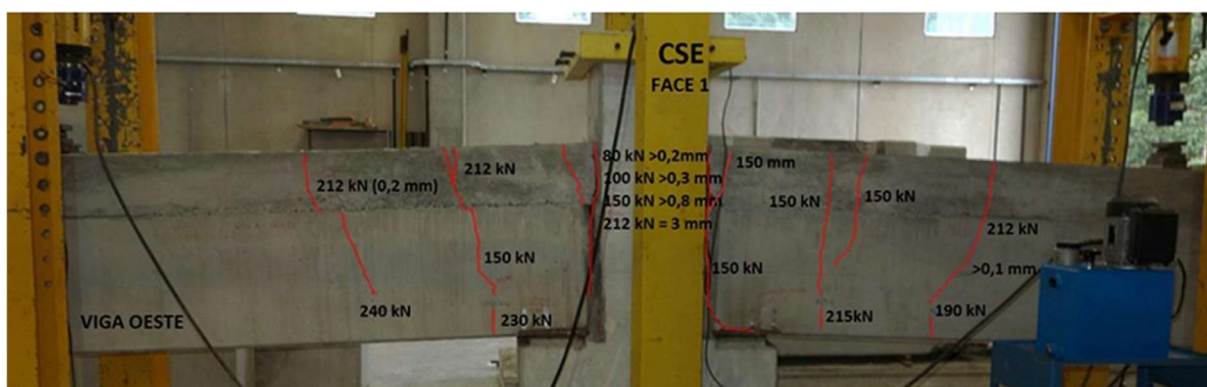
(Fonte: HADADE (2016))

Figura 71 – Abertura de fissuras, modelo numérico do Ensaio 2



(Fonte: Autor, 2020)

Figura 72 – Abertura de fissuras, ensaio CSE

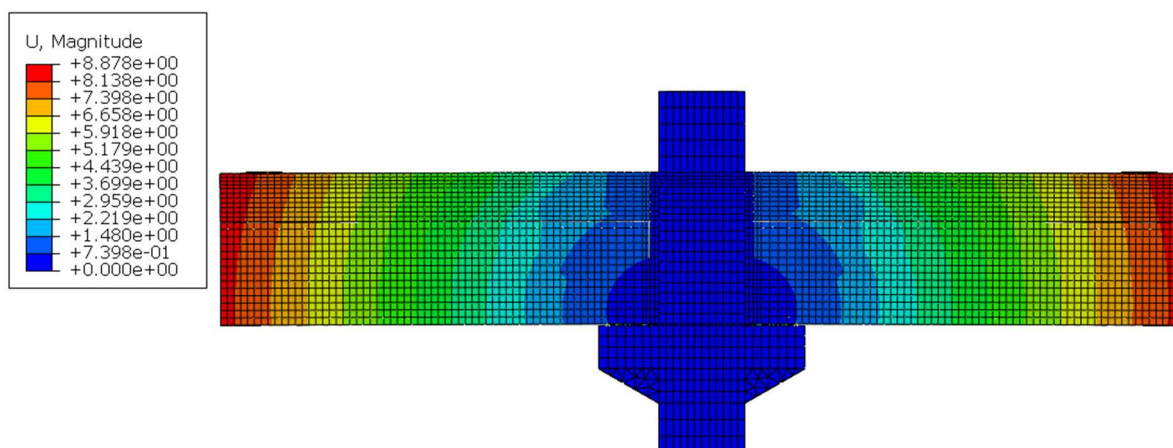


(Fonte: HADADE (2016))

Novamente, há uma boa aproximação entre a posição e instante do aparecimento das fissuras, e na distribuição das mesmas ao passar do tempo do ensaio (incrementos de carregamento), tanto das aberturas decorrentes diretamente da flexão da peça (descendo a partir da face superior) quanto da fissura horizontal sobre o apoio, decorrente do braço de alavanca - trecho submetido à compressão contra o pilar.

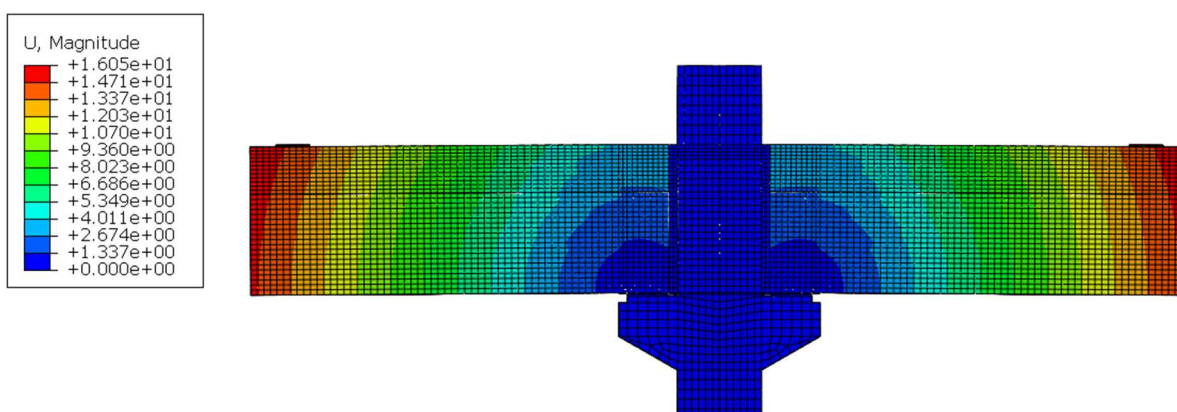
Outros resultados retirados do modelo numérico são apresentados nas figuras a seguir, obtidos no instante equivalente ao ponto A (início do escoamento da armadura) da Figura 63 para o Ensaio base 1 e da Figura 64 para o Ensaio base 2:

Figura 73 – Deslocamentos do Ensaio 1 (no instante do início do escoamento da armadura) - Valores apresentados em milímetros.



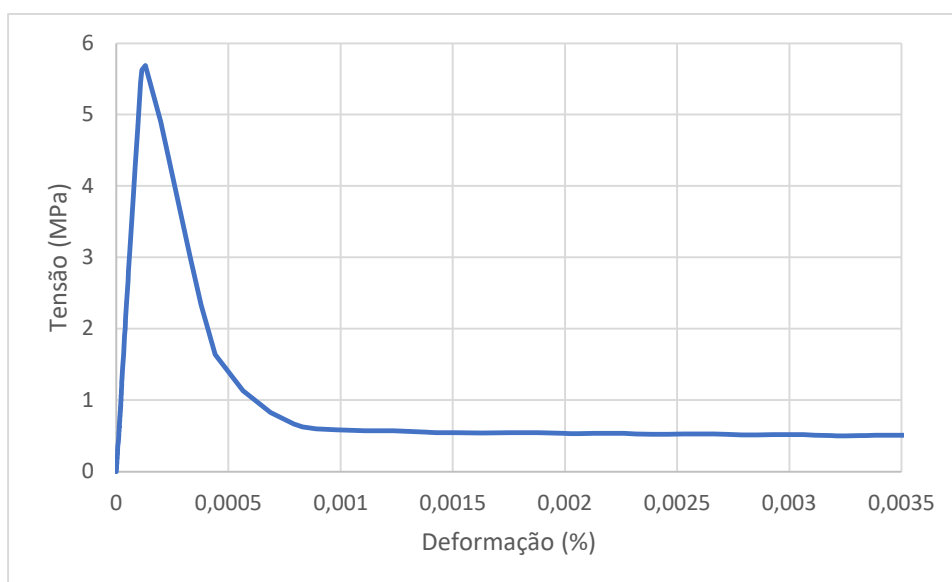
(Fonte: Autor, 2020)

Figura 74 – Deslocamentos do Ensaio 2 (no instante do início do escoamento da armadura) - Valores apresentados em milímetros.



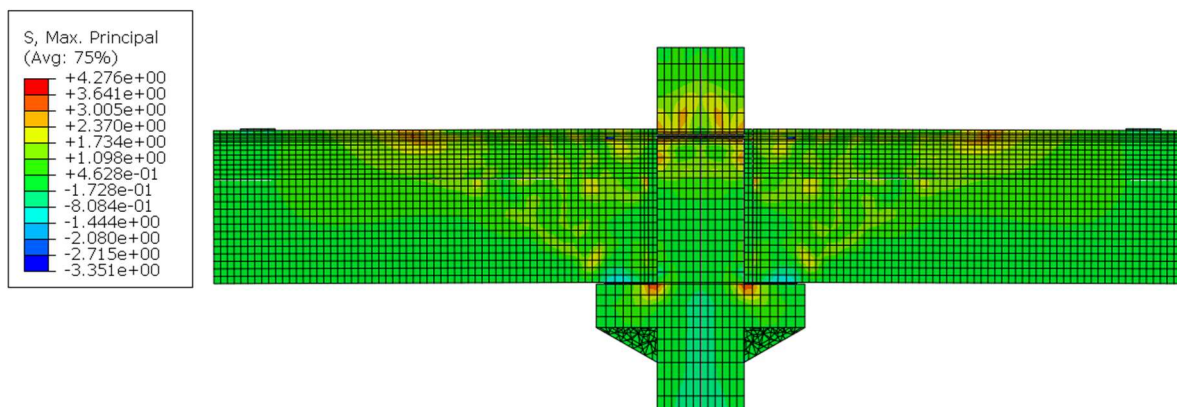
Para verificar a curva constitutiva do concreto, foram extraídos dados referentes à tensão e deformação de um ponto da viga pré-fabricada na região de conexão da ligação (próximo à abertura de fissuras, onde pode-se constatar a curva constitutiva completa do material concreto submetido à tração). Os resultados indicam que o modelo constitutivo foi lançado corretamente, seguindo as curvas do concreto submetido à tração indicadas por GUO (2014), com perda da capacidade após o pico de tensão, conforme a aplicação de dano no material, como apresentada na Figura 75. Já as Figuras 76 e 77 apresentam as tensões no concreto no instante do escoamento das barras negativas de aço.

Figura 75 – Curva Tensão-Deformação do concreto tracionado



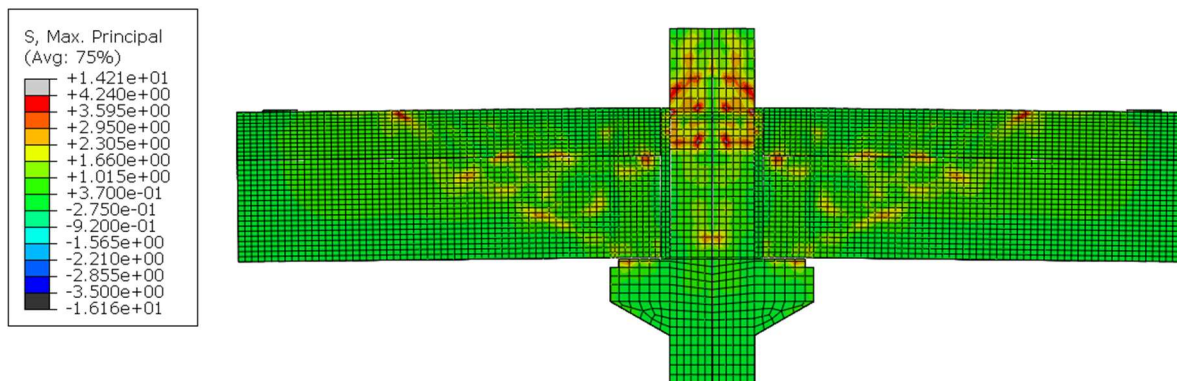
(Fonte: Autor, 2020)

Figura 76 – Tensões no concreto do Ensaio 1 (no instante do início da plastificação da ligação) - Valores apresentados em megapascal.



(Fonte: Autor, 2020)

Figura 77 – Tensões do concreto do Ensaio 2 (no instante do início da plastificação da ligação) - Valores apresentados em megapascal.



(Fonte: Autor, 2020)

Para verificar a curva constitutiva do aço das barras do negativo, foram extraídos dados referentes à tensão e deformação de um ponto da barra de negativo dentro da chamada região de conexão da ligação (acima do trecho apoiado sobre o consolo). Os resultados mostram que o comportamento das barras seguiu o esperado, com tensão de escoamento sendo atingida na deformação de escoamento inserida. Neste caso, pela similaridade dos ensaios, foi apresentado apenas os resultados das armaduras do ensaio 01 na Figura 78:

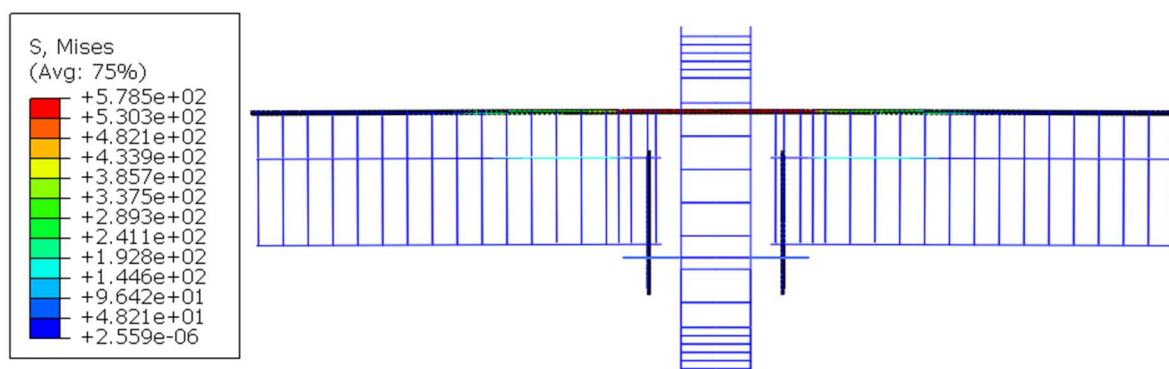
Figura 78 – Curva Tensão-Deformação da barra do negativo (CA50)



(Fonte: Autor, 2020)

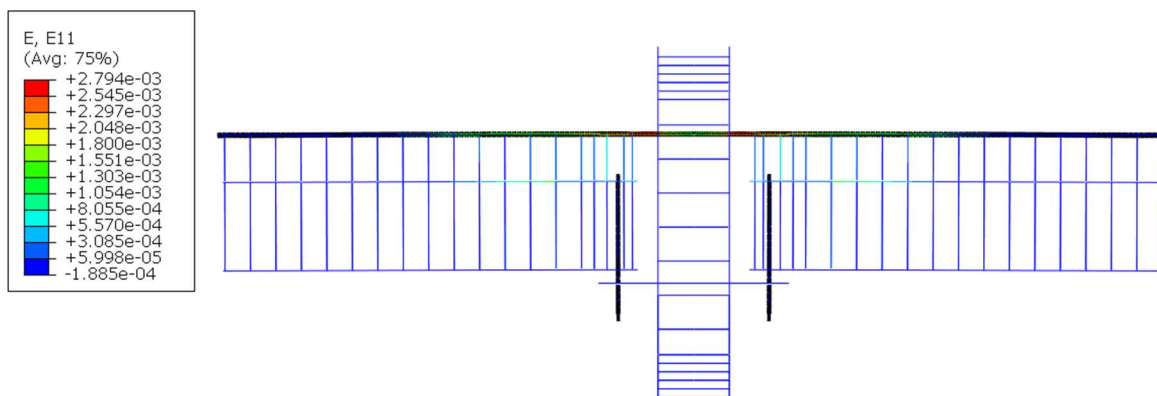
A distribuição de tensões e deformações nas armaduras do ensaio 01 está apresentada respectivamente nas Figuras 79 e 80.

Figura 79 – Tensões nas armaduras do Ensaio 1 (no instante do início da plastificação da ligação) - Valores apresentados em megapascal.



(Fonte: Autor, 2020)

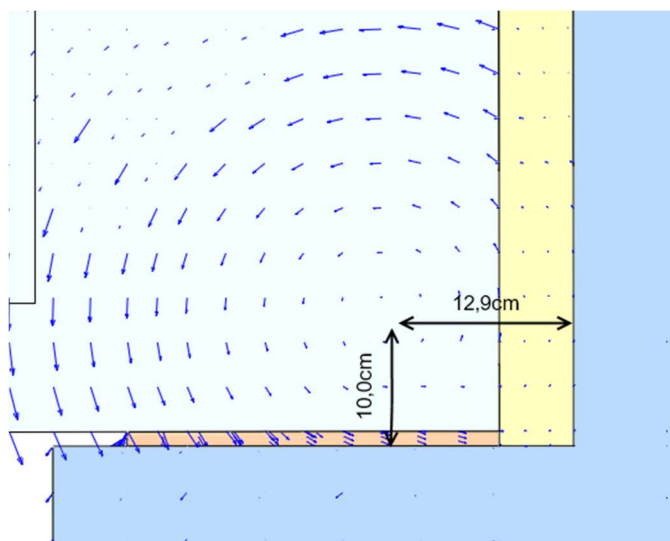
Figura 80 – Deformações das armaduras do Ensaio 1 (no instante do início da plastificação da ligação) - Valores apresentados em megapascal.



(Fonte: Autor, 2019)

Também foi verificada a tendência de rotação da viga no instante equivalente ao ponto A da Figura 63 (instante do início do escoamento da armadura negativa), sendo obtida a situação apresentada na Figura 81 para o Ensaio 1 e na Figura 82 para o Ensaio 2, onde as setas em azul representam o vetor deslocamento dos elementos finitos da região e é possível estimar o centro de rotação (CR) da viga:

Figura 81 – Centro de Rotação da Viga (no instante do início da plastificação da ligação) do ensaio base 01



(Fonte: Autor, 2020)

Com estes valores, é possível a obtenção do coeficiente k (ajustamento da rigidez secante) pela altura do CR e do L_a (parcela do L_{ed} que equivale à distância do CR à face do pilar). A rigidez R_{sec} pode ser obtida a partir da curva $M \times \theta$ (M_y / θ no instante do início do escoamento da armadura, conforme FERREIRA (2010)), para que seja obtido o valor de β (coeficiente de ajustamento da deformação devido às deformações por escorregamento aço-concreto).

Portanto, utilizando a equação (2.17) para o coeficiente k :

$$k = 0,9(1 - KX) = 0,9 \cdot \left(1 - \frac{x}{d}\right) \quad (2.17)$$

Adotando $d = 84\text{cm}$, $x = 10\text{cm}$ (conforme Figura 81, considerando a linha neutra próxima do centro de giro):

$$k_{mef} = 0,9 \cdot \left(1 - \frac{x}{d}\right) = 0,9 \cdot \left(1 - \frac{10}{84}\right) = \mathbf{0,79}$$

Já a rigidez foi levantada a partir da Figura 65, com os resultados apresentados abaixo:

$$R_{sec,mef} = \frac{M_{lig}}{\theta_{lig}} = \frac{461}{0,0026} = 177307\text{kN.m/rad}$$

Rearranjando a equação da rigidez secante para obtenção do β :

$$R_{\text{sec,mef}} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{\beta \cdot \phi + L_a} \Rightarrow$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{k \cdot A_s \cdot E_s \cdot d^2}{R_{\text{sec}}} - L_a\right)}{\phi} = \frac{\left(\frac{0,79 \cdot 490 \cdot 2.210000 \cdot 840^2}{177307000000} - 129\right)}{25} = 20,7$$

A rigidez secante desta ligação, de acordo com o equacionamento presente na NBR9062:2017 ($k=0,75$ e $\beta=25$) é igual à:

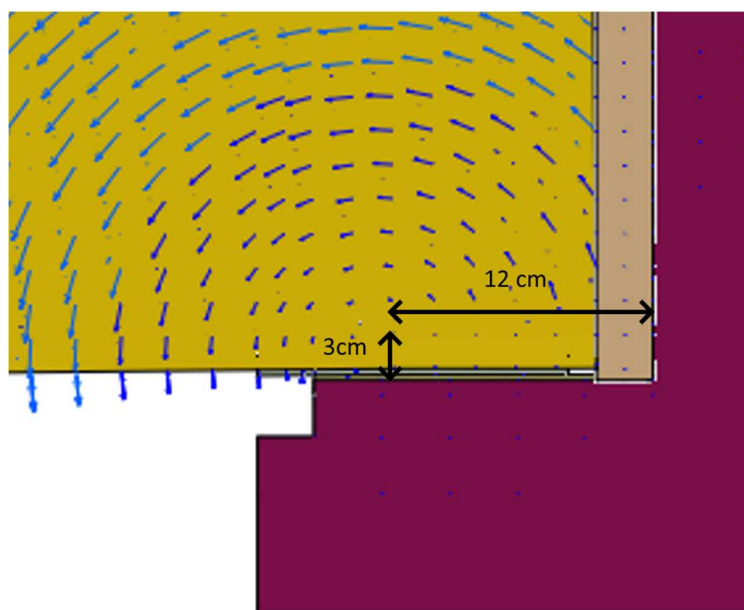
$$R_{\text{sec,NBR}} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} = 0,75 \cdot \frac{2.490.210000 \cdot 840^2}{25 \cdot 25 + 150} = 140528,4 \text{ kN.m/rad}$$

A rigidez secante obtida experimentalmente por HADADE(2016) para o ensaio NCE é $R_{\text{sec,exp}} = 158297 \text{ kN.m/rad}$.

Da mesma forma, aplicando esta sequência de cálculo para os valores do **Ensaio base 02**:

Adotando $d = 84 \text{ cm}$, $x = 3 \text{ cm}$ (conforme Figura 82):

Figura 82 – Centro de Rotação da Viga (no instante do início da plastificação da ligação) do ensaio base 02



(Fonte: Autor, 2020)

$$k_{mef} = 0,9 \cdot \left(1 - \frac{x}{d}\right) = 0,9 \cdot \left(1 - \frac{3}{84}\right) = \mathbf{0,87}$$

Já a rigidez foi levantada a partir da Figura 64, com os resultados apresentados abaixo:

$$R_{sec,mef} = \frac{M_{lig}}{\theta_{lig}} = \frac{479}{0,0024} = 199583kN.m/rad$$

Rearranjando a equação da rigidez secante para obtenção do β :

$$R_{sec,mef} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{\beta \cdot \phi + L_a} \Rightarrow$$

$$\beta = \frac{\left(\frac{k \cdot A_s \cdot E_s \cdot d^2}{R_{sec}} - L_a\right)}{\phi} = \frac{\left(\frac{0,87 \cdot 490 \cdot 2.210000 \cdot 840^2}{199583000000} - 120\right)}{25} = \mathbf{20,5}$$

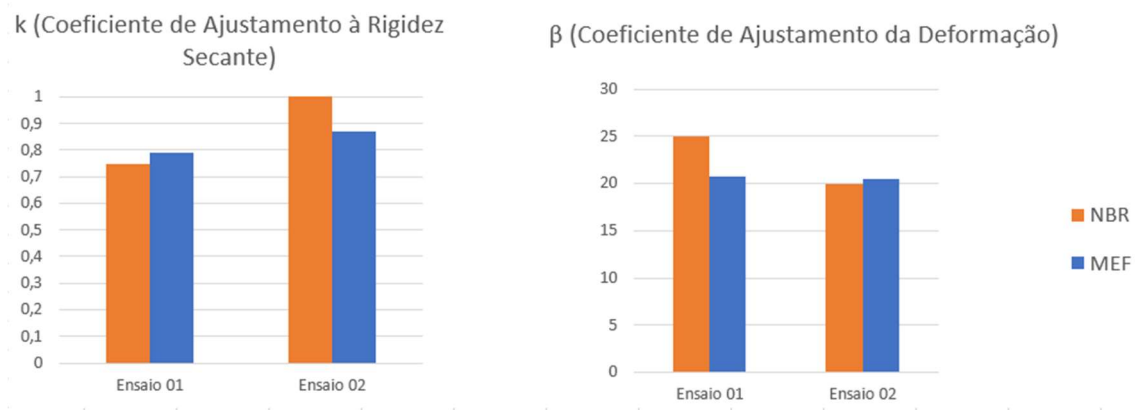
A rigidez secante desta ligação, de acordo com o equacionamento presente na NBR9062:2017 ($k=1,0$ e $\beta=20$) é igual à:

$$R_{sec,NBR} = k \cdot \frac{A_s \cdot E_s \cdot d^2}{L_{ed}} = \mathbf{1,0} \cdot \frac{2.490.210000 \cdot 840^2}{20 \cdot 25 + 150} = 223403,8kN.m/rad$$

A rigidez secante obtida experimentalmente por HADADE(2016) para o ensaio CSE é $R_{sec,exp} = 177586kN.m/rad$

Em resumo ao exposto nesta análise, a comparação entre os valores dos coeficientes k e L_{ed} obtidos pela simulação numérica e apresentados na NBR9062 é apresentada na Figura 83:

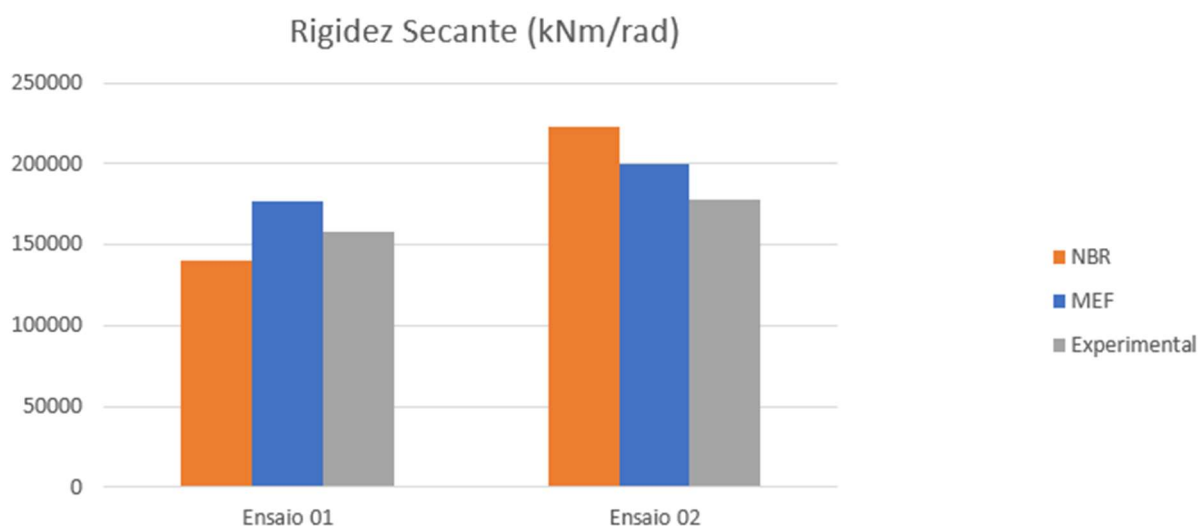
Figura 83 – Comparação dos valores dos coeficientes de ajustamento



(Fonte: Autor, 2020)

Já a comparação do valor da rigidez secante, entre o obtido por simulação numérica, cálculo simplificado conforme NBR9062:2017 e ensaio experimental realizado por HADADE(2016) está apresentada na Figura 84:

Figura 84 – Comparação dos valores da rigidez secante



(Fonte: Autor, 2020)

Os ensaios paramétricos tiveram análises similares, porém a partir do arranjo de 7 ϕ 32 (Ensaio Paramétricos 4, 5 e 6), o processamento não foi completado (o motivo para este erro no processamento não foi totalmente elucidado, e devido à este problema não foi possível utilizar os resultados destes nas análises deste capítulo).

Na Figura 85 estão apresentados os deslocamentos da estrutura no momento de início do escoamento da armadura negativa dos modelos paramétricos 1, 2 e 3 dos Ensaio 1, enquanto na Figura 86 estão apresentados os mesmos resultados para os modelos parametrizados do Ensaio 2:

Figura 85 – Deslocamentos no instante do início da plastificação da ligação (Ensaio 1 – Modelos Paramétricos 1, 2 e 3, nesta ordem) - Valores apresentados em milímetros.

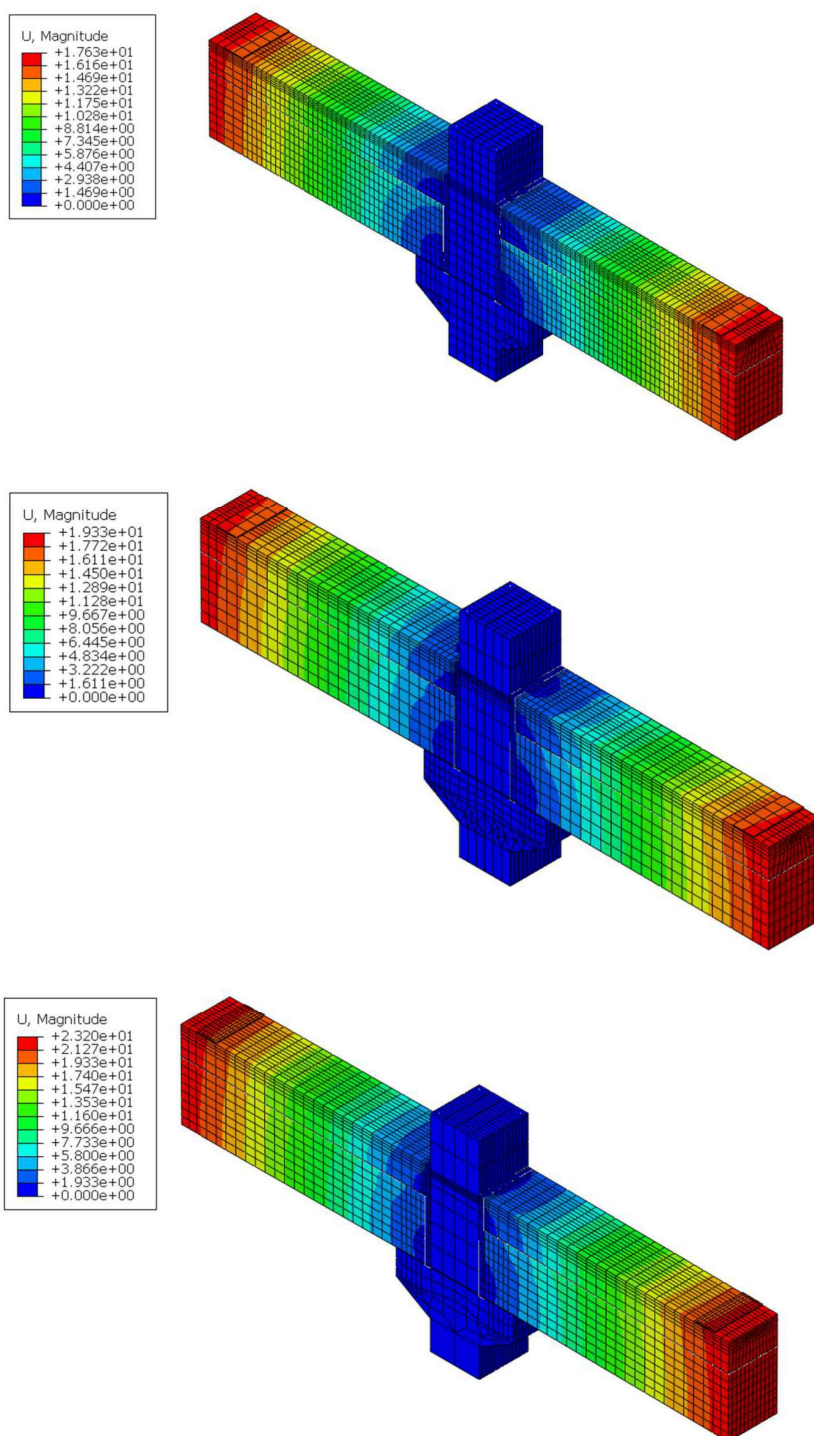
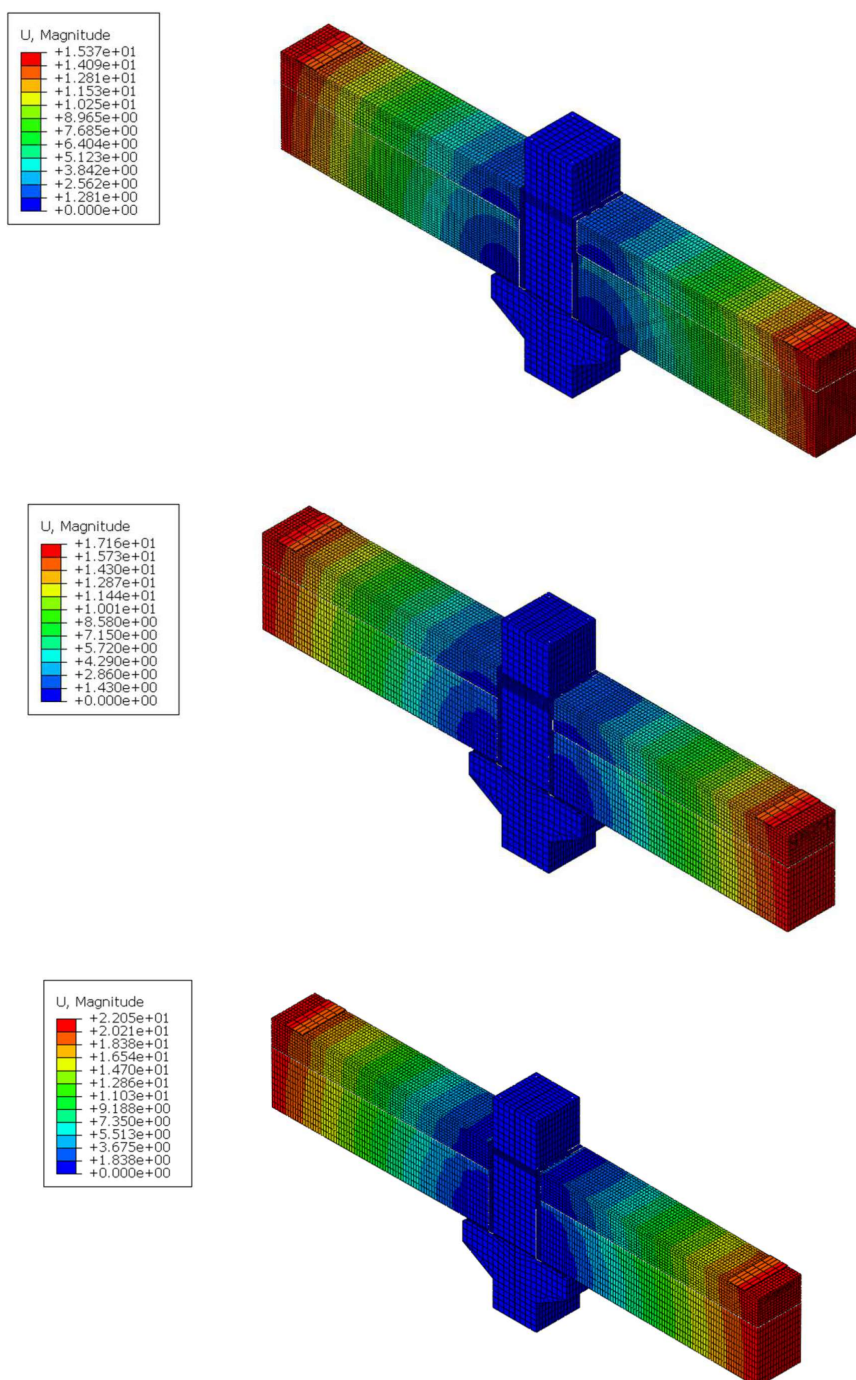


Figura 86 – Deslocamentos no instante do início da plastificação da ligação (Ensaio 2 – Paramétricos 1, 2 e 3, nesta ordem) - Valores apresentados em milímetros.



Para todos os modelos com variação de taxa de armadura foram extraídos dados para obtenção das curvas força x deslocamento e momento x rotação, apresentados nas Figuras 87 a 90, onde é possível inclusive observar o momento de interrupção do processamento dos modelos paramétricos 4, 5 e 6:

Figura 87 – Curvas Força Deslocamento – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 1

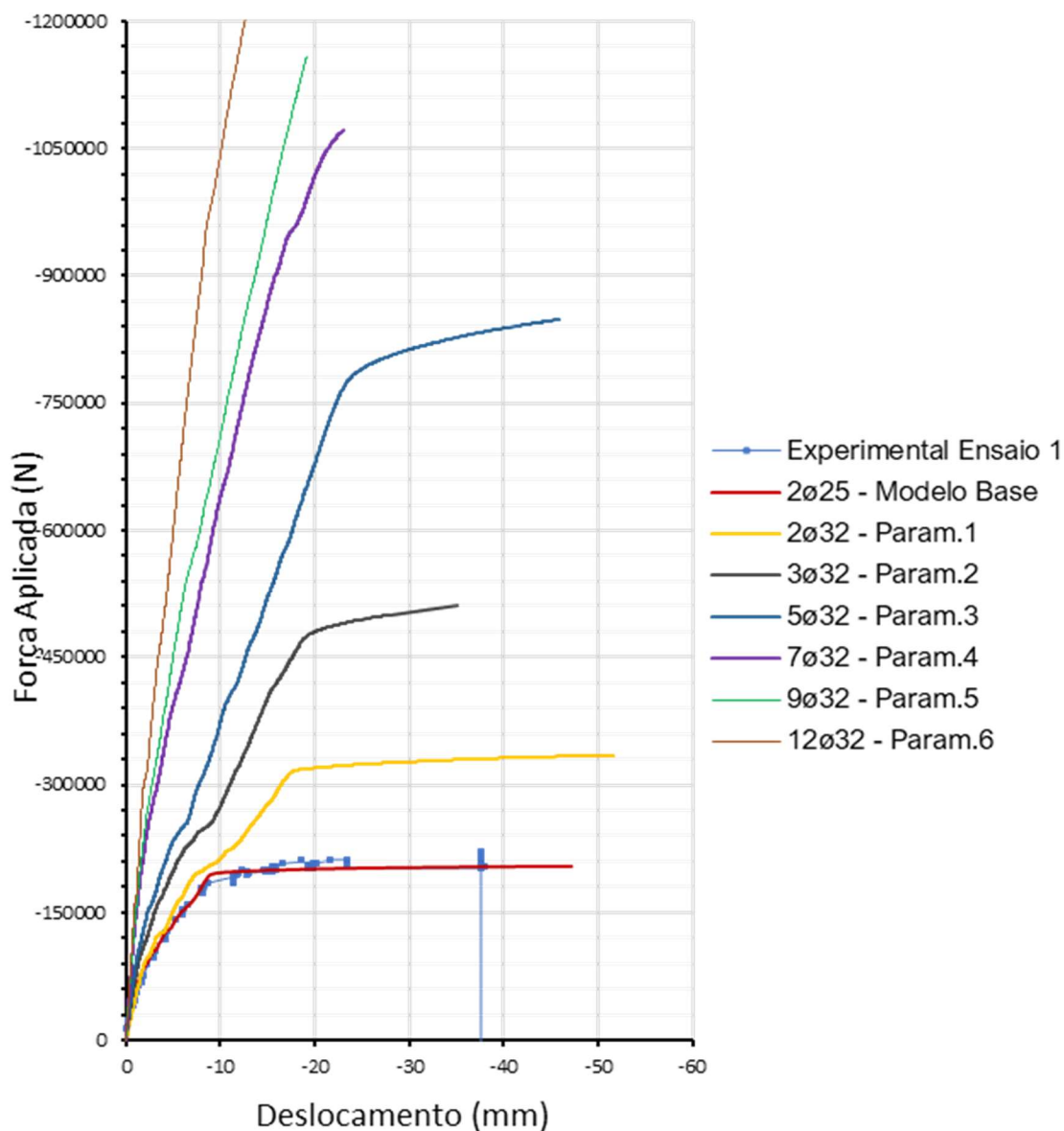


Figura 88 – Curvas Momento x Rotação – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 1

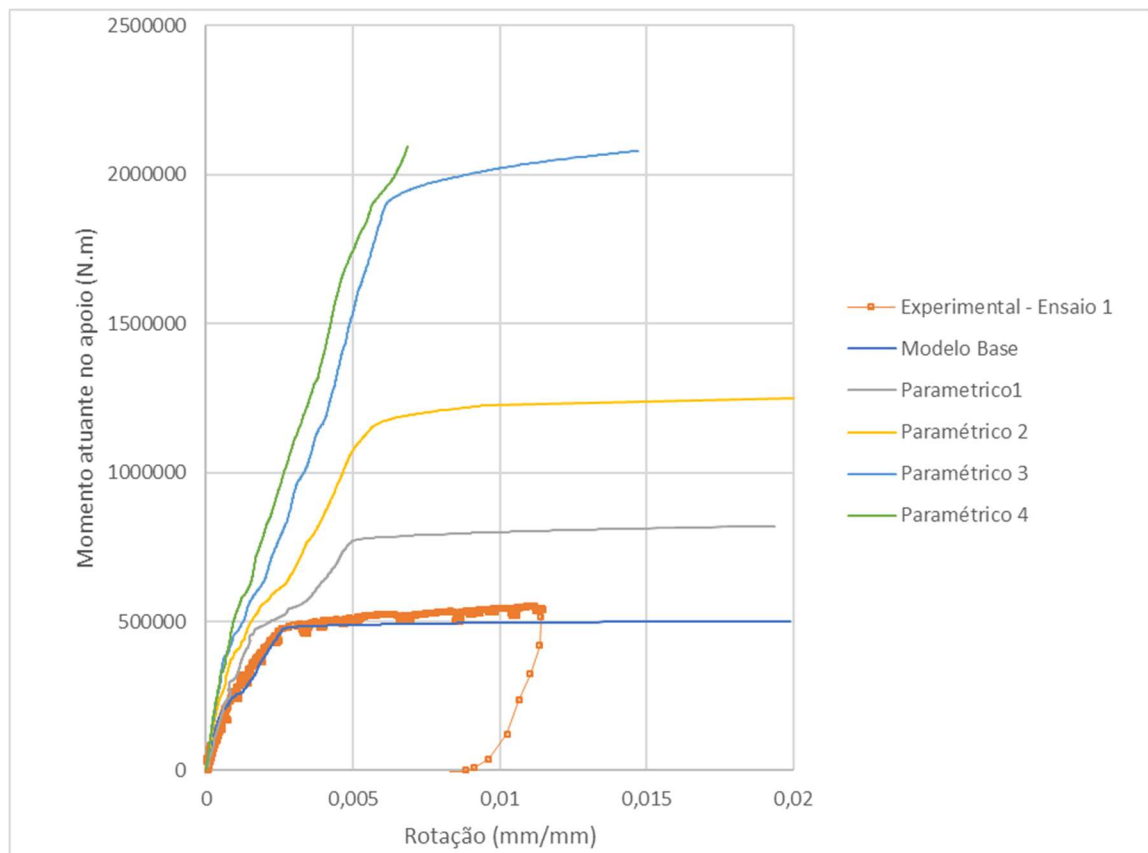


Figura 89 – Curvas Força Deslocamento – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 2

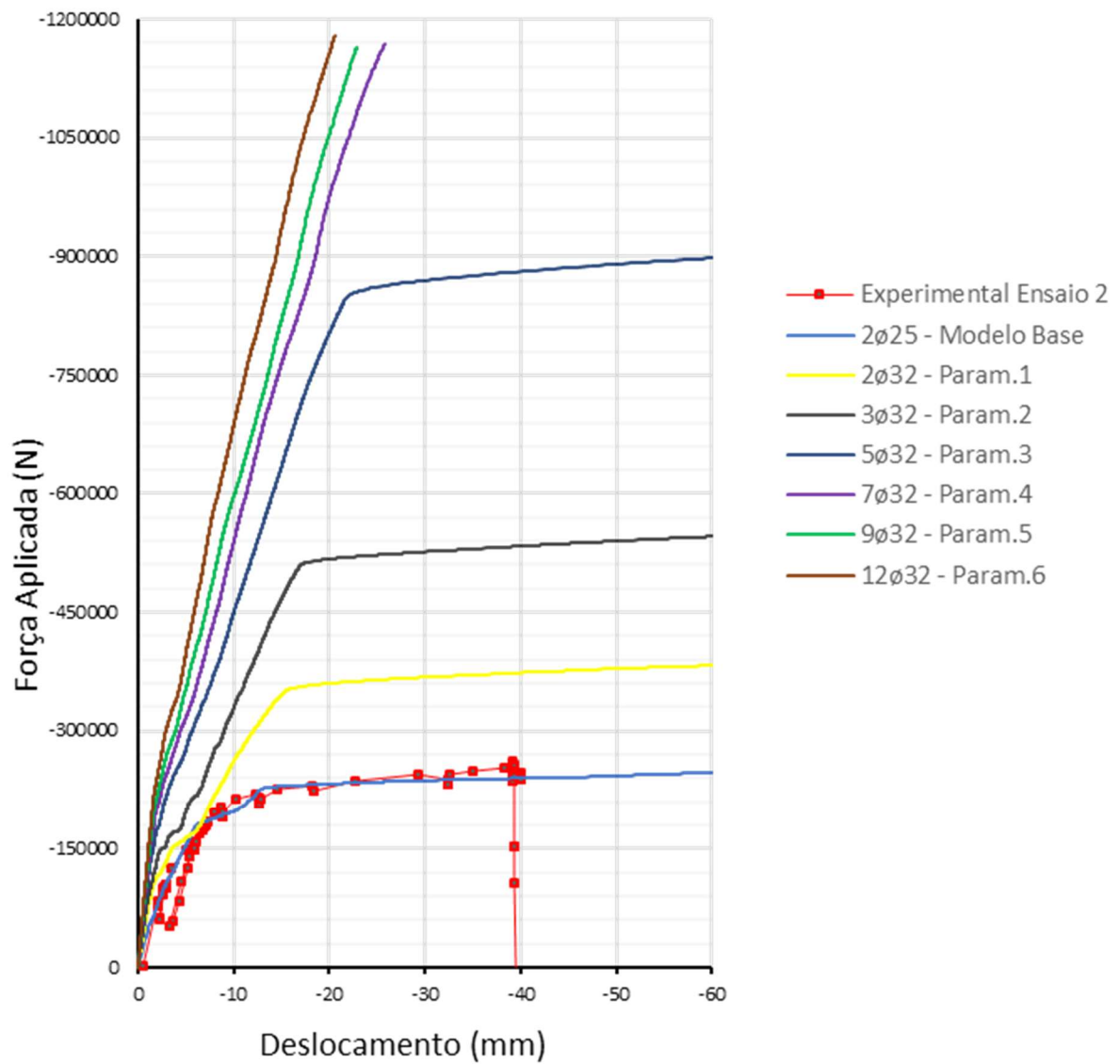
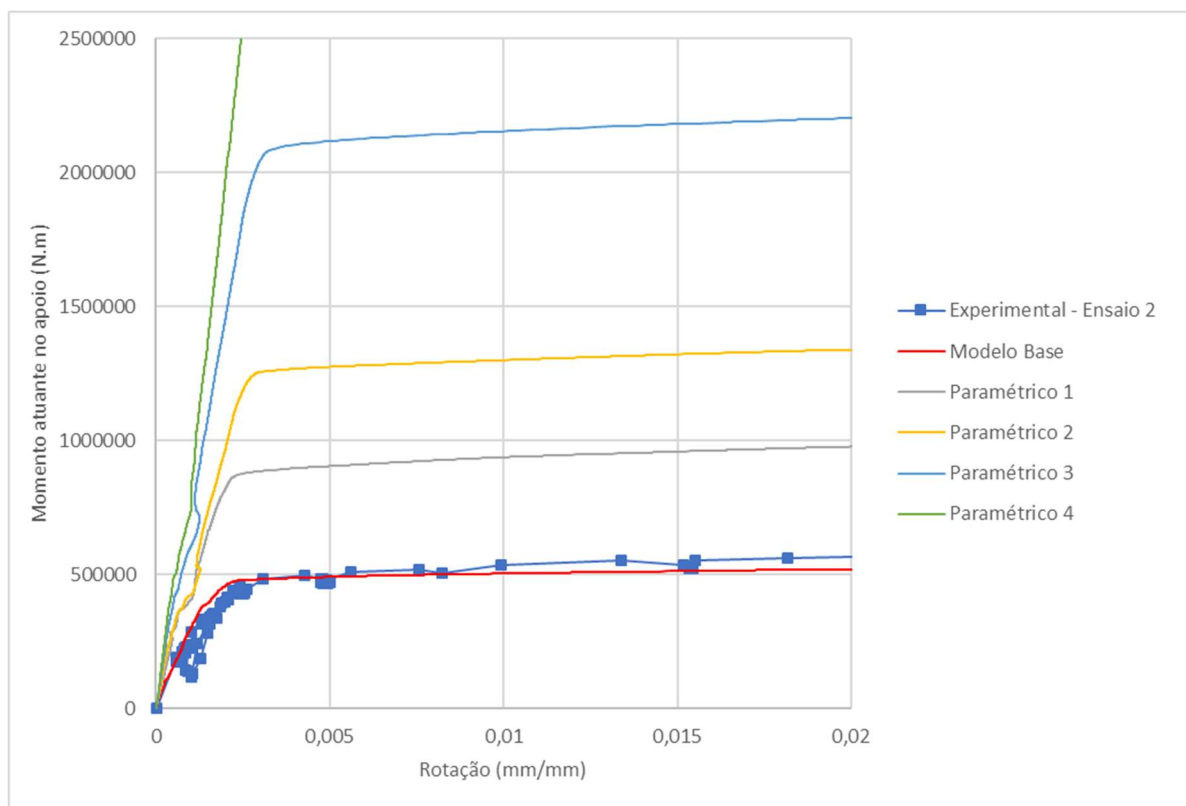


Figura 90 – Curvas Momento x Rotação – Modelos com variação de taxa de armadura - Ensaio 2



A partir destes resultados foi possível obter o valor da rigidez de cada modelo, com base na equação (2.7), que se aplica no momento do início do escoamento da armadura – e portanto inviabiliza sua utilização para os ensaios com processamentos abortados. Estes resultados estão resumidos na Tabela 20. Por fim, a Tabela 21 resume o fator de restrição à rotação de cada modelo conforme a equação (2.4), comparando os valores obtidos experimentalmente com os obtidos à partir de valores obtidos analiticamente (de acordo com o equacionamento proposto no Capítulo 5 da NBR9062:2017).

Tabela 20 – Rigidezes dos modelos com variação de taxa de armadura e comparação entre os resultados experimentais e numéricos

Título do Modelo	Arranjo Armadura Negativa	Taxa de Armadura	k (NBR9062)	β (NBR9062)	Rigidez Secante NBR9062 (kN.m/rad)	Rigidez Secante MEF (kN.m/rad)	$R_{sec,MEF} / R_{sec,NBR}$
Ensaio Base 1	2 \emptyset 25	0,22%	0,75	25	140778,82	170740,74	121,28%
Ensaio 1 - Paramétrico 1	2 \emptyset 32	0,36%	0,75	25	188163,49	159836,07	84,95%
Ensaio 1 - Paramétrico 2	3 \emptyset 32	0,54%	0,75	25	282245,23	209090,91	74,08%
Ensaio 1 - Paramétrico 3	5 \emptyset 32	0,91%	0,75	25	470408,72	354545,45	75,37%
Ensaio 1 - Paramétrico 4	7 \emptyset 32	1,28%	0,75	25	658572,21	-	-
Ensaio 1 - Paramétrico 5	9 \emptyset 32	1,64%	0,75	25	846735,70	-	-
Ensaio 1 - Paramétrico 6	12 \emptyset 32	2,2%	0,75	25	1128980,94	-	-
Ensaio Base 2	2 \emptyset 25	0,22%	1,00	20	223802,23	199583,33	89,18%
Ensaio 2 - Paramétrico 1	2 \emptyset 32	0,36%	1,00	20	301696,73	334615,38	110,91%
Ensaio 2 - Paramétrico 2	3 \emptyset 32	0,54%	1,00	20	452545,10	459259,26	101,48%
Ensaio 2 - Paramétrico 3	5 \emptyset 32	0,91%	1,00	20	754241,84	686666,67	91,04%
Ensaio 2 - Paramétrico 4	7 \emptyset 32	1,28%	1,00	20	1055938,57	-	-
Ensaio 2 - Paramétrico 5	9 \emptyset 32	1,64%	1,00	20	1357635,30	-	-
Ensaio 2 - Paramétrico 6	12 \emptyset 32	2,2%	1,00	20	1810180,41	-	-

Tabela 21 – Fator de restrição à rotação dos modelos com variação de taxa de armadura e comparação entre os resultados experimentais e numéricos

Título do Modelo	α_R (NBR9062)	α_R (MEF)	α_R (NBR9062) / α_R (MEF)
Ensaio Base 1 (2 \emptyset 25)	0,31	0,35	88%
Ensaio 1 - Paramétrico 1	0,37	0,33	111%
Ensaio 1 - Paramétrico 2	0,47	0,40	119%
Ensaio 1 - Paramétrico 3	0,60	0,53	113%
Ensaio Base 2 (2 \emptyset 25)	0,41	0,39	107%
Ensaio 2 - Paramétrico 1	0,49	0,51	95%
Ensaio 2 - Paramétrico 2	0,59	0,59	99%
Ensaio 2 - Paramétrico 3	0,70	0,68	103%

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

Este estudo buscou analisar as duas tipologias de ligações viga-pilar incorporadas na norma brasileira NBR9062:2017, consideradas semirrígidas, com armadura de continuidade atravessando o pilar pré-fabricado em bainha corrugada e solidarização por segunda concretagem da capa da viga. As tipologias contavam com variação entre estas tipologias na solução no apoio do consolo. No Ensaio 1 o consolo possuía 2 barras de chumbadores (e vazio na viga permitindo o grauteamento desta interface), e aparelho elastomérico de apoio (Neoprene). Já no Ensaio 2, possuía chapas de aço no fundo da viga e no topo do consolo, com execução de solda unindo estas após a montagem das peças em sua posição definitiva.

Quanto aos resultados dos modelos emulando ensaios experimentais, estes apresentam boa aproximação em comparação à rigidez obtida por HADADE (2016), com rigidez secante 12% maior que a obtida experimentalmente no Ensaio 1 e 10,7% menor que a obtida experimentalmente no Ensaio 2.

Ao longo da aplicação do carregamento das peças houve boa concordância com o comportamento obtido experimentalmente, observados pela evolução das curvas força x deslocamento, instante de escoamento da armadura e também pela observação da abertura de fissuras. Este fato indica a possibilidade de utilização de modelos computacionais para obtenção de dados complementares à ensaios experimentais.

Em relação ao método simplificado de cálculo da rigidez apresentado no capítulo 5 da norma brasileira NBR9062:2017, foi calculado por retro análise os valores dos coeficientes k e L_{ed} , com discrepância de 5,3% para o valor do coeficiente de ajustamento da rigidez secante k e 17,1% em relação ao valor do coeficiente de ajustamento da deformação devido às deformações por escorregamento aço-concreto β para o Ensaio 1. Esta discrepância ficou em 14,9% para o valor do coeficiente de ajustamento da rigidez secante k e 2,5% em relação ao valor do coeficiente de ajustamento da deformação devido às deformações por escorregamento aço-concreto β para o Ensaio 2.

O modelo computacional apresentou rigidez 26% maior que a calculada em relação à rigidez calculada pela formulação presente na NBR9062:2017 para o Ensaio 1 e 10,7% menor que a mesma formulação para o Ensaio 2. Já a rigidez secante do modelo computacional foi 12% maior que os resultados obtidos de forma experimental em ambos os ensaios.

Além disso, uma contribuição evidenciada pelos modelos numéricos desenvolvidos é a obtenção de forma numérica da posição do centro de rotação da ligação, conforme indicado nas Figuras 81 e 82. A parcela horizontal desta posição (L_a) é um valor atualmente não fornecido na formulação presente na tabela 1 da NBR9062:2017, deixando a definição deste valor fica a cargo do projetista, e tem influência na obtenção da rigidez secante de ligações entre viga e pilar pré-fabricados pelo método simplificado.

Uma observação a respeito destas soluções distintas de ligação é o fato de a taxa de armadura negativa ter maior influência quanto à rigidez da ligação do que a solução de união entre a viga e consolo. A opção de uso de uma ou outra solução em situações de projeto correntes deve ter mais relação a especificidades do processo construtivo (por exemplo, a solução com chapa soldada possui maior estabilidade em fase de montagem, demonstrando uma vantagem construtiva mais relevante do que o efetivo ganho de rigidez desta ligação em sua situação de uso).

Em termos de modelagem computacional, ao longo do texto desta dissertação foram abordados diversos pontos importantes para uma correta modelagem de estruturas em softwares de elementos finitos, como aspectos relevantes para escolha das malhas a serem utilizadas, sua otimização, as possibilidades de modelagem de materiais e de simulação de interações e contatos entre diferentes peças. Uma observação importante é que a utilização de modelagem computacional para investigações similares à esta realizada neste trabalho vem se tornando bastante usuais, mas ainda são bastante onerosas do ponto de vista computacional.

A segunda etapa deste trabalho, em que foram realizados modelos paramétricos com variação da taxa de armadura, teve um total de 12 modelos elaborados (6 taxas de armadura negativa distintas para cada tipologia de ligação) apresentou problemas de processamento a partir do modelo paramétrico 4, onde

embora o processamento fosse iniciado corretamente, o mesmo era interrompido precocemente (o software não conseguia convergir os resultados de uma etapa, inviabilizando a continuidade). Foi realizada uma série de ajustes nos modelos em busca do processamento completo (como variação da densidade da malha, maior número de pontos das curvas constitutivas dos materiais, simplificação das interações realizadas entre os materiais), porém nenhuma destas medidas foram eficientes.

Nos modelos com processamento completado, houve boa aproximação entre os valores calculados pelo equacionamento simplificado e os obtidos via modelo numérico no Ensaio 2. Entretanto, no Ensaio 1 as rigidezes obtidas nos modelos paramétricos foram em média 21,9% menores que as calculadas pelo equacionamento da NBR9062:2017. Visto os problemas de processamento que os modelos com taxa mais elevada de armadura apresentaram e a ausência de confirmação experimental, esta informação não deve ser compreendida como um veredicto em relação à validade da formulação atualmente disponível, e sim como uma sugestão da continuidade dos estudos a este respeito, como comentado a seguir.

De qualquer forma, afim de verificar o comportamento de ligações em projetos usuais de estruturas pré-fabricadas, é o fator de restrição à rotação (α_R) - de determinação bastante simples - que tem maior valor para avaliação da rigidez da estrutura, e a convergência entre os valores obtidos de forma computacional (admitindo apenas os modelos que tiveram processamento completado), comparados aos obtidos analiticamente (conforme procedimento apresentado no capítulo 5 da norma brasileira NBR9062:2017) indicam boa aproximação e viabilidade do método computacional apresentado na atual norma brasileira de projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

O software utilizado demonstrou grandes possibilidades de utilização, possuindo diversas soluções implementadas, muitas das quais não chegaram a ser exploradas neste trabalho e seriam interessantes alvos de estudos futuros. Um exemplo destas possibilidades foi a opção neste trabalho pela modelagem do concreto utilizando o CDP (*concrete damaged plasticity*) para emulação do comportamento – decisão tomada por diversas indicações de uso desta solução ao longo da revisão

bibliográfica. Este se mostrou bastante acurado e apresentou resultados satisfatórios para a emulação de concreto, como pode ser observado na comparação dos resultados experimentais com os extraídos dos modelos – inclusive na previsão dos pontos e caminho das fissuras. Porém, existem outros métodos implementados no software, e seria interessante a elaboração de um estudo dirigido à comparação entre estes.

Do ponto de vista do cálculo da rigidez secante entre vigas e pilares pré-fabricados, são bem vindos experimentos com variação de taxa de armadura – como sugestão, utilizando metodologia similar, porém com peças de geometria menor do que as utilizadas neste trabalho. Desta forma é possível aplicar taxas de aço com maior variabilidade e menor custo fabril, e assim efetuar a verificação do comportamento destas ligações em casos que são bastante comuns em projetos correntes (como peças dimensionadas no domínio 3).

7. BIBLIOGRAFIA

ABICIC. **Anuário ABCIC 2016**. ABCIC, São Paulo, 2016. Disponível em: <http://www.abcic.org.br/anuario_2016/ANUARIO_ABCIC_BAIXA_2016.pdf>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR6118 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **NBR5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

BACHEGA, L. A. **Estudo Teórico-Experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto**. 2013. 146f. Dissertação de Mestrado - UFSCar, São Carlos, 2013.

BARROS, L. S. P. DE. **Verificação do comportamento de ligações viga-pilar com continuidade de armadura negativa por meio de luvas rosqueadas**. 2018. 143f. Dissertação de Mestrado - UFSCar, São Carlos, 2018.

CAMARENA, D. **Finite element analysis of precast prestressed beam-column concrete connection in seismic construction**. 2006. 106f. Dissertação de Mestrado - Chalmers University of Technology, Göteborg, 2006.

CARREIRA D.J.; CHU K.H. Stress Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **ACI Structural Journal**, November-December, p. 797–804, 1985.

COSTA, R. J. T.; PROVIDÊNCIA, P.; GOMES, F. On the need for classification criteria for cast in situ RC beam–column joints according to their stiffness. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 49, n. 4, p. 1299–1317, 2016.

DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. **Analysis User's Manual - Theory**. 2011.

_____. **Analysis User's Manual - Volume 3: Materials**. 2012a. v. III

_____. **Analysis User's Manual - Volume 5: Prescribed Conditions, Constraints & Interactions**. [s.l.] 2012b. v. V

EN 1993-1-5. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements. **Eurocode 3**, v. 5, n. 2006, 2006.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings** , 2004.

FENG, D.C.; WU, G.; LU, Y.; ASCE, F. Numerical Investigation on the Progressive Collapse Behavior of Precast Reinforced Concrete Frame Subassemblages. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, p. 14, 2018.

FENG, D.; WU, G.; LU, Y. Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading. **Engineering Structures**, v. 174, n. October, p. 49–66, out. 2018.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidade de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993. Dissertação de Mestrado - EESC-USP, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 253f. Tese de Doutorado - EESC-USP, São Carlos, 1999.

____. **Moment-Resisting Precast Frames in non-seismic zones**. fib Report. fib Report, São Carlos, 2016.

FERREIRA, M. A.; ELLIOTT, K. S.; HASAN, S. A. **Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections**. State-of-Art Research Report Precast. Nottingham, 2010

FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **Um Primeiro Curso em Elementos Finitos**. 1a Edição ed. LTC, West Sussex, 2007.

GORGUN, H. **Semi-Rigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures**. 1997. 526f. Tese de Doutorado - University of Nottingham, Nottingham, 1997.

GUO, Z. **Principles of Reinforced Concrete Design**. First Edit ed. Elsevier, Oxford, 2014.

HADADE, M. A. S. **Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa em estruturas pré-fabricadas**. 2016. 230f. Tese de Doutorado - UFSCar, São Carlos, 2016.

HASAN, S. A. **Behaviour of Discontinuous Precast Concrete Beam-Column Connections**. 2011. Tese de Doutorado - 2011.

HAWILEH, R. A.; RAHMAN, A.; TABATABAI, H. Nonlinear finite element analysis and

modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads. **Applied Mathematical Modelling**, v. 34, n. 9, p. 2562–2583, 2010.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of civil and environmental engineering**, n. 6, p. 53–69, 2005.

KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas**. 2011. Tese de Doutorado - EESC-USP, São Carlos, 2011.

KATAOKA, M. N.; FERREIRA, M. A.; CRESCE EL DEBS, A. L. H. DE. Nonlinear FE analysis of slab-beam-column connection in precast concrete structures. **Engineering Structures**, v. 143, p. 306–315, 2017.

KREMMYDA, G. D.; FAHJAN, Y. M.; TSOUKANTAS, S. G. Nonlinear FE analysis of precast RC pinned beam-to-column connections under monotonic and cyclic shear loading. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 12, n. 4, p. 1615–1638, 2014.

KUANG, Z.; ZHENG, G. Computational and Experimental Mechanical Modelling of a Composite Grouted Splice Sleeve Connector System. **MDPI Materials**, v. 11, n. 2, p. 306, 20 fev. 2018.

LOGAN, D. L. **A First Course in the Finite Element Method**. 5a Edição ed. CENGAGE Learning, Stamford, CT, 2012.

LU, Z. H.; ZHAO, Y. G. Empirical stress-strain model for unconfined high-strength concrete under uniaxial compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 22, n. 11, p. 1181–1186, 2010.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E. A Plastic-Damage Model. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MEDEIROS, W. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. 163f. Dissertação de Mestrado - [s.l.] 2018.

NAJAFGHOLIPOUR, M. A.; DEHGHAN, S. M.; DOOSHABI, A.; NIROOMANDI, A. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam-Column Connections with Governing Joint Shear Failure Mode. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 14, n. 7, p. 1200–1225, ago. 2017.

NEZAMI, S. A. PARAMETRIC FINITE ELEMENT EVALUATION OF RC BEAM-COLUMN JOINTS. **International Conference on Seismology & Earthquake Engineering**, v. 3, 2019.

NZABONIMPA, J. D. D.; HONG, W.-K. K.; KIM, J. Nonlinear finite element model for the novel mechanical beam-column joints of precast concrete-based frames. **Computers & Structures**, v. 189, p. 31–48, set. 2017.

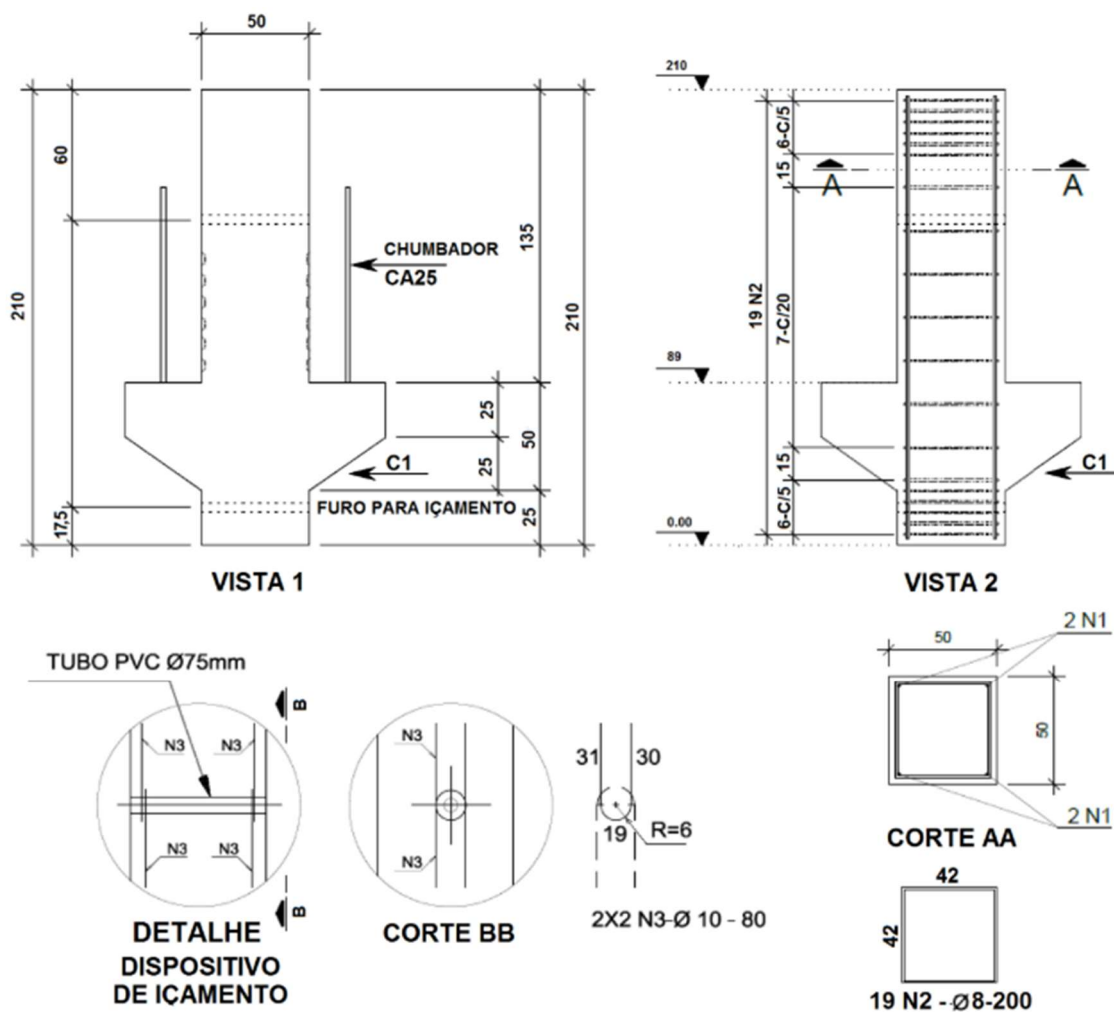
RAOUS, M.; ALI KARRAY, M. Model coupling friction and adhesion for steel-concrete interfaces. **International Journal of Computer Applications in Technology**, v. 34, n. 1, p. 42–51, 2009.

TZIAVOS, N. **Experimental and numerical investigations on grouted connections for monopile offshore wind turbines**. 2019. Tese de Doutorado - [s.l.] 2019.

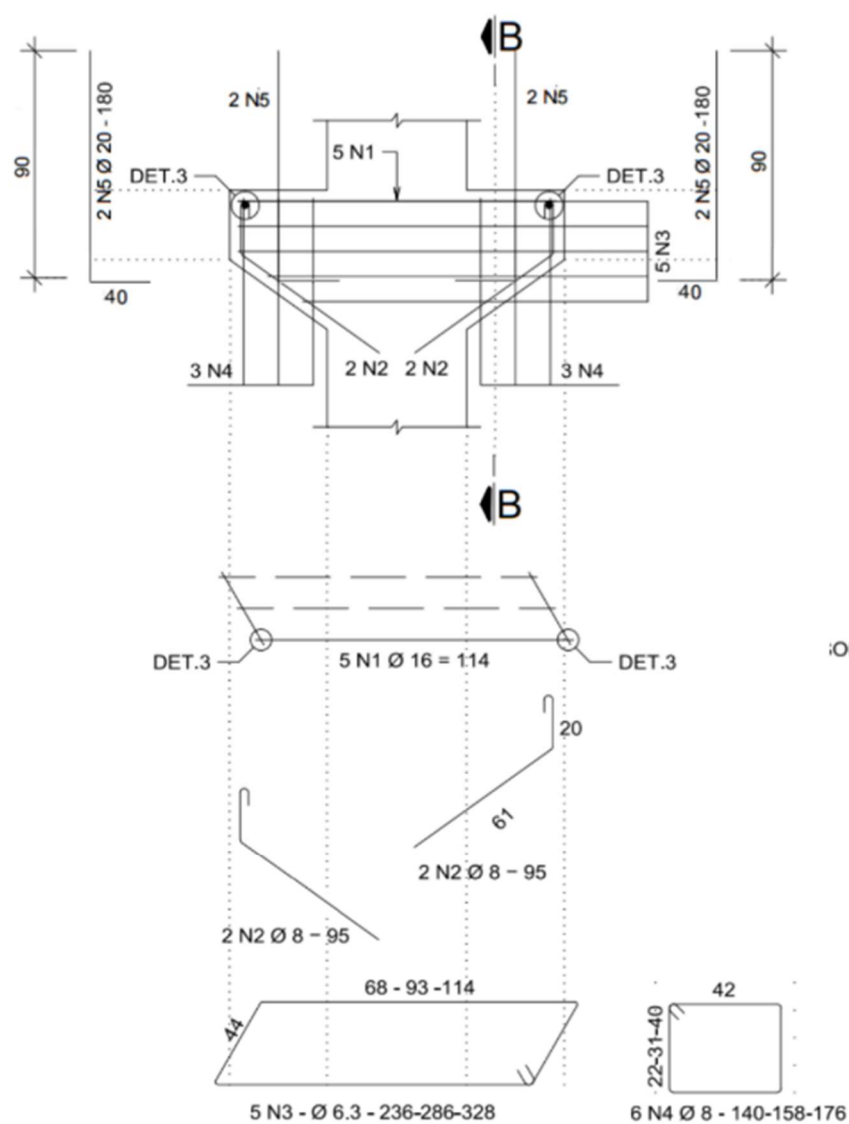
VILNAY, M.; CHERNIN, L.; COTSOVOS, D. M. Advanced Material Modelling of Concrete in ABAQUS. **9th International Concrete Conference: Environment, Efficiency and Economic Challenges for Concrete**, n. July, p. 13, 2016.

ANEXO A – PROJETOS EXECUTIVOS DAS PEÇAS DOS ENSAIOS E DETALHAMENTO DA INSTRUMENTAÇÃO APLICADA

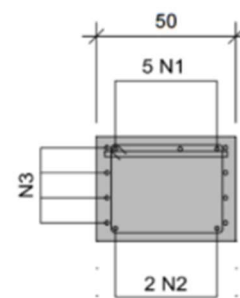
Projeto Executivo das Peças Utilizadas no Ensaio de HADADE (2016) - NCE



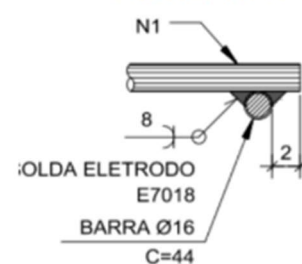
PILARES COM CONSOLO E CHAPA METÁLICA					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP.	COMP.
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	25	4	204	816
CA50A	2	8	19	200	3.800
CA50A	3	10	8	80	640



CORTE B-B



DETALHE 3



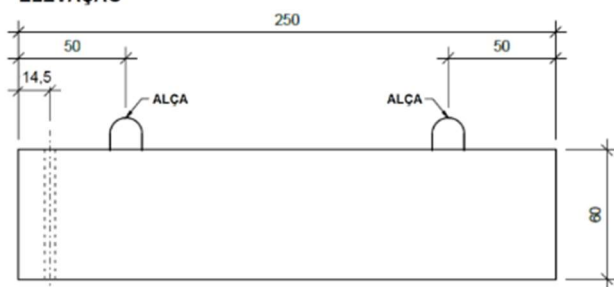
DETALHE 3



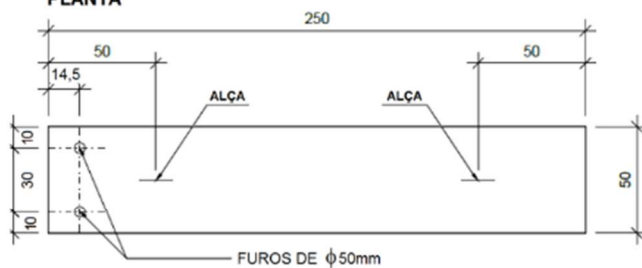
CONSOLO DUPLO COM CHUMBADOR					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	16	5	114	570
CA50A	2	8	4	95	380
CA50A	3	6,3	5	VAR.	1506
CA50A	4	8	4	VAR.	476
CA50A	5	20	4	90	360

VIGAS COM CHUMBADOR - 50X60

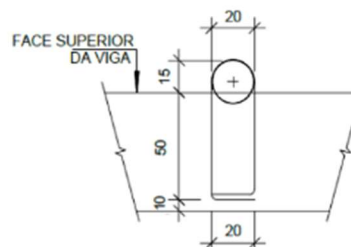
ELEVAÇÃO



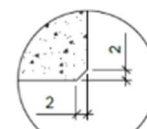
PLANTA



DETALHE DA ALÇA DE IÇAMENTO

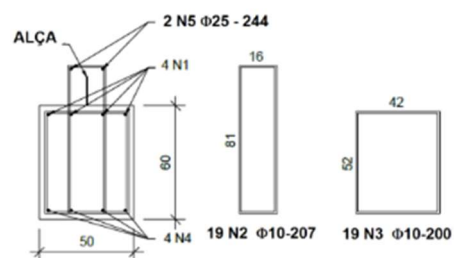
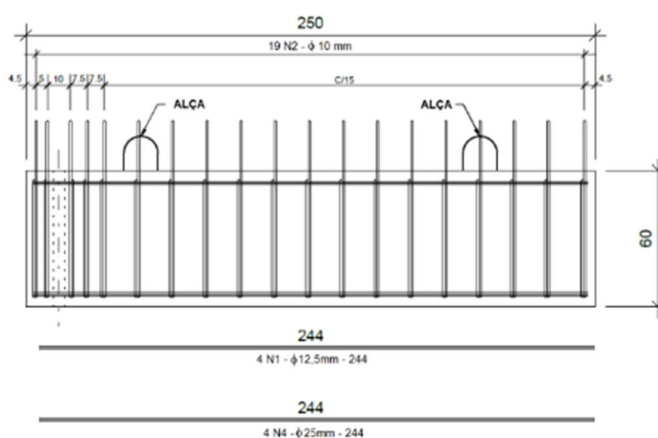


UMA ALÇA EM CORDALHA CP190 Ø 12,7" C=181



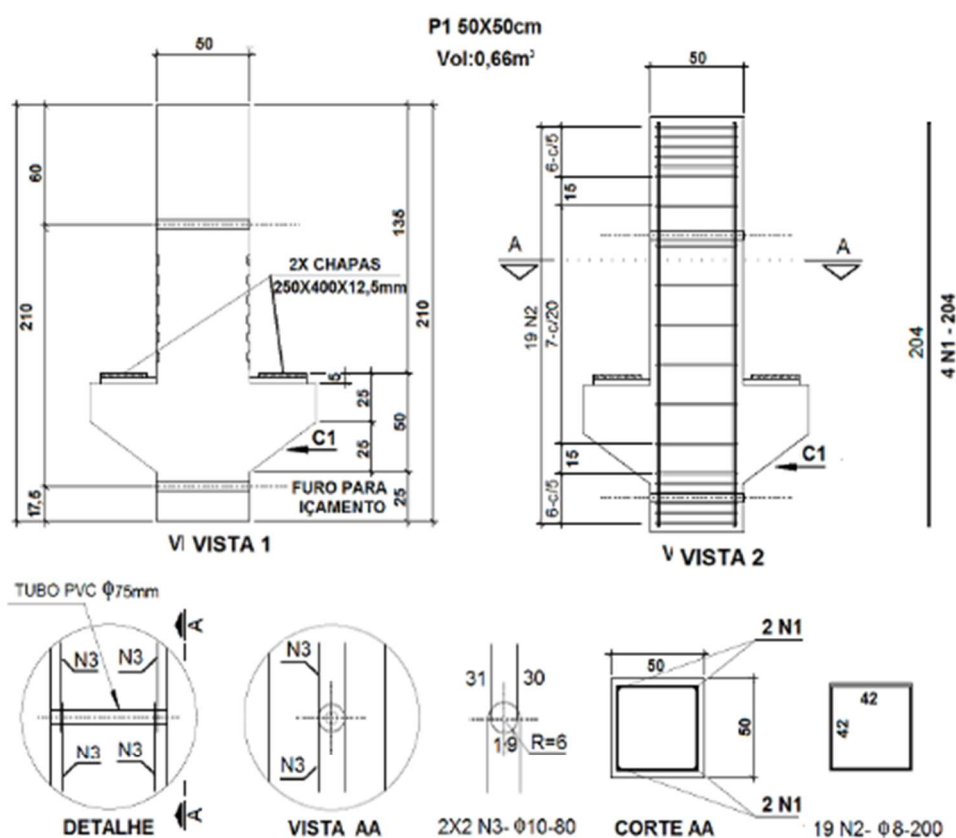
DETALHE DOS CHANFROS NAS ARESTAS

VIGAS NCE E GCE - 50X60
VOLUME: 0,75 m³



VIGAS NCE E GCE					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	12,5	4	244	976
CA50A	2	10	19	200	3800
CA50A	3	10	19	207	3933
CA50A	4	25	4	244	976
CA50A	5	25	2	244	488

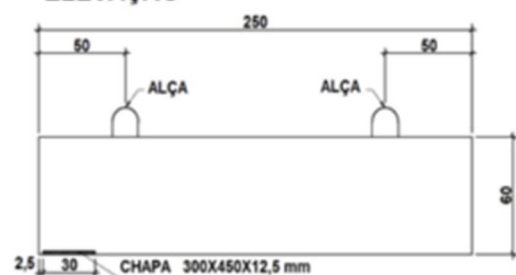
CONSOLO DUPLO COM CHAPA SOLDADA					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	8	6	VAR.	856
CA50A	2	10	4	VAR.	1508
CA50A	3	6,3	4	82	328
CA50A	4	8	6	VAR.	960
CA50A	5	16	5	105	525
ITEM	DIMENSÕES		QUANTIDADE		
CHAPA DE AÇO	250X400X12,5		2		



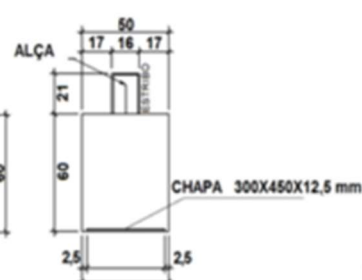
PILARES COM CONSOLO E CHAPA METÁLICA					
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP.	COMP.
				UNIT. (m)	TOTAL (m)
CA50A	1	25	4	204	816
CA50A	2	8	19	200	3.800
CA50A	3	10	8	80	640

VIGAS COM CHAPA SOLDADA - 50X60

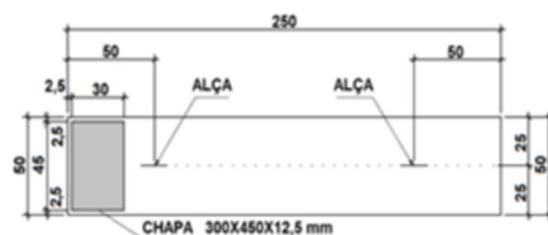
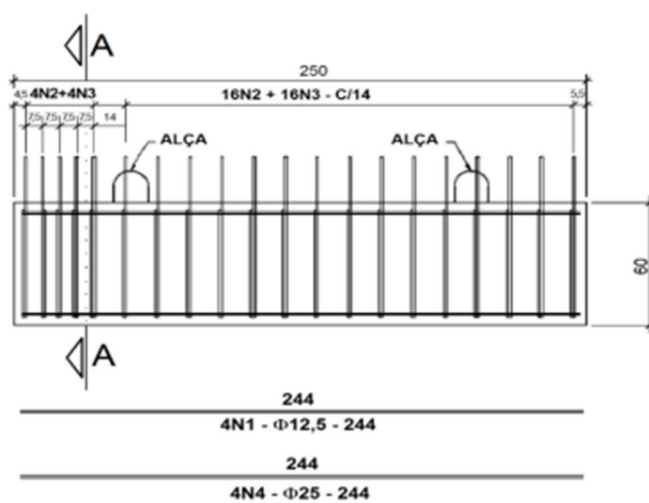
ELEVÇÃO



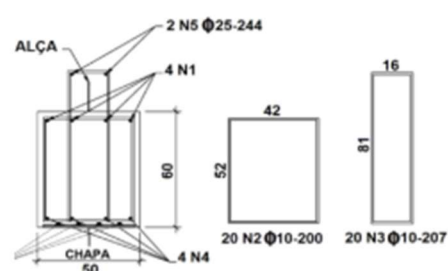
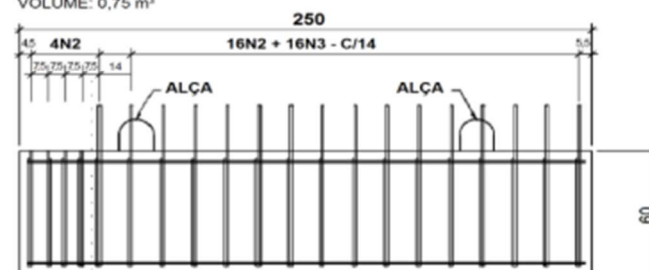
VISTA DE TOPO



PLANTA

VIGAS CSE - 50X60
VOLUME: 0,75 m³

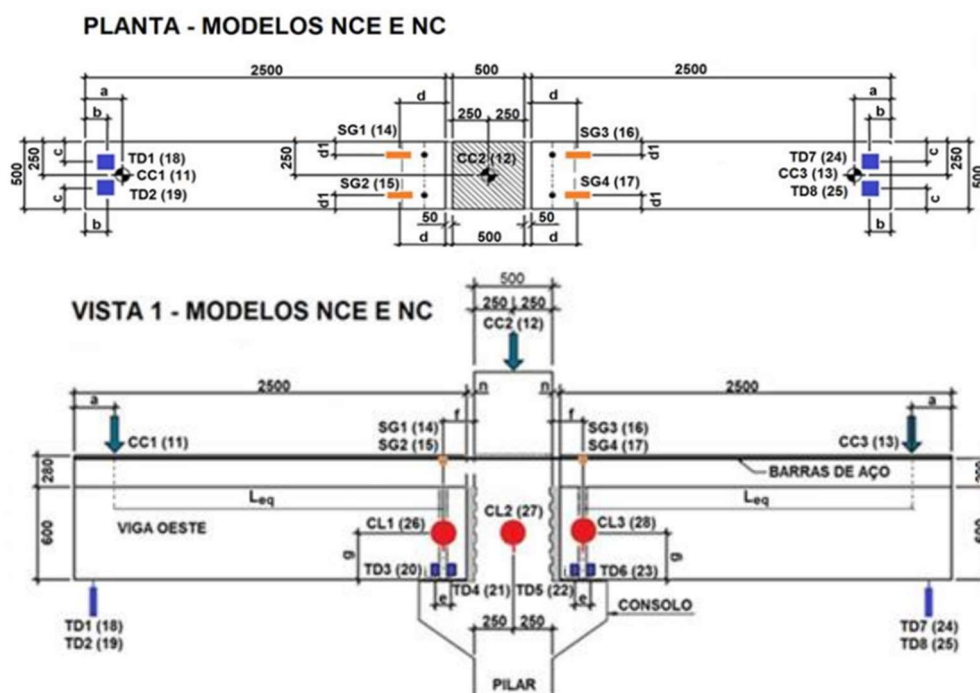
CORTE A-A

VIGAS CSE - 50X60
VOLUME: 0,75 m³

VIGAS CSE				
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP. UNIT. (m)
CA50A	1	12,5	4	244
CA50A	2	10	20	200
CA50A	3	10	20	207
CA50A	4	25	4	244
CA50A	5	25	2	244
CA50A	6	16	4	127,5

VIGAS CS				
TIPO DO AÇO	TIPO DA FERRAGEM (número)	BITOLA (mm)	QUANT.	COMP. UNIT. (m)
CA50A	1	12,5	4	244
CA50A	2	10	16	200
CA50A	3	10	16	207
CA50A	4	25	4	244
CA50A	5	25	2	244
CA50A	6	16	4	127,5

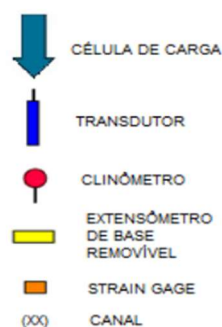
Detalhamento dos instrumentos aplicados no modelo 01 (NCE)



DISTÂNCIA (mm)	ENSAIO 1 NCE	ENSAIO 2 NC
a	255	205
b	30	30
c	60	60
d	200	200
e	100	100
f	200	195
g	300	300
h	720	720
i	50	50
j	50	50
k		
l		
m	795	795
L_{eq}	210	215

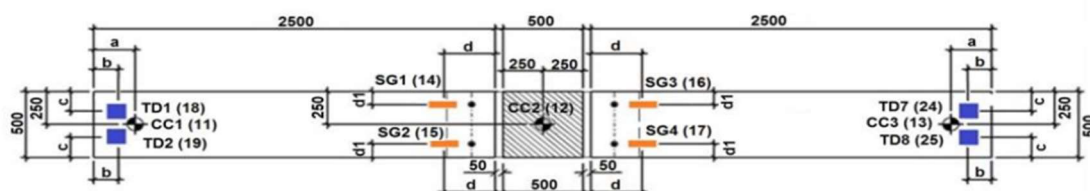
LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

a= distância das CC 1 e 3 às extremidades transversais em balanço das vigas.
b= distância dos TD 1 e 8 às extremidades transversais em balanço das vigas.
c= distância dos TD 1 e 8 às extremidades longitudinais em balanço das vigas.
d= distâncias dos centros dos SG 1,2,3,4 às faces do pilar.
e= distâncias entre os centros do par de TDs 2 e 3 e do par de TDs 6 e 7.
f= distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces do pilar.
g= distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces das vigas.
h= distância entre os EBRs 1 e 4.
i= distância dos transdutores TD 3,4,5 e 6 às faces inferiores das vigas.
j= distância do eixo do clinômetro ao primeiro transdutor.
k= distância entre os EBRs 2 e 3.
l= distância entre os EBRs 3 e 4.
m= distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga.
n= largura da junta vertical.
o= distância da face do pilar ao chumbador.
 L_{eq} = distância entre o ponto de aplicação da carga e o suposto centro de giro da ligação viga-pilar.

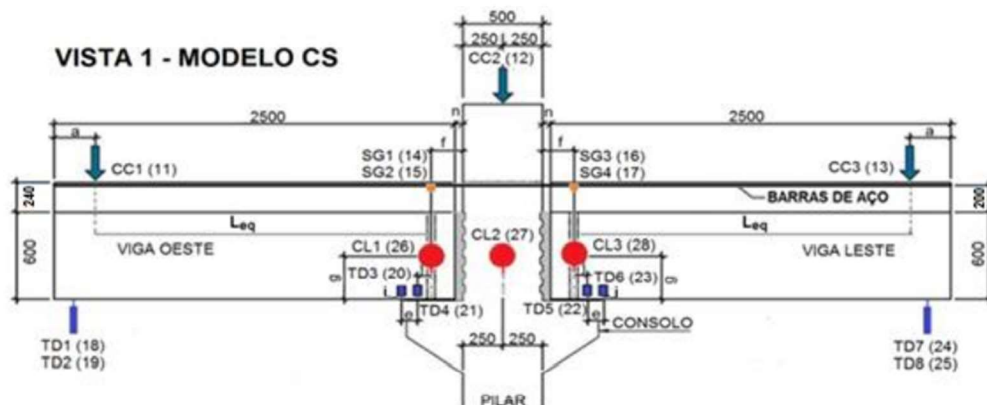


Detalhamento dos instrumentos aplicados no modelo 02 (CSE)

PLANTA - MODELO CS



VISTA 1 - MODELO CS



DISTÂNCIA (mm)	ENSAIO 3 CS
a	190
b	30
c	60
d	200
e	85
f	200
g	300
h	720
i	50
j	42,5
k	
l	
m	795
L_{eq}	216

LEGENDA DAS COORDENADAS LOCAIS

- a= distância das CC 1 e 3 às extremidades transversais em balanço das vigas.
 b= distância dos TD 1 e 8 às extremidades transversais em balanço das vigas.
 c= distância dos TD 1 e 8 às extremidades longitudinais em balanço das vigas.
 d= distâncias dos centros dos SG 1,2,3,4 às faces do pilar.
 e= distâncias entre os centros do par de TDs 2 e 3 e do par de TDs 6 e 7.
 f= distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces do pilar.
 g= distâncias dos centros dos CL 1 e 3 às faces das vigas.
 h= distância entre os EBRs 1 e 4.
 i= distância dos transdutores TD 3,4,5 e 6 às faces inferiores das vigas.
 j= distância do eixo do clinômetro ao primeiro transdutor.
 k= distância entre os EBRs 2 e 3.
 l= distância entre os EBRs 3 e 4.
 m= distância do centro da armadura negativa à face inferior da viga.
 n= largura da junta vertical.
 o= distância da face do pilar ao chumbador.
 L_{eq} = distância entre o ponto de aplicação da carga e o suposto centro de giro ligação viga-pilar.

