

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE NUMÉRICA DA CONTRIBUIÇÃO DA CHAVE DE
CISALHAMENTO EM LIGAÇÕES PILAR-VIGA COM CONSOLO E
UTILIZANDO ALMOFADA ELASTOMÉRICA NO APOIO DA VIGA**

Rogério José Solidario Chaves

São Carlos

2021

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE NUMÉRICA DA CONTRIBUIÇÃO DA CHAVE DE
CISALHAMENTO EM LIGAÇÕES PILAR-VIGA COM CONSOLO E
UTILIZANDO ALMOFADA ELASTOMÉRICA NO APOIO DA VIGA**

Rogério José Solidario Chaves

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

Área de Concentração: Estruturas e
Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo
Ferreira

São Carlos

2021



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Rogério José Solidario Chaves, realizada em 25/01/2021.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Marcelo de Araujo Ferreira (UFSCar)

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo (UFSCar)

Profa. Dra. Maria Cristina Vidigal de Lima (UFU)

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

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

DEDICATÓRIA

Deus por me conceder saúde e sabedoria, e a minha família, em especial a minha esposa Dorane a minha filha Giovanna, pela compreensão de ceder o tempo de convívio para elaboração deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me conceder saúde e sabedoria, para a condução de um trabalho de nível mestrado, em um País que desvaloriza a educação.

À minha esposa amada Dorane, pelo incentivo, dedicação, e paciência, e agradecer a força que toda mulher possui internamente e nos repassa nos momentos mais difíceis, e por conceder o meu bem mais precioso a minha filha linda Giovanna.

Aos meus pais e irmão, pela educação, exemplos, apoio financeiro e emocional em toda a minha trajetória de estudo e formação de caráter.

Aos, meus amigos, Igor, Iuri e Matheus que tive a oportunidade de conhecer desenvolvendo esse trabalho, compartilhando as dificuldades, trocando experiências na elaboração do trabalho de mestrado. Em especial ao Igor, que foi sempre prestativo nas ajudas no desenvolvimento do trabalho.

Ao meu orientador, professor, Dr. Marcelo de Araújo Ferreira, pela orientação do trabalho e por todo o conhecimento repassado, seja de forma direta, ou indiretamente em muitos trabalhos acadêmicos em que brilhantemente realizou.

Ao professor, Dr. Roberto Chust de Carvalho, pela contribuição neste trabalho, desprendendo seu valioso tempo, me atendendo e tirando dúvidas valiosas para realização deste trabalho.

Aos professores, André Christoforo e Maria Cristina Vidigal de Lima, pela contribuição em meu trabalho, usando o seu tempo para a correção do meu trabalho e me dando dicas para a valorização deste.

Aos amigos, que me ajudaram neste trabalho, podendo citar a ajuda de Diego Alves de Oliveira, que me ajudou com a ferramenta ABAQUS®, dispondo de seu tempo em horas valiosas, e a colega Rivânia Rezende, que pacientemente me ajudou no entendimento do comportamento da almofada elastomérica. E ao colega Eng. João Silva que me deu dicas preciosas do software ABAQUS®, entre outros que me ajudaram contribuindo com trabalhos e dicas

A todos os demais mestres, que contribuíram com a minha trajetória, que sempre repassaram conhecimento de forma exemplar, e podendo citar um nome que representa tudo isso, cito o Professor Artur Lenz Sartori, pelo exemplo de caráter e conhecimento repassado de forma maestral a seus alunos.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGECiv) da Universidade Federal de São Carlos, pela oportunidade de estudo.

RESUMO

CHAVES, R. J. S. **Análise numérica da contribuição da chave de cisalhamento em ligações viga-pilar com consolo e utilizando almofada elastomérica no apoio da viga.** 2021. 171p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2021.

Este trabalho tem o objetivo de estudar o desempenho do mecanismo com a utilização de chave de cisalhamento em ligações de pilar-viga, com consolo e utilizando almofada elastomérica simples no apoio da viga, e compreender qual a parcela de esforço este mecanismo contribui na resistência à força cortante, pois esse é difundido e utilizado em ligações pilar-fundação, porém pouco estudado em ligações pilar-viga. Portanto o entendimento deste comportamento é importante, uma vez que sua utilização é recomendada pela NBR 9062 (2017), embora a norma não defina diretrizes quando se utiliza o mecanismo de chave de cisalhamento na ligação pilar-viga. Para atingir o objetivo, utilizou-se uma metodologia baseada na ferramenta computacional ABAQUS®, fundamentada no método dos elementos finitos, sendo realizado, a princípio, uma calibração dos elementos individuais que consistiram no mecanismo de chave de cisalhamento, na almofada elastomérica e na interface bainha-pilar, com base em ensaios experimentais de (Faleiros Junior 2018, Merlos 2019, Bertolucci 2010), objetivando obter parâmetros para a modelagem numérica da ligação pilar-viga em escala real, dos ensaios experimentais PCD de Faleiros Junior (2018) e NCE de Hadade (2016). Um dos destaques das calibrações dos elementos individuais foram os resultados obtidos da análise numérica da almofada elastomérica simples, que utilizou um modelo constitutivo da borracha extrapolado, do trabalho de Rezende (2020) em que validou o modelo constitutivo para apoios fretados. Com este modelo constitutivo foi possível simular numericamente o trabalho experimental de Merlos (2020). Com os resultados da análise numérica, se identificou que o comportamento da almofada elastomérica simples à compressão, utilizando o coeficiente de atrito $\mu = 0,3$, aproximaram-se das equações apresentadas na NBR 9062(2017) e com atrito $\mu = 0,5$ do experimental, sendo este utilizado para as demais simulações numéricas. Com estas calibrações também foi possível simular numericamente a ligação pilar-viga dos modelos PCD e NCE e quantificar a parcela de força cortante absorvida pelo mecanismo de chave de cisalhamento, sendo o PCD com a chave de cisalhamento confeccionado na face da viga e do pilar e o NCE apenas na face do pilar. Adicionalmente realizou-se um estudo numérico das ligações semirrígidas dos modelos PCD e NCE. Numericamente a chave de cisalhamento absorveu 204,18 kN de um esforço de 547,32 kN encontrado na ligação semirrígida comparativamente a 220,12 kN do ensaio experimental de Faleiros Junior (2018) de um esforço de 538,42 kN da ligação semirrígida, resultando uma diferença de -7,81 %. Em relação ao momento-rotação da ligação pilar-viga do modelo NCE de Hadade (2016), numericamente foi encontrado o momento fletor elástico de 445,20 kN.m versus 397 kN.m do modelo experimental, uma diferença 12,14%, resultados considerados satisfatórios. Sendo assim, foi concluído que os modelos numéricos estudados foram capazes de simular adequadamente o comportamento experimental das ligações, confirmando que o mecanismo de chave de cisalhamento, alivia os esforços do consolo, quando utilizado almofada elastomérica no apoio da viga.

Palavras-chave: Chave de Cisalhamento; Consolos; Pré-Moldado; Ligações, ABAQUS®.

ABSTRACT

CHAVES, R. J. S. **Numerical analysis of the contribution of the shear key in beam-column connections with corbel and using elastomeric pad in the beam support.** 2021. 171p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2021.

This work aims to study the performance of the mechanism with the use of a shear key in column-beam connections, with corbel, and using elastomeric pad at the beam support, and to understand the amount of stress this mechanism contributes to the shear force resistance, as it is widespread and used in column-foundation connections, but not deeply studied in column-beam connections. Therefore, to understand this behavior is important, once its use is recommended by NBR 9062 (2017), although it does not define guidelines when the use of shear switch mechanism in the column-beam connection is required. To achieve this study purpose, it was used a methodology based on ABAQUS® computational tool, substantiated on the finite element method. First, it was done a calibration of individual elements consisted in the shear key mechanism, the elastomeric pad and the interface pillar-sheath, based on experimental tests by (Faleiros Junior 2018, Merlos 2019, Bertolucci 2010), aiming to obtain parameters for the numerical modeling of the column-beam connection in full scale, from the experimental PCD test by Faleiros Junior (2018) and the NCE test by Hadade (2016). One of the calibration highlights of individual elements were the numerical analysis results of the simple elastomeric pad, which used a rubber extrapolated constitutive model, of Rezende (2020) study, in which was validated the constitutive model for chartered supports. And with this constitutive model, it was possible to simulate numerically the experimental study of Merlos (2020). The numerical analysis results identified that the performance of the simple elastomeric pad to the compression, using the friction coefficient of $\mu = 0.3$, approached the equations defined in NBR 9062 (2017) and with the friction of $\mu = 0.5$ from experimental test which is used for further numerical simulations. It was also possible with these calibrations, to simulate numerically the column-beam connection of the PCD and NCE models and quantify the portion of shear force absorbed by the shear key mechanism, that the PCD model with the shear key made on the face of the beam and column and the NCE model only on the column face. Additionally, a numerical study was developed for the semi-rigid connections of PCD and NCE models. Numerically, the shear key absorbed a force of 204.18 kN from a 547,32 kN absorbed by the semi-rigid connection, comparatively to the force of 220.12 kN found in the experimental test of Faleiros Junior (2018) from a 538,42 kN in the semi-rigid connection, resulting in a difference of - 7.81%. In relation to the column-beam connection moment-rotation of NCE model by Hadade (2016), it was numerically identified the bending elastic moment of 445.20 kN.m versus 397 kN.m of the experimental model, a difference of 12.14%, and such results are considered satisfactory. Thus, it was concluded that the numerical models studied adequately simulate the experimental performance of the connections and confirmed that the shear key mechanism relieves the shear forces of corbel when the elastomeric pad is used at the beam support.

Keywords: Key Shear; Corbels; Pre-Molded; Joints, ABAQUS®.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Exemplo de uma ligação pilar-viga	20
Figura 1-2: Ligação Pilar-Viga com chave de cisalhamento e almofada elastomérica no apoio da viga	21
Figura 2-1: Exemplo de uma ligação semirrígida com armadura negativa	25
Figura 2-2: Efeito da ligação nas estruturas pré-moldadas	25
Figura 2-3: Detalhe do ensaio da ligação semirrígida do ensaio experimental.....	27
Figura 2-4: Modelo de ligação viga-pilar com perfis embutidos.....	27
Figura 2-5: Curva momento-rotação de uma ligação pilar-viga	28
Figura 2-6: Tipologia 1 e 2 para obtenção da rigidez secante de ligações pilar-viga	29
Figura 2-7: Tipologia 3 e 4 para obtenção da rigidez secante de ligações pilar-viga em pilares de canto.....	29
Figura 2-8: Tipologia 4 e 5 para obtenção da rigidez secante de ligações pilar-viga em pilares de canto.....	30
Figura 2-9: Tipologia das ligações no comportamento ao momento fletor.....	31
Figura 2-10: Comportamento não linear da ligação	32
Figura 2-11: Mecanismos de deformação da ligação	33
Figura 2-12: Ensaio das ligações em escala real	36
Figura 2-13: Exemplo de ligação chave-cisalhamento	37
Figura 2-14: Modelo de aplicação do carregamento para ensaio de chave de cisalhamento.....	38
Figura 2-15: Pórtico do ensaio com a locação do ponto de aplicação do carregamento	38
Figura 2-16: Posicionamento da almofada de elastómetro	39
Figura 2-17: Transferência de esforços cisalhantes nas interfaces.....	40
Figura 2-18: Transferência de esforços cisalhantes no sentido longitudinal e transversal....	41
Figura 2-19: Mecanismo de transferência de esforços cisalhantes	42
Figura 2-20: Geometria das peças ensaiadas experimentalmente.....	43
Figura 2-21: Esquema do ensaio de cisalhamento	43

Figura 2-22: Resultados do ensaio das interfaces de cisalhamento de cisalhamento variando o nível de pré-carga aplicado	44
Figura 2-23: Resultados do ensaio da interface de cisalhamento com as interfaces planas e com a chave de cisalhamento	45
Figura 2-24: Modelos de ruptura da chave de cisalhamento	46
Figura 2-25: Parâmetros geométricos das chaves de cisalhamento	48
Figura 2-26: Modelo das fraturas nas chaves de cisalhamento.....	49
Figura 2-27: Ligação viga pilar (modelo 2.1)	51
Figura 2-28: Partes do modelo numérico utilizando o ABAQUS®.....	51
Figura 2-29: Comparação da análise numérica – experimental do momento-rotação da ligação viga pilar do (modelo 2.1) de Miotto (2012)	52
Figura 2-30: Comparação das fissuras do modelo experimental com modelo numérico utilizando o recurso numérico do CDP	53
Figura 3-1: Representação do modelo matemático que representa o concreto.....	54
Figura 3-2: Curva tensão deformação do concreto (compressão).....	56
Figura 3-3: Parâmetros α_t , para o comportamento a tração do concreto	57
Figura 3-4: Gráfico da tensão-deformação do aço	59
Figura 3-5: Comportamento da ligação com a utilização do coeficiente de atrito	60
Figura 3-6: Orientação das tensões normais e as tensões cisalhantes	61
Figura 3-7: comportamento do <i>Cohesive Behavior e Damage</i>	62
Figura 3-8: Nomenclatura dos tipos de elementos	63
Figura 3-9: Ilustração dos elementos de análise	64
Figura 3-10: Fluxograma da ordem de lançamento do modelo numérico.....	66
Figura 4-1: Partes e elementos do modelo global	68
Figura 4-2: Detalhes de projeto do modelo PCR.....	68
Figura 4-3: Modelo PR no software ABAQUS®	69
Figura 4-4: Modelo numérico do PR versus experimental.....	73
Figura 4-5: Tensões por Von Misses (MPa).....	74
Figura 4-6: Esmagamento das diagonais no dano a compressão.....	75

Figura 4-7: Fissuras nas diagonais no dano a tração.....	75
Figura 4-8: Fissuras nos protótipos PR1 e PR2	76
Figura 4-9: Carga última do modelo ABAQUS® (2017)	77
Figura 4-10: Força x deslocamento – comparação entre o ensaio experimental e o modelo numérico	77
Figura 4-11: Tensões por Von Misses para a interface plana do modelo PR (MPa)	79
Figura 4-12: Deslocamento vertical utilizando a interface plana do modelo PR (mm)	80
Figura 4-13: Comportamento mecânico da borracha vulcanizada e não vulcanizada	81
Figura 4-14: Geometria da almofada elastomérica simples.....	84
Figura 4-15: Expansão da almofada elastomérica	85
Figura 4-16: Gráficos obtidos nos ensaios de compressão simples	87
Figura 4-17: Esquema do ensaio experimental realizado por Merlos (2019).....	88
Figura 4-18: Nomenclatura do ensaio experimental.....	89
Figura 4-19: Protocolo A	90
Figura 4-20: Protocolo B	90
Figura 4-21: Modo de aplicação das tensões no protocolo B.....	91
Figura 4-22: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-1)	91
Figura 4-23: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-1)	92
Figura 4-24: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-2)	92
Figura 4-25: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-2)	93
Figura 4-26: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo B-1)	93
Figura 4-27: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo B-2)	94
Figura 4-28: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo B-3)	94
Figura 4-29: Modelo numérico da almofada elastomérica fretada.....	95
Figura 4-30: Ensaio uniaxial de um elastômero	98
Figura 4-31: Ensaio a compressão simples de um elastômero com lubrificante na interface.....	99
Figura 4-32: Ensaio biaxial de um elastômero	100
Figura 4-33: Ensaio de tensões planas de um elastômero.....	100

Figura 4-34: Protótipo para ensaio de cisalhamento puro de um elastômero.....	101
Figura 4-35: Ensaio de cisalhamento puro e análise numérica no software ABAQUS®.....	102
Figura 4-36: Ensaio de cisalhamento puro e análise numérica no software ABAQUS®.....	103
Figura 4-37: Parâmetros referente ao aparelho de apoio.....	105
Figura 4-38: Detalhamento do bloco de reação do ensaio experimental.....	106
Figura 4-39: Modelo tridimensional do ensaio a compressão simples.....	106
Figura 4-40: Malhas da almofada elastomérica simples.....	108
Figura 4-41: Pressão, força gravitacional e apoio fixo.....	109
Figura 4-42: posicionamento da instrumentação do modelo experimental.....	109
Figura 4-43: Gráfico tensão x deformação (A.1.1) e (A.2.2).....	110
Figura 4-44: Gráfico tensão x deformação (B.1.1).....	111
Figura 4-45: Gráfico tensão x deformação (B.2.0).....	111
Figura 4-46: Gráfico tensão x deformação (B.3.1).....	112
Figura 4-47: Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto.....	113
Figura 4-48: Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto.....	114
Figura 4-49: Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto.....	114
Figura 4-50: Bainhas utilizadas no ensaio experimental.....	115
Figura 4-51: Modelo numérico do ensaio do “ <i>PULL OUT TEST</i> ”.....	116
Figura 4-52: Gráfico tensão x deslocamento <i>PULL OUT TEST</i>	118
Figura 4-53: Gráfico tensão x deslocamento <i>PULL OUT TEST</i>	120
Figura 4-54: Deslocamento vertical do ensaio <i>PULL OUT TEST</i> (mm).....	120
Figura 4-55: Dano a tração do ensaio <i>PULL OUT TEST</i>	121
Figura 5-1: Esquema de ensaio da viga em escala real.....	122
Figura 5-2: Detalhamento das vigas do modelo PCD.....	123
Figura 5-3: Modelo tridimensional do PCD.....	124
Figura 5-4: Modelo tridimensional das armaduras do PCD.....	124
Figura 5-5: Condições de contorno e carregamento do modelo PCD.....	125
Figura 5-6: Amplitude do ensaio numérico e experimental.....	125

Figura 5-7: Contatos das interfaces do modelo PCD	127
Figura 5-8: Instrumentação completa do modelo PCD.....	127
Figura 5-9: <i>Strain gages</i> no tirante do consolo do modelo PCD.....	128
Figura 5-10: Protótipo da ligação viga-pilar ensaiada no NETPRE	131
Figura 5-11: Protótipo da ligação viga-pilar ensaiada no NETPRE	132
Figura 5-12: Detalhamento dos pilares e consolo do modelo NCE	133
Figura 5-13: Detalhamento das vigas do modelo NCE.....	134
Figura 5-14: Modelo tridimensional do NCE.....	135
Figura 5-15: Modelo tridimensional das armaduras do NCE	135
Figura 5-16: Condições de contorno e carregamento aplicado do modelo NCE	136
Figura 5-17: Amplitude de carregamento.....	137
Figura 5-18: Contatos das interfaces do modelo NCE	138
Figura 5-19: Instrumentação completa do modelo NCE.....	139
Figura 5-20: Modelo constitutivo do aço elastoplástico	140
Figura 6-1: Dano a tração no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental ...	144
Figura 6-2: Dano a tração no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental do consolo	145
Figura 6-3: Tensões normais (a) e cisalhantes (b) na interface do pilar	147
Figura 6-4: Tensões normais (a) e cisalhantes (b) na chave de cisalhamento	147
Figura 6-5: Tensões cisalhantes no modelo PCD com almofada elastomérica	148
Figura 6-6: Comparativos entre as deformações específicas do modelo experimental e do numérico (ABAQUS®)	149
Figura 6-7: Comparativos entre as deformações a tração do modelo numérico versus e o experimental	149
Figura 6-8: Obtenção da dimensão horizontal e vertical do consolo fissurado	150
Figura 6-9: Tensões normais verticais na almofada elastomérica e no pilar PCD.....	151
Figura 6-10: Obtenção da dimensão horizontal e vertical do consolo fissurado	153
Figura 6-11: Momento de engastamento perfeito da ligação.....	153
Figura 6-12: Deformação da armadura negativa.....	154

Figura 6-13: Momento-deformação.....	155
Figura 6-14: Gráfico momento-rotação	155
Figura 6-15: Dano a tração no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental .	158
Figura 6-16: Nó da obtenção do deslocamento vertical do modelo NCE.....	159
Figura 6-17: Força x deslocamento (Hadade 2016)	160
Figura 6-18: Deslocamento horizontal do modelo NCE medido no nó 1149	161
Figura 6-19: Força x rotação (Hadade 2016)	161
Figura 6-20: Força x deformação da armadura (Hadade 2016)	162
Figura 6-21: Força x deformação da armadura (Hadade 2016)	163
Figura 6-22: Momento - rotação (Hadade 2016)	163
Figura 6-23: Tensões normais (a) e cisalhantes (b) da interface do pilar do modelo NCE .	164
Figura 6-24: Tensões normais da almofada elastomérica	165

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Parâmetros de k e comprimento <i>Led</i> de acordo com NBR 9062:2017	35
Tabela 2-2: Resumo dos resultados do ensaio experimental	44
Tabela 2-3: Resultados do ensaio das interfaces de cisalhamento	45
Tabela 2-4: Resultados da análise numérica de Silva (2018) e Miotto (2002)	52
Tabela 3-1: Parâmetros para obtenção da curva tensão-deformação do concreto	57
Tabela 4-1: Resultados dos ensaios experimentais do concreto pré-fabricado	70
Tabela 4-2: Resultados dos ensaios experimentais do “super graute”	70
Tabela 4-3: Parâmetros do contato da ligação (PR)	70
Tabela 4-4: Parâmetros do aço	70
Tabela 4-5: Parâmetros do concreto (PR)	71
Tabela 4-6: Parâmetros do graute (PR)	72
Tabela 4-7: Malha do modelo PCR	74
Tabela 4-8: Parâmetros do contato da ligação com a interface plana (PR)	79
Tabela 4-9: Aplicação das estruturas de acordo com a classe de dureza	82
Tabela 4-10: Módulo transversal em função da dureza	82
Tabela 4-11: Resultados obtidos por Ferreira (1999) no ensaio a compressão simples	87
Tabela 4-12: Lote A do ensaio experimental	89
Tabela 4-13: Lote B do ensaio experimental	89
Tabela 4-14: Coeficientes de Yeoh	102
Tabela 4-15: Resultados dos modelos constitutivos do elastômero	103
Tabela 4-16: Coeficientes de atrito utilizados na análise numérica	105
Tabela 4-17: Parâmetros concreto	107
Tabela 4-18: Tipo de elemento e tamanho da malha do modelo numérico	107
Tabela 4-19: Tipo de elemento e tamanho da malha do modelo numérico do “ <i>PULL OUT TEST</i> ”	116
Tabela 4-20: Parâmetros do “ <i>PULL OUT TEST</i> ”	117

Tabela 4-21: Parâmetros para o aço-bainha.....	118
Tabela 4-22: parâmetros para o aço-bainha (Yapar 2015).....	119
Tabela 5-1: Ensaio a compressão dos corpos de prova.....	123
Tabela 5-2: Tamanho das malhas e tipo de elemento do modelo PCD.....	126
Tabela 5-3: Parâmetros das lajes (PCD).....	129
Tabela 5-4: Parâmetros das vigas e pilares (PCD)	130
Tabela 5-5: Resistência à compressão do concreto pré-fabricado (NCE)	132
Tabela 5-6: Resistência à compressão do concreto moldado no local (NCE)	133
Tabela 5-7: Tamanho da malha do modelo NCE e tipo de elemento	138
Tabela 5-8: Modelo constitutivo do concreto das vigas e pilares (NCE)	141
Tabela 5-9: Modelo constitutivo do concreto da laje (NCE).....	142
Tabela 5-10: Modelo constitutivo do concreto do graute (NCE)	143
Tabela 6-1: Resumo dos resultados obtidos numericamente versus os resultados obtidos experimentalmente.....	152
Tabela 6-2: Resumo dos resultados individuais obtidos numericamente versus os resultados obtidos experimentalmente	152
Tabela 6-3: Resumo das rigidezes secantes do modelo PCD com almofada elastomérica	157
Tabela 6-4: Resumo das rigidezes secantes do modelo NCE.....	164

SUMÁRIO

<i>RESUMO</i>	6
<i>ABSTRACT</i>	7
<i>1. INTRODUÇÃO</i>	19
1.1 OBJETIVOS.....	21
1.2 JUSTIFICATIVA.....	22
1.3 RESUMO DA METODOLOGIA.....	23
1.4 RESUMO DOS CAPÍTULOS	23
<i>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</i>	24
2.1 BREVE HISTÓRICO DAS LIGAÇÕES PRÉ-MOLDADAS	24
2.2 ESTUDO DA CONTINUIDADE DAS LIGAÇÕES.....	25
2.3 MOMENTO DE ROTAÇÃO.....	30
2.4 ESTUDO DAS INTERFACES DE CISALHAMENTO	39
2.5 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS.....	41
2.6 CHAVE DE CISALHAMENTO	43
2.7 ALGUNS EXEMPLOS DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	50
2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO	53
<i>3. MODELO CONSTITUTIVO E TÉCNICAS DE MODELAGEM</i>	54
3.1 MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO	54
3.2 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO.....	58
3.3 CONTATO	59
3.4 PÂRAMETROS DE PLASTICIDADE DO CONCRETO.....	62
3.5 TIPOS DE ELEMENTOS E MALHA.....	63
3.6 ETAPAS DE CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE CONTORNO	65
3.7 ORDEM DE MODELAGEM NUMÉRICA NO ABAQUS®	65
3.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO	66
<i>4. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO</i>	67

4.1	CALIBRAGEM DAS PARTES DO MODELO NUMÉRICO	67
4.2	MODELO NUMÉRICO DO CISALHAMENTO DIRETO.....	68
4.3	CALIBRAGEM DA ALMOFADA ELASTOMÉRICA	80
4.3.1	Classificação Das Almofadas.....	82
4.3.2	Características Mecânicas	82
4.3.3	Fator de Forma	83
4.3.4	Coeficiente de Poisson e Expansão Lateral.....	84
4.3.5	Deformação por Compressão	85
4.3.6	Nova Série de Ensaios.....	88
4.3.7	Modelo Constitutivo da Almofada.....	94
4.3.8	Uniaxial Test	98
4.3.9	Biaxial Test	99
4.3.10	Planar Test.....	100
4.3.11	Modelagem Numérica Deformação por Compressão	104
4.3.12	Resultados da Análise Numérica.....	110
4.3.13	Modelagem Numérica (Deformação Transversal)	112
4.3.14	Resultados da Análise Numérica.....	114
4.4	CALIBRAGEM BAINHA GRAUTEADA	114
4.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO	121
5.	<i>IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA</i>	<i>122</i>
5.1	MODELAGEM NUMÉRICA DO MODELO PCD de Faleiros Junior (2018) 122	
5.2	INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO PCD	127
5.3	MODELAGEM NUMÉRICA DO MODELO DE hadade (2016)	131
5.4	INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO NCE	139
6.	<i>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</i>	<i>144</i>
6.1	MODELO PCD (FALEIROS 2018)	144
6.2	MOMENTO ROTAÇÃO DO MODELO PCD.....	153

6.1	MODELO NCE (HADADE 2016) – MOMENTO ROTAÇÃO	157
7.	CONCLUSÃO.....	166
8.	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	168

1. INTRODUÇÃO

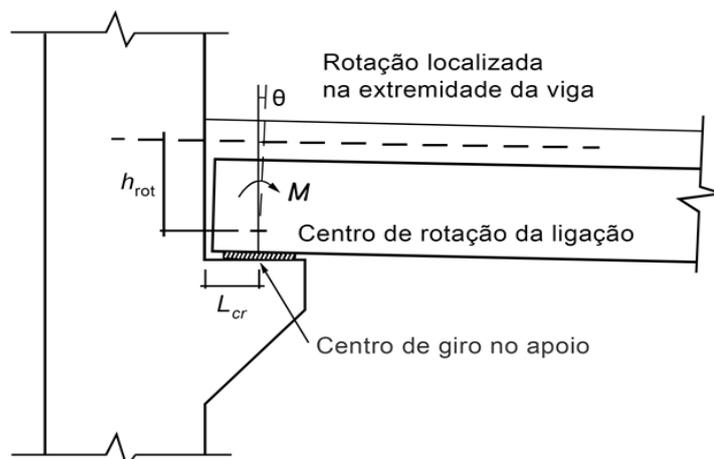
A construção civil ainda é considerada um ramo atrasado da indústria quando comparada com outros ramos, como por exemplo, a indústria automobilística, e isso é devido à baixa produtividade do setor, qualidade de produtos relativamente inferior e grande desperdício de materiais (EL DEBS, 2017).

Uma das formas de melhorar a industrialização no setor e modernizar a indústria da construção civil é a utilização de sistemas construtivos que mesclam a produção de boa parte dos elementos em uma fábrica com modernos equipamentos que transportem esses elementos até o local da instalação da construção, cujo sistema é conhecido como concreto pré-moldado (EL DEBS, 2017).

Quando se compara o sistema de concreto pré-moldado ao concreto moldado *in loco*, o que diferencia o sistema estrutural dos dois modelos é a ligação entre os elementos estruturais. No primeiro sistema construtivo, as peças chegam até a obra de forma individual e, na montagem dos elementos, é necessário realizar a ligação. Já nas estruturas de concreto armado moldadas *in loco* é comum concretar os elementos como um todo, fazendo com que a estrutura seja monolítica. Essa diferença faz com que nos sistemas pré-moldados, na maioria dos casos, tenham uma ligação mais simples de executar, que facilita a montagem, diminuindo o tempo de execução; e, em termos estruturais, a ligação mais simples é a ligação bi-apoiada, que, em termos práticos, não transmite momentos fletores aos pilares, fazendo com que a viga absorva esse momento fletor e, conseqüentemente, os pilares recebam apenas esforços de compressão.

Uma ilustração desse tipo de ligação é apresentada na Figura 1-1.

Figura 1-1: Exemplo de uma ligação pilar-viga



Fonte: NBR 9062:2017.

Portanto, o estudo da ligação em sistemas pré-moldados torna-se essencial para o entendimento global da estrutura que é afetada diretamente pela vinculação entre os elementos.

O entendimento do comportamento mecanismo de chave de cisalhamento nas ligações pilar-viga atende a uma continuidade no estudo das ligações, pois esse mecanismo é largamente utilizado nos cálices de fundação, e o seu uso é permitido e indicado nas tipologias padrões da NBR 9062:2017, mas não é apresentado nenhum parâmetro para a correta utilização do mecanismo, abrindo brechas para que projetistas utilizem o mecanismo de forma equivocada.

O alívio de esforços no consolo, com uma parcela das forças cortantes indo diretamente para os pilares, com o mecanismo de chave de cisalhamento trabalhando, é influenciado por diversas variáveis, em que algumas delas podem ser elencadas:

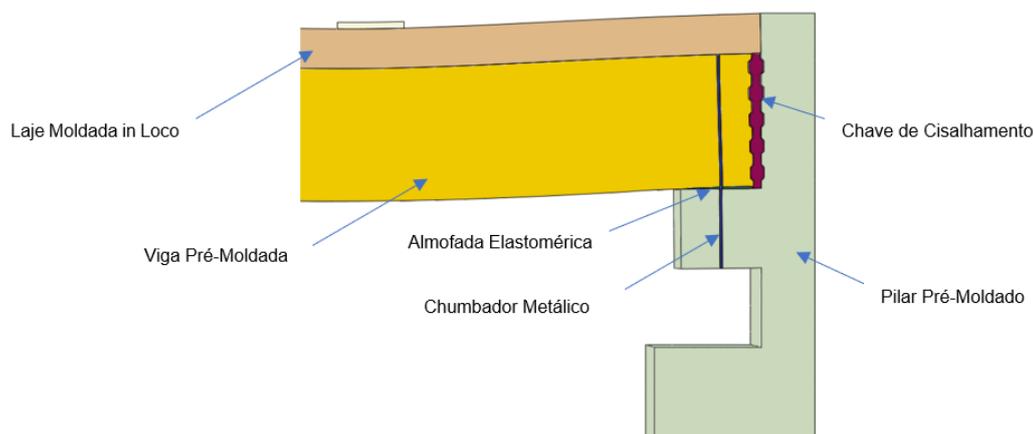
A deformidade do apoio da viga, que depende do material utilizado, como por exemplo elastômeros, ou chapas metálicas, ou uma argamassa, todos eles a utilização permitida pela NBR 9062:2017.

O fator de restrição de ligação, pois quanto mais rígida é a ligação, o giro relativo da ligação é menor e conseqüentemente o mecanismo se torna mais efetivo na resistência a força cortante.

E a confecção do mecanismo de chave de cisalhamento, que pode ser realizado nas duas interfaces no pilar e na viga, ou pode ser confeccionado em apenas uma das interfaces, sendo a viga ou o pilar.

Uma ilustração do mecanismo de chave de cisalhamento em uma ligação pilar-viga, deformando com a almofada elastomérica no apoio da viga e chumbador metálico para restringir as forças horizontais é ilustrado na Figura 1-2.

Figura 1-2: Ligação Pilar-Viga com chave de cisalhamento e almofada elastomérica no apoio da viga



Fonte: Autor

Com um número considerável de variáveis, para que um estudo numérico se torne relevante e consiga contribuir com o entendimento do mecanismo é importante a calibração da análise numérica com ensaios experimentais, e os elementos escolhidos para a calibração foram o mecanismo de chave de cisalhamento com base no ensaio experimental de cisalhamento direto realizado por Faleiros (2018), a almofada elastomérica simples com base no ensaio experimental para obtenção do módulo de elasticidade a compressão de Merlos (2019) e também a interface aço-bainha-pilar com base no ensaio de *PULL OF TEST*, realizado por Bertolucci (2010). Todas essas calibrações serviram de base para obtenções de parâmetros para análise numérica das ligações em escala real dos protótipos PCD de Faleiros (2018) e NCE de Hadade (2016) no entendimento do comportamento do mecanismo de chave de cisalhamento para a resistência a força cortante, e também validar os modelos numéricos com relação ao comportamento das ligações semirrígidas.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho consiste em contribuir com o entendimento do comportamento estrutural do mecanismo de chave de cisalhamento para a resistência da força cortante em ligação pilar-viga em consolos confeccionados com almofada elastomérica no apoio das vigas.

Para atingir o objetivo principal serão necessários os estudos e detalhamentos listados a seguir:

- Calibrar os elementos estruturais isolados, em que comportamento estrutural interfere nos resultados da análise numérica global, sendo o mecanismo de chave de cisalhamento, a almofada elastomérica e a interface aço-bainha-pilar, com base nos ensaios experimentais de (Faleiros Junior 2018, Merlos 2019, Bertolucci 2010), objetivando encontrar parâmetros para a modelagem das ligações em escala real dos protótipos ensaiados por Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016).
- Validar o modelo numérico do protótipo de ligação, ensaiado experimentalmente por Faleiros Junior (2018), utilizando os parâmetros calibrados, com o software ABAQUS®, contribuindo no entendimento do comportamento do mecanismo da chave de cisalhamento para a resistência da força cortante, e apresentar o comportamento da ligação no que se refere ao estudo do momento-rotação obtendo a rigidez numérica da ligação, comparando com os modelos analíticos propostos por Ferreira (2010).
- Validar o modelo numérico de um dos protótipos de ligação ensaiado experimentalmente por Hadade (2016), em que a autora utiliza a chave de cisalhamento na interface somente nos pilares com almofada elastomérica no apoio das vigas, utilizando os parâmetros calibrados, com objetivo de entender o comportamento do mecanismo de chave de cisalhamento na resistência a força cortante, utilizando o software ABAQUS®, e, adicionalmente, validar os resultados da análise numérica com o modelo analítico proposto por Ferreira (2010), no estudo da continuidade das ligações pré-moldadas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Uma vez que não há muitas pesquisas acerca do tema estudado, seja no âmbito nacional e internacional, em ligações pilar-viga com uso de chave de cisalhamento com consolo e almofadas elastomérica no apoio da viga, que quantificam a parcela de esforço cortante que o mecanismo transfere diretamente para os pilares aliviando o consolo, fazendo com que as ligações se tornem menos onerosas e mais rápidas, e a ligação apresentar um comportamento estrutural complexo, pois existem inúmeras partes interagindo entre si, o estudo, utilizando uma análise numérica, justifica-se, contribuindo com o meio acadêmico e técnico no entendimento do comportamento dessas ligações, de forma que os resultados

obtidos com este trabalho possam ser como base para novas análises numéricas e até mesmo como predição de futuros trabalhos experimentais.

1.3 RESUMO DA METODOLOGIA

Esse trabalho utiliza o método dos elementos finitos para a realização da análise numérica, sendo utilizado o software ABAQUS® versão 2017, disponibilizada pela Ufscar. Inicialmente é realizado uma revisão bibliográfica existente no meio acadêmico, abrangendo o tema ligações em estruturas pré-moldadas e o estudo da chave de cisalhamento. Em sequência é realizado a calibragem dos parâmetros de modelagem da ligação viga-pilar, é também apresentado o modelo constitutivo que representa comportamento dos materiais.

Em sequência, são apresentadas as técnicas de modelagem empregadas nos modelos numéricos, como as condições de contornos, os contatos entre os elementos estruturais e as etapas de carregamento. E, por fim, é apresentado os resultados da análise numérica, validando os resultados com os resultados dos experimentos de diversos autores.

1.4 RESUMO DOS CAPÍTULOS

Capítulo 02: é apresentado a referência bibliográfica nacional e internacional, de estudos relacionados a ligações pré-moldadas, mecanismo de chave de cisalhamento e análise numérica.

Capítulo 03: são apresentados os modelos constitutivos utilizados para a representação dos materiais que compõem a análise numérica e as técnicas utilizadas de modelagem.

Capítulo 04: são apresentados os estudos de calibração, utilizados para obtenção dos parâmetros para a análise numérica global.

Capítulo 05: É apresentada a metodologia utilizada para o lançamento dos modelos numéricos PCD e NCE no software ABAQUS®.

Capítulo 06: São apresentados os resultados e discussões da análise numérica.

Capítulo 07: É apresentado as considerações finais do trabalho e suas conclusões.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O embasamento em documentos acadêmicos, como teses, livros, ensaios experimentais, normas nacionais e internacionais é necessário para garantir a confiabilidade deste estudo e, através da investigação teórica e experimental, obter conclusões que darão subsídios teóricos que poderão ser adicionados as normas que tratam do assunto do trabalho, de tal forma que os projetistas optem em aplicar esses conceitos aos seus projetos. Os trabalhos apresentados neste estudo possuem temas que se relacionam com o objeto de pesquisa e complementam as informações necessárias para a base teórica deste trabalho.

2.1 BREVE HISTÓRICO DAS LIGAÇÕES PRÉ-MOLDADAS

As ligações, do ponto de vista estrutural, são basicamente o que diferencia as estruturas pré-moldadas das estruturas moldadas *in loco*, por esse motivo, surge a necessidade de realizar o estudo das ligações para entender seu comportamento.

Os estudos das ligações semirrígidas iniciaram-se na SET – EESC – USP na década de 90, e, após um programa da FAPESP em (2004-07), possibilitou ser criado o NETPRE – Núcleo de Estudos e Tecnologia em Pré-Moldados de concreto na UFScar, com o objetivo de estudar o comportamento das estruturas pré-moldadas (Ferreira *et al*, 2010).

Com relação a literatura internacional existem diversas pesquisas já realizadas sobre o assunto, podendo-se citar, como referência no assunto, a *University of Nottingham*, onde se realizaram diversos estudos, sendo a maioria desenvolvidos sobre a orientação do professor Elliot. Posteriormente a UFScar e a *University of Nottingham* realizaram estudos em parceria, em que se pode citar o Pós Doutorado do coordenador do NETPRE (Ferreira *et al*, 2010).

Ferreira *et al* (2010) relata que, embora exista uma grande variedade de trabalhos internacionais relacionados às ligações pilar-viga em estruturas pré-moldadas, a maioria desses trabalhos são relacionados a lugares que possuem zona sísmica e, portanto, os pesquisadores estudam as ligações avaliando o comportamento da estrutura no estado limite último com as armaduras negativas plastificadas, portanto o comportamento das ligações difere-se dos estudos realizados no Brasil, em que as ligações são projetadas em serviço, atingindo-se o limite de escoamento das armaduras.

2.2 ESTUDO DA CONTINUIDADE DAS LIGAÇÕES

Ferreira (2002), um dos pioneiros do estudo das ligações semirrígidas para estruturas pré-moldadas no Brasil, cita que é possível utilizar esse tipo de ligação sem a utilização de armaduras negativas, conforme ilustrada na Figura 1-1, sendo possível, também, realizar a mesma ligação adicionando armaduras na parte superior, configurando uma ligação do tipo semirrígida com a ligação suportando momentos fletores, e que essa configuração pode trazer benefícios a estrutura, principalmente com relação a estabilidade global desta. Uma ilustração de uma ligação semirrígida com o mecanismo de chave de cisalhamento é apresentada na Figura 2-1.

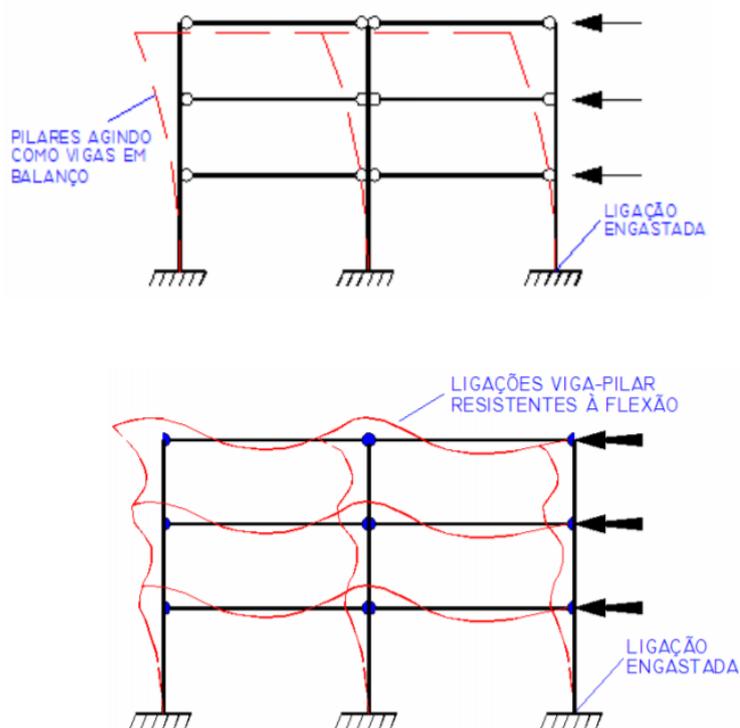
Figura 2-1: Exemplo de uma ligação semirrígida com armadura negativa



Fonte: Faleiros Junior (2018).

Jeremias Junior (2007) realizou um estudo da estabilidade global das estruturas pré-moldadas, onde identifica as particularidades do sistema construtivo de acordo com a NBR 6118:2014, estudando, particularmente, o efeito da utilização das ligações semirrígidas entre pilar-viga, sob à luz da NBR 9062:2017 que permite essa consideração. Na Figura 2-2 é apresentado o comportamento da estrutura com ligação articulada e com ligação resistente à flexão.

Figura 2-2: Efeito da ligação nas estruturas pré-moldadas



Fonte: Adaptado de Jeremias Junior (2007).

Jeremias Junior (2007) conclui sobre a importância da consideração do efeito de segunda ordem nas estruturas para avaliação do efeito da estabilidade global, e que, realizando a análise com as considerações das ligações tratadas como semirrígidas, há uma diminuição considerável dos momentos dos pilares e também uma redução do deslocamento no topo do prédio de até 90%, dependendo da porcentagem considerada do engaste parcial. Uma observação importante do trabalho é que os edifícios de até 5 pavimentos demonstraram que, para o pórtico trabalhar como semirrígido, os engastes parciais devem ser superiores a 20%, 5% a mais que o mínimo permitido pela NBR 9062:2017, e que em prédios acima de 6 pavimentos são necessários engastes parciais superiores a 50% para obter bons resultados no que se refere a estabilidade global da estrutura.

Kataoka (2007) avaliou a ligação pilar-viga analisando a contribuição da armadura negativa inserida na laje utilizando dois modelos distintos, um com 100% da armadura negativa passante pelos pilares e outro modelo com metade das armaduras nos pilares e outra metade nas laterais posicionadas na laje alveolar. Observando o comportamento dos dois modelos o autor chegou à conclusão que as armaduras posicionadas nas laterais dos pilares contribuíram para que estes tivessem um acréscimo da rigidez a flexão, principalmente no estado limite de serviço, e observa que, no que se refere às rotações relativas, o início da rotação dos dois modelos foi bem próximo. Uma ilustração do modelo de ensaio é apresentada na Figura 2-3.

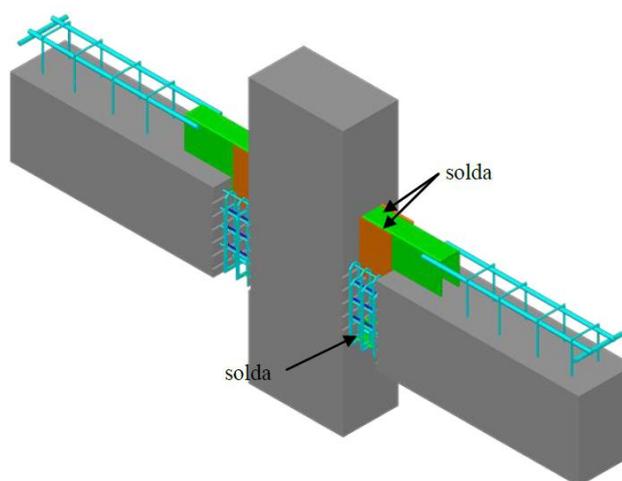
Figura 2-3: Detalhe do ensaio da ligação semirrígida do ensaio experimental



Fonte: Kataoka (2007).

Trotta (2012) realizou um estudo experimental de uma ligação pilar-viga utilizando perfis metálicos e soldas com o objetivo de estudar a continuidade desse sistema, e uma ilustração do modelo ensaiado é apresentada na Figura 2-4.

Figura 2-4: Modelo de ligação viga-pilar com perfis embutidos



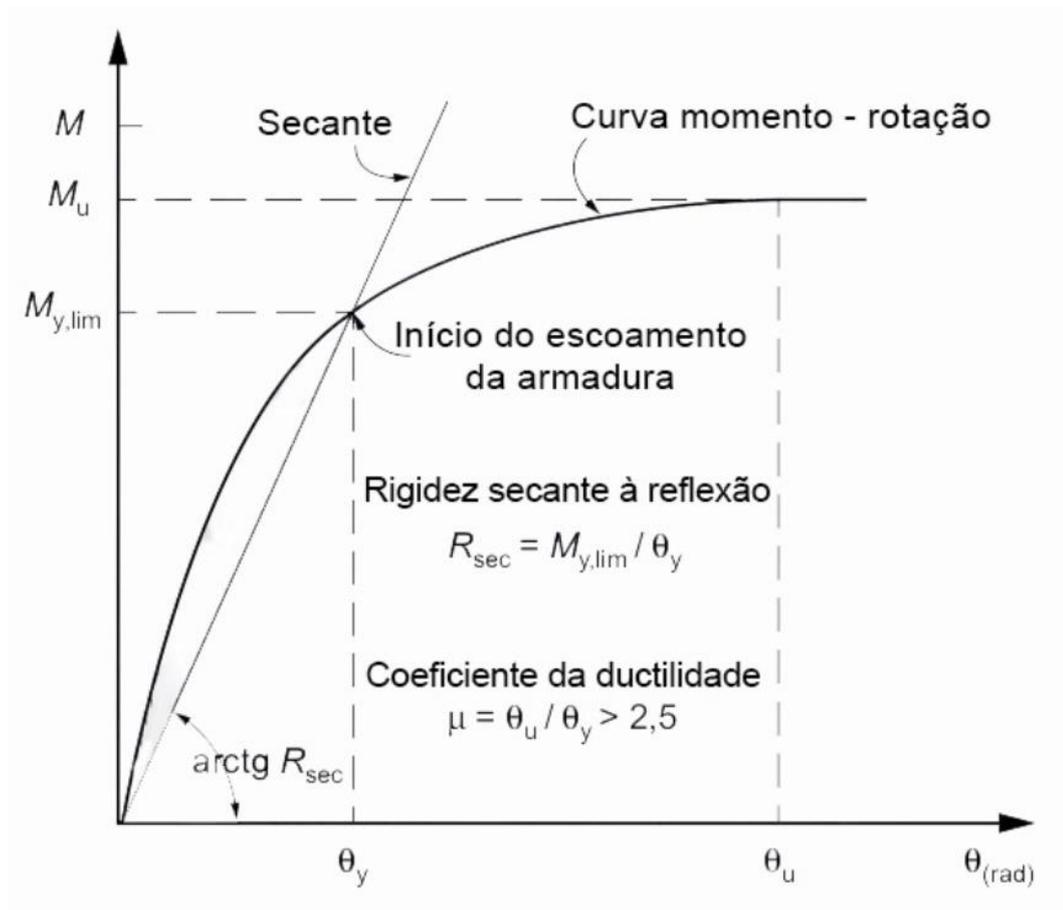
Fonte: Trotta (2012).

Esse tipo de ligação possui o consolo embutido em perfis de aço e o autor conclui que, quanto à execução, não encontrou grandes dificuldades em executar a ligação no que tange ao concreto e as formas, mas cita que teve dificuldade na parte metálica, pela dificuldade admissional pois a tolerância é muito pequena. Ele cita também dificuldades de realizar a solda na região de momento positivo pela quantidade excessiva de armadura e a posição desfavorável do soldador, o que pode gerar uma perda de produtividade na ligação, além disso, os resultados demonstraram que a análise linear não representou os resultados obtidos

com o ensaio experimental, dando uma diferença de 64,7% do momento resistente calculado com o momento de ruptura.

Com relação à normalização brasileira vigente da NBR 9062:2017, esta permite o uso da ligação semirrígida e define a rigidez da ligação como a relação entre o momento e a rotação entre o pilar-viga, e essa ligação não é uma relação linear, pois o concreto fissa, fazendo com que o concreto tenha comportamento não linear, embora a norma permita que a ligação seja analisada de forma linear utilizando da rigidez secante, com razoável aproximação. O gráfico Momento-Rotação é ilustrado na Figura 2-5.

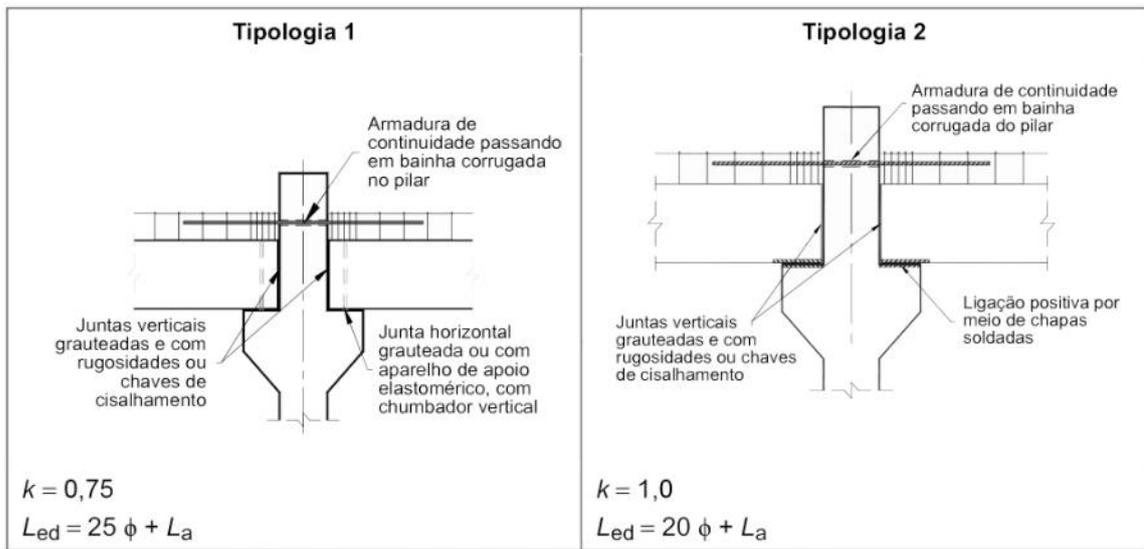
Figura 2-5: Curva momento-rotação de uma ligação pilar-viga



Fonte: NBR 9062:2017.

Ainda de acordo com a NBR 9062:2017, esta traz 6 tipos de ligações já pré-definidas que o projetista pode escolher para sua utilização, considerando as ligações como semirrígidas. A tipologia 1 e 2 são para pilares centralizados com duas vigas e a diferença entre as duas é que a primeira é para utilização de almofadas elastoméricas e a segunda para chapas metálicas soldadas, conforme ilustradas na Figura 2-6.

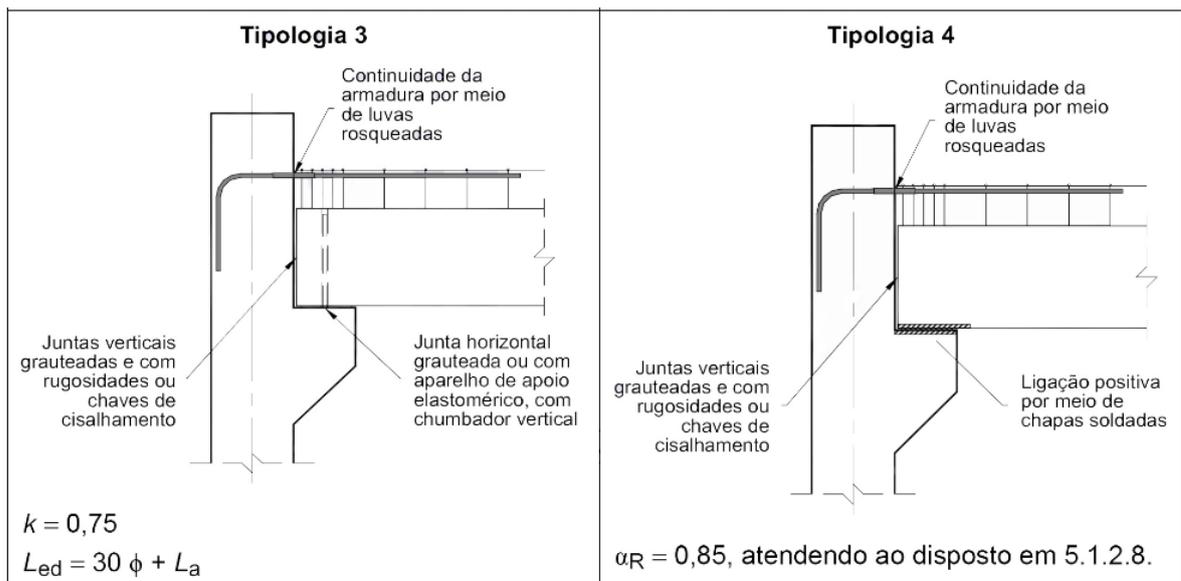
Figura 2-6: Tipologia 1 e 2 para obtenção da rigidez secante de ligações pilar-viga



Fonte: NBR 9062:2017.

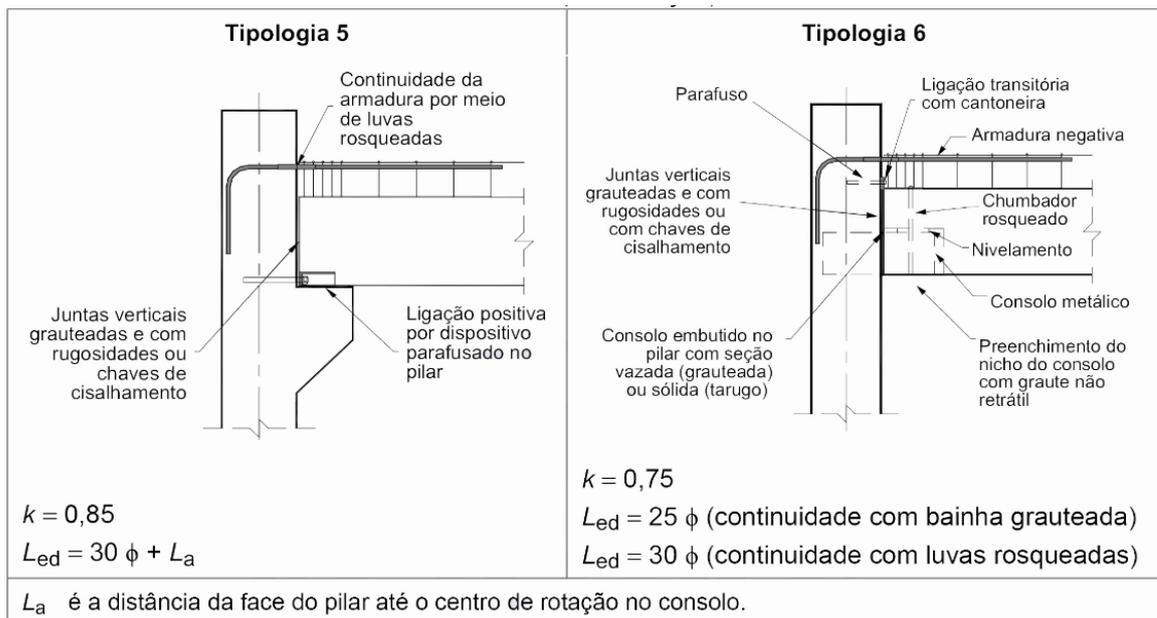
A NBR 9062:2017 especifica mais 4 tipos de tipologias para os pilares de canto, todas se diferenciando entre si em relação ao apoio do consolo, sendo importante notar que na junta vertical é especificado como opção da utilização de chaves de cisalhamento, embora a NBR 9062:2017 não quantifica o quanto essas chaves de cisalhamento aliviam esforços na ligação. As demais tipologias são apresentadas nas Figura 2-7 e Figura 2-8.

Figura 2-7: Tipologia 3 e 4 para obtenção da rigidez secante de ligações pilar-viga em pilares de canto



Fonte: NBR 9062:2017.

Figura 2-8: Tipologia 4 e 5 para obtenção da rigidez secante de ligações pilar-viga em pilares de canto



Fonte: NBR 9062:2017.

Hadade (2016) realizou o ensaio experimental das tipologias 1 e 2 previstas na norma, e este teste apresentou a chave de cisalhamento, porém essa rugosidade foi inserida apenas nos pilares, que, de acordo com autora, houve uma falha na execução das peças, assim, para este estudo, não foi possível aferir a parcela de esforços aliviada pela ligação, dado que o objeto de estudo não era esse, mas, sim, validar as formulações contidas na NBR 9062:2017, referindo-se à rigidez da ligação semirrígida e deformabilidade da ligação, quando a região da ligação era envolvida ou não por estribos.

2.3 MOMENTO DE ROTAÇÃO

É importante o projetista conhecer a relação momento-rotação da sua ligação corretamente, pois isso influencia diretamente no comportamento global e local da estrutura. Hadade (2016) cita que a rigidez inicial da ligação pode ser descrita como a relação entre o momento e o giro relativo entre a viga e o pilar, que pode ser descrito pela equação (2.1).

$$R_m = \frac{M}{\theta} \quad (2.1)$$

Onde:

R_m = rigidez a flexão da ligação.

M = momento fletor solicitante a ligação.

θ = giro relativo entre o pilar e a viga.

Esse giro relativo é ilustrado na Figura 2-9.

Figura 2-9: Tipologia das ligações no comportamento ao momento fletor



Fonte: El Debs (2017).

Em estruturas de concreto, sejam elas moldadas *in loco* ou pré-moldadas, o comportamento da ligação pilar-viga, quando se deseja a continuidade perfeita, é influenciada pela fissuração do concreto, o que torna a ligação com comportamento não linear e de difícil previsão de comportamento da ligação. Em tese, não existe uma ligação fissura perfeitamente rígida, mesmo as consideradas monolíticas.

Uma forma eficaz considerada por Ferreira *et al* (2003) *apud* Hadade (2016) de simular o comportamento da ligação, é a utilização da rigidez secante, ilustrado na Figura 2-5, onde essa rigidez pode ser obtida com a relação entre o momento limite elástico do aço e com o giro relativo entre a viga e o pilar, conforme a equação:

$$R_{sec} = \frac{M_{ylim}}{\theta} \quad (2.2)$$

R_{sec} = rigidez secante da ligação viga-pilar.

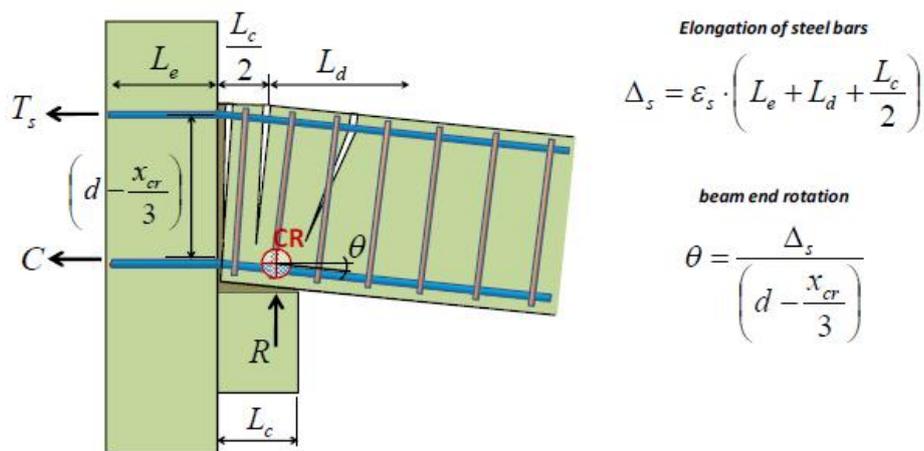
M = momento elástico limite da ligação.

θ = giro relativo entre o pilar e a viga.

Em resumo e de acordo com Ferreira *et al* (2010), a utilização da rigidez secante proporciona ao projetista de estrutura ter parâmetros confiáveis em seu projeto, pois, limitando a deformação da estrutura na fase elástica, é garantida a máxima eficiência para a ação dos pórticos, tendo em vista que se o nó da ligação for projetado para plastificar, os deslocamentos e comportamento global da estrutura terão ações imprevisíveis.

Ferreira (2001) e Ferreira & Elliott (2002) *apud* Hadade (2016) propuseram um modelo que quantifica a rotação da ligação viga-pilar, levando em consideração os mecanismos que influenciam na rigidez da ligação, e citam que o giro da ligação está fortemente associado ao alongamento da armadura na região fissurada, que propaga fissuras e permite o escorregamento da ligação entre o aço e o concreto; ao alongamento da ligação embutida no pilar, geralmente em bainhas preenchidas com graute e também ao escorregamento dessa armadura que ocorre por causa da perda da ancoragem devido a efeitos localizados. Uma ilustração dos mecanismos que compõem a rigidez da ligação é apresentada na Figura 2-10.

Figura 2-10: Comportamento não linear da ligação



Fonte: Ferreira (2001) e Ferreira & Elliott (2002) *apud* Hadade (2016).

Portanto, limitando a ligação ao momento elástico da mesma, pode-se escrever de forma aproximada, considerando o braço de alavanca crítico, de acordo com Ferreira (2010), com $Z_{cr} \cong 0,9 d$, pode encontrar-se o momento limite da ligação com a seguinte equação (2.3):

$$M_{y,lim} = \sigma_{sy} A_s 0,9 \cdot d \quad (2.3)$$

Onde:

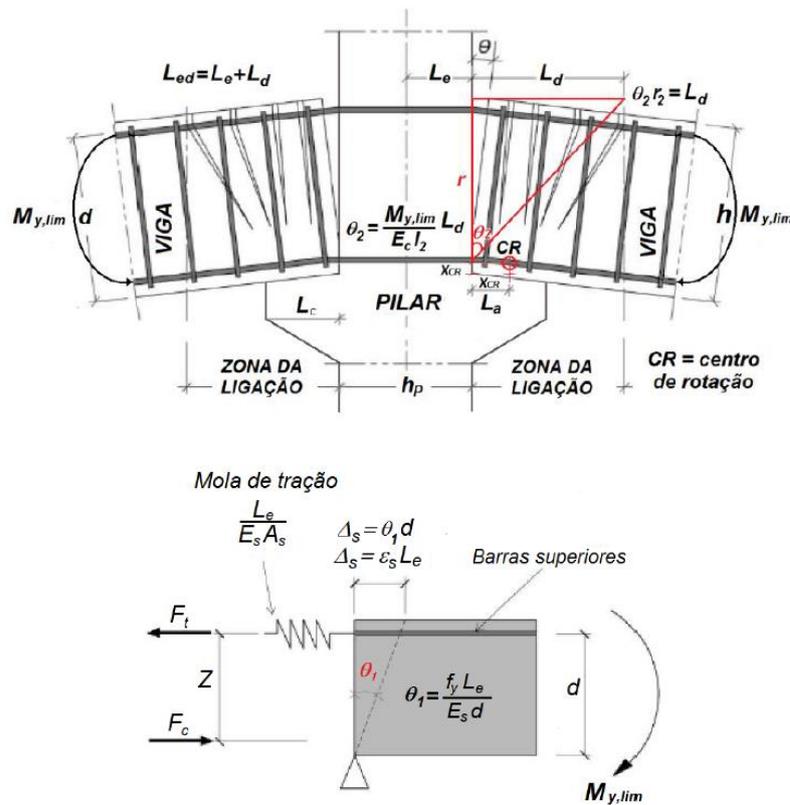
σ_{sy} = tensão elástica da armadura.

A_s = área de aço da armadura.

d = altura útil da ligação.

O giro da ligação, conforme Ferreira *et al* (2010) *apud* Hadade (2016), propôs a associação dos mecanismos de rotação com molas, simulando o comportamento da ligação viga-pilar, onde uma ilustração é apresentada na Figura 2-11.

Figura 2-11: Mecanismos de deformação da ligação



Fonte: Ferreira (2010) *apud* Hadade (2016).

O giro relativo elástico da ligação viga-pilar pode ser entendido como a somatória da deformação da armadura e de seu escorregamento na região da ligação. Portanto, pode ser descrito de acordo com a equação (2.4):

$$\theta_y = \left(\frac{f_y}{E_s \cdot d} \right) \cdot L_e + \left(\frac{M_{y,lim}}{E_c I_2} \right) \cdot L_d \quad (2.4)$$

Onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço.

I_2 = inércia no estágio II.

L_d = comprimento na região ancorada na região da ligação.

L_e = comprimento embutido da armadura no pilar.

Onde os comprimentos L_e e L_d são obtidos com as seguintes equações, respectivamente:

$$L_e = \frac{\emptyset_b \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_c}} + 2 \cdot \emptyset_b \quad (2.5)$$

$$L_d = \frac{\emptyset_b \sigma_{sy}}{8 \cdot \sqrt{f_c}} + 2 \cdot \emptyset_b \quad (2.6)$$

$$L_{ed} = \frac{3 \cdot \emptyset_b \sigma_{sy}}{16 \cdot \sqrt{f_c}} + 4 \cdot \emptyset_b \quad (2.7)$$

Onde:

σ_{sy} = tensão de escoamento da barra.

\emptyset_b = diâmetro da barra.

f_c = resistência a compressão do concreto.

Sendo limitado o valor L_e pelas seguintes equações devido a geometria dos pilares:

Pilares internos
$$L_e \leq \frac{hp}{2} \quad (2.8)$$

Pilares externos
$$L_e \leq 0,8 \cdot hp \quad (2.9)$$

Substituindo as equações (2.4), (2.3) em (2.2), encontra-se a rigidez secante da ligação. Além disso, devido ao tipo de apoio inserido na viga e as várias tipologias presentes na NBR 9062:2017, é necessário adicionar um fator admissional k à rigidez secante que pode ser encontrado na Tabela 2-1. Esse fator k está associado à mola vertical da ligação, tendo em vista que a rigidez da chapa metálica é superior ao Neoprene, e, portanto, deforma-se menos, ficando a ligação mais rígida.

Tabela 2-1: Parâmetros de k e comprimento L_{ed} de acordo com NBR 9062:2017

TIPOLOGIA DA LIGAÇÃO	K	L_{ed}
NEOPRENE/ CHUMBADOR	0,75	$25\phi + L_a$
GRAUTE/ CHUMBADOR	0,75	$25\phi + L_a$
CHAPA SOLDADA	1	$20\phi + L_a$

Fonte: Ferreira *et al* (2010) *apud* Hadade (2016).

Sendo:

L_a = distância da face do pilar até o centro de rotação da ligação.

A NBR 9062:2017 apresenta uma formulação para a obtenção da rigidez aproximada da ligação, e pode ser obtida de acordo com a equação (2.10).

$$R_{sec} = k \frac{A_s \cdot E \cdot d^2}{L_{ed}} \quad (2.10)$$

R_{sec} = rigidez secante da ligação viga-pilar.

A_s = área de aço da ligação.

E = módulo de elasticidade do aço.

d = altura útil da seção.

L_{ed} = comprimento efetivo da deformação por alongamento da armadura de continuidade.

Hasan *et al* (2011) apresentou um estudo numérico para a utilização em ligações pilar-viga nas estruturas pré-moldadas para avaliar a capacidade resistente, rigidez rotacional e capacidade dúctil da ligação. Esse modelo numérico apresentado foi comparado com ensaios experimentais e os resultados obtidos foram de que o modelo numérico apresentou bons resultados, utilizando o limite elástico da armadura e obtendo a rigidez secante da ligação.

Comparando mais uma vez com os ensaios experimentais conclui-se, também, que esse modelo numérico não apresentou bons resultados na capacidade do momento fletor da ligação.

Rocha (2016) realizou um estudo numérico do desempenho das paredes de contraventamento utilizadas em galpões pré-moldados com o objetivo de garantir a estabilidade global da estrutura e comparou esse estudo com os sistemas convencionais, como as estruturas aporricadas, alcançando conclusões relevantes. O autor relata que as estruturas simuladas com paredes de contraventamento obtiveram um ótimo desempenho, principalmente no controle dos deslocamentos no estado limite de serviço e também uma ótima resposta no que diz respeito coeficiente γ_z .

Barros (2018) elaborou um ensaio experimental de ligações pilar-viga semirrígidas realizadas com armaduras negativas usando luvas rosqueadas, garantindo a continuidade da ligação. Os experimentos foram realizados com modelos cruciformes em escala real de forma cujo objetivo era comparar o comportamento semirrígido da ligação, os resultados obtidos experimentalmente com a formulação analítica fornecida pela NBR 9062:2017 e os principais resultados experimentais para a Tipologia 4 (fator normativo de $\alpha_R = 0,85$, contra o valor $\alpha_R = 0,53$) encontrado experimentalmente. Este resultado pode afetar as estruturas principalmente na estabilidade global. Uma ilustração do ensaio realizado por Barros (2018) é apresentada na Figura 2-12.

Figura 2-12: Ensaio das ligações em escala real

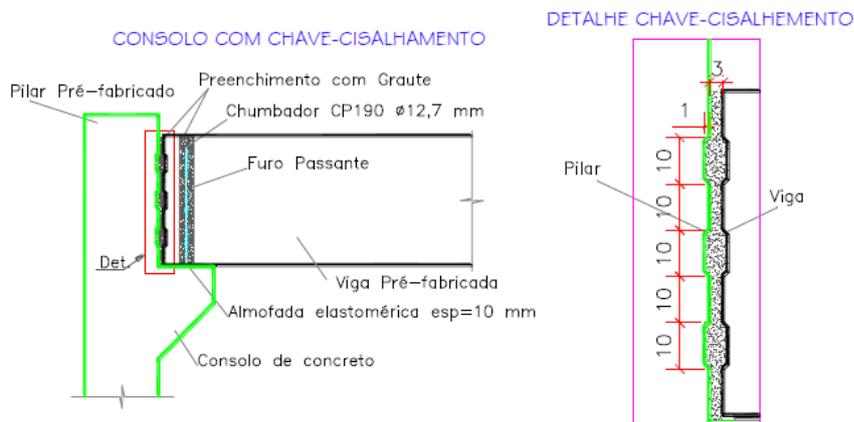


Fonte: Barros (2018).

Tendo em vista a continuidade do estudos das ligações pré-moldadas em pilar-viga, Faleiros Junior (2018) realizou uma pesquisa teórica experimental sobre as ligações de estruturas pré-moldadas e entre pilar e viga, investigando a efetividade da utilização do sistema de chave de cisalhamento, que é um recurso bastante utilizado e difundido no meio técnico para os cálices de fundação, com o objetivo de entender o real comportamento da ligação pilar-viga, de tal forma que os resultados pudessem contribuir, fornecendo parâmetros

para a correta utilização do mecanismo. Uma ilustração do modelo de chave de cisalhamento estudado é apresentada na Figura 2-13.

Figura 2-13: Exemplo de ligação chave-cisalhamento

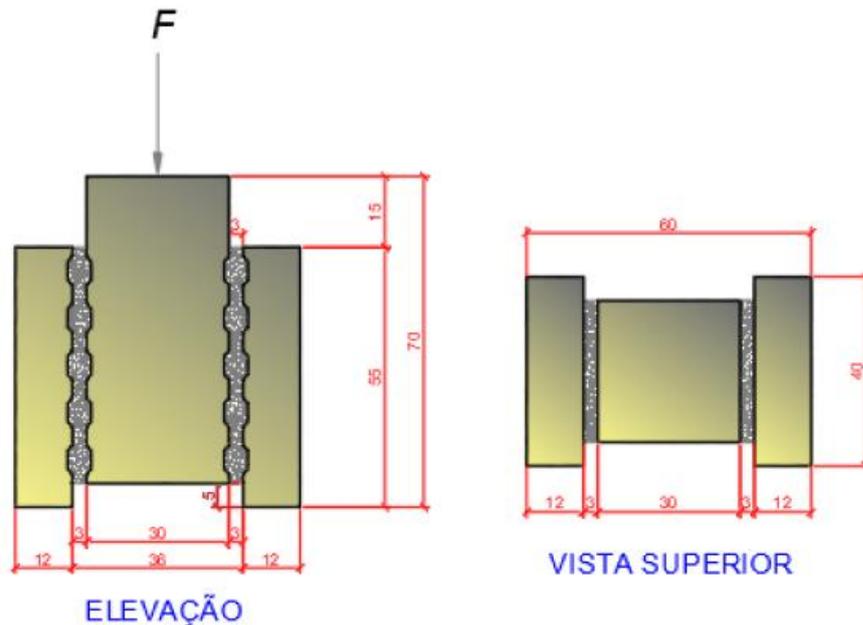


Fonte: Faleiros Junior (2018).

As ligações entre pilares e vigas para as construções pré-moldadas são realizadas, normalmente, utilizando as ligações do tipo consolo, bastante difundidas e utilizadas no mundo todo. Embora exista uma certa *expertise* em fabricar esses elementos de ligação, há diversas pesquisas com intuito de melhorar a efetividade da ligação e, de certa forma, diminuir o custo, tempo de fabricação e montagem desses elementos. Com a utilização do recurso de chave-cisalhamento e isolando cada elemento que compõe a ligação, e analisando os resultados já largamente estudados dos demais componentes é possível isolar os resultados e quantificar exatamente a quantidade de esforço absorvido pelo sistema de chave-cisalhamento. (FALEIROS JUNIOR, 2018).

Faleiros Junior (2018) realizou um estudo teórico experimental dividindo o experimento em dois grupos de ensaio. O primeiro, um mais simples, com o intuito de avaliar a efetividade das chaves de cisalhamento em um modelo reduzido, constituído por partes denominadas de PR (Pilar Interno) e PE (Pilar Externo), que formam uma espécie de sanduiche ligados por grauteamento de alta densidade, para que os vazios sejam preenchidos sem a necessidade de vibração, conforme a ilustrada na Figura 2-14.

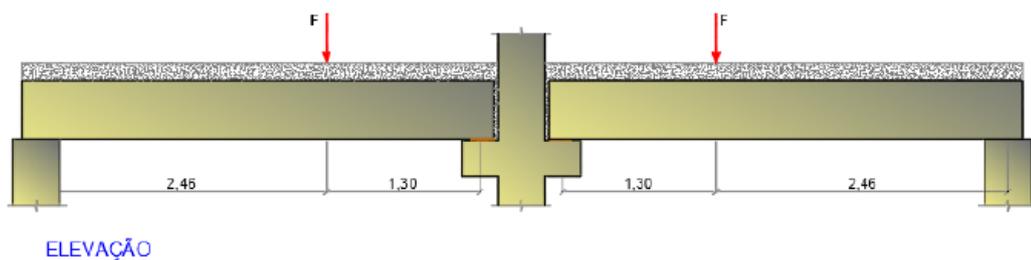
Figura 2-14: Modelo de aplicação do carregamento para ensaio de chave de cisalhamento



Fonte: Faleiros Junior (2018).

Esse primeiro modelo serve como parâmetro para a construção do modelo em maior escala, que simula uma ligação em escala real. O segundo modelo, chamado de PCD, é um modelo completo que simula o comportamento da ligação em escala real, avaliando o comportamento do mecanismo da chave de cisalhamento. Uma ilustração do modelo completo PCD é apresentada na Figura 2-15 de acordo com Faleiros Junior (2018).

Figura 2-15: Pórtico do ensaio com a localização do ponto de aplicação do carregamento



Fonte: Faleiros Junior (2018).

O modelo completo PCD desenvolvido por Faleiros Junior (2018) apresenta na base do consolo uma almofada elastomérica, comumente utilizada nas construções pré-moldadas, que tem o objetivo de minimizar o acúmulo das tensões e, de certa forma, também propiciar um giro relativo entre a viga e o pilar, para que a ligação não seja perfeitamente contínua. Uma ilustração do modelo idealizado é apresentada na Figura 2-16.

Figura 2-16: Posicionamento da almofada de elastômetro



Fonte: Faleiros Junior (2018).

Os resultados apresentados por Faleiros Junior (2018) preenchem uma lacuna no meio técnico. O resultado mais importante é a parcela resistida pelo sistema de chave de cisalhamento do modelo PR e PE apresentarem tensões de ruptura de cisalhamento na ordem 1,405 MPa e 1,797, respectivamente. Resultados superiores ao apresentado no EUROCODE 2 *apud* Faleiros Junior (2018) que é de 1,00 MPa, o que demonstra que a chave-cisalhamento se comportou acima do esperado, embora o sistema estivesse confinado e sem a presença de momentos fletores, o que ocasionaria giros ao sistema e, conseqüentemente, tensões de tração.

Faleiros Junior (2018) apresentou os resultados, no que se refere ao modelo completo, que foram bem interessantes e demonstram que, em uma situação real, o sistema de chave de cisalhamento absorveu 40,88 % do esforço aplicado na ligação, demonstrando a real eficácia do sistema. O autor ainda comenta que, com o sistema de almofada elastomérica, a ligação apresenta uma certa flexibilidade, o que faz com que esse esquema transfira os esforços à chave e, quando o apoio é de chapa, a rigidez do sistema aumenta e, portanto, o esforço que a chave irá absorver será de menor intensidade conseqüentemente. Além disso, foi possível determinar o fator de engastamento parcial da ligação, conforme o modelo de ligação do Tipo 1 da NBR 9062:2017, mobilizando 18,42% dos momentos fletores presentes na ligação.

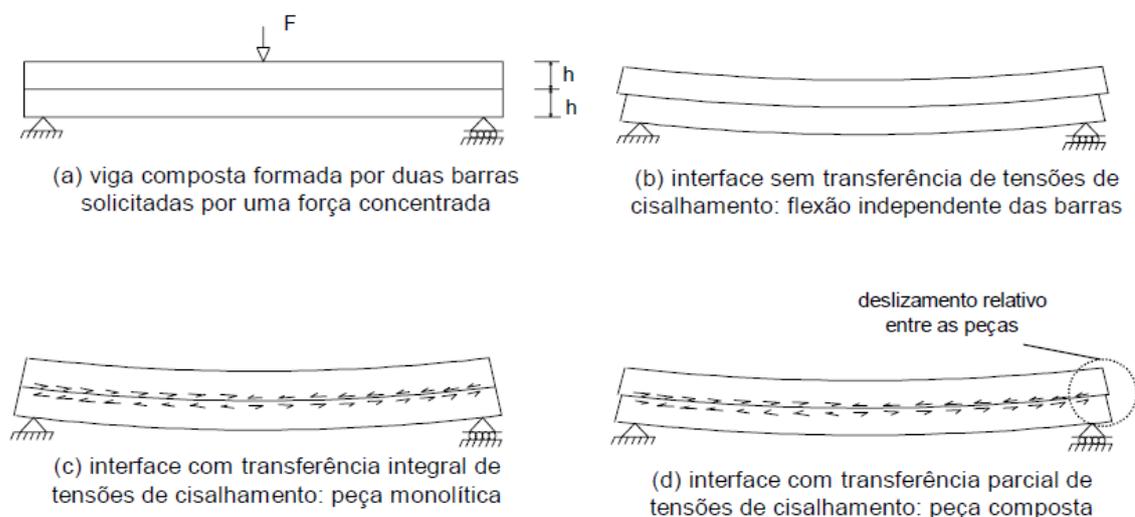
2.4 ESTUDO DAS INTERFACES DE CISALHAMENTO

O comportamento da interface de cisalhamento já é objeto de estudo na engenharia há um bom tempo, e este fenômeno se torna mais interessante quando temos elementos estruturais que necessitam ser ligados em tempos diferentes, como por exemplo a ligação de uma viga pré-fabricada com uma laje moldada *in loco*. É importante que o projetista conheça

adequadamente como a sua estrutura se comporta para que este projete de forma confiável, para que as respostas previstas no modelo analítico sejam coerentes com as respostas obtidas no local.

Uma ilustração para se entender o fenômeno de cisalhamento entre as interfaces é apresentada na Figura 2-17.

Figura 2-17: Transferência de esforços cisalhantes nas interfaces



Fonte: Araújo (2002).

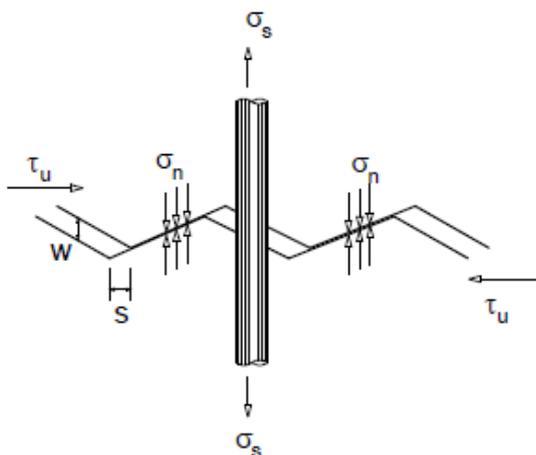
Na Figura 2-17 é ilustrado o efeito estrutural que ocorre entre dois elementos quando sobre eles é solicitado um carregamento qualquer, e mostra que se os elementos em si não possuírem nenhuma ligação de atrito, eles irão deslocar-se entre si sem a transferência da força de cisalhamento. Além disso, são ilustrados os comportamentos intermediários e o comportamento da interação completa, em que não há deslizamento relativo entre os elementos estruturais. É oportuno observar que é praticamente impossível dois elementos conectados entre si não possuírem nenhuma interação, e isso já é de conhecimento comum que para cada interação entre os elementos que estão conectados, dependem da rugosidade desses elementos e do material que são feitos esses elementos.

Araújo (2002) cita em seu trabalho que o comportamento à flexão dos elementos estruturais, quando a interação entre os elementos é completa, é melhor quando comparado com o comportamento de interação parcial, e que isso reflete no dimensionamento da estrutura, tanto no comportamento no Estado Limite Último, como também no dimensionamento do Estado Limite de Serviço.

2.5 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS

De acordo com Araújo (1997), a transferência entre tensões cisalhantes entre juntas de concreto com idades diferentes, de acordo com o princípio de ação e reação, surja esforços opostos que necessitem ser equilibrados, e que o equilíbrio pode ser entendido, em alguns casos, como o surgimento de um plano de ruptura de cisalhamento. Ele ainda cita que se a superfície for rugosa, além o deslocamento das peças no sentido horizontal paralelo ao esforço de cisalhamento, também surgirá um deslocamento vertical, fazendo com que apareçam tensões normais na superfície de contato, e esse esforço é transferido para um mecanismo resistente, como por exemplo o *Stud Bolt* para estruturas ou o estribo para estruturas pré-moldadas, uma ilustração desse efeito é apresentada na Figura 2-18.

Figura 2-18: Transferência de esforços cisalhantes no sentido longitudinal e transversal



Fonte: Araújo (1997).

Ainda de acordo com Araújo (1997), são três os mecanismos de transferências de esforços de cisalhamento apresentados a seguir:

a) Transferência por adesão ou aderência:

Esse efeito ocorre pela adesão entre as partículas internas do aglomerante e, geralmente, essa ligação é desprezada nos dimensionamentos, pois a sua parcela de resistência é muito pequena.

b) Transferência por atrito:

A transferência por atrito só vai ocorrer quando tiver uma tendência de deslocamento relativo entre os elementos e ela é extremamente influenciada pela rugosidade dos elementos a serem ligados.

c) Aderência Mecânica.

A transferência por aderência mecânica depende das reentrâncias do elemento a ser ligado ou das irregularidades da interface, ou, então, também pode ser garantido pelo agregado graúdo atravessando a interface de cisalhamento e por dentes de concreto comumente chamados de chave de cisalhamento, que é o objeto de estudo desta pesquisa.

Araújo (1997) cita que a primeira parcela de adesão é a primeira a resistir aos esforços, embora seja a que menos resiste aos esforços cisalhantes, pois à medida que os esforços aumentam, surgem fissuras na interface, fazendo com que a adesão se torne uma ligação fraca e este ponto é, às vezes, desprezado em projetos. Após vencida a adesão, começa a aparecer um deslocamento relativo entre as peças e, neste ponto, é quando o atrito começa a trabalhar, dependendo da superfície de contato, se ela é áspera ou se tem o aspecto liso. As estruturas pré-moldadas têm um controle de fabricação de qualidade superior comparada as estruturas moldadas *in loco*, em geral isso ocorre com utilização de formas metálicas na sua execução, pois as formas possuem a superfície lisa.

Após as tensões cisalhantes vencerem o atrito, a solicitação passa, então, a ser resistida pela aderência mecânica, que pode ser garantida por meio de aço (geralmente em formas de estribos em estruturas pré-moldadas), ou garantidas por chave de cisalhamento, que garantem que as tensões cisalhamentos sejam transferidas sem proporcionarem um grande deslocamento relativo. É importante utilizar dimensões da chave de cisalhamento de tal forma que os esforços sejam transferidos adequadamente sem o surgimento de grandes tensões concentradas.

Uma ilustração dos mecanismos de transferência de esforços é apresentada na Figura 2-19.

Figura 2-19: Mecanismo de transferência de esforços cisalhantes

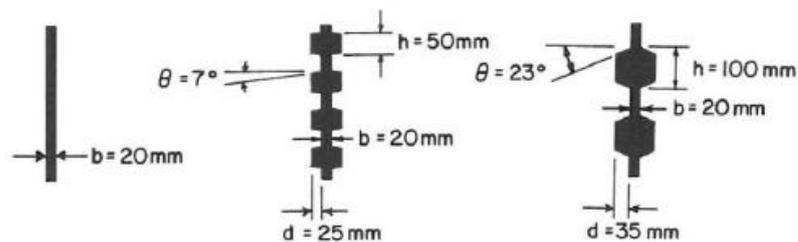


Fonte: Araújo (1997).

2.6 CHAVE DE CISALHAMENTO

O estudo da chave é realizado há tempos no meio acadêmico e um importante a citar é o de Rizkalla (1989). O autor realizou um ensaio contendo sete conexões, dentre elas: ligações planas e chaves de cisalhamento com aplicação em painéis de concreto pré-moldados conectados com argamassa seca, variando as dimensões da chave de cisalhamento, sendo estudadas a face lisa, a pequena chave e a grande chave, com as dimensões apresentadas na Figura 2-20.

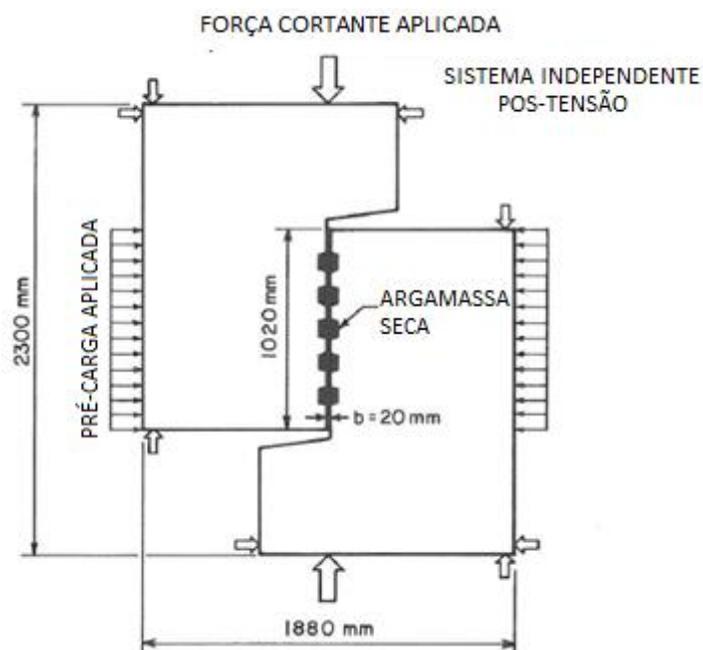
Figura 2-20: Geometria das peças ensaiadas experimentalmente



Fonte: Rizkalla (1989).

O esquema de ensaio utilizado por Rizkalla (1989) é apresentado na Figura 2-21, e é importante comentar que o autor utilizou uma carga lateral, simulando o confinamento da chave de cisalhamento, avaliando as respostas do ensaio variando entre duas pré-carga aplicadas lateralmente.

Figura 2-21: Esquema do ensaio de cisalhamento



Fonte: Adaptado Rizkalla (1989).

O ensaio foi realizado aplicando uma pré-carga, variando entre 2 e 4 MPa, e o objetivo da aplicação dessas cargas era de simular as condições reais que as paredes estariam submetidas no local da obra.

Rizkalla (1989) organizou o trabalho separando em níveis de pré-carga e geometria. A identificação dos modelos ensaiados é apresentada na Tabela 2-2, onde os primeiros números referem-se a ordem dos ensaios e o último número a pré-carga aplicada ao modelo experimental.

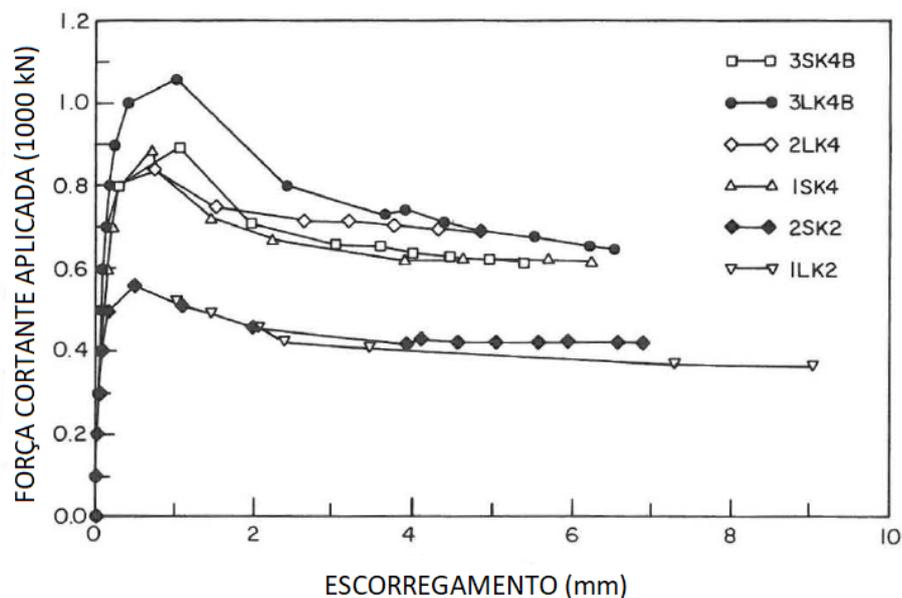
Tabela 2-2: Resumo dos resultados do ensaio experimental

Marca Amostra	Configuração	Tensão Normal (MPa)	Resistência à Compressão	
			Concreto	Argamassa Seca
1NK4	Superfície plana	4	49,2 ± 0,9	26,2 ± 0,2
1LK2	Chave grande	2	42,6 ± 0,2	26,2 ± 0,2
2LK4	Chave grande	4	30,4 ± 0,4	26,2 ± 0,2
3LK4B	Chave grande	4	42,5 ± 2,6	26,2 ± 0,2
2SK2	Chave pequena	2	44,0 ± 0,2	26,2 ± 0,2
1SK4	Chave pequena	4	29,3 ± 1,0	26,2 ± 0,2
3SK4B	Chave pequena	4	49,5 ± 0,5	26,2 ± 0,2

Fonte: Adaptado Rizkalla (1989).

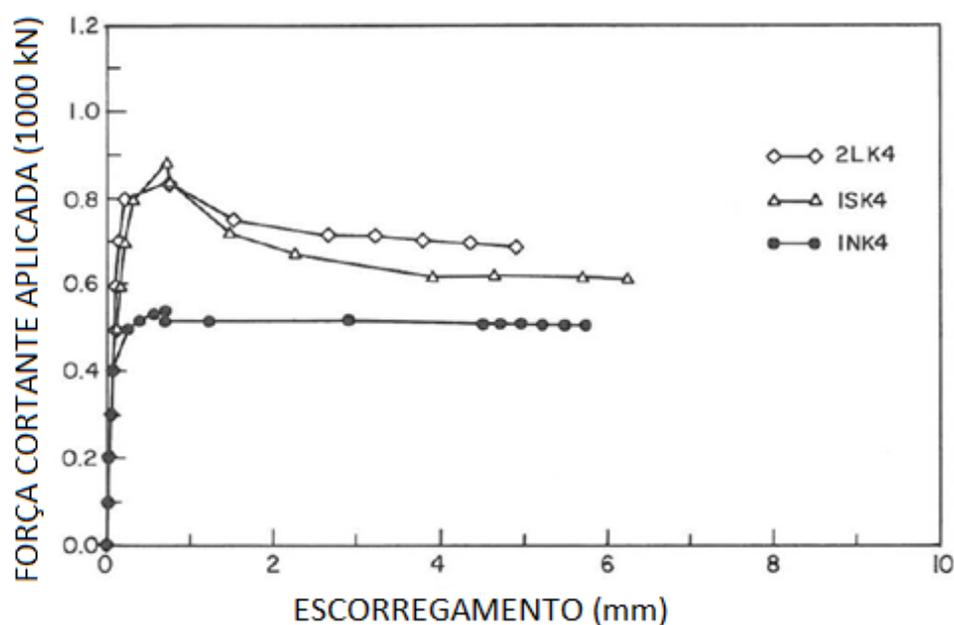
Os resultados encontrados por Rizkalla (1989) estão apresentados na Figura 2-22 e Figura 2-23.

Figura 2-22: Resultados do ensaio das interfaces de cisalhamento de cisalhamento variando o nível de pré-carga aplicado



Fonte: Adaptado Rizkalla (1989).

Figura 2-23: Resultados do ensaio da interface de cisalhamento com as interfaces planas e com a chave de cisalhamento



Fonte: Adaptado Rizkalla (1989).

Um resumo dos resultados obtidos por Rizkalla (1989) são apresentados na Tabela 2-3.

Tabela 2-3: Resultados do ensaio das interfaces de cisalhamento

Configuração	Marca Amostra	Carga de Ruptura (kN)	Máxima Força Vm (kN)	Resistência última a cortante
Chave grande	1LK2	500	569	418
Chave grande	2LK4	800	867	688
Chave grande	3LK4B	1000	1058	624
Chave pequena	2SK2	500	559	419
Chave pequena	1SK4	803	884	622
Chave pequena	3SK4B	807	893	648
Superfície plana	1NK4	503	540	507

Fonte: adaptado Rizkalla (1989).

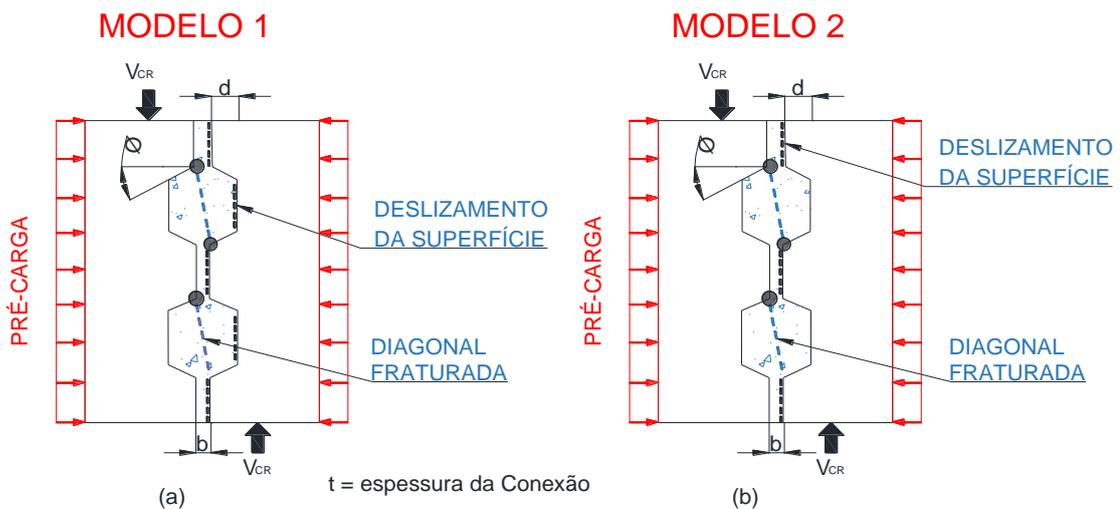
Os resultados obtidos experimentalmente das ligações entre painéis pré-fabricados demonstram que, tanto o nível de pré-carga (confinando o mecanismo) quanto à geometria do mecanismo, afetam o comportamento da ligação. Quanto maior o nível de confinamento, maior foi a carga última do mecanismo, e, com relação a geometria, as chaves grandes obtiveram melhores resultados comparadas com as chaves pequenas, sendo diretamente influenciada pelo ângulo formado entre as chaves de cisalhamento. O estudo demonstrou que

as chaves de cisalhamento com ângulo mais suave resistiram a uma parcela maior de esforço. A geometria do mecanismo de chave de cisalhamento é lustrada na Figura 2-20.

Com base no modo de ruptura do mecanismo de chave de cisalhamento observado nos estudos experimentais de Rizkalla (1989), o autor desenvolveu um modelo de cálculo para encontrar os esforços máximos resistidos pelo mecanismo de chave de cisalhamento.

Os modos de falhas do mecanismo são ilustrados na Figura 2-24, demonstrando que o comportamento da ligação é comandado pela biela comprimida e o surgimento de deslizamentos das interfaces internas da chave de cisalhamento. Ainda de acordo com Rizkalla (1989), o comportamento da chave de cisalhamento, conforme os resultados experimentais, não podem ser interpretados apenas pela teoria do atrito, pois a pré-carga aplicada lateralmente acrescentou uma resistência de 50% da resistência ao cisalhamento, tendo os modelos de ruptura se comportando conforme Figura 2-24.

Figura 2-24: Modelos de ruptura da chave de cisalhamento



Fonte: Adaptado Rizkalla (1989).

Portanto, com base no comportamento da ligação referente ao ensaio experimental, o autor conclui que a força cisalhante máxima é governada em função de duas parcelas: resistência à compressão da biela comprimida e resistência ao atrito entre as faces interfaces. A resistência cortante da ligação com chave de cisalhamento pode ser descrita de acordo com a equação (2.11)

$$V_m = V_{mc} + V_{mf} \quad (2.11)$$

Sendo:

V_m = força cortante máxima.

V_{mc} = força da biela resistente.

V_{mf} = atrito resistente a força cortante.

E, de acordo com Rizkalla (1989), a força a compressão crítica pode ser estimada de acordo com a equação (2.12).

$$f_{c2} = \frac{f'_g}{0.8 + 170\epsilon_1} \quad (2.12)$$

Sendo:

f'_g = força resistente a compressão da argamassa.

ϵ_1 = deformação específica máxima.

Rizkalla (1989) comenta que a deformação específica máxima varia entre 0.0026 a 0.004, portanto f_{c2} pode ser estimado com um valor razoável, usando a deformação máxima específica, como $0,67 f'_g$. Portanto a força a compressão da biela resistente pode ser estimada de acordo com equação (2.13):

$$V_{mc} = (n - 1)f_{c2}A_{cs}S\sin\alpha \quad (2.13)$$

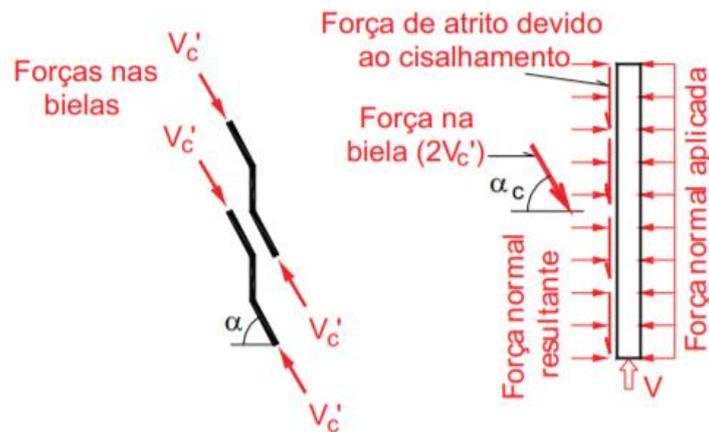
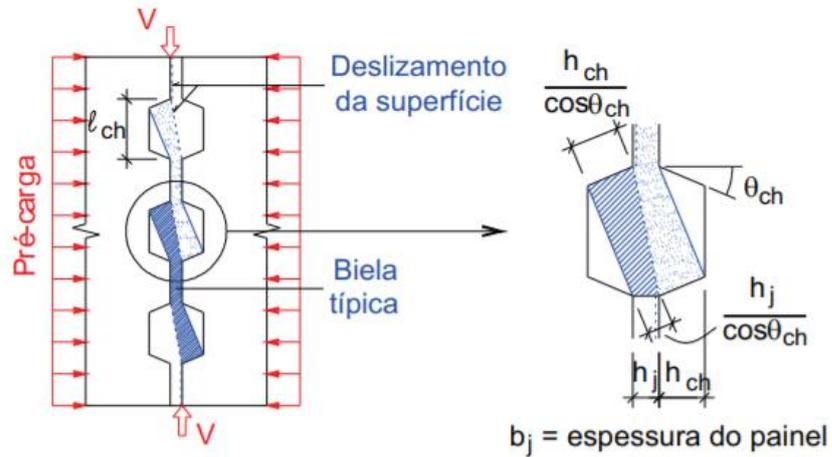
Sendo:

A_{cs} = área média da biela comprimida.

α = diagonal da biela comprimida.

A ilustração da área comprimida e do ângulo alpha é apresenta na Figura 2-25.

Figura 2-25: Parâmetros geométricos das chaves de cisalhamento



Fonte: adaptado Rizkalla (1989).

Pode estimar-se a área inclinada comprimida com as equações (2.14) e (2.15)

$$A_{cs} = \frac{1}{2}(b + d) \cdot t / \cos\theta \quad (2.14)$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{b}\right) \quad (2.15)$$

Sendo:

b, d e α = propriedades geométricas da chave de cisalhamento, de acordo a Figura 2-24 e

Rizkalla (1989) cita que é possível estimar a resistência ao atrito da ligação com a seguinte equação (2.16).

$$V_{mf} = \mu \left(\sigma_n - \frac{(n-1)f_{c2}A_{cs}\sin\alpha}{A_c} \right) A_c \quad (2.16)$$

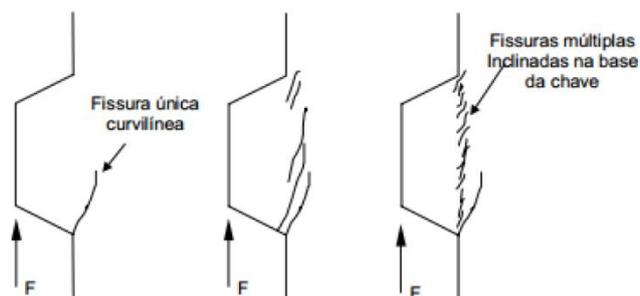
Segundo o autor, um valor com bons resultados obtidos experimentalmente para o coeficiente atrito é de 0,60.

A resistência máxima a força cortante pode ser obtida de acordo com a seguinte equação (2.17):

$$V_{mc} = (n-1)f_{c2}A_{cs}\sin\alpha + \mu \left(\sigma_n - \frac{(n-1)f_{c2}A_{cs}\sin\alpha}{A_c} \right) A_c \quad (2.17)$$

De acordo com Kaneko (1992) *apud* Faleiros Junior (2018), o dimensionamento da chave de cisalhamento deve ser realizado utilizando a teoria da mecânica das fraturas lineares combinada com a teoria das bielas e tirantes. Na Figura 2-26 é apresentado o modelo de ruptura onde, no início do carregamento, existe uma elevada tensão, e esta, ultrapassando a tensão resistente à tração, provoca uma fissura inclinada. Com o acréscimo do carregamento, as tensões propagam-se por toda a chave de cisalhamento e a fissura inclinada atinge um ponto baixo de tensões e cessa seu aumento, assim, o aumento da força faz com que exista uma rotação dos eixos principais, surgindo as tensões normais de compressão, solicitando as bielas comprimidas e, portanto, o seu modelo de ruptura.

Figura 2-26: Modelo das fraturas nas chaves de cisalhamento



Fonte: Kaneko (1992) *apud* Faleiros Junior (2018).

No Brasil utiliza-se com frequência as chaves de cisalhamento nas ligações entre pilar-fundação, no trabalho de Canha (2012) procurou-se estudar um modelo e recomendar orientações de projeto para este tipo de ligação nas fundações, e, baseado na teoria de Rizkalla (1989), desenvolveu-se ajustes nas formulações da resistência, adaptando para o tipo de ligação com base em diversos ensaios realizados e ajustados. É importante mencionar

novamente que a chave de cisalhamento na fundação está confinada e, portanto, tem sua rotação impedida, otimizando o efeito da ligação viga pilar.

Além disso, as proporções das chaves de cisalhamento são essenciais para um melhor funcionamento, isso foi comprovado com os resultados obtidos por Rizkalla (1989), portanto, a NBR 9062:2017 recomenda que as chaves de cisalhamento tenham uma rugosidade mínima de 1 cm a cada 10 cm, formando um ângulo de 45°.

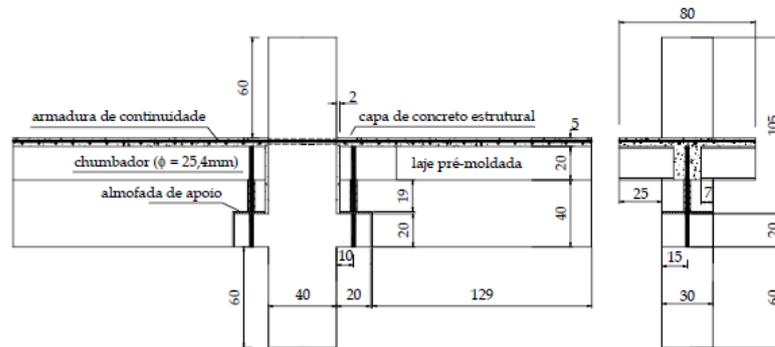
2.7 ALGUNS EXEMPLOS DE ANÁLISE NUMÉRICA

Hoje no mercado existe uma diversidade de programas comerciais que se utilizam do M.E.F. (Método dos Elementos Finitos) como por exemplo o SAP2000, ANSYS, ABAQUS®, entre outros que resolvem estruturas complexas dos mais variados tipos. Esses programas estão tornando-se muito populares em problemas acadêmicos, principalmente em problemas onde é possível realizar a calibração por meio de ensaios experimentais, em sua maioria desenvolvido nas universidades, possibilitando obter parâmetros confiáveis e de forma segura aos projetistas de estruturas.

Silva (2018) apresentou um estudo importante que utiliza modelagem numérica em diversas ligações pré-moldadas com o intuito de estudar, principalmente, os parâmetros de momento rotação das ligações pilar-viga.

Silva (2018) utiliza como referência a tese de Doutorado de Miotto (2002), cuja autora ensaiou ligações entre pilar-viga com objetivo de avaliar e quantificar a continuidade dessas ligações. Miotto (2002) também realizou uma modelagem numérica das ligações ensaiadas experimentalmente em seu trabalho utilizando o programa ANSYS®. Uma ilustração do modelo ensaiado por Miotto (2002) e modelado por Silva (2018) é apresentado na Figura 2-27

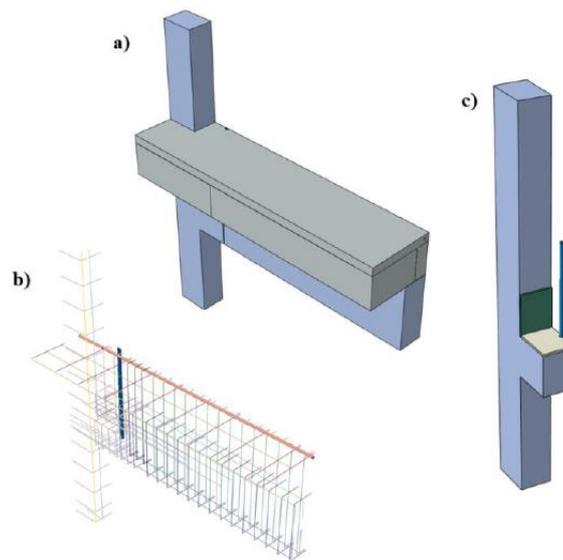
Figura 2-27: Ligação viga pilar (modelo 2.1)



Fonte: Miotto (2002).

Uma ilustração das partes do modelo numérico, realizado por Silva (2018), é apresentado na Figura 2-28.

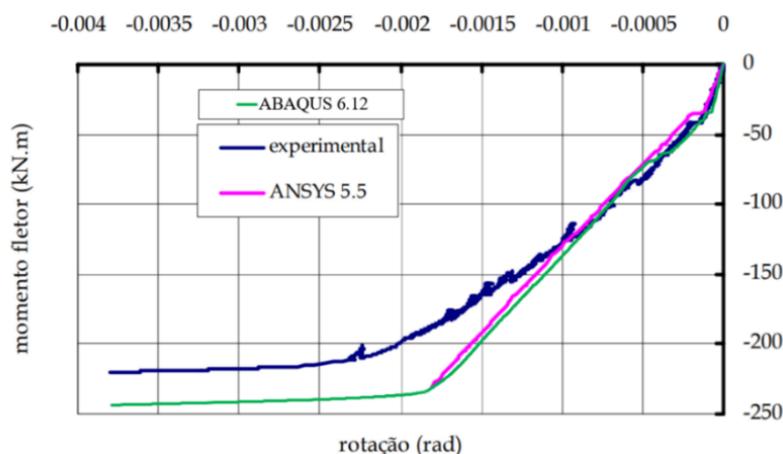
Figura 2-28: Partes do modelo numérico utilizando o ABAQUS®



Fonte: Silva (2018).

Os resultados apresentados por Silva (2018) estão ilustrados na Figura 2-29 e demonstram que os resultados obtidos por Miotto (2012), utilizando a ferramenta de análise ANSYS 5.5, comparada com a utilizada por Silva (2018), foram bem próximas e se aproximaram também com os resultados obtidos experimentalmente.

Figura 2-29: Comparação da análise numérica – experimental do momento-rotação da ligação viga pilar do (modelo 2.1) de Miotto (2012)



Fonte: Silva (2018).

Os resultados da rigidez do modelo numérico obtidos por Silva (2018) e os obtidos por Miotto (2002), são apresentados na Tabela 2-4.

Tabela 2-4: Resultados da análise numérica de Silva (2018) e Miotto (2002)

Estágio	ABAQUS 6.12		Miotto (2002)		Relação <i>Abaqus 6.12</i> <i>Miotto (2002)</i>
	Rigidez kN.m/rad	Redução	Rigidez kN.m/rad	Redução	
Estágio 1	334917	-	312995	-	1,07
Estágio 2	114092	65,93 %	67466	78,45 %	1,69
Estágio 3	4690	98,60%	7793	97,51%	0,60

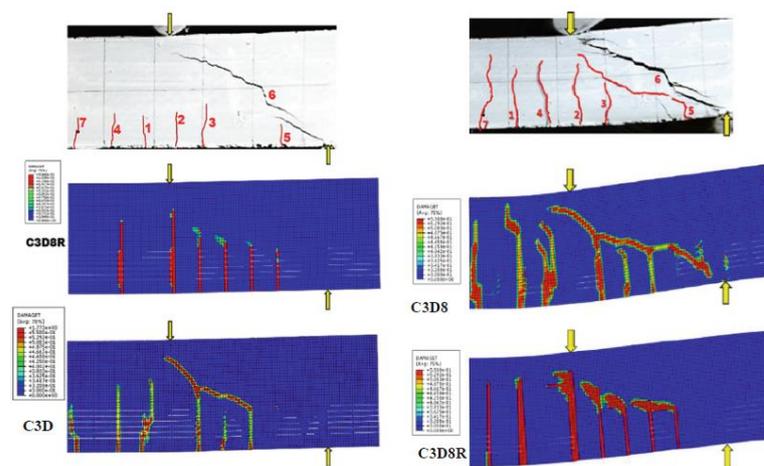
Fonte: Silva (2018).

Os resultados obtidos numericamente, comparados com os obtidos experimentalmente, não apresentam resultados idênticos, e Silva (2018) justifica essa diferença de resultados basicamente em importantes pontos: a resistência dos materiais obtidos experimentalmente por Miotto (2002) são resultados médios ou característicos e que não representam o comportamento do concreto por completo, e justifica a diferença devido a utilização de alguns parâmetros, como, por exemplo, a almofada de argamassa modificada que teve sua discretização no modelo como sendo linear. Silva (2018) também cita que a relação constitutiva do concreto, tanto para a tração quanto à compressão, embora tenha resultados similares aos resultados experimentais, ainda assim é uma tentativa de entender o fenômeno de ruptura desses elementos e, portanto, nunca irão ser idênticos, e ele finaliza afirmando que os parâmetros utilizados na análise estão adequados e os resultados apresentados ilustram bem o comportamento das ligações.

Uma outra demonstração da utilização do método dos elementos finitos aplicados em estruturas de concreto é apresentada por Aymerich (2020), onde o autor simulou numericamente o comportamento de vigas de concreto armado, comparando os resultados com um ensaio experimental, obtendo resultados interessantes, principalmente com o padrão de fissuração, pois, de acordo com o autor, as respostas do modelo numérico foram aceitáveis e a carga crítica do modelo numérico é ligeiramente maior que o obtido no ensaio. A ilustração do padrão de fissuração obtidos pelo autor é apresentado na

Figura 2-30.

Figura 2-30: Comparação das fissuras do modelo experimental com modelo numérico utilizando o recurso numérico do CDP



Fonte: Aymerich (2020).

2.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO

Existe na literatura nacional e internacional diversos trabalhos relacionados ao estudo da chave de cisalhamento, esses estudos, em sua maior parte, estão direcionados para ligação pilar-fundação, onde se tem uma grande aceitação, utilização e efetividade da chave de cisalhamento. Portanto, o estudo realizado por Faleiros Junior (2018) foi um estudo pioneiro em que autor aprofunda o comportamento do mecanismo de chave de cisalhamento na ligação viga-pilar, e que, devido falta de estudos comprovando a eficácia do mecanismo, surge a necessidade de novos estudos para dar confiabilidade a utilização da chave de cisalhamento, resistindo aos esforços de força cortante na ligação viga-pilar. Desse modo, procurou reunir-se neste capítulo informações adicionais sobre o comportamento da chave de cisalhamento e alguns dos trabalhos realizados numericamente, que se julgou necessário citá-los para a contribuição deste trabalho.

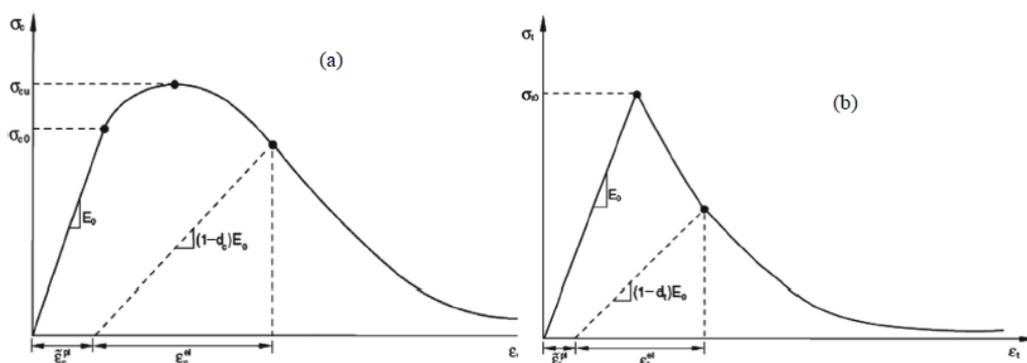
3. MODELO CONSTITUITIVO E TÉCNICAS DE MODELAGEM

Neste capítulo são apresentados os modelos constitutivos que representam o comportamento dos materiais, como por exemplo o concreto e o aço. Também neste capítulo são apresentadas algumas das técnicas disponíveis no software ABAQUS®, que foram utilizadas neste trabalho.

3.1 MODELO CONSTITUITIVO DO CONCRETO

Para a representação do comportamento estrutural do concreto será utilizado a técnica de análise numérica que é disponibilizada pelo software ABAQUS®, denominado CDP (*Concrete Damaged Plasticity*), onde a análise numérica é baseada em critérios de danos plásticos, onde teoria do modelo é baseada em uma função matemática, proposta por Lubliner (1989) e adaptado por Lee e Fenves (1998) *apud* Medeiros (2018). Esse modelo foi desenvolvido para representar o comportamento de materiais frágeis, como o concreto, onde os danos à compressão (esmagamento) e os danos a tração (fissuras) são os modos de ruptura do modelo. A ilustração do modelo matemático, sendo o modelo à esquerda a resposta à compressão e o da direita o modelo resposta à tração do concreto. é apresentada na Figura 3-1.

Figura 3-1: Representação do modelo matemático que representa o concreto



Fonte: ABAQUS® (2017).

Logo, o modelo é associado ao comportamento não linear do concreto e a linha tracejada representa a rigidez danificada do material, e isto significa que se o material viesse a sofrer um processo cíclico de carregamento e descarregamento essa seria a rigidez danificada do material, já considerando os esmagamentos e fraturas relacionados ao dano do material.

Para encontrarmos o dano d_c que definimos como a degradação do material em uma região comprimida e a d_t que é a degradação do concreto em uma região submetida a tração é necessário encontrarmos as tensões e deformações dos materiais obtidos experimentalmente, mas que, na falta desses resultados, alguns autores propõem modelos matemáticos que simulam o comportamento do material, um dos mais utilizados é o proposto por Guo (2014), modelo amplamente utilizado no meio acadêmico.

As variáveis d_c e d_t , de acordo com Jankowiak e Lodygowski (2005) *apud* Medeiros (2018), podem ser obtidas nas funções tensões resistentes e tensões e deformações plásticas dos materiais, podendo ser escritas de acordo com a equação (3.1) para os danos a compressão e a equação (3.2) para o dano a tração:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad (3.1)$$

Sendo:

d_c = porcentagem de degradação do concreto a compressão.

σ_c = tensão de resistência plástica concreto a compressão.

f_c = tensão de resistência do concreto a compressão.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (3.2)$$

Sendo:

d_t = porcentagem de degradação do concreto a tração.

σ_t = tensão de resistência plástica do concreto a tração.

f_t = tensão de resistência do concreto a tração.

O modelo proposto por Guo (2014) supõe que curva tensão-deformação a compressão seja convertida em um sistema de coordenadas cartesianas, conforme equações (3.3) e (3.4) apresentadas a seguir:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad (3.3)$$

Sendo:

x = abcissa do sistema cartesiano.

ε = deformação plástica do material.

ε_p = deformação última do material.

$$y = \frac{\sigma}{f_c} \quad (3.4)$$

Sendo:

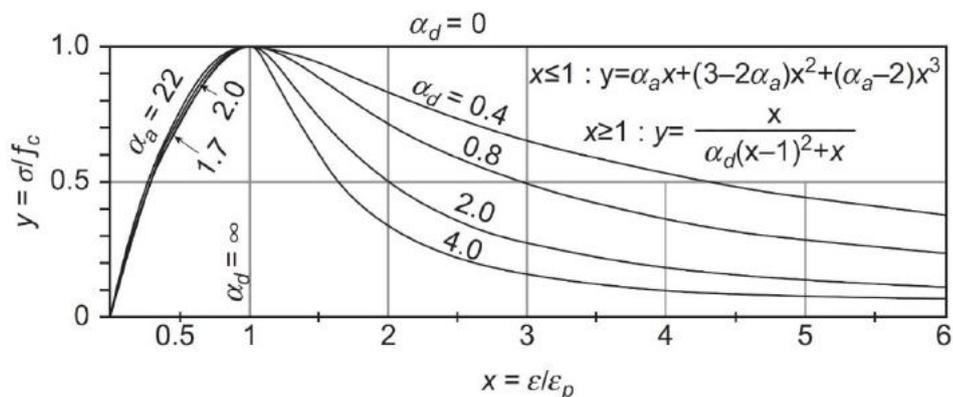
y = ordenada do sistema cartesiano.

σ = tensão de resistência plástica concreto a compressão.

f_c = tensão de resistência do concreto a compressão.

Uma ilustração da curva teórica tensão deformação é apresentada abaixo na Figura 3-2.

Figura 3-2: Curva tensão deformação do concreto (compressão)



Fonte: Guo (2014).

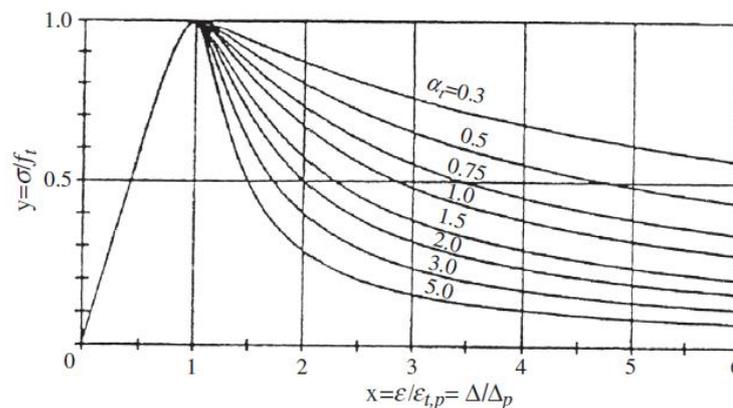
O trecho ascendente e descendente da curva teórica do comportamento a compressão foi proposto por Guo (2014), conforme ilustrada na Figura 3-2, e o comportamento é representado por funções diferentes em que o valor de α_a e α_d podem ser obtidos de acordo com a Tabela 3-1 e de acordo com as classes de resistência do concreto.

Tabela 3-1: Parâmetros para obtenção da curva tensão-deformação do concreto

Classe de Resistência	Grau de Cimento Utilizado	α_a	α_d	ε_p (10^{-3})
C20,C30	32,5	2,2	0,4	1,40
	42,5	1,7	0,8	1,60
C40	42,5	1,7	2,0	1,80

Fonte: Adaptado Guo (2014).

Para a representação do modelo constitutivo do comportamento do concreto a tração, Guo (2014) também apresenta equações que representam a curva tensão-deformação do concreto, que é ilustrada na Figura 3-3.

Figura 3-3: Parâmetros α_t , para o comportamento a tração do concreto

Fonte: Guo (2014).

A equação do trecho ascendente e descendente para o comportamento a tração foi proposto por Guo (2014) e, para a utilização, é necessário converter as tensões e deformações em um sistema de coordenadas cartesianas onde a abscissa e a ordenada podem ser obtidas de acordo com as equações (3.5) e (3.6) :

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,p}} \quad (3.5)$$

Sendo:

x = abscissa do sistema cartesiano.

ε = deformação plástica do material.

ε_p = deformação última do material.

$$y = \frac{\sigma}{f_{cr}} \quad (3.6)$$

Sendo:

y = ordenada do sistema cartesiano.

σ = tensão de resistência plástica concreto a compressão.

f_{cr} = tensão de resistência do concreto a tração.

O trecho ascendente da curva tensão-deformação apresentado por Guo (2014) pode ser obtido pelas seguintes equações (3.7) e (3.8).

$$x \leq 1 \quad y = 1,2x - 0,2x^6 \quad (3.7)$$

$$x > 1 \quad y = \frac{x}{\alpha_t(x - 1)^{1,7} + x} \quad (3.8)$$

Sendo o valor de α_t o valor do trecho da equação descendente e, de acordo com Guo (2014), pode ser obtido conforme a equação:

$$\alpha_t = 0,312ft^2 \quad (3.9)$$

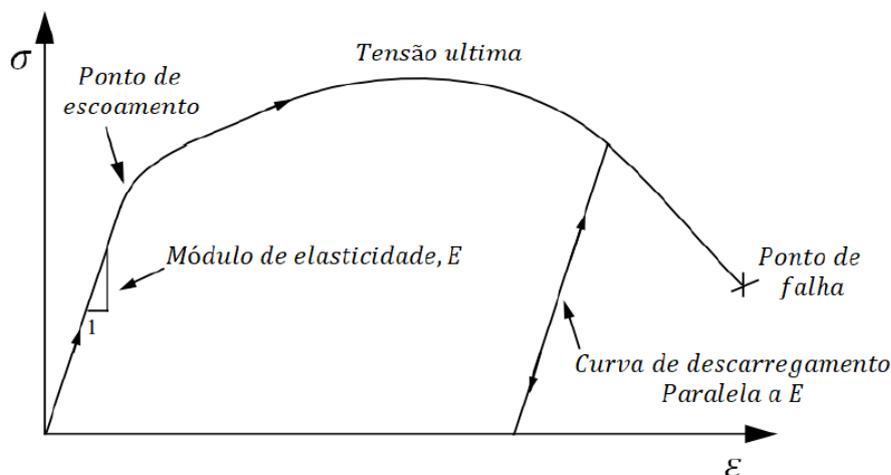
Sendo:

ft = resistência a tração do concreto.

3.2 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

O aço será modelado utilizando o modelo não linear e plástico, comportamento típico da maioria dos aços utilizados na construção civil. Uma ilustração do comportamento elasto-plástico do aço é apresentada na Figura 3-4.

Figura 3-4: Gráfico da tensão-deformação do aço



Fonte: Silva (2019).

Em termos práticos, é necessário apenas indicar o módulo de elasticidade do aço e a tensão limite de escoamento com a deformação elástica com o valor de 0,00. Essa informação faz que o programa entenda que atingindo a tensão elástica do aço, o material apresenta comportamento com deformações plásticas.

3.3 CONTATO

Uma parte importante da modelagem em elementos finitos é a interação entre as partes constituintes do modelo, principalmente em estruturas pré-moldadas que possuem diferentes idades de curas e suas interfaces de cisalhamento bem definidas.

Os diferentes tipos de contatos utilizados neste trabalho são apresentados abaixo:

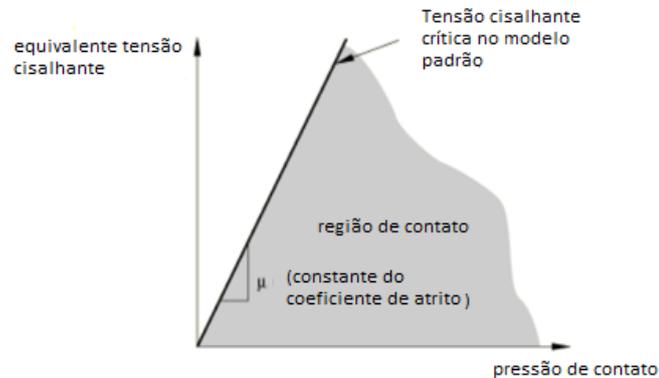
Embedded Region: de acordo com ABAQUS® (2017), é um contato que deve ser utilizado quando temos um material embutido dentro de outro material, como por exemplo podemos citar o caso do aço embutido dentro do concreto, esse contato garante a interação perfeita entre os elementos.

Tangential Behavior: Esse contato, de acordo com ABAQUS® (2017), simula a interação entre as superfícies, respeitando a lei de Coulomb descrita de acordo com equação (3.10):

$$\tau_{crit} = \mu p \quad (3.10)$$

Uma ilustração do comportamento da ligação com o atrito é apresentada na Figura 3-5.

Figura 3-5: Comportamento da ligação com a utilização do coeficiente de atrito



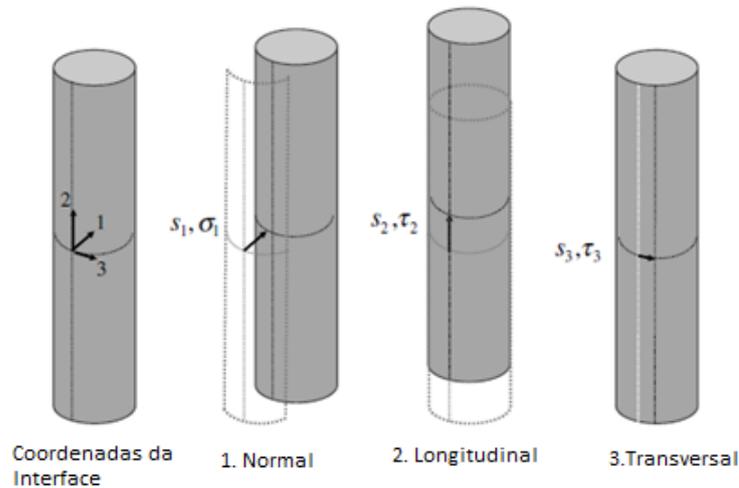
Fonte: Adaptado ABAQUS® (2017).

Alternativamente de acordo com ABAQUS® (2017), o usuário pode deixar no modo *default*, ou escolher um coeficiente de atrito adequado para o modelo ou, ainda, pode escolher uma tensão de cisalhamento limite, onde, conforme o ABAQUS® (2017), é necessário quando a tensão de contato possa tornar-se muito grande, como por exemplo em processo de fabricação, não seguindo as leis de Coulomb.

Normal Behavior: De acordo com ABAQUS® (2017), esse contato é um auxiliar do contato tangencial e é utilizado para que as superfícies de contato não se sobreponham uma sobre a outra.

Cohesive Behavior: Esse contato é interessante pois, de acordo com ABAQUS® (2017), ele é utilizado quando a superfície de contato é infinitamente pequena, como por exemplo as ranhuras da armadura de aço. Essa é uma mola representada por rigidezes denominadas K_{nn} que é a rigidez normal a superfície de contato e as outras K_{ss} e K_{tt} que são as rigidezes das tensões cisalhantes 1 e 2, ilustrada conforme Figura 3-6.

Figura 3-6: Orientação das tensões normais e as tensões cisalhantes



Fonte: Adaptado Murcia-Delso (2014).

De acordo com o ABAQUS® (2017), inicia-se o dano na ligação quando atingimos o valor unitário das tensões resistentes, conforme equação (3.11):

$$\max \left\{ \frac{t_n}{t_n^0} + \frac{t_s}{t_s^0} + \frac{t_t}{t_t^0} \right\} \quad (3.11)$$

Sendo:

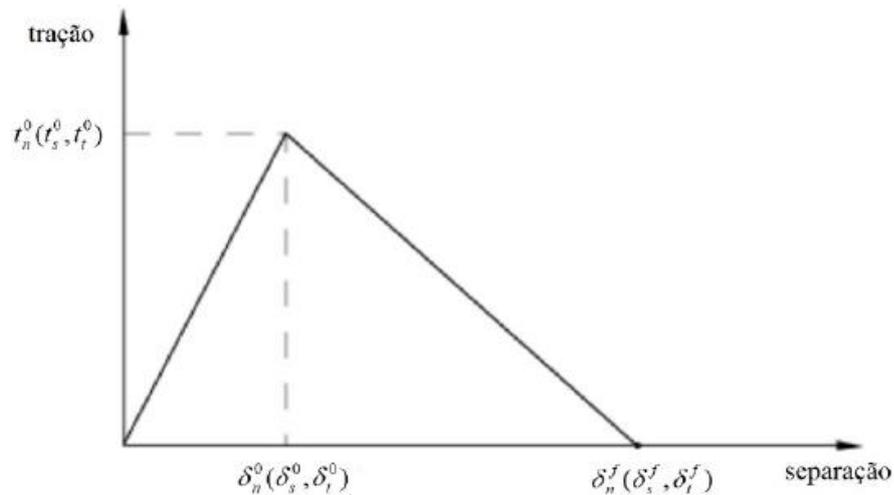
t_n, t_s e t_t = são as tensões normais, cisalhantes longitudinal e transversal, respectivamente.

t_n^0, t_s^0 e t_t^0 = = são as tensões normais, cisalhantes longitudinal e transversal máximas, respectivamente que podem ser obtidas experimentalmente e devem ser implementadas no software.

Damage: Esse contato é utilizado quando se é necessário implementar um dano à ligação em estudo, o usuário pode especificar o dano como sendo a máxima tensão encontrada em um ensaio experimental por exemplo ou, então, o máximo deslocamento da ligação, e a evolução do dano pode ser especificada como linear ou uma curva exponencial.

Uma ilustração do comportamento da ligação *Cohesive Behavior*, em conjunto com o *Damage* é apresentada na Figura 3-7.

Figura 3-7: comportamento do *Cohesive Behavior e Damage*



Fonte: Adaptado ABAQUS® (2017).

3.4 PÂRAMETROS DE PLASTICIDADE DO CONCRETO

É necessário fornecer ao software parâmetros para o modelo CDP disponível no ABAQUS®. Os parâmetros são apresentados abaixo:

O ângulo dilatação (ψ), segundo o ABAQUS® (2017), é o ângulo medido no plano p-q em alta pressão de confinamento, que fisicamente interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto.

A excentricidade (ϵ) é outro parâmetro a ser inserido e, de acordo com Jankowaiak e Lodygowski (2005), pode ser entendida como uma proporção de força de tração para a resistência à compressão, o manual do ABAQUS® (2017) apresenta o valor padrão de 0,1 para o modelo de CDP.

A relação (f_{b0}/f_{c0}) também deve ser fornecida ao software e, de acordo Kupfer, Hilsdorf e Rusch (1969) *apud* (Medeiros, 2018), trata-se da relação entre as tensões no estado biaxial para o estado uniaxial. O Manual do ABAQUS® (2017) recomenda a utilização do valor de 1,16.

O parâmetro conhecido como (K_c), que, de acordo o ABAQUS® (2017), é uma modificação da hipótese de força proposta por Drucker-Prager, sendo recomendado utilizar o valor de 0,666.

E por último, o parâmetro de viscosidade (ν), que, de acordo com ABAQUS® (2017), é um fator de regularização visco plástica das equações constitutivas, sendo recomendado a utilização do valor padrão de 0. Quanto menor esse valor, maior será o tempo de

processamento, pois o tempo de convergência dos resultados aumenta consideravelmente. Demir *et al.* (2018) realizou um estudo paramétrico variando os valores de viscosidades, comparando os resultados com um experimento de uma viga de concreto armado, e para a viscosidade com o valor de 0,001 apresentou um erro de 6,3%, valor considerado razoável para análises numéricas.

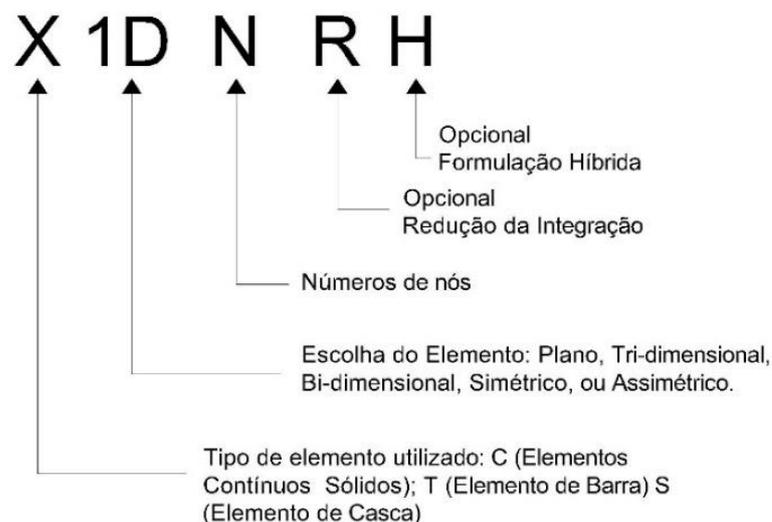
Entende-se que não se fez necessário um estudo de calibração desses parâmetros, sendo utilizados como referência os utilizados por Silva (2018), onde o autor obteve resultados satisfatórios em seu trabalho.

3.5 TIPOS DE ELEMENTOS E MALHA

A correta discretização do modelo numérico exige o conhecimento prévio da biblioteca disponível, principalmente do elemento que descreve o comportamento mecânico estrutural, e que internamente em cada elemento apresenta as formulações que simulam o seu comportamento em frente às solicitações.

O software ABAQUS® possui em sua biblioteca interna diversos elementos disponíveis para análise numérica, dentre esses elementos podemos citar o elemento sólido que é um elemento tri-dimensional, e este elemento é utilizado para simular vigas e pilares, onde estarão submetidos a um estado tri-axial de tensões, de acordo com ABAQUS® (2017). O software apresenta uma nomenclatura para os elementos de acordo com o tipo de elemento e particularidades de análise, sendo apresentada na Figura 3-8.

Figura 3-8: Nomenclatura dos tipos de elementos



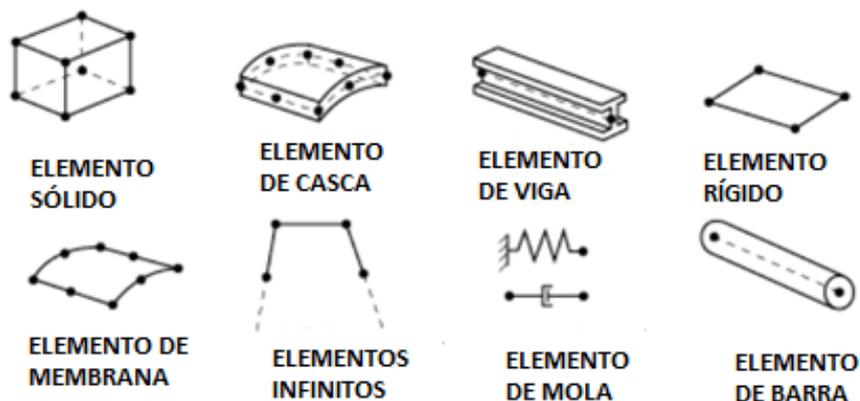
Fonte: Adaptado ABAQUS® (2017).

Existe também na biblioteca de análise o elemento *Shell* (Casca), que é utilizado para representar elementos planos, como por exemplo lajes, que em geral as ações são predominantemente verticais, perpendiculares à sua face horizontal.

É também disponibilizado no ABAQUS® o elemento *Wire*, onde em suas formulações internas apresenta o comportamento axial, e este elemento geralmente é utilizado para simular o comportamento de barras, que trabalha com esforços predominantemente axiais, como por exemplo as armaduras embutidas dentro do concreto.

Portanto, a correta utilização de cada elemento é essencial para a resposta adequada do modelo numérico, por exemplo, as armaduras negativas utilizadas no ensaio experimental de Faleiros Junior (2018). Esta armadura é importante na análise, pois além dela ser submetida a esforços na direção axial, ela também contribui com a resistência da força cortante, como o efeito comumente chamado de efeito pino, portanto, é aconselhável para essa armadura a utilização do elemento sólido, possibilitando obter as tensões cisalhantes desta armadura. Uma ilustração dos tipos de elementos que o software possui é apresentada na Figura 3-9.

Figura 3-9: Ilustração dos elementos de análise



Fonte: Adaptado ABAQUS® (2017).

Após a correta definição do elemento a ser utilizado, faz-se necessário realizar a divisão desses elementos em pequenas partes, comumente chamado de malhas. Essa subdivisão é importante na análise, porque em cada subdivisão que realizamos do elemento é necessário a correta interação entre as pequenas partes do modelo que estão conectadas através de nós, e que, internamente, possuem as informações da rigidez do elemento, e, portanto, a correta discretização é essencial para uma análise segura.

Neste trabalho serão adotados os modelos sólidos representando os pilares, as vigas, o mecanismo de cisalhamento, a almofada elastomérica, a armadura negativa, e o pino da

ligação positiva. As armaduras embutidas dentro do concreto, como estribos e armaduras positivas, serão utilizadas o elemento do tipo *Wire*.

Não houve necessidade de um estudo de calibração da abertura de malhas, sendo usados como referência os utilizados por Silva (2018), onde o autor obteve excelentes resultados em sua análise e as aberturas serão apresentadas ao decorrer do trabalho, individualmente em cada análise numérica.

3.6 ETAPAS DE CARREGAMENTO E CONDIÇÕES DE CONTORNO

O ABAQUS® possui diversas técnicas de análises, dentre elas podemos citar a utilizada neste trabalho, a análise ABAQUS®/Static, que, de acordo com ABAQUS® (2017), é utilizada para elementos estruturais estáticos com comportamento não-linear.

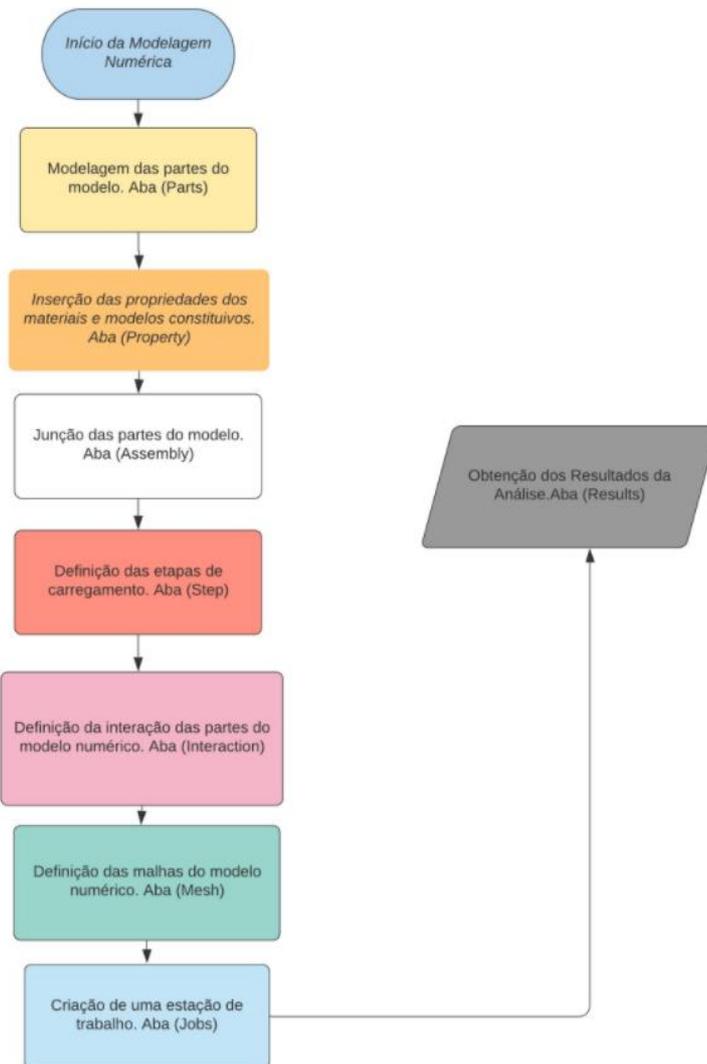
É possível inserir uma amplitude de carregamento de forma que a carga aplicada não seja aplicada de uma vez só, simulando o tempo de carregamento e descarregamento do ensaio experimental, e em cada análise realizada neste trabalho, quando julgar necessário, a utilização de uma amplitude será elucidada.

O software ABAQUS® possui uma gama considerável de formas em aplicar o carregamento no elemento estrutural, e buscou-se neste trabalho ser o mais fiel possível aos experimentos, portanto, será indicado a forma de aplicação dos carregamentos nas análises realizadas neste trabalho individualmente.

As restrições de apoio, usualmente chamadas de condições de contornos, serão inseridas e apresentadas de forma individual a cada modelo, de forma a representar o modelo experimental mais próximo possível da realidade.

3.7 ORDEM DE MODELAGEM NUMÉRICA NO ABAQUS®

Para uma modelagem numérica organizada e eficiente é importante o usuário inserir as informações do seu modelo numérico, obedecendo uma ordem de lançamento. O software ABAQUS® já apresenta os módulos de trabalho separadamente e o usuário define as características do modelo em ordem. Na Figura 3-10 é apresentado um fluxograma com a ordem de modelagem utilizada neste trabalho e os módulos que estão disponíveis na ferramenta, podendo o usuário inverter um ou outro processo de modelagem sem interferir nos resultados.

Figura 3-10: Fluxograma da ordem de lançamento do modelo numérico

Fonte: Autor.

3.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO

Os modelos constitutivos apresentados são modelos largamente utilizados em trabalhos acadêmicos, portanto, conhecidos e com uma ótima aceitação dos resultados representando bem o comportamento do material, e o software ABAQUS® apresenta uma grande quantidade de contatos que podem ser implementados, aproximando o comportamento numérico do comportamento real da estrutura.

4. CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

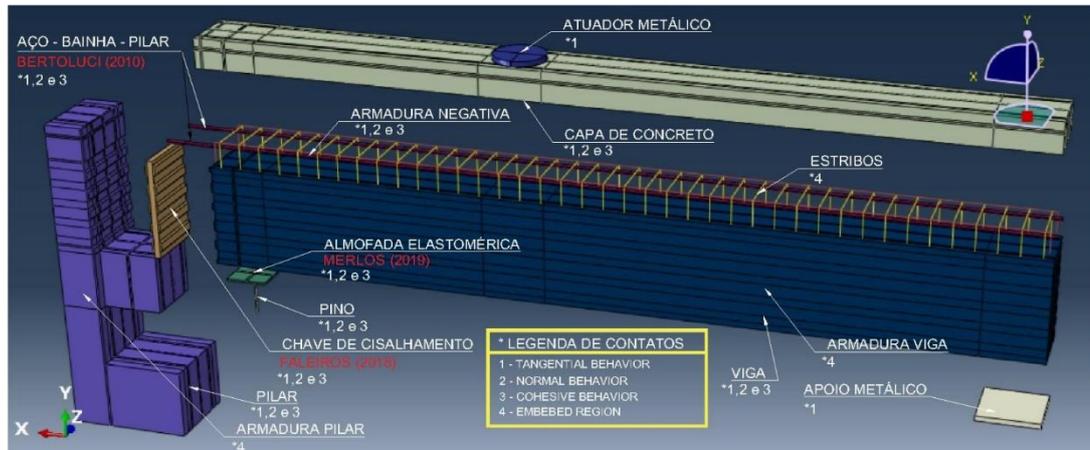
Neste capítulo é apresentada a metodologia aplicada e os resultados da calibragem dos elementos estruturais isolados, com base em ensaios experimentais, para que os modelos numéricos sejam representados de forma adequada e os resultados aproximem-se o máximo possível da realidade.

4.1 CALIBRAGEM DAS PARTES DO MODELO NUMÉRICO

As estruturas pré-moldadas possuem características mecânicas importantes, pois os elementos que compõe a estrutura, como por exemplo as vigas e pilares, são fabricados de forma individual em uma fábrica e esses elementos são conectados entre si, na fase de montagem da estrutura, por isto, a definição dos parâmetros corretos da interação entre os elementos é crucial para a obtenção de bons resultados em uma análise numérica. Por esse motivo optou-se por realizar a calibragem de algumas partes, consideradas essenciais, que fazem parte do modelo global, utilizando como referência ensaios experimentais (Faleiros Junior 2018, Merlos 2019 e Bertolucci 2010), dando robustez para a modelagem numérica global dos protótipos em escala real que foram ensaiados experimentalmente por Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016).

Uma ilustração da maquete tridimensional representando o protótipo ensaiado por Faleiros Jnuir (2018), indicando as partes importantes que interferem diretamente nos resultados, com os autores dos experimentos indicados em vermelho e a legenda da interação entre as partes do modelo é ilustrada na Figura 4-1

Figura 4-1: Partes e elementos do modelo global

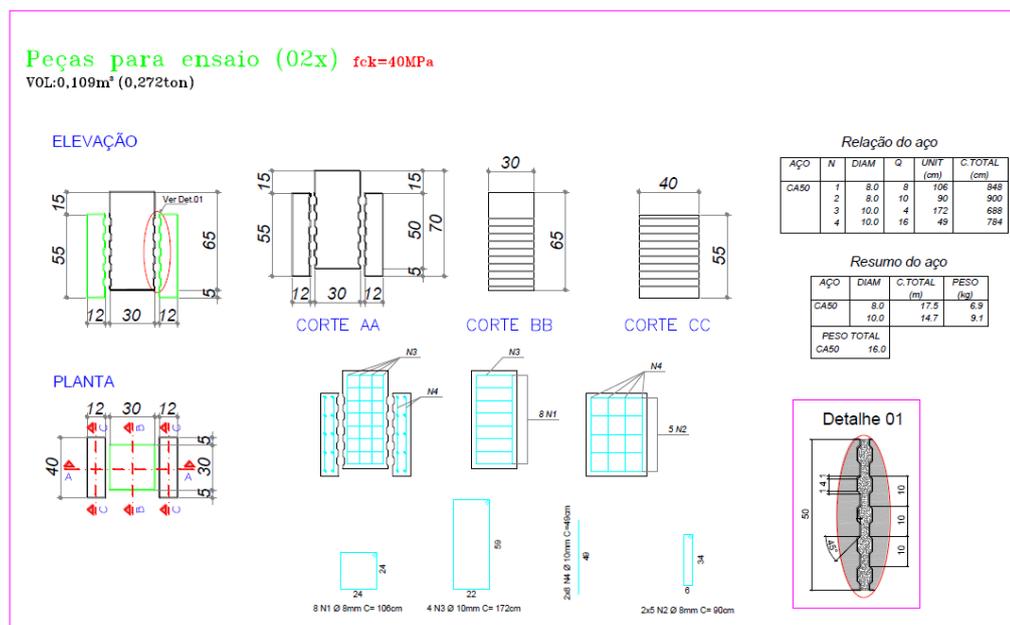


Fonte: Autor.

4.2 MODELO NUMÉRICO DO CISALHAMENTO DIRETO

A calibração dos parâmetros da análise numérica do mecanismo de chave de cisalhamento utilizou-se como base o ensaio experimental de cisalhamento direto, realizado por Faleiros Junior (2018), onde o autor confeccionou dois corpos de provas denominados PR1 e PR2, simulando as ranhuras utilizadas no modelo em escala real da ligação viga-pilar, buscando confirmar a efetividade do mecanismo em frente aos esforços cisalhantes.

Figura 4-2: Detalhes de projeto do modelo PCR

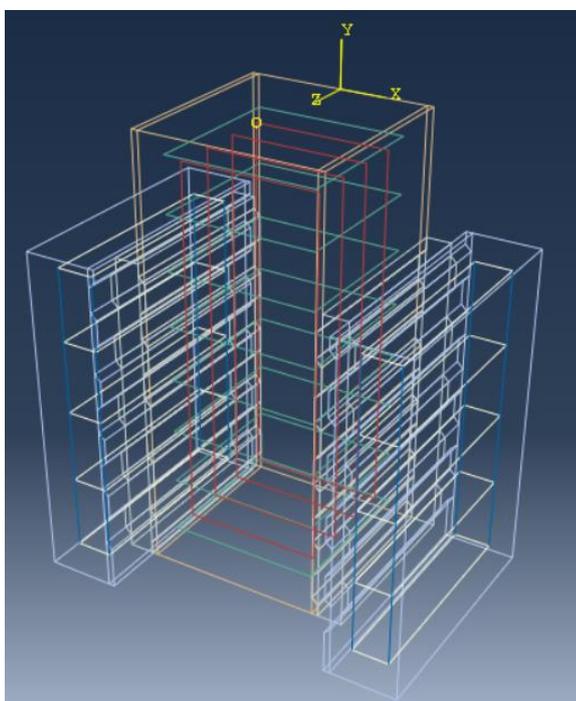


Fonte: Faleiros Junior (2018).

O modelo ensaiado experimentalmente por Faleiros Junior (2018) é composto por duas vigas laterais e um pilar central, com as ranhuras configurando a chave de cisalhamento e preenchido, posteriormente, com graute, portanto, as dimensões do experimento e detalhes de armadura são apresentadas na Figura 4-2.

Para a modelagem numérica utilizou-se, para os pilares de concreto e para o graute, o elemento sólido, e para as armaduras de aço embutidas no concreto foram utilizados o elemento *wire*. Uma imagem do modelo tridimensional com transparência ilustrando as armaduras do modelo PR é apresentada na Figura 4-3.

Figura 4-3: Modelo PR no software ABAQUS®



Fonte: Autor.

Após definida a geometria é necessário alimentarmos o software com informações do modelo constitutivo que representa o comportamento dos materiais, inserindo as informações com base em resultados obtidos experimentalmente e apresentadas por Faleiros Junior (2018).

Para o concreto pré-fabricado, de acordo com Faleiros Junior (2018), o traço utilizado é de 40 MPa, e para o graute foi utilizado o material “super graute”, marca da empresa Quartzolit, e foram obtidas as seguintes resistências nos ensaios experimentais apresentadas nas Tabela 4-1 e Tabela 4-2.

Tabela 4-1: Resultados dos ensaios experimentais do concreto pré-fabricado

Massada	Espalhamento (mm)	Corpos de prova	Moldagem	Rompimento	f _{cj} (MPa)
Massada-1	650	CP1	25/01/2018	15/02/2018	35,3
		CP2	25/01/2018	15/02/2018	32,6
		CP3	25/01/2018	15/02/2018	36,4
Massada-2	650	CP4	25/01/2018	15/02/2018	37,9
		CP5	25/01/2018	20/02/2018	38,4
		CP6	25/01/2018	20/02/2018	37,8
Massada-3	620	CP1	27/01/2018	20/02/2018	42,3
		CP2	27/01/2018	20/02/2018	42,1
		CP3	27/01/2018	20/02/2018	42,2
		CP4	27/01/2018	20/02/2018	42,3

Fonte: Faleiros Junior (2018).

Tabela 4-2: Resultados dos ensaios experimentais do “super graute”

Material	Corpo de prova	Moldagem	Rompimento	f _{cj} de rompimento (MPa)
Super graute quartzolit	GR1	10/02/2018	15/02/2018	42,70
Super graute quartzolit	GR2	10/02/2018	20/02/2018	45,10

Fonte: Faleiros Junior (2018).

Os dados de contato utilizados na modelagem numérica são apresentados na Tabela 4-3.. Justifica-se a utilização de uma baixa rigidez, pois a ligação foi modelada numericamente, levando em conta as ranhuras, e, portanto, essa rigidez somente simula o comportamento da adesão inicial entre as partes conectadas.

Tabela 4-3: Parâmetros do contato da ligação (PR)

Rigidez Ligação (MPa/mm)			Dano (Ligação) (MPa)			Coef, Atrito
K _{nn}	K _{ss}	K _{tt}	Normal	Cortante 1	Cortante 2	
1,26	0,49	0,49	4,85	1,595	1,595	0,6

Fonte: Autor.

Os parâmetros utilizados dos materiais para a simulação numérica do modelo PR, sendo o aço, o concreto e o graute, estão apresentados nas Tabela 4-4, Tabela 4-5 e Tabela 4-6, respectivamente, conforme os resultados das resistências obtidas experimentalmente.

Tabela 4-4: Parâmetros do aço

f _y (MPa)	f _u (MPa)	E (MPa)	v	ε ‰
500	550	200000	0,3	0

Fonte: Autor.

Tabela 4-5: Parâmetros do concreto (PR)

Modelo	PR	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 35417$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
12,00	0,0000	0	
32,21	0,0003	0	
38,02	0,0005	0	
40,08	0,0009	0	
30,09	0,0021	0,2478	
20,08	0,0034	0,498	
14,36	0,0046	0,6411	
10,97	0,0057	0,7256	
8,81	0,0067	0,7797	
7,33	0,0078	0,8167	
6,26	0,0088	0,8434	
5,46	0,0098	0,8635	
4,84	0,0108	0,8791	
4,34	0,0118	0,8916	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
3,5003	0	0	
1,9619	9,00E-05	0,4395	
1,2026	0,00016	0,6564	
0,8653	0,00022	0,7528	
0,6812	0,00028	0,8054	
0,5661	0,00033	0,8383	
0,4873	0,00038	0,8608	
0,4299	0,00043	0,8772	
0,3861	0,00048	0,8897	
0,3515	0,00053	0,8996	
0,3235	0,00058	0,9076	

Fonte: Autor.

Tabela 4-6: Parâmetros do graute (PR)

Modelo	PR	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 37566$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
13,50	0,0000	0	
36,00	0,0003	0	
42,68	0,0005	0	
45,09	0,0008	0	
33,85	0,0021	0,2478	
22,59	0,0034	0,498	
16,15	0,0046	0,6411	
12,35	0,0057	0,7256	
9,91	0,0067	0,7797	
8,25	0,0077	0,8167	
7,05	0,0088	0,8434	
6,14	0,0098	0,8635	
5,44	0,0108	0,8791	
4,88	0,0118	0,8916	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
3,7904	0	0	
1,9747	1,00E-04	0,479	
1,1697	0,00017	0,6914	
0,8293	0,00023	0,7812	
0,6477	0,00029	0,8291	
0,5355	0,00034	0,8587	
0,4594	0,00039	0,8788	
0,4043	0,00044	0,8933	
0,3625	0,00049	0,9044	
0,3295	0,00055	0,9131	
0,3028	0,0006	0,9201	

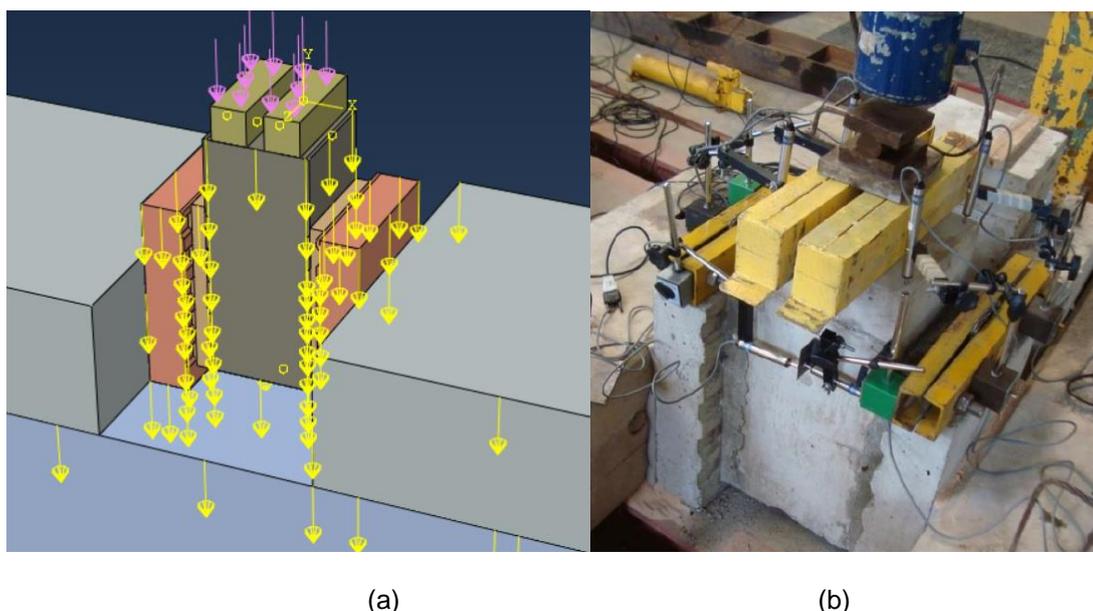
Fonte: Autor.

Definida a geometria e as características dos materiais, é necessário implementar os carregamentos e as condições de contorno.

Em seu ensaio experimental, Faleiros Junior (2018) aplicou uma força na parte superior do corpo de prova de 456,70 kN para o modelo PR1 e 583,73 kN para o modelo PR2, e com base no carregamento aplicado pelo autor, foi adotado a média dos carregamentos, utilizando o valor de 520,21 kN aplicada na forma de pressão na parte superior, além disso foi utilizado o comando *Gravity Loads* para simular o peso próprio do experimento, com a aceleração da gravidade definida em $9,81 \text{ m/s}^2$. Para simular as condições de contornos utilizadas no ensaio de cisalhamento direto, utilizou-se de um bloco de concreto com dimensões de 400 x 1000 x 1000 mm, simulando a restrição ao movimento lateral utilizado por Faleiros Junior (2018), impedindo a ligação de girar e apoiando o experimento em uma mesa de concreto, com dimensões de 1620 mm de largura, 1000 mm de comprimento e 1500 mm de altura. A restrição de apoio da mesa de concreto foi idealizada fixa, e as ligações de contato entre os elementos foram inseridas apenas coeficiente de atrito de 0,6 entre as faces do elemento e malhas de 200 mm, pois são elementos secundários e não requerem uma discretização aprimorada. Utilizou-se um perfil metálico com dimensões de 100 mm de altura, 300 mm de comprimento e 100 mm de altura, para distribuir uniformemente o carregamento aplicado, bem próximo ao adotado pelo autor do ensaio experimental, o tamanho das malhas adotado para o perfil metálico foi de 100 mm.

Uma ilustração do modelo ensaiado é apresentada na Figura 4-4.

Figura 4-4: Modelo numérico do PR versus experimental



Fonte: (a) Autor (b) Faleiros Junior (2018).

Definidas as condições de contorno e os carregamentos, é necessário aplicar a malha ao modelo numérico, portanto, a Tabela 4-7 apresenta um resumo dos elementos utilizados e do tamanho da malha utilizada no modelo numérico.

Tabela 4-7: Malha do modelo PCR

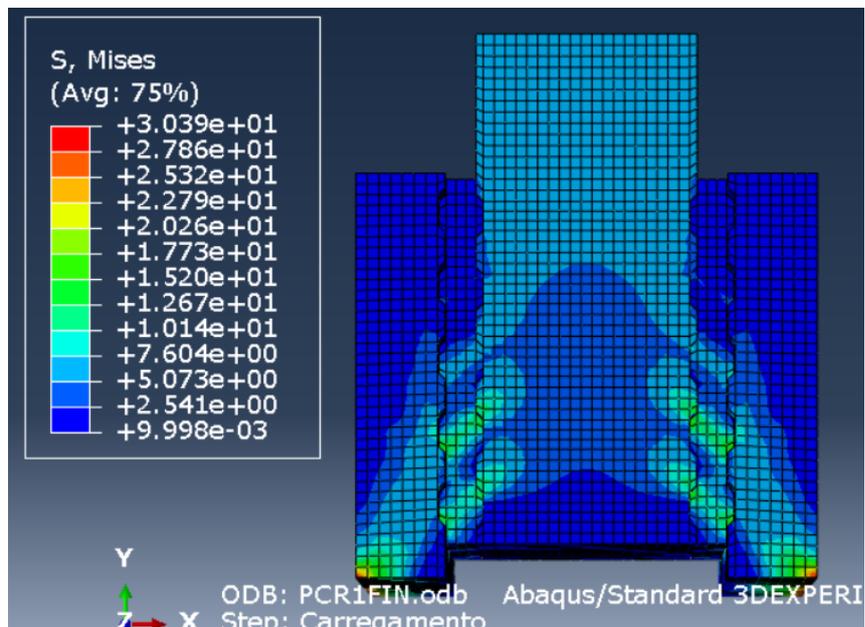
Material	Tipo do Elemento	Tamanho da Malha
Barra de aço	T3D2	10 mm
PR	C3D8R	15 mm
Graute	C3D8R	15 mm
Pino	C3D8R	15 mm

Fonte: Autor.

Após definidas todas as características do modelo numérico, realizou-se o processamento da estrutura, este modelo demora, em média, 45 minutos para o processamento, após finalizado, as respostas são apresentadas em termos de tensões, deslocamentos, deformações, porcentagens de danos, em que o usuário pode escolher com facilidade as respostas a serem apresentadas pelo software.

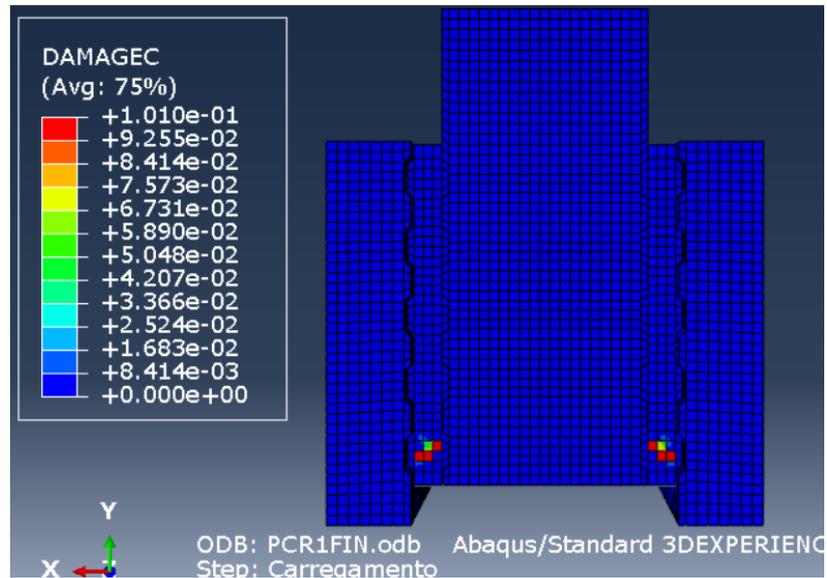
A distribuição de tensões por Von Mises em MPa obtidas no modelo numérico do PCR, os danos à compressão e a tração podem ser visualizados Figura 4-5, Figura 4-6 e Figura 4-7.

Figura 4-5: Tensões por Von Mises (MPa)



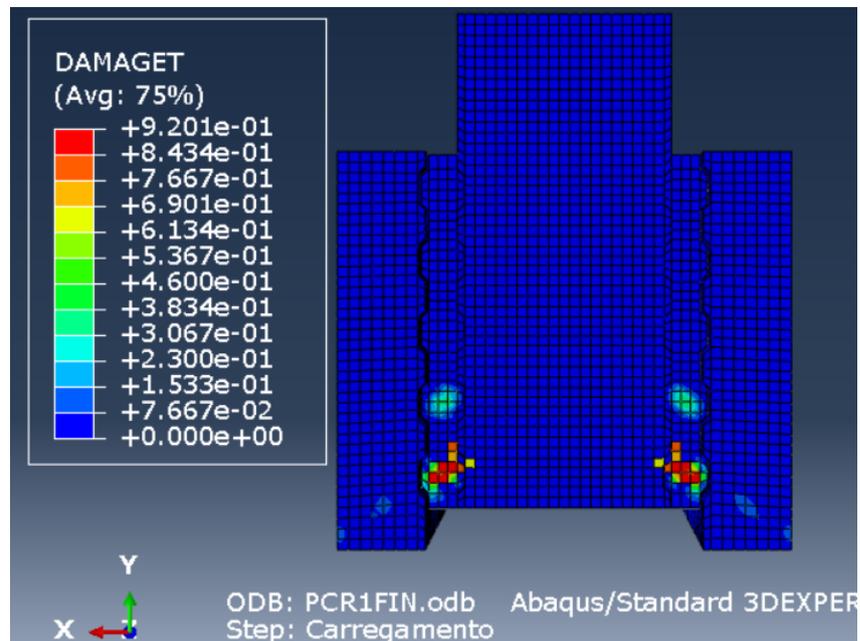
Fonte: Autor.

Figura 4-6: Esmagamento das diagonais no dano a compressão



Fonte: Autor.

Figura 4-7: Fissuras nas diagonais no dano a tração



Fonte: Autor.

O modelo ensaiado por Faleiros Junior (2018), apresentando a evolução das fissuras, é apresentado na Figura 4-8.

Figura 4-8: Fissuras nos protótipos PR1 e PR2



Fonte: Adaptado Faleiros Junior (2018).

É importante levar em consideração que Faleiros Junior (2018) não aplicou a carga máxima resistente da chave de cisalhamento e ele alega que o motivo se deu por limitação da aparelhagem, deste modo, aceita-se os resultados considerando-os satisfatório as fissuras inclinadas, caracterizando-se o rompimento das bielas de compressão.

De forma a validar o modelo analítico proposto Rizkalla (1989), pode-se estimar a carga última que a chave de cisalhamento efetivamente resiste, utilizando as equações (2.12) (2.14) (2.15) e (2.17), e desprezando a parte resistente do atrito da equação, pois o experimento não estava submetido a pré-carga lateral, obtendo a máxima força cortante resistente por chave de cisalhamento, ficando da seguinte forma:

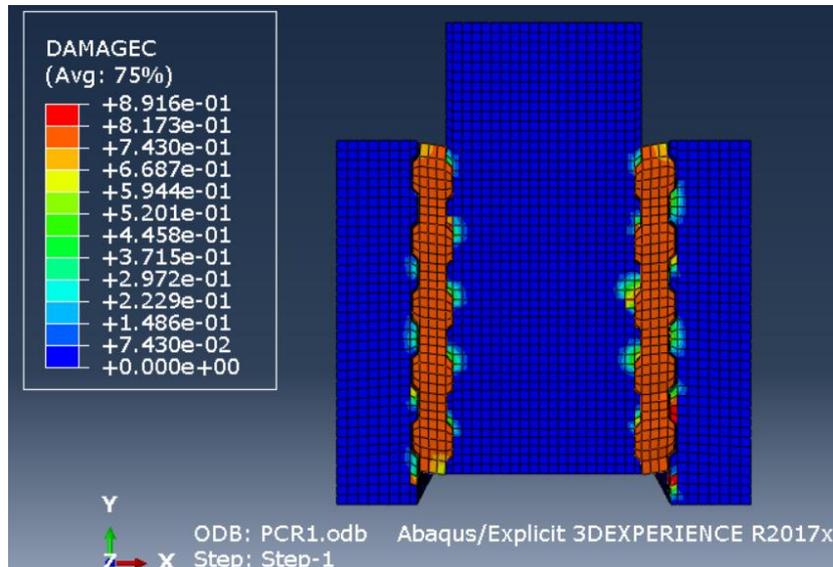
$$V_{mc} = (5 - 1) 28,81 \cdot 10606,60 \cdot \sin 56,30^\circ = 1016,90 \text{ kN}$$

$$A_{cs} = \frac{1}{2} (40 + 10) \cdot \frac{300}{\cos 45^\circ} = 10606,60 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{60}{40} \right) = 56,30^\circ$$

Desse modo, aplicando no modelo numérico a carga total de 2033,80 kN e observando o comportamento do mecanismo de chave de cisalhamento no dano a compressão, pode-se observar que essa carga última colapsaria o corpo de prova no ensaio experimental sendo apresentada na Figura 4-9.

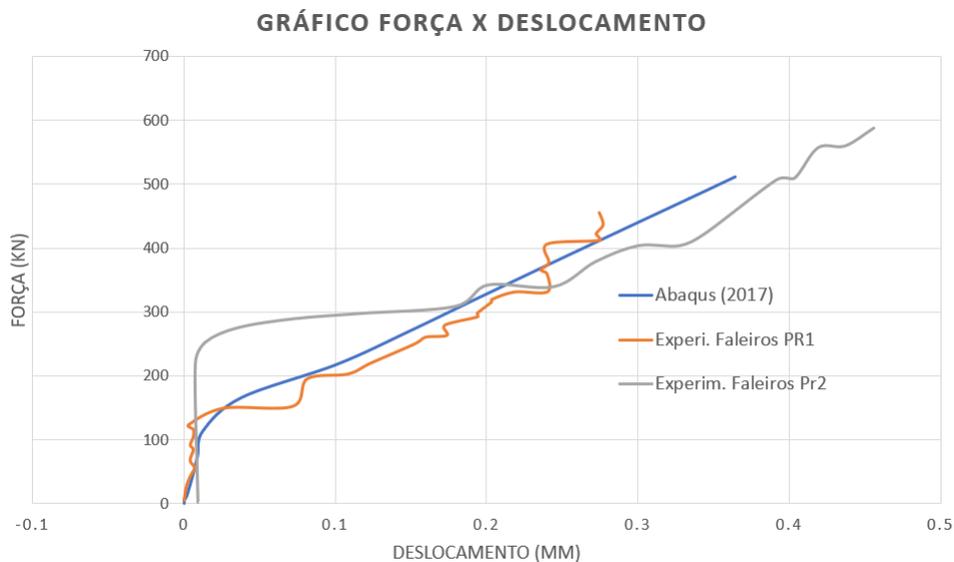
Figura 4-9: Carga última do modelo ABAQUS® (2017)



Fonte: Autor.

Tendo em vista que o comportamento numérico se mostrou eficaz em representar o comportamento experimental e analítico, é apresentado o deslocamento vertical obtido numericamente comparando-os com os resultados experimentais de Faleiros Junior (2018) apresentados na Figura 4-10. Os deslocamentos do modelo numérico foram obtidos nos 4 pontos superiores do pilar central utilizando a média dos resultados, bem próximos aos obtidos experimentalmente por Faleiros Junior (2018).

Figura 4-10: Força x deslocamento – comparação entre o ensaio experimental e o modelo numérico



Fonte: Autor.

Os resultados encontrados numericamente ficaram próximos ao deslocamento médio obtido com o ensaio experimental, portanto é um valor aceitável para calibrar a análise numérica e utilizou-se esses parâmetros para o modelo global.

É importante comentar que a modelagem numérica simulou as ranhuras reais conforme o ensaio experimentalmente por Faleiros Junior (2018), o que justifica os baixos valores de rigidez mostrados na Tabela 4-3, caso o projetista opte por facilidade e modelar a ligação sem as ranhuras, é necessário obter rigidezes maiores para simular o efeito das ranhuras no modelo numérico. Observando a Figura 3-7 percebe-se que a rigidez pode ser relacionada com as seguintes equações (4.1) (4.2) e (4.3).

$$K_{nn} = \frac{\sigma_n}{\delta_n} \quad (4.1)$$

$$K_{ss} = \frac{\sigma_s}{\delta_s} \quad (4.2)$$

$$K_{tt} = \frac{\sigma_t}{\delta_t} \quad (4.3)$$

Tsoukantas e Tassios (1989) *Apud* Araújo (1997) desenvolveram uma teoria que simula o comportamento dos mecanismos de transferência e propuseram as seguintes equações para encontrar os deslocamentos normais para interfaces lisas ou rugosas, onde uma ilustração destes deslocamentos é apresentado na Figura 2-18. As equações propostas estão apresentadas abaixo:

$$\text{Interfaces lisas} \quad w = 0,05 s \quad (4.4)$$

$$\text{Interfaces rugosas} \quad w = 0,6 \cdot s^{2/3} \ll 1,4 \text{ mm} \quad (4.5)$$

Sendo:

w = deslocamento normal a tensão cisalhante.

s = deslocamento no sentido da tensão cisalhante.

Ainda de acordo com Tsoukantas e Tassios (1989) *Apud* Araújo (1997), interfaces podem ser consideradas lisas quando a produção do elemento estrutural é realizada com um controle melhor de fabricação, como por exemplo a utilização de formas metálicas.

Desta forma, o deslocamento normal de forma aproximada, utilizando a equação (4.4) com o deslocamento médio da ligação, obtido por Faleiros Junior (2018), de 0,3625 mm, tem-se:

$$w = 0,05 \cdot 0,3625 = 0,018 \text{ mm}$$

Utilizando as equações (4.1) e (4.2) e os valores das tensões de tração e cisalhante de 4,85 MPa e 1,595 MPa, respectivamente apresentadas por Faleiros Junior (2018), obtendo os valores das seguintes rigidezes. Multiplicando por dois, pois há duas faces resistentes as tensões.

$$K_{nn} = 2 \cdot \frac{4,85}{0,018} = 538,88 \text{ Mpa/mm}$$

$$K_{ss} = 2 \cdot \frac{1,595}{0,3625} = 8,80 \text{ Mpa/mm}$$

$$K_{tt} = 2 \cdot \frac{1,595}{0,3625} = 8,80 \text{ Mpa/mm}$$

E os valores utilizados no contato para o modelo plano, conforme ilustrado na Tabela 4-8

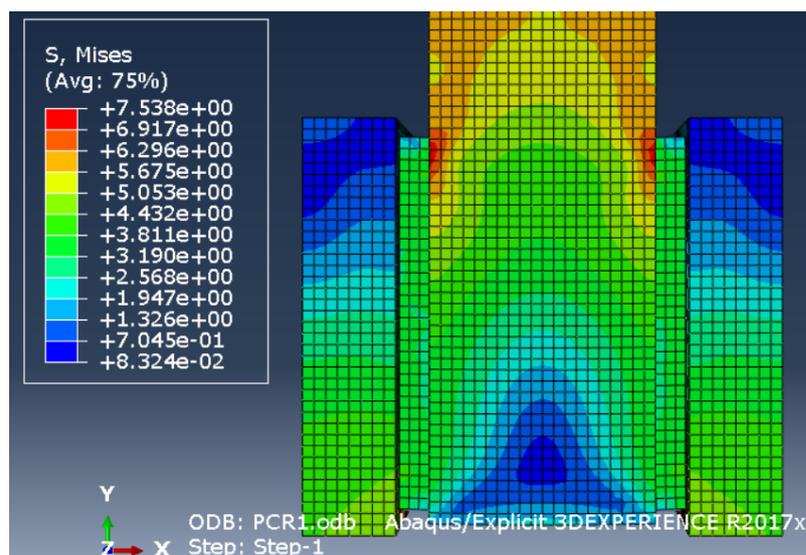
Tabela 4-8: Parâmetros do contato da ligação com a interface plana (PR)

Rigidez Ligação (MPa/mm)			Dano (Ligação) (MPa)			Coef. Atrito
Knn	Kss	Ktt	Normal	Cortante 1	Cortante 2	
269,44	4,4	4,4	4,85	1,595	1,595	0,6

Fonte: Autor.

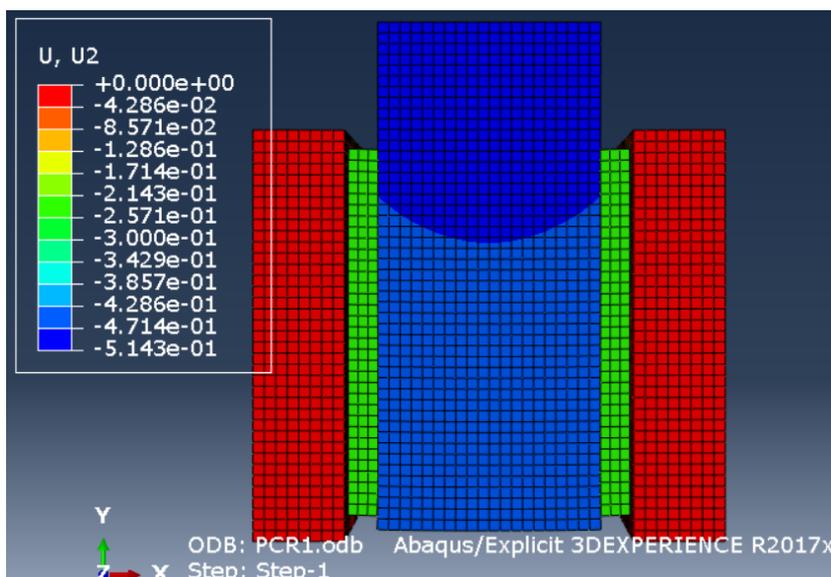
Aplicando os parâmetros de contato encontrados para o modelo numérico sem ranhuras, obtém-se as tensões de Von Mises e o deslocamento da ligação, ilustradas na Figura 4-11 e Figura 4-12.

Figura 4-11: Tensões por Von Mises para a interface plana do modelo PR (MPa)



Fonte: Autor.

Figura 4-12: Deslocamento vertical utilizando a interface plana do modelo PR (mm)



Fonte: Autor.

Com base nos resultados das análises numéricas, as tensões Von Mises do modelo sem ranhuras apresentam tensões mais uniformes que o modelo com ranhuras, e o deslocamento encontrado numericamente é de 0,49 mm, uma diferença de 35% em relação ao obtido experimentalmente. Portanto, cabe ao usuário escolher se irá utilizar a face lisa sem a representação da ranhura e ajustar esses valores para obter resultados melhores.

4.3 CALIBRAGEM DA ALMOFADA ELASTOMÉRICA

Dentre as partes constituintes do modelo ensaiado experimentalmente por Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016), um elemento que se destaca bastante pela sua importância nos resultados é a almofada elastomérica.

No item 7.2.1.1 da NBR 9062:2017, em ligações solicitadas predominantemente por compressão, a norma estabelece que os apoios dos elementos pré-moldados podem ser assentados sobre junta a seco, com intercalação de uma camada de argamassa, concretagem local, dispositivos metálicos e com aparelhos de apoio elastoméricos.

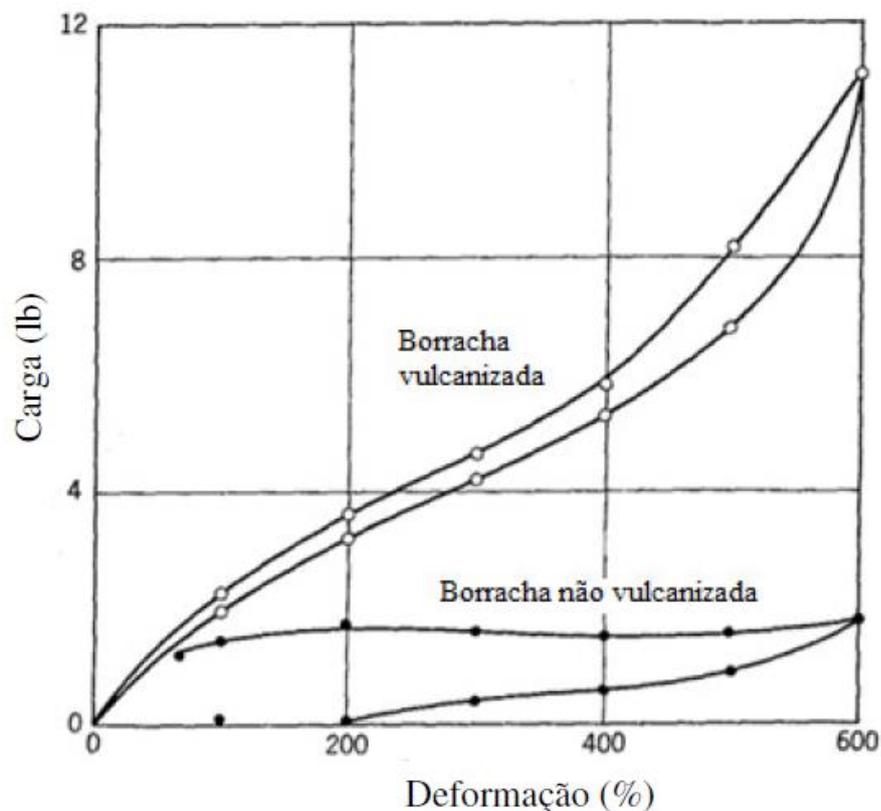
Em seu item 7.2.1.6.5, a NBR 9062:2017 define que os aparelhos de apoio podem ser simples ou fretados, e especifica que o aparelho de apoio é simples quando constituído apenas de uma camada de elastômetro e o fretado quando constituído de camadas de elastômetro intercalados com chapa metálicas, e suas especificações devem satisfazer a NBR 19783 (2015) quanto as suas características de propriedades e de utilização.

As almofadas elastoméricas simples possuem uma boa durabilidade a intempéries e boa conservação das suas características ao longo do tempo, de acordo com Ferreira (1999), e essas características associadas à facilidade de manuseio e instalação justificam a vasta utilização em estruturas pré-moldadas. As almofadas elastoméricas simples recebem a classificação quanto à dureza em uma escala denominada Shore, que consiste em um ensaio padronizado de penetração.

As almofadas elastoméricas simples são constituídas por borracha e produzidas sinteticamente por um processo chamado de vulcanização, que, de acordo com Rezende (2020), esse processo foi descoberto por acaso por Charles Goodyear em 1839, ao aquecer a borracha juntamente com carbonato básico de chumbo e enxofre em busca de melhorias no material, esse processo alterou as propriedades químicas internas do material melhorando consideravelmente as propriedades mecânicas da borracha.

Uma ilustração comparando as propriedades mecânicas da borracha vulcanizada e sem o processo de vulcanização é apresentada na Figura 4-13.

Figura 4-13: Comportamento mecânico da borracha vulcanizada e não vulcanizada



Fonte: Rezende (2020).

4.3.1 Classificação Das Almofadas

De acordo com Ferreira (1999), comercialmente as almofadas elastoméricas são encontradas em três classes de resistência, que podem ser escolhidas em função dos diversos campos de aplicação, conforme ilustrada na Tabela 4-9.

Tabela 4-9: Aplicação das estruturas de acordo com a classe de dureza

Dureza Shore A	50	60	70
Aplicações	Cargas Leves	Estruturas em Geral	Estruturas Pesadas

Fonte: Ferreira (1999).

4.3.2 Características Mecânicas

O módulo de deformação transversal G da almofada elastomérica simples é a propriedade mecânica mais importante do material, pois o deslocamento rotacional da almofada permite que as estruturas se movimentem diante das mudanças de temperaturas ou esforços horizontais devido à protensão e/ou esforços de vento, evitando grandes reações nos apoios.

Na falta de ensaios experimentais, o módulo de deformação transversal G , à temperatura de 20°, pode ser encontrado na NBR9062:2017, conforme Tabela 4-10, em função da Dureza Shore A.

Tabela 4-10: Módulo transversal em função da dureza

Dureza Shore A	50	60	70
Módulo G (MPa)	0,8	1,0	1,2

Fonte: NBR 9062:2017.

A variação de temperatura afeta o módulo G , de acordo com a NBR 9062:2017. Para temperaturas abaixo de 0° deve se adotar o valor do módulo transversal G e o dobro para temperaturas de 20°.

Ferreira (1999) cita que, para baixas temperaturas, em torno de -50°C, a almofada elastomérica perde a sua rigidez, pois, segundo Gimenez (2010), a borracha encontra-se abaixo da transição vítrea, deixando o material com características frágeis. Ainda de acordo com Ferreira (1999), a almofada elastomérica simples poderia suportar temperaturas altas de até 100 °C sem comprometer suas características mecânicas, devido ao processo de vulcanização ser realizado em altas temperaturas.

Outro fenômeno que afeta o comportamento da almofada elastomérica é a fluência, principalmente em carregamentos estáticos de longa duração, Topaloff (1964) *apud* Ferreira

(1999) realizou estudos sobre o comportamento da almofada elastomérica simples e apresenta uma formulação do valor de G final, correspondente a dureza Shore 60, conforme equação (4.6):

$$G_t = 0,7 \cdot G_0 \quad (4.6)$$

A atual NBR 9062:2017 não especifica nenhuma recomendação a respeito da fluência em apoio elastomérico simples, de acordo com Ferreira (1999), a antiga NBR 9062 (1985) determinava que a consideração da deformação lenta deveria ser considerada e que o módulo de deformação transversal poderia ser utilizado com G (final) metade do valor do G (inicial).

Essas mudanças de propriedades físicas do material, devido à temperatura do ambiente e do carregamento constante, são características de materiais viscoelásticos segundo Rezende (2020). A viscoelasticidade do material relaciona-se com a fluência (deformação lenta sobre tensões constantes), o relaxamento (o material sobre um estado de deformação, as tensões tendem a diminuir) e o fenômeno da histeresse que ocorre quando o material é submetido a cargas cíclicas, modificando os resultados de tensões e deformações durante o processo de carregamento e descarregamento ou, até mesmo, com a variação da taxa de carregamento, devido à quebra de ligações cruzadas internamente do material entre outros fatores, portanto a viscoelasticidade pode ser considerada linear ou não linear, e o comportamento da borracha pode ser altamente anisotrópico de acordo com Rezende (2020).

4.3.3 Fator de Forma

Por ser um material com características complexas, surgiu a necessidade de classificar as almofadas conforme a sua característica geométrica, recebendo a classificação de acordo com um fator denominado fator de forma, relacionando a área em planta da almofada com a espessura do elemento, podendo ser obtida de acordo com a equação (4.7).

$$S = \frac{a \cdot b}{2(a + b)h} \quad (4.7)$$

Onde:

S = fator de forma.

$a \cdot b$ = são as dimensões da almofada elastomérica.

h = espessura da almofada elastomérica.

Para as almofadas elastoméricas com furos, o fator de forma pode ser obtido de acordo com a equação (4.8):

$$S = \frac{a \cdot b - n(\pi \frac{\phi_f^2}{4})}{2(a + b) + n \cdot (\pi \cdot \phi_f)} \quad (4.8)$$

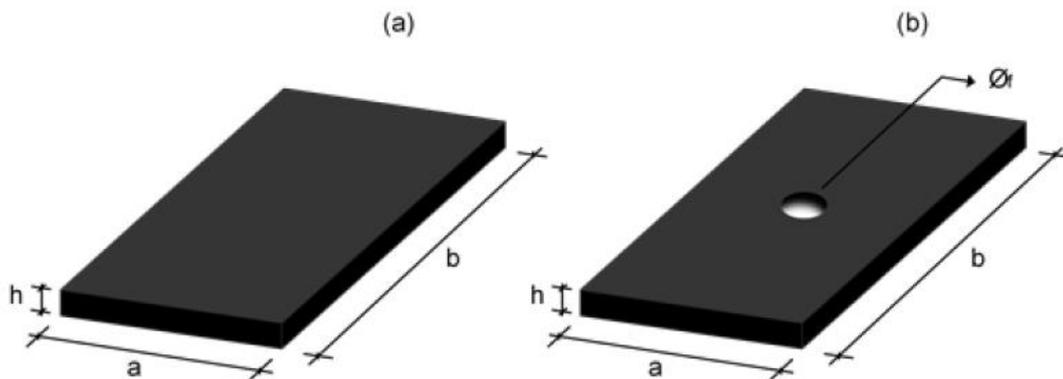
Onde:

n = número de furos no aparelho de apoio.

ϕ_f = diâmetro do furo.

Uma ilustração da geometria da almofada elastomérica (Neoprene) é apresentada na Figura 4-14.

Figura 4-14: Geometria da almofada elastomérica simples

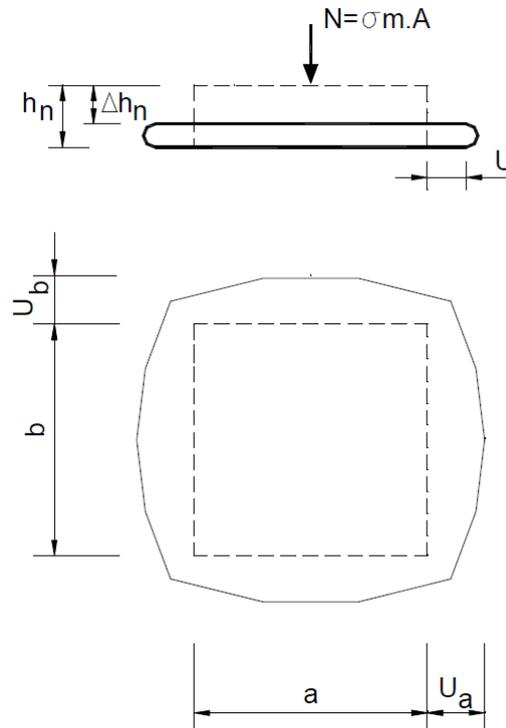


Fonte: Merlos (2019).

4.3.4 Coeficiente de Poisson e Expansão Lateral

De acordo com Vinje (1985) *apud* Ferreira (1999), basicamente a almofada elastomérica simples é considerada um material dito incompressível com grandes expansões laterais e possui um coeficiente de Poisson de 0,5. Essa expansão lateral é restringida pelo atrito dos materiais em contato e é influenciada pela espessura do material. O autor recomenda que as almofadas elastoméricas simples devem ser limitadas a espessura de 15 mm, pois acima desse valor a expansão é tão grande que inutiliza o material para sua utilização. Uma ilustração da expansão da almofada elastomérica é apresentada na Figura 4-15.

Figura 4-15: Expansão da almofada elastomérica



Fonte: Adaptado Vinje (1985) *apud* Ferreira (1999).

4.3.5 Deformação por Compressão

A NBR 9062:2017 limita a tensão por compressão máxima para apoios simples conforme a equação (4.9).

$$\sigma_k = \frac{N_k}{(a + b)} \leq 7,0 \text{ MPa} \quad (4.9)$$

Onde:

a e b são as dimensões em planta do aparelho de apoio.

O item 7.2.12.6.20 da NBR 9062:2017 especifica que a deformação por compressão em serviço deve ser limitada a 15%, recomendando-se utilizar nessa verificação valores experimentais em função da dureza e do fator de forma.

Segundo Ferreira (1999), esses limites de deformações impostos pela normatização brasileira são bem favoráveis à segurança e garantem que as almofadas tenham uma boa distribuição das tensões e também um contato eficiente entre as superfícies de contato.

Em meados do ano de 1999, quando o Professor Marcelo Ferreira defendeu sua tese de mestrado, ainda não existia uma padronização de ensaios para a compressão de

almofadas elastomérica simples e até hoje, passados 20 anos, ainda existe esse vácuo no meio técnico no que tange à padronização de ensaios e literaturas para a determinação da deformação por compressão em elastômeros simples.

O comportamento da almofada elastomérica simples é bastante complexo, quando o material é submetido a uma pequena tensão de compressão sofre grandes deformações, estando submetido a um estado triplo de tensões. Por simplificação, muitos autores, em conformidade com Ferreira (1999), adotam a hipótese em que $b \gg a$, o que impediria as deformações transversais no lado b , simplificando, desta forma, para um estado plano de tensões. Entretanto, esse comportamento ainda não é aceitável para a compressão do elastômero simples, pois o módulo de elasticidade fictício à compressão de um elastômero simples depende de outros fatores, como a geometria da almofada, da rugosidade entre os contatos, da temperatura e da taxa de carregamento do ensaio experimental.

Portanto, de acordo com Braga (1985) *apud* Ferreira (1999), após uma série de trabalhos experimentais importantes, os resultados dos experimentos apresentaram expressões para a determinação do módulo de elasticidade fictício, em função do fator de forma, do módulo transversal G e da tensão média aplicada. Essa equação para apoios de elastômeros simples é apresentada na equação (4.10).

$$E_{n,f} = K_1 \cdot S \cdot G_a + K_2 \cdot \sigma_m \quad (4.10)$$

Atualmente na NBR 9062:2017 essa formulação não está explícita para a determinação do módulo de elasticidade a compressão para almofada elastomérica simples. É possível identificar a equação do módulo de elasticidade na verificação da condição de não levantamento da borda menos carregada no item 7.2.1.6.23.

Onde:

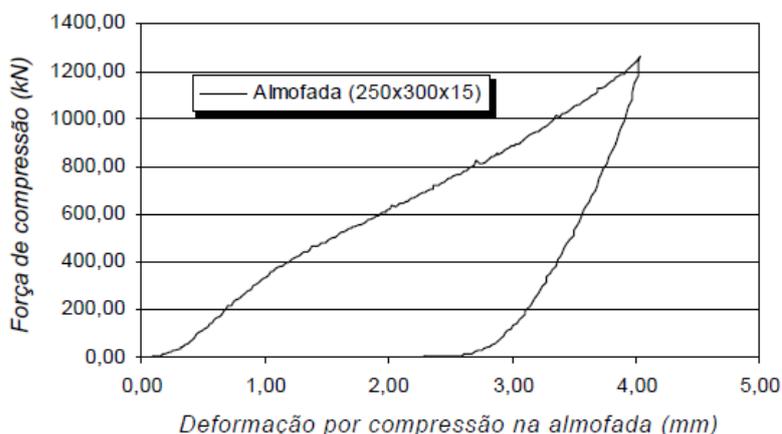
Os valores de K_1 e K_2 apresentados pela NBR9062:2017 valem 10 e 2 respectivamente.

Segundo Ferreira (1999), os coeficientes K_1 e K_2 podem ser afetados pela velocidade de carregamento do ensaio, pela rugosidade entre as partes e, de acordo com as condições de obra, podem ser ajustados para melhorar o comportamento a compressão de elastômeros simples.

Ferreira (1999), em sua tese de doutorado, realizou uma série de ensaios experimentais em almofadas simples a compressão, a fim de que os resultados pudessem contribuir com o meio técnico. Após a realização de uma série de ensaios experimentais de almofadas de elastômero, com dureza Shore 60 A e com diversos fatores de formas, os

valores obtidos experimentalmente do módulo de elasticidade E_n foram inferiores aos recomendados pela NBR 9062. Uma ilustração dos gráficos obtidos por Ferreira (1999) é apresentada na Figura 4-16.

Figura 4-16: Gráficos obtidos nos ensaios de compressão simples



Fonte: Ferreira (1999).

Ferreira (1999) atribui essa diferença nos resultados à taxa de carregamento muito baixa, sendo a velocidade utilizada no ensaio variando de 0,005 a 0,010 mm/segundo, e, devido a essa velocidade muito baixa, permitiu-se que a almofada fosse expandindo-se lateralmente à medida que o carregamento era aplicado. Após realizar o ajuste de velocidades, aumentando a velocidade de ensaio para valores de 0,02 a 0,05 mm/segundos na nova série de ensaios, os resultados foram comparados em nível de tensão ao invés de nível de deformações. Os resultados obtidos por essa nova série de ensaio aproximaram-se dos resultados obtidos pela NBR 9062, sendo os resultados obtidos apresentados na Tabela 5-3.

Tabela 4-11: Resultados obtidos por Ferreira (1999) no ensaio a compressão simples

(valor fixo)	(variável)	(60x300x10)	(150x150x15)	
B (forma)	σ_n (MPa)	E_{n1} (MPa)	E_{n2} (MPa)	E_{n1} / E_{n2}
2,5	3	23	22	1,05
2,5	7	33	26,7	1,24
2,5	10	44,3	36,3	1,22

Fonte: Ferreira (1999).

É importante ressaltar que os resultados do módulo de elasticidade E_n encontrados na NBR 9062:2017 e apresentados por Ferreira (1999) foram calibrados com o ensaio experimental constituído de duas chapas metálicas não polidas, comprimindo a almofada

elastomérica, portanto, Ferreira (1999) cita que esses valores de K_1 e K_2 devem ser ajustados para as interfaces de concreto. Em sua tese de doutorado, Ferreira (1999) em vez de realizar mais uma série de ensaios, utilizou os resultados obtidos por Keronen (1996), e com esses resultados propõe uma adequação aos valores de K_1 e K_2 em função da interface de apoio apresentados abaixo:

$$K_1 = 10 \text{ e } K_2 = 2,0$$

Para as interfaces de aço-neoprene-aço (não polidas).

$$K_1 = 7 \text{ e } K_2 = 6,0$$

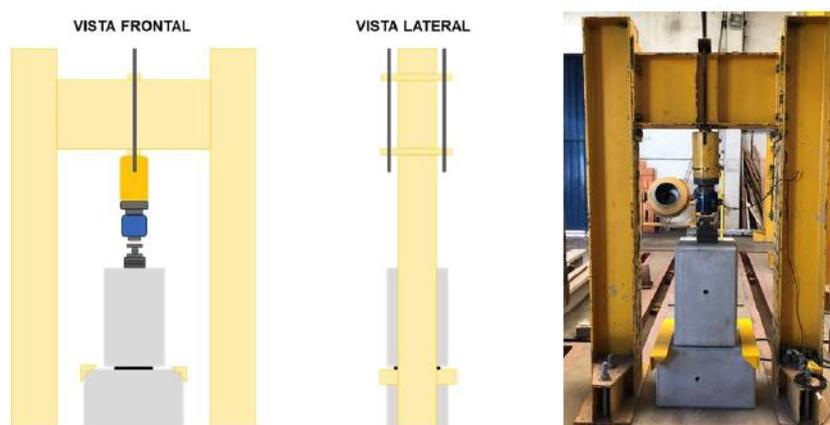
Para as interfaces de concreto-neoprene-concreto (não rugosas).

4.3.6 Nova Série de Ensaios

Com o objetivo de introduzir uma metodologia de ensaios experimentais a compressão em almofadas simples, Merlos (2019) realiza uma série de ensaios em almofadas elastoméricas simples com dureza Shore A, contribuindo com resultados experimentais para a obtenção do módulo de deformação a compressão em elastômeros simples. Para essa série de ensaios, diferentemente das formulações da NBR 9062:2017, buscou-se realizar o ensaio experimental sobre blocos de concreto, aproximando-se mais da realidade encontradas nas obras e a autora tomou o cuidado para que as interfaces fossem lisas de tal forma que rugosidade não interferisse nos resultados.

Uma ilustração do esquema de ensaio realizado por Merlos (2019) é apresentado na Figura 4-17.

Figura 4-17: Esquema do ensaio experimental realizado por Merlos (2019)



Fonte: Merlos (2019).

Foram ensaiados por Merlos (2019) dois lotes de almofadas elastoméricas, sendo denominadas Lote A e Lote B, com suas dimensões e classe de resistência apresentados nas Tabela 4-12 e Tabela 4-13.

Tabela 4-12: Lote A do ensaio experimental

Corpo de Prova	a (mm)	b (mm)	h (mm)	Furos (mm)	Fator de Forma	Dureza Shore A
1	220	340	10	2 x Ø:35	5,44	62
2	220	340	10	2 x Ø:35	5,44	62

Fonte: Merlos (2019).

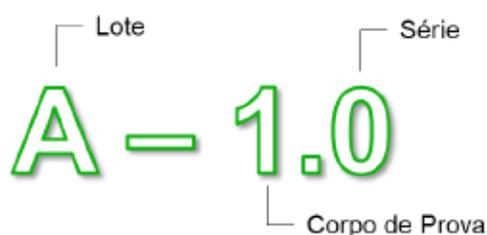
Tabela 4-13: Lote B do ensaio experimental

Corpo de Prova	a (mm)	b (mm)	h (mm)	Furos (mm)	Fator de Forma	Dureza Shore A
1	260	360	10	1 x Ø:30	6,96	65
2	160	260	10	2 x Ø:30	3,91	65
3	260	260	10	1 x Ø:33	5,84	65

Fonte: Merlos (2019).

Cada corpo de provas, no total de 5, foi ensaiado três vezes, sendo que na primeira série de ensaios os deslocamentos iniciais influenciados pela acomodação para as tensões inferiores a 1 MPa foram desprezados nos resultados. Os resultados receberam uma nomenclatura de acordo com Merlos (2019), com intuito de facilitar a visualização dos resultados apresentados na Figura 4-18.

Figura 4-18: Nomenclatura do ensaio experimental



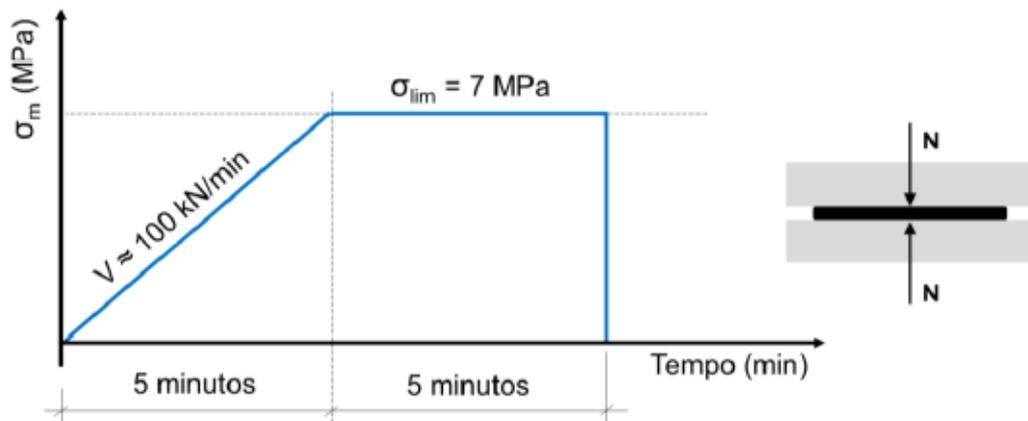
Fonte: Merlos (2019).

Além disso, com objetivo de confirmar que a velocidade de ensaio interfere nos resultados observados em Ferreira (1999), os ensaios foram realizados com duas taxas de carregamentos distintas, denominadas por Merlos (2019), como Protocolo A e Protocolo B.

Uma diferença entre o ensaio realizado por Ferreira (1999) é que o ensaio foi realizado com deslocamento controlado, e, nesta série de ensaios, foram realizados com o carregamento controlado.

No protocolo A é aplicado uma tensão constante sobre o intervalo de 5 minutos, atingindo o limite máximo imposto pela NBR 9062:2017 de 7 MPa. A tensão foi mantida por 5 minutos antes de descarregar, conforme ilustrada na Figura 4-19.

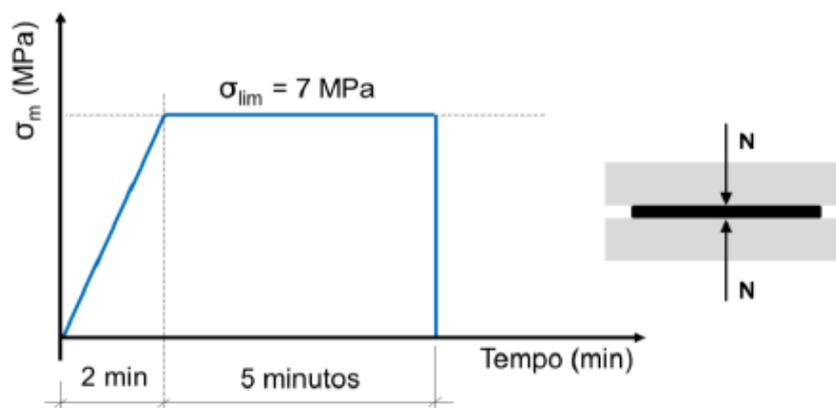
Figura 4-19: Protocolo A



Fonte: Merlos (2019).

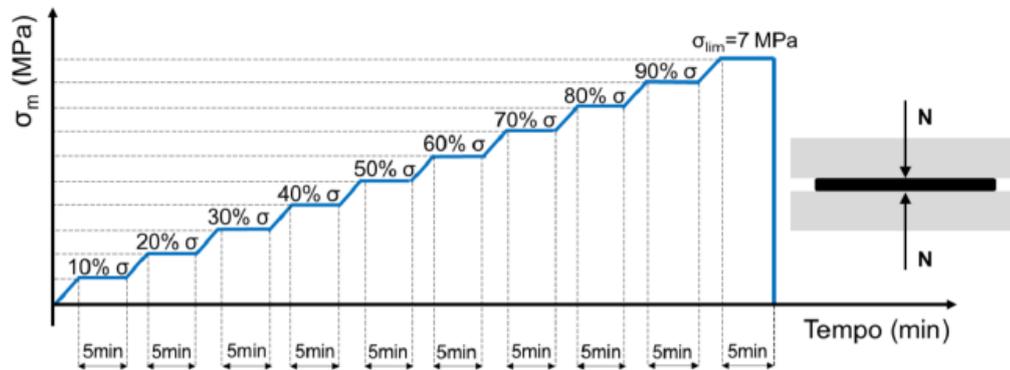
Para o Protocolo B, a velocidade de carregamento foi aumentada para 255,05 kN/minuto com o objetivo de verificar os efeitos da velocidade e minimizar os efeitos viscoelásticos da almofada elastomérica simples. Merlos (2019) realizou um procedimento em que as cargas fossem aplicadas em incrementos de 10% em 10% das tensões, conforme ilustrados nas figuras Figura 4-20 e Figura 4-21.

Figura 4-20: Protocolo B



Fonte: Merlos (2019).

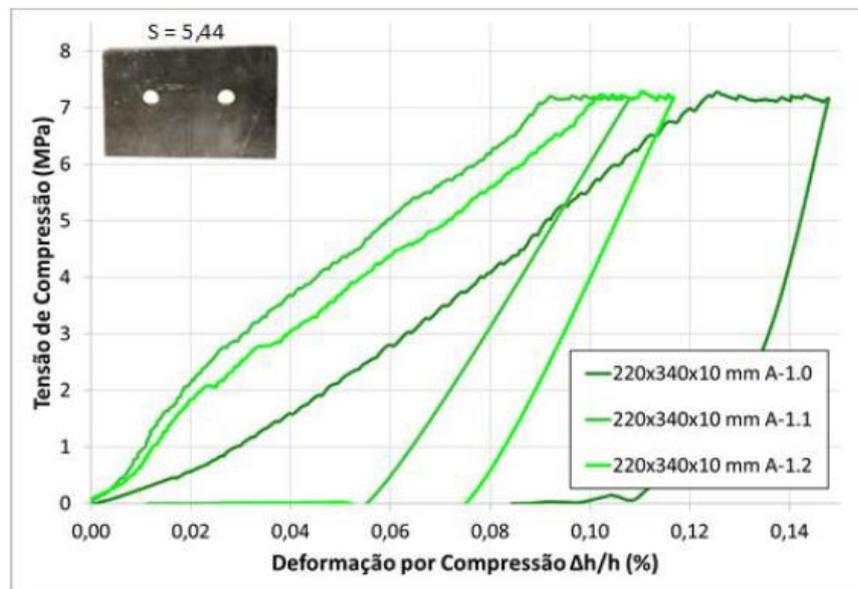
Figura 4-21: Modo de aplicação das tensões no protocolo B



Fonte: Merlos (2019).

Merlos (2019) relata que na primeira série de ensaios houve uma acomodação maior das almofadas elastoméricas, obtendo uma curva menos acentuada, por isso, optou-se por desconsiderar as tensões abaixo de 1 MPa, uma recomendação utilizada para os ensaios padronizados de almofadas elastoméricas fretadas. Portanto, o módulo de elasticidade aparente foi obtido com a inclinação da curva de 2 a 5 MPa, de acordo Merlos (2019). Uma ilustração da acomodação da curva de tensão x deformação para o modelo A-1, utilizando o Protocolo A, é apresentada na Figura 4-22.

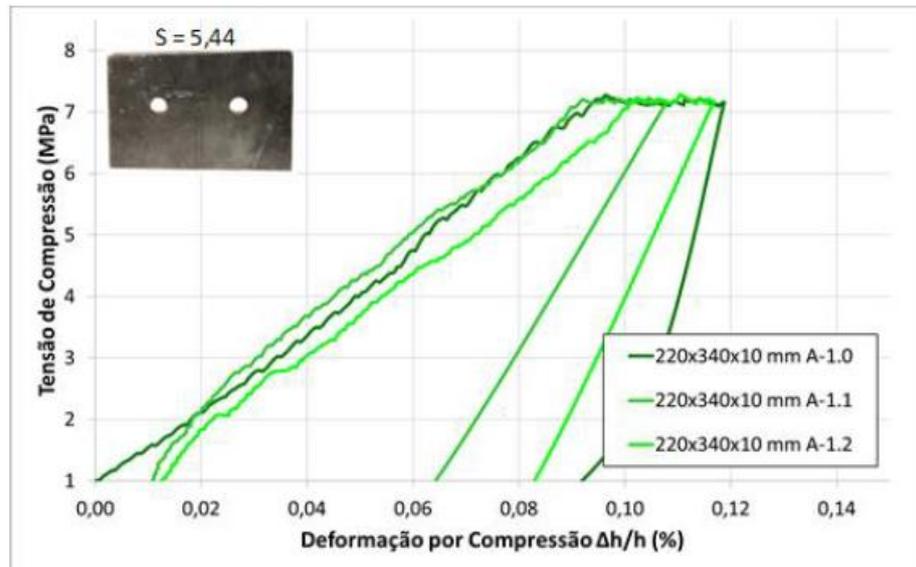
Figura 4-22: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-1)



Fonte: Merlos (2019).

Os resultados da nova série de ensaios, agora com as tensões descontadas abaixo de 1 MPa para o modelo A-1, utilizando o Protocolo A, são ilustrados na Figura 4-23.

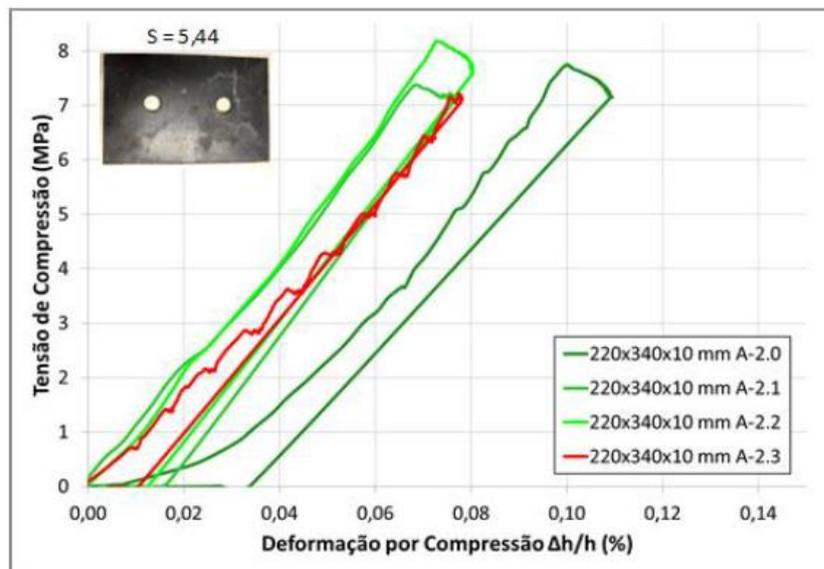
Figura 4-23: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-1)



Fonte: Merlos (2019).

Para as demais séries de ensaio foram adotados mesmos procedimentos de descontar a tensão inicial de 1 MPa, tendo em vista que os resultados do protocolo B também apresentaram uma alta acomodação da almofada, sendo o gráfico do Modelo A-2 para o Protocolo B ilustrado na Figura 4-24.

Figura 4-24: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-2)

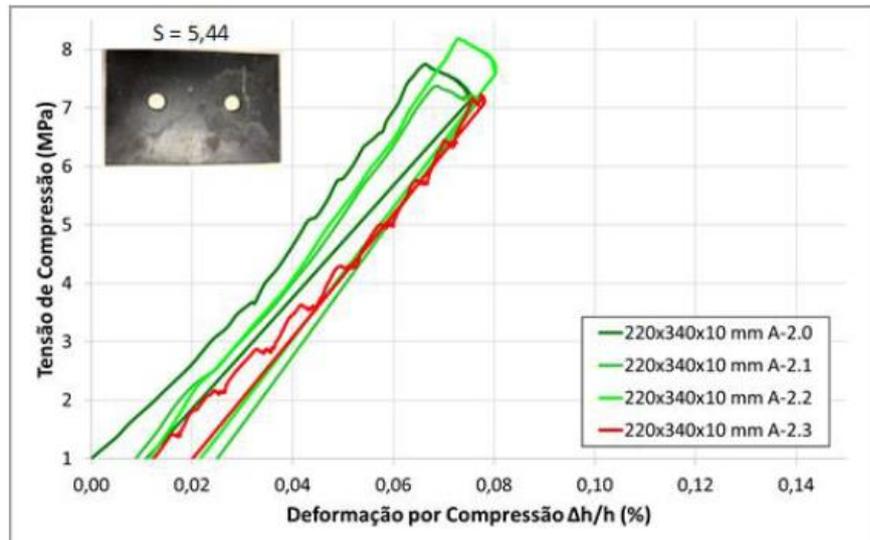


Fonte: Merlos (2019).

Com os resultados obtidos do Protocolo B, percebe-se que a velocidade de carregamento altera consideravelmente a rigidez a compressão das almofadas, tendo um ganho significativo de rigidez, muito provavelmente por causa das propriedades viscoelásticas

do material e em função do contato entre as interfaces serem afetadas pela velocidade do ensaio experimental. Os resultados obtidos por Merlos (2019), do Modelo A-2 para o Protocolo B, descontando os resultados das tensões abaixo de 1 MPa, são apresentados na Figura 4-25.

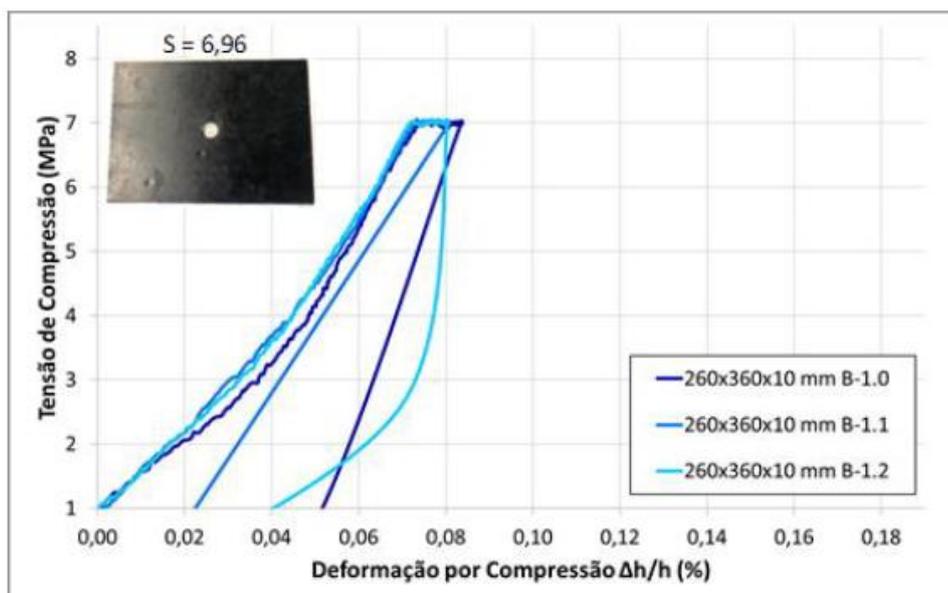
Figura 4-25: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo A-2)



Fonte: Merlos (2019).

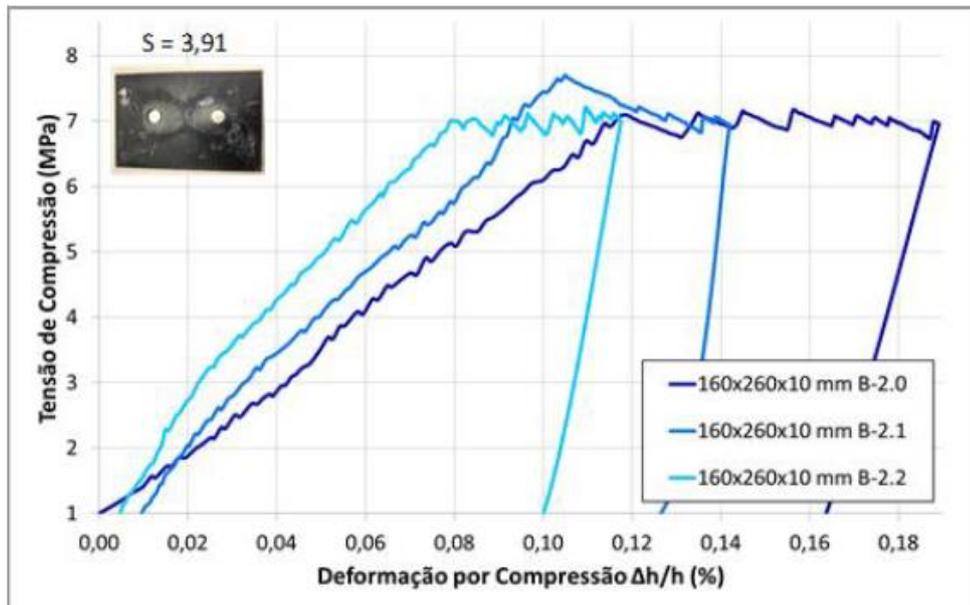
A partir da constatação de que a velocidade do ensaio afeta a rigidez a compressão, adotou-se o Protocolo A para todos os demais ensaios, sendo os resultados obtidos apresentados nas Figura 4-26 Figura 4-27 Figura 4-28.

Figura 4-26: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo B-1)



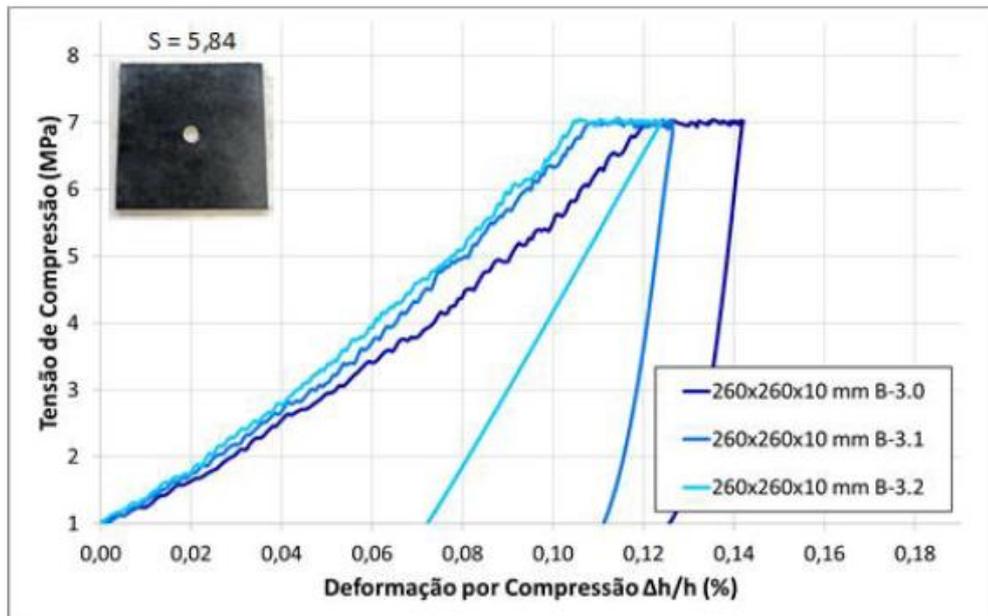
Fonte: Merlos (2019).

Figura 4-27: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo B-2)



Fonte: Merlos (2019).

Figura 4-28: Tensão x Deformação dos ensaios de compressão simples (modelo B-3)



Fonte: Merlos (2019).

4.3.7 Modelo Constitutivo da Almofada

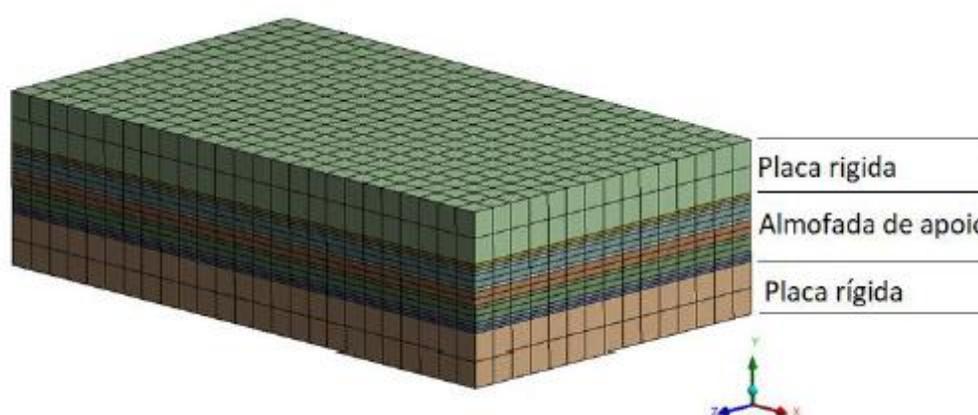
O objetivo da apresentação dos resultados de Merlos (2019) é realizar uma calibração com os resultados recentes experimentais, para obtermos respostas robustas para a análise numérica do conjunto completo.

Não existe um modelo matemático universal que represente as características mecânicas da almofada elastomérica simples. No meio acadêmico é possível encontrar diversos trabalhos com modelagem numérica para apoios elastoméricos, mas com todos os apoios fretados.

Reis (2018) realizou um estudo importante sobre o comportamento das almofadas, com o objetivo de estudar as estabilidades das vigas de concreto pré-moldado e elenca diversos motivos para a instabilidade dos elementos, dentre os mais importantes, podemos citar o efeito que ocorre nas almofadas elastoméricas fretadas denominado “*lift-off*” (levantamento de aparelho de apoio), e ele apresenta uma vasta referência bibliográfica sobre diversos autores que modelaram as almofadas elastoméricas fretadas com elementos de sólidos e molas no apoio das almofadas, comparando os resultados experimentais. Dentre esses trabalhos destacam-se o trabalho de Harper e Consolazio (2013) e Consolazio e Hamilton (2007).

Com base na confiabilidade dos resultados numéricos comparados com resultados obtidos experimentalmente, Reis (2018) realizou um estudo paramétrico, variando as dimensões das vigas de concreto pré-moldados e avaliando a estabilidade dessas vigas, utilizando um modelo para as almofadas elastoméricas de sólidos apoiadas em molas com as rigidezes determinadas e calibradas com resultados experimentais. O software utilizado por Reis (2018) é o *ANSYS Workbench 17*, e uma ilustração do modelo da almofada modelada pelo autor é apresentada Figura 4-29.

Figura 4-29: Modelo numérico da almofada elastomérica fretada



Fonte: Reis (2018).

O objetivo do trabalho de Reis (2018) era avaliar a instabilidade de vigas de concreto pré-moldado na fase de construção, onde as vigas ainda não estavam com todos os travamentos adequados, portanto, o efeito do levantamento das almofadas era essencial para

análise numérica e a utilização de molas elásticas no apoio das vigas se tornou uma análise adequada.

Em uma outra abordagem numérica para a modelagem da almofada elastomérica simples, autores como Shahzad *et. al.* (2015) e Rezende (2020) utilizaram o recurso disponível no software ABAQUS® para representar numericamente o comportamento da borracha denominado *Hyperelastic*.

A função *Hyperelastic*, de acordo com ABAQUS® (2015), simula modelos de materiais que são isotrópicos e não lineares, e são válidos para matérias que exibem respostas elásticas instantâneas com grandes deformações, como a borracha ou outros materiais elastoméricos, e requer a não linearidade do material seja considerada em alguma etapa de carregamento por se destinarem às aplicações de deformações finais.

De acordo com Shahzad *et. al.* (2015), os materiais hiperelásticos, assim como a borracha, são comumente utilizados para diversas aplicações em industriais espaciais e automotivas, e a propriedade mais importante da borracha é a característica de possuir grandes deformações com pequenos carregamentos e voltar a sua posição inicial sem grandes deformações permanentes.

O comportamento constitutivo dos materiais hiperelásticos é baseado na teoria que a relação tensão x deformação é derivada da densidade da energia de deformação W , baseado em invariantes de deformação I_1 , I_2 e I_3 , em que a energia armazenada no material, por sua unidade de volume, é em função da deformação do material, de acordo com Shahzad *et. al.* (2015), onde as leis constitutivas dos materiais hiperelásticos são apresentados abaixo:

$$W = f(I_1, I_2, I_3) \quad (4.11)$$

$$I_1 = \lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2 \quad (4.12)$$

$$I_2 = \lambda_1^2 \lambda_2^2 + \lambda_2^2 \lambda_3^2 + \lambda_3^2 \lambda_1^2 \quad (4.13)$$

$$I_3 = \lambda_1^2 \lambda_2^2 \lambda_3^2 \quad (4.14)$$

Onde:

λ é a relação de estiramentos definida como a relação entre o comprimento final e o comprimento inicial do elemento, na direção dos respectivos eixos x,y e z.

Existe uma quantidade considerável de modelos potenciais de energia de deformação disponíveis no ABAQUS®, para a modelagem de materiais incompressíveis pode-se citar alguns deles, como o *the Arruda-Boyce*, *the Marlow*, *the Mooney-Rivlin*, *the neo Hookean*, *the Ogden*, *the polynomial*, *the Yeoh*, de acordo com ABAQUS® (2015).

Dentre esses modelos destacam-se o modelo de Yeoh, que, em análises numéricas realizadas por Shahzad *et. al.* (2015) e Rezende (2020), apresentaram os melhores resultados do comportamento da borracha comparado com os resultados experimentais.

Em 1993, Yeoh propôs um modelo fenomenológico na forma de polinômio de terceira ordem baseado apenas na primeira invariante λ_1 , o modelo proposto por Yeoh pode emular o material por diversas simulações em vários modos de deformação e apresenta bons resultados a um custo computacional baixo comparado com outros modelos. A formulação do modelo proposto por Yeoh é apresentada conforme equação (4.15):

$$W = \sum_{i=1}^3 C_{10} (I_1 - 3)^i + \sum_{i=1}^3 \frac{1}{D_i} (J_{el} - 1)^{2i} \quad (4.15)$$

Onde:

W é a energia de deformação por unidade de volume.

C_{i0} são as constantes do material que podem ser determinadas com ensaios experimentais de ensaios uniaxiais, biaxiais, volumétricos e ensaios planos.

D_i é a constante de compressibilidade do volume que pode ser obtida através de ensaios volumétricos.

J_{el} é a relação de volume elástico.

O módulo de deformação transversal inicial μ_0 e de compressibilidade da massa D_1 podem ser obtidos de acordo com as equações (4.16) e (4.17).

$$\mu_0 = 2 C_{10} \quad (4.16)$$

$$K_0 = \frac{2}{D_1} \quad (4.17)$$

Onde:

K_0 é a constante de incompressibilidade do material e pode ser obtida através da equação (4.18).

$$\nu = \frac{3K_0/\mu_0 - 2}{6K_0/\mu_0 + 2} \quad (4.18)$$

Onde:

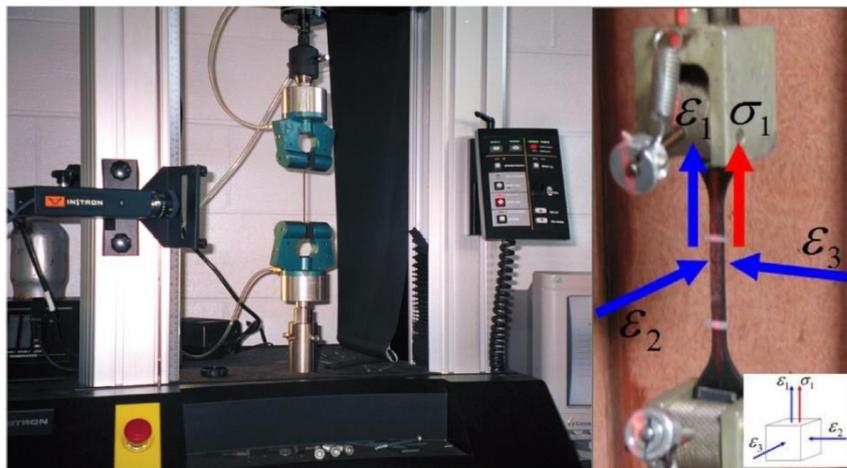
ν é coeficiente de Poisson do material que vale 0,5 para a borracha.

Para a validação dos materiais hiperelásticos no ABAQUS® é necessário alimentar o software com resultados experimentais. Os resultados experimentais são inseridos nas propriedades dos materiais e é possível inserir os resultados experimentais com o ensaio uniaxial, biaxial, planar e volumetric. Uma breve explanação de cada ensaio é apresentada a seguir.

4.3.8 Uniaxial Test

Os ensaios uniaxiais são os ensaios mais simples para serem realizados em elastômeros, existindo normas que regulamentam esse tipo de ensaio e, em geral, a maioria dos fabricantes adotam a ASTM D412 (2016) *Standard Test Methods for Vulcanized Rubber and Thermoplastic Elastomers – Tension* para validar seus produtos. Uma ilustração do ensaio uniaxial é apresentada na Figura 4-30.

Figura 4-30: Ensaio uniaxial de um elastômero



Fonte: Rezende (2020).

4.3.9 *Biaxial Test*

Os ensaios de compressão simples em elastômeros, de acordo com Miller (2004a), são muitos populares, embora os resultados, de acordo com o autor, não imprimam com fidelidade as deformações a compressão devido ao atrito entre o corpo de prova e a interface do ensaio experimental, impedindo a expansão lateral. O autor cita que, mesmo um baixo valor de atrito como 0,1, interfere substancialmente nos resultados a compressão, fazendo com que o atrito suja tensões de cisalhamento no elastômero, alterando as respostas do material a compressão simples. Uma ilustração do teste a compressão simples utilizando lubrificantes na interface é apresentado na Figura 4-31.

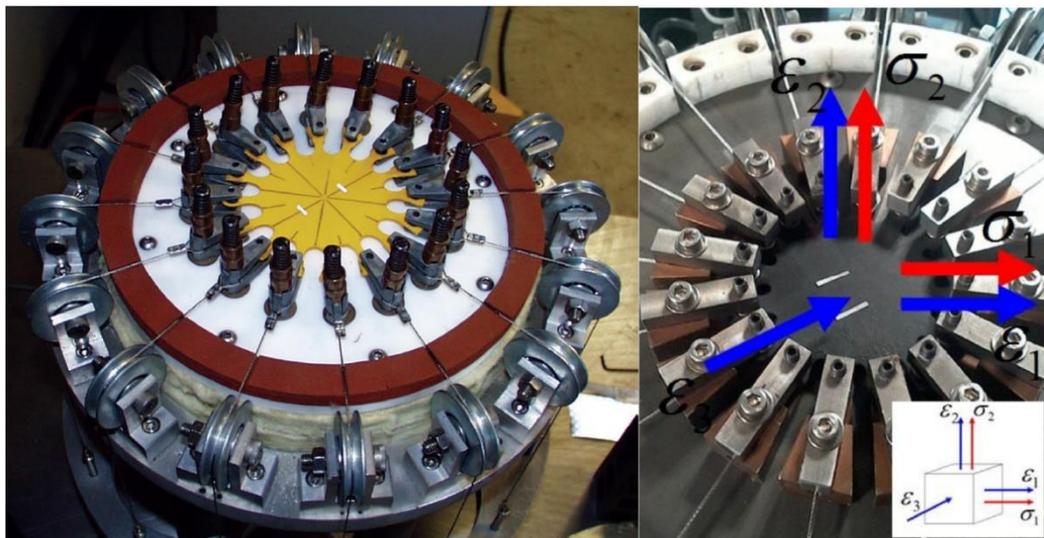
Figura 4-31: Ensaio a compressão simples de um elastômero com lubrificante na interface



Fonte: Muller (2004a).

Uma alternativa de ensaio para obtenção das tensões biaxiais dos elastômeros sem a interferência da interface de apoio é um ensaio complexo de compressão radial, onde o teste experimental é realizado em uma amostra circular, e o estado puro de deformação é alcançado obtendo resultados mais preciso que um teste de compressão simples, no que diz respeito às propriedades do material elastômero. Uma ilustração do ensaio biaxial é apresentada Figura 4-32.

Figura 4-32: Ensaio biaxial de um elastômero

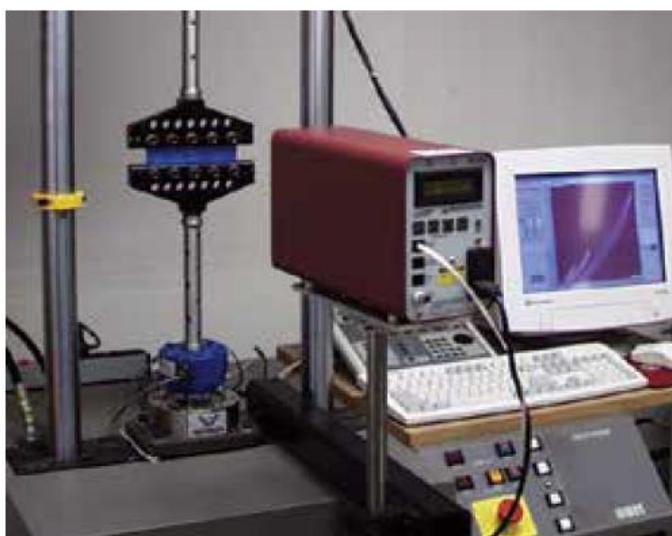


Fonte: Rezende (2020).

4.3.10 Planar Test

Para os ensaios de cisalhamento puro dos elastômeros, Muller (2004a) cita que o ensaio é parecido com um ensaio de tração simples, mas se diferencia pelo fato de o objetivo do ensaio é criar um experimento onde a amostra é perfeitamente restringida na direção lateral, de tal forma que toda a deformação ocorra na direção da espessura, pois o material é quase incompressível a um estado puro de cisalhamento, a um ângulo de 45° . Portanto, é necessário medidores de tensão nas bordas da braçadeira. Uma ilustração deste ensaio é apresentada Figura 4-33.

Figura 4-33: Ensaio de tensões planas de um elastômero



Fonte: Muller (2004a).

Existe ainda um método de ensaio padronizado pela ASTM D4014, apresentado por Merlos (2019) para a realização do ensaio de cisalhamento em elastômeros, e o NETPre está preparando-se para, futuramente, realizar experimentalmente as almofadas elastoméricas simples, e uma ilustração dos artefatos para o ensaio experimental a cisalhamento puro é apresentada na Figura 4-34.

Figura 4-34: Protótipo para ensaio de cisalhamento puro de um elastômero



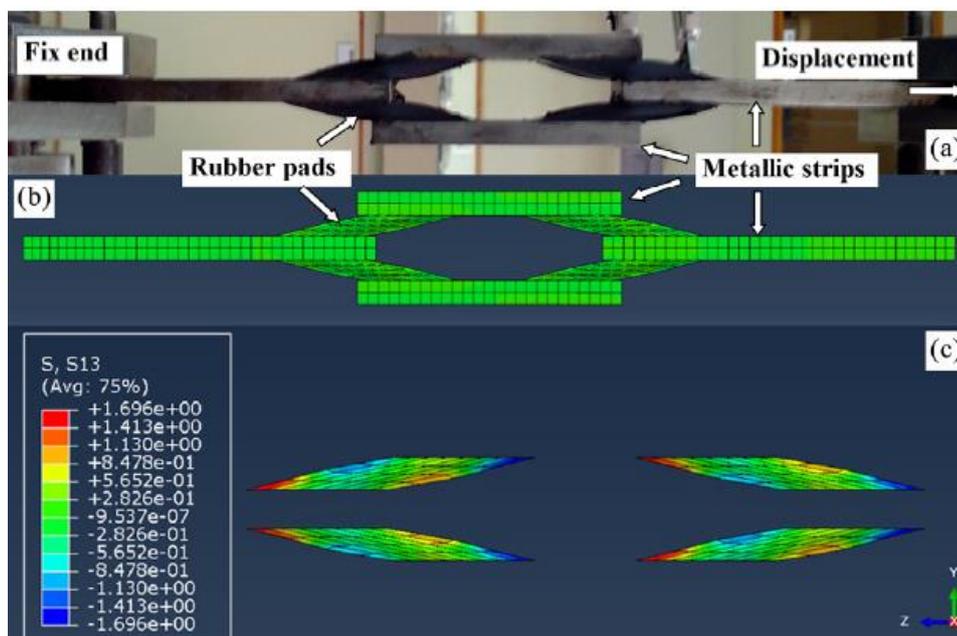
Fonte: Merlos (2019).

Com base dos resultados experimentais é possível alimentar o software utilizando a opção *Hyperelastic* em uma opção interna do ABAQUS®, sendo possível simular numericamente os elastômeros e comparar os resultados. Como já mencionado, Shahzad *et. al.* (2015) e Rezende (2020) realizaram estudos para a validação numérica dos modelos hyperelásticos, sendo que Shahzad *et. al.* (2015) utilizou diversos modelos de potenciais de energia de deformação disponíveis no software ABAQUS®, tendo os modelos alimentados com resultados experimentais através da opção *Test Data* disponível nas opções de material do software, e modelando numericamente os ensaios experimentais e, com os resultados, validar e identificar qual dos modelos de potencial de energia de deformação obteve a melhor resposta frente aos resultados do experimento.

Após validado os resultados é possível, através de um comando *Evaluate* disponível dentro das opções da biblioteca de material, encontrar os coeficientes que servirão para que novos usuários os utilizem em uma análise numérica, extrapolando os resultados obtidos e facilitando a entrada de dados, pois não é necessário entrar com os resultados experimentais.

Shahzad *et. al.* (2015) não aplicou os resultados em nenhum aparelho de apoio, mas simplesmente apresenta os resultados numéricos comparados com os resultados do ensaio uniaxial, biaxial e de cisalhamento puro, apresentando os coeficientes para cada modelo de potencial de energia, dando destaque aos resultados obtidos pelo modelo de Yeoh, onde esse modelo apresentou o menor erro em comparação com os resultados experimentais. Uma ilustração do modelo numérico para o ensaio de cisalhamento puro comparado com o experimental é apresentada na Figura 4-35.

Figura 4-35: Ensaio de cisalhamento puro e análise numérica no software ABAQUS®



Fonte: Shahzad *et. al.* (2015).

Os coeficientes de Yeoh encontrados por Shahzad *et. al.* (2015) e o erro obtido com a análise numérica são apresentados na Tabela 4-14.

Tabela 4-14: Coeficientes de Yeoh

C_{10} (MPa)	C_{20} (MPa)	C_{30} (MPa)	D_1	D_2	D_3	R^2
0.2019	$4.43e^{-5}$	$1.295e^{-4}$	$2.1839e^{-3}$	$8.68e^{-5}$	$-1.794e^{-5}$	0.9962

Fonte: Shahzad *et. al.* (2015).

Rezende (2020) também se utilizou de diversos modelos de potenciais de energia de deformação, mas o seu trabalho utilizou apenas resultados experimentais uniaxiais cedidos pela empresa VIBTECH, que são realizados de acordo com ASTM D412 (2016), e, em sua análise numérica, os melhores resultados também foram obtidos por Yeoh. Um resumo dos resultados obtidos por Rezende (2020) é apresentado na Tabela 4-15.

Tabela 4-15: Resultados dos modelos constitutivos do elastômero

Tipo	Deslocamento (mm)	Varição
Modelo experimental	6,64	-
Modelo analítico ($\mu = 1,034$ MPa)	6,34	- 4,53 %
Modelo em elementos finitos (Yeoh N=3)	6,90	3,87%
Modelo em elementos finitos (Arruda Boyce)	5,49	- 17,32 %
Modelo em elementos finitos (Ogden)	6,14	-7,53%

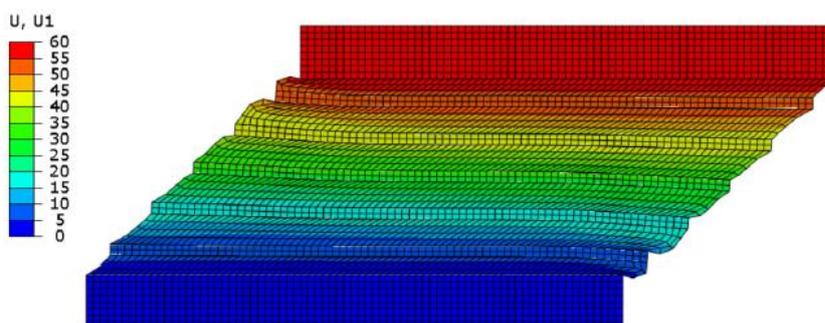
Fonte: Rezende (2020).

Após validar o comportamento do elastômero com o ensaio uniaxial, Rezende (2020) utilizou as informações do material para simular um apoio elastomérico fretado, comparando os resultados obtidos numericamente com o resultado experimental, variando os modelos constitutivos dos elastômeros já apresentados na Tabela 4-15.

Foram comparados os esforços de compressão simples, de cisalhamento e o resumo dos resultados obtidos no modelo da almofada elastomérica fretada para o teste de cisalhamento é apresentado na Figura 4-36.

Figura 4-36: Ensaio de cisalhamento puro e análise numérica no software ABAQUS®

Tipo	Carregamento (kgf)	Varição
Modelo experimental	9375	-
Modelo analítico ($\mu = 1,034$ MPa)	10587,41	12,93%
Modelo em elementos finitos (Yeoh N=3)	9346	- 0,31%
Modelo em elementos finitos (Arruda Boyce)	11695	24,75 %
Modelo em elementos finitos (Ogden)	9928	5,90%



Fonte: Rezende (2020).

Portanto, os coeficientes obtidos por Rezende (2020) do modelo constitutivo do elastômero são apresentados na Tabela 4-17.

Tabela 4-16: Resultados dos modelos constitutivos do elastômero

Modelo	Erro	Constantes associadas a mudança de forma	Constantes associadas a mudança de volume (D)
Arruda-Boyce	16,8%	$\mu = 1,466$ $\lambda_M = 4,11$	0,0066
Ogden (N=3)	0,74%	$\mu_1 = 1,233$ $\alpha_1 = 3,73$ $\mu_2 = -0,56$ $\alpha_2 = 4,11$ $\mu_3 = 0,267$ $\alpha_3 = -2,002$	0,0065
Yeoh (N=3)	0,76%	$C_{10} = 0,605$ $C_{20} = 0,0249$ $C_{30} = -0,00025$	0,0083

Fonte: Rezende (2020).

4.3.11 Modelagem Numérica Deformação por Compressão

Para a modelagem numérica da almofada elastomérica simples será utilizado os coeficientes do modelo constitutivo obtidos por Rezende (2020), pois, embora a autora tenha validado os resultados apenas com o ensaio a tração, utilizou-se o elastômero de uma empresa brasileira, sendo assim, o comportamento aproxima-se mais dos obtidos experimentalmente por Merlos (2019).

Para a validação dos resultados numéricos com os obtidos experimentalmente, é necessário ir ajustando as variáveis que envolvem um ensaio experimental de material com características bem complexas, portanto, no ensaio de compressão simples, o atrito entre as partes é fundamental e influencia diretamente nos resultados, por isso será utilizado os coeficientes obtidos por Rezende (2020) e o modelo constitutivo da borracha de Yeoh, e serão variados os coeficientes de atrito, verificando qual valor aproxima-se mais da realidade.

Outro fator importante que influencia nos resultados é a viscosidade do material e as não linearidades que ocorrem no material, como a fluência e o histeresse já abordados. Embora não se tenha dados suficientes para alimentar o programa com essas informações, será realizada uma análise estática sem levar o fator da taxa de carregamento e os efeitos devidos ao ciclo de carregamento para essa análise serão desprezados. Em uma opção

interna no software é possível inserir esses parâmetros para a propriedade hiperelástica do material, embora necessita-se de resultados experimentais sobre o assunto.

De acordo com NBR 9062:2017, o deslizamento horizontal do aparelho de apoio será impedido se for atendido a limitação conforme as equações abaixo:

$$H_k < \mu \cdot N_k \quad (4.19)$$

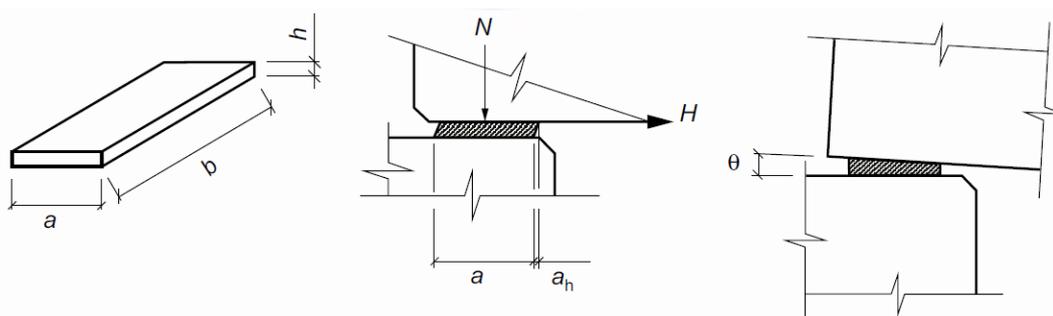
$$\mu = 0,1 + 0,6/\sigma'_{mk} \quad (4.20)$$

$$\sigma'_{mk} = N_{gk}/A' \text{ ou } (N_{gk} + N_{qk})/A' \quad (4.21)$$

Onde:

$A' = (a - ah) \cdot b$, conforme ilustração da Figura 4-37.

Figura 4-37: Parâmetros referente ao aparelho de apoio



Fonte: NBR 9062:2017.

Portanto, serão utilizados os seguintes coeficientes de atrito apresentados na tabela Tabela 4-17.

Tabela 4-17: Coeficientes de atrito utilizados na análise numérica

Carregamento	Coeficiente de Atrito μ				
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

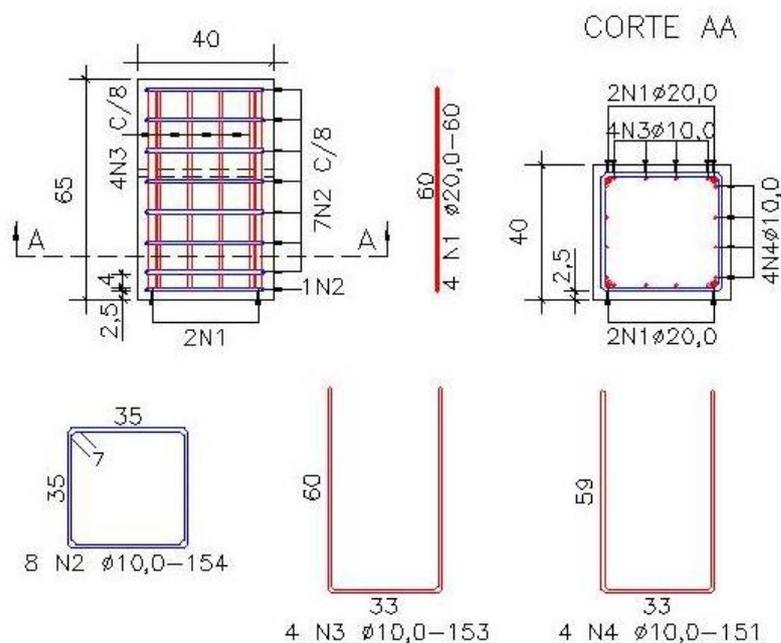
Fonte: Autor.

Para a modelagem numérica da almofada elastomérica será utilizado como ferramenta o software ABAQUS®, sendo modelado numericamente todos os corpos de prova ensaiados experimentalmente por Merlos (2019).

O bloco de concreto superior do ensaio experimental será modelado por elementos sólido e a armadura interna desses elementos será representado pelo elemento *wire*.

As dimensões do bloco de concreto que foram utilizados no ensaio experimental de Merlos (2019), assim como as armaduras utilizadas, são apresentadas na Figura 4-38.

Figura 4-38: Detalhamento do bloco de reação do ensaio experimental

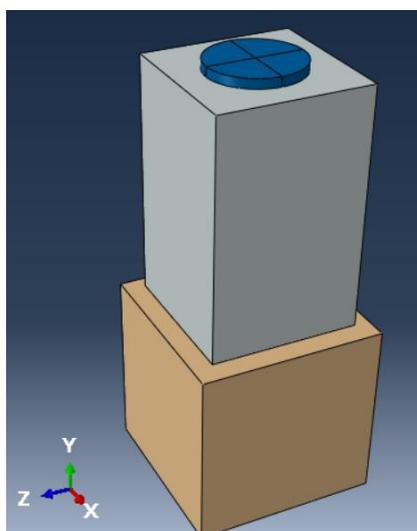


Fonte: Merlos (2019).

Sobre o bloco de concreto foi posicionada uma chapa metálica com diâmetro de 250 mm e espessura de 25 mm de aço, e é sobre esta chapa que será aplicado as tensões sobre a almofada elastomérica que serão modeladas numericamente com o elemento de sólido.

Uma ilustração do modelo tridimensional é apresentada na Figura 4-39.

Figura 4-39: Modelo tridimensional do ensaio a compressão simples



Fonte: Autor.

A característica mecânica dos materiais aço e concreto utilizados para a simulação numérica do modelo ensaiado por Merlos (2019) estão ilustradas nas Tabela 4-4 e Tabela 4-18.

Tabela 4-18: Parâmetros concreto

Modelo	PR	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 35417$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666

Fonte: Autor.

A almofada elastomérica foi representada por elementos sólidos e o modelo constitutivo do Neoprene será o modelo proposto por Yeoh, utilizando a opção *hyperelastic* do software ABAQUS® e os coeficientes utilizados estão apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Um resumo dos elementos utilizados e o tamanho da malha utilizada para as partes constituintes do modelo é apresentada Tabela 4-19.

Tabela 4-19: Tipo de elemento e tamanho da malha do modelo numérico

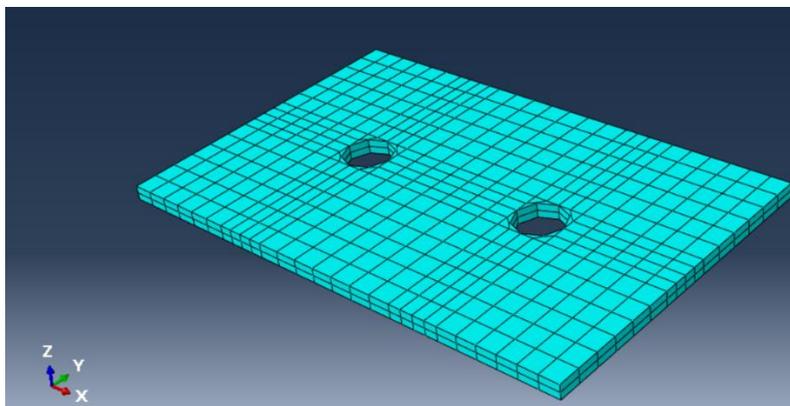
Material	Tipo do Elemento	Tamanho da Malha
Barra de aço	T3D2	10 mm
Atuador	C3D8R	15 mm
Bloco de Concreto	C3D8R	15 mm
Almofada Elastomérica	C3D8RH	10 mm

Fonte: Autor.

A almofada elastomérica tem a característica de sofrer grandes deformações, portanto, como forma de complementar esse elemento é necessário informar uma formulação híbrida juntamente com a definição das malhas do elemento, que, de acordo com ABAQUS® (2015), os elementos híbridos são usados quando os materiais possuem o comportamento incompressível, típico de borrachas, e esses elementos híbridos são utilizados pois a formulação de deslocamento puro é incompatível para representar o comportamento dos materiais incompressíveis, portanto, é necessário implementar um grau de liberdade adicional

para determinar a pressão no elemento diretamente. Uma ilustração do modelo tridimensional da almofada elastomérica é apresentada na Figura 4-40.

Figura 4-40: Malhas da almofada elastomérica simples

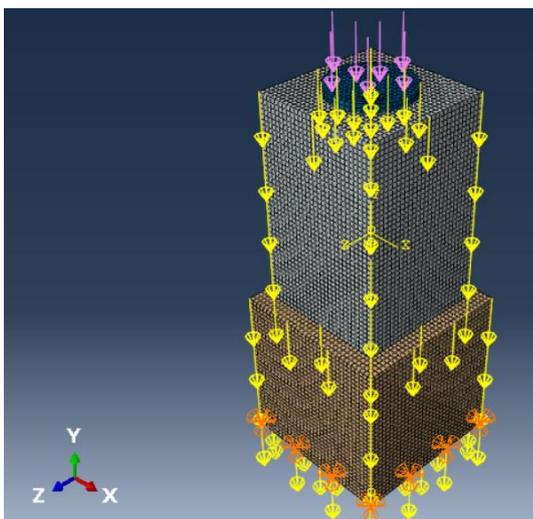


Fonte: Autor.

Na interação entre as partes do modelo foi utilizada o tipo *embeded region* para as armaduras embutidas dentro do concreto, e para a interação entre as interfaces da almofada elastomérica serão utilizadas a interação *Tangential Behaviour*, utilizando a formulação de atrito *Penalty* com os coeficientes já apresentados na [Tabela 4-17](#). Foi atribuído também a interação entre as interfaces *Normal Behaviour*, marcando a opção *Hard Contact*, evitando que as interfaces se sobreponham.

O carregamento, conforme já mencionado, será aplicando uma tensão de 7 MPa sobre uma chapa metálica apoiada sobre a face superior do bloco de concreto, descontando o peso próprio do bloco que é considerado automaticamente, implementando o valor da densidade do concreto de 2400 kg/m³ e do aço de 7850 kg/m³ e a carga gravitacional de -9,81 m/s². Implementou-se uma amplitude linear de carregamento, mas não se considerou, para essa análise, o tempo de carregamento versus o tempo de ensaio, portanto, é uma análise numérica estática. Nas condições de contorno do bloco de apoio da almofada elastomérica simples, será considerado do tipo apoio fixo, conforme ilustrado na Figura 4-41.

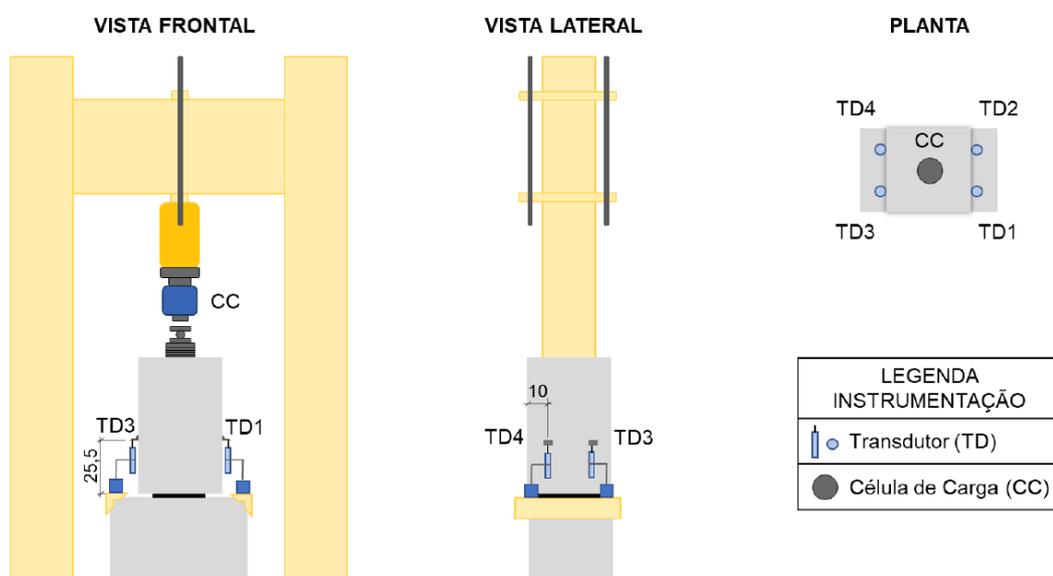
Figura 4-41: Pressão, força gravitacional e apoio fixo



Fonte: Autor.

O procedimento para obtenção dos resultados será bem próximo ao obtido experimentalmente. Serão obtidos os deslocamentos médios U_2 , no sentido vertical, posicionados em pontos estratégicos no bloco de concreto, obtidos do software, na mesma posição que os transdutores foram posicionados, conforme a ilustração da Figura 4-42.

Figura 4-42: posicionamento da instrumentação do modelo experimental

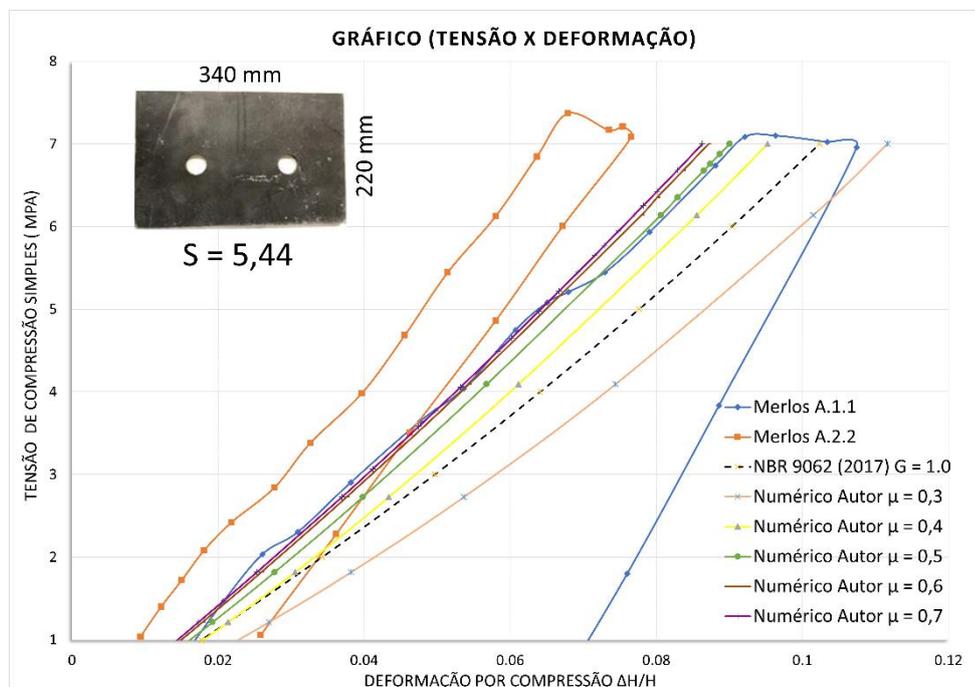


Fonte: Merlos (2019).

4.3.12 Resultados da Análise Numérica

Os resultados obtidos com a análise numérica no ABAQUS® são apresentados nas Figura 4-43, Figura 4-44, Figura 4-45, Figura 4-46.

Figura 4-43: Gráfico tensão x deformação (A.1.1) e (A.2.2)

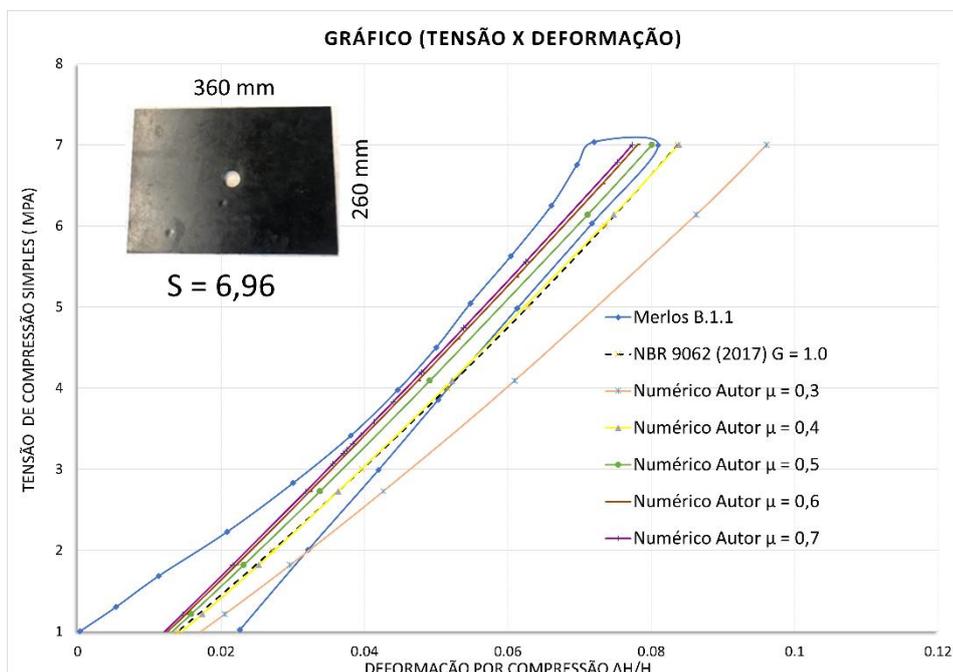


Fonte: Autor.

É possível identificar nos gráficos da Figura 4-43 que os resultados obtidos numericamente com o coeficiente de atrito de 0,5 se aproximaram bastante do Modelo A1.1. Os resultados obtidos com o coeficiente de atrito 0,4 se aproximaram mais dos obtidos pela equação proposta pela NBR 9062:2017. Os resultados do modelo A.2.2, obtidos demonstram uma rigidez maior da almofada a compressão, o que comprova que a taxa de carregamento afeta o módulo de elasticidade a compressão da almofada elastomérica simples.

Os resultados do modelo B.1.1. da análise numérica são apresentados na

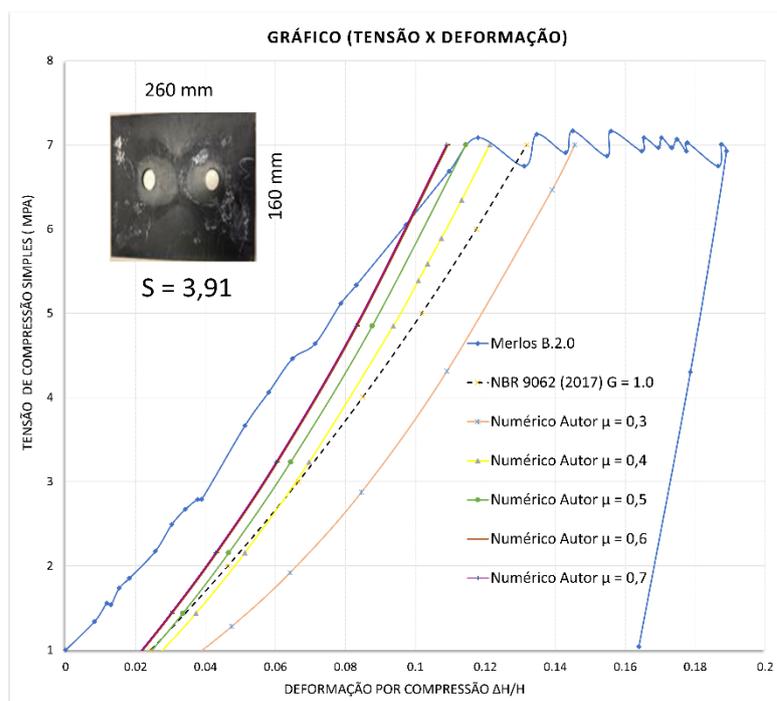
Figura 4-44: Gráfico tensão x deformação (B.1.1)



Fonte: Autor.

Para o modelo B.1.1 os resultados com os coeficientes de atrito de 0,5 também apresentaram resultados satisfatórios para representar o modelo real com a modelagem numérica. E o coeficiente de atrito de 0,4 se aproximou dos coeficientes da NBR 9062:2017.

Figura 4-45: Gráfico tensão x deformação (B.2.0)

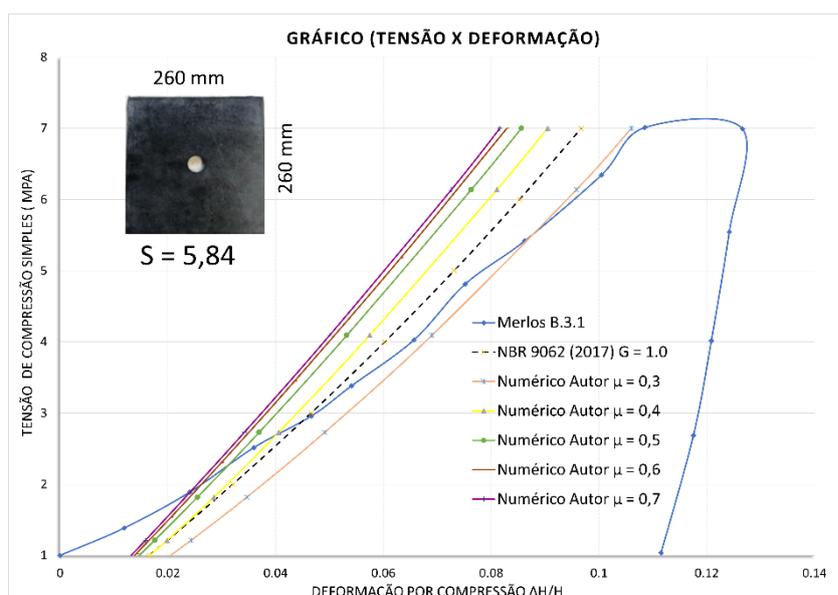


Fonte: Autor.

Os melhores resultados para o modelo B.2.0 foram obtidos com o coeficiente de atrito de 0,5, e mais uma vez os resultados obtidos com a equação da NBR 9062:2017 se aproximaram dos coeficientes de atrito variando entre 0,3 e 0,4.

Os resultados do modelo B.31. da análise numérica são apresentados na Figura 4-46.

Figura 4-46: Gráfico tensão x deformação (B.3.1)



Fonte: Autor.

Para o modelo B.3.1 é possível notar que a rigidez a compressão foi inferior à rigidez proposta pela equação da NBR 9062:2017, e os resultados da análise numérica que mais se aproximaram foram os resultados com o coeficiente de atrito 0,3.

Desse modo é possível confirmar que os resultados da rigidez da almofada a compressão são afetados pelo fator de forma. Nota-se que nas almofadas com dimensões quadradas o atrito foi menor que as almofadas mais retangulares, comparando os resultados numéricos com os experimentais e até mesmo com a equação da NBR 9062:2017.

4.3.13 Modelagem Numérica (Deformação Transversal)

Com o objetivo de validar o modelo constitutivo do material foi modelado o ensaio experimental a cisalhamento puro apresentado na Figura 4-34. As dimensões do ensaio foram obtidas no trabalho de Merlos (2019).

Os elementos utilizados na modelagem dos elementos metálicos foram os sólidos com características elásticas, com módulo de elasticidade de 200000 MPa e coeficiente de Poisson

de 0,3. Para o modelo constitutivo do material foram utilizadas as informações da **Erro! Fonte d e referência não encontrada.**, habilitando a função híbrida nas malhas do modelo.

As malhas foram padronizadas todas com o tamanho de 10 mm, além disso, simulou-se o comportamento de um pino central, conforme as orientações obtidas em Merlos (2019). Nos contatos entre o elastômero e a chapa metálica foram usados do tipo Tie

O carregamento será do tipo estático e será aplicado de forma instantânea, pois o objetivo é apenas encontrar o módulo de elasticidade transversal G .

Foi aplicada no modelo numérico uma força horizontal de 18000 N para cada lado, que corresponde a tensão de 1 MPa de cisalhamento na almofada, e com o deslocamento obtido do modelo numérico é possível encontrar o módulo de elasticidade transversal através da equação (6.2).

$$\tau = G \cdot \Delta/t \quad (4.22)$$

Onde:

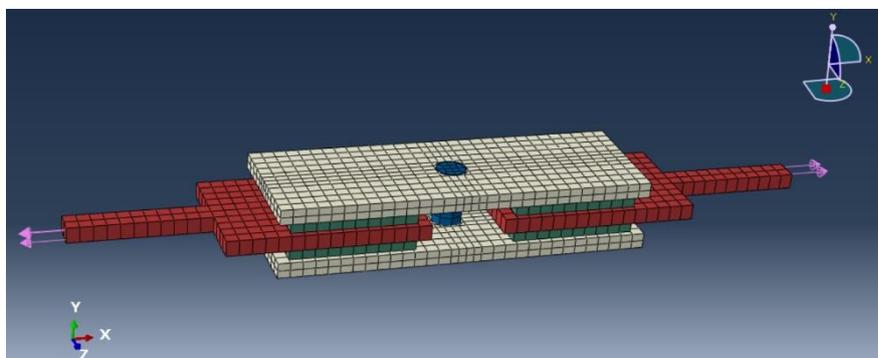
τ é a tensão de cisalhamento.

G Módulo de Elasticidade Transversal.

Δ/t cociente entre deslocamento horizontal com a espessura do Neoprene.

É apresentada na Figura 4-47 uma ilustração do modelo numérico para o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 4-47: Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto

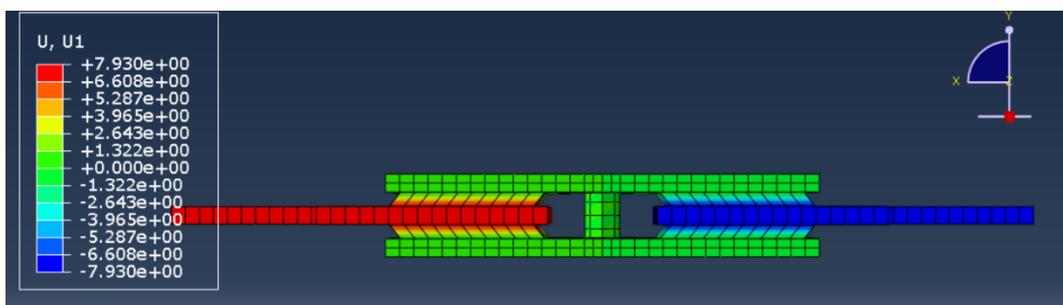


Fonte: Autor.

4.3.14 Resultados da Análise Numérica

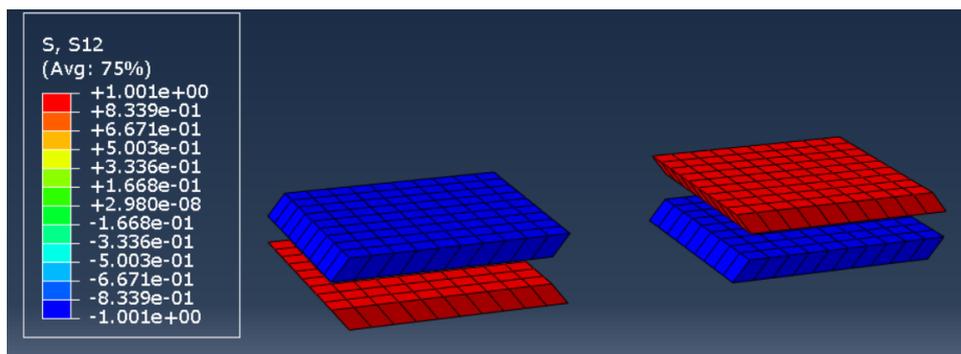
Os resultados da análise numérica para validar o modelo constitutivo do concreto com relação a deformação transversal são apresentados nas Figura 4-48 e Figura 4-49.

Figura 4-48: Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autor.

Figura 4-49: Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autor.

Desta maneira, utilizando a equação (6.2) e encontrando ângulo de deformação da almofada elastomérica, podemos encontrar o valor do módulo $G = 1.26 \text{ MPa}$, valor razoável, comparado com os valores recomendados pela NBR 9062:2017 e apresentados na [Tabela 4-10](#).

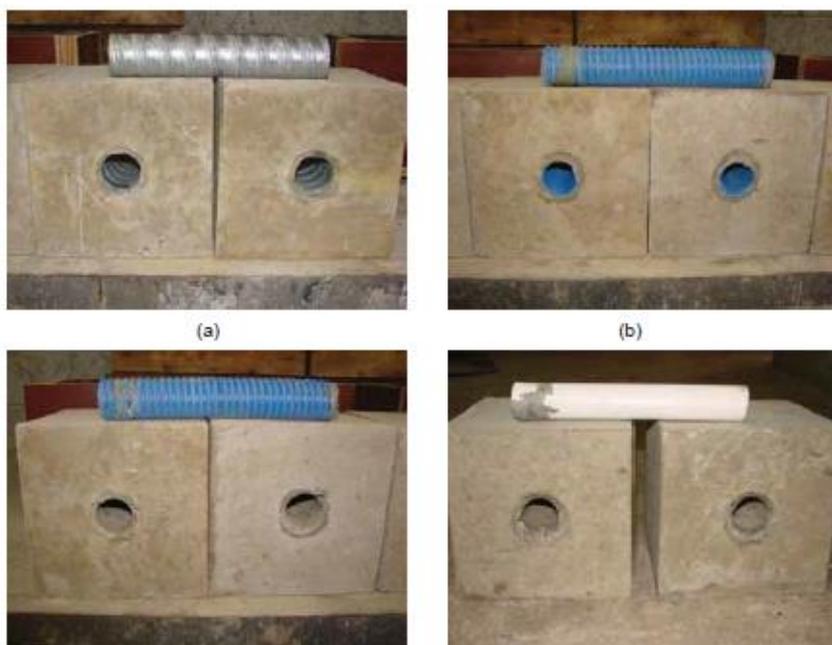
4.4 CALIBRAGEM BAINHA GRAUTEADA

Para a continuidade das estruturas é necessário no processo de fabricação dos pilares deixar um elemento que permita a inserção da armadura negativa posteriormente no local da obra.

As bainhas metálicas corrugadas são comumente utilizadas para esse processo, e, portanto, foram utilizadas por Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016). Assim sendo, com o

objetivo de calibrar essa ligação da armadura negativa, embutida na bainha corrugada metálica e, posteriormente, será utilizado o ensaio experimental realizado por Bertolucci (2010), que efetuou uma série de ensaios experimentais de arrancamento, denominado “*PULL-OUT-TEST*”, variando os tipos de bainha, tais como: bainha metálica corrugada, plástica corrugada, corrugada de plástica retirando do concreto e bainha plástica lisa, conforme ilustradas na Figura 4-50.

Figura 4-50: Bainhas utilizadas no ensaio experimental

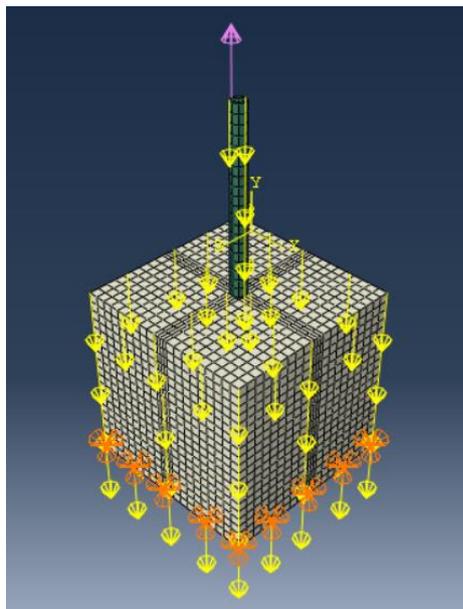


Fonte: Bertolucci (2010).

Para este trabalho calibrou-se apenas a bainha metálica corrugada e a seção transversal dos moldes, apresentada por Bertolucci (2010), é de 200 mm, e o diâmetro da bainha utilizada é de 16 mm. A bainha metálica corrugada utilizada tem o diâmetro de 44,72 mm.

A armadura e o bloco de concreto foram representados numericamente como elementos sólido, e uma representação do modelo numérico é apresentada na Figura 4-51.

Figura 4-51: Modelo numérico do ensaio do “PULL OUT TEST”



Fonte: Autor.

Aplicou-se uma tensão média na armadura de 650 MPa no topo da armadura, e habilitando a aceleração da gravidade em $9,81 \text{ m/s}^2$ para simular o peso próprio do ensaio, com as densidades do concreto e do aço definidas na aba de propriedades.

No apoio na base do bloco de concreto foi implementado o apoio fixo, e o tamanho das malhas e o elemento utilizados neste trabalho estão apresentados na Tabela 4-20

Tabela 4-20: Tipo de elemento e tamanho da malha do modelo numérico do “PULL OUT TEST”

Material	Tipo do Elemento	Tamanho da Malha
Barra de aço	C3D8R	10 mm
Bloco de Concreto	C3D8R	10 mm

Fonte: Autor.

As informações do modelo constitutivo do concreto e aço utilizados no ensaio são apresentadas nas Tabela 4-4 e Tabela 4-21.

Tabela 4-21: Parâmetros do “PULL OUT TEST”

Modelo	PR	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 44257,72$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
18.6078	0	0	
49.0329	0.00015	0	
58.5623	0.0003	0	
62.124	0.0006	0	
46.6395	0.0019	0.2478	
31.124	0.0033	0.498	
22.2536	0.0045	0.6411	
17.0105	0.0056	0.7256	
13.6574	0.0067	0.7797	
11.3629	0.0077	0.8167	
9.7073	0.0087	0.8434	
8.4622	0.0098	0.8635	
7.4946	0.0108	0.8791	
6.7226	0.0118	0.8916	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
4.6905	0	0	
1.9478	0.00012	0.5847	
1.0586	0.00019	0.7743	
0.7252	0.00025	0.8454	
0.5564	0.00031	0.8814	
0.4551	0.00036	0.903	
0.3876	0.00042	0.9174	
0.3393	0.00047	0.9277	
0.303	0.00052	0.9354	
0.2746	0.00058	0.9415	
0.2517	0.00063	0.9463	

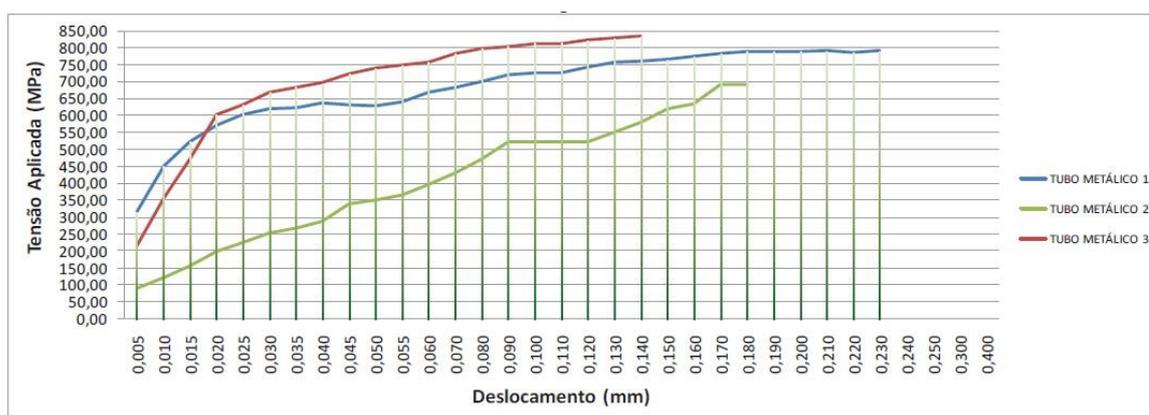
Fonte: Autor.

Os resultados da análise numérica foram comparados com os resultados experimentais obtidos por Bertolucci (2010), onde o autor realizou o experimento de diversos materiais de preenchimento, estudando as variáveis que podem afetar na adesão da

armadura no concreto, e, para este trabalho, utilizou-se como comparação apenas os resultados da bainha metálica corrugada.

Os resultados encontrados por Bertolucci (2010) para a bainha metálica estão apresentados na Figura 4-52.

Figura 4-52: Gráfico tensão x deslocamento *PULL OUT TEST*



Fonte: Bertolucci (2010).

Com as informações do ensaio experimental realizado por Bertolucci (2010) é possível obter as rigidezes que serão aplicadas ao modelo numérico, utilizando a rigidez secante para a tensão de 500 MPa, de acordo com o gráfico da Figura 4-52, com uma tensão de aderência de 10 MPa e um deslocamento de 0,0143, ficando da seguinte forma:

$$K_{nn} = \frac{10}{0,0143} = 700 \text{ Mpa/mm}$$

$$K_{nn} = \frac{10}{0,0143} = 700 \text{ Mpa/mm}$$

Tabela 4-22: Parâmetros para o aço-bainha.

Rigidez Ligação (MPa/mm)			Dano (Ligação) (MPa)			Coef. Atrito
Knn	Kss	Ktt	Normal	Cortante 1	Cortante 2	
1750	700	700	25	10	10	0,4

Fonte: Autor.

A rigidez axial, sem grande influência nos resultados do modelo numérico, foi considerada como 2,5 vezes a rigidez cisalhante, sendo os resultados apresentados na tabela 4.19.

Além desses parâmetros mencionados na Tabela 4-20, para a evolução do dano, utilizou-se um deslocamento plástico de 25,4 mm e uma evolução do dano exponencial de 4,3.

Esses resultados obtidos experimentalmente por Bertolucci (2010) são resultados que se adequam mais ao modelo experimental de Faleiros Junior (2018), que utilizou em seu experimento a armadura com diâmetro de 16 mm. Em Hadade (2016), a autora utilizou a armadura de 25 mm de diâmetro em seu modelo experimental, portanto, a rigidez da ligação é maior, pois a tensão de aderência é maior. Um trabalho realizado por Yapar *et. al.* (2015), em que realiza uma análise numérica de vigas protendidas, utiliza a mesma técnica de modelagem da ligação para simular a aderência do aço-bainha da estrutura metálica e apresenta parâmetros utilizados em seu trabalho, com uma rigidez bem superior a encontrada na Tabela 4-22, os parâmetros utilizados por Yapar *et. al.* (2015) estão apresentados na tabela Tabela 4-23.

Tabela 4-23: Parâmetros para o aço-bainha (Yapar 2015)

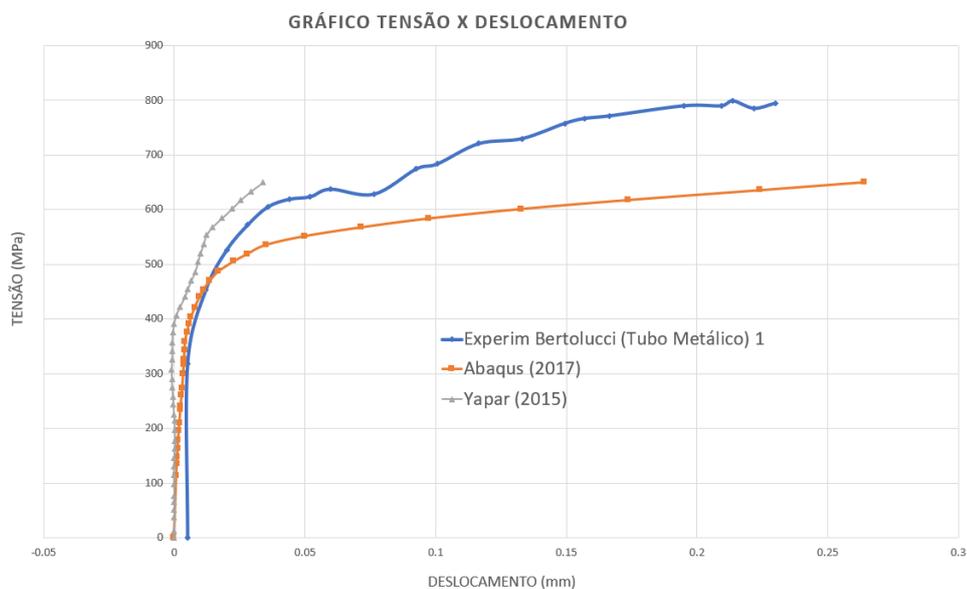
Rigidez Ligação (MPa/mm)			Dano (Ligação) (mm)			Coef. Atrito
Knn	Kss	Ktt	Normal	Cortante 1	Cortante 2	
47884	19064	19064	0,42	0,42	0,42	0,4

Fonte: Autor.

Yapar *et. al.* (2015) utiliza um dano plástico de 25,4 mm e uma evolução exponencial com parâmetro de 4,3. Embora o modelo numérico deste autor é de uma viga protendida e não se assemelha aos modelos numéricos deste trabalho, poucos autores apresentam esses valores de rigidezes da ligação, portanto, utilizar-se-á este valor na calibração dos resultados, comparando com o ensaio de Bertoluci (2020). E no modelo numérico do modelo de Hadade (2016) serão utilizados esses dois resultados mais o resultado adotando o contato do tipo TIE, sendo um contato em que a aderência é perfeita entre o concreto e armadura e verificar qual dos contatos apresentam os melhores resultados.

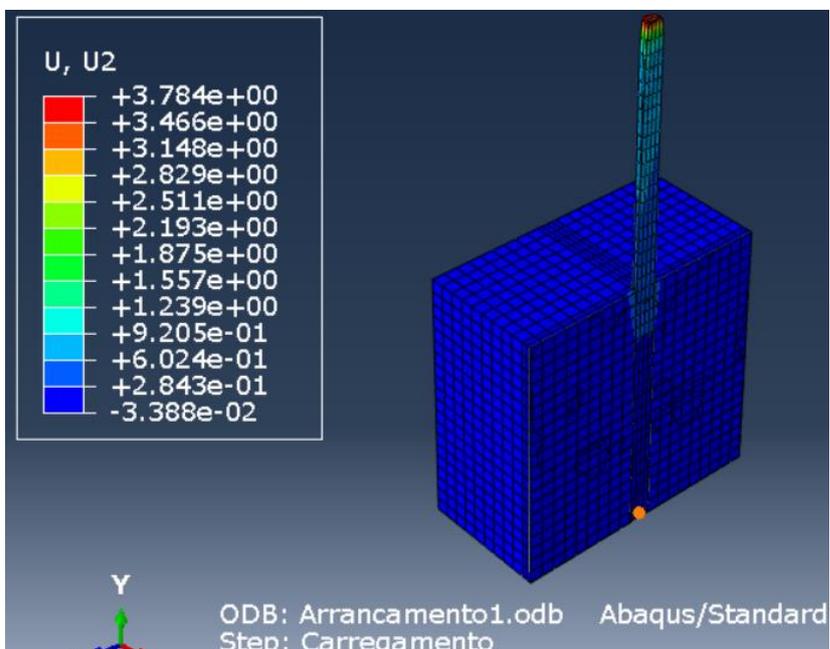
Os resultados obtidos com a tensão média aplicada à armadura embutida na bainha metálica, com os parâmetros de contato, são apresentados na Figura 4-53. Os resultados demonstram que a rigidez superior apresentada no trabalho de Yapar ultrapassa a rigidez encontrada experimentalmente, mas o deslizamento apresenta uma tendência mais próxima ao resultado experimental.

Figura 4-53: Gráfico tensão x deslocamento *PULL OUT TEST*



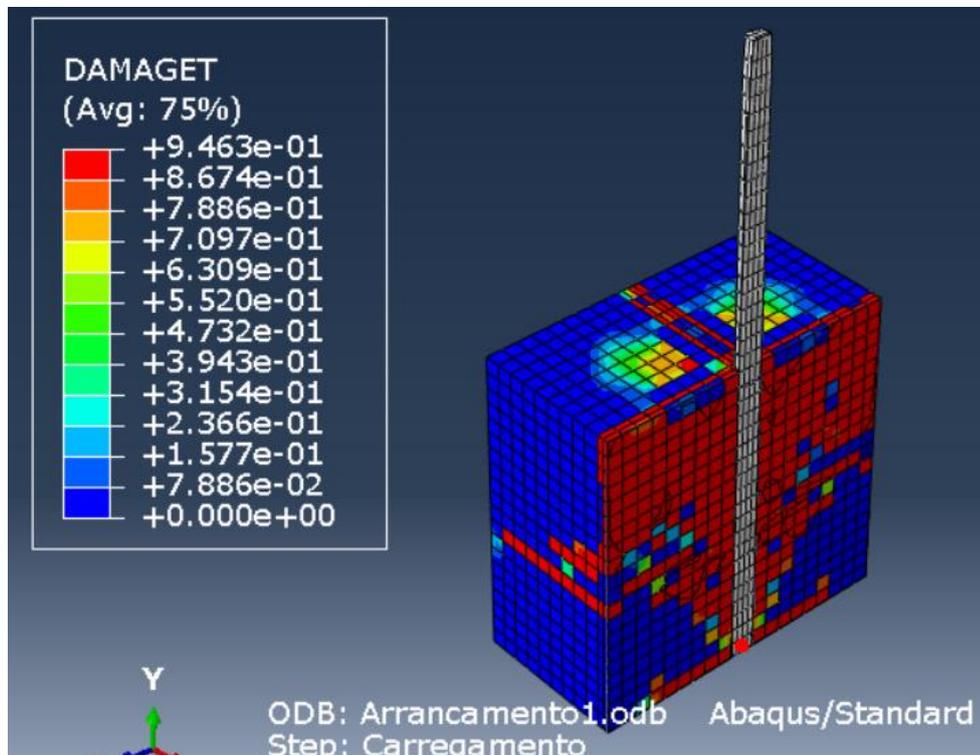
Os deslocamentos verticais encontrados na parte inferior da armadura, estão apresentados na Figura 4-54.

Figura 4-54: Deslocamento vertical do ensaio *PULL OUT TEST* (mm)



Os danos à tração da modelagem numérica do ensaio de *PULL OUT TEST* são apresentados na Figura 4-55.

Figura 4-55: Dano a tração do ensaio *PULL OUT TEST*



Fonte: Autor.

4.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O CAPÍTULO

A calibragem das partes do modelo numérico traz robustez para a análise do modelo global do ensaio experimental, mais confiabilidade aos resultados e uma sensibilidade no que de fato pode afetar em um modelo numérico tão complexo, com tantos fatores que influenciam em sua análise. Portanto, os resultados obtidos são satisfatórios e irão ser implementados nos ensaios do modelo em escala real dos trabalhos realizados por Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016).

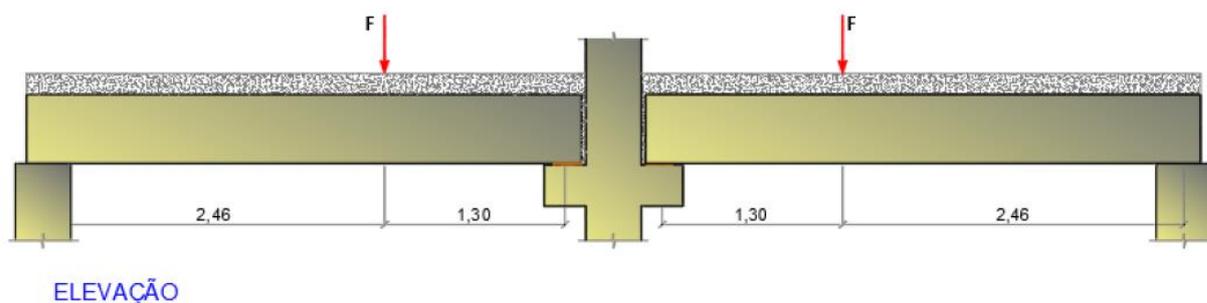
5. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentado a metodologia aplicada para o lançamento dos modelos numéricos que simulam o comportamento dos modelos em escala real de ligação ensaiado por Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016).

5.1 MODELAGEM NUMÉRICA DO MODELO PCD DE FALEIROS JUNIOR (2018)

A seguir é apresentado a sequência de modelagem numérica do modelo PCD, uma ligação em escala real ensaiada experimentalmente por Faleiros Junior (2018), onde o esquema de ensaio é apresentado na Figura 5-1.

Figura 5-1: Esquema de ensaio da viga em escala real



Fonte: Faleiros Junior (2018).

Todas as informações, como as dimensões dos elementos e bitolas de armaduras utilizadas no ensaio experimental, foram obtidas no trabalho de Faleiros Jr (2018), portanto todos os detalhes das armaduras e dimensões do modelo PCD, assim denominado pelo autor, da viga e do pilar, respectivamente, é apresentado nas Figura 5-2.

O concreto do modelo PCD, que, de acordo com Faleiros Jr (2018), o traço foi elaborado para a resistência do concreto atingir o f_{ck} de 30 MPa para as lajes e para as vigas

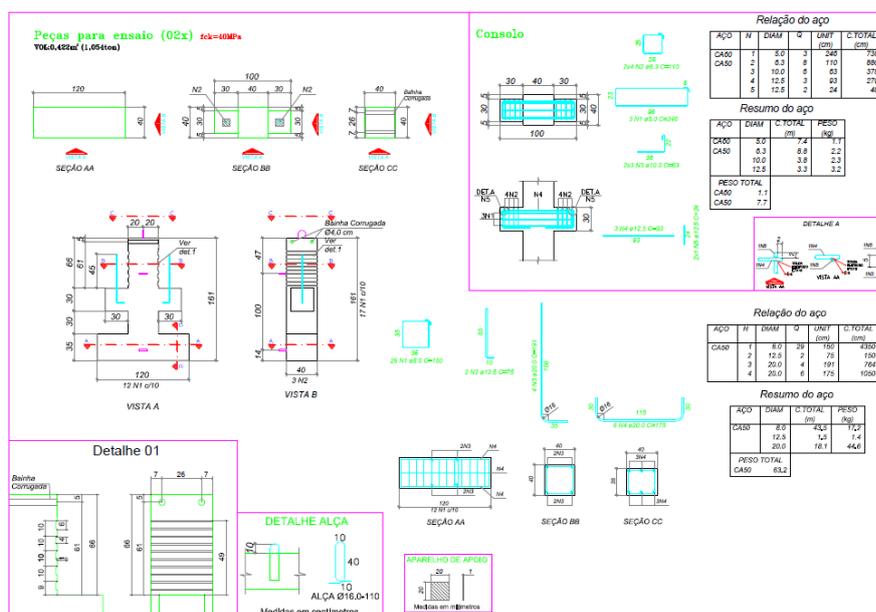
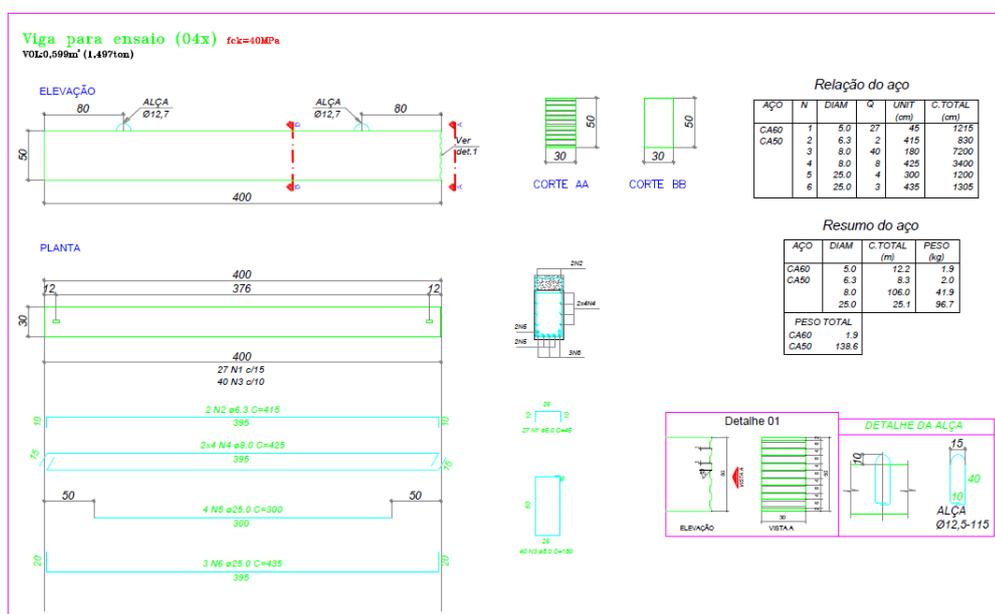
e pilares pré-moldados o fck de 40 MPa, e os resultados do concreto moldado *in loco*, obtidos pelo autor, são apresentados na Tabela 5-1.

Tabela 5-1: Ensaio a compressão dos corpos de prova

Betonada	Slump test (mm)	Corpos de prova	Moldagem	Rompimento	f _{ci} (MPa)
Betonada-1	75	CP1	10/02/2018	15/02/2018	22,0
Betonada-2	80	CP2	10/02/2018	15/02/2018	22,8
Betonada-3	75	CP3	10/02/2018	15/02/2018	22,4
Betonada-4	75	CP4	10/02/2018	15/02/2018	24,0

Fonte: Faleiros Junior (2018).

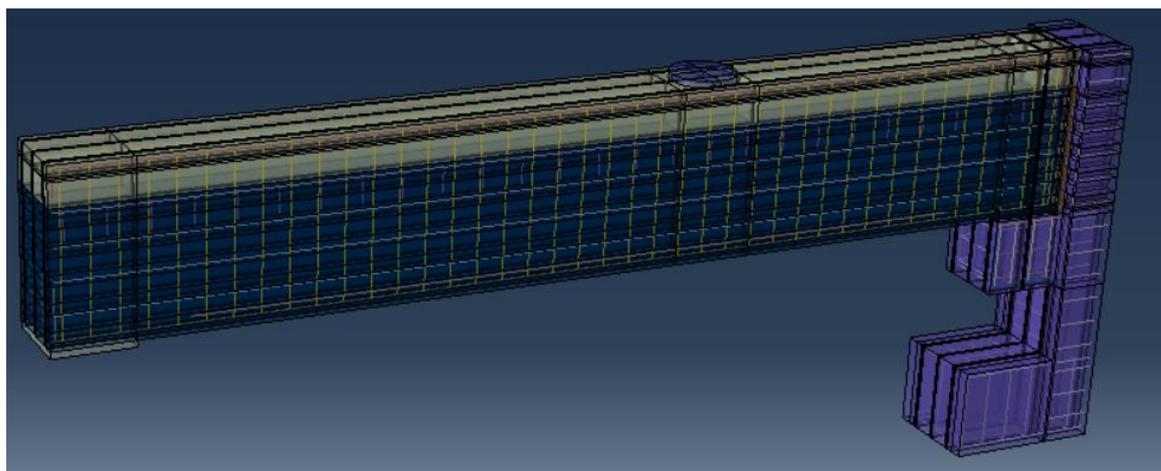
Figura 5-2: Detalhamento das vigas do modelo PCD



Fonte: Faleiros Junior (2018).

O modelo PCD, foi modelado numericamente no ABAQUS®, utilizando o elemento do tipo sólido para os elementos pilares, vigas, graute, almofada elastomérica, armadura negativa de continuidade e para o pino. Para as demais armaduras foram utilizados os elementos do tipo *wire* (fio). Uma ilustração do modelo tridimensional é apresentada Figura 5-3.

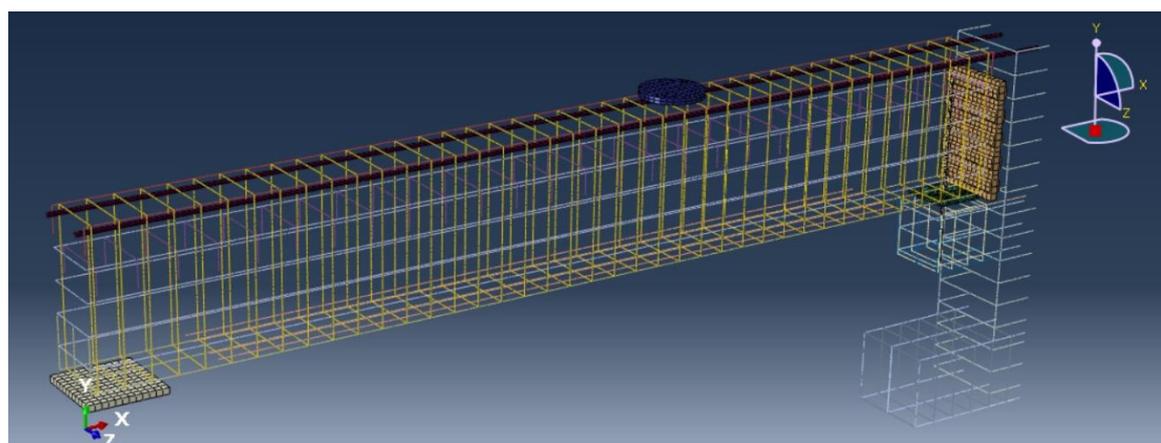
Figura 5-3: Modelo tridimensional do PCD



Fonte: Autor.

A ilustração do modelo mostrando apenas o posicionamento das armaduras, é apresentada na Figura 5-4.

Figura 5-4: Modelo tridimensional das armaduras do PCD

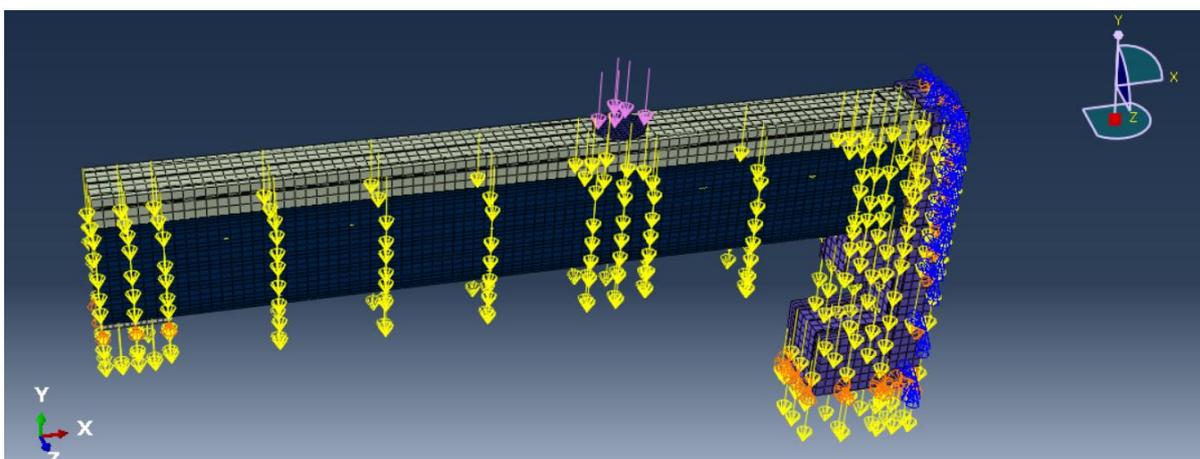


Fonte: Autor.

Com o objetivo de reduzir o tempo de processamento do modelo numérico utilizou-se o recurso de dupla simetria em torno do eixo x-y, recurso largamente utilizado em análises numéricas. Com esse recurso o tempo de análise médio para este modelo foi em torno de 16 horas. Para as condições de contornos do modelo numérico utilizou-se apoio móvel no apoio

externo, permitindo as translações horizontais, simulando o comportamento do ensaio experimental no apoio e sendo apoiadas em uma chapa metálica, com um contato de atrito de 0,6 entre o concreto e a chapa metálica, para não surgir tensões de tração devido aos esforços aplicados. E no apoio externo, na base dos pilares, utilizou-se o apoio fixo, impedindo as translações em X e Y. Aplicou-se um total de força de 800 kN, sobre uma chapa metálica de 250 mm de diâmetro e espessura de 25 mm. Uma representação dos carregamentos e das condições de contorno aplicadas no modelo é apresentada na Figura 5-5.

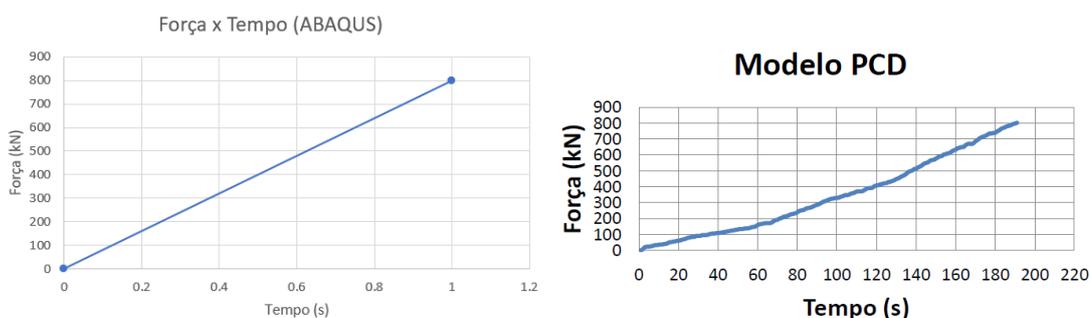
Figura 5-5: Condições de contorno e carregamento do modelo PCD



Fonte: Autor.

Para este modelo numérico usou-se o recurso de análise ABAQUS®/*Static General*, portanto, entende-se que o ensaio experimental realizado simula o carregamento estático, não sendo necessário uma análise dinâmica. O ABAQUS® permite ao usuário a implementação de amplitudes de carregamento, de forma a simular o tempo de ensaio realizado experimentalmente, para este modelo adotou-se uma amplitude que está ilustrada na Figura 5-6.

Figura 5-6: Amplitude do ensaio numérico e experimental



Fonte: Autor.

O tamanho das malhas e o tipo de elemento utilizados no modelo numérico do PCD é extremamente importante estarem bem configurados para otimização de tempo na análise, como apresentada na Tabela 5-2.

Tabela 5-2: Tamanho das malhas e tipo de elemento do modelo PCD

Material	Tipo do Elemento	Tamanho da Malha
Barra de aço	T3D2	10 mm
PR	C3D8R	15 mm
Graute	C3D8R	15 mm
Armadura Negativa	C3D8R	15 mm
Pino	C3D8R	15 mm
Vigas e Pilares e Laje	C3D8R	50 mm
Almofada Elastomérica	C3D8RH	10 mm

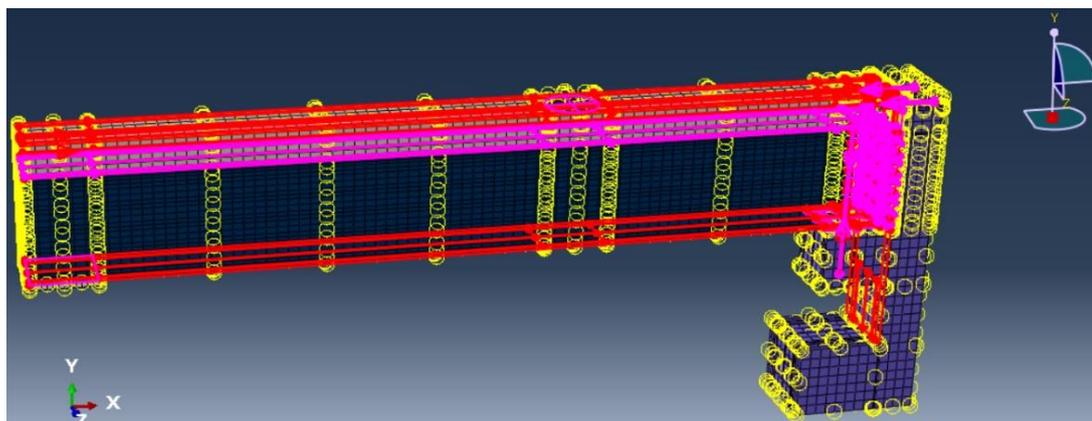
Fonte: Autor.

Para os contatos, conforme já mencionado no modelo PCD, utilizou-se o *Embedded Region* para as armaduras embutidas no concreto e para ligações de concreto-concreto, como por exemplo a ligação da capa da laje com a viga pré-moldada, usou-se os seguintes conjuntos de contatos: *Cohesive behavior*, *Damage*, *Tangential Behavior* e o *Normal Behavior*, e os valores utilizados foram os apresentados na Tabela 4-3, sendo os mesmos utilizados para a ligação PR e empregando valores de baixa rigidez, as ligações podem ser consideradas interfaces lisas devido à qualidade de concretagem e chave de cisalhamento ter sido modelada com as ranhuras. Uma ilustração representando os contatos utilizados é apresentada na [Figura 4-1](#).

Para a representação do comportamento da almofada elastomérica, empregou-se o modelo constitutivo proposto por Yeoh e os parâmetros utilizados na análise estão apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Na ligação da interface usou-se o contato *Tangential Behaviour*, da função *Penalty*, com um coeficiente de atrito de 0,5.

Uma ilustração com destaque em vermelho das ligações de contato, utilizadas neste modelo numérico, é apresentada na Figura 5-7.

Figura 5-7: Contatos das interfaces do modelo PCD

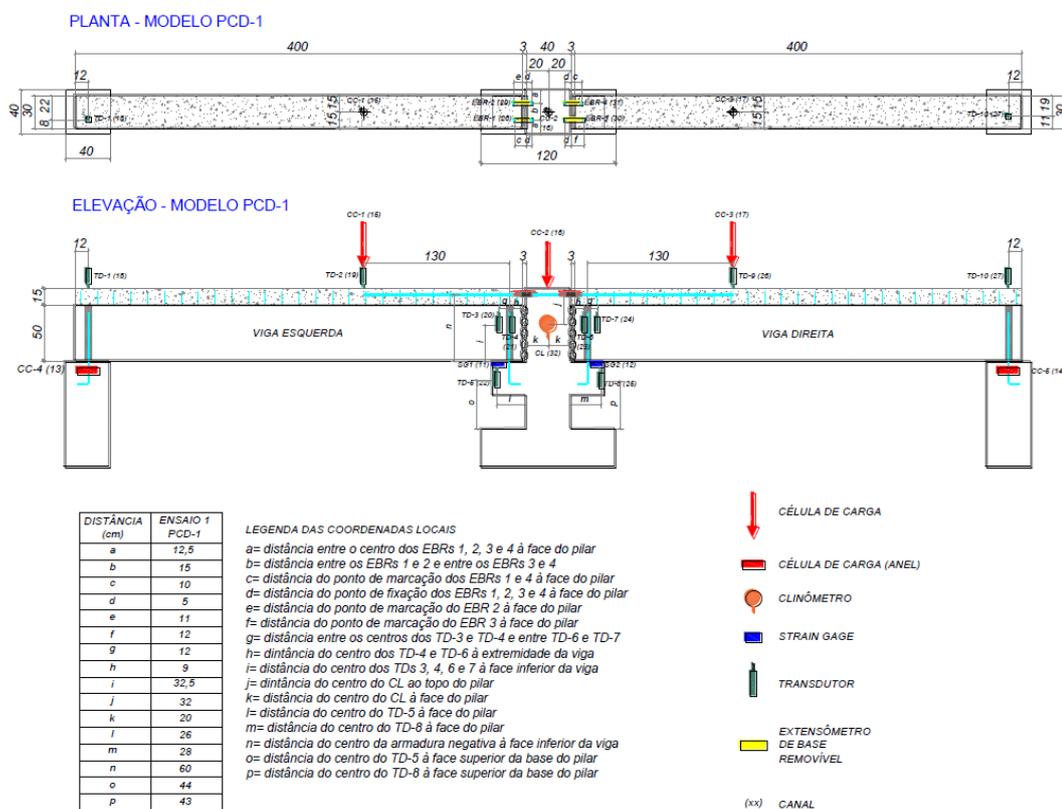


Fonte: Autor.

5.2 INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO PCD

A instrumentação utilizada por Faleiros Junior (2018) é apresentada na Figura 5-8. Toda a instrumentação foi idealizada e planejada com o objetivo de estudar o mecanismo de chave de cisalhamento.

Figura 5-8: Instrumentação completa do modelo PCD



Fonte: Faleiros Junior (2018).

Instalou-se células de cargas nos apoios externos com o objetivo de verificar a quantidade de carga absorvida pelo apoio reticulado.

No ensaio experimental de Faleiros Junior (2018), o autor inseriu *strain gages* (medidores de deformações) no tirante principal do consolo, com o objetivo de avaliar a parcela de esforço que o consolo absorveu e com outros medidores estrategicamente posicionados no ensaio experimental. O autor conseguiu isolar a parcela de esforço que foi direto para a chave de cisalhamento. Um exemplo da posição *strain gages* no consolo é ilustrado na Figura 5-9.

Figura 5-9: *Strain gages* no tirante do consolo do modelo PCD



Fonte: Faleiros Junior (2018).

Os parâmetros da armadura negativa embutida na bainha dentro do pilar, utilizados para simular o comportamento da armadura dentro da bainha, estão apresentados na Tabela 4-23.

As informações da resistência do concreto foram obtidas de acordo com Tabela 5-1. Embora as resistências obtidas experimentalmente por Faleiros Junior (2018) terem sido inferiores ao traço projetado, essa redução pode ser justificada pelo prazo curto, apenas 05 dias, entre a modelagem e rompimento do corpo de prova, portanto, foram adotadas as resistências projetadas para a simulação do modelo numérico. Não foi apresentada a resistência à tração do concreto, portanto, utilizou-se a resistência medida à tração conforme a NBR 6118:2014.

Desse modo, o modelo constitutivo do concreto do modelo PCD, utilizado na análise numérica, é apresentado nas Tabela 5-3 e Tabela 5-4.

Tabela 5-3: Parâmetros das lajes (PCD)

Modelo	PCD	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 30672$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro K_c	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
9,0026	0	0,0000	
24,7079	0,0003	0,0000	
28,7281	0,0006	0,0000	
30,06	0,001	0,0000	
26,55	0,0021	0,0597	
21,5143	0,0033	0,1633	
17,5291	0,0044	0,2610	
14,6032	0,0055	0,3439	
12,4394	0,0066	0,4126	
10,8	0,0076	0,4695	
9,5255	0,0086	0,5170	
8,5112	0,0097	0,5570	
7,6873	0,0107	0,5911	
7,0062	0,0117	0,6205	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
2,9003	0	0	
1,8853	8,00E-05	0,3499	
1,2546	0,00015	0,5674	
0,9384	0,00021	0,6764	
0,7551	0,00026	0,7396	
0,6363	0,00031	0,7806	
0,553	0,00036	0,8093	
0,4913	0,00041	0,8306	
0,4437	0,00046	0,847	
0,4057	0,00051	0,8601	
0,3746	0,00055	0,8708	

Fonte: Autor.

Tabela 5-4: Parâmetros das vigas e pilares (PCD)

Modelo	PCD	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 35417$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
12,0041	0	0	
32,2146	0,00025	0	
38,0223	0,0005	0	
40,08	0,0009	0	
30,09	0,0021	0,115	
20,08	0,0034	0,2829	
14,3571	0,0046	0,4157	
10,9745	0,0057	0,5132	
8,8113	0,0067	0,5854	
7,3309	0,0078	0,64	
6,2628	0,0088	0,6825	
5,4595	0,0098	0,7163	
4,8352	0,0108	0,7438	
4,3371	0,0118	0,7665	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
3,5003	0	0	
1,9619	9,00E-05	0,4395	
1,2026	0,00016	0,6564	
0,8653	0,00022	0,7528	
0,6812	0,00028	0,8054	
0,5661	0,00033	0,8383	
0,4873	0,00038	0,8608	
0,4299	0,00043	0,8772	
0,3861	0,00048	0,8897	
0,3515	0,00053	0,8996	
0,3235	0,00058	0,9076	

Fonte: Autor.

Para representar o modelo constitutivo do graute, usou-se os mesmos parâmetros do graute do PCR, pois os experimentos foram concretados juntos. O modelo constitutivo utilizado está apresentado na Tabela 4-6.

5.3 MODELAGEM NUMÉRICA DO MODELO DE HADADE (2016)

A seguir é apresentada a metodologia de lançamento da ligação em escala real ensaiada experimentalmente por Hadade (2016). A autora ensaiou seis protótipos em escala real, todos eles com o objetivo de estudar as ligações semirrígidas.

Hadade (2016) ensaiou as ligações que são permitidas pela NBR9062:2017, variando o aparelho de apoio, ensaiando os protótipos com almofada elastomérica, chapa metálica e almofada de graute no apoio das vigas, e, além disso, na região da ligação, a autora estudou o comportamento da ligação com estribos na região da ligação e sem os estribos nessa região. Assim a autora adota nomes aos modelos de acordo com o tipo de ensaio, portanto o modelo NCE representa que é um modelo com Neoprene, Chumbador e Estribos.

Uma ilustração do modelo ensaiado experimentalmente por Hadade (2016) é apresentada na Figura 5-10.

Figura 5-10: Protótipo da ligação viga-pilar ensaiada no NETPRE



Fonte: Hadade (2016).

A escolha deste ensaio experimental é justificada pelo fato de autora ter utilizado o mecanismo de chave de cisalhamento na interface do pilar, que é o principal objeto de estudo deste trabalho, este mecanismo é ilustrado na Figura 5-11.

Figura 5-11: Protótipo da ligação viga-pilar ensaiada no NETPRE



Fonte: Hadade (2016).

Todas as informações como as dimensões dos pilares, consolos, vigas, bitolas de armaduras e as resistências obtidas à compressão do concreto utilizadas no ensaio experimental de Hadade (2016), são apresentadas a seguir. A resistência à compressão do concreto pré-fabricado e do moldado *in loco* é apresentada na Tabela 5-5 e Tabela 5-6.

Tabela 5-5: Resistência à compressão do concreto pré-fabricado (NCE)

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).

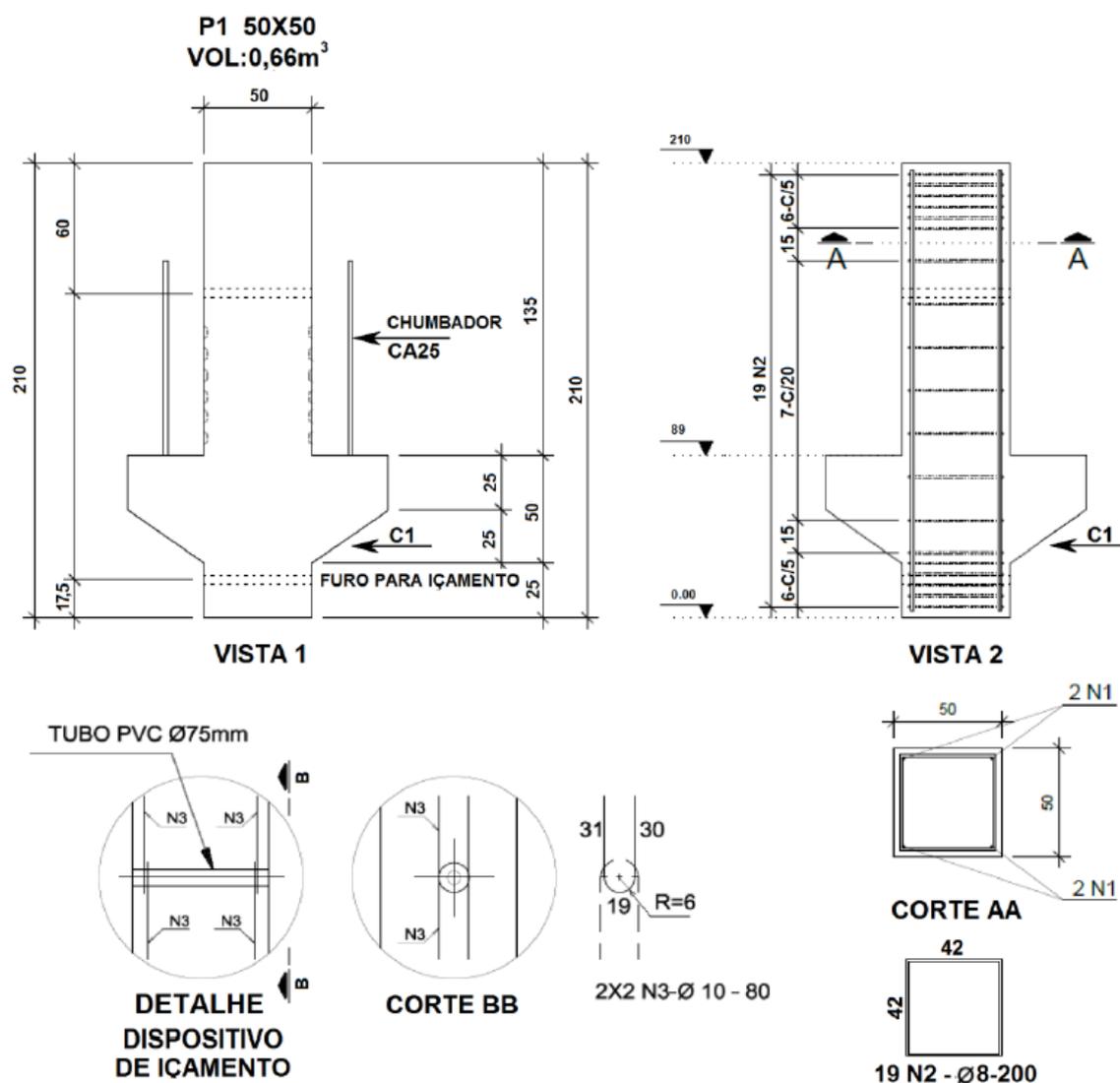
Tabela 5-6: Resistência à compressão do concreto moldado no local (NCE)

ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL (NBR 5739:2007) - CONCRETO MOLDADO NO LOCAL									
CONTROLE ESTATÍSTICO POR AMOSTRAGEM PARCIAL f_{ck} : 30 MPa									
Tipo de CP's: 10X20 cm									
Tipo de capeamento: RETIFICAÇÃO									
ENSAIO	DATA DO ENSAIO	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).

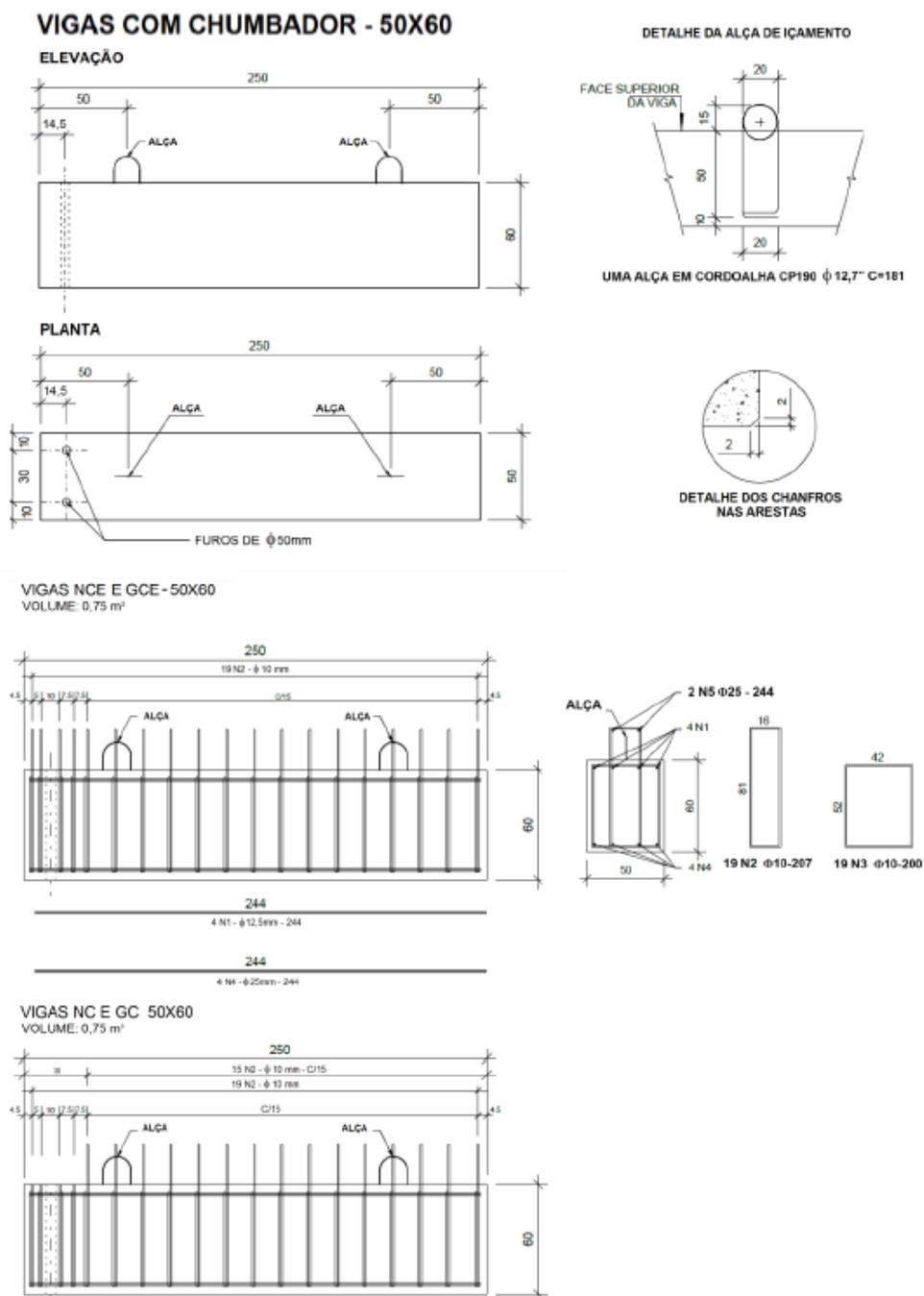
O detalhamento das armaduras e dimensões dos pilares são apresentados nas Figura 5-12 e Figura 5-13.

Figura 5-12: Detalhamento dos pilares e consolo do modelo NCE



Fonte: Hadade (2016).

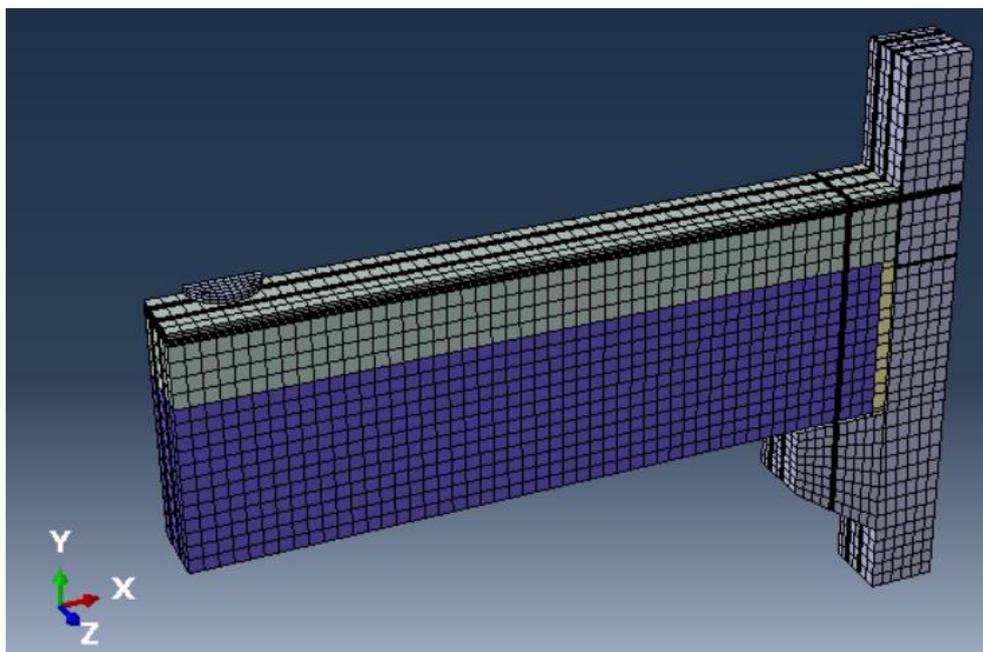
Figura 5-13: Detalhamento das vigas do modelo NCE



Fonte: Hadade (2016).

O modelo NCE desenvolvido por Hadade (2016) foi modelado numericamente no ABAQUS®, utilizando o elemento do tipo sólido para os elementos pilares, vigas, graute, almofada elastomérica, armadura negativa de continuidade e para o pino, para as demais armaduras foram utilizados os elementos do tipo *wire* (fio). Uma ilustração do modelo tridimensional é apresentada na Figura 5-14.

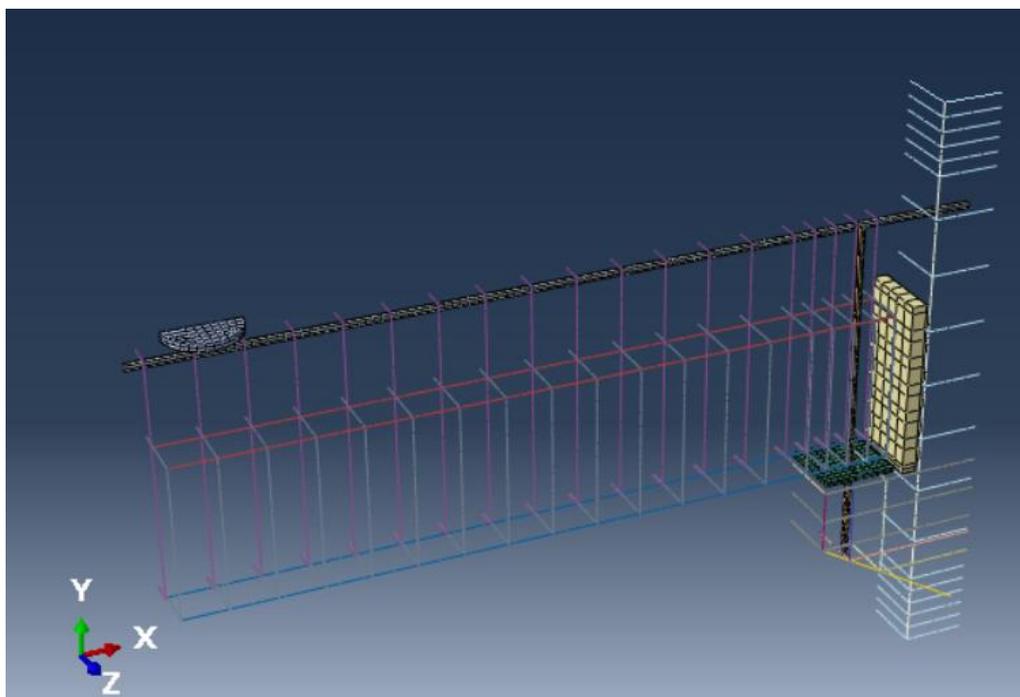
Figura 5-14: Modelo tridimensional do NCE



Fonte: Autor.

A ilustração do modelo sem a viga de concreto, a laje e o pilar, mostrando o posicionamento das armaduras é apresentada na Figura 5-15.

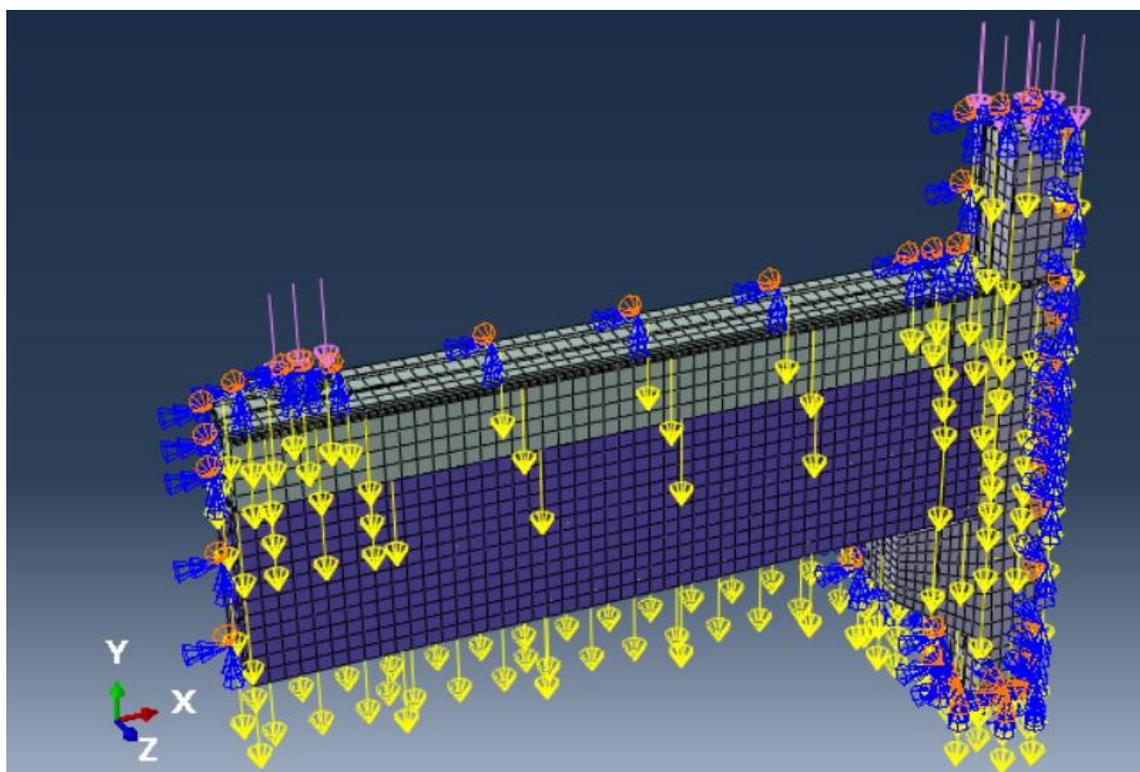
Figura 5-15: Modelo tridimensional das armaduras do NCE



Fonte: Autor.

Para este modelo utilizou-se o recurso de dupla simetria em torno dos eixos x-y e y-z, reduzindo o tamanho do modelo para 25% do tamanho original e o tempo de processamento durou em torno de 8 horas. Nas condições de contornos do modelo numérico NCE foram aplicadas a restrição do tipo fixa para a face inferior e no topo do pilar. Com o objetivo de estabilizar o protótipo, a autora aplicou um carregamento de compressão de 28 kN, portanto, para simular este efeito, criou-se dois *Steps* (Etapas) de carregamento, sendo o primeiro aplicado uma carga de compressão de 7 kN, em $\frac{1}{4}$ do pilar, e a carga gravitacional de $9,81 \text{ m/s}^2$, e no segundo *Step* (Etapa) foi aplicada uma carga de 110 kN sobre uma chapa metálica de diâmetro de 250 mm e espessura de 25 mm, conforme ilustrada na Figura 5-16.

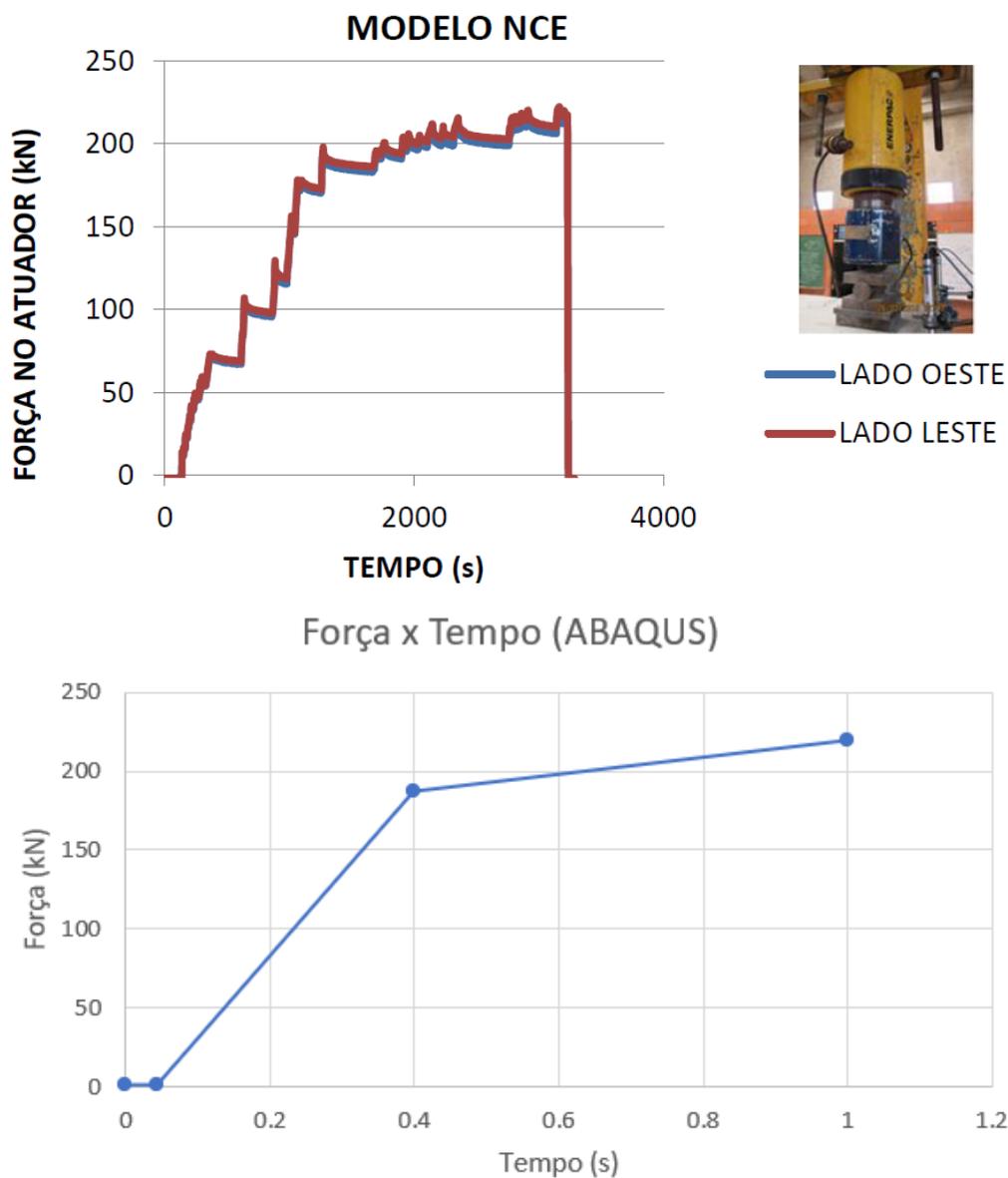
Figura 5-16: Condições de contorno e carregamento aplicado do modelo NCE



Fonte: Autor.

O recurso de análise utilizado é o ABAQUS®/Static General, portanto uma análise estática. Usou-se uma amplitude de carregamento de forma a simular o comportamento do ensaio experimental, e uma ilustração da amplitude de carregamento obtida por Hadade (2016) e implementada no ABAQUS® é apresentada Figura 5-17.

Figura 5-17: Amplitude de carregamento



Fonte: Autor.

Quando a análise é estática, o tempo no ABAQUS® é representado por um período de 1 segundo. Em análises dinâmicas, onde o tempo é levado em consideração, é possível configurar de forma similar o comportamento do ensaio.

O tamanho das malhas e o tipo de elemento utilizado no modelo numérico do NCE, são apresentados na Tabela 5-7.

Tabela 5-7: Tamanho da malha do modelo NCE e tipo de elemento

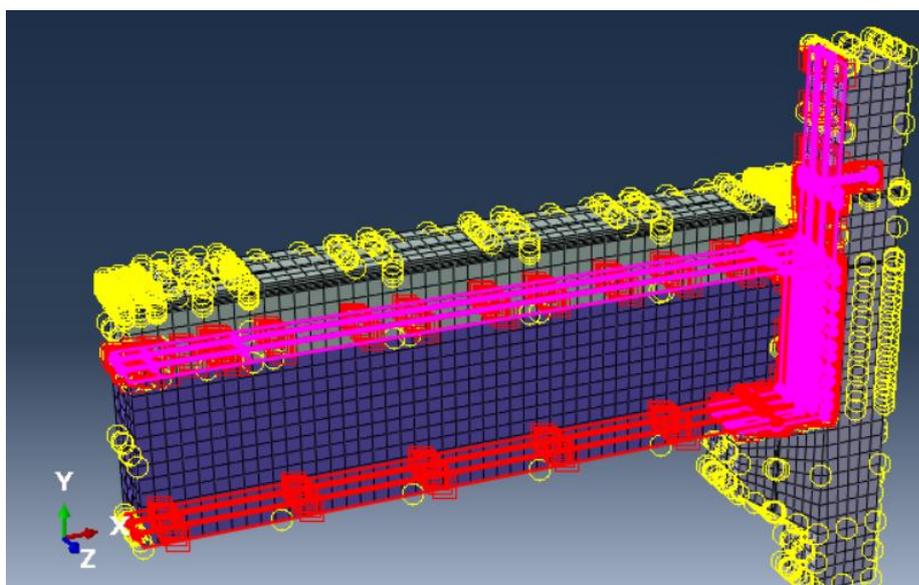
Material	Tipo do Elemento	Tamanho da Malha
Barra de aço	T3D2	15 mm
Atuador	C3D8R	15 mm
Graute	C3D8R	15 mm
Armadura Negativa	C3D8R	15 mm
Pino	C3D8R	15 mm
Vigas e Pilares e Laje	C3D8R	50 mm
Almofada Elastomérica	C3D8RH	15 mm

Fonte: Autor.

Os contatos utilizados neste modelo foram semelhantes aos utilizados no modelo PCD. Utilizou-se os contatos *Embedded Region* para as armaduras embutidas no concreto, e para simular as interfaces de concreto aplicou-se os seguintes contatos em conjunto: *Cohesive behavior*, *Damage*, *Tangential Behavior* e o *Normal Behavior*, e os valores utilizados foram os apresentados na Tabela 4-3.

A autora utilizou o Neoprene no apoio da viga, e para simular o comportamento da almofada empregou-se o mesmo modelo constitutivo utilizado no modelo PCD e os parâmetros são apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Para simular o deslizamento do neoprene aplicou-se o contato *Tangential Behaviour*, utilizando a função *Penalty*, com um coeficiente de atrito de 0,5. Uma ilustração dos contatos das interfaces utilizadas neste modelo numérico é apresentada na Figura 5-18.

Figura 5-18: Contatos das interfaces do modelo NCE



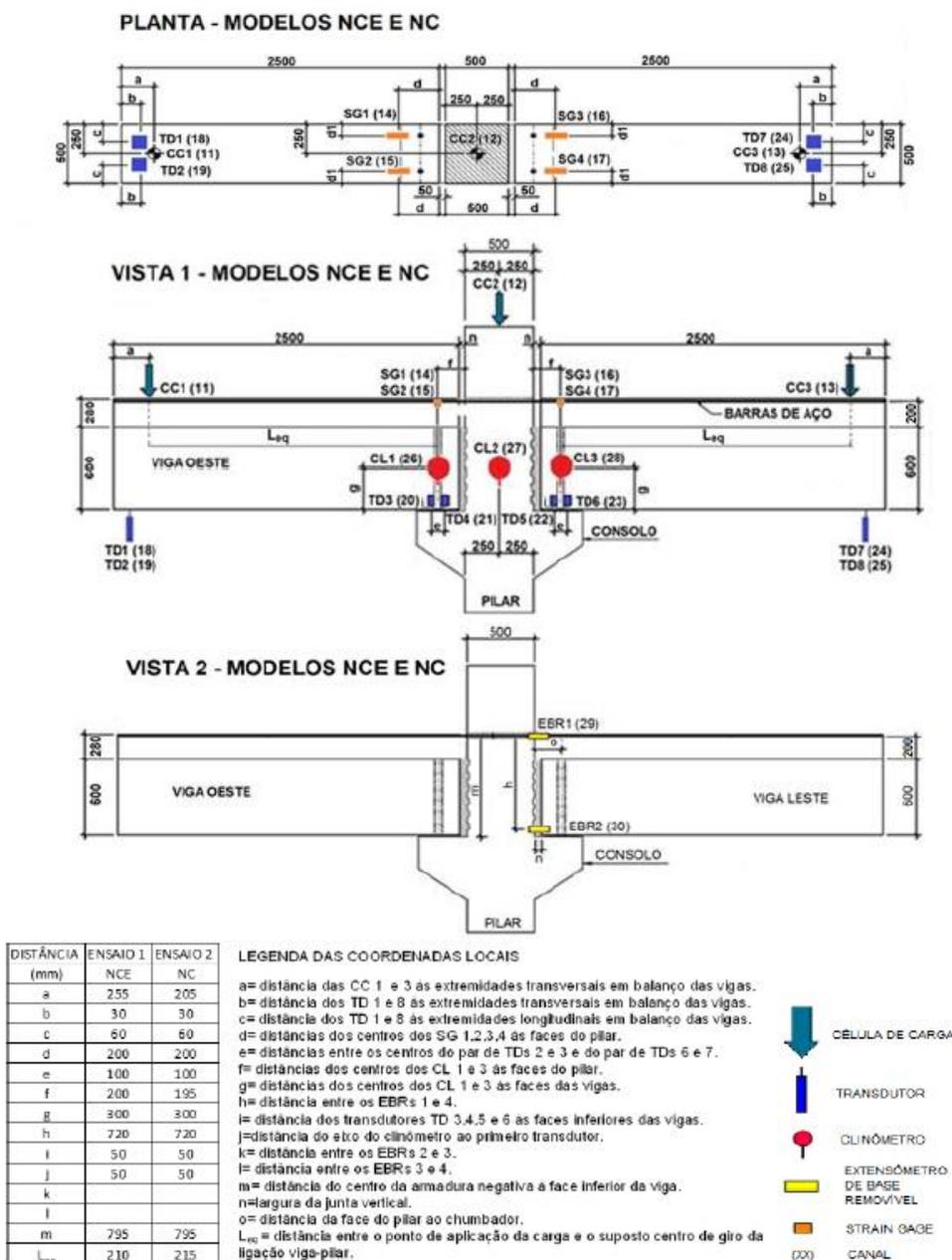
Fonte: Autor.

Os parâmetros da armadura negativa embutida na bainha dentro do pilar, utilizados para simular o comportamento da armadura dentro da bainha, está apresentado na Tabela 4-23.

5.4 INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO NCE

A instrumentação utilizada por Hadade (2016) é apresentada na Figura 5-8.

Figura 5-19: Instrumentação completa do modelo NCE



Fonte: Hadade (2016).

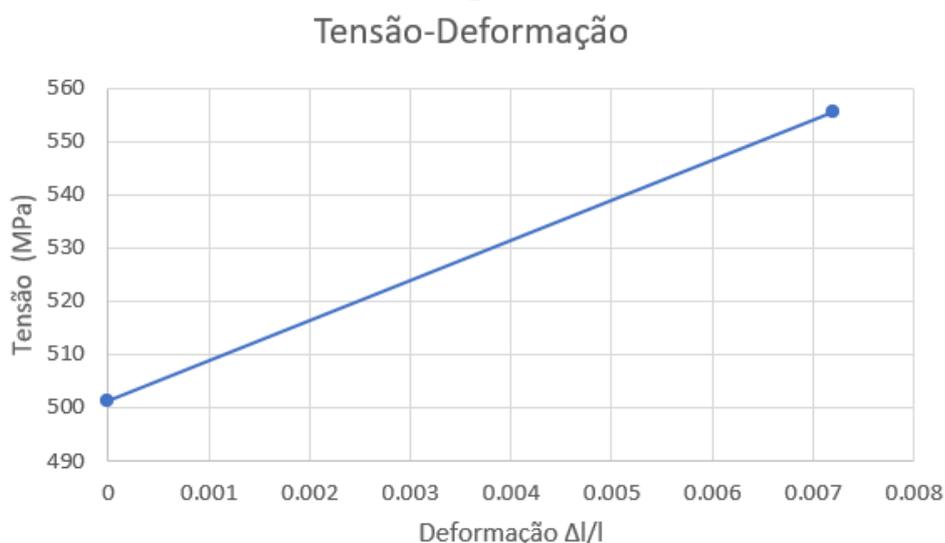
A apresentação da instrumentação é importante pois ilustra onde o autor do experimento retirou as informações, como deslocamentos e rotações, e com essas informações é possível extrair os resultados da análise numérica sendo o mais fiel possível ao ensaio experimental.

As informações da resistência do concreto foram obtidas de acordo com Tabela 5-5 e Tabela 5-6, de acordo com Hadade (2016), que obteve a resistência à compressão de forma experimental. Não foi apresentada a resistência à tração do concreto, portanto, utilizou-se a resistência medida à tração conforme a NBR 6118:2014

Dessa forma, o modelo constitutivo do concreto do modelo NCE, utilizado na análise numérica, é apresentado nas Tabela 5-8, Tabela 5-9 e Tabela 5-10.

Para este modelo, onde a plastificação do aço é importante o modelo constitutivo do aço CA-50, está representado na Figura 5-20.

Figura 5-20: Modelo constitutivo do aço elastoplástico



Fonte: Autor.

O aço possui comportamento elástico até atingir as tensões de 500 MPa, após isso, o aço passa a ter o comportamento plástico.

Tabela 5-8: Modelo constitutivo do concreto das vigas e pilares (NCE)

Modelo	NCE	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	38°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 38798$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef, de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
14,4053	0	0	
38,2768	0,0002	0	
45,4749	0,0004	0	
48,096	0,0008	0	
36,108	0,0021	0,2478	
24,096	0,0034	0,498	
17,2286	0,0045	0,6411	
13,1695	0,0056	0,7256	
10,5735	0,0067	0,7797	
8,7971	0,0077	0,8167	
7,5153	0,0088	0,8434	
6,5514	0,0098	0,8635	
5,8023	0,0108	0,8791	
5,2046	0,0118	0,8916	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
3,9604	0	0	
1,9764	0,0001	0,5009	
1,1493	0,00017	0,7098	
0,8085	0,00023	0,7958	
0,6289	0,00029	0,8412	
0,5187	0,00034	0,869	
0,4442	0,0004	0,8878	
0,3905	0,00045	0,9014	
0,3497	0,0005	0,9117	
0,3177	0,00055	0,9198	
0,2918	0,0006	0,9263	

Fonte: Autor.

Tabela 5-9: Modelo constitutivo do concreto da laje (NCE)

Modelo	NCE	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	38°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 38798$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
14,4053	0	0	
38,2768	0,0002	0	
45,4749	0,0004	0	
48,096	0,0008	0	
36,108	0,0021	0,2478	
24,096	0,0034	0,498	
17,2286	0,0045	0,6411	
13,1695	0,0056	0,7256	
10,5735	0,0067	0,7797	
8,7971	0,0077	0,8167	
7,5153	0,0088	0,8434	
6,5514	0,0098	0,8635	
5,8023	0,0108	0,8791	
5,2046	0,0118	0,8916	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
3,9604	0	0	
1,9764	0,0001	0,5009	
1,1493	0,00017	0,7098	
0,8085	0,00023	0,7958	
0,6289	0,00029	0,8412	
0,5187	0,00034	0,869	
0,4442	0,0004	0,8878	
0,3905	0,00045	0,9014	
0,3497	0,0005	0,9117	
0,3177	0,00055	0,9198	
0,2918	0,0006	0,9263	

Fonte: Autor.

Tabela 5-10: Modelo constitutivo do concreto do graute (NCE)

Modelo	NCE	Parâmetros CDP	
Parâmetros do Concreto Estrutural		Ângulo de dilatação	36°
Módulo de Elasticidade	$E_c = 35417$ (MPa)	Excentricidade	0,1
Coef. de Poisson	0,2	Razão entre tensões de ensaio uniaxial e bi-axial	1,12
Viscosidade	0,0005	Parâmetro Kc	0,666
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Compressão)			
Tensão (MPa)	Deformação inelástica	Dano do Concreto	
18,6078	0	0	
49,0329	0,0002	0	
58,5623	0,0003	0	
62,124	0,0006	0	
46,6395	0,0019	0,2478	
31,124	0,0033	0,498	
22,2536	0,0045	0,6411	
17,0105	0,0056	0,7256	
13,6574	0,0067	0,7797	
11,3629	0,0077	0,8167	
9,7073	0,0087	0,8434	
8,4622	0,0098	0,8635	
7,4946	0,0108	0,8791	
6,7226	0,0118	0,8916	
Curvas Tensão - Deformação do Concreto (Tração)			
3,9003	0	0	
1,9762	9E-005	0,4933	
1,1565	0,00015	0,7035	
0,8158	0,0002	0,7908	
0,6354	0,00025	0,8371	
0,5245	0,0003	0,8655	
0,4495	0,00034	0,8847	
0,3952	0,00039	0,8987	
0,3541	0,00043	0,9092	
0,3217	0,00048	0,9175	
0,2956	0,00052	0,9242	

Fonte: Autor.

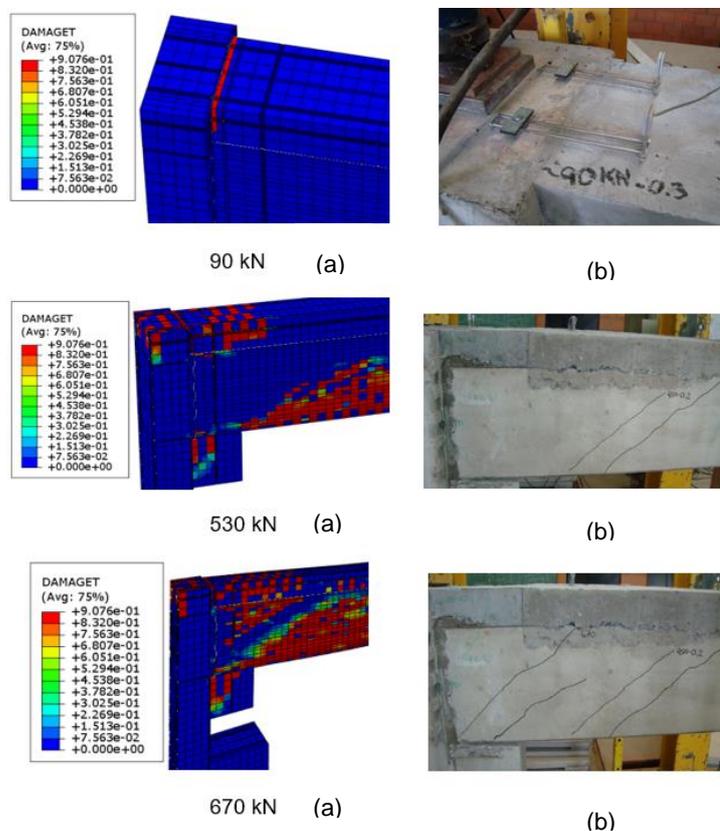
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo é apresentado os resultados e discussões obtidos dos modelos numéricos PCD e NCE com base nos ensaios experimentais de Faleiros Junior (2018) e Hadade (2016). As dimensões dos elementos estruturais foram lançadas em mm e as forças em N, portanto as tensões apresentadas nas escalas gráficas estão em MPa.

6.1 MODELO PCD (FALEIROS 2018)

A seguir são apresentados os resultados obtidos da análise numérica do modelo PCD. O padrão de fissuração representado pelo dano a tração obtido no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental é apresentado na Figura 6-1.

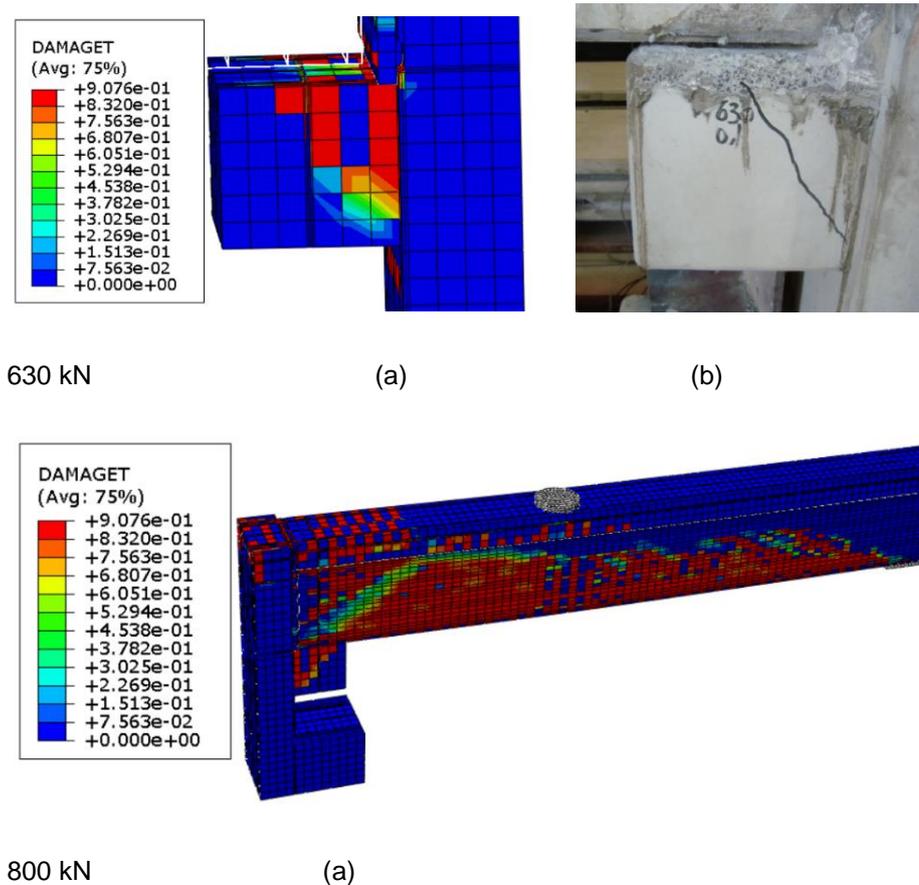
Figura 6-1: Dano a tração no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental



Fonte: (a) Autor (b) Faleiros Junior (2018).

De acordo com Faleiros Junior (2018), no ensaio experimental o aparecimento das primeiras fissuras surgiu com o esforço de 55 kN, essas fissuras apareceram no mecanismo de chave de cisalhamento, a princípio inclinada e logo em seguida tornou-se vertical. Após o esforço de 90 kN surgiram as primeiras fissuras na parte superior do experimento na laje, e, a partir do esforço de 410 kN, surgiram as primeiras fissuras inclinadas e o autor cita que a partir do esforço de 630 kN surgiram as fissuras no consolo. Por fim, com esforço de 670 kN, as fissuras aumentaram consideravelmente chegando a espessuras de 0,2 mm. O autor não apresentou a imagem das fissuras com o carregamento de 800 kN, mas cita que as fissuras aumentaram consideravelmente na parte superior do elemento e comenta que é nítido que a chave de cisalhamento trabalhou suspendendo os esforços e absorvendo uma parcela da força cortante. O dano a tração versus a fissura no ensaio experimental do consolo, com o esforço de 630 kN, e a estrutura danificada com o carregamento final de 800 kN são apresentados na Figura 6-2.

Figura 6-2: Dano a tração no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental do consolo



Fonte: (a) Autor (b) Faleiros Junior (2018).

Faleiros Junior (2018) utilizou uma metodologia em que consistiu isolar a parcela de força que o mecanismo de chave de cisalhamento absorveu, medindo a quantidade de carga descarregada no apoio externo (apoio móvel) através de uma célula de carga implementada no protótipo. Descontando essa carga do esforço, no total obteve a força total da ligação interna (engaste). Dessa forma, estimou analiticamente o valor do efeito de pino presente na armadura negativa. Por último, encontrou a parcela de esforço que o consolo absorveu através das deformações medidas nas armaduras superiores inseridas no consolo. Com essa metodologia conseguiu isolar a parcela absorvida pela chave de cisalhamento.

A metodologia utilizada por Faleiros Junior (2018) para isolar a parcela resistida pela chave de cisalhamento pode ser ilustrada com a seguinte equação (6.1):

$$V_{ligação} = V_{consolo} + V_{pino} + V_{cs} \quad (6.1)$$

Sendo:

$V_{ligação}$ = a força cortante pela ligação contínua.

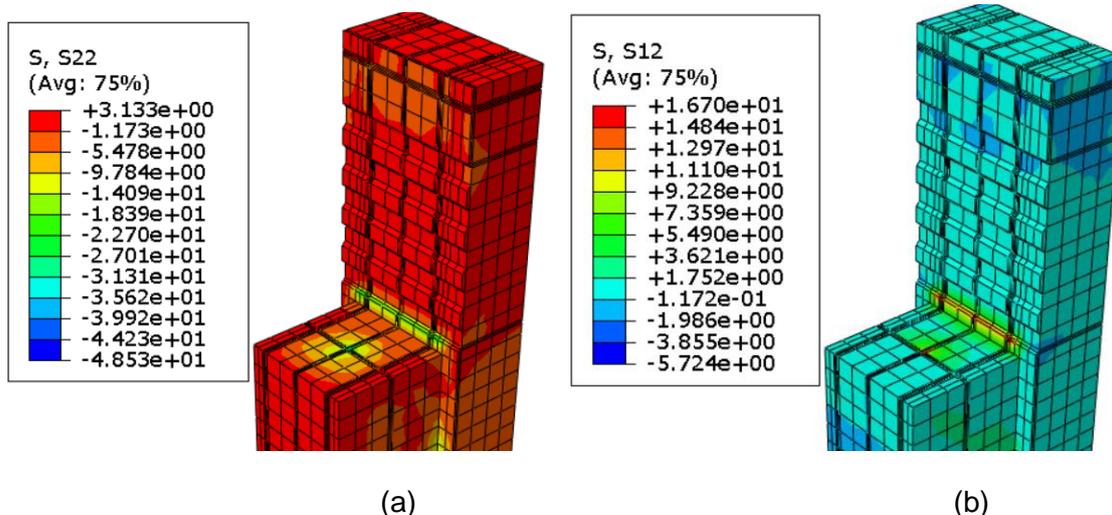
$V_{consolo}$ = a força cortante pelo consolo.

V_{pino} = a força cortante pelo pino.

Para este trabalho adotou-se duas metodologias para isolar o esforço absorvido pelo mecanismo de chave de cisalhamento. A primeira um recurso numérico, que consiste em isolar as forças que a chave de cisalhamento absorveu na face do pilar, utilizando um recurso que integra as forças de contatos normais e cisalhantes presentes na chave de cisalhamento. Para isso aplica-se um recurso do ABAQUS® denominado *History Output*, sendo necessário selecionar a face em que deseja obter os resultados. Posteriormente nos resultados, usar uma função interna de soma das forças e encontrar o esforço absorvido pela interface. Uma ilustração das tensões normais verticais e cisalhantes verticais obtidas numericamente são apresentadas na Figura 6-3.

O segundo método é similar ao utilizado por Faleiros Junior (2018), utilizando os recursos analíticos e isolando a parcela do esforço absorvida pelo mecanismo de chave de cisalhamento.

Figura 6-3: Tensões normais (a) e cisalhantes (b) na interface do pilar

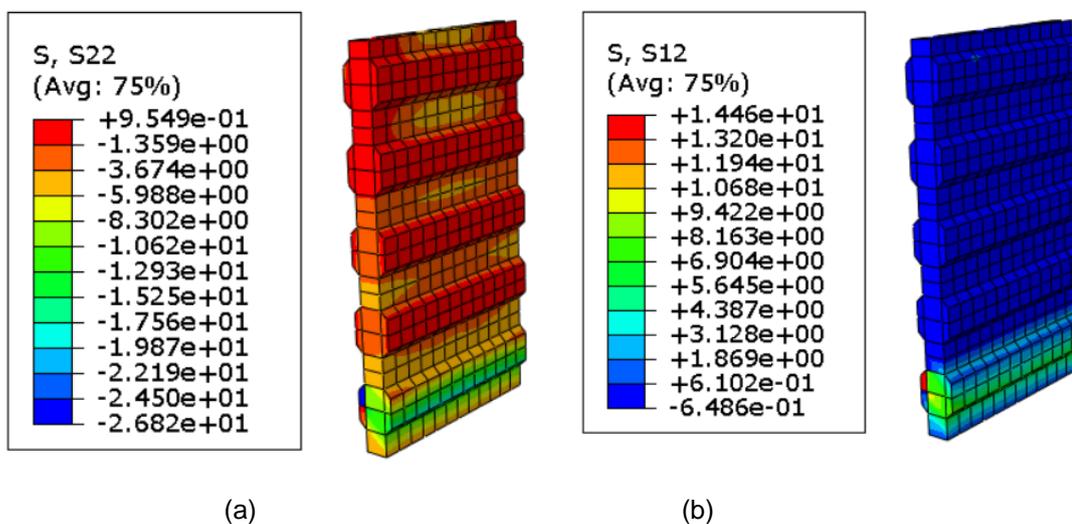


Fonte: Autor.

O resultado encontrado numericamente do esforço que o mecanismo de chave de cisalhamento absorveu é de 200,89 kN de forças normais presente na face do pilar e de 3,29 kN de forças cisalhantes, com um total de 204,18 kN, já Faleiros Junior (2018) encontrou 220,12 kN. Uma diferença de 7,81 %, sendo um resultado satisfatório e demonstrando que o modelo numérico obteve um comportamento bem próximo ao comportamento experimental da estrutura. Neste caso o mecanismo de chave de cisalhamento funcionou, aliviando o consolo.

Uma ilustração das tensões normais e cisalhantes absorvidas pela chave de cisalhamento, na face em contato com o pilar, estão apresentadas Figura 6-4.

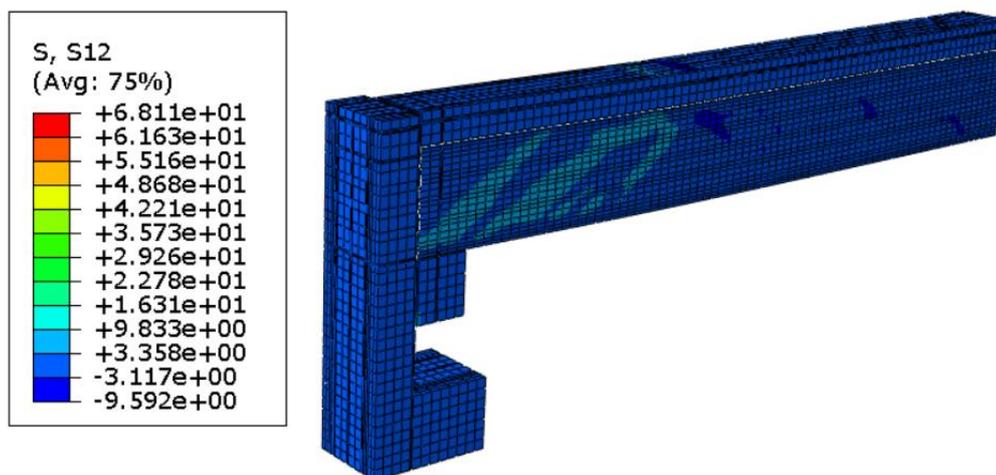
Figura 6-4: Tensões normais (a) e cisalhantes (b) na chave de cisalhamento



Fonte: Autor.

As tensões cisalhantes encontradas no modelo numérico, demonstram que caminharam atingindo o mecanismo de chave de cisalhamento, aliviando uma parcela de esforço do consolo, sendo ilustradas na Figura 6-5.

Figura 6-5: Tensões cisalhantes no modelo PCD com almofada elastomérica

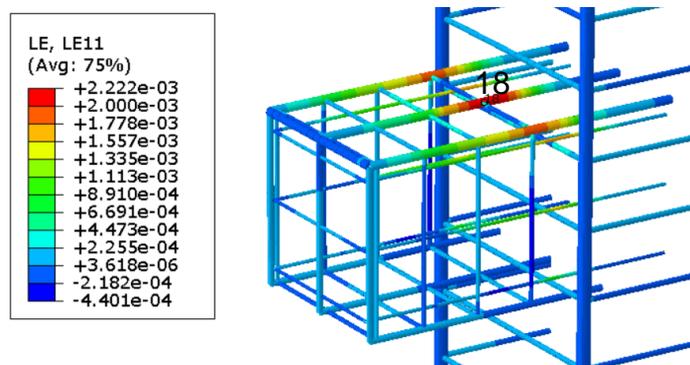


Fonte: Autor.

Para a utilização do segundo método é necessário encontrar a quantidade de reação do apoio externo (móvel), e essa reação é encontrada realizando o somatório das reações verticais, através de uma função denominada *History Output*, disponível no ABAQUS®. O valor da reação vertical do modelo numérico no apoio móvel externo é de 252,68 kN, e o valor encontrado por Faleiros Junior (2018), de acordo com a célula de carga, é de 261,58 kN, uma diferença de 3,05%, sendo uma diferença satisfatória, considerando a complexidade dos modelos estudados.

Para isolar a parcela de esforço que o consolo absorveu, conforme já mencionado e ilustrado na Figura 5-9, instalou-se *Strain Gages* na armadura de tirante do consolo, e para este trabalho utilizar-se-á a mesma posição do ensaio experimental para a obtenção das deformações na armadura. O nó escolhido do modelo é o nó número 18 e as tensões na armadura do tirante estão ilustradas na Figura 6-6.

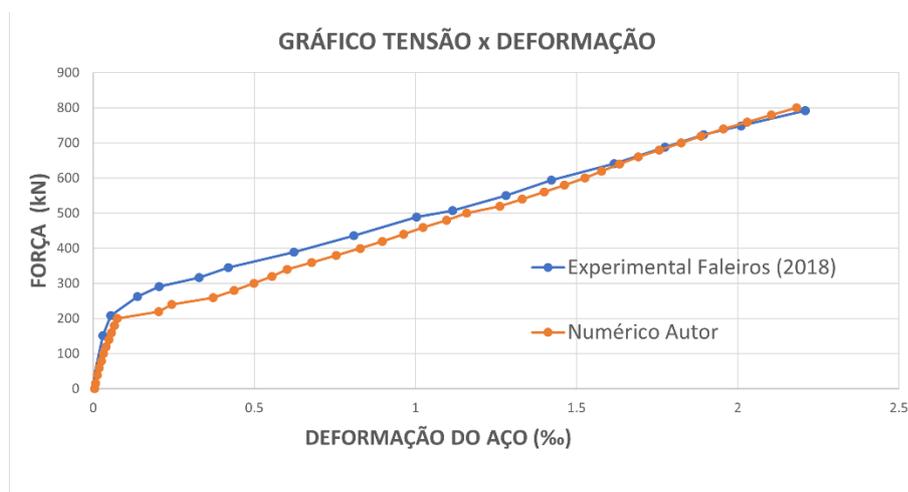
Figura 6-6: Comparativos entre as deformações específicas do modelo experimental e do numérico (ABAQUS®)



Fonte: Autor.

Portanto, um gráfico com as deformações específicas na barra do tirante, do modelo numérico e do ensaio experimental, está apresentado na Figura 6-7.

Figura 6-7: Comparativos entre as deformações a tração do modelo numérico versus e o experimental



Fonte: Autor.

As deformações elásticas da barra do tirante tiveram resultados bem próximos ao modelo real, principalmente para o carregamento de 800 kN e as deformações finais praticamente foram idênticas, nota-se que a armadura não atingiu o regime plástico.

Utilizando um processo similar ao método apresentado por Faleiros Junior (2018), a parcela absorvida pela chave de cisalhamento pode ser obtida de acordo com as equações (6.2) e (6.1) e (6.3).

$$V_{consolo} = \frac{n \varepsilon E_S A_{s,tir}}{(0,1 + \frac{a}{d})} \quad (6.2)$$

Sendo:

n = quantidade de tirantes do consolo.

ε = a deformação específica da barra.

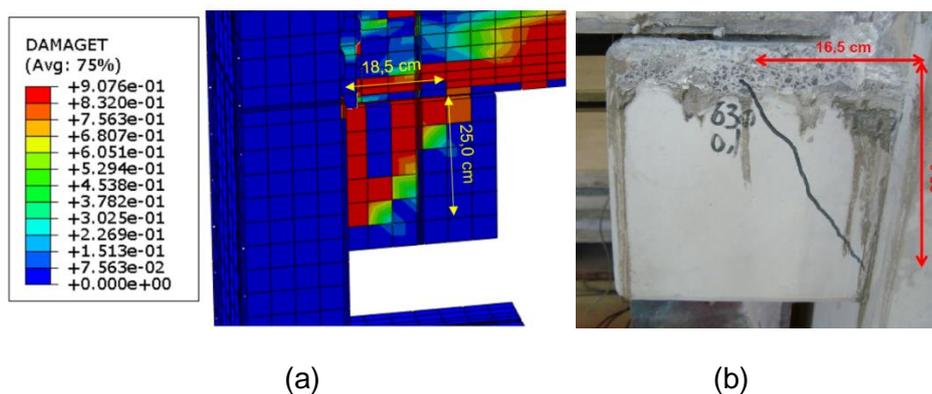
E_S = o módulo de elasticidade do aço.

$A_{s,tir}$ = A área de aço do tirante.

$\frac{a}{d}$ = a relação entre a diagonal fissurada do consolo, sendo a a distância horizontal e b a distância vertical.

Os valores de a e b obtidos numericamente são apresentados na Figura 6-8.

Figura 6-8: Obtenção da dimensão horizontal e vertical do consolo fissurado



Fonte: Autor.

Consequentemente, o valor absorvido do consolo fica da seguinte forma:

$$V_{consolo} = \frac{3 \cdot 2,22 \cdot 10^{-3} \cdot 21000 \cdot 1,27}{(0,1 + \frac{18,5}{25})} = 211,45 \text{ kN}$$

O procedimento de encontrar a parcela de esforço absorvida pelo mecanismo foi similar ao utilizado por Faleiros Junior (2018), a única diferença é que o autor utilizou um método analítico para estimar a parcela absorvida pelo efeito de pino da armadura. Para este procedimento, adotar-se-á uma forma diferente, onde será isolado a carga vertical que passou pela almofada, obtendo o efeito de pino.

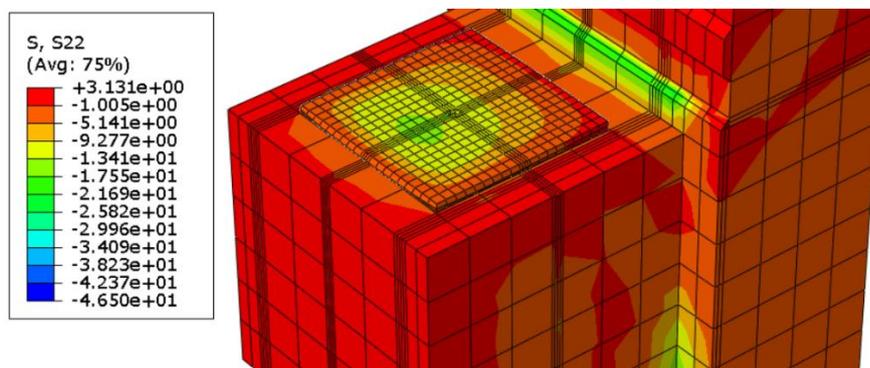
Com esse procedimento é possível encontrar a quantidade de esforço que passa pela almofada elastomérica, ou seja, o esforço que vai para o consolo e com isso isolar o efeito de

pino, realizando a integral de forças normais verticais x a área de influência dos nós, recurso disponível no ABAQUS®, e o valor encontrado é de 285,74 kN, isto é, o consolo absorveu uma parcela 35,13% superior ao encontrado pelo método numérico/analítico e 21,43% do modelo experimental. Portanto, com essa reação e isolando as demais parcelas de forças encontradas numericamente, temos o valor do efeito de pino de:

$$V_{pino} = 547,32 - 285,74 - 204,18 = 57,40 \text{ kN}$$

Um valor inferior ao encontrado analiticamente por Faleiros Junior (2018) que encontrou o valor de 80,96 kN. Uma ilustração das tensões normais verticais sobre a almofada elastomérica e o pilar do modelo PCD é apresentada a seguir.

Figura 6-9: Tensões normais verticais na almofada elastomérica e no pilar PCD



Fonte: Autor.

O valor da ligação contínua pode ser obtido com a seguinte equação:

$$V_{ligação} = V_{total} - V_{articulado} \quad (6.3)$$

Sendo:

V_{total} = a carga total aplicada no modelo PCD.

$V_{articulado}$ = a carga aplicada no apoio articulado.

A força cortante resistida pela ligação fica da seguinte forma:

$$V_{ligação} = 800,0 - 252,68 = 547,32 \text{ kN}$$

Sendo assim, com os valores obtidos numericamente e apresentados podemos isolar a parcela resistente da chave de cisalhamento e utilizando o mesmo resultado do efeito de pino da armadura obtida por Faleiros Junior (2018), temos:

$$V_{cs} = 547,32 - 211,45 - 57,40 = 278,47 \text{ kN}$$

Um resumo dos resultados do esforço absorvido pela chave de cisalhamento encontrados é apresentado na Tabela 6-1.

Tabela 6-1: Resumo dos resultados obtidos numericamente versus os resultados obtidos experimentalmente

Esforço absorvido pelo mecanismo de chave de cisalhamento		
Modelo	Esforço Vertical (kN)	Diferença (%)
Numérico ABAQUS® (2017)	204,18	- 7,81
Numérico/ Analítico	278,47	+ 26,51
Experimental Faleiros Junior (2018)	220,12	-

Fonte: Autor.

Os resultados encontrados numericamente demonstram que o modelo está comportando-se de forma bem satisfatória, comparado com os resultados experimentais e com o padrão de fissuração similar, foi possível encontrar a parcela de esforço absorvida pelo mecanismo de chave de cisalhamento de duas formas: uma de forma direta, utilizando os recursos numéricos e a outra de forma indireta, utilizando recursos analíticos. Os resultados obtidos foram bem próximos, mas o recurso numérico direto apresentou um resultado inferior ao encontrado por Faleiros Junior (2018), o que implica em uma consideração desfavorável se utilizarmos os resultados obtidos experimentalmente, portanto, é importante a implementação de fatores de segurança para o projetista ter uma margem segura de dimensionamento.

A opção em realizar duas formas de obtenção dos esforços, a numérica direta e analítica/numérica, é justificada pelo fato de poder diferenciar onde as parcelas de esforços tiveram diferenças mais consideráveis. E é perceptível que a maior diferença se deu nos esforços em que foi direto para o consolo e o efeito de pino. E são justificáveis essas diferenças pois se utilizou de métodos analíticos para obtenção dos valores. Um resumo dos resultados individuais de cada parcela de esforço absorvido é apresentado na Tabela 6-2.

Tabela 6-2: Resumo dos resultados individuais obtidos numericamente versus os resultados obtidos experimentalmente

Esforços absorvidos pelos mecanismos individuais (kN)			
Modelo	Apoio Reticulado	Efeito de Pino	Consolo
Numérico ABAQUS® (2017)	252,68	-	285,74
Numérico / Analítico	252,68	57,40	211,45
Experimental Faleiros Junior (2018)	261,58	80,96	237,32

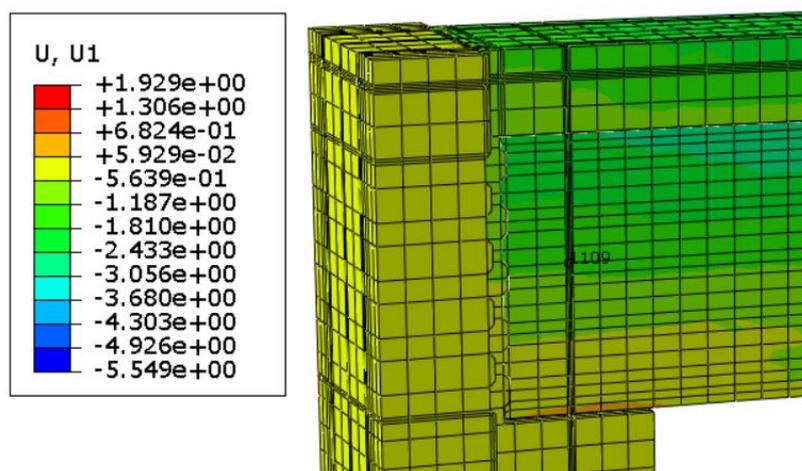
Fonte: Autor.

6.2 MOMENTO ROTAÇÃO DO MODELO PCD

A seguir é apresentado a rigidez secante da ligação obtida numericamente, comparando-se com o modelo analítico proposto inicialmente por Ferreira (2010) e calibrado experimentalmente por Hadade (2016).

Para encontrar a rigidez secante do modelo, é necessário encontrar o giro relativo da ligação, portanto, para este trabalho adotar-se-á a metodologia que consiste em encontrarmos numericamente o deslocamento horizontal da ligação, dividido pela altura no ponto escolhido que será no centro de rotação da ligação no alinhamento do chumbador, a uma altura da metade da viga de concreto de 26,25 cm, no nó 1109. Uma ilustração do ponto a ser retirado o deslocamento horizontal é apresentado na Figura 6-10.

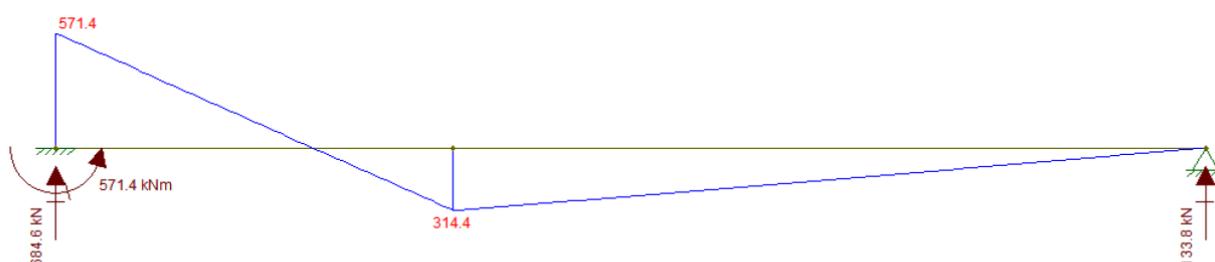
Figura 6-10: Obtenção da dimensão horizontal e vertical do consolo fissurado



Fonte: Autor.

A ligação ensaiada experimentalmente por Faleiros Junior (2018) foi executada com uma armadura negativa composta por duas barras de diâmetro de 16 mm. O momento de engastamento perfeito mobilizado pela ligação é de 571,4 kN.m, conforme ilustrado na Figura 6-11.

Figura 6-11: Momento de engastamento perfeito da ligação



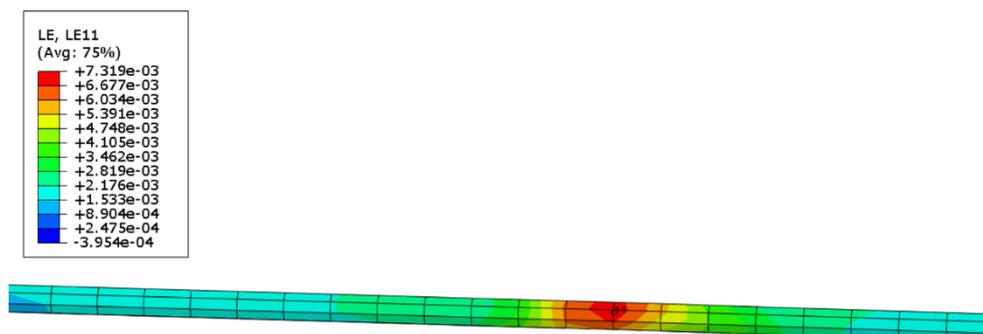
Fonte: Faleiros Junior (2018).

Faleiros Junior (2018) não encontrou a rigidez secante da ligação, apenas apresentou o valor que é a relação do momento resistente com o momento de engaste perfeito, e apresentou o valor de $\alpha_R = 0,18$.

Por isso, para este trabalho será apresentado a rigidez secante obtida numericamente, e para obtê-la é necessário encontrar o momento mobilizado pela ligação semirrígida, portanto, a reação da ligação do apoio externo, se os apoios fossem do tipo fixo- fixo, é de 285,88 kN e a ligação obtida numericamente é de 252,68 kN, ou seja, o engaste semirrígido aliviou da ligação articulada o esforço de 33,2 kN que vezes o vão total da viga que, é 3,76 m, obtém-se o momento que o engaste absorveu, logo temos o momento que a ligação semirrígida absorveu de 124,83 kN.m, versus 105,25 kN.m do modelo experimental.

Para encontrar o momento elástico da ligação é necessário encontrar a deformação da armadura negativa, que será obtida através do nó 07, apresentado na Figura 6-12. Percebe-se que a armadura negativa atingiu a deformação plástica, com a deformação em 7,32 ‰ chegando bem próximo do limite de ruptura do aço que é 10 ‰.

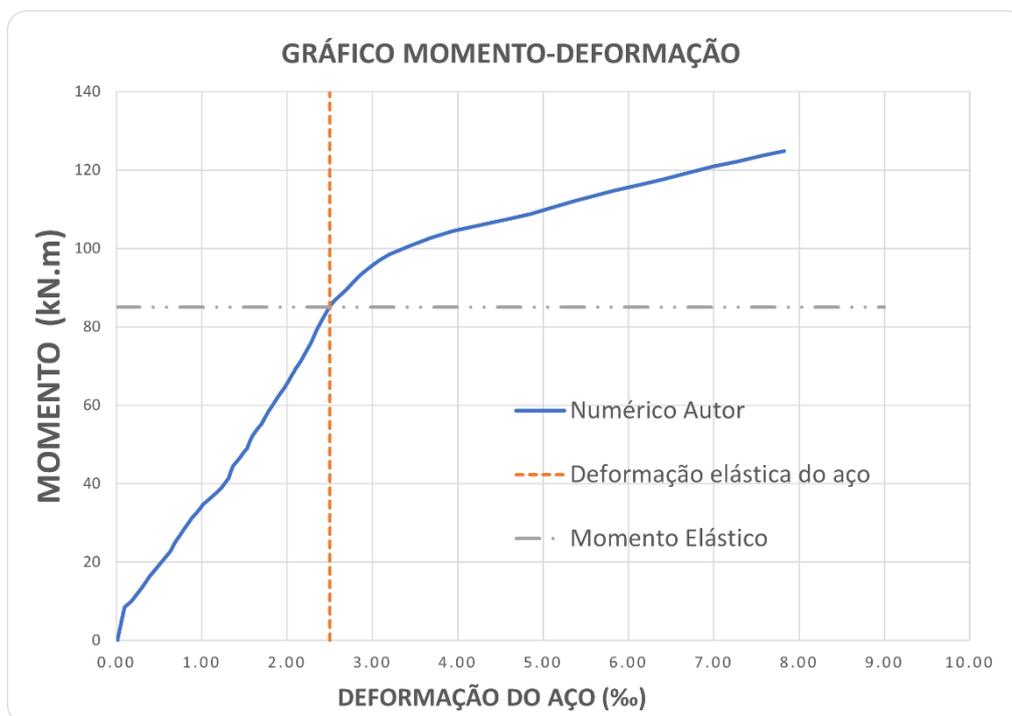
Figura 6-12: Deformação da armadura negativa.



Fonte: Autor.

O gráfico momento-deformação do modelo PCD é apresentado na Figura 6-13.

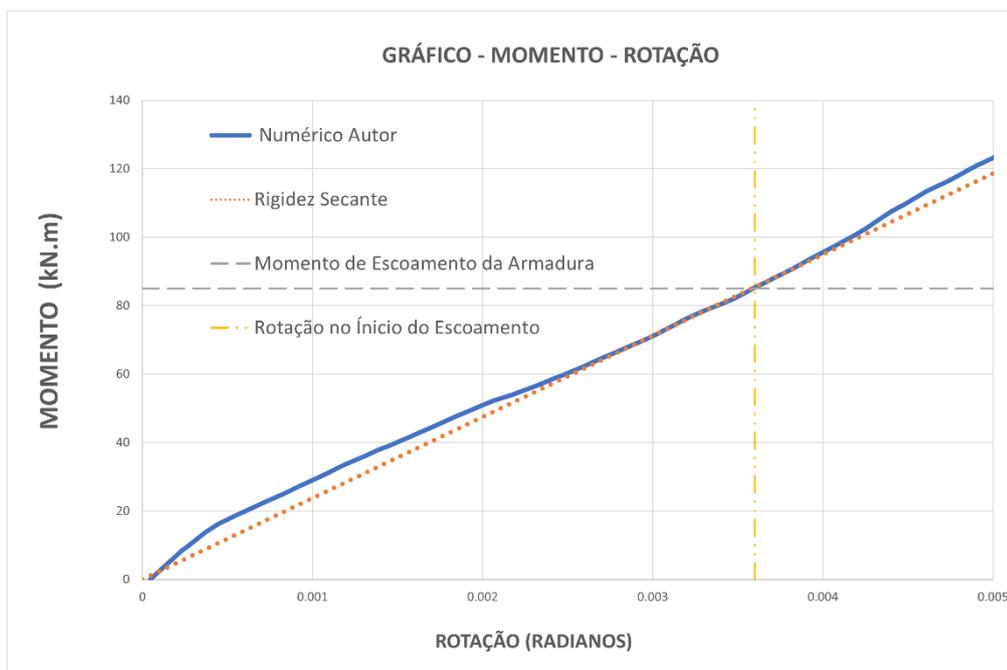
Figura 6-13: Momento-deformação



Fonte: Autor.

O momento elástico da ligação é de 85 kN.m, e o gráfico do momento-rotação é apresentado na Figura 6-14.

Figura 6-14: Gráfico momento-rotação



Fonte: Autor.

Portanto, a rigidez secante do modelo numérico com almofada elastomérica fica da seguinte forma:

$$R_{sec} = \frac{M_{ylim}}{\theta} = \frac{85}{0,0036} = 23571,43 \text{ kN.m/rad}$$

Utilizando-se o modelo proposto por Ferreira (2010) e também as equações (2.2), (2.3) e (2.4), pode-se encontrar a rigidez secante da ligação com almofada elastomérica, utilizando o valor de k obtido na Tabela 2-1 e utilizando o valor do comprimento $L_e = 0,19 \text{ m}$ como sendo o comprimento embutido no pilar no modelo PCD, e a resistência do concreto, assim como o módulo de elasticidade que foi utilizado o homogeneizado, realizado por Faleiros Junior (2018).

$$R_{sec} = \frac{M_{ylim}}{\theta} = 0,75 \cdot \frac{112,5}{0,00169} = 49926,03 \text{ kN.m/rad}$$

$$M_{y,lim} = \sigma_{sy} A_s 0,9 \cdot d = 500000 \times 0,0004 \times 0,9 \times 0,625 = 112,5 \text{ kN.m}$$

$$\theta_y = \left(\frac{500000}{200000000 \cdot 0,625} \right) \cdot 0,19 + \left(\frac{112,5}{33044500 \cdot 0,000765} \right) \cdot 0,21 = 0,00169 \text{ rad}$$

$$L_d = \frac{\emptyset \cdot 500}{8 \cdot \sqrt{31,260}} + 2 \cdot 0,016 = 13,17 \cdot \emptyset = 13,17 \times 0,016 = 0,21 \text{ m}$$

A inércia no Estádio 2 pode ser estimada de acordo com a equação.

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x^3}{12} + b_w \cdot \frac{x^3}{4} + A_s \cdot \alpha_e \cdot (d - x)^2 \quad (6.4)$$

$$b_w \cdot \left(x \cdot \frac{x}{2} \right) - A_s \cdot \alpha_e \cdot (d - x) = 0 \quad (6.5)$$

Portanto, resolvendo a equação temos o valor de x :

$$30 \cdot \left(x \cdot \frac{x}{2} \right) - 4 \cdot 0 \cdot \frac{200000}{33044,5} \cdot (62,5 - x) = 0$$

$$x = 9,27 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{30 \times 9,27^3}{12} + 30 \times \frac{9,27^3}{4} + 4,00 \times 6,05 \times (62,5 - 9,27)^2 = 76535,06 \text{ cm}^4$$

Utilizando a equação simplificada da NBR 9062:2017, conforme equação (2.10), a rigidez secante fica da seguinte forma:

$$R_{sec} = 0,75 \cdot \frac{0,0004 \cdot 200000000 \cdot 0,625^2}{25 \times 0,016 + 0,16} = 41852,68 \text{ kN.m/rad}$$

Um resumo das rigidezes encontradas nos modelos analíticos e numéricos estão apresentados na Tabela 6-3.

Tabela 6-3: Resumo das rigidezes secantes do modelo PCD com almofada elastomérica

Rigidez Secante		
Modelos	kN. m/rad.	Num/Anal
Analítico (Ferreira)	49926,03	0,48
Analítico (NBR9062)	41852,68	0,57
Numérico	23888,89	

Fonte: Autor.

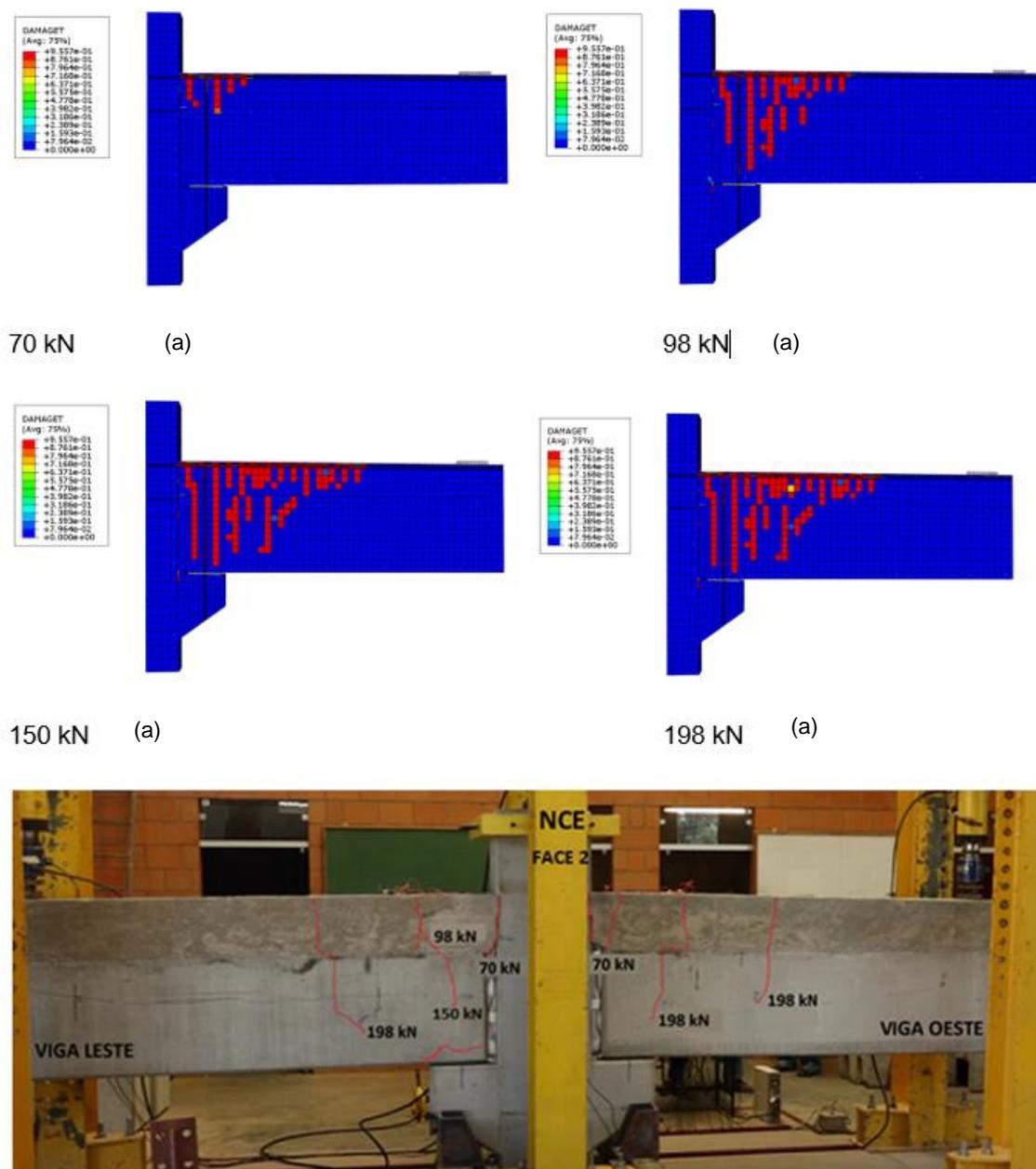
A predição da rigidez numérica da ligação, comparado com os modelos analíticos, se mostraram menos rígidas, ou seja, o modelo numérico rotacionou mais que o previsto analiticamente, embora não seja possível afirmar, uma possível causa seja a baixa taxa de aço de armadura negativa na ligação, que não impede o giro relativo da ligação.

Como já mencionado, Faleiros Junior (2018) não apresentou resultados referentes ao momento-rotação, pois não era objeto de estudo do autor, por esse motivo, optou-se por validar os parâmetros de modelagem com outra autora cujo estudo principal era sobre momento rotação, e ela utilizou o mecanismo de chave de cisalhamento, embora por erro de execução, apenas nos pilares.

6.1 MODELO NCE (HADADE 2016) – MOMENTO ROTAÇÃO

A seguir são apresentados os resultados obtidos da análise numérica do modelo NCE, ensaiado experimentalmente por Hadade (2016). O padrão de fissuração representado pelo dano a tração obtido no modelo numérico versus o modelo de fissuração obtida experimentalmente é apresentado na Figura 6-15.

Figura 6-15: Dano a tração no modelo numérico versus fissuras no ensaio experimental



(b)

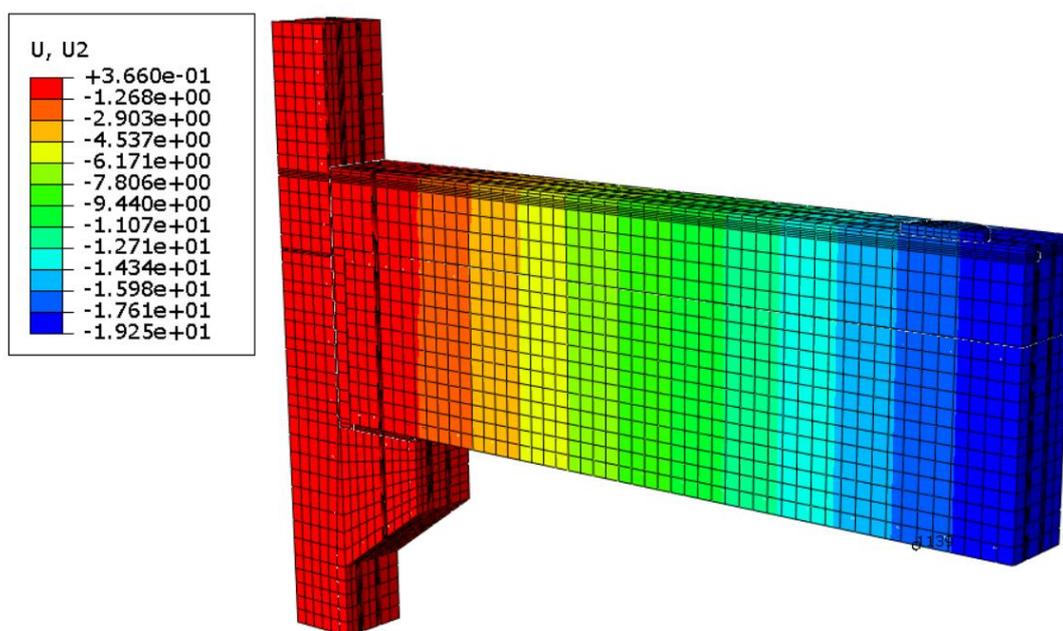
Fonte: (a) Autor (b) Hadade (2016).

Utilizou-se três modelos diferentes para simular o comportamento do modelo experimental realizado por Hadade (2016), onde se variou as molas da interação interface bainha-armadura-pilar, com os resultados de Bertolucci (2010), Yapar *et. al.* (2015) e a interação perfeita com o recurso Tie. O comportamento do dano à tração do modelo numérico comportou-se de forma satisfatória comparado com o modelo fissurado experimental, e os três modelos comportaram-se de forma idêntica ao padrão de fissuração, portanto, somente

se apresentou os resultados obtidos com os parâmetros de Yapar *et. al.* (2015). Para os demais resultados realizou-se um comparativo entre os três modelos.

Para obter o deslocamento vertical do modelo, utilizou-se como referência o mesmo ponto onde foi instalado um transdutor medindo o deslocamento vertical no ensaio experimental, em baixo, no centro da viga no alinhamento do local de aplicação do carregamento, no nó 1139. Aplicou-se um carregamento total de 110 kN, pois se utilizou para esse modelo dupla simetria, o que quer dizer que foi aplicado um total de 220 kN. Uma ilustração de onde foi retirado as informações de deslocamentos é apresentada na Figura 6-16.

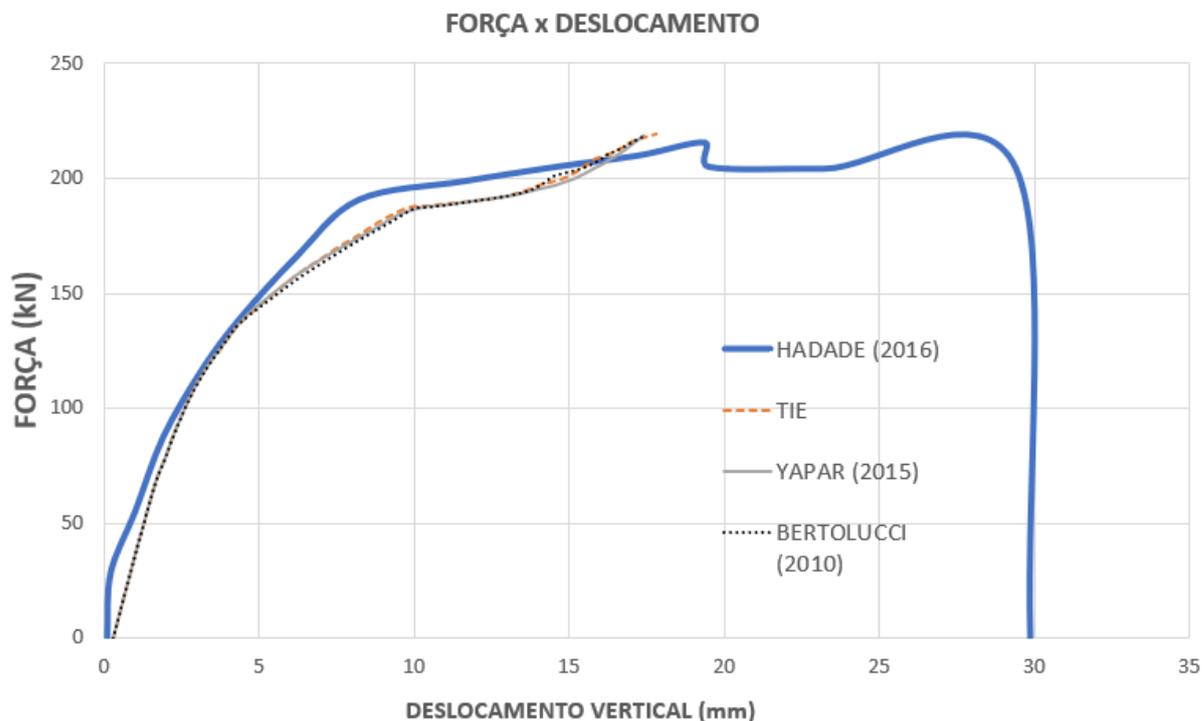
Figura 6-16: Nó da obtenção do deslocamento vertical do modelo NCE



Fonte: Autor.

O gráfico força-deslocamento do modelo experimental NCE versus os modelos numéricos são apresentados na Figura 6-17.

Figura 6-17: Força x deslocamento (Hadade 2016)

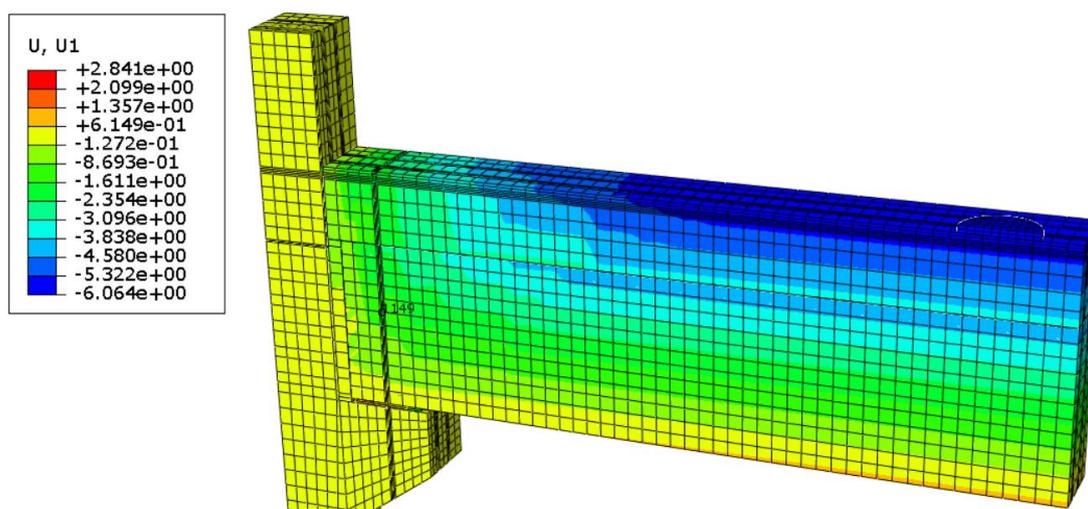


Fonte: Autor.

Os modelos numéricos tiveram comportamento muito próximos, e comparados com o modelo experimental, o resultado é satisfatório em simular o comportamento do deslocamento vertical do protótipo.

A seguir são apresentados os resultados da força aplicada versus a rotação, e para a obtenção da rotação do modelo, usou-se um procedimento similar ao utilizado no modelo PCD, onde se retirou o deslocamento horizontal da viga, dividido pela altura, e o ponto escolhido foi o centro de rotação do modelo especificado por Hadade (2016), que foi bem no alinhamento do chumbador a uma de 300 mm, no nó 1149. Uma ilustração do ponto que retirou as informações do deslocamento horizontal é apresentada na Figura 6-18.

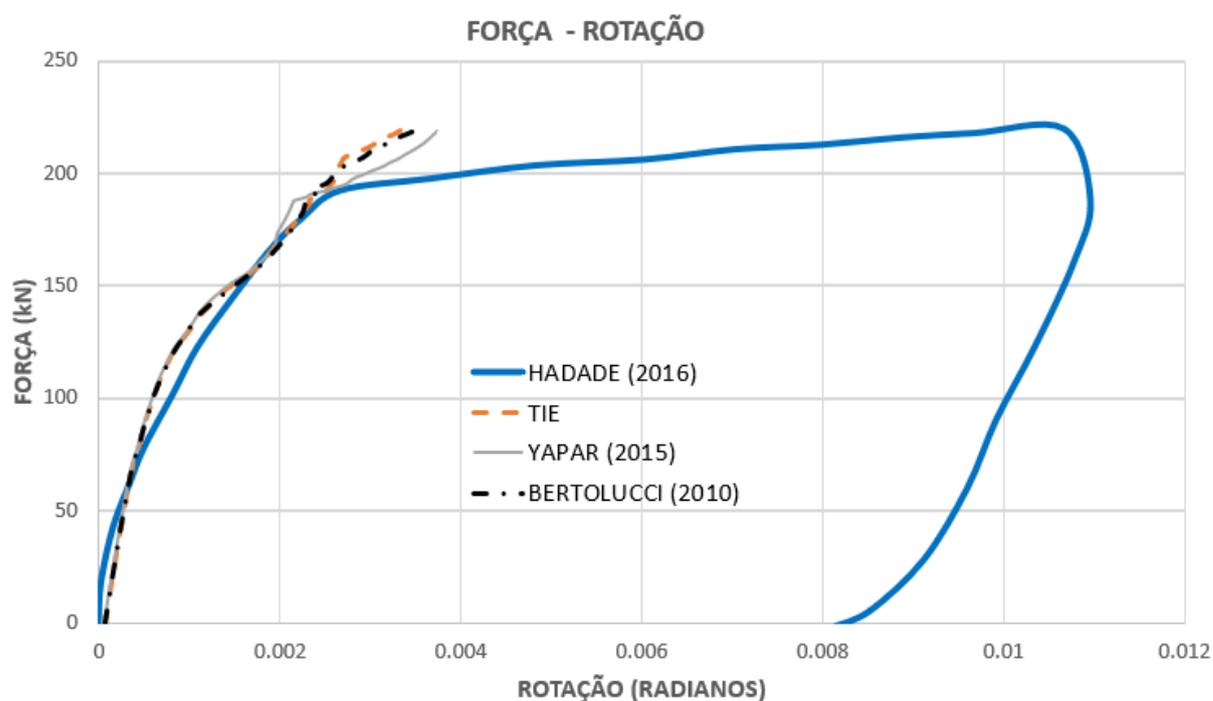
Figura 6-18: Deslocamento horizontal do modelo NCE medido no nó 1149



Fonte: Autor.

O gráfico força-rotação do modelo experimental NCE versus os modelos numéricos são apresentados a seguir.

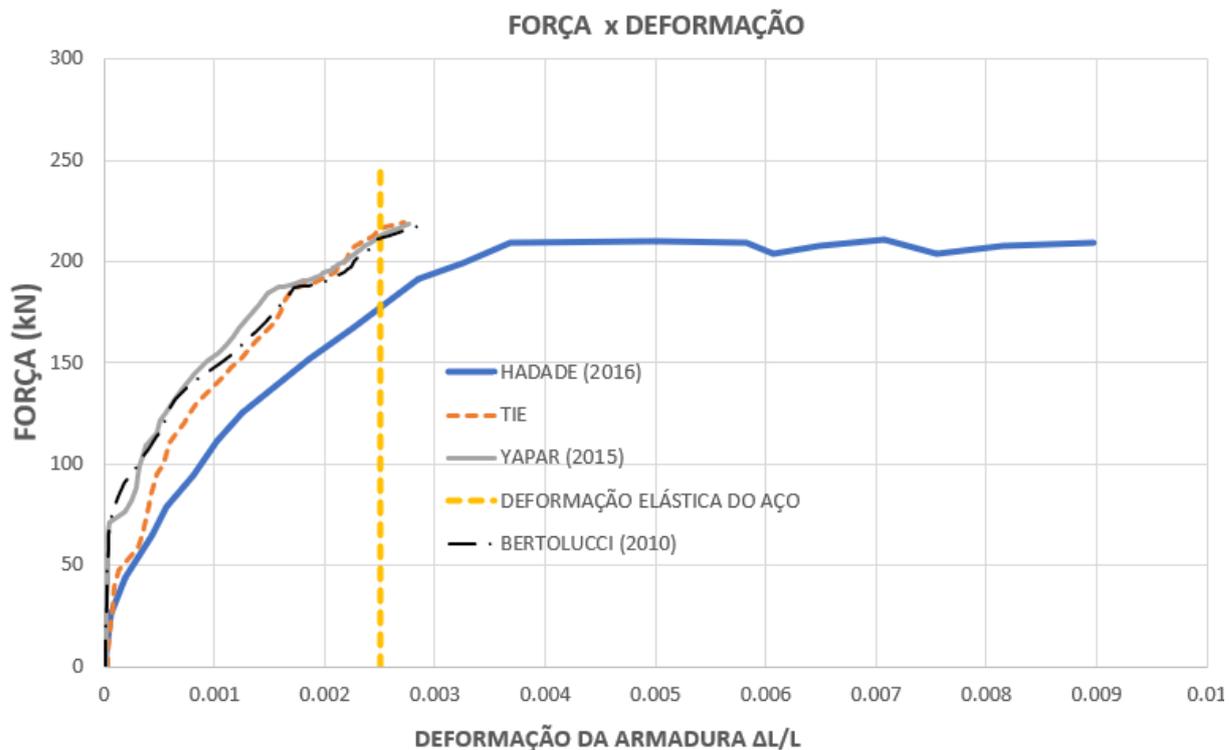
Figura 6-19: Força x rotação (Hadade 2016)



Fonte: Autor.

A seguir é apresentado o gráfico Força – Deformação, onde a deformação da armadura foi obtida no modelo numérico de forma idêntica ao do modelo PCD, no nó 281, e ilustrado na Figura 6-20.

Figura 6-20: Força x deformação da armadura (Hadade 2016)

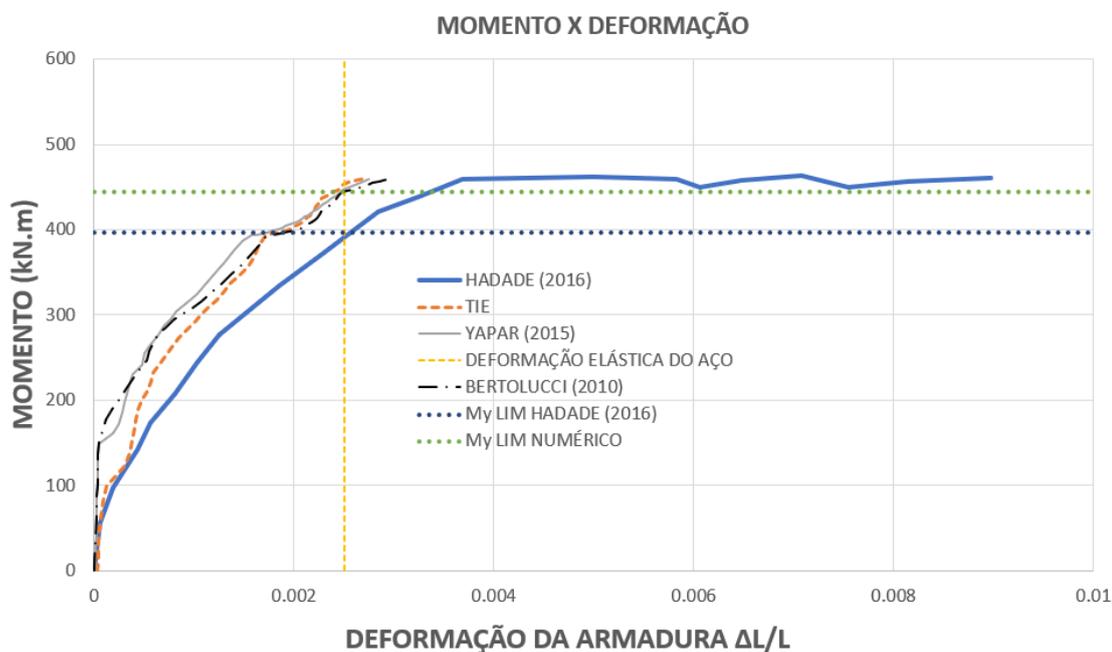


Fonte: Autor.

Os modelos numéricos tiveram o comportamento bem próximos entre si, tendo o modelo com a interação TIE se aproximando mais do modelo experimental, e se apresentaram mais rígidos que o modelo experimental, atingindo a deformação elástica da armadura com a força de aproximadamente 212 kN e no modelo experimental a força de 190 kN uma diferença de 11,57 %.

A seguir é apresentado o gráfico momento – deformação, com a demarcação dos momentos limites da deformação elástica da armadura do numérico e experimental, ilustrado na figura

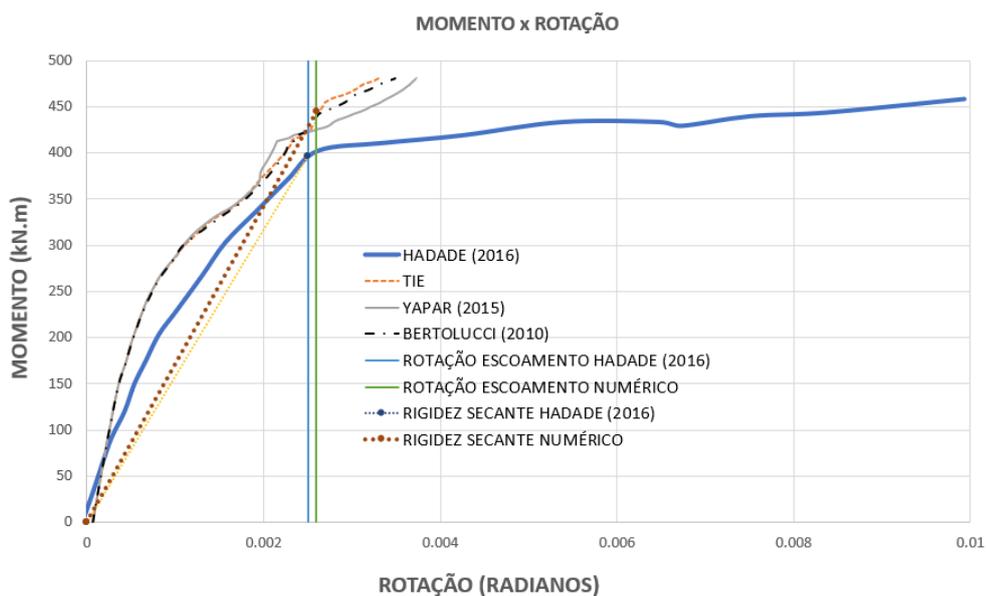
Figura 6-21: Força x deformação da armadura (Hadade 2016)



Fonte: Autor.

Os momentos elásticos do modelo numérico ficaram em 445,20 kN e o experimental em 397 kN.m, e, por fim, é apresentado o gráfico do momento rotação, onde é possível obter a rigidez secante da ligação, conforme ilustrado na Figura 6-22

Figura 6-22: Momento - rotação (Hadade 2016)



Fonte: Autor.

Os resultados da análise numérica, no que diz respeito ao momento rotação, foram consideradas bastante satisfatórias, os modelos comportaram-se de forma bem similar ao modelo experimental realizado por Hadade (2016).

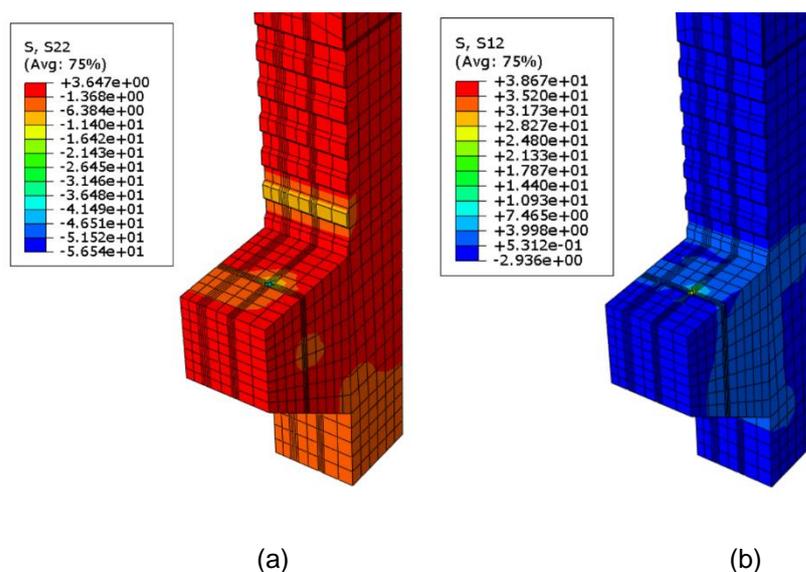
Tabela 6-4: Resumo das rigidezes secantes do modelo NCE

Rigidez Secante				
Modelos	Fy (kN)	Num/Anal	My (kN.m)	Num/Anal
ABAQUS® (2017)	212,00	1,16	445,20	1,12
EXPERIMENTAL HADADE (2016)	190,00		397	

Fonte: Autor.

Com base nos bons resultados do modelo PCD é possível encontrar a parcela de esforço absorvida pelo mecanismo de chave de cisalhamento para o modelo NCE, e o procedimento para obtenção dos esforços será similar ao utilizado pelo modelo PCD em um recurso interno do ABAQUS® que integra as forças presentes no contato e para este modelo escolheu-se dentro do *History Output* as opções para as forças normais e cisalhantes no sentido vertical. Com um recurso interno do software de soma das forças, obteve-se a reação de -10,73 kN, ou seja, o mecanismo de chave de cisalhamento para este modelo não foi capaz de mobilizar nenhuma parcela de esforço, pois a reação foi negativa, e esse motivo se deu porque sem um par de mecanismos não se forma o binário de forças necessárias para o mecanismo trabalhar. Uma ilustração das tensões normais e cisalhantes presentes na interface do pilar é apresentada abaixo.

Figura 6-23: Tensões normais (a) e cisalhantes (b) da interface do pilar do modelo NCE



Fonte: Autor.

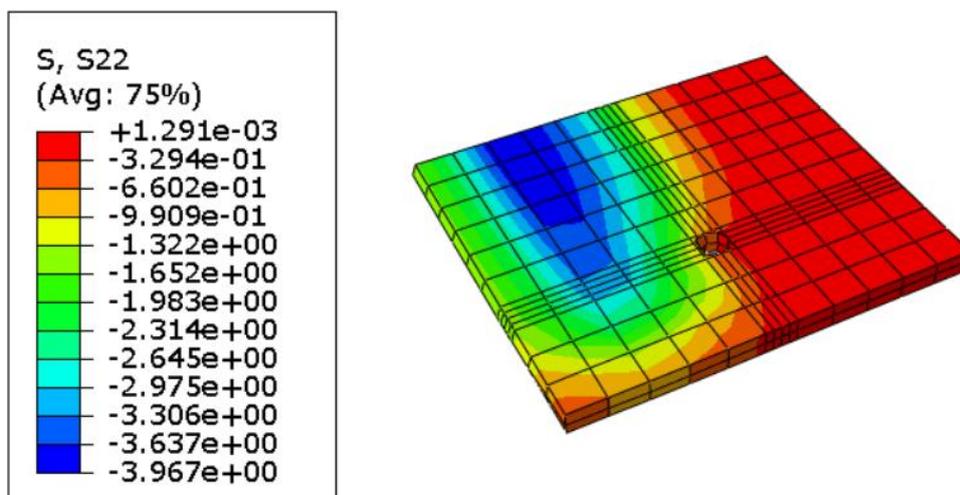
Como forma de validar os resultados dos esforços do mecanismo de chave de cisalhamento, e utilizando um procedimento similar ao do PCD, isolando as forças normais verticais com um recurso que integra as forças da almofada elastomérica, e a força vertical que passou diretamente pela almofada para o consolo é de 147,15 kN, de um total de 220 kN, aplicado no modelo numérico. Portanto, isolando as parcelas de esforço, temos o valor do efeito de pino da armadura:

$$V_{pino} = 220 - (-10,73) - 147,15 = 83,58 \text{ kN}$$

Logo, a armadura negativa mobilizou o esforço de 83,58 kN, sendo um total de 37,99% do esforço total. Essa análise é importante para demonstrar numericamente que não é qualquer mecanismo de chave de cisalhamento que absorve os esforços verticais.

Uma ilustração das tensões normais sobre a almofada elastomérica é apresentada na Figura 6-24.

Figura 6-24: Tensões normais da almofada elastomérica



Fonte: Autor.

As tensões normais na almofada não chegaram a ultrapassar o limite de 4 MPa, portanto, com resultados inferiores ao limite normativo de 7MPa, e as tensões demonstram que a almofada sofreu tensões de tração nas bordas, isto é, um pequeno levantamento das bordas devido a excentricidade do carregamento.

7. CONCLUSÃO

Um estudo experimental demanda tempo, conhecimento e recursos financeiros, para que os resultados possam ser transformados em parâmetros confiáveis a serem utilizados em projetos de engenharia. Por consequência, uma análise numérica bem calibrada com os resultados experimentais pode trazer resultados confiáveis em um estudo em que há uma quantidade razoável de variáveis que interferem nos resultados. Portanto, os pontos altos deste trabalho foram as validações dos resultados experimentais, que trouxeram robustezes para a análise numérica das ligações em escala real dos modelos PCD e NCE.

E o destaque maior das calibrações ficou por conta da almofada elastomérica devido à complexidade do comportamento do material, demandando uma gama maior de estudos, e, também, os ensaios realizados por Merlos (2019), entre outros autores, tornaram-se essenciais para a obtenção do coeficiente de atrito = 0,5 utilizado neste trabalho e comprovar o modelo constitutivo da borracha no uso em almofadas elastoméricas não fretadas.

Outro destaque deste trabalho é a utilização dos contatos, como o *cohesive behaviour*, simulando o comportamento real dos contatos, implementando uma rigidez (mola), tornando a análise mais próxima da realidade.

O estudo atingiu o objetivo em estudar o comportamento do mecanismo de chave de cisalhamento, e comprovou que o mecanismo resistiu a 40,88% do esforço presente na ligação semirrígida com uma diferença de -7,81% entre o modelo numérico e experimental de Faleiros Junior (2018) com a almofada elastomérica no apoio da viga, o que deixa brechas para novos estudos, pois a chapa metálica no apoio da viga sofre menos deformações, logo o giro é menor da ligação e, conseqüentemente, o alívio do esforço no consolo seria menor, portanto, para a utilização desses parâmetros é necessário a realização de novos experimentos para a comprovação das hipóteses. Com a chave de cisalhamento somente nos pilares, como o ensaiado por Hadade (2016) no modelo NCE, pode-se concluir que o mecanismo de chave de cisalhamento não aliviou o consolo, pelo fato de o mecanismo estar presente na aba dos pilares, este não formou um binário de forças resistentes, impedindo de absorver esforços verticais, dando a entender que o mecanismo de chave de cisalhamento perde sua efetividade se confeccionado apenas em uma interface.

Com relação ao estudo numérico das ligações semirrígidas, os resultados demonstraram que o comportamento numérico dos experimentos foi compatível com os modelos experimentais, principalmente nos resultados do trabalho de Hadade (2016), onde o objetivo era o estudo do Momento-Rotação das ligações. Faleiros Junior (2018) não apresentou resultados que pudessem comprovar a rigidez numérica da ligação versus a experimental. E a rigidez encontrada numericamente do modelo NCE foi de 171230,76 kN.m/rad versus 158297,00 kN.m/rad do experimental, uma diferença de 8,17%. Os modelos numéricos ficaram ligeiramente mais rígidos que o modelo experimental e os resultados ficaram próximos entre si, podendo ser considerados satisfatórios.

Este trabalho também pode constatar que a parcela de esforço do efeito de pino precisa de estudos mais detalhados, pois este efeito apresentou as maiores diferenças entre o modelo numérico e experimental, com uma porcentagem de 35,13% de diferença.

Com os parâmetros obtidos deste trabalho será possível realizar novos modelos extrapolando os resultados obtidos numericamente, podendo gerar novas análises e resultados de forma mais rápida, com menores custos financeiros e confiáveis.

Por fim, a sugestão para novos trabalhos é a de ensaiar experimentalmente as demais tipologias de ligação permitidas pela NBR 9062:2017, como o mecanismo de chave de cisalhamento, e também a utilização dos parâmetros de análise deste trabalho, variando as dimensões dos modelos, podendo parametrizar o mecanismo de chave de cisalhamento e variar a taxa de armadura negativa.

8. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- ABAQUS®. V2017. Johnston: Dassault Systèmes, 2016.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **Standard Specifications for Highway Bridges**. 11 ed. Washington, D.C., 1973.
- ARAÚJO D. L. **Cisalhamento Na Interface Entre Concreto Pré-Moldado E Concreto Moldado No Local Em Elementos Submetidos A Flexão**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, 1997, Dissertação de Mestrado, 230 p.
- ARAÚJO D. L. **Cisalhamento Entre Viga E Laje Pré-Moldadas Ligadas Mediante Nichos Preenchidos Com Concreto De Alto Desempenho**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, 2002, Tese de Doutorado, 319 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6118: **Projeto de estruturas de concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 221p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-9062: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017. 94p.
- AYMERICH, F.; FENU, L.; LOI, G. **FE Analysis of the Flexural Behavior of Cementitious Composites Using the Concrete Damage Plasticity Model**. Lecture Notes In Civil Engineering, [s.l.], p. 124-133,5 set. 2019. Springer International Publishing. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-23748-6_10.
- BERTOLUCCI, F. S. **Investigação De Compósitos Cimentícios Para Preenchimento De Juntas Da Interface E De Nichos Em Ligações De Estruturas Pré-Moldadas**. 2010. 185p. Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, São Paulo, Ilha Solteira, 2010.
- BARROS, L. S. P. **Verificação Do Comportamento De Ligações Viga-Pilar Com Continuidade De Armadura Negativa Por Meio De Luvas Rosqueadas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2018, 143p. Dissertação de Mestrado.
- CANHA, R. M. F.; CAMPOS, G. M.; EL DEBS, M. K.. Design model and recommendations of column-foundation connection through socket with rough interfaces. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 5, n. 2, p. 182-218, Apr. 2012. Disponível em:<http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952012000200005&lng=en&nrm=iso>. Acesso em 11 novembro. 2020.
- CONSOLAZIO, G. R.; HAMILTON, H. R. **Lateral bracing of long-span Florida bulbtee-girders**. Structures Research Report 2007/52290. University of Florida, Gainesville, jul., 2007.
- DEMIR, A.; OZTURK, H.; EDIP, K.; STOJMANOVSKA, M.; BOGDANOVIC, A. **Effect of viscosity parameter on the numerical simulation of reinforced concrete deep beam behavior**. The Online Journal of Science and Technology, v. 8, July, 2018.
- DASSAULT SYSTÈMES. ABAQUS® – Documentation Collection. Johnston: SIMULIA, 2017.

- EL DEBS, M. K., **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e aplicações**; 2ª ed., São Carlos – SP, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Carlos, 2017, 456 p.
- ELLIOT, K. S., DAVIES, G., FERREIRA, M.A., GORGUN, H., MADHI, A, A. (2003). **Can Precast Concrete Structures be Designed as semi-rigid frames: Part 1 – The experimental evidence**. The Structural Engineer. International Journal of The Institution of Structural Engineers. Vol.81. Issue 16 (Aug.19). London, United Kingdom.
- FALEIROS JR, A. C., **Estudo Experimental Dos Mecanismos Resistentes De Juntas Com Chave De Cisalhamento Em Ligações Pilar-Viga**. 2018. Tese de Doutorado, Universidade Federal de São Carlos, 196 p.
- FERREIRA, M. A. ELLIOTT, K. S.. **Strength-Stiffness Requirement Approach for Semi-Rigid connections in Precast Concrete Structures**. School of Civil Engineering, University of Nottingham, United Kingdom, 2002.
- FERREIRA, M. A; CARVALHO, R C; ELLIOTT, K. S.. **Avanços para análise e projeto de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.1 p. 74 – 81, 2002.
- FERREIRA, M. A. **Deformabilidade De Ligações Viga-Pilar De Concreto Pré-Moldado**. São Carlos, 1999. Tese de Doutorado - Universidade de São Paulo, 232p.
- FERREIRA, M.A; ELLIOTT, K.S.; HASAN, S.A. **Precast Concrete Framed Structures with Semi-Rigid Connections**. State of Art Research Report. School of Civil Engineering, University of Nottingham, 2010.
- HARPER, Z. S.; CONSOLAZIO G. R. **Calculation Method for Quantifying Axial and Roll Stiffnesses of Rectangular Steel-Reinforced Elastomeric Bridge Bearing Pads**. Transportation Research Record. Washington, v. 2331, n. 1, p. 3 – 13, 2013
- GIMENEZ, R. L. **Área De Hemiesferas De Borracha Contra Uma Superfície De Vidro**. 2010. 89p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade Estadual de São Paulo, 2018.
- GUO, Z. **Principles of reinforced concrete**. Oxford: Elsevier 2014.
- HASAN, S; FERREIRA, M; ELLIOTT, K. S. **A theoretical investigation on the moment continuity of precast concrete beam-column connections under gravity loads**. FIB Symposium - Prague, 2011.
- HADADE, M. Â. S. **Comportamento de ligações viga-pilar típicas com continuidade de armadura negativa em estruturas pré-fabricadas**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2016, Tese de Doutorado, 228p.
- INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). **Guide to good practice: Structural Connections for Precast Concrete Buildings**. Commission 6: Prefabrication - Task Group 6.2: Structural connections for precast concrete. Stuttgart, 360p., 2008.
- JANKWOIAK, T.; LODYGOWSKI, T. **Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model**. Foundations of Civil and Environmental Engineering, Poznan, v. 6, p.53-69, 2005.
- JEREMIAS JR, A. C., **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semirrígidas**. 2007. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Carlos, 193 p.
- KANEKO, Y., **Modeling of shear-off failure of concrete: Fracture mechanics approach**. PhD thesis Massachusetts Institute of Technology. Cambridge. Mass., 1992.

- KATAOKA, M. N. **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. 2007. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 113p.
- LUBLINER, J, et al. **A Plastic-Damage Model for concrete**. *International Journal of Solids and Structures*, V.25, p. 229-326, março 1989.
- MEDEIROS, W. A. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 164p.
- MERLOS, R. S. **Contribuição para determinação do módulo de deformação a compressão de aparelhos de apoio elastoméricos simples**. 2019. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 97p.
- MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor**. Universidade de São Paulo, 2002.
- MILLER, K. **What material tests are typically performed to calibrate a hyperelastic material model?** Testing and Analysis, Axel Products, 2004b.
- MURCIA-DELISO, Juan; SHING, P. Benson. **Bond-Slip Model for Detailed Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Structures**. *Journal Of Structural Engineering*, [s.l.], v. 141, n. 4, p. 04014125, abr. 2015. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- RIZKALLA, S.H.; SERRETE, R.L.; HEUVEL, J.S.; ATTIOGBE, E.K. **Multiple shear key connections for precast shear wall panels**. *PCI Journal*, v.34, n.2, p.104-120, Mar/Apr. 1989.
- REIS, L. C., **Estudo do comportamento de almofadas elastoméricas sob vigas pré-moldadas e análise de estabilidade lateral após a montagem**. 2018. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 139 p.
- REZENDE, R, C, **Comportamento mecânico de dispositivos de dissipação de energia fabricados com elastômeros para vigas e pontes**. 2020. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 108 p.
- ROCHA, A. L., **Comparação de métodos para contraventamento de edifícios multi-pavimentos em pré-moldado de concreto**. 2016, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 200 p.
- SILVA, J, V, M, DE A., **Avaliação numérica do comportamento de ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado**. 2018. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 178 p.
- SAEDNIYA, Majid; TALAEITABA, Sayed Behzad. **Numerical modeling of elastomeric seismic isolators for determining force–displacement curve from cyclic loading**. *International Journal Of Advanced Structural Engineering*, [s.l.], v. 11, n. 3, p. 361-376, 13 ago. 2019. Springer Science and Business Media LLC.
- SHAHZAD, M., KAMRAN, A., SIDDIQUI, M.Z.; FARHAN, M. **Mechanical characterization and FE modelling of a hyperelastic material**, *Materials Research* 18(5): 918-924, 2015.
- TOPALOFF, B. **Gummilager fur bruken-berechnung und anwendung**. *Der Bauingenieur* 39, 5-64, 1964.
- TROTTA, A. M., **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar em concreto pré-moldado utilizando perfis metálicos e solda**. 2012. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 101 p.

VINJE, L. **Behavior and Design of Plain Elastomeric Bearing Pads in Precast Structures.** Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) Journal, p.120-146, Nov.-Dez., 1985.

TASSIOS, T.P., VINTZELEOU, E. N. (1987), L. **Concrete-to-concrete friction.** Journal of Structural Engineering, ASCE, v.113, n.4, p.832-848, April

XV INTERNATIONAL CONFERENCE "TOPICAL PROBLEMS OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENERGY EFFICIENCY AND ECOLOGY – 2016, 73., 2010, St. Petersburg. **Simulation of Pulling the Reinforcing Bar from Concrete Block with Account of Friction and Concrete Damage.** Petersburg: Tpacee, 2016. 7 p. Disponível em: https://www.mateconferences.org/articles/mateconf/ref/2016/36/mateconf_tpacee2016_04010/mateconf_tpacee2016_04010.html. Acesso em: 11 ago. 2016.

YAPAR, O., BASU, K, P., NORDENDLE, N. **Accurate finite element modeling of pretensioned prestressed concrete beams,** Journal of Engineering Structures v101 163-178, 2015.

YEOH, O, H. **Some forms of the strain energy function for rubber,** Rubber Chem. Technol., v66(5). p. 774-771,1993.