

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas

Laura Maria Paes de Abreu

**ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE CHUMBADOR DE BASE DE PILAR
DE AÇO SUBMETIDO AO CISALHAMENTO**

Belo Horizonte
2023

Laura Maria Paes de Abreu

**ANÁLISE NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE CHUMBADOR DE BASE DE PILAR
DE AÇO SUBMETIDO AO CISALHAMENTO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutora em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Hermes Carvalho

Coorientador: Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury

Belo Horizonte
2023

A162a	<p>Abreu, Laura Maria Paes de. Análise numérico-experimental de chumbador de base de pilar de aço submetido ao cisalhamento [recurso eletrônico] / Laura Maria Paes de Abreu. - 2023. 1 recurso online (225 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Hermes Carvalho. Coorientador: Ricardo Hallal Fakury.</p> <p>Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexos: f. 210-225.</p> <p>Bibliografia: f. 205-209. Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Aço - Estruturas - Teses. 3. Cisalhamento - Teses. 4. Colunas - Teses. 5. Concreto - Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Fakury, Ricardo Hallal. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS



UFMG

ATA DA DEFESA DE TESE DE DOUTORADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 91 DA ALUNA LAURA MARIA PAES DE ABREU

Às **08:30** horas do dia **24** do mês de **fevereiro** de **2023**, reuniu-se, de forma remota e através da plataforma Teams, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em **21 de dezembro de 2022**, para julgar a defesa da Tese de Doutorado intitulada "**Análise Numérico-Experimental de Chumbador de Base de Pilar de Aço Submetido ao Cisalhamento**", cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de DOUTOR EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de ESTRUTURAS.

Abrindo a sessão, o Presidente da Comissão, **Prof. Dr. Hermes Carvalho**, após dar a conhecer aos presentes o teor das Normas Regulamentares passou a palavra à candidata para apresentação de seu trabalho. Seguiu-se a arguição pelos examinadores, com a respectiva defesa da candidata. Logo após, a Comissão se reuniu, sem a presença da candidata e do público, para julgamento e expedição do resultado final.

Prof. Dr. Hermes Carvalho - DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury - DEES - UFMG (Coorientador)

Profa. Dra. Ana Lydia Reis de Castro e Silva - DEES-UFMG

Prof. Dr. João Paulo Correia Rodrigues - DEES/UFMG

Profa. Dra. Arlene Maria Cunha Sarmanho - UFOP

Prof. Dr. Eduardo de Moraes Barreto Campello - USP

Após reunião, a Comissão considerou a candidata **APROVADA**, conforme pareceres em anexo.

O resultado final foi comunicado publicamente à candidata pelo Presidente da Comissão. Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ATA, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora.

Belo Horizonte, 24 de fevereiro de 2023.

Observações:



Documento assinado eletronicamente por **José Antônio Fonseca de Oliveira Correia, Usuário Externo**, em 10/11/2023, às 12:47, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Aires Moreira Montenegro Marques e Almeida, Usuário Externo**, em 10/11/2023, às 12:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Hermes Carvalho, Professor do Magistério Superior**, em 10/11/2023, às 12:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 10/11/2023, às 12:54, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felício Bruzzi Barros, Coordenador(a) de curso de pós-graduação**, em 20/02/2024, às 10:13, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2779474** e o código CRC **75F5FD77**.

A Deus, que me apresentou, durante essa jornada, as pessoas com as quais pude contar.

AGRADECIMENTOS

Ao orientador deste trabalho, Professor Ricardo Hallal Fakury, exemplo de vida, profissionalismo e disciplina.

Ao também orientador e amigo Professor Hermes Carvalho, por ter viabilizado o projeto de pesquisa, me confiado e incentivado em todo o desenvolvimento até sua finalização, sempre disponível para o que fosse necessário.

Aos meus pais, que perdi durante este processo, dedico-lhes esta conquista.

À minha filha Larissa, pelo carinho e exemplo de motivação.

Aos professores Francisco Carlos Rodrigues e Rodrigo Barreto Caldas pela execução dos ensaios no LAEES e por compartilharem sua experiência em laboratório.

Aos colegas do curso de pós-graduação, que sempre me acolheram nos momentos mais desafiadores, e aos funcionários do LAEES por darem o suporte necessário com precisão e segurança para a execução dos trabalhos.

Às agências brasileiras CNPq, CAPES e FAPEMIG pelo apoio financeiro à pesquisa.

Às empresas CODEME ENGENHARIA, HOLCIM, GERDAU e McBAUCHEMIE, pelo patrocínio e fornecimento dos insumos para fabricação dos modelos de ensaio.

RESUMO

A ligação da base de pilar é responsável por transferir as ações da superestrutura para a fundação e consiste, normalmente, de uma placa de base e barras de aço rosqueada ou chumbadores de ancoragem. Uma camada de graute é usada para preencher a folga de nivelamento entre a placa de base e o topo do bloco de concreto, geralmente composta por um material semi-fluido de base cimentícia com propriedades mecânicas específicas como alta resistência, retração desprezável, fragilidade, capacidade auto-adensante, etc. Materiais à base de epóxi podem ser usados como graute, sendo tais materiais mais eficientes em situações de impacto e cargas dinâmicas, ou quando uma cura rápida é necessária. Entretanto, sendo este material recentemente desenvolvido, sua adoção ainda ocorre empiricamente. Existem poucos estudos sobre o uso deste material como graute em ligações de base de pilar e, principalmente, sobre sua contribuição para a capacidade resistente ao cisalhamento devido à maior resistência deste material. Como as normas internacionais de estruturas de aço e compósitos não fornecem orientação de projeto para o uso deste material para tal aplicação, foi desenvolvido um programa experimental que permitisse avaliar o comportamento de bases de pilares típicas, com chumbadores de ancoragem de aço pré-instalados no bloco de concreto e camada de graute composta por materiais de base cimentícia e epóxi, sujeitos a forças monotônicas de cisalhamento. A partir dos resultados obtidos nas avaliações experimentais, foram desenvolvidas análises numéricas parametrizadas em elementos finitos, variando os principais parâmetros que influenciam na resistência última dos chumbadores. Diante da base de dados produzida, complementada pela comparação com procedimentos propostos por outros autores, foi proposto um ajuste no procedimento de cálculo proposto pela ABNT NBR 16239:2013 para a determinação da capacidade resistente do conjunto de chumbadores presentes na ligação da base de pilar submetidos à força cortante.

Palavras-chave: Ligações de base de pilar de aço; Chumbadores submetidos ao cisalhamento; Graute epóxi; Graute cimentício.

ABSTRACT

The column base connection is responsible for transferring the superstructure actions to the foundation and consists, typically, of a base plate and threaded steel bars or anchor rods. A grout layer is used for filling the clearance between the base plate and the top of concrete block, usually composed of a fluid-based hydraulic cementitious material with specific mechanical properties as high strength, negligible shrinkage, brittleness and delayed curing. Epoxy-based materials may be used as a more efficient material on applications with impact and dynamic loads or when a quick cure is required but as it is a recently developed material, its adoption occurs empirically. There are few studies about the use of this material in base column connections and mainly about its contribution to shear resistance due to the higher strength of this material. The international codes of steel and composite structures do not provide design guidance for the application of this material in base connections. Because of this lack of information, this work presents an experimental campaign about the behaviour of regular column bases, with a pre-installed steel anchor rod and grout layer composed of cement and epoxy materials, subject to monotonic shear forces. Based on the results obtained in the experimental evaluations, numerical analyses were developed in parameterized finite elements, varying the main parameters that could influence the ultimate resistance of the anchors. This developed numerical database was compared with procedures proposed by other authors and led to the proposition of an analytical design procedure to determine the resistance capacity of the set of anchors of the column base connection subjected to shear force.

Keywords: Steel column base connections; Anchors subjected to shear force; Epoxy grout; Cementitious grout.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Elementos usuais que compõem uma base de pilar.	24
Figura 1.2 – Curvatura desenvolvida pelo chumbador quando solicitado ao deslocamento lateral ΔV	27
Figura 1.3 – Falha da borda de um bloco de concreto por <i>breakout</i> (Petersen e Zhao, 2013). ..	28
Figura 1.4 – Exemplo de bases embutidas no concreto (Grauvilardell et al., 2005).	29
Figura 1.5 – Detalhe da base com barra de cisalhamento	30
Figura 1.6 – Flexão do chumbador solicitado à força horizontal.	31
Figura 1.7 – Solicitações atuantes em uma base de pilar típica.	32
Figura 2.1 – Efeito de contenção lateral do graute no chumbador para deslocamentos laterais na fase elástica e pequenas deformações (a) e na fase pós-elástica e grandes deformações (b) (Shaheen et al., 2017).	44
Figura 2.2 – Formação do cone de ruptura por cisalhamento do concreto pelo mecanismo de falha <i>breakout</i>	45
Figura 2.3 – Representação das armaduras de ancoragem de chumbadores solicitados ao cisalhamento (Petersen & Zhao, 2013).	46
Figura 2.4 – Casos de combinações de solicitações para verificação de bases de pilares tubulares (ABNT NBR 16239:2013).	49
Figura 2.5 – Mecanismo de transmissão do cisalhamento com flexão do chumbador.	50
Figura 2.6 – Equilíbrio estático de uma base de pilar sujeita à pequena excentricidade.	58
Figura 2.7 - Equilíbrio estático de uma base de pilar sujeita à grande excentricidade.	59
Figura 2.8 – Esquema do protótipo experimental para ensaio dos chumbadores trabalhando ao cisalhamento (Gomez et al., 2009).	67
Figura 2.9 – Croquis do protótipo experimental para ensaio de base com dois chumbadores solicitadas ao cisalhamento (Stevin, 1989) (cotas em mm).	68
Figura 2.10 – Equilíbrio dos esforços internos e externos em um chumbador deformado solicitado por tração e cisalhamento (Gresnigt et al., 2008).	69
Figura 2.11 – Exemplos de fixação do chumbador no concreto sem restrição (a) e com restrição à rotação na ligação com a placa de base (b). (CEB, 1996).	73
Figura 2.12 – Montagem do modelo experimental de flexão da barra rosqueada proposto por Lin et al (2011)	74

Figura 2.13 – Comportamento de chumbadores segundo diferentes comprimentos destravados e extremidades engastadas (Lin et al., 2011).....	75
Figura 2.14 - Forças de tração resultantes em testes com vários comprimentos de flexão	76
Figura 2.15 – Esquema da formação da rótula plástica no chumbador solicitado à força de cisalhamento (Lin et al., 2011).	76
Figura 2.16 – Mapa de tensões σ_y (MPa) e deslocamentos relativos no modelo global (Muniz, 2002).....	79
Figura 2.17 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo #4 (Gomez, 2009).	86
Figura 2.18 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo #5 (Gomez, 2009).	86
Figura 2.19 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo DT5 (Gresnigt, 2008).	87
Figura 2.20 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo DT6 (Gresnigt, 2008).	87
Figura 2.21 – Modelagem em elementos finitos: (a) protótipo experimental e (b) desenvolvimento da malha (Stamatopoulos & Ermopoulos, 2011).	89
Figura 2.22 – Malha em elementos finitos para o modelo proposto por Hamizi & Hannachi (2007).....	90
Figura 2.23 – Modelo de malha para base de pilar (a) e modelo deformado após aplicação do carregamento (b) (Kanvinde, 2013).....	91
Figura 2.24 – Curva de força <i>versus</i> deslocamento para os chumbadores com ambas as extremidades engastadas (Lin et al., 2011).....	92
Figura 2.25 – Detalhe do modelo em elementos finitos simplificado desenvolvido por Pavlović <i>et al.</i> (2013) e detalhe do parafuso e da porca.	94
Figura 2.26 – Detalhe do esmagamento do concreto no entorno do conector de cisalhamento (Pavlović et al., 2013).....	95
Figura 2.27 – Modelo em elementos finitos (FE) (Shaheen et al., 2017).....	96
Figura 2.28 – Condições de contato entre as superfícies no modelo FE (Shaheen et al., 2017).	97
Figura 2.29 – Curva tensão-deformação para o material graute (Shaheen et al., 2017).	98
Figura 2.30 – Curva de tensão de tração – abertura de fissura para o graute.	99
Figura 2.31 – Aferição do modelo FE com resultados experimentais (Shaheen et al., 2017) 100	
Figura 2.32 – Progressão do dano no graute (Shaheen et al., 2017).	101

Figura 3.1– Modelo apresentado no Anexo B do EC4 (BS EN 1994-1-1:2004) para ensaio de conectores de cisalhamento.	102
Figura 3.2 (a) – Esquema construtivo dos protótipos experimentais: vista frontal [mm].	103
Figura 3.3 – Perfis W360x122 preparados para a montagem do protótipo.	105
Figura 3.4 – Certificado de qualidade do chumbador emitido pelo fabricante Gerdau, cedido pela Codeme Engenharia S/A.	106
Figura 3.5 – Posicionamento dos chumbadores na forma antes da concretagem do bloco.	107
Figura 3.6 – Dimensões externas da porca padrão.	108
Figura 3.7 – Arruelas posicionadas antes da execução da solda.	109
Figura 3.8 – Informação técnica do graute cimentício Emckrete 40 (MC-Bauchemie, 2017).	111
Figura 3.9 – Informação técnica do graute de base epóxi Emckrete EP (MC-Bauchemie, 2017).	111
Figura 3.10 – Preparo do graute em 2 etapas: mistura dos bicomponentes (resina e endurecedor) (a) e adição e mistura do agregado fino (b).	113
Figura 3.11 – Forma teste para simulação do graute: antes (a) e depois da desforma (b).	114
Figura 3.12 – Ensaio dos CP’s extraídos dos grautes: posicionamento do CP 50x100 mm na prensa (a); plano de ruptura dos CP’s em graute cimentício (b) e graute epóxi (c).	115
Figura 3.13 – Montagem do CP de graute epóxi para determinar experimentalmente o módulo de elasticidade.	117
Figura 3.14 – Relatório de ensaio laboratorial para determinação do módulo de elasticidade.	117
Figura 3.15 – Gráfico tensão x deformação para o graute epóxi.	118
Figura 3.16 – Posicionamento do perfil com os blocos de concreto (A e B), mantendo os chumbadores centralizados no furo alargado.	120
Figura 3.17 – Posicionamento do anel de vedação entre o chumbador e o furo alargado do perfil.	120
Figura 3.18 – Posicionamento das arruelas: “ponteadas” (pré-solda) (a) e soldadas a toda volta com filete de 8mm (b).	121
Figura 3.19 – Extensômetros na face interna da mesa do perfil no alinhamento dos chumbadores: colados na superfície do aço (a); protegidos e ligados na Central de Aquisição de Dados (AD) (b).	122
Figura 3.20 – Instalação dos extensômetros no chumbador.	123

Figura 3.21 – Em detalhe: conexão dos extensômetros com o sistema de aquisição de dados (a) e encapsulamento da ligação (b).	123
Figura 3.22 – Revestimento da mesa do perfil e detalhe da forma do graute.	124
Figura 3.23 – Posicionamento do protótipo pré-grauteamento: detalhe do anel de vedação (a) e medida da camada de graute (b).	124
Figura 3.24 – Grauteamento: detalhe da forma após a aplicação do graute cimentício (a); e detalhe da aplicação do graute epóxi (b).	125
Figura 3.25 – Modelo posicionado sob a prensa MTS.	126
Figura 3.26 (a) – Posicionamento dos transdutores de deslocamento: DT ₁ , DT ₂ e DT ₃ (Bloco A) e DT ₄ , DT ₅ e DT ₆ (Bloco B) em planta.	127
Figura 3.27 – Posição dos extensômetros no perfil para o Ensaio 2.	128
Figura 3.28 – Posição dos extensômetros nos chumbadores no alinhamento anterior no graute (<i>ASUP</i> e <i>AINF</i>) e no alinhamento posterior na chapa (<i>PSUP</i> e <i>PINF</i>), nas situações indeformada (a) e deformada (b).	129
Figura 3.29 – Ligação dos 16 canais na aquisição de dados remover figura	131
Figura 3.30 – Montagem dos protótipos: Ensaio 2 mostrando a ligação da base do atuador ao topo do perfil (a); Ensaio 1 mostrando a posição dos transdutores de deslocamento (DT's) (b).	131
Figura 3.31 – Gráfico do protocolo inicial de carregamento cíclico para o Ensaio 1.	133
Figura 3.32 – Modelo 3: antes (a) e depois (b) do ensaio, após o colapso total dos chumbadores.	136
Figura 3.33 – Detalhe da ruptura do graute Emckrete 40 na linha de chumbadores superior (a) e inferior (b).	137
Figura 3.34 – Detalhe da ruptura do graute Emckrete EP nos blocos 2A (a) e 2B (b); descolamento entre o graute e o concreto (c)	138
Figura 3.35 – Detalhe da ruptura do graute Emckrete EP nos blocos 4A (a) e 4B (b).	138
Figura 3.36 – Deformada do chumbador em dupla curvatura. As setas indicam o esmagamento nos pontos de contato com a arruela e com o perfil.	139
Figura 3.37 – Plano de ruptura dos chumbadores na face do graute (a) e alongamento do chumbador entre a face do concreto e o plano de ruptura (b)	140
Figura 3.38 – Deformações relativas observadas entre a extremidade do chumbador e na interface do concreto para testes com graute cimentício (a & b) e testes com graute epóxi (c & d).	140
Figura 3.39 – Verificação da integridade do concreto.	141

Figura 3.40 – Leituras dos deslocamentos DT2 a DT5 em função do tempo para os ensaios MOD 01 a MOD 04.....	143
Figura 3.41 (a)– Curvas Força x Deslocamento globais: ensaios 1 e 3 (MOD01 e MOD03), executados com o graute cimentício.....	144
Figura 3.42 (a) – Comparação das curvas médias dos ensaios com grautes cimentício e epóxi: regressão linear no trecho elástico.....	145
Figura 3.43 – Curvas de tensão pelo tempo de ensaio para os extensômetros instalados no perfil nos ensaios 1 a 4 (MOD 01 a MOD 04).	146
Figura 3.44 (c) & (d) – Resultados dos extensômetros para os chumbadores para o Bloco 3B (c) e para os Blocos 4A e 4B (d).....	148
Figura 3.45 – Evolução da deformação e flexão do chumbador ao longo do carregamento..	149
Figura 3.46 – Valores médios das tensões nos chumbadores agrupados por tipo de graute: graute cimentício (a) e graute epóxi (b).....	150
Figura 3.47 – Visualização da rotação do chumbador para pequenos deslocamentos no ensaio 4.	151
Figura 3.48 – Curvas Força <i>versus</i> Deslocamento para os ensaios MOD01 a MOD04.....	152
Figura 4.1 – Malha em elementos finitos: modelo global com simetria vertical (a) e detalhe da montagem arruela-chumbador-porca (b).	154
Figura 4.2 – Curva tensão – deformação inelástica (trecho B-C-D-E) dos aços em função de f_y, f_u e $\epsilon_y = f_y/E_a$	155
Figura 4.3 – Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto submetido à compressão, para $\epsilon_c < \epsilon_{cu1}$ (EN 1992-1-1:2004).	156
Figura 4.4 – Curva tensão-deformação típica para o concreto e o graute sob estado de tensão de compressão (Pavlovic <i>et al</i> 2013).....	157
Figura 4.5 – Curvas tensão (compressão) <i>versus</i> deformação para o concreto e os grautes. .	159
Figura 4.6 – Curva representativa do concreto tracionado no modelo numérico (Simulia, 2013).....	160
Figura 4.7 – Diagrama tensão de tração (σ_t) <i>versus</i> deslocamento pós-pico admitido para o concreto e os grautes.....	161
Figura 4.8 – Gráficos representando o modelo de dano adotado no ABAQUS para compressão (D_c) e tração (D_t).....	162
Figura 4.9 – Diâmetro equivalente para o chumbador com seção reduzida na região da extensometria.....	163
Figura 4.10 – Geometria do componente “chumbador”: típico (a) e reduzido (b).....	163

Figura 4.11 – Geometria do componente numérico “perfil”: malha (a); arruela (b); furo da chapa (c).....	164
Figura 4.12 – Representação do elemento “Bloco” com o posicionamento dos chumbadores embutidos.....	165
Figura 4.13 – Geometria do componente numérico “graute”: malha (a); furos (b).	166
Figura 4.14 – Geometria do componente numérico “porca”.....	167
Figura 4.15 – Ilustração do elemento linear sólido de 8 nós e as respectivas posições das faces de referência.....	168
Figura 4.16 – Representação gráfica das condições de contorno e carregamento.	170
Figura 4.17 – Indicação dos pares de superfícies consideradas com condição de contato.....	173
Figura 4.18 – Curvas força vs. deslocamento em função do GAP_{cgr} entre o corpo do chumbador e o graute.....	177
Figura 4.19 – Gráfico de força vs. deslocamento vertical de resultados experimentais e numéricos.....	180
Figura 4.20 – Gráfico das tensões nos chumbadores.....	181
Figura 4.21 – Propagação do dano no graute cimentício no entorno do chumbador.	182
Figura 4.22 – Evolução do efeito de dano ao longo da espessura do graute.	182
Figura 4.23 – Extensão do dano observado no modelo (MOD01/CIM) após o ensaio.....	183
Figura 4.24 – Extensão do dano observado no modelo (MOD02/EPX) após o ensaio.....	184
Figura 4.25 – Indicação da seção crítica do chumbador.	187
Figura 4.26 – Plano de tensões críticas no grupo de chumbadores.	188
Figura 4.27 – Tensões de von Mises na seção transversal crítica de corte do chumbador em função do carregamento total.....	188
Figura 4.28 – Gráfico das tensões máximas σ_{vm} nos elementos das seções críticas do chumbador.	190
Figura 5.1 – Representação gráfica dos valores analíticos apresentados na Tabela 5.1.....	194
Figura 5.2 – Gráfico comparativo das forças cortantes obtidas segundo a ABNT NBR 16239 (2013) (V_{Rk1}), Lin <i>et al</i> (2011) (V_{Rk2}) e a análise numérica (F_{Vsk}).....	197
Figura 5.3 – Indicação do comprimento de flexão teórico proposto pela ABNT NBR 16239-2013 ajustado.	199
Figura 5.4 - Gráfico comparativo das forças cortantes obtidas segundo a ABNT NBR 16239 (2013) (V_{Rk1}) e a análise numérica (F_{Vsk}) com l_{ef} ajustado.	200
Figura A.1 – Modos de falha do concreto com chumbadores embutidos sujeitos à solicitação de cisalhamento (V) (ACI 318, 2011).....	210

Figura A.2 – Altura efetiva de embutimento em função dos espaçamentos.	211
Figura A.3 – Cone de ruptura da borda de concreto sujeito ao <i>breakout</i> por força de cisalhamento atuante no chumbador.....	212
Figura A.4 – Detalhamento da armadura de reforço da borda e do chumbador para cisalhamento	214
Figura A.5 – Detalhes do comprimento desenvolvido da ancoragem l_{dh}	214
Figura A.6 – Detalhe do espaçamento dos estribos ao longo do comprimento de ancoragem l_{dh}	215
Figura A.7 - Espaçamento máximo entre as barras efetivas ($30 + 150 + 30 = 210\text{mm}$).....	215
Figura A.8 – Detalhamento da distribuição da armadura principal de ancoragem dos chumbadores	217
Figura A.9 – Vista 3D da disposição das armaduras do bloco de concreto.	218
Figura A.10 – Montagem da armadura na forma antes da concretagem do bloco.....	219
Figura A.11 – Procedimento de moldagem dos blocos de concreto	221
Figura A.12 – Posicionamento do CP (10x20) na prensa antes (a) e depois (b) do ensaio à compressão.	222
Figura A.13 – Relatório do ensaio à compressão da amostra de 3 CP's (121,122 e 123).....	223

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo de fórmulas para dimensionamento de armadura para cisalhamento do chumbador (PETERSEN; ZHAO, 2013)	47
Tabela 2.2 – Diâmetros recomendados para furos de chumbadores na placa de base (FISHER; KLOIBER, 2006)	54
Tabela 2.3 – Descrição dos protótipos DT5 e DT6 (BOUWMAN; GRESNIGT; ROMEIJN, 1989).....	82
Tabela 2.4 – Descrição dos protótipos #4 e #5 (GOMEZ <i>et al.</i> , 2009).....	83
Tabela 2.5 – Resultados experimentais e analíticos para a força resistente nominal ao cisalhamento dos chumbadores.....	84
Tabela 2.6 – Parâmetros do modelo de dano plástico do concreto (SHAHEEN; TSAVDARIDIS; SALEM, 2017)	100
Tabela 3.1 –Tabela de dimensões da porca.	108
Tabela 3.2 – Propriedades dos Grautes	112
Tabela 3.3 – Resultados experimentais das resistências características à compressão e dos módulos de elasticidade dos grautes Emckrete 40 (cimentício) e Emckrete EP (epóxi).	116
Tabela 3.4 – Nomenclatura adotada para os extensômetros instalados nos chumbadores.....	130
Tabela 3.5 – Posição dos Chumbadores Monitorados por Extensômetros	130
Tabela 3.6 – Determinação da capacidade resistente estimada (ABNT NBR 16239: 2013) .	132
Tabela 3.7 – Relatório visual dos ensaios 1 a 4.....	134
Tabela 3.8 – Relação dos valores finais de deslocamento e força obtidos nos ensaios.....	136
Tabela 4.1 – Resumo das propriedades mecânicas dos materiais do modelo numérico.	155
Tabela 4.2 – Constantes assumidas para as curvas $\sigma_c(\varepsilon_c)$	159
Tabela 4.3 – Valores de referência tensão (σ_t) <i>versus</i> deslocamento (u) para determinação do comportamento à tração do concreto e dos grautes.....	161
Tabela 4.4 – Propriedades de contato entre pares de superfícies	173
Tabela 4.5 - Tensões normais longitudinais no chumbador segundo o deslocamento vertical	178
Tabela 4.6 – Caracterização dimensional dos modelos numéricos parametrizados.....	185
Tabela 4.7 – Carga crítica do conjunto de 8 chumbadores $F_{v,sk}$ dos modelos paramétricos. .	191
Tabela 5.1 – Valores analíticos para força cortante resistente característica (V_{Rk})	193

Tabela 5.2 – Comparação entre os resultados da Eq. (2.16) segundo a ABNT NBR 16239-2013 , Eq. (2.55) segundo Lin <i>et al</i> (2011) e os resultados da análise paramétrica.	196
Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados da Eq. (2.16) segundo a ABNT NBR 16239-2013 , Eq. (2.55) segundo Lin <i>et al</i> (2011) e os resultados da análise paramétrica.	199
Tabela A.1– Área de seção de aço A_s (cm ²) conforme diâmetro e números de barras	216
Tabela A.2 – Traço utilizado para a execução do concreto.....	220
Tabela A.3 – Identificação dos valores experimentais obtidos para o f_{ck} dos blocos de concreto	224

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a	distância entre a resultante de tração nos chumbadores e o eixo do perfil do pilar
a_l	distância da borda da placa de base até o eixo do chumbador
b_f	largura da mesa da seção i do pilar
d	altura da seção i do pilar
d_b	diâmetro do chumbador; diâmetro nominal do chumbador
d_n	diâmetro de um chumbador na seção da rosca igual a $0,75d_b$
e	excentricidade devido a ação do momento fletor
e_{crit}	excentricidade crítica
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão;
f_{nt}	tensão resistente nominal de tração do chumbador
f_{nv}	tensão resistente nominal de cisalhamento do chumbador
f_o	fator de correção do coeficiente de mola, que leva em consideração a rigidez do aço e do concreto, adimensional;
f_t e f_v	tensões solicitantes nominais à tração e ao cisalhamento, respectivamente
f_u	resistência característica à ruptura do aço
f_{ub}	resistência característica à ruptura do chumbador
f_{uita}	menor valor entre $1,9f_y$ e 860 mpa
f_w	coeficiente de atrito entre a placa e o graute ou concreto
f_y	resistência ao escoamento de cálculo do aço
f_{yb}	resistência característica ao escoamento do chumbador
h_{ef}	altura efetiva de embutimento dos chumbadores
k	fator de correção do comprimento de flexão
l	dimensão da borda da placa em balanço, determinada pelo menor dos valores m e n
l_c	comprimento da superfície de contato comprimida entre a placa e o graute
n	número de chumbadores
t_a	espessuras da arruela
t_p	espessuras da placa de base
$t_{p,min}$	espessura mínima recomendada para a placa de base sujeita a solicitação de compressão

Letras romanas maiúsculas

A_1	área da placa de base
A_2	área da superfície de concreto resistente, geometricamente similar e concêntrica ao carregamento
A_b	área bruta (nominal) de um chumbador igual a $\pi d_b^2/4$
$A_{b,s}$	área da seção transversal tracionada do chumbador
A_n	área líquida de um chumbador na região da rosca igual a $0,75a_b$
A_{ts}	área líquida do chumbador tracionado
C_{a1}	distância crítica entre o chumbador e a borda perpendicular à força $\geq 1,5 h_{ef}$
C_{a2}	distância crítica entre o chumbador e a borda paralela à força: $\geq 1,5 h_{ef}$
C_c	coeficiente de mola do concreto
E	módulo de elasticidade do aço
E	módulo de elasticidade longitudinal do aço
F	força máxima atuante no chumbador
F_a	força normal no chumbador
F_{ah}	componente horizontal de f_a
$F_{f,Rd}$	força resistente de cálculo devido à tensão de atrito entre a placa de base e o graute
F_h	solicitação nominal horizontal (cisalhamento) = v_{sk}
F_t	solicitação nominal de tração = $n_{t,sk}$
$F_{t,Rd}$	força de tração resistente de cálculo
$\Sigma F_{t,Rd}$	força de tração total de cálculo resistida pelos chumbadores,
$F_{t,Sd}$	força de tração solicitante de cálculo
$F_{te,Sd}, F_{td,Sd}$	forças de tração solicitantes de cálculo
$F_{t,Sd}$	
$F_{v,Rd}$	força cortante resistente de cálculo
$F_{v,Sk}$	força cortante solicitante característica
F_w	força resultante de atrito entre o graute e a placa de base
I_b	momento de inércia do chumbador com relação a um eixo diametral, igual a $\pi d^4/64$
L_{ef}	comprimento destravado de flexão do chumbador
l_x	comprimento da placa de base
l_y	largura da placa de base
M_{Rd}	momento fletor resistente de cálculo
M_{Sd}	momento fletor solicitante de cálculo
M_{Sk}	momento fletor solicitante característico

N_b	força normal no graute
$N_{c,Sd}$	força de compressão solicitante de cálculo
N_{Sd}	força normal solicitante de cálculo
$N_{t,Sk}$	força de tração solicitante nominal
S_1 e S_2	distâncias críticas de espaçamento entre chumbadores
V_{Sd}	força cortante solicitante de cálculo
V_{Sk}	força cortante solicitante característica
W_b	módulo de resistência à flexão do chumbador, igual a $\pi d^3/32$
Z_b	módulo plástico da seção transversal circular do chumbador igual a $d_n^3/6$

Letras gregas

α_b	coeficiente que depende da resistência ao escoamento f_{yb} do chumbador (BS, 2006)
β	rotação do chumbador em relação ao ângulo inicial
γ_{a1}	fator de ponderação de resistência do aço estrutural igual a 1,1
γ_{Mb}	fator de ponderação do aço do chumbador igual a 1,25
δ_a	alongamento do chumbador
δ_b	compressão na camada de graute
δ_h	deslocamento horizontal da placa
$\sigma_{c,Rd}$	tensão de compressão resistente de cálculo do concreto
$\sigma_{c,Sd}$	tensão de compressão solicitante de cálculo no concreto/graute
$\sigma_{c,lim}$	tensão limite no concreto, em kN/cm ²
$\sigma_{a,lim}$	tensão limite no aço, em kN/cm ²
σ_{vm}	Tensão de Von Mises
ϕ_c	fator de redução da resistência do concreto igual a 0,65
ϕ_b	fator de redução da resistência do aço igual a 0,9
ν	espessura do graute
ν_r	espessura analítica do graute igual a $\nu + 0,5d_b$, sendo $\nu_r = L_{ef}$, em equivalência ao CEB (1996)

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
AISI	American Iron and Steel Institute
ANSI	American National Standards Institute
ASTM	American Section of the International Association for Testing Materials
AWS	American Welding Society
CCD	Concrete Capacity Design Method
CEB	Comité Euro-International du Béton
CMT	Base Cimentícia
EPX	Base Epóxi
MEF	Métodos dos Elementos Finitos
FE	Finite Element (Elemento Finito)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	Considerações gerais	24
1.2	Comportamento estrutural de uma base de pilar	28
1.3	Objetivo	33
1.4	Justificativa e relevância do tema	34
1.5	Metodologia geral.....	35
1.6	Organização do trabalho	37
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	39
2.1	Considerações Gerais	39
2.2	Considerações sobre comportamento de bases em situação de sismo.....	41
2.3	Considerações sobre os grautes	41
2.4	Considerações sobre o bloco de concreto armado.....	45
2.5	Modelos analíticos de referência	47
2.5.1	Introdução	47
2.5.2	ABNT NBR 16239:2013	47
2.5.3	Fisher & Kloiber (2006).....	53
2.5.4	ANSI/AISC 360-10.....	60
2.5.5	Gomez et al. (2009).....	62
2.5.6	Stevin (Bouwman et al., 1989)	68
2.5.7	Gresnigt et al. (2008)	70
2.5.8	CEB Design Guide (CEB, 1996)	72
2.5.9	Lin et al. (2011).....	73
2.5.10	Petersen e Zhao (2013)	77
2.5.11	Muniz (2002)	78
2.5.12	Comparação das metodologias apresentadas	81
2.6	Modelos numéricos de referência.....	88
3	ANÁLISE EXPERIMENTAL	102
3.1	Características geométricas e dos materiais utilizados.....	102
3.1.1	Aspectos gerais	102
3.1.2	Perfil de aço	105
3.1.3	Chumbadores	106

3.1.4	Porcas.....	108
3.1.5	Arruelas.....	108
3.1.6	Blocos de concreto.....	109
3.1.7	Camada de graute.....	110
3.2	Montagem dos modelos: procedimentos e controles.....	119
3.3	Instrumentação.....	126
3.4	Procedimento de ensaio.....	131
3.5	Resultados experimentais.....	137
3.5.1	Análise qualitativa dos modelos pós-ensaio.....	137
3.5.2	Gráficos experimentais.....	141
4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	153
4.1	Aspectos gerais.....	153
4.2	Parâmetros de configuração e calibração dos modelos.....	154
4.2.1	Caracterização numérica dos materiais.....	154
4.2.2	Geometria dos componentes.....	162
4.2.3	Elementos finitos e processamento numérico.....	167
4.2.4	Condições de contorno e carregamento.....	169
4.2.5	Configurações gerais das superfícies de contato.....	171
4.3	Critérios para calibração do modelo numérico.....	174
4.4	Análise do dano no graute em função do deslocamento.....	181
4.5	Desenvolvimento dos modelos paramétricos.....	184
5	RESULTADOS ANALÍTICOS.....	192
5.1	Aspectos gerais.....	192
5.2	Resultados analíticos das formulações de referência.....	192
5.3	Comparação dos resultados dos modelos paramétricos com a formulação da ABNT NBR 16239-2013.....	195
5.4	Proposta de ajuste para a formulação da ABNT NBR 16239-2013.....	198
6	CONCLUSÃO.....	201
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	205
	Anexo A Critérios de projeto, detalhamento e execução dos blocos de concreto.....	210
	Anexo B Tabela 3.1 (EN1992-1-1:2004).....	225

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Bases de pilares ligadas ao bloco de concreto por meio de chumbadores são a solução de ancoragem mais usual em estruturas de aço e amplamente utilizada na construção de pontes, edifícios e torres de transmissão de energia (Eligenhausen et al., 2013). O comportamento desses chumbadores tem sido extensivamente estudado e os resultados utilizados como base para formulações previstas em normas, manuais de cálculo e trabalhos técnicos publicados (ABNT NBR 16239:2013; Fisher & Kloiber, 2006).

A base de pilar é o conjunto de elementos responsável por transferir as ações geradas pela estrutura para a fundação de concreto armado, devendo atender não só à resistência de cálculo requerida, mas também aos critérios de rigidez, tal como capacidade de rotação, em acordo com a tipo de ligação determinada: rígida, flexível ou semi-rígida. Usualmente, conforme Figura 1.1, uma base de pilar é composta por:

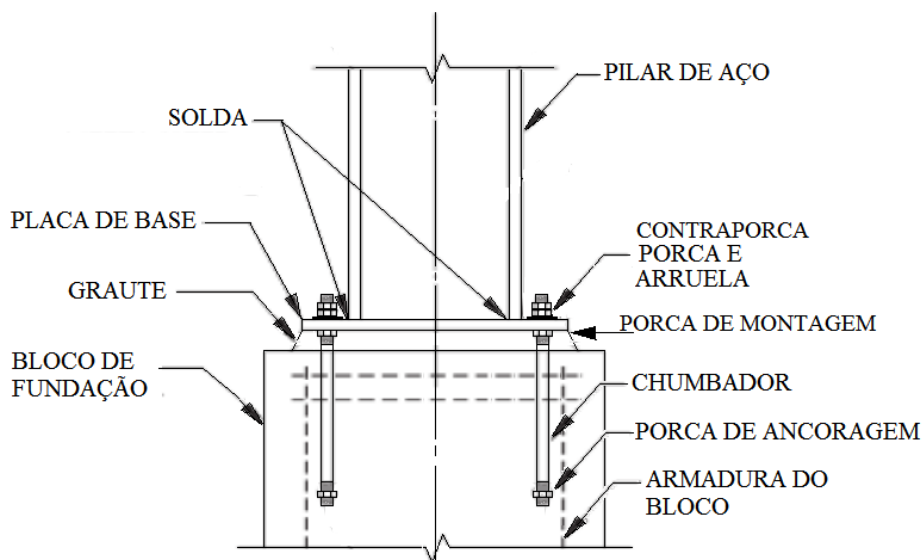


Figura 1.1 – Elementos usuais que compõem uma base de pilar.

- *Placa de base*: uma chapa horizontal soldada na extremidade inferior do perfil do pilar, na qual são previstos furos alargados, para absorver possíveis desvios de locação dos chumbadores durante a concretagem do bloco, pelos quais devem passar os chumbadores;
- *Chumbadores*: barras de aço rosqueadas responsáveis por ancorar a placa de base no bloco de concreto. Pode ser rosqueado ao longo de todo o seu comprimento ou somente na região de posicionamento das porcas, mas para efeito de cálculo isto não é relevante, pois se deve considerar a condição da seção líquida efetiva passando pela rosca como mais desfavorável;
- *Camada de graute ou nivelamento*: preenche o espaço existente entre a face superior do bloco de concreto e a face inferior da placa de base por um material de base cimentícia de elevada capacidade de resistência mecânica à compressão e de trabalhabilidade ao preenchimento e moldagem. Esta camada tem como função estrutural transferir a solicitação resultante de compressão da placa de base para o bloco de concreto e como função construtiva preencher o espaço deixado para o nivelamento da placa base em relação ao bloco em função do alinhamento final da estrutura;
- *Porcas*: construtivamente são previstas 4 porcas para cada chumbador, sendo uma porca soldada na extremidade embutida do chumbador, com a função de aumentar a área de ancoragem no concreto, uma porca abaixo da placa de base, com função de apoio durante a montagem e nivelamento da base, uma porca acima da arruela, com função efetiva de transmitir forças de tração da placa para o chumbador e uma contraporca, que oferece segurança à porca estrutural face à perda de aperto;
- *Arruelas estruturais*: uma chapa quadrada ou circular, com furo padrão correspondente ao diâmetro do chumbador que compensam a folga entre o furo e o diâmetro do chumbador quando adotado o furo alargado na placa de base para facilitar a montagem, distribuindo um possível pico de tensões no contato entre a porca e a placa. Além disso, para que ocorra efetivamente a transferência do esforço transversal da base para o chumbador, é fundamental que a arruela seja soldada na placa de base em toda sua borda.

As condições de contorno determinadas pela análise numérica influenciam na rigidez global da superestrutura. O detalhamento dos elementos que compõem uma base de pilar deve reproduzir as condições de rigidez e resistência compatíveis com o dimensionamento, e ser capaz de absorver solicitações de tração e compressão, momento fletor e eventualmente, o cisalhamento. Neste trabalho é avaliado o comportamento de chumbadores simples, em barras circular de aço, pré-instalados antes da concretagem do bloco de concreto, sujeitos ao cisalhamento.

Na maioria dos estudos existentes sobre esses elementos, a placa de base é posicionada em contato direto com a superfície do concreto. No entanto, a previsão de um espaço entre o concreto e a placa é frequentemente necessária durante a construção para ajustar a posição do elemento de aço ligado, posteriormente preenchido com um tipo de argamassa auto-adensável denominada graute. Ainda que a maioria das bases atualmente seja executada com a camada de graute, não há muitos resultados de pesquisa que contemplem sua responsabilidade na capacidade resistente ao cisalhamento de uma base (Shaheen et al., 2017). Esta camada, devido à falta de confinamento, frequentemente apresenta, em situação de grandes deformações, fratura e esmagamento no entorno dos chumbadores submetidos ao cisalhamento, que ficam expostos ao longo da espessura dessa camada (Lin et al., 2011). Este comprimento exposto, também chamado de comprimento destravado, é solicitado à flexão e possivelmente uma tração quando o chumbador é solicitado ao cisalhamento.

Também com o objetivo de permitir ajustes durante a construção, são previstos furos alargados na placa de base pelos quais os chumbadores são ancorados. O chumbador é centralizado no furo com o auxílio de uma arruela soldada e a folga entre o furo e o chumbador não permite que desenvolvam contato durante o carregamento, ocorrendo uma flexão do chumbador ao longo da espessura da placa, que neste caso deverá ser considerada no comprimento destravado de flexão.

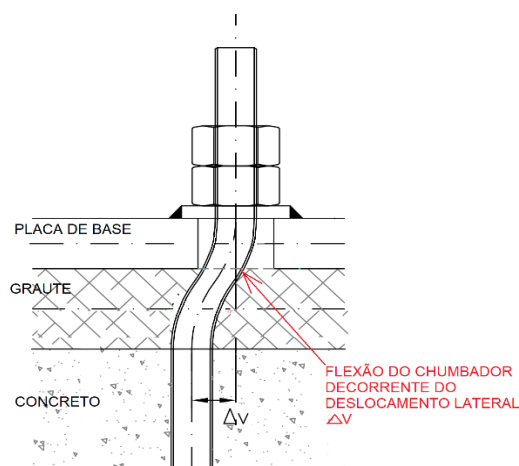


Figura 1.2 – Curvatura desenvolvida pelo chumbador quando solicitado ao deslocamento lateral ΔV

A resistência de cálculo ao cisalhamento é então determinada em função deste comprimento destravado, do diâmetro do chumbador e de outros fatores como restrição à rotação da extremidade. A proporção entre o comprimento de flexão e o diâmetro é determinante no comportamento do chumbador ao cisalhamento: quanto menor essa proporção, a falha do chumbador melhor se caracteriza por ruptura ao cisalhamento e, quanto maior, o efeito da flexão se torna significativo levando a uma falha devido a tensões normais e de cisalhamento combinadas.

Os modos mais comuns de estados-limites últimos associados à base de pilar solicitada ao cisalhamento são: a falha direta do chumbador por escoamento, deformação excessiva ou ruptura, ou a fratura do concreto por *breakout*, que se trata do descolamento de um cone de concreto na borda do bloco, próximo ao chumbador solicitado (Petersen & Zhao, 2013). Sendo de interesse dessa pesquisa avaliar o colapso do elemento chumbador submetido ao cisalhamento, a falha do concreto será evitada pela adição de armadura complementar do bloco de concreto (Figura 1.3).

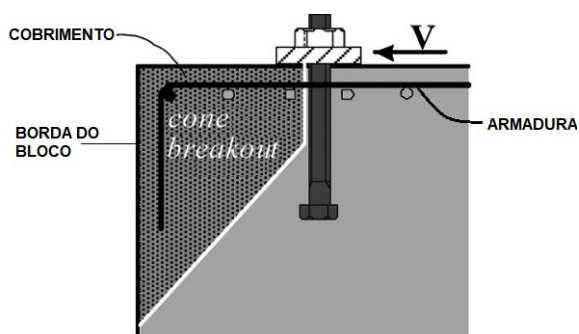


Figura 1.3 – Falha da borda de um bloco de concreto por *breakout* (Petersen e Zhao, 2013)

1.2 Comportamento estrutural de uma base de pilar

Um projeto estrutural de uma edificação convencional apresenta a maioria dos pilares solicitada apenas por forças verticais de compressão, provenientes das forças gravitacionais. Para um dimensionamento econômico, a base desses pilares deve apresentar flexibilidade suficiente para ser considerada rotulada, transmitindo somente forças verticais para a fundação. Para pilares com responsabilidade na estabilidade estrutural, podem ocorrer também solicitações axiais de tração, bem como momentos fletores e forças cortantes. As ações de cálculo atuantes na estrutura indicam o conjunto de esforços aos quais a base de pilar pode estar submetida. À priori, não se pode determinar qual a combinação última de ações é mais desfavorável para o dimensionamento de cada elemento da base, o que significa que esses elementos deverão ser verificados com base na envoltória de esforços solicitantes de cálculo.

A resistência e a rigidez dos elementos estruturais, bem como sua geometria e disposição, determinam o comportamento da ligação da base de pilar, ou seja, se é resistente ou não a ações de momento fletor, e se permite deslocamentos horizontais. Com relação à ligação com o concreto, a base de pilar pode ser exposta ou embutida. Na base exposta, a placa de base é posicionada externamente ao bloco de concreto e os esforços são transmitidos pela camada de graute, entre a placa de base e o topo do bloco de concreto, e pelos chumbadores (Figura 1.4a). Entretanto, em estruturas onde há ocorrência de cargas cíclicas, como por exemplo, as decorrentes do sismo, usualmente são previstas bases totalmente embutidas no bloco de concreto, com os elementos envoltos por armadura conforme Figura 1.4b. Tal disposição torna mais eficiente a transmissão dos esforços e limita consideravelmente os deslocamentos horizontais (Grauvilardell et al., 2005). Neste trabalho será estudada a base de pilar exposta,

sendo avaliado o comportamento dos chumbadores em conjunto com os demais elementos, responsáveis pela transmissão dos esforços cortantes do pilar de aço para o bloco de fundação.

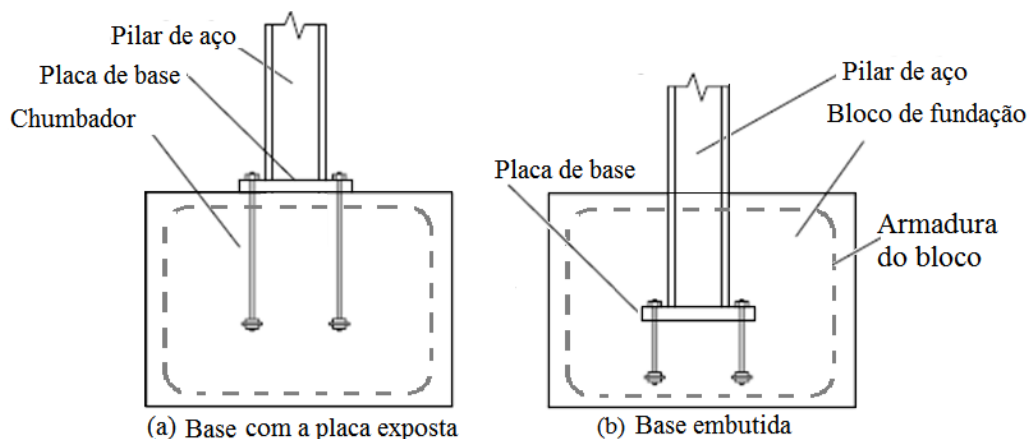


Figura 1.4 – Exemplo de bases embutidas no concreto (Grauvilardell et al., 2005).

A norma brasileira ABNT NBR 16239:2013 apresenta uma formulação para o dimensionamento de bases de pilares tubulares, solicitadas por momento fletor, forças verticais e forças cortantes. Com a definição dos esforços solicitantes e parâmetros geométricos tais como distâncias, espessuras, posicionamento e diâmetro dos chumbadores, pode ser determinada a distribuição de tensões e feita a verificação da placa de base para os estados-limites últimos. Conforme esta norma, a ação solicitante horizontal ou de cisalhamento pode ser resistida segundo três mecanismos de transferência de força:

- por atrito resultante na região comprimida entre o graute e a placa de base;
- pela introdução de um elemento soldado da face inferior da placa de base, chamado placa ou barra de cisalhamento, com profundidade suficiente para transmitir a ação horizontal para o bloco, ilustrada na Figura 1.5; e
- pelos chumbadores ligados à placa através de arruelas soldadas, caso o furo na placa seja alargado, ou por contato direto, nas demais situações, pois quando solicitados horizontalmente apresentam rigidez suficiente para absorver forças de cisalhamento.

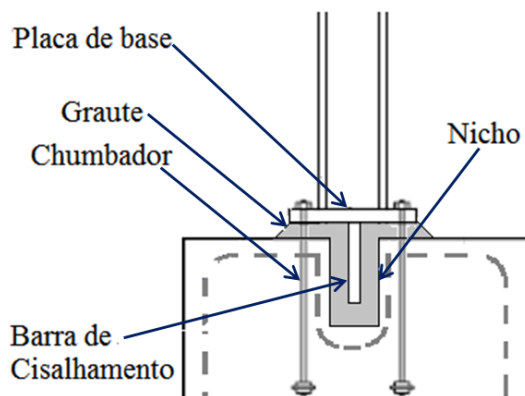


Figura 1.5 – Detalhe da base com barra de cisalhamento

A barra de cisalhamento é um elemento de aço, usualmente tomado como uma chapa de aço ou um perfil, soldado na face inferior da placa de base que se projeta para dentro do bloco de concreto da fundação, posicionado em um nicho previsto durante a concretagem, posteriormente preenchido pelo graute. A transmissão da força cortante ocorre por meio da pressão de contato ao longo do comprimento embutido entre a barra e o graute/concreto. Esta barra, apesar de ser um elemento estruturalmente eficiente, torna o processo fabril e construtivo mais complexo, uma vez que requer a previsão deste nicho para posicionamento da base, onde dependendo da profundidade e acesso da abertura, a aplicação do graute pode vir a ser onerosa e não controlada.

Uma solução alternativa à barra de cisalhamento é a transmissão das forças cortantes por meio dos chumbadores. Neste caso, a resistência ao cisalhamento do grupo de chumbadores passa a ser responsável pela transmissão dos esforços da base do pilar para o bloco de concreto. Pelo fato do furo da placa de base geralmente apresentar diâmetro maior que o do chumbador no intuito de facilitar a locação e montagem, não se deve considerar a transmissão de esforços horizontais pelo contato entre chumbador e a placa, pois resultaria em deslocamentos horizontais excessivos. Além disso, não garantiria que todos os chumbadores da ligação desenvolvessem o contato com os furos, pois poderiam apresentar imprecisão na locação e conseqüentemente posicionamentos diferentes dentro do furo (Gomez et al., 2009). Assim, considera-se que os esforços horizontais sejam transmitidos através do contato entre o chumbador e a arruela de furo padrão soldada *in loco* na placa de base, que passa a desempenhar função estrutural relevante na ligação, uma vez que a força horizontal transmitida pelo contato entre a arruela soldada e o chumbador acarreta na flexão deste ao longo da espessura da placa de base (Figura 1.6).

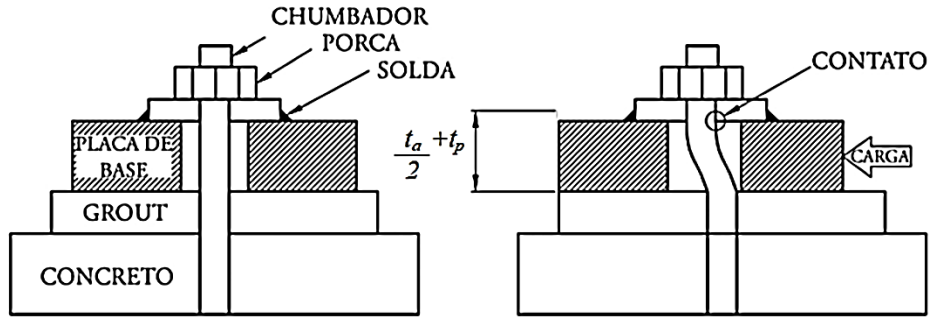


Figura 1.6 – Flexão do chumbador solicitado à força horizontal.

As vantagens em se considerar os chumbadores como elementos responsáveis por transmitir ações de cisalhamento são: (i) simplificação construtiva, se comparados à barra de cisalhamento, que requer a execução de um nicho no bloco de concreto; (ii) confiabilidade estrutural, se comparada à força resistente horizontal resultante de atrito na região comprimida, que pode variar em função das combinações de solicitações e do coeficiente de atrito entre os materiais groute e aço, que apresenta incertezas.

Fisher & Kloiber (2006) apresentam um procedimento numérico para determinação da distribuição das tensões em uma base de pilar solicitada a momento fletor e compressão axial. Nesta formulação, a excentricidade equivalente, e , é definida pela divisão do momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} pela força axial de compressão solicitante de cálculo N_{Sd} , conforme apresentado na Eq. (1.1). Quando o momento fletor é nulo, a força axial de compressão é resistida apenas pela área de contato entre a placa de base comprimida e o groute, sem tração nos chumbadores.

$$e = M_{Sd}/N_{Sd} \quad (1.1)$$

Para valores pequenos de excentricidade, onde $e \leq e_{crit}$, definido na Eq. (1.2), a distribuição de tensões é determinada através do equilíbrio estático elástico da resultante da tensão na área comprimida com a resultante de tração nos chumbadores. Para valores elevados de excentricidade, onde $e > e_{crit}$, ocorre uma resultante de tração que deve ser resistida pelos chumbadores ancorados no bloco de concreto, e a tensão de contato devido à resultante de compressão passa a desenvolver a tensão máxima resistente de cálculo do concreto $\sigma_{c,Rd}$ na área de contato entre a placa de base, de comprimento l_x e largura l_y , e o groute.

$$e_{crit} = \frac{1}{2} \left(l_x - \frac{N_{sd}}{\sigma_{c,Rd} l_y} \right) \quad (1.2)$$

Se a placa de base estiver predominantemente sob tensões de compressão, a força cortante pode ser resistida pelo atrito entre o aço e a camada de graute. Neste caso, não se considera simultaneamente a resistência do chumbador ao cisalhamento. A Figura 1.7 apresenta esquematicamente a distribuição das ações em uma ligação de base de pilar típica.

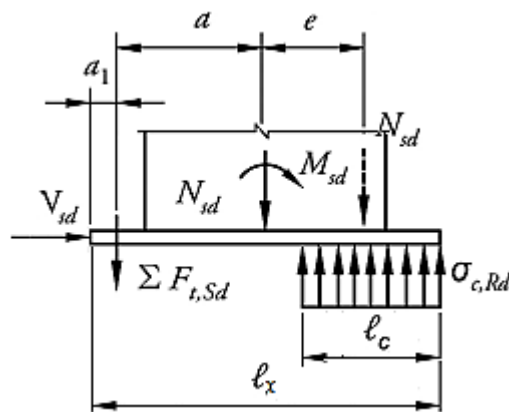


Figura 1.7 – Solicitações atuantes em uma base de pilar típica.

Comentários Ana – ver As solicitações combinadas de momento fletor e de compressão axial são transmitidas para o bloco de concreto por tração nos chumbadores ($\Sigma F_{t,Sd}$) e pela tensão de compressão desenvolvida entre a chapa e o graute ($\sigma_{c,Sd}$) ao longo da interface comprimida ($l_c l_y$). A força de cisalhamento de cálculo V_{sd} é resistida pela força resultante da tensão de cisalhamento oriunda do atrito na interface comprimida da placa de base-graute, calculada pela multiplicação da força resultante de compressão entre o aço e o graute pelo coeficiente de atrito médio (em torno de 0,5, dependendo da recomendação adotada).

Neste trabalho será avaliado o comportamento de bases de pilares, sendo os chumbadores os elementos resistentes à força cortante, e a fim de isolar o comportamento destes, será desconsiderada a ação resistente do atrito entre a placa de base e o graute e a presença da barra de cisalhamento. A interação entre forças simultâneas de tração e cortante é relevante na determinação da capacidade resistente do chumbador. Porém, os modelos avaliados neste trabalho se limitarão a solicitações de forças cortantes, no intuito de compreender o comportamento e determinar a capacidade resistente de chumbadores nesta situação específica de carregamento.

Segundo estudos similares e formulações propostas para o dimensionamento do chumbador sujeito à força cortante, verifica-se que as tensões normais devidas à flexão que ocorrem no chumbador quando solicitado a deslocamentos laterais é preponderante na determinação da sua resistência. Esta flexão ocorre no trecho onde não se verifica o contato do chumbador com a placa de base, devido ao furo alargado previsto para folga de montagem. Entretanto, em situações onde o deslocamento horizontal da base é relevante, pode ser observado o esmagamento ou a ruptura do graute na área de contato com o chumbador, o que leva à perda do contato entre esses elementos. Neste caso, a espessura da camada de graute também deve ser considerada no comprimento destravado de flexão.

Sendo as tensões normais no chumbador devidas à flexão proporcionais ao quadrado do comprimento fletido, espera-se que, ao aumentar a resistência do graute utilizado (graute de alta resistência), diminua-se ou elimine-se totalmente a ocorrência da sua ruptura no entorno do chumbador, limitando assim o comprimento de flexão somente à espessura da placa de base. Com o objetivo de avaliar a influência da resistência mecânica do graute no desempenho dos chumbadores solicitados ao cisalhamento, foram utilizados dois tipos de materiais como preenchimento da camada de graute: um material de base cimentícia convencional, com resistência atendendo à recomendação de 1,5 vez a resistência do concreto, conforme (Fakury et al., 2017) e um material de alta resistência, composto por base epóxi e agregado fino.

O protótipo experimental foi idealizado com base no modelo de ensaio para conectores de cisalhamento proposto no Anexo B do BS EN 1994-1-1:2004 (ensaio de “*push-out*”), devido à simplicidade construtiva e à simetria do modelo, impondo somente a ação do cisalhamento no chumbador e evitando ações axiais na ligação.

1.3 Objetivo

O objetivo do presente trabalho é desenvolver uma metodologia de cálculo para a determinação da capacidade resistente ao esforço cortante de um conjunto de chumbadores que compõem a ligação da base de pilar de aço com o bloco de concreto, sem a atuação de esforços de tração. Serão consideradas as variações de parâmetros que influenciam no

comportamento dessa ligação, tais como: dimensões, número e diâmetro de chumbadores, espessura e posição dos elementos de aço, espessura e resistência mecânica do graute, resistência do concreto, entre outros.

1.4 Justificativa e relevância do tema

Como já colocado, em um dimensionamento usual de base de pilar há três mecanismos de transferência da força cortante para o concreto: pela força de atrito desenvolvida entre a placa de base e o graute, presente na interface com o concreto armado; por tensão de compressão devida ao contato entre a face da barra de cisalhamento embutida no bloco e o concreto; por resistência ao cisalhamento da seção transversal dos chumbadores.

Na prática de projeto, os dois primeiros mecanismos são os mais adotados, mas pode-se apontar algumas desvantagens para essas soluções tais como: (i) ao se considerar a força de atrito na resistência ao cortante, é necessário que a solicitação de compressão seja predominante para todas as combinações de cálculo; (ii) não são permitidas sob ações sísmicas pela maioria das normas de cálculo internacionais; (iii) ao se utilizar a barra de cisalhamento, é necessário prever durante a concretagem o nicho no bloco de concreto para o seu embutimento, o que pode dificultar e onerar o processo de montagem.

Portanto, a viabilização da terceira solução se justifica no sentido de otimizar o dimensionamento e simplificar as operações de campo. O dimensionamento dos chumbadores trabalhando ao cisalhamento, associado ou não à solicitação normal de tração, pode ser tomado como uma solução técnica viável e economicamente interessante.

O estudo do comportamento de chumbadores de bases de pilar trabalhando sob ação da força cortante dispõe de resultados experimentais limitados. Algumas formulações propostas foram baseadas no comportamento do chumbador sob as ações de tração e cisalhamento combinadas, sendo que a força horizontal pode levar à flexão do chumbador ao longo do trecho entre a arruela, a placa de base e o graute. Entretanto, foi verificado que efeitos não lineares que ocorrem em situações de grandes deslocamentos horizontais, tais como o encruamento do aço do chumbador, podem aumentar a resistência do mesmo (Gresnigt et al.,

2008). Este tipo de efeito é difícil de ser mensurado, uma vez que a ligação fica sujeita a variações geométricas em função das condições construtivas frequentemente pouco precisas. Além disso, para grandes deslocamentos, ocorre a extensa falha do graute, o que modifica significativamente as condições de contorno do chumbador fletido.

As formulações recomendadas, baseadas no equilíbrio estático elástico que considera a interação das ações diretas atuantes no chumbador (tração e cisalhamento) e da ação indireta do momento fletor no comprimento de flexão destravado, podem chegar a valores muito conservadores quando comparados aos experimentais disponíveis na literatura. Por exemplo, segundo essas formulações analíticas, em casos onde o comprimento de flexão destravado é significativo considerando a espessura do graute e da placa de base, a resistência obtida ao cisalhamento é muito reduzida devido à ocorrência de tensões normais oriundas da flexão, podendo levar a uma solução inviável e conseqüentemente inevitável a adoção da barra de cisalhamento. Neste caso, propõe-se avaliar melhor o comportamento do graute ao conter o chumbador à flexão, minimizando o comprimento destravado e melhorando a capacidade resistente do mesmo.

1.5 Metodologia geral

Para alcançar os objetivos propostos neste trabalho, foram realizadas as seguintes etapas:

- a) estudo dos modelos existentes na literatura para descrição do comportamento e dimensionamento de bases de pilares, predominantemente análises da resistência dessas bases ao cisalhamento, avaliando:
 - (i) a condição de transferência da ação de cisalhamento da base para o bloco de concreto, segundo materiais utilizados, geometria, etc.;
 - (ii) o comportamento estrutural e os modos de falha observados;

- b) análise experimental, utilizando elementos de uma base típica em escala real, considerando:
- (i) protótipo idealizado com base no modelo de ensaio para conectores de cisalhamento proposto no Anexo B do BS EN 1994-1-1:2004 (ensaio de “push-out”);
 - (ii) projeto dos modelos experimentais a serem fabricados, envolvendo simulações numéricas e experimentais preliminares para previsão do comportamento estrutural durante os ensaios;
 - (iii) fabricação dos modelos em laboratório, verificando a acuidade geométrica e dos materiais durante as etapas do processo e identificando fatores que possam influenciar no desempenho mecânico e estrutural;
 - (iv) aferição dimensional dos elementos: espessuras, diâmetros, distância entre eixos, distância entre eixo e borda, alinhamento, etc., e levantamento das imperfeições e desvios construtivos;
 - (v) ensaios de caracterização dos materiais (aço, concreto, graute), para identificação das propriedades mecânicas dos elementos utilizados na fabricação dos modelos;
 - (vi) montagem e instrumentação dos modelos para os ensaios;
 - (vii) realização dos ensaios e tratamento dos dados obtidos;
- c) análise numérica em elementos finitos, correspondente aos resultados obtidos com os ensaios experimentais, considerando:
- (i) modelagem dos ensaios com as dimensões reais de fabricação e propriedades mecânicas dos materiais obtidas nos ensaios de caracterização;

- (ii) calibração dos modelos numéricos segundo os resultados e observações obtidos experimentalmente;
- d) estudo paramétrico de modelos numéricos em elementos finitos considerando a variação dos parâmetros de interesse para a obtenção da resistência dos chumbadores ao cisalhamento, sendo eles:
- (i) espessura e propriedades da camada de graute;
 - (ii) diâmetro dos chumbadores e, conseqüentemente, espaçamentos e ancoragens;
 - (iii) espessura da placa de base;
- e) aferição das formulações apresentadas por outros autores aos resultados obtidos e proposta de ajustes, se necessário.

1.6 Organização do trabalho

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica levantando aspectos principais que são necessários para a compreensão do tema. Neste capítulo são abordados os principais modelos de cálculo e pesquisas numéricas e experimentais relevantes ao tema deste trabalho.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia de análise experimental empregada neste trabalho. São apresentados os estudos preliminares para definição do modelo experimental; os procedimentos de montagem e aferição dos modelos experimentais e os detalhes relevantes à execução dos ensaios. São apresentados os resultados qualitativos e quantitativos da análise experimental dos modelos, a fim de mapear o entendimento do comportamento do modelo.

No capítulo 4 são apresentados os resultados do estudo numérico, realizado com o auxílio do programa comercial de elementos finitos ABAQUS v6.10. Neste capítulo, os resultados

numéricos são comparados com os resultados experimentais obtidos e apresentados no Capítulo 3. São também desenvolvidos modelos paramétricos para a determinação de resultados de condições de geometria diversas.

No capítulo 5 os resultados numéricos são comparados com respostas analíticas apresentadas por diversos autores e pela norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, considerando os chumbadores solicitados ao cisalhamento.

No capítulo 6 e último, são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações Gerais

As recomendações atuais para dimensionamento de uma base de pilar ao esforço cortante ainda são adaptações de poucos resultados experimentais, mesmo em condições normais de uso. Para situações que apresentem baixos valores de cisalhamento, considerar o atrito entre a face inferior da placa de base e o graute como mecanismo de transferência das forças horizontais pode ser adequado. Entretanto, para forças horizontais elevadas ou para os casos em que essas forças estão associadas à solicitação de tração, oriundas da ação do vento, por exemplo, a força de atrito resistente é reduzida, necessitando que o cisalhamento seja transmitido ao bloco de concreto através de outros meios. Além disso, sob solicitações de efeito sísmico, a consideração do atrito não é permitida (Astaneh-Asl, 2008).

No caso de esforços elevados de cisalhamento, é mais usual a instalação da placa ou barra de cisalhamento, com profundidade suficiente para transmitir a ação horizontal para o bloco. Entretanto, uma das alternativas é a consideração da resistência ao corte do chumbador na transferência dessa solicitação, mesmo que a transferência envolva algumas questões tais como (Gomez et al., 2009):

- 1) falha do graute e do concreto na região dos chumbadores devido ao “*pullout*”, definido como a ruptura ou esmagamento desses materiais em contato com o chumbador;
- 2) efeito *breakout*, definido como o descolamento da borda livre do bloco de concreto em forma de prisma, na direção da solicitação;
- 3) efeitos associados ao posicionamento excêntrico dos chumbadores nos furos alargados da placa de base, o que pode resultar na distribuição não uniforme da solicitação no conjunto de chumbadores;

4) falha do chumbador devido à combinação de tração, flexão e de cisalhamento, resultante das ações combinadas que ocorrem devido à deformação horizontal significativa;

5) efeitos de segunda ordem, decorrentes de grandes deslocamentos laterais da base, implicando no aumento da resistência ao cisalhamento e da rigidez da ligação devido à plastificação e conseqüente encruamento do aço e aparecimento de tensões de tração ocasionadas pelo alongamento da barra.

Com relação aos itens 1 e 2, alguns pesquisadores estudaram a resistência de chumbadores embutidos, principalmente no contexto do dimensionamento do concreto. Fuchs *et al.* (1995) desenvolveram um método de dimensionamento para a capacidade do concreto (CCD), adotado atualmente no dimensionamento do concreto com chumbadores embutidos sujeitos à tração e cisalhamento do ACI 318 (2011). Esses efeitos podem ser controlados através da instalação de armaduras, controlando a extensão dos danos mesmo em situação de sismo.

Com relação ao item 3, a instalação de arruelas soldadas assegura que todos os chumbadores estejam ligados à placa de base simultaneamente. Entretanto, a excentricidade do chumbador pode gerar comportamentos não previstos da base. Por exemplo, chumbadores próximos à face interna do furo da placa de base na direção do carregamento ocasionam a uma restrição à flexão desses elementos devido ao seu contato com a chapa, influenciando assim na sua rigidez e no modo de falha (Gomez *et al.*, 2009).

Com relação aos itens 4 e 5, Fisher & Kloiber (2006) sugerem que os chumbadores das bases de pilar sejam projetados para o estado de tensões axial de tração e de cisalhamento, conforme formulação apresentada no referido manual, baseada em um extenso estudo de Kulak *et al.* (2001). O cálculo das tensões devido à flexão dos chumbadores tem como premissa que as barras possam fletir livremente em uma dupla curvatura ao longo do comprimento destravado, considerado a partir do topo do graute à linha de centro da arruela. O efeito de 2ª. ordem descrito em (5) não é considerado nas premissas de dimensionamento nas normas aqui citadas (ABNT NBR16239:2013; ANSI/AISC 360-10, 2010).

Nakashima (1998) examinou as propriedades mecânicas dos chumbadores da base do pilar sob tensões combinadas de tração e cisalhamento, considerando o efeito da rosca do chumbador. Segundo o autor, devido à separação do graute, a capacidade última dos chumbadores através da camada de graute é menor se comparado a parafusos estruturais típicos.

2.2 Considerações sobre comportamento de bases em situação de sismo

Investigações experimentais e numéricas de transferência de cisalhamento em base de pilar têm sido desenvolvidas principalmente para situação de sismo, onde as cargas e deslocamentos horizontais são de grande magnitude e cíclicas, mas resultados experimentais ainda são escassos.

No Brasil, as regiões que requerem verificação à condição de sismo são isoladas. A norma ABNT NBR 15421, 2006, “*Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimento*”, estabelece os requisitos para os projetos estruturais especificamente para as estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino, entretanto com a ressalva que a referida norma “...não se aplica a estruturas especiais, tais como pontes, viadutos, obras hidráulicas, arcos, silos, tanques, vasos, chaminés, torres, estruturas off-shore, ou em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais, tais como formas deslizantes, balanços sucessivos, lançamentos progressivos e concreto projetado”, sendo que para esses casos não há referências técnicas de projeto no Brasil (Nobrega & Nobrega, 2016). O nível de atividade sísmica no Brasil é classificado como baixo (Lopes & Nunes, 2011), com ocorrência média de 4 mb a 6 mb, ocorrendo em períodos entre 1 e 45 anos, mas que há possibilidade de ocorrência de sismos com magnitudes de até 7,5 mb, com um período de recorrência em torno de 885 anos. Em vista disso, é pouco usual a consideração de ações sísmicas na maior parte do país, não sendo prevista a situação como crítica nas normas nacionais correntes.

2.3 Considerações sobre os grautes

Apesar de a camada de graute ser um elemento intrinsecamente envolvido no conjunto de uma base de pilar, responsável por transmitir as principais ações tais como compressão e

cisalhamento, suas propriedades específicas não são consideradas relevantes nos modelos analíticos apresentados. Poucos resultados experimentais ou numéricos estão disponíveis e as propriedades requeridas pelas normas são relacionadas mais ao uso prático do que ao científico.

O material usualmente utilizado para o preenchimento destes espaços, previstos para o ajuste entre a estrutura de aço e as bases em concreto armado, possui alta resistência e propriedades auto-adensável e não-retrátil, com consistência fluida para facilitar a aplicação e garantir o preenchimento de todos os espaços e o contato com a placa de base e o concreto.

De acordo com ACI 351.1-1 (2012), os tipos de graute mais usuais são o de base cimentícia e de base epóxi, ambos misturados a agregado fino, sendo o cimentício à base de água. Podem requerer aditivos para prevenir retração e, conseqüentemente, fissuras, tornando o material hábil a transmitir esforços estáticos, dinâmicos e de impacto (Shaheen et al., 2017).

A resistência do graute pode ser influenciada por muitos fatores, tais como a qualidade de matérias-primas, relação água/cimento, relação agregado grosso/fino, temperatura e umidade relativa (Anagnostopoulos & Tsiatis, 2016). Estimativa imprecisa de um ou mais destes fatores conduz inevitavelmente a uma argamassa pobre e com menos resistência ao esperado. Além disso, a área de contato entre a placa de base e o graute pode ser significativamente afetada por qualquer vazamento de argamassa, mistura inadequada da argamassa, método de aplicação errada ou argamassa pobre. E ainda vale a pena observar que a resistência requerida para o graute por diversas normas não é padronizada.

Por exemplo, a resistência desejada do graute sugerida por Fisher & Kloiber (2006) deve ser pelo menos duas vezes a resistência do concreto do bloco, para transferir a carga da superestrutura à fundação com segurança. Por outro lado, o ACI 351.1 (2012) sugere uma resistência preferencial sem relacionar com a resistência do bloco de concreto, com valores típicos de resistência à compressão entre 35 e 55 MPa. O EC3 (BS EN 1993-1-8, 2005), na seção 6.2.5 (7), recomenda que a resistência característica da argamassa não deve ser inferior a 20% da resistência característica do bloco de concreto, para camadas com pequenas espessuras; ou a mesma resistência do concreto da fundação para espessuras iguais ou maiores

a 50 mm. O valor da resistência do graute cimentício não-retrátil amplamente utilizado na indústria de construção é mais conservador do que os valores sugeridos pelas normas de referência, sendo os mais utilizados na prática com resistência entre 48 e 56 MPa.

Fakury *et al.* (2017) adotam a utilização de graute com resistência à compressão no mínimo 50% superior à resistência do concreto do bloco da fundação, segundo recomendações práticas. Valores de resistência muito superiores, como no caso dos grautes de alto desempenho que alcançam duas a quatro vezes a resistência do concreto do bloco de fundação, não foram até então avaliados, não existindo, portanto, evidências práticas sobre a influência do uso deste material no comportamento dos chumbadores.

Com relação à espessura da camada de graute, Fisher & Kloiber (2006) recomendam espessuras mínimas variando de 25 mm a 50 mm, dependendo da espessura da placa de base e do acabamento final da superfície do concreto, o que na maioria dos casos não tem como prever em projeto, de maneira que esta espessura seja suficiente para instalar a argamassa. O ACI 351.1 (2012) requer uma espessura mínima de 25 mm para que ocorra o escoamento por gravidade do material depositado. Quando o comprimento a ser percorrido pelo graute for maior que 300 mm, a espessura deve ser aumentada em 13 mm para cada 300 mm adicionais, até um valor máximo de 100 mm.

Shaheen *et al.* (2017) demonstraram em um estudo em elementos finitos abrangendo vários modelos de bases solicitadas ao cisalhamento, que a presença da camada de graute entre o bloco de concreto e a placa de base apresenta um aumento entre 20% e 40% na resistência dos chumbadores ao cisalhamento, se comparados aos modelos onde, para mesmas distâncias de comprimentos destravados dos chumbadores, o graute não foi considerado. Verificou-se que isto se deve ao efeito do confinamento do graute em consequência da distribuição não uniforme do cisalhamento pelos chumbadores, levando a uma deformação por flexão da placa de base, e conseqüentemente ações de compressão entre a chapa e o graute. Este efeito impõe ao chumbador uma contenção lateral no comprimento ao longo da espessura do graute. Este efeito foi analisado no regime elástico, com um deslocamento lateral pequeno, e em casos de grandes deslocamentos, onde ocorre extenso efeito de dano no graute, ilustrado na Figura 2.1.

Entretanto, não foi observada diferença significativa entre modelos onde a resistência característica do graute variou entre 6 MPa e 50 MPa.

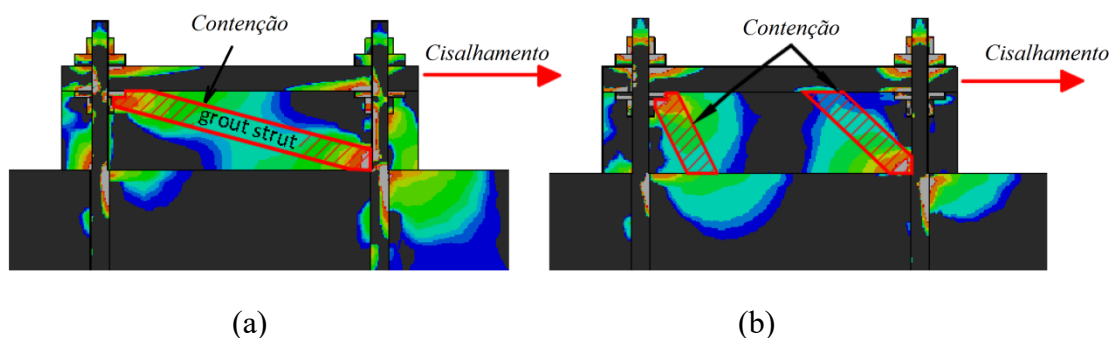


Figura 2.1 – Efeito de contenção lateral do graute no chumbador para deslocamentos laterais na fase elástica e pequenas deformações (a) e na fase pós-elástica e grandes deformações (b) (Shaheen et al., 2017).

Estudos experimentais de caracterização de materiais utilizados como graute têm sido conduzidos, mas poucos estão disponíveis para acesso público. Por se tratar de um material na maioria das vezes fornecido como uma mistura padronizada e pré-definida pelo fabricante, as propriedades e resultados de ensaios não são divulgados por critérios de sigilo industrial. Anagnostopoulos & Tsiatis (2016) avaliaram a composição de grautes utilizando a composição de cimento/água, super-plastificantes e resinas epóxi e acrílica solúveis em água, a fim de analisar não só as resistências características alcançadas em curto e médio prazo, mas a trabalhabilidade e fluidez das misturas. Os resultados demonstraram que quanto menor o fator água/cimento (a/c) e proporcionalmente maior a dosagem de plastificantes, maior a resistência obtida para 3, 7 e 30 dias de cura. Por exemplo, para os grautes com fator a/c reduzidos de 0,5 para 0,33, e taxa de super-plastificante aumentada de 0,5% para 1,5%, respectivamente, a resistência final média chega a aumentar 95% aos 30 dias de cura, saindo da ordem dos 50 MPa para em torno de 100 MPa. O tempo de trabalhabilidade do material aumentou na presença das resinas epóxi e acrílicas, já que a presença deste aditivo retarda o efeito de hidratação das moléculas cimentícias. Foi observado também que a presença de resina epóxi na mistura do graute cimentício reduz significativamente a fluidez do material antes do início da pega. A vantagem em se utilizar aditivos plastificantes e resinas endurecedoras no graute cimentício tradicional é principalmente no ganho efetivo de resistência do material com um custo razoável, já que os materiais somente à base de resina

apresentam custo bastante elevado se comparados com as misturas cimentícias à base de água convencionais.

2.4 Considerações sobre o bloco de concreto armado

Uma vez que a força horizontal foi transferida dos chumbadores para o bloco de concreto, deve ser verificado o mecanismo de falha *breakout*, que consiste na ruptura do concreto em forma triangular prismática, a partir do centro do chumbador em direção à borda do bloco. Para os chumbadores internos ou nos casos em que a distância à borda for suficientemente grande, na direção da solicitação de cisalhamento, o esmagamento do concreto (*pullout*) se destaca como condição crítica. Em muitos casos, o uso de armadura adicional nos planos de falha do concreto é recomendado para evitar esses modos de falha. O Apêndice D do ACI 318 (2011) apresenta a metodologia de verificação da capacidade do bloco concreto ao *breakout*, submetido à ação do cisalhamento transmitida pelos chumbadores. A Figura 2.2 representa esquematicamente a formação do cone de ruptura devido ao *breakout*, indicando os planos de cisalhamento no concreto, sendo C_1 é a distância do chumbador à borda do concreto.

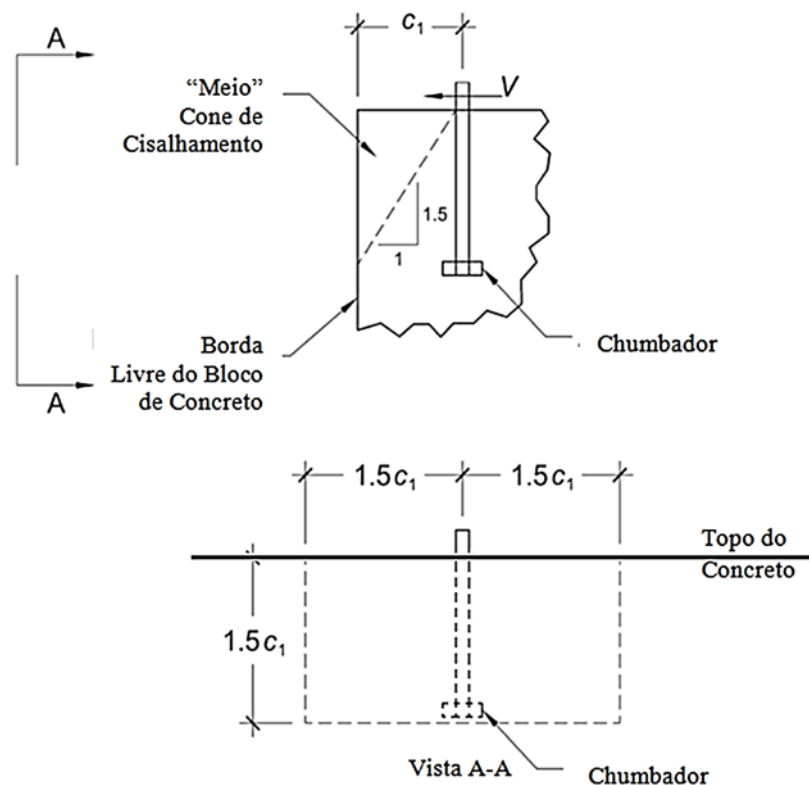


Figura 2.2 – Formação do cone de ruptura por cisalhamento do concreto pelo mecanismo de falha *breakout*.

Segundo Petersen & Zhao (2013), a presença de armaduras no bloco de fundação contribui para a resistência e ductilidade da ligação com o chumbador, apesar das poucas recomendações para o seu dimensionamento. O ACI 318 (2019) define a diferença entre armadura suplementar e armadura para o chumbador, responsável pela transferência da carga total do chumbador, necessária para garantir que não ocorra a ruptura do concreto por *breakout*. A armadura suplementar, por sua vez, oferece resistência parcial, mas não são apresentadas nas normas recomendações de dimensionamento que qualifique ou quantifique a sua eficiência. Portanto, o ACI 318 (2011) recomenda o dimensionamento da armadura que envolve o chumbador de maneira que alcance resistência maior que a capacidade ao *breakout* do concreto, a fim de impedir este modo de falha e incrementar a ductilidade do chumbador. A Figura 2.3 ilustra os tipos de armadura utilizados para ancoragem dos chumbadores no concreto solicitados ao cisalhamento e as distâncias requeridas da borda do concreto (c_{a1} e c_{a2}) e os comprimentos requeridos de ancoragem (L_d , L_{dh}), representados na Figura 2.3. A Tabela 2.1 apresenta um resumo das fórmulas propostas para o dimensionamento dessas armaduras.

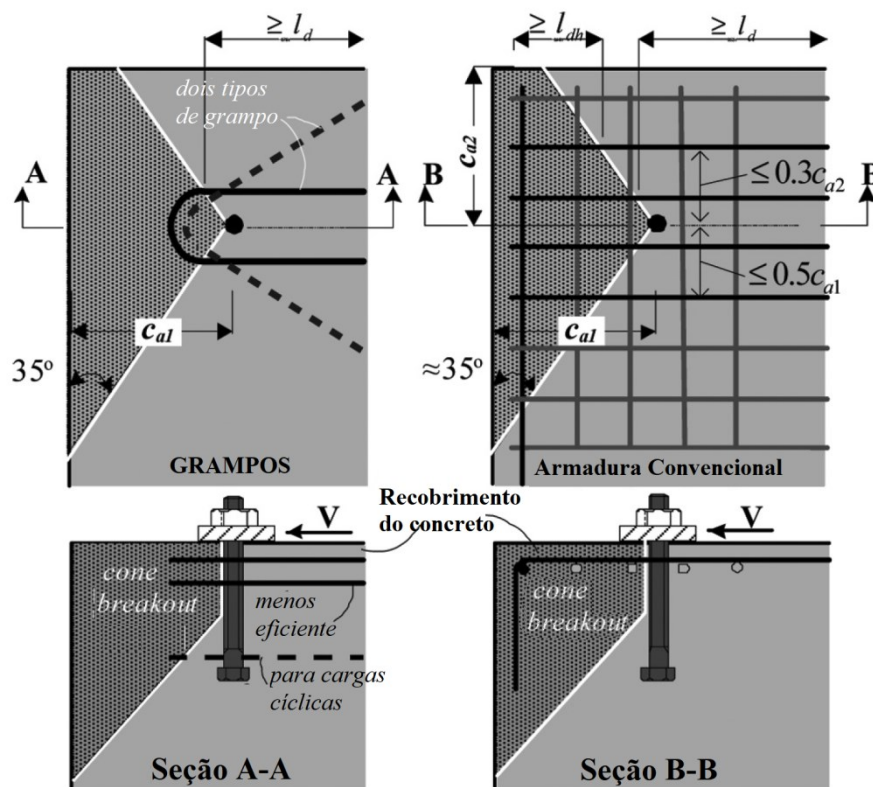


Figura 2.3 – Representação das armaduras de ancoragem de chumbadores solicitados ao cisalhamento (Petersen & Zhao, 2013).

Tabela 2.1 – Resumo de fórmulas para dimensionamento de armadura para cisalhamento do chumbador (Petersen & Zhao, 2013)

Referência	Formulação para A_{sa} versus V_{sd}	Desenvolvimento do cone	Resist. Cisalhamento V_s	Observação
Shipp and Haninger	$F_{ys}A_{sa} = \frac{F_{uta}A_{se,V}}{1.85 \cos 45^\circ}$	Desnecessário	Dimensionamento baseado tensões equivalentes	Grampos
Klingner et al.	$F_{ys}A_{sa} = F_{uta}A_{se,V}$	Desnecessário	$V_s = 0.6F_{uta}A_{se,V}$	Grampos
CEB	$0.5F_{ys}A_{sa} = 1.15V_{sd}$	Considerado no cálculo da resistência	$V_s = \sum 2l_{dh}u f_{bd}$	Barras até $0.5c_{a1}$
ACI 318-11	$0.75F_{ys}A_{sa} = V_{sd}$	$L_{dh} = \frac{0.02\psi F_{ys}}{\lambda\sqrt{f'_c}} d_b$	$V_s = F_{ys}A_{sa}$	Barras até $0.5c_{a1}$ ou $0.3c_{a2}$
Widianto et al.	$\sigma_s A_{sa} = F_{uta}A_{se,V}$ or $2.5V_{sd}$ σ_s reduz. p/ barras não totalmente efetivas	Não considerado STM	$V_s = V_{sd}$	Estribos e ganchos
fib design guide	$0.5F_{ys}A_{sa} = V_{sd}(e/z + 1)$	Considerado no cálculo da resistência	$V_s = \sum l_{dh}u \frac{f_{bd}}{\alpha_{rc}}$	Barras até c_{a1}
Proposta	$F_{ys}A_{sa} = 0.6F_{uta}A_{se,V}$	$8d_b$ em ambos os lados	$V_s = 0.45F_{uta}A_{se,V}$	Estribos fechados até c_{a1}

Onde: A_{sa} é a área armadura de ancoragem mostrada na Figura 2.3; F_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura; $A_{se,V}$, $A_{se,N}$ é a área de seção transversal efetiva do chumbador; c_{a1} , c_{a2} são distâncias de borda do chumbador; e_s é a distância do cisalhamento à armadura; f_{bd} é a força de ligação do projeto; F_{uta} é a resistência última do aço do chumbador; L_{dh} , l_{dh} é o comprimento de desenvolvimento do chumbador de gancho no cone *breakout*; u é a circunferência da barra de armadura; V_{sd} é a força de cisalhamento do projeto; z é a posição da armadura; α_{rc} é o fator de modificação; σ_s é a tensão na armadura da chumbador.

2.5 Modelos analíticos de referência

2.5.1 Introdução

Nos subitens seguintes serão apresentadas as recomendações de cálculo segundo a norma brasileira ABNT NBR 16239:2013, a norma americana ANSI/AISC 360-10, o manual “*Design Guide 1 - Base Plate and Anchor Rod Design, 2nd Ed.*” (Fisher & Kloiber, 2006) e ainda recomendações e formulações propostas por autores que desenvolveram metodologias baseadas em resultados numéricos e experimentais.

2.5.2 ABNT NBR 16239:2013

A Norma Brasileira ABNT NBR 16239:2013 apresenta uma formulação para o dimensionamento de bases de pilares tubulares, solicitadas por momento fletor simples (no plano principal considerado da estrutura), forças normais de tração ou compressão e forças horizontais. Esta norma aborda o dimensionamento das bases para os casos específicos de pilares tubulares, mas nada impede que a formulação seja utilizada também para pilares com outras seções transversais, uma vez que os fundamentos do procedimento são gerais.

O dimensionamento da placa de base ocorre em função das solicitações e da geometria pré-definida, considerando as distâncias de bordas, espessura, quantidade e espaçamento dos chumbadores, etc., a partir das quais podem ser determinadas a distribuição de tensões nesses elementos e a verificação da capacidade resistente.

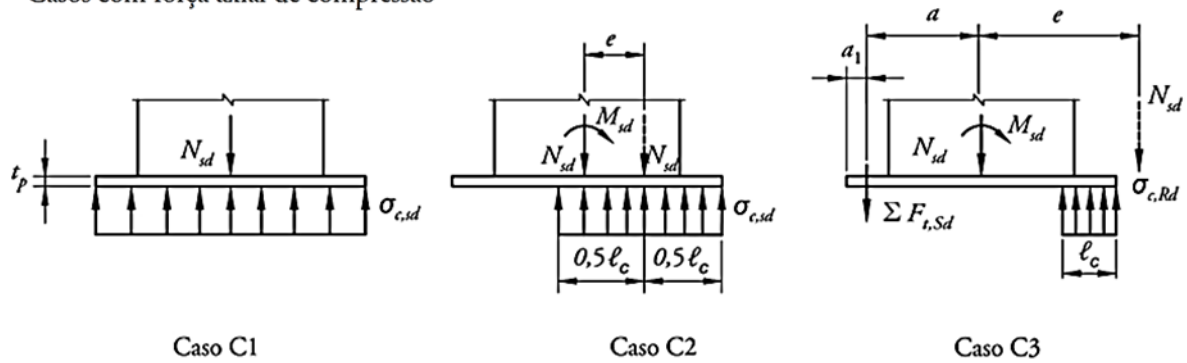
Esta formulação é aplicada a seis condições de cálculo distintas que consideram a distribuição das solicitações na base, sendo três para bases solicitadas por carga axial de compressão (C1 a C3) e três para tração (T1 a T3) (Figura 2.4). Os casos para bases comprimidas são:

- caso C1: situação em que não há momento fletor aplicado;
- caso C2: situação de pequena excentricidade, em que o equilíbrio é possível sem que haja necessidade de introdução de forças de tração nos chumbadores;
- caso C3: situação de grande excentricidade, onde o equilíbrio só é possível com a introdução de forças de tração nos chumbadores.

Para bases tracionadas são:

- caso T1: situação de tração axial no pilar, onde a força axial de tração distribui-se uniformemente entre os chumbadores;
- caso T2: situação de pequena excentricidade, onde o equilíbrio é possível sem a consideração de compressão no concreto;
- caso T3: situação de grande excentricidade, em que o equilíbrio só é possível com a consideração de compressão no concreto.

- Casos com força axial de compressão



- Casos com força axial de tração

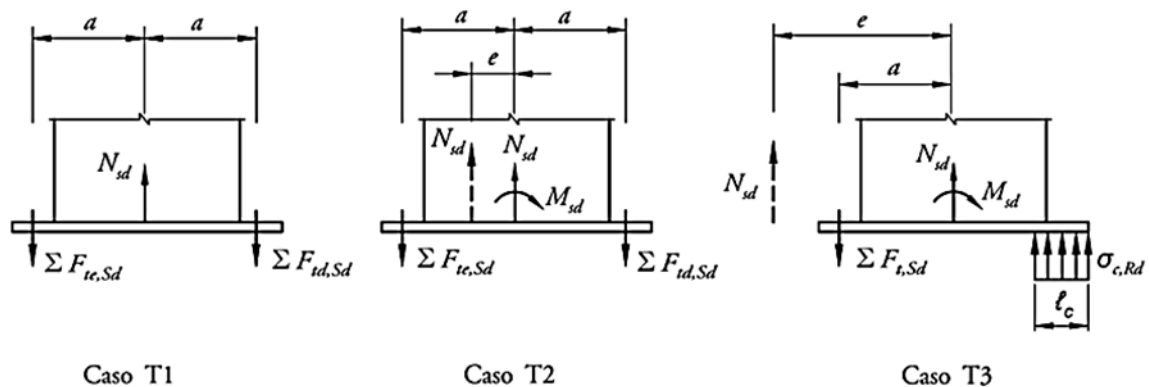


Figura 2.4 – Casos de combinações de solicitações para verificação de bases de pilares tubulares (ABNT NBR 16239:2013).

O dimensionamento da base solicitada à compressão e momento, segundo ABNT NBR 16239:2013, não será exposto em detalhes neste trabalho, por não ser aplicável e por apresentar similaridade com o exposto no Item 2.5.3. A formulação proposta pela ABNT NBR 16239:2013 para dimensionamento da base solicitada ao cisalhamento considera:

- o atrito entre as faces em contato sob tensão de compressão (não aplicável aos casos T1 e T2);
- a tensão de contato entre a barra de cisalhamento e o concreto do bloco;
- a força resistente de cálculo dos chumbadores ao cisalhamento.

Nos casos em que a tensão de compressão não se desenvolva, e conseqüentemente o atrito, dois dispositivos podem ser responsáveis pela transmissão das forças horizontais da base do

pilar para o concreto: a barra de cisalhamento e os chumbadores travados à placa por arruelas soldadas.

Ao se soldar as arruelas na placa de base, as forças horizontais são transmitidas aos chumbadores por tensão de contato entre o furo padrão da arruela e o corpo do chumbador. Entretanto, nesta situação, o chumbador é solicitado por uma força horizontal no plano médio da arruela implicando na solicitação de flexão com um comprimento destravado igual à espessura da placa de base, conforme apresentado na Figura 2.5.

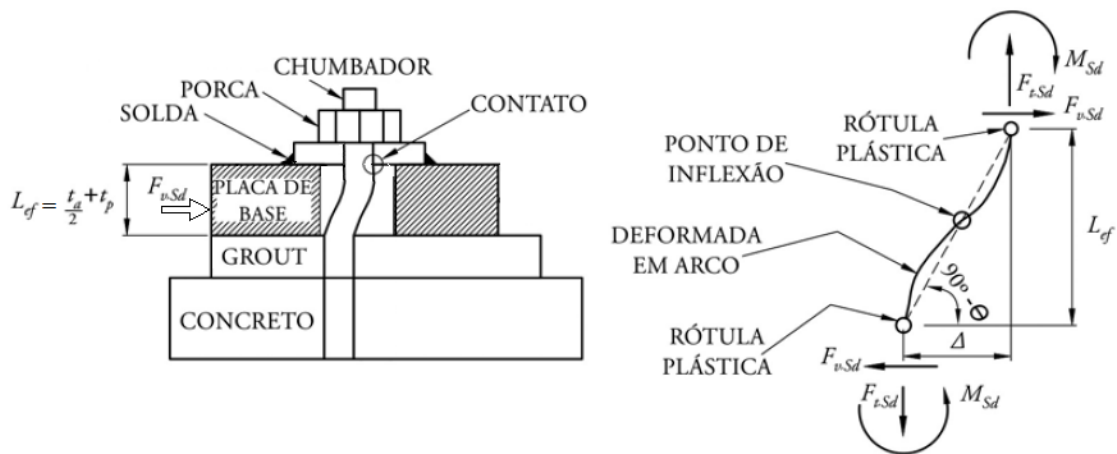


Figura 2.5 – Mecanismo de transmissão do cisalhamento com flexão do chumbador.

Ao transmitir a força para o concreto, o chumbador, devido à folga do furo da placa de base, fica submetido a um estado limite de flexão combinada com cisalhamento, além é claro da própria força de tração, caso exista. Ensaio e estudos teóricos (Fisher & Kloiber, 2006; Gomez et al., 2009) mostraram que o chumbador flete em dupla curvatura, de forma que o momento fletor solicitante é dado por:

$$M_{sd} = \frac{F_{v,sd}(t_p + 0,5t_a)}{2} \quad (2.1)$$

Aplicando a equação de interação entre as forças de tração, cisalhamento e momento fletor para parafusos e barras rosqueadas fornecida pela ABNT NBR 16239:2013, obtém-se:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1.0 \quad (2.2)$$

onde:

$$F_{t,Rd} = 0,75\pi \frac{d_b^2 f_u}{4 \gamma_{a2}} \quad (2.3)$$

$$F_{v,Rd} = 0,4\pi \frac{d_b^2 f_u}{4 \gamma_{a2}} \quad (2.4)$$

$$\frac{F_{t,Rd}}{F_{v,Rd}} = \frac{0,75}{0,4} = 0,533 \quad (2.5)$$

$$M_{Rd} = Z_b \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{d_n^3 f_y}{6 \gamma_{a1}} = (\sqrt{0,75})^3 \frac{d_b^3 f_y}{6 \gamma_{a1}} \quad (2.6)$$

$$A_n = 0,75A_b \rightarrow d_n = \sqrt{0,75}d_b \quad (2.7)$$

Tomando α como uma constante igual a:

$$\alpha = \frac{3\pi}{4} \frac{0,4}{(\sqrt{0,75})^3} \frac{(t_p + 0,5t_a) f_u \gamma_{a1}}{d_b f_y \gamma_{a2}} = 1,45 \frac{(t_p + 0,5t_a) f_u \gamma_{a1}}{d_b f_y \gamma_{a2}} \quad (2.8)$$

onde γ_{a1} e γ_{a2} são os fatores de ponderação de resistência do aço quanto ao escoamento (igual a 1,1) e à ruptura (igual a 1,35), respectivamente, segundo a norma ABNT NBR8800:2008. Substituindo α na equação de interação, chega-se à seguinte equação de segundo grau:

$$(0,533F_{t,Sd} + \alpha F_{v,Sd})^2 + (F_{v,Sd})^2 \leq (F_{v,Rd})^2 \quad (2.9)$$

A solução para $F_{v,Sd}$ conduz à seguinte expressão:

$$F_{v,Sd} \leq \frac{1}{1 + \alpha^2} \left[\sqrt{(1 + \alpha^2)F_{v,Rd}^2 - (0,533F_{t,Sd})^2} - \alpha(0,533F_{t,Sd}) \right] \quad (2.10)$$

No limite em que a força solicitante é igual à resistente, e utilizando o índice i para identificar as forças solicitante e resistente para cada chumbador, a expressão de cálculo proposta pela ABNT NBR 16239:2013 pode ser expressa por:

$$V_{Rd,i} = \frac{1}{1 + \alpha^2} \left[\sqrt{(1 + \alpha^2)F_{v,Rd,i}^2 - (0,533F_{t,Sd,i})^2} - \alpha(0,533F_{t,Sd,i}) \right] \quad (2.11)$$

Além deste estado-limite, há também o de esmagamento do concreto pelo chumbador. Segundo a norma brasileira, o comprimento no qual o cisalhamento pode ser transmitido ao concreto pelo chumbador é limitado a $5d_b$, o que conduz à expressão:

$$V_{Rd,i} = 5d_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (2.12)$$

Portanto, o cisalhamento resistente de cálculo de um chumbador, $V_{Rd,i}$, deve ser tomado como o menor valor entre os obtidos pela Eq. (2.11) e Eq. (2.12). A força de cisalhamento resistente de cálculo da ligação é o somatório das forças resistentes de cada chumbador, conforme segue:

$$V_{Rd} = \sum_{i=1}^{n_{b,eq}} V_{Rd,i} \quad (2.13)$$

A expressão da força de cisalhamento resistente de cálculo da ligação, por ser um somatório, permite que a força resistente de cada chumbador possa ser calculada separadamente, considerando a distribuição das ações na ligação. Tal fato permite que, por exemplo, se considere uma força resistente maior para os chumbadores na parte comprimida da ligação, uma vez que a força de tração é nula.

Para comparação com resultados experimentais, considerando a resistência característica para cisalhamento puro sem ação de tração, obtém-se as seguintes formulações para os valores nominais de α , $F_{v,Rk}$ e para $V_{Rk,i}$:

$$\alpha_k = 1,45 \frac{(t_p + 0,5t_a) f_u}{d_b f_y} \quad (2.14)$$

$$F_{v,Rk} = 0,4\pi \frac{d_b^2}{4} f_u \quad (2.15)$$

$$V_{Rk,i} = \frac{1}{1 + \alpha_k^2} \left[\sqrt{(1 + \alpha_k^2) F_{v,Rk,i}^2} \right] \quad (2.16)$$

2.5.3 Fisher & Kloiber (2006)

Em 1990, o *American Institute of Steel Construction* (AISC) publicou a primeira versão de um manual de projeto sobre bases de pilares (Dewolf & Bicker, 1990) prevendo métodos e sugestões para seu dimensionamento, considerando-as sujeitas à compressão axial e momento fletor. Este manual não apresentava recomendações de cálculo para bases sujeitas a forças cortantes, em parte devido à ausência de maiores dados experimentais na época da sua publicação.

A segunda edição do manual “*Design Guide 1 - Base Plate and Anchor Rod Design, 2nd Ed.*” (Fisher & Kloiber, 2006) apresentou avanços significativos e uma nova recomendação para o uso do conjunto de quatro chumbadores (OSHA, 2001), adotado na maioria das bases de pilares. Esta edição inclui algumas informações adicionais sobre transferência de forças horizontais, tais como recomendações para dimensionamento de chumbadores e barras de cisalhamento. Entretanto, essas considerações também não foram suficientemente embasadas por resultados experimentais de modelos de base em escala real. (Fisher & Kloiber, 2006) basearam-se nas especificações de várias outras organizações americanas, incluindo o *AISC Steel Construction Manual* (Edição de 2005), o *American Concrete Institute (ACI) Committee 318* (2002) e *OSHA* (2001) e seu trabalho constitui o fundamento das considerações de cálculo de bases de pilares de pilares de aço usadas com frequência nos Estados Unidos.

Neste manual, as exigências da norma americana de concreto armado *ACI Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318, 2011) quanto à resistência dos chumbadores

por *breakout* ou *pullout* foram incorporadas. Assim, o comportamento do concreto sujeito a tensões de contato, tração e cisalhamento se torna tão relevante quanto o dimensionamento dos elementos de aço.

Com relação aos materiais estruturais recomendados pelo manual para os chumbadores, a especificação mais usual é o ASTM F1554 Grau 36 ou ASTM A36, com uma resistência ao escoamento (f_y) de 250 MPa e de ruptura (f_u) de 400 MPa. Para solicitações maiores, pode ser adotado o ASTM F1554 Grau 55 ($f_y = 380$ MPa) e, para casos muito específicos, o Grau 105 ($f_y = 730$ MPa). As placas de base bem como as arruelas usualmente seguem o aço estrutural especificado para a superestrutura. As porcas seguem as normas aplicáveis, galvanizadas ou não, com rosca de acordo com o padrão adotado na fabricação.

A locação dos chumbadores pré-instalados antes da concretagem do bloco segue as limitações geométricas do processo da construção civil convencional, cuja precisão construtiva é usualmente inferior à da estrutura de aço. Portanto, como os chumbadores podem apresentar erros de locação que superem as tolerâncias previstas para a estrutura de aço, são previstos furos da placa de base alargados para permitir o ajuste. Os valores recomendados para furos e dimensões das arruelas em função do diâmetro do chumbador são sugeridos por Fisher & Kloiber (2006) na Tabela 2.2, que reproduz em polegadas as recomendações do manual.

Tabela 2.2 – Diâmetros recomendados para furos de chumbadores na placa de base (Fisher & Kloiber, 2006)

Diâmetros Recomendados para Furos de Chumbadores em Placas de Base			
Diâmetro do Chumbador (pol)	Diâmetro do furo (pol)	Dimensão Mín. Arruela (pol)	Espessura Mín. Arruela (pol)
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 3/4	5 1/2	7/8

Em bases de pilar, o cálculo do esforço resistente ao momento fletor e ao cisalhamento é frequentemente realizado de forma independente, pois se pressupõe que não há interação significativa entre eles. O comportamento geral e a distribuição das forças nas bases de pilar com chumbadores são considerados no domínio elástico, até que algum elemento alcance a fase plástica, tendo como resultado: (i) a formação de uma rótula plástica no pilar; (ii) a formação de um mecanismo plástico na placa de base; (iii) o esmagamento do concreto por pressão de contato; (iv) o escoamento do chumbador; ou (v) o rompimento do concreto devido ao “*pullout*”. Se a resistência do concreto por “*pullout*” devida ao grupo de chumbadores for predominante, o comportamento em geral será dúctil. No entanto, não é sempre necessário ou mesmo possível projetar uma ligação que impeça a falha do concreto. Por exemplo, em estruturas solicitadas estaticamente, caso a resistência do concreto seja muito maior do que a solicitação, a limitação da ductilidade não é necessária e é aceitável para o projeto a verificação do estado-limite de ruptura à tração ou cisalhamento do grupo de chumbadores previstos no projeto (Fisher & Kloiber, 2006).

Quando uma base de pilar resiste somente a forças axiais de compressão, a placa de base deve ter área suficiente para resistir às tensões de contato entre o aço e o concreto (tensão limite do concreto) e apresentar espessura suficiente para resistir tensões devidas à flexão (resistência ao escoamento do aço). A resistência máxima alcançada pelo concreto é tomada, segundo recomendações do ACI 318 (2011), como $\phi_c(0,85f_{ck}A_1)$, sendo ϕ_c é o fator de resistência do concreto à compressão igual a 0,65, e a superfície resistente do concreto com área igual à da placa de base A_1 . Quando a superfície de apoio tem área superior à área carregada, a resistência da superfície do concreto acima pode ser multiplicada pelo fator:

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \quad (2.17)$$

Portanto:

$$\sigma_{c,Rd} = \phi_c(0,85f_{ck})\sqrt{A_2/A_1} \quad (2.18)$$

Neste caso, a área mínima da placa de base para a solicitação de compressão será a carga de compressão de cálculo $N_{c,Sd}$ dividida pela tensão máxima do concreto $\sigma_{c,Rd}$. A tensão do

concreto reage na placa de base ocasionando a flexão das bordas em balanço que se projetam a partir do contorno do perfil. Esta flexão é determinante no dimensionamento da espessura da placa. A tensão resultante na face inferior da placa é:

$$\sigma_{c,sd} = \frac{N_{c,sd}}{l_x l_y} \quad (2.19)$$

A espessura mínima recomendada para a placa de base sujeita a solicitação de compressão é:

$$t_{p,min} = l \sqrt{\frac{2N_{c,sd}}{\phi_b f_y l_x l_y}} \quad (2.20)$$

onde $\phi_b f_y$ é a resistência ao escoamento de cálculo do aço, e l significa a dimensão da borda da placa em balanço, determinada pelo menor dos seguintes valores (m e n), com:

$$m = \frac{l_x - 0,95d}{2} \quad (2.21)$$

$$n = \frac{l_y - 0,8b_f}{2} \quad (2.22)$$

Para a base de pilar sujeita apenas a esforços de tração, a força solicitante total deve ser dividida igualmente pelo número de chumbadores considerado. Efeitos de “prying” ou alavanca podem ser desprezados, uma vez que as placas de base são usualmente muito rígidas e praticamente indeformáveis. A espessura da placa é determinada pelo dimensionamento à flexão da sua borda ou balanço devido à força resultante de tração no chumbador ancorado nesta borda.

O dimensionamento do chumbador tracionado é determinado pela resistência da sua área líquida, que considera o diâmetro nominal descontando os sulcos da região da rosca. A Tabela 7.18 do *AISC Steel Construction Manual* (2005) lista a área líquida tracionada para diâmetros entre 1/4” e 4”. Opcionalmente, usa-se um fator de redução 0,75 multiplicado pela área bruta a fim de reduzir a seção na área da rosca. Ambas as considerações alcançam resultados

similares. Portanto, a resistência de cálculo à tração de um chumbador segundo este manual é (Fisher & Kloiber, 2006):

$$\phi R_n = (0,75)(0,75)f_u A_b = 0,563f_u A_b \quad (2.23)$$

No ACI 318 (2011), Apêndice D, determina-se que a resistência de cálculo à tração dos chumbadores é:

$$\phi R_n = \phi f_u A_{ts} = 0,75f_{uta} A_{ts} \quad (2.24)$$

onde $\phi = 0,75$ para a resistência do chumbador em função da ductilidade do aço.

No dimensionamento de base de pilar sujeita à pequena excentricidade, a abordagem usando os carregamentos de cálculo diretamente em um método baseado nas equações de equilíbrio estático e o método dos estados-limites determina a excentricidade atuante na base de pilar “e” como a razão entre o momento de cálculo e a força normal de cálculo atuantes.

Considerando o diagrama de tensões representado na Figura 2.6, dada a tensão resultante atuante na borda em balanço, considera-se que a espessura mínima requerida para a placa de base seja determinada por:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4[\sigma_{c,sd}(\frac{m^2}{2})]}{0,9f_y}} = 1,49m \sqrt{\frac{\sigma_{c,sd}}{f_y}}, \quad \text{para } l_c > m \quad (2.25)$$

e

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{\sigma_{c,sd} l_c (m - l_{cl})}{f_y}}, \quad \text{para } l_c < m \quad (2.26)$$

onde l_c é obtido por equilíbrio estático, m é a dimensão da borda em balanço crítica, $\sigma_{c,Sd}$ é a tensão de cálculo resultante no concreto igual a $N_{c,Sd}/(l_c l_y)$, e f_y a resistência nominal ao escoamento do aço da placa de base.

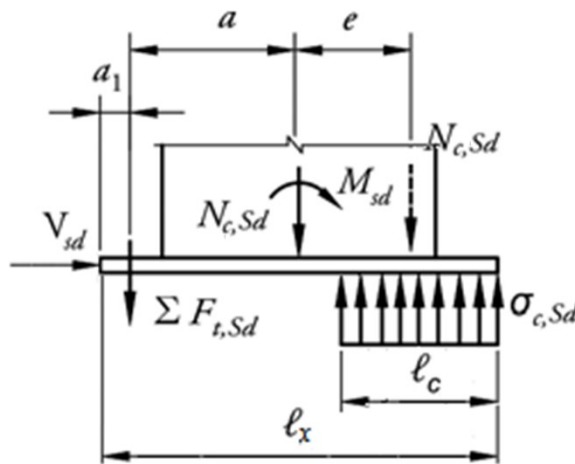


Figura 2.6 – Equilíbrio estático de uma base de pilar sujeita à pequena excentricidade.

Em bases de pilar sujeitas a grandes excentricidades, isto é, quando a magnitude do momento fletor é grande em relação à força axial do pilar, os chumbadores são necessários para ancorar a placa de base na fundação, impedindo que a base levante ou cause a falha do concreto na borda comprimida. Esta situação é comum em bases de pórticos deslocáveis, projetados para resistirem a cargas sísmicas ou de vento. Para valores de excentricidade acima da crítica (e_{crit}), definida na Eq. (2.27), a base é classificada como de grande excentricidade.

$$e_{crit} = \frac{l_x}{2} - \frac{N_{c,Sd}}{2\sigma_{c,Rd}} \quad (2.27)$$

onde $N_{c,Sd}$ é a carga axial de cálculo e $\sigma_{c,Rd}$ a tensão resistente de cálculo do concreto.

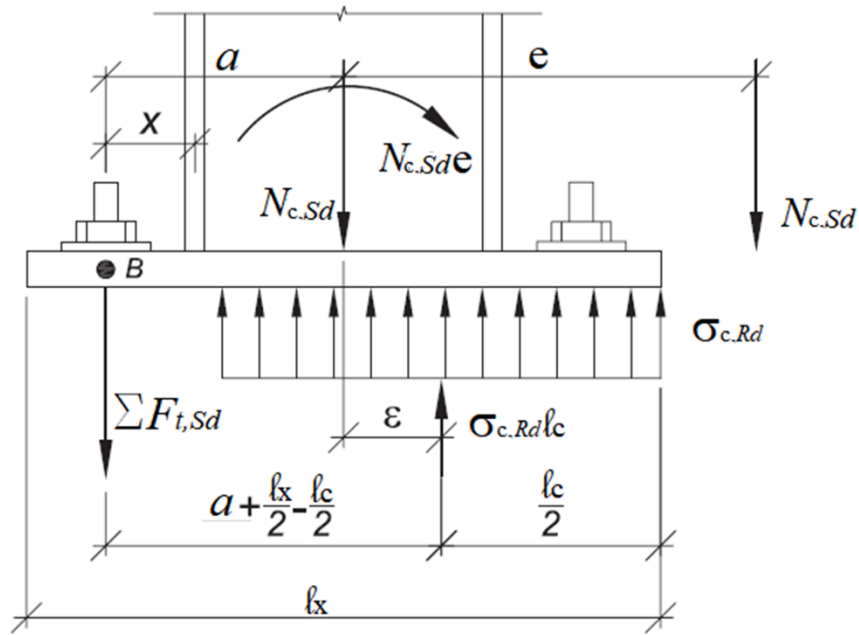


Figura 2.7 - Equilíbrio estático de uma base de pilar sujeita à grande excentricidade

Neste caso, a espessura mínima requerida para a placa de base é:

$$t_{p(req)} = 1,49m \sqrt{\frac{\sigma_{c,Rd}}{f_y}}, \quad \text{para } l_c > m \quad (2.28)$$

e

$$t_{p(req)} = 2,11 \sqrt{\frac{\sigma_{c,Rd} l_c (m - \frac{l_c}{2})}{f_y}}, \quad \text{para } l_c < m \quad (2.29)$$

A tração resultante para dimensionamento dos chumbadores na região tracionada, por equilíbrio estático, é:

$$\Sigma F_{t,Sd} = \sigma_{c,Rd} l_c l_y - N_{c,Sd} \quad (2.30)$$

Na verificação da base de pilar sujeita à solicitação de forças horizontais, há três mecanismos conhecidos de transmissão dessa solicitação: (i) atrito entre a placa de base e o graute; (ii) tensão de contato entre a barra de cisalhamento e o concreto, e; (iii) cisalhamento nos

chumbadores de ancoragem. Para o último dos mecanismos citados, as condições de transferência de cisalhamento através de chumbadores podem ocorrer por contato entre o furo da placa de base e os chumbadores, quando há grande deslocamento horizontal, ou pelas arruelas com furo padrão, devidamente soldadas na placa, evitando este deslocamento. Neste caso, a força horizontal será transmitida por flexão do chumbador ao longo da espessura da placa de base e do graute. A força horizontal pode ser igualmente distribuída entre os chumbadores desde que todas as arruelas sejam soldadas, caso contrário pode-se eleger os chumbadores resistentes nos quais as respectivas arruelas estejam devidamente soldadas. É relevante que tanto as arruelas quanto as soldas sejam dimensionadas para a respectiva solicitação de cálculo ao cisalhamento.

Fisher & Kloiber (2006) adotam neste manual a recomendação da então revisão de 2005 do ACI318, onde a capacidade de cálculo das barras de ancoragem ou chumbadores ao cisalhamento na presença da camada de nivelamento de graute deve ser reduzida por um fator de 0,8 para a resistência do aço do chumbador. Tal redução de capacidade considera a flexão e o cisalhamento combinados na seção crítica do chumbador, mas não considera a variação da espessura da camada de graute, que é semelhante ao comprimento destravado de flexão no estágio de ruptura.

2.5.4 ANSI/AISC 360-10

Na atual versão da especificação americana ANSI/AISC 360-10, recomenda-se que, na situação em que os chumbadores são os elementos resistentes às forças horizontais, as porcas e arruelas devem ser projetadas para compensar o furo alargado e transmitir os esforços da placa de base. A resistência ao cisalhamento do chumbador é prevista na Tabela J-3.2 como $0,45f_u$ na condição em que o plano de corte passa pela rosca e $0,563f_u$ no fuste. Comparando com Eq. (2.37), observa-se que o fator de redução da resistência à ruptura do aço ao cisalhamento foi modificado de 0,4 para 0,45.

$$f_{nv} = 0,45f_u \quad (2.31)$$

A fim de verificar a interação das forças de tração e cisalhamento em um parafuso ou barra rosqueada, ANSI/AISC 360-10 recomenda a seguinte limitação para a força normal de tração, em função da ação do cisalhamento:

$$R_n = f'_{nt} A_b \quad (2.32)$$

onde f'_{nt} é a tensão nominal de tração modificada incluindo o efeito da tensão de cisalhamento dada por:

$$f'_{nt} = 1,3f_{nt} - \frac{f_{nt}}{\Phi f_{nv}} f_v \leq f_{nt} \quad (2.33)$$

sendo Φ o coeficiente de segurança, igual a 0,75. Neste caso, a resistência característica dos chumbadores que resistem ao cisalhamento, dentro das premissas dessa norma acoplada à recomendação do ACI 318 (2011), é dada por:

$$V_{Rk} = 0,8f_{nv}A_b n \quad (2.34)$$

2.5.5 Gomez et al. (2009)

Gomez et al. (2009) investigaram a transferência de cisalhamento em bases de pilar e concluíram que as recomendações então adotadas eram resultantes de poucos ensaios experimentais de situações específicas. Muitos estudos investigaram a tensão de atrito entre a placa de base e o graute, entretanto, nenhum estudo documentou detalhadamente procedimentos de montagem, que podem influenciar no comportamento das bases. Similarmente, a maioria dos estudos analisa o comportamento dos chumbadores visando a falha no concreto, ao invés da falha no chumbador devida à combinação de esforços. Assim, observa-se a ausência de pesquisa experimental que investiga os detalhes e modos de falha representativos no modelo de base de pilar. Em sua pesquisa, Gomez et al. (2009) desenvolveram sete experimentos em grande escala, voltados para a avaliação da transferência de cisalhamento da base do pilar para o bloco de fundação a fim de se investigar os três tipos de mecanismos mais comuns considerados para bases: (i) atrito na interface entre a placa de base e o graute (três experimentos); (ii) cisalhamento do chumbador (dois experimentos), e; (iii) flexão da barra de cisalhamento (dois experimentos).

Nos dois testes onde o cisalhamento direto no chumbador foi analisado, as arruelas foram soldadas na placa de base a fim de garantir a transferência da força horizontal. Os dois modelos diferem entre si pelo diâmetro nominal dos chumbadores ensaiados (3/4" e 1 1/4", respectivamente), ambos no aço ASTM F1554 Grade 55. Os ensaios foram conduzidos com a aplicação de carregamento de tração e cisalhamento, onde deslocamentos horizontais foram impostos de forma cíclica. Observou-se que: qualitativamente, ambos os modelos tiveram comportamentos similares; a adesão entre o aço e o graute se rompeu instantaneamente com a aplicação da força de tração; ao longo do experimento, a tração não foi responsável por danos nos elementos, exceto por aumentar gradativamente o descolamento entre a placa e o graute, causando um alongamento significativo nos chumbadores; os deslocamentos elevados levaram à ruptura severa do graute no contato com os chumbadores, sendo que em dois dos casos ocorreu o completo desprendimento entre o graute e o concreto; não foi observada ruptura no bloco de concreto para o teste #4 (chumbador Ø3/4") e, no teste #5 (chumbador Ø1 1/4"), entretanto foram observados leves danos no concreto ao redor do chumbador, em uma área circular com diâmetro entre 50 e 100 mm e 30 mm de profundidade; ao final do

teste #5 ($\varnothing 11/4''$), observou-se uma deformação excessiva da barra a 25 mm abaixo da face do concreto, aproximadamente ao término do trecho rosqueado.

O pico inicial de resistência não foi representativo para o ensaio, pois contemplou efeitos das imperfeições construtivas do modelo, e pelo fato dos deslocamentos horizontais aplicados serem cíclicos, os picos de força observados foram bem determinados, sendo justificados pelo escoamento dos chumbadores fletidos, seguido do aumento da resistência devido a efeitos da não-linearidade geométrica. Portanto, os grandes deslocamentos impostos levaram ao aumento da carga axial devido a esses efeitos e ao contato do chumbador com o furo da placa, reduzindo drasticamente o comprimento destravado e, conseqüentemente, aumentando a força resistente. Assim, o comportamento assimétrico do ensaio e a geometria dos chumbadores colapsados foram atribuídos ao eventual contato não uniforme dos chumbadores com o furo da placa de base. Com relação ao comprimento destravado de flexão L_{ef} , para pequenos deslocamentos, foi observado que a relação $L_{ef} = 1/2t_a + t_p$ é a que mais se aproxima do comportamento real, enquanto que para grandes deslocamentos, o comprimento efetivo aumenta e pode ser considerado como $L_{ef} = 1/2t_a + t_p + e_{Gr}$, uma vez que neste estágio observa-se o graute bastante danificado, sem capacidade de contenção lateral do chumbador.

Com base nos dados analisados foram avaliadas três propostas de abordagem para o comportamento dos chumbadores trabalhando a tração e cisalhamento, conforme descrito a seguir:

1. Proposta 1: capacidade resistente considerando a presença das forças axial, de cisalhamento e flexão no comprimento destravado igual à espessura da placa de base mais a metade da espessura da arruela soldada. Esta capacidade resistente é determinada em função da interação das tensões normais causadas pela força axial e momento fletor e de cisalhamento, com o chumbador assumindo uma deformação devido à flexão em curva reversa, similarmente ao procedimento sugerido por Fisher & Kloiber (2006), seguindo a equação de interação apresentada no *AISC Steel Construction Manual* (2005).
2. Proposta 2: capacidade resistente considerando as forças axial, de cisalhamento e a flexão no comprimento destravado igual à soma da espessura do graute, da espessura da placa de base e da metade da espessura da arruela soldada. A segunda abordagem é semelhante a

primeira, exceto para o fato de que o comprimento efetivo da flexão assumido abrange a espessura do graute. Logo, esta estimativa de capacidade resistente é conservadora se comparada aos dados experimentais, mas reflete a resposta observada para altos níveis de deslocamento lateral da placa de base (aproximadamente maior que 5 mm). Nesses níveis ocorre redução substancial da capacidade resistente devido à degradação do graute e o aumento do comprimento destravado do chumbador.

3. Proposta 3: capacidade resistente considerando apenas força axial e de cisalhamento, desconsiderando o efeito da flexão do chumbador. Neste caso, valores estimados bem superiores foram obtidos, próximos aos valores de pico observados nos ensaios. Entretanto, esta abordagem mostra-se não conservadora quando da atuação de deslocamentos horizontais significativos e de efeitos de segunda ordem.

No entanto, o aumento da capacidade resistente associado a mecanismos alternativos, tal como efeito de segunda ordem, depende de fatores nem sempre garantidos durante a concepção e a construção. Assim, com base nos experimentos realizados, recomendou-se que a flexão, bem como as forças axial e cortante, sejam consideradas na determinação da resistência dos chumbadores. Incorporar a flexão requer a consideração de um comprimento destravado adequado para o chumbador. A abordagem atual apresentada no *AISC Steel Design Guide* (Fisher & Kloiber, 2006), supondo que o comprimento destravado seja igual à espessura da placa de base mais metade da espessura da arruela soldada, resulta em estimativas de capacidade resistente razoáveis para o projeto. Algumas deformações inelásticas estariam associadas a este nível de resistência, mas são relativamente pequenas e, portanto, desprezáveis. Com base nos resultados observados, foram propostas formulações para a obtenção da força resistente de cálculo dos chumbadores solicitados à tração e cisalhamento combinados.

Em uma primeira abordagem, a partir da recomendação do ANSI/AISC 360-10 (2010) de que a evolução da resistência de uma seção solicitada a tração e cisalhamento combinados se aproxima de uma elipse (Kulak et al., 2001), foi proposto o seguinte procedimento:

$$\left(\frac{f_t}{f_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{f_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (2.35)$$

Segundo o ANSI/AISC 360-10, da equação C-J3-2, a tensão resistente nominal de um parafuso à tração é dada por:

$$f_{nt} = 0,75f_u \quad (2.36)$$

onde f_u é a resistência à ruptura do aço do chumbador e 0,75 é um fator de correção da área na seção transversal na região da rosca.

Segundo a equação C-J3-3 do ANSI/AISC 360-05, a tensão nominal resistente ao cisalhamento, quando o plano de corte passa pela rosca, é expressa por:

$$f_{nv} = 0,40f_u \quad (2.37)$$

onde 0,4 é um fator que *considera o efeito da área reduzida quando o plano de corte passa pela rosca* (o valor 0,4 é conservador se comparado ao produto $0,75 \times 0,6 = 0,45$, adotado na versão atualizada do manual, ANSI/AISC 360-10).

A tensão de cisalhamento atuante, portanto, é:

$$f_v = \frac{V_{Sk}}{nA_b} \quad (2.38)$$

E a tensão normal devido à tração é:

$$f_t = \frac{N_{t,Sk}}{nA_b} \quad (2.39)$$

Desenvolvendo as equações anteriores, pode-se obter a força de cisalhamento resistente nominal do chumbador, dada por:

$$V_{Sk} = 0,4 \sqrt{(0,25\pi d_b^2 n f_u)^2 - \left(\frac{16}{9}\right) N_{t,Sk}^2} \quad (2.40)$$

Em uma segunda abordagem, dessa vez considerando a tensão normal devido à flexão presente na composição da equação das tensões combinadas, tem-se:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} \quad (2.41)$$

onde f_{ta} é a tensão de tração devido à solitação axial e f_{tb} é a tensão de tração devido à flexão, sendo:

$$f_{ta} = \frac{N_{t,Sk}}{nA_b} \quad (2.42)$$

$$f_{tb} = \frac{M_{Sk}}{nZ} \quad (2.43)$$

$$M_{Sk} = kL_{ef}V_{Sk} \quad (2.44)$$

Desenvolvendo, obtém-se a força de cisalhamento resistente nominal do chumbador V_{Rk} :

$$V_{Rk} = \frac{d_n^2 \sqrt{(12\pi^2 k L_{ef} f_u n d_n)^2 + (15\pi f_u n d_n^2)^2 - (80N_{t,Sk})^2 - 64\pi N_{t,Sk} k L_{ef} d_n}}{96(\pi k L_{ef})^2 + 150d_n^2} \quad (2.45)$$

onde o fator de correção do comprimento destravado k pode ser adotado igual a 0,5.

Por fim, o *AISC Manual* (2005) sugere que a equação elíptica possa ser substituída por uma formulação trilinear, tal como:

$$\left(\frac{f_t}{f_{nt}}\right) + \left(\frac{f_v}{f_{nv}}\right) = 1,3 \quad , \quad f_t \leq f_{nt}; f_v \leq f_{nv} \quad (2.46)$$

Dos sete protótipos experimentais de bases de pilares em escala real ensaiados (Gomez et al., 2009), dois (modelos #4 e #5) foram ensaiados para a verificação da base de pilar com os chumbadores resistindo a forças horizontais, sem considerar o atrito entre a placa de base e o graute ou a placa de cisalhamento (Figura 2.8). Os resultados desses ensaios estão relacionados em 2.5.12, sendo estes comparados com resultados analíticos e experimentais com os obtidos por outros autores referenciados neste trabalho.

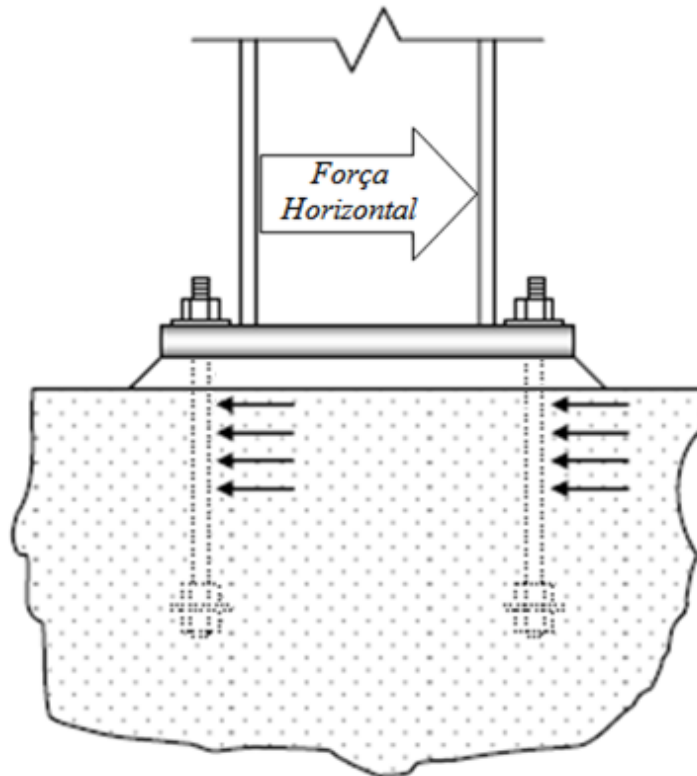


Figura 2.8 – Esquema do protótipo experimental para ensaio dos chumbadores trabalhando ao cisalhamento (Gomez et al., 2009).

2.5.6 Stevin (Bouwman et al., 1989)

Este trabalho tomou como base uma série de resultados de ensaios experimentais de chumbadores trabalhando a cisalhamento realizados na Technology University of Delft, na Holanda, no Laboratório Stevin, publicados em 1989 (Bouwman et al., 1989). Foram reportados 22 testes no total, sendo 16 deles sujeitos a forças de tração, com valores entre 121 kN e 200 kN e os 6 ensaios restantes com força axial nula. Foram executados testes com 4 chumbadores de 20 mm de diâmetro, aço grau 4.6, e com 2 chumbadores de 20 mm de diâmetros, aço grau 8.8.

Os testes foram divididos em 3 grupos: (i) Série 1 (D1 a D6), onde somente ação de cisalhamento foi aplicada, cujos resultados foram desprezados devido a ocorrência da ruptura prematura do concreto; (ii) Série 2 (D7 a D12), onde somente ação de cisalhamento foi aplicada, instalados em blocos suficientemente armados, e; (iii) Série 3 (DT1 a DT16), onde a ação de cisalhamento foi associada à ação axial de tração. A partir desses resultados, foram propostas formulações para a verificação dos chumbadores solicitados ao cisalhamento. A Figura 2.9 apresenta as características geométricas gerais dos modelos para dois chumbadores.

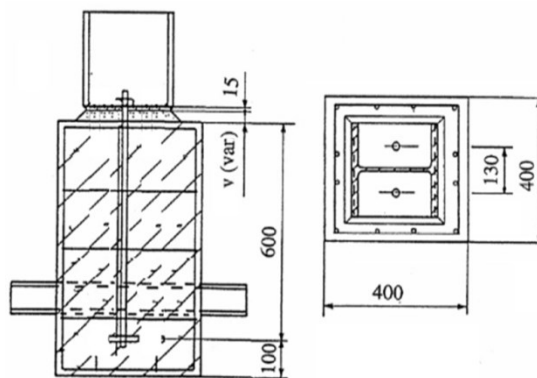


Figura 2.9 – Croquis do protótipo experimental para ensaio de base com dois chumbadores solicitadas ao cisalhamento (Stevin, 1989) (cotas em mm).

As recomendações de cálculo apresentadas por Stevin (Bouwman et al., 1989) consideram, na posição de equilíbrio do chumbador deformado, a ocorrência de resultantes de tração devidas

aos efeitos de segunda ordem decorrentes da ação de grandes deslocamentos, conforme representado na Figura 2.10.

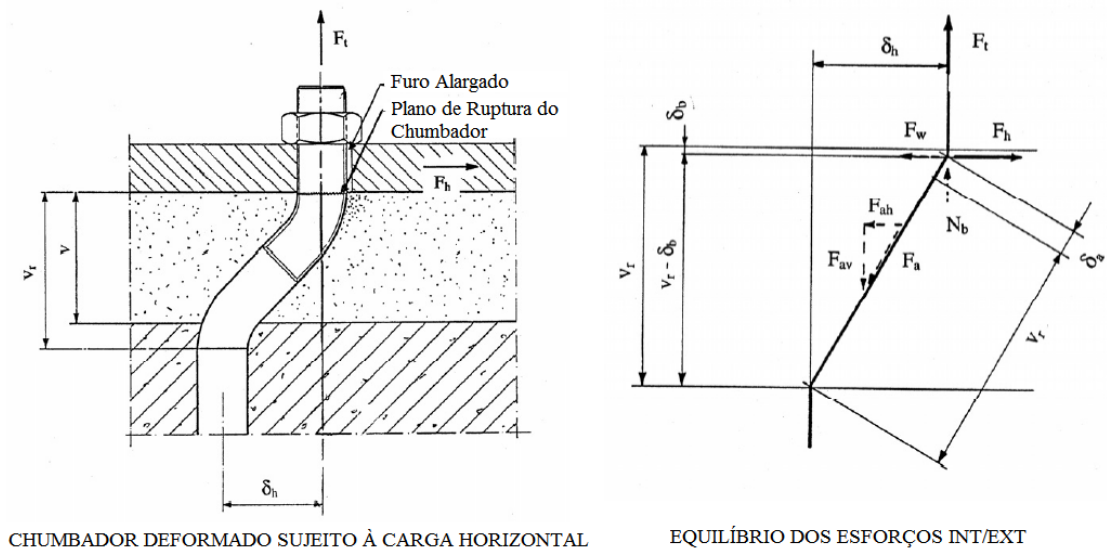


Figura 2.10 – Equilíbrio dos esforços internos e externos em um chumbador deformado solicitado por tração e cisalhamento (Gresnigt et al., 2008).

Devido ao deslocamento horizontal da placa base, a flexão dos parafusos ocorrerá e aumentará a força de tração (F_a). Isso implica no aumento da força de compressão entre a placa de base e o graute, resultando em uma maior força resultante de atrito (F_w) entre a argamassa e a placa de base. Para pequenas deformações horizontais (δ_h), a força de tração F_a leva o parafuso ao escoamento. Isso significa que os momentos fletores nos chumbadores diminuem rapidamente e a componente horizontal F_{ah} de F_a (Figura 2.10) aumenta rapidamente, e devido à força de tração alta nos parafusos, a capacidade resistente ao momento será pequena. Portanto, no modelo analítico, os momentos fletores nos chumbadores e a tensão de contato graute-chumbadores não são levados em conta, porque são pequenos em comparação com outras forças.

Fazendo-se o equilíbrio horizontal e considerando $F_a = F_{a,y} = A_n f_{y,b}$, obtém-se a força horizontal resistente:

$$F_h = \frac{f_{y,b} A_n}{\sqrt{\delta_h^2 + v_r^2}} (\delta_h + f_w v_r) - f_w F_t \quad (2.47)$$

com

$$\delta_h = v_r \sqrt{\frac{2f_{y,b}}{E}} \quad (2.48)$$

sendo $v_r = L_{ef}$, em equivalência ao CEB (1996), a espessura analítica do graute igual a $v + 0,5d_b$, e f_w o coeficiente de atrito entre a placa e o concreto, tomado como 0,2 para graute comum e 0,3 para graute especial.

2.5.7 *Gresnigt et al. (2008)*

A pesquisa experimental e teórica sobre bases de pilar carregadas com uma combinação de forças horizontais e de tração desenvolvida por *Gresnigt et al. (2008)* investiga a resistência dos chumbadores submetidos a tensões normais de tração e cisalhamento combinadas. Os resultados dessa pesquisa são consistentes com estudos anteriores que demonstram que a força resistente ao cisalhamento de chumbadores é consideravelmente menor que a força de cisalhamento dos parafusos em ligações parafusadas entre peças de aço.

Neste trabalho é considerado que, na atuação de uma solicitação de tração em uma base associada a uma força horizontal, esta força deve ser resistida pelos chumbadores. Como o graute pode não resistir a forças de contato, ocorre uma flexão considerável no chumbador quando solicitado por uma força horizontal e o deslocamento significativo da base pode levar a efeitos de segunda ordem, aumentando a rigidez e a resistência da ligação devido ao encruamento do aço. Este trabalho tomou como base uma série de resultados de ensaios experimentais realizados na Technology University of Delft, na Holanda, no Laboratório Stevin, publicados em 1989 (*Bouwman et al., 1989*).

Este trabalho também faz referência às recomendações de cálculo apresentadas na norma holandesa (NEN 6770, 1990) e ao *CEB Design Guide* (CEB 1996). As recomendações de

cálculo do *CEB*, “*Comité Euro-International du Béton*”, em comparação com os resultados experimentais, se apresentam conservadoras, especialmente sob grandes solicitações de tração e espessuras do graute. O *CEB* recomenda que as verificações pertinentes ao concreto do bloco são necessárias e devem ser atendidas.

Com base nos resultados experimentais de Stevin (Bouwman et al., 1989) e nas recomendações do BS EN 1993-1-8:2005, Gresnigt *et al.* (2008) propuseram uma formulação para a determinação da força resistente ao cisalhamento de uma base de pilar, V_{Rd} , como apresentada a seguir:

$$V_{Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} \quad (2.49)$$

$$F_{f,Rd} = f_w \cdot N_{c,Sd} \quad (2.50)$$

onde $F_{f,Rd}$ é a força resistente de cálculo devido à tensão de atrito entre a placa de base e o graute para solicitações normais de compressão, f_w pode ser tomado como 0,2 para graute comum e 0,3 para graute especial. Para solicitação de tração deve-se adotar $N_{c,Sd} = 0$.

$F_{vb,Rd}$ é o menor valor entre a resistência ao cisalhamento de um chumbador e a resistência ao contato com a placa de base. Desconsiderando a pressão de contato entre a placa e o chumbador, tem-se:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_n}{\gamma_{Mb}} \quad (2.51)$$

$$(2.52)$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

com f_{yb} podendo variar entre 235 MPa e 640 MPa e f_{ub} podendo variar entre 400 MPa e 800 MPa. Vale ressaltar que esta formulação não considera a ação da força normal de tração na determinação da força resistente ao cisalhamento, apenas a ductilidade do aço. Assim, a interação da tensão normal de tração e o cisalhamento não é abordada como nas demais formulações, e o efeito da flexão é intrínseco ao comportamento não linear, porém em

considerar o valor efetivo do comprimento destravado. Portanto, a resistência característica dos chumbadores solicitados ao cisalhamento a partir de (2.49) pode ser determinada com:

$$V_{Rk} = F_{vb,Rk}n \quad (2.53)$$

onde para se obter $F_{vb,Rk}$ é omitido o fator de ponderação γ_{Mb} da equação (2.51) e considerando $N_{c,Sd} = 0$.

2.5.8 CEB Design Guide (CEB, 1996)

O CEB Design Guide - Design of fastenings in concrete (CEB, 1996), citado no trabalho de Gresnigt *et al.* (2008) determina premissas de verificação e dimensionamento de fixações no concreto, abordando vários tipos de chumbadores e possíveis modos de falha no concreto. Para a transferência de forças de cisalhamento, dois métodos são considerados:

- fricção ou atrito entre a placa de base e o graute;
- cisalhamento/flexão dos chumbadores.

Para a determinação da força resistente dos chumbadores solicitados à tração e cisalhamento, duas situações devem ser abordadas:

1. solicitação ao cisalhamento sem comprimento destravado de flexão, considerada desde que não haja camada intermediária de graute (ou no máximo 3 mm de espessura) e a placa de base esteja em contato com o chumbador;
2. solicitação ao cisalhamento considerando o comprimento de flexão, quando as condições acima não forem atendidas.

O momento solicitante de cálculo no chumbador em função da força de cisalhamento de cálculo V_{Sd} é dado por:

$$M_{Sd} = V_{Sd} \cdot \frac{L_{ef}}{k} \quad (2.54)$$

onde o comprimento de flexão L_{ef} é determinado pela soma da metade do diâmetro do chumbador (a_3), para chumbadores concretados junto com o bloco, mais a espessura do graute, e k é o fator de correção do comprimento de flexão L_{ef} adotado. A Figura 2.11

representa as condições de contorno para o chumbador sujeito a forças laterais. A Figura 2.11-a representa a situação onde a rotação do chumbador em relação à placa de base não é impedida e a Figura 2.11-b quando esta rotação é impedida.

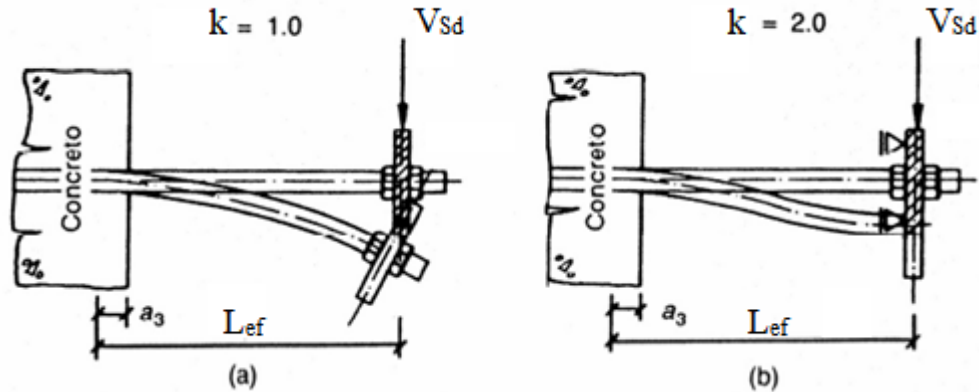


Figura 2.11 – Exemplos de fixação do chumbador no concreto sem restrição (a) e com restrição à rotação na ligação com a placa de base (b). (CEB, 1996)

O CEB (1996) considera que, em um comportamento plástico, ocorre uma significativa redistribuição das solicitações de tração e do cisalhamento no conjunto de chumbadores. Tal fato deve ser abordado somente quando o modo de falha predominante ocorre devido ao escoamento do chumbador. O modo de falha pelo concreto é governado pela posição dos chumbadores em relação à borda, no sentido do carregamento.

2.5.9 Lin *et al.* (2011)

Lin *et al.* (2011) apresentaram em seu trabalho resultados experimentais e numéricos de chumbadores solicitados ao cisalhamento, variando o comprimento destravado de flexão e as condições de rotação permitidas nas extremidades deste comprimento, em combinação com as solicitações de tração e momento fletor que ocorrem devido ao deslocamento lateral. Foi verificado que o comprimento de flexão, bem como a rotação nas extremidades, são condições determinantes na força resistente final do chumbador ao cisalhamento. A Figura 2.12 mostra o dispositivo utilizado nos testes.

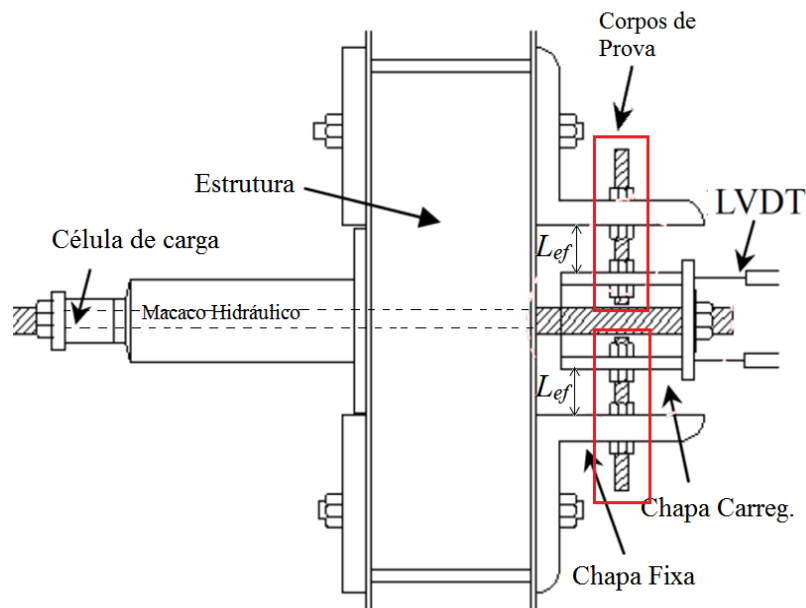


Figura 2.12 – Montagem do modelo experimental de flexão da barra rosqueada proposto por Lin *et al* (2011)

Os comprimentos destravados variaram de 0,2 a 8 vezes o diâmetro do chumbador (d_b), conforme apresentado na Figura 2.13 , sendo observados os seguintes comportamentos, para modelos com as extremidades restringidas à rotação:

- para o comprimento $L_{ef} = 0,2 d_b$, predominou a falha devido ao cisalhamento puro;
- para o comprimento $L_{ef} = 2 d_b$, predominou a falha devido à flexão;
- para o comprimento $L_{ef} = 4 d_b$, predominou o efeito do encruamento da barra e a ocorrência de tensões de tração por efeito de segunda ordem.

Foram também testadas, experimental e numericamente, situações considerando a rotação livre nas extremidades e rotações limitadas entre 7° e 14° , que, segundo o modelo proposto, representam a rotação desenvolvida pelo chumbador com a extremidade vinculada no furo alargado em placas de 12 mm e 25 mm de espessura, respectivamente. Verificou-se, portanto, que a rotação desenvolvida nas extremidades do trecho fletido do chumbador (β) é tão significativa na determinação da resistência ao cisalhamento quanto o comprimento deste trecho. As extremidades do trecho fletido estariam, portanto, sujeitas a engastamentos parciais ou rótulas plásticas.

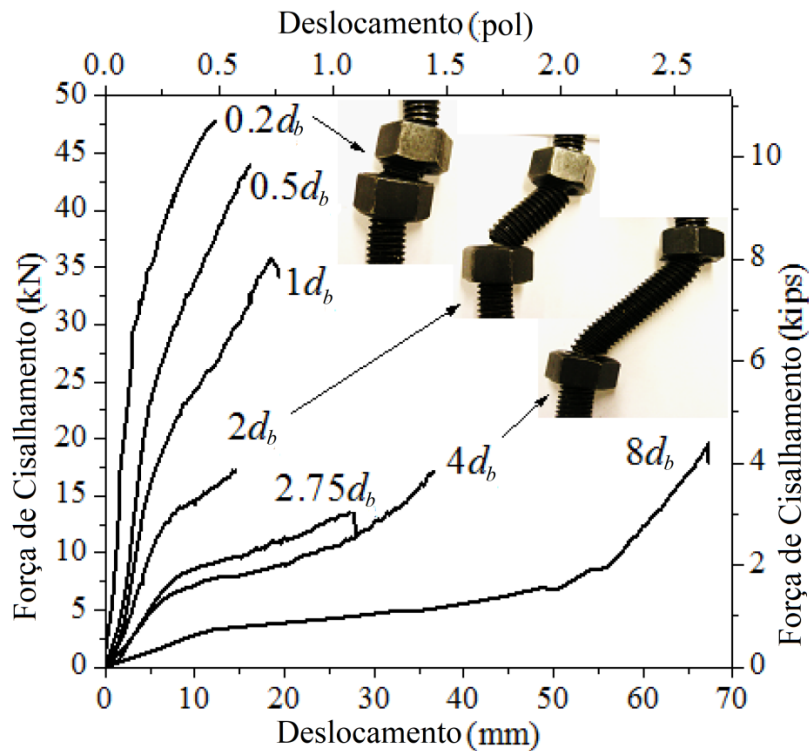


Figura 2.13 – Comportamento de chumbadores segundo diferentes comprimentos destravados e extremidades engastadas (Lin et al., 2011)

Lin *et al.* (2011) propuseram a seguinte formulação para a capacidade resistente ao cisalhamento V_{Rk} do chumbador:

$$V_{Rk} = f_{yb}A_n \sin(\beta) + \frac{f_{yb} \cos(\beta)}{\frac{1}{0,9A_n} + \frac{L_{ef}}{3,4W_b}} \quad (2.55)$$

para:

$$\beta = \theta + l_p \tan^{-1} \frac{\varepsilon_{max}}{d_b} \quad (2.56)$$

onde θ é a rotação inicial da extremidade permitida pelo furo alargado e/ou deformação do concreto, sendo zero para extremidades engastadas, l_p é o comprimento da rótula plástica que pode ser adotado como d_b mas não maior que $L_{ef}/2$ para os comprimentos destravados menores (ex.: $L_{ef} < 2d_b$). Considerando que β é o ângulo de inclinação do chumbador fletido proporcional ao deslocamento lateral, verifica-se que com o aumento do incremento deste deslocamento, a primeira parcela da equação 2.55 que se refere à componente de tração aumenta e a segunda parcela, relativa à interação das tensões de cisalhamento e normal de flexão, diminui, como mostrado na Figura 2.14.

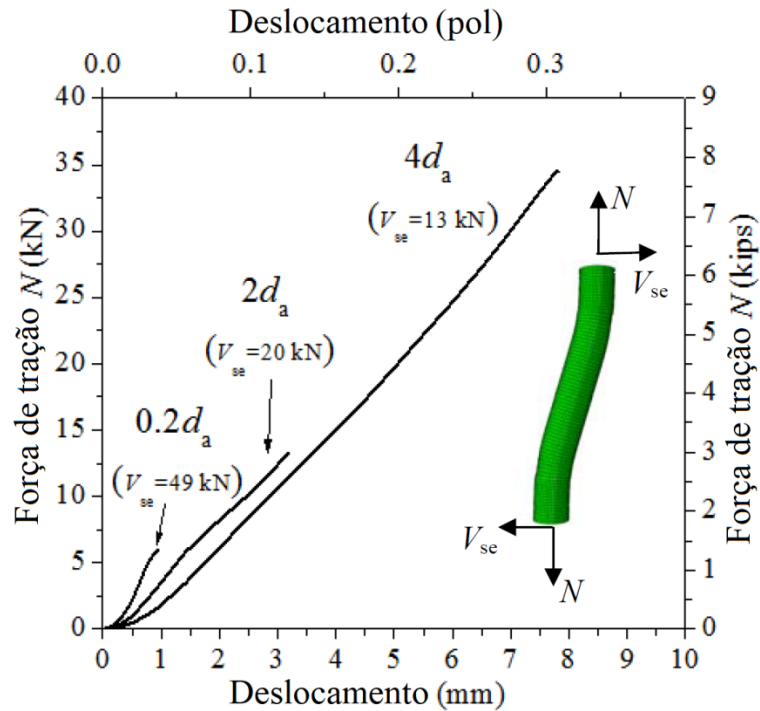


Figura 2.14 - Forças de tração resultantes em testes com vários comprimentos de flexão

A Figura 2.15 ilustra a formação da rótula plástica considerada.

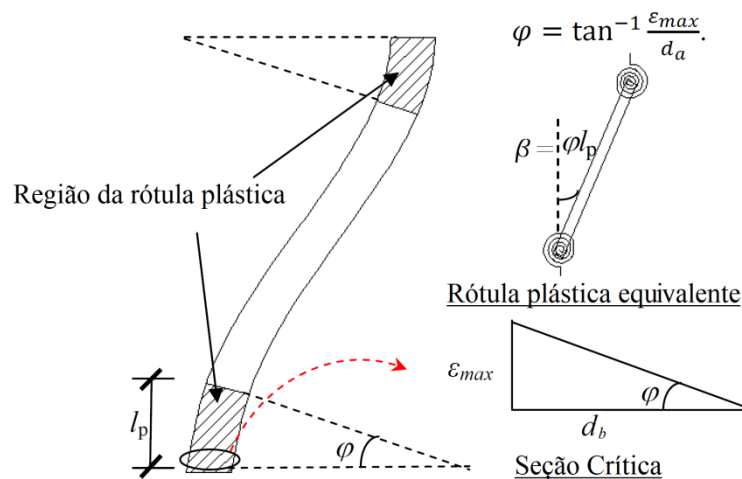


Figura 2.15 – Esquema da formação da rótula plástica no chumbador solicitado à força de cisalhamento (Lin et al., 2011).

Este modelo experimental considera a flexão da barra rosqueada isolada simulando as condições de contorno quanto à rotação das extremidades do trecho fletido com base no modelo realístico do chumbador de uma base de pilar, cujas extremidades estão engastadas no graute ou concreto e na placa de base.

2.5.10 Petersen e Zhao (2013)

Petersen e Zhao (2013) realizaram testes experimentais de chumbadores solicitados ao cisalhamento a fim de analisar o comportamento da armadura do bloco de concreto no qual esses chumbadores solicitados estavam embutidos. Esta análise, relevante a este trabalho de pesquisa para a determinação da armadura do bloco de concreto construído (formulação proposta foi apresentada em 2.4), também avaliou a resistência última dos chumbadores ao cisalhamento, para carregamento monotônico e carregamento cíclico. Observaram que a ruptura dos chumbadores testados ocorreu na seção frágil localizada no comprimento exposto, após o desenvolvimento de uma curva de flexão ao longo comprimento destravado entre a face do concreto e a arruela, ou seja, ao longo da espessura da chapa de ligação, constatando que os efeitos de cisalhamento e flexão são acoplados na resistência última verificada no colapso.

Neste trabalho também foi verificado que esta resistência última do chumbador na presença de um comprimento exposto sujeito à flexão é cerca de 75% inferior à resistência ao cisalhamento. Este fator de redução de 0,75 obtido para a resistência de cálculo última do chumbador ao cisalhamento seria recomendado para comprimentos de flexão destravados limitados a $3d_b$. Os resultados obtidos também foram comparados com o fator 0,8 apresentado pelo ACI 318 (2011), como sendo um valor bastante razoável na consideração do dimensionamento dos chumbadores solicitados ao cisalhamento. Neste estudo não foi considerada a presença da camada de graute entre a placa de base e o topo do concreto, conforme explicitado na recomendação do ACI 318 (2011).

2.5.11 Muniz (2002)

Muniz (2002) propôs uma formulação para determinar a força horizontal resistente do chumbador através de resultados de um modelo numérico de base de pilar desenvolvido em elementos finitos. Foi desenvolvido um processo para o cálculo das tensões máximas no concreto e nos chumbadores devido à ação de forças horizontais, a partir do qual foi proposta uma formulação para a determinação da força horizontal limite.

Para o dimensionamento de um chumbador convencional submetido a esforço de cisalhamento baseado em uma formulação analítica (Gregor, 1973) que trata o chumbador como uma viga contínua sobre apoios elásticos contínuos, simulando o embutimento no concreto, estão previstas as seguintes verificações:

- a) tensões normais na seção transversal do chumbador (aço) devido à flexão decorrente da força horizontal;
- b) tensão máxima de compressão no concreto proveniente do processo de deformação e flexão do chumbador em meio elástico, limitada ao valor permitido de trabalho de compressão do concreto.

Foi observado nos modelos que a força horizontal limite foi obtida sempre pela limitação das tensões de compressão no concreto, na área esmagada a uma profundidade limitada a um diâmetro do chumbador a partir da face, concluindo que esta área crítica de contato geralmente estaria localizada dentro espessura do graute, cujo material típico apresenta características mecânicas superiores às do concreto. Observou-se também que as tensões obtidas no corpo do chumbador de aço foram abaixo da resistência ao escoamento de 21,00 kN/cm². Portanto, foi tomada como premissa na formulação proposta que a distância entre a entrada de força horizontal e a face superior do concreto fosse nula ($h=0$), portanto sendo considerada a flexão no chumbador somente no trecho embutido no concreto. A justificativa é que, segundo o material de referência (Gregor, 1973), a tecnologia de construção seria arcaica e o material do graute ainda não amplamente adotado.



Figura 2.16 – Mapa de tensões σ_y (MPa) e deslocamentos relativos no modelo global (Muniz, 2002).

Com base no modelo deformado, é possível observar: (i) que a face esquerda do chumbador comprime o concreto, e sua face superior direita se descola; (ii) que a região esmagada do concreto está limitada em uma extensão de aproximadamente um diâmetro do chumbador; (iii) o contato entre a face inferior esquerda da placa de base e o topo do concreto, e; (iv) a face direita da placa de base descolada do concreto.

Considerando um fator de redução a ser utilizado no caso de dois chumbadores alinhados com a força aplicada, obtida através das tensões máximas observadas no concreto e no aço, e na influência da resistência característica do concreto como constante de mola do meio elástico que circunda o chumbador, foi proposta a seguinte formulação, na qual a força horizontal resistente deve ser tomada pelo menor valor obtido de:

$$F_{hc,lim} = (2\alpha^3 EI \sigma_{c,lim}) / C_c \quad (2.57)$$

$$F_{ha,lim} = 3,10 f_0^{1/4} \alpha W_a \sigma_{a,lim} \quad (2.58)$$

sendo:

$$C_c = 32f_{ck} - 6,9df_{ck} + 0,48d_b - 2,65 \quad (2.59)$$

$$f_o = (162df_{ck} - 142,3f_{ck} - 1376,2d_b + 5068,9)/C_c \quad (2.60)$$

$$\sigma_{c,lim} = -C_c F / (2\sigma^3 EI) \quad (2.61)$$

$$\alpha = (C_c d_b / (4EI))^{1/4} \quad (2.62)$$

$$\sigma_{a,lim} = (0,3224F) / (f_o^{1/4} \alpha W_a) \quad (2.63)$$

onde:

- F força máxima atuante no chumbador, em kN;
 d_b diâmetro do chumbador em cm;
 C_c coeficiente de mola no concreto em kN/cm³;
 f_o fator de correção do coeficiente de mola, que leva em consideração a rigidez do aço e do concreto, adimensional;
 $F_{hc,lim}$ força horizontal máxima resistente do concreto, em kN;
 $F_{hc,lim}$ força horizontal máxima resistente do chumbador, em kN;
 E módulo de elasticidade longitudinal do aço, em kN/cm²;
 I momento de inércia do chumbador com relação a um eixo diametral = $pd^4/64$, em cm⁴;
 $\sigma_{c,lim}$ tensão limite no concreto, em kN/cm²;
 $\sigma_{a,lim}$ tensão máxima no aço, em kN/cm²;
 W_a módulo de resistência à flexão do chumbador = $pd^3/32$, em cm³.

Neste trabalho concluiu-se que, para maiores espessuras do graute, a resistência do chumbador diminui sensivelmente devido às tensões de flexão observadas. Foi recomendado que somente para baixos valores de solicitações cortantes os chumbadores devem ser considerados resistentes. Não foi objeto de estudo deste trabalho a análise da interação das tensões normais e de cisalhamento no chumbador.

2.5.12 Comparação das metodologias apresentadas

Nesta seção serão comparados os resultados experimentais dos trabalhos de Gomez *et al.* (2008), Gresnigt *et al.* (2009) e Lin *et al.* (2011), bem como as formulações analíticas propostas para a determinação da força resistente ao cisalhamento dos chumbadores apresentadas nos respectivos trabalhos. Serão apresentados também, a título de comparação, os resultados das forças horizontais resistentes características dos chumbadores obtidas pelas normas ABNT NBR 16239: 2013 e ANSI/AISC 360-10 (2010). Os valores obtidos pelo modelo apresentado por Muniz (2002) não foram introduzidos neste comparativo por não apresentar em seu modelo numérico a presença da camada do graute, o que poderia gerar discrepância na interpretação dos resultados comparados.

A fim de comparar as formulações propostas por esta e pelas demais publicações citadas neste trabalho, os resultados obtidos para os modelos DT5 e DT6 (Bouwman *et al.*, 1989) e os modelos #4 e #5 (Gomez *et al.*, 2009) foram escolhidos como representativos. A Tabela 2.3 e a Tabela 2.4 apresentam as características dos referidos modelos, respectivamente.

Tabela 2.3 – Descrição dos protótipos DT5 e DT6 (Bouwman et al., 1989)

Descrição	Unid.	Modelo DT5	Modelo DT6
Número de chumbadores	un	2	2
Diâmetro nominal do chumbador (d_b)	mm	20	20
Diâmetro do furo da placa de base ⁶	mm	$\leq 1,2d_b$	$\leq 1,2d_b$
Resistência ao escoamento do aço do chumbador (f_{yb}) ^{4,7}	MPa	NI	NI
Resistência à ruptura do aço do chumbador (f_{ub}) ^{1,5}	MPa	1152	1076
Espessura da placa de base	mm	15	15
Espessura das arruelas ⁴	mm	NA	NA
Espessura do graute	mm	30	30
Força axial (tração) ³	kN	141	141
Tensão nominal de compressão do concreto com 28 dias ^{2,4}	kPa	NI	NI
Tensão nominal de compressão do graute ^{2,4}	kPa	NI	NI

Notas:

- 1 – Valores determinados experimentalmente;
- 2 – A resistência de cálculo da ligação chumbador-concreto foi considerada sempre maior que a resistência de cálculo de ruptura do chumbador, sendo prevista armadura suficiente, de maneira que o estado-limite esperado ocorresse no chumbador;
- 3 – A força horizontal aplicada foi unidirecional, com valor crescente até a ruptura, com força axial de tração constante;
- 4 – NI: Não informado, NA: Não aplicável;
- 5 – Para os modelos DT5 e DT6, foram utilizados chumbadores M20, classe 8.8, cuja resistência nominal à ruptura foi de $f_{ub} = 800$ MPa;
- 6 – Nesses ensaios, não foram adotados furos alargados na placa de base;
- 7 – A resistência ao escoamento adotada foi $f_{yb} = 0,8f_{ub}$.

Tabela 2.4 – Descrição dos protótipos #4 e #5 (Gomez et al., 2009)

Descrição	Unid.	Modelo #4	Modelo #5
Número de chumbadores	Un	4	4
Diâmetro nominal do chumbador (d_b)	Pol	3/4"	1-1/4"
Diâmetro do furo da placa de base	Pol	1-5/6"	2-1/16"
Resistência ao escoamento do aço do chumbador (f_{yb}) ¹	MPa	460,6	375,0
Resistência à ruptura do aço do chumbador (f_{ub}) ¹	MPa	664,6	517,1
Módulo de elasticidade do aço do chumbador ¹	MPa	220.600	214.400
Espessura da placa de base	Pol	2"	2"
Espessura das arruelas ⁵	Pol	1/4"	1/2"
Espessura do graute	Pol	1-1/4"	1"
Força axial (tração) ³	kN	178	480
Tensão nominal de compressão do concreto com 28 dias ¹	MPa	31,5	32,8
Tensão nominal de compressão do graute ¹	MPa	42,3	49,7
<u>Notas:</u>			
1 – Valores determinados experimentalmente;			
2 – Os blocos foram devidamente armados a fim de evitar possíveis falhas do concreto durante o carregamento, de maneira que somente falhas dos chumbadores fossem observadas;			
3 – O carregamento horizontal aplicado foi cíclico, com a força axial de tração constante;			
4 – De acordo com Tabela 7-18 do ANSI/AISC 360-05;			
5 – As arruelas foram soldadas na placa de base para garantir a transferência da força horizontal dos chumbadores para a placa de base;			

Na Tabela 2.5, os valores experimentais observados de força resistente nominal das bases ao cisalhamento considerando o grupo de chumbadores dos modelos #4 e #5 (Gomez et al., 2009) e dos modelos *DT5* e *DT6* (Gresnigt et al., 2008) foram apresentados e comparados com os valores obtidos pelas respectivas formulações. Da mesma maneira, a formulação proposta por Gomez *et al* (2009) foi aplicada aos modelos *DT5* e *DT6*, considerando as propriedades físicas e geométricas apresentadas na Tabela 2.4, bem como a formulação apresentada em Gresnigt *et al.* (2008) foi aplicada aos modelos #4 e #5 para os dados informados na Tabela 2.3. Por fim, as formulações apresentadas pela norma ABNT NBR 16239 (2013), pelo ANSI/AISC 360-10, por Fisher e Kloiber (2006) e Lin *et al* (2011) também foram aplicadas aos modelos na obtenção da força resistente de cisalhamento.

Na obtenção desses valores, foi variado o comprimento de flexão L_{ef} , considerando três situações: sem ação da flexão ($L_{ef} = 0$), somente dimensionado ao cisalhamento; com ação da

flexão ao longo do comprimento destravado, considerando a espessura da placa (t_p) mais metade da espessura da arruela ($1/2 t_a$), com e sem a consideração da espessura do graute (eGr).

Tabela 2.5 – Resultados experimentais e analíticos para a força resistente nominal ao cisalhamento dos chumbadores.

Modelos Comparados:			Gomez et al, 2009 (kN)						Bouwman et al, 1989 (kN)						
			#4			#5			DT5			DT6			
Chumbador ($n \times d_b$):			4 x 3/4" (19mm)			4 x 1 1/4" (31,7mm)			2 x M20 (20mm)			2 x M20 (20mm)			
f_u (MPa):			665			517			1152			1076			
Formulações Propostas	Eq.	Consideração para L_{ef}^3	L_{ef} (mm)	V_{RK} (kN)	Rel.	L_{ef} (mm)	V_{RK} (kN)	Rel.	L_{ef} (mm)	V_{RK} (kN)	Rel.	L_{ef} (mm)	V_{RK} (kN)	Rel.	
1	Gomez et al, 2009	(2.40)	Cisalhamento	0,0	288,3	2,30	0,0	602,5	1,92	0,0	279,6	1,57	0,0	259,8	1,30
2	Gomez et al, 2009	(2.45)	$1/2ta+tp$	54,0	57,2	0,46	57,2	166,6	0,53	7,5	225,6	1,27	7,5	207,8	1,04
3	Gomez et al, 2009		$1/2ta+tp+eGr$	85,7	36,6	0,29	82,6	118,6	0,38	37,5	85,5	0,48	37,5	78,0	0,39
4	Gresnigt et al, 2008	(2.53)	An. Não Linear	NA	159,4	1,27	NA	387,9	1,24	NA	134,6	0,76	NA	125,7	0,63
5	Bouwman et al, 1989	(2.47)	$eGr+1/2db$	41,3	115,5	0,92	66,7	211,4	0,68	40,0	127,9	0,72	40,0	115,5	0,58
6	Lin et al, 2011	(2.55)	$1/2ta+tp$	54,0	84,7	0,68	57,2	207,1	0,66	7,5	151,5	0,85	7,5	141,5	0,71
7	Lin et al, 2011		$1/2ta+tp+eGr$	85,7	73,1	0,58	82,6	177,9	0,57	37,5	55,7	0,31	37,5	52,0	0,26
8	AISC, 2010	(2.34)	Cisalhamento	0,0	272,9	2,18	0,0	589,2	1,88	0,0	260,6	1,46	0,0	243,4	1,22
9	ABNT NBR 16239, 2013	(2.16)	$1/2ta+tp$	54,0	40,2	0,32	57,2	118,9	0,38	7,5	198,9	1,12	7,5	182,7	0,91
10	ABNT NBR 16239, 2013		$1/2ta+tp+eGr$	85,7	25,5	0,20	82,6	83,5	0,27	37,5	61,2	0,34	37,5	55,8	0,28
Valor de pico ou ruptura observados (Experimental/kN)			125,4			313,2			178,0			200,0			

Notas:

1. A coluna "rel" é a relação entre o valor experimental e os valores obtidos pela formulação;
2. Para os protótipos #4 e #5, os valores experimentais de pico na direção positiva (sentido reverso do carregamento inicial) não foram considerados representativos por se apresentarem muito elevados e acima do esperado, pois podem ter sofrido efeitos não previstos durante o ensaio, modificando as condições de contorno e aumentando a resistência de pico observada, conforme justificativa do autor;
3. A coluna L_{ef} (comprimento de flexão) representa o comprimento destravado no qual ocorre a ação indireta da flexão no chumbador, sendo assim considerado:
 - *Cisalhamento*: não considera flexão, somente cisalhamento e tração no chumbador, portanto o comprimento L_{ef} é igual a zero. Para a equação da linha 4, o L_{ef} não se aplica

pois a análise é baseada em um comportamento não linear, independente do comprimento destravado;

- $1/2t_a+t_p$: considera L_{ef} igual à soma da metade da espessura da arruela mais a espessura da placa de base. Para DT5 e DT6, esta soma foi considerado igual a $t_p/2$, ou seja, $30/2 = 15$ mm, pois o furo da placa não é alargado e não há informação sobre arruela soldada, portanto o ponto de flexão foi considerado na metade da espessura dessa placa;
 - $1/2t_a+t_p+eGr$: considera L_{ef} igual à soma da metade da espessura da arruela, mais a espessura da placa de base e do graute;
 - $eGr+1/2d_b$: considera L_{ef} igual à soma da espessura do graute mais meio diâmetro do chumbador, que é a espessura da borda do bloco de concreto considerada esmagada após a deformação por flexão do chumbador. Nesta formulação (Gresnigt et al., 2008), as espessuras da placa e das arruelas não foram consideradas no comprimento de flexão, uma vez que os modelos ensaiados não apresentavam furos alargados nas respectivas placas de base que tinham espessuras pouco significativas (15 mm);
4. A ABNT NBR 16239:2013 propõe como comprimento destravado a soma da metade da espessura da arruela mais a espessura da placa de base. Na linha 10 da Tabela foi aplicada a mesma formulação, porém incluindo a espessura do graute no comprimento de flexão para fins de comparação.

Os gráficos apresentados nas Figura 2.17 a Figura 2.20 representam os dados expostos na Tabela 2.5, ilustrando a amplitude dos resultados obtidos pelas diferentes formulações apresentadas. É relevante colocar que para os modelos *DT5* e *DT6* ensaiados por Stevin (1989), os furos dos chumbadores não foram alargados conforme abordado neste texto. Entretanto, para fins de comparação entre as formulações, foi considerada a espessura da chapa (15 mm) mais meia espessura da arruela (2 mm, estimada) somadas ao comprimento de flexão. Portanto, apesar da possibilidade da ocorrência do contato entre o chumbador e o furo da placa, não permitindo a flexão do chumbador neste trecho, os resultados apresentados estariam com valores inferiores aos obtidos experimentalmente. As forças de tração (P_u) também foram consideradas conforme os experimentos e aplicadas em todas as formulações avaliadas.

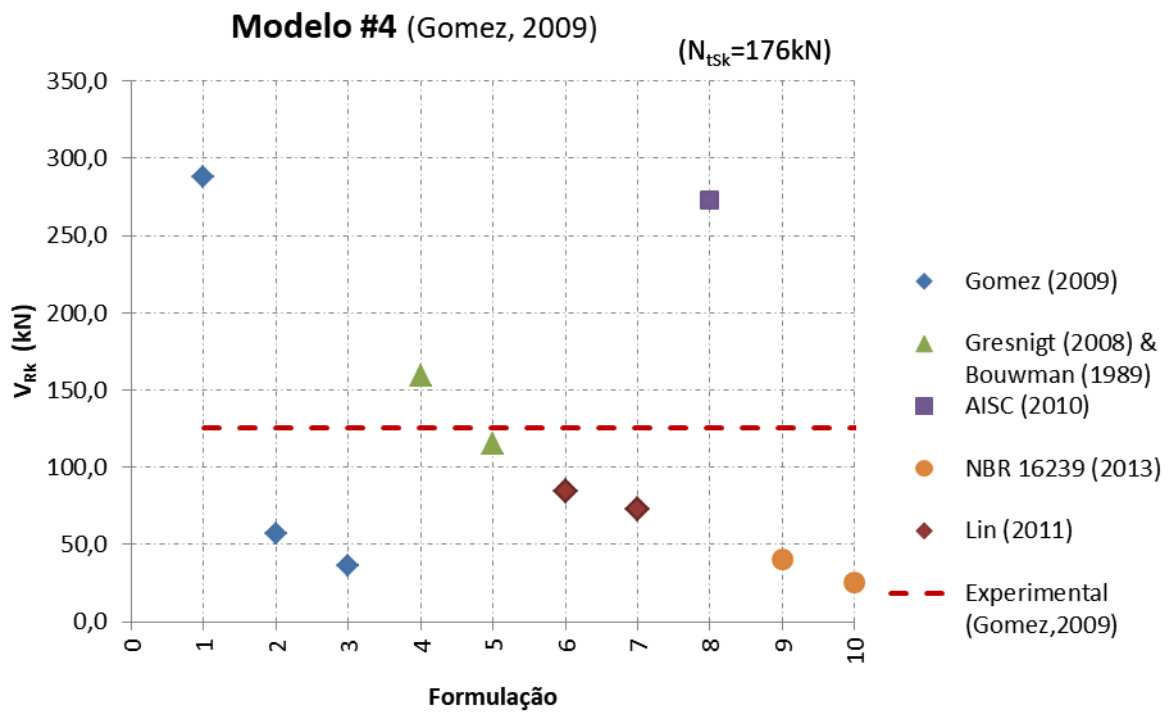


Figura 2.17 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo #4 (Gomez, 2009).

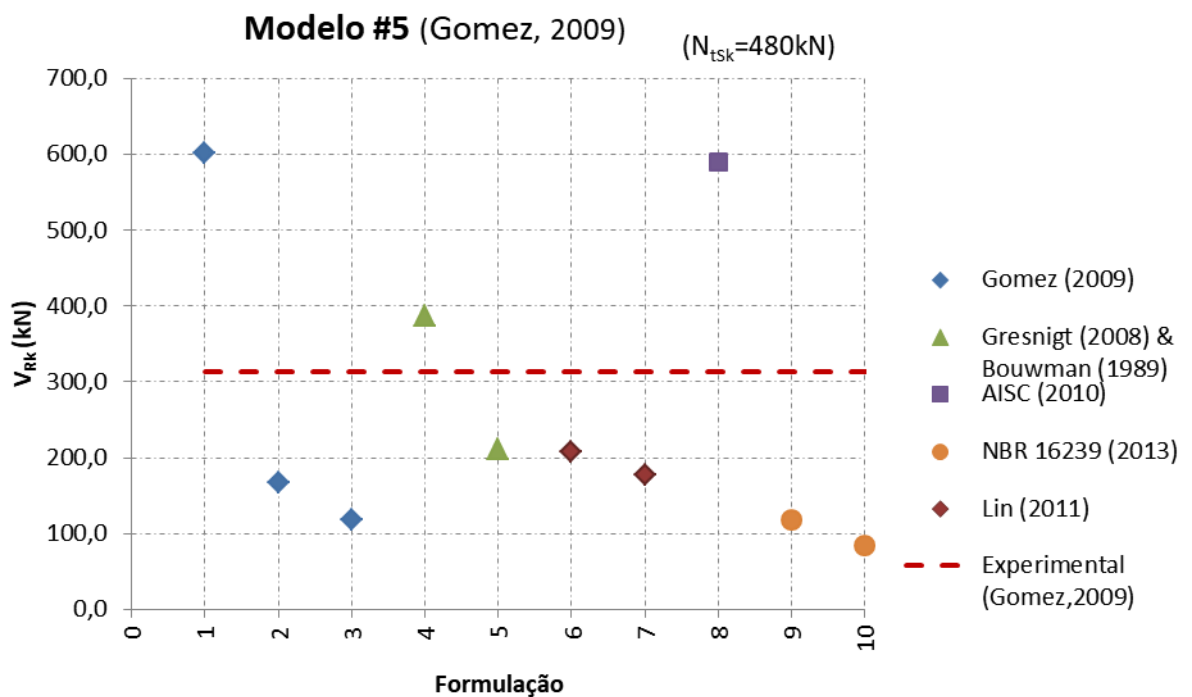


Figura 2.18 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo #5 (Gomez, 2009).

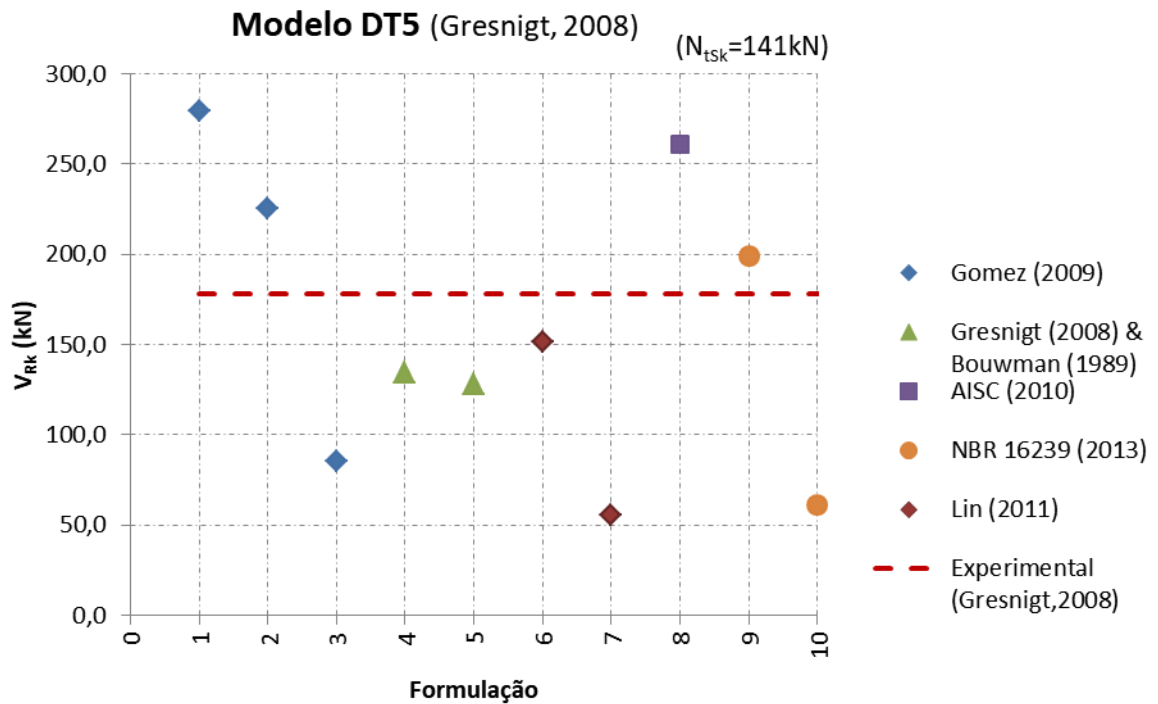


Figura 2.19 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo DT5 (Gresnigt, 2008).

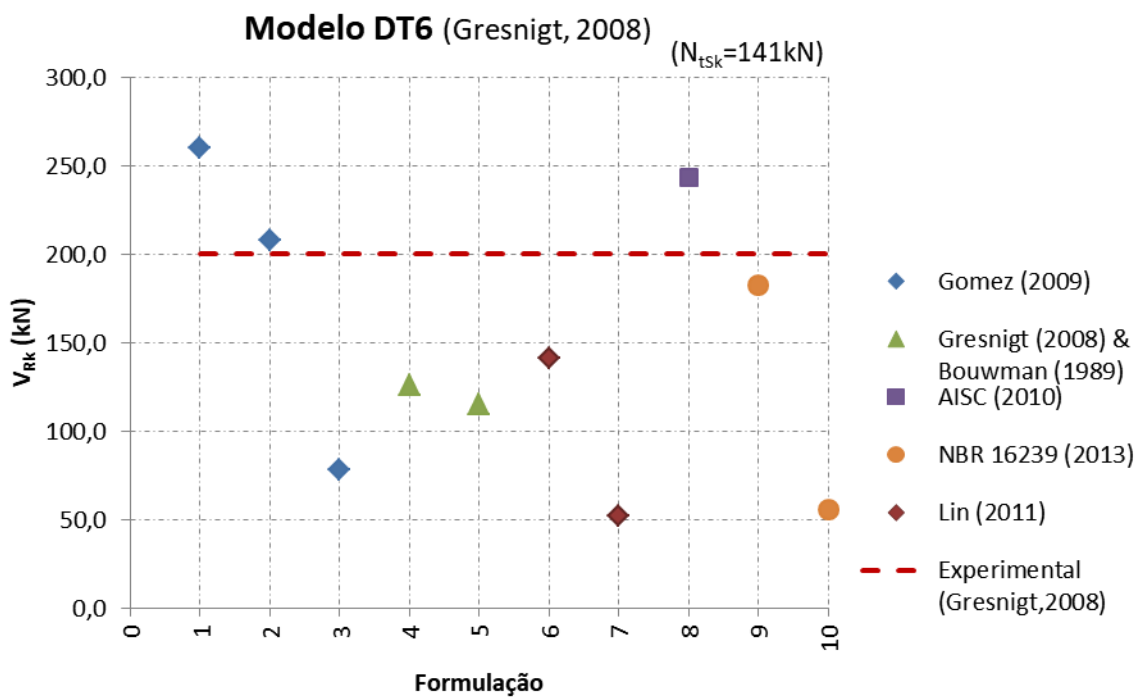


Figura 2.20 – Forças de cisalhamento resistentes nominais, em kN, para o Modelo DT6 (Gresnigt, 2008).

Nos gráficos apresentados pode-se observar que todas as formulações onde a flexão não é considerada, ou seja, quando o chumbador é dimensionado somente para as forças de cisalhamento e tração combinadas, os valores de V_{Rk} apresentaram-se superiores aos valores experimentais obtidos (Tabela 2.5, linhas 1 e 8).

Outra observação relevante é com relação aos valores obtidos para #4 e #5, segundo a formulação proposta por Gresnigt *et al* (2008), na linha 4 da Tabela 2.5, onde os valores analíticos apresentados estão acima dos experimentais. Uma interpretação plausível seria que, em sua justificativa, Gresnigt *et al* (2008) não consideraram relevante à verificação do chumbador a ação da tração atuante nos mesmos, mas somente o efeito da ductilidade do aço. Nos casos dos modelos #4 e #5, as respectivas ações de tração aplicadas durante os ensaios (176 kN e 480 kN) tiveram valores proporcionais maiores que os valores de tração aplicados em DT5 e DT6 (141 kN para ambas), o que justifica a discrepância do comportamento dos diferentes modelos para a mesma formulação, ou seja, abaixo dos valores experimentais para DT5 e DT6 (Figura 2.19 e Figura 2.20) e contra a segurança para #4 e #5 (Figura 2.17 e Figura 2.18).

Por fim, pode-se observar que todos os demais resultados obtidos para a força de cisalhamento resistente nominal do chumbador que consideram o efeito da flexão associado ao cisalhamento e à tração do chumbador, segundo as formulações apresentadas, estariam inferiores ao valor experimental de referência. Os resultados que mais se aproximam dos valores experimentais para #4 e #5 foram os obtidos pela formulação proposta por Lin *et al.* (2011), que considera o comprimento destravado sem a contenção da camada de graute. Os resultados obtidos pela ABNT NBR 16239 (2013) seriam um pouco mais conservadores, bem como os resultados que consideram a espessura do graute no comprimento destravado de flexão do chumbador.

2.6 Modelos numéricos de referência

Stamatopoulos & Ermopoulos (2011) apresentaram em seu trabalho o estudo do comportamento de uma base de pilar sujeita a um carregamento axial e de momento fletor, monotônico, utilizando análises experimentais, analíticas e em elementos finitos. Oito

protótipos e seus respectivos modelos em elementos finitos foram montados, considerando as não linearidades geométricas e do material, obtidas em ensaios de corpos de prova, bem como o efeito do contato entre os elementos. Finalmente, uma correlação entre os estudos foi apresentada para determinação da curva $M-\phi$ (momento fletor- rotação) da base de pilar. Nos modelos das bases 3D em elementos finitos foram utilizados elementos sólidos e tetraédricos. O pilar foi modelado com elementos de placa quadriláteros de 4 nós e para os chumbadores foram utilizados elementos lineares. A área de contato foi simulada utilizando elementos de contato com valores de rigidez diferentes sob tensões de tração e compressão, precisamente determinados na calibração do modelo. A análise não linear estática dos modelos foi desenvolvida no programa de elementos finitos MSC/NASTRAN, em um procedimento iterativo de cinco passos em cada nível de carregamento.

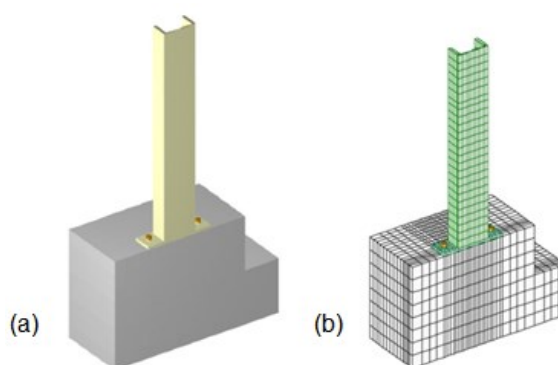


Figura 2.21 – Modelagem em elementos finitos: (a) protótipo experimental e (b) desenvolvimento da malha (Stamatopoulos & Ermopoulos, 2011).

Hamizi & Hannachi (2007) propuseram uma abordagem via elementos finitos (MEF) calculando o deslizamento e o descolamento relativo da base de pilar, considerando modelos com dois chumbadores internos ao perfil I do pilar, e com quatro chumbadores externos ao perfil I. O modelo não linear em MEF, desenvolvido na linguagem de programação CASTEM3M, considerou elementos quadráticos de 4 nós, a não linearidade geométrica e dos materiais, o contato entre a placa e a fundação e a ruptura do concreto da fundação. Na análise do descolamento da placa de base foi feita uma abordagem sobre problemas de tensão e atrito entre a placa de base e a fundação. Quanto ao concreto da fundação, o modelo foi baseado em um modelo elastoplástico. A Figura 2.22 mostra o modelo MEF e a malha obtida e o carregamento aplicado.

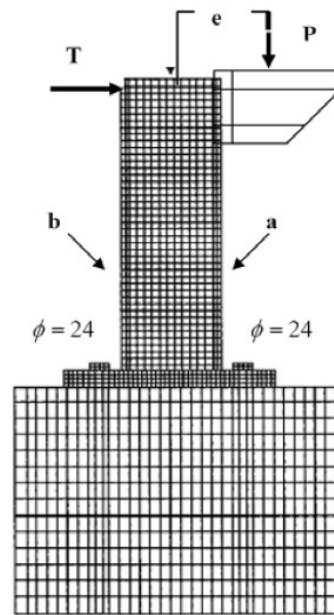


Figura 2.22 – Malha em elementos finitos para o modelo proposto por Hamizi & Hannachi (2007).

Kanvinde *et al.* (2013), mediante dificuldades em determinar a real distribuição de tensões em uma placa de base ligada rigidamente à fundação, afirmaram não ser possível generalizar pressupostos comportamentais para ligações de bases em grande escala baseados em observações de testes em escala reduzida. Motivados por essas questões, apresentaram um estudo de simulação em elementos finitos para desenvolver respostas sobre o comportamento da base de pilar, difíceis de observar experimentalmente. Especificamente, este trabalho teve os seguintes objetivos:

- i. desenvolver, validar e demonstrar uma metodologia de modelagem baseada em elementos finitos para simulação precisa de ligações de base de pilar exposta. Uma revisão da literatura revela que as metodologias de simulação pelo MEF validadas para ligações de base são ausentes ou escassas, provavelmente devido à complexidade da resposta, no qual as propriedades constitutivas e interação de vários componentes devem ser consideradas;
- ii. empregar essas simulações para examinar pressupostos comportamentais inerentes em abordagens atuais que caracterizam a capacidade resistente dessas ligações;
- iii. com base nesses resultados, propor aperfeiçoamentos (se necessário) às formulações de maneira a representar de forma mais fiel a comportamento

físico. As simulações foram rigorosamente validadas com base em experiências realizadas anteriormente como parte de um projeto liderado pelo autor.

A simulação em elementos finitos para modelos de base de pilar é altamente dependente do contato e das folgas (“*gap*”) entre os vários elementos que compõem o modelo, tais como a face comprimida entre a placa de base e o graute, entre as porcas e a placa de base, e ainda as partes tracionadas da ligação, o que requer uma simulação das propriedades do contato entre as superfícies. A consideração da não linearidade física e a determinação de uma malha suficientemente refinada para os elementos envolvidos na ligação também são parâmetros fundamentais a serem considerados na modelagem. Os modelos numéricos foram validados a partir de respostas experimentais e assumidos como base para novas avaliações analíticas. O carregamento axial foi aplicado associado a deslocamentos laterais. Os modelos foram desenvolvidos no programa ABAQUS, com a metade da geometria implementada segundo o plano de simetria. Os elementos utilizados foram o hexaédrico reduzido (C3D8R) e o tetraédrico (C3D6) para elementos de bordas irregulares. A Figura 2.23 representa o modelo estudado neste trabalho, a malha adotada e a forma deformada após a ação dos carregamentos lateral e axial.

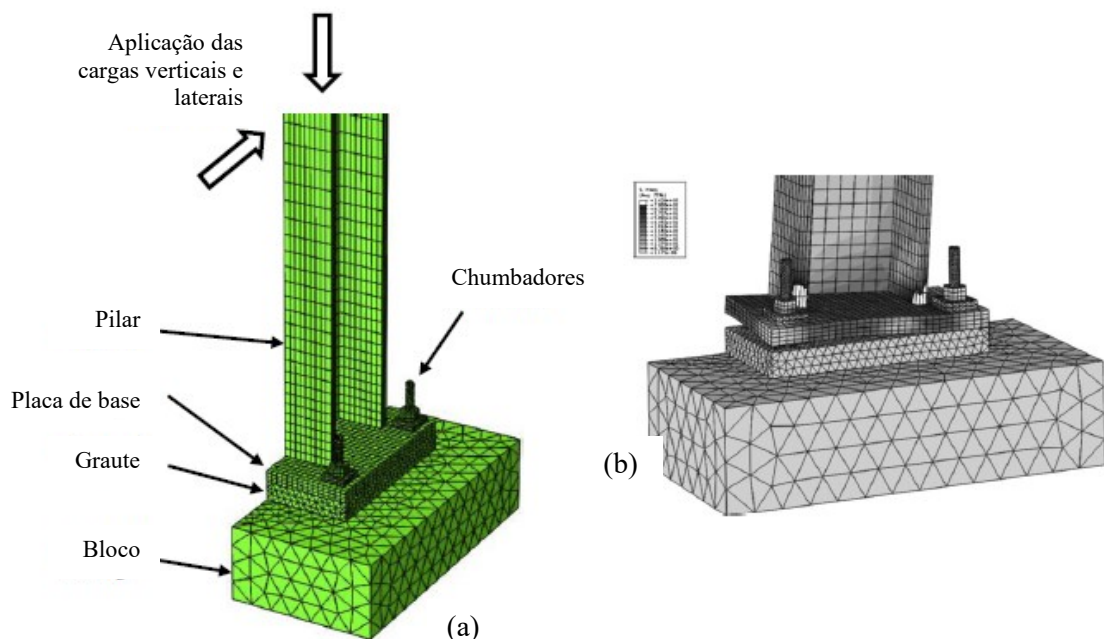


Figura 2.23 – Modelo de malha para base de pilar (a) e modelo deformado após aplicação do carregamento (b) (Kanvinde, 2013).

Lin *et al.* (2011) realizaram análises em elementos finitos usando o software ABAQUS® versão 6.10.2 (Simulia, 2013) a fim de simular o comportamento de modelos de chumbadores submetidos ao carregamento transversal com vários comprimentos de flexão. O modelo para o chumbador consistiu em um trecho central com propriedades de material não lineares e trechos nas extremidades com propriedades elásticas, comparáveis às partes reforçadas dentro das porcas, conforme representado na Figura 2.24. Fios de rosca não foram incluídos no modelo em MEF para simplificar as análises. O chumbador foi modelado utilizando elementos quadráticos híbridos 3D. A extremidade inferior foi contida em todos os graus de liberdade. Na extremidade superior, o deslocamento horizontal foi permitido enquanto todos os outros graus de liberdade foram contidos. O chumbador foi solicitado através da imposição de deslocamentos transversais, aplicados à sua extremidade superior.

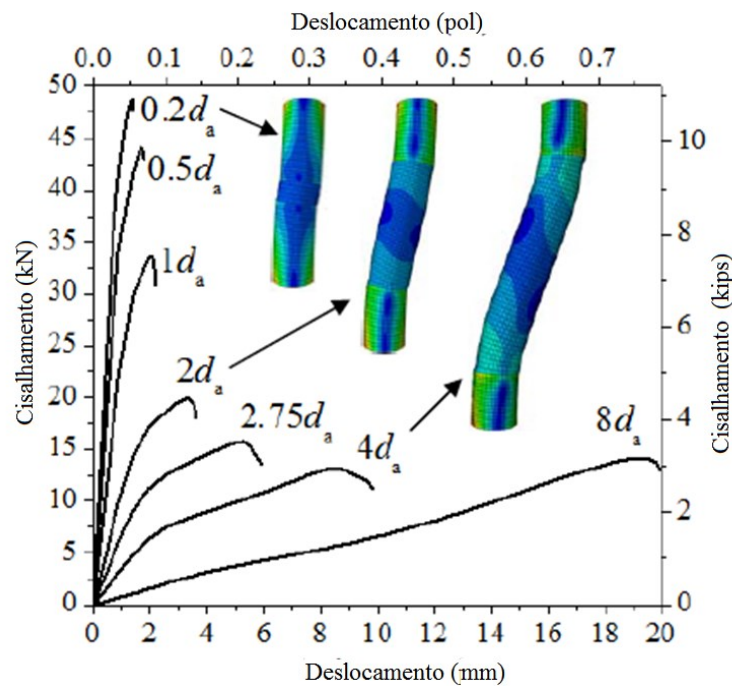


Figura 2.24 – Curva de força *versus* deslocamento para os chumbadores com ambas as extremidades engastadas (Lin *et al.*, 2011)

Um modelo com comportamento inelástico, com a relação de tensão-deformação sugerida por Petersen (2011) para aço ASTM A193 Gr. B7, foi empregado na modelagem. Para determinar os principais parâmetros da relação tensão-deformação, foi realizado um ensaio de tração da barra rosqueada, indicando uma força de escoamento de 66,3 kN e uma força última de tração de 81,4 kN. As forças medidas foram divididas pela área de seção transversal reduzida, correspondente ao diâmetro real reduzido pelas deformações laterais, que foi estimada

utilizando um coeficiente de Poisson de 0,2 para a fase elástica e 0,5 para a fase plástica. Neste modelo, o início da fase plástica foi observado em conformidade com a regra de escoamento de von Mises e a regra de fluxo associado. A análise via MEF apresentou divergência ao final e parou logo após o pico de solicitação, provavelmente causado pela perda demasiada de rigidez associada ao dano do material.

Pavlović *et al.* (2013) avaliaram o comportamento de conectores de cisalhamento tipo parafusos na ligação do aço com lajes pré-fabricadas de concreto. Foram realizados testes experimentais, onde uma força transversal foi aplicada na ligação entre uma chapa de aço e uma laje de concreto, resistida pelos conectores tipo parafusos rosqueados com porcas em ambas as extremidades. A fim de validar os dados experimentais, vários modelos numéricos foram elaborados e as respostas devidamente analisadas.

Foi desenvolvido um modelo MEF completo com todos os componentes da ligação usados em testes do tipo “*push-out*”: laje de concreto, perfil de aço, parafusos, porcas, arruelas e barras de armadura. O modelo foi construído considerando um quarto de um modelo real e condição de dupla simetria vertical, com parafusos e porcas usando a geometria exata da cabeça e segmentos, a fim de considerar todas as interações de contato e mecanismos de fratura. Barras de armadura foram modeladas como elementos sólidos presentes dentro do concreto. O coeficiente de atrito de 0,14 foi definido para parafusos de alta resistência, para a superfície entre a rosca e a porca e para a interface aço-concreto nenhuma coesão ou atrito foram considerados.

Entretanto, os modelos numéricos simplificados (Figura 2.25) foram construídos sob os mesmos princípios do modelo completo (dupla simetria, geometria exata, contato e fricção, etc.) com algumas simplificações: foi modelada a laje de concreto apenas ao redor de conectores de cisalhamento, já que nenhum modo de falha global da laje foi observado em experimentos ou em resultados do modelo completo (Figura 2.26). Barras de armadura foram consideradas somente no modelo completo, pois análises preliminares mostraram que a armadura não influencia nos resultados nem no modelo completo. A influência da armadura pode ser significativa para a fissuração global de lajes de concreto em um teste de “*push-out*”, para diâmetros maiores de conectores em

concreto de baixa resistência. An & Cederwall (1996) mostraram experimentalmente que esta armadura tem pouca ou nenhuma influência no comportamento local e na resistência ao cisalhamento do *stud* soldado.

O carregamento foi definido em três etapas subsequentes, conforme realizado nos testes experimentais: torqueamento do parafuso, carregamento cíclico e incremento de força até a falha. A análise não linear geométrica e física foi executada pela resolução explícita dinâmica quasi-estática, sendo a geometria complexa das partes do modelo (parafusos e porcas) composta por elementos finitos tetraédricos (C3D4). O tamanho da malha foi variado para partes diferentes em termos de tamanho e importância: a área do segmento de parafusos e porcas em malha com elementos de 1,2 mm, e; a cabeça e a haste em malha de 2,4 mm. Nas zonas de falha esperadas do parafuso, a malha foi mantida constante, pois as transições de tamanho de malha poderiam comprometer os modelos de ductilidade e de dano acumulado, usados para o material do parafuso.

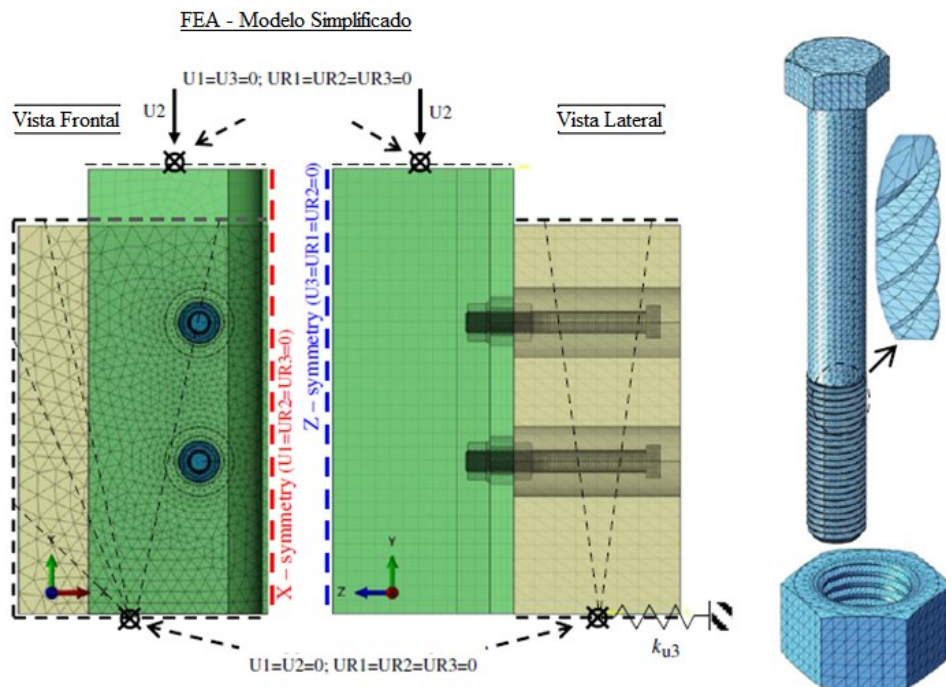


Figura 2.25 – Detalhe do modelo em elementos finitos simplificado desenvolvido por Pavlović *et al.* (2013) e detalhe do parafuso e da porca.

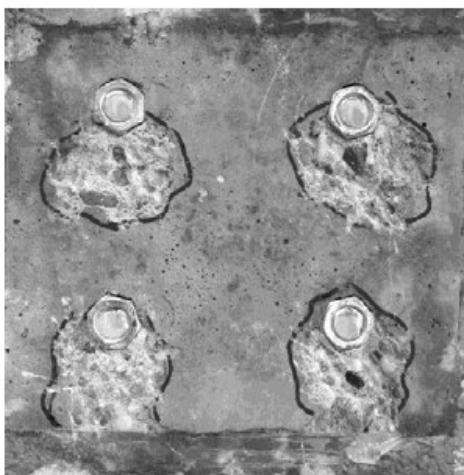


Figura 2.26 – Detalhe do esmagamento do concreto no entorno do conector de cisalhamento (Pavlović et al., 2013).

Shaheen *et al.* (2017) elaboraram um modelo 3D em elementos finitos (FE) para verificar o comportamento de uma base de pilar solicitada ao cisalhamento, com os chumbadores resistindo ao esforço horizontal e avaliando o comportamento do graute. Foram empregados elementos sólidos para modelar a conexão da base, validado pelos resultados experimentais de Gomez *et al.* (2009). A Figura 2.27 ilustra a configuração detalhada e os parâmetros que representam o modelo típico, simplificada por um plano de simetria. Foi utilizado o programa ABAQUS (Simulia, 2013). Para simular a parte rosqueada, os chumbadores foram modelados em duas partes com diâmetros diferentes: 19 mm na parte inferior embutida no concreto e 16,3 mm na parte exposta, sendo o diâmetro líquido reduzido pela rosca. Tanto a não linearidade geométrica quanto a do material foram introduzidas durante a análise e os resultados numéricos obtidos foram comparados com os experimentais.

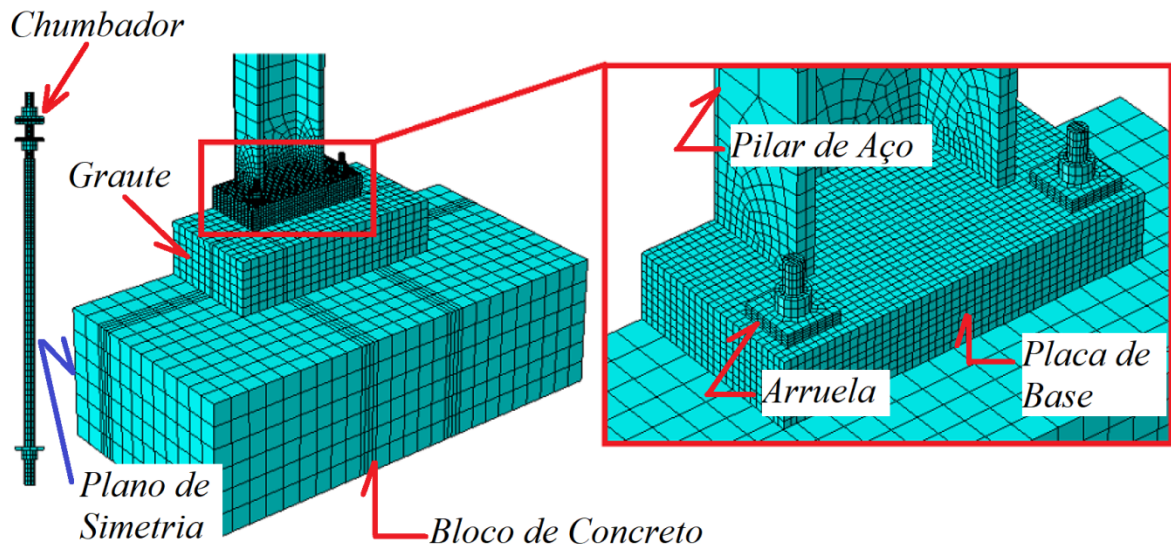


Figura 2.27 – Modelo em elementos finitos (FE) (Shaheen et al., 2017).

Os componentes da base foram: graute, base de concreto, placa base de aço, chumbadores, arruelas, porcas, placa de ancoragem do chumbador e pilar de aço, modelados utilizando elemento sólido linear de 8 nós de integração reduzida (C3D8R). Uma malha relativamente complexa e refinada foi atribuída às partes consideradas como região de concentrações de tensão, por exemplo, as partes dos chumbadores em contato com a placa base e o graute.

O contato e o *gap* entre a placa base e o graute no lado da tração resultante da carga aplicada, bem como o chumbador e o concreto, foram cuidadosamente considerados pois afetam significativamente o desempenho da conexão. Também foi decidido que uma restrição tipo *tie* (ligação rígida) poderia ser definida entre a coluna e a placa base, uma vez que a solda foi projetada para não falhar durante o teste. Da mesma forma, as superfícies entre chumbadores e porcas também foram definidas como restrições tipo *tie* (Figura 2.28). O modelo considerou o vínculo chumbador-concreto ignorado durante a análise. O vínculo entre o graute e a base foi desconsiderado desde o início da análise, por apresentar descolamento, e uma superfície de atrito foi definida.

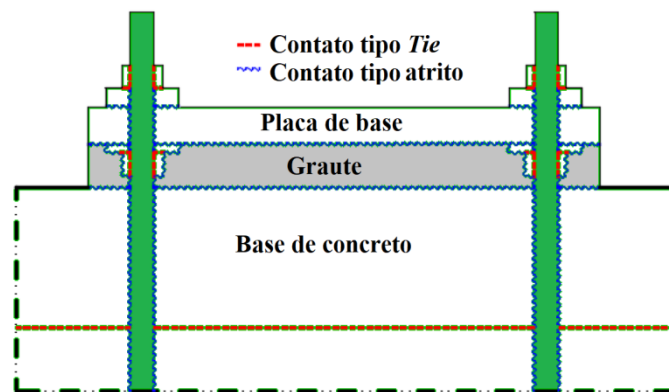


Figura 2.28 – Condições de contato entre as superfícies no modelo FE (Shaheen et al., 2017).

A Figura 2.28 demonstra as superfícies de atrito e contatos tipo *tie* definidas entre os componentes da conexão. Os elementos de contato superfície-superfície atribuídos foram: (a) entre a superfície inferior da placa base e a superfície superior do graute de concreto, (b) entre a superfície inferior do graute e do pedestal, e (c) entre o chumbador e a placa de base e as arruelas. O tipo de contato foi definido como atrito utilizando um coeficiente igual a 0,45, conforme sugerido por Gomez *et al.* (2009). Foram atribuídas condições de contorno de simetria no centro do modelo para simular o comportamento do modelo completo

Para se assemelhar ao teste experimental, o modelo em FEM foi monotonicamente carregado com o método de controle de deslocamento até 10,6% do comprimento do pilar. Dado que o comprimento da coluna era de 2.350 mm do topo da placa base, o deslocamento lateral aplicado no modelo foi de 249 mm na direção de seu eixo principal. Não foi considerada força axial durante o teste experimental e, conseqüentemente, na análise por elementos finitos.

Um material não linear obedecendo ao critério de Von Mises e o encruamento isotrópico foi usado para modelar o chumbador e a placa de base. A definição do material aço não linear no ABAQUS® requer que sejam considerados os valores do gráfico tensão-deformação verdadeiros. As propriedades aço do chumbador foram tomadas com Modulo de Young $E=203\text{GPa}$, resistência à ruptura $f_u=1010\text{MPa}$, e resistência ao escoamento $f_y=785\text{MPa}$. As arruelas, porcas, placa de ancoragem e placa de base foram modeladas com um material

elásto-plástico perfeito, módulo de elasticidade 200GPa e resistência ao escoamento de 350MPa.

A base de concreto e a fundação foram definidas como um material elástico, uma vez que uma resposta plástica não significativa foi observada no teste experimental (Gomez et al., 2009). Por outro lado, o graute foi modelado empregando a abordagem de dano plástico. As propriedades nominais do material concreto são necessárias para modelar tanto o comportamento elástico quanto o plástico na compressão e tração. Uma lei constitutiva para o concreto sob compressão foi empregada com base no método numérico verificado experimentalmente por Hsu & Hsu (1994). Esta abordagem foi utilizada para derivar a tensão e a deformação correspondente até $0,3\sigma_{cu}$ no ramo descendente da curva tensão-deformação, usando apenas o σ_{cu} como tensão resistente máxima à compressão. A Figura 2.29-a define os parâmetros utilizados: a resistência última de compressão no concreto (σ_{cu}), a deformação correspondente a σ_{cu} (ϵ_0), e a deformação máxima correspondente a $0,3\sigma_{cu}$ na parte descendente (ϵ_d). A Figura 2.29-b mostra a curva de tensão – deformação do graute à compressão para $\sigma_{cu} = 50$ MPa, onde o material classificado como parcialmente-frágil apresenta um decréscimo gradual da tensão após o instante em que a tensão aplicada atinge a resistência última, comportamento este conhecido como amolecimento (*strain-softening*).

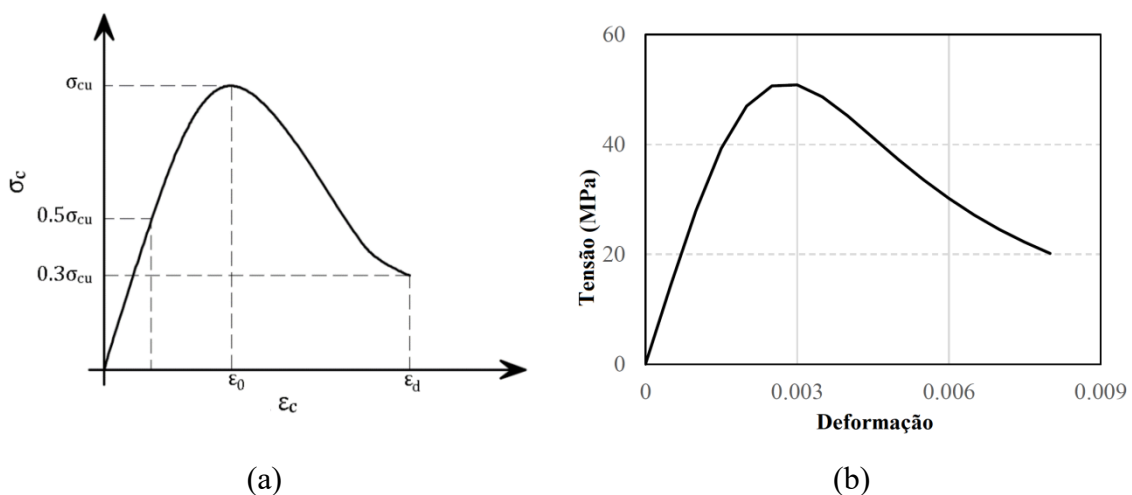


Figura 2.29 – Curva tensão-deformação para o material graute (Shaheen et al., 2017).

A curva desenvolvida usando Eq. (2.64), proposta por Hillerborg (1989), fornece a relação entre a tensão de tração do concreto (σ) e a abertura de fissura (w). A energia da fratura de

concreto (G_f) foi adotada com o valor de 80 N/m, enquanto o valor da resistência à tração de concreto (f_t) é calculado com base no EC2 (BS EN 1992-1-1:2003). A relação entre a tensão de tração e a abertura de fissura é mostrada na Figura 2.30.

$$\sigma(w) = f_t \left(1 + 0,5 \frac{f_t}{G_f} w \right)^{-3} \quad (2.64)$$

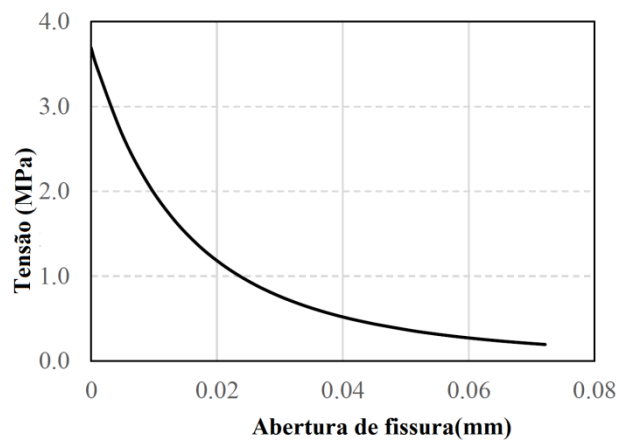


Figura 2.30 – Curva de tensão de tração – abertura de fissura para o graute.

Em certos casos, o uso de material concreto, que apresenta degradação da rigidez, leva a severas dificuldades de convergência. Uma técnica comum para superar o problema é empregar um parâmetro de viscosidade (μ). Ao utilizar pequenos valores de parâmetros de viscosidade, geralmente melhora a taxa de convergência do modelo sem alterar os resultados (Simulia, 2013). A calibração do valor mínimo adequado do parâmetro de viscosidade consistiu na redução até que não houvesse mudanças significativas nos resultados entre os dois modelos sucessivos, sendo o valor 0,001 considerado adequado. Os demais valores padrão foram utilizados para os demais parâmetros no objetivo de definir o modelo de plasticidade de dano concreto, conforme ilustrado na Tabela 2.6, na qual ε é excentricidade potencial de fluxo; σ_{b0}/σ_{c0} é a razão da tensão de escoamento à compressão equibiaxial inicial pela tensão de escoamento à compressão inicial uniaxial; K_c é a razão da segunda invariante de tensão no meridiano de tração para a do meridiano de compressão.

Tabela 2.6 – Parâmetros do modelo de dano plástico do concreto (Shaheen et al., 2017)

ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	K_c	μ
35	0.1	1.16	0.667	0.001

A comparação dos comportamentos força - deslocamento lateral entre o modelo FEM e os dados experimentais de teste realizados por Gomez *et al.* (2009) foi registrada na parte superior da coluna e é mostrada na Figura 2.31.

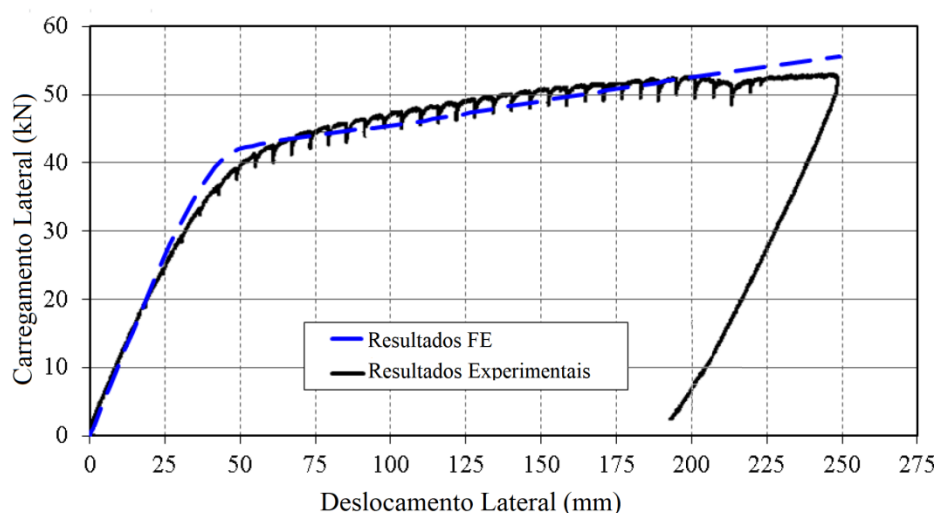
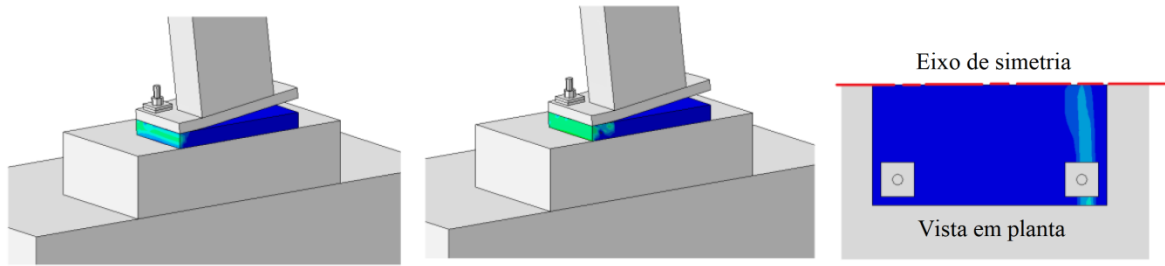


Figura 2.31 – Aferição do modelo FE com resultados experimentais (Shaheen et al., 2017)

Além disso, o comportamento local dos componentes do modelo foi comparado com o teste experimental, a fim de verificar a resposta real da base modelada. A variável de degradação de rigidez escalar (SDEG) no ABAQUS foi utilizada para comparar o dano do graute com o teste experimental. A SDEG mede a rigidez residual de um elemento e varia entre zero (material não danificado) e 1,0 (material totalmente danificado). No caso de concreto, a SDEG leva em conta os danos causados pela tração (fissuras) e compressão (esmagamento). Não há registro para o dano de graute no lado da compressão encontrado na literatura para compará-lo com os resultados do modelo FE. No entanto, a Figura 2.32 ilustra: (a) o dano do graute inicial em uma taxa de 6%, (b) o dano no final da análise e (c) a fissura de tração no estágio final. Como é mostrado na Fig.12, o fenômeno de *spalling* (descolamento) do graute foi observado no modelo coerente com o descrito na literatura.



(a) dano inicial no graute

(b) dano final no graute

(c) fissura no graute

Figura 2.32 – Progressão do dano no graute (Shaheen et al., 2017).

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 Características geométricas e dos materiais utilizados

3.1.1 Aspectos gerais

Os protótipos ensaiados foram idealizados com base no modelo de ensaio para conectores de cisalhamento proposto no Anexo B do EN 1994-1-1:2004 (ensaio de “*push-out*”), impondo somente a ação do cisalhamento no chumbador e evitando ações axiais na ligação. A montagem, incluindo moldagem do concreto e do graute, ensaios dos protótipos e caracterização dos materiais utilizados foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, LAEES. Na Figura 3.1 é mostrada a montagem do ensaio *push-out* típico, segundo a EN 1994-1-1:2004, utilizando os conectores pino com cabeça e trechos de laje de concreto nas laterais da montagem. A simetria do modelo pode ser justificada pela conveniência na montagem, onde associa-se o equilíbrio do carregamento centralizado, evitando efeitos de excentricidade, à resposta de dois modelos no mesmo procedimento.

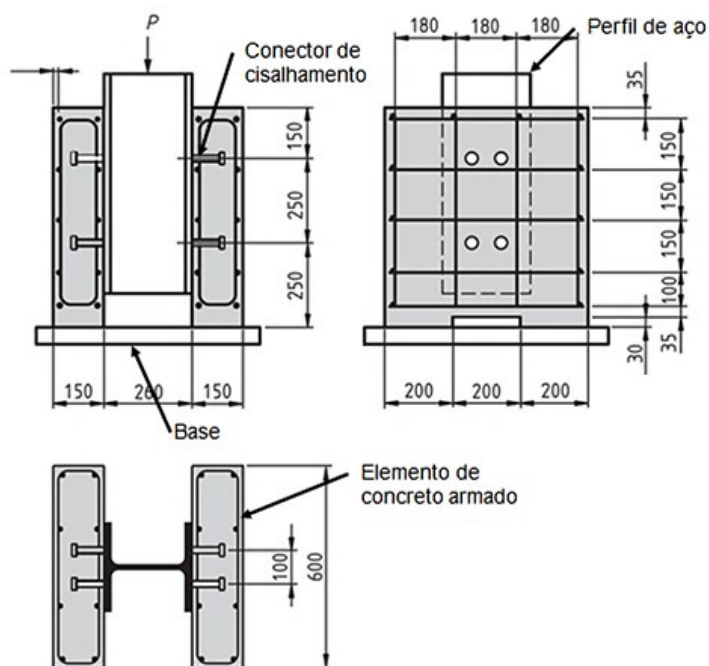


Figura 3.1– Modelo apresentado no Anexo B do EC4 (BS EN 1994-1-1:2004) para ensaio de conectores de cisalhamento.

Com o objetivo de compreender melhor a flexão do chumbador ao longo do suposto comprimento destravado (arruela, placa de base e graute), oriunda da força transversal aplicada, foi proposta uma montagem adaptada mostrada na Figura 3.2, composta por: um perfil laminado tipo HP, cujas mesas devidamente furadas simulam a placa de base solicitando transversalmente o chumbador; chumbadores em barra redonda rosqueada; arruelas quadradas em aço, soldadas nas mesas do perfil após aferição geométrica; blocos em concreto armado; camada de graute, onde dois materiais de propriedade mecânicas diferentes foram aplicados: argamassa de base cimentícia e de base de resina epóxi.

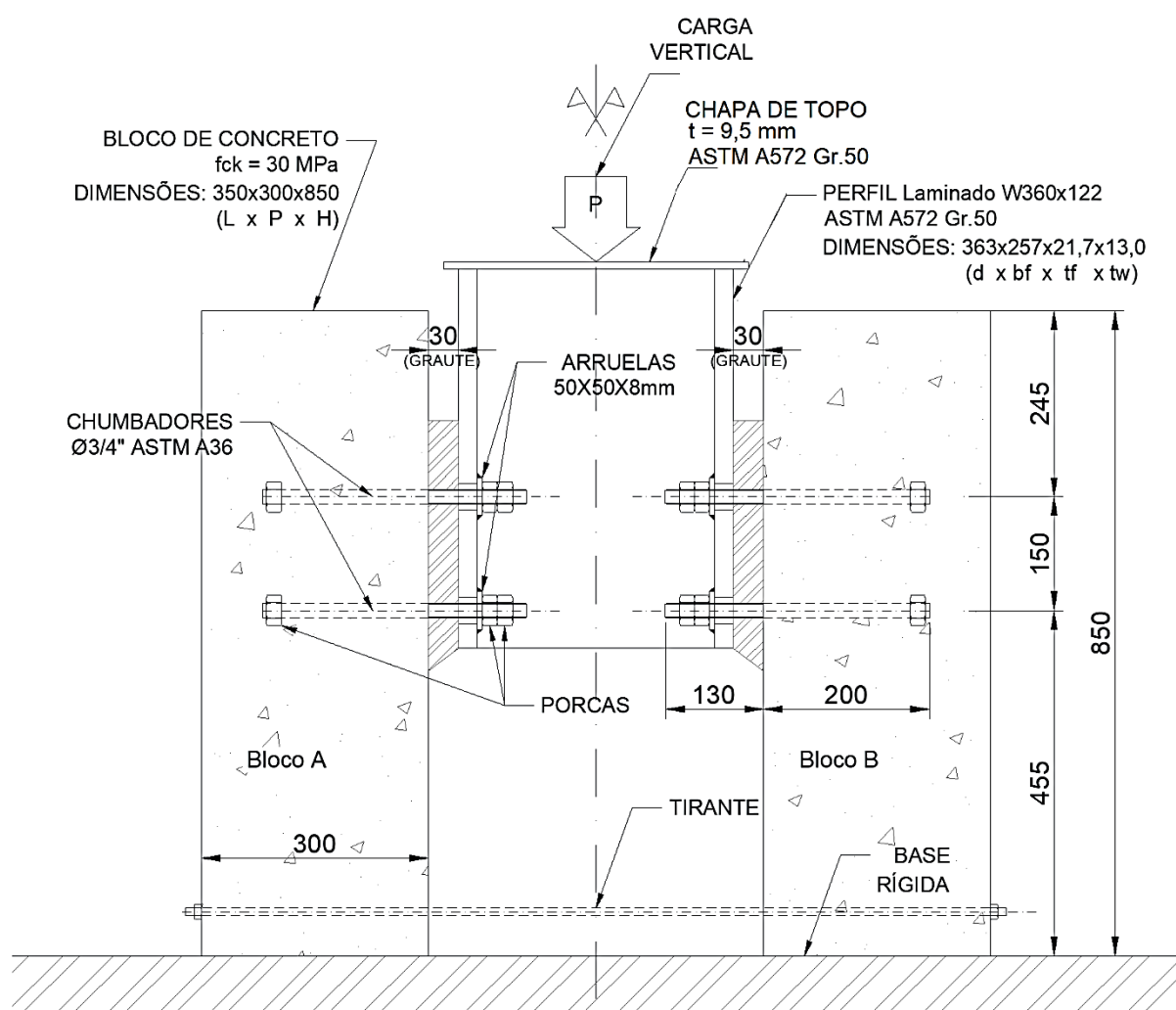


Figura 3.2 (a) – Esquema construtivo dos protótipos experimentais: vista frontal [mm].

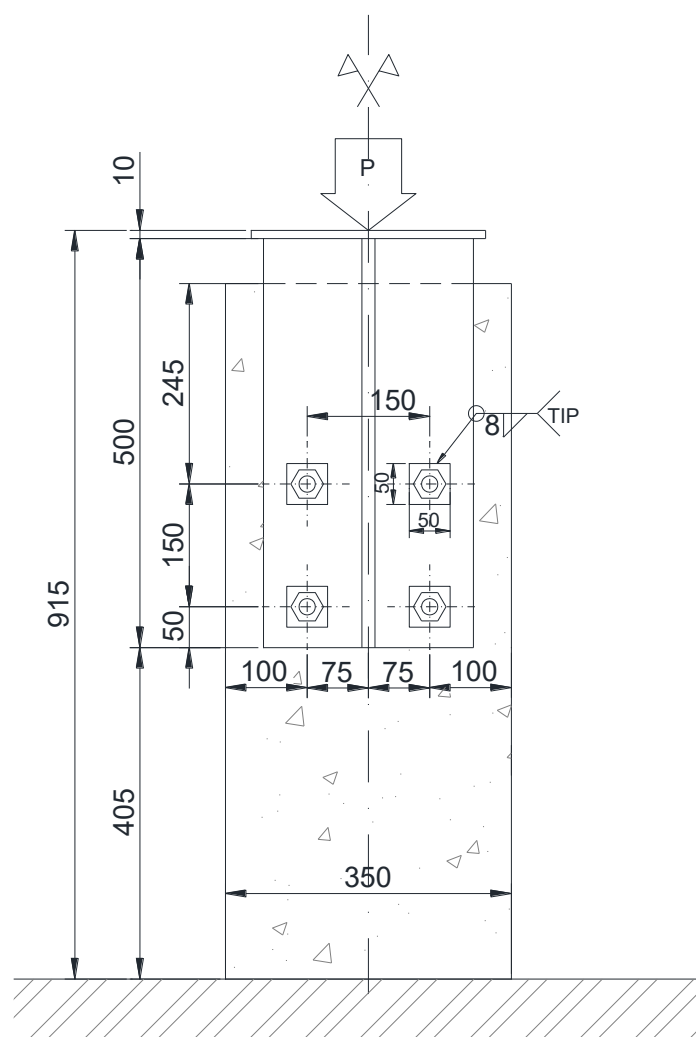


Figura 3.2 (b) – Esquema construtivo dos protótipos experimentais: corte pelo eixo de simetria [mm].

Foram construídos 4 protótipos, agrupados em 2 pares diferenciados pelo tipo de graute, a fim de avaliar a interferência das propriedades mecânicas do graute no comportamento do chumbador solicitado à força transversal. Os 2 tipos de materiais testados são de origem industrializada, fornecidos pelo fabricante *MC-Bauchemie* (MC-Bauchemie, 2017): (i) graute de base cimentícia Emcekrete 40 (Modelos 1 e 3); (ii) graute de base epóxi Emcekrete EP (Modelos 2 e 4).

Os materiais do concreto do bloco e dos grautes utilizados nos protótipos foram devidamente caracterizados através de ensaios de compressão. Para todos os modelos foram mantidas as mesmas características geométricas, construtivas e de monitoramento durante o procedimento

de carregamento. Descreve-se nos subitens a seguir os elementos que compõem cada modelo ensaiado segundo aferição geométrica e propriedades mecânicas obtidas.

3.1.2 Perfil de aço

Foi utilizado um perfil “I” laminado W360x122,0 (W14x82,0 padrão AISC), em aço ASTM A572 Gr.50 ($f_y \geq 350$ MPa), cujas dimensões padronizadas são: $h = 363$ mm; $b_f = 257$ mm; $t_w = 13,0$ mm; $t_f = 21,7$ mm. As mesas de espessura 21,7 mm simulam a rigidez de uma placa de base típica. Os furos nas mesas para os chumbadores foram executados com diâmetro de 33 mm (1 5/16”), conforme Tabela 2.2 (Fisher & Kloiber, 2006).

No topo do perfil foi soldada uma chapa de 9,5 mm (ASTM A36) para posicionamento do atuador da MTS. Não foram realizados ensaios de caracterização do material do perfil e da chapa de topo, pois a rigidez resultante não tem influência direta no comportamento do ensaio. Para modelos numéricos, descritos na seção seguinte, foram adotadas características segundo a especificação normativa do aço ASTM A572 Gr.50.

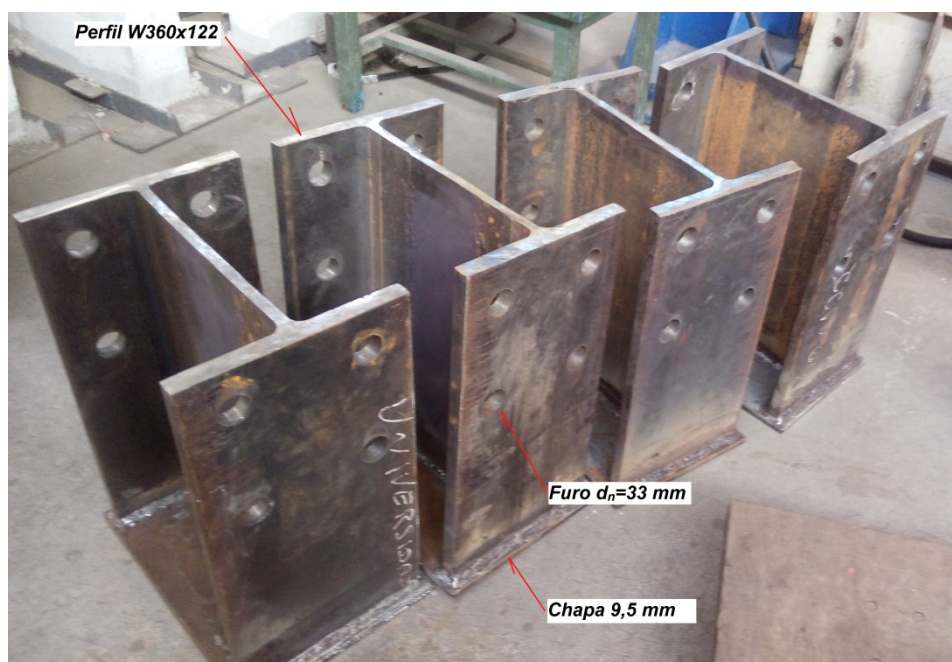


Figura 3.3 – Perfis W360x122 preparados para a montagem do protótipo.

3.1.3 Chumbadores

Em cada protótipo foram instalados 8 chumbadores de diâmetro nominal 3/4" (19 mm), em aço ASTM A36, com resistências ao escoamento $f_y = 326$ MPa e à ruptura $f_u = 441$ MPa, conforme certificado do fabricante (Figura 3.4), dispostos em 2 grupos simétricos de 4 unidades, espaçados entre si em 150 mm, na vertical e na horizontal, com comprimento total de 330 mm, sendo 200 mm são embutidos no concreto. A Figura 3.5 mostra o posicionamento dos chumbadores na forma antes da concretagem.

GERDAU
 BR-ML-BARAO DE COCAIS-BCOC
 AV.GETULIO VARGAS, 1555
 BARAO DE COCAIS, Minas Gerais - CEP 35970-000
 Brasil

CERTIFICADO DE QUALIDADE


CLIENTE		QUALIDADE		ESPECIFICAÇÕES - NORMA/REVISÃO																	
FUTURA FERRO E AÇO		ASTM A36 / NBR7007 MR250		BARRA REDONDA																	
NOTA FISCAL	PEDIDO DO CLIENTE	ORDEM DE VENDA																			
0000269091	J0339/14	1205086																			
BITOLA	LOTE	QTD/UN	C	Mn	SI	S	P	Cu	Cr	LE	LR	Alng									
3/4	4665695502	1,024	0,16	0,65	0,20	0,010	0,031	0,01	0,02	326	441	27,50									
		T																			
CODIGO PROPRIEDADES MECANICAS LE - Limite de Escoamento MPa LR - Limite de Resistência MPa Alng - Alongamento										OBSERVAÇÕES										RESPONSÁVEL PELA QUALIDADE  LEONARDO RADICCHI SOARES CUNHA CREA RESO/D	

Figura 3.4 – Certificado de qualidade do chumbador emitido pelo fabricante Gerdau, cedido pela Codeme Engenharia S/A.

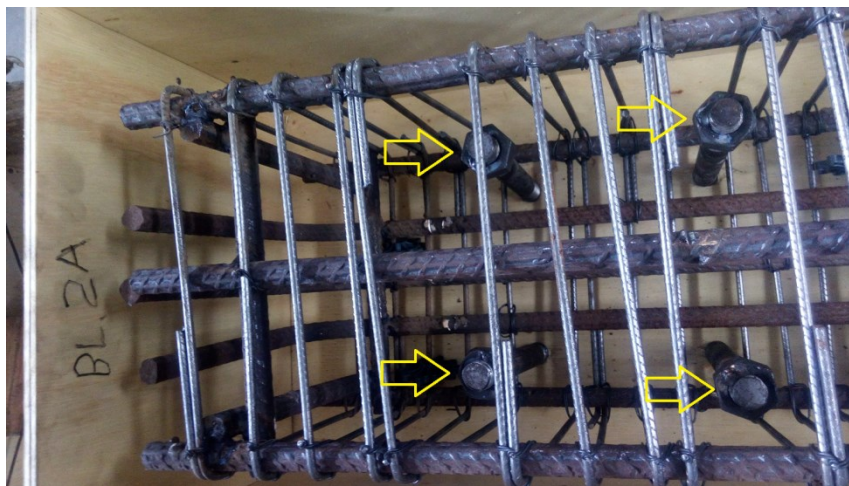


Figura 3.5 – Posicionamento dos chumbadores na forma antes da concretagem do bloco.

A fim de calcular a carga final de ruptura do ensaio, foi determinada a resistência dos chumbadores segundo o ACI 318 (2011), ao cisalhamento simples:

$$V_{Rd} = 0,6A_n f_u \quad (3.1)$$

$$A_n = 0,75 \frac{19^2 \pi}{4} = 0,75 \times 283 \text{ mm}^2 = 212 \text{ mm}^2 \quad (3.2)$$

$$f_u = 400 \text{ MPa (ASTM A36)} \quad (3.3)$$

$$V_{Rd} = 0,6 \times 212 \times 400 / 1000 = 51 \text{ kN} \quad (3.4)$$

Como a resistência nominal de cada chumbador ao cisalhamento é de 51 kN, a ação total estimada no conjunto de chumbadores, com uma margem de segurança de operação prevista de 50% deverá ser aproximadamente:

$$V_{Sd} = 4 \cdot 51 \cdot 1,5 = 306 \text{ kN} \quad (3.5)$$

em cada lado do protótipo.

3.1.4 Porcas

Foram instaladas durante o ensaio um conjunto de 3 porcas por chumbador, posicionadas do seguinte modo: uma porca na extremidade embutida no bloco com a função de ancoragem no concreto (Figura 3.5), e duas na extremidade exposta sobre as mesas. A porca inferior à placa de base, usualmente adotada como porca de montagem ou de nivelamento não foi adotada nessa montagem, uma vez que a base foi montada e grauteada girada, dispensando assim sua função construtiva. O material adquirido atende à especificação técnica padrão para *Porca Sextavada Pesada 2H ASTM A 19*, com dimensões detalhadas na Tabela 3.1 e na Figura 3.6, cujas especificações são: material aço médio carbono 2H, acabamento enegrecido têmpera, dimensões ANSI/ASME B 18.2.2 e rosca ANSI/ASME B 1.1. As dimensões das porcas utilizadas no ensaio foram aferidas e atenderam às prescrições geométricas.

Tabela 3.1 –Tabela de dimensões da porca.

BITOLA	CHAVE	Rosca UNC		ALTURA	
		Fios	Código	Mínima	Máxima
3/4"	1.1/4"	10	104.#.12.01	18,04	19,25

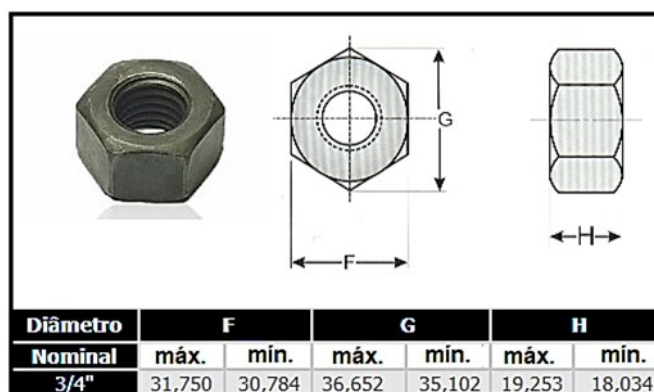


Figura 3.6 – Dimensões externas da porca padrão

3.1.5 Arruelas

As arruelas foram fabricadas com chapas quadradas de dimensões 50 mm x 50 mm e espessura 8,0 mm, em aço A572 Gr.50 ($f_y \geq 350$ MPa), com o furo padrão de 21 mm, conforme Tabela 2.2 (Fisher & Kloiber, 2006). As arruelas foram devidamente soldadas na

mesa do perfil com solda de filete, eletrodo AWS E70XX, perna mínima 6 mm. A Figura 3.7 mostra as arruelas posicionadas e ponteadas na mesa do perfil antes da execução da solda.



Figura 3.7 – Arruelas posicionadas antes da execução da solda.

3.1.6 Blocos de concreto

Devido à característica do modelo ser simétrica e bilateral, foram executados para cada modelo 2 blocos em concreto armado com as dimensões externas de 350 mm de largura, 300 mm de profundidade e 850 mm de altura, determinadas segundo os espaçamentos de borda e entre chumbadores mínimos requeridos segundo BS EN 1994-1-1:2004, totalizando 8 blocos. O detalhamento dos blocos segundo seu dimensionamento, descrição das especificações dos materiais e etapas executivas estão informados no Anexo A.

3.1.7 *Camada de graute*

Como já exposto, a única diferenciação entre os modelos ensaiados foi o material utilizado na camada de graute, entre o perfil de aço e o bloco de concreto, envolvendo os chumbadores ao longo do comprimento destravado. A camada foi executada na espessura de 30 mm, alternadamente com os materiais de base cimentícia (testes 1 e 3) e epóxi (testes 2 e 4).

As propriedades e características desses materiais informadas pelo fabricante foram aferidas experimentalmente. A consideração de dois diferentes materiais nos experimentos surgiu da necessidade de se verificar o quanto as propriedades mecânicas do material podem influenciar no comportamento da base solicitada à força de cisalhamento, com os chumbadores resistindo à esta solicitação.

Os dois materiais, além de serem distintos pelas propriedades mecânicas (resistência e rigidez), também são bastante diferentes quanto a suas composições químicas e propriedades reagentes. Segundo o fabricante (MC-Bauchemie, 2017), quando os componentes ativos do graute cimentício entram em contato com a água, inicia-se o processo de hidratação e formação de subprodutos, ligados diretamente com o desempenho, cujo pico ocorre aos 28 dias em média. Já a família de materiais poliméricos termo-endurecedores, que constituem a base do graute epóxi, não dá origem a subprodutos de reação durante sua cura (ligações cruzadas), o que leva a uma reação total em 7 dias, chegando a altos valores de resistência a partir de 24 horas do início da reação. A Figura 3.8 e a Figura 3.9 mostram, respectivamente, as referências técnicas informadas pelo fabricante para os grautes Emckrete 40 (cimentício de média resistência) e Emckrete EP (Epóxi de alta resistência e cura rápida).

Emckrete 40

Graute não retrátil de alto desempenho



Propriedades	
<ul style="list-style-type: none"> Bom fluxo com baixo teor de água Excelentes resistências iniciais e finais Excelente aderência Contém matérias primas selecionadas que garantem um alto desempenho Pronto para utilização, basta a adição de água Permite o trabalho em áreas de difícil acesso Baixa permeabilidade 	
Áreas de aplicação	
<ul style="list-style-type: none"> Grauteamento de painéis, vigas e elementos pré-fabricados Grauteamento em áreas de difícil acesso Reparos de defeitos em estruturas de concreto 	
Aplicação	
<p>Preparação da superfície O substrato deve estar limpo e livre de partículas soltas, poeira, óleos, nata de cimento e outros agentes contaminantes. O substrato deve estar rugoso para a aplicação.</p> <p>Recomendamos que o substrato seja umedecido até estar saturado, porém durante a aplicação todo o excesso de água deve ser removido.</p> <p>Mistura Emckrete 40 é monocomponente e deve ser misturado apenas com água. O pó deve ser adicionado à água e misturado até a obtenção de uma argamassa homogênea. O produto deve ser misturado em função da fluidez desejada.</p> <p>Recomenda-se o uso de misturadores mecânicos de baixa rotação. O produto deve ser misturado por 5 minutos.</p> <p>Proporção de mistura Para 1 saco de 25 kg de Emckrete 40 são necessários 2,75 litros de água, dependendo da consistência.</p> <p>Para volumes maiores de preenchimento, pode-se adicionar até 30 % de pedrisco lavado, em peso.</p>	<p>Aplicação O misturador deve ser colocado o mais próximo possível do local da aplicação.</p> <p>A estanqueidade das formas é fundamental para permitir o fácil escoamento e o preenchimento contínuo dos espaços a serem grauteados.</p> <p>Condições de aplicação O tempo de trabalhabilidade do Emckrete 40 depende das condições climáticas. Temperaturas altas diminuem o tempo de trabalhabilidade do produto enquanto as baixas o aumentam.</p> <p>Durante a aplicação, a temperatura do substrato e do meio ambiente deve estar entre 5 °C e 35 °C.</p> <p>Cura Deve-se prevenir a rápida secagem do Emckrete 40 protegendo-o da incidência direta de sol e vento através de meios adequados.</p> <p>Recomendamos que a cura seja feita com panos molhados, lonas plásticas ou agentes de cura.</p>

Dados Técnicos — Emckrete 40			
Característica	Unidade	Valor	Observações
Maior tamanho de grão	mm	2	
Densidade (argamassa fresca)	g/cm ³	2,30	NBR 13278:2005
Consumo	kg/m ³	2.000	
Resistência à compressão (teor de água 12%) NBR 13279:2005	MPa	≥40,0	1 dia
	MPa	≥60,0	7 dias
	MPa	≥70,0	28 dias
Tempo de trabalhabilidade	minutos	30	20 °C e 50 % de umidade relativa
Espessura	mm	100	máxima total
Proporção de mistura	partes em	100	Emckrete 40
	peso	11	água
Condições de aplicação	°C	≥ 5; ≤ 35	temperatura do ar, material e substrato

Características — Emckrete 40	
Tipo de produto	Graute
Estado	Pó
Cor	Cinza
Embalagem	Saco de 25 kg
Armazenagem	Armazenar em local seco, coberto, arejado e com temperatura inferior a 20 °C
Validade	12 meses a partir da data de fabricação armazenada nas embalagens fechadas
Descarte	Para a preservação do meio ambiente, favor esvaziar completamente as embalagens

Figura 3.8 – Informação técnica do graute cimentício Emckrete 40 (MC-Bauchemie, 2017).

Emckrete EP

Graute epóxi de alto desempenho



Propriedades	
<ul style="list-style-type: none"> Bom fluxo Excelentes resistências iniciais e finais Excelente aderência Contém matérias primas selecionadas que garantem um alto desempenho Tri-componente Permite a execução de instalações e reparos rápidos de base de máquinas e equipamentos sujeitos a cargas cíclicas Permite o trabalho em áreas de difícil acesso Impermeável 	
Áreas de aplicação	
<ul style="list-style-type: none"> Fixação de placas de base de máquinas, turbinas, compressores e equipamentos Fixação de trilhos, monovias e pontes rolantes Ancoragem de tirantes e chumbadores Grauteamento de painéis, vigas e elementos pré-fabricados Grauteamento em áreas de difícil acesso Reparos de defeitos em estruturas de concreto Serviços que exigem elevada precisão e altas resistências 	
Aplicação	
<p>Preparação da superfície O substrato deve estar limpo e livre de partículas soltas, poeira, óleos, nata de cimento e outros agentes contaminantes. O substrato deve estar rugoso para a aplicação.</p> <p>Recomendamos que o substrato esteja seco durante a aplicação.</p> <p>Mistura Emckrete EP possui 3 componentes fornecidos pré-dosados. Devem ser misturados a base e o catalisador antes da adição do pó. O produto deve ser misturado até a obtenção de uma argamassa homogênea.</p> <p>Recomenda-se o uso de misturadores mecânicos de baixa rotação. Misturar lentamente para evitar a incorporação de ar.</p>	<p>Aplicação O misturador deve ser colocado o mais próximo possível do local da aplicação.</p> <p>A estanqueidade das formas é fundamental para permitir o fácil escoamento e o preenchimento contínuo dos espaços a serem grauteados.</p> <p>Emckrete EP é fornecido pré-dosado e não se recomenda a adição de nenhuma carga mineral, já que poderá alterar as características do produto.</p> <p>Condições de aplicação O tempo de trabalhabilidade do Emckrete EP depende das condições climáticas.</p> <p>Temperaturas altas diminuem o tempo de trabalhabilidade do produto enquanto as baixas o aumentam.</p> <p>Durante a aplicação, a temperatura do substrato e do meio ambiente deve estar entre 5 °C e 35 °C.</p>

Dados Técnicos — Emckrete EP			
Característica	Unidade	Valor	Observações
Maior tamanho de grão	mm	2	
Densidade (argamassa fresca)	g/cm ³	2,10	NBR 13278:2005
Consumo	kg/m ³	2.100	
Resistência à compressão NBR 13749/13	MPa	≥80,0	1 dia
	MPa	≥100,0	7 dias
	MPa	≥110,00	28 dias
Tempo de trabalhabilidade	minutos	60	20 °C e 50 % de umidade relativa
Espessura	mm	10 – 100	
Condições de aplicação	°C	≥ 5; ≤ 35	temperatura do ar, material e substrato
	%	≤ 85	umidade relativa
	%	< 6	umidade do substrato
	K	3	acima do ponto de orvalho

Características — Emckrete EP	
Tipo de produto	Graute epóxi
Estado	Pó + líquido
Cor	Cinza
Armazenagem	Armazenar em local seco, coberto, arejado e com temperatura inferior a 20 °C
Validade	12 meses a partir da data de fabricação armazenada nas embalagens fechadas
Embalagem	Comp. A - Galão de 3,10 kg Comp. B - Galão de 1,30 kg Comp. C - Saco de 20,60 kg
Descarte	Para a preservação do meio ambiente, favor esvaziar completamente as embalagens

Nota: As informações contidas nesta ficha técnica estão baseadas em nossa experiência e no melhor do nosso conhecimento, porém devem ser ajustadas a cada projeto, aplicação e principalmente às condições locais. Nossos dados se referem a práticas aceitas na engenharia que devem ser consideradas durante a aplicação. Não nos responsabilizamos por aplicações erradas. Recomendações verticais diferentes das contidas aqui, não são válidas sem a confirmação por escrito da MC-Bauchemie.

Edição: 07/2017. Esta ficha técnica substitui a anterior. Caso seja necessária atualização, uma nova edição pode ser impressa em substituição a esta.

www.mc-bauchemie.com.br

www.mc-bauchemie.com.br

Figura 3.9 – Informação técnica do graute de base epóxi Emckrete EP (MC-Bauchemie, 2017).

Entretanto, a principal diferença destas tecnologias, além do tempo e do tipo de reação química, é a proporcionalidade entre as resistências características finais f_{ck} e os módulos de elasticidade E_c , como pode ser verificada na Tabela 3.2. Pode-se observar que o material com base de epóxi é mais flexível do que o de base cimentícia, o que pode permitir uma maior deformabilidade do sistema ao qual está integrado sem comprometer sua resistência mecânica e degradação.

Tabela 3.2 – Propriedades dos Grautes

	Emckrete 40	Emckrete EP
Fabricante	MC-Bauchemie	MC-Bauchemie
Densidade γ	2,35 kg/L	2,12 kg/L
Resistência à compressão f_{ck}	50 MPa*(4 dias)	100 MPa*(12 dias)
Módulo de Elasticidade E_c	43 GPa*	25 GPa*
Composição da mistura	2,75 L Água 25 kg Mistura seca (Traço 11:100)	3,10 kg Componente A (resina) 1,30 kg Componente B (endurecedor) 20,60 kg Componente C (agregado fino)

* Valores médios obtidos experimentalmente. Demais dados informados conforme especificação do fabricante.

Um procedimento prévio de mistura e teste dos dois materiais foi realizado a fim de que houvesse controle sobre o processo de manuseio dos produtos e fossem evitadas interferências nos resultados em função de erros do processo de fabricação. Os dois materiais foram fornecidos em embalagens lacradas pelo fabricante, ambos dentro das respectivas datas de validade. O procedimento de mistura e preparo do graute cimentício é bastante convencional, ou seja, consiste apenas na adição de água à mistura na betoneira previamente umedecida. A mistura já é a composição de cimento e agregado fino, pronta para manuseio e aplicação, devendo ser respeitada a taxa de água recomendada pelo fabricante.

Já o preparo da mistura epóxi exige mais de controle devido à natureza dos componentes (resinas químicas e agregado fino). A mistura apresenta menor fluidez se comparada com o cimentício à base de água, por isso o preparo do produto requer ao menos 2 misturadores com hélice simultâneos, para garantir a homogeneização dos componentes. Não é permitido, segundo recomendações do fabricante, realizar o preparo em betoneiras ou argamassadeiras convencionais, além de não ser recomendado fracionar os componentes da mistura, devendo-se utilizar os produtos do kit integralmente. A Figura 3.10 mostra o procedimento de mistura

do graute epóxi, onde 2 hélices foram utilizadas para obter a mistura homogênea conforme recomendação do fabricante.

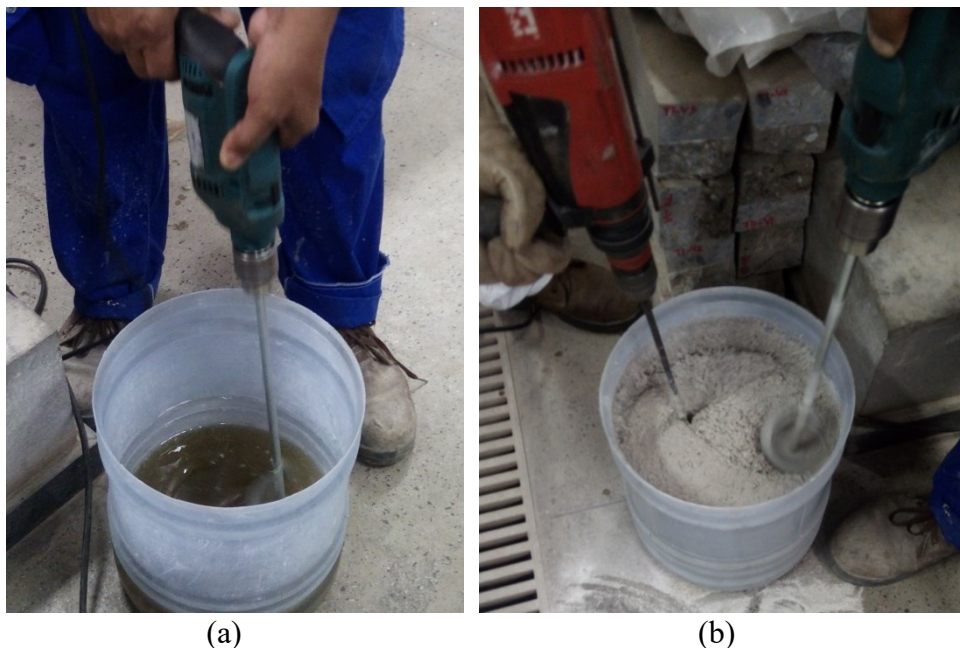


Figura 3.10 – Preparo do graute em 2 etapas: mistura dos bicomponentes (resina e endurecedor) (a) e adição e mistura do agregado fino (b).

Os corpos de prova dos grautes, tanto no procedimento preliminar quanto na execução final dos grautes aplicados aos protótipos, foram CP's cilíndricos 50x100 mm, ensaiados à compressão simples e na determinação do módulo de elasticidade.

A fim de testar a trabalhabilidade dos materiais, ou seja, a capacidade de preenchimento do espaço entre o concreto e a chapa de aço, envolvendo os chumbadores sem deixar vazios no entorno dos mesmos e nas arestas embutidas na forma, foi testado um protótipo para simulação do procedimento de grauteamento. Trata-se de uma forma de madeira perfurada com 4 parafusos envolvidos em tubo pvc, de maneira que o espaço preenchido tenha 30 mm, o mesmo previsto no modelo experimental completo. Também foi previsto neste protótipo um revestimento plástico a fim de reduzir ou anular o contato entre o graute e o aço do perfil, para que um eventual atrito entre os dois materiais não contribuísse no experimento. A Figura 3.11 mostra a execução deste protótipo, no momento da introdução do material e na desforma, onde foi possível observar o espaço preenchido pelo material, em ambas as situações,

garantindo a propriedade auto-adensante e também a não aderência com o revestimento plástico.

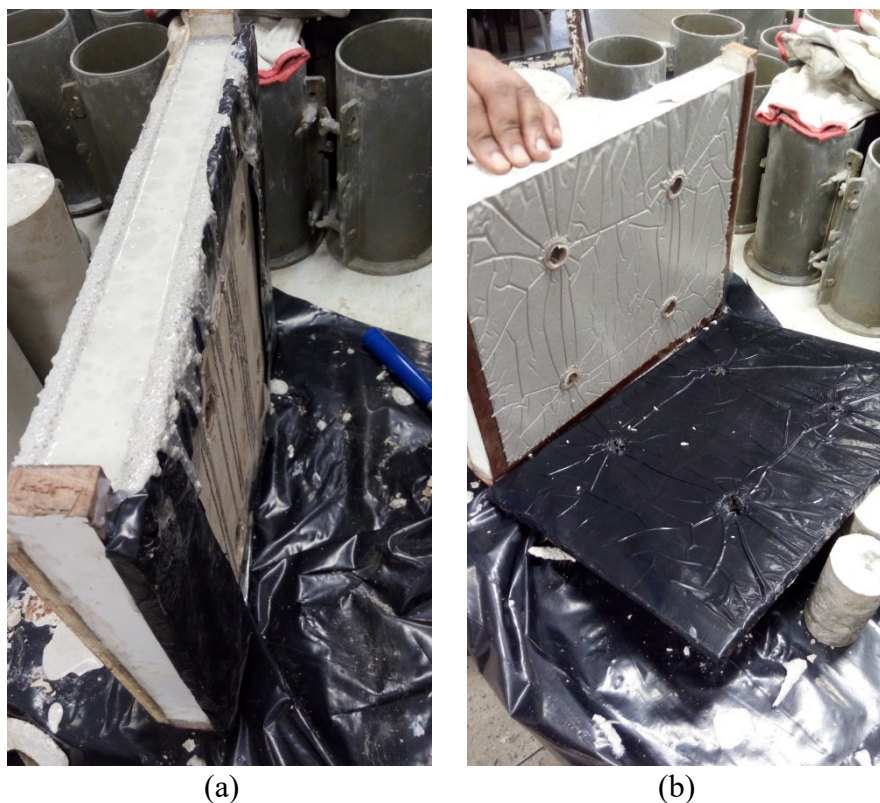


Figura 3.11 – Forma teste para simulação do graute: antes (a) e depois da desforma (b).

A Figura 3.12 mostra o procedimento de ensaio à compressão dos CP's dos grautes cimentício e epóxi, onde os planos de ruptura dos dois materiais foram bem evidenciados de forma distinta.

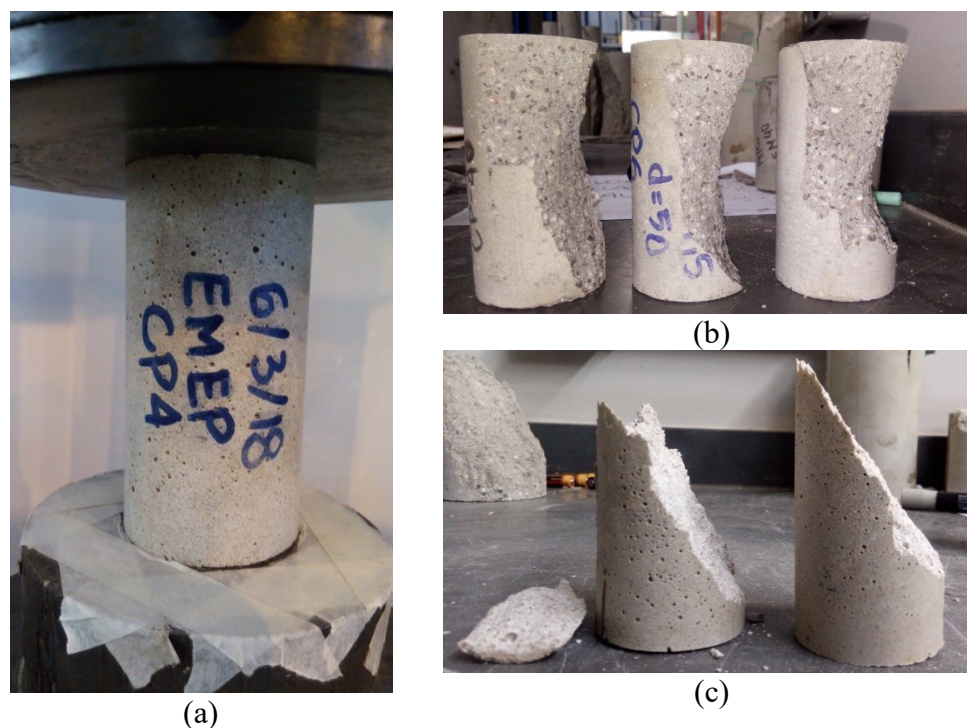


Figura 3.12 – Ensaio dos CP's extraídos dos grautes: posicionamento do CP 50x100 mm na prensa (a); plano de ruptura dos CP's em graute cimentício (b) e graute epóxi (c).

A Tabela 3.3 apresenta os resultados dos ensaios à compressão centrada, realizados nos CP's dos grautes Emckrete 40 (cimentício) e Emckrete EP (epóxi), onde foram determinados a resistência característica à compressão f_{ck} e o módulo de elasticidade característico E_k . A fim de manter a resistência característica do graute cimentício em torno de 45 MPa, que corresponde a 1,5 vez a resistência característica do concreto, suas propriedades foram determinadas aos 4 dias de cura, da mesma forma que os ensaios dos protótipos também foram realizados neste período após a moldagem do graute. Nesta tabela, f_{cj} é a resistência obtida para o corpo de prova, f_{cm} é a resistência média do conjunto testado, σ é o desvio padrão e f_{ck} a resistência característica, todas as grandezas em MPa.

Tabela 3.3 – Resultados experimentais das resistências características à compressão e dos módulos de elasticidade dos grautes Emckrete 40 (cimentício) e Emckrete EP (epóxi).

ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO							
Material	Data Moldag.	Nome CP	Data Ensaio	f _{cj} (MPa)	f _{cm} (MPa)	σ	f _{ck} =f _{cm} -σ (MPa)
<i>Emckrete 40</i>	07/06/2018	CP-01	11/06/2018	47,43	47,04	1,089	45,95
		CP-02		48,05			
		CP-03		46,19			
		CP-04		45,68			
		CP-05		48,40			
		CP-06		46,46			
<i>Emckrete EP</i>	29/06/2018	CP-01	09/07/2018	99,52	100,05	2,841	97,21
		CP-02		100,34			
		CP-03		103,45			
		CP-04		101,78			
		CP-05		95,01			
		CP-06		100,22			
<i>Emckrete EP</i>	29/08/2018	CP-01	10/09/2018	100,22	99,03	1,701	97,33
		CP-02		101,23			
		CP-03		97,39			
		CP-04		96,72			
		CP-05		99,41			
		CP-06		99,21			
ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE							
Material	Data Moldag.	Nome CP	Data Ensaio	E (GPa)	E _m (GPa)	σ	E _k =E _m -σ (GPa)
<i>Emckrete 40</i>		CP-01	24/09/2018	42,780	43,18	3,416	39,76
		CP-02		47,350			
		CP-03		43,570			
		CP-04		39,020			
<i>Emckrete EP</i>		CP-01	02/10/2018	24,617	25,56	0,723	24,84
		CP-02		25,494			
		CP-03		25,792			
		CP-04		26,347			

A Figura 3.13 mostra a montagem para procedimento experimental para a determinação do módulo de elasticidade, onde são medidos respectivamente a força aplicada *versus* o encurtamento do CP. O procedimento de carregamento cíclico a 30% da carga de ruptura prevista (30 MPa) e posteriormente o carregamento até a ruptura está ilustrado graficamente na Figura 3.14.

A fim de caracterizar o graute epóxi ao longo do carregamento segundo o comportamento elástico e plástico, foram sobrepostas as curvas de carregamento de 10 CP's e, a partir da curva média, foram determinados os limites do regime elástico, resistência à compressão e de ruptura foram determinados.

Esses limites foram determinados tomando como base os valores de referência no regime inelástico apresentados na Tabela 3.1 do Eurocode (EN1992-1-1:2004), reproduzida no Anexo B, e o modelo apresentado por Pavlović *et al.* (2013), onde propuseram uma extensão dessa formulação para $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu1}$, em um trecho inelástico linearizado. Este estudo desenvolvido para o concreto foi adaptado para a análise do graute epóxi, pois não foi encontrado da literatura modelo de comportamento mecânico de referência para este material.

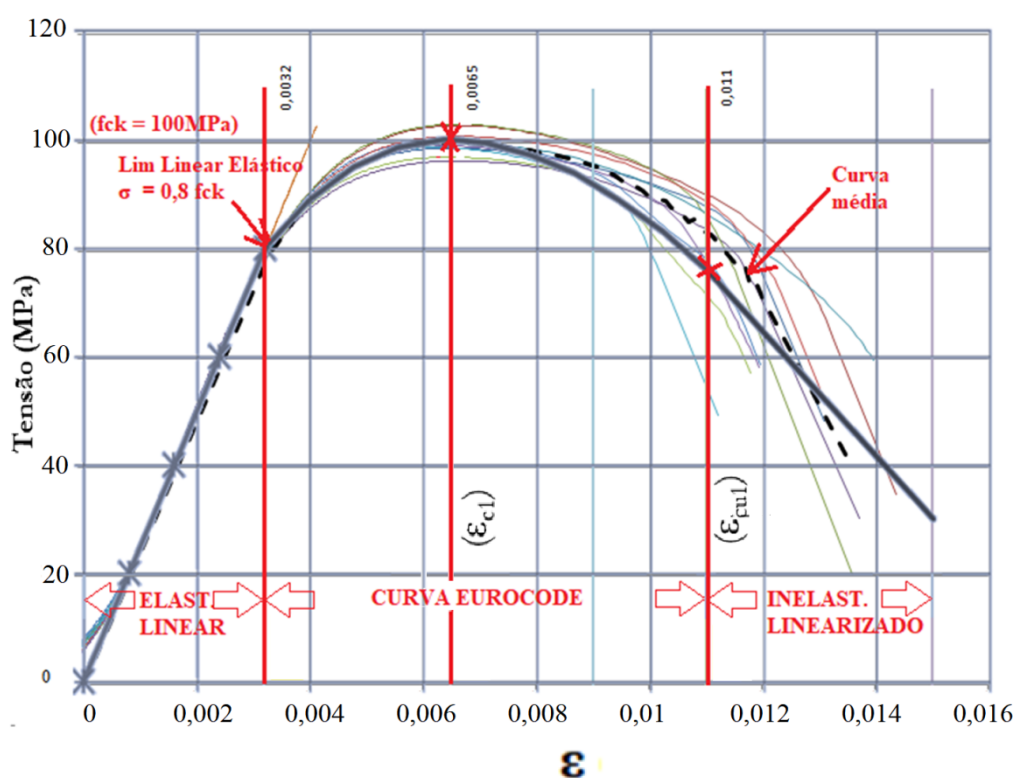


Figura 3.15 – Gráfico tensão x deformação para o graute epóxi.

Analisando o gráfico da Figura 3.15, pela sobreposição dos parâmetros de referência do EUROCODE e da curva média de tensão-deformação, foram determinados os seguintes valores para as propriedades do graute Emckrete EP:

- limite do regime elástico: $\sigma = 80$ MPa e $\varepsilon_c = 0,0032$;
- resistência à compressão: $\sigma_{cl} = 100$ MPa e $\varepsilon_{cl} = 0,0065$;
- tensão de ruptura $\sigma_{cul} = 83,5$ MPa e $\varepsilon_{cul} = 0,011$.

Esses parâmetros serão utilizados para caracterizar o graute na calibração do modelo numérico em elementos finitos.

3.2 Montagem dos modelos: procedimentos e controles

A sequência de montagem dos elementos que compõem cada protótipo foi fundamental no controle da precisão geométrica do conjunto. Como já descrito até aqui, as partes que compõem o protótipo foram fabricadas individualmente: bloco de concreto com os chumbadores pré-instalados, perfil de aço, porcas e arruelas. A seguir são descritos os passos de montagem desses elementos até a obtenção do modelo apto à realização do experimento.

Passo 1: Posicionamento dos blocos “irmãos” (1A e 1B; 2A e 2B; 3A e 3B; 4A e 4B) na posição simétrica e instalação do perfil de aço, de maneira que os chumbadores estivessem centralizados nos respectivos furos alargados. O perfil foi apoiado sobre uma base provisória e posicionado com encunhamento, até que as arruelas fossem soldadas (Figura 3.16). A precisão dos chumbadores posicionados no centro dos furos alargados é necessária para evitar o contato do chumbador com o perfil precocemente em situação de grandes deslocamentos, o que pode levar a uma distribuição de forças não uniforme no conjunto de chumbadores. Anéis de vedação de um material inerte (EVA) foram instalados entre o chumbador e o furo alargado do perfil de maneira que não houvesse o extravasamento indesejado do graute nesta folga, critério fundamental na análise do comportamento do comprimento de flexão destravado do chumbador ao longo da espessura da chapa (Figura 3.17).



Figura 3.16 – Posicionamento do perfil com os blocos de concreto (A e B), mantendo os chumbadores centralizados no furo alargado.



Figura 3.17 – Posicionamento do anel de vedação entre o chumbador e o furo alargado do perfil.

Passo 2: Após a calibragem da posição do perfil em relação aos blocos de maneira que os chumbadores estivessem centralizados no furo alargado, foram realizadas as soldas das arruelas. Como o furo da arruela é um furo padrão, é esperado que os chumbadores desenvolvam contato com as mesmas, o que leva à estabilização do modelo e posterior retirada do apoio provisório do perfil. Após o ponteamto da solda, o perfil foi desmontado para a conclusão da solda em todo o contorno da arruela.

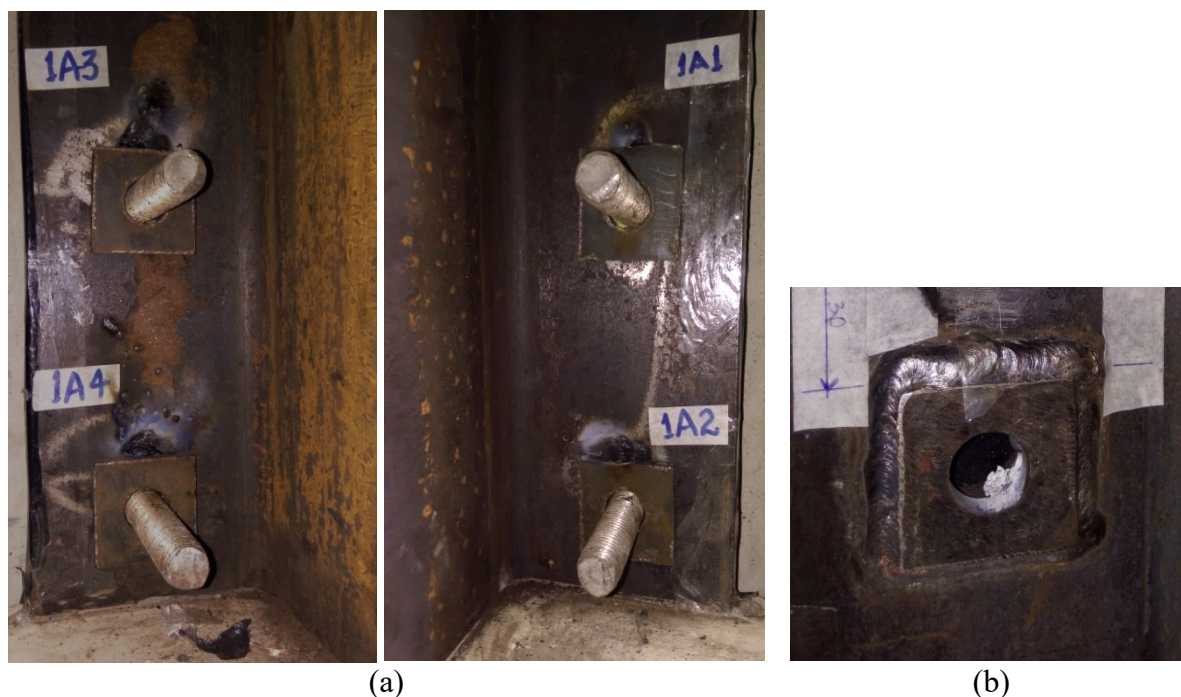
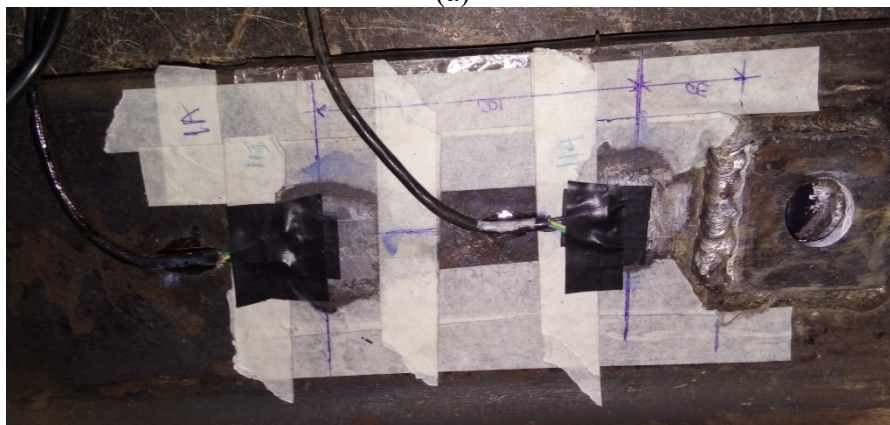


Figura 3.18 – Posicionamento das arruelas: “ponteadas” (pré-solda) (a) e soldadas a toda volta com filete de 8mm (b).

Passo 3: Instalação dos extensômetros no perfil e nos chumbadores. No ensaio 1, foram instalados 8 extensômetros no perfil, na face interna das mesas, sendo 1 par a cada alinhamento dos furos dos chumbadores (Faces A e B, lados esquerdo e direito), espaçados em 100 mm (Figura 3.19). Esses extensômetros foram instalados com o objetivo de avaliar o fluxo de tensão e, conseqüentemente, a distribuição homogênea do carregamento entre os 8 chumbadores. Nos testes posteriores (2, 3 e 4) apenas o extensômetro inferior, mais próximo à arruela, foi utilizado por apresentar resultados mais precisos.



(a)



(b)

Figura 3.19 – Extensômetros na face interna da mesa do perfil no alinhamento dos chumbadores: colados na superfície do aço (a); protegidos e ligados na Central de Aquisição de Dados (AD) (b).

Para obter a distribuição de tensões no chumbador ao longo do comprimento de flexão, entre a face do concreto e o furo da arruela, foram instalados dois pares de extensômetros em um chumbador por bloco. Os fios de rosca do chumbador foram removidos com lixadeira na posição dos terminais de maneira a proporcionar uma superfície perfeitamente plana e lisa para garantir a aderência da cola. Foram instalados 1 par na face superior e 1 par na face inferior do chumbador, distanciados a 15 mm e a 40 mm da face do bloco (Figura 3.20), de maneira que o primeiro alinhamento estivesse embutido no graute e o segundo alinhado com o furo alargado do perfil, diferenciando assim as condições de contorno ao longo do comprimento destravado. Foi realizado um encapsulamento dessa ligação para isolamento dos fios com camadas alternadas de fita isolante e silicone (Figura 3.21) para evitar o contato com o graute em seu estado fluido.



Figura 3.20 – Instalação dos extensômetros no chumbador.

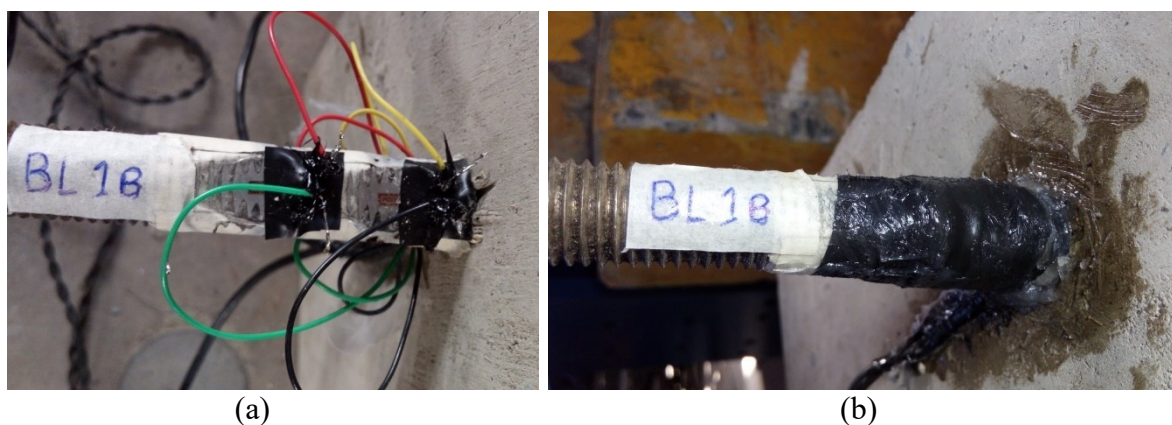


Figura 3.21 – Em detalhe: conexão dos extensômetros com o sistema de aquisição de dados (a) e encapsulamento da ligação (b).

Passo 4: Foi executado o revestimento das mesas do perfil com plástico, para evitar tensões de atrito entre o aço e o graute. Uma forma de madeira foi projetada para conter o graute durante sua aplicação, executada na posição vertical (Figura 3.22). A borda em chanfro de 45°, típica em bases de pilares, foi considerada apenas na borda inferior, a qual irá sofrer a ação direta do cisalhamento.

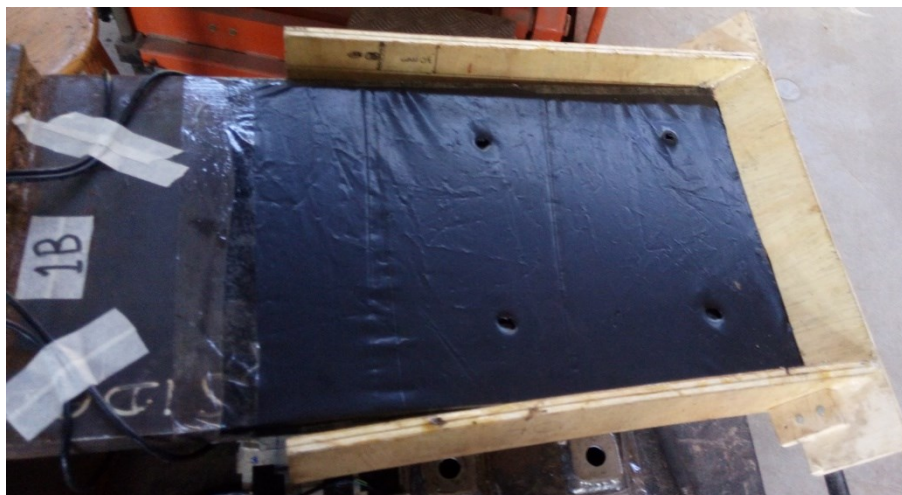


Figura 3.22 – Revestimento da mesa do perfil e detalhe da forma do graute.

Passo 5: Após a preparação dos elementos foi realizado o ajuste do perfil nos blocos, de maneira que a distância entre as faces externas do perfil e as faces dos blocos estivessem espaçadas em 30 mm, referente à espessura da camada de graute que deverá preencher a folga. Nesta etapa não foi mais necessário o uso do apoio provisório do perfil, pois as próprias arruelas soldadas apoiadas nos chumbadores proporcionaram o equilíbrio do modelo.

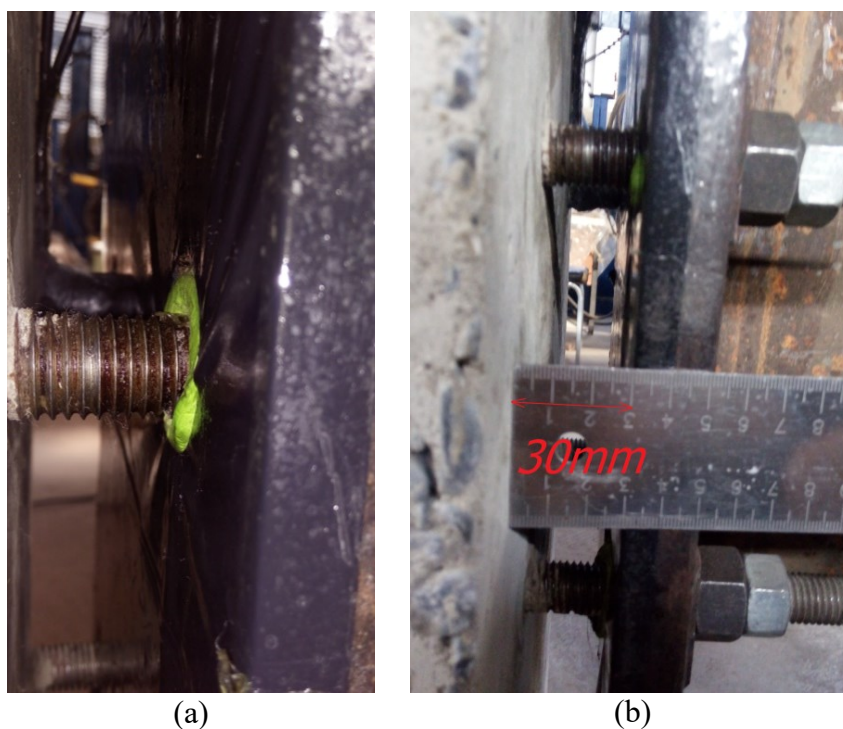


Figura 3.23 – Posicionamento do protótipo pré-grauteamento: detalhe do anel de vedação (a) e medida da camada de graute (b).

As porcas externas também foram posicionadas nesta etapa para impedir a movimentação do modelo durante o grauteamento. Por fim, a forma de madeira para contenção do graute foi posicionada e totalmente vedada com silicone para evitar perda de material ou movimentação durante a aplicação do material semi-fluido.

Passo 6: Aplicação do graute e retirada da forma após a cura. Para evitar que o concreto absorvesse a água da mistura do graute cimentício, a superfície de contato foi saturada antes da aplicação (Figura 3.24). A desforma foi realizada após 1 dia de cura para ambos os materiais. Após a finalização do protótipo, este foi posicionado sob a prensa MTS, neste momento pronto para o ensaio (Figura 3.25). Um tirante horizontal foi instalado unindo as bases dos blocos para que o efeito *uplift* (descolamento do concreto em relação à chapa de aço) não ocorresse.

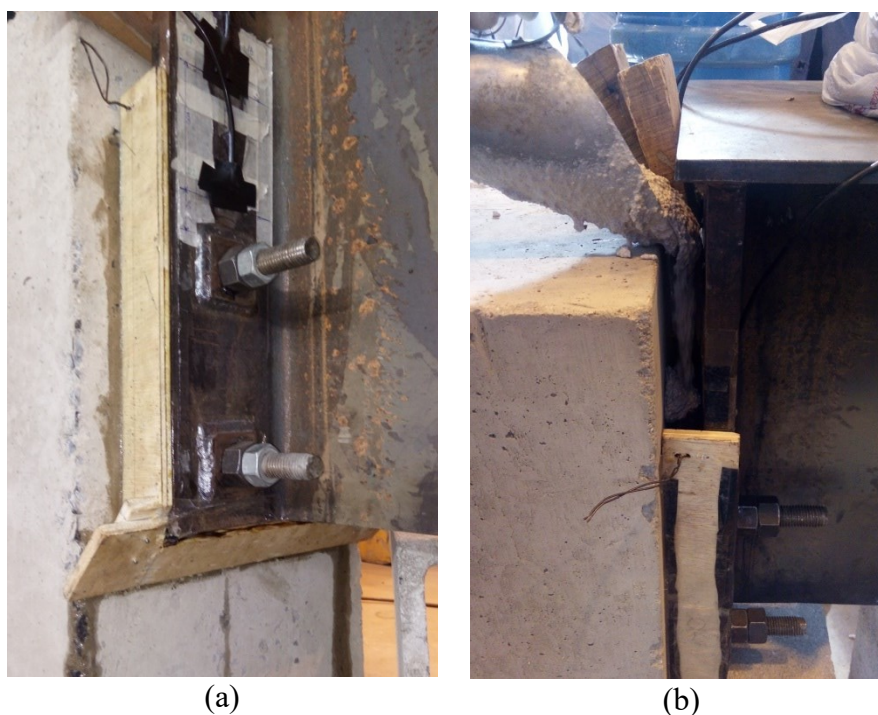


Figura 3.24 – Grauteamento: detalhe da forma após a aplicação do graute cimentício (a); e detalhe da aplicação do graute epóxi (b).

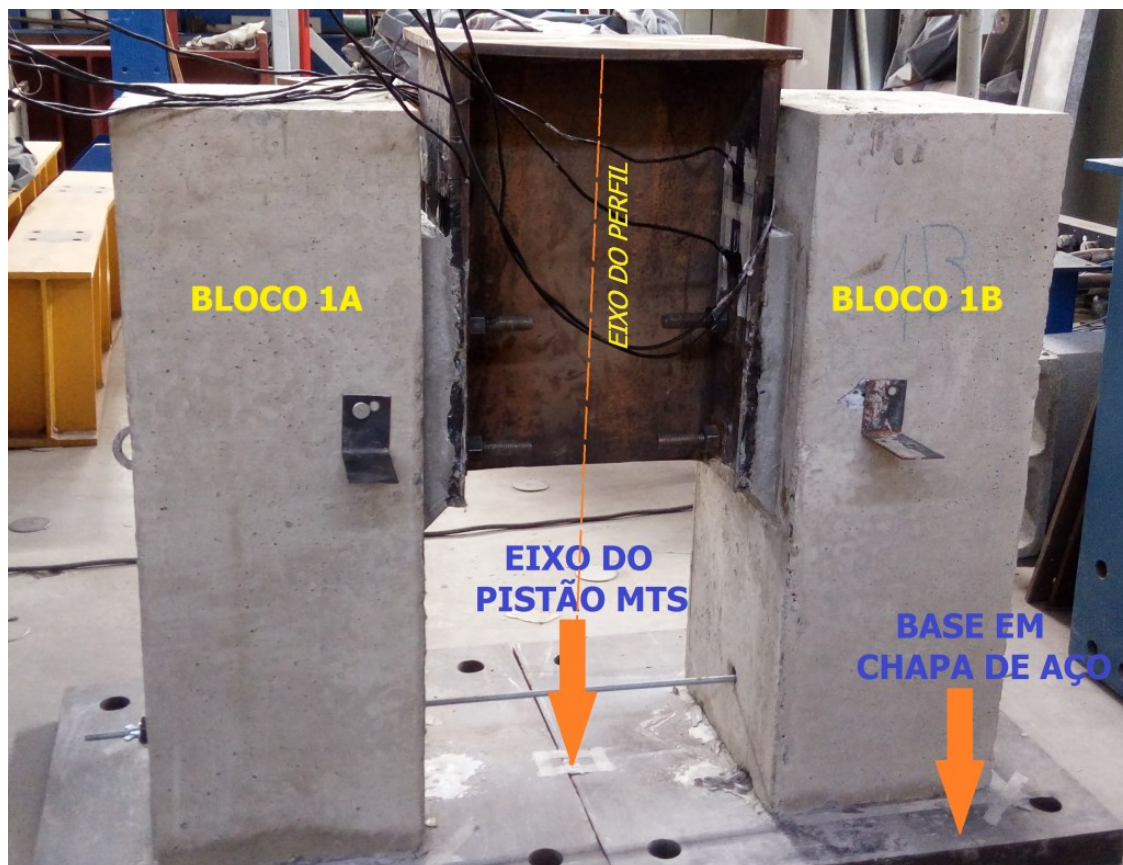


Figura 3.25 – Modelo posicionado sob a prensa MTS.

3.3 Instrumentação

Durante o procedimento experimental, o controle da evolução do carregamento e do deslocamento foi realizado conforme a instrumentação descrita abaixo:

Controle do carregamento: Os testes foram realizados em um pórtico estrutural de aço associado com o Atuador Hidráulico MTS DuraGlide™ 201, modelo 201.70T, com capacidade total de carga de compressão de 1.460 kN, força e deslocamento controlado pelo sistema de aquisição FlexTest GT.

Controle de deslocamento: Os deslocamentos foram monitorados por quatro transdutores de deslocamento (DTs) Kyowa®, com uma faixa de medição de 100 mm, posicionado simetricamente para medir os deslocamentos relativos verticais entre o perfil e ambos os blocos de concreto (Figura 3.26 (a) – Posicionamento dos transdutores de deslocamento: DT₁, DT₂ e DT₃ (Bloco A) e DT₄, DT₅ e DT₆ (Bloco B) em planta.). O primeiro modelo testado

(Teste 1) incluiu também dois DTs horizontais, com uma faixa de medição de 50 mm, a fim de monitorar a abertura do protótipo, ou seja, o movimento horizontal relativo entre os blocos e o perfil de aço. A Figura apresenta a posição simétrica dos transdutores de deslocamento DT₁ a DT₆.

Controle de tensão no perfil: realizado através da instalação de extensômetros elétricos de 5 mm e 10 mm na face interna das mesas descrever modelo do perfil, posicionado a 30 mm da borda da arruela superior de cada alinhamento vertical de chumbadores. Esta tem leitura tem como objetivo monitorar o controle de distribuição homogênea da força total imprimida pelo atuador nos chumbadores. A Figura 3.27 mostra a posição dos extensômetros posicionados na face interna do perfil, no alinhamento vertical dos chumbadores.

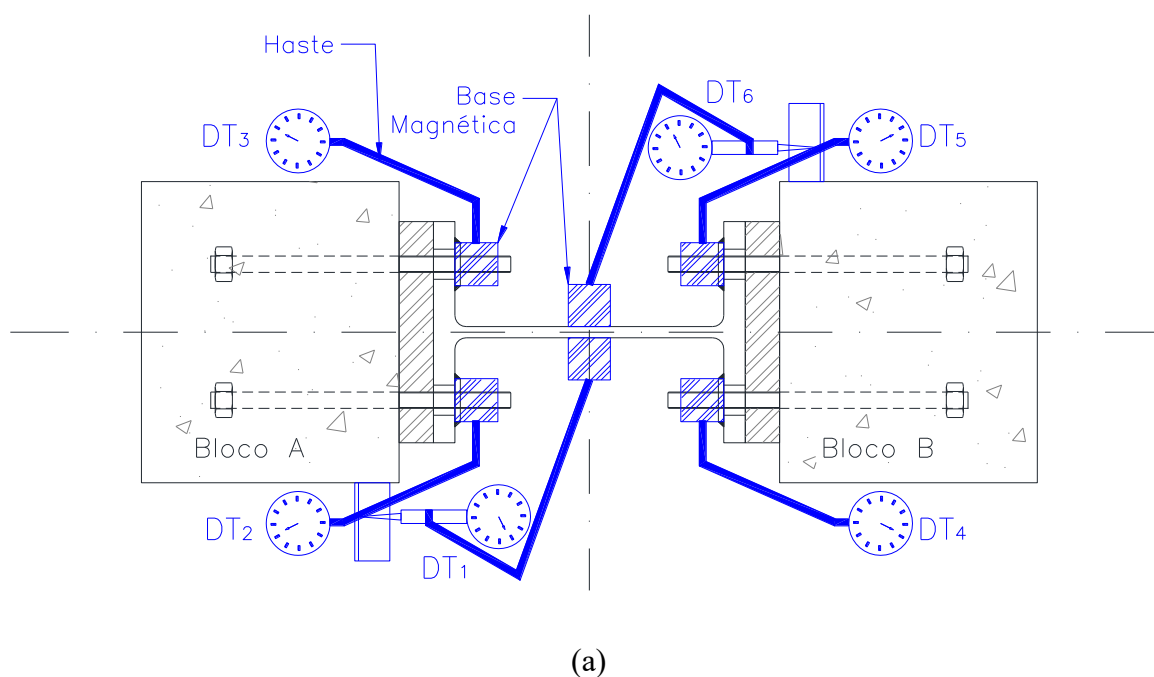
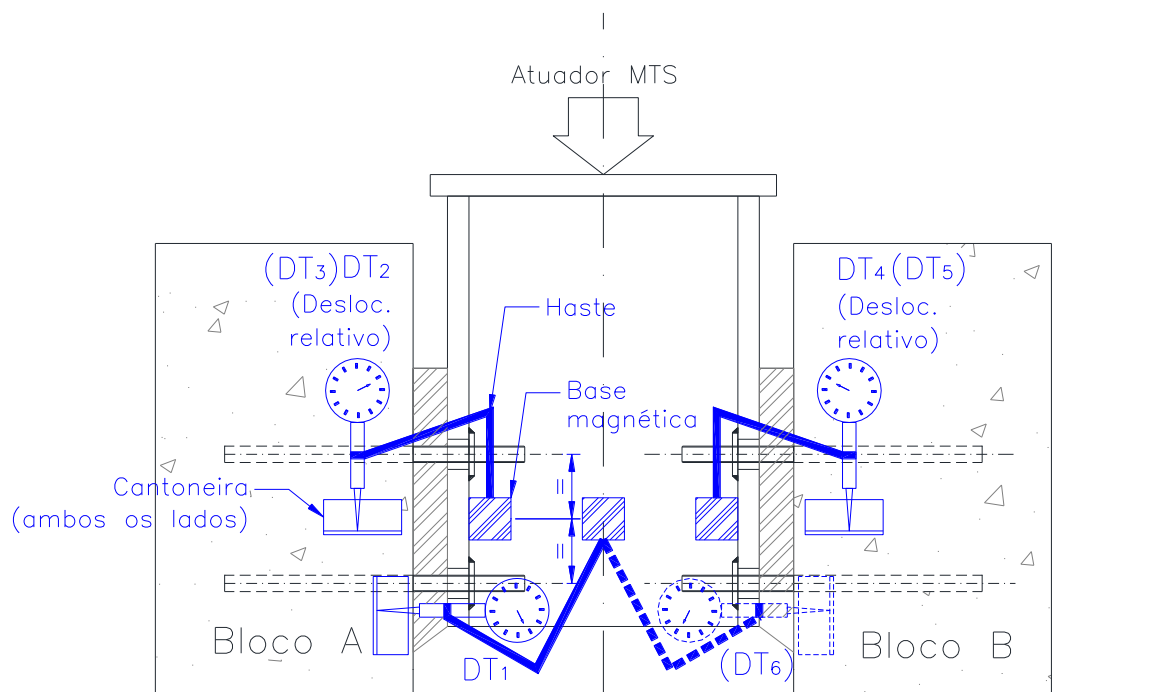


Figura 3.26 (a) – Posicionamento dos transdutores de deslocamento: DT₁, DT₂ e DT₃ (Bloco A) e DT₄, DT₅ e DT₆ (Bloco B) em planta.



(b)

Figura 3.26 (b) – Posicionamento dos transdutores de deslocamento: DT₁, DT₂ e DT₃ (Bloco A) e DT₄, DT₅ e DT₆ (Bloco B) em elevação.

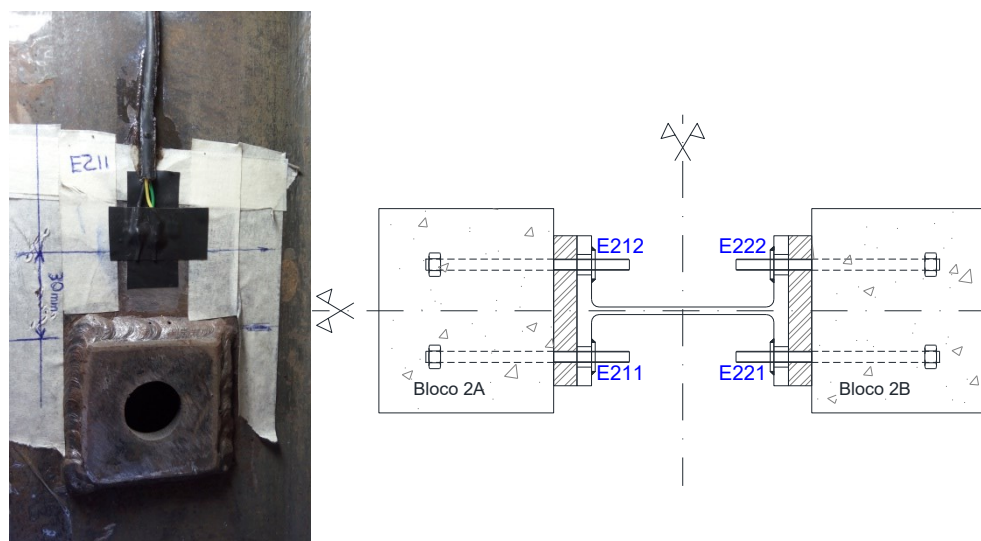


Figura 3.27 – Posição dos extensômetros no perfil para o Ensaio 2.

Controle de tensão no chumbador: a fim de monitorar as tensões no chumbador, foram instalados em um chumbador por bloco 2 pares de extensômetros no comprimento entre a arruela e a face do concreto, nas fibras superior e inferior respectivamente, de maneira que as

leituras obtidas de tração e compressão configurassem a curvatura deste elemento durante o ensaio.

A Figura 3.28 apresenta a nomenclatura padrão adotada para os extensômetros instalados nos chumbadores: o alinhamento *anterior* (*A*) está centralizado na espessura do graute e o alinhamento *posterior* (*P*) centralizado na espessura da mesa do perfil, onde para cada alinhamento foi instalado um par de extensômetros nas faces *superior* (*SUP*) e *inferior* (*INF*) do chumbador. O objetivo é a leitura das tensões normais resultantes da flexão do chumbador na posição deformada (Figura 3.28-b). Na ocorrência de uma flexão em dupla curvatura, espera-se que os extensômetros *ASUP* e *PINF* sofram um alongamento, sendo a leitura em deformação convertida para tensões de tração. Da mesma maneira, os extensômetros *AINF* e *PSUP* sofreriam um encurtamento e portanto apontariam tensões de compressão. A Tabela 3.4 apresenta a nomenclatura de identificação dos extensômetros segundo a posição no chumbador.

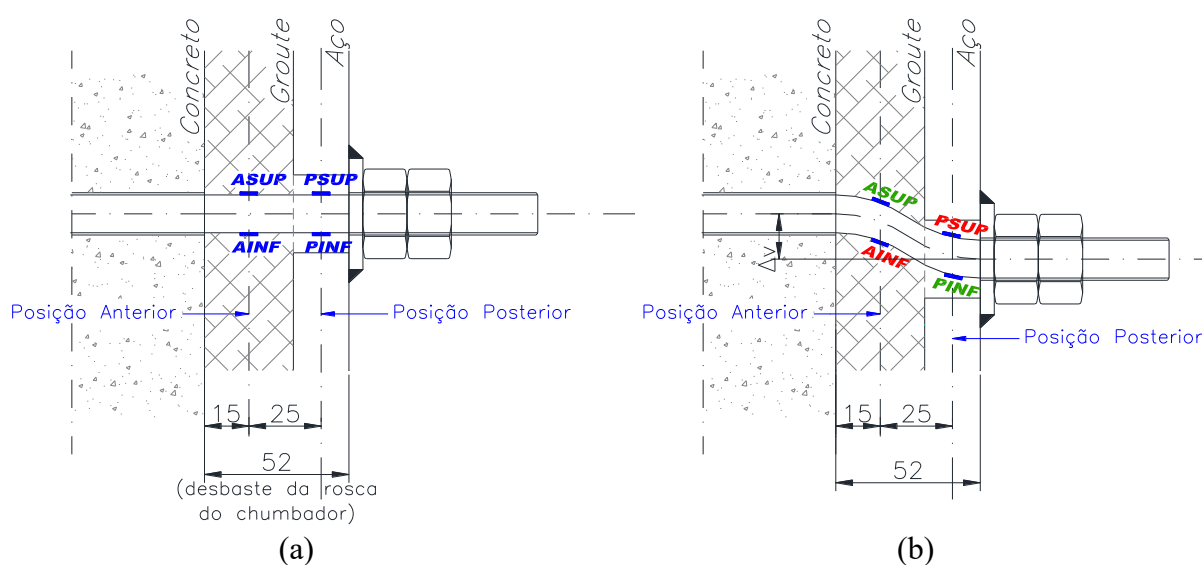


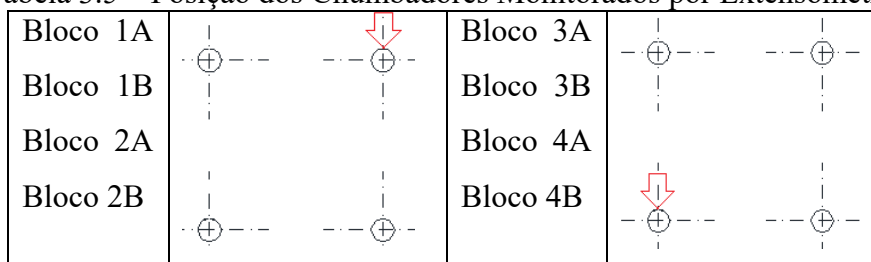
Figura 3.28 – Posição dos extensômetros nos chumbadores no alinhamento anterior no graute (*ASUP* e *AINF*) e no alinhamento posterior na chapa (*PSUP* e *PINF*), nas situações indeformada (a) e deformada (b).

Tabela 3.4 – Nomenclatura adotada para os extensômetros instalados nos chumbadores

Ensaio	Bloco	Posição do Extensômetro			
		Anterior Superior	Anterior Inferior	Posterior Superior	Posterior Inferior
1	1A	C11 ASUP	C11 AINF	C11 PSUP	C11 PINF
	1B	C12 ASUP	C12 AINF	C12 PSUP	C12 PINF
2	2A	C21 ASUP	C21 AINF	C21 PSUP	C21 PINF
	2B	C22 ASUP	C22 AINF	C22 PSUP	C22 PINF
3	3A	C31 ASUP	C31 AINF	C31 PSUP	C31 PINF
	3B	C32 ASUP	C32 AINF	C32 PSUP	C32 PINF
4	4A	C41 ASUP	C41 AINF	C41 PSUP	C41 PINF
	4B	C42 ASUP	C42 AINF	C42 PSUP	C42 PINF

Na Tabela 3.5 são indicados com uma seta os chumbadores monitorados por extensometria. A posição dos chumbadores monitorados foi alternada (superior e inferior), a fim de se detectar a influência da resistência dos chumbadores em relação à borda do graute, onde nesse caso, o chumbador inferior ficou mais próximo à borda, considerando a direção do carregamento.

Tabela 3.5 – Posição dos Chumbadores Monitorados por Extensômetros



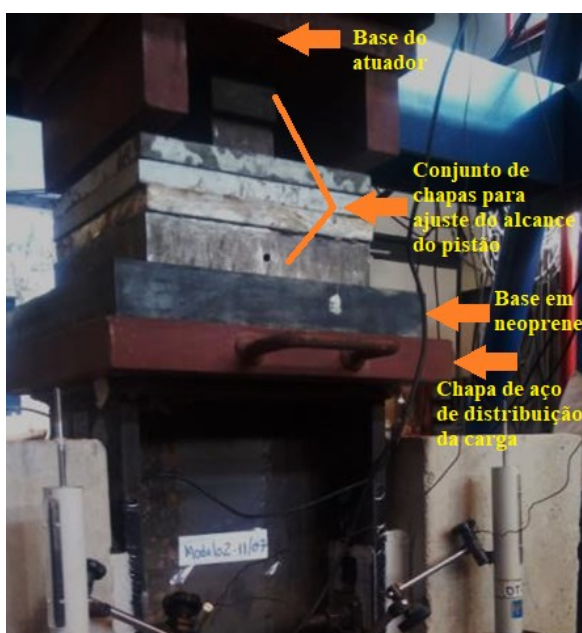
A leitura dos dados foi realizada via Aquisição de Dados (AD) digital Linx, na qual foi configurado um canal para cada leitura de transdutor de deslocamento DT (6 canais) e extensômetros (16 canais). Simultaneamente, o carregamento foi controlado pelo sistema computacional da MTS. As duas leituras, configuradas para a mesma frequência (2Hz), foram posteriormente sincronizadas no pico da carga cíclica, para que fossem plotados os resultados globais força–deslocamento. Para os ensaios 2, 3 e 4, os pontos de controle DT₁, DT₆ e os 4 extensômetros superiores das mesas internas do perfil foram eliminados por não gerarem leituras relevantes. Portanto, foram utilizados apenas 16 canais no total (Figura 3.29).



Figura 3.29 – Ligação dos 16 canais na aquisição de dados remover figura

3.4 Procedimento de ensaio

Os modelos foram posicionados centrados no eixo do pistão hidráulico da MTS para a realização dos ensaios. A fim de compensar a distância e diminuir possíveis excentricidades na introdução da força, foram utilizadas chapas de aço e uma base de neoprene entre o topo do perfil até o fundo do pistão (Figura 3.30-a). O carregamento foi inicialmente aplicado em 25 ciclos de carga e descarga, com valor mínimo de 10 kN e máximo de 40% do valor da capacidade resistente estimado analiticamente. Após os ciclos, o carregamento foi incrementado a uma velocidade de 0,6 mm/min até a deformação excessiva ou a falha do modelo.



(a)



(b)

Figura 3.30 – Montagem dos protótipos: Ensaio 2 mostrando a ligação da base do atuador ao topo do perfil (a); Ensaio 1 mostrando a posição dos transdutores de deslocamento (DT's) (b).

A Tabela 3.6 apresenta os valores característicos de resistência dos 8 chumbadores solicitados ao cisalhamento calculados segundo a norma brasileira ABNT NBR 16239: 2013. Para determinação da força máxima do carregamento cíclico, foi considerada, de maneira conservadora, a condição onde o comprimento de flexão é igual à soma da espessura da chapa ($t_p = 21,7$ mm) somada à metade da espessura da arruela ($t_a / 2 = 4$ mm) e a espessura do graute ($eGr = 30$ mm). A capacidade resistente estimada diante dessas premissas foi de 69,1 kN, sendo assim adotado aproximadamente 40% deste valor igual a 25 kN para o carregamento cíclico, conforme ilustrado no gráfico da Figura 3.31. Depois de observados os resultados de capacidade resistente obtidos para os ensaios 1 e 2, que superaram muito o valor inicialmente estimado, o valor de pico da carga cíclica foi reajustado nos ensaios 3 e 4 para 55 kN, aproximadamente 40% do valor característico resistente de 142,2 kN, considerando a condição do comprimento de flexão igual à soma da espessura da chapa ($t_p = 21,7$ mm) com a metade da espessura da arruela ($t_a / 2 = 4$ mm), segundo ABNT NBR 16239: 2013.

Tabela 3.6 – Determinação da capacidade resistente estimada (ABNT NBR 16239: 2013)

Dados do modelo:			
$n =$	8		<i>Número de chumbadores</i>
$f_u =$	441,0	N/mm ²	<i>Resistência à ruptura</i>
$f_y =$	326,0	N/mm ²	<i>Resistência ao escoamento</i>
$d_b =$	19,05	mm	<i>Diâm. Chumbador (3/4")</i>
Primeira consideração de cálculo:			
$l_1 =$	55,7	mm	<i>Comprimento = $t_p + 1/2t_a + eGr$</i>
$\alpha_k =$	5,735	Eq. (2.14)	
$F_{v,Rk,i} =$	50,3	kN Eq. (2.15)	
$V_{Rk,i} =$	8,64	kN Eq. (2.16)	
$V_{Rk} =$	69,1	kN	<i>Capacidade resistente característica</i>
Segunda consideração de cálculo:			
$l_2 =$	25,7	mm	<i>Comprimento = $t_p + 1/2t_a$</i>
$\alpha_k =$	2,646	Eq. (2.14)	
$F_{v,Rk,I} =$	50,3	kN Eq. (2.15)	
$V_{Rk,i} =$	17,77	kN Eq. (2.16)	
$V_{Rk} =$	142,2	kN	<i>Capacidade resistente característica</i>

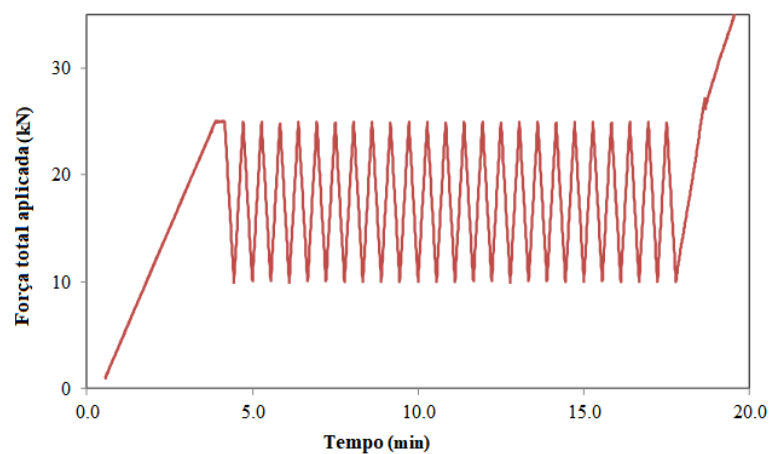


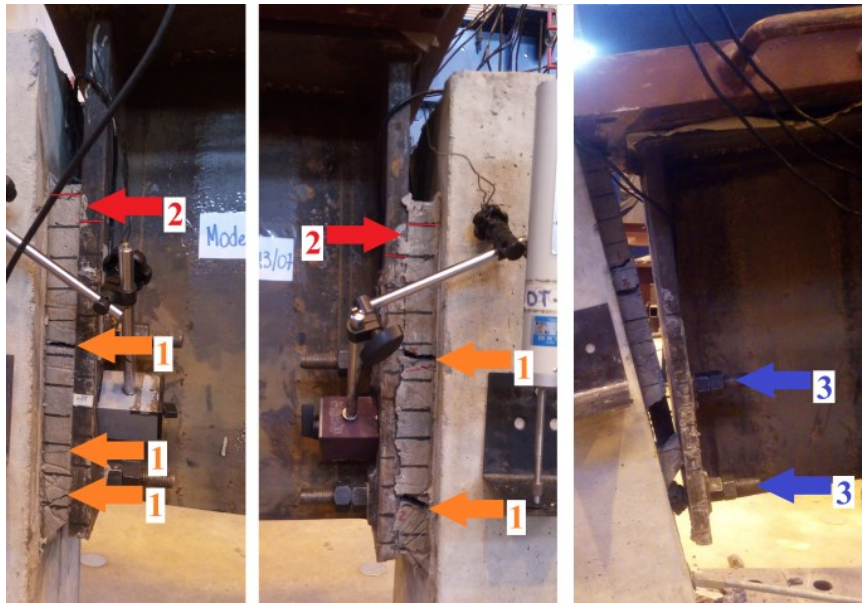
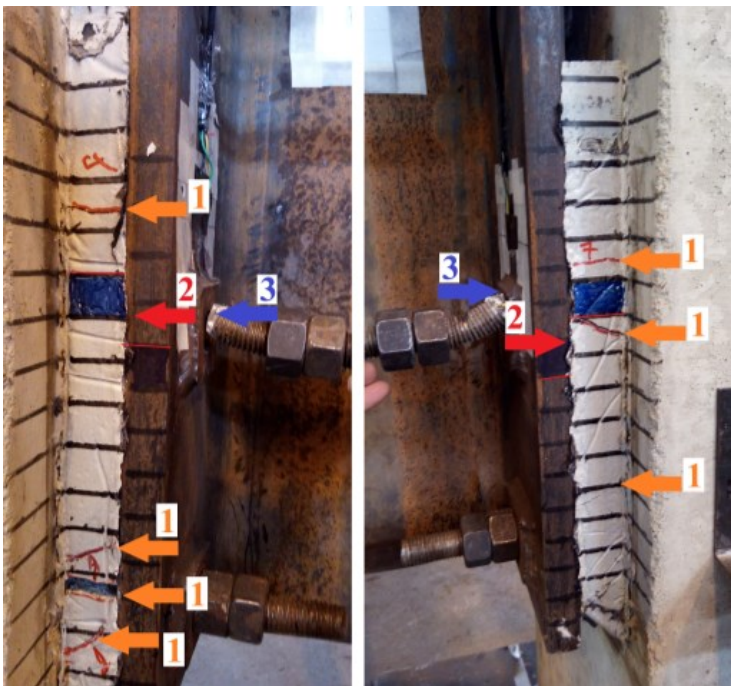
Figura 3.31 – Gráfico do protocolo inicial de carregamento cíclico para o Ensaio 1.

O deslizamento relativo entre o perfil de aço, o graute e o bloco de concreto, a progressão de aberturas de trincas no graute visualizadas nas faces expostas laterais e inferior e outras deformações ocorridas foram monitorados ao longo do procedimento de carregamento. Alguns desses eventos observados estão ilustrados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Relatório visual dos ensaios 1 a 4.

Ensaio	Imagem	Observações
1		<p>(1) Abertura de trinca lateral expressiva (de 2 a 5 mm);</p> <p>(2) Deslizamento relativo entre a chapa e o graute ao final do ensaio (de 24 a 30 mm);</p> <p>(3) Chumbador rompido.</p>
2		<p>(1) Abertura de trinca lateral expressiva (de 3 a 8 mm);</p> <p>(2) Deslizamento relativo entre a chapa e o graute (de 17 a 22,5 mm);</p> <p>(3) Chumbador rompido.</p>

(continuação)

Ensaio	Imagem	Observações
3		<p>(1) Abertura de trinca lateral expressiva (de 2 a 7 mm) observadas antes do colapso;</p> <p>(2) Deslizamento relativo entre a chapa e o graute (de 27 a 30 mm);</p> <p>(3) Chumbador rompido após o colapso.</p>
4		<p>(1) Abertura de trinca lateral expressiva (de 1 a 3 mm);</p> <p>(2) Deslizamento relativo entre a chapa e o graute (de 25 a 30 mm);</p> <p>(3) Chumbador rompido, visualizado após a desmontagem do protótipo.</p>

Os resultados lidos no controle do atuador, ao final de cada ensaio, de força e deslocamento vertical são mostrados na Tabela 3.8. Com o objetivo de manter a integridade dos instrumentos, os DT's que mediram os deslocamentos relativos entre o perfil e o bloco de concreto foram removidos quando a leitura de deslocamento do atuador estava em torno de 20 mm.

Tabela 3.8 – Relação dos valores últimos de deslocamento e força do atuador nos respectivos ensaios.

Ensaio	Deslocamento (mm)	Força (kN)
1	43,0	433,7
2	41,7	421,4
3	55,0	832,0*
4	44,6	421,4

*Observar aqui sobre a diferença dessa carga devido à diferença de critério de parada. Os ensaios 1, 2 e 4 foram interrompidos onde foi observado uma redução brusca de carga do atuador devido à perda de rigidez do apoio do perfil, provavelmente causada pela ruptura de um ou mais chumbadores por bloco. O ensaio 3 alcançou maior carga final pois foi permitido que o carregamento avançasse até o colapso total do protótipo, como mostrado na Figura 3.32.

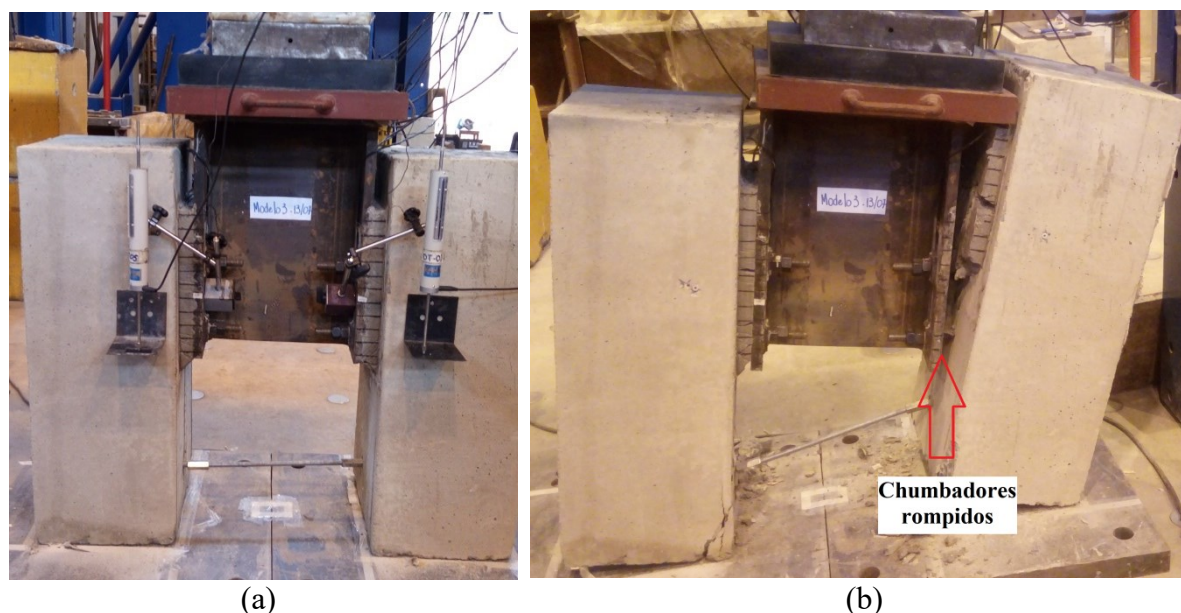


Figura 3.32 – Modelo 3: antes (a) e depois (b) do ensaio, após o colapso total dos chumbadores.

3.5 Resultados experimentais

3.5.1 Análise qualitativa dos modelos pós-ensaio

Para os 4 ensaios realizados foram monitorados os deslocamentos verticais diferenciais entre os materiais (graute, concreto, perfil e chumbador), bem como a ocorrência progressiva de abertura de trincas no graute à medida que os deslocamentos verticais evoluíram. O momento exato da ruptura de um ou mais chumbadores não foi determinado por não estarem visíveis durante o procedimento, entretanto pode ser estimado pelos picos ou queda acentuada da curva força – deslocamento observados, caracterizando uma possível ruptura de 1 ou mais chumbadores e conseqüentemente à perda de rigidez do modelo. Ao final do experimento, os modelos foram desmontados e uma análise crítica das condições dos materiais foi realizada, tais como as rupturas dos chumbadores e do graute, conforme detalhamento abaixo.

Graute cimentício: observou-se a ruptura do material bastante significativa e visível junto à linha inferior de chumbadores, o que era esperado pelas condições de borda e confinamento do material (Figura 3.33).

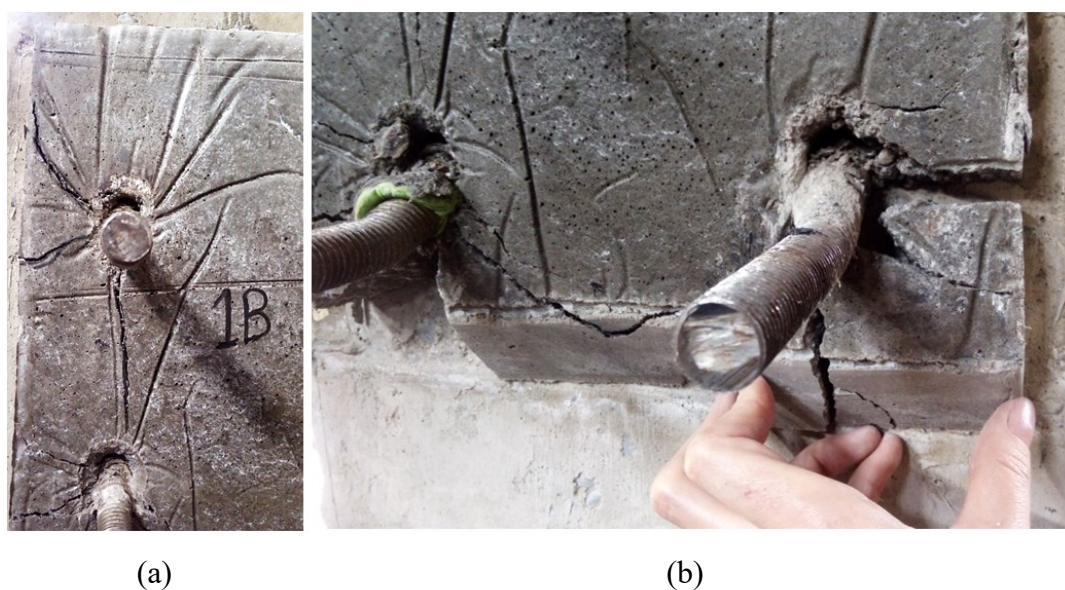


Figura 3.33 – Detalhe da ruptura do graute Emckrete 40 na linha de chumbadores superior (a) e inferior (b).

Graute epóxi: linhas de ruptura radiais bem definidas a partir do centro dos chumbadores. Observou-se o descolamento entre o material e o concreto (Figura 3.34 e Figura 3.35).

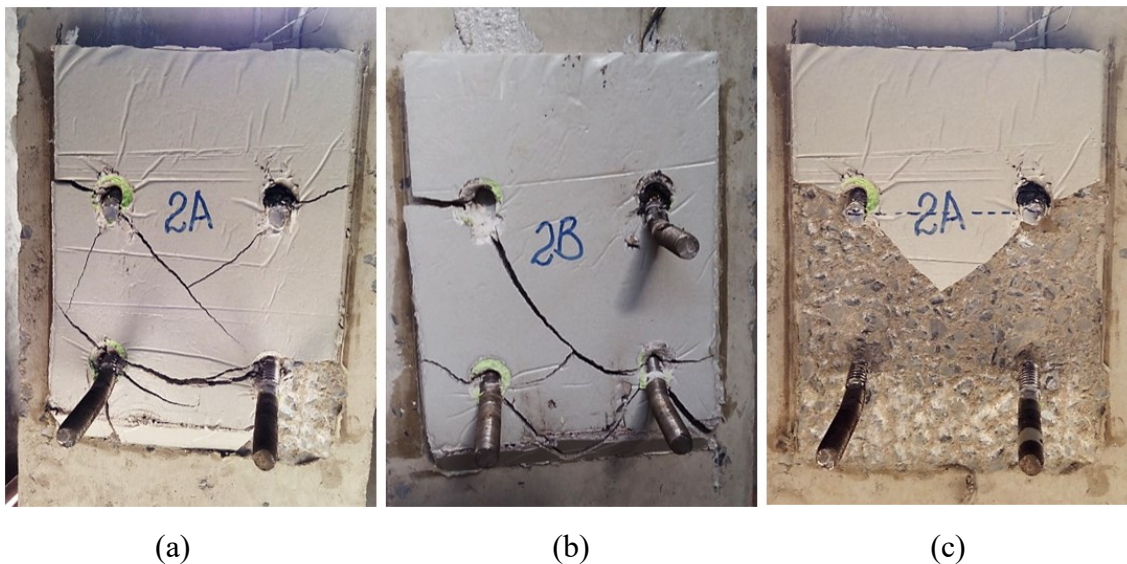


Figura 3.34 – Detalhe da ruptura do graute Emcekrete EP nos blocos 2A (a) e 2B (b); descolamento entre o graute e o concreto (c)

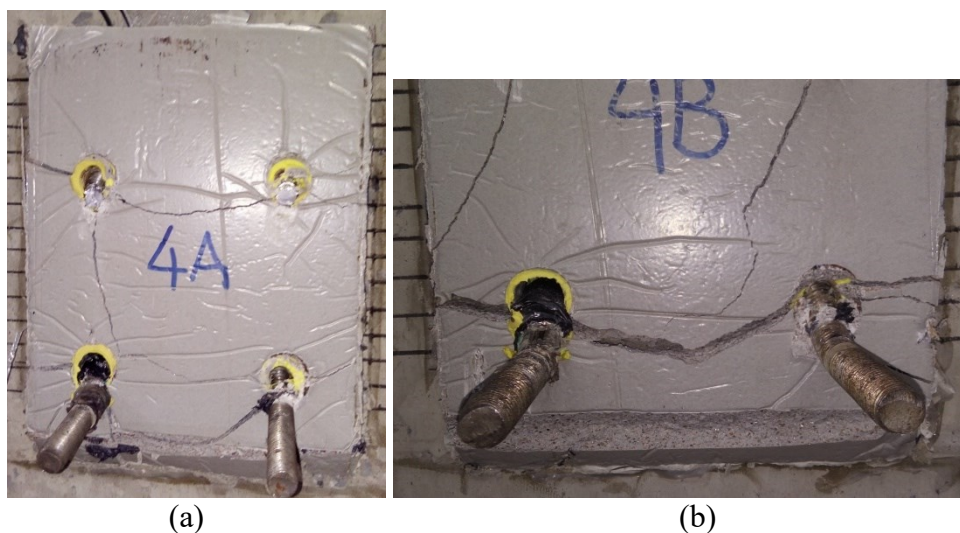


Figura 3.35 – Detalhe da ruptura do graute Emcekrete EP nos blocos 4A (a) e 4B (b).

Chumbadores: Quanto à deformada final, foi observada uma flexão em dupla curvatura desenvolvida entre a face do concreto e a arruela. Nas situações em que não houve ruptura, observou-se também o esmagamento do chumbador nos dois pontos de contato: com o furo da

arruela e com o furo do perfil (Figura 3.36). Nos casos em que ocorreu a ruptura do chumbador, o plano da falha localizou-se na interface aço-graute, após o teste alcançar grande deformação e ocorrer o contato entre o furo alargado do perfil e o chumbador (Figura 3.37-a). O alongamento sofrido pela barra entre a face do concreto e o plano de ruptura foi significativo (Figura 3.37-b).

Observou-se também que ao final dos testes a deformação total do chumbador foi maior para os modelos executados com o graute cimentício, em torno de 35 mm (Figura 3.38, a & b), do que com o graute epóxi, em torno de 25 mm (Figura 3.38, c & d). Ou seja, para o modelo com graute cimentício, o chumbador teve uma maior deformação/curvatura efetiva devido à condição de dano mais avançada do graute, comparada à do graute epóxi.

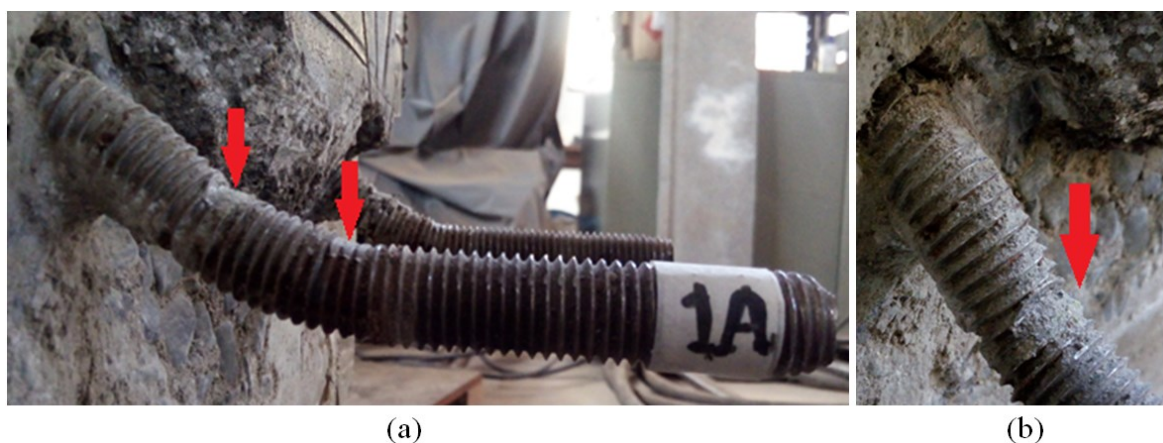


Figura 3.36 – Deformada do chumbador em dupla curvatura. As setas indicam o esmagamento nos pontos de contato com a arruela e com o perfil.

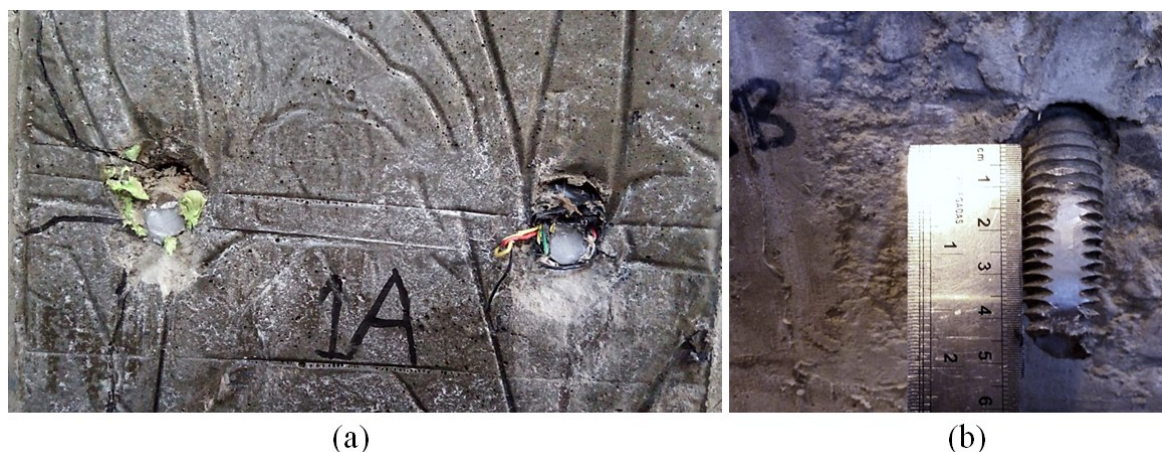


Figura 3.37 – Plano de ruptura dos chumbadores na face do graute (a) e alongamento do chumbador entre a face do concreto e o plano de ruptura (b)

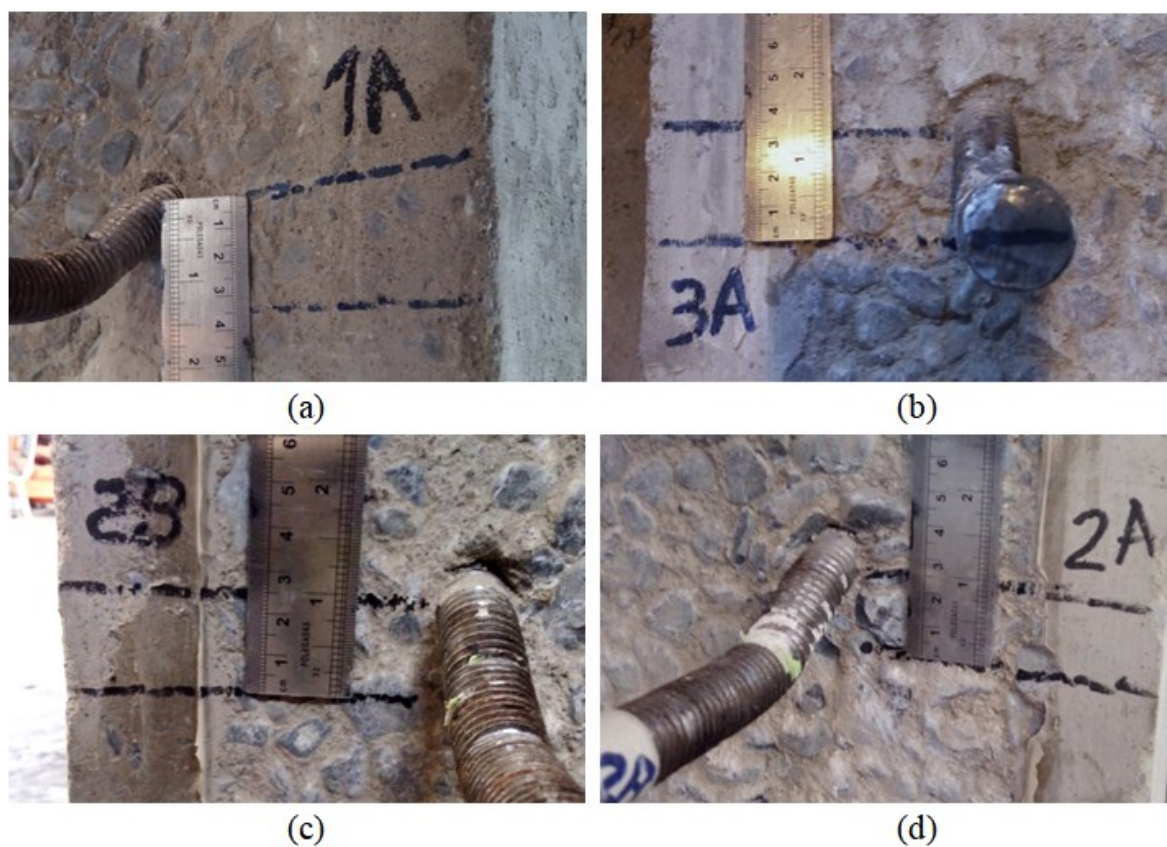


Figura 3.38 – Deformações relativas observadas entre a extremidade do chumbador e na interface do concreto para testes com graute cimentício (a & b) e testes com graute epóxi (c & d).

Concreto: não foram observados danos severos no bloco de concreto, somente um esmagamento localizado no entorno do chumbador (Figura 3.39).

Arruelas: não foi observada deformabilidade por contato na arruela ou ruptura da solda após o procedimento.

Perfil: não foram observados danos permanentes nos pontos de contato nos furos do perfil.

Porcas: Devido à condição de aperto manual, uma pequena folga e conseqüentemente uma rotação da barra na região da porca foi observada.

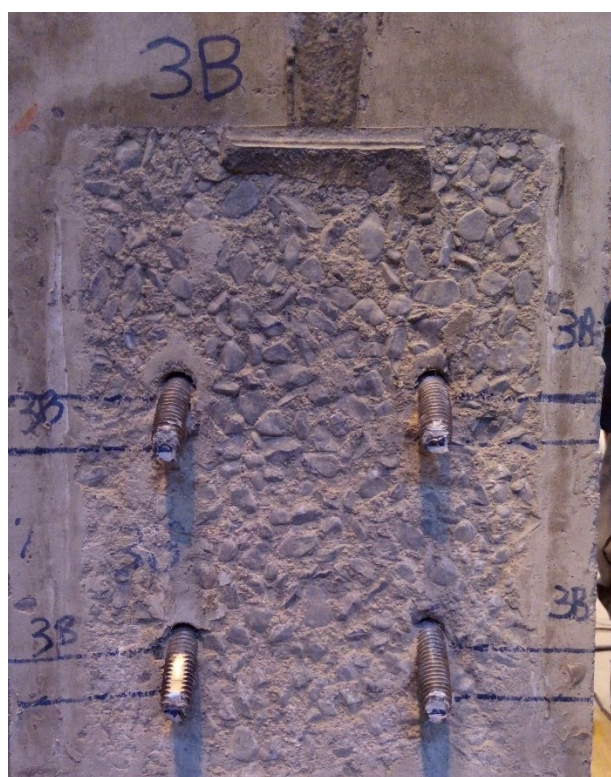


Figura 3.39 – Verificação da integridade do concreto.

3.5.2 Gráficos experimentais

A partir da leitura dos extensômetros e dos transdutores de deslocamentos durante os testes, foram gerados dados e gráficos caracterizando as tensões e os deslocamentos segundo o tempo do ensaio. As leituras de carga, deslocamento e tensão foram geradas em sistemas independentes: o sistema integrado da MTS, que forneceu as informações de carga e deslocamentos globais do topo do perfil; e o sistema de aquisição de dados, que forneceu os dados de distribuição de tensões e deslocamentos relativos entre o perfil de aço e o bloco.

Portanto, os relatórios de dados gerados foram sincronizados e comparados a fim de evidenciar os efeitos locais em função do comportamento global.

Deslocamento vertical

Imperfeições no modelo durante a fabricação levaram a uma defasagem nos valores iniciais de deslocamentos lidos pelos quatro transdutores instalados. Essas imperfeições são decorrentes: (i) das variações dimensionais dos blocos de concreto e na locação dos chumbadores; (ii) das folgas entre o furo da arruela e o chumbador, que pode variar para um mesmo ensaio; (iii) do desalinhamento entre as partes (blocos e perfil); (iv) da não uniformidade da espessura do graute. Após os primeiros incrementos de carga e a acomodação do modelo, o comportamento passou a ser simétrico e constante para todos os DT's.

A Figura 3.40 apresenta as curvas de deslocamento por tempo de ensaio, entre 20 e 60 minutos, desconsiderando o trecho de carregamento cíclico. Observa-se que o ensaio 3 (MOD 03) apresentou o comportamento mais assimétrico enquanto o ensaio 4 (MOD 04) apresentou menor discrepância entre os deslocamentos.

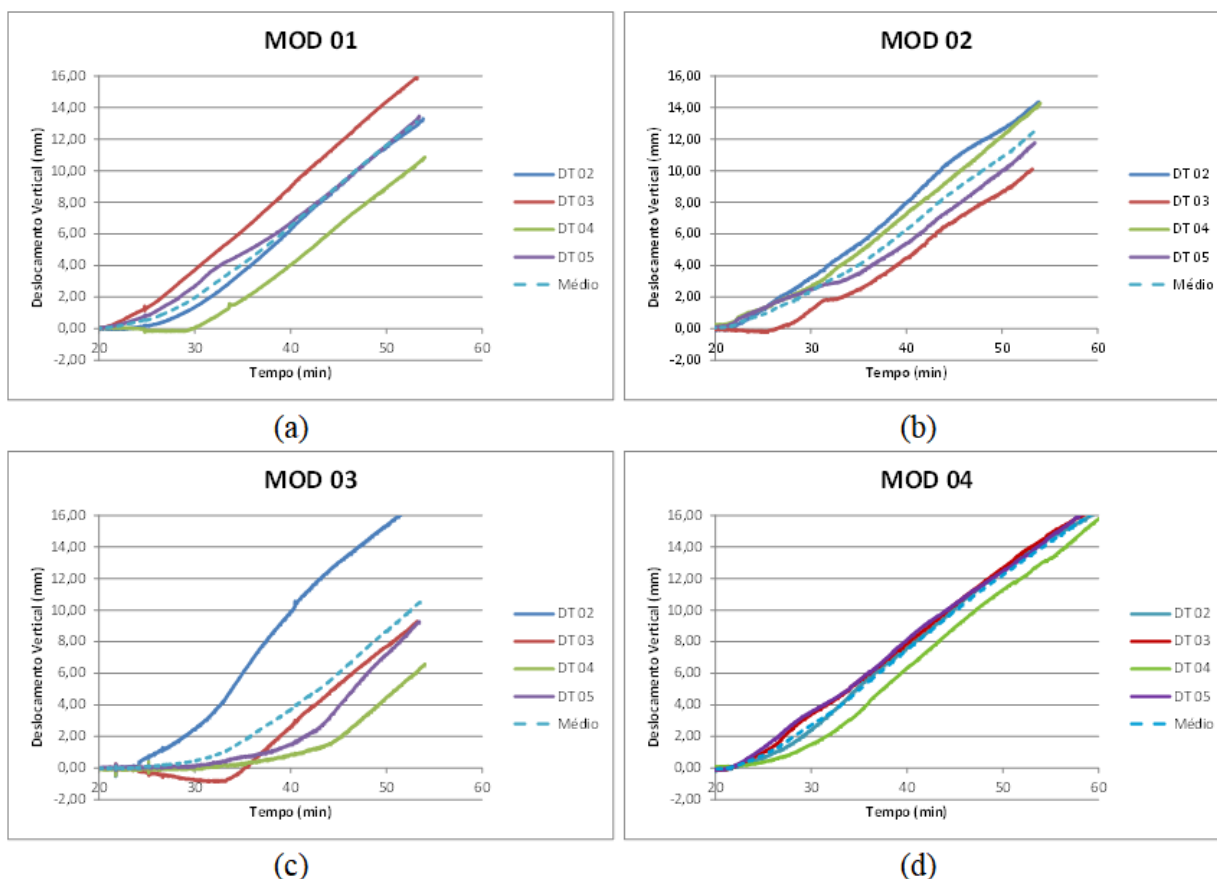


Figura 3.40 – Leituras dos deslocamentos DT2 a DT5 em função do tempo para os ensaios MOD 01 a MOD 04.

A Figura 3.40 mostra a evolução dos deslocamentos totais lidos pelos transdutores DT2 a DT5, e a respectiva média dos ensaios 1 e 3 e dos ensaios 2 e 4, agrupados pelo tipo de material e em função da força total aplicada nos modelos fornecida pela MTS. O gráfico da Figura 3.41 (a) mostra a evolução dos ensaios 1 e 3 (MOD01 e MOD03), executados com o graute cimentício e o gráfico da Figura 3.41 (b) mostra as curvas os ensaios 2 e 4 (MOD02 e MOD04), executados com o graute epóxi. Observa-se no trecho inicial até $U_2 = -2,0$ mm, pós carregamento cíclico (omitido nesses gráficos), um comportamento retilíneo elástico, e então a gradativa redução na inclinação das curvas caracterizando o comportamento inelástico do material para grandes deslocamentos. Este comportamento foi mais expressivo para o material cimentício. Nas curvas do graute epóxi, este trecho inicial elástico não é tão evidenciado em relação ao inelástico, provavelmente pelo reduzido valor do módulo de elasticidade (25 GPa) quando comparado ao graute cimentício (43 MPa). A Figura 3.42 (a) mostra a regressão linear dos trechos considerados de comportamento elástico para ambos os materiais (U_2 entre 0 e -2 mm), onde se conclui que a proporção entre as inclinações das retas ($84/38,3=2,17$) é próxima à relação entre os módulos de elasticidade dos dois materiais ($43/25=1,72$), respectivamente.

A Figura 3.42 (b) mostra a média das curvas globais, onde fica evidenciada a convergência do comportamento dos modelos para grandes deslocamentos (superior a 2,0 mm) apesar da diferença do material do graute.

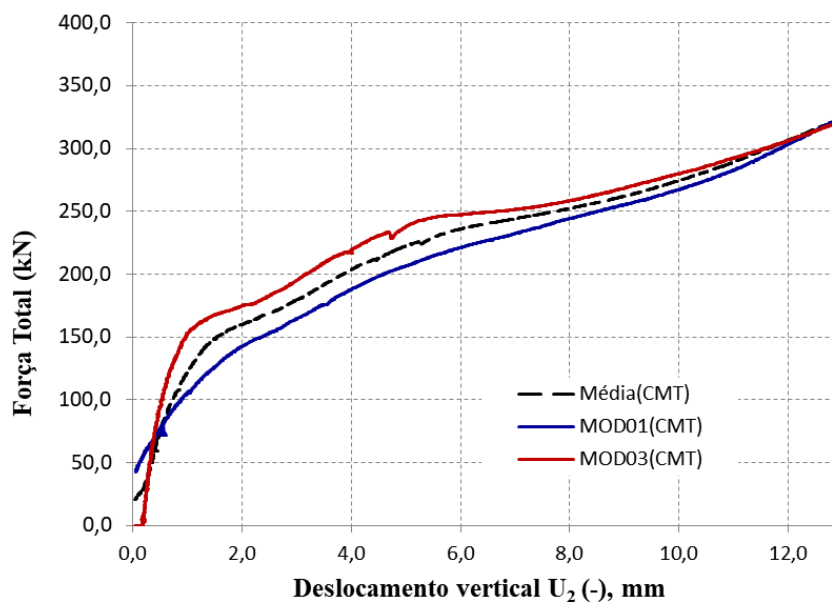


Figura 3.41 (a)– Curvas Força x Deslocamento globais: ensaios 1 e 3 (MOD01 e MOD03), executados com o graute cimentício.

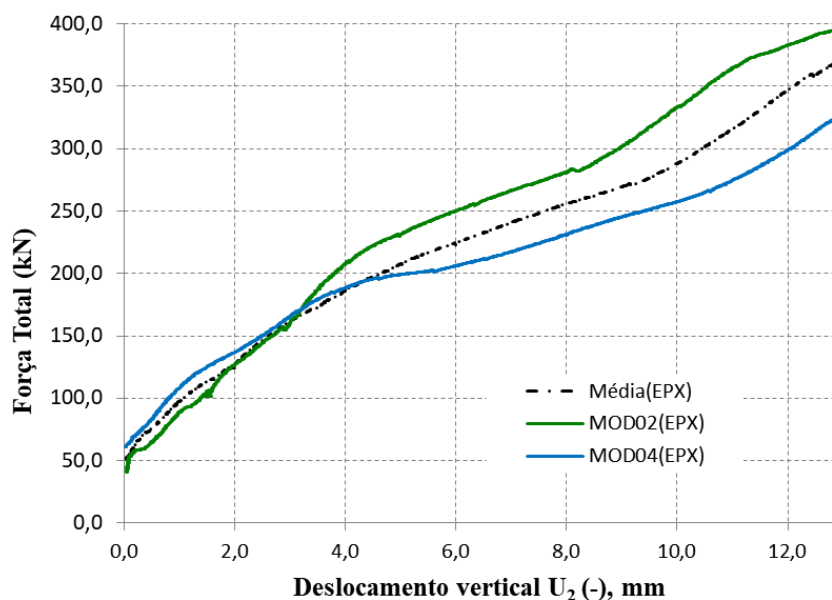


Figura 3.41 (b) – Curvas Força x Deslocamento globais: ensaios 2 e 4 (MOD02 e MOD04), executados com o graute epóxi.

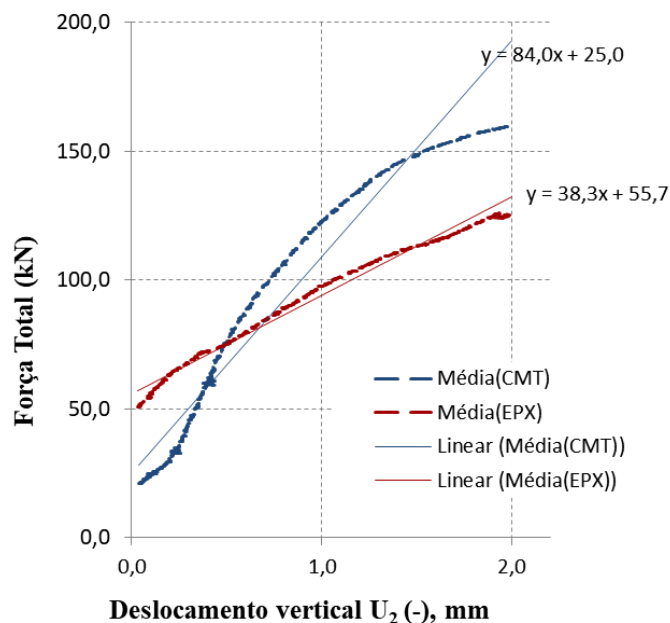


Figura 3.42 (a) – Comparação das curvas médias dos ensaios com grautes cimentício e epóxi: regressão linear no trecho elástico.

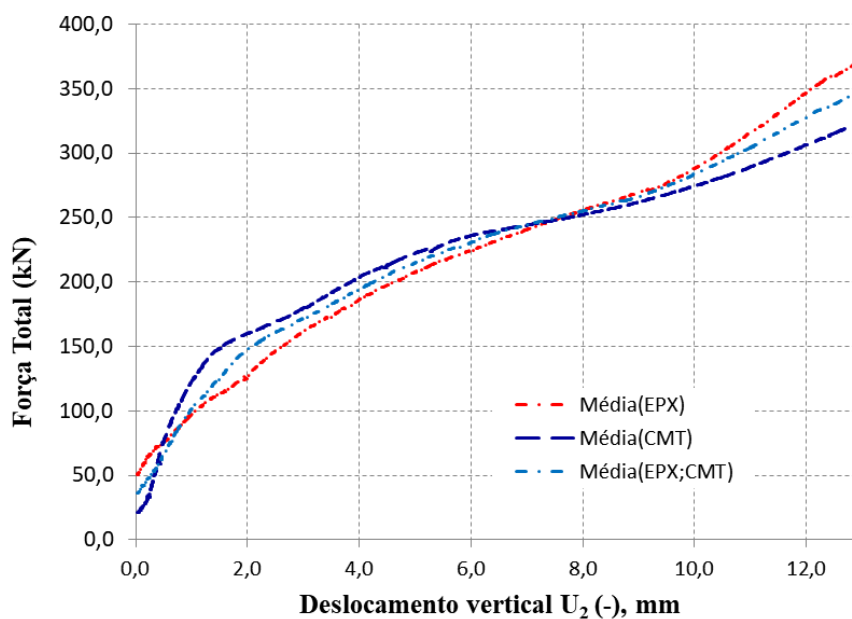


Figura 3.42 (b) – Comparação das curvas médias dos ensaios com grautes cimentício e epóxi: média global comparando a aproximação dos ensaios.

Tensões nas mesas do perfil

A leitura dos extensômetros instalados no alinhamento dos chumbadores, internamente às mesas do perfil, a 30 mm da borda das arruelas superiores, tem como objetivo avaliar a

distribuição de tensões e conseqüentemente o comportamento simétrico do modelo. Como esperado, foram observados valores baixos de tensão, uma vez que o fluxo neste ponto é bastante disperso, levando a resultados de caráter mais qualitativo do que quantitativo. Leituras não conclusivas ou corrompidas foram desprezadas. A Figura 3.43 apresenta os valores aquisitados, onde se pode observar a fase cíclica inicial e a evolução das tensões. Comparando-se as respectivas curvas médias, cujos valores finais variaram entre 32 e 45 MPa pode-se notar um comportamento padrão nos 4 ensaios.

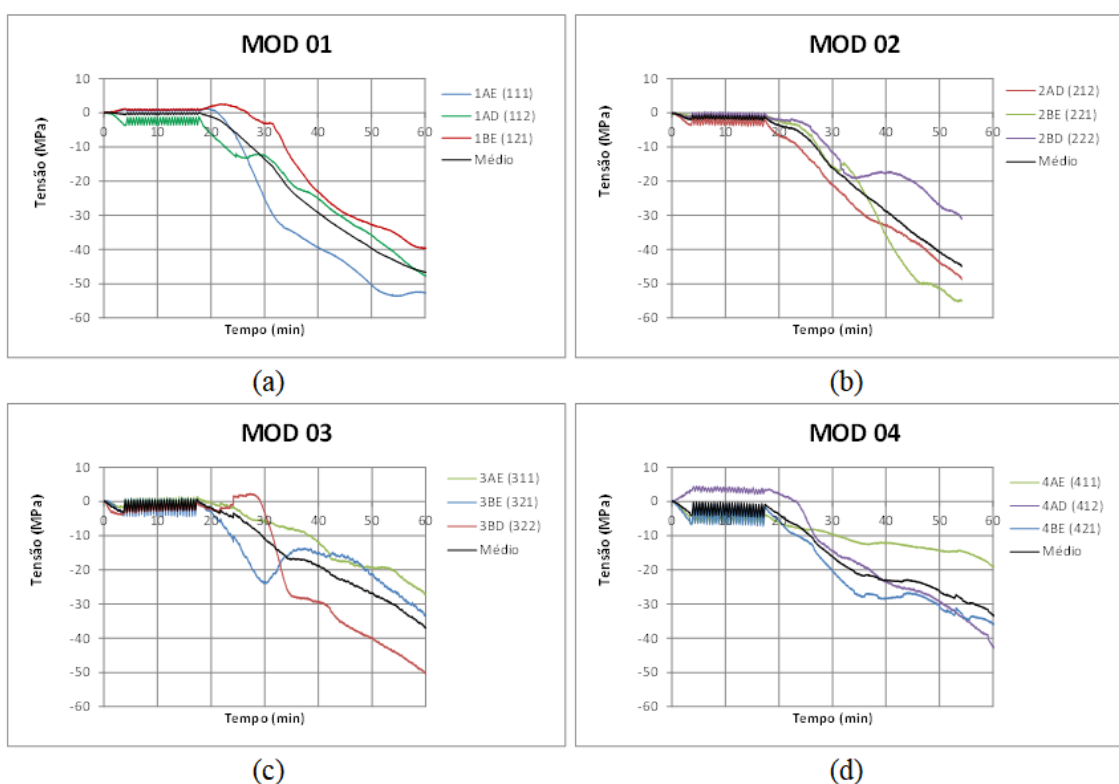


Figura 3.43 – Curvas de tensão pelo tempo de ensaio para os extensômetros instalados no perfil nos ensaios 1 a 4 (MOD 01 a MOD 04).

Tensões no chumbador

Os gráficos da Figura 3.44-a@d mostram a evolução das tensões determinadas a partir das leituras dos extensômetros instalados nos chumbadores nos Ensaios 1 ao 4, respectivamente. A Tabela 3.4 identifica a nomenclatura dos extensômetros adotada por ensaio. Na conversão de valores lidos em *strain* (deformabilidade) para tensão (MPa), foi adotado como tensão

limite elástica (f_y) igual a 320 MPa. Os gráficos foram plotados com os dados obtidos pós carregamento cíclico e leituras não conclusivas ou corrompidas foram ocultadas.

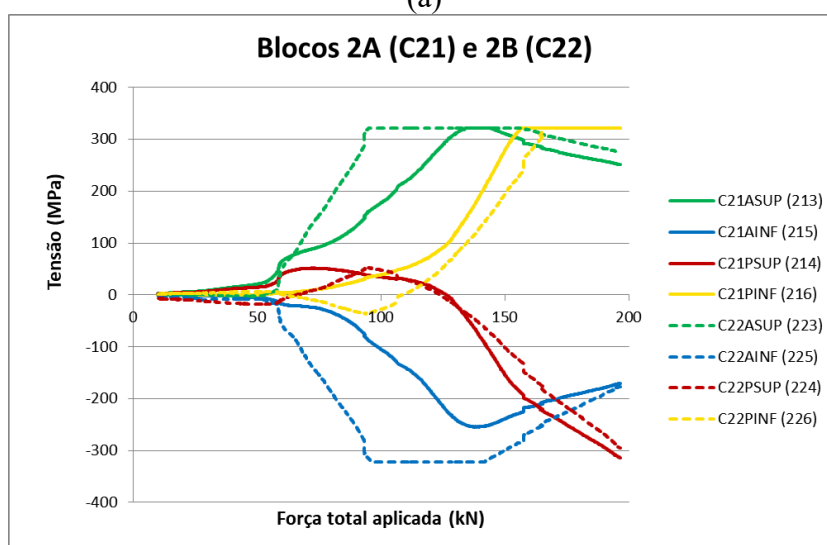
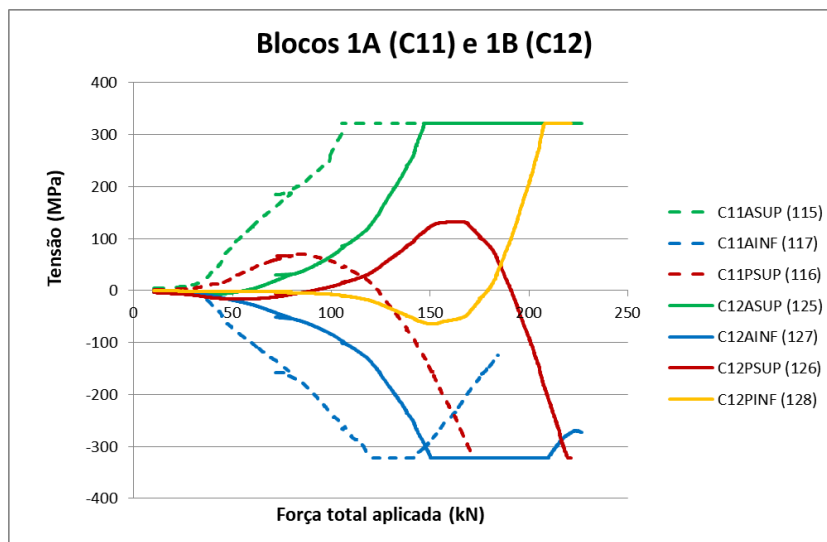
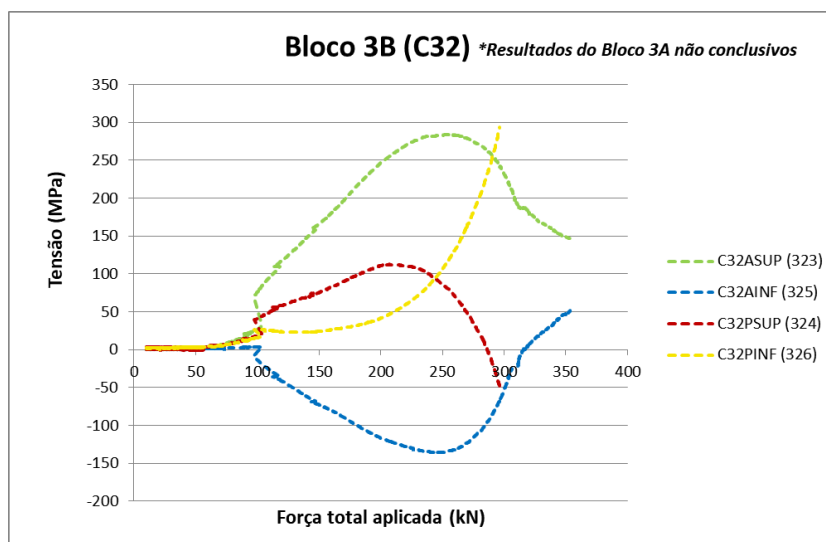
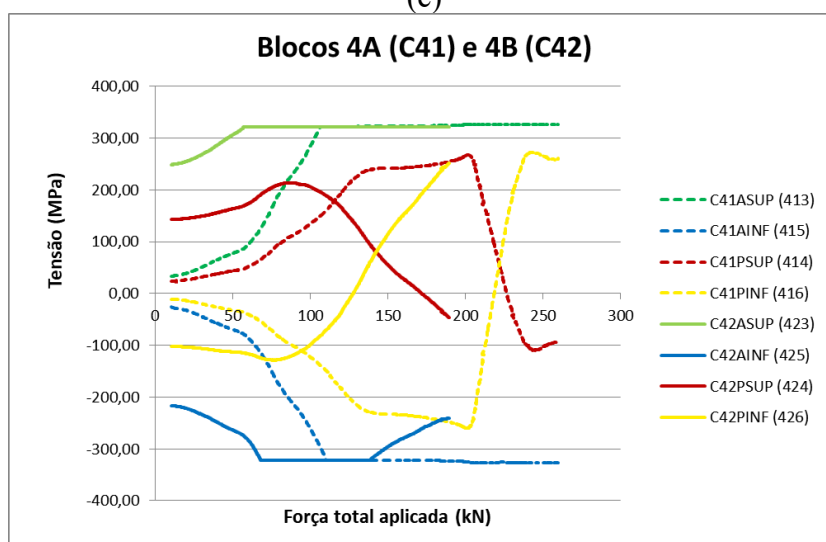


Figura 3.44 (a) & (b) – Resultados dos extensômetros para os chumbadores para os Blocos 1A e 1B (a) e para os Blocos 2A e 2B (b). passar aqui para leitura de deslocabilidade ao invés de tensão



(c)



(d)

Figura 3.44 (c) & (d) – Resultados dos extensômetros para os chumbadores para o Bloco 3B (c) e para os Blocos 4A e 4B (d).

Pode-se observar de maneira geral que há uma assimetria na distribuição do carregamento entre os dois blocos, principalmente durante a fase inicial, onde as imprecisões geométricas, e outras interferências tais como desalinhamentos e folgas nos furos das arruelas, são mais relevantes. Como consequência os chumbadores opostos monitorados não apresentaram picos de tensões (tração e compressão) simultâneos.

Verificou-se que há uma inversão de tensões na seção do alinhamento posterior (dentro do furo da chapa), nos extensômetros *PSUP* e *PINF*, em um período curto no início do carregamento, onde o chumbador inicialmente flete em curvatura simples, invertendo para uma curvatura dupla com o aumento do carregamento. A Figura 3.45 mostra

esquemáticamente este comportamento do comprimento fletido em função do carregamento transversal, onde: (a) posição descarregada indeformada; (b) início do carregamento e pequeno deslocamento vertical, onde a flexão a folga entre as porcas permite uma pequena rotação do chumbador (Figura 3.47); (c) aumento do carregamento e grande deslocamento, onde se observa a dupla flexão do chumbador; (d) contato do chumbador com a borda do furo alargado da placa, ocorrendo a falha por cisalhamento neste plano de corte. A Figura 3.46 mostra os resultados das tensões nos chumbadores agrupados pela média dos ensaios por tipo de graute: (a) resultados médios para os ensaios 1 e 3 (graute cimentício); (b) resultados médios para os ensaios 2 e 4 (graute epóxi). Observa-se que o padrão comportamental da flexão do chumbador no que se refere à inversão da curvatura mantém-se, independentemente do tipo de graute.

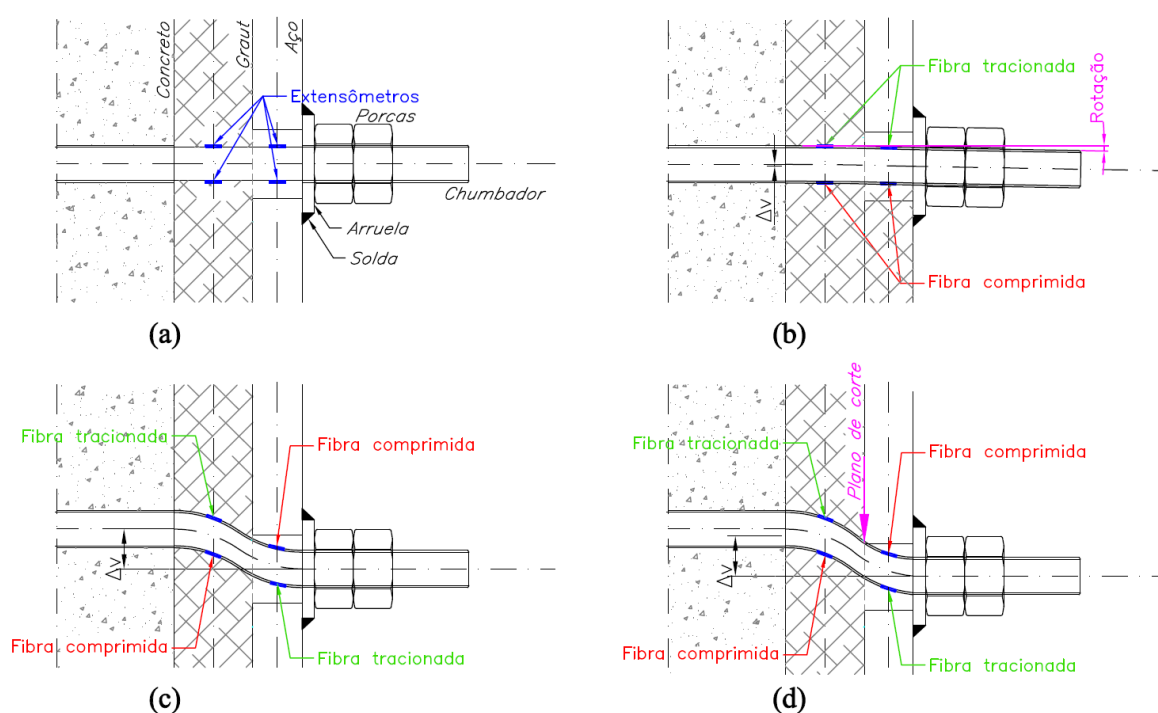
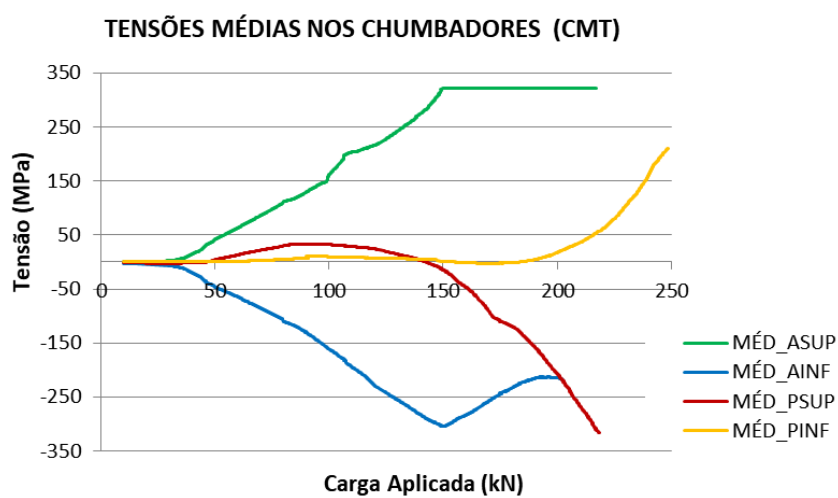
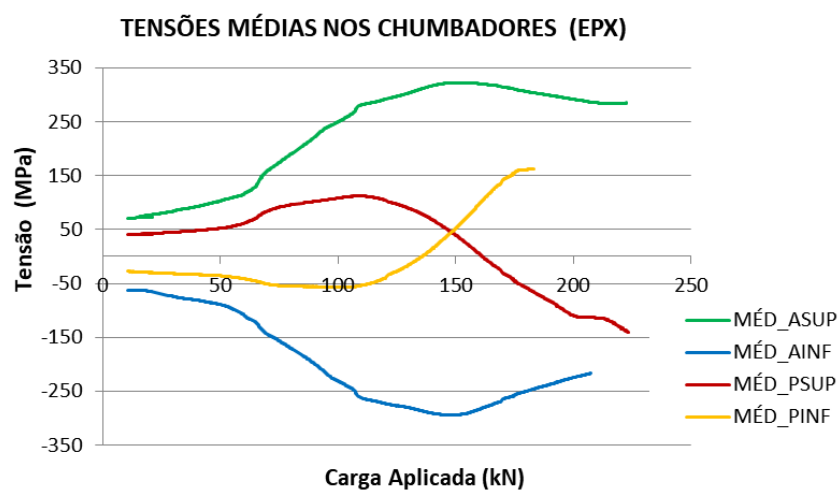


Figura 3.45 – Evolução da deformação e flexão do chumbador ao longo do carregamento.



(a)



(b)

Figura 3.46 – Valores médios das tensões nos chumbadores agrupados por tipo de graute: graute cimentício (a) e graute epóxi (b).

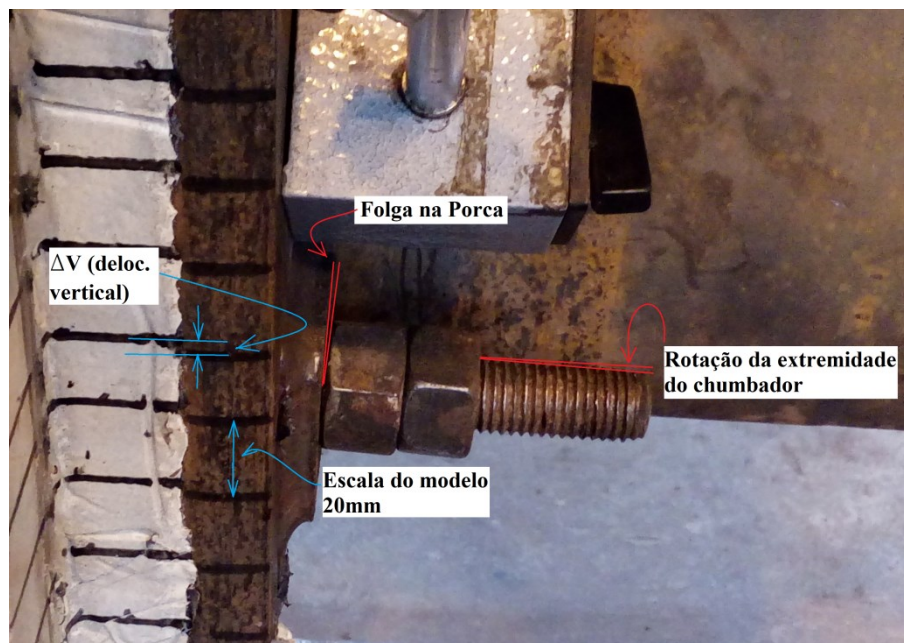


Figura 3.47 – Visualização da rotação do chumbador para pequenos deslocamentos no ensaio 4.

Por fim, foram analisados os gráficos globais de força – deslocamento, gerados pela MTS, durante os 4 experimentos como apresentado na Figura 3.48: MOD01 e MOD03, utilizando o graute cimentício (CMT); MOD02 e MOD04, utilizando o graute de base epóxi (EPX). Os picos nos gráficos correspondem à perda de rigidez provavelmente devida à ruptura de um ou mais chumbadores. Observa-se que os primeiros picos ocorreram para deslocamentos acima de 30 mm e força total em torno de 500 kN, valor que pode ser aceito como referência de capacidade resistente do modelo, muito superior à capacidade resistente característica estimada de 142,2 kN, apresentada na Tabela 3.6.

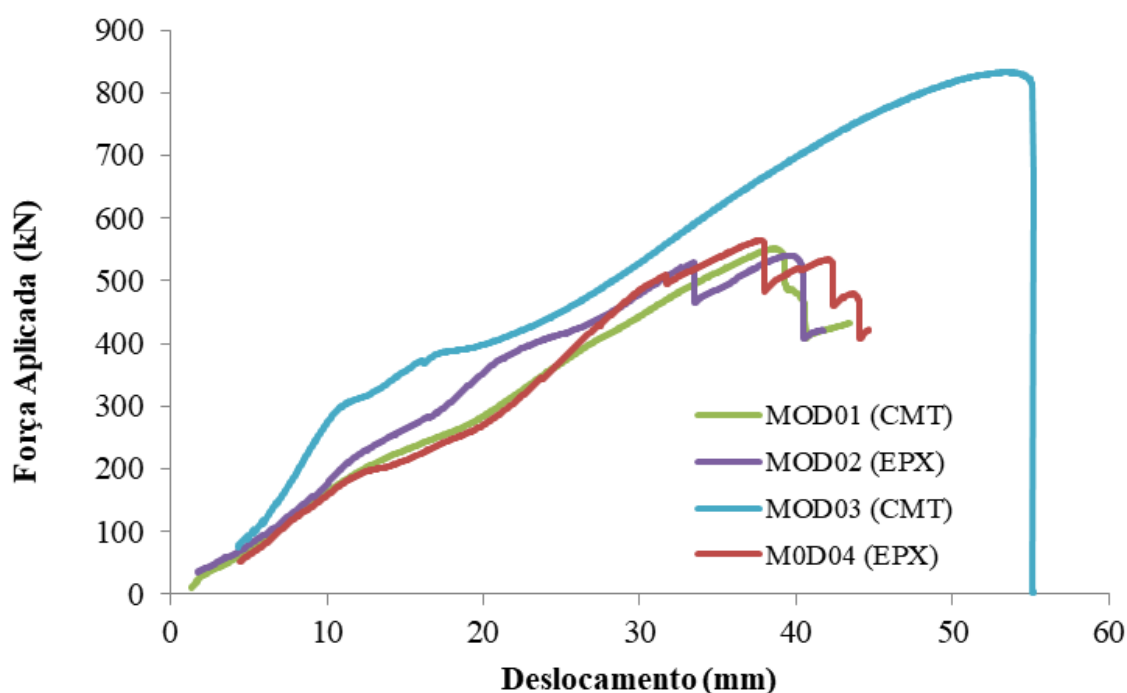


Figura 3.48 – Curvas Força *versus* Deslocamento para os ensaios MOD01 a MOD04.

Observa-se que para quase todos os gráficos e resultados mostrados neste subitem, o comportamento do ensaio 3 (MOD03) não apresentou uniformidade e comportamento semelhante aos demais ensaios. Atribui-se o comportamento anômalo às não conformidades na execução e posicionamento do modelo, como por exemplo, o desvio do posicionamento dos chumbadores durante a concretagem, o desalinhamento da base devido à presença de pequenos pedaços de concreto na base do bloco, detectada durante o carregamento do protótipo, entre outros.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Aspectos gerais

A fim de validar os resultados obtidos em um estudo numérico é preciso garantir que este modelo reproduza o comportamento observado experimentalmente. Um modelo numérico foi desenvolvido no programa Abaqus (Simulia, 2013), contemplando a geometria e as propriedades mecânicas dos materiais que compõem os modelos ensaiados, com o objetivo de avaliar o comportamento global e os efeitos locais nos chumbadores e demais elementos. O modelo foi calibrado segundo as respostas experimentais de deslocamentos e tensões e, a partir dessa análise, foi possível avaliar o comportamento dos elementos em detalhes.

A Figura 4.1 ilustra o modelo com os respectivos componentes considerados e a discretização adotada. A geometria contempla as dimensões reais externas e um plano de simetria vertical na semialtura da alma do perfil metálico. A seguir são descritas as configurações utilizadas no Abaqus® (Simulia, 2013) para cada elemento constituinte do modelo e das condições de contato e de contorno segundo adotado nos experimentos e ajustado na etapa de calibração do modelo.

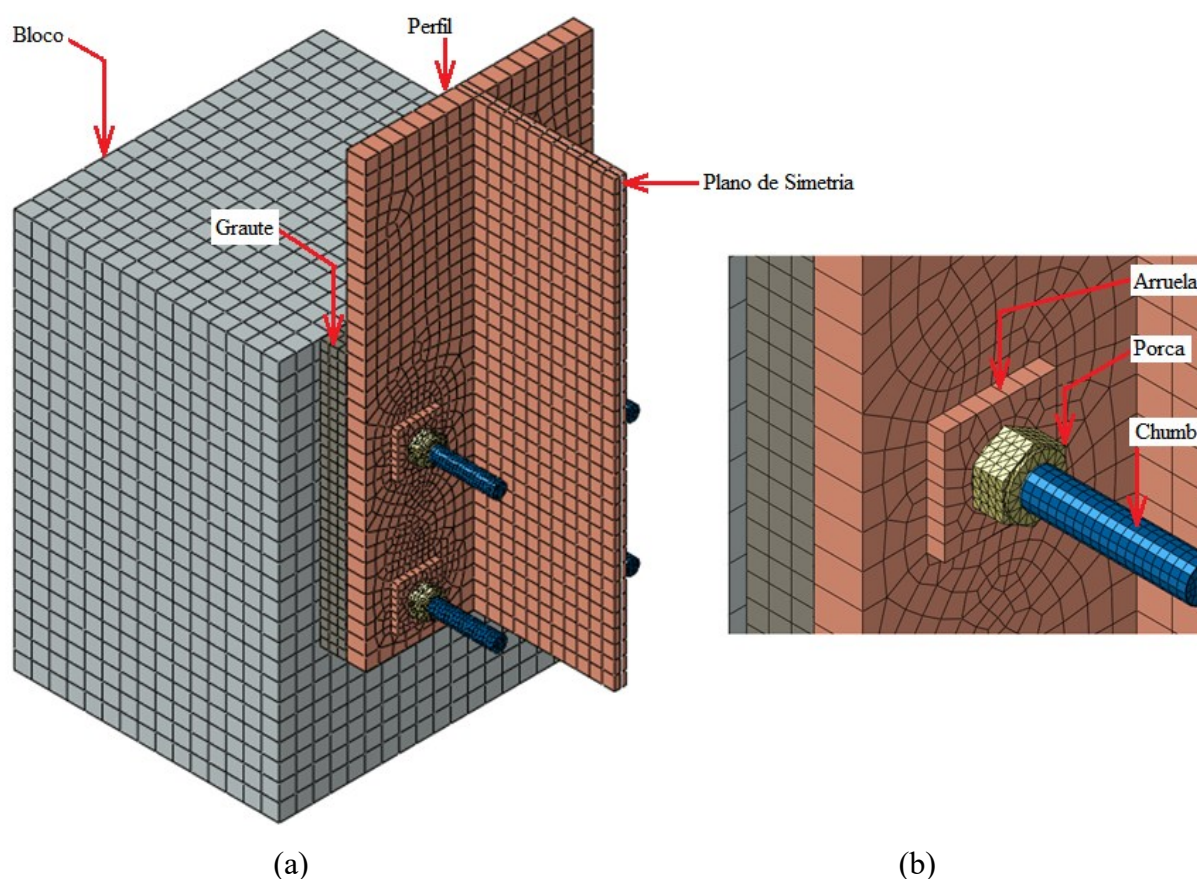


Figura 4.1 – Malha em elementos finitos: modelo global com simetria vertical (a) e detalhe da montagem arruela-chumbador-porca (b).

4.2 Parâmetros de configuração e calibração dos modelos

4.2.1 Caracterização numérica dos materiais

Como o teste experimental demandou situações de grandes deslocamentos e comportamento inelástico dos chumbadores e do graute, os materiais que compõem esses elementos foram devidamente caracterizados de acordo suas propriedades mecânicas elásticas e inelásticas para posterior definição dos modelos constitutivos. As propriedades mecânicas adotadas para os materiais estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resumo das propriedades mecânicas dos materiais do modelo numérico.

Material	Elástico		Inelástico		
	E_a (GPa)	ν	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_{ck} (MPa)
ASTM A36	200	0,3	250,0	400,0	---
ASTM A572	200	0,3	350,0	450,0	---
Chumbador 320MPa	200	0,3	326,0 ⁽²⁾	441,0 ⁽²⁾	---
Concreto 30MPa	32,84	0,2	---	---	30,0 ⁽¹⁾
Graute 50MPa	43,00 ⁽¹⁾	0,2	---	---	50,0 ⁽¹⁾
Graute 100MPa	25,00 ⁽¹⁾	0,2	---	---	100,0 ⁽¹⁾

Notas: ⁽¹⁾ valores médios obtidos experimentalmente; ⁽²⁾ valores segundo certificado do fabricante; demais valores conforme especificação normativa.

a) Modelo Constitutivo do Aço

Para os materiais em aço (chumbador, perfil, arruela e porcas), os comportamentos elástico e inelástico implementados foram definidos com base no diagrama tensão versus deformação dos aços de alta resistência e baixo carbono apresentado por Salmon e Johnson (1990), mostrado na Figura 4.2. Considerando encruamento isotrópico e superfície de escoamento de von Mises, o modelo leva em conta o comportamento inelástico do aço (Almeida, 2012). Não foram consideradas imperfeições geométricas e as tensões residuais do aço, uma vez que não são relevantes para o problema em análise.

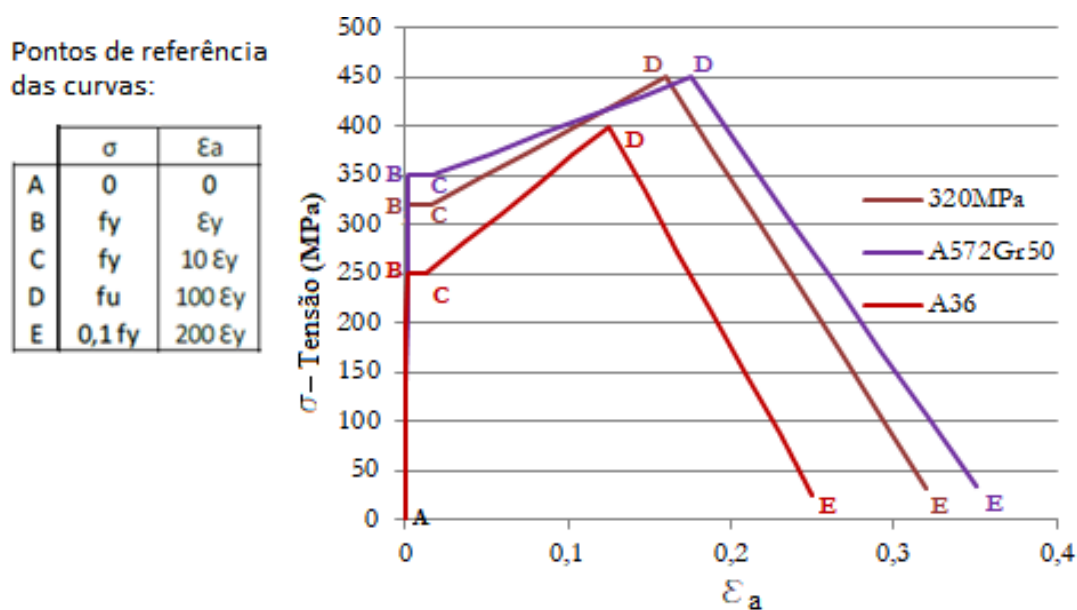


Figura 4.2 – Curva tensão – deformação inelástica (trecho B-C-D-E) dos aços em função de f_y , f_u e $\epsilon_y = f_y/E_a$.

b) *Modelo Constitutivo do Concreto e do Graute*

O comportamento do concreto à compressão pode ser representado através de um diagrama tensão *versus* deformação com um trecho linear e um trecho não linear, conforme proposto na Figura 4.3 (Cardoso, 2014). A primeira parte deste diagrama é representada por linhas contínuas, segundo a formulação proposta pela norma EN 1992-1-1:2004. Contudo, esta formulação limita-se a uma deformação última ε_{cu1} , o que não causaria grandes limitações para análises de estruturas de concreto armado desde que as deformações sofridas fossem menores que esta deformação em situações de carregamento último.

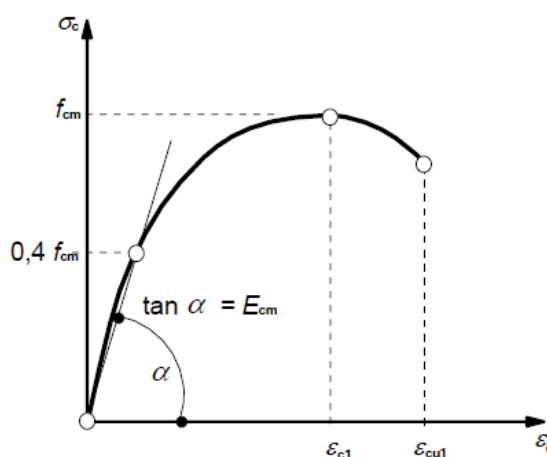


Figura 4.3 – Diagrama tensão *versus* deformação do concreto submetido à compressão, para $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu1}$ (EN 1992-1-1:2004).

No presente estudo, foram alcançadas grandes deformações nos chumbadores e na região de contato do concreto e do graute com esses elementos. Para contornar esta situação, foi adotado o modelo proposto por Pavlović *et al.* (2013), onde foi proposta uma extensão da formulação apresentada pela norma EN 1992-1-1:2004, para $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu1}$, representada na Figura 4.4 por linhas tracejadas.

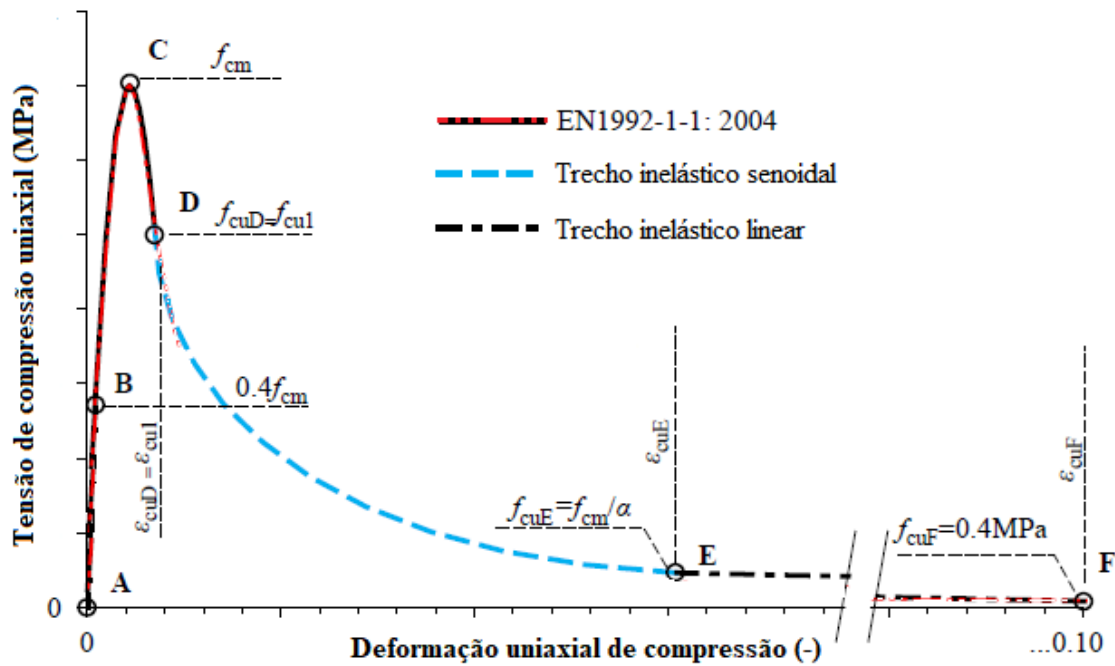


Figura 4.4 – Curva tensão-deformação típica para o concreto e o graute sob estado de tensão de compressão (Pavlovic *et al* 2013)..

Na Figura 4.4, os valores limítrofes indicados f_{cm} (resistência à compressão), ϵ_{cu1} (deformação última nominal) e f_{cu1} (tensão última nominal) são determinados conforme a Tabela 3.1 do EN 1992-1-1:2004, apresentada no Anexo B, em função das resistências características dos materiais f_{ck} . No trecho A-B-C-D a relação σ_c e ϵ_c , para pequenas deformações, é dada pela expressão:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{kc - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \text{ para } 0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}| \quad (4.1)$$

onde $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$, sendo ϵ_{c1} a deformação referente ao pico de tensão de acordo com a Tabela 3.1 (EC2, 2004);

$$k = C_1 E_{cm} \times |\epsilon_{c1}| / f_{cm}. \quad (4.2)$$

onde C_l é o fator de ajuste mostrado na Tabela 4.2 e E_{cm} é o módulo de elasticidade do concreto.

Para o trecho D-E-F, foi assumida a curva conforme Pavlovic *et al.* (2013). Trata-se de um trecho senoidal pós carga última e um trecho linear de carga residual, com os fatores previamente ajustados de acordo com resultados de testes *push-out*. A tensão de compressão na fase inelástica para grandes deformações $\sigma_c(\varepsilon_c)$ é dada por:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_{cm} \left[\frac{1}{\beta} - \frac{\text{sen}(\mu^{\alpha_{tD}} \cdot \alpha_{tE} \pi/2)}{\beta \cdot \text{sen}(\alpha_{tE} \pi/2)} + \frac{\mu}{\alpha} \right], & \varepsilon_{cuD} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cuE} \\ [f_{cuE}(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_c) + f_{cuF}(\varepsilon_c - \varepsilon_{cuE})]/(\varepsilon_{cuF} - \varepsilon_{cuE}), & \varepsilon_c > \varepsilon_{cuE} \end{cases} \quad (4.3)$$

onde:

$$\mu = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{cuD}}{\varepsilon_{cuE} - \varepsilon_{cuD}} \text{ e } \beta = \frac{f_{cm}}{f_{cu1}}, \text{ no trecho D-E;}$$

$$\varepsilon_{cuD} = \varepsilon_{cu1} \text{ e } f_{cuD} = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1}), \text{ no ponto D;}$$

$$f_{cuE} = \frac{f_{cm}}{\alpha} \text{ e } \alpha = 15 \text{ (fator de redução), no ponto E;}$$

$$f_{cuF} = 0,4 \text{ MPa (tensão residual final) e } \varepsilon_{cuF} = 0,10 \text{ (estipulado), no ponto final F.}$$

α_{tD} e α_{tE} são fatores tangentes de correção da curva senoidal, nos pontos D e E respectivamente.

Para os materiais *Concreto30MPa* e *Graute50MPa*, ambos de base cimentícia, os valores limítrofes da curva $\sigma_c(\varepsilon_c)$ e as constantes α_{tD} e α_{tE} foram assumidas segundo a proposta de Pavlovic *et al.* (2013). Para o *Graute100MPa*, por se tratar de um material não cimentício, ou seja, uma argamassa a base de resina polimérica, e pela falta de dados publicados e

informações sobre o comportamento deste material, a curva foi ajustada com os valores determinados experimentalmente. Os valores limites ε_{c1} , ε_{cu1} e ε_{cuE} e as constantes C_1 , α_{tD} e α_{tE} foram ajustados conforme os resultados experimentais obtidos dos ensaios de compressão uniaxial, apresentados no Anexo A e estão listados na Tabela 4.2. A Figura 4.5 mostra as curvas resultantes de tensão *versus* deformação para esses materiais. Esta caracterização pode ser atestada pelo fabricante em oportunidades futuras.

Tabela 4.2 – Constantes assumidas para as curvas $\sigma_c(\varepsilon_c)$

Constantes	Materiais		
	Concreto 30MPa	Graute 50MPa	Graute 100MPa ⁽¹⁾
f_{cm} (MPa)	38,0	58,0	100,0
C_1	1,05	1,05	1,592
f_{cu1} (MPa)	22,47	46,43	75,96
$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cuC}$	0,002	0,002	0,0065
$\varepsilon_{cu1} = \varepsilon_{cuD}$	0,0035	0,0035	0,0110
ε_{cuE}	0,03	0,03	0,045
ε_{cuF}	0,10		
α_{tD}	0,5	0,5	0,75
α_{tE}	0,9		

Notas: ⁽¹⁾ Valores ajustados segundo resultados experimentais

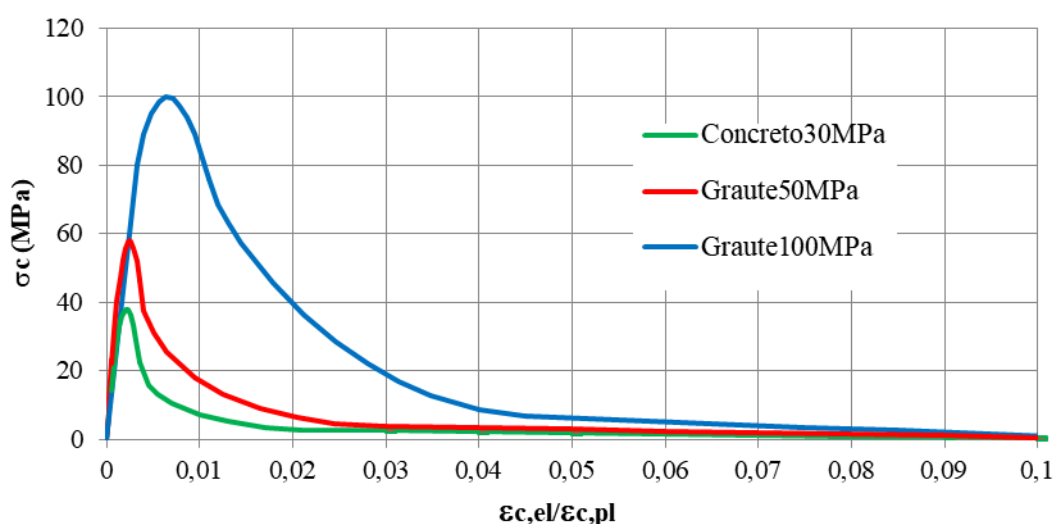


Figura 4.5 – Curvas tensão (compressão) *versus* deformação para o concreto e os grautes.

O comportamento do concreto submetido a um estado de tração uniaxial pode ser representado por um diagrama tensão *versus* deformação, como pode ser observado na Figura

4.6 (Cardoso, 2014). Nota-se que quando o concreto atinge a sua resistência à tração, há uma queda acentuada de rigidez devido à formação de fissuras. De acordo com Silva (2013), o comportamento frágil do concreto, na fase pós-pico, pode ser caracterizado por um diagrama tensão *versus* deslocamento, ao invés de um diagrama tensão *versus* deformação. Este deslocamento é determinado pela abertura de fissura. O diagrama tensão *versus* deslocamento adotado neste trabalho, para a simulação do concreto e do graute tracionado está representado na Figura 4.6. Devido à falta de estudos da caracterização do material graute epóxi, o mesmo comportamento à tração foi adotado. Na Tabela 4.3 são apresentados os valores de referência para a determinação dos pontos pós-pico do concreto e do graute, considerando:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (4.4)$$

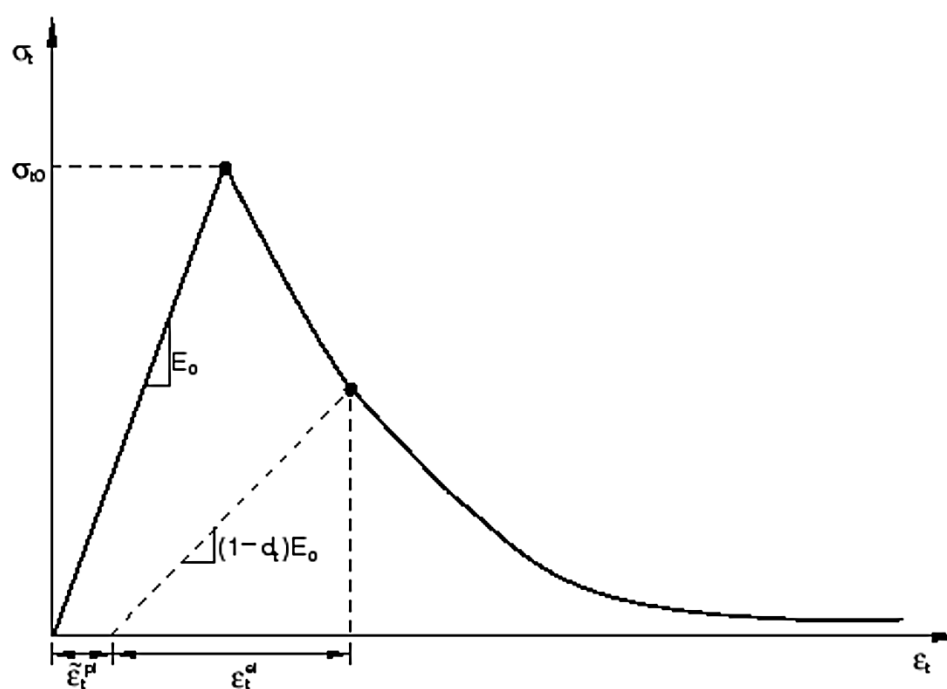


Figura 4.6 – Curva representativa do concreto tracionado no modelo numérico (Simulia, 2013).

Tabela 4.3 – Valores de referência tensão (σ_t) *versus* deslocamento (u) para determinação do comportamento à tração do concreto e dos grautes.

σ_t (MPa)	u (mm)
f_{ctm}	0,00
$0,60f_{ctm}$	0,05
$0,30f_{ctm}$	0,15
$0,05f_{ctm}$	0,50

Na Figura 4.7 são apresentadas as curvas de comportamento à tração para o *Concreto30MPa* e para os *Graute50MPa* (cimentício) e *Graute100MPa* (epóxi).

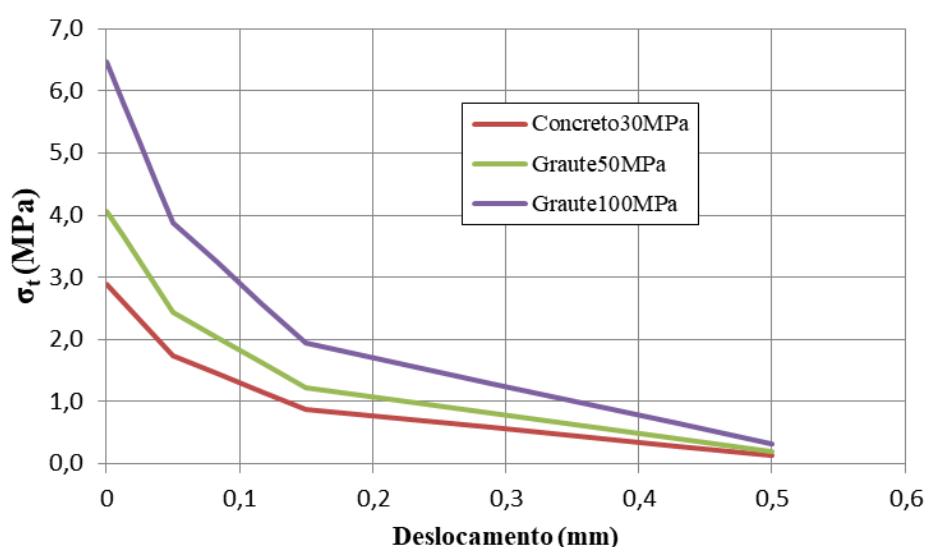


Figura 4.7 – Diagrama tensão de tração (σ_t) *versus* deslocamento pós-pico admitido para o concreto e os grautes.

O modelo de dano assumido para esses materiais é o proposto pelo programa ABAQUS (Simulia, 2013), onde é atribuída uma degradação nos locais que atingem deformações pós-pico do concreto, onde $\varepsilon = \varepsilon_{c1}$. Essas respostas são definidas através de diagramas dano *versus* deformação ou dano *versus* deslocamento, representando o concreto e o graute submetidos à compressão e à tração. As variáveis de dano são correlacionadas com a deformação do concreto submetido à compressão e deslocamento por abertura de fissura, respectivamente, considerando as relações:

$$\text{Dano } (D_c) = 1 - \sigma_c / f_{cm} \quad \text{e} \quad \text{Dano } (D_t) = 1 - \sigma_t / f_{ctm} \quad (4.5)$$

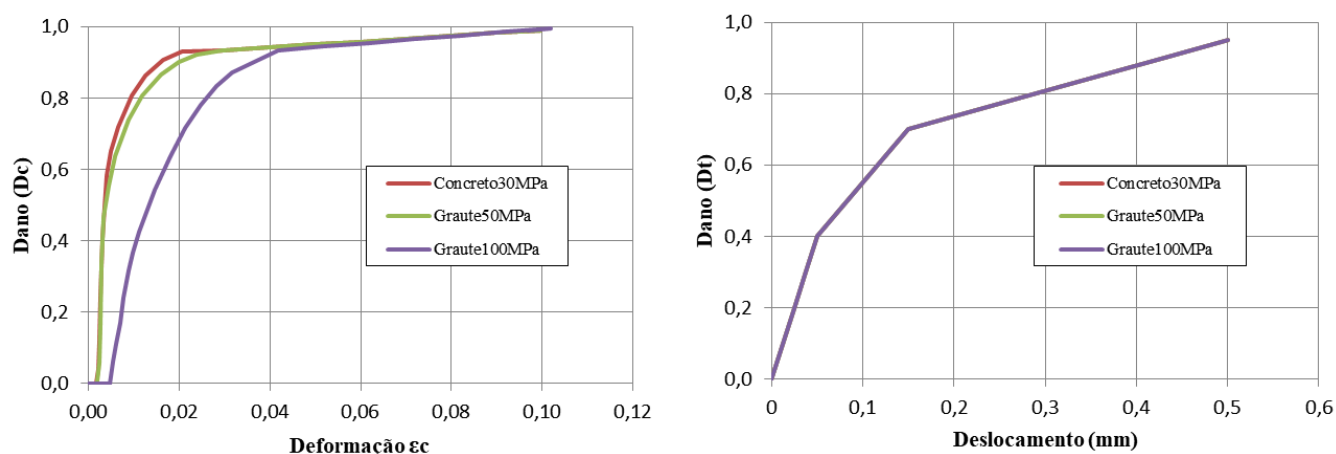


Figura 4.8 – Gráficos representando o modelo de dano adotado no ABAQUS para compressão (D_c) e tração (D_t).

4.2.2 Geometria dos componentes

- a) *Chumbador*: barra cilíndrica prismática, de comprimento 350 mm e diâmetro 16,45 mm, igual a $\sqrt{0,75} d_n$ (fios de rosca não considerados), onde $d_n=19\text{mm}$, sendo o material associado o *Chumbador320MPa*. A fim de se obter uma simulação condizente com o experimento, o chumbador superior esquerdo (monitorado no experimento), teve seu diâmetro ajustado para $15,696\text{ mm}$ para compensar o desgaste na região de instalação dos extensômetros (Figura 4.9). Os elementos finitos na seção reduzida cujas deformações foram monitoradas, foram escolhidos obedecendo à posição dos extensômetros, e os resultados foram validados segundo os gráficos gerados experimentalmente, servindo de parâmetro para a calibração do modelo global. A representação desses elementos está mostrada na Figura 4.10.

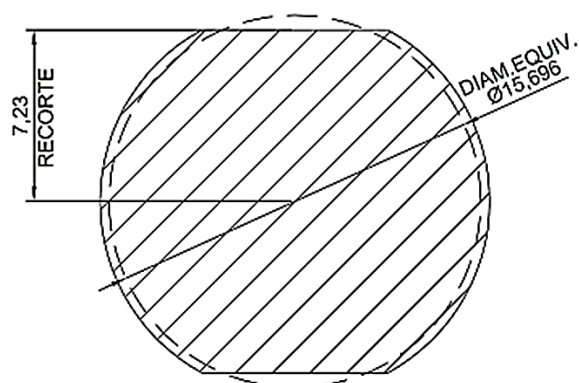


Figura 4.9 – Diâmetro equivalente para o chumbador com seção reduzida na região da extensometria.

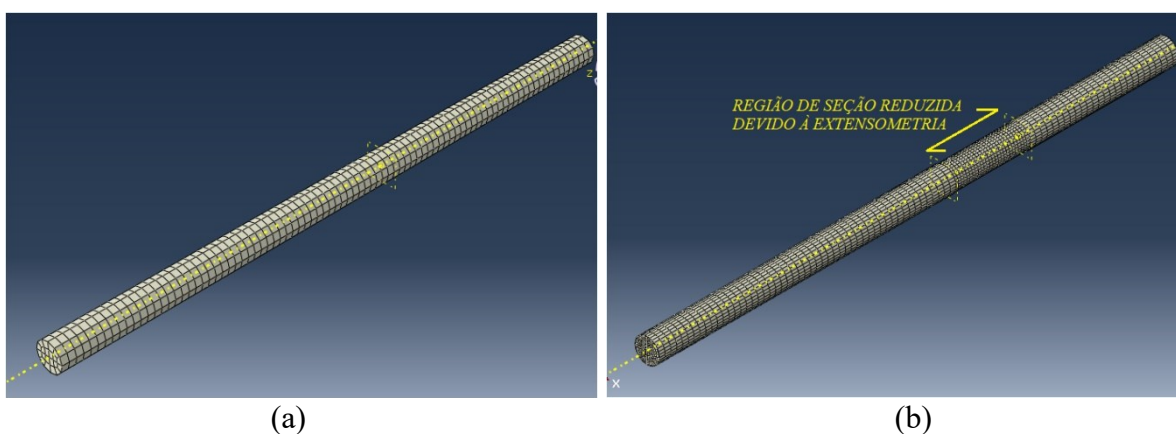
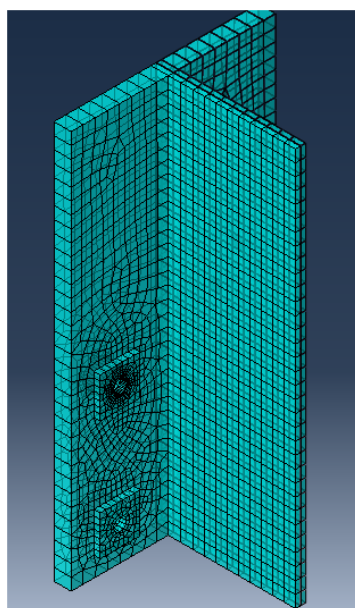
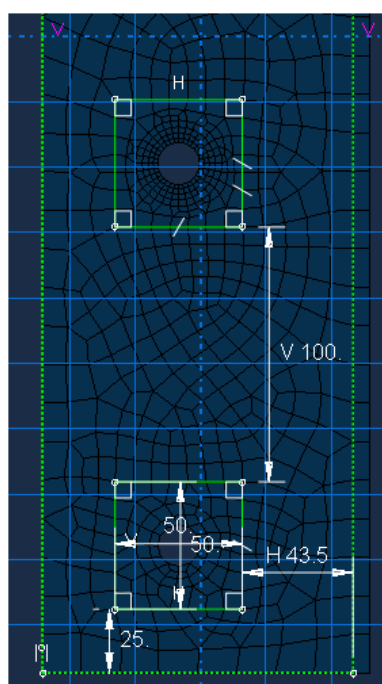


Figura 4.10 – Geometria do componente “chumbador”: típico (a) e reduzido (b).

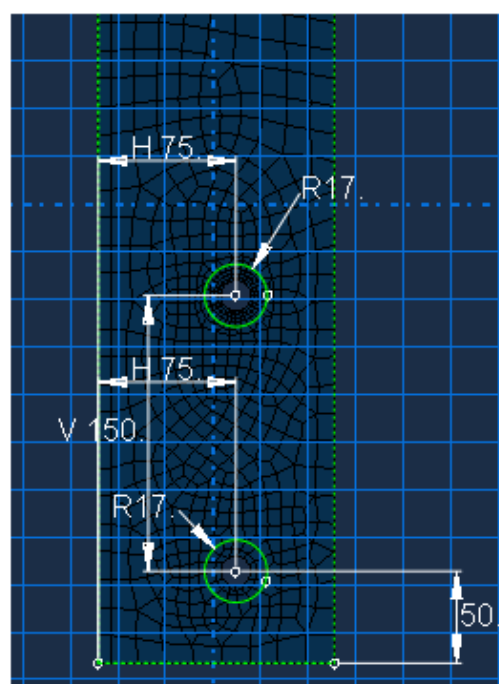
- b) *Perfil de aço e arruela*: perfil em forma de um “T” prismático com furo de 33 mm, com espessura da mesa igual a 21,7mm. A arruela de 8 mm com furo de 16,45 mm de diâmetro foi acoplada rigidamente ao perfil uma vez que este elemento é soldado às mesas, conforme mostrado na Figura 4.11. O material associado para esse elemento foi o *ASTM A572*.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.11 – Geometria do componente numérico “perfil”: malha (a); arruela (b); furo da chapa (c).

- c) *Bloco de concreto*: forma retangular prismática com dimensões iguais a 300mm (profundidade) x 350mm (largura) x 450mm (altura) . A altura do bloco foi considerada reduzida em relação ao real para ganho de tempo de processamento. Esta consideração foi segura em relação aos resultados numéricos observados, uma vez que os chumbadores mobilizaram somente localmente o bloco e não foi identificado

nenhum modo de falha global nos blocos. O material associado foi *Concreto30Mpa*, sem consideração de taxa de armadura dispersa uma vez que este parâmetro não influenciou no comportamento do modelo numérico. Não foi considerado deslizamento entre o chumbador e o bloco de concreto (arrancamento), uma vez que foi observada nos ensaios a ancoragem efetiva dos chumbadores, portanto na modelagem e na superfície de contato entre os elementos foi considerada uma malha imersa.

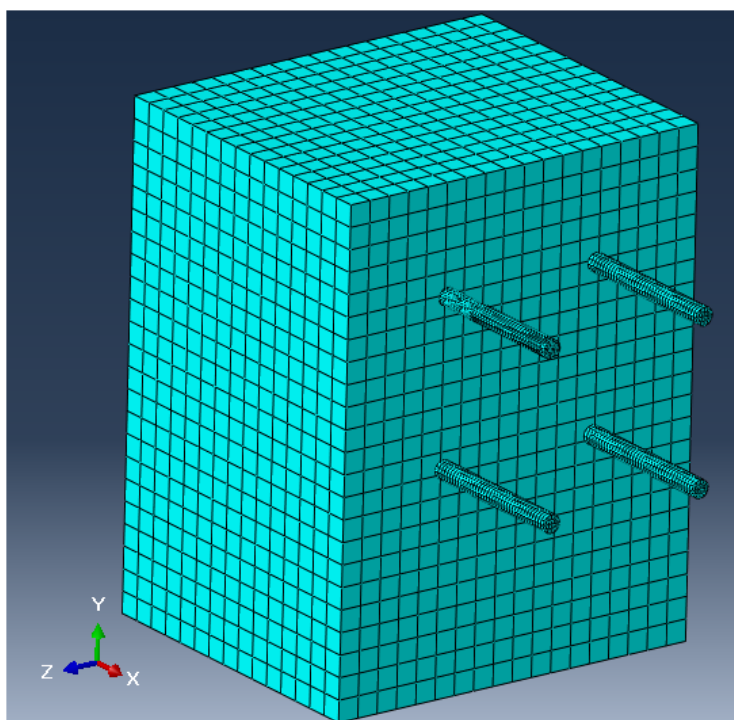


Figura 4.12 – Representação do elemento “Bloco” com o posicionamento dos chumbadores embutidos.

- d) Camada de graute: elemento com forma retangular prismática, espessura 30 mm, conforme apresentado na Figura 4.13. Os materiais associados foram *Graute50MPa* para os modelos considerando graute de base cimentícia e *Graute100MPa* para os modelos considerando graute de base epóxi. A fim de determinar a diferença do comportamento das bases em função da diferença desses materiais, foram preservadas as mesmas características geométricas para ambas as simulações e comparados os resultados.

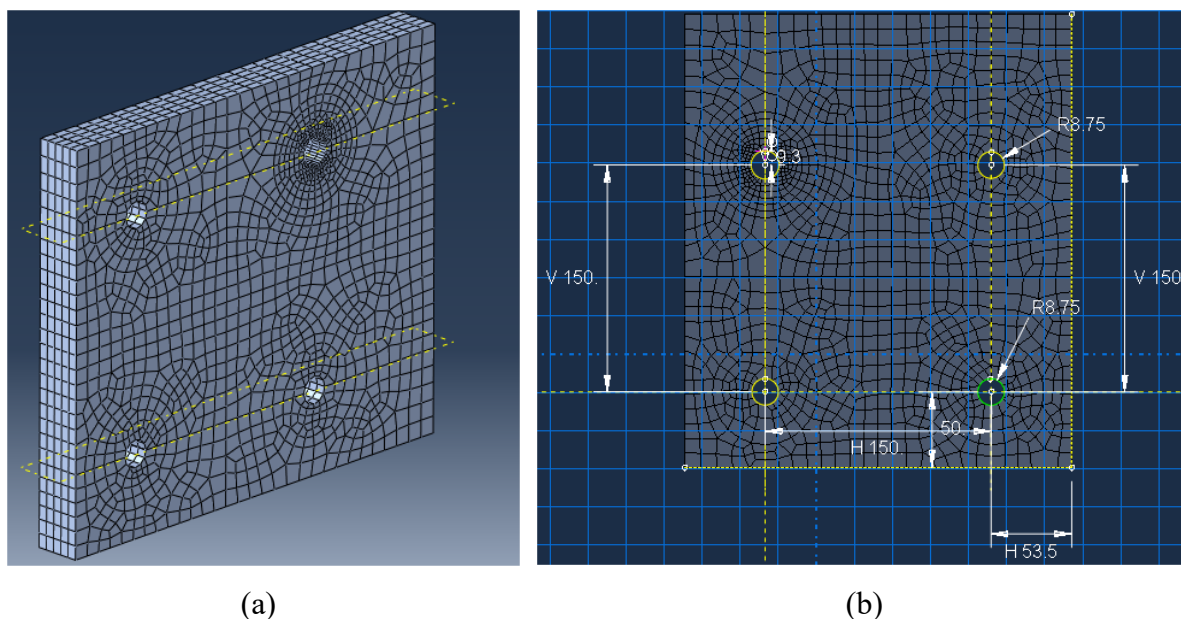


Figura 4.13 – Geometria do componente numérico “graute”: malha (a); furos (b).

- a) *Porcas*: forma espacial sextavada de diâmetro interno 16,45 mm, conforme mostrado na Figura 4.14. O material associado foi o *ASTM A36*. Pelo fato da geometria da porca influenciar na deslocabilidade inicial do chumbador, procurou-se reproduzir a geometria real padrão da porca, apresentada na Figura 3.6. Essas dimensões foram também aferidas com as porcas utilizadas nos ensaios.

No modelo numérico foi representada apenas uma porca na extremidade exposta do chumbador. A porca de ancoragem não foi representada, pois a condição de contato entre a face de contato do chumbador com o bloco considerada foi do tipo “*embedded*”, que vincula os graus de liberdade dos nós dos elementos das faces embutidas (chumbadores) ao sólido rígido (bloco de concreto). A porca de travamento também não foi representada, pois a condição de contato adotada entre a porca e o chumbador foi do tipo “*tie constraint*”, usada para compatibilizar os graus de liberdade dos elementos presentes em superfícies conectadas, levando à simplificação do modelo numérico.

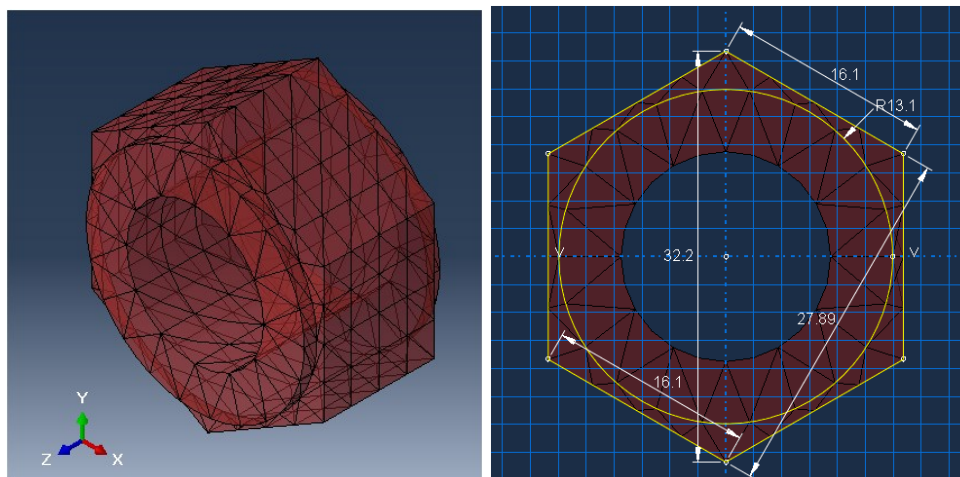


Figura 4.14 – Geometria do componente numérico “porca”.

4.2.3 Elementos finitos e processamento numérico

Os tipos de elementos finitos dos componentes do modelo foram determinados em função do material adotado para o respectivo componente e sua complexidade geométrica. O tamanho dos elementos foi determinado de acordo com a necessidade de refinamento da malha nos pontos de contato, picos de tensão e falha do material.

Para os componentes “Bloco” de concreto e “Graute” foi adotado o elemento o C3D8 (linear, hexaédrico sólido, com integração total), com oito nós e três graus de liberdade por nó (translações segundo os eixos ortogonais entre si: x, y e z). Para os componentes “Chumbador” e “Perfil” de aço foi adotado elemento o C3D8R (linear, hexaédrico sólido, com integração reduzida), que possui oito nós e três graus de liberdade por nó. E para o componente “Porca”, o elemento C3D10 (quadrático, tetraédrico sólido, com integração total) que possui dez nós e três graus de liberdade por nó, devido à complexidade geométrica do componente.

A expressão *integração total* refere-se ao número de pontos de Gauss necessários para integrar os termos polinomiais na matriz de rigidez de um elemento exatamente quando o elemento tem uma forma regular. Elementos lineares totalmente integrados utilizam dois pontos de integração em cada direção. Elementos quadráticos totalmente integrados utilizam

três pontos de integração em cada direção. A Figura 4.15 apresenta a ordenação dos nós e a numeração das faces do elemento sólido de 8 nós (Almeida, 2012).

Os elementos de *integração reduzida* usam um ponto de integração a menos em cada direção do que os elementos totalmente integrados. Na integração reduzida, os elementos lineares têm apenas um único ponto de integração localizado no centróide do elemento (Simulia, 2013). Apenas elementos quadriláteros e hexaédricos podem utilizar a integração reduzida, sendo que todos os elementos sólidos tetraédricos e triangulares utilizam integração total, embora possam ser utilizados simultaneamente. O uso da integração reduzida justifica-se pela simplificação da matriz de rigidez bem como no ganho no tempo de processamento do modelo.

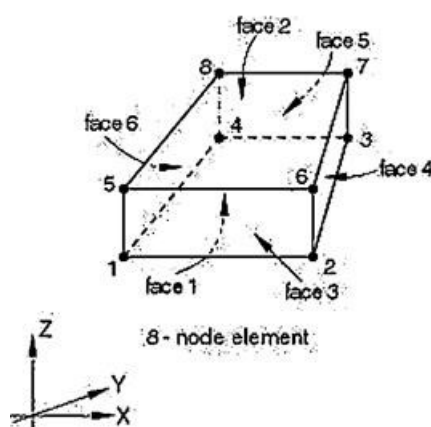


Figura 4.15 – Ilustração do elemento linear sólido de 8 nós e as respectivas posições das faces de referência.

Para a configuração do processamento numérico, foram consideradas a análise tipo *Dynamic, Implicit* e a não linearidade geométrica. A análise geral dinâmica linear ou não linear no ABAQUS usa a integração implícita de tempo para calcular a resposta dinâmica transiente de um sistema. Para qualquer caso não linear mais severo, a resposta dinâmica é obtida pela integração direta no tempo de todos os graus de liberdade do modelo de elemento finito via equações implícitas, pois em problemas estruturais, esquemas de integração implícita geralmente fornecem soluções aceitáveis com passos de tempo tipicamente uma ou duas ordens de grandeza maiores que o limite de estabilidade de esquemas explícitos simples (Simulia, 2013). Foi considerada a não linearidade geométrica ($NLGEOM=YES$) na obtenção da convergência do modelo devido à condição de grandes deslocamentos. Mesmo em se

tratando de um modelo quase estático, foi adotada a análise dinâmica por questões de convergência do modelo, uma vez que o critério de parada da análise envolve critérios de não linearidade geométrica e do material, em condições de grandes deslocamentos.

Foram configuradas 3 fases de processamento (“*steps*”) neste modelo. A primeira fase “*Initial*” é onde são determinadas as características iniciais do conjunto de elementos (“*Assembly*”), condições de contorno (“*BCs*”), processamento da malha, verificação de compatibilidade, entre outros aspectos iniciais. Na segunda fase do tipo estática denominada *Contact*, são associadas todas as propriedades de contato entre as superfícies de contato consideradas. Nesta fase não foi considerada a não linearidade geométrica. A terceira e última fase, *Displ-NL*, do tipo *Dynamic Implicit*, considera-se a não linearidade geométrica do material, sendo a fase de carregamento onde os deslocamentos na direção $-U_y$ foram impostos progressivamente até um valor limite.

4.2.4 Condições de contorno e carregamento

As condições de contorno podem ser usadas para especificar os valores de todas as variáveis básicas da solução (deslocamentos, rotações, amplitude de deformação, pressões de fluidos, pressões de poros, temperaturas, potenciais elétricos, concentrações normalizadas, pressões acústicas ou fluxo de material conector) em nós (Simulia, 2013). No modelo desenvolvido neste trabalho foram utilizadas condições de contorno mecânicas dos seguintes tipos:

- “*Displacement/Rotation*”: a serem considerados nos nós com restrição de deslocamentos (translações), como na base do bloco, e nos pontos onde foi imposto um deslocamento vertical, simulando a aplicação gradual da força vertical, no topo do perfil;
- “*Symmetry/Antisymmetry/Encastre*”: condição de contorno considerada no plano de simetria do modelo.

As condições de contorno implementadas no modelo foram:

1. Translação vertical impedida ($U_y=0$) em todos os nós da face inferior do bloco, simulando o apoio vertical da base implementado na fase “*Initial*” do processamento;
2. Restrição nos 4 nós das extremidades da base do bloco à rotação e ao deslocamento lateral ($U_z=R_x=R_y=0$), para efeito de estabilização da base, não sendo necessário nos demais nós da base devido ao comportamento de corpo rígido, implementada na fase “*Initial*” do processamento;
3. Condição de simetria *XSMM* ($U_x=R_y=R_z=0$) no plano perpendicular ao eixo X, localizado a meia altura da alma do perfil, implementada na fase “*Initial*” do processamento;
4. Translação vertical imposta ($U_y=-13\text{ mm}$ ou $U_y=-15\text{ mm}$) nos nós da face superior do perfil de maneira a simular o carregamento imposto no modelo, implementada na fase “*Load*” do processamento.

A Figura 4.16 mostra as condições de contorno visualizadas no modelo espacial, conforme descrito acima.

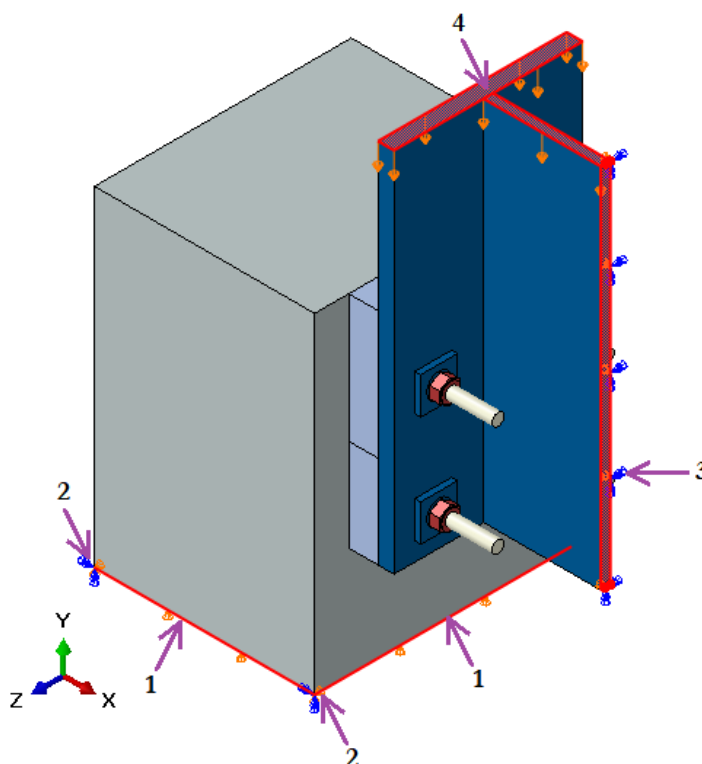


Figura 4.16 – Representação gráfica das condições de contorno e carregamento.

A condição de carregamento tipo “*Displacement*” (condição de contorno de deslocamento imposta) foi adotada preferencialmente ao carregamento continuamente aplicado tipo “*Load*” (carga distribuída ou concentrada, por exemplo), por apresentar maior controle da solução e facilidade de convergência.

4.2.5 Configurações gerais das superfícies de contato

As superfícies em contato, geralmente, transmitem forças de cisalhamento e normais presentes nas interfaces entre componentes. A relação entre esses dois componentes de força, conhecida como atrito entre os corpos de contato, é geralmente expressa em termos de tensões atuantes na interface dos corpos. No Abaqus (Simulia, 2013), os modelos de atrito disponíveis permitem as seguintes opções:

- incluir o modelo clássico de atrito isotrópico de Coulomb, que em sua forma geral permite que o coeficiente de atrito seja definido em termos do deslizamento, pressão de contato e variáveis de campo;
- fornecer a opção de definição de um coeficiente de atrito estático e cinético com uma zona de transição suave definida por uma curva exponencial;
- permitir a introdução de um limite de resistência ao cisalhamento, que é o valor máximo que pode ser transmitido pela interface antes do deslizamento relativo;
- incluir uma extensão anisotrópica do modelo básico de atrito de Coulomb;
- incluir um modelo que elimina o deslizamento de fricção quando as superfícies estão em contato;
- incluir um modelo de interface "suavizado" para romper o atrito no qual tensão de cisalhamento é uma função de deslizamento elástico;
- implementar um método de rigidez (*penalty*), um método cinemático ou um método baseado no multiplicador de Lagrange, dependendo do algoritmo de contato utilizado.

O Abaqus (Simulia, 2013) assume por padrão que a interação entre corpos ou superfícies de contato é sem atrito (“*frictionless*”), sendo possível atribuir ao contato entre superfícies ou entre elementos um coeficiente proporcional de atrito μ . Para impedir o escorregamento independentemente da pressão de contato entre as superfícies, o Abaqus (Simulia, 2013)

oferece a opção de especificar um coeficiente infinito de atrito ($\mu=\infty$) que evita todo o movimento de deslizamento relativo entre as superfícies de contato, desde que as restrições de contato na direção normal correspondentes estejam ativas.

Em um par de superfícies sujeitas a uma condição de contato onde os respectivos nós são compatibilizados entre si, uma das superfícies deve ser designada para ser a superfície escrava (“*slave surface*”) e a outra, a superfície mestre (“*master surface*”). A relação de contato “*hard*” minimiza a penetração da superfície escrava na superfície mestre nos locais de restrição e não permite a transferência de tensões de tração através da interface.

Uma restrição tipo “*tie*” pode ser usada para tornar o deslocamento translacional e rotacional, bem como todos os outros graus de liberdade compatíveis para um par de superfícies. Por padrão, os nós são “*tied*” (conectados) apenas onde as superfícies estão próximas umas das outras, substituindo e/ou simplificando condições rígidas de contato.

A técnica de elemento incorporado “*embedded*” é usada para especificar que um elemento ou grupo de elementos está incorporado em elementos hospedeiro “*host*”, como por exemplo, para modelar barras de armadura no interior do concreto explicar porque esta condição foi adotada . Abaqus (Simulia, 2013) procura as relações geométricas entre nós dos elementos incorporados e os elementos hospedeiros. Se um nó de um elemento incorporado estiver dentro de um elemento hospedeiro, “malha imersa em outra” os graus de liberdade translacionais no nó são eliminados e se torna um “nó incorporado”. Os graus de liberdade translacionais do nó incorporado são limitados aos valores interpolados dos graus correspondentes de liberdade do elemento hospedeiro. Essa relação substitui e/ou simplifica condições rígidas de contato.

Melhorar as explicações sobre essas condições de contato (numericamente X fisicamente) As condições de contato implementadas foram determinadas segundo o comportamento experimental local e global dos componentes do modelo experimental. Os pares de superfícies foram devidamente mapeados e conectados entre si. Os modelos dos tipos de contato desenvolvidos foram configurados conforme mostrado na Tabela 4.4. Os coeficientes de atrito indicados foram adotados conforme valores usuais recomendados na literatura, tais como

$\mu=0,5$ entre o perfil de aço e o chumbador (aço-aço) e $\mu=1,0$ entre o chumbador e o graute, devido a presença da rosca envolvida pelo graute. A superfície do perfil na região de contato com o graute foi revestida a fim de evitar qualquer interferência do possível atrito desenvolvido entre os dois materiais nos resultados. Logo, esta condição de contato foi considerada como “*frictionless*”. As condições “*tie*” entre o chumbador e a porca e “*embedded*” entre o e os chumbadores já foram descritas previamente. A Figura 4.17 mostra a posição desses pares de superfícies considerados.

Tabela 4.4 – Propriedades de contato entre pares de superfícies

Superfícies de Contato			Tipo de contato (Simulia, 2013)		
<i>N</i>	<i>Master Surf.</i>	<i>Slave Surf.</i>	<i>Normal</i>	<i>Tangencial</i>	<i>Gap</i>
1	Perfil	Graute	“ <i>Hard</i> ” <i>Contact</i>	<i>Frictionless (s/ atrito)</i>	0
2	Chumbador	Perfil (arruela)	“ <i>Hard</i> ” <i>Contact</i>	<i>Penalty (Coef. $\mu=0,5$)</i>	9,15 mm
3	Chumbador	Perfil (furo alarg.)			
4	Perfil (arruela)	Porca			0,1 mm
5	Chumbador	Graute	“ <i>Hard</i> ” <i>Contact</i>	<i>Penalty (Coef. $\mu=1,0$)</i>	0,52mm
6	Chumbador	Porca	<i>Tie</i>	<i>Tie</i>	0
7	Concreto	Graute			0
8	Concreto	Chumbador	<i>Embedded region</i>		0

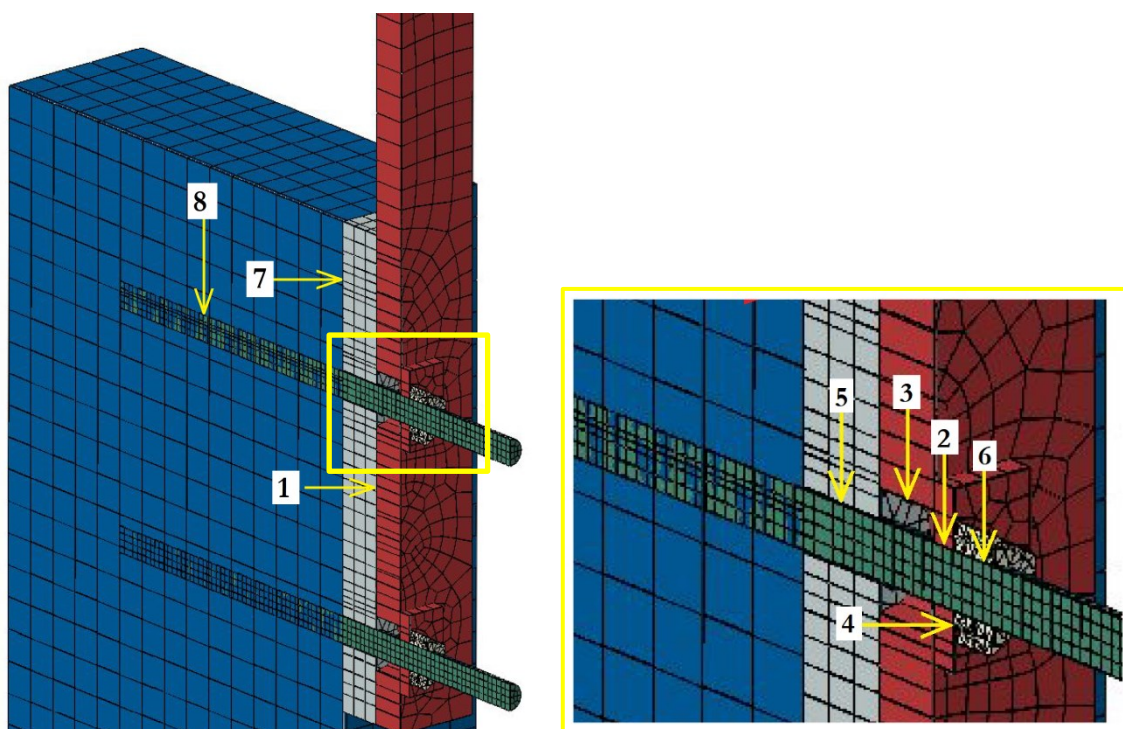


Figura 4.17 – Indicação dos pares de superfícies consideradas com condição de contato.

A variável definida como “*GAP*” é a condição de abertura ou distância inicial entre as superfícies. Esta condição foi considerada em duas situações neste modelo, a saber: a primeira situação é uma abertura considerada entre as faces de contato graute-chumbador, devido ao não preenchimento total dos vincos das roscas pelo graute durante sua aplicação, em virtude da sua viscosidade, presença de agregados finos e falta de vibração do material durante a aplicação. Este valor foi calibrado em 0,52 mm, no qual o chumbador tem um comportamento linear sem desenvolver contato rígido com o graute; a segunda situação ocorre na face de contato entre a arruela e a porca, devido ao não torqueamento controlado da porca, sugerindo então a presença de uma pequena folga entre os dois elementos que permite uma ligeira rotação entre as duas faces. Este comportamento pode ser observado nos resultados experimentais e foi reproduzido no modelo numérico. Foi adotado um valor de 0,1 mm, obtido a partir da calibração das respostas do modelo.

4.3 Critérios para calibração do modelo numérico

Uma atenção especial deve ser dada à malha do modelo numérico, pois a solução numérica fornecida pelo modelo idealmente deve apresentar tendência monotônica à medida que se aumenta a densidade da malha. Malhas grosseiras podem produzir resultados imprecisos em análises usando métodos implícitos ou explícitos. Os tempos de processamento necessários para executar a simulação também aumentam à medida que a malha é refinada (Simulia, 2013).

A calibração que determina a consistência do modelo numérico consiste não só no refinamento das malhas, mas também entendimento do comportamento dos componentes constituintes do modelo, que devem apresentar respostas coerentes com o comportamento observado na análise experimental. Para a calibração do modelo foram avaliados o comportamento global, com a comparação dos diagramas de força *versus* deslocamento, e as tensões no chumbador monitorado, a fim de caracterizar a flexão deste quando solicitado à força transversal. Para isso, as curvas geradas pela análise numérica foram sobrepostas às curvas experimentais de tensão e de deslocamento, em função da força total aplicada.

De acordo com a Figura 3.44, as curvas de tensão nos chumbadores pela força aplicada nos 4 ensaios apresentam um desenvolvimento padrão, no início, meio e no fim do carregamento, podendo-se distinguir ao menos três fases:

- a) no início do carregamento, há uma flexão em curvatura simples, que ocorre devido à folga no contato entre a porca e a arruela, simulando o aperto manual, e à folga entre o chumbador e o graute, nos sulcos da rosca;
- b) depois que ocorre o contato efetivo da porca com a arruela e do chumbador com o graute, observa-se uma leve inversão da rotação da extremidade, caracterizada pelo engastamento do chumbador e, portanto por uma curvatura dupla de flexão e a inversão de tensões nas fibras externas da seção posterior;
- c) com a progressão do deslocamento, ocorre o contato do furo da chapa (mesa do perfil) com o chumbador na interface entre o graute e a mesa do perfil de aço onde as tensões críticas normais de flexão associadas ao cisalhamento levam eventualmente à ruptura do chumbador.

Os critérios para calibração do modelo numérico foram: (i) a compatibilização dos gráficos de força-deslocamento globais, em função das respostas das reações de apoio dos vínculos da base do bloco de concreto; (ii) a superposição dos gráficos das tensões desenvolvidas nos chumbadores monitorados. Apesar das curvas globais de força-deslocamento experimentais ficarem bastante próximas, foram testados os modelos com os dois materiais de graute implementados, a fim de investigar qualquer particularidade do comportamento de cada um deles ao longo do carregamento.

O parâmetro fundamental utilizado para a compatibilização dessas curvas foram os GAPs entre o chumbador e o graute, na região da rosca (GAP_{cgr}), e entre a porca e a arruela, na região de contato (GAP_{par}). O primeiro valor (GAP_{cgr}) influencia diretamente no comportamento global, pois a deformada inicial se desenvolve a partir de uma curva elástico-linear, preenchendo os vazios nos sulcos dos fios da rosca, até que o contato entre o chumbador e o graute seja efetivo.

O segundo valor calibrado (GAP_{par}) influencia diretamente no desenvolvimento dos diagramas de tensões locais do chumbador, pois determina o ponto de inversão das curvaturas de flexão. Foi considerada uma folga entre a porca e a arruela simulando o aperto manual, cuja tensão de contato desenvolvida entre as faces não é efetiva como ocorre em apertos pré-tensionados em ligações parafusadas convencionais.

A folga ou *GAP* entre o fuste do chumbador e o graute (GAP_{cgr}) ocorre devido à falta de penetração efetiva do graute nos sulcos dos fios da rosca do chumbador, levando à baixa contenção lateral do chumbador no início do carregamento e, por isso, o comportamento global se assemelha à condição SEM GRAUTE e o chumbador flete livre sem desenvolver o contato com o material envolto. O valor adotado foi determinado em função da evolução das curvas de força *versus* deslocamento conforme demonstrado no gráfico da Figura 4.18, predominantemente no trecho do início do carregamento. O valor que apresentou melhor convergência entre os resultados para o GAP_{cgr} foi de 0,52 mm, em comparação com as curvas com o GAP_{cgr} igual a 0 mm, 0,2 mm e 1,0 mm. Para o chumbador monitorado, sendo este envolto em uma camada isolante espessa considerada como material inerte, o GAP_{cgr} foi calibrado em 1,45 mm, o que deve refletir na leitura dos dados de extensometria já que o comprimento destravado interfere na distribuição de tensões deste elemento. Como as curvas dos ensaios com os grautes cimentício e epóxi apresentaram comportamentos similares, os valores calibrados para esses GAP_{cgr} foram adotados para ambos os modelos.

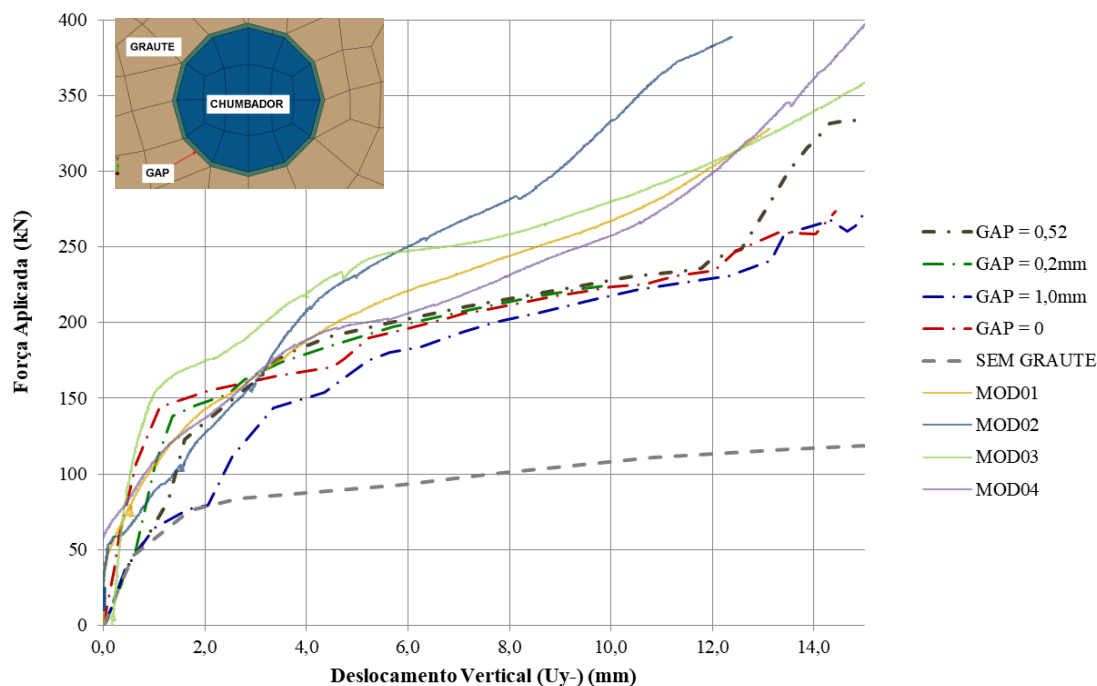


Figura 4.18 – Curvas força vs. deslocamento em função do GAP_{cgr} entre o corpo do chumbador e o graute.

A Tabela 4.5 mostra as fases do desenvolvimento das tensões normais longitudinais no chumbador (S11), mostradas na seção média da barra, nos elementos monitorados segundo etapas de deslocamento, identificando a progressão da deformação e o colapso do chumbador.

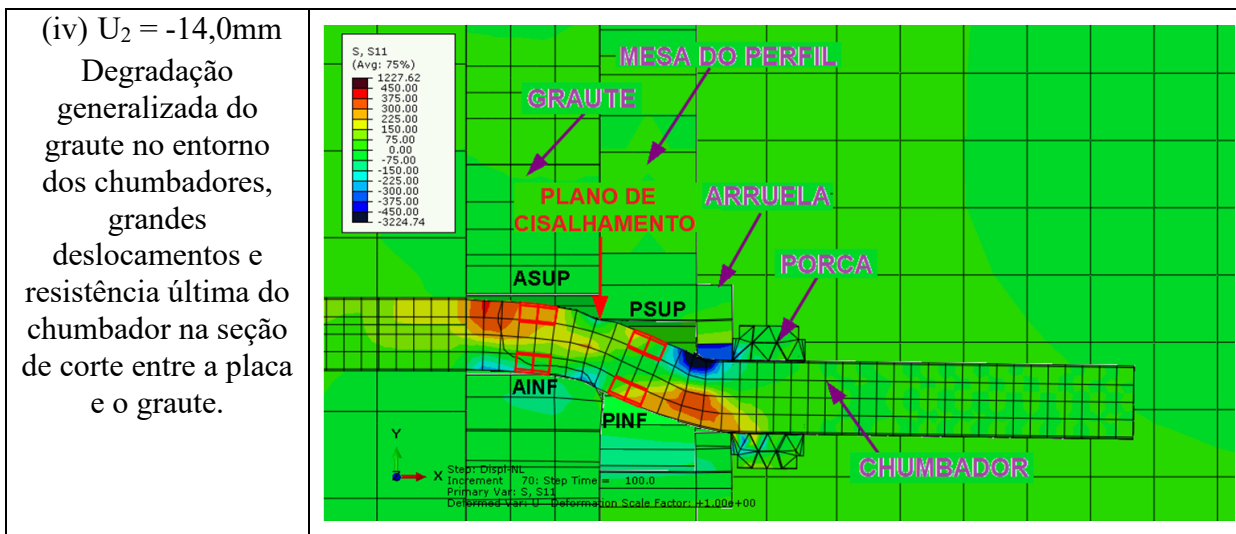
Para efeito comparativo com os resultados experimentais, essas tensões foram tomadas em pontos coincidentes às seções onde os extensômetros foram instalados no modelo experimental, e podem não corresponder às seções onde ocorreram as tensões máximas. Por exemplo, nas referidas figuras observa-se que a seção crítica nas fases iniciais é próxima à interface concreto – graute, um pouco desencontrada dos elementos correspondentes à locação dos extensômetros aqui referenciada como seção ANTERIOR (elementos marcados em vermelho), a 15 mm da face do concreto.

Com a progressão do carregamento, outras seções críticas são observadas no ponto de contato entre a arruela e o chumbador e no plano de ruptura ao corte na interface graute – mesa do perfil, sendo que os elementos correspondentes à locação dos extensômetros referenciada

como seção POSTERIOR, a 40mm da face do concreto (elementos marcados em vermelho), estão posicionados entre essas duas seções.

Tabela 4.5 - Tensões normais longitudinais no chumbador segundo o deslocamento vertical

<p>(i) $U_2 = -0,63\text{mm}$ Fase inicial pequenos deslocamentos</p>	
<p>(ii) $U_2 = -1,13\text{mm}$ Fase onde se observa o contato entre a porca e a arruela, e entre o chumbador e o graute. Início da formação da rótula plástica.</p>	
<p>(iii) $U_2 = -6,64\text{mm}$ Formação de duas rótulas plásticas no chumbador e aumento considerável dos deslocamentos.</p>	



No item (i) da Tabela 4.5, observa-se que, para pequenos deslocamentos verticais e carregamentos iniciais, o chumbador flete ao longo de uma curvatura simples, indicada para presença de tensões de tração ao longo da fibra superior do comprimento fletido e compressão da fibra inferior. O engastamento da extremidade exposta não ocorre devido às folgas (GAPs) entre a porca e a chapa da arruela e do chumbador com o graute.

À medida que se aumenta o deslocamento vertical (item (ii) da Tabela 4.5), ocorre o contato efetivo de todos os elementos e eliminação dos GAPs, podendo ser observadas a inversão da curvatura do chumbador e a inversão das tensões devido à flexão na seção posterior (PSUP e PINF). São observados pontos com tensões acima da resistência ao escoamento (320 MPa) na seção anterior (ASUP e AINF). Na fase mostrada no item (iii) da Tabela 4.5 é alcançado o limite de resistência (450 MPa) nas seções críticas.

A fase final, representada no item (iv) da Tabela 4.5, foi caracterizada por deslocamentos excessivos e conseqüentemente pelo contato entre a borda do furo alargado da placa de base e o chumbador. O limite de resistência nessa fase foi caracterizado pela tensão limite de ruptura observada nas seções críticas, bem como o alongamento significativo do trecho fletido do chumbador. O modo de falha no plano de corte situado entre a face do graute e do perfil, assim como no modelo experimental, foi observado para um deslocamento vertical total em torno de 14 mm. Conclui-se que a superposição de efeitos de flexão e do cisalhamento, complementado da tração decorrente do alongamento do chumbador, acarretou deformações excessivas e perda de convergência da solução numérica.

A Figura 4.19 mostra o gráfico comparativo das curvas numéricas finais força *versus* deslocamento sobrepostas às experimentais. Foram calibradas as curvas para o modelo com graute cimentício CIM 50MPa, graute epóxi EPX 100MPa e o modelo SEM GRAUTE, sendo esta última curva gerada para fins de comparação da resistência à flexão do chumbador na ausência do graute. Para isso, o espaçamento de 30 mm, originalmente preenchido com o graute, foi modelado sem material de preenchimento, permitindo a flexão dos chumbadores sem contenção neste trecho.

Observa-se no desenvolvimento de todas as curvas um comportamento linear do conjunto para pequenos deslocamentos (inferiores a 2 mm), determinado pelo início da plastificação do chumbador, o que determina o ponto de inflexão das condições de contorno e consequentemente da inversão das tensões de tração e compressão nas seções críticas.

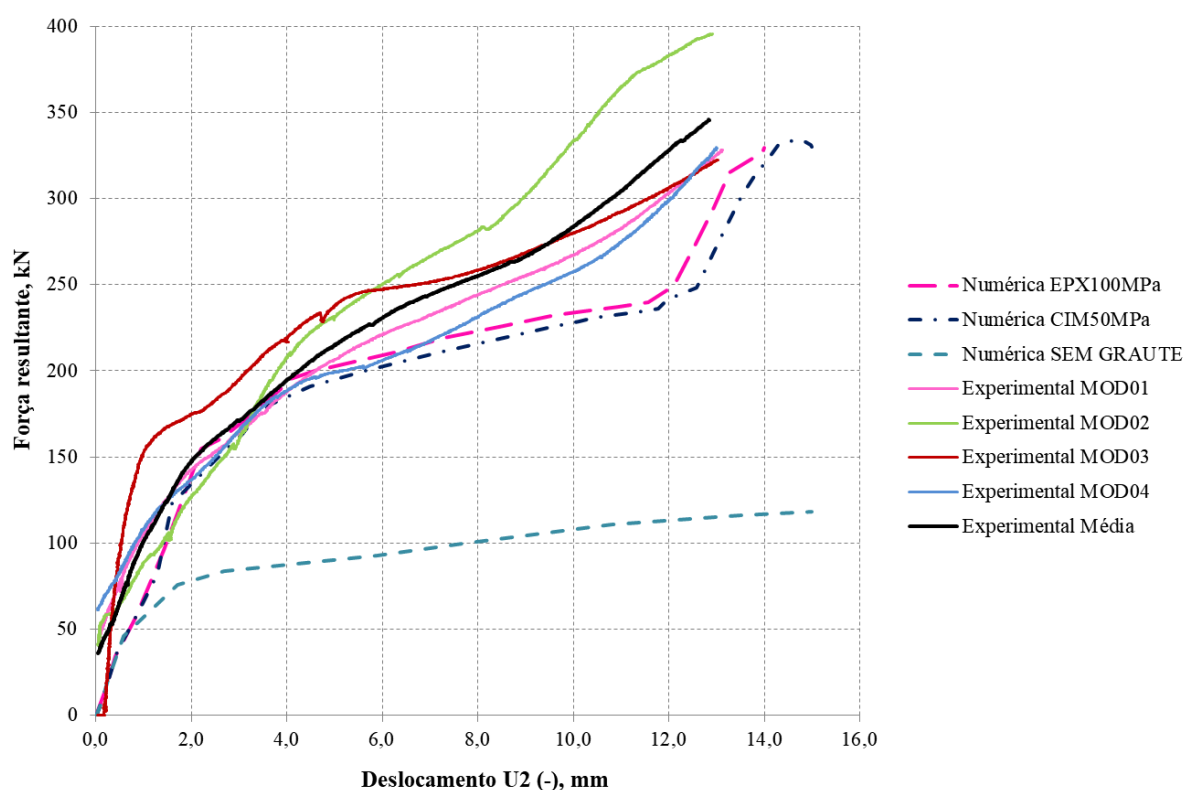


Figura 4.19 – Gráfico de força vs. deslocamento vertical de resultados experimentais e numéricos.

A Figura 4.20 apresenta as tensões nas posições anterior (Ant) e posterior (Pos) e nas fibras superior (Sup) e inferior (Inf) dos chumbadores, referentes ao monitoramento por

extensometria. É apresentada a evolução dessas tensões considerando o carregamento aplicado e o tipo de graute modelado: cimentício 50MPa (CMT) e epóxi 100MPa (EPX). Essas curvas podem facilmente ser sobrepostas às curvas experimentais mostradas no item 3.5.2.

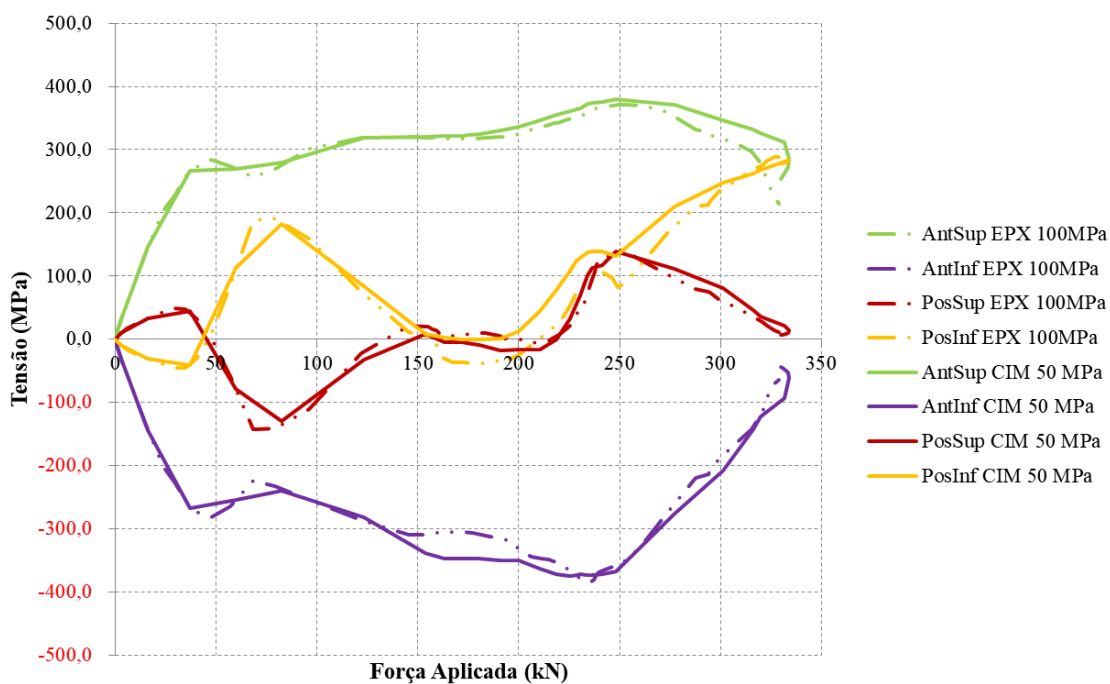


Figura 4.20 – Gráfico das tensões nos chumbadores.

4.4 Análise do dano no graute em função do deslocamento

É fundamental a análise da propagação do dano no graute, visto que é o ponto principal a ser avaliado neste trabalho. A Figura 4.21 mostra o resultado gráfico da propagação do dano (0 a 1, sendo 1 o valor de ruptura do material). Observa-se que os pontos críticos são sempre na região de contato com o chumbador fletido, sendo maior da face superior (em contato com a chapa) para a face inferior (em contato com o concreto). Isto implica que mesmo que o avanço do dano neste material reduza sua capacidade de contenção lateral do chumbador, tal fato não ocorre uniformemente ao longo da espessura da camada de graute (Figura 4.22).

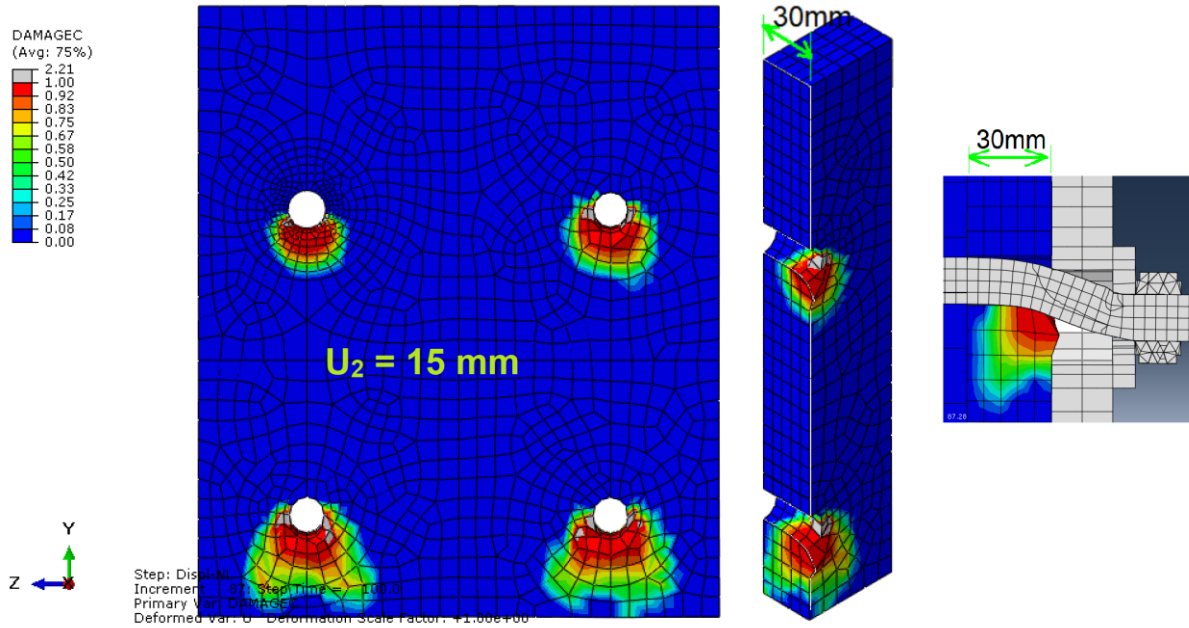


Figura 4.21 – Propagação do dano no graute cimentício no entorno do chumbador.

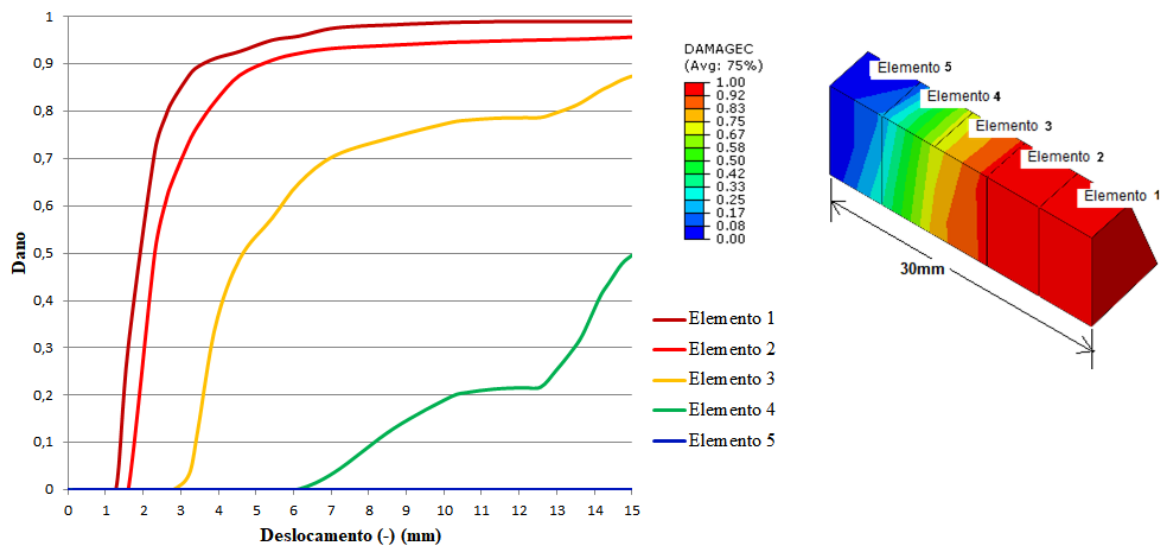


Figura 4.22 – Evolução do efeito de dano ao longo da espessura do graute.

Na Figura 4.23 pode-se observar a extensão do dano no ensaio experimental. Considerando a linha superior de chumbadores na posição interna em relação à direção à força vertical aplicada sobre o modelo, e da linha inferior de chumbadores como de borda, foram observados efeitos como abertura e propagação de trincas e fissuras consideráveis, esmagamento e descolamento do graute. Mesmo com esses efeitos observados em estágio bastante avançado, o plano de corte do chumbador ocorreu na face entre o graute e a chapa, o

que sugere que a condição de confinamento do material, mesmo sujeito à tensões elevadas, contribui para a contenção lateral do chumbador ao longo de sua espessura.

Devido à condição de borda, observa-se maior degradação do graute presente na linha inferior que, inclusive, ocorreu de maneira prematura durante o ensaio, coerente com o observado na resposta do modelo numérico. Provavelmente a maioria das ocorrências de ruptura de chumbadores na linha superior (Figura 4.23) se deu devido à preservação da integridade do graute nesta região para grandes deslocamentos, o que proporcionou maior contenção lateral e rigidez nesses chumbadores e, portanto, a ocorrência de maiores solicitações nesses elementos.

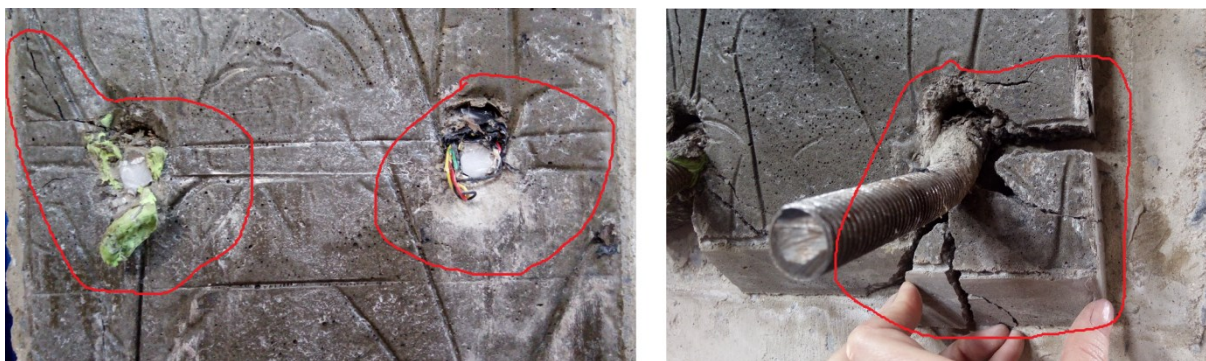


Figura 4.23 – Extensão do dano observado no modelo (MOD01/CIM) após o ensaio.

Nos ensaios onde o material do graute adotado foi o epóxi, observa-se a extensão das trincas com aberturas maiores, bem definidas e radiais em relação ao centro do chumbador deformado. Observa-se também o esmagamento do material na região de contato com o chumbador deformado e o descolamento deste com o concreto. Os planos de corte dos chumbadores também ocorreram na face entre o graute e a chapa, exceto no lado 2B do ensaio MOD2, onde o chumbador superior esquerdo rompeu na face do concreto (Figura 4.24).

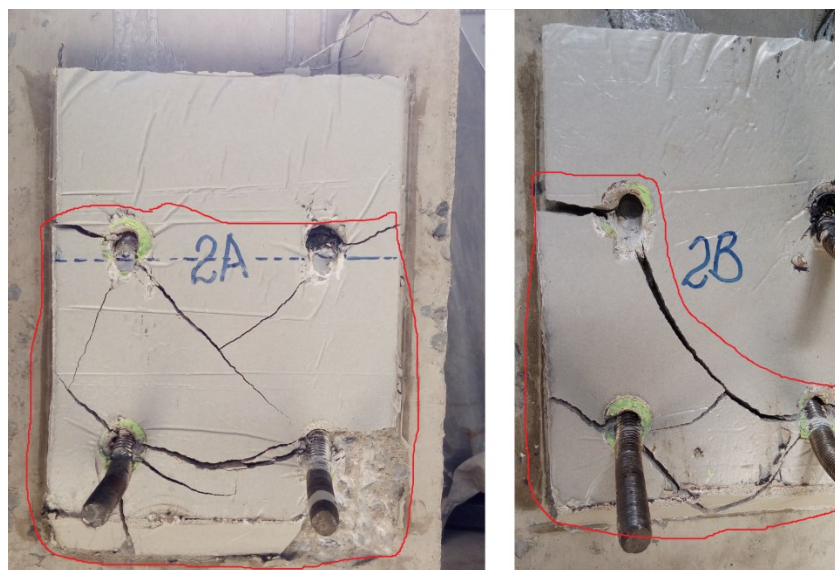


Figura 4.24 – Extensão do dano observado no modelo (MOD02/EPX) após o ensaio.

Observa-se que em termos de comportamento global, apesar dos grautes de base cimentícia e epóxi terem propriedades mecânicas bastante distintas, tanto a evolução da curva ao longo do deslocamento quanto a capacidade resistente são bastante próximos. Para as curvas experimentais, observa-se a mesma tendência. Apesar das propriedades do material utilizado para o graute não apresentarem relevância no comportamento global, a curva numérica para o modelo sem graute apresenta valores de carga resistente pelo deslocamento bastante inferiores comparados aos modelos numéricos e experimentais com graute. Portanto, apesar de observado um extenso dano no graute para grandes deformações, é notável o aumento da rigidez global do modelo na sua presença ao longo do carregamento, podendo-se concluir que este material trabalha efetivamente como contenção lateral do chumbador e deve ser considerado no dimensionamento, independentemente do tipo do graute, porém considerando-se a resistência mínima recomendada e na condição de comportamento linear de pequenos deslocamentos.

4.5 Desenvolvimento dos modelos paramétricos

Após a calibração do modelo numérico baseado nas leituras do modelo experimental foram desenvolvidos modelos variando a geometria da ligação, a fim de extrapolar e generalizar as conclusões deste estudo.

A geometria dos modelos paramétricos implementados, seguindo as mesmas premissas do modelo de referência, tiveram os seguintes parâmetros variados: diâmetro e comprimento dos chumbadores; espaçamento entre chumbadores; tamanho e espessura da placa de aço (mesa do perfil); tamanho do bloco de concreto; espessura da camada de graute; demais ajustes dimensionais e de geometria em consequência dos demais, inclusive refinamento de malha e os GAPs (folgas) consideradas no comportamento global. A Tabela 4.6 apresenta as dimensões principais adotadas para esses modelos, onde os diâmetros dos chumbadores foram variados entre 3/4” e 2”, sendo estes os mais usuais em estruturas de aço. As dimensões e espaçamentos adotados para o modelo foram baseados nas dimensões padrão recomendadas na ABNT NBR 16239:2013. Entretanto, para cada diâmetro adotado neste intervalo, foram avaliadas 3 variações de geometria, conforme a Tabela 4.6:

- A primeira com a geometria inicial, proposta na ABNT NBR 16239:2013;
- A segunda considerando a variação da espessura do graute (e_{Gr}), a fim de avaliar a influência dessa variável no desenvolvimento de tensões no chumbador devido ao comprimento de flexão. Para esses modelos foi modelado apenas o graute cimentício, após constatado que o tipo não interfere no comportamento para o comportamento linear;
- A terceira considerando a variação da borda do graute, a fim de observar se a posição do chumbador em relação à borda tem influência na contenção lateral.

Tabela 4.6 – Caracterização dimensional dos modelos numéricos parametrizados

Modelo	Chumbador						Placa				Arruela			Graute	
	\varnothing_b (pol)	d_b (mm)	r_{nom} (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	l (mm)	a_1 (mm)	a_2 (mm)	t_p (mm)	D_{int} (mm)	t_a (mm)	l_a (mm)	e_{Gr} (mm)	r_{Gr} (mm)	
1	3/4	19	8,227	200	150	350	50	150	21,7	33	8	50 X 50	30	8,75	
2	3/4	19	8,227	200	150	350	50	150	21,7	33	8	50 X 50	40	8,75	
2-1	3/4	19	8,227	200	150	350	65	150	21,7	33	8	50 X 50	40	8,75	
3	7/8	22	9,526	200	200	400	50	150	25	40	8	65 X 65	40	10,11	
4	7/8	22	9,526	200	200	400	50	150	25	40	8	65 X 65	50	10,11	
4-1	7/8	22	9,526	200	200	400	85	150	25	40	8	65 X 65	50	10,11	
5	1	25	10,825	200	200	400	50	150	32	45	8	75 X 75	50	11,42	
6	1	25	10,825	200	200	400	50	150	32	45	8	75 X 75	60	11,42	
6-1	1	25	10,825	200	200	400	100	150	32	45	8	75 X 75	60	11,42	
7	1 1/4	32	13,856	200	225	425	65	150	38	50	9,5	75 X 75	50	14,23	
8	1 1/4	32	13,856	200	225	425	65	150	38	50	9,5	75 X 75	60	14,23	
8-1	1 1/4	32	13,856	200	225	425	100	150	38	50	9,5	75 X 75	60	14,23	
9	1 1/2	38	16,454	200	250	450	80	200	44	60	9,5	90 X 90	60	16,92	
10	1 1/2	38	16,454	200	250	450	100	200	44	60	9,5	90 X 90	70	16,92	
11	1 3/4	44	19,053	200	300	500	90	200	50	70	12,5	100 X 100	70	19,41	
12	1 3/4	44	19,053	200	300	500	90	200	50	70	12,5	100 X 100	80	19,41	
13	2	50	21,651	200	350	550	100	200	63	80	16	125 X 125	80	22,15	
14	2	50	21,651	200	350	550	100	200	63	80	16	125 X 125	90	22,15	

Nessa tabela:

\varnothing_b	diâmetro do chumbador (pol)
d_b	diâmetro nominal (mm)
r_{nom}	Raio da área líquida chumbador (mm)
h_1	comprimento embutido do chumbador (mm)
h_2	comprimento projetado do chumbador (mm)
l	comprimento total do chumbador (mm)
a_1	distância de furo a borda no sentido do carregamento (mm)
a_2	distância de furo a furo no sentido do carregamento (mm)
t_p	espessura da placa (mm)
D_{int}	diâmetro do furo alargado (mm)
t_a	espessura da arruela (mm)
l_a	lado da arruela (mm)
e_{Gr}	espessura do graute (mm)
r_{Gr}	raio efetivo do “furo” no graute, considerando o GAP_{cgr} (mm)

A fim de avaliar os modelos analíticos empregados no dimensionamento dos chumbadores sujeitos ao cisalhamento, é necessário identificar e propor um critério de estado limite último e, conseqüentemente, a referida capacidade resistente. A partir da plastificação de seções do chumbador e conseqüente formação da rótula plástica, observa-se um aumento brusco nos deslocamentos e considerável degradação do graute presente no entorno do chumbador, responsável por sua contenção lateral (ver figuras 4.20 e 4.21). Tais danos são irreversíveis, inutilizando a ligação de base de pilar para solicitações posteriores. Logo, sugere-se a adoção da formação da primeira rótula plástica no chumbador como o estado-limite último aplicável à chumbadores sujeitos ao cisalhamento.

Identificou-se como a seção mais crítica a localizada no plano de corte onde ocorre o ponto de contato entre o chumbador e a arruela, mostrado na Figura 4.25. Portanto, para a definição da capacidade resistente dos chumbadores simulados numericamente, limitou-se a tensão de von Mises σ_{vm} nesta seção à resistência ao escoamento do aço f_y , região solicitada majoritariamente pelas tensões normais e de cisalhamento.

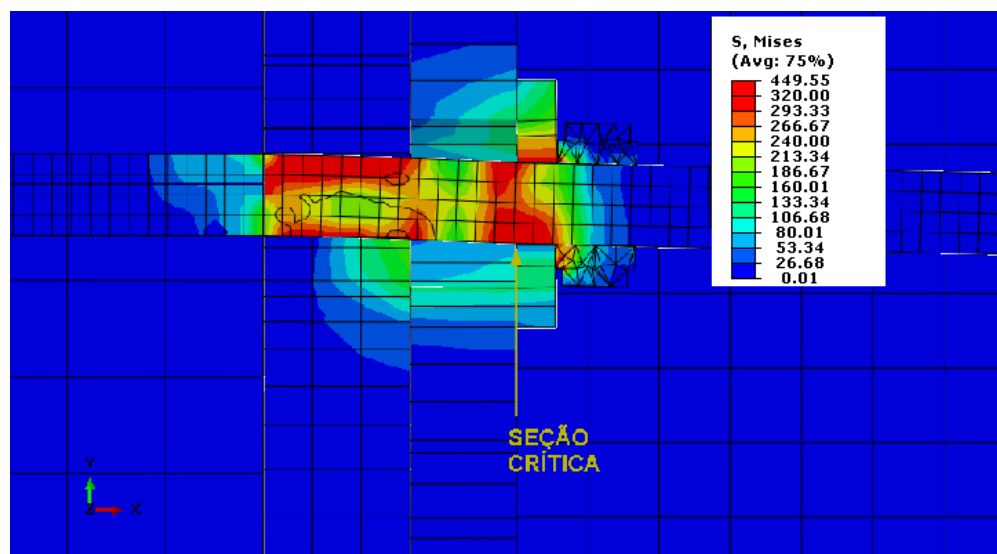


Figura 4.25 – Indicação da seção crítica do chumbador.

A interação das tensões no chumbador até a plastificação total da seção é um fenômeno complexo, não linear, e a sua distribuição na seção crítica, bem como no conjunto de chumbadores, não é necessariamente uniforme, como mostrado na Figura 4.26. A progressão do fator de dano na camada de graute também influencia nesta resposta, uma vez que já foi demonstrado que a rigidez deste material é relevante na contenção lateral do chumbador fletido.

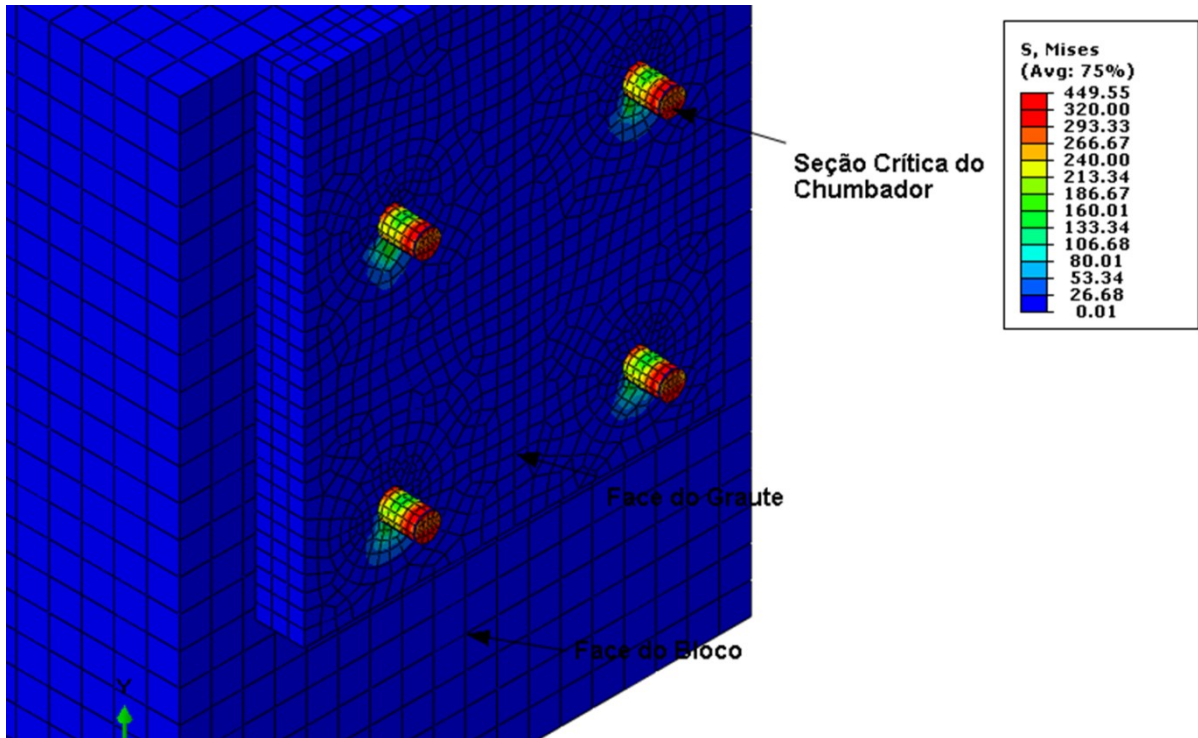


Figura 4.26 – Plano de tensões críticas no grupo de chumbadores.

Na Figura 4.27(a) observa-se o início do escoamento da seção crítica nas fibras externas da seção; na (b) observa-se o início da plastificação da seção ($\sigma_{vm} = f_y$) e na (c) a formação da rótula plástica.

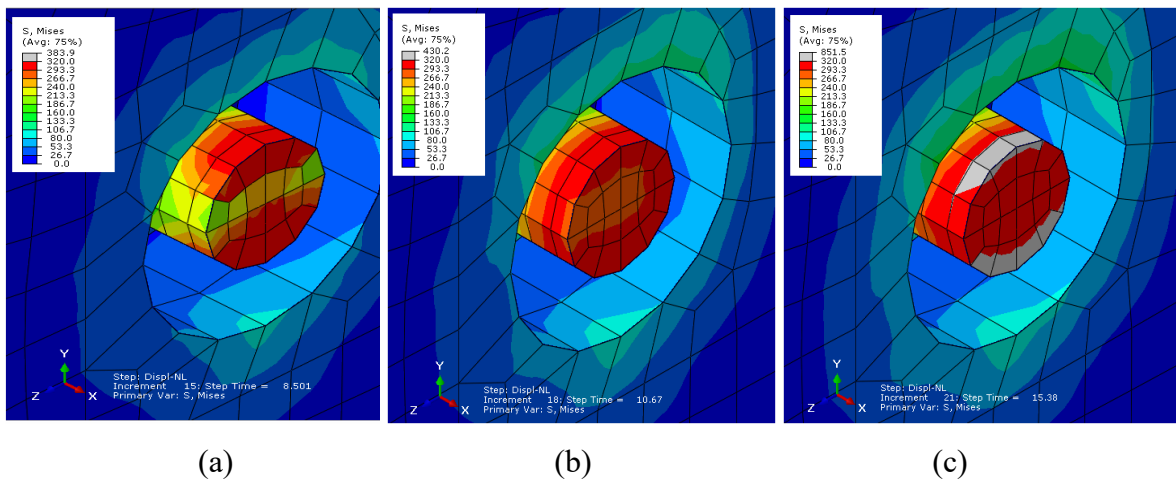


Figura 4.27 – Tensões de von Mises na seção transversal crítica de corte do chumbador em função do carregamento total.

Para propor um procedimento prático de determinação da capacidade resistente à força cortante, foram assumidas algumas aproximações de acordo com o critério de falha de von

Mises, que prediz que o escoamento do material quando há somente um componente da tensão normal e um componente de tensão de cisalhamento atuando ocorre quando a seguinte equação é satisfeita:

$$f_y = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (4.6)$$

na qual σ é a tensão normal e τ é a tensão de cisalhamento.

Este critério indica o início da plastificação em algum ponto do material, o que não é suficiente para este estudo, uma vez que é preciso determinar a força cortante horizontal que leva à plastificação total da seção. Apesar disso, a utilização dessa equação, como instrumento de ponderação das parcelas de momento fletor (tensão normal) e de força cortante (tensão de cisalhamento) que contribuem para a plastificação, com algumas considerações adicionais, levaram a bons resultados, como se mostrará posteriormente.

O gráfico da Figura 4.28 mostra as tensões σ_{vm} resultantes para os modelos de 1 a 14, descritos na Tabela 4.6, agrupados para os diâmetros de 3/4" a 2". Essas tensões foram determinadas segundo o valores médios dos elementos pertencentes à seção considerada crítica de cada chumbador, na linha da arruela soldada e a placa, onde ocorre o ponto de contato e conseqüentemente o corte da barra, e foram plotadas em função da força cortante máxima $F_{v,sk}$, considerada para um modelo completo com 8 chumbadores. Neste gráfico, os patamares observados representam o início e o final do escoamento da seção transversal do chumbador, relativo ao regime elasto-plástico. Ao final deste patamar é considerada a formação da rótula plástica, e o incremento de força resistente até a tensão de ruptura f_u não é muito significativo.

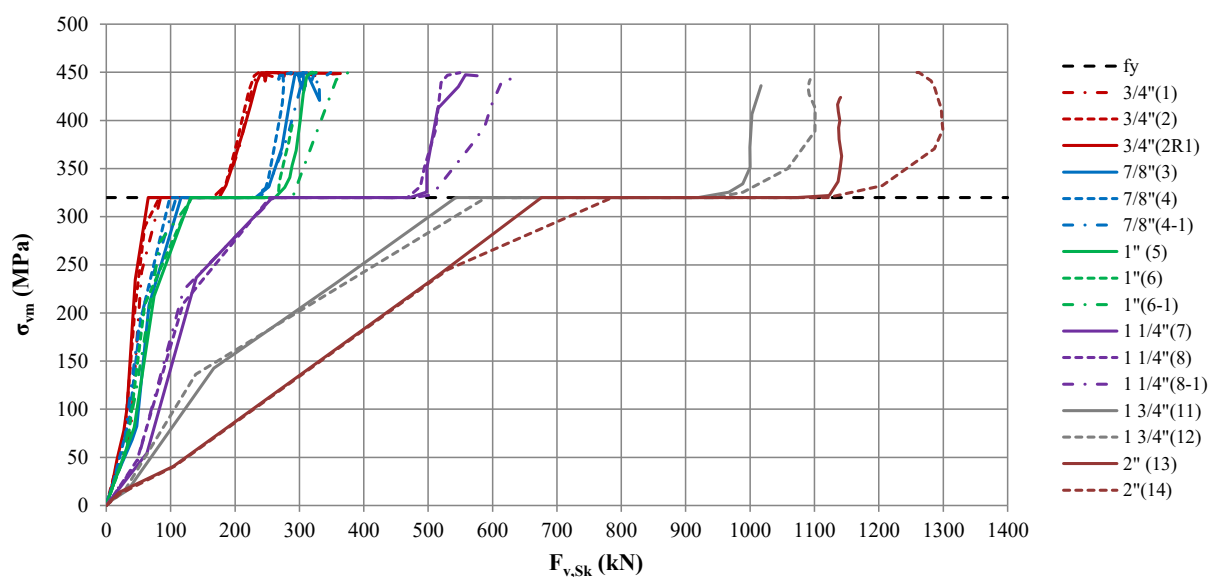


Figura 4.28 – Gráfico das tensões máximas σ_{vm} nos elementos das seções críticas do chumbador.

A fim de levar em consideração a não uniformidade da distribuição de tensões no conjunto de chumbadores, verificando a interferência ou não do efeito da posição em relação à borda do graute, as tensões críticas σ_{vm} foram caracterizadas segundo sua posição no modelo: superior, sem efeito de borda, e inferior, com possível efeito do descolamento da borda do graute. A Tabela 4.7 mostra os valores da força cortante resistente atuante no conjunto de 8 chumbadores $F_{v,sk}$ obtidas a partir da análise dos modelos paramétricos e a posição correspondente (inferior ou superior) do chumbador mais solicitado.

Tabela 4.7 – Carga crítica do conjunto de 8 chumbadores $F_{v,Sk}$ dos modelos paramétricos.

Modelo Abaqus	d_b (pol)	Posição do chumb. com a tensão crítica	$F_{v,Sk}$ (kN)	Valor Médio (kN)	Variação %
1	3/4	inferior	165,5	171,5	3,5%
2	3/4	superior	173,7		-1,3%
2-1	3/4	inferior	175,2		-2,2%
3	7/8	superior	231,6	231,7	0,0%
4	7/8	inferior	237,4		-2,4%
4-1	7/8	superior	226,1		2,4%
5	1	superior	262,3	269,9	2,8%
6	1	inferior	265,1		1,8%
6-1	1	inferior	282,4		-4,6%
7	1 1/4	superior	471,7	471,8	0,0%
8	1 1/4	superior	468,1		0,8%
8-1	1 1/4	inferior	475,8		-0,8%
9	1 1/2	inferior	706,0	706,4	0,1%
10	1 1/2	inferior	706,8		-0,1%
11	1 3/4	superior	919,6	932,5	1,4%
12	1 3/4	inferior	945,4		-1,4%
13	2	inferior	1072,2	1096,6	2,2%
14	2	inferior	1120,9		-2,2%

Observa-se que a posição do chumbador que apresentou a máxima solicitação em relação à borda do graute (superior ou inferior) foi aleatória e, portanto, não influenciou no resultado. Além disso, nos modelos agrupados pelos respectivos diâmetros, a variação de espessura do graute (e_{Gr}) também não influenciou de maneira significativa nos resultados, segundo a variação percentual em relação ao valor médio das forças apresentada abaixo de 5%. Logo, pode-se concluir que a variação da espessura do graute, em regime de pequenos deslocamentos, não influencia na resistência à plastificação da seção transversal do chumbador segundo o comprimento destravado à flexão.

5 RESULTADOS ANALÍTICOS

5.1 Aspectos gerais

Neste capítulo serão apresentados os resultados analíticos obtidos a partir das formulações apresentadas no item 2.5.12 considerando a geometria e as propriedades do modelo experimental. Os resultados obtidos a partir da aplicação dessas formulações serão comparados, avaliando em específico o comprimento destravado de flexão l_{ef} , variável que impacta diretamente nas respostas e é considerada de maneiras distintas nessas formulações.

O objetivo deste estudo é identificar a influência da camada do graute na determinação da resistência do chumbador à força cortante, levando em consideração além da espessura da camada, as propriedades mecânicas dos dois materiais avaliados, epóxi e cimento. Para a determinação da formulação que mais se aproxima das respostas obtidas dos modelos experimentais e numéricos, foi considerada nos resultados obtidos a variação do comprimento destravado do chumbador, incluindo ou não a espessura do graute. Serão apresentados também os valores calculados para a força cortante resistente comparados aos valores numéricos de referência, obtidos da análise parametrizada em elementos finitos.

5.2 Resultados analíticos das formulações de referência

A Tabela 5.1 resume os valores obtidos para a força cortante resistente característica V_{Rk} a partir das formulações de referência apresentadas no item 2.5.12, aplicadas às dimensões e às propriedades mecânicas do modelo experimental. Entretanto, baseado nos resultados dos ensaios experimentais, não é seguro adotar como valor de força cortante resistente de aproximadamente 500 kN, obtido da análise experimental, para comparação com as respostas analíticas, por falta de critério na determinação do estado-limite último em condição de grandes deslocamentos. As considerações dimensionais e de materiais para obtenção dos dados obtidos na Tabela 5.1 foram:

- Número de chumbadores: 8
- Diâmetro nominal do chumbador (d_b): 3/4" (19mm)
- Diâmetro do furo da placa de base: 33 mm
- Resistência ao escoamento do aço do chumbador (f_{yb}): 320 MPa
- Resistência à ruptura do aço do chumbador (f_{ub}): 440 MPa
- Módulo de elasticidade do aço do chumbador: 200.000 MPa
- Espessura da placa de base: 21,7 mm
- Espessura das arruelas: 8,0 mm
- Espessura do graute: 30 mm

Para as fórmulas que consideram a flexão na obtenção da resistência, o comprimento destravado l_{ef} foi adotado como a metade da espessura da arruela mais a espessura da chapa de base ($1/2t_a+t_p$), somada ou não à espessura do graute (e_{Gr}). Para fórmulas com o campo preenchido como “cisalhamento”, o efeito da flexão foi desconsiderado. A coluna “Diferença” apresenta a relação entre os valores de forças encontrados pelas formulações analíticas comparados com o valor de referência do modelo numérico com as mesmas características do modelo experimental.

Tabela 5.1 – Valores analíticos para força cortante resistente característica (V_{Rk})

Formulações Propostas		Eq.	L_{ef}	L_{ef} (mm)	V_{Rk} (kN)	Diferença [%]
1	Gomez <i>et al</i> , 2009	(2.40)	Cisalhamento	0,0	402,2	244%
2	Gomez <i>et al</i> , 2009	(2.45)	$1/2t_a+t_p$	25,7	204,4	124%
3	Gomez <i>et al</i> , 2009		$1/2t_a+t_p+e_{Gr}$	55,7	105,6	64%
4	Gresnigt <i>et al</i> , 2008	(2.53)	An. não linear	NA	252,0	153%
5	Bouwman <i>et al</i> , 1989	(2.47)	$e_{Gr}+1/2d_b$	41,3	215,6	131%
6	Lin <i>et al</i> , 2011	(2.55)	$1/2t_a+t_p$	25,7	124,3	75%
7	Lin <i>et al</i> , 2011		$1/2t_a+t_p+e_{Gr}$	55,7	87,2	53%
8	AISC, 2010	(2.34)	Cisalhamento	0,0	359,3	218%
9	ABNT NBR 16239, 2013	(2.16)	$1/2t_a+t_p$	54,0	142,2	84%
10	ABNT NBR 16239, 2013		$1/2t_a+t_p+e_{Gr}$	85,7	67,3	41%
11	Modelo Numérico	NA	NA	NA	165,5	

De acordo com o que foi discutido no Subitem 2.5.12, as forças cortantes resistentes obtidas com as diversas formulações apresentam diferenças consideráveis, conforme pode ser

observado na Figura 5.1. Tomando como referência o valor o obtido da análise numérica, observa-se que algumas formulações propostas por autores apresentam valores superiores e seriam, portanto, desconsideradas. As formulações que mais se aproximam do valor de referência são:

- Resultado (3) igual a 105,6 kN, segundo Gomez *et al* (2009), considerando o comprimento $L_{ef} = 1/2t_a + t_p + e_{Gr}$;
- Resultado (6) igual a 124,3 kN, segundo Lin *et al* (2011), considerando $L_{ef} = 1/2t_a + t_p$.
- Resultado (9) igual a 142,2 kN, proposta na ABNT NBR 16239, 2013, considerando $L_{ef} = 1/2t_a + t_p$.

A primeira formulação resulta em valores inferiores ao determinado pela norma brasileira, porém considera a espessura do graute no comprimento de flexão do chumbador. Analiticamente, as propostas de Gomes *et al* (2009) e da norma brasileira são bastante similares, exceto por algumas considerações pontuais já citadas, entre elas que em Gomez *et al* (2009) não é considerada a redução de 0,75 na área líquida do chumbador na determinação do módulo plástico, levando a uma incompatibilidade quanto à sobreposição de tensões na seção crítica que passa pela rosca. Já Lin *et al* (2011) formularam a capacidade resistente à força cortante em função também do deslocamento lateral, introduzindo a parcela não linear da tração devido ao alongamento do chumbador que ocorre para grandes deslocamentos, apresentando resposta similar para este estudo.

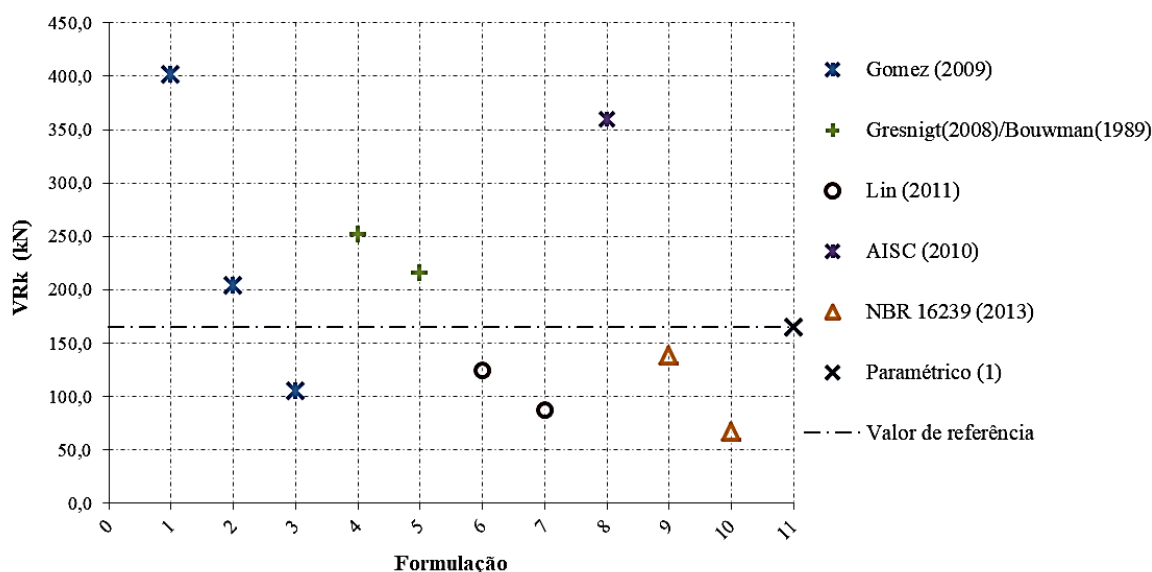


Figura 5.1 – Representação gráfica dos valores analíticos apresentados na Tabela 5.1.

Analisando-se a Figura 5.1, pode-se concluir que:

- (i) os resultados para a força cortante resistente característica que não consideram a ação da flexão apresentaram-se superiores ao definido pelo modelo numérico de referência (resultados 1 e 8);
- (ii) verifica-se que as formulações encontradas na literatura apresentam resultados consideravelmente diferentes, tanto quando comparados com os obtidos com o modelo numérico quando comparados entre si. As diferenças são menores quando o efeito da flexão no chumbador é associado ao cortante, indicando que as formulações existentes foram calibradas para a situação mais próxima ao comportamento real;
- (iii) os resultados que mais se aproximam da força resistente obtida da análise numérica em elementos finitos são os resultados (6) e (9), obtidos segundo Lin *et al* (2011) e segundo a ABNT NBR 16239-2013, respectivamente, que consideraram como comprimento de flexão a soma das espessuras da chapa (t_p) e meia espessura da arruela ($1/2t_a$), sendo conservador considerar a espessura do graute e_{Gr} neste somatório. Neste caso, foi validado que de fato o graute exerce efetivamente condição de contenção lateral para o chumbador solicitado à força cortante e a sua espessura não deve ser considerada no comprimento destravado de flexão. Tal consideração deve ser adotada desde que respeitada a recomendação de resistência característica mínima do graute de 1,5 vez a resistência do concreto (Fakury et al., 2017), premissa atendida pelos dois materiais utilizados nos ensaios e análises numéricas deste trabalho.

5.3 Comparação dos resultados dos modelos paramétricos com a formulação da ABNT NBR 16239-2013

Como foi verificado na seção anterior, o resultado obtido para a força resistente característica dos chumbadores ao cortante V_{Rk} segundo Lin *et al* (2011) e a formulação proposta pela ABNT NBR 16239 (2013) foram as que mais corresponderam do valor de referência obtido a partir da análise dos modelos numéricos e experimentais.

A fim de validar esta correspondência, foram obtidas as forças resistentes características dos chumbadores ao cortante V_{Rk} segundo essas formulações para os modelos numéricos desenvolvidos na análise parametrizada em elementos finitos. Os valores obtidos foram comparados com as forças cortantes máximas $F_{v,Sk}$ de cada modelo, apresentadas em 4.5. A Tabela 5.2 apresenta este estudo com o resumo dos dados considerados no cálculo, os valores das resistências características obtidas e a comparação com os dados obtidos da análise numérica, e representados graficamente na Figura 5.2.

Tabela 5.2 – Comparação entre os resultados da Eq. (2.16) segundo a ABNT NBR 16239-2013 , Eq. (2.55) segundo Lin *et al* (2011) e os resultados da análise paramétrica.

Modelo Numérico	\emptyset	n	f_u (MPa)	f_y (MPa)	$F_{t,Sk}$ (kN)	d_b (mm)	t_p (mm)	t_a (mm)	l_{ef} (mm)	$F_{v,Sk}$ (kN)	V_{Rk1} (kN)	V_{Rk1}	V_{Rk2} (kN)	V_{Rk2}
												$F_{v,Sk}$		$F_{v,Sk}$
1	3/4	8	440,0	320,0	0,0	19	21,7	8	25,7	165,5	138,8	0,84	117,2	0,71
2	3/4	8	440,0	320,0	0,0	19	21,7	8	25,7	173,7	138,8	0,80	117,2	0,67
2-1	3/4	8	440,0	320,0	0,0	19	21,7	8	25,7	175,2	138,8	0,79	117,2	0,67
3	7/8	8	440,0	320,0	0,0	22	25	8	29	231,6	190,3	0,82	157,9	0,68
4	7/8	8	440,0	320,0	0,0	22	25	8	29	237,4	190,3	0,80	157,9	0,67
4-1	7/8	8	440,0	320,0	0,0	22	25	8	29	226,1	190,3	0,84	157,9	0,70
5	1	8	440,0	320,0	0,0	25	32	8	36	262,3	227,3	0,87	201,0	0,77
6	1	8	440,0	320,0	0,0	25	32	8	36	265,1	227,3	0,86	201,0	0,76
6-1	1	8	440,0	320,0	0,0	25	32	8	36	282,4	227,3	0,81	201,0	0,71
7	1 1/4	8	440,0	320,0	0,0	32	38	9,5	42,75	471,7	398,0	0,84	395,6	0,84
8	1 1/4	8	440,0	320,0	0,0	32	38	9,5	42,75	468,1	398,0	0,85	395,6	0,85
8-1	1 1/4	8	440,0	320,0	0,0	32	38	9,5	42,75	475,8	398,0	0,84	395,6	0,83
9	1 1/2	8	440,0	320,0	0,0	38	44	9,5	48,75	706,0	581,4	0,82	562,2	0,80
10	1 1/2	8	440,0	320,0	0,0	38	44	9,5	48,75	706,8	581,4	0,82	562,2	0,80
11	1 3/4	8	440,0	320,0	0,0	44	50	12,5	56,25	919,6	781,9	0,85	992,4	1,08
12	1 3/4	8	440,0	320,0	0,0	44	50	12,5	56,25	945,4	781,9	0,83	992,4	1,05
13	2	8	440,0	320,0	0,0	50	63	16	71	1072,2	920,8	0,86	1611,3	1,50
14	2	8	440,0	320,0	0,0	50	63	16	71	1120,9	920,8	0,82	1611,3	1,44

Observações: (i) V_{Rk1} é a resistência o cisalhamento obtido pela Eq. (2.16) proposta pela ABNT NBR 16239 (2013), V_{Rk2} é a resistência o cisalhamento obtido pela Eq. (2.55) segundo Lin *et al* (2011) e $F_{v,Sk}$ é a resistência ao cisalhamento obtido da análise numérica parametrizada; (ii) Foi considerado $L_{ef} = 1/2t_a + t_p$ como comprimento destravado do chumbador.

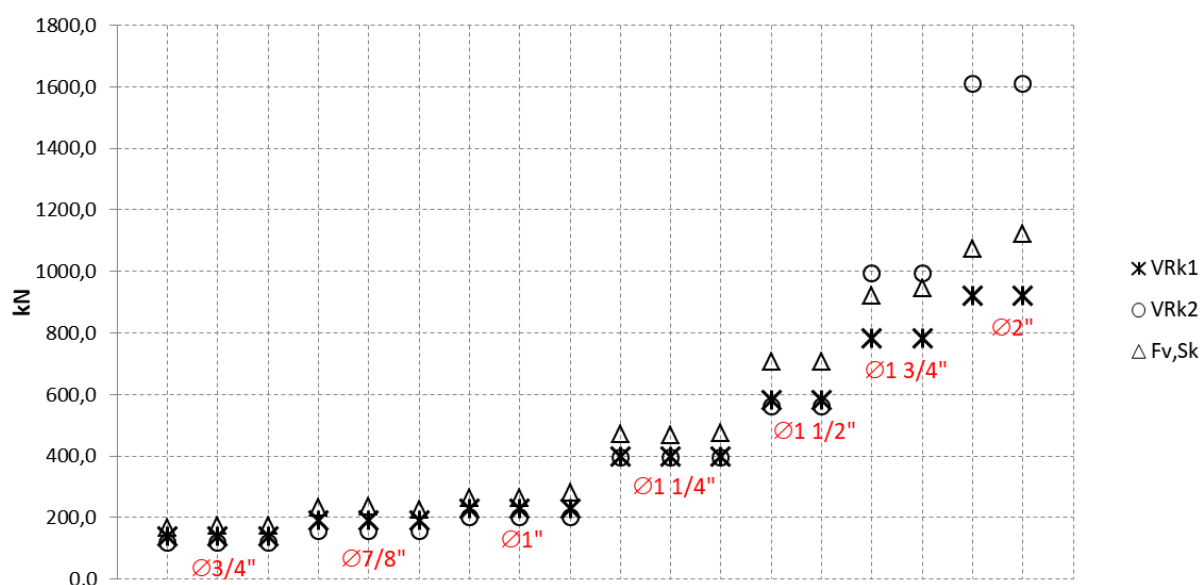


Figura 5.2 – Gráfico comparativo das forças cortantes obtidas segundo a ABNT NBR 16239 (2013) (V_{Rk1}), Lin *et al* (2011) (V_{Rk2}) e a análise numérica ($F_{v,Sk}$)

Portanto, pode-se verificar que a formulação apresentada pela norma brasileira é a que apresenta maior similaridade com os modelos experimentais e numéricos, cujos resultados chegaram, em média, a uma relação de 83% dos resultados obtidos na análise parametrizada, mantendo uma margem razoável de incertezas com relação às considerações de condição de contorno e atendendo a critérios econômicos de dimensionamento.

Os resultados apresentados por Lin *et al* (2011) também apresentam coerência com os valores numéricos obtidos da análise numérica, que apresentam em média uma relação de 0,88 entre as respostas, entretanto esta relação apresenta uma variação de até 125% para valores elevados de diâmetro o chumbador. Tal pode ser inicialmente justificado pelo fato das metodologias apresentarem considerações distintas. Por exemplo, o modelo numérico desenvolvido por Lin *et al* (2011) propõe uma simplificação para a determinação de constantes de redução da capacidade resistente do chumbador ao cisalhamento em função da razão entre o diâmetro e o comprimento de flexão, indicando a divergência na consideração das propriedades geométricas da seção transversal crítica do chumbador.

5.4 Proposta de ajuste para a formulação da ABNT NBR 16239-2013

Dentre os modelos analíticos avaliados neste estudo, a formulação proposta pela norma brasileira ABNT NBR 16239-2013, quando comparado aos resultados numéricos e experimentais, foi a que apresentou maior semelhança, tanto pelo modelo analítico que representa o comportamento mecânico do dispositivo de ligação quanto pelas repostas finais de resistência à força cortante do conjunto. Entretanto, uma diferença média de 17% entre as respostas do estudo e deste modelo analítico pode justificar a uma proposição de ajuste do método, a fim de tornar o dimensionamento mais econômico.

Foi observado que a capacidade resistente do conjunto de chumbadores varia em função do comprimento destravado de flexão, decorrente do deslocamento lateral da chapa de aço em relação à base de concreto e o graute. Entretanto, foi observado também que o graute apresenta rigidez efetiva na contenção lateral do chumbador ao ser solicitado por esta flexão, apesar de em alguns modelos propostos na literatura considerarem a espessura da camada de graute no somatório deste comprimento. Neste estudo foi observado que a consideração do comprimento de flexão do chumbador como a soma da espessura da chapa e meia espessura da arruela, considerando furo alargado para a chapa e furo padrão para a arruela, resultou em capacidades resistentes próximas às numéricas.

Neste contexto, um ajuste dessa formulação pode ser proposto a fim de aproximar as duas repostas e tornar o dimensionamento do dispositivo mais econômico. Propõe-se, portanto, ajustar o comprimento de flexão não considerando a soma da meia espessura da arruela. Pode ser observado nos experimentos e análises numéricas que as restrições do chumbador foram bem determinadas entre o ponto de contato deste com a borda do furo da arruela e a borda do furo alargado da chapa de base, região de colapso por corte do chumbador. Isso pode ser observado nos chumbadores deformados após o experimento, como mostrado na Figura 3.36 e no modelo numérico na Figura 5.3.

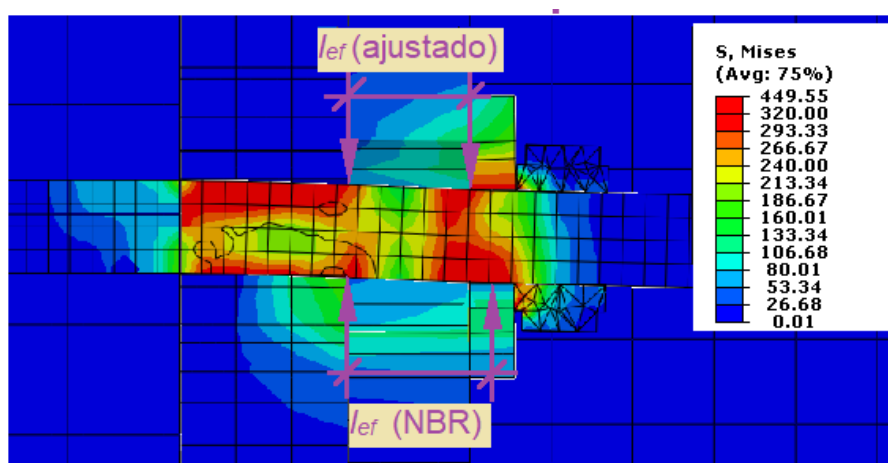


Figura 5.3 – Indicação do comprimento de flexão teórico proposto pela ABNT NBR 16239-2013 ajustado.

A Tabela 5.3 apresenta as respostas para os modelos estudados segundo a formulação proposta na ABNT NBR 16239-2013, com o comprimento de flexão ajustado para:

$$l_{ef} = t_p.$$

Tabela 5.3 - Comparação entre os resultados da Eq. (2.16) segundo a ABNT NBR 16239-2013, Eq. (2.55) segundo Lin *et al* (2011) e os resultados da análise paramétrica.

Modelo Numérico	\emptyset	n	f_u (MPa)	f_y (MPa)	$F_{t,Sk}$ (kN)	d_b (mm)	t_p (mm)	t_a (mm)	l_{ef} (mm)	α	$F_{v,Rk,i}$ (kN)	$V_{Rk,i}$ (kN)	V_{Rk1} (kN)	$F_{v,Sk}$ (kN)	$\frac{V_{Rk1}}{F_{v,Sk}}$
1	3/4	8	440,0	320,0	0,0	19	21,7	8	21,7	2,277	49,9	20,06	160,5	165,5	0,97
2	3/4	8	440,0	320,0	0,0	19	21,7	8	21,7	2,277	49,9	20,06	160,5	173,7	0,92
2-1	3/4	8	440,0	320,0	0,0	19	21,7	8	21,7	2,277	49,9	20,06	160,5	175,2	0,92
3	7/8	8	440,0	320,0	0,0	22	25	8	25	2,266	66,9	27,02	216,1	231,6	0,93
4	7/8	8	440,0	320,0	0,0	22	25	8	25	2,266	66,9	27,02	216,1	237,4	0,91
4-1	7/8	8	440,0	320,0	0,0	22	25	8	25	2,266	66,9	27,02	216,1	226,1	0,96
5	1	8	440,0	320,0	0,0	25	32	8	32	2,552	86,4	31,52	252,2	262,3	0,96
6	1	8	440,0	320,0	0,0	25	32	8	32	2,552	86,4	31,52	252,2	265,1	0,95
6-1	1	8	440,0	320,0	0,0	25	32	8	32	2,552	86,4	31,52	252,2	282,4	0,89
7	1 1/4	8	440,0	320,0	0,0	32	38	9,5	38	2,368	141,5	55,07	440,6	471,7	0,93
8	1 1/4	8	440,0	320,0	0,0	32	38	9,5	38	2,368	141,5	55,07	440,6	468,1	0,94
8-1	1 1/4	8	440,0	320,0	0,0	32	38	9,5	38	2,368	141,5	55,07	440,6	475,8	0,93
9	1 1/2	8	440,0	320,0	0,0	38	44	9,5	44	2,309	199,6	79,34	634,7	706,0	0,90
10	1 1/2	8	440,0	320,0	0,0	38	44	9,5	44	2,309	199,6	79,34	634,7	706,8	0,90
11	1 3/4	8	440,0	320,0	0,0	44	50	12,5	50	2,266	267,6	108,06	864,5	919,6	0,94
12	1 3/4	8	440,0	320,0	0,0	44	50	12,5	50	2,266	267,6	108,06	864,5	945,4	0,91
13	2	8	440,0	320,0	0,0	50	63	16	63	2,512	345,6	127,81	1022,5	1072,2	0,95
14	2	8	440,0	320,0	0,0	50	63	16	63	2,512	345,6	127,81	1022,5	1120,9	0,91

Pode-se observar na Tabela 5.3 e na representação gráfica da Figura 5.4, que a relação entre as respostas ficou em média 93% das respostas numéricas e apresentou variação pequena em relação à geometria da ligação considerada para cada modelo.

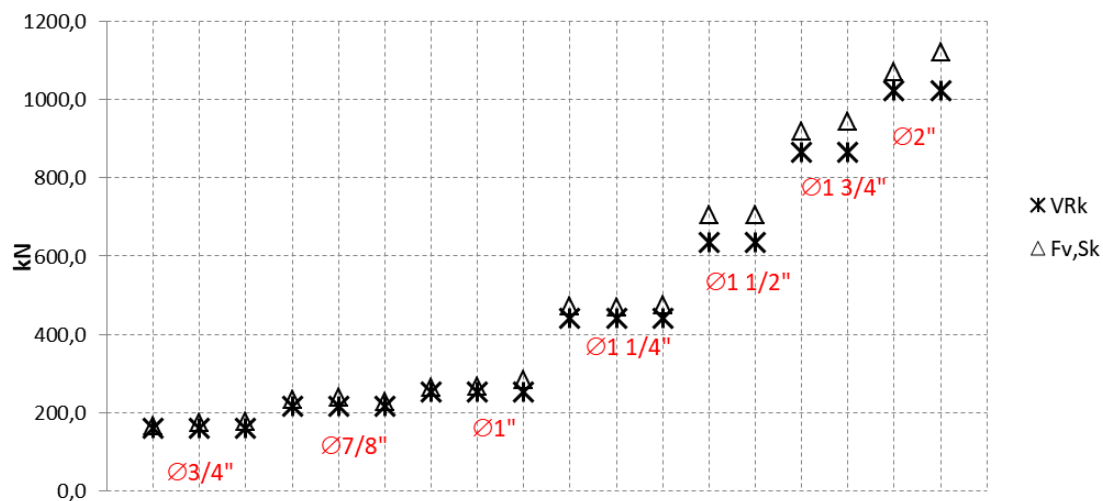


Figura 5.4 - Gráfico comparativo das forças cortantes obtidas segundo a ABNT NBR 16239 (2013) (V_{Rk}) e a análise numérica ($F_{v,Sk}$) com lefajustado.

6 CONCLUSÃO

A ação solicitante horizontal ou de cisalhamento $F_{v,Sd}$ pode ser resistida segundo três mecanismos de transferência de força: por atrito presente na interface comprimida entre o graute e a placa de base; pela introdução de um elemento soldado da face inferior da placa de base, chamado placa ou barra de cisalhamento, com profundidade suficiente para transmitir a ação horizontal para o bloco; ou pelos chumbadores que, quando solicitados horizontalmente, sofrem uma flexão ao longo do comprimento destravado de flexão, sendo este último mecanismo o objeto de estudo deste trabalho.

As vantagens em se considerar os chumbadores como elementos responsáveis por transmitir ações de cisalhamento são: (i) simplificação construtiva, se comparados à barra de cisalhamento, que requer a execução de um nicho no bloco de concreto; (ii) confiabilidade estrutural, se comparada à força resistente horizontal resultante de atrito na região comprimida, que pode variar em função das combinações de solicitações e do grau efetivo de atrito entre os materiais graute e aço, que apresenta grande variabilidade.

Neste trabalho foi desenvolvida uma metodologia experimental a fim de captar e permitir avaliar o comportamento de chumbadores em barras rosqueadas, usualmente instalados em uma base de pilar típica, trabalhando à solicitação de cisalhamento (ou força atuando perpendicularmente ao eixo da barra). O objetivo dessa análise experimental foi avaliar o comportamento do chumbador com a evolução do carregamento, a interação entre as solicitações de cisalhamento e flexão, e do trabalho do conjunto de elementos que compõem uma base de pilar típica: chumbador, placa de base, arruela, porca, graute e bloco de concreto, avaliando o comportamento individual e global desses elementos. Foram testados 4 modelos, baseados no modelo de ensaio de *push-out* para conectores de cisalhamento proposto no Anexo B do EN 1994-1-1:2004. Foi analisada também a influência do tipo do graute utilizado nos modelos, onde dois materiais de propriedades distintas foram adotados.

A camada de graute foi executada na espessura de 30 mm, alternadamente com os materiais de base hidráulico-cimentícia e resino-epóxi, distintos quanto às propriedades mecânicas de resistência e rigidez, e quanto às suas respectivas composições químicas, propriedades

reagentes e tempos de cura. A principal diferença dessas tecnologias, no entanto, é a proporcionalidade entre as resistências características finais f_{ck} e os módulos de elasticidade E_c , sendo 50 MPa e 43 GPa para o cimento e 100MPa e 25 GPa para o epóxi, respectivamente, ambos atendendo à resistência característica mínima recomendada de 1,5 vez a resistência característica do concreto (Fakury et al., 2017). Logo, procurou-se determinar a influência das propriedades desses materiais no comportamento à flexão do chumbador, uma vez que o material a base epóxi é mais flexível do que o de base cimentícia, permitindo uma maior deformabilidade lateral do chumbador sem apresentar regiões de dano generalizadas.

Conforme esperado, observou-se que para grandes deformações ocorre a flexão em dupla curvatura do chumbador ao longo do comprimento de flexão. Para os 4 experimentos realizados, foram monitorados os deslocamentos verticais diferenciais entre os elementos (graute, concreto, perfil e chumbador), bem como a ocorrência progressiva de abertura de trincas no graute à medida que os deslocamentos verticais avançavam. A ocorrência de ruptura dos chumbadores não foi visualizada, mas perceptível quando da ocorrência dos declives acentuados na curva força vs. deslocamento no momento da ruptura. A partir da leitura dos extensômetros e dos transdutores de deslocamentos durante os testes, foram gerados dados e gráficos caracterizando as tensões e os deslocamentos conforme o decorrer do ensaio.

No início do carregamento, foram observadas, para pequenas deformações, uma curvatura simples do chumbador devido às pequenas folgas iniciais do modelo que ocorrem devido à imprecisão do sistema construtivo, o que foi demonstrado e aferido no modelo numérico. As tensões nas fibras superior e inferior dos chumbadores devido à flexão e o comportamento global força vs. deslocamento do conjunto foram reproduzidos numericamente, o que permitiu o entendimento físico do comportamento dos elementos. Verificou-se que o chumbador inicialmente flete em curvatura simples, invertendo para uma curvatura dupla com o aumento do carregamento, comportamento este confirmado experimentalmente e numericamente.

Os resultados experimentais foram então comparados a resultados numéricos, obtidos pela análise no Abaqus (Simulia, 2013). O modelo numérico foi desenvolvido contemplando a

geometria e as propriedades mecânicas dos materiais presentes nos testes com o objetivo de avaliar o comportamento global e os efeitos locais nos chumbadores e elementos em seu entorno. O modelo foi calibrado segundo as respostas experimentais de deslocamentos e tensões para que, a partir dessa calibração, fossem realizadas análises complementares a partir de modelos parametrizados.

Para que a simulação em elementos finitos pudesse ampliar a aplicabilidade deste estudo, um estudo numérico paramétrico foi desenvolvido tendo como base o comportamento obtido em laboratório, sendo consideradas variações geométricas dos componentes baseadas em valores usuais de projeto, tais como o diâmetro do chumbador entre 3/4" e 2" e aspectos geométricos relacionados com a camada de graute (espessura e distância de borda). A partir dessa análise, foram determinadas as respectivas capacidades resistentes considerando como estado-limite último a formação de uma rótula plástica nos pontos críticos de inflexão do chumbador. Esses valores foram então comparados com as formulações recomendadas na literatura.

Segundo as observações dos resultados experimentais, numéricos e analíticos, pode-se concluir que:

- (i) Foi comprovado que o comprimento destravado de flexão efetivo do chumbador tem influência importante na determinação de sua capacidade resistente. Para pequenas deformações, o graute atua como material resistente, com capacidade de travamento lateral do chumbador na flexão, sendo muito conservador admitir a espessura do graute somado a este comprimento no dimensionamento. Tal conclusão é válida desde que se respeite a resistência mínima recomendada para o material de 1,5 vez a resistência do concreto do bloco de fundação, além da garantia do preenchimento uniforme da camada entre o aço e o concreto, assegurando que o chumbador esteja totalmente envolto pelo graute;
- (ii) os tipos de material adotados para o graute não influenciaram significativamente na resistência global do conjunto de chumbadores. As diferenças observadas foram quanto aos modos de ruptura do material, mais frágil para o cimentício e mais dúctil para o graute. Entretanto, tal fase avançada de colapso não é relevante para o estado-limite último determinado no estágio força vs. deslocamento e pequena

deslocabilidade do chumbador, que ocorrem anteriormente à degradação generalizada deste material nos experimentos;

- (iii) A formulação apresentada na norma brasileira ABNT NBR 16239 (2013) apresentou resultados próximos aos resultados obtidos nos modelos numéricos parametrizados, em média 17% inferiores. Entretanto, a consideração do comprimento destravado de flexão efetivo (L_{ef}) como a soma das espessuras da chapa (t_p) e meia arruela ($1/2t_a$) acarretou em resultados inferiores, o que levou à proposta de uma nova consideração para o comprimento igual a $l_{ef} = t_p$, ou seja, apenas a espessura da chapa de base ao longo do furo alargado. Tal consideração resultou na aproximação dos valores e uma diferença média em torno de 7%.
- (iv) Este estudo não contempla ações excepcionais de carregamento que levem a base de pilar a situações de grandes deslocamentos ou carregamentos cíclicos e/ou dinâmico, onde devem ser consideradas a resiliência do chumbador tracionado devido ao alongamento e a ruptura severa do graute.

Como sugestão de trabalhos futuros e pesquisas complementares, com relação ao comportamento global, deve-se considerar para os carregamentos a atuação concomitante de força normal de tração nos chumbadores e a aplicação da ação do cisalhamento em regime cíclico e incremental, considerando situações de grandes deslocamentos, a fim de simular situações mais rigorosas de trabalho da base de pilar, como por exemplo em situações excepcionais ou de sismo.

Com relação à caracterização do material do graute e suas respectivas vantagens e desvantagens, é relevante avaliar o comportamento mecânico como proposto neste trabalho, bem como as vantagens executivas e de caráter econômico do seu emprego em bases de pilar.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2006). *ABNT NBR 15421:2006 - Projeto de estruturas sismos - Procedimento*.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013). *ABNT NBR 16239:2013 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares*.
- ABNT - Associação Brasileira De Normas Técnicas. (2015). *ABNT NBR 7680:2015 - Concreto: Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto Parte 1: Resistência à compressão axial. 2015*.
- ACI Committee 318. (2011). *ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.
- ACI Committee 351. (2012). *ACI 351.1R-12 - Report on Grouting between Foundations and Bases for Support of Equipment and Machinery*.
- Almeida, P. H. F. (2012). *Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto*. Universidade Federal de Minas Gerais.
- An, L., & Cederwall, K. (1996). Push-out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, 36(1), 15–29. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(94\)00036-H](https://doi.org/10.1016/0143-974X(94)00036-H)
- Anagnostopoulos, C. A., & Tsiatis, M. (2016). Experimental data on the properties of polymer-modified cement grouts using epoxy and acrylic resin emulsions. *Data in Brief*, 9, 463–469. <https://doi.org/10.1016/j.dib.2016.09.016>
- ANSI/AISC 360-10. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings* (pp. 1–612).
- Astaneh-Asl, A. (2008). Steel shear walls, behavior, modeling and design. *AIP Conference Proceedings*, 1020(PART 1), 5–18. <https://doi.org/10.1063/1.2963889>

Bouwman, L. P., Gresnigt, A. M., & Romeijn, A. (1989). *Onderzoek naar de bevestiging van stalen voetplaten aan funderingen van beton. (Research into the connection of steel base plates to concrete foundations, TU-Delft Stevin Laboratory.*

BS EN 1992-1-1:2003. (2003). *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1 – 1: General rules and rules for buildings.*

BS EN 1993-1-8:2005. (2005). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints.*

BS EN 1994-1-1:2004. (2004). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings Eurocode.*

Cardoso, H. de S. (2014). *Estudo teórico-experimental de parafusos utilizados como dispositivos de transferência de carga em pilares misos tubulares preenchidos com concreto.* 205.

Cimento.org. (n.d.). <https://cimento.org/>

Comité Euro-International Du Béton CEB. (1996). *Design of fastenings in concrete.* Thomas Telford Publishing.

Dewolf, J. T., & Bicker, D. T. (1990). *Steel Design Guide Series 1 – Column Base Plates.* American Institute of Steel Construction, Inc.

Eligenhausen, R., Mallee, R., & Silva, J. F. (2013). *Anchorage in Concrete Construction* (John Wiley & Sons (Ed.)).

EN1992-1-1:2004. (n.d.). *EC2_1[1].1 MATERIALS.pdf.*

Fakury, R. H., Castro e Silva, A. L. R., & Caldas, R. B. (2017). *Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto* (1ª Ed). Pearson.

Fisher, J. M., & Kloiber, L. A. (2006). Design Guide 1 -Base Plate and Anchor Rod Design. In *AISC Design Series.* American Institute of Steel Construction, Inc.

- Fuchs, W., Breen, J. E., & Eligehausen, R. (1995). Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete. *ACI Structural Journal*, 92(1), 73–94. <https://doi.org/10.14359/1533>
- Gomez, I., Kanvinde, A., Smith, C., & Deierlein, G. (2009). *Shear Transfer in Exposed Column Base Plates*. March, 159. https://www.aisc.org/uploadedFiles/Research/Research_Reports/Kanvinde - Shear Transfer in Exposed Column Base Plates.pdf
- Grauvilardell, J. E., Lee, D., Hajjar, J. F., & Dexter, R. J. (2005). *Synthesis of design, testing and analysis research on steel column base plate connections in high-seismic zones*. 180. <http://www.ce.umn.edu>
- Gregor, A. (1973). *Der praktische Stahlbau- Trägerbau*.
- Gresnigt, N., Romeijn, A., Wald, F., & Steenhuis, M. (2008). Column bases in shear and normal force. *Heron*, 53(1–2), 87–108.
- Hamizi, M., & Hannachi, N. E. (2007). Evaluation by a finite element method of the flexibility factor and fixity degree for the base plate connections commonly used. *Strength of Materials*, 39(6), 588–599. <https://doi.org/10.1007/s11223-007-0067-4>
- Hillerborg, A. (1989). *Stability problems in fracture mechanics testing in fracture of concrete and rock*.
- Hsu, L. S., & Hsu, C.-T. T. (1994). Complete stress — strain behaviour of high-strength concrete under compression. *Magazine of Concrete Research*, 46(169), 301–312. <https://doi.org/10.1680/mac.1994.46.169.301>
- Kanvinde, A. M., Jordan, S. J., & Cooke, R. J. (2013). Exposed column base plate connections in moment frames - Simulations and behavioral insights. *Journal of Constructional Steel Research*, 84, 82–93. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.02.015>
- Kulak, G. L., Fisher, J. W., & Struik, J. H. A. (2001). Guide to design criteria for bolted and riveted joints, 2nd Ed. In *American Institute Of Steel Construction, Inc.*
- Lin, Z., Petersen, D., Zhao, J., & Tian, Y. (2011). Simulation and design of exposed anchor bolts in shear. *International Journal of Theoretical and Applied Multiscale*

Mechanics, 2(2), 111. <https://doi.org/10.1504/ijtamm.2011.043534>

Lopes, A. E. de V., & Nunes, L. C. (2011). Intensidades Sísmicas De Terremotos: Formulação De Cenário Sísmico No Brasil. *Revista USP*, 0(91), 90. <https://doi.org/10.11606/issn.2316-9036.v0i91p90-103>

MC-Bauchemie. (2017). *MC-Bauchemie Manual técnico – Linha de Produtos*.

Muniz, F. A. M. (2002). *Análise do Comportamento e Determinação da Resistência de Chumbadores Acorados em Blocos de Concreto Submetidos a Forças Horizontais*.

Nakashima, S. (1998). Mechanical characteristics of exposed portions of anchor bolts in steel column bases under combined tension and shear. *Journal of Constructional Steel Research*, 46(1–3), 262–263. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(98\)00077-7](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(98)00077-7)

NEN 6770. (1990). *NEN 6770 - Staalconstructies TGB 1990, Basiseisen en basisrekenregels voor overwegend statisch belaste constructies (TGB 1990 Steel Structures, Basic requirements and basic rules for calculation of predominantly statically loaded structures)*.

Nobrega, P. G. B., & Nobrega, S. H. S. (2016). Perigo Sísmico No Brasil E a Responsabilidade Da Engenharia De Estruturas. *Holos*, 4, 162. <https://doi.org/10.15628/holos.2016.4703>

OSHA Occupational Safety and Health Administration. (2001). *Safety Standards for Steel Erection*, (p. Subpart R of 29 CFR Part 1926).

Pavlović, M., Marković, Z., Veljković, M., & Bucrossed D Signevac, D. (2013). Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research*, 88, 134–149. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.05.003>

Petersen, D. (2011). *Seismic Behavior and Design of Cast-in-Place Anchors in Plain and Reinforced Concrete*. University of Wisconsin, Milwaukee, USA.

Petersen, D., & Zhao, J. (2013). Design of anchor reinforcement for seismic shear loads. *ACI Structural Journal*, 110, 53–62. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.015>

Salmon e Johnson. (1990). *STEEL STRUCTURES: Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design* (Third Edit).

Shaheen, M. A., Tsavdaridis, K. D., & Salem, E. (2017). Effect of grout properties on shear strength of column base connections: FEA and analytical approach. *Engineering Structures*, 152(August), 307–319. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.065>

Silva, H. P. (2013). *Simulação Numérica Do Comportamento De Conectores De Cisalhamento Tipo Crestbond*. Universidade Federal de Viçosa.

Simulia, D. S. (2013). *ABAQUS 6.13 User's manual*. Dassault Systems.

Stamatopoulos, G. N., & Ermopoulos, J. C. (2011). Experimental and analytical investigation of steel column bases. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(9), 1341–1357. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.03.007>

ANEXO A

CRITÉRIOS DE PROJETO, DETALHAMENTO E EXECUÇÃO DOS BLOCOS DE CONCRETO

A.1 Introdução:

Cada protótipo consiste de 2 blocos em concreto armado, dispostos simetricamente, executados em concreto com f_{ck} médio igual a 30 MPa, devidamente armado para prevenir a ruptura por *breakout* ou *pullout*, e com dimensões externas de 350 mm de largura, 300 mm de profundidade e 850 mm de altura.

A.2 Verificação da armadura do bloco segundo ACI 318 (2011) Apêndice D:

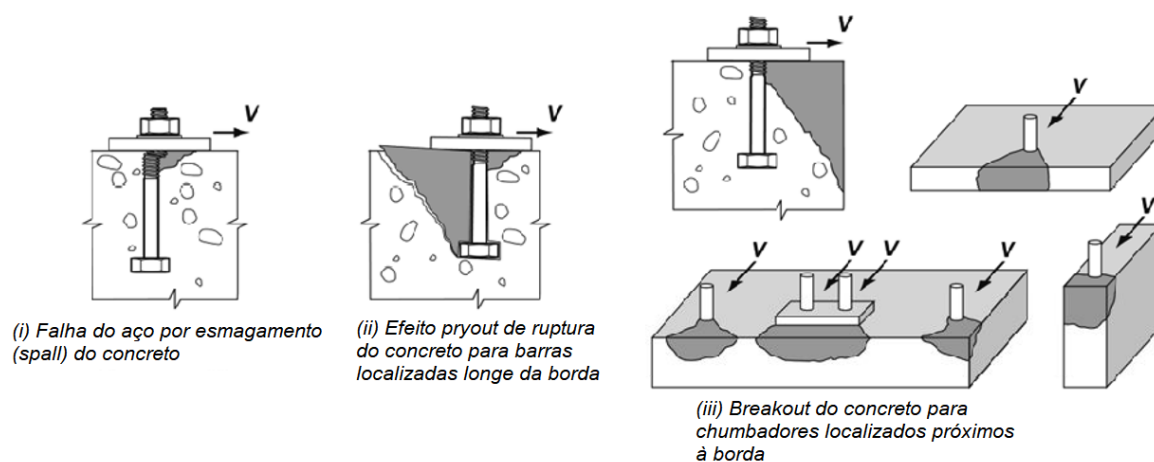


Figura A.1 – Modos de falha do concreto com chumbadores embutidos sujeitos à solicitação de cisalhamento (V) (ACI 318, 2011).

A verificação da armadura do concreto foi realizada para prevenir qualquer tipo de colapso global ou localizado do concreto (Figura A.1), de modo que as ocorrências de falha e carga última sejam observadas somente no chumbador por ruptura do aço, sem interferência da perda de rigidez do apoio do chumbador ao longo do seu embutimento no concreto. Esta verificação foi realizada segundo critérios do ACI 318, 2011.

a) Determinação das bordas e espaçamentos críticos:

- Distância crítica entre chumbadores: S_1 e $S_2 \geq 3 h_{ef}$
- Distância crítica entre o chumbador e a borda perpendicular à força: $C_{a1} \geq 1,5 h_{ef}$
- Distância crítica entre o chumbador e a borda paralela à força: $C_{a2} \geq 1,5 h_{ef}$

Caso essas distâncias não sejam atendidas, a altura de embutimento efetiva do chumbador deverá ser ajustada para:

$$h'_{ef} = \text{maior} \left(\frac{C_{a,max}}{1,5}; \frac{S}{3} \right) \quad (\text{A.1})$$

Portanto,

$$h'_{ef} = \text{maior} \left(\frac{150}{1,5}; \frac{150}{3} \right) = 100 \text{ mm} = 4" \quad (\text{A.2})$$

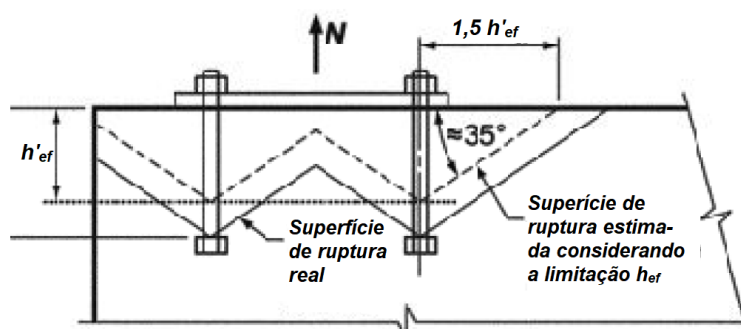


Figura A.2 – Altura efetiva de embutimento em função dos espaçamentos.

b) Resistência do concreto ao *breakout*:

Nesta condição, considera-se como estado-limite último a ruptura da borda do concreto mais próxima ao chumbador ou grupo de chumbadores solicitados ao cortante, seja a solicitação paralela ou perpendicular à borda Figura A.3.

Neste modelo, este fenômeno não será considerado como crítico já que a borda que está na posição oposta ao sentido do carregamento está impedida de romper por estar totalmente apoiada no chão.

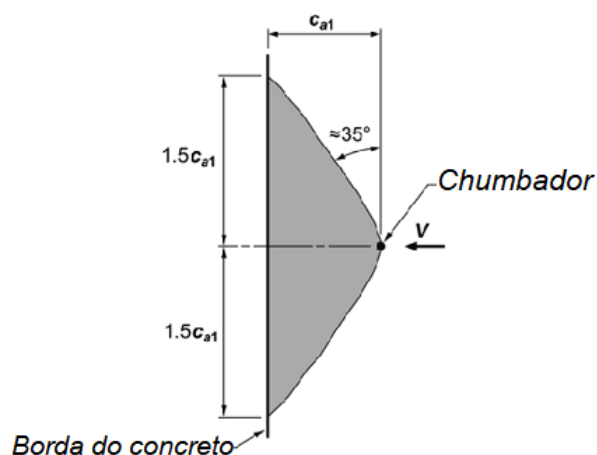


Figura A.3 – Cone de ruptura da borda de concreto sujeito ao *breakout* por força de cisalhamento atuante no chumbador.

c) Resistência do concreto ao *pullout* do concreto sem armadura:

A resistência de um grupo de chumbadores à ruptura do concreto que caracteriza o *pullout* é:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (\text{A.3})$$

onde:

$$k_{cp} = 2,0 \text{ para } h_{ef} > 2,5'' \quad (\text{A.4})$$

onde:

$$N_{cpg} = N_{cbg} \quad (\text{A.5})$$

Portanto:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nc0}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{A.6})$$

onde:

$$A_{Nc0} = 9h_{ef}^2 = 900\text{cm}^2 \quad (\text{A.7})$$

é a área teórica do cone de ruptura.

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1,5h_{ef}) \quad (\text{A.8})$$

$$A_{Nc} = (15 + 15 + 15)(10 + 15 + 15) = 1800\text{cm}^2$$

é a área efetiva do cone de ruptura;

$$\frac{A_{nc}}{A_{nc0}} = \frac{1800}{900} = 2,0 \quad (\text{A.9})$$

$$\psi_{ec,N} = 1$$

pois não há excentricidade do conjunto em relação à força; (A.10)

$$\psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \frac{C_{a,min}}{1,5h_{ef}} = 0,7 + 0,3 \frac{10}{1,5 \cdot 10} = 0,9 \quad (\text{A.11})$$

$$\psi_{c,N} = 1,25 \quad (\text{A.12})$$

para chumbadores concretados no local;

$$\psi_{cp,N} = N.A \quad (\text{A.13})$$

para chumbadores instalados após a concretagem;

$$(\text{A.14})$$

$$N_b = K_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1,5}$$

$$K_c = 24 \quad (\text{A.15})$$

para chumbador concretado no bloco;

$$\lambda_a = 1 \quad (\text{A.16})$$

para concreto de densidade normal;

$$f'_c = 30 \text{MPa} = 300 \text{kgf/cm}^2 = 4351 \text{psi} \quad (\text{A.17})$$

$$N_b = 24 \cdot 1 \cdot \sqrt{4351} \cdot 14^{1,5} = 12664 \text{ lb} = 5744 \text{ kgf} \quad (\text{A.18})$$

$$N_{cbg} = N_{cpg} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot 1,0 \cdot 5744 = 14360 \text{ kgf} \quad (\text{A.19})$$

Verificação do *pullout*:

$$V_{cpg} = 2 \cdot 14360 = 28720 \text{ kgf} \quad (\text{A.20})$$

Portanto, como a resistência do concreto ao *pullout* é inferior à força de cisalhamento solicitante prevista calculada como 306 kN na Eq.(3.5), o bloco deverá receber armadura de reforço conforme premissas do Capítulo 12 da norma ACI 318 (2011).

d) Determinação da armadura de reforço do bloco:

A Figura A.4 mostra a distribuição típica da armadura para ancorar o chumbador, segundo Apêndice D da norma ACI 318 (2011).

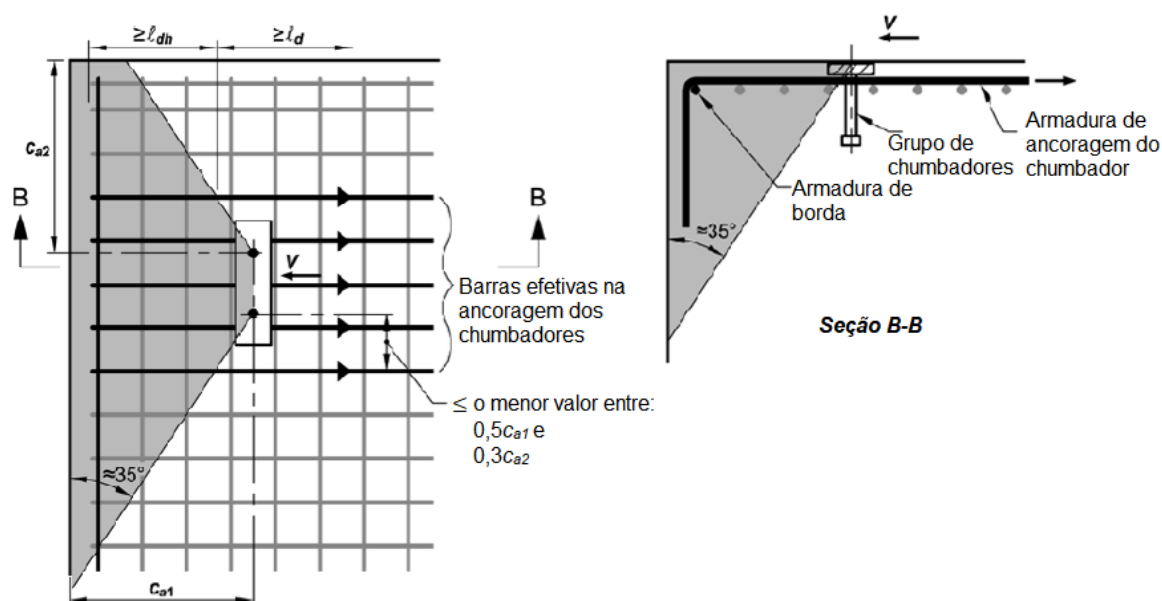


Figura A.4 – Detalhamento da armadura de reforço da borda e do chumbador para cisalhamento

Os comprimentos de ancoragem indicados na Figura A.4 l_{dc} e l_{dh} são determinados por:

$$l_{dc} = \left\{ \begin{array}{l} (0,02f_y / \lambda \sqrt{f'_c}) d_b \\ (0,0003f_y) d_b \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 22d_b \\ 22d_b \end{array} \right\} = 22d_b \quad (\text{A.21})$$

$$l_{dh} = l_{dc} * 0,8 = 17,6 d_b \quad (\text{A.22})$$

onde d_b é o diâmetro da barra de armadura principal.

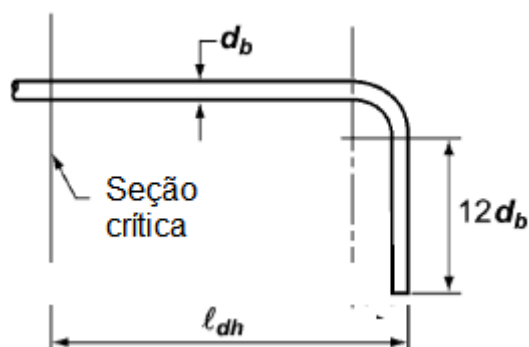


Figura A.5 – Detalhes do comprimento desenvolvido da ancoragem l_{dh} .

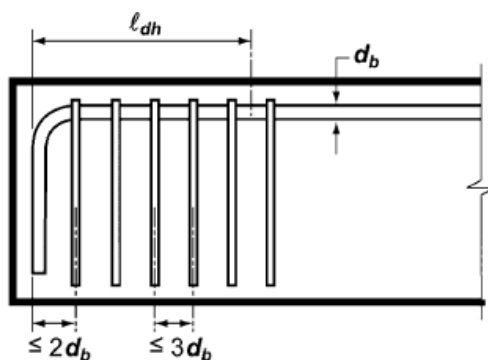


Figura A.6 – Detalhe do espaçamento dos estribos ao longo do comprimento de ancoragem l_{dh}

A distância entre as armaduras efetivas ao eixo do chumbador é determinada por:

$$a_1 = \text{menor de } \begin{cases} 0,5c_{a1} \\ 0,3c_{a2} \end{cases} = \begin{cases} 0,5 \cdot 15 \\ 0,3 \cdot 10 \end{cases} = 3,0 \text{ cm} \quad (\text{A.23})$$

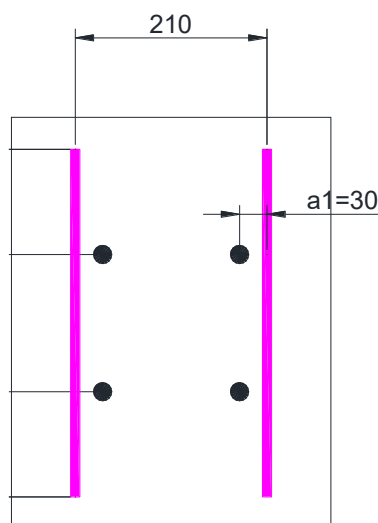


Figura A.7 - Espaçamento máximo entre as barras efetivas ($30 + 150 + 30 = 210\text{mm}$)

A armadura de ancoragem mínima, em valores nominais, então deve ser:

$$A_{s,min} = \frac{V_{Sd}}{f_{ya}} = \frac{30600}{5000} = 6,12 \text{ cm}^2 \quad (\text{A.24})$$

A armadura foi adotada conforme as respectivas áreas de seção transversal padrão (A_s) indicadas na Tabela A.1:

$$A_{s,adot} = 6,25 \text{ cm}^2 = 6\phi 12,5 \quad (\text{A.25})$$

$$\frac{A_{smin}}{A_{s,adot}} = 6,12/6,25 = 0,98 \quad (\text{A.26})$$

Tabela A.1– Área de seção de aço A_s (cm^2) conforme diâmetro e números de barras

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – A_s [cm^2]									
ϕ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,80
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50

Logo o comprimento de ancoragem pode ser definido como:

$$l_{dh} > 0,98 \cdot 17,6d_b = 17,2d_b = 215\text{mm} \quad (\text{A.27})$$

Portanto, a fim de atender ao comprimento mínimo de ancoragem l_{dh} , a altura mínima do bloco foi ajustada para 640 mm, o que atende à altura final igual a 855 mm, que foi adotada por questões construtivas, atendendo ao curso máximo do atuador. A Figura A.8 e a Figura A.9 mostram o detalhamento da distribuição das barras de armadura no bloco e a vista espacial da gaiola, respectivamente.

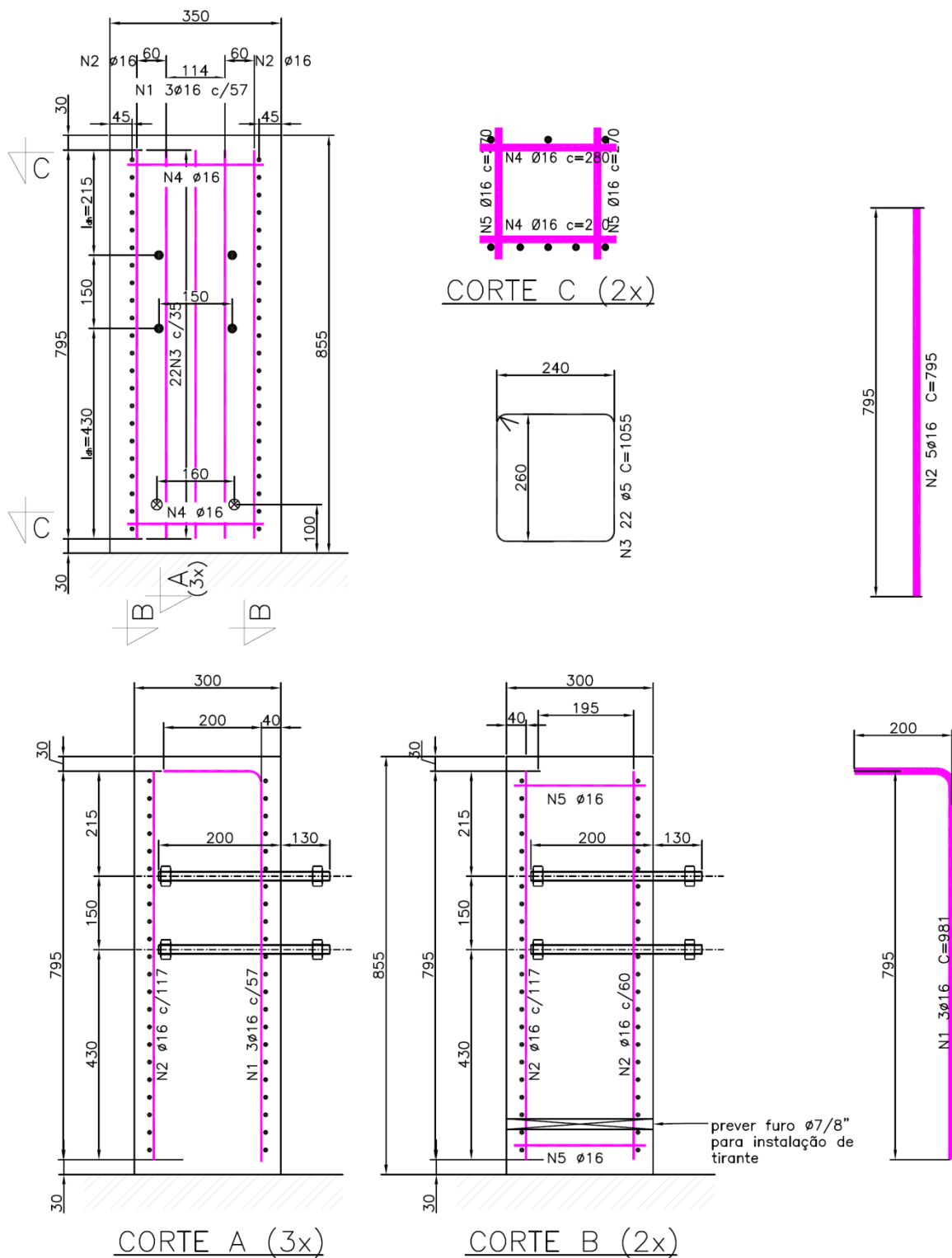


Figura A.8 – Detalhamento da distribuição da armadura principal de ancoragem dos chumbadores

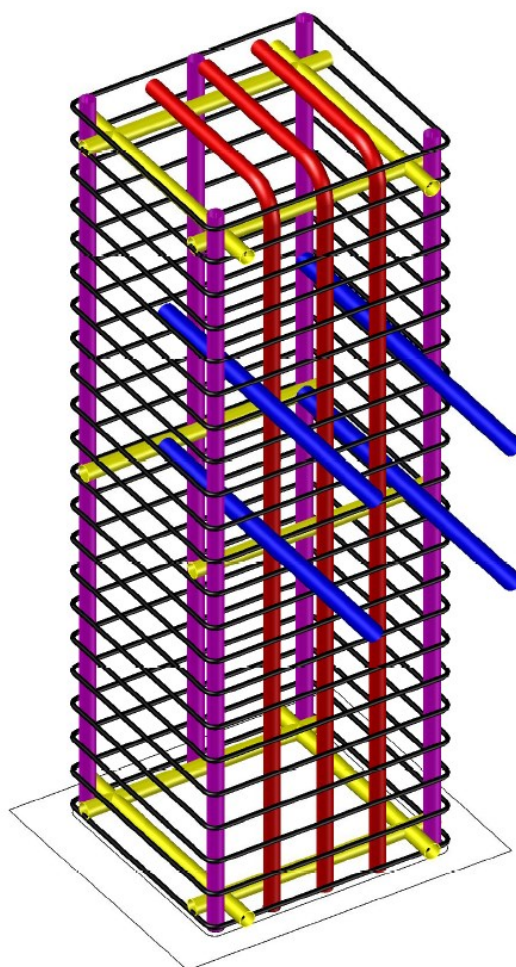


Figura A.9 – Vista 3D da disposição das armaduras do bloco de concreto.

A Figura A.10 mostra a montagem da armadura na forma. Os estribos foram afastados em alguns pontos devido à interferência com os chumbadores e para posicionamento do mangote vibrador.



Figura A.10 – Montagem da armadura na forma antes da concretagem do bloco.

A.3 Caracterização e execução do concreto:

A caracterização do concreto foi realizada através de ensaios de compressão em corpos de prova de Ø10x20 (cm). Foram moldados 15 corpos de prova por carga de concreto, distribuídos em 30 CP's para os ensaios realizados após 7, 14, 21 e 28 dias, períodos correspondentes às diversas etapas da cura, e 3 CP's para determinação do módulo de elasticidade. Os corpos de prova são moldados segundo padrão normativo (ABNT NBR 7680 2015) . No formato cilíndrico, os moldes metálicos são preenchidos com concreto em duas camadas sucessivas, cada uma delas recebendo 12 golpes com a haste de socamento. O volume da betonada foi calculada para 1 bloco de concreto mais a execução de 15 CP's.

Volume estimado para cada betonada:

$$V_i = [(0,85 \times 0,35 \times 0,3) + 15 \times (\pi \times 0,05^2 \times 0,2)] \times 1,1 = 0,123 \text{ m}^3 \quad (\text{A.28})$$

Portanto, cada betonada foi executada para aproximadamente 0,13 m³ ou 130 litros. O traço utilizado na execução do concreto para cada betonada está indicado na Tabela A.2. Este traço foi sugerido pelos pesquisadores especialistas em concreto do LAEES, na UFMG, para concreto de resistência estimada final de 40 MPa.

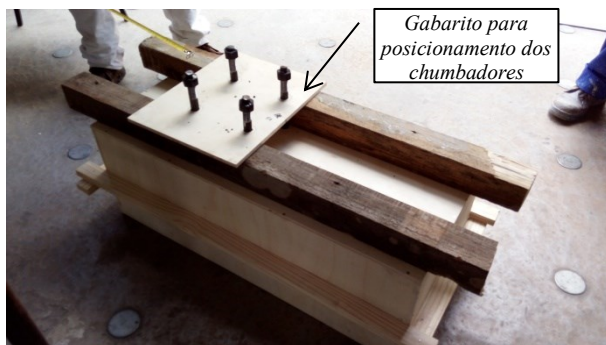
Tabela A.2 – Traço utilizado para a execução do concreto dos blocos

Volume:	$1,0 m^3$ (kg/m ³)	$0,13 m^3$ (kg/m ³)
Cimento	355	46,15
Areia Grossa	755	98,15
Brita 1	1030	133,9
Água	197	25,61
Plastificante	2,84	0,370

Ensaio preliminares para caracterização deste traço foram realizados, atestando uma resistência média alcançada de 30 MPa, o que estaria atendendo à proposição inicial do modelo.

O cimento utilizado na fabricação do concreto foi o Holcim Ultra Rápido (CPV Ari Fácil), do qual 10 sacos de 40 quilos foram gentilmente doados a esta pesquisa pelo fabricante Lafarge-Holcim, além de 1100 quilos de brita 1 calcária. O cimento portland de alta resistência inicial (CP V – ARI) pode atingir altas resistências já nos primeiros dias da aplicação. O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquira elevadas resistências, com maior velocidade. O clínquer é o mesmo utilizado para a fabricação de um cimento convencional, mas permanece no moinho por um tempo mais prolongado. O cimento continua ganhando resistência até os 28 dias, atingindo valores mais elevados que os demais, proporcionando maior rendimento ao concreto. O CP V-ARI é produzido com um clínquer de dosagem diferenciada de calcário e argila se comparado aos demais tipos de cimento e com moagem mais fina. Esta diferença de produção confere a este tipo de cimento uma alta resistência inicial do concreto em suas primeiras idades, podendo atingir 26 MPa de resistência à compressão em apenas 1 dia de idade. É largamente utilizado em produção industrial onde se exige desforma rápida, tais como concreto protendido pré e pós-tensionado, pisos industriais e argamassa armada (*Cimento.Org*, n.d.).

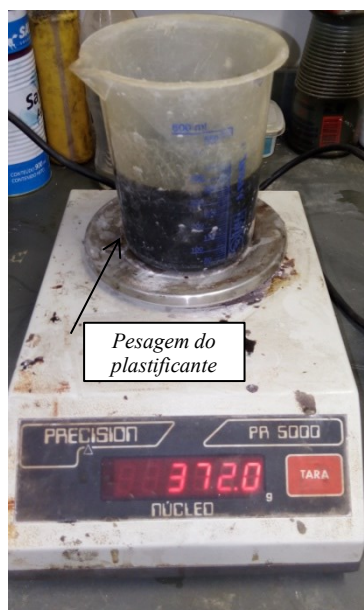
O plastificante adotado foi o Muraplast FK 830, fabricado pela MC-Bauchemi, que gentilmente doou o material a esta pesquisa. A Figura A.11 ilustra as etapas de execução da concretagem dos blocos.



Passo 1: Preparo da forma de madeira



Passo 2: Posicionamento da armadura e dos chumbadores dentro da forma Aplicação de desmoldante nas formas.



Passo 3: Preparo, separação e pesagem dos materiais



Passo 4: Preparo da mistura do concreto na betoneira



Passo 5: Medição do slump



Passo 6: Concretagem com vibração contínua da mistura



Passo 7: Moldagem dos CP's, identificação dos modelos e cura ao ar.



Passo 8 : Desforma dos modelos (bloco e CP's)

Figura A.11 – Procedimento de moldagem dos blocos de concreto

Os ensaios de compressão para determinação da resistência característica do concreto f_{ck} foram realizados segundo critérios da ABNT NBR 7680: 2015. Foram utilizados 3 CP's dentre os 15 moldados por concretagem para determinação do f_{ck} para cada idade de cura: 7, 14, 21 e 28 dias.

A Tabela A.3 apresenta os valores experimentais obtidos para o f_{ck} dos blocos de concreto a partir dos resultados dos ensaios à compressão dos CP's extraídos a cada concretagem. O valor médio obtido para este traço ficou em torno de 33,6 MPa, considerando-se todos os resultados. Como o cimento adotado foi o ARI (alta resistência inicial), observou-se que uma resistência média de 30 MPa foi alcançada nos ensaios aos 7 dias, e estabilizou-se nesta margem para os ensaios aos 14, 21 e 28 dias. Os testes dos protótipos de 1 a 4 foram realizados a 129, 153, 101 e 139 dias após a última concretagem, respectivamente, idades nas quais as resistências características estariam de maneira consolidada com resistências características acima do esperado de 30 MPa. A Figura A.12 mostra o posicionamento do CP na prensa ao início do ensaio (a) e ao final após a ruptura (b). A Figura A.13 apresenta o relatório de resultados dos ensaios realizados por amostra de 3 CP's.



Figura A.12 – Posicionamento do CP (10x20) na prensa antes (a) e depois (b) do ensaio à compressão.

Tabela A.3 – Identificação dos valores experimentais obtidos para o f_{ck} dos blocos de concreto

Identif.	Data Concret	Data Ensaio	Nome CP	Data Ensaio	f_{cj}	f_{cm}	σ	$f_{ck}=f_{cm}-\sigma$
Bloco 1A	01/02/2018	11/06/2018	CP-111	7 dias	34,90	34,67	2,788	31,88
			CP-112		31,77			
			CP-113		37,33			
			CP-114	14 dias	29,74	31,78	3,68	28,10
			CP-115		36,02			
			CP-116		29,56			
			CP-117	21 dias	33,17	32,17	2,395	29,78
			CP-118		33,91			
			CP-119		29,44			
			CP-1110	28 dias	45,89	45,99	1,212	44,78
			CP-1111		47,25			
			CP-1112		44,83			
Bloco 1B	02/02/2018	11/06/2018	CP-121	7 dias	30,73	31,26	1,867	29,39
			CP-122		29,72			
			CP-123		33,34			
			CP-124	14 dias	36,49	37,13	0,898	36,23
			CP-125		*28,34			
			CP-126		37,76			
			CP-127	21 dias	34,73	36,44	1,52	34,92
			CP-128		36,98			
			CP-129		37,62			
			CP-1210	28 dias	37,55	36,31	1,767	34,54
			CP-1211		34,29			
			CP-1212		37,09			
Bloco 2A	09/02/2018	11/07/2018	CP-211	7 dias	27,85	29,207	1,485	27,72
			CP-212		30,79			
			CP-213		28,98			
			CP-214	14 dias	33,26	32,770	0,461	32,31
			CP-215		32,70			
			CP-216		32,35			
			CP-217	21 dias	38,20	38,07	0,191	37,87
			CP-218		*30,74			
			CP-219		37,93			
Bloco 2B	08/02/2018	11/07/2018	CP-221	7 dias	29,33	30,307	1,743	28,56
			CP-222		29,27			
			CP-223		32,32			
			CP-224	14 dias	*23,42	33,19	0,276	32,91
			CP-225		32,99			
			CP-226		33,38			
			CP-227	21 dias	37,45	37,41	0,057	37,35
			CP-228		37,37			
			CP-229		*30,82			
Bloco 3A	28/03/2018	13/07/2018	CP-311	7 dias	31,46	33,900	2,630	31,27
			CP-312		36,69			
			CP-313		33,55			
			CP-314	15 dias	32,27	33,967	1,911	32,06
			CP-315		33,58			
			CP-316		36,05			
			CP-317	21 dias	35,25	37,473	2,152	35,32
			CP-318		37,63			
			CP-319		39,54			
Bloco 3B	03/04/2018	13/07/2018	CP-321	7 dias	29,67	29,497	0,355	29,14
			CP-322		29,73			
			CP-323		29,09			
			CP-324	14 dias	35,38	36,203	1,238	34,97
			CP-325		37,63			
			CP-326		35,60			
			CP-327	21 dias	36,29	35,810	0,535	35,27
			CP-328		35,23			
			CP-329		35,91			
Bloco 4A	19/04/2018	10/09/2018	CP-411	7 dias	34,06	35,247	1,161	34,09
			CP-412		35,30			
			CP-413		36,38			
			CP-414	19 dias	36,44	38,80	3,330	35,46
			CP-415		41,15			
			CP-416		*31,09			
Bloco 4B	24/04/2018	10/09/2018	CP-424	14 dias	37,17	37,227	0,923	36,30
			CP-425		36,33			
			CP-426		38,18			
			CP-427	21 dias	37,65	38,197	1,504	36,69
			CP-428		39,9			
			CP-429		37,04			

*Obs.: Valores tachados foram desconsiderados por estarem fora da margem de tolerância da amostra ensaiada.

ANEXO B

TABELA B.1 (EN1992-1-1:2004)

Table 3.1 Strength and deformation characteristics for concrete

Analytical relation / Explanation	Strength classes for concrete													Analytical relation / Explanation	
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80		90
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)}$, $\leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{ck}/10))$, $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{cm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{cm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{t1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\epsilon_{s1}(\rho_{100}) = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5													see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{s,u1}(\rho_{100}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$	
ϵ_{c2} (‰)	2,0													see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}(\rho_{100}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,33}$	
ϵ_{cu2} (‰)	3,5													see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{s,u2}(\rho_{100}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	
n	2,0													for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$	
ϵ_{c3} (‰)	1,75													see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}(\rho_{100}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$	
ϵ_{cu3} (‰)	3,5													see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{s,u3}(\rho_{100}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	