



Karoline Dantas dos Santos

**Arrancamento de Conectores Metálicos  
com Cabeça Embutidos em Elementos  
Delgados de Concreto Armado  
Submetidos à Flexão**

**TESE DE DOUTORADO**

Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Tese orientada pelo Professor Maurício de Pina Ferreira

Belém – Pará – Brasil

2025



**Karoline Dantas dos Santos**

# **Arrancamento de Conectores Metálicos com Cabeça Embutidos em Elementos Delgados de Concreto Armado Submetidos à Flexão**

## **Tese de Doutorado**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito parcial para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Maurício de Pina Ferreira

Belém  
Maio de 2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD  
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará  
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)  
autor(a)

---

D192a Dantas Dos Santos, Karoline.  
Arrancamento de Conectores Metálicos com Cabeça  
Embutidos em Elementos Delgados de Concreto Armado  
Submetidos à Flexão / Karoline Dantas Dos Santos, . — 2025.  
198 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Maurício Pina Ferreira  
Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Pará,  
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, Belém, 2025.

1. Arrancamento. 2. Conector metálico. 3. Conector  
com cabeça. 4. Armadura de flexão. 5. Concreto  
armado. I. Título.

CDD 624

---



## ARRANCAMENTO DE CONECTORES METÁLICOS COM CABEÇA EMBUTIDOS EM ELEMENTOS DELGADOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À FLEXÃO

AUTORA:

**KAROLINE DANTAS DOS SANTOS**

TESE SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA  
APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE  
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO  
INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA  
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTORA EM  
ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 12 / 05 / 2025.

BANCA EXAMINADORA:

Documento assinado digitalmente  
**MAURICIO DE PINA FERREIRA**  
Data: 19/05/2025 18:44:05-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Mauricio de Pina Ferreira

Orientador (UEPA)  
Documento assinado digitalmente

**MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA**  
Data: 13/05/2025 20:09:33-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira

Membro Externo (UnB)

Documento assinado digitalmente

**MANOEL JOSE MANGABEIRA PEREIRA FILHO**  
Data: 13/05/2025 18:27:28-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Manoel José Mangabeira Pereira Filho

Membro Externo (UFPA)

Documento assinado digitalmente

**LUCIANA DE NAZARE PINHEIRO CORDEIRO**  
Data: 15/05/2025 10:59:17-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Profa. Dra. Luciana de Nazaré Pinheiro Cordeiro

Membro Interno (UFPA)

Documento assinado digitalmente

**EDILSON MORAIS LIMA E SILVA**  
Data: 14/05/2025 23:22:40-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Edilson Moraes Lima e Silva

Membro Interno (UFPA)

Documento assinado digitalmente

**DENIO RAMAM CARVALHO DE OLIVEIRA**  
Data: 28/05/2025 09:20:37-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Visto:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA



*Dedicado à minha mãe, Ediva Camelo,  
pelo exemplo e força.*

## AGRADECIMENTOS

Parafraseando um autor desconhecido, hoje compreendo, com ainda mais convicção, que é preciso ser humilde para aprender e mais humilde ainda para ensinar. Essa é uma frase que traduz toda a minha trajetória acadêmica e profissional, na qual tive a honra e a sorte de ser conduzida desde a graduação sob a orientação do professor Maurício de Pina Ferreira. Boa parte da engenheira que sou hoje devo à sua escuta ativa, ao apoio constante e ao seu incentivo para enxergar além, buscando sempre o próximo passo. Que essa jornada de colaboração mútua e amizade continue por muitos anos. Deixo aqui o meu muito obrigada por tudo o que construímos até agora.

Ao meu amigo e mentor, professor Manoel Mangabeira, que possui um brilhantismo desconstruído e absolutamente genial, deixo meu duplo agradecimento. Sou grata pela coorientação voluntária, pelo suporte oferecido fora do horário comercial, pela paciência, compromisso e generosidade em estar sempre disposto a ajudar, seja na vida acadêmica ou profissional. Registro aqui minha sincera gratidão e reconhecimento por sua valiosa colaboração neste trabalho e em tantos outros que já realizamos juntos.

Desenvolver uma pesquisa envolve inúmeros desafios, especialmente quando se trata da execução de um programa experimental. Por isso, agradeço aos professores Remo Magalhães, Edilson Moraes, Plínio Prazeres, Paulo Sérgio e Dênio Ramam, pela colaboração essencial e pelo fornecimento dos equipamentos, da infraestrutura e dos materiais necessários à realização desta pesquisa. Também agradeço aos professores Sandoval Rodrigues, Luciana Cordeiro, Salete Oliveira, Luís Maurício, Nívea Albuquerque e Regina Brabo, pelo apoio e suporte durante um período tão desafiador.

À minha equipe de trabalho experimental, expresso meu sincero reconhecimento. Agradeço aos bolsistas do LABINFRA, do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA — Jorge, Ligia, Ster, Thali, Jheferson, Cíntia, Evandro, Zyanne, Gabi, Vinicius e João — e ao técnico, amigo e colega de trabalho Jailton Pereira, pelo auxílio durante as concretagens e por todo o apoio no processo de fabricação das peças. Aos amigos e parceiros na execução dos ensaios, engenheiro Vander Melo e técnico Joel Silva, agradeço pela competência, dedicação, comprometimento e empenho em tornar realidade um dos meus projetos de vida.

Aos amigos do grupo de pesquisa NUMEA, minha gratidão pelo companheirismo e pela constante disposição em colaborar. Em especial, agradeço a Lana, Marcus, Rodrigo, Laise, Mayara, Luamim e ao meu parceiro de pesquisa, Alexandre. Dentro dessa grande família, destaco o excelente trabalho de Lucas Benjamim, Rafaela Novaes e Victor Souza. Vocês foram fundamentais durante essa trajetória. Deixo

aqui meu muito obrigada, com a certeza de que a engenharia civil contará com profissionais comprometidos e competentes muito em breve.

Aos amigos de todas as horas — Leonardo Tobias, Raissa Alves, Letícia Beckman, Letícia Negrão, Letícia Oliveira, Karla Renata, Mariana Neves, Giovane Ataíde, Matheus Hering, Carol Tobias, Caio Formigosa, Renata Engelhard, Wellinton Barra, Brenda e Rafael Oliveira — agradeço pelo incentivo e apoio incondicional. Obrigada por enxergarem em mim o que, muitas vezes, nem eu mesma consegui ver.

Aos meus pais, Edaci Viana e Ediva Camelo, aos meus irmãos Lorena, Maira e Toni, e aos cunhados Mazeo e Júnior, agradeço por toda a confiança, ajuda, apoio e conselhos, não apenas durante o doutorado, mas em todos os momentos da minha vida. Um agradecimento especial à minha mãe, que vai muito além de ser meu maior exemplo. Ela é minha inspiração, minha força, minha principal incentivadora e meu alicerce mais firme. Amo profundamente cada um de vocês, e todo o meu esforço é uma tentativa de retribuir a fé que sempre depositaram em mim.

Finalizo este momento agradecendo ao meu parceiro de vida, que me ajudou de tantas formas ao longo deste período árduo. Foi meu companheiro, meu acalanto e minha base nos momentos em que tudo parecia mais difícil. Meu muito obrigada ao meu noivo, Lael Maia. Eu amo você.

Como último tributo, agradeço àquele que sempre guiou os meus passos, que tem cuidado de mim com carinho e nunca me abandonou, nem mesmo nos momentos mais sombrios. Agradeço a Deus por ter me conduzido ao longo deste calvário particular, reafirmando que, quando tudo parece perdido, é a fé que sustenta, ilumina e permanece.

## Resumo

Um dos pontos críticos no dimensionamento do concreto pré-fabricado recai sobre a transferência de esforços entre os elementos estruturais. Para otimizar estas regiões de ligação é comum a utilização de conectores metálicos embutidos no concreto, onde o desempenho da interação conector-concreto está vinculado diretamente ao comprimento de embutimento efetivo do conector, à resistência à tração do concreto e às condições de fissuração da peça. Esta pesquisa investigou o comportamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em elementos delgados de concreto armado submetidos à flexão, com o objetivo de verificar se a resistência ao arrancamento da ligação pode ser relacionada ao momento resistente da seção de embutimento do conector. Foi desenvolvido um programa experimental com 32 conectores metálicos distribuídos em quatro séries de ensaio. Cada série foi composta por dois prismas de concreto com  $f_{ck} = 30$  Mpa, medindo  $700 \times 200 \times 3000$  mm, com quatro conectores instalados isoladamente com embutimento efetivo de  $h_{ef} = 110$  mm. As variáveis de investigação incluíram a taxa de armadura de flexão  $\rho_f [0,81\%; 1,34\%]$ , e a relação entre momento solicitante e momento resistente  $M_s/M_r [0,18; 0,64]$ . Também foi avaliada a influência da distribuição das barras de armadura de tração, considerando a sua presença na região de projeção do cone de ruptura. Adicionalmente, foi desenvolvido um modelo analítico para estimativa da resistência ao arrancamento, o qual foi validado com base em um banco de dados com 102 resultados experimentais da literatura. Os resultados obtidos foram comparados com as prescrições do fib Bulletin 58 (2011) e da ACI 318 (2019). Os ensaios demonstraram que a resistência ao arrancamento é sensivelmente influenciada pelo nível de flexão da peça ( $M_s/M_r$ ) e pela taxa de armadura. A presença de fissuras na região de embutimento comprometeu a ligação, resultando em menores resistências nos conectores posicionados em trechos com maior solicitação. Além disso, observou-se que a posição das barras de armadura de tração dentro da área de projeção do cone contribuiu para o aumento da resistência ao arrancamento, isso se deve possível contenção de fissuração na região de embutimento do conector e não em relação ao efeito pino. O modelo proposto apresentou excelente aderência aos resultados experimentais, com dispersão reduzida e maior capacidade preditiva em comparação às normas avaliadas.

**Palavras-chave:** Arrancamento; Conector metálico; Conector com cabeça; Armadura de flexão; concreto armado.

## Abstract

The transfer of forces between structural elements is a critical aspect in precast concrete design. To improve the performance of connection zones, headed steel connectors are commonly embedded in concrete. The effectiveness of the connector-concrete interaction depends on factors such as the effective embedment depth, the tensile strength of the concrete, and the cracking condition of the structural member. This study investigated the behavior of headed steel connectors embedded in slender reinforced concrete elements subjected to bending, aiming to evaluate whether the pull-out test could be correlated with the flexural strength of the embedment section. An experimental program was conducted using 32 connectors distributed across four test series. Each series consisted of a concrete beam measuring 700 × 200 × 3000 mm, cast with  $f_{ck} = 30$  MPa, and containing four individually installed connectors with  $h_{ef} = 110$  mm. The main variables included the flexural reinforcement ratio  $\rho_f$  [0,81%;1,34%], the moment ratio ( $M_s/M_r$  [0,18;0,64]), and the position of tensile bars relative to the projected breakout cone. An analytical model was proposed to estimate the pull-out resistance of headed bars embedded in reinforced concrete and was validated using a database of 102 experimental results from the literature. The model's predictions were compared with provisions from fib Bulletin 58 (2011) and ACI 318 (2019). The comparison aimed to assess the consistency and accuracy of current design recommendations when applied to slender elements with flexural cracking. The experimental results demonstrated that pull-out strength was significantly influenced by the flexural demand ( $M_s/M_r$ ) and the presence of cracking in the embedment region. Connectors located in highly stressed regions with visible cracking showed lower resistance. Conversely, higher resistance was observed in regions with less cracking and when tensile reinforcement crossed the breakout area, suggesting crack confinement rather than a pin effect. The dominant failure mode was cone breakout. The proposed model showed excellent correlation with the experimental data and outperformed the code-based predictions in terms of accuracy and consistency.

## Keywords

Pull-out test; headed bars; Flexural reinforcement; Reinforcement concrete.

# Lista de Figuras

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 1-1 Sistema de transferência de esforços entre peças pré-moldadas com conector metálico com cabeça	19
Figura 1-2– Sistema de conexão estrutural	19
Figura 1-3– Exemplos de aplicação de conectores de aço em ligações estruturais	20
Figura 1-4– Conectores de aço embutidos em concreto.	21
Figura 1-5 – Sistema de transferência de esforços entre elementos pré-fabricados	23
Figura 1-6 – Sistema estruturais mistos de aço e concreto feitos com conectores metálicos com cabeça	25
Figura 1-7 – Sistema estrutural do Museu de Arte Moderna do Rio de Janeiro, Aguiar e Favero (2019)	26
Figura 2-1- Tipos de conectores pré-instalados	30
Figura 2-2 - Tipos de conectores pós-instalados	30
Figura 2-3 – Modos de ruptura de conectores submetidos à tração, adaptado de <i>ACI- 318, 2025</i> : a) Ruptura por escoamento da haste; b) <i>Ruptura por Deslizamento do conetor</i> ; c) <i>Ruptura por destacamento lateral</i> ; d) <i>Ruptura por fendilhamento do concreto</i> ; e) <i>Ruptura do cone de concreto</i>	32
Figura 2-4 – Curva carga-deslocamento idealizada para conectores submetidos à tração, adaptado de FUCHS et al., (1995)	34
Figura 2-5 – Relação carga-deslocamento de conectores com cabeça e conector de segurança, adaptado de REHM et al.,1988	35
Figura 2-6 – Ângulo do cone de concreto em função do embutimento de ancoragem efetivo, adaptado de FUCHS et al., (1995)	35
Figura 2-7 – Extensômetria realizada para monitorar a abertura da fissura crítica de arrancamento, adaptado de Eligehausen e Sawade (1989)	36
Figura 2-8 – Resultados da extensômetro do cone de concreto, adaptado de Eligehausen e Sawade, (1989)	37
Figura 2-9 – Extensômetria realizada para monitorar a abertura da fissura crítica de arrancamento realizada por Santos K. D. et al. (2024)	37
Figura 2-10 – Deformação do plano de ruptura do cone de arrancamento em função do acréscimo de carga (Santos K. D. et al., 2024)	38
Figura 2-11 - Curva carga-deslocamento de conectores com cabeça submetidos à tração em concreto fissurado e não fissurado, adaptado de Furche e Dieterle, (1986)	39
Figura 2-12 – Projeção do cone de ruptura de 4 e 2 conectores com pequeno espaçamento	40
Figura 2-13 - Lei do efeito de escala proposto por Bazant (1984)	41

Figura 2-14 – Carga de ruptura do cone de concreto em função do módulo de elasticidade, adaptado de Ozbolt e Eligehausen (1993)	42
Figura 2-15 – Carga de ruptura do cone de concreto, adaptado de Ozbolt e Eligehausen (1993)	43
Figura 2-16 – Influência do diâmetro da cabeça do conector, <i>adaptado de Ozbolt et al., (2007)</i>	43
Figura 2-17 - Influência da abertura de fissura na resistência à tração de conectores de segurança e conectores com cabeça, adaptado de Eligehausen (1984)	45
Figura 2-18 - Razão entre carga última de conectores instalados em concreto fissurado e instalados em concreto não fissurado em função da abertura de fissuras, adaptado de Eligehausen e Balogh (1995)	46
Figura 2-19. Abertura de fissuras por cunhas de aço de acordo com Eligehausen <i>et al.</i> (2004): <i>a) esquema de cunha de aço composta por camisa de expansão e cunha; b) inserção das cunhas por impacto; c) remoção das cunhas utilizando macaco hidráulico; d) medição da largura da fissura alinhada ao conector</i>	50
Figura 2-20. Características do programa experimental realizado por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011)	51
Figura 2-21. Características do programa experimental realizado, adaptado de Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018)	54
Figura 2-22 Curva de carga-deslizamento de conectores instalados em concreto simples e concreto armado, adaptado de Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018),	55
Figura 2-23. Abertura de fissuras em função carregamento aplicado (FERREIRA <i>et al.</i> , 2021)	56
Figura 2-24. Comparativo de deformação na haste do conector medidas dentro e fora da região de embutimento (FERREIRA <i>et al.</i> , 2021)	57
Figura 2-25. Fator <i>kexp</i> em função da abertura de fissuras, adaptado de Ferreira <i>et al.</i> , (2021)	58
Figura 2-26. Resistencia ao arrancamento de conectores instalados em concreto fissurado e não fissurado (FERREIRA <i>et al.</i> , 2021)	58
Figura 2-27. Resistencia ao arrancamento de conectores instalados em concreto fissurado e não fissurado (FERREIRA <i>et al.</i> , 2021)	59
Figura 2-28 - Projeto de armaduras dos prismas, Santos K. D <i>et al.</i> (2023)	61
Figura 2-29 – Sistema de ensaio de Santos K. D <i>et al.</i> (2024)	62
Figura 2-30 – Imagens dos espécimes após a realização dos ensaios de arrancamento, (SANTOS K. D <i>et al.</i> 2024)	63
Figura 2-31 – Curva de carga-deslocamento global para cada série de ensaios (SANTOS, K. D. <i>et al.</i> , 2024)	63
Figura 2-32 – Curva de carga-deslocamento global para cada série de ensaios (SANTOS, K. D. <i>et al.</i> , 2024)	64
Figura 2-33 - Relação carga abertura de fissuras por série de ensaio	65

Figura 2-34 - Deformação no cone de concreto para os espécimes com $\rho_f$ 0,5% e $\rho_f$ 3,5% (SANTOS, K. D. et al., 2024)	65
Figura 2-35 - Fator $k_{Exp}$ em função da variação da taxa de armadura de flexão, (SANTOS, K. D. et al., 2024)	66
Figura 2-36 - Fator $k_{Exp}$ em função da variação da taxa de armadura de flexão para dos trabalhos de Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Ferreira et al. (2021) e Santos K.D et al.	67
Figura 2-37 – Plano de ruptura do cone de concreto de acordo com CCD, adaptado de FUCHS et al., (1995)	68
Figura 3-1. Projeto básico dos espécimes	77
Figura 3-2 – Projeto executivo da série S1-1,3D : a) <i>Planta Baixa</i> ; b) <i>Corte A-A</i> ; <i>Corte B-B</i>	79
Figura 3-3 – Projeto executivo da série S2-1,3F: a) <i>Planta Baixa</i> ; b) <i>Corte A-A</i> ; <i>Corte B-B</i>	80
Figura 3-4 – Projeto executivo da série S3-0,8D: a) <i>Planta Baixa</i> ; b) <i>Corte A-A</i> ;	81
Figura 3-5 – Projeto executivo da série S4-0,8F: a) <i>Planta Baixa</i> ; b) <i>Corte A-A</i> ; <i>Corte B-B</i>	82
Figura 3-6 – Projeto executivo do conector metálico utilizado	83
Figura 3-7 – Projeto executivo para soldagem de cabeça e porca na haste do conector a) <i>Vista do conector</i> ; b) <i>Detalhamento da conexão cabeça e porca</i> ; c)	84
Figura 3-8 – Instrumentação dos espécimes	85
Figura 3-9. Localização das barras de flexão que foram monitoradas durante o procedimento de ensaio	87
Figura 3-10. Cortes D-D, com localização das armaduras longitudinais que serão monitoradas	88
Figura 3-11 Disposição dos LVDT's para monitoramento e leitura de deslocamentos das séries de ensaios	89
Figura 3-12 – Diagrama de momento fletor teórico para as séries S1 a S4.	91
Figura 3-13 – Planta baixa do sistema de ensaio	92
Figura 3-14 – Vista frontal do sistema de ensaio	93
Figura 3-15 – Vista lateral do sistema de ensaio:	94
Figura 3-16 – Projeto executivo da série S0-R	97
Figura 3-17 – Projeto executivo da série S1-R	98
Figura 3-18 – Projeto executivo da série S3-R	99
Figura 3-19 – Projeto executivo do conector metálico utilizado	100
Figura 3-20 – Corte esquemático de instalação dos extensômetros na armadura de flexão e na haste de conector metálico.	101
Figura 3-21 Disposição dos LVDT's para monitoramento e leitura de deslocamentos das na série de ensaios em blocos rígidos	102
Figura 3-22 – Planta baixa do sistema de ensaio para os ensaios em blocos rígidos	104
Figura 3-23 – Sistema de formas e peças após a concretagem	110
Figura 4-1 – Ensaio de caracterização dos materiais: a) – <i>Compressão axial</i> ; b) - <i>Tração por compressão diametral</i> ; c) - <i>Módulo de elasticidade</i>	112



Figura 4-2 – Carga-Deslocamento de conectores metálicos embutidos em concreto não fissurado	115
Figura 4-3 – Carga Deslocamento da série HS1-1,3D, por ciclo de carga	116
Figura 4-4 – Carga Deslocamento da série HS2-1,3F, por ciclo de carga	117
Figura 4-5 – Carga Deslocamento da série HS3-0,8D, por ciclo de carga	117
Figura 4-6 – Carga Deslocamento da série HS4-0,8F, por ciclo de carga.	118
Figura 4-7 – Deformação nas armaduras de flexão para a série de conectores embutidos em concreto não fissurado	120
Figura 4-8 – Deformação nas armaduras de flexão e compressão das séries de ensaio	121
Figura 4-9 – Deformação nas armaduras de flexão e compressão por trecho de análise	123
Figura 4-10 – Deformação nas armaduras de flexão e relação $M_s/M_r$ no primeiro ciclo de carga da série S1-1,3D.	124
Figura 4-11 – Deformação nas armaduras de flexão e relação $M_s/M_r$ no primeiro ciclo de carga da série S2-1,3F.	125
Figura 4-12 – Deformação nas armaduras de flexão e relação $M_s/M_r$ no primeiro ciclo de carga da série S3-0,8D.	125
Figura 4-13 – Deformação nas armaduras de flexão e relação $M_s/M_r$ no primeiro ciclo de carga da série S4-0,8F.	126
Figura 4-14 – Carga- abertura de fissuras no primeiro ciclo de carga da série para cada série de ensaio	129
Figura 4-15 – Mapas de fissuração para as séries S1-1,3D e S2-1,3F	131
<i>Figura 4-16 – Mapas de fissuração para as séries S3-0,8D e S4-0,8F</i>	131
Figura 4-17 – Visto superior dos conectores ensaiados em blocos rígidos	136
Figura 4-18 – Vista superior dos espécimes da série S1-1,3D após ensaio de arrancamento	137
Figura 4-19 – Vista superior dos espécimes da série S2-1,3F após ensaio de arrancamento	138
Figura 4-20 – Vista superior dos espécimes da série S3-0,8D após ensaio de arrancamento	139
Figura 4-21 – Vista superior dos espécimes da série S4-0,8F após ensaio de arrancamento	139
Figura 4-22 – Vista de corte longitudinal das séries S3-0,8D E S4-0,8F	140
Figura 4-23 – Vista da formação do cone de arrancamento da série HS3-0,8D	141
Figura 4-24 – Vista da formação do cone de arrancamento da série HS4-0,8F	142
Figura 4-25 – Carga-Deslizamento dos conectores da série de conectores embutidos em concreto não fissurado	144
Figura 4-26 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS1-1,3D	145
Figura 4-27 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS2-1,3F	145
Figura 4-28 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS3-0,8D	146
Figura 4-29 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS4-0,8F	146
Figura 4-30 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS1-1,3D e HS3-0,8D	147

Figura 4-31 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS3-0,8D e HS4-0,8F	148
Figura 4-32 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS1-1,3D e HS2-1,3F	148
Figura 4-33 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector para conectores embutidos em concreto não fissurado	150
Figura 4-34 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector no concreto HS1-1,3D	151
Figura 4-35 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector no concreto HS2-1,3F	151
Figura 4-36 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector no concreto HS3-0,8D	152
Figura 4-37 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector no concreto HS4-0,8F	152
Figura 4-38 – Fator $k$ , $Exp$ em função da taxa de armadura presente na região de embutimento do conector	155
Figura 4-39 – Fator $k$ , $Exp$ em função da taxa de armadura de flexão	159
Figura 4-40 – Fator $k$ , $Exp$ em função da taxa de armadura bidirecional	160
Figura 4-41 – Fator $k$ , $Exp$ em função da abertura e fissuras	161
Figura 4-42 – Fator $k$ , $Exp$ em função da abertura e fissuras em banco de dados de conectores metálicos embutidos em concreto fissurado	162
Figura 4-43 – Fator $k$ , $Exp$ em função da relação $M_{s,exp}/M_r$	163
Figura 4-44 – Fator $k$ , $Exp$ em função da relação $M_{s,exp}/M_r$ para o banco de dados	167
Figura 4-45 – Fator $k$ , $Exp$ em função da relação $M_r/M_s$ para o banco de dados analisado	168
Figura 4-46 – Avaliação dos resultados quanto à precisão para CCD e para o modelo proposto ( $N, mean$ )	174
Figura 4-47 - Avaliação dos resultados quanto à dispersão para CCD e para o modelo proposto ( $N, mean$ )	175
Figura 4-48 – Avaliação dos resultados quanto à precisão para as prescrições normativas e o modelo proposto	177
Figura 4-49 - Avaliação dos resultados quanto à segurança e à dispersão para ara Fib, ACI e $N, design$	178

## **Lista de Tabelas**

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 3-1 - Características gerais das séries de ensaio	76
Tabela 3-2 - Características gerais das séries de ensaio para blocos rígidos	96
Tabela 3-3 – Caracterização do AGN	106
Tabela 3-4 – Caracterização AM	107
Tabela 3-5 - Características físicas e mecânicas do cimento Portland CP V ARI RS	108
Tabela 3-6 – Traço para concreto	108
Tabela 4-1 – Resultados gerais de caracterização do concreto	113
Tabela 4-2 – Resultados gerais de caracterização do aço	113
Tabela 4-3 – Dados gerais monitorados	134
Tabela 4-4 – Resultados experimentais de ensaios de arrancamento em concreto não fissurado	154
Tabela 4-5 – Resultados experimentais de ensaios de arrancamento em concreto fissurado	157
Tabela 4-6 – Resumo do banco de dados	172
Tabela 4-7 – Adaptação do Demerit Points Classification – DPC de Collins (2001)	173
Tabela 4-8 – Classificação segundo o critério de COLLINS (2001), para CCD e N,mean	176
Tabela 4-9 – Classificação segundo o critério de COLLINS (2001), para fib, ACI e N, design	178

## Lista de Símbolos

Neste item são apresentados alguns dos símbolos utilizados nesta qualificação. Aqueles que não estão aqui apresentados têm seu significado explicado assim que mencionados no texto.

Símbolo	Significado
$a\%$	teor de argamassa
$H\%$	teor de umidade
$m$	massa unitária
$a/c$	relação água cimento
$bw$	largura do espécime
$h$	altura do espécime
$L$	comprimento do espécime
$\rho_f \%$	taxa de armadura de flexão
$f_c$	resistência à compressão do concreto
$\gamma_{cim}$	massa específica cimento
$\gamma_{areia}$	massa específica da areia
$\gamma_{AGN}$	massa específica do agregado graúdo
$\alpha$	ângulo de ruptura do cone de concreto
$c$	distância do conector até a borda
$d$	deslocamento do conector
$d_h$	diâmetro da cabeça do conector
$d_{máx}$	diâmetro máximo do agregado
$d_o$	dimensão máxima do elemento estrutural em que não ocorrerá a influência do efeito de escala
$d_s$	diâmetro da haste do conector
$w$	variação da abertura da fissura
$\epsilon$	deformação do concreto
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$f_c$	resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico
$f_{ct}$	resistência à tração do concreto
$f_y$	tensão de escoamento do aço

$G_f$	energia da fratura do concreto
$G_{fr}$	energia da fratura do concreto de referência
$h_0$	constante empírica, sendo o $h_{ef}$ que não possui influência de efeito de escala
$h_{ef}$	embutimento de ancoragem efetivo do conector
$h_n$	embutimento de ancoragem nominal do conector
$k_1$	fator que considera o estado de fissuração do concreto
$k_1, k_2, k_3$	fatores de calibração do modelo teórico
$k_{c,de}$	rigidez do cone de concreto
$k_{IC}$	rigidez da fratura do cone de concreto
$l$	fator que considera a relação entre $N_u$ e $N_{u,teo}$
$l_1$	comprimento de ancoragem da armadura de ancoragem no cone de concreto
$l_b$	comprimento máximo da fissura do cone de concreto
$N$	carga de tração solicitante do conector
$N_u$	carga de ruptura do conector
$N_{u,exp}$	carga de ruptura experimental do cone de concreto
$N_{u,ncr}$	carga de ruptura do cone de concreto de conector em concreto fissurado
$N_{u,unscr}$	carga de ruptura do cone de concreto de conector em concreto não fissurado
$N_u^o$	carga de ruptura do cone de concreto sem efeito de espaçamento e de borda
$s$	espaçamento entre conectores
$s_1$	espaçamento entre conectores na direção x
$s_2$	espaçamento entre conectores na direção y
$s_N$	tensão nominal na ruptura do cone de concreto
$s_r$	espaçamento entre barras longitudinais do elemento de concreto
$w$	abertura da fissura
$x$	comprimento da fissura do cone de concreto

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>19</b>
1.1.	Justificativa	23
1.2.	Objetivos	28
1.2.1.	Objetivo geral	28
1.2.2.	Objetivos específicos	28
1.3.	Estrutura do trabalho	29
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>30</b>
2.1.	Arrancamento em concreto armado	30
2.1.1.	Comportamento de conectores com cabeça embutidos em concreto armado	31
2.1.2.	Fatores que influenciam na resistência ao arrancamento de conectores embutidos em elementos de concreto	39
2.2.	Influência da armadura superficial na resistência ao arrancamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado	48
2.2.1.	NILSSON, OHLSSON E ELFGREN (2011)	49
2.2.2.	NILFOROUSH, NILSSON E ELFGREN (2018)	52
2.2.3.	FERREIRA <i>et al.</i> (2021)	56
2.2.4.	SANTOS, K. D <i>et al.</i> (2024)	60
2.3.	Modelos e Recomendações Normativas para estimativa de resistência ao arrancamento sem armadura complementar	68
2.3.1.	Método Concrete Capacity Design - CCD	68
2.3.2.	FIB BULLETIN 58 (2011)	69
2.3.3.	Dimensionamento ao arrancamento segundo ACI 318 (2019)	70
<b>3.</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>72</b>
3.1.	Considerações gerais	72
3.2.	Ensaio Experimentais – Concreto fissurado	74
3.2.1.	Características da série de ensaios de arrancamento	74
3.2.2.	Confecção dos espécimes	78
3.2.3.	Instrumentação	85
3.2.4.	Sistema de ensaio	90
3.3.	Ensaio Experimentais – Concreto não fissurado	95
3.3.1.	Características da série de ensaios de arrancamento em concreto não fissurado	95
3.3.2.	Confecção dos espécimes	97
3.3.3.	Instrumentação	100

3.3.4.	Sistema de ensaio	103
3.4.	Materiais	105
3.4.1.	Concreto moldado in loco	106
3.4.2.	Controle tecnológico do concreto	109
3.4.3.	Formas, moldagem e cura	109
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>112</b>
4.1.	Caracterização dos materiais	112
4.2.	Comportamento a flexão	114
4.2.1.	Deslocamento vertical	115
4.2.2.	Deformação da armadura de flexão	119
4.2.3.	Abertura de fissuras e Mapa de fissuração	128
4.3.	Comportamento dos conectores metálicos ao arrancamento	135
4.3.1.	Modos de Ruptura	136
4.3.2.	Deslizamento do conector	143
4.3.3.	Deformações da haste do conector	149
4.3.4.	Resistência ao arrancamento em concreto não fissurado	153
4.3.5.	Resistência ao arrancamento em concreto fissurado	156
4.4.	Análise de modelos teóricos e normativos	165
4.4.1.	Modelo de estimativa de resistência ao arrancamento proposto	166
4.4.2.	Base de dados	171
4.4.3.	Análise estatística dos resultados	172
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>181</b>
<b>6.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>184</b>
	<b>ANEXO I</b>	<b>190</b>
	<b>ANEXO II</b>	<b>193</b>
	<b>ANEXO III</b>	<b>195</b>

## 1. INTRODUÇÃO

No caso de estruturas pré-moldadas de concreto ou de estruturas mista de aço e concreto, são muitas as situações onde é necessário transmitir esforços de tração entre diferentes elementos estruturais, o que comumente é feito através do uso de conectores de aço com cabeça embutidos em concreto. A configuração dos esforços atuantes em regiões de descontinuidade onde são realizadas essas ligações, torna o seu dimensionamento um ponto crítico na elaboração de projetos em concreto pré-fabricado. A Figura 1-1 mostra um esquema básico de transferência de esforços entre elementos estruturais com a utilização de conectores metálicos com cabeça e a Figura 1.2 ilustra um sistema de ligação estrutural universal comercializado pela HALFEN.

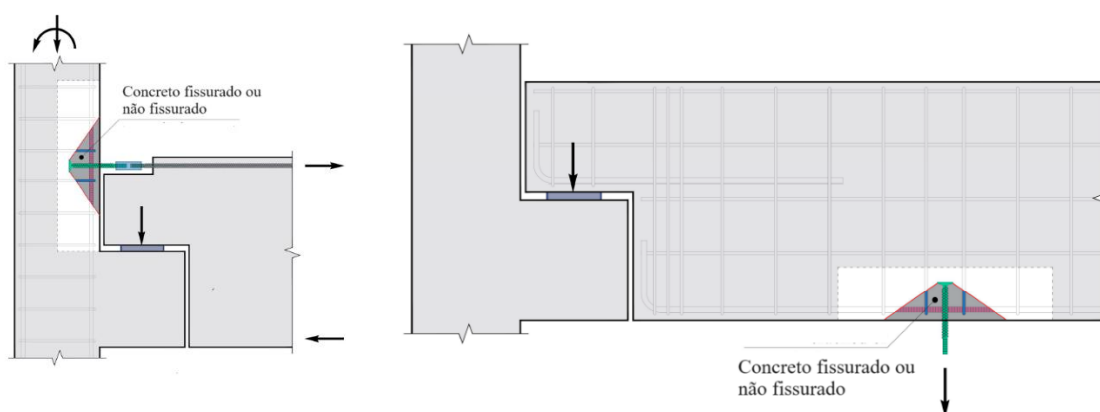
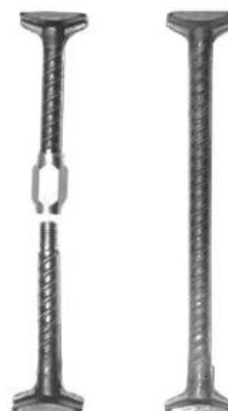


Figura 1-1 Sistema de transferência de esforços entre peças pré-moldadas com conector metálico com cabeça



a) Sistema de conexão universal

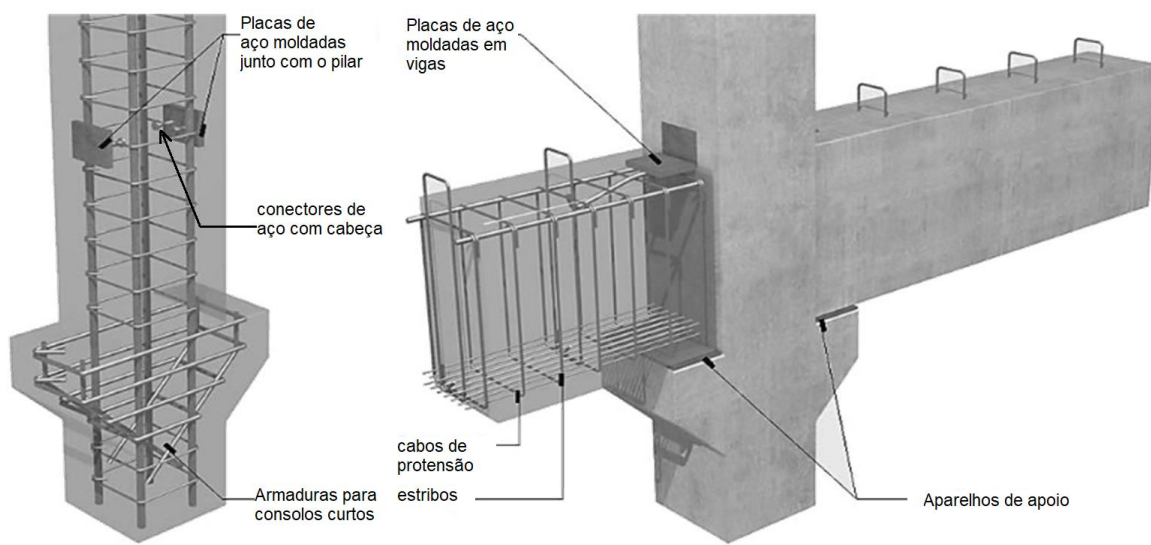


b) Conector de aço

Figura 1-2– Sistema de conexão estrutural  
(disponível em <http://www.halfen.com>)



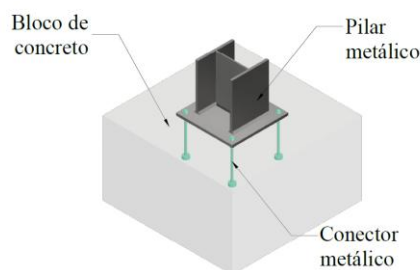
No que diz respeito a aplicação de conectores metálicos com cabeça em estruturas de concreto, podemos citar as ligações semirrígidas em sistemas reticulados pré-moldados de concreto, ligações entre painéis pré-moldados ou ainda, ligações em estruturas mistas, nos casos de ligações entre pilar metálico e bloco de concreto, como pode ser verificado na Figura 1.3.



a) Ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas de concreto



b) Ligações entre painéis pré-moldados de concreto



c) Ligação pré-instalada entre bloco de concreto e pilar metálico

Figura 1-3— Exemplos de aplicação de conectores de aço em ligações estruturais

De acordo com, Furche e Dieterle (1986), Eligehausen e Sawade (1989), Ozbolt e Eligehausen (1990), Eligehausen *et al.*, (1992) Fuchs *et al.*, (1995) e Nilsson e Elfgrén, (2009), Karmokar *et al.*, (2021) o desempenho das ligações feitas através da interação conector-concreto está vinculado diretamente ao comprimento de embutimento efetivo do conector (*hef*), à resistência do concreto e às condições de fissuração da peça. Existem ainda cinco modos de ruptura, sendo eles a ruptura por escoamento da haste do conector; destacamento lateral; deslizamento;

fendilhamento e ainda, a ruptura do cone de concreto, (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006); (PETERSEN *et al.*, 2013) e (NILSSON e ELFGREN, 2009).

Thompson, *et al.*, (2003), relatam que a transferência de esforços entre conector e concreto pode ocorrer por aderência química, aderência lateral entre barras nervuradas ou ainda, por engrenamento mecânico, viabilizada através da fixação de uma cabeça na haste metálica do conector, como pode ser consultado Figura 1-4a. Segundo Eligehausen e Sawade (1989), o comprimento de embutimento do conector delimita o plano de formação do cone de ruptura do concreto. Os autores ainda comentam que nos casos em que o conector com cabeça é embutido em concreto não fissurado, existe um plano de ruptura que ocorre em média a 35° a partir da cabeça do conector e se espraia até a superfície de embutimento, como pode ser verificado na Figura 1-4b.

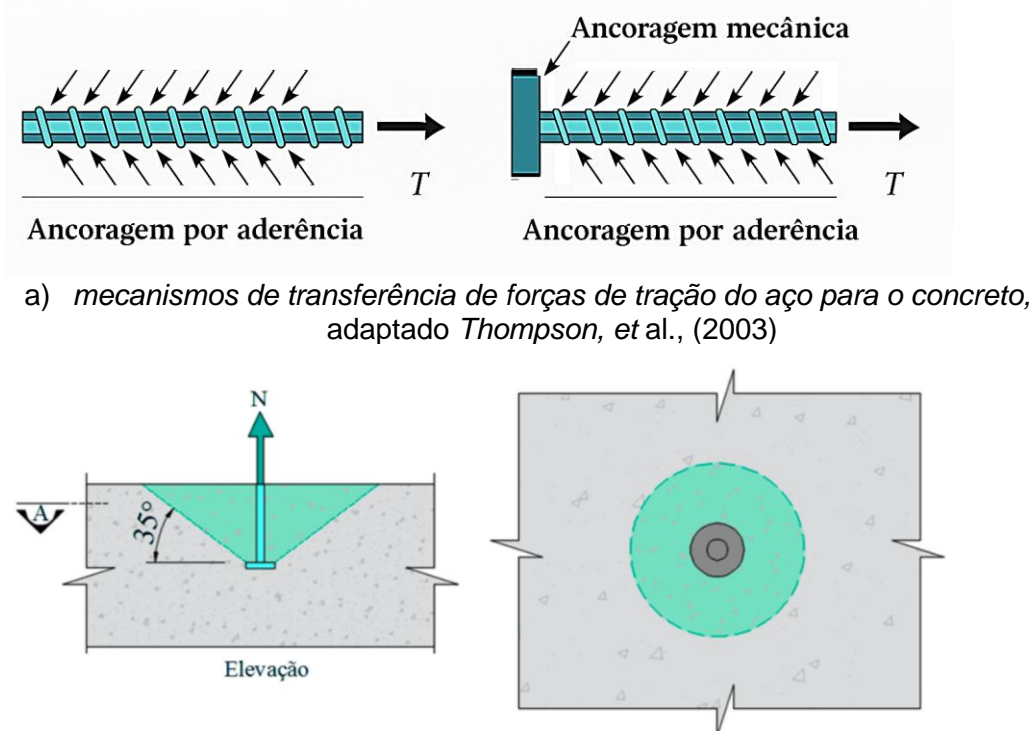


Figura 1-4– Conectores de aço embutidos em concreto.

Um dos fatores que afetam diretamente o desempenho das ligações feitas com pinos metálicos, está associado ao estágio fissuração do concreto onde o conector é embutido. De acordo com Furche e Dieterle (1986) Eligehausen e Ozbolt (1992), Eligehausen e Balogh (1995), Eligehausen *et al.*, (2004), Gil- Martín e Hern´andez-

Montes (2019), a presença de fissuras na região de instalação do conector, provoca um distúrbio na distribuição das tensões circundantes ao seu comprimento embutido, ocasionando a diminuição da capacidade resistente ao arrancamento da ligação.

Atualmente, as prescrições normativas como ACI 318 (2019) e fib Bulletin 58 (2011), estimam a resistência ao arrancamento levando em consideração apenas fatores como o comprimento embutido do conector e a resistência a compressão do concreto, incluindo o fator de minoração para conectores instalados em concreto fissurado. Esses documentos não levam em consideração a taxa de armadura presente na seção de concreto onde o conector é embutido, tampouco avaliam os diferentes estádios de fissuração em que a região de embutimento do conector estão submetidos.

Nesse contexto, inumeros trabalhos vem sendo desenvolvidos para verificar o comportamento de pinos metálicos embutidos em concreto armado, a fim de avaliar a contribuição da taxa de armadura no controle da fissuração das regiões de embutimento do conector. Trabalhos como Costa, H. D., (2016), Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.* (2021) e Santos, K. D *et al.*, (2024) relatam de formar contundente a influência da taxa de armadura de flexão na resposta ao arrancamento de ligações feitas entre conector e concreto, indicando ainda, a existência de uma possível relação entre o momento resistente da seção de embutimento do conector e a resistência última ao arrancamento da ligação.

Diante do indicativo da eficiência da armadura superficial na região de embutimento do conector e de seu impacto na resposta resistente de ligações feitas com pinos metálicos com cabeça, surge ainda a necessidade de análises adicionais, uma vez que, em situações usuais de projeto, o concreto armado é utilizado como principal material para o dimensionamento de peças submetidas aos mais diversos tipos de esforços, sendo comum que elementos de seção contante recebam solicitações distintas ao longo de seu vão livre, o que pode comprometer o desempenho de ligação feitas com conectores metálicos com cabeça, em função dos diferentes níveis de fissuração em que o concreto de embutimento é submetido.

## 1.1. Justificativa

Dentre as diversas aplicações do concreto estrutural, destaca-se neste trabalho a sua utilização na indústria de pré-moldados e estruturas mistas, que vem ganhando grande espaço no cenário atual. Um dos pontos críticos no dimensionamento recai sob a transferência de esforços entre os elementos estruturais, como pode ser consultado na Figura 1-5. Para otimizar estas regiões de ligação, é comum a utilização de conectores metálicos embutidos no concreto. O desempenho da interação conector-concreto está vinculado, entre outros fatores, ao comprimento de embutimento efetivo do conector, à resistência a compressão do concreto e às condições de fissuração da peça.

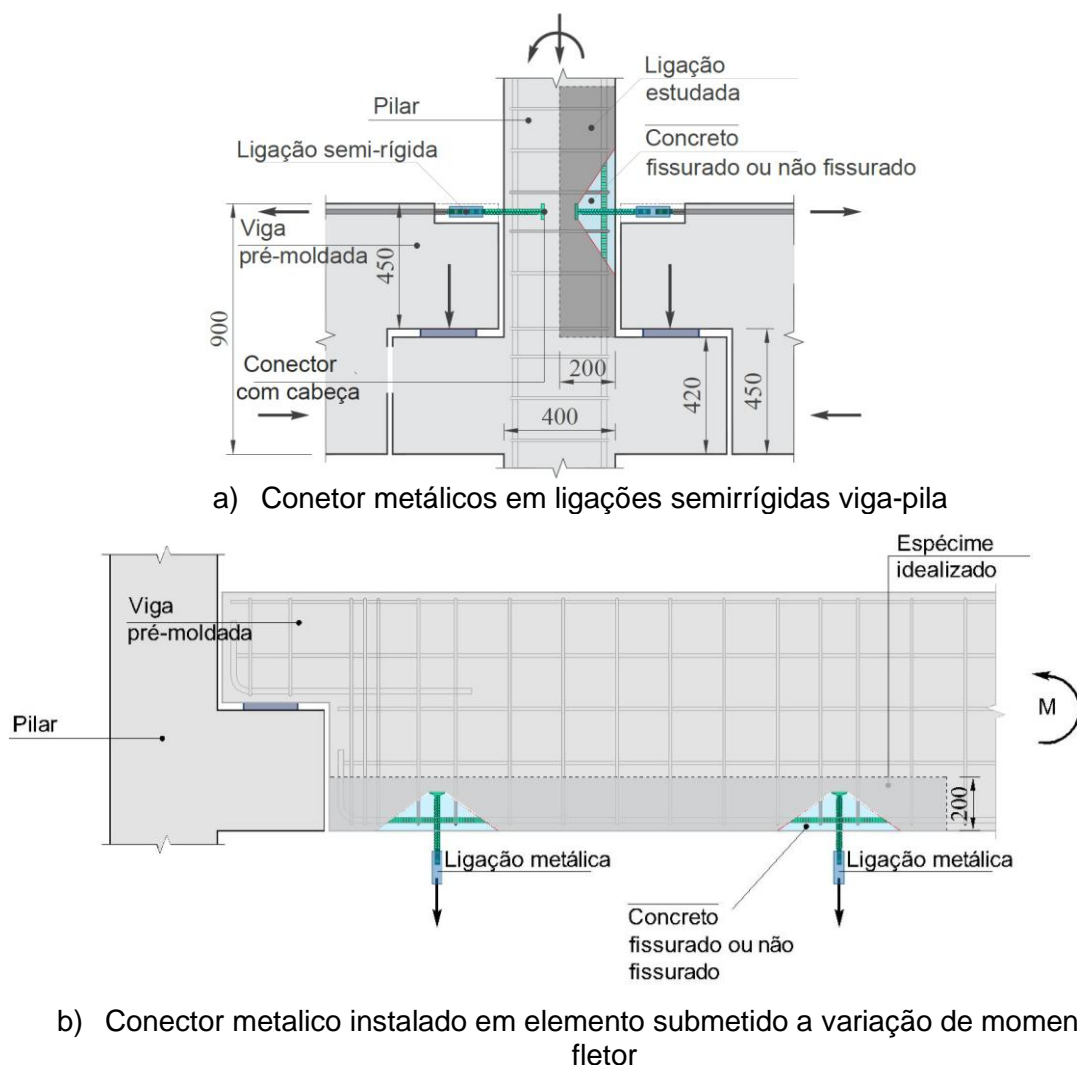


Figura 1-5 – Sistema de transferência de esforços entre elementos pré-fabricados

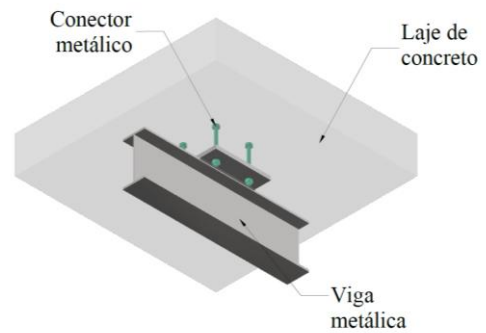
Estudos experimentais como Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.*, (2021) e Santos, K. D *et al.*, (2023), têm indicado que a taxa de armadura de flexão pode exercer influência na resistência ao arrancando de conectores metálicos embutidos em concreto armado, atuando no controle da fissuração e aumentando a capacidade resistente da ligação. Atualmente, as prescrições normativas como ACI 318 (2019) e fib Bulletin 58 (2011), negligenciam a contribuição da taxa de armadura presente na seção concreto onde o conector é embutido, considerando apenas a resistência do concreto e o comprimento de embutimento do conector como os responsáveis pela resposta resistente da ligação.

Mesmo com grandes esforços científicos no sentido de elucidar a contribuição da taxa de armadura na resistência a tração de conectores metálicos embutidos em concreto, os resultados experimentais disponíveis ainda não são suficientes para validar a correlação entre a resistência ao arrancamento de pinos metálicos em função do momento resistente do elemento estrutural onde ele é pré-instalado. Isto porque, em situações de projeto, um mesmo elemento de concreto de seção e momento resistente constante, pode receber momentos solicitantes distintos, o que pode afetar a resistência ao arrancamento do conector pré-instalados devido aos diferentes níveis de fissuração que a região de embutimento é submetida.

Outro ponto que também é passível de discussão nos trabalhos avaliados, está relacionado a possibilidade de ocorrência de efeito pino provocado pelo número de barras de aço que atravessa a região de formação do cone de ruptura do concreto, o que pode contribuir com o aumento da resistência da ligação, através do controle da abertura da fissura crítica de arrancamento. Neste último caso, a taxa de armadura de flexão não estaria atuando apenas no controle da micro fissuração do cone, mas provocando um efeito de “costura” no plano principal de ruptura.

No que diz respeito a condições adversas de projeto, é comum casos onde exista a necessidade de utilização de conectores pré-instalados em elementos estruturais submetidos à flexão, como pode ser consultado na Figura 1-6. Para os casos mostrados, temos conectores submetidos a tração instalados em estruturas de concreto armado sujeitas a diferentes níveis de momento solicitante ao longo de seu vão livre. Esta condição, onde a ligação conector-concreto está submetida a ações

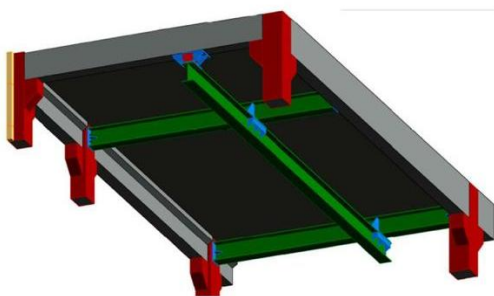
combinadas de tração e flexão, pode comprometer o seu desempenho, uma vez que a variação do momento solicitante em cada trecho de embutimento do conector submete a peça a diferentes níveis de fissuração.



a) Viga metálica fixada em laje de concreto armado



b) Monovia metálica embutida em laje de concreto armado, disponível <https://www.truckfort.ind.br/>



c) Sistema estrutural misto para movimentação de carga, disponível <https://moviservi.com.br/>

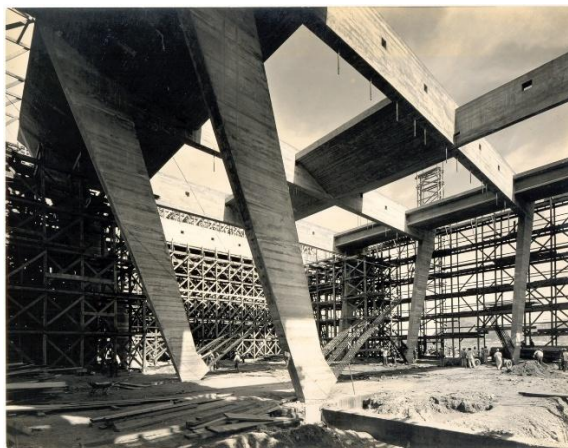


d) Tubulação suspensa de grande porte instalada em laje de concreto

Figura 1-6 – Sistema estruturais mistos de aço e concreto feitos com conectores metálicos com cabeça



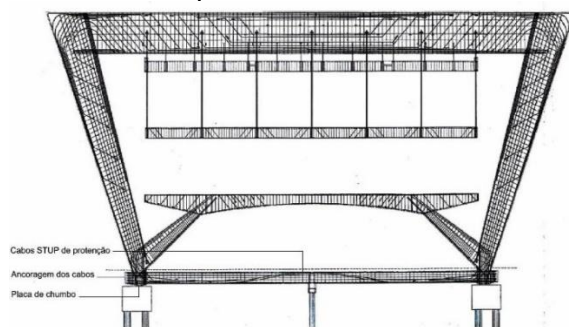
No contexto da utilização de conectores metálicos com cabeça como elementos de interligação em estruturas mistas de aço e concreto, destaca-se ainda o caso do Museu de Arte Moderna do Rio de Janeiro, cujo projeto estrutural foi desenvolvido pelo engenheiro Arthur Eugênio Jermann. Construído entre 1954 e 1967, onde o edifício adota como sistema principal de suporte um conjunto de pórticos em concreto armado. Para a sustentação de um mezanino suspenso, foi empregado um sistema composto por tirantes metálicos com cabeça, embutidos nas vigas mestras dos pórticos, permitindo a adequada transferência de esforços. Conforme descrito por Aguiar e Favero (2019), esse arranjo evidencia uma solução técnica inovadora para a época e mostra de maneira clara que em situação usuais de projeto, conectores metálicos podem ser embutidos em trechos com diferentes níveis de fissuração. O detalhamento do sistema estrutural pode ser visualizado na Figura 1-7



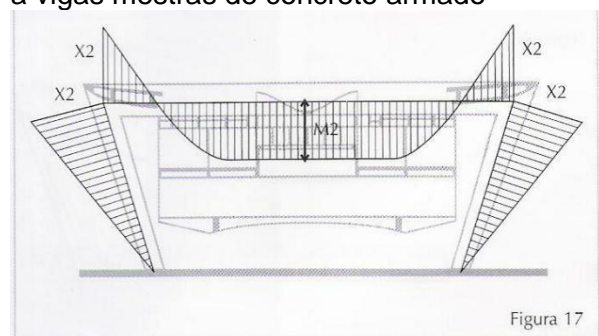
a) Viga mestra do pórtico com conectores pré instalados



b) Tirantes metálicos conectando mezanino a vigas mestras de concreto armado



c) Desenho técnico do sistema estrutural



d) Esquema de momentos fletores do sistema apórtico principal

Figura 1-7 – Sistema estrutural do Museu de Arte Moderna do Rio de Janeiro, Aguiar e Favero (2019)

Como é de amplo conhecimento, atualmente, as prescrições normativas levam em consideração em seus modelos, apenas a condição de concreto fissurado e não

fissurado. Entretanto, compreender como os diferentes níveis de fissuração podem comprometer o desempenho de ligações metálicas submetidas a ações combinadas de tração e flexão é fundamental. Embora existam estudos contundentes em relação a contribuição da taxa de armadura de flexão no controle da fissuração da região de embutimento do conector e na otimização da resposta resistente das ligações feitas com pinos metálicos, torna-se ainda necessários um estudo mais aprofundado, que leve em consideração fatores não avaliados até o momento.

Diante do exposto, para contribuir com os estudos já realizados, torna-se necessário a execução de um estudo aprofundado, afim de avaliar a resistência de conectores metálicos embutidos em elementos estruturais submetidos a diferentes níveis de momentos solicitantes. Os resultados experimentais obtidos numa investigação como esta, podem gerar uma importante contribuição para validar efetivamente a influência da taxa de armadura de flexão atuando no controle da fissuração e na melhoria da resposta resistente ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto armado, ao passo que também torna-se viável a verificação da possível correlação entre a resposta resistente da ligação conector-concreto em função do momento resistente da seção onde o conector é embutido.



## 1.2. Objetivos

### 1.2.1. Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento e a resistência ao arrancamento de ligações formadas por conectores metálicos com cabeça, pré-instalados e embutidos em elementos delgados de concreto armado submetidos a flexão.

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Validar experimentalmente a influência da taxa de armadura superficial longitudinal de tração sobre o comportamento e a resistência de ligações entre conectores metálicos com cabeça e concreto armado;
- Avaliar os efeitos de diferentes níveis de fissuração, induzidos por flexão, na resistência ao arrancamento de conectores embutidos em elementos de concreto armado;
- Verificar se a presença de armaduras longitudinais dentro da região de projeção do cone de arrancamento influencia o desempenho mecânico da ligação através de um possível efeito pino;
- Analisar a possibilidade de correlação entre a resistência ao arrancamento dos conectores e a relação entre o momento solicitante ( $M_s$ ) e o momento resistente ( $M_r$ ) da seção na qual o conector está embutido;
- Propor um modelo empírico para a estimativa da resistência à tração de conectores metálicos embutidos em concreto armado;
- Comparar os resultados experimentais obtidos com as previsões fornecidas pelos modelos do Concrete Capacity Design (CCD), *fib* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019)

### 1.3. Estrutura do trabalho

No **Capítulo 2**, é desenvolvida a revisão bibliográfica, abordando os principais conceitos e estudos relacionados ao comportamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto armado, em diferentes condições de fissuração. São discutidos fatores que influenciam a resistência ao arrancamento, a influência da armadura superficial, e são apresentados modelos normativos internacionais utilizados para estimar a resistência à tração, como o método Concrete Capacity Design, o fib Bulletin 58 (2011) e o ACI 318 (2019).

O **Capítulo 3** descreve o programa experimental desenvolvido neste trabalho. Inicialmente, são apresentadas as considerações gerais e as características das séries de ensaios conduzidas em elementos de concreto fissurado e não fissurado. Em seguida, detalham-se os procedimentos de moldagem dos espécimes, a instrumentação utilizada, os materiais empregados e os sistemas de ensaio adotados. Este capítulo ainda contempla o controle tecnológico do concreto e os cuidados com a moldagem e a cura.

O **Capítulo 4** apresenta e analisa os resultados obtidos. Inicialmente, são caracterizados os materiais utilizados e descrito o comportamento dos elementos ensaiados quanto à flexão, incluindo deslocamentos verticais, deformações nas armaduras e mapeamento de fissuras. Em seguida, é discutido o comportamento dos conectores metálicos ao arrancamento, com ênfase nos modos de ruptura, deslizamento e deformações na haste e na base dos conectores. Também são comparados os resultados obtidos para concreto fissurado e não fissurado. Por fim, é apresentada a formulação de um modelo próprio para estimativa da resistência ao arrancamento, com base em análise estatística e confronto com modelos teóricos e normativos.

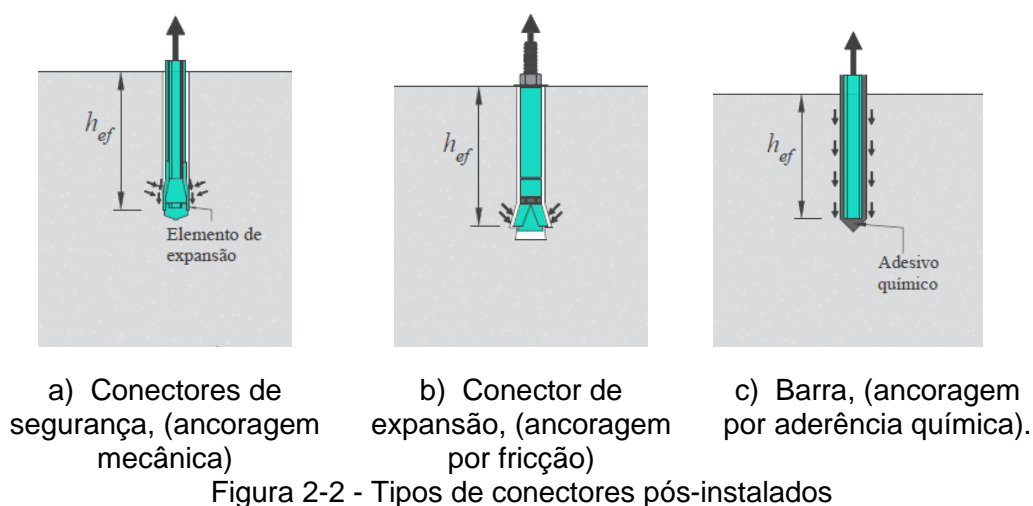
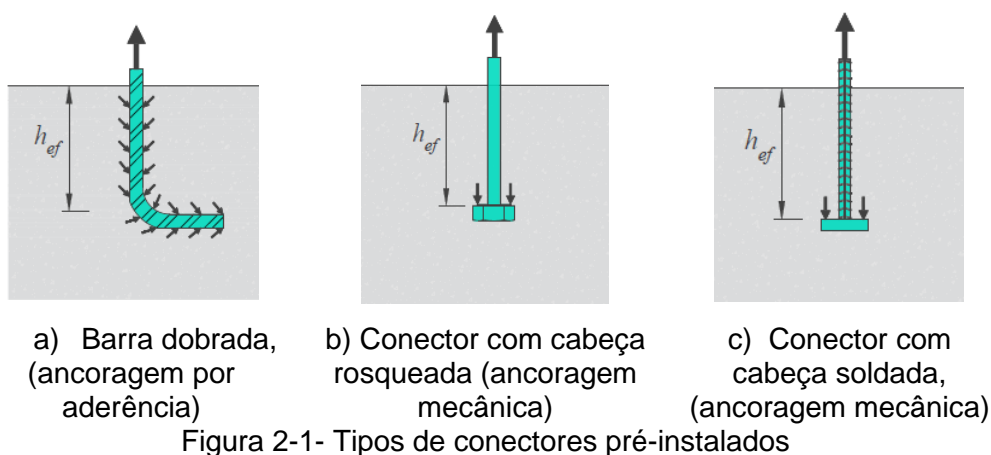
O **Capítulo 5** apresenta as conclusões do trabalho, destacando os principais achados e contribuições da pesquisa.

O **Capítulo 6** reúne todas as referências bibliográficas utilizadas ao longo da tese.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Arrancamento em concreto armado

Conectores metálicos, usualmente, são utilizados para a transferência de esforços entre elementos estruturais. Estes dispositivos podem ser tipo pré-instalados ou pós-instalados. Existe uma grande variedade de conectores metálicos, e além do modo de instalação, eles também se diferem pelos mecanismos de transferência de esforço, como pode ser consultado na Figura 2-1 e Figura 2-2.



Conectores são comumente caracterizados pelo seu embutimento de ancoragem nominal. Este embutimento é a profundidade necessária para a instalação do conector, sendo ele pré-instalado ou pós-instalado. De acordo com ACI 318 (2019) o  $h_{ef}$ , é o embutimento ao qual se desenvolve os mecanismos de transferência dos

esforços ao concreto. Para conectores com cabeça, o comprimento de embutimento efetivo é medido da superfície superior da cabeça do conector à superfície do concreto

No que tange aos conectores com cabeça pré-instalados submetidos à tração, o mecanismo de transferência ocorre principalmente pela ancoragem mecânica, que ocorre devido a área de contato da cabeça do conector com o concreto. Esta interação pode gerar grandes tensões de compressão localizadas na região de confinamento (RAPOSO *et al.*, 2005). Outro mecanismo de transferência de esforços dos pinos metálicos é a ancoragem por aderência, que é promovido, principalmente, pelo atrito entre as nervuras da haste metálica e o concreto.

De acordo com Wright e McCabe (1997), mensuram que contribuição da aderência da barra é cerca de 25%, sendo os outros 75% resistentes atribuídos à ancoragem mecânica provocada pela cabeça do conector.

#### 2.1.1. Comportamento de conectores com cabeça embutidos em concreto armado

##### *2.1.1.1. Conectores instalados em concreto não fissurado*

A cerca do comportamento de conectores metálicos instalados em concretos não fissurados, é necessário compreender o mecanismo de transferência de esforços intrínseca à ligação. Quanto ao estado limite último, conectores possuem 5 modos de ruptura: ruptura pelo escoamento da barra do conector, ruptura do cone de concreto, ruptura por destacamento lateral, ruptura por deslizamento e ruptura por fendilhamento. Os modos de ruptura estão ilustrados na Figura 2-3

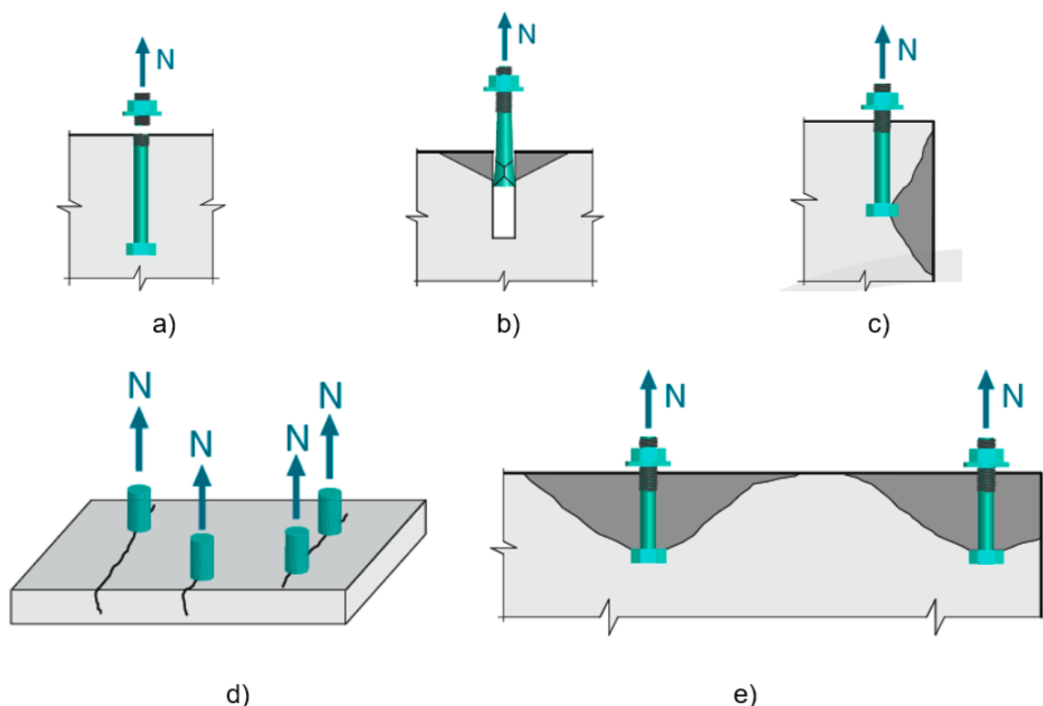


Figura 2-3 – Modos de ruptura de conectores submetidos à tração, adaptado de ACI-318, 2025: a) Ruptura por escoamento da haste; b) Ruptura por Deslizamento do conector; c) Ruptura por destacamento lateral; d) Ruptura por fendilhamento do concreto; e) Ruptura do cone de concreto

De acordo com Eligehausen *et al.*, (2006), no que diz respeito à ruptura por escoamento do aço, relatam que a falha ocorre quando o esforço de tração supera a carga última ( $N_{u,fy}$ ) e consequentemente a barra se rompe por estricção do aço, os autores indicam que a resistência quanto a este modo de ruptura pode ser calculada pela Equação 2-1.

$$N_{u,fy} = f_y \times A_s \quad \text{Equação 2-1}$$

Onde:

$N_{u,fy}$  é em carga de ruptura por escoamento do conector (N);

$f_y$  é tensão de escoamento do aço (N/mm<sup>2</sup>);

$A_s$  é a área da seção transversal da barra de aço do conector (mm<sup>2</sup>);

A ruptura por escorregamento ou falha de ancoragem, é caracterizada pelo deslizamento entre o conector metálico e o concreto. Segundo Eligehausen *et al.*, (2006) este tipo de ruptura é comum em conectores do tipo pós-instalados. Os

autores também comenta que quando a distância do conector até a borda do elemento de concreto é menor que  $1,5h_{ef}$ , pode ocorrer a ruptura por destacamento lateral da peça. A ruptura ocorre pela propagação de tensões transversais oriundas do mecanismo de ancoragem quando solicitado à tração. A propagação destas tensões transversais, também pode ser observada na ruptura por fendilhamento, ao passo que o fenômeno ocorre pela formação de fissuras paralelas ao conector. O fendilhamento é comumente observado em estruturas de pequena espessura ou em conectores instalados próximos as bordas.

A ruptura do cone de concreto é caracterizada pela formação de uma fissura circunferencial ao conector. Este modo de ruptura ocorre pelo acúmulo de tensões na cabeça do conector, que gera solicitações de tração no concreto, e que provoca a fissuração do material. Quando esta solicitação supera a resistência a tração do material ocorre o destacamento do cone de concreto. A fissura que delimita o cone se inicia na cabeça do conector, onde o distúrbio de tensões é mais intenso, e se propaga até a superfície do elemento de concreto numa inclinação de  $35^\circ$  (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

É fundamental conhecer a resposta carga-deslocamento a fim de avaliar a ductilidade no estado limite último na ligação conector-concreto. O comportamento carga-deslocamento pode variar consideravelmente para cada modo de ruptura. Na Figura 2-4, pode ser verificado o comportamento da curva carga-deslocamento para cada modo de ruptura.

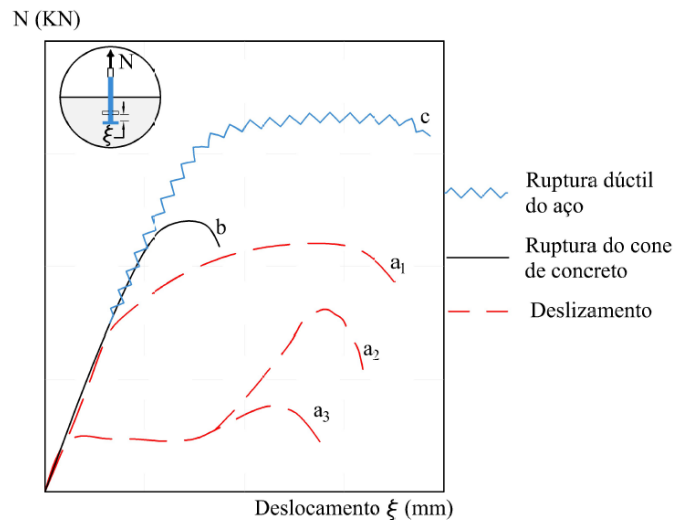


Figura 2-4 – Curva carga-deslocamento idealizada para conectores submetidos à tração, adaptado de FUCHS *et al.*, (1995)

No caso de ruptura por deslizamento, a relação carga-deslocamento cresce continuamente e a carga de ruptura ocorre com elevado deslocamento. Nos casos em que a capacidade resistente do concreto é menor do que a do dispositivo metálico, ocorrerá a ruptura frágil do conjunto conector-concreto, caracterizada pela formação do cone de concreto. Na condição em que a resistência do concreto e o embutimento do conector são suficientes, ainda pode ocorrer a ruptura dúctil da haste.

Conforme o ACI 355.1R (1991), no caso da ruptura do conector, a ductilidade dependerá da relação entre tensão última da ligação e a tensão de escoamento do aço. O deslocamento inelástico da cabeça do conector é esperado devido às deformações no concreto sob a cabeça em pequenas cargas. Quando se aumenta a área de ancoragem mecânica, há uma redução no deslocamento, mas exerce pouca influência na resistência última de tração da haste, como pode ser verificado na Figura 2-5.

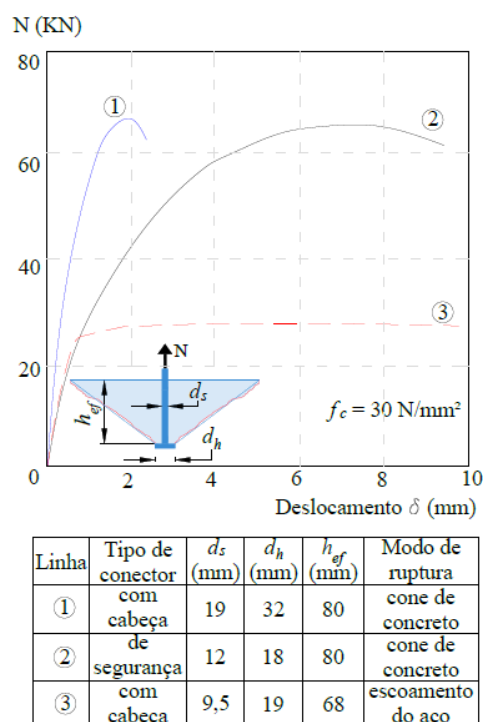


Figura 2-5 – Relação carga-deslocamento de conectores com cabeça e conector de segurança, adaptado de REHM *et al.*, 1988

O conhecimento do plano de ruptura é fundamental para a determinação da resistência à tração de conectores. Autores como Eligehausen e Sawade (1989), Eligehausen *et al.*, (1992) e Ozbolt e Eligehausen (1990), relatam que a fissura de ruptura ocorre a  $35^\circ$  em relação a cabeça do conector. Os autores também comentam que a inclinação não depende do embutimento efetivo, como pode ser verificado nos resultados da pesquisa de Fuchs *et al.*, (1995), na Figura 2-6.

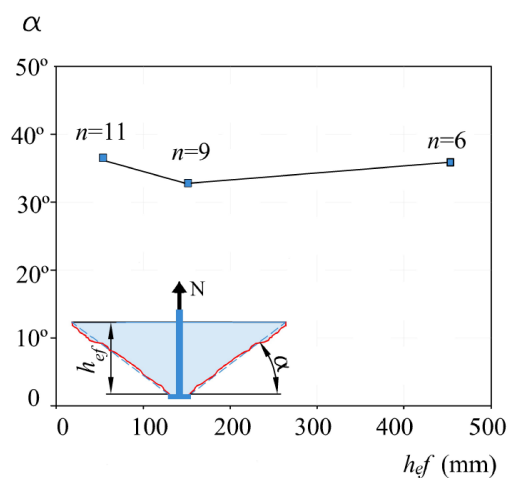


Figura 2-6 – Ângulo do cone de concreto em função do embutimento de ancoragem efetivo, adaptado de FUCHS *et al.*, (1995)



A pesquisa de ELIGEHAUSEN e SAWADE (1989) permitiu compreender melhor a geometria e formação do plano de ruptura, através da instrumentação com extensômetros posicionados perpendicularmente ao longo da projeção da fissura do cone de concreto, como pode ser visto na Figura 2-7.

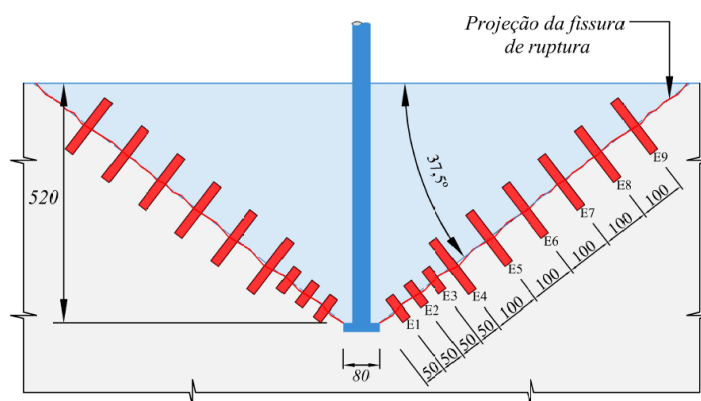
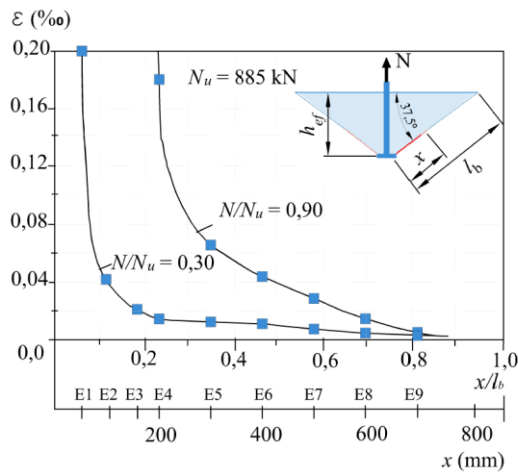
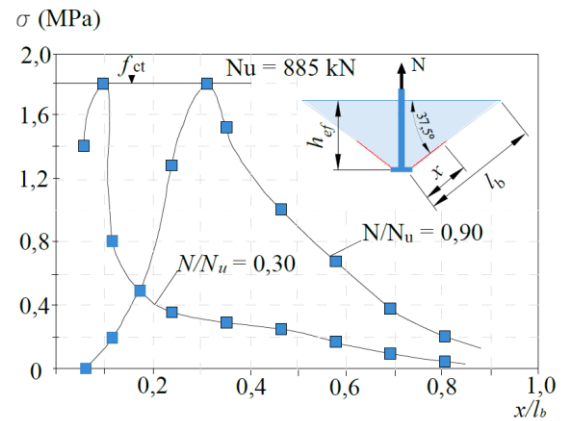


Figura 2-7 – Extensometria realizada para monitorar a abertura da fissura crítica de arrancamento, adaptado de Eligehausen e Sawade (1989)

Os resultados obtidos para estágios de carregamento de 30% e 90% da carga de ruptura são mostrados na Figura 2-8, observa-se que com o acréscimo de carga, a região com grandes gradientes de deformações se desloca da área carregada (cabeça do conector) em direção à superfície de concreto. Com base nas deformações medidas, os autores calcularam a distribuição de tensões na superfície de ruptura do cone, conforme mostrado na Figura 2-8a. A redistribuição de tensões provocada pelo crescimento estável da fissura pode ser observada pela mudança de posição do ponto máximo de tensões de tração em direção à superfície do concreto, conforme aumenta o carregamento. Os resultados mostram que a fissura que define o plano de ruptura surge com cerca de 30% da carga última, inicialmente próxima à cabeça do conector, e segue em direção à superfície do concreto. A Figura 2-8b mostra que resistência máxima ao arrancamento ocorre quando o comprimento da fissura ( $x$ ) alcança aproximadamente 45% do seu comprimento total ( $l_b$ ), o que significou uma área fissurada na superfície do cone de 50% para o conector com comprimento de ancoragem 130 mm.



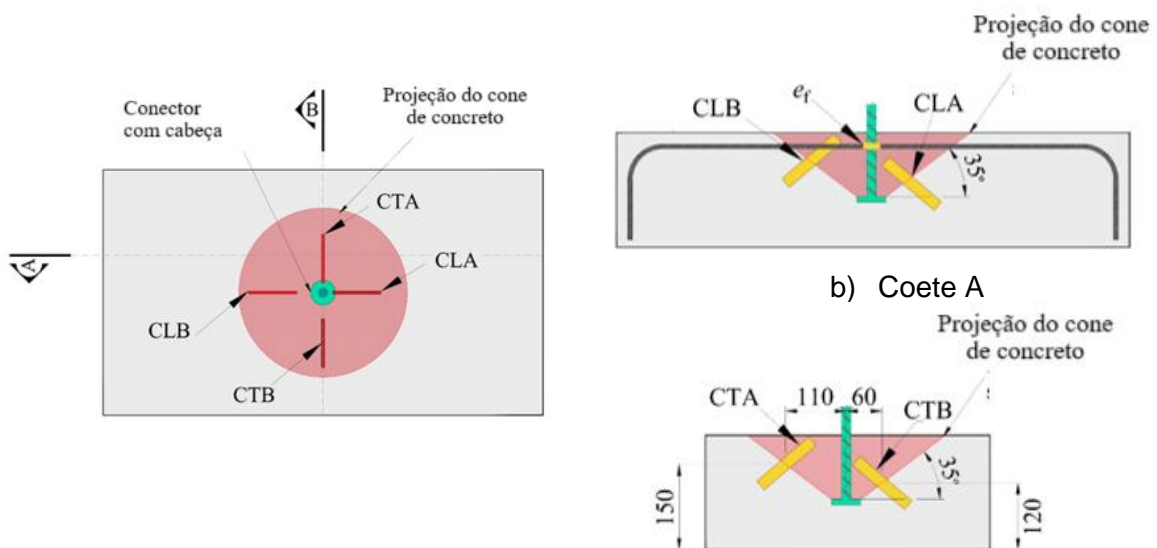
a) Distribuição das deformações perpendiculares a superfície



b) Distribuições de tensões de tração perpendicular à superfície de ruptura

Figura 2-8 – Resultados da extensômetro do cone de concreto, adaptado de Elgehausen e Sawade, (1989)

Ainda no que diz respeito a formação do cone de arrancamento, o trabalho realizado por Santos K.D *et al.* (2024), realizou o monitoramento do plano de formação do cone de arrancamento de conectores isolados submetidos a tração. O sistema utilizado pelos autores pode ser consultado na Figura 2-9 e os resultados do monitoramento podem são apresentados na Figura 2-10



a) Planta de instalação

b) Corte B

Figura 2-9 – Extensômetria realizada para monitorar a abertura da fissura crítica de arrancamento realizada por Santos K. D. *et al.* (2024)

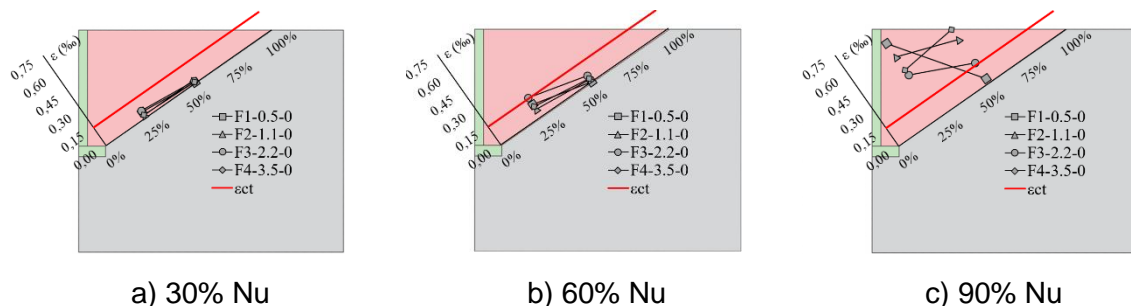


Figura 2-10 – Deformação do plano de ruptura do cone de arrancamento em função do acréscimo de carga (Santos K. D. et al., 2024)

A Figura 2-10 mostra a variação das deformações transversais no concreto dentro da projeção do cone de ruptura em diferentes estágios de carregamento. É possível observar que as deformações de tração no concreto se desenvolvem de forma estável dentro da projeção da ruptura e que, até 60% da carga última  $N_u$ , as deformações permanecem inferiores à deformação de ruptura à tração do concreto, caracterização por 0,15‰. Os resultados ainda indicam que a fissura crítica se inicia na cabeça do conector e se propaga em direção à superfície do concreto, conforme descrito por Eligehausen e Sawade (1989).

#### 2.1.1.2. Comportamento de conectores instalados em concreto fissurado

A maior parte dos modelos teóricos disponíveis na literatura são baseados em resultados experimentais de conectores embutidos em concreto não fissurado. Entretanto, em termos práticos, há muitas situações em que o concreto de embutimento pode apresentar fissuração, em peças submetidas a flexão por exemplo, ou ainda fissuras oriundas da retração do concreto. A nível de pesquisa, ensaios de tração de conectores em concreto fissurado são realizados por indução de abertura de fissuras ( $w_k$ ), de (ELIGEHAUSEN et al., 2004).

Quando estas fissuras ocorrem na região de instalação do conector, o comportamento carga-deslocamento, bem como a resistência última de tração serão influenciados consideravelmente. A exemplo disso, podemos citar o trabalho realizado por Furche e Dieterle (1986), que através de um programa experimental estabelece a comparação entre os resultados de ensaios realizados em concreto

fissurado e não fissurado. Como pode ser verificado na Figura 2-11, o concreto fissurado apresenta perda de resistência.

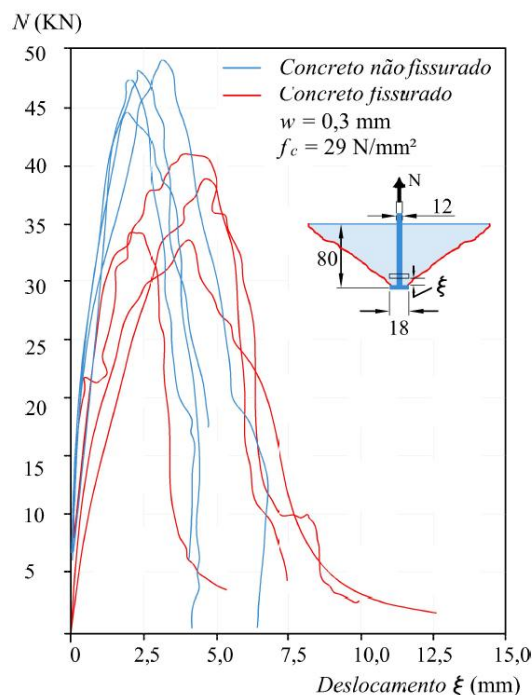


Figura 2-11 - Curva carga-deslocamento de conectores com cabeça submetidos à tração em concreto fissurado e não fissurado, adaptado de Furche e Dieterle, (1986)

Através uma análise numérica por elementos finitos não linear, Eligehausen e Ozbolt (1992) forneceram uma base para melhor compreender a perda de resistência do cone de concreto em concreto fissurado. As análises previram que o formato do cone de concreto na ruptura é o mesmo tanto para concreto fissurado, como para concreto não fissurado.

## 2.1.2. Fatores que influenciam na resistência ao arrancamento de conectores embutidos em elementos de concreto

### 2.1.2.1. Efeitos de espaçamento

A capacidade máxima de tração de conectores isolados é desenvolvida quando há um espaçamento suficiente entre conectores adjacentes ou borda livre do elemento de concreto. Em relação ao espaçamento ( $s$ ) entre conectores, de acordo com o ACI 318 (2019), a inclinação do ângulo de ruptura ( $\alpha$ ) será cerca de  $35^\circ$  e a projeção do

cone de ruptura na superfície do concreto tem um diâmetro de  $3h_{ef}$ , então, para que um grupo de conectores desenvolva sua carga máxima de tração é necessário haver um espaçamento entre conectores de  $3h_{ef}$ , de modo que se evite a sobreposição dos cones de concreto de conectores adjacentes, como ilustrado na Figura 2-12.

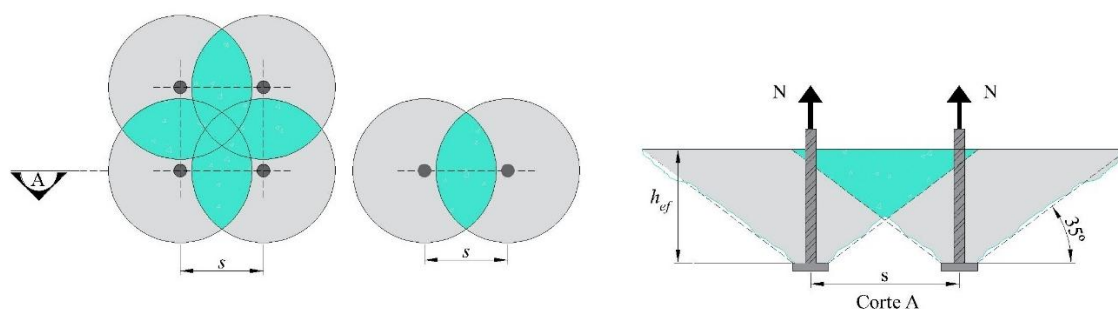


Figura 2-12 – Projeção do cone de ruptura de 4 e 2 conectores com pequeno espaçamento

Se o espaçamento for obedecido, não havendo sobreposição de cones de ruptura, a capacidade resistente será equivalente a somatória das resistências máximas de cada conector. Entretanto, se a distância ( $s$ ) que separa dois conectores for inferior ao limite de  $3h_{ef}$ , a resistência do grupo de conectores será reduzida.

É recomendável que os conectores sejam instalados distantes da borda do elemento de concreto em uma distância mínima ( $c$ ) de  $1,5h_{ef}$  (OZBOLT e ELIGEHAUSEN, 1990). Caso a distância de borda não seja obedecida, a capacidade resistente da ligação sofre redução uma vez que a projeção do cone de concreto é interrompida, neste caso pode ocorrer a ruptura prematura por destacamento lateral ou fendilhamento da peça de concreto.

#### 2.1.2.2. Comprimento de ancoragem (efeito escala)

Segundo Bazant *et al.*, (1984) o efeito de escala é definido pela comparação da resistência nominal (tensão nominal na ruptura,  $s_N$ ) de estruturas geometricamente similares de diferentes tamanhos. Ainda, o efeito de escala é compreendido como dependente de  $s_N$  em relação ao tamanho  $d$  da estrutura, onde  $d$  é uma característica dimensional do elemento estrutural, sendo compreendido como o embutimento de ancoragem ( $h_{ef}$ ) do conector, e a tensão nominal na ruptura ( $s_N$ ) é a razão entre a

carga de ruptura do cone de concreto ( $N_u$ ) e a área da superfície do cone de concreto ( $A_c$ ).

Em relação ao efeito de escala proposto por Bazant (1984), é necessário compreender dois modelos de análise teórica do comportamento de elementos estruturais. A primeira teoria, conhecida como teoria da resistência, admite que o critério de ruptura é expresso em termos de tensões ou deformações, calculado de acordo com a teoria da elasticidade, plasticidade ou visco plasticidade. O segundo, conhecido como mecânica da fratura linear elástica, admite que o critério de ruptura é expresso em termos da energia consumida por unidade de incremento do comprimento da fissura. Conforme a Bazant (1984), o efeito de escala prevê que a tensão nominal e as fissuras no momento da ruptura de estruturas de diferentes tamanhos são geometricamente similares, como pode ser verificado na Figura 2-13.

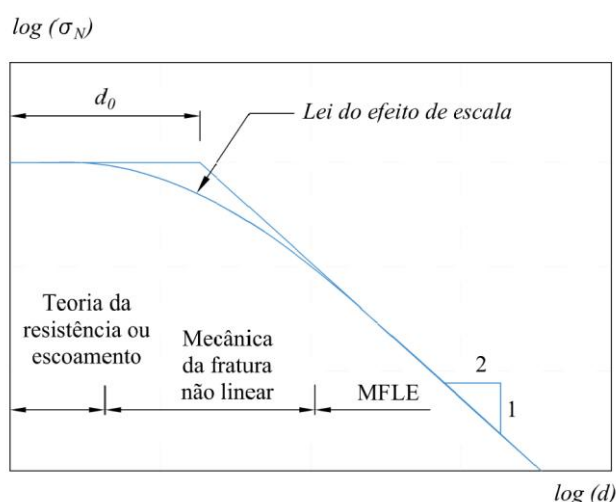


Figura 2-13 - Lei do efeito de escala proposto por Bazant (1984)

O conceito de efeito escala pode ser aplicado ao embutimento de ancoragem efetivo de conectores, de acordo com Eligehausen e Sawade (1989) e Ashour e Alqedra (2005) a carga de ruptura do cone de concreto é proporcional a  $h_{ef}^{1,5}$ . Segundo Eligehausen *et al.*, (1992) o efeito de escala possui significativa influência na carga de ruptura do cone de concreto devido ao alto gradiente de deformação e a relativamente pequena zona de processo de fratura.

### 2.1.2.3. Propriedades do concreto

É comum associar a resistência última do cone de arrancamento à resistência à compressão ( $f_c$ ) e à tração ( $f_{ct}$ ) do concreto. Contudo, deve ser também associada a outras propriedades importantes do concreto, como a energia da fratura ( $G_f$ ) e o módulo de elasticidade ( $E_c$ ).

Segundo Ozbolt e Eligehausen (1993), o módulo de elasticidade influencia consideravelmente na carga de ruptura do cone de concreto. A Figura 2-14 mostra os resultados da análise feita pelos autores que fixaram os parâmetros e variaram apenas o módulo de elasticidade do material. De acordo com os resultados, a carga de ruptura do cone de concreto é proporcional ao módulo de elasticidade em uma escala de  $E_c^{2/3}$

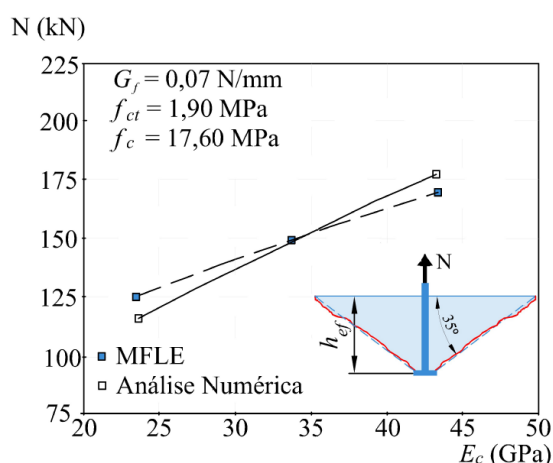
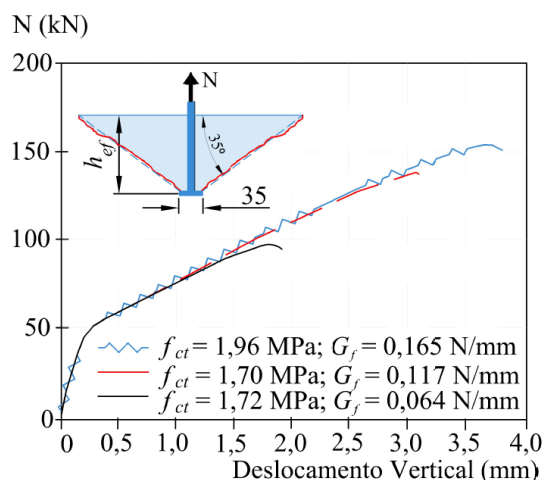
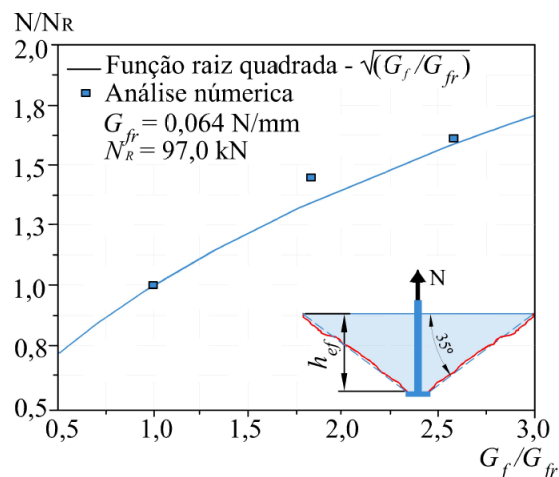


Figura 2-14 – Carga de ruptura do cone de concreto em função do módulo de elasticidade, adaptado de Ozbolt e Eligehausen (1993)

Eligehausen *et al.*, (2006) observou que  $\sqrt{E_c \times G_f}$  pode ser substituído com precisão por  $\sqrt{f_c}$ , pois ambos,  $E_c$  e  $G_f$ , são proporcionais a  $\sqrt{f_c}$ , conforme mostra a Figura 2-15. Devido ao seu impacto na resposta resistente em ligações metálicas embutidas em concreto, a resistência a compressão do concreto foi incorporada nos modelos para estimativa de resistência desse tipo de ligação.



a) Carga de ruptura em função das propriedades da fratura

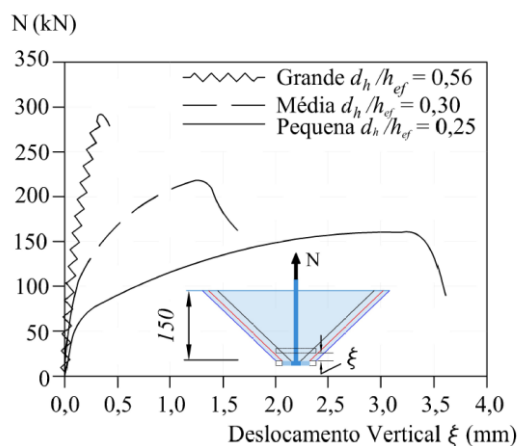


b) Carga-deslocamento para diferentes valores de energia da fratura  $G_f$

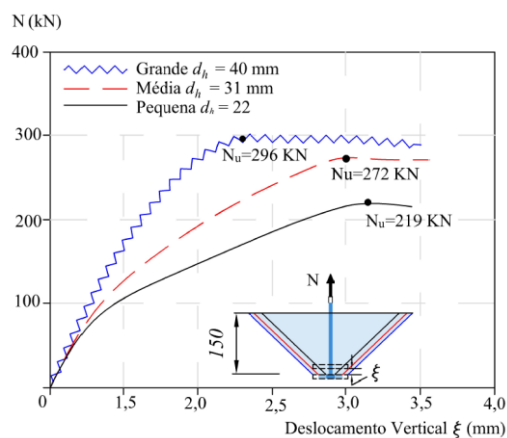
Figura 2-15 – Carga de ruptura do cone de concreto, adaptado de Ozbolt e Eligehausen (1993)

#### 2.1.2.4. Diâmetro da cabeça do conector

Para analisar a influência da cabeça do conector OZBOLT *et al.*, (1999) e OZBOLT *et al.*, (2007) fizeram duas séries de análises onde variaram o tamanho da cabeça do conector, e mantiveram constantes as propriedades dos materiais e o embutimento. Os autores concluíram que a rigidez e a resistência do cone aumentam com o aumento da relação  $d_h/h_{ef}$ , os resultados das pesquisas podem ser consultados na Figura 2-16.



a) Avaliação experimental



b) Avaliação numérica

Figura 2-16 – Influência do diâmetro da cabeça do conector, adaptado de Ozbolt *et al.*, (2007)



A geometria da cabeça do conector, especialmente seu diâmetro, exerce influência direta sobre o mecanismo de ruptura e a capacidade resistente da ligação por arrancamento. No estudo experimental conduzido por Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), foram avaliados conectores com diferentes tamanhos de cabeça, mantendo-se constantes outros parâmetros geométricos e mecânicos. Os resultados evidenciaram que, à medida que o diâmetro da cabeça do conector aumenta, há um crescimento sistemático na carga última de arrancamento. Esse comportamento é atribuído à ampliação da área de transferência de esforços entre o conector e o concreto, o que favorece o desenvolvimento de cones de ruptura maiores e mais resistentes. Essa tendência também foi observada por Fuchs, Eligehausen e Breen (1995), cujos estudos fundamentaram o modelo CCD (Concrete Capacity Design), que estabelece uma relação direta entre a área da cabeça e a resistência à tração da ligação.

Além disso, observou-se que conectores com cabeças maiores tendem a gerar ângulos médios de ruptura mais abertos, resultando em cones com diâmetros superiores a 4 vezes a profundidade de embutimento, valor superior ao adotado no modelo de projeto CCD. Essa alteração geométrica impacta diretamente os parâmetros de dimensionamento, como o espaçamento mínimo entre conectores ( $s_{cr}$ ) e a distância à borda ( $c_{cr}$ ), exigindo atenção em projetos com conectores de cabeça ampliada.

Estudos complementares de Cook *et al.*, (1998) e Eligehausen *et al.*, (2006) confirmam que o aumento da cabeça pode elevar a resistência da ligação, mas também induzir rupturas mais abruptas e menos dúcteis. Dessa forma, a definição do diâmetro da cabeça deve considerar não apenas a resistência última, mas também o desempenho global da ligação em termos de ductilidade e segurança estrutural.

### 2.1.2.5. Abertura de fissura

Comumente conectores são instalados em concreto fissurado, fato que pode mudar o comportamento e a resistência da ligação conector-concreto. Eligehausen (1984), que é considerado uma das maiores referências na literatura acerca do arrancamento de pinos metálicos, relata que a abertura de fissuras promove a redução da capacidade resistente do cone de concreto. O decréscimo da capacidade de carga em relação a abertura de fissuras pode ser verificado na Figura 2-17.

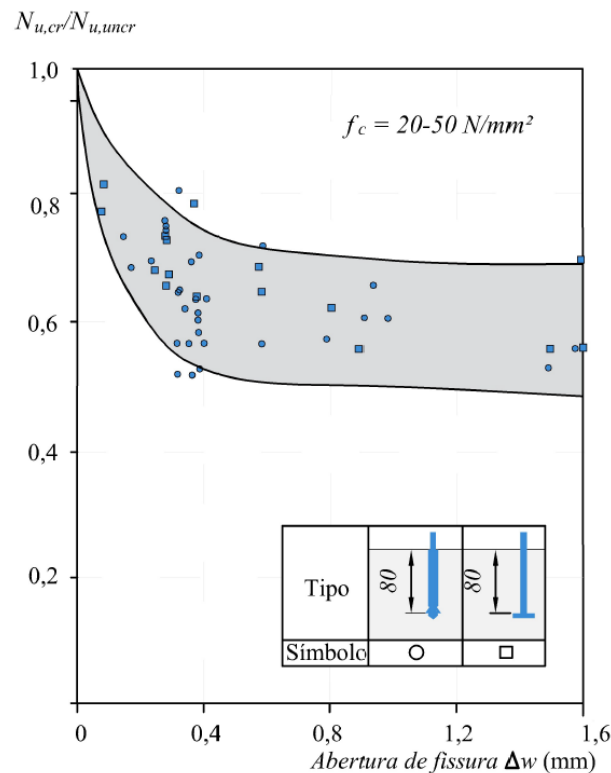


Figura 2-17 - Influência da abertura de fissura na resistência à tração de conectores de segurança e conectores com cabeça, adaptado de Eligehausen (1984)

Em Eligehausen e Balogh (1995), onde foi plotado a relação  $N_{u,cr}/N_{u,uncr}$  em função da abertura de fissuras no concreto, como mostrado na Figura 2-18. Onde,  $N_{u,cr}$  é a carga última de tração de conectores instalados em concreto fissurado, e  $N_{u,uncr}$  é a resistência teórica do conector instalado em concreto não fissurado, com  $N_{u,uncr}$  sendo calculado pela Equação 2-2.

$$N_{u,uncr} = k \cdot \sqrt{f_{cc}} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

Equação 2-2

Onde:

$k$  é uma constante que depende do tipo de conector, sendo 13,5 para conectores pós-instalados e 15,5 para pré-instalados;

$f_{cc}$  é a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cúbico (N/mm<sup>2</sup>);

$h_{ef}$  é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm).

A Figura 2-18 mostra a correlação entre carga e abertura de fissuras, onde é possível observar que para abertura de fissuras, em média, de 0,3 mm, a carga última sofre um decréscimo de 25% em relação ao valor esperado para conectores instalados em concreto não fissurado. Os autores ainda relatam que a carga de ruptura é proporcional a abertura de fissuras de pequena espessura (0,2 a 0,4 mm) e atribuem essa proporcionalidade à transferência de tensões através do engrenamento dos agregados.

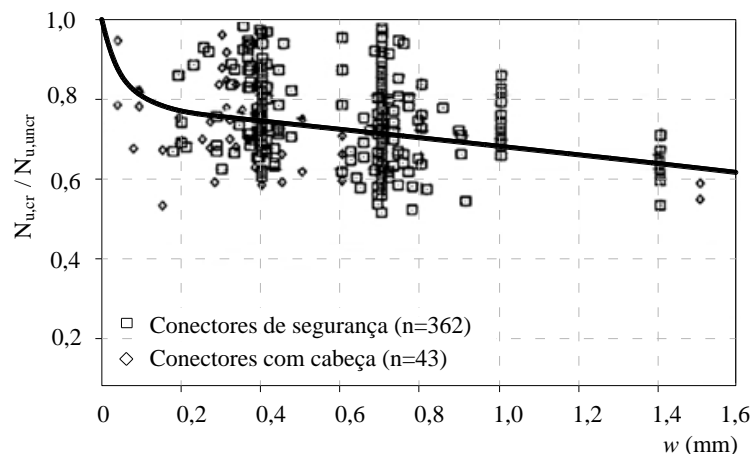


Figura 2-18 - Razão entre carga última de conectores instalados em concreto fissurado e instalados em concreto não fissurado em função da abertura de fissuras, adaptado de Eligehausen e Balogh (1995)

Gil-Martín e Hernández-Montes (2019), por meio de uma investigação experimental sobre o comportamento de conectores com cabeça sob o modo de falha por arrancamento em forma de cone de concreto, demonstraram que o nível de fissuração do concreto influencia de maneira significativa a resistência da conexão. O estudo concluiu que, para aberturas de fissuras entre 0,3 mm e 0,5 mm, recomenda-se a aplicação de um fator redutor de 0,70 na capacidade de ancoragem, em comparação ao dimensionamento realizado para concreto não fissurado. Em consonância, as normas ACI 318 (2019) e EN 1992-4 estabelecem fatores redutores

de resistência de 0,80 e 0,70, respectivamente, para elementos de ancoragem instalados em concreto fissurado.

A presença e a abertura de fissuras no concreto exercem influência significativa sobre o comportamento das ligações por arrancamento de conectores metálicos. Fissuras transversais ao eixo da ancoragem podem comprometer a integridade da transferência de esforços entre o conector e o concreto, reduzindo a resistência efetiva da ligação. Diversos estudos experimentais, como os realizados por Eligehausen e Balogh (1995), demonstraram que, em concreto fissurado, a resistência à tração por arrancamento pode ser reduzida em até 40% em relação àquela observada em concreto não fissurado. Essa redução está relacionada à descontinuidade no meio de transferência de tensões, especialmente na região crítica de formação do cone de ruptura, onde a fissura interrompe a coerência da matriz cimentícia.

Segundo os resultados obtidos por Cook *et al.* (1998), fissuras com aberturas superiores a 0,3 mm provocam alterações relevantes no comportamento da ligação, não apenas reduzindo a resistência última, mas também alterando o modo de ruptura da peça. Além disso, os requisitos normativos presentes no ACI 318 (2019) e na ETAG 001 (2006) reforçam a importância de considerar o estado fissurado do concreto como condição padrão para o dimensionamento de ancoragens submetidas à tração. As normas recomendam que, em projetos de ancoragens em zonas críticas de flexão, seja assumida a presença de fissuras com aberturas de até 0,5 mm para verificação da resistência mínima necessária.

Em pesquisas mais recentes, Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011) observaram que a presença de fissuras, mesmo em elementos com armadura superficial, pode influenciar o modo de ruptura da ligação. Seus ensaios mostraram que, em placas delgadas com baixo conteúdo de armadura, o aparecimento de fissuras longitudinais de flexão reduziu a capacidade resistente, especialmente quando essas fissuras interceptavam a trajetória do cone de ruptura. Entretanto, verificou-se também que a presença de armadura transversal à fissura contribui para mitigar os efeitos negativos da abertura, por meio do efeito de contenção e redistribuição das tensões.

Resultados semelhantes foram observados nos trabalhos de Ferreira *et al.* (2021) e Santos K. D. *et al.* (2024).

Neste, fica evidente que a abertura de fissuras é um parâmetro essencial a ser monitorado e considerado em análises e projetos de ligações por arrancamento, especialmente em elementos submetidos simultaneamente à flexão. O comportamento da ligação em concreto fissurado exige abordagens específicas de dimensionamento e validação experimental, sobretudo em situações de carregamentos combinados e condições reais de projeto.

## **2.2. Influência da armadura superficial na resistência ao arrancamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado**

De maneira geral, a previsão de carga para o arrancamento leva em consideração a resistência à tração do concreto e o embutimento efetivo do conector metálico. Atualmente, as prescrições normativas não consideram a taxa de armadura superficial dos elementos estruturais onde são empregados pinos metálicos, como parcela de resistência ao arrancamento da ligação. Neste sentido, os valores de calibração dos modelos normativos são constantes e levam em consideração apenas o estado de fissuração do concreto.

A influência da armadura superficial na resistência ao arrancamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado tem se consolidado como um tema de crescente relevância na literatura técnica, especialmente quando se considera o comportamento de ligações submetidas a condições onde o concreto armado trabalha com certo nível de fissuração. Embora a armadura superficial não seja considerada diretamente nas equações normativas de dimensionamento, diversos estudos indicam que sua presença pode modificar significativamente o modo de ruptura da ligação, contribuir para o confinamento do concreto e na redução da fissuração, melhorando o desempenho global da ancoragem.

Diversos estudos têm investigado, por meio de ensaios experimentais, a influência da armadura superficial na resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça. Esses trabalhos exploram diferentes cenários, como variações na

espessura dos elementos de concreto, configurações de armadura e estados de fissuração, buscando compreender como a presença de armadura próxima à superfície contribui para o desempenho da ligação.

Neste tópico, são apresentados os resultados dos estudos desenvolvidos por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.*, (2021) e Santos *et al.*, (2024), os quais oferecem importantes subsídios para a análise do papel da armadura superficial no confinamento do concreto e na contenção do cone de ruptura.

Os resultados discutidos nos referidos trabalhos contribuem de forma consistente para compreender como a armadura superficial interfere não apenas na resistência última ao arrancamento, mas também na ductilidade da ligação, na forma de propagação das fissuras e na estabilidade do cone de ruptura. Ao integrar essas evidências experimentais, torna-se possível traçar uma base técnica sólida para justificar a necessidade de se considerar, de forma mais abrangente, os efeitos da armadura superficial no dimensionamento e na análise de ligações embutidas, especialmente quando inseridas em elementos estruturais sujeitos a flexão.

#### 2.2.1. NILSSON, OHLSSON E ELFGREN (2011)

O trabalho desenvolvido por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011) teve como objetivo avaliar, experimentalmente, o efeito da armadura superficial sobre a resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em lajes de concreto. Para isso, os autores conduziram um programa experimental com um total de 66 ensaios de arrancamento, considerando variáveis como a presença ou ausência de armadura superficial, a quantidade de armadura, a espessura das lajes e o estado fissurado ou não das peças antes do ensaio. A partir dessas combinações, os autores investigaram as condições que favorecem ou prejudicam a formação do cone de ruptura e a capacidade resistente à tração.

No programa experimental, os ensaios foram realizados sobre lajes de concreto com dimensões de até 2,2 m × 2,2 m e espessuras variando entre 0,3 m e 0,6 m. A armadura superficial foi posicionada ortogonalmente em relação ao conector, e em

algumas peças foi deixada uma área livre de armadura em torno do conector para investigar seu efeito direto sobre a formação do cone. Também foram avaliadas lajes com diferentes taxas de armadura superficial e diferentes diâmetros e espaçamentos das barras. Algumas lajes foram previamente fissuradas por meio de carregamentos mecânicos, a fim de simular condições de serviço, enquanto outras foram ensaiadas sem fissuras. O sistema de indução mecânica de abertura de fissuras, é uma pratica bastante utilizada em ensaios de arrancamento e busca submeter a região de embutido do conector a um nível de fissuração mensurável, conforme orientado por Eligehausen *et al.* (2004). A Figura 2-19 apresenta o procedimento geral para a indução de fissuração.

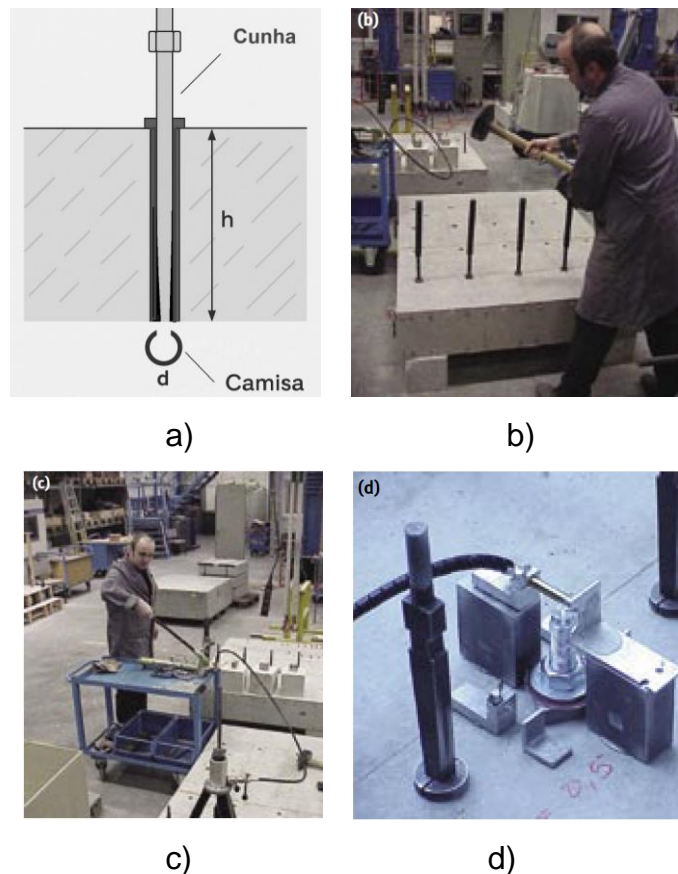
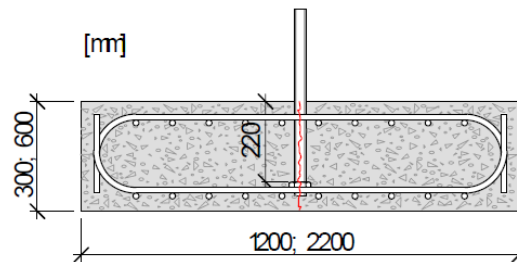


Figura 2-19. Abertura de fissuras por cunhas de aço de acordo com Eligehausen *et al.* (2004): a) esquema de cunha de aço composta por camisa de expansão e cunha; b) inserção das cunhas por impacto; c) remoção das cunhas utilizando macaco hidráulico; d) medição da largura da fissura alinhada ao conector

O sistema de ensaio praticado por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), consistiu na aplicação de uma força de tração axial por meio de uma barra conectada à cabeça do conector. Essa força era transferida à laje de concreto, que, devido às suas

dimensões e rigidez, sofria deformações locais, inclusive com o surgimento de fissuração por flexão na região ao redor do conector. Dessa forma, embora o carregamento fosse aplicado na forma de tração pura, o sistema estrutural da laje submetia-se também a esforços fletores, o que influenciava diretamente o modo de ruptura e a contribuição da armadura superficial. O sistema de ensaio praticado por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), pode ser consultado na Figura 2-20



a) Características dos espécimes ensaiados



b) Sistema de ensaio

Figura 2-20. Características do programa experimental realizado por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011)

Em relação aos resultados, o estudo demonstrou que a presença de armadura superficial contribui significativamente para o aumento da resistência ao arrancamento. Em lajes não fissuradas, esse efeito foi mais evidente nas peças mais espessas, enquanto em lajes fissuradas, a armadura superficial também atuou como elemento de contenção e redistribuição de esforços. Observou-se que a presença da armadura reduziu a ocorrência de rupturas por fendilhamento e promoveu a formação de cones mais simétricos, com maior ângulo de inclinação.

Outra observação importante refere-se à influência da quantidade de armadura. Os autores identificaram que lajes com maior taxa de armadura nem sempre apresentaram maior capacidade de carga. Por outro lado, lajes com taxa intermediária de armadura permitiram maior redistribuição de esforços e



apresentaram melhores desempenhos em termos de ductilidade e resistência ao arrancamento.

Ao correlacionar os resultados obtidos com a geometria das lajes e a presença de armadura superficial, os autores observaram que a espessura da laje exerce papel fundamental na definição do modo de ruptura. Lajes mais finas, com baixa rigidez à flexão, apresentaram modos de ruptura combinando fissuração por flexão e arrancamento, com comportamento mais frágil e menos previsível. Já nas lajes mais espessas, o aumento da rigidez global promoveu a transição para modos de ruptura dominados pelo cone de concreto, com maior capacidade resistente.

Essas observações reforçam a importância de se considerar o momento resistente da seção como variável crítica na interpretação dos resultados de ensaios de arrancamento. Ainda que o objetivo principal seja avaliar a resistência à tração de um conector isolado, os efeitos de flexão local e a presença de armadura superficial influenciam diretamente a resposta estrutural da peça. Assim, mesmo em ensaios com carregamento axial, torna-se necessário considerar a relação entre momento solicitante e momento resistente ( $M_s/M_r$ ) da seção como parâmetro auxiliar na análise dos resultados, especialmente quando se busca compreender a atuação conjunta entre o conector e a rigidez da peça na qual ele está embutido.

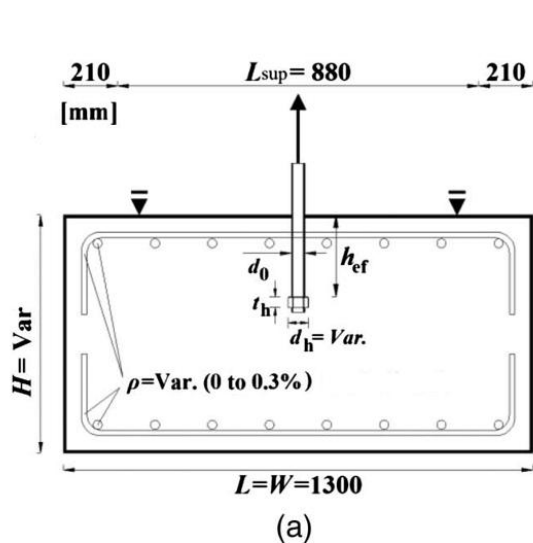
#### 2.2.2. NILFOROUSH, NILSSON E ELFGREN (2018)

Entre os trabalhos que investigam o comportamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto, destaca-se o estudo conduzido por Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), que avaliou experimentalmente a influência de diferentes parâmetros geométricos e construtivos sobre a resistência ao arrancamento. O objetivo foi compreender como a espessura do elemento estrutural, o tamanho da cabeça do conector e a presença de armadura superficial ortogonal afetam a capacidade resistente da ligação. A pesquisa também buscou verificar a adequação do método CCD e de um modelo modificado proposto pelos próprios autores.

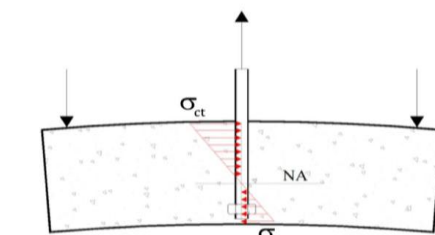
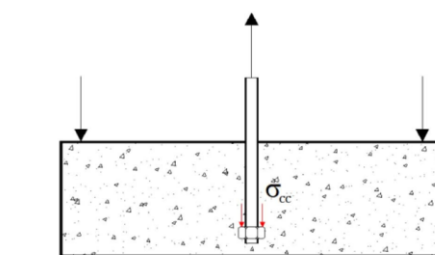
O programa experimental consistiu em 19 ensaios monotônicos de arrancamento realizados em blocos prismáticos de concreto com espessuras de 330 mm, 440 mm

e 660 mm. Foram utilizadas diferentes configurações de diâmetro da cabeça do conector, e parte dos blocos foi moldada com armadura superficial com taxa de 0,3%. Todos os conectores ensaiados possuíam 220 mm de embutimento.

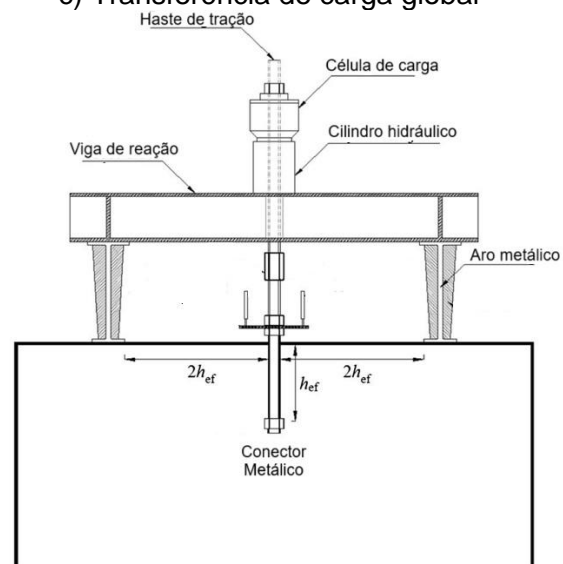
O sistema de ensaio adotado consistiu na aplicação de carga de tração pontual por meio de barras de aço conectadas mecanicamente às cabeças dos conectores. As cargas foram aplicadas até a ruptura da ligação, permitindo o monitoramento contínuo do deslocamento da cabeça do conector e a obtenção de curvas carga-deslocamento. Nos blocos de menor espessura, o próprio sistema de carregamento induziu flexão global do elemento estrutural, contribuindo para a ocorrência de fissuração. Esse comportamento foi diretamente associado à menor rigidez à flexão dos blocos delgados, que favoreceu o surgimento de fissuras longitudinais o que afetou a resposta resistente da ligação. O sistema estrutural de aplicação de carga utilizado, as características gerais do programa experimental e os modos de ruptura dos elementos ensaiados com armadura superficial realizados por Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), podem ser consultados na Figura 2-21.



a) Características dos espécimes



d) Sistema de ensaio realizado



e) Espécimes ensaiados com armadura superficial

Figura 2-21. Características do programa experimental realizado, adaptado de Nilforoush, Nilsson e Elfgrén (2018)

Os resultados demonstraram que o aumento da espessura dos blocos resultou em maiores cargas de ruptura, sendo observada subestimação da resistência pelo modelo CCD principalmente nos conectores com cabeças maiores. A presença da armadura superficial teve impacto relevante, especialmente nos blocos de menor

espessura, promovendo não apenas o aumento da carga última, mas também modificando o modo de ruptura e a resposta pós-pico. Enquanto os blocos sem armadura apresentaram ruptura por combinação de cone e fendilhamento, os elementos reforçados com armadura superficial exibiram ruptura predominante por cone de arrancamento, com maior integridade estrutural do bloco.

A armadura superficial proporcionou comportamento mais dúctil às ligações, com maior deslocamento no pico de carga e pós-ruptura, e evitou a propagação de fissuras nos blocos mais delgados. A Figura 2-22 mostra os resultados de carga-deslizamento dos conectores, onde é possível observar a melhora no comportamento das ligações em função do acréscimo de taxa de armadura superficial e do aumento da altura dos elementos de concreto.

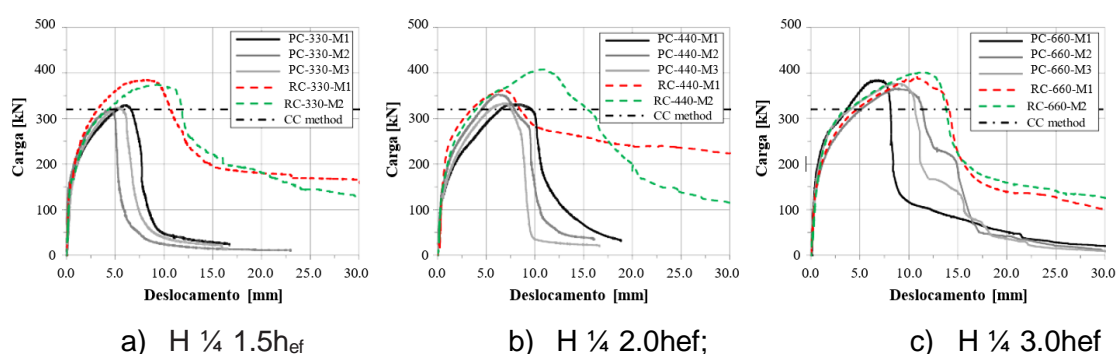


Figura 2-22 Curva de carga-deslizamento de conectores instalados em concreto simples e concreto armado, adaptado de Nilforoush, Nilsson e Elfgrén (2018),

Os resultados experimentais mostraram que o aumento da espessura do elemento elevou a capacidade de tração em até 17%. A presença de armadura superficial apresentou efeitos positivos relevantes. A inclusão de uma ou duas camadas ortogonais de armadura metálica na região superior do concreto resultou em aumento mensurável na resistência ao arrancamento, especialmente em elementos de menor espessura. Além disso, a armadura contribuiu para o aumento do deslocamento no pico de carga e conferiu maior ductilidade ao sistema de ancoragem.

Os resultados dos ensaios de Nilforoush, Nilsson e Elfgrén (2018) de maneira geral, indicaram que a resistência foi governada, além de outros parâmetros, pela presença de armadura na seção de embutimento do conector e com a altura da seção transversal onde o conector foi embutido. Em termos gerais, com o aumento da

seção de embutimento do conector e o mantimento do embutimento efetivo, a flexão global provocada pela aplicação da carga pontual de tração do conector decresceu, atenuando a abertura de fissuras e, por consequência, a ativação da armadura superficial. Neste sentido, é pertinente indicar que o comportamento da ligação para estes ensaios realizados pode ter sido governado pelo momento resistente da seção.

### 2.2.3. FERREIRA *et al.* (2021)

O trabalho desenvolvido por Ferreira *et al.* (2021), realizou ensaios experimentais com de resistência ao arrancamento de dezesseis ensaios de tração axial de conectores metálicos com cabeça embutidas em elementos de concreto armado, dimensionados sob ruptura do cone de concreto. Nove desses ensaios investigaram a influência da taxa de armadura de flexão, que, de acordo com os autores, influencia no estado de fissuração do concreto circundante ao pino metálico.

A Figura 2-23, mostra estimativas de largura de fissura para diferentes estágios de carregamento dos exemplares testados experimentalmente por Ferreira. Esses valores foram calculados seguindo as recomendações apresentado pelo fib Bulletin 58 (2011), usando como entrada dados os valores de deformação medidos na armadura de flexão durante esses testes. Os dados de abertura de fissura também são comparados com os limites de largura de fissuras para o Estado Limite de Serviço (ELS) estipulado, representado pela linha tracejada vermelha.

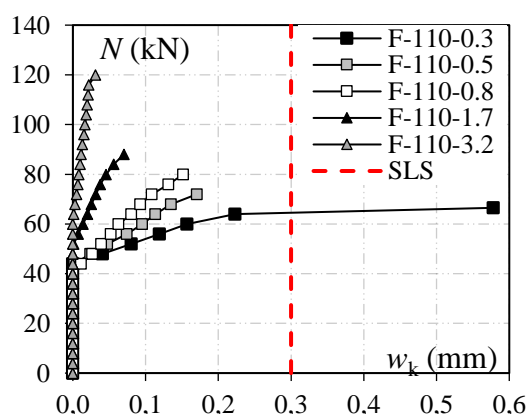


Figura 2-23. Abertura de fissuras em função carregamento aplicado (FERREIRA *et al.*, 2021)

A influência dos mecanismos de ligação é discutida na Figura 2-24. É apresentada uma comparação entre as deformações medidas nas hastes do barras deformadas no interior ( $G_h$ ) e no exterior ( $G_s$ ) do concreto. Os resultados indicam que o intertravamento mecânico entre a cabeça da âncora e a superfície de concreto governa o mecanismo resistente. No entanto, uma ligeira diferença entre as deformações medidas dentro e fora do concreto foi observado para a amostra F-110-3.2 (ver Figura 2-24e), indicando que para barras com cabeça embutidas em concreto não fissurado a interação entre a haste da âncora e o concreto podem contribuir para a resistência do cone de concreto.

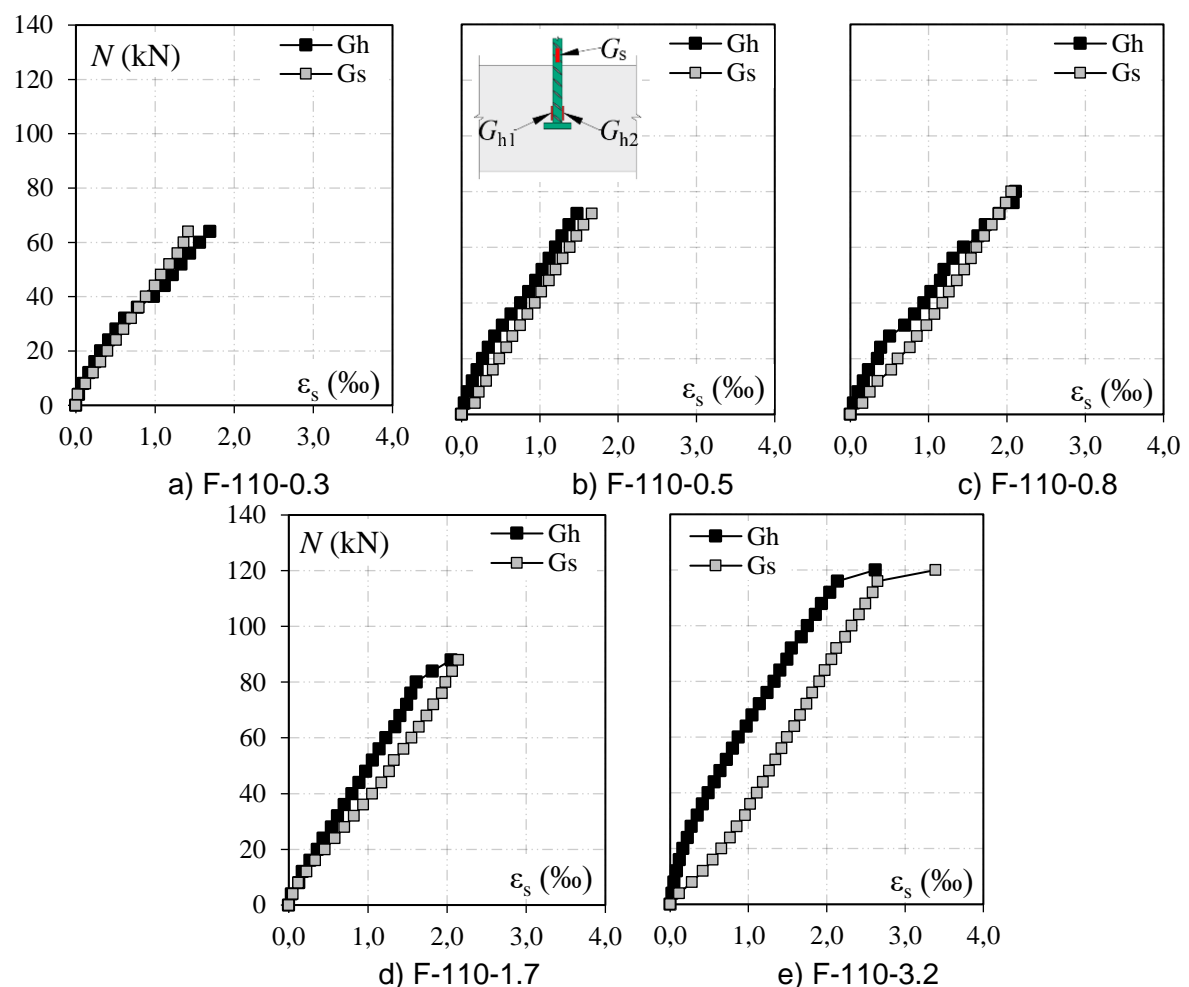


Figura 2-24. Comparativo de deformação na haste do conector medidas dentro e fora da região de embutimento (FERREIRA *et al.*, 2021)

A Figura 2-25 compara a variação do  $k_{exp}$  em função da largura da fissura no estágio de falha, onde pode ser visto que além dos resultados das Séries F-60 e F-110 realizadas pelo autor, os resultados experimentais das pesquisas realizadas por Eligehausen and Ozbolt (1992), Takiguchi *et al.*, (1999), e Nilsson *et al.*, (2011).

resistências enquanto os círculos completos apresentam resistências médias das amostras em o mesmo intervalo de  $\rho_f$ .

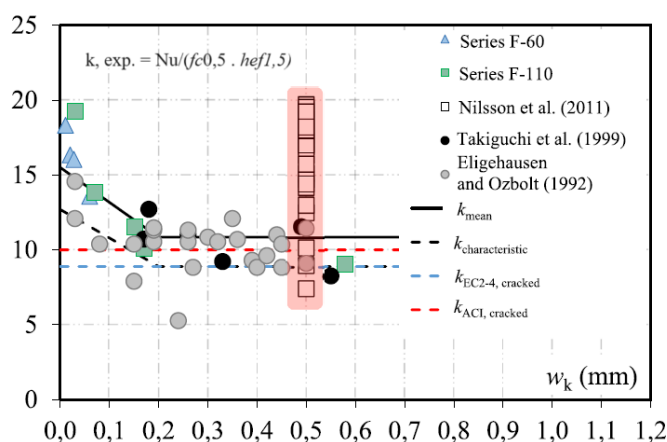
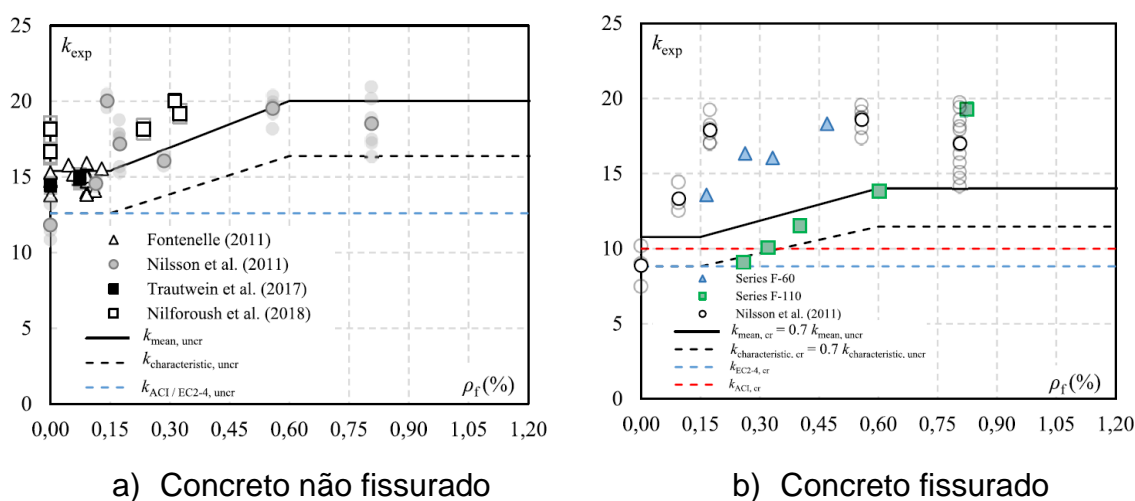


Figura 2-25. Fator  $k_{exp}$  em função da abertura de fissuras, adaptado de Ferreira et al., (2021)

Ferreira et al. (2021) também apresenta os dados experimentais de testes de arrancamento de conectores embutidos em concreto não fissurado e fissurado, como pode ser consultado na Figura 2-26. Onde deve-se observar que para taxa de armadura de flexão abaixo do valor mínimo absoluto permitido pela NBR 6118 (2023) ( $\rho_f = 0,15\%$ ), a taxa de armadura de flexão não parece impactar o concreto força do cone. No entanto, para taxas de armadura  $0,15\% < \rho_f < 0,60\%$  um aumento médio de 30% é observado para  $k_{exp}$  e que para taxas de  $\rho_f > 0,60\%$  os valores são estabilizados.



a) Concreto não fissurado

b) Concreto fissurado

Figura 2-26. Resistência ao arrancamento de conectores instalados em concreto fissurado e não fissurado (FERREIRA et al., 2021)

Os resultados dos ensaios realizados por Ferreira *et al.*, (2021) ainda indicaram que para as diferentes profundidades de embutimento avaliadas (hef variando de 60 mm a 110 mm), a taxa de armadura de flexão afetou ligeiramente o ângulo da superfície do cone de concreto, que variou consistentemente entre 34° ( $\rho = 3,2\%$ ) a 42° ( $\rho = 0,10\%$ ), como pode ser visto na Figura 2-27.

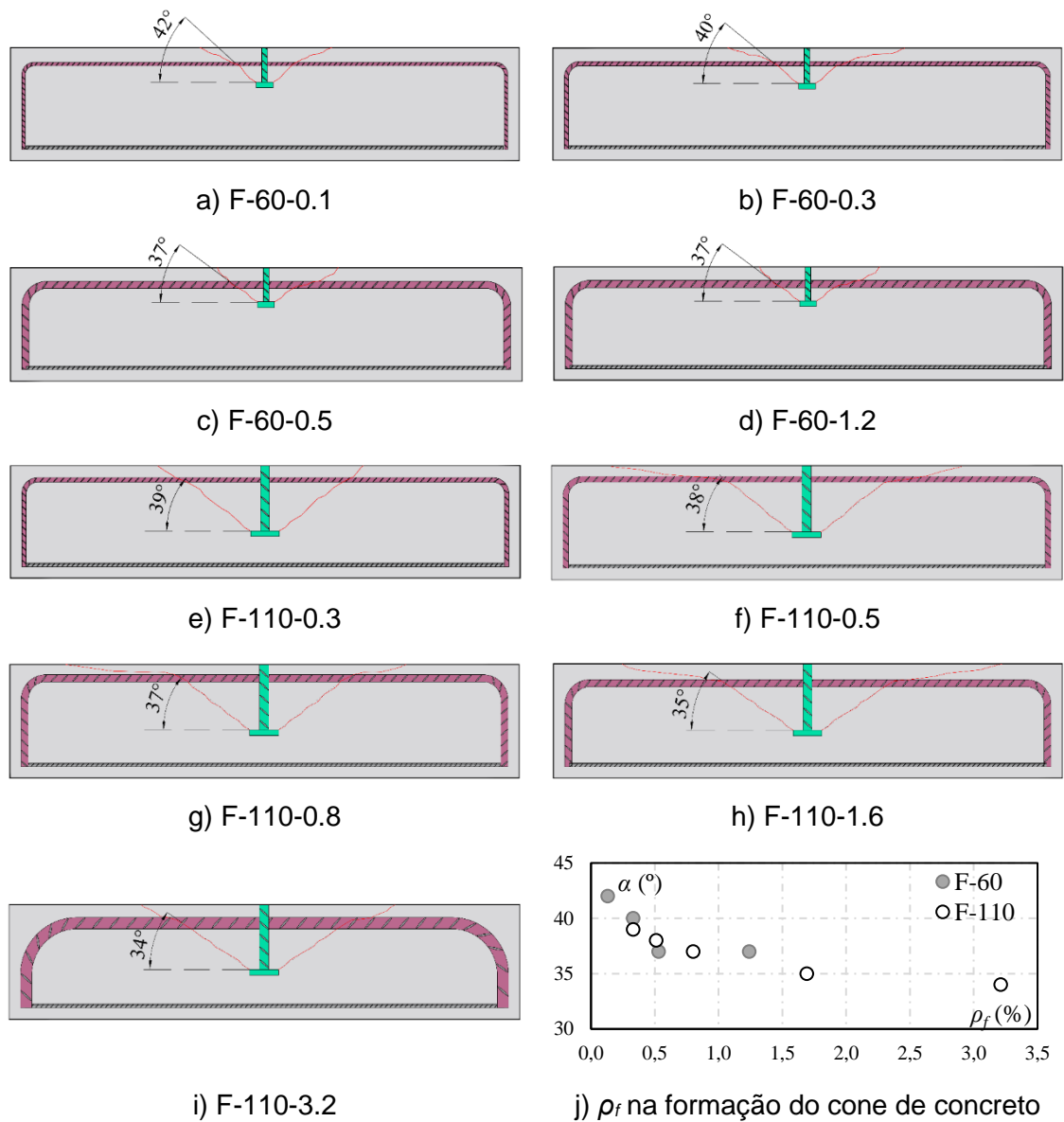


Figura 2-27. Resistência ao arrancamento de conectores instalados em concreto fissurado e não fissurado (FERREIRA *et al.*, 2021)



No que diz respeito ao incremento da taxa de armadura de flexão, os autores relatam uma influência significativa a resistência ao arrancamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado e atribuem este dado ao controle da fissuração provocado pela adição de aço na seção de embutimento do conector.

#### 2.2.4. SANTOS, K. D *et al.* (2024)

O programa experimental realizado por Santos K.D *et al.*, (2024), contou com 12 conectores metálicos com cabeça embutidos em prismas de concreto armado. O programa em questão foi subdividido em 3 séries de ensaios com 4 prismas cada, com variação de taxa de armadura de flexão e teor de substituição de agregado graúdo reciclado (AGRC) na fabricação dos concretos. A variação da taxa de armadura de flexão utilizada nos espécimes foi de  $\rho_f$  [0,5;3,5] % e modo de ruína considerado foi o de destacamento do cone de concreto. Os conectores metálicos utilizados possuíram haste  $d_s$  igual a 16 mm e cabeça  $d_h$  igual a 51 mm. O embutimento efetivo  $h_{ef}$  do conector metálico nos prismas foi de 110 mm. A disposição das armaduras e as características gerais do programa experimental praticado podem ser consultados nas Figura 2-28.

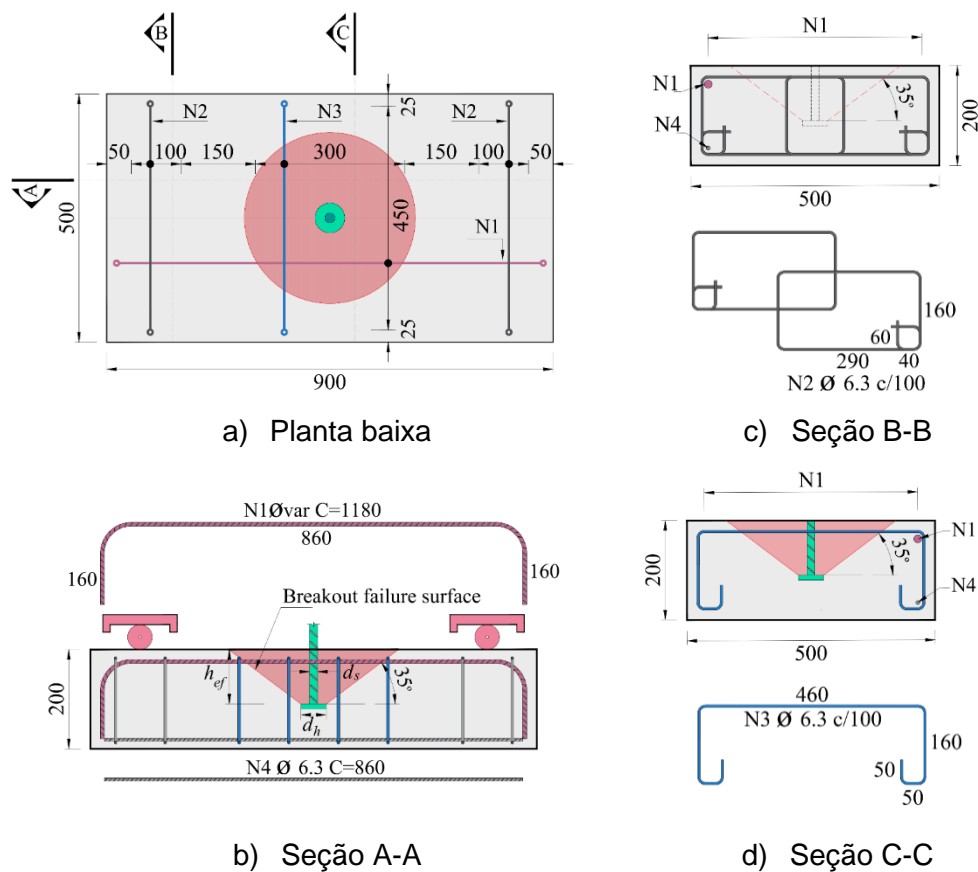
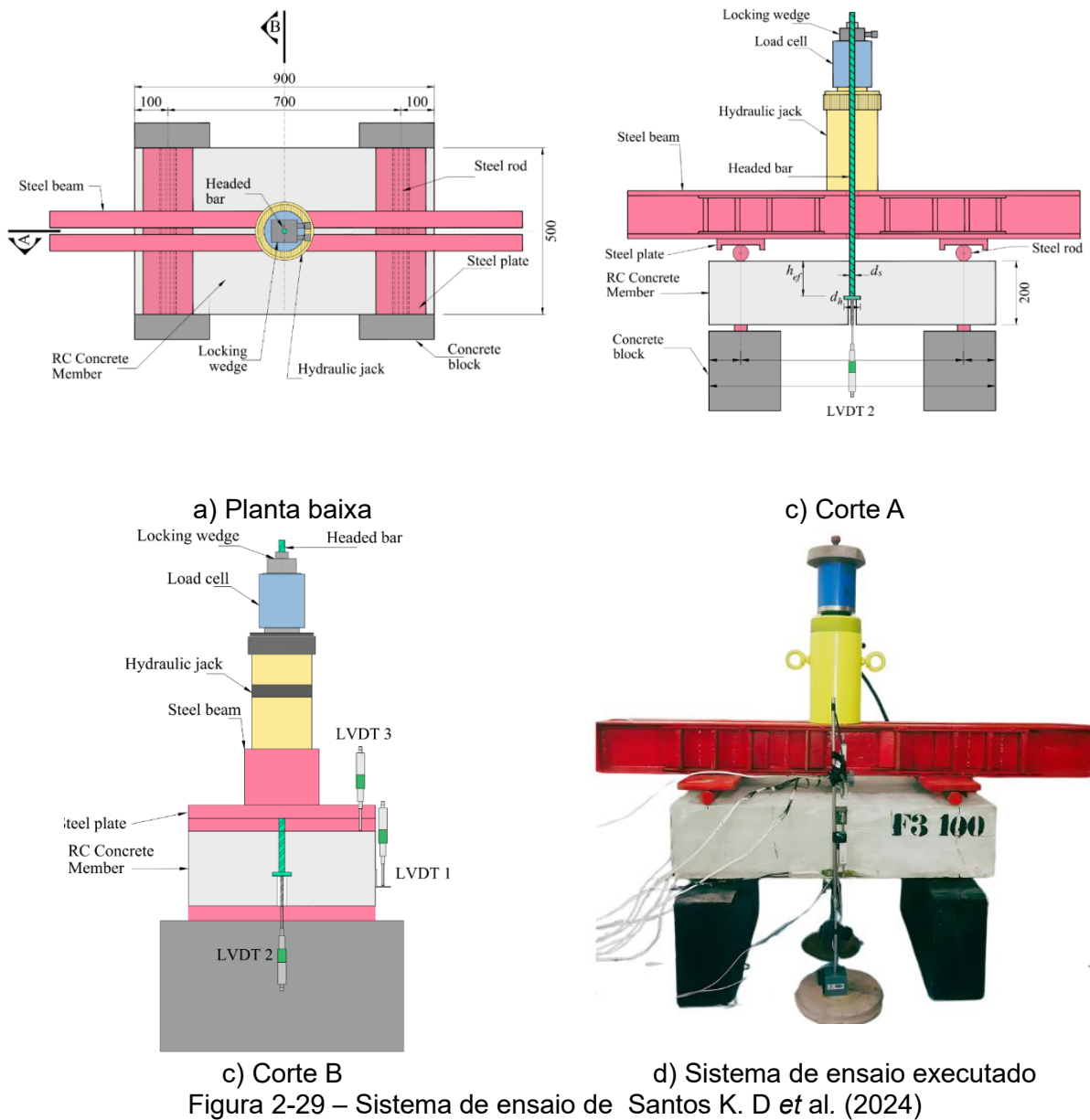
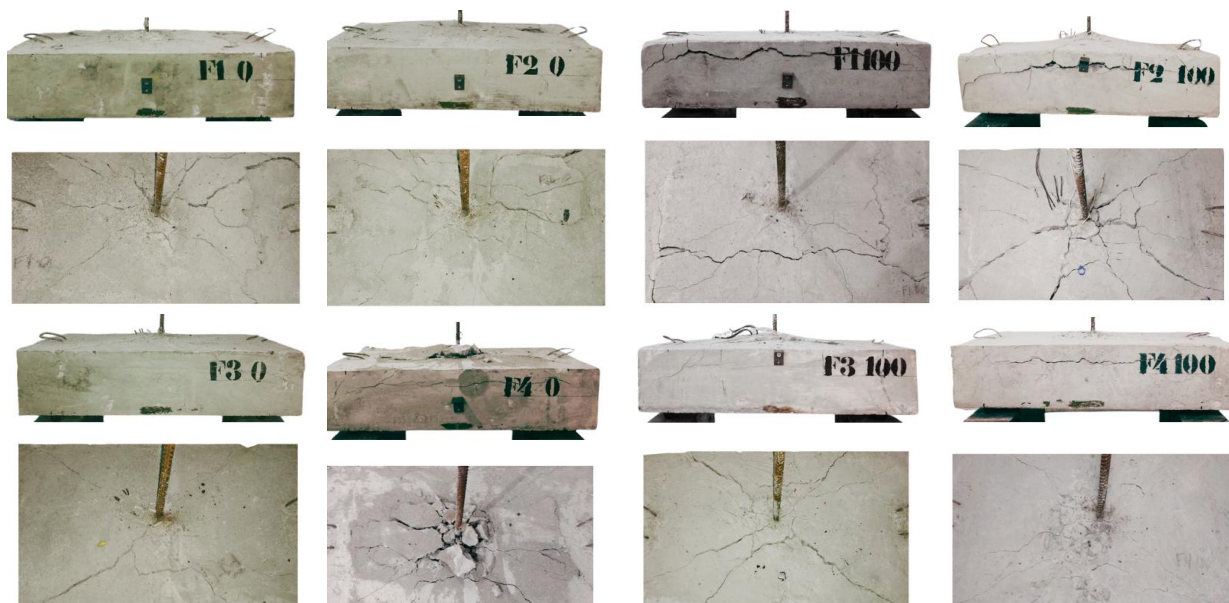


Figura 2-28 - Projeto de armaduras dos prismas, Santos K. D *et al.* (2023)

O sistema de ensaio realizado por Santos K. D *et al.* (2024), contou com infraestrutura composta com célula de carga, cilindro hidráulico e um sistema com vigas de reação e apoios com vão livre de 700 mm. O objetivo era submeter o elemento estrutural de embutimento do conector metálico a um certo nível de flexão em função da carga pontual de arrancamento do pino. O sistema utilizado neste trabalho, se assemelha aos praticados por Ferreira *et al.* (2021) e Costa H. D (2015) e pode ser consultado na Figura 2-29.



No que diz respeito aos modos de ruptura observados, durante a realização dos ensaios, os autores informam a ruptura do cone de arrancamento de forma predominante. A Figura 2-30 mostra o registro dos espécimes após os ensaios de arrancamento para as séries com 0% de AGRC e 100% de AGRC.



a) 0 % de AGRC e  $pf [0.5;3,5]$  %      b) 100% de AGRC e  $pf [0.5;3,5]$  %  
 Figura 2-30 – Imagens dos espécimes após a realização dos ensaios de arrancamento,  
 (SANTOS K. D *et al.* 2024)

No que diz respeito ao comportamento global a flexão dos prismas em função da aplicação da carga pontual de arrancamento do conector, os autores observaram o aumento da rigidez dos elementos estruturais de concreto com o acréscimo de taxa de flexão, conforme pode ser observado na Figura 2-31. No que diz respeito ao comportamento local da ligação, foi registrado o deslocamento do conector em função da aplicação de carga, como pode ser consultado na

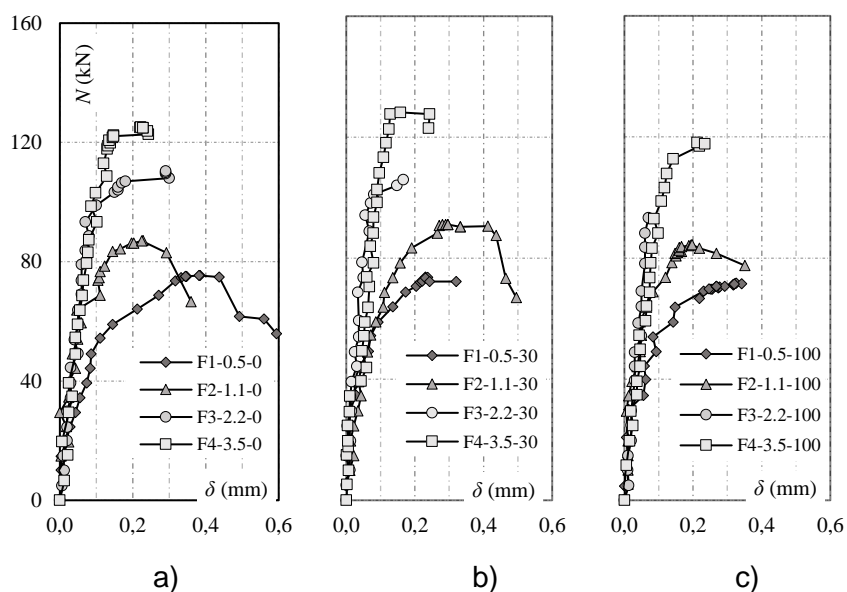


Figura 2-31 – Curva de carga-deslocamento global para cada série de ensaios  
 (SANTOS, K. D. *et al.*, 2024)

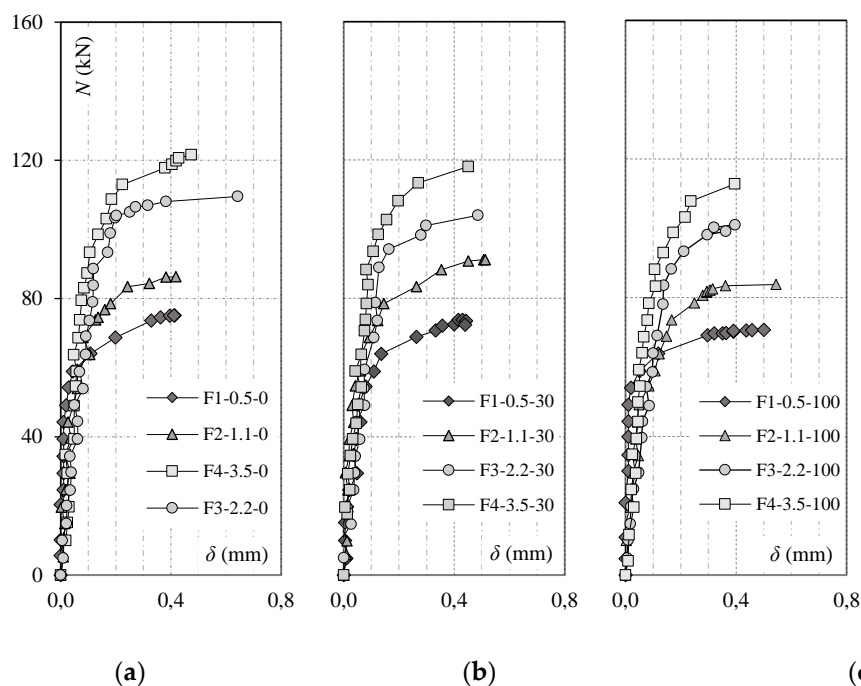
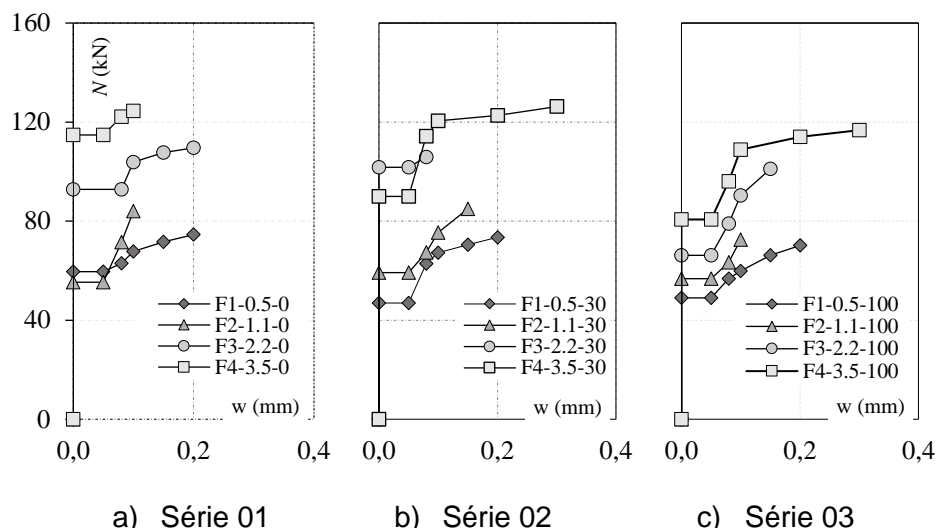


Figura 2-32 – Curva de carga-deslocamento global para cada série de ensaios (SANTOS, K. D. *et al.*, 2024)

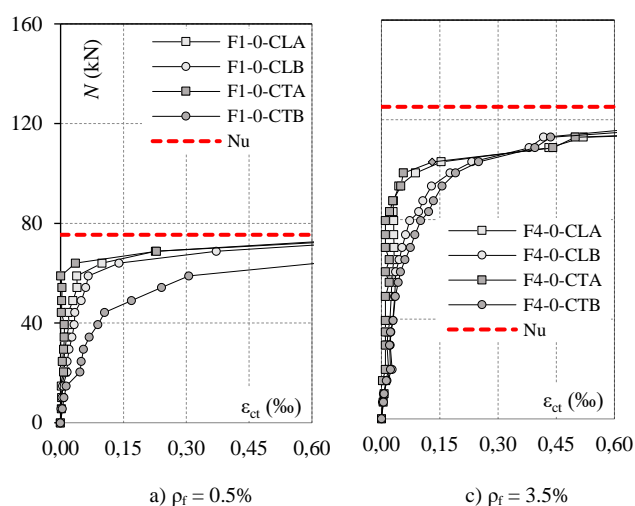
A avaliação dos dados de deslocamento a flexão e de deslizamento do conector, mostram que o comportamento de primas e da ligação foi fortemente influenciado pela taxa de armadura de flexão, promovendo melhorias significativas da resistente última ao arrancamento.

Com o uso de um fissurômetro, os autores monitoraram a abertura de fissuras de flexão nos elementos de concreto armado através de passos de carga, durante a realização dos ensaios de arrancamento. Este monitoramento permitiu observar que o incremento de taxa de armadura influenciou no controle de abertura de fissuras dos espécimes, como pode ser verificado na Figura 2-33, que fornece os dados de abertura de fissura ( $w$ ) em função do acréscimo de carga, para a pesquisa realizada por Santos K. D *et al.* (2024).



a) Série 01      b) Série 02      c) Série 03  
 Figura 2-33 - Relação carga abertura de fissuras por série de ensaio  
 (SANTOS, K. D. *et al.*, 2024)

No que diz respeito as deformações registradas no cone de ruptura do concreto, foi possível observar que o incremento de taxa de armadura fomentou o controle de abertura de fissuras na região de projeção teórica de formação do cone, como pode ser consultado na Figura 2-34. O padrão de leitura observado exemplifica ainda que a área que circunda a cabeça do conector é a primeira a sofrer micro fissuração, uma vez que é a região onde se origina a fissura do cone de ruptura do concreto, corroborando com os estudos realizados por Eligehausen e Sawade (1989).



a)  $p_f = 0.5\%$       c)  $p_f = 3.5\%$   
 Figura 2-34 - Deformação no cone de concreto para os espécimes com  $p_f$  0,5% e  $p_f$  3,5%  
 (SANTOS, K. D. *et al.*, 2024)

Outro dado importante fornecido pela pesquisa de Santos K. D *et al.* (2024), é a resistência ao arrancamento dos conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto armado. Para análise dos resultados de resistência ao arrancamento, a

autora calculou um fator de calibração  $k_{exp}$ , dado pela Equação 2-3, que leva em consideração a caracterização dos concretos utilizados na confecção de cada espécime.

$$k_{Exp} = \frac{N_{Exp}}{\sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{0,5}} \quad \text{Equação 2-3}$$

A Figura 2-35, mostra a taxa de armadura de flexão em função do parâmetro  $k_{Exp}$ , além disso, também foi plotado os valores de calibração dos modelos do fib Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019), para as condições de concreto fissurado e não fissurado. Já a Figura 2-36 ilustra o fator  $k_{Exp}$  em função da taxa de armadura para os trabalhos realizados por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011); Ferreira *et al.* (2021) e Santos K.D *et al.* (2024)

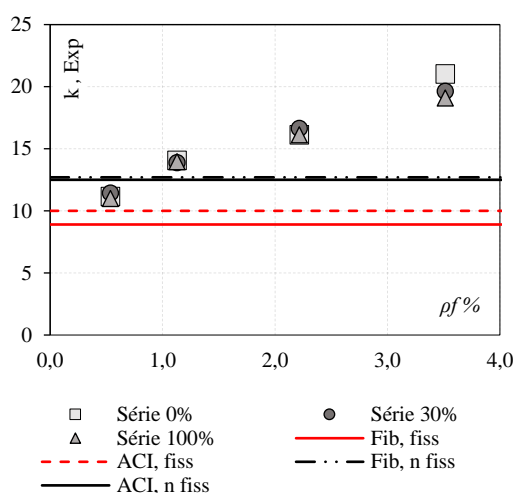


Figura 2-35 - Fator  $k_{Exp}$  em função da variação da taxa de armadura de flexão, (SANTOS, K. D. *et al.*, 2024)

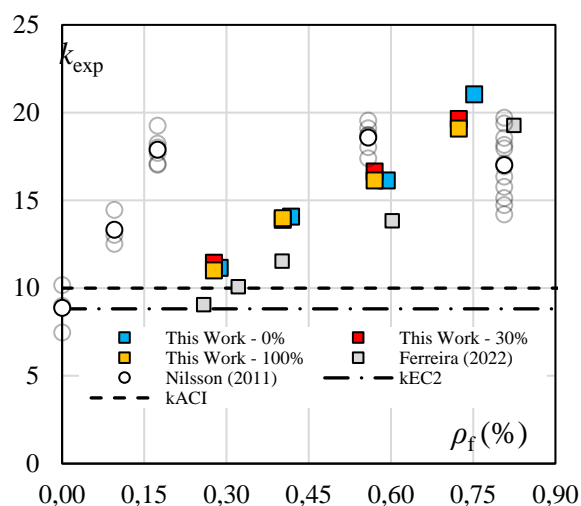


Figura 2-36 - Fator  $k_{Exp}$  em função da variação da taxa de armadura de flexão para dos trabalhos de Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Ferreira *et al.* (2021) e Santos K.D *et al.* (SANTOS, K. D. *et al.*, 2024)

Como pode ser verificado, a taxa de armadura de flexão fornece grande influência sobre o fator  $k_{Exp}$ , ao passo que o valor de calibração fornecido pelas normas apenas representa boa correlação na estimativa de carga dos espécimes menos armados. Com base nos resultados apresentados por Santos K. D *et al.* (2024), observa-se que a presença de armadura superficial nos elementos de concreto armado contribuiu de forma significativa para o desempenho à tração de conectores metálicos com cabeça. A análise dos ensaios indicou que, além de promover maior capacidade de carga, a armadura superficial atuou no confinamento da região superior do concreto, reduzindo a propagação de fissuras e favorecendo uma resposta estrutural otimizada.

Os autores também destacam que, mesmo em condições de carregamento predominantemente de arrancamento, a ação do sistema estrutural de aplicação de carga gerou flexão nos elementos ensaiados, o que contribuiu para a fissuração transversal observada em diversos casos. Essa constatação reforça a importância da rigidez global dos elementos na definição do modo de ruptura e na distribuição das tensões ao redor da conexão.

Dessa forma, os resultados obtidos por Santos K. D *et al.* (2024) demonstram que a avaliação das ligações deve considerar não apenas os parâmetros locais da ancoragem, mas também as características estruturais do elemento em que ela se insere. Ainda que o estudo se concentre na aplicação de carga na direção de arrancamento, a ocorrência de flexão induzida durante os testes sugere que



condições reais de serviço, onde flexão e arrancamento atuam de forma simultânea, podem afetar de modo relevante o desempenho da ligação. Assim, os dados experimentais apresentados reforçam a pertinência de se aprofundar o estudo das ligações submetidas a ações combinadas, com vistas à evolução de modelos de cálculo e critérios normativos mais compatíveis com a realidade estrutural das obras em concreto armado.

## 2.3. Modelos e Recomendações Normativas para estimativa de resistência ao arrancamento sem armadura complementar

### 2.3.1. Método Concrete Capacity Design - CCD

O método CCD de FUCHS *et al.* (1995), é baseado no método de kappa. Este modelo torna claro a visualização do modelo físico, tornando-se de fácil compreensão para projetistas estruturais. O método admite que a projeção da ruptura na superfície do concreto assume um formato quadrado, o modelo pode ser visto na Figura 2-37

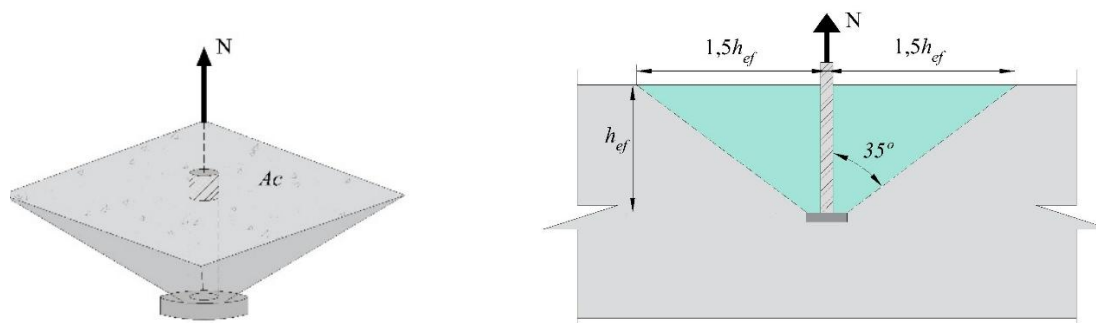


Figura 2-37 – Plano de ruptura do cone de concreto de acordo com CCD, adaptado de FUCHS *et al.*, (1995)

O Concrete Cone Design indica que sob carga de tração, a resistência última de um conector é calculada assumindo uma inclinação entre a superfície de ruptura e a superfície do elemento de concreto com valor de  $35^\circ$ . A resistência à tração de um conector com cabeça isolado embutido em concreto, sem influência de borda ou

sobreposição de cones de concreto de conectores próximos é dado pela Equação 2-4

$$N_u = 17,33 \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2-4}$$

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto (N/mm<sup>2</sup>);

$h_{ef}$  é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm);

### 2.3.2. FIB BULLETIN 58 (2011)

A resistência característica à tração de um conector sem efeito de borda ou conectores adjacentes para a ruptura do cone de concreto é calculado conforme a Equação 2-5.

$$N_u = N_u^0 \cdot \gamma_c \quad \text{Equação 2-5}$$

Sendo:

- a)  $N_u^0$  é a resistência característica de um conector sem influência de borda e conectores adjacentes (N), e pode ser calculada através da Equação 2-6.

$$N_u^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2-6}$$

Onde:

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto (N/mm<sup>2</sup>);

$h_{ef}$  é o embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm);

$k_1$  é uma constante que leva em consideração o estado de fissuração do concreto com valores de 8,9 e 12,7 para concreto fissurado e não fissurado, respectivamente.

- b) O fator  $y_{re}$  considera o embutimento efetivo do conector metálico, sendo calculado por pelas Equação 2-7 e Equação 2-8

$$y_{re} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \quad \begin{cases} \text{para } s_r < 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ \text{ou } s_r < 100 \text{ mm (para } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2-7}$$

$$y_{re} = 1,0 \quad \begin{cases} \text{para } s_r \geq 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ \text{ou } s_r \geq 100 \text{ mm (para } d_s \leq 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2-8}$$

Sendo  $s_r$  o espaçamento da armadura do elemento de concreto.

### 2.3.3. Dimensionamento ao arrancamento segundo ACI 318 (2019)

O modelo proposto assume um prisma de ruptura do concreto com ângulo de aproximadamente  $35^\circ$ , considerando conceitos da mecânica da fratura. A resistência de ancoragem à tração admitindo a ruptura do cone de concreto para um único conector pré-instalado, sem influência de borda ou conectores adjacentes, pode ser estimada pela Equação 2-9

$$N_u = N_u^0 \cdot y_c \quad \text{Equação 2-9}$$

Onde:

- a)  $N_u^0$  é a resistência última de um conector considerando a ruptura do cone de concreto (N) e pode ser calculado a partir da Equação 2-10.

$$N_u^0 = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2-10}$$

Onde:

$k$  é um fator que considera o tipo de conector, com valor de 10 para conectores com cabeça pré-instalados.

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto (N/mm<sup>2</sup>);

$h_{ef}$  é embutimento de ancoragem efetivo do conector (mm).

$\gamma_c$  é um fator que considera a não fissuração do concreto, possuindo um valor de 1,25 para conectores pré-instalados. Salienta-se que este fator apenas deve ser considerado se for feita uma análise que indique que no local não haverá fissuras.

### **3. PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **3.1. Considerações gerais**

Na literatura atual, a avaliação da resistência ao arrancamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado tem sido amplamente discutida. Os programas experimentais desenvolvidos neste sentido, tem abordado a influência da armadura superficial na resposta resistente desses tipos de ligação, a exemplo de trabalhos como o Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.*, (2021) e Santos *et al.*, (2024).

A avaliação dos sistemas de ensaios praticados por esses autores, permitiu identificar que a aplicação da carga local de tração no pino gerou uma condição de flexão global no elemento estrutural onde o conector era embutido, promovendo diferentes níveis de fissuração no concreto, que foi governada, sobretudo, pela rigidez da seção do elemento de concreto e pela taxa de armadura presente na região de embutimento do conector. Embora os esforços de flexão tenham sido verificados durante esses ensaios, em casos reais, onde é necessário a instalação de conectores metálicos em elementos de concreto com vigas e lajes, por exemplo, as solicitações de flexão são oriundas de carregamentos externos ao esforço local de tração do conector.

Os estudos desenvolvidos por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.*, (2021) e Santos *et al.*, (2024) contribuíram significativamente para a compreensão da influência da armadura superficial na resistência das ligações. Nesses estudos, a aplicação da carga de tração induziu as peças a estados específicos de flexão e ativação da armadura superficial, permitindo avaliar sua atuação no controle da fissuração na região de embutimento do conector. No entanto, apesar dos avanços obtidos, ainda é necessária uma investigação mais aprofundada, para compreender o comportamento dessas ligações quando submetidas a ações combinadas de tração local e flexão gerada por carregamentos externos, aproximando assim as condições de ensaio à realidade estrutural, onde é necessário a utilização de conectores metálicos embutidos em elementos de concreto armado submetido a diferentes níveis de momento fletor.

Para avaliar a influência da variação do momento solicitante na resistência ao arrancamento de ligações entre conector metálico com cabeça e concreto armado, foram construídos cenários experimentais onde os conectores metálicos foram pré-instalados em trechos distintos de um mesmo elemento estrutural de seção constante, mas sujeito a diferentes níveis de momento solicitante em seu vão livre. Além disso, foi realizado a variação da taxa de armadura e disposição das barras de flexão atuando como armadura superficial, para verificar se o aumento da resistência ao arrancamento dos conectores pode ser correlacionado, de fato, com a com o momento resistente da seção ou é governada por uma resultante do efeito pino ocasionado pelo número de barras que atravessam a área de projeção do cone de arrancamento.

Este programa experimental tem como objetivo avaliar o comportamento à tração de conectores de aço com cabeça pré-instalados em elementos delgados de concreto armado submetidos a flexão. As ligações feitas entre conector e concreto foram dimensionadas admitindo a ruptura do cone de concreto sem influência de borda ou fator de grupo. Para evitar a ruína prematura dos elementos por outros modos de ruptura, foram feitas verificações adicionais recomendadas pelo fib Bulletin 58 (2011). Para o dimensionamento a flexão e conferência do momento resistente da seção se embutimento do conector, levou-se em consideração as prescrições normativas dadas pela NBR 6118 (2023).

O programa experimental que foi desenvolvido nesta pesquisa conta com duas etapas fundamentais. A primeira etapa diz respeito aos testes experimentais com o objetivo de realizar a validação da hipótese científica. Para isso, foram testados 32 conectores metálicos com cabeça embutidos em elementos de concreto armado submetidos a flexão. O programa experimental das peças submetidas a flexão foi subdivido em quatro séries de ensaio com 4 conectores cada, as variáveis desta primeira bateria de ensaios foram a taxa de armadura de flexão; distribuição da armadura principal de flexão; e ainda, a variação da relação entre momento solicitante ( $M_s$ ) e momento resistente ( $M_r$ ) do prisma ensaiado para cada trecho de embutimento dos conectores metálicos.

Como uma análise complementar destinada a avaliar o comportamento das ligações em uma condição de concreto íntegro, com a variável da fissuração isolada e foco específico no efeito pino gerado pela quantidade de barras que atravessam a região de embutimento do conector, a segunda etapa deste programa experimental teve como objetivo estudar a resistência ao arrancamento de conectores metálicos embutidos em concreto não fissurado.

Para isso, foi conduzida uma série experimental composta por cinco conectores metálicos embutidos em blocos rígidos de concreto armado. Nesta fase, a área de aço foi dimensionada de forma compatível com as adotadas nas séries S1-1,3D e S3-0,8D, além da inclusão de uma série adicional sem armadura de flexão, a fim de analisar a resistente ao arrancamento de conectores embutidos em concreto simples.

### **3.2. Ensaios Experimentais – Concreto fissurado**

#### **3.2.1. Características da série de ensaios de arrancamento**

A primeira etapa do programa experimental foi composta por 32 conectores metálicos com cabeça, embutidos em prismas de concreto armado. Os conectores foram subdivididos em 4 séries de ensaios, que correspondem a elementos de concreto armado com 4 conectores cada. Cada conector foi pré-instalados ao longo do comprimento longitudinal de um elemento esbelto de concreto armado que recebeu uma carga concentrada no meio do vão, induzindo o elemento delgado de concreto a diferentes níveis de fissuração em função da variação do momento solicitante em seu vão livre. Após o pré-tensionamento da peça, foi realizado o ensaio de arrancamento nos pinos metálicos, onde pode ser verificado se variação do momento solicitante interferiu na resistência ao arrancamento última de cada conector.

Além da variação do momento solicitante, foram adotados diferentes percentuais de taxa de armadura de flexão e distintas distribuições das barras de aço no banzo tracionado dos elementos de concreto. O critério de posicionamento da armadura principal considerou a presença de barras situadas dentro e fora da região correspondente à projeção teórica do cone de arrancamento, com o objetivo de

avaliar a influência do número de barras que atravessam essa região na resistência última ao arrancamento dos conectores metálicos embutidos. Nesse contexto, as séries S1-1,3D e S2-1,3F foram configuradas com a mesma taxa de armadura de flexão, variando-se apenas a sua distribuição. O mesmo procedimento foi adotado para as séries S3-0,8D e S4-0,8F, que também mantiveram constante a taxa de armadura de flexão, diferenciando-se apenas quanto à disposição das armaduras na seção.

As dimensões dos elementos de concreto que foram ensaiados são 700 x 200 x 3000 mm, com resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) igual a 30 MPa, distribuição de barras principais dentro e fora da região de projeção teórica do cone de concreto, taxa de armadura de flexão  $\rho_f$  [0,8 – 1,34] % e relação  $M_s/M_r$  [0,18 – 0,64]. Os conectores metálicos tiveram as mesmas características, com haste ( $d_s$ ) e cabeça ( $d_h$ ) igual a 16 e 51 mm, respectivamente. O embutimento efetivo ( $h_f$ ) dos conectores metálicos nos prismas foi de 110 mm. A nomenclatura e as características gerais dos espécimes podem ser consultadas na Tabela 3-1, e o projeto básico dos espécimes pode ser consultado na Figura 3-1.

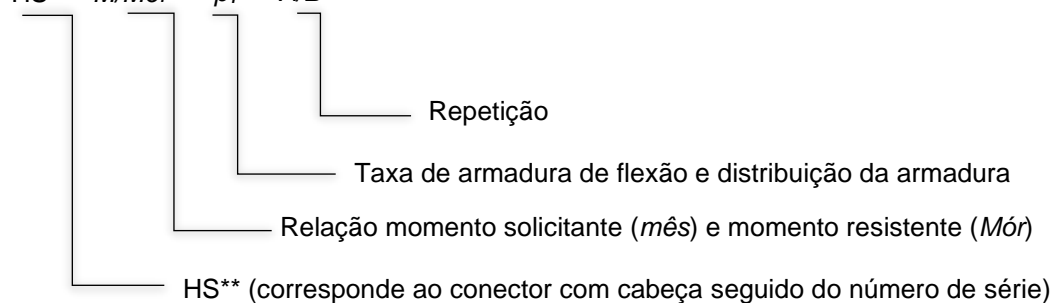


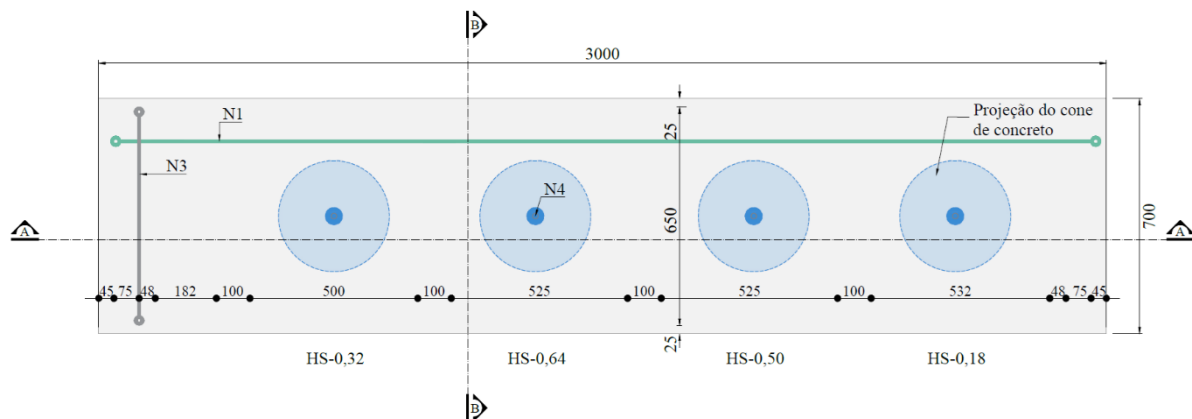
Tabela 3-1 - Características gerais das séries de ensaio

Nomenclatura			Geometria	Conector			Armadura de flexão			$M_s/M_r$
			$d$ (mm)	$h_{ef}$	$d_s$	$d_h$	$n^o$ <i>bar</i>	$\varnothing f$	$\rho_f$	
Série	Qt.	Conector	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	%	
S1-1,3D	2	HS1-0,18-1,3D-A	172,0	110	16	50	8	16	1,34	0,18
		HS1-0,18-1,3D-B								
	2	HS1-0,32-1,3D-A								0,32
		HS1-0,32-1,3D-B								
	2	HS1-0,50-1,3D-A								0,50
		HS1-0,50-1,3D-B								
S2-1,3F	2	HS2-0,18-1,3F-A	172,0	110	16	50	8	16	1,34	0,18
		HS2-0,18-1,3F-B								
	2	HS2-0,32-1,3F-A								0,32
		HS2-0,32-1,3F-B								
	2	HS2-0,50-1,3F-A								0,50
		HS2-0,50-1,3F-B								
S3-0,8D	2	HS3-0,18-0,8D-A	173,8	110	16	50	8	12,5	0,81	0,18
		HS3-0,18-0,8D-B								
	2	HS3-0,32-0,8D-A								0,32
		HS3-0,32-0,8D-B								
	2	HS3-0,50-0,8D-A								0,50
		HS3-0,50-0,8D-B								
S4-0,8F	2	HS4-0,18-0,8F-A	173,8	110	16	50	8	12,5	0,81	0,18
		HS4-0,18-0,8F-B								
	2	HS4-0,32-0,8F-A								0,32
		HS4-0,32-0,8F-B								
	2	HS4-0,50-0,8F-A								0,50
		HS4-0,50-0,8F-B								
	2	HS4-0,64-0,8F-A								0,64
		HS4-0,64-0,8F-B								

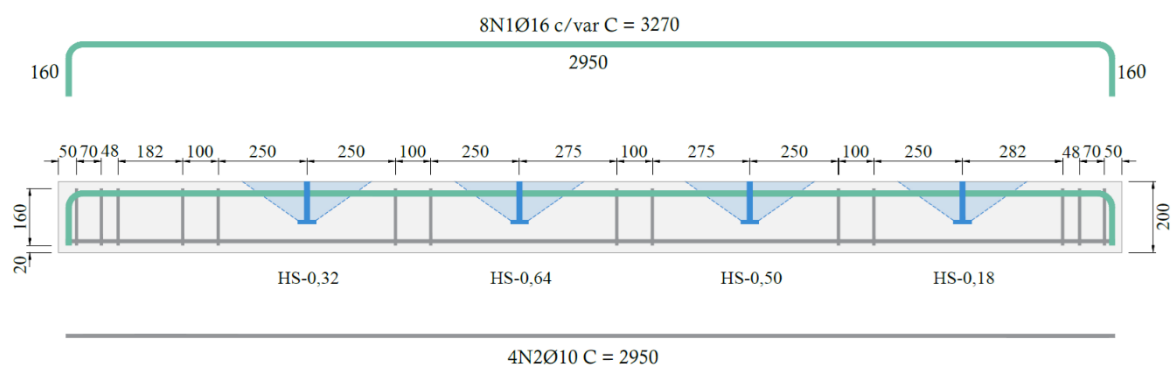
$b_w = 700$  mm;  $h = 200$  mm;  $L = 3000$  mm;  $f_c = 30,0$  MPa.

HS\*\* -  $M/M_{er}$  -  $\rho f^* - A/B$

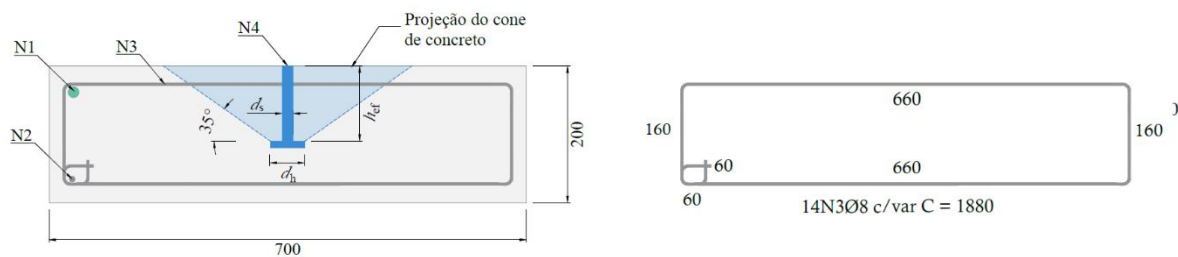




a) Planta baixa do projeto de armaduras



b) Corte A-A



c) Corte B-B

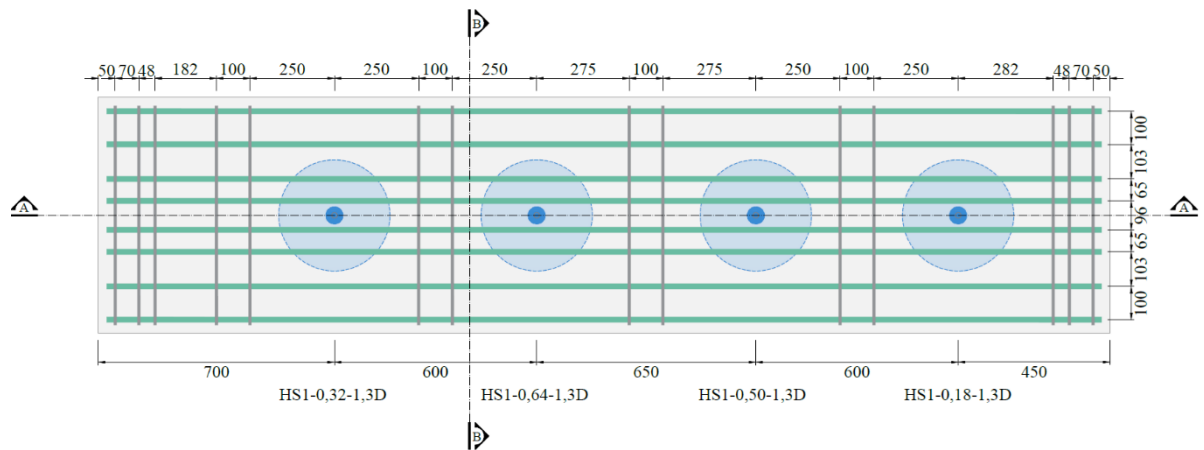
Figura 3-1. Projeto básico dos espécimes

A armadura de cisalhamento foi mantida constante em todas as séries e posicionada fora da região correspondente à projeção teórica do cone de arrancamento, com o objetivo de isolar os efeitos das variáveis controladas neste programa experimental. O projeto executivo das séries será apresentado no tópico a seguir.

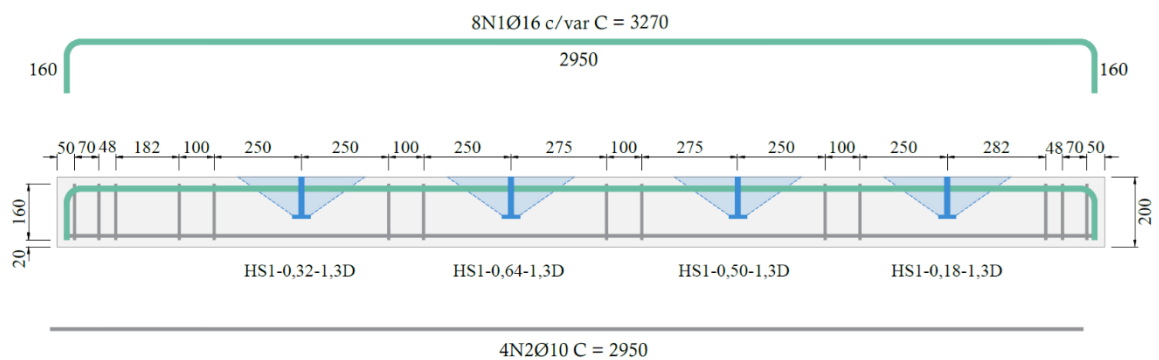
### 3.2.2. Confeção dos espécimes

#### *3.2.2.1. Armadura de flexão e cisalhamento*

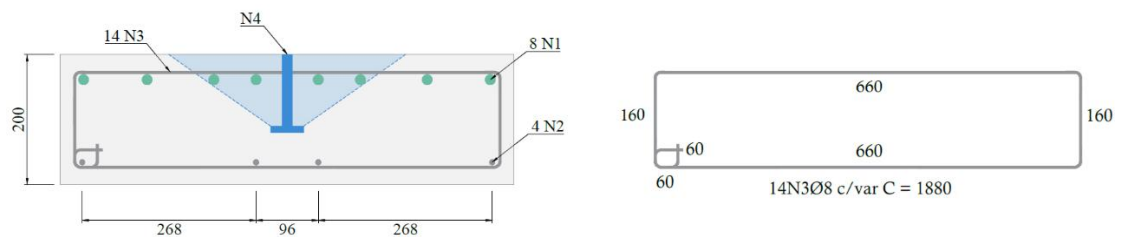
As armaduras de flexão foram confeccionadas em aço CA-50, utilizando-se barras com diâmetros de 12,5 mm e 16 mm. As armaduras de cisalhamento e as armaduras complementares também foram produzidas em aço CA-50, com diâmetros de 8 mm e 10 mm, respectivamente. As etapas de estocagem, corte, dobra e montagem das armaduras seguiram as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 14931 (2023). As Figura 3-2 a Figura 3-5 apresentam o detalhamento das armaduras de flexão, cisalhamento e complementar dos espécimes para cada série de ensaio.



a) Planta baixa

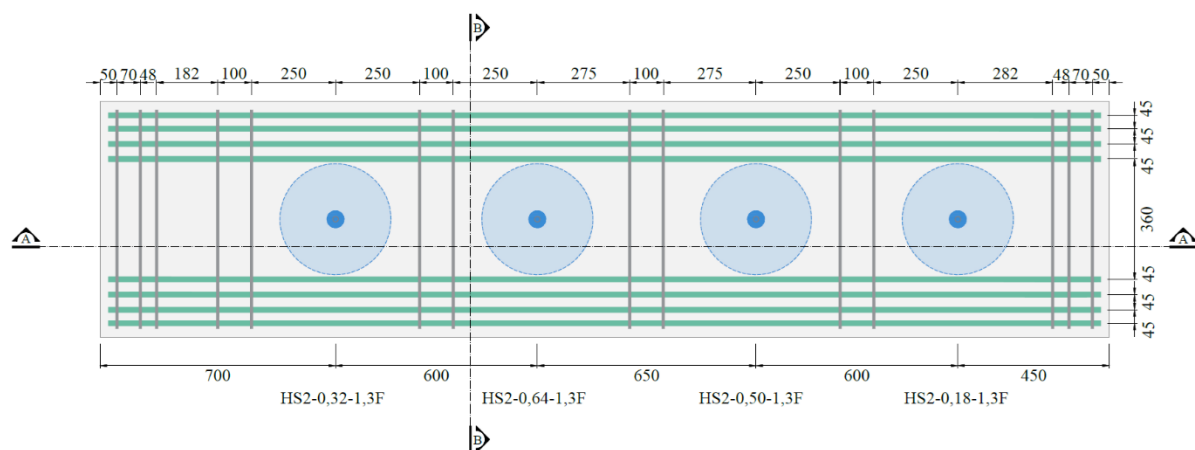


b) Corte A-A

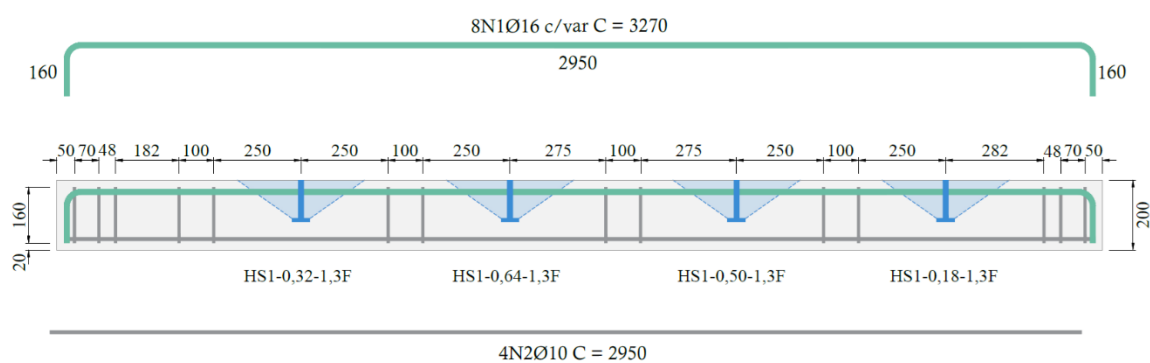


c) Corte B-B

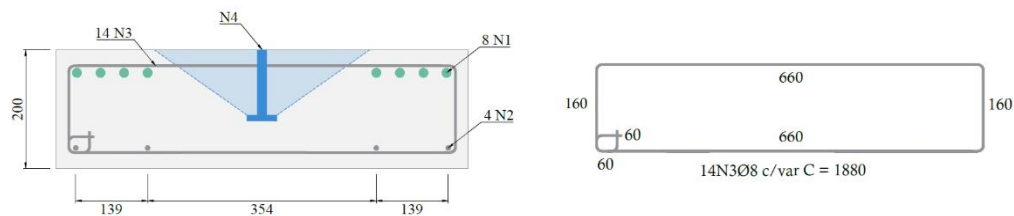
Figura 3-2 – Projeto executivo da série S1-1,3D : a) Planta Baixa; b) Corte A-A; Corte B-B



a) Planta baixa

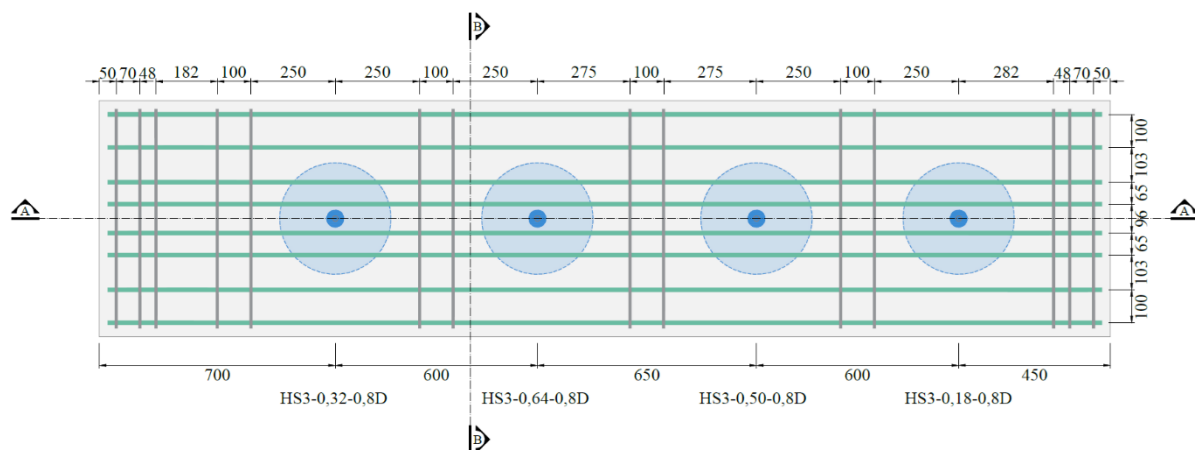


b) Corte A-A

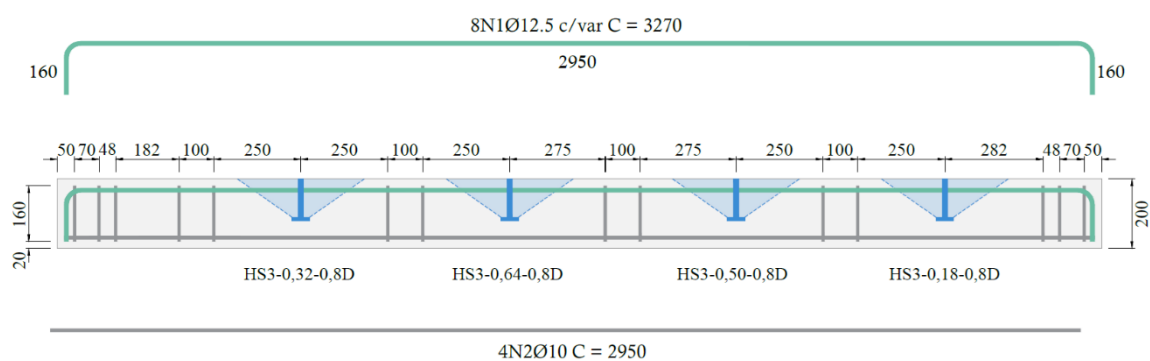


c) Corte B-B

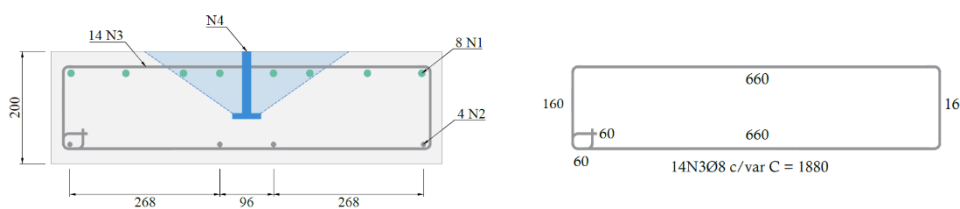
Figura 3-3 – Projeto executivo da série S2-1,3F: a) Planta Baixa; b) Corte A-A; Corte B-B



a) Planta baixa

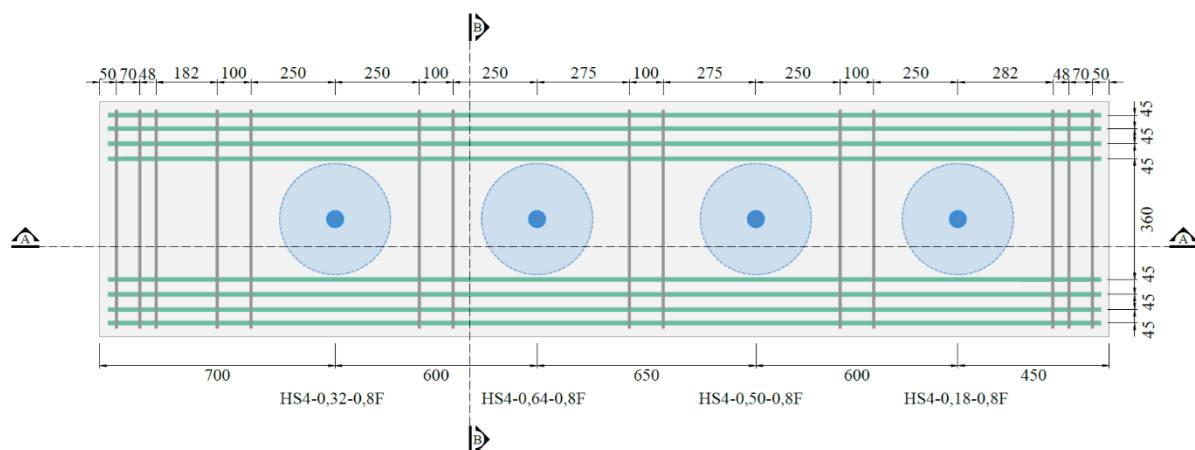


b) Planta Corte A-A

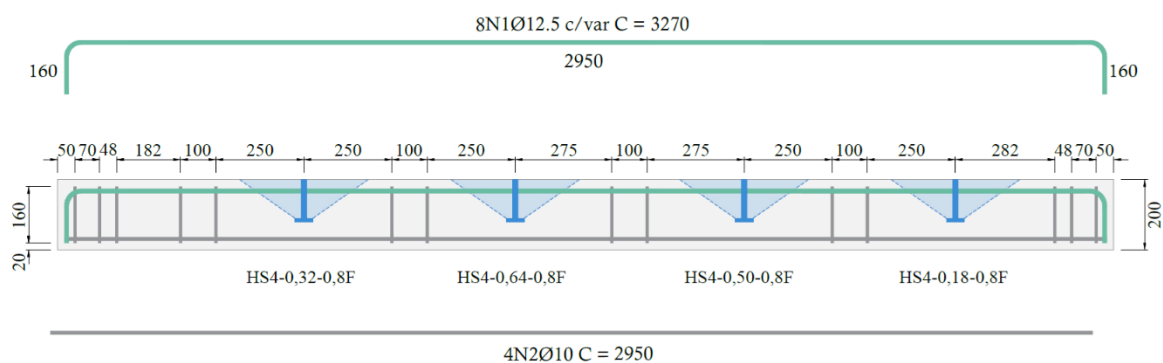


c) Planta Corte B-B

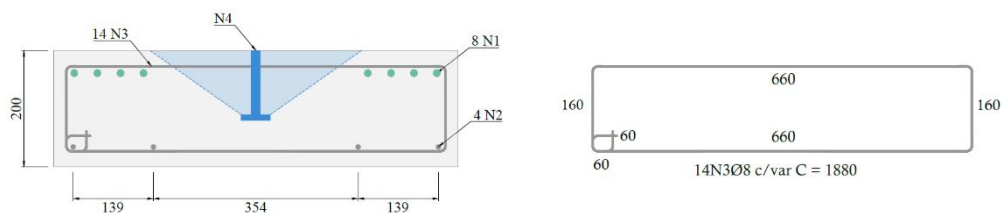
Figura 3-4 – Projeto executivo da série S3-0,8D: a) Planta Baixa; b) Corte A-A; Corte B-B



a) Planta baixa



b) Planta Corte A-A



c) Planta Corte B-B

Figura 3-5 – Projeto executivo da série S4-0,8F: a) Planta Baixa; b) Corte A-A; Corte B-B

### 3.2.2.2. Conector metálico com cabeça

#### 3.2.2.2.1. Fabricação

O dimensionamento dos conectores metálicos seguiu as recomendações da norma ASTM A970 (2015), a qual estabelece que o diâmetro da cabeça deve ser, no mínimo, três vezes o diâmetro da haste. Para a fabricação dos conectores, foram utilizados dois tipos de aço: a haste foi confeccionada em barras de aço CA-50 com diâmetro de 16 mm e comprimento de 900 mm, enquanto a cabeça foi produzida em aço CA-25, utilizando discos com 10 mm de espessura e 51 mm de diâmetro. Adicionalmente, uma porca foi soldada na extremidade oposta à cabeça, com o objetivo de garantir a ancoragem adequada da haste durante os ensaios de arrancamento. A Figura 3-6 detalha os conectores metálicos que foram utilizados.

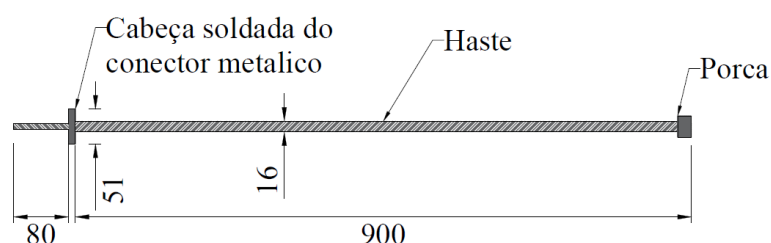


Figura 3-6 – Projeto executivo do conector metálico utilizado

A Figura 3-7 mostra o procedimento de conexão entre os componentes do sistema de ancoragem. Os discos para a confecção da cabeça do conector foram perfurados no centro e em toda a sua espessura, de modo a garantir o transpasse da haste e possibilitar a execução da solda em ambas as faces da cabeça do conector.



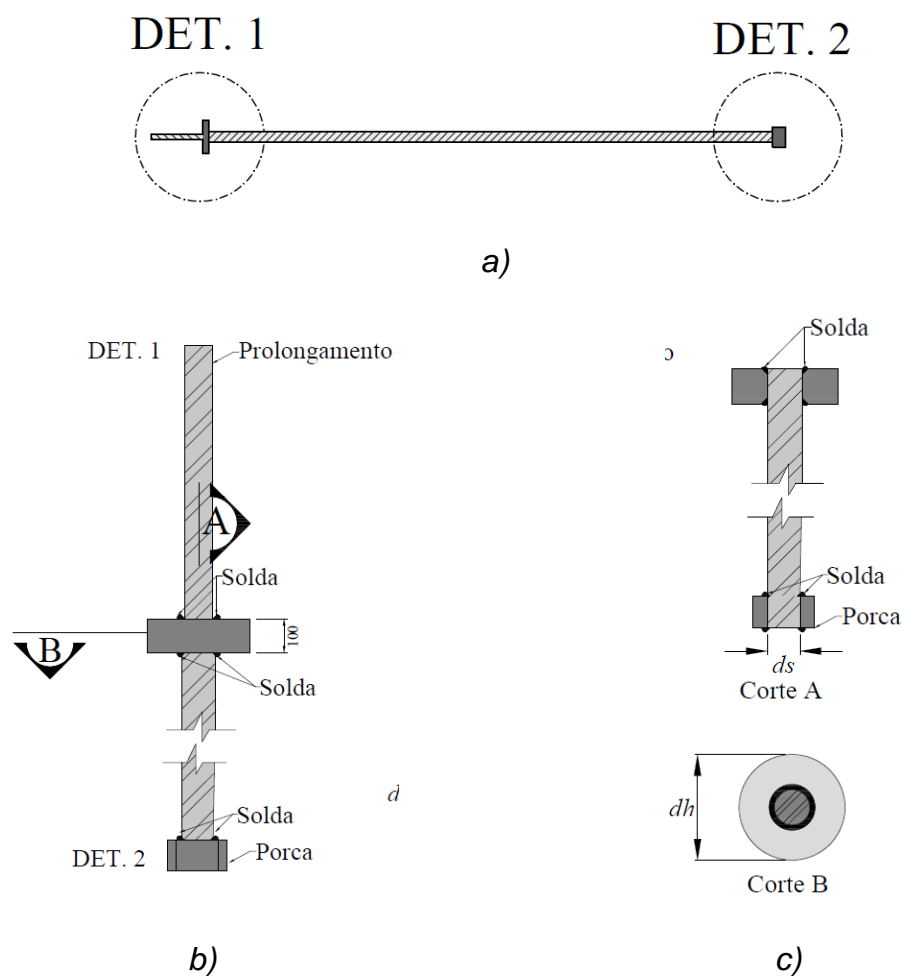


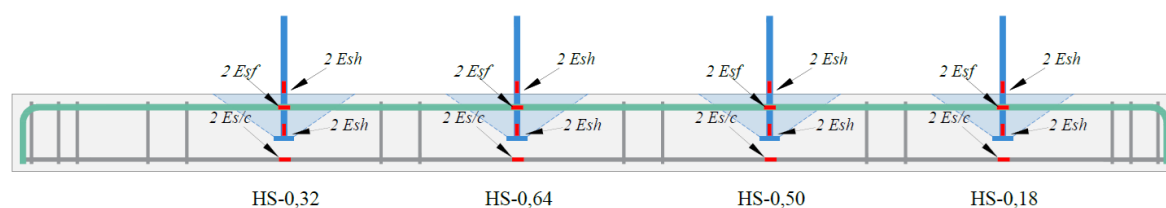
Figura 3-7 – Projeto executivo para soldagem de cabeça e porca na haste do conector a) Vista do conector; b) Detalhamento da conexão cabeça e porca; c)

Para viabilizar o monitoramento do deslocamento do conector metálico durante a realização do ensaio, foi confeccionado um aparato metálico com 9 cm de comprimento, que foi soldado na cabeça do conector, de modo a complementar a altura total do prisma. No momento da instalação, o comprimento do aparato metálico foi isolado com poliestireno expandido, evitando assim o contato da barra metálica com o concreto. Após a desmoldagem dos prismas, o poliestireno foi removido, deixando a barra metálica livre de qualquer atrito com outro material. Este procedimento de instalação assemelha-se aos trabalhos realizados por Cook *et al*, (1992), Ferreira *et al* (2021) e Santos K. D *et al* (2024).

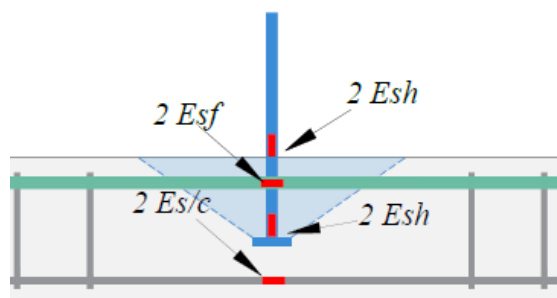
### 3.2.3. Instrumentação

#### 3.2.3.1. Deformação nas armaduras, conector e concreto

Extensômetros elétricos de superfície foram instalados para o monitoramento das deformações nas armaduras, nos conectores e no concreto. As leituras de deformações e deslocamentos foram realizadas por meio de um sistema de aquisição de dados, conectado aos extensômetros e aos LVDTs por cabos elétricos. O projeto idealizado para a instrumentação das peças com extensômetros pode ser consultado na Figura 3-8.



a) Corte longitudinal C-C esquemático com localização de extensômetros



b) Eixo de instrumentação ampliado

Figura 3-8 – Instrumentação dos espécimes

Vale destacar que para a bateria de ensaios realizada, a extensometria apenas foi realizada nos espécimes com terminologia “A”. Os ensaios de arrancamento para os conectores com terminologia “B” serviram apenas para confirmar a resistência última ao arrancamento do conector metálico localizado no mesmo trecho do espécime principal da série.

### *3.2.3.2. Monitoramento dos conectores metálicos*

Foram instalados 2 pares de extensômetros elétricos,  $E_{sh1}$  e  $E_{sh2}$ , na haste do conector metálico, em seu sentido longitudinal, dentro do trecho embutido e imediatamente fora do comprimento embutido, como pode ser consultado na Figura 3-8. Estes extensômetros permitiram a verificação das deformações da haste metálica devido aos esforços de tração e foram válidos para verificar a ocorrência de escoamento do aço, nos casos de ruptura da haste metálica durante o procedimento de ensaio. Os pares de extensômetros vão monitorar trechos distintos da haste do conector, afim de avaliar se existe diferenças de deformação. As deformações foram consideradas pela média de leitura dos pares de extensômetros instalados em cada trecho monitorado.

### *3.2.3.3. Monitoramento das armaduras de flexão*

Para o monitoramento da armadura de flexão, foram instalados dois extensômetros  $E_{sf1}$  e  $E_{sf2}$  em cada trecho de instalação dos conectores metálicos. Adicionalmente, foi instalado o mesmo conjunto de extensômetros para monitorar as deformações no eixo de simetria dos prismas, na região de máxima atuação do momento. A armadura longitudinal de flexão que monitorada foi a imediatamente mais próxima do trecho médio transversal dos prismas, como pode ser consultado na Figura 3-9.

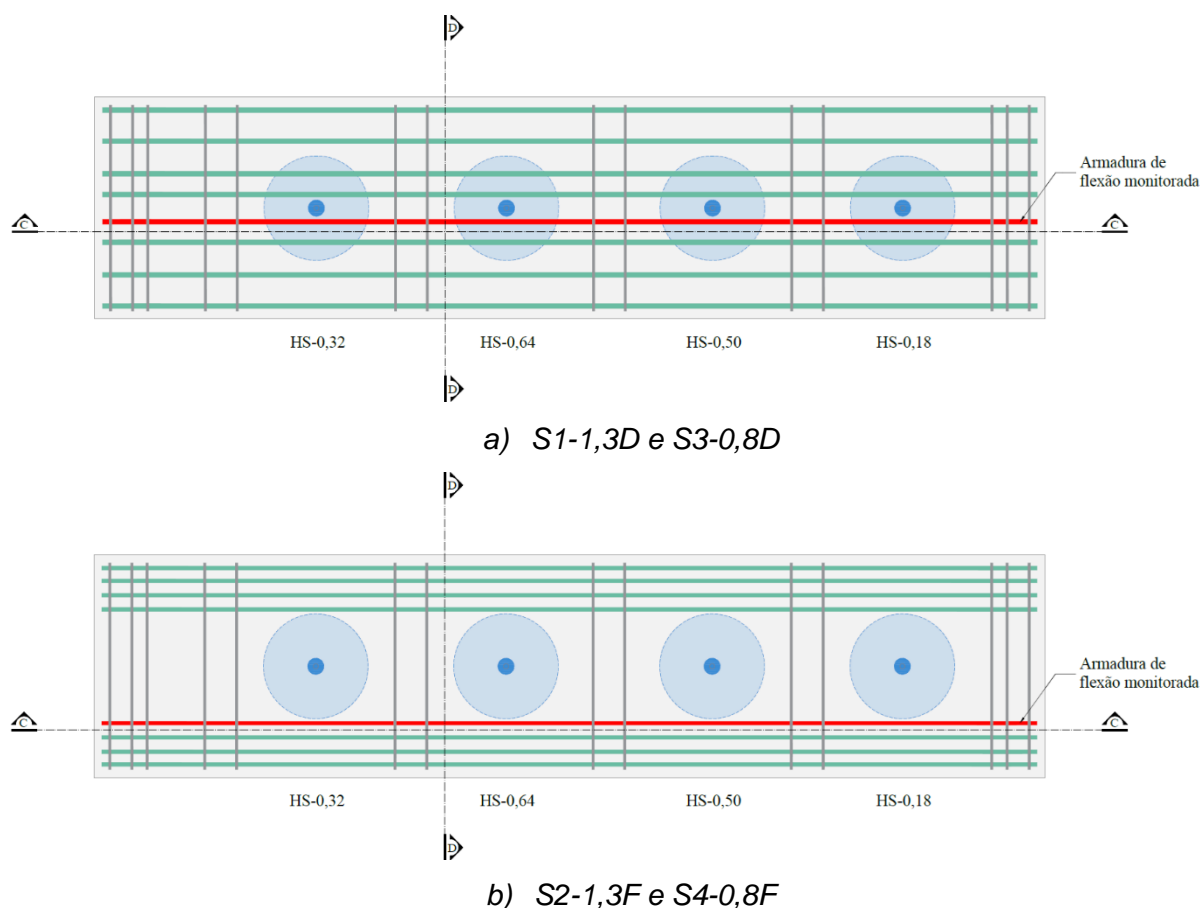


Figura 3-9. Localização das barras de flexão que foram monitoradas durante o procedimento de ensaio

#### 3.2.3.4. Monitoramento do concreto

Para o monitoramento das deformações no concreto dos prismas ensaiados, foram instalados dois extensômetros na  $E_{c1}$  e  $E_{c2}$ , na armadura complementar localizada no banco comprimido do prisma de concreto e em cada trecho de embutimento dos conectores metálicos. Adicionalmente, foi instalado o mesmo conjunto de extensômetros no eixo de simetria do prisma, ainda no banco comprimido do elemento de concreto, de modo a monitorar a região de atuação máxima do momento solicitante oriundo do carregamento aplicado. O monitoramento da armadura complementar instalada no banco comprimido, permitiu o monitoramento das deformações no concreto de forma indireta.

Neste contexto, para garantir a correta leitura das deformações do concreto em cada seção de embutimento dos conectores, a armadura longitudinal complementar foi instalada no banco comprimido da seção de concreto, alinhada à que foi monitorada

no trecho tracionado da seção transversal do espécime, como pode ser consultado na Figura 3-10.

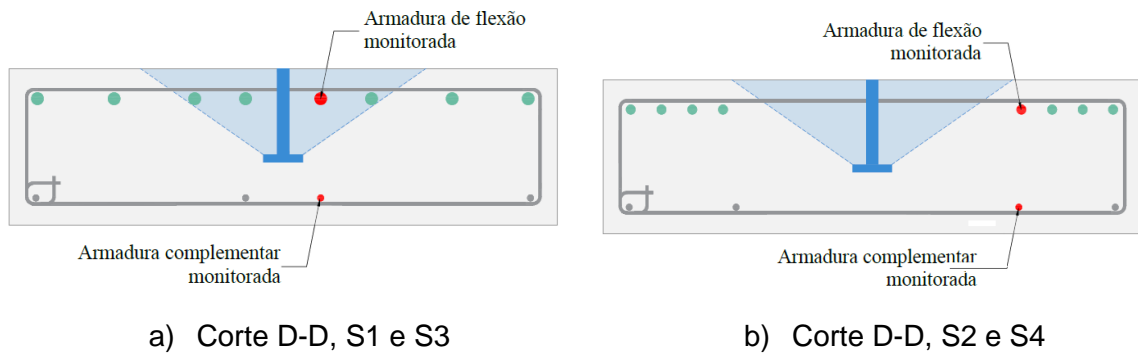
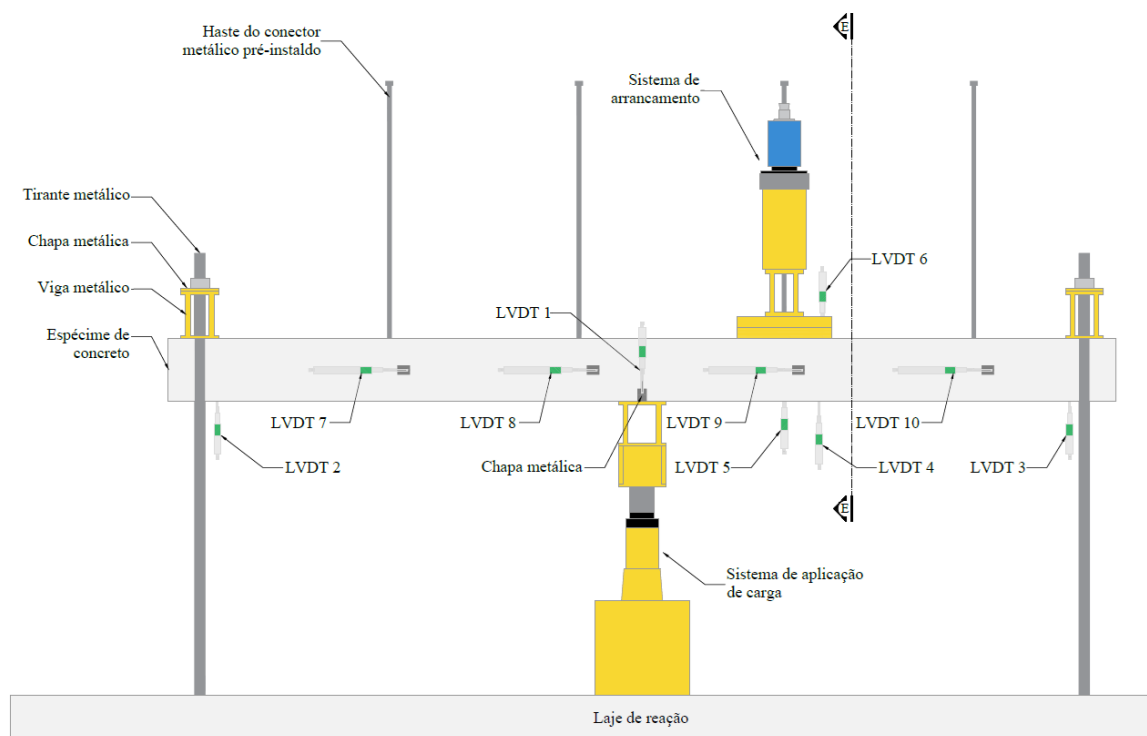


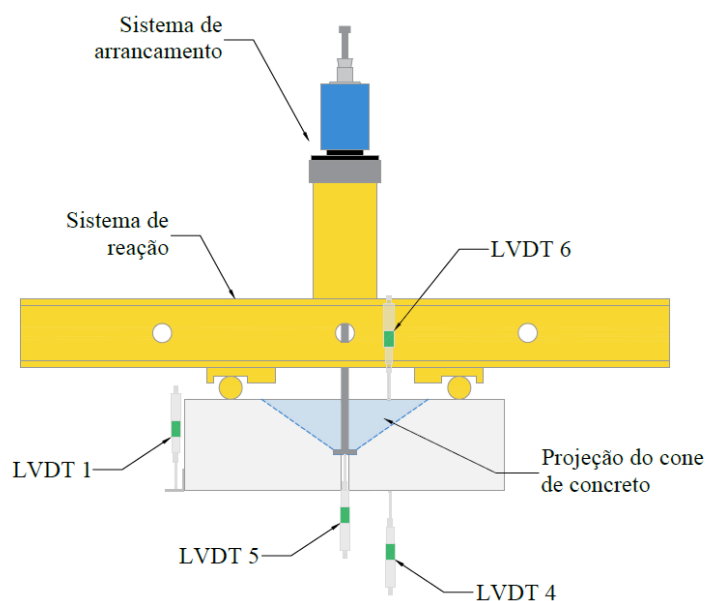
Figura 3-10. Cortes D-D, com localização das armaduras longitudinais que serão monitoradas

#### 3.2.3.5. Deslocamento vertical e abertura de fissuras

O monitoramento dos deslocamentos verticais durante a realização de um ensaio experimental em estruturas é uma etapa importante e requer bastante atenção. Vale destacar que, para o experimento desenvolvido, alguns fatores foram fundamentais para assegurar o sucesso do programa. Neste contexto, foi realizada a setorização dos transdutores de deslocamento vertical (*LVDTs*) em lugares distintos, com o propósito de verificar o comportamento do elemento estrutural na região de embutimento do conector metálico, no eixo de simetria do prisma e nos apoios, e para monitorar a abertura de fissuras, como pode ser verificado na Figura 3-11.



a) Vista frontal esquemático de posicionamento de LVDTs



b) Corte transversa E-E esquemático do posicionamento dos LVDTs

Figura 3-11 Disposição dos LVDT's para monitoramento e leitura de deslocamentos das séries de ensaios

O LVDT 1, foi posicionado na face lateral do prisma e serviu para medir os deslocamentos verticais em função da aplicação da carga pontual no eixo de simetria da peça, submetendo a peça a esforços de flexão. Já os LVDTs 2 e 3 foram posicionados nos apoios, para verificar os possíveis deslocamentos nesta região no momento do ensaio. O LVDT 4 foi instalado embaixo do prisma e serviu para verificar

a ocorrência de deslocamentos da peça em função da aplicação dos esforços de tração, durante o ensaio de arrancamento dos conectores metálicos embutidos. Vale destacar que o sistema de aplicação de carga de arrancamento foi projetado para funcionando como um sistema de transferência de carga fechado, onde a solicitação de tração do pino metálico é transferida diretamente para a peça, equilibrando a distribuição os esforços

O LVDT 6 foi posicionado na face superior do elemento de concreto, dentro da região que compreende a projeção teórica de formação do cone de arrancamento, com o propósito de monitorar o deslocamento da área de concreto em função da aplicação da solicitação de arrancamento do conector. O LVDT 5 foi posicionado junto a cabeça do conector metálico embutido no concreto, e serviu para verificar o deslizamento do conector durante o procedimento de ensaio de arrancamento.

Além disso, os LVDTs de 7 a 10 foram instalados com o objetivo de monitorar a abertura de fissuras de flexão na seção de embutimento do conector. De forma complementar, a abertura de fissuras também foi monitorada com a utilização de um fissurômetro manual.

#### 3.2.4. Sistema de ensaio

A idealização da infraestrutura necessária para a realização dos ensaios de arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em elementos delgados de concreto armado submetidos à flexão, contou com a concepção de uma infraestrutura composta por dois sistemas que atuam de forma simultânea e integrada.

O primeiro sistema refere-se à aplicação de uma carga pontual no eixo de simetria do prisma, correspondendo ao terço médio do vão livre total projetado para os elementos. Esse carregamento tem como finalidade induzir um estado de tensões característico de flexão em todo o vão livre da peça. A carga concentrada foi aplicada por meio de um sistema composto por cilindro e bomba hidráulicos, célula de carga e viga metálica. Os sensores LVDT e os extensômetros foram conectados a um

sistema de aquisição automatizada, responsável pelo registro contínuo dos dados ao longo do ensaio.

A aplicação de carga concentrada vai originar um momento solicitante distinto em cada trecho de embutimento projetado. A carga aplicada será a suficiente para atingir 75% da capacidade resistente teórica do prisma projetado. A Figura 3-12 ilustra o diagrama de momento fletor teórico a partir da aplicação do carregamento concentrado.

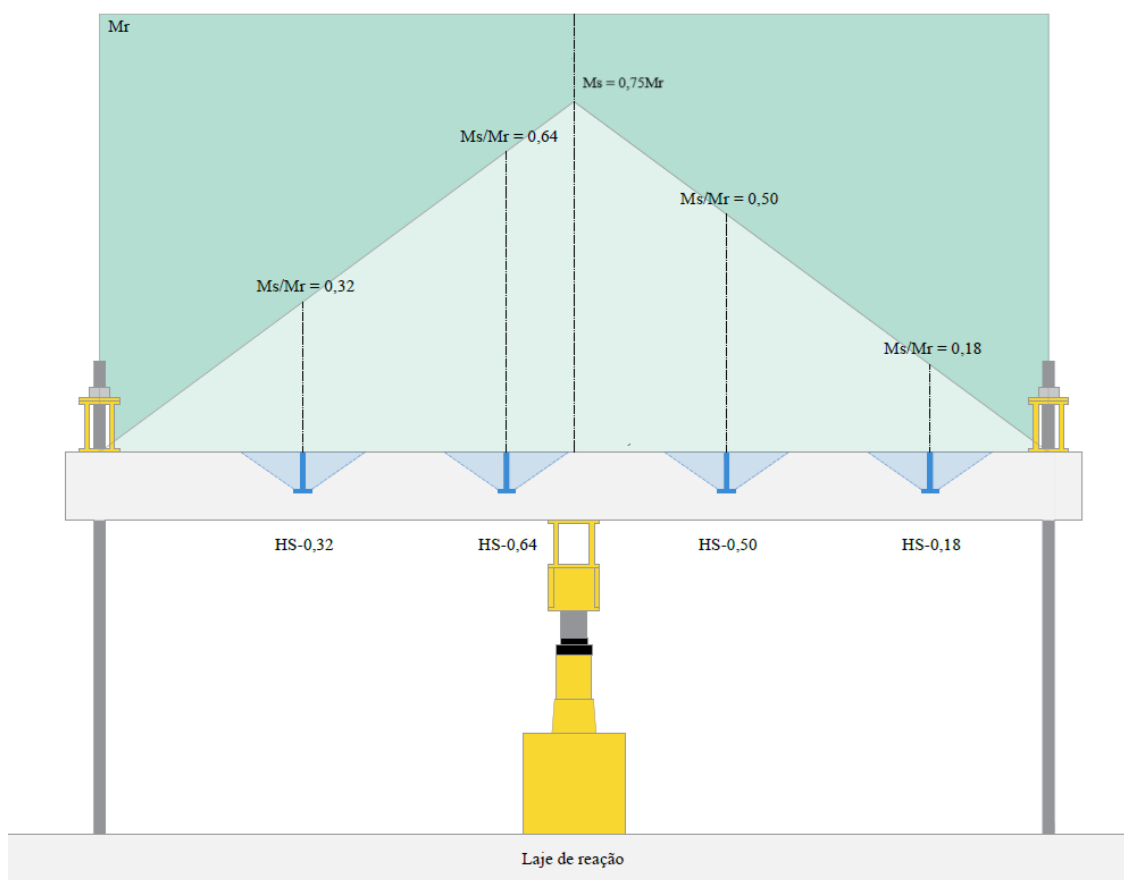
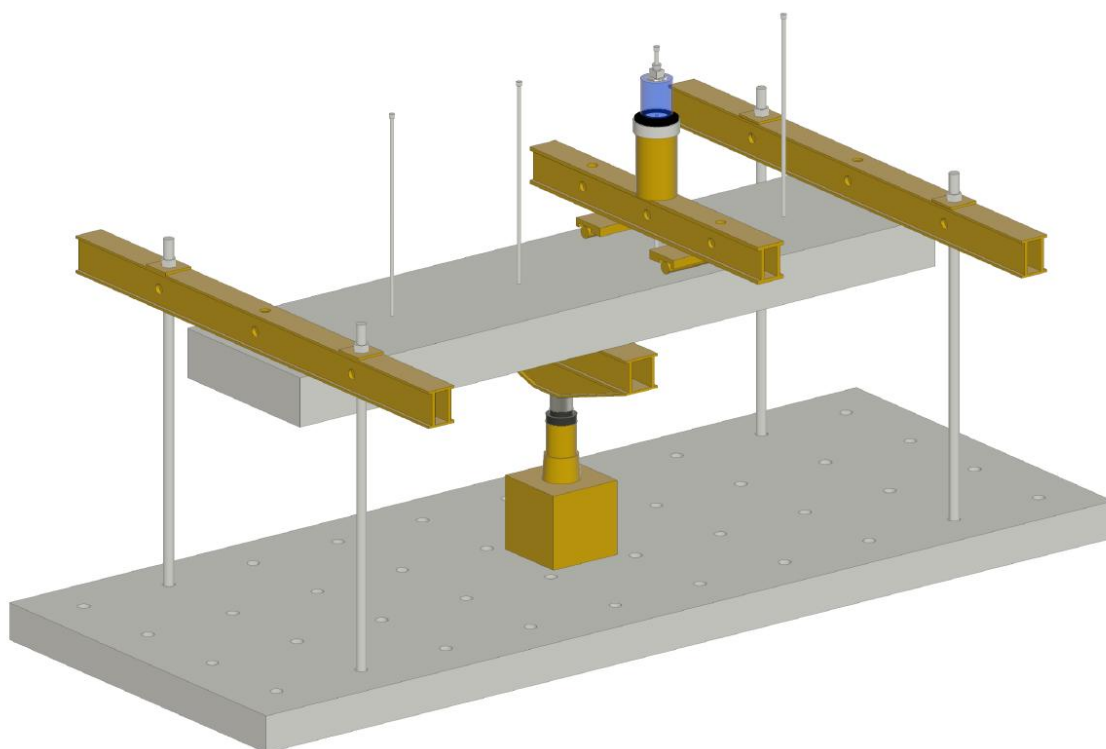


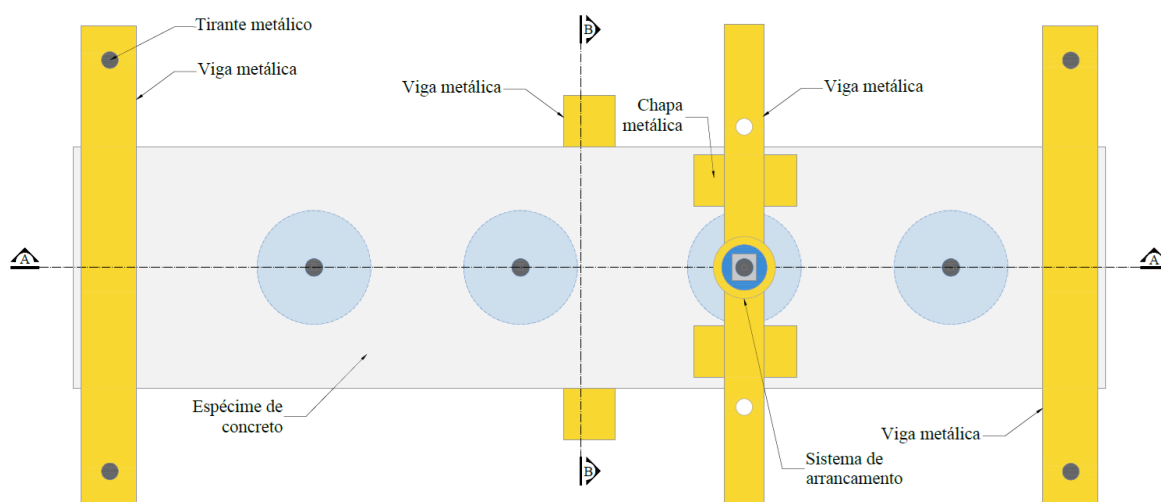
Figura 3-12 – Diagrama de momento fletor teórico para as séries S1 a S4.

Para garantir um estado de flexão, os espécimes foram apoiados em um sistema de reação composto por vigas metálicas atirantadas a laje de reação. A Figura 3-13 a Figura 3-15. ilustram em detalhes o sistema de ensaio projetado e executado.



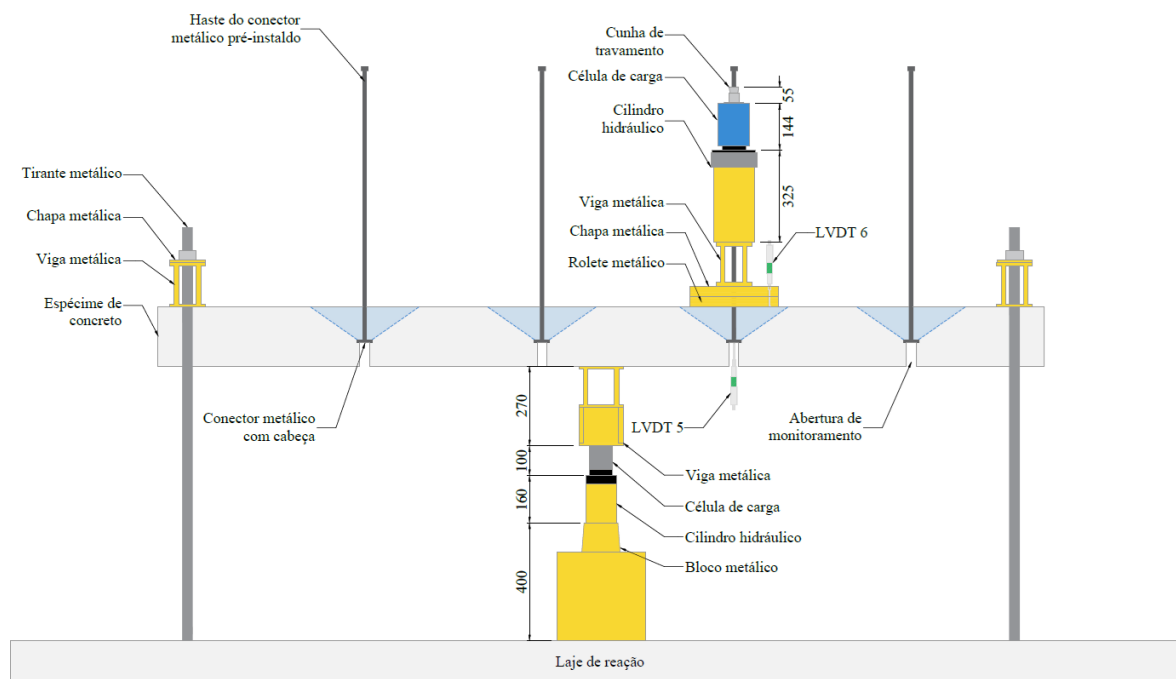


a) Sistema de Ensaio em perspectiva



b) Sistema de ensaio em planta

Figura 3-13 – Planta baixa do sistema de ensaio



a) Corte A-A esquemático do sistema de ensaio

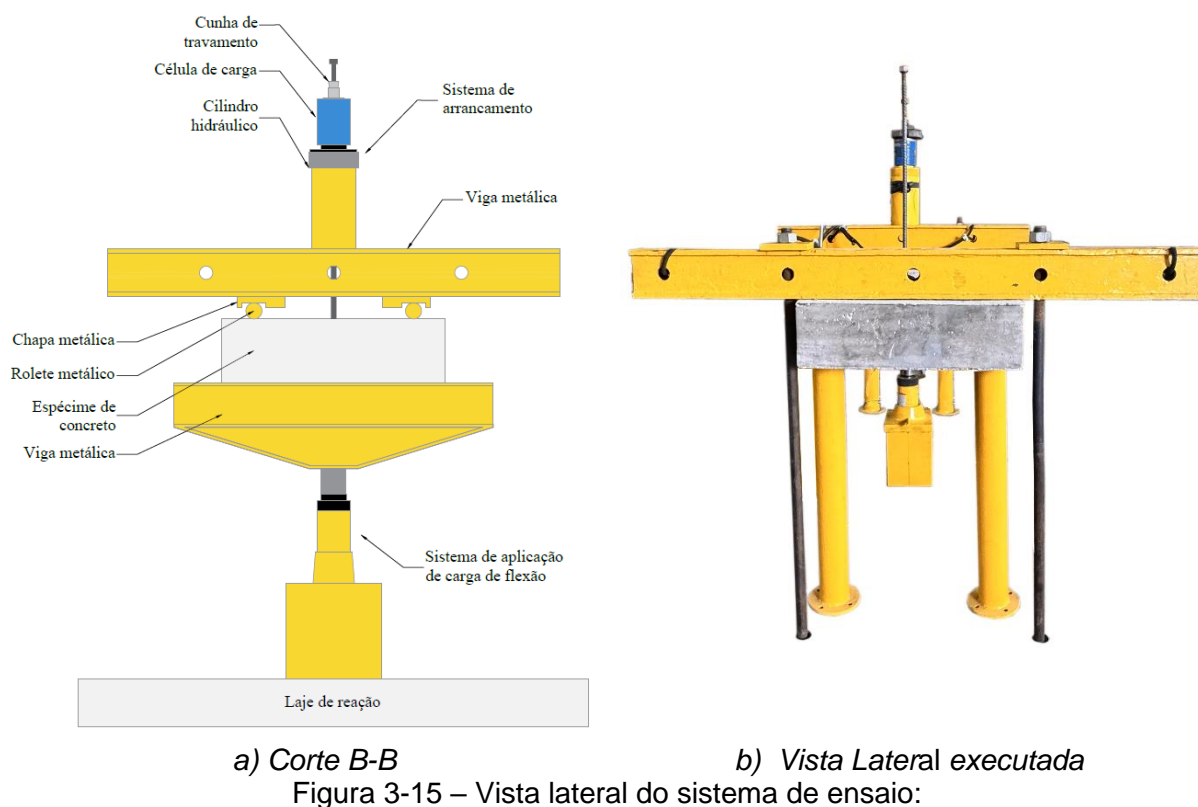


b) Vista frontal do sistema de ensaio executado  
Figura 3-14 – Vista frontal do sistema de ensaio

Após o pré-tensionamento da peça através da indução de esforços de flexão, foi dado início a segunda etapa ao procedimento que foi a realização do ensaio arrancamento nos conectores metálicos. O ensaio de arrancamento consistiu basicamente na aplicação de cargas de tração na haste do conector com cabeça pré-instalado até a ruptura da ligação por destacamento do cone de concreto.

A infraestrutura para o ensaio de arrancamento foi composta por cilindro vazado hidráulico acionado através de bomba hidráulica, célula de carga, viga de reação e

um sistema de encunhamento para travamento da haste do conector. O conjunto cilindro hidráulico e celular de carga foi posicionado acima da viga de reação que foi apoiada sobre o espécime de concreto através de um conjunto de chapas e roletes metálicos. O sistema de ensaio de arrancamento está ilustrado no corte C-C, como pode ser consultado na Figura 3-15 e se assemelha aos utilizados por Ferreira *et al.*, (2021) e Santos K. D *et al.*, (2023).



Os ensaios de arrancamento dos conectores metálicos com cabeça foram executados em ciclos de carga. Inicialmente, aplicava-se a carga de flexão no prisma, permanecendo a peça carregada durante a realização do ensaio de arrancamento do conector. Após a conclusão do ensaio de cada conector, a carga pontual de flexão era retirada, possibilitando de forma segura o reposicionamento do sistema de ensaio de arrancamento para o conector subsequente.

Os dois sistemas de ensaio projetados permitiram avaliar o comportamento de ligações embutidas em concreto sujeitas a ações combinadas de tração e flexão. A realização do sistema de ensaio em questão buscou simular de maneira mais fiel, condições mais próximas de situações reais em estruturas de concreto armado.

### 3.3. Ensaio Experimentais – Concreto não fissurado

#### 3.3.1. Características da série de ensaios de arrancamento em concreto não fissurado

A segunda etapa do programa experimental foi composta por cinco conectores metálicos com cabeça, embutidos em prismas rígidos de concreto armado. Os conectores foram organizados em três séries de ensaios. Nas séries S1-R e S3-R, os conectores foram embutidos individualmente em blocos rígidos de concreto armado, enquanto na série S0-R, o conector foi embutido em concreto simples. Os pinos metálicos foram submetidos a ensaios de arrancamento, com o objetivo de avaliar a capacidade resistente da ligação.

Para a segunda bateria de ensaios, foram atribuídos diferentes percentuais de taxa de armadura de flexão, sendo mantida, a distribuição de armaduras na superfície dos blocos. O critério para a distribuição da armadura principal, levou em consideração a ocorrência de barras de flexão dentro da região de embutimento do conector, como nos casos das séries S1-R e S3-R e sem armaduras de flexão na região em embutimento, como no caso da série S0-R, que foi confeccionada em concreto simples.

O intuito da realização desta série, foi avaliar a resistência e o comportamento de ligações metálicas em concreto não fissurado, e ainda, ampliar o espaço amostral, criando um ponto adicional de análise para as séries S1-1,3D e S3-0,8D, desenvolvidas na primeira etapa do programa experimental deste trabalho e que possuem características equivalentes, no que diz respeito a área de aço distribuída na seção de embutimento do conector.

As dimensões dos elementos de concreto para esta série de ensaio executada são 700 x 300 x 700 mm, com resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) igual a 30 MPa, distribuição de barras principais dentro da região de projeção teórica do cone de concreto, taxa de armadura de flexão  $p_f$  [0 – 0,84] %. Para o parâmetro  $p_f$  em específico, buscou-se manter o mesmo número de barras e área de aço presentes na seção de embutimento das séries de concreto fissurado, S1-1,3D e S3-0,8D.

Entretanto, como foi necessário aumentar a altura útil do bloco, para garantir rigidez adequada e isolar os efeitos da fissuração, a taxa de armadura efetiva da seção sofreu redução.

Os conectores metálicos tiveram as mesmas características, com haste ( $d_s$ ) e cabeça ( $d_h$ ) igual a 16 e 51 mm, respectivamente. O embutimento efetivo ( $h_f$ ) dos conectores metálicos nos prismas foi de 110 mm. A nomenclatura e as características gerais dos espécimes podem ser consultadas na Tabela 3-2.

Tabela 3-2 - Características gerais das séries de ensaio para blocos rígidos

Nomenclatura		Conector			Armadura de flexão		
		$h_{ef}$	$d_s$	$d_h$	$\varnothing_i$ (mm)	$n\varnothing_{i,adotado}$	$\rho_i$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		%
S0-R	HS0-R	111	16	50	0,0	0	0,00
S1-R	HS1-R-1,3D-A	110,9	16	50	16,0	8	0,84
	HS1-R-1,3D-B	110,6	16	50	16,0	8	0,84
S3-R	HS3-R-0,8D-A	110,5	16	50	12,5	8	0,51
	HS3-R-0,8D-B	110,0	16	50	12,5	8	0,51

$b_w = 700$  mm;  $h = 300$  mm;  $L = 700$  mm;  $f_c = 30,0$  MPa.

HS\*\* - R - f\* - A/B

Repetição

Taxa de armadura de flexão da série de concreto fissurado

Indica bloco rígido

Corresponde ao conector com cabeça seguido do número de série

Para confecção dos blocos rígidos foi projetado uma armadura de cisalhamento instalada nas bordas do bloco, como um reforço adicional, possibilitando a amarração das armaduras de flexão. O projeto executivo das séries de serão apresentados no tópico a seguir.

### 3.3.2. Confeção dos espécimes

#### 3.3.2.1. Armadura de flexão e cisalhamento

As armaduras de flexão foram confeccionadas em aço CA-50 em barras de 12,5 e 16 mm, já as armaduras de cisalhamento e complementar foram fabricadas em aço CA-50, com barras de 6,3 e 10 mm de diâmetro, respectivamente. O processo de estocagem, corte, dobra e montagem foi executado de acordo com NBR 14931 (2023). As Figura 3-16 a Figura 3-18 apresentam o detalhamento das armaduras de flexão, cisalhamento e complementar dos espécimes para cada série de ensaio.

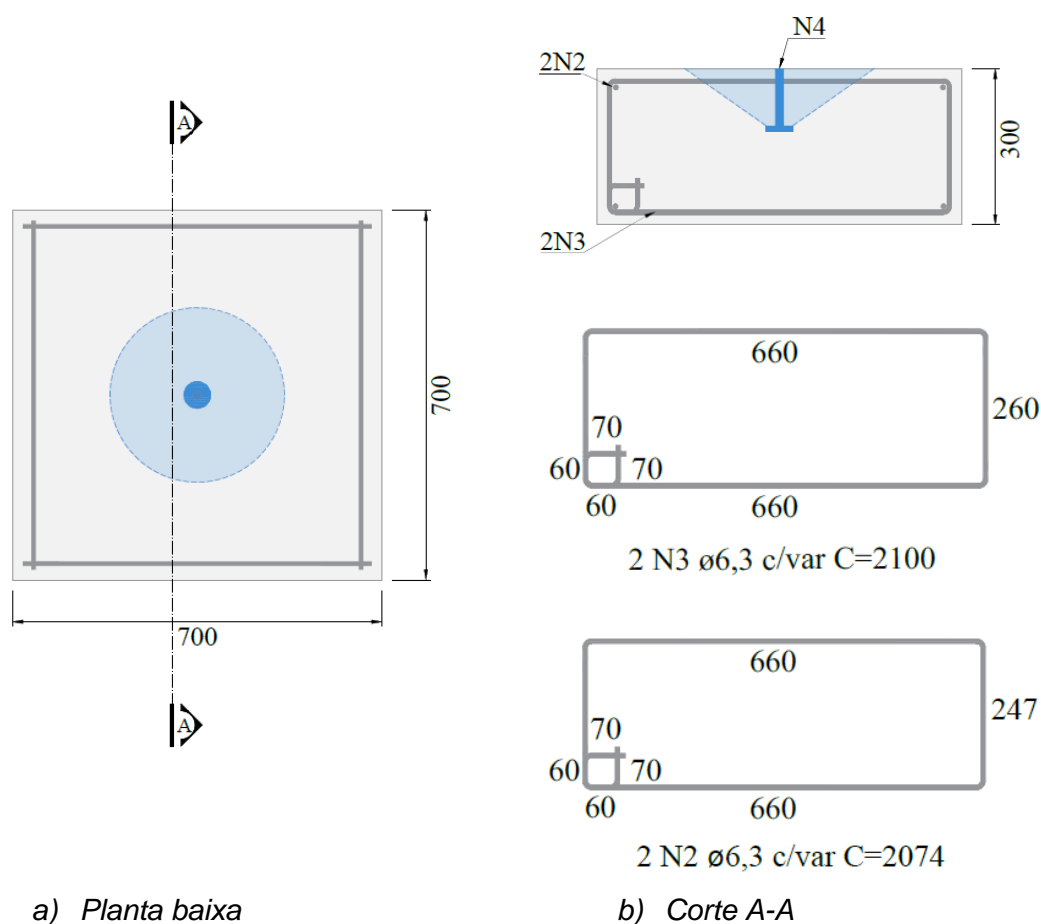
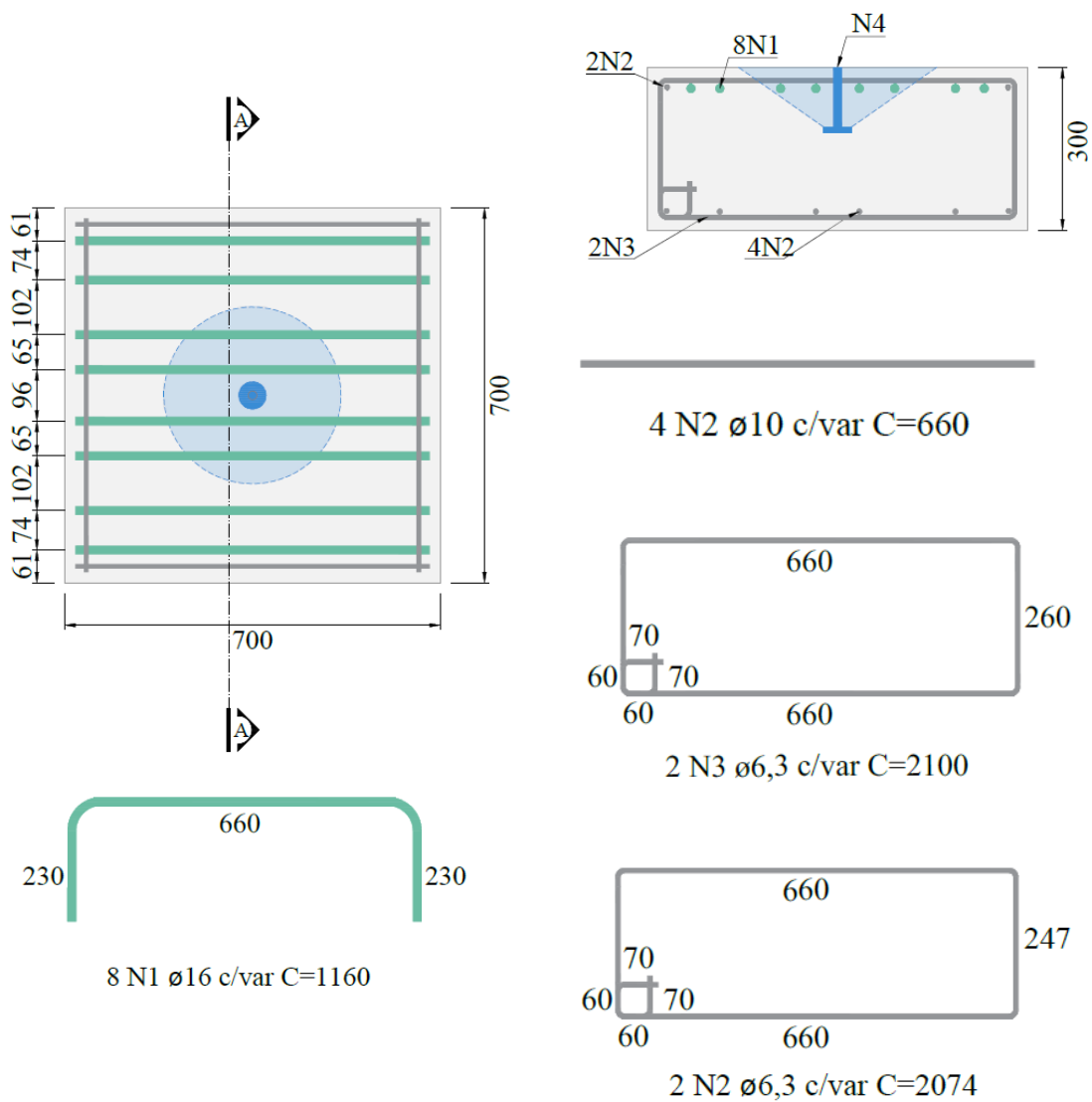


Figura 3-16 – Projeto executivo da série S0-R



a) *Planta baixa*

b) *Corte A-A*

Figura 3-17 – Projeto executivo da série S1-R

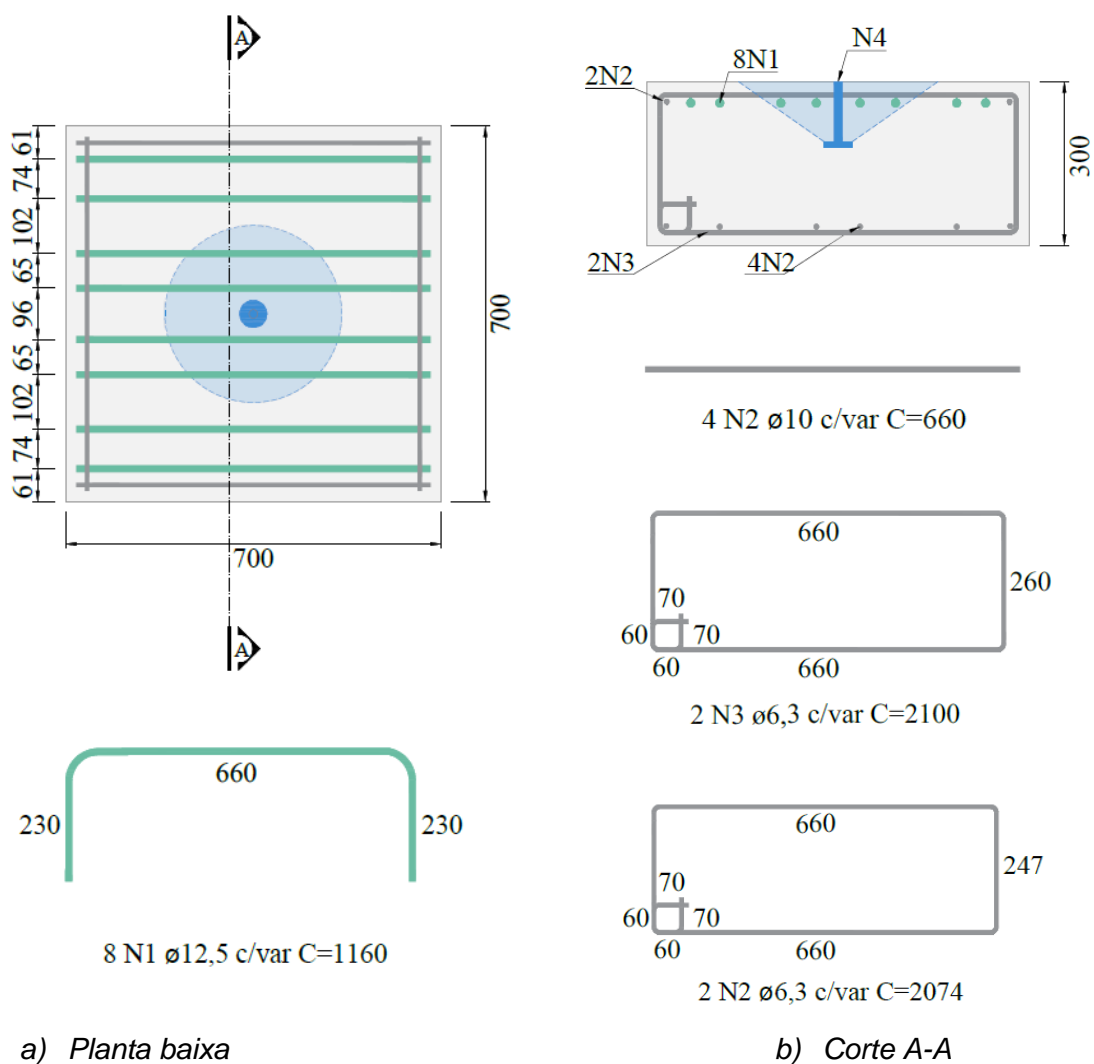


Figura 3-18 – Projeto executivo da série S3-R

### 3.3.2.2. Conector metálico com cabeça

#### 3.3.2.2.1. Fabricação

No dimensionamento dos conectores metálicos considerou-se as recomendações da ASTM A970 (2015), onde o diâmetro da cabeça do conector foi de mínimo 3 vezes o diâmetro da haste. Para a confecção dos conectores foram utilizados dois tipos de aço, sendo a haste do conector fabricada em barras de aço CA-50 de 16 mm, com 900 mm de comprimento, e a cabeça do conector confeccionada em aço CA-25, em discos com 10 mm de espessura e 51 mm de diâmetro. Além disso, uma porca foi soldada na extremidade da haste oposta a cabeça do conector, para garantir a ancoragem adequada da haste no ensaio de arrancamento. A Figura 3-19 detalha



os conectores metálicos que foram utilizados para a segunda etapa do programa experimental.

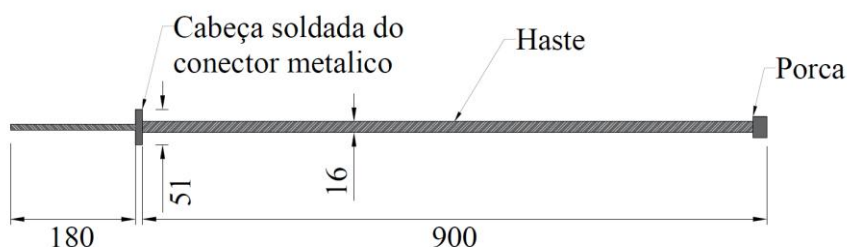


Figura 3-19 – Projeto executivo do conector metálico utilizado

Para viabilizar o monitoramento do deslocamento do conector metálico durante a realização do ensaio, foi confeccionado um aparato metálico com 18 cm de comprimento, que foi soldado na cabeça do conector, de modo a complementar a altura total do prisma. No momento da instalação, o comprimento do aparato metálico foi isolado com poliestireno expandido, evitando assim o contato da barra metálica com o concreto. Após a desmoldagem dos prismas, o poliestireno foi removido, deixando a barra metálica livre de qualquer atrito com outro material. Este procedimento de instalação assemelha-se aos trabalhos realizados por Cook *et al.*, (1992) e Ferreira (2021) e Santos K. D (2024).

### 3.3.3. Instrumentação

#### 3.3.3.1. Deformação nas armaduras e haste do conector

Foram instalados extensômetros elétricos de superfície para o monitoramento das deformações nas armaduras de flexão e nas hastes dos conectores com terminologia A. Para esta bateria de ensaios, não foram monitoradas as deformações do concreto. A leitura das deformações e deslocamentos feita por sistema de aquisição de dados, conectado aos extensômetros e *LVDTs* por cabos elétricos. O desenho esquemático da disposição dos extensômetros que serão utilizados pode ser consultado na Figura 3-20 .

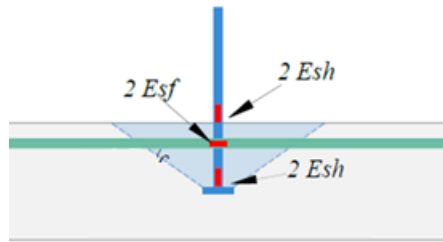


Figura 3-20 – Corte esquemático de instalação dos extensômetros na armadura de flexão e na haste de conector metálico.

Vale destacar que foram monitoradas as armaduras de flexão e a haste dos conectores em apenas uma das peças de cada série de ensaio. O segundo ensaio de arrancamento, feito em conectores com terminologia “B”, que foi executado em cada série, foi realizado para confirmar a resistência última da ligação.

Foram instalados 4 extensômetros elétricos,  $E_{sho1}$  e  $E_{sho2}$  na haste do conector metálico, em seu sentido longitudinal, sendo dois no trecho embutido do conector metálico e dois imediatamente fora do comprimento embutido. O posicionamento estratégico dos extensômetros permite avaliar a existência de variações na deformação da haste do conector no trecho embutido, em função da aderência lateral provocada pelo contato entre a barra de aço e o concreto.

Os extensômetros viabilizam a verificação das deformações da haste metálica devido aos esforços de tração e são válidos para verificar a ocorrência de escoamento prematuro do aço, nos casos de ruptura da haste metálica durante o procedimento de ensaio. As duplas de extensômetros foram posicionadas em conjunto em seus respectivos trechos de monitoramento da haste metálica e as deformações foram consideradas como sendo a média das duas leituras em cada ponto de análise.

Para o monitoramento da armadura de flexão dos blocos rígidos que foram ensaiados, foram instalados dois extensômetros  $E_{sf1}$  e  $E_{sf2}$  no trecho médio da armadura de flexão, alinhada ao local de instalação do conector metálico. Neste contexto, a armadura longitudinal de flexão que foi monitorada é a imediatamente mais próxima do trecho médio dos prismas.

### 3.3.3.2. Deslocamento vertical

O monitoramento dos deslocamentos verticais durante a realização de um ensaio experimental em estruturas é uma etapa importante e requer bastante atenção. Vale destacar que para o experimento que foi desenvolvido, alguns fatores foram fundamentais para assegurar o sucesso do programa. Neste contexto, foi realizada a setorização de transdutores de deslocamento vertical (*LVDTs*) em lugares distintos, com o propósito de verificar o comportamento do elemento estrutural durante a realização do ensaio. A disposição dos *LVDTs* pode ser consultada na Figura 3-21.

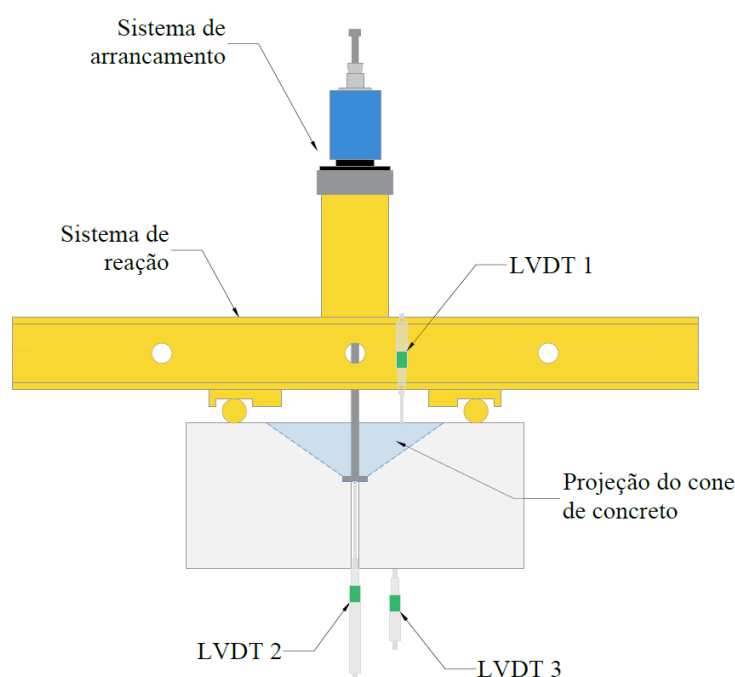


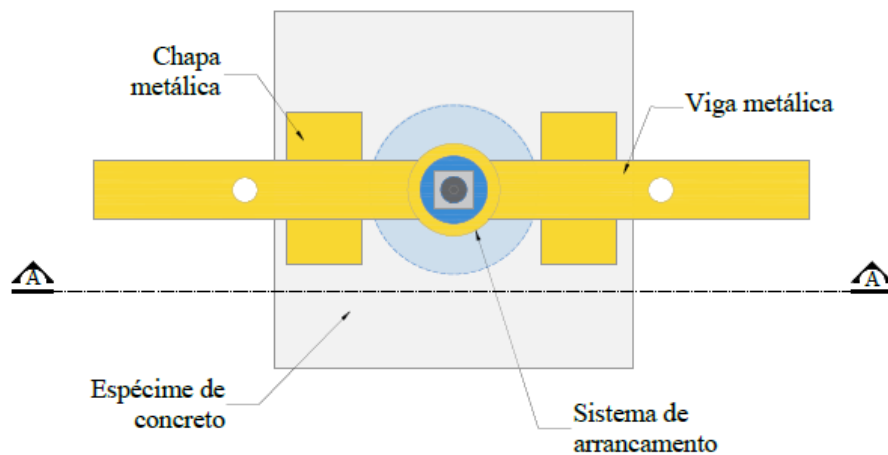
Figura 3-21 Disposição dos *LVDT*'s para monitoramento e leitura de deslocamentos das na série de ensaios em blocos rígidos

O *LVDT* 1 foi posicionado na face superior do elemento de concreto, dentro da região que compreende a projeção teórica de formação do cone de arrancamento, com o propósito de monitorar o deslocamento da área de concreto em função da aplicação da solicitação de arrancamento do conector. O *LVDT* 2 foi posicionado junto a cabeça do conector metálico embutido no concreto, e serviu para verificar o deslizamento do conector durante o procedimento de ensaio de arrancamento. O *LVDT* 3 foi posicionado na face inferior do elemento de concreto, afim de avaliar os possíveis deslocamentos no prisma em função da carga de tração nos conectores.

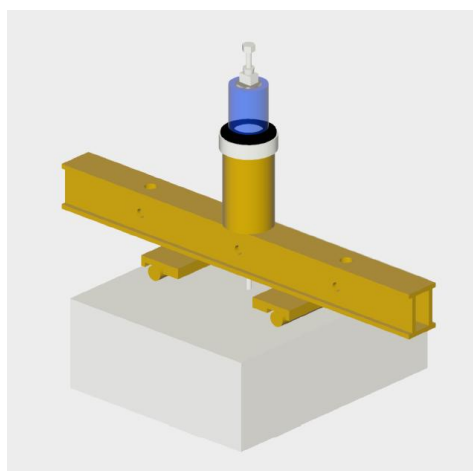
#### 3.3.4. Sistema de ensaio

A idealização da infraestrutura para a realização do ensaio de arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em elementos rígidos de concreto armado, se assemelha ao sistema de ensaio realizado durante a primeira etapa. Onde o ensaio de arrancamento consiste basicamente na aplicação de cargas de tração na haste do conector com cabeça pré-instalada até a ruptura da ligação por destacamento do cone de concreto.

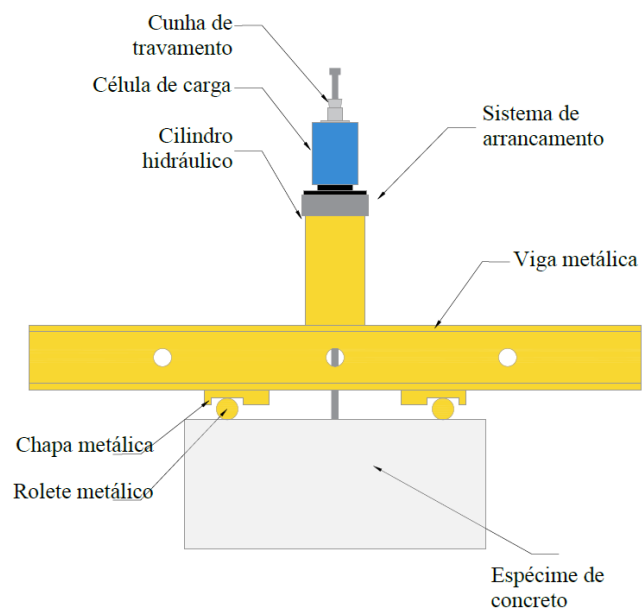
A infraestrutura para o ensaio de arrancamento foi composta por cilindro vazado hidráulico acionado através de bomba hidráulica, célula de carga, viga de reação e um sistema de encunhamento para travamento da haste do conector. O conjunto cilindro hidráulico e celular de carga foi posicionado acima da viga de reação que foi apoiada sobre o espécime de concreto através de um conjunto de chapas e roletes metálicos. Os espécimes foram posicionados sobre dois aparatos em concreto, para garantir a altura necessária para a instalação dos transdutores de deslocamento para monitoramento da cabeça do conector. O sistema de ensaio de arrancamento está pode ser consultado na Figura 3-22 e se assemelha aos utilizados por Ferreira *et al.*, (2021) e Santos K. D *et al.*, (2023).



a) Planta baixa



b) Perspectiva e sistema executado



c) Vista esquemática

Figura 3-22 – Planta baixa do sistema de ensaio para os ensaios em blocos rígidos

Durante o procedimento executivo do experimento, foram feitas as leituras de abertura de fissura na superfície do espécime. Para realizar esta atividade, foi utilizado um fissurômetro manual que permitiu o registro da fissuração a cada passo de carga aplicado no sistema.

### **3.4. Materiais**

A execução de um programa experimental com características arrojadas e dotado de um sistema de ensaio inovador demanda uma série de cuidados específicos, sobretudo no que se refere ao desempenho das peças ensaiadas e à conformidade entre o projeto e sua efetiva execução. Considerando essas exigências, optou-se pela realização da moldagem dos espécimes em ciclos distintos, com o objetivo de garantir maior controle sobre as variáveis envolvidas e minimizar interferências operacionais.

No primeiro ciclo de concretagem, foi moldada uma parte da série de ensaios identificada como S1-1,3D, designada pela terminologia “A”, utilizando-se concreto preparado in loco. A escolha deste prisma inicial se deu por tratar-se do espécime com maior taxa de armadura de flexão e com distribuição uniforme da armadura principal, representando, portanto, a condição mais crítica do programa experimental. Essa decisão visou realizar um ensaio piloto em uma configuração-limite, de modo a validar o sistema de ensaio proposto e os procedimentos operacionais planejados. Após a verificação da eficácia do sistema e dos dispositivos utilizados, foi dado início à moldagem das demais peças.

O segundo ciclo de concretagem foi conduzido com a utilização de concreto usinado, devido ao maior volume de material necessário para a produção das peças remanescentes. Essa estratégia buscou garantir uniformidade e qualidade ao longo das etapas subsequentes do programa experimental.

Em ambos os ciclos, foi adotado concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa. A seguir, são apresentados os procedimentos adotados para a dosagem e produção do concreto in loco, utilizados no primeiro ciclo, bem como os ensaios de controle tecnológico realizados nos dois ciclos de concretagem.

### 3.4.1. Concreto moldado in loco

#### 3.4.1.1. Caracterização dos agregados

##### 3.4.1.1.1. Caracterização do agregado graúdo natural

Como agregado graúdo natural (AGN) foi utilizado a brita de origem granulítica. Para sua caracterização, tomou-se por base a determinação de sua massa específica obtida conforme a NBR NM 53 (2009) e massa unitária de acordo com NBR 7251 (1982). A caracterização do material pode ser consultada na Tabela 3-3. No que diz respeito a distribuição granulométrica dos agregados graúdos naturais, levando em consideração as recomendações da NBR 7211 (2022), nota-se que o material não atende os limites estabelecidos, sendo composto em sua maioria, por agregados de 12,5 mm de diâmetro. Este é um problema recorrente nos agregados naturais disponíveis na região.

Tabela 3-3 – Caracterização do AGN

Peneiras	Massa retida	Retida	Retida acumulada
(mm)	(g)	(%)	(%)
76	0	0	0
50	0	0	0
38	0	0	0
25	0	0	0
19	1400	14	14
12.5	7500	75	89
9.5	1000	10	99
4.8	100	1	100
2.4	0	0	100
1.2	0	0	100
0.6	0	0	100
0.3	0	0	100
0.15	0	0	100
Total	10000 g		
Módulo de Finura	6.96		
Dimensão máxima	25 mm		
Massa unitária	1,34 Kg/dm <sup>3</sup>		
Massa específica	2,66 g/cm <sup>3</sup>		

#### 3.4.1.1.2. Caracterização do agregado miúdo

A areia que foi utilizada neste estudo é proveniente dos curvões de rios próximos à cidade de Belém. A caracterização do agregado miúdo foi realizada conforme NBR NM 248 (2003) a pode ser consultada na Tabela 3-4

Tabela 3-4 – Caracterização AM

Abertura das Peneiras (mm)	Massa Retida (g)	% retido	% retido acumulado
76	0	0	0
50	0	0	0
38	0	0	0
25	0	0	0
19	0	0	0
12	0	0	0
9.5	0	0	0
4.8	3.74	1	1
2.36	44.55	9	10
1.18	66.07	13	23
0.6	88.08	18	41
0.3	207.49	42	82
0.15	61.52	12	95
0.08	19.85	4	99
0	6.32	1	100
TOTAL	476.64	100	
Modulo de Finura	2.51		
Dimensão máxima	4.8		
Massa unitária	1.67 kg/dm <sup>3</sup>		
Massa específica	2.61 g/cm <sup>3</sup>		



#### 3.4.1.1.3. Caracterização do cimento Portland

O cimento utilizado nesta pesquisa foi o CP V ARI RS e a caracterização geral do aglomerante pode ser consultada na Tabela 3-5. No que diz respeito às características normatizadas, afere-se que o material cimentante se enquadra nos limites estabelecidos pela NBR 16697 (2018)

Tabela 3-5 - Características físicas e mecânicas do cimento Portland CP V ARI RS

Características	Fabricante	NBR 16697 (1991)
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	3,09	-
Finura Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4970	≥ 3000
Resíduo peneira 200 µm (%)	0,16	≤ 6,0
Resíduo peneira 350 µm (%)	1,44	-
Tempo de Pega (h:m) Início	02:55	≥ 1,0
Tempo de Pega (h:m) Fim	04:35	≤ 10,0
Resistência à Compressão (MPa) 1 dia	28,2	≥ 14,0
Resistência à Compressão (MPa) 3 dias	42	≥ 24,0
Resistência à Compressão (MPa) 7 dias	46,2	≥ 34,0
Resistência à Compressão (MPa) 28 dias	51,5	-

#### 3.4.1.2. Dosagem do concreto

Para dosagem do concreto feito realizando através do método IPT/EPUSP proposto por HELENE e TERZIAN (1992). A dosagem do concreto pode ser consultada a Tabela 3-6, onde pode ser verificado a resistência ( $f_c$ ) do concreto requerida aos 28 dias, relação água cimento ( $a/c$ ), massa unitária ( $m$ ), consumo de cimento ( $C_c$ ) e teor de umidade ( $H\%$ ). O teor de argamassa ( $\alpha_{arg}$ ) dos traços é igual a 51%.

Tabela 3-6 – Traço para concreto

$f_c = 30 \text{ Mpa}$	Traço
$a/c$	0,52
$m$	5,3
$C_c \text{ (kg/m}^3\text{)}$	342.5
$H \text{ (%)}$	9

### 3.4.2. Controle tecnológico do concreto

Com o objetivo de assegurar a uniformidade e a conformidade das propriedades do concreto utilizado no programa experimental, foi realizado um controle tecnológico específico para cada peça moldada. Para isso, a cada etapa de concretagem foi retirado um conjunto de amostras, provenientes do concreto aplicado em cada prisma e bloco, de forma a permitir a caracterização mecânica do material em condições representativas da aplicação.

O controle consistiu na realização de três tipos de ensaios: compressão axial, tração por compressão diametral e módulo estático de elasticidade. A resistência à compressão foi determinada segundo os procedimentos da NBR 5739 (2018), por meio de corpos de prova cilíndricos ensaiados após os 28 dias em idade compatível com o período dos ensaios experimentais de arrancamento. A resistência à tração foi avaliada de forma indireta, por compressão diametral, conforme a NBR 7222 (2011), também utilizando corpos cilíndricos. Já o módulo estático de elasticidade foi obtido com base na NBR 8522 (2021), a partir de ensaios com carregamento cíclico, permitindo a quantificação da rigidez do concreto.

A sistematização desses ensaios ao longo de todas as etapas do programa, possibilitou o acompanhamento rigoroso da qualidade do concreto e forneceu subsídios técnicos para análise do comportamento mecânico dos espécimes testados.

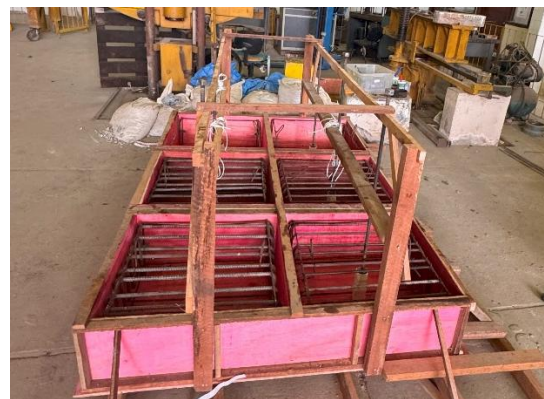
### 3.4.3. Formas, moldagem e cura

No desenvolvimento do programa experimental, a execução das peças em concreto armado foi conduzida com atenção rigorosa às boas práticas construtivas, de modo a assegurar a qualidade e a reprodutibilidade dos resultados obtidos nos ensaios. Para isso, seguimos procedimentos padronizados nas etapas de montagem das formas, moldagem, adensamento e cura do concreto, conforme preconizado pela NBR 14931 (2023), que trata da execução de estruturas de concreto.

As formas foram confeccionadas em chapas de madeirite com espessura de 10 mm, fixadas de modo a garantir estabilidade dimensional e estanqueidade durante o lançamento do concreto. Para garantir o bom acabamento das superfícies e facilitar a desforma, foi aplicado desmoldante nas faces internas das formas, conforme orientações da NBR 14931 (2023). O sistema de formas e as peças após a concretagem podem ser consultadas na Figura 3-23.



a) Sistema de formas elementos prismáticos



b) Sistema formas para blocos rígidos



c) Peças após a concretagem



Figura 3-23 – Sistema de formas e peças após a concretagem

Durante a moldagem, o concreto foi lançado em camadas sucessivas, com espessura compatível com o porte dos prismas, preenchendo cuidadosamente toda a área da forma. Buscou-se manter a homogeneidade do material, evitando qualquer tipo de segregação ou formação de vazios. Essa etapa foi executada logo após a mistura do concreto, respeitando o tempo de trabalhabilidade de cada traço.

O adensamento foi realizado com o uso de vibrador de imersão com agulha apropriada ao porte das peças, sendo o equipamento aplicado em pontos

uniformemente distribuídos ao longo do volume do prisma. O tempo de vibração foi controlado para evitar tanto o adensamento insuficiente quanto o excesso, que poderia causar segregação dos materiais ou exsudação.

Após a finalização da moldagem, as peças permaneceram nas formas por um período mínimo de 24 horas. Em seguida, procedeu-se à cura úmida, realizada por meio de manta geotêxtil saturada com água, mantida sobre as superfícies expostas dos prismas por um período de sete dias. Essas etapas foram executadas de maneira padronizada em todos os ciclos de moldagem do programa experimental, de forma a garantir a uniformidade entre os espécimes e a confiabilidade dos resultados obtidos nos ensaios subsequentes. Após o período de sete dias de cura, foi realizada a desforma as peças e seu preparo para o início dos ensaios destrutivos.

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Caracterização dos materiais

Os ensaios de caracterização do concreto foram fundamentais na avaliação dos resultados experimentais de resistência ao arrancamento dos espécimes, principalmente os de resistência a compressão, ao passo que a obtenção destes resultados possibilitou a correção da estimativa de resistência dos prismas. Os ensaios realizados para caracterização do concreto foram compressão axial, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade, como pode ser verificado na Figura 4-1

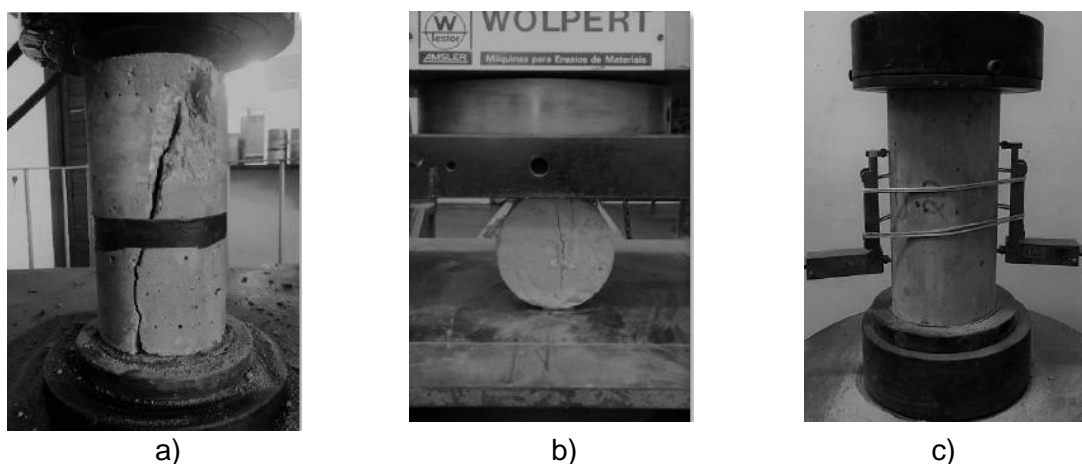


Figura 4-1 – Ensaio de caracterização dos materiais: a) – *Compressão axial*; b) - *Tração por compressão diametral*; c) - *Módulo de elasticidade*

A Tabela 4-1 mostra os resultados dos ensaios do material e indica de maneira sistemática as características do concreto de cada espécime. O mapeamento foi realizado com a finalidade de avaliar de maneira mais efetiva as possíveis variações dos resultados de resistência e comportamento dos prismas durante o processo de concretagem, no que diz respeito às propriedades do concreto.

Tabela 4-1 – Resultados gerais de caracterização do concreto

Nomenclatura		Propriedades do Concreto		
		$f_{ct}$	$f_c$	$E_{ci}$
Série	Elemento de concreto	(MPa)	(MPa)	(GPa)
S1-1,3D	HS1-1,3D-A	2,75	34	27,8
	HS1-1,3D-B	2,08	30,16	24,6
S2-1,3F	HS2-1,3F-A	2,08	30,16	24,6
	HS2-1,3F-B			
S3-0,8D	HS3-0,8D-A	2,10	31,60	23,5
	HS3-0,8D-B			
S4-0,8F	HS4-0,8F-A	2,02	29,67	22,9
	HS4-0,8F-B			
S0-R	HS4-R-0,8F-A	2,22	30,9	26,20
S1-R	HS4-R-0,8F-A			
	HS4-R-0,8F-B			
S3-R	HS4-R-0,8F-A			
	HS4-R-0,8F-B			

Os resultados dos ensaios de caracterização do aço, utilizado na confecção da armadura de flexão e cisalhamento e nos conectores metálicos, são mostrados na Tabela 4-2, onde é exposta a tensão de escoamento ( $f_{ys}$ ), a deformação ( $\epsilon_{ys}$ ) e o módulo de elasticidade do aço ( $E$ ).

Tabela 4-2 – Resultados gerais de caracterização do aço

Propriedades do Aço			
$\varnothing$	$f_{ys}$	$\epsilon_{ys}$	$E_s$
(mm)	(MPa)	‰	(GPa)
8	544,00	2,74	198,5
10	565,79	2,50	225,5
12,5	512,82	2,17	235,9
16	522,60	2,31	225,9

## **4.2. Comportamento a flexão**

Nesta seção são apresentados os resultados experimentais relacionados ao comportamento dos elementos prismáticos de concreto armado submetidos à flexão. A análise foi conduzida com o objetivo de caracterizar o estado de fissuração e os deslocamentos dos espécimes ao longo da aplicação de carregamento, etapa fundamental para compreender as condições do concreto antes da realização dos ensaios de arrancamento dos conectores metálicos com cabeça.

A aplicação da carga concentrada no centro do vão resultou em diferentes níveis de momento fletor nos trechos onde os conectores estavam embutidos. Essa variação foi utilizada como parâmetro experimental para avaliar a influência da fissuração pré-existente no concreto sobre o desempenho das ligações aço-concreto. Para isso, foram monitorados o deslocamento vertical no meio do vão, a deformação das armaduras longitudinais de tração e compressão, bem como o desenvolvimento e a distribuição das fissuras na superfície dos elementos de concreto armado.

Os dados obtidos nesta etapa permitem correlacionar a rigidez à flexão das peças com a distribuição das armaduras e com os níveis de carregamento aplicados, sendo também essenciais para caracterizar o estado do concreto no instante anterior à execução dos ensaios de arrancamento. Adicionalmente, também será apresentado os resultados experimentais da série de conectores embutidos em blocos rígidos, de modo a trazer dados de referência, no que diz respeito a conectores metálicos embutidos concreto não fissurado. A seguir, os resultados são apresentados de forma segmentada nos seguintes tópicos: deslocamentos verticais, deformações das armaduras e mapeamento das fissuras.

## 4.2.1.Deslocamento vertical

### 4.2.1.1.Deslocamento vertical em blocos rígidos

Os resultados dos deslocamentos lidos na série dos ensaios de arrancamento em blocos rígidos é apresentado Figura 4-2. Para estes ensaios, o deslocamento é provocado pela carga pontual de tração nos conectores. Como pode ser observado, os blocos apresentaram deslocamento nulo em boa parte do processo de aplicação de carga, apresentando discreto deslocamento a partir de 75% da carga máxima de arrancamento, em média

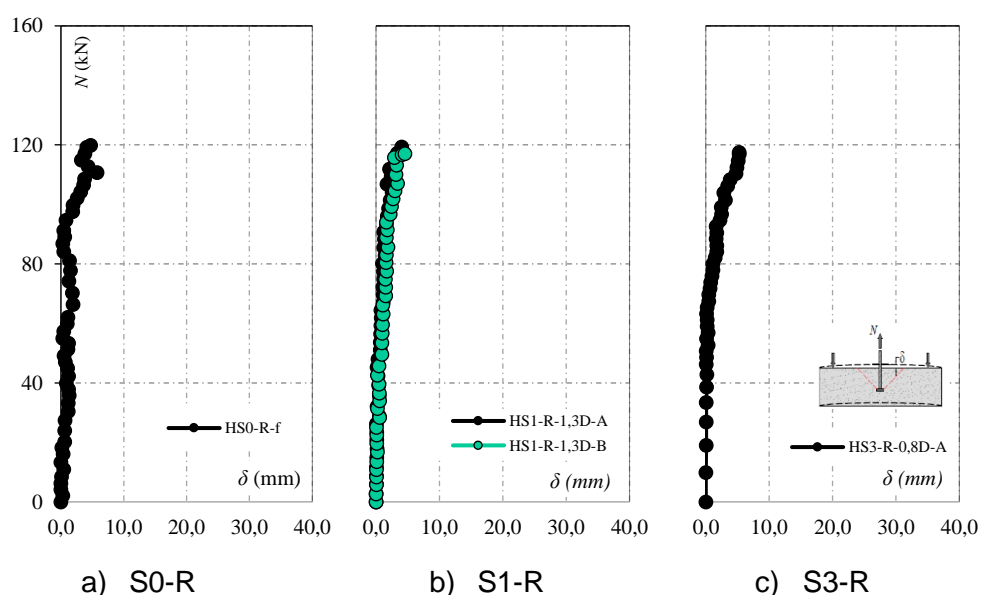


Figura 4-2 – Carga-Deslocamento de conectores metálicos embutidos em concreto não fissurado

### 4.2.1.1.Deslocamento vertical em prismas

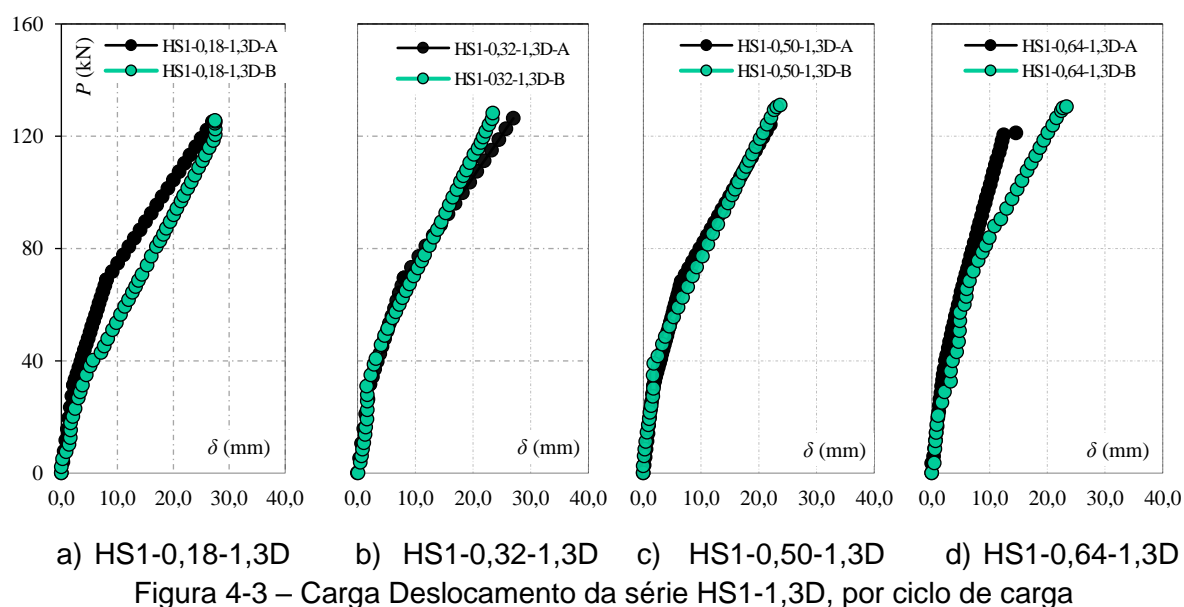
No que se refere aos deslocamentos lidos nas séries de elementos submetidos a flexão, onde o deslocamento do prisma é provocado pelo carregamento pontual no meio do vão livre entre apoios, o monitoramento da deflexão vertical foi realizado por meio de transdutores de deslocamento linear (LVDTs), posicionados estrategicamente ao longo dos elementos prismáticos de cada série de ensaios.

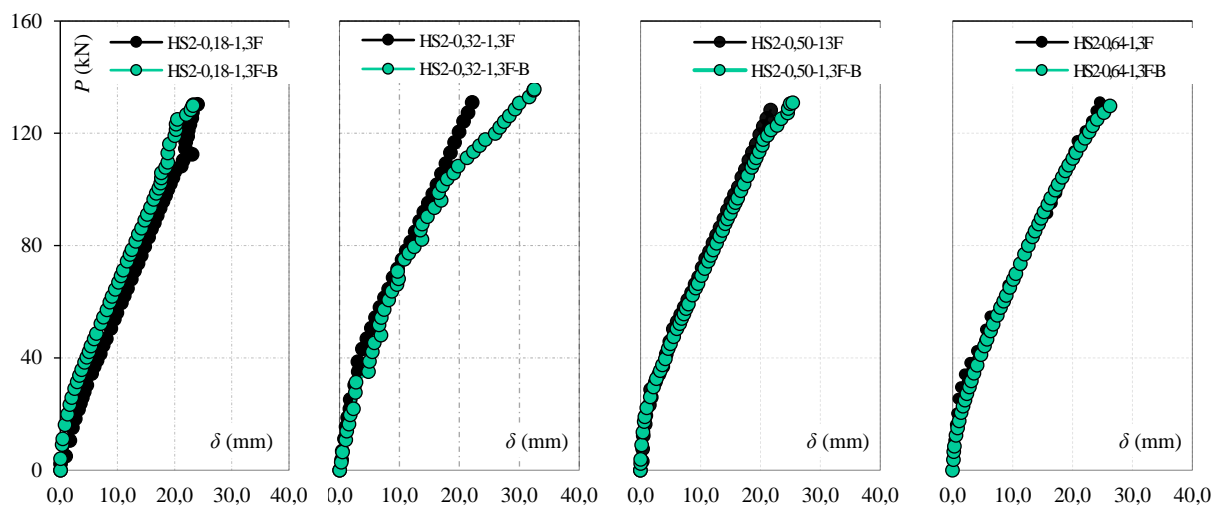
Conforme descrito no programa experimental, os ensaios de arrancamento dos conectores metálicos com cabeça foram executados em ciclos de carga.



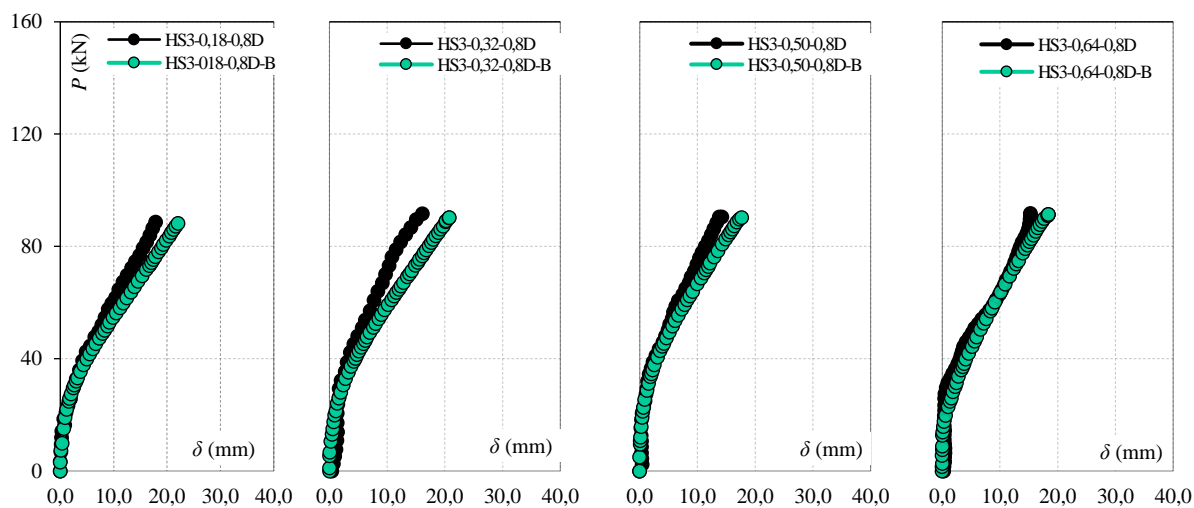
Inicialmente, aplicava-se a carga de flexão no prisma, permanecendo a peça carregada durante a realização do ensaio de arrancamento do conector. Após a conclusão do ensaio de cada conector, a carga pontual de flexão era retirada, possibilitando de forma segura o reposicionamento do sistema de ensaio de arrancamento para o conector subsequente.

O monitoramento dos deslocamentos verticais ao longo dos ciclos de aplicação da carga pontual foi parte essencial do procedimento experimental adotado. Ainda que o objetivo principal do programa esteja centrado na resposta resistente dos conectores metálicos ao arrancamento, a etapa de flexão desempenha papel importante no controle das condições de carregamento aplicadas nos prismas de concreto armado. Com esse procedimento, foi possível acompanhar, para cada série de ensaios, a evolução do deslocamento vertical do elemento prismático ao longo dos ciclos de aplicação das cargas. Os resultados obtidos para a flecha vertical, decorrente da aplicação da carga concentrada no centro do vão, são apresentados nas Figura 4-3 a Figura 4-6, organizadas de acordo com as diferentes séries de ensaio.





a) HS2-0,18-1,3D      b) HS2-0,32-1,3D      c) HS2-0,50-1,3D      d) HS2-0,64-1,3D  
 Figura 4-4 – Carga Deslocamento da série HS2-1,3F, por ciclo de carga



a) HS3-0,18-0,8D      b) HS3-0,32-0,8D      c) HS3-0,50-0,8D      d) HS3-0,64-0,8D  
 Figura 4-5 – Carga Deslocamento da série HS3-0,8D, por ciclo de carga

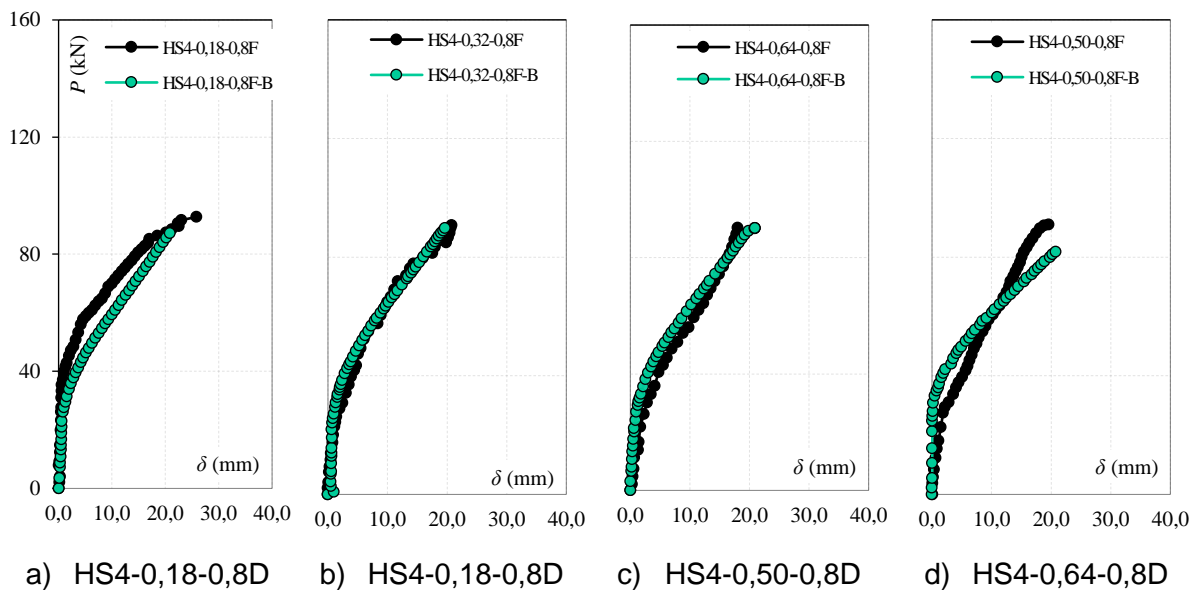


Figura 4-6 – Carga Deslocamento da série HS4-0,8F, por ciclo de carga.

As curvas carga-deslocamento apresentadas mostram que os ciclos de carga foram conduzidos com regularidade, e que os deslocamentos obtidos estão dentro da faixa esperada para as configurações estruturais das peças. A comparação entre os pares A e B de cada conector confirma a boa repetibilidade entre os ensaios, onde é possível observar que o comportamento uniforme reforça a confiabilidade dos dados registrados e demonstra que o sistema de ensaio operou de forma estável.

Ao longo dos ciclos, é possível identificar indícios de perda de rigidez em algumas séries, caracterizada por inclinações mais suaves nas curvas em ciclos posteriores. Essa perda pode estar associada à evolução do estado de fissuração do concreto após a aplicação repetida de carregamentos. Embora o deslocamento vertical não seja tratado como variável principal de análise neste trabalho, a sua leitura contribui para caracterizar o estado de carregamento dos prismas no momento do ensaio de arrancamento.

A presença ou ausência de armadura de flexão na região de embutimento dos conectores também pode influenciar a resposta ao deslocamento. Nas séries em que as armaduras cruzam diretamente a região tracionada (S1-1,3D e S3-0,8D), observa-se um comportamento ligeiramente mais rígido, especialmente nos ciclos iniciais. Já nas séries em que as barras de flexão estão distribuídas fora da região de projeção do cone de concreto (S2-1,3F e S4-0,8F), os deslocamentos tendem a ser um pouco

maiores, o que pode indicar menor contenção da flecha no momento da aplicação da carga.

A verificação desses deslocamentos, garante que as condições de carregamento aplicadas nos prismas sejam equivalentes e tecnicamente válidas. Isso assegura que as comparações entre os diferentes conectores possam ser feitas com base em um campo onde se obteve um nível de carga-deslocamento equivalente e dentro do planejado.

#### 4.2.2. Deformação da armadura de flexão

##### *4.2.2.1. Deformação da armadura de flexão dos blocos rígidos*

Os resultados das deformações da armadura de flexão lidos nos ensaios de arrancamento em blocos rígidos é apresentado na Figura 4-7 . Para estes ensaios, a deformação é provocada pela atuação do carregamento pontual de tração nos conectores. Como pode ser observado, as barras de flexão presentes na superfície dos blocos não apresentaram deformações expressivas, sendo acionadas de forma discreta a 75% da carga crítica de arrancamento, possivelmente, por tensões geradas pelo destacamento iminente do cone de ruptura da ligação.

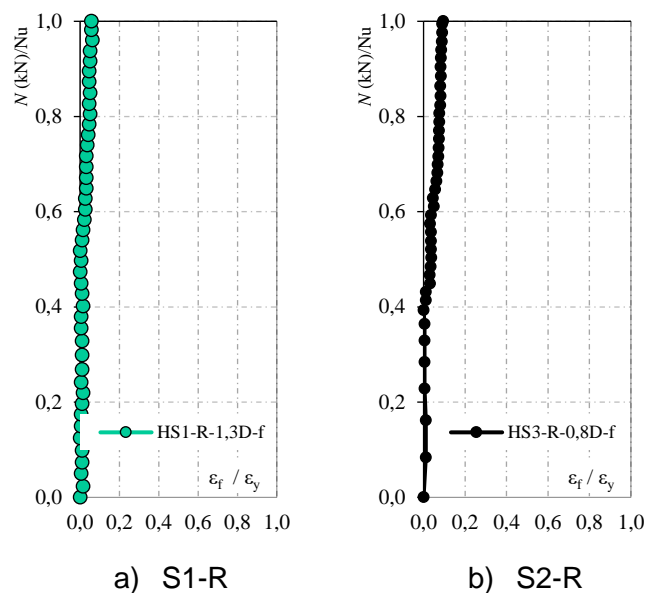


Figura 4-7 – Deformação nas armaduras de flexão para a série de conectores embutidos em concreto não fissurado

#### 4.2.2.1. Deformação da armadura de flexão dos prismas

A Figura 4-8 apresenta os gráficos de deformação obtidos por meio de extensômetros instalados nas armaduras longitudinais de tração (F) e compressão (C) das peças das séries S1-1,3D, S2-1,3F, S3-0,8D e S4-0,8F. Os extensômetros foram posicionados diretamente nas barras de aço das armaduras, alinhados às quatro regiões de embutimento dos conectores metálicos em cada prisma. O objetivo foi monitorar a ativação da armadura de tração ao longo do vão, correlacionando sua deformação com a posição relativa ao carregamento. Extensômetros também foram fixados na armadura inferior, em posição correspondente ao banzo comprimido, permitindo o monitoramento indireto das deformações do concreto nessa região.

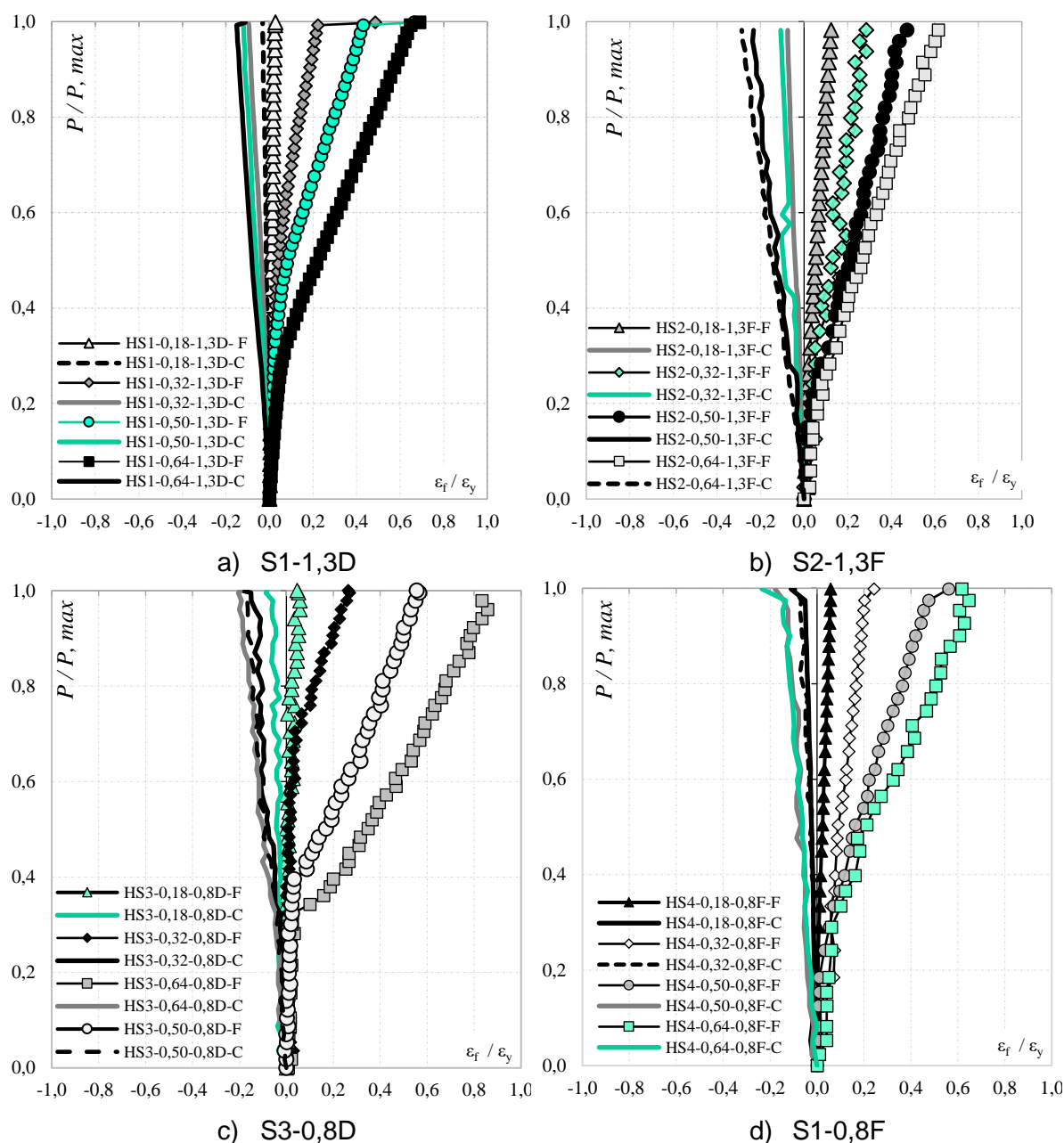


Figura 4-8 – Deformação nas armaduras de flexão e compressão das séries de ensaio

Os ensaios foram conduzidos por dois sistemas independentes: inicialmente, uma carga de flexão concentrada foi aplicada no vão médio do prisma com o objetivo de induzir diferentes níveis de momento fletor ao longo de seu comprimento. Após essa etapa, e com a carga de flexão mantida constante, foi realizado o ensaio de arrancamento dos conectores metálicos. Durante a aplicação da flexão, as deformações foram monitoradas em tempo real. No entanto, devido à falha progressiva dos extensômetros ao longo dos ciclos de carregamento, foi adotada como referência a leitura do primeiro ciclo, etapa em que todos os sensores estavam em operação estável e os dados representaram bem o comportamento estrutural das peças.

Nos gráficos, os valores localizados à direita do eixo vertical representam as deformações positivas das armaduras de tração ( $\epsilon_s$ ), enquanto os valores à esquerda representam as deformações negativas na armadura de compressão ( $\epsilon_c$ ). Todos os dados foram normalizados pela deformação de escoamento da armadura, permitindo verificação direta do nível de ativação das barras entre os diferentes pontos de embutimento do conector.

A nomenclatura dos conectores inclui a razão  $M_s/M_r$ , que representa a relação entre o momento solicitante teórico no ponto de embutimento e o momento resistente da seção. A análise dos gráficos mostra uma correlação clara entre a deformação das armaduras e a variação do momento fletor ao longo do vão. Neste sentido, o  $M_s/M_r$ , 0,64 e 0,50, por exemplo, estão posicionados nas regiões mais centrais dos prismas, onde o momento solicitante é maior. Nesses pontos, observam-se os maiores níveis de deformação na armadura de tração. Por outro lado, os conectores com valores menores de  $M_s/M_r$ , como 0,32 e 0,18, estão localizados próximos aos apoios, onde o momento fletor é reduzido, e, conseqüentemente, as deformações registradas são mais baixas. Esse comportamento confirma a distribuição do momento em elementos bi-apoiados submetidos à carga pontual no meio do vão.

A série S2-1,3F e S4-0,8F, que possui espaçamento irregulares na seção transversal, é observado uma maior deformação nas armaduras de tração, indicando que possivelmente elas foram acionadas de forma prematura durante os ensaios, sugerindo menor eficiência na contenção e uniformidade das deformações. Esses resultados estão em conformidade com os princípios estabelecidos pela NBR 6118 (2023), que recomenda atenção ao posicionamento e espaçamento das barras de tração para garantir a compatibilidade de deformações, o controle da fissuração e o desempenho adequado dos elementos estruturais sob ações de serviço

Como pode ser observado, nenhuma armadura atingiu a deformação de escoamento, mas os resultados indicam uma menor rigidez, principalmente quando observado as curvas de deformação dos conectores com razão  $M_s/M_r$  igual a 0,64, ao passo que as regiões com terminologia 0,18, mostraram maior rigidez e menores deformações.

Figura 4-9 mostra a compatibilização entre as séries e seus respectivos conectores semelhantes. Como pode ser verificado, de uma maneira geral, as deformações por trecho de embutimento entre as séries obedeceu ao padrão esperado, apresentando deformações escalonadas em função da relação  $M_s/M_r$ . Neste contexto, infere-se que quanto maior a relação  $M_s/M_r$ , maior foi a deformação observada no trecho de embutimento do conector.

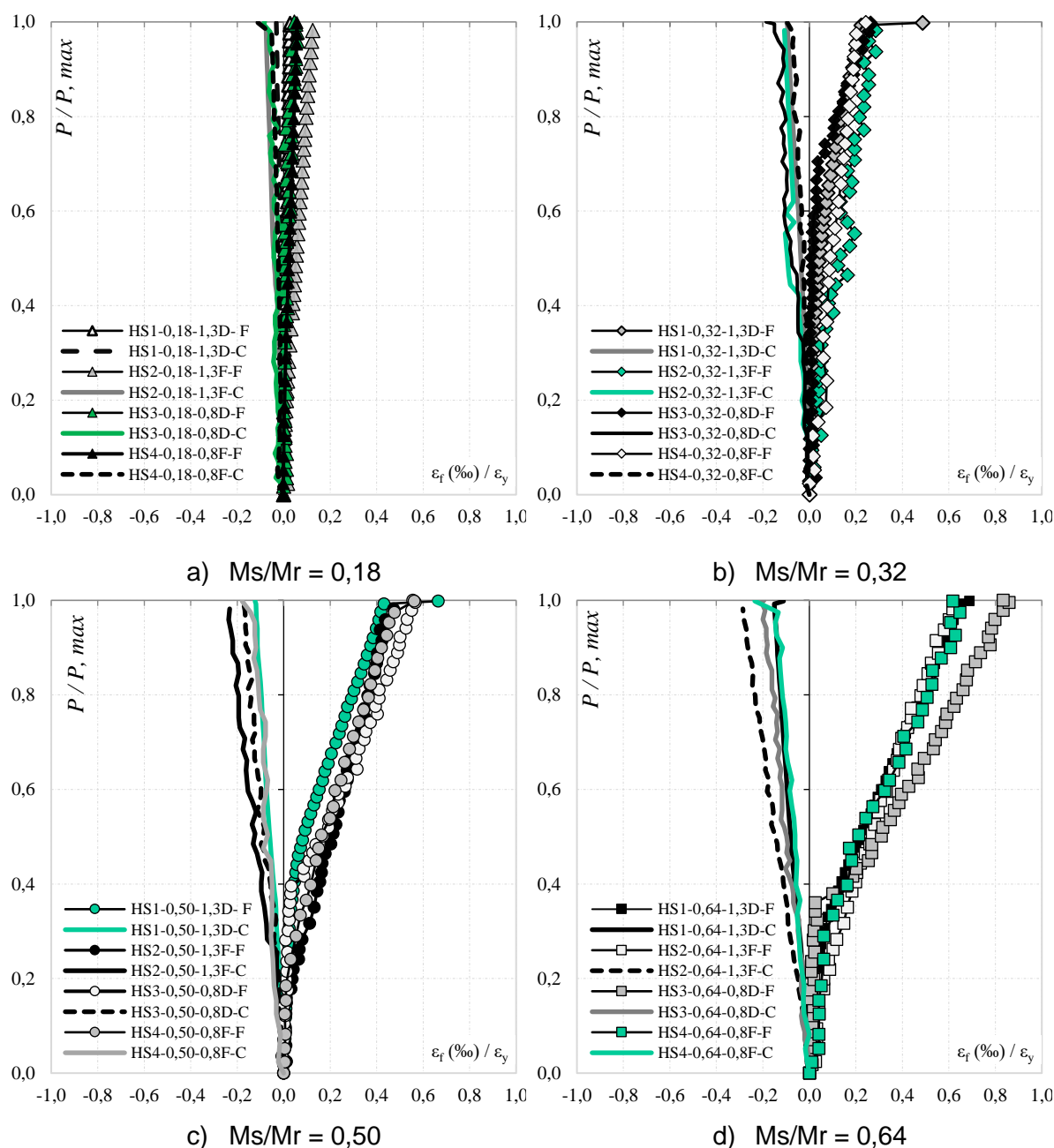
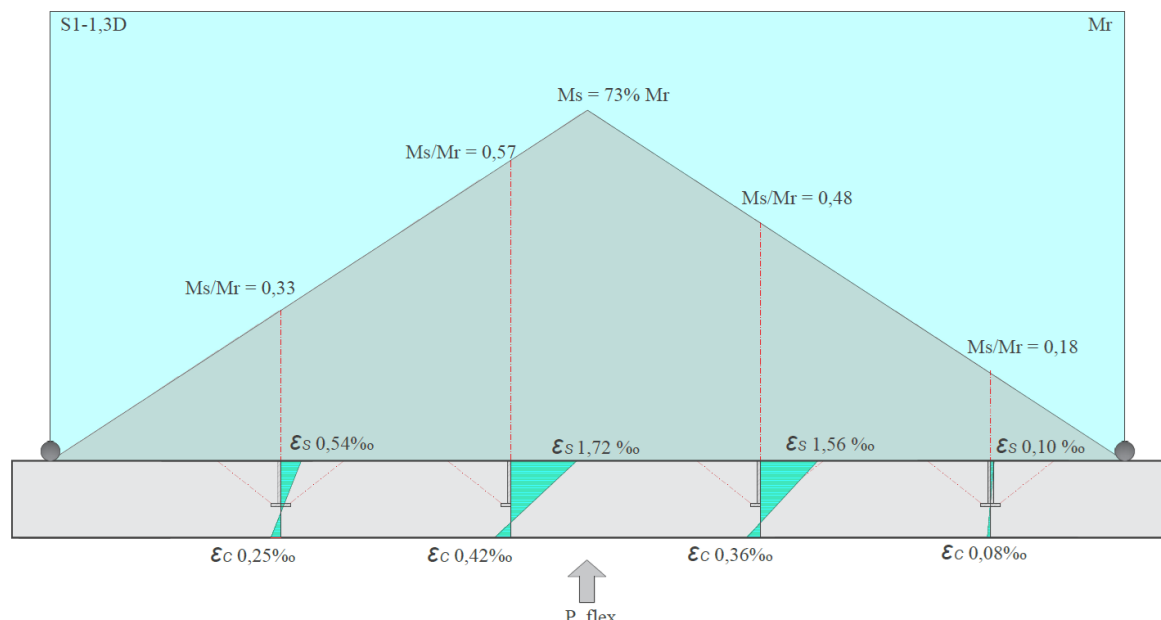


Figura 4-9 – Deformação nas armaduras de flexão e compressão por trecho de análise

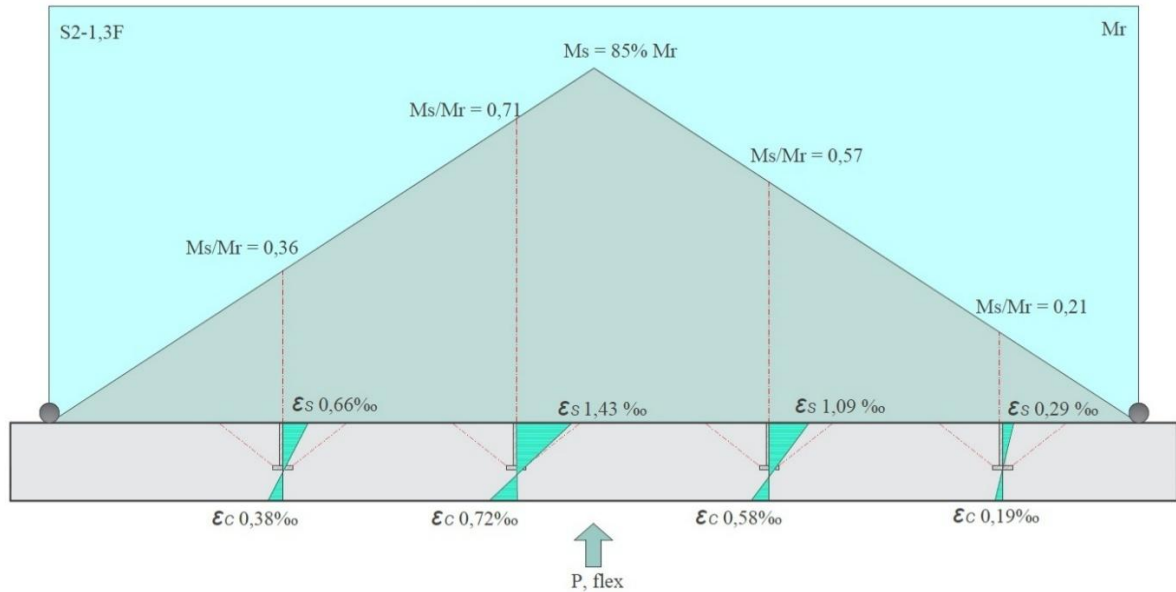


As Figura 4-10 e Figura 4-12 apresentam o diagrama de momento fletor em função da carga aplicada no primeiro ciclo de carregamento da série S1-1,3D e S2-1,3F, respectivamente. Como o carregamento de flexão foi aplicado de baixo para cima, a armadura de tração localiza-se no banzo superior dos prismas, e as barras instrumentadas no banzo inferior foram utilizadas para monitoramento indireto das deformações no concreto. O digrama permite identificar as deformações obtidas no aço e no concreto em cada trecho de embutimento, mostrando ainda a relação  $M_s/M_r$  real em função de variações executivas, diferindo em pequeno grau do projetado.



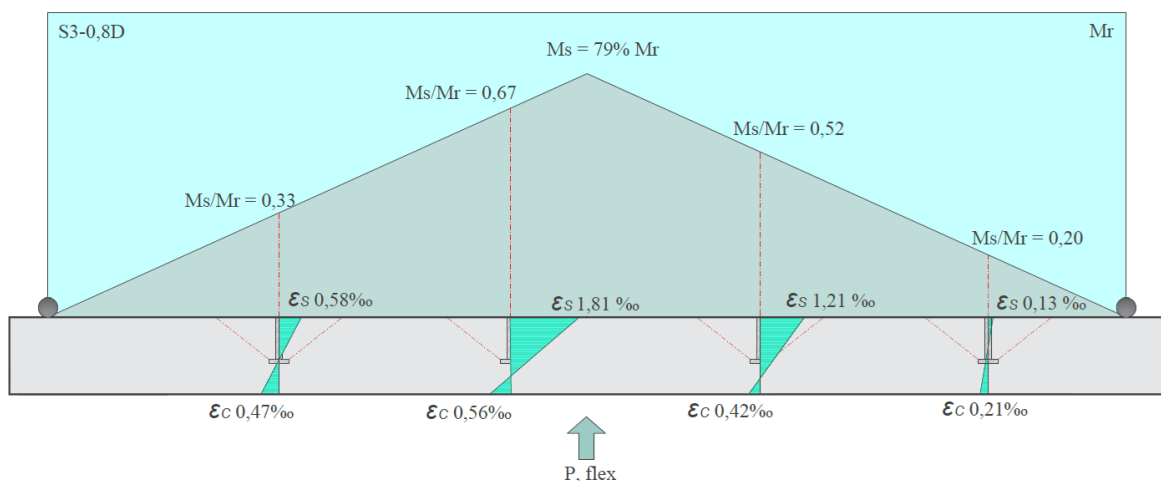
a) HS1-0,32-1,3D    b) HS1-0,64-1,3D    c) HS1-0,50-1,3D    d) HS1-0,18-1,3D

Figura 4-10 – Deformação nas armaduras de flexão e relação  $M_s/M_r$  no primeiro ciclo de carga da série S1-1,3D.

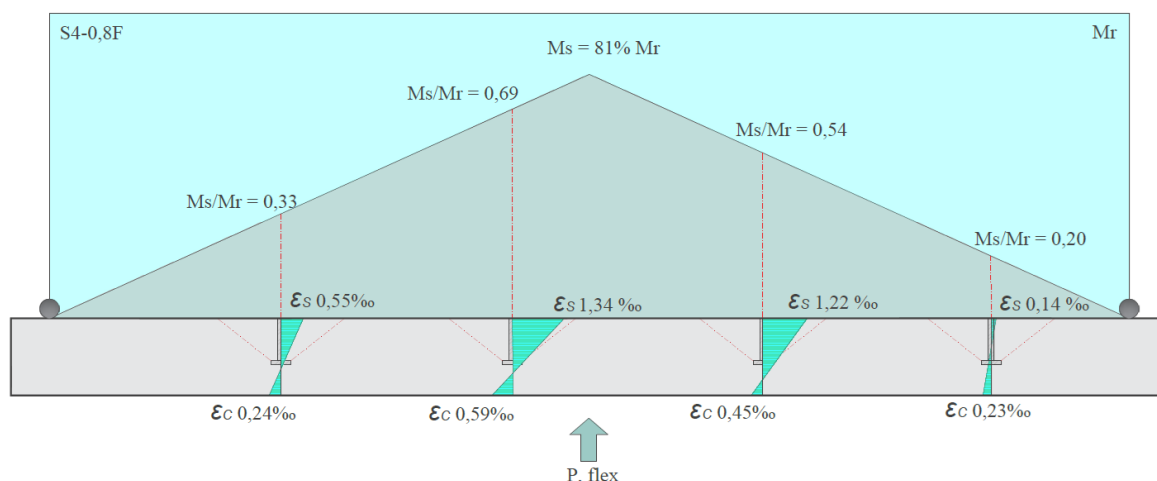


a) HS2-0,32-1,3F    b) HS2-0,64-1,3F    c) HS2-0,50-1,3F    d) HS2-0,18-1,3F  
 Figura 4-11 – Deformação nas armaduras de flexão e relação  $M_s/M_r$  no primeiro ciclo de carga da série S2-1,3F.

As imagens buscam relacionar atuação do momento fletor, que é máximo no meio do vão, provocando maiores deformações nas armaduras, ao passo que sua redução na direção dos apoios diminui consideravelmente a ativação da armadura. O mesmo comportamento foi observado para as séries S3-0,8D e S4-0,8F, que apresentaram nível de deformação similar ao as séries anteriores. Como pode ser consultado nas Figura 4-12 e Figura 4-13, respectivamente.



a) HS3-0,32-0,8F    b) HS3-0,64-1,8F    c) HS3-0,50-1,8F    d) HS3-0,18-1,8F  
 Figura 4-12 – Deformação nas armaduras de flexão e relação  $M_s/M_r$  no primeiro ciclo de carga da série S3-0,8D.



a) HS4-0,32-0,8F   b) HS4-0,64-1,8F   c) HS4-0,50-1,8F   d) HS4-0,18-1,8F  
 Figura 4-13 – Deformação nas armaduras de flexão e relação  $M_s/M_r$  no primeiro ciclo de carga da série S4-0,8F.

Uma observação relevante a partir dos gráficos ilustrativos das quatro séries está associada à deformação máxima registrada nos trechos onde a relação entre o momento solicitante e o momento resistente ( $M_s/M_r$ ) é igual a 0,64. De forma consistente, verificou-se que, nesses pontos, as armaduras de flexão das séries com terminologia “F”, nas quais as barras estão distribuídas fora da região de embutimento dos conectores, apresentaram deformações inferiores em relação às demais configurações. Inicialmente, esse comportamento pode sugerir uma menor solicitação das armaduras. No entanto, uma possível justificativa está na própria disposição das barras, que se concentram fora da zona de projeção do cone de concreto e tendem a se aglomerar nos cantos da seção transversal. Essa configuração pode ter promovido o enrijecimento localizado da peça devido ao menor espaçamento entre as barras, o que reduziria a deformabilidade da armadura nessa região. Apesar dos menores registros de deformação, as aberturas de fissuras lidas nessas peças foram superiores as dos elementos com distribuição de armadura regular.

Nas quatro séries analisadas, nota-se que a variação do momento fletor ao longo do vão tem influência direta sobre o estado de deformação das armaduras, com os maiores valores de deformação registrados nas regiões mais solicitadas. As deformações no banzo comprimido, que refletem o estado tensional no concreto, foram proporcionalmente menores, variando entre  $\epsilon_c = 0,08\%$  e  $0,72\%$ , sem indicar qualquer comportamento incompatível com o regime elástico do material.

A coerência dos resultados entre as séries reforça a eficácia do sistema de ensaio empregado, composto por dois sistemas independentes: um para aplicação da carga de flexão, responsável por induzir diferentes níveis de momento solicitante ao longo do prisma, e outro para realização do ensaio de arrancamento dos conectores. Essa metodologia permitiu avaliar com precisão a influência da flexão no comportamento local dos conectores metálicos embutidos.

A análise das deformações ao longo das séries S1–1,3D, S2–1,3F, S3–0,8D e S4–0,8F permitiu compreender, com base nos resultados do primeiro ciclo de carregamento, a relação direta entre a distribuição dos momentos fletores nos prismas e os estados de deformação das armaduras de tração e compressão. Observou-se que os maiores valores de deformação ocorreram sistematicamente nas regiões com maior razão entre o momento solicitante e o momento resistente ( $M_s/M_r$ ), validando a consistência entre o modelo de carregamento adotado e a resposta estrutural observada.

As deformações medidas nas armaduras de tração indicaram que os elementos ensaiados se mantiveram predominantemente em regime elástico, sem ultrapassar a deformação de escoamento, o que corrobora com a estratégia experimental adotada, garantindo que os conectores metálicos fossem avaliados dentro de um cenário de flexão moderada, porém representativa. Tais resultados são fundamentais para interpretar a fissuração por flexão, já que a distribuição de esforços internos e a ativação das armaduras influenciam diretamente a abertura, a posição e a quantidade de fissuras ao longo do elemento.

Dando continuidade à caracterização do comportamento estrutural dos prismas de concreto armado, o próximo tópico abordará a análise da abertura de fissuras e o mapeamento das fissurações, com o objetivo de correlacionar as diferentes configurações de armadura e de distribuição dos conectores com os mecanismos de formação e propagação de fissuras no cone de concreto tracionado.

#### 4.2.3. Abertura de fissuras e Mapa de fissuração

Conforme discutido na seção anterior, a aplicação de carga de flexão nos prismas instrumentados produziu estados de deformação nas armaduras compatíveis com a ativação parcial da região tracionada do concreto, sem ultrapassar os limites elásticos da armadura. A consequência direta desse regime de solicitação foi o surgimento de fissuras de tração no banzo superior dos elementos, cuja formação, propagação e abertura estão diretamente relacionadas à distribuição das armaduras, à posição dos conectores metálicos e à variação dos momentos fletores ao longo do vão.

A Figura 4-14 apresenta os gráficos de carga-abertura de fissuras obtidos no primeiro ciclo de carregamento para as quatro séries experimentais: S1–1,3D, S2–1,3F, S3–0,8D e S4–0,8F, para o prisma com terminologia “A”. As curvas representam a abertura de fissuras no trecho de embutimento de cada conector ao longo do elemento delgado de concreto armado ensaiado

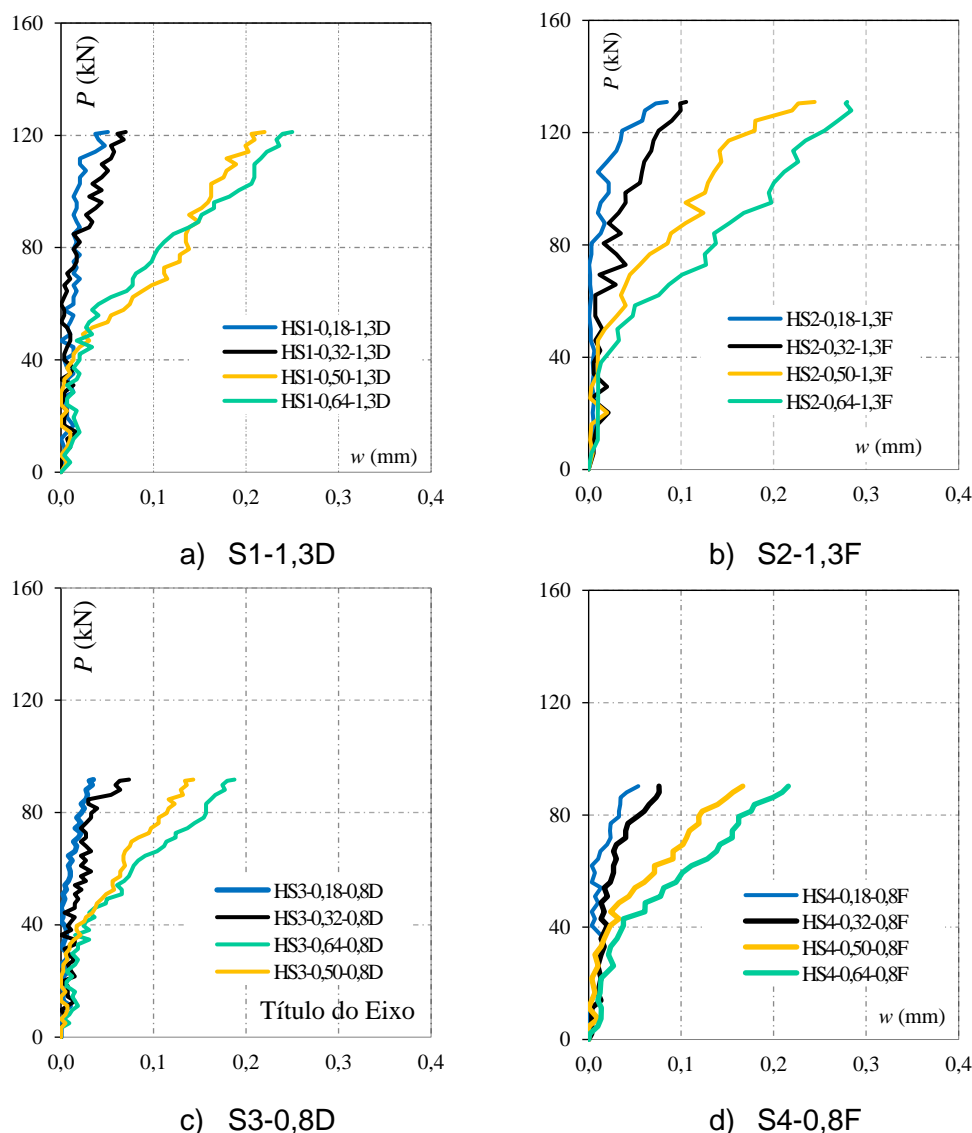


Figura 4-14 – Carga- abertura de fissuras no primeiro ciclo de carga da série para cada série de ensaio

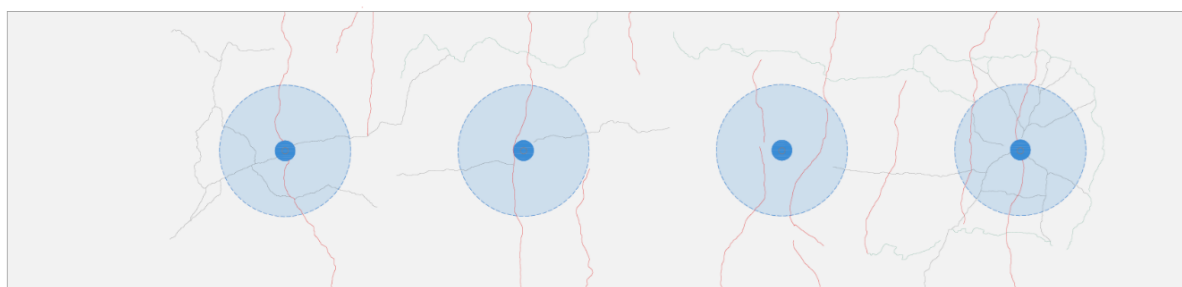
Observa-se que, nas quatro séries analisadas, a evolução da abertura de fissuras variou de forma compatível com o aumento da relação entre momento solicitante e momento resistente ( $M_s/M_r$ ), o que reforça a sensibilidade dos elementos ao carregamento aplicado.

Dentro de cada série, destaca-se que os conectores localizados nas regiões centrais dos prismas, apresentaram, sistematicamente, aberturas de fissura superiores. Tal comportamento foi verificado, por exemplo, na série S1-1,3D (Figura 4-14a), em que o conector HS1-0,64-1,3D apresentou maiores aberturas quando comparado aos trechos de embutimento dos demais conectores da mesma série. De modo análogo, na Série S2-1,3F (Figura 4-14b), o conector HS2-0,64-1,3F também evidenciou

maior abertura, corroborando o mesmo padrão observado. Esse comportamento tende a se repetir nas demais séries, ainda que com variações mais sutis em função da menor taxa de armadura.

Entre as séries, observa-se que os elementos com maior taxa de armadura longitudinal ( $p_f = 1,3\%$ ), apresentaram desempenho superior no controle da abertura de fissuras, com menores valores quando analisados em função de carregamentos similares em relação às séries com menor taxa de armadura ( $p_f = 0,8\%$ ). Além disso, a configuração com armaduras concentradas (S1 e S3) demonstrou melhor contenção das aberturas máximas de fissura.

Para avaliar o comportamento à fissuração dos prismas de maneira global, foram elaborados mapas de fissuração representando cada uma das séries de ensaio, com a indicação das fissuras observadas visualmente após o primeiro ciclo de carregamento de flexão. Os mapas gerais para cada série podem ser consultados no Anexo I. Nesta seção, buscando dinamizar o processo de análise dos mapas de fissuração, faremos uma abordagem comparativa, entre as séries, de modo a avaliar se fatores como a variação de taxa de armadura de flexão e a disposição das armaduras, influenciaram de forma visível o surgimento de fissuras na superfície do concreto. As Figura 4-15 e Figura 4-16 mostram os mapas de fissuração feitos a partir da visualização da abertura de fissuras no momento da aplicação da carga de flexão e após a realização dos ensaios de arrancamento.



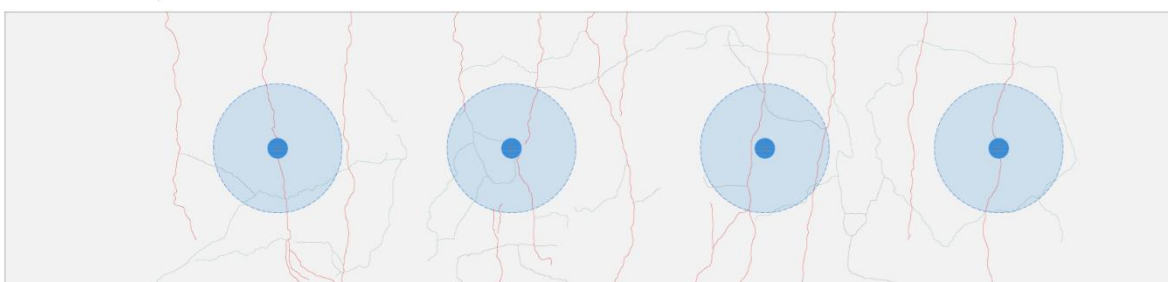
HS1-0,32-1,3D-B

HS1-0,64-1,3D-B

HS1-0,50-1,3D-B

HS1-0,18-1,3D-B

a) Série S1-1,3D



HS2-0,32-1,3F-A

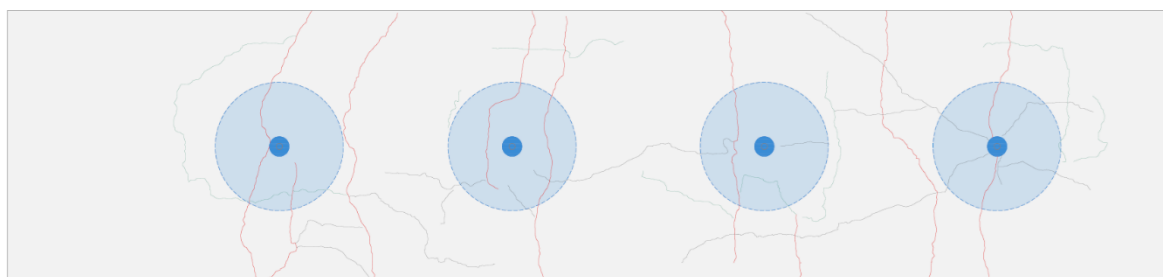
HS2-0,64-1,3F-A

HS2-0,50-1,3F-A

HS2-0,18-1,3F-A

b) Série S2-1,3F

Figura 4-15 – Mapas de fissuração para as séries S1-1,3D e S2-1,3F



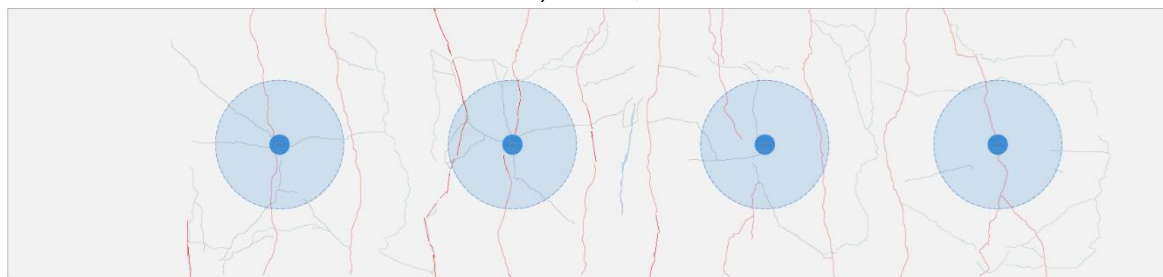
HS3-0,32-0,8D-B

HS3-0,64-0,8D-B

HS3-0,50-0,8D-B

HS3-0,18-0,8D-B

a) S3-0,8D



HS4-0,32-0,8F-B

HS4-0,64-0,8F-B

HS4-0,50-0,8F-B

HS4-0,18-0,8F-B

b) S4-0,8F

Figura 4-16 – Mapas de fissuração para as séries S3-0,8D e S4-0,8F



A análise das fissuras de flexão observadas nas superiores dos elementos prismáticos revelou diferenças significativas de comportamento entre as quatro séries avaliadas. As imagens obtidas ao final dos ensaios, associadas à contagem do número de fissuras visíveis em cada peça, permitiram uma avaliação tanto qualitativa quanto quantitativa da influência da taxa de armadura e da distribuição das barras de tração sobre o controle da fissuração.

Do ponto de vista qualitativo, observou-se que as séries com armaduras mais espaçadas, identificadas pelas terminologias S2-1,3F e S4-0,8F, apresentaram maior incidência de fissuras por flexão ao longo do face superior dos prismas. As fissuras, representadas em vermelho nas imagens, estavam mais numerosas, ramificadas e com maiores extensões longitudinais, indicando menor eficácia da armadura na contenção das tensões de tração induzidas pela flexão.

Em contraste, as séries S1-1,3D e S3-0,8D, que mantiveram as armaduras distribuída de forma regular na seção de embutimento do conetor, apresentaram fissuração mais contida. As trincas se concentraram nas proximidades da região central do vão, onde o momento fletor é máximo, e a abertura foi mais limitada. Esse comportamento confirma que, além da taxa de armadura, a distribuição espacial das barras exerce papel determinante na contenção da fissuração.

Além disso, as peças da série S4-0,8F, com a menor taxa de armadura e maior espaçamento entre barras, apresentaram o padrão de fissuração mais intenso entre todas as séries, caracterizado por trincas contínuas, múltiplas e com distribuição ampla ao longo do vão. Esse comportamento confirma que a combinação de menor taxa de armadura com maior espaçamento compromete significativamente a capacidade de controle da fissuração e por consequência, a capacidade resistente da ligação

As imagens foram analisadas de forma comparativa, considerando o número de fissuras, sua distribuição espacial e a abertura relativa dos traços de fissura. Observou-se, de modo geral, que as séries com armaduras dispostas fora da projeção do cone de arrancamento, apresentaram um número significativamente maior de fissuras em relação às séries com armaduras concentradas, evidenciando

menor eficiência no controle da fissuração quando o espaçamento entre barras é ampliado. Tal constatação reforça as recomendações da NBR 6118 (2023) quanto ao papel da distribuição de armaduras no controle da abertura de fissuras em elementos fletidos.

Nesta seção foram discutidos fatores que estão diretamente relacionados com o comportamento dos elementos de concreto armado submetidos a flexão e por conseguinte, com o comportamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado. Nesse contexto, buscando contribuir com a base de dados científica experimental de engenharia, são apresentados alguns dos parâmetros que foram monitorados durante a realização desta etapa, conforme mostra a Tabela 4-3.

Tabela 4-3 – Dados gerais monitorados

Nomenclatura			Propriedades			Solicitação		Ms,exp/Mr
			$d$	$wk$	$Mr$	$P_{flex}$	$Ms,exp$	
Série	Qt.	Conector	(mm)	(mm)	(kN.m)	(kN)	(kN.m)	
S1-1,3D	2	HS1-0,18-1,3D-A	162,0	0,04	125,28	123,56	21,62	0,18
		HS1-0,18-1,3D-B	152,0	0,05	123,42	125,19	21,98	0,21
	2	HS1-0,32-1,3D-A	162,0	0,08	125,28	129,22	38,77	0,33
		HS1-0,32-1,3D-B	152,0	0,07	123,42	124,08	37,22	0,35
	2	HS1-0,50-1,3D-A	162,0	0,21	125,28	118,86	56,46	0,48
		HS1-0,50-1,3D-B	152,0	0,23	123,42	127,47	60,55	0,57
	2	HS1-0,64-1,3D-A	162,0	0,26	125,28	111,88	67,12	0,57
		HS1-0,64-1,3D-B	152,0	0,27	123,42	123,47	74,08	0,69
S2-1,3F	2	HS2-0,18-1,3F-A	152,0	0,08	123,42	127,21	22,26	0,21
		HS2-0,18-1,3F-B		0,08		126,40	22,12	0,21
	2	HS2-0,32-1,3F-A		0,11		128,32	38,49	0,36
		HS2-0,32-1,3F-B		0,12		124,61	37,38	0,35
	2	HS2-0,50-1,3F-A		0,25		128,14	60,87	0,57
		HS2-0,50-1,3F-B		0,24		128,76	61,16	0,57
	2	HS2-0,64-1,3F-A		0,31		126,65	75,99	0,71
		HS2-0,64-1,3F-B		0,29		126,24	75,75	0,71
S3-0,8D	2	HS3-0,18-0,8D-A	158,8	0,07	87,16	88,56	15,49	0,20
		HS3-0,18-0,8D-B		0,05		84,89	14,85	0,19
	2	HS3-0,32-0,8D-A		0,07		85,73	25,71	0,33
		HS3-0,32-0,8D-B		0,08		89,04	26,72	0,34
	3	HS3-0,50-0,8D-A		0,14		87,24	41,24	0,52
		HS3-0,50-0,8D-B		0,15		85,18	40,46	0,51
	2	HS3-0,64-0,8D-A		0,19		87,94	52,76	0,67
		HS3-0,64-0,8D-B		0,19		86,75	52,05	0,66
S4-0,8F	2	HS4-0,18-0,8F-A	158,8	0,05	86,71	91,36	15,98	0,20
		HS4-0,18-0,8F-B		0,07		87,99	15,40	0,20
	2	HS4-0,32-0,8F-A		0,09		87,73	26,31	0,33
		HS4-0,32-0,8F-B		0,10		88,10	26,43	0,34
	3	HS4-0,50-0,8F-A		0,17		88,94	42,24	0,54
		HS4-0,50-0,8F-B		0,18		85,97	40,84	0,52
	2	HS4-0,64-0,8F-A		0,25		89,49	53,69	0,68
		HS4-0,64-0,8F-B		0,24		89,40	53,63	0,68

$d$  é a distância entre o centro de inércia da barra e a superfície da seção de concreto

$wk$  é a abertura de fissura em cada trecho de embutimento

$Mr$  momento resistente característico da seção transversal, conforme NBR 6118 (2023)

$P_{flex}$  é a carga pontual de flexão aplicada no meio do vão em cada ciclo de ensaio

$Ms, exp$  é o momento solicitante atuante na seção de embutimento do conector

#### **4.3. Comportamento dos conectores metálicos ao arrancamento**

Após a avaliação do comportamento à flexão dos elementos prismáticos, incluindo as análises de deformações longitudinais, abertura de fissuras e mapeamento da fissuração, este tópico passa a tratar especificamente da resposta dos conectores metálicos com cabeça submetidos ao ensaio de arrancamento. O objetivo é compreender a resposta resistente dessas ligações quando tracionados a partir de diferentes regiões de um dado elemento estrutural, sob influência direta da fissuração local, da distribuição da armadura superficial e da magnitude do momento fletor aplicado na seção de embutimento.

Os ensaios de arrancamento foram conduzidos imediatamente após a aplicação da carga de flexão, com os prismas mantidos em estado carregado e fissurado. Cada conector foi ensaiado individualmente, sob aplicação controlada de carga axial de tração, até a ruptura. Os dados obtidos incluem modos de ruptura, curvas carga-deslizamento, deformações da haste metálica e resistência final ao arrancamento, permitindo uma caracterização detalhada do comportamento mecânico das ligações aço-concreto abordadas nesta pesquisa.

### 4.3.1. Modos de Ruptura

#### 4.3.1.1. Modos de Ruptura em concreto não fissurado

Para as séries de ensaios em conectores metálicos embutidos em blocos rígidos de concreto armado, foi observado o modo de ruptura de formação de cone de concreto, como pode ser observado na Figura 4-17

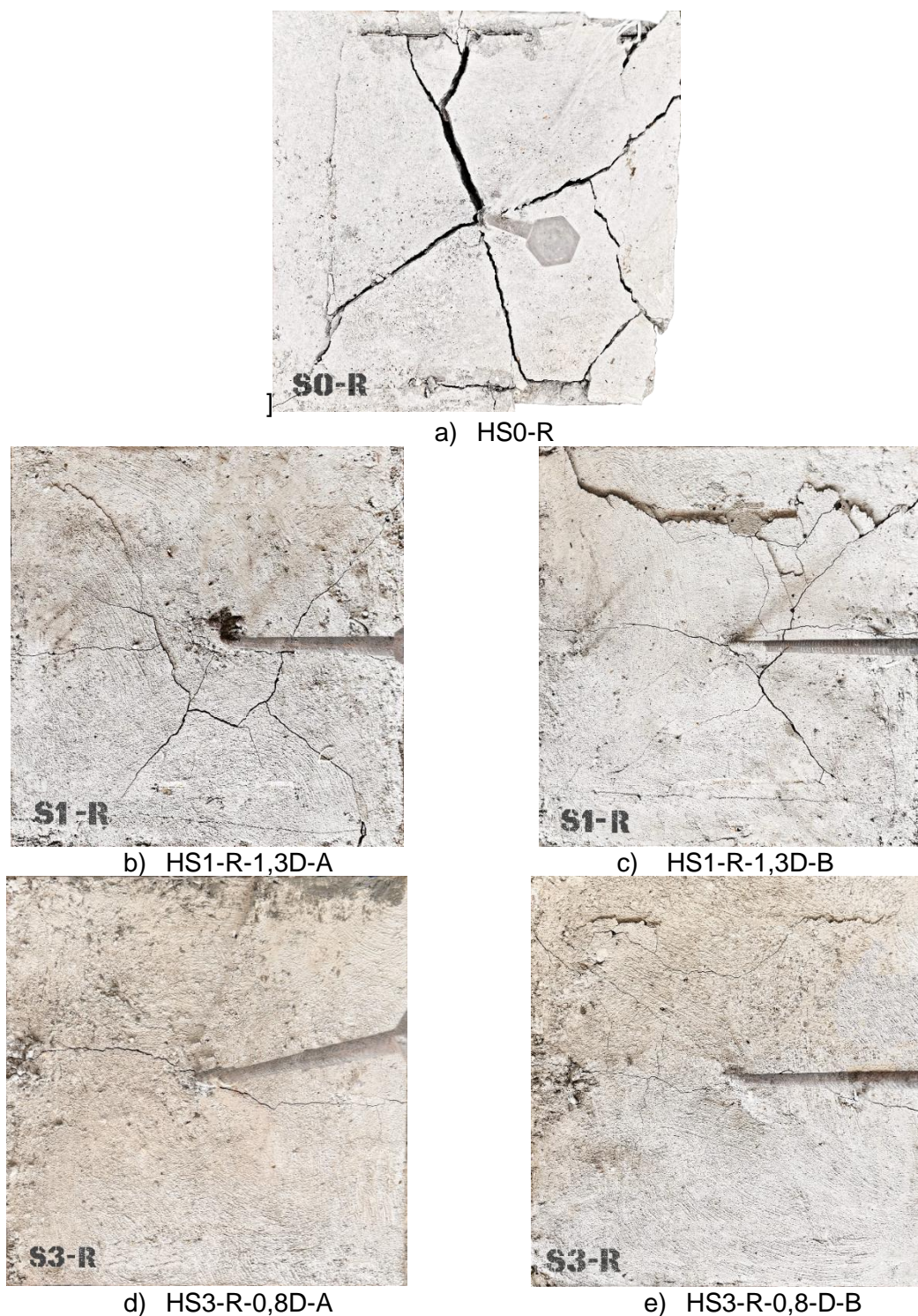
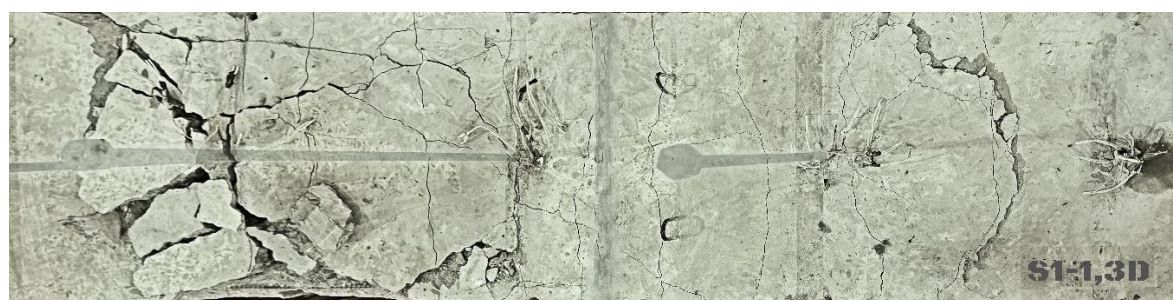


Figura 4-17 – Visto superior dos conectores ensaiados em blocos rígidos



#### 4.3.1.2. Modos de Ruptura em concreto fissurado

A análise visual dos elementos após os ensaios de arrancamento permite identificar de forma clara os modos de ruptura predominantes em cada série. A Figura 4-18 apresenta a vista superior dos espécimes da série S1-1,3D. Observa-se que desta série em sua maioria apresentaram ruptura do cone de concreto, com falhas visíveis nos contornos circulares ao redor da haste metálica, caracterizando o destacamento da região superficial de concreto. A morfologia dessas rupturas, inclusive com fragmentação do cone, é compatível com os mecanismos descritos na literatura para este tipo de falha em elementos esbeltos. Por outro lado, o conector HS1-0,18-1,3D, Figura 4-18d, apresentou um modo de ruptura distinto, caracterizado pelo escoamento da haste metálica. Tal comportamento sugere alguma variação de resistência do concreto aliada a uma menor incidência de fissuração, aumentando as condições de confinamento do concreto que superou a capacidade resistente da haste de conector.



a) HS1-0,32-1,3D-A b) HS1-0,64-1,3D-A c) HS1-0,50-1,3D-A d) HS1-0,18-1,3D-A



e) HS1-0,32-1,3D-B f) HS1-0,64-1,3D-B g) HS1-0,50-1,3D-B h) HS1-0,18-1,3D-B

Figura 4-18 – Vista superior dos espécimes da série S1-1,3D após ensaio de arrancamento

Na Figura 4-19, que ilustra os espécimes da série S2-1,3F, observa-se um padrão recorrente de ruptura do cone de concreto em todos os conectores avaliados. A morfologia das falhas nesta série apresenta extensão superficial mais ampla e fissuras radiais bem desenvolvidas, indicando que a configuração da armadura de

tração com maior espaçamento (F) contribuiu para um menor confinamento transversal, favorecendo a propagação do cone de ruptura.

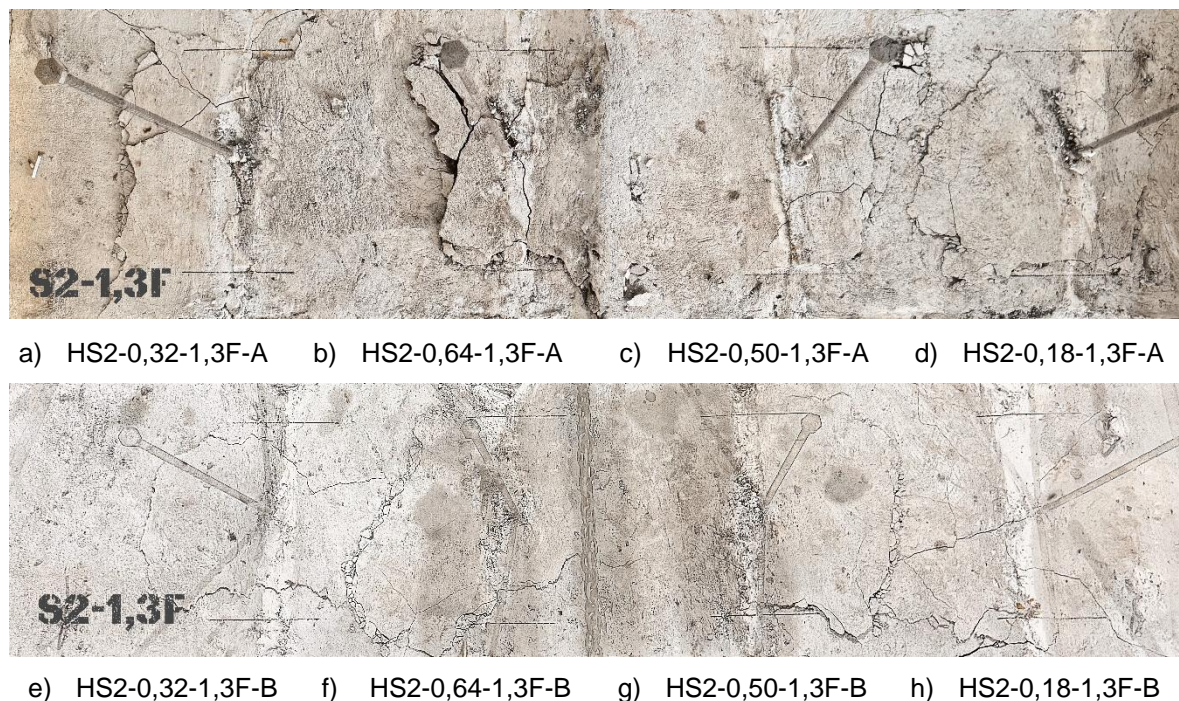


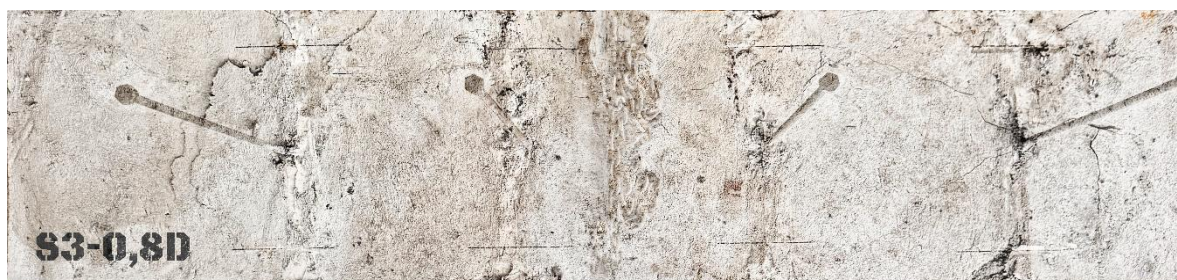
Figura 4-19 – Vista superior dos espécimes da série S2-1,3F após ensaio de arrancamento

As Figura 4-20 Figura 4-21 correspondem às séries S3-0,8D e S4-0,8F, respectivamente, evidenciam rupturas por destacamento do concreto nas regiões próximas aos conectores. Apesar de todas as peças dessas séries apresentarem ruptura do cone de concreto, destaca-se que, na série S4-0,8F, as fissuras associadas ao cone se estendem de forma mais irregular e extensa ao longo da superfície superior, possivelmente em função da menor taxa de armadura longitudinal e da maior distância entre barras, o que comprometeu o controle da fissuração e a integridade da região de ancoragem.





a) HS3-0,32-0,8D-A    b) HS3-0,64-0,8D-A    c) HS3-0,50-0,8D-A    d) HS3-0,18-0,8D-A



e) HS3-0,32-0,8D-B    f) HS3-0,64-0,8D-B    g) HS3-0,50-0,8D-B    h) HS3-0,18-0,8D-B

Figura 4-20 – Vista superior dos espécimes da série S3-0,8D após ensaio de arrancamento



a) HS4-0,32-0,8F-A    b) HS4-0,64-0,8F-A    c) HS4-0,50-0,8F-A    d) HS4-0,18-0,8F-A



d) HS4-0,32-0,8F-A    e) HS4-0,64-0,8F-A    f) HS4-0,50-0,8F-A    g) HS4-0,18-0,8F-A

Figura 4-21 – Vista superior dos espécimes da série S4-0,8F após ensaio de arrancamento

Dentre as quatro séries experimentais analisadas, optou-se por aprofundar a investigação sobre a formação do cone de arrancamento em duas séries específicas: S3-0,8D e S4-0,8F, ambas caracterizadas por uma taxa de armadura longitudinal de



0,8%. A escolha dessas séries se baseou na intenção de avaliar de forma mais criteriosa a influência da distribuição das armaduras de tração na geometria da ruptura por arrancamento do concreto.

Foi adotada uma estratégia de corte das peças após os ensaios, visando a visualização dos planos de ruptura tanto em sentido longitudinal quanto transversal, conforme representado na Figura 4-22. Essa metodologia de análise tridimensional viabilizou uma caracterização mais abrangente do comportamento do concreto ao redor da ancoragem, fornecendo subsídios relevantes para a compreensão dos mecanismos envolvidos na formação do cone de arrancamento, tanto em termos geométricos quanto estruturais.

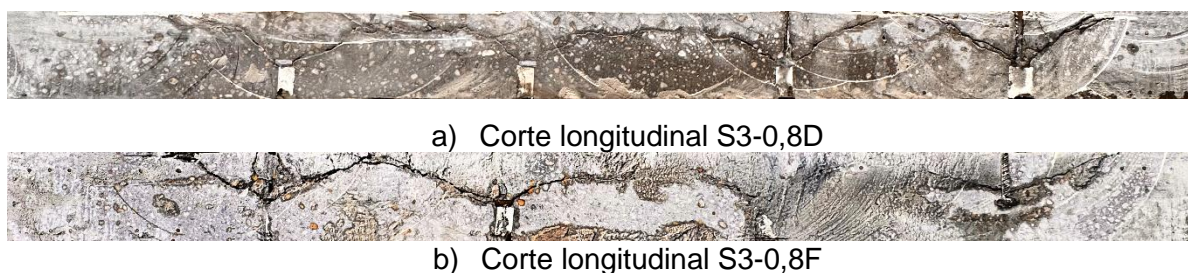


Figura 4-22 – Vista de corte longitudinal das séries S3-0,8D E S4-0,8F

As peças com sufixo A foram seccionadas longitudinalmente, ao longo do eixo que passa pelo centro da largura da seção transversal dos prismas, permitindo uma visualização direta do desenvolvimento do cone de arrancamento ao longo da direção da flexão. Por sua vez, as peças com sufixo B foram cortadas transversalmente, no plano vertical perpendicular ao comprimento do prisma e coincidente com o ponto de embutimento do conector, permitindo observar a geometria do cone de ruptura em seu perfil transversal. Os resultados dessas observações estão organizados nas Figura 4-23 e Figura 4-24, para as séries S3-0,8D e S4-0,8F, respectivamente.



a) HS3-0,18-0,8D – Transversal



b) HS3-0,18-0,8D – longitudinal



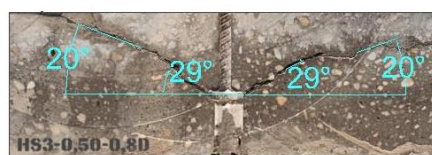
c) HS3-0,32-0,8D - Transversal



d) HS3-0,32-0,8D – longitudinal



e) HS3-0,50-0,8D - Transversal



f) HS3-0,50-0,8D – longitudinal



g) HS3-0,64-0,8D – Transversal



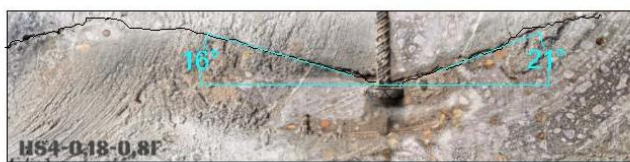
h) HS3-0,64-0,8D – longitudinal

Figura 4-23 – Vista da formação do cone de arrancamento da série HS3-0,8D

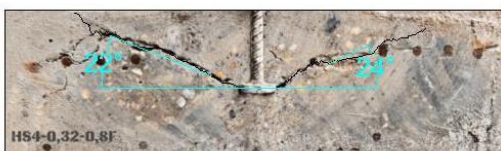
Na série S3-0,8D, observou-se que os ângulos de abertura nos cortes longitudinais oscilaram entre 23° e 37°, enquanto nos cortes transversais, os valores ficaram ligeiramente mais homogêneos, entre 23° e 29°. Esses resultados sugerem que, apesar da presença de armadura na projeção do cone, os modos de ruptura mantiveram certa simetria e aderência ao comportamento esperado para elementos submetidos a arrancamento em concreto armado moderadamente fissurado. Em se tratando ainda dos cortes longitudinais, é possível observar uma mudança no plano de angulação quando a fissura atinge a cota de instalação das barras.



a) HS4-0,18-0,8F - Transversal



b) HS4-0,18-0,8F - longitudinal



c) HS4-0,32-0,8F - Transversal



d) HS4-0,32-0,8F - longitudinal



e) HS4-0,50-0,8F - Transversal



f) HS4-0,50-0,8F - longitudinal



g) HS4-0,64-0,8F - Transversal



h) HS4-0,64-0,8F - longitudinal

Figura 4-24 – Vista da formação do cone de arrancamento da série HS4-0,8F

Para as na série S4-0,8F, em que a distribuição da armadura de tração foi afastada da região de embutimento dos conectores, foram observadas maiores variações nos ângulos de abertura, sobretudo nos cortes longitudinais, com valores tão baixos quanto 16° e tão elevados quanto 32°. Essa variação pode estar associada, no entanto, a falhas no processo de cortes das peças, que em virtude das condições de serviço, podem ter sofrido desalinhamento, principalmente no que se refere a ao conector HS4-0,18-0,8F, mostrado na Figura 4-24b.

Análises visuais indicam que, de modo geral, os cones de ruptura mantiveram inclinações compatíveis com os modelos teóricos usualmente reportados na literatura técnica. De acordo com Eligehausen *et al.*, (2006), para conexões do tipo conectores metálicos embutidas em concreto não fissurado, a superfície de ruptura por arrancamento tende a formar um cone com ângulo de inclinação em torno de 35° em relação à horizontal, o que corresponde a uma projeção horizontal de aproximadamente 1,5 vezes a profundidade de embutimento. Esse padrão



geométrico tem sido amplamente adotado como referência em diretrizes normativas, como a fib Bulletin 58 (2011) e o ACI 318 (2019).

No presente estudo, os ângulos observados nas peças experimentais variaram entre 16° e 37°, com variações entre cortes longitudinais e transversais. Tais diferenças podem ser atribuídas à presença de fissuração prévia induzida pela flexão, à distribuição da armadura ao redor dos conectores e ao grau de confinamento local proporcionado pela armadura transversal e pela geometria da peça. A análise crítica dessas inclinações reforça o entendimento de que, embora o modelo clássico proposto por Eligehausen *et al.*, (2006) seja uma boa aproximação inicial, os efeitos da fissuração por flexão e da interação entre o conector e a armadura superficial exigem uma abordagem mais refinada para elementos submetidos a ações combinadas.

De maneira geral, os cortes longitudinais e transversais realizados nas séries com  $\rho_f$  igual a 0,8% proporcionaram uma visão detalhada da geometria dos cones de arrancamento, revelando a influência da distribuição da armadura e da condição de fissuração pré-existente na inclinação e simetria dos planos de ruptura. Esta análise permite de forma muito tranquila comprovar que o modo de ruptura predominante na bateria de ensaios realizados neste trabalho foi o de destacamento do cone de concreto.

#### 4.3.2. Deslizamento do conector

O monitoramento do deslizamento dos conectores com cabeça foi realizado por meio de transdutores de deslocamento linear (LVDTs) instalados na face inferior dos elementos ensaiados, posicionados diretamente sobre a cabeça dos conectores. Essa instrumentação permitiu acompanhar, com precisão, o deslocamento relativo entre o conector metálico e o concreto ao longo dos ensaios de arrancamento. A avaliação desse parâmetro é fundamental para diagnosticar a integridade da ligação e prevenir modos de falha indesejados, como o deslizamento excessivo antes do destacamento do cone de concreto, conforme discutido em estudos como os de Eligehausen *et al.* (2006), fib Bulletin 58 (2011) e ACI 355.2 (2019).

#### 4.3.2.1. Deslizamento do conector em concreto não fissurado

A Figura 4-25 apresenta os resultados dos conectores embutidos em concreto não fissurado. Observa-se que os conectores da série S0-R, moldados em blocos rígidos e sem armadura de flexão, demonstraram comportamento estável e deslizamento moderado. As séries S1-R e S3-R, por sua vez, possuem configurações idênticas de armadura às séries S1-1,3D e S3-0,8D, respectivamente. Contudo, os resultados revelam que, na ausência de fissuração, a presença de armaduras não contribuiu significativamente para o desempenho à tração da ligação, o que sugere que o confinamento provido pelo concreto íntegro foi suficiente para assegurar a resistência à extração do conector. Esse comportamento levanta questionamentos quanto à atuação do chamado "efeito pino", uma vez que a presença de barras atravessando a região de embutimento não resultou em alterações perceptíveis na rigidez ou na resistência da ligação.

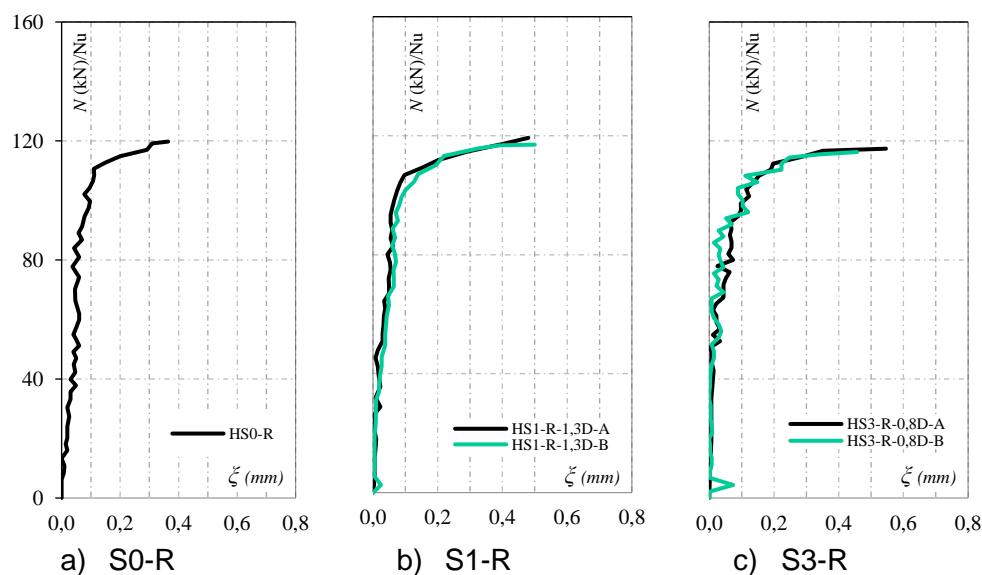


Figura 4-25 – Carga-Deslizamento dos conectores da série de conectores embutidos em concreto não fissurado

#### 4.3.2.2. Deslizamento do conector em concreto fissurado

As Figura 4-26 a Figura 4-29 mostram os gráficos de carga-deslizamento obtidos nos ensaios realizados em elementos prismáticos fissurados. A fissuração, induzida previamente através da aplicação de carga de flexão, comprometeu significativamente a capacidade de confinamento do concreto ao redor dos conectores, afetando diretamente o comportamento das ligações. As curvas apresentadas evidenciam uma rigidez inicial acentuada, seguida de um estágio de deslocamento progressivo próximo à ruptura, compatível com o destacamento do cone de concreto. Dentre os resultados mostrados, destaca-se em curva vermelha o conector HS1-0,18-1,3D-A, que apresentou modo de ruptura por escoamento da haste.

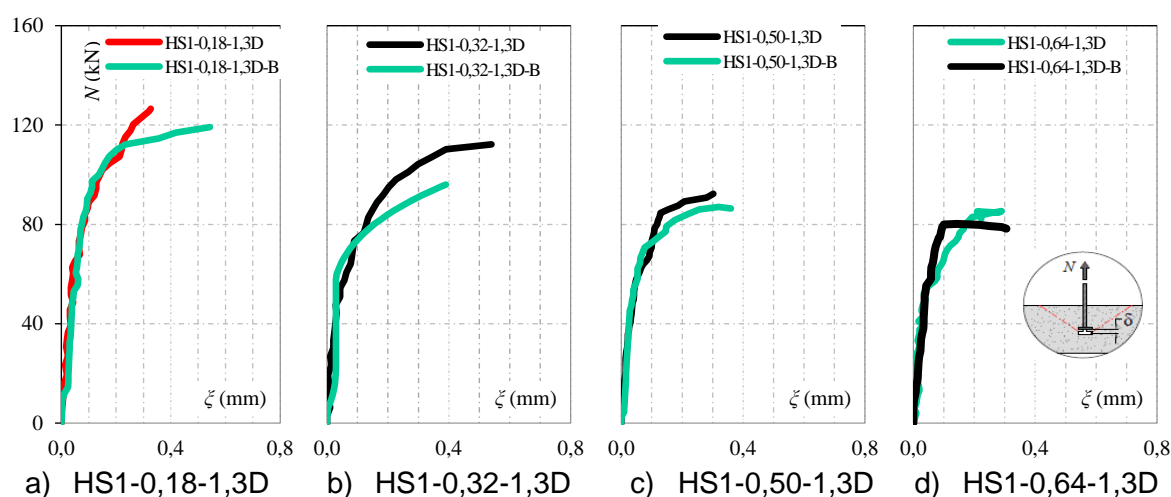


Figura 4-26 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS1-1,3D

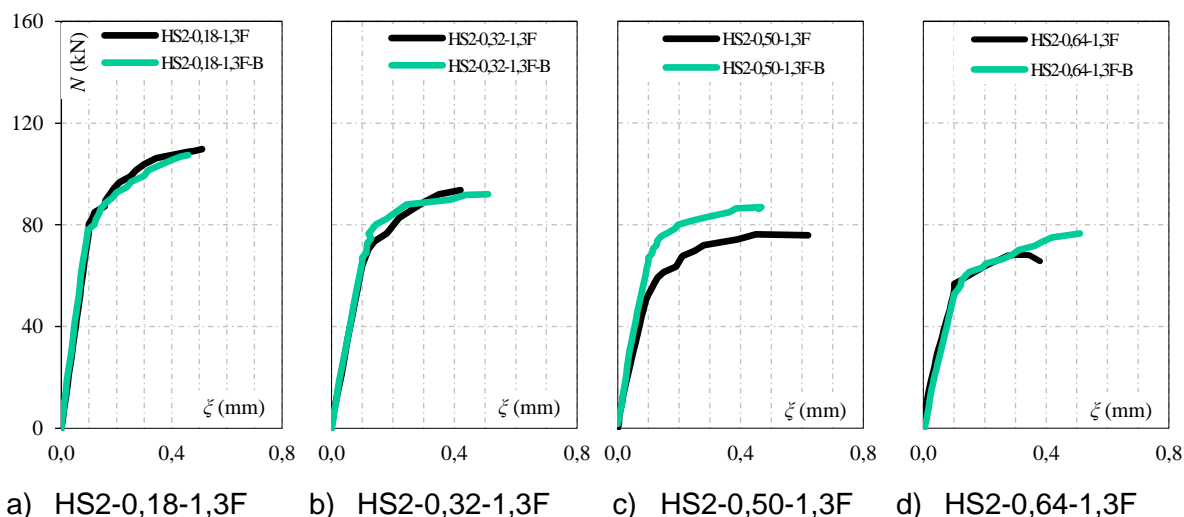
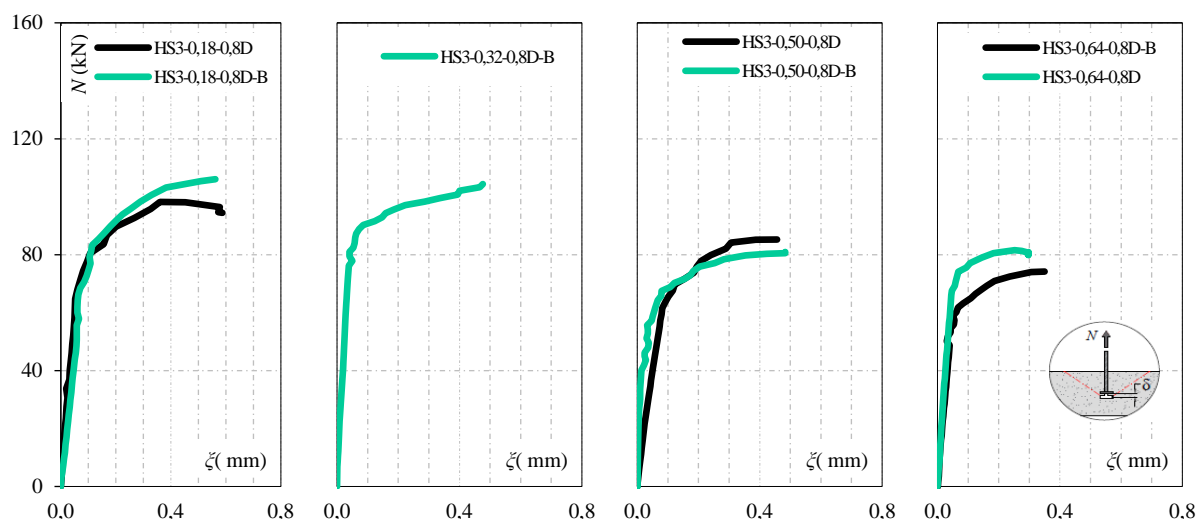
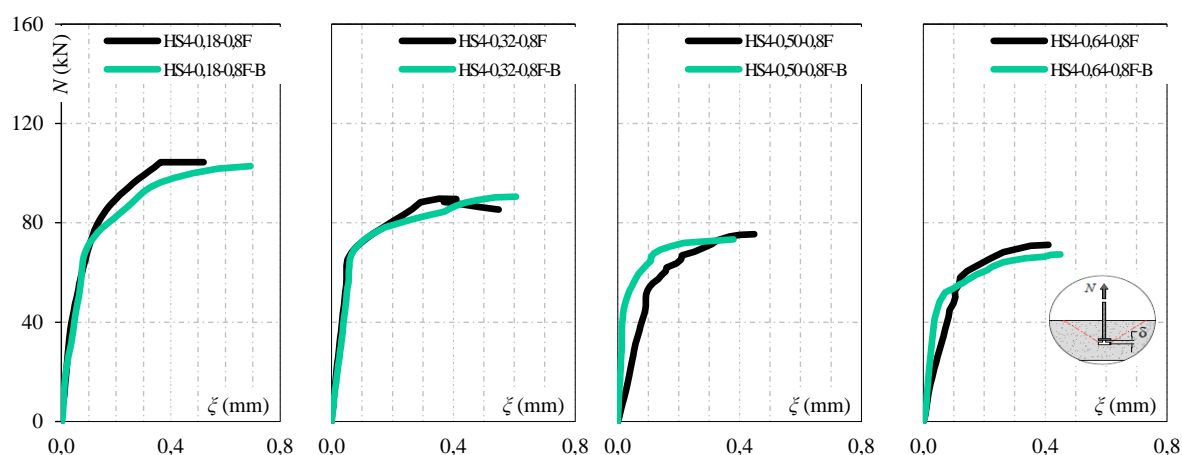


Figura 4-27 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS2-1,3F



a) HS3-0,18-0,8D    b) HS3-0,32-0,8D    c) HS3-0,50-0,8D    d) HS3-0,64-0,8D

Figura 4-28 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS3-0,8D



a) HS4-0,18-0,8F    b) HS4-0,32-0,8F    c) HS4-0,50-0,8F    d) HS4-0,64-0,8F

Figura 4-29 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS4-0,8F

A Figura 4-30 permite a análise comparativa entre conectores com diferentes relações  $M_s/M_r$  dentro da mesma série. Nota-se que os conectores localizados mais ao centro dos prismas, como o HS1-0,64-1,3D e HS3-0,50-0,8D, submetidos a maiores valores de momento solicitante ( $M_s$ ), apresentaram menor capacidade resistente em relação aos conectores periféricos. Esse comportamento está associado à maior incidência de fissuração nas regiões centrais, o que fragiliza o concreto ao redor da ligação, reduzindo o confinamento e, por consequência, a resistência ao arrancamento.

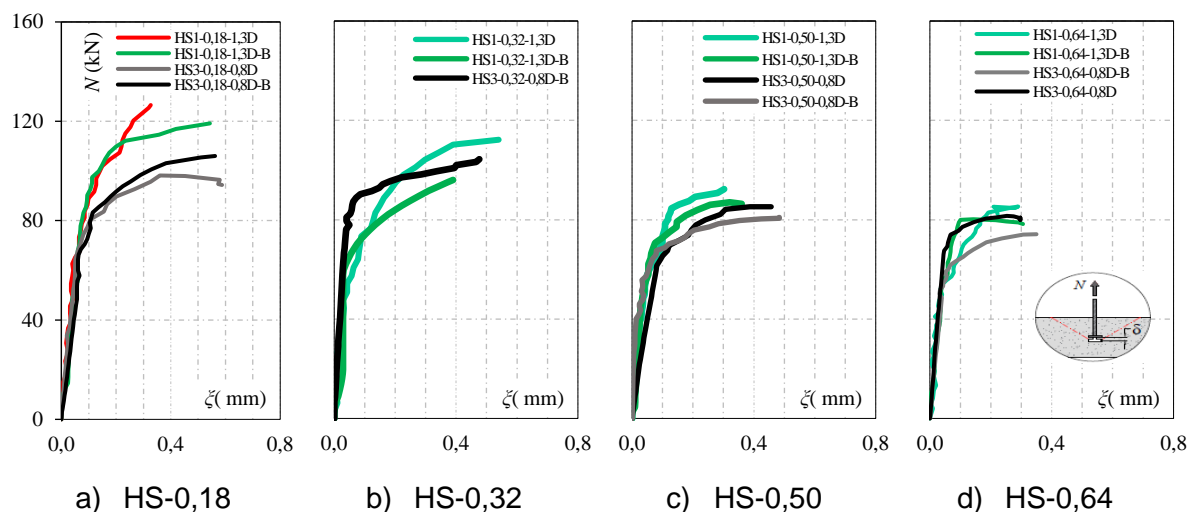


Figura 4-30 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS1-1,3D e HS3-0,8D

Para as séries S1-1,3D e S3-0,8D, observa-se que o aumento da taxa de armadura, aliado a uma distribuição mais favorável, resultou em maior rigidez e capacidade resistente. Esses resultados demonstram que a eficácia da armadura depende da sua ação direta no controle da fissuração e no confinamento do concreto na região crítica da ligação.

Nas séries com menor taxa de armadura, observou-se desempenho inferior nos conectores das séries F, conforme destaca a Figura 4-31. Isso pode ser explicado pela ausência de armaduras na região de embutimento dos conectores nessas peças, o que pode ter favorecido a formação de fissuras, comprometendo ainda mais o confinamento do concreto. Esse fator teve impacto direto na rigidez e na resistência final da ligação, corroborando a importância da distribuição adequada das armaduras.



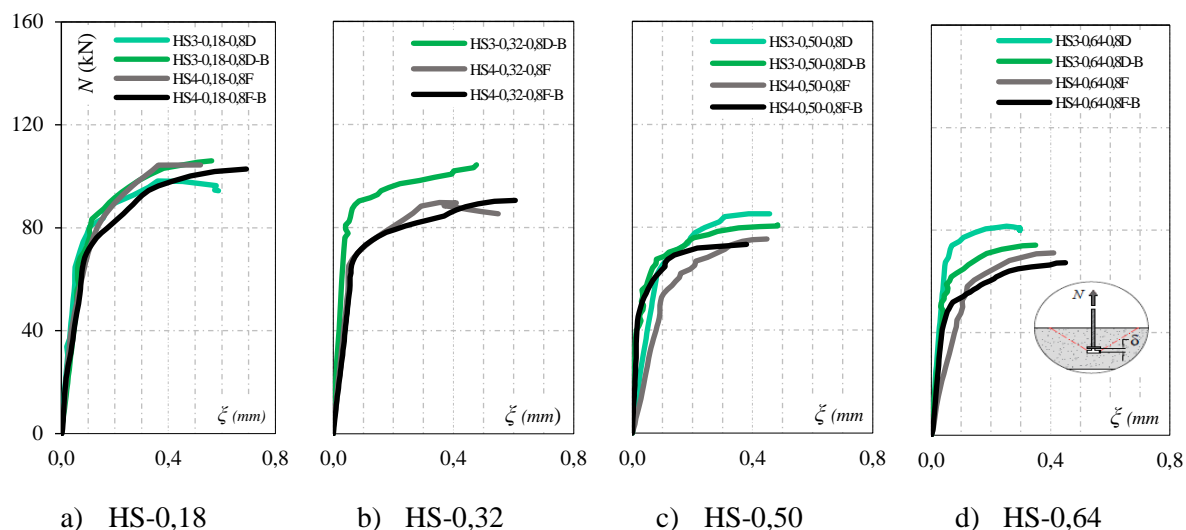


Figura 4-31 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS3-0,8D e HS4-0,8F

A Figura 4-32 apresenta os resultados séries S1-1,3D e S1-1,3F e evidencia que mesmo com a mesma taxa de armadura, os conectores da série F apresentaram maiores deslocamentos e menor resistência. Isso reforça que a distribuição das armaduras tem papel mais significativo do que apenas sua quantidade. Quando posicionadas fora da região de embutimento, as armaduras deixam de atuar de forma eficaz no controle da fissuração ao redor do conector, fragilizando a região e afetando a resposta resistente da ligação.

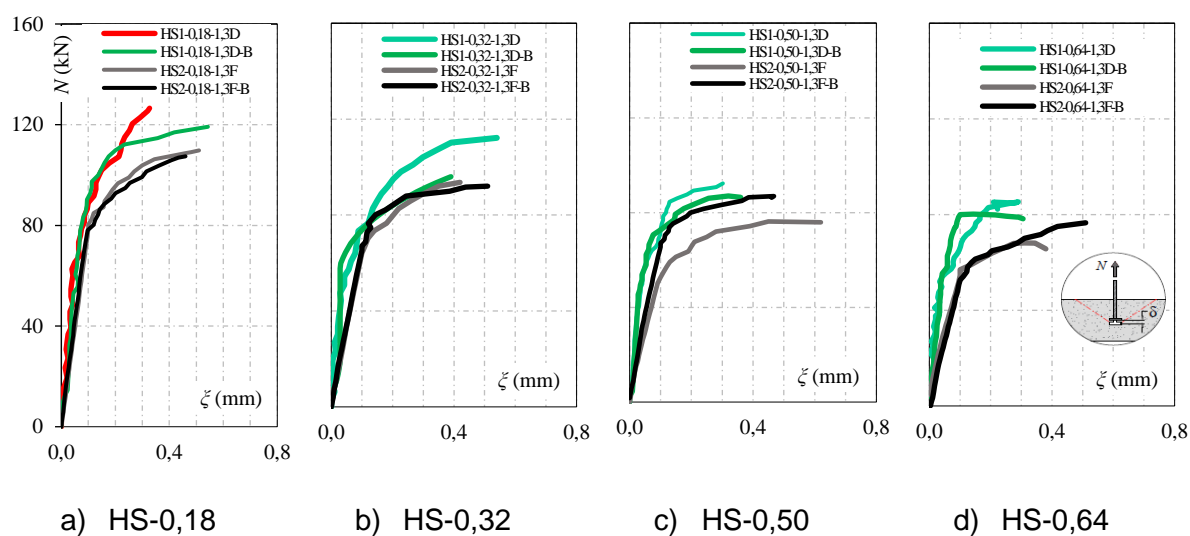


Figura 4-32 – Carga-Deslizamento dos conectores da série HS1-1,3D e HS2-1,3F

Outro aspecto crítico está relacionado ao tipo de ruptura identificado. Em conectores como o HS1-0,18-1,3D (Figura 4-32a), cuja ruptura foi caracterizada por escoamento da haste, não se observou a fase final de deslizamento progressivo, comum à falha por arrancamento do cone. A ausência dessa fase é justificada pelo fato de que o cone de concreto permaneceu aderido, e o colapso ocorreu pela falha do próprio elemento metálico, encerrando abruptamente a curva carga-deslocamento.

De forma consolidada, ao se comparar os resultados obtidos em concreto não fissurado com os das séries prismáticas, observa-se que a fissuração do concreto exerce influência determinante no comportamento da ligação, reduzindo significativamente a resistência

A comparação entre conectores de uma mesma série, posicionados em regiões com diferentes relações  $M_s/M_r$ , demonstra que a posição ao longo do prisma afeta o grau de fissuração local, impactando diretamente no confinamento do concreto e na resposta da ligação. A análise integrada dos dados também indica que a presença de armadura influencia positivamente o desempenho da ligação apenas quando contribui para o controle da fissuração e para a manutenção da integridade da região de embutimento. Assim, os resultados obtidos neste estudo sugerem que a principal função estrutural das armaduras na melhoria do desempenho ao arrancamento está associada ao controle da fissuração, e não à restrição mecânica direta ao cone de ruptura, não sendo possível, com base nas evidências experimentais, confirmar a existência de um efeito pino atuante nas condições avaliadas.

#### 4.3.3. Deformações da haste do conector

##### *4.3.3.1. Deformações da haste do conector em concreto não fissurado*

A avaliação das deformações da haste dos conectores metálicos, tanto dentro quanto fora da região de embutimento no concreto, fornece informações relevantes sobre o comportamento da ligação durante o ensaio de arrancamento. Para essa análise, foram utilizados extensômetros instalados ao longo da haste dos conectores

em trechos distintos, permitindo a mensuração direta das deformações relativas ao carregamento aplicado.

Na Figura 4-33, que apresenta os resultados das séries com concreto não fissurado, observa-se que, mesmo na ausência de fissuras, há distinções importantes entre os conectores das séries S0-R, S1-R e S3-R. Em todos os casos, a deformação na região fora do embutimento da haste ( $he$ ) é superior à observada dentro do embutimento ( $hi$ ). Isso sugere que a região embutida pode contribuir para o confinamento do conector, limitando sua deformação devido ao atrito e à aderência entre concreto e aço. As diferenças entre as séries S0-R, S1-R e S3-R foram discretas, indicando que, no concreto não fissurado, a presença ou ausência de armadura não alterou substancialmente esse padrão.

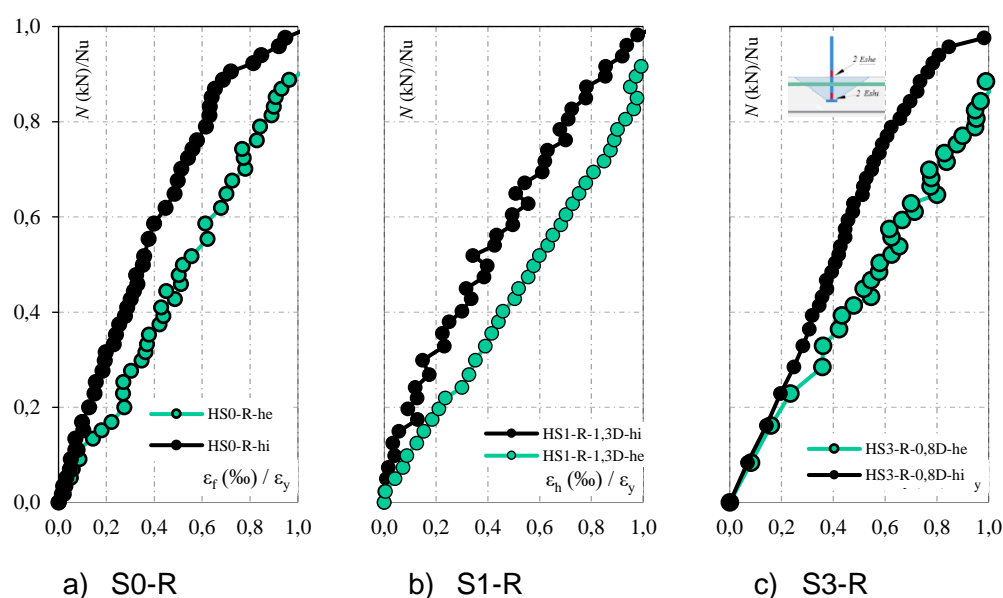


Figura 4-33 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector para conectores embutidos em concreto não fissurado

#### 4.3.3.2. Deformações da haste do conector em concreto fissurado

As Figura 4-34 e Figura 4-35, referentes às séries S1-1,3D e S2-1,3F, indicam que a deformação no trecho externo da haste também foi consistentemente mais acentuada que na região de embutimento. Os conectores com  $M_s/M_r$  mais elevado, como HS1-0,64-1,3D e HS2-0,64-1,3F, apresentaram maiores deformações fora do embutimento.

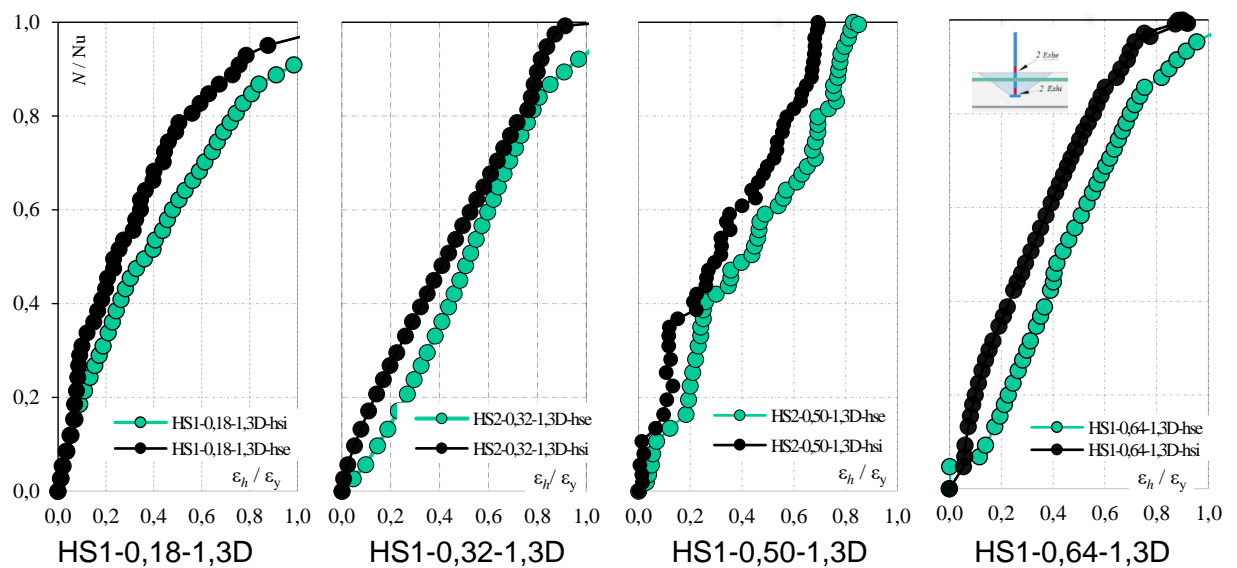


Figura 4-34 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector no concreto HS1-1,3D

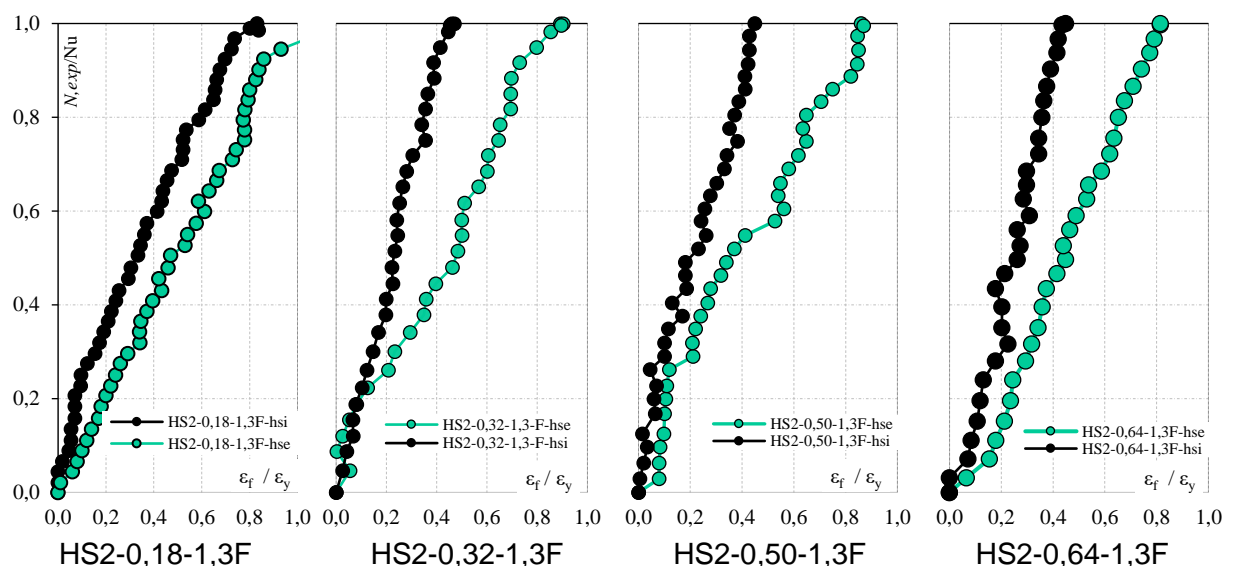
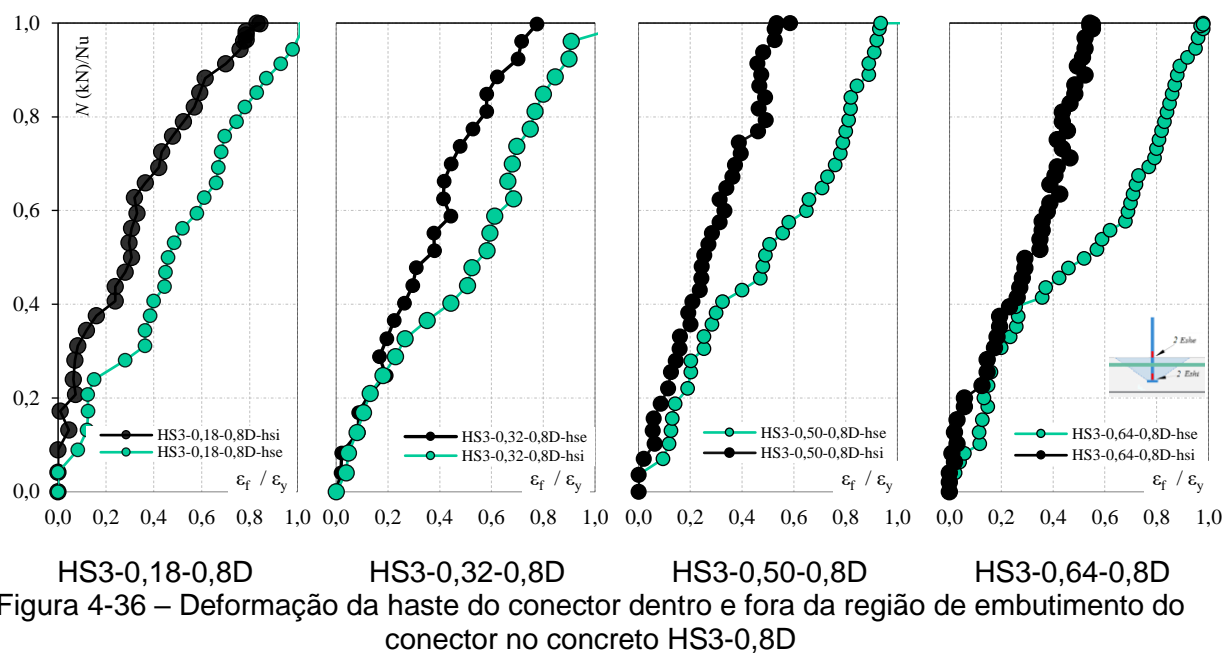
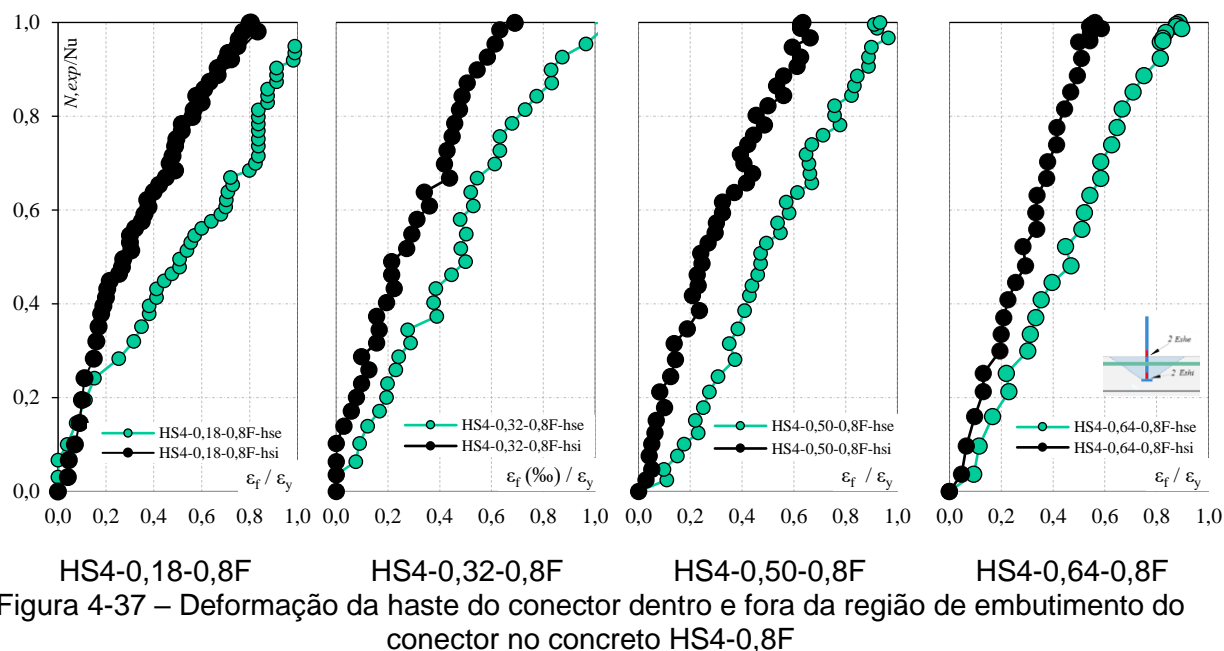


Figura 4-35 – Deformação da haste do conector dentro e fora da região de embutimento do conector no concreto HS2-1,3F

Na Figura 4-36, que mostra os conectores da série S3-0,8D, o mesmo comportamento foi observado. Os trechos não embutidos apresentaram maiores deformações em comparação aos embutidos. Essa proximidade pode estar relacionada à boa interação entre haste e concreto ao longo do embutimento, mesmo com a menor taxa de armadura.



Já Figura 4-37, que apresenta os resultados da série S4-0,8F, observa-se maior dispersão entre os conectores, com diferença mais acentuada entre os trechos interno e externo da haste. Em todos os conectores, o trecho não embutido apresenta deformação superior.



De forma geral, os resultados indicam que o trecho da haste instalada na região de embutimento do conector apresenta menor deformação relativa em comparação ao trecho não embutido. Em todos os casos, com exceção do conector HS1-0,18-1,3D,

as hastes permaneceram dentro do regime elástico, apresentando alguma plastificação, mas sem ruptura, para os conectores embutidos em regiões onde a relação  $M_s/M_r$  era de aproximadamente 0,18.

A partir das análises realizadas, foi possível compreender o comportamento das ligações nos diferentes elementos prismáticos ensaiados, destacando-se, de forma geral, a atuação mais restrita do concreto na região de embutimento. Com exceção de um único caso, as hastes permaneceram integras durante os ensaios, sendo o modo de ruptura predominante caracterizado pelo destacamento do cone de concreto. A seguir, são discutidos os resultados de resistência ao arrancamento obtidos nos ensaios.

#### 4.3.4. Resistência ao arrancamento em concreto não fissurado

A avaliação da resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto não fissurado tem como objetivo isolar os efeitos das condições do concreto e da presença de armadura, sem a interferência das fissuras previamente formadas por esforços de flexão. Nessa etapa do programa experimental, foram realizados ensaios em blocos rígidos moldados especificamente para garantir que a aplicação da carga de arrancamento ocorresse em condições de concreto íntegro.

As séries S0-R, S1-R e S3-R correspondem a esse conjunto de ensaios. A série S0-R foi moldada sem armadura de tração, enquanto as séries S1-R e S3-R receberam arranjos de armadura iguais aos utilizados nas séries prismáticas S1-1,3D e S3-0,8D, respectivamente. Com isso, foi possível investigar se a presença de barras de armadura cruzando ou próximas à região de projeção do cone de concreto exerce influência direta sobre a capacidade resistente da ligação em situações onde o concreto ao redor do conector não apresenta fissuração.

Para avaliar efetivamente a contribuição do possível efeito pino gerado pelo número de barras que atravessam a região de embutimento do conector, é necessário avaliar a resposta resistente dos conectores metálicos embutidos em concreto não fissurado, conforme realizado no programa experimental de conectores embutidos

em blocos rígidos, através das séries S0-R; S1-R e S3-R. A Tabela 4-4 mostra os resultados obtidos de resistência ao arrancamento para estas séries.

Tabela 4-4 – Resultados experimentais de ensaios de arrancamento em concreto não fissurado

Nomenclatura		Conector	Armadura de flexão		Arrancamento		
		$h_{ef}$	$\varnothing_f$ (mm)	$n\varnothing_{f,adotado}$	Nu,exp	média	k,exp
		(mm)	(mm)		kN	kN	
S0-R	HS0-R	111	0,0	0	118,75	118,75	18,2671
S1-R	HS1-R-1,3D-A	110,9	16,0	8	119,26	119,03	18,3704
	HS1-R-1,3D-B	110,6	16,0	8	118,79		18,3725
S3-R	HS3-R-0,8D-A	110,5	12,5	8	117,43	116,72	18,1868
	HS3-R-0,8D-B	110,0	12,5	8	116,01		18,0895

O princípio desta série de ensaios, foi obter um valor de referências no que diz respeito as séries S1-1,3-D e S3-0,8D (concreto fissurado), sendo replicado seus parâmetros como número de barras dentro a região de embutimento do conector, para as séries S1-R e S3-R, respectivamente. A série S0-R não possui barras na seção de embutimento do conector, podendo ser utilizada como referência de resistência ao arrancamento em concreto não fissurado para as séries S2-1,3F e S4-0,8F.

É importante destacar que a realização desta bateria de ensaios em blocos rígidos permitiu isolar os efeitos da fissuração no concreto circundante ao comprimento embutido do conector, restando, apenas, o embutimento efetivo, a resistência do concreto e o possível efeito pino provocado pelo número de barras que atravessam a região de embutimento. Tendo em vista as variações construtivas, foi plotado p parâmetro  $k,exp$ , que leva em consideração a resistência experimental ao arrancamento, o embutimento efetivo do conector e a resistência do concreto. A Figura 4-38 mostra a o fator  $k,exp$  em função da taxa de armadura presente na seção de embutimento do conector.

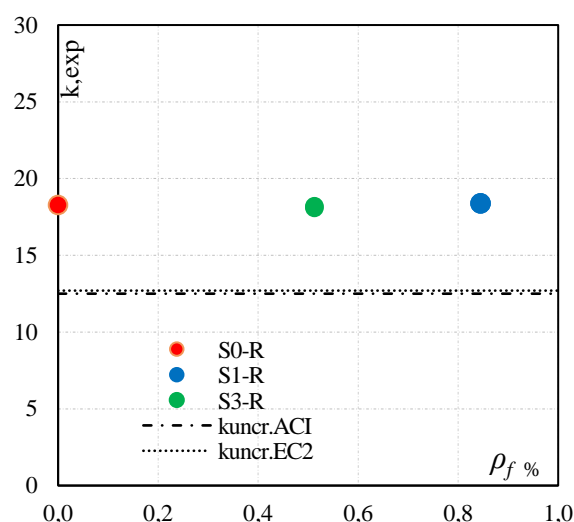


Figura 4-38 – Fator  $k$ ,  $Exp$  em função da taxa de armadura presente na região de embutimento do conector

A análise da figura, indica que a taxa de armadura não exerceu influência sobre a reposta resistente da ligação, uma vez que, nas condições onde o concreto não está fissurado, a armadura superficial não é ativada, logo, não participa do controle da fissuração. No que se refere ao possível efeito pino provocado pelo número de barras que atravessam a região de embutimento do conector, os resultados experimentais de arrancamento em blocos de rígidos de concreto armado, com diferentes percentuais de taxa de armadura, indicaram que o efeito pino pode não ser um fator relevante para a estimativa de resistência ao arrancamento.

Uma análise mais aprofundada a esse respeito pode ser relacionada aos estudos conduzidos por Eligehausen e Sawade (1989) e Santos *et al.* (2024), os quais, por meio da instrumentação com extensômetros de imersão na região de formação do cone de arrancamento, identificaram que a fissura crítica se inicia por volta de 30% da carga máxima de tração. Essa fissura se origina na cabeça do conector e se propaga em direção à superfície do embutimento sob uma angulação aproximada de 35°. Com o aumento progressivo da carga, essa fissura se espalha até atingir a superfície externa do concreto. Considerando essa trajetória de propagação, é possível inferir que, ao atingir a cota de instalação de armaduras superficiais, a ligação já se encontra em seu estado crítico. Nesse contexto, a presença pontual de armaduras cruzando essa fissura em seu trecho final não caracteriza, necessariamente, uma contribuição efetiva para a resistência ao arrancamento da ligação.



Dessa forma, os resultados obtidos para os conectores ensaiados em concreto não fissurado demonstram sugerem que a presença de armaduras transversais e longitudinais na região de embutimento não altera significativamente a resistência ao arrancamento da ligação. Tal constatação reforça a ideia de que, em condições de concreto íntegro, o mecanismo resistente está concentrado essencialmente no embutimento efetivo e na resistência do concreto. Além disso, os dados obtidos nas séries S0-R, S1-R e S3-R permitem afastar, com base experimental, a hipótese de que o número de barras atravessando a região de projeção do cone de concreto contribua com a resistência da ligação por meio de um suposto “efeito pino”.

O próximo tópico abordará os resultados de resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto fissurado, avaliando os efeitos da fissuração induzida por flexão sobre a capacidade da ligação.

#### 4.3.5. Resistência ao arrancamento em concreto fissurado

A resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça constitui um dos principais parâmetros de desempenho a serem avaliados em ligações embutidas em concreto armado. A análise da resistência ao arrancamento fornece subsídios fundamentais para a compreensão dos mecanismos de transferência de carga entre o conector e o concreto, bem como para a avaliação da influência de variáveis estruturais relevantes. Entre essas variáveis, destacam-se a taxa e a distribuição da armadura de tração na seção transversal do elemento e o estado de fissuração do concreto na região de embutimento, expresso neste trabalho por meio da relação entre o momento solicitante e o momento resistente da seção ( $M_s/M_r$ ).

Os resultados experimentais obtidos nos ensaios de arrancamento de conectores metálicos embutidos em elementos prismáticos de concreto armado submetidos à flexão encontram-se reunidos na Tabela 4-5 . Nesta tabela são apresentados o comprimento efetivo de embutimento executado, os valores da relação  $M_{s.exp}/M_r$ , a resistência última de cada conector individualmente e a resistência média dos pares A e B, utilizados para controle da repetibilidade dos resultados.

Tabela 4-5 – Resultados experimentais de ensaios de arrancamento em concreto fissurado

Nomenclatura			Conector	Armadura	Solicitação	Arrancamento	
			$h_{ef}$	$\rho_f$	Ms, Exp/ Mr	N,exp	N,exp,m
Série	Q	Conector	(mm)	%		kN	kN
S1-1,3D	2	HS1-0,18-1,3D-A	110,5	1,34	0,17	126,54	119,15
		HS1-0,18-1,3D-B	110,1		0,21	119,15	
	2	HS1-0,32-1,3D-A	109,8		0,33	113,04	111,04
		HS1-0,32-1,3D-B	109,0		0,35	109,05	
	2	HS1-0,50-1,3D-A	110,0		0,48	92,31	89,66
		HS1-0,50-1,3D-B	110,5		0,57	87,01	
	2	HS1-0,64-1,3D-A	110,0		0,57	85,33	82,76
		HS1-0,64-1,3D-B	110,0		0,69	80,19	
S2-1,3F	2	HS2-0,18-1,3F-A	111,0	1,34	0,21	109,77	109,04
		HS2-0,18-1,3F-B	110,6		0,21	108,31	
	2	HS2-0,32-1,3F-A	110,8		0,36	93,67	92,86
		HS2-0,32-1,3F-B	109,8		0,35	92,05	
	2	HS2-0,50-1,3F-A	110,3		0,57	76,24	81,59
		HS2-0,50-1,3F-B	110,0		0,57	86,93	
	2	HS2-0,64-1,3F-A	110,6		0,71	68,14	72,42
		HS2-0,64-1,3F-B	115,0		0,71	76,71	
S3-0,8D	2	HS3-0,18-0,8D-A	110,0	0,81	0,20	98,19	114,00
		HS3-0,18-0,8D-B	110,2		0,19	114,83	
	2	HS3-0,32-0,8D-A	110,0		0,33	109,61	107,00
		HS3-0,32-0,8D-B	110,5		0,34	104,39	
	3	HS3-0,50-0,8D-A	110,0		0,52	85,22	84,50
		HS3-0,50-0,8D-B	110,0		0,51	83,78	
	2	HS3-0,64-0,8D-A	110,0		0,67	81,55	79,81
		HS3-0,64-0,8D-B	110,0		0,66	78,08	
S4-0,8F	2	HS4-0,18-0,8F-A	111,0	0,81	0,20	104,42	103,63
		HS4-0,18-0,8F-B	110,3		0,20	102,84	
	2	HS4-0,32-0,8F-A	111,0		0,33	89,73	90,16
		HS4-0,32-0,8F-B	110,4		0,34	90,58	
	3	HS4-0,50-0,8F-A	111,2		0,54	75,43	74,55
		HS4-0,50-0,8F-B	110,6		0,52	73,67	
	2	HS4-0,64-0,8F-A	111,5		0,68	71,13	69,22
		HS4-0,64-0,8F-B	110,0		0,68	67,30	

Como detalhado em seções anteriores, o modo de ruptura predominante para esta série de ensaios foi o de destacamento do cone de concreto, salvo uma única exceção, para o caso do conector HS1-0,18-1,3D-A, que rompeu por escoamento da

haste. Neste sentido, o valor da carga última de ruptura está destacado em vermelho e não foi contabilizado para a média se resultados entres os pares A e B.

Após a execução dos ensaios de arrancamento e avaliando a caracterização dos materiais, foi verificado a variação de alguns parâmetros que possivelmente influenciaram no valor de carga última ao arrancamento dos espécimes. Neste sentido, afim de avaliar de maneira satisfatória os resultados de resistência ao arrancamento, criou-se o parâmetro ( $k, Exp$ ), que foi obtido através da Equação 4-1.

$$k = \frac{Nu_{Exp}}{\sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{0,5}} \quad \text{Equação 4-1}$$

$Nu_{exp}$  a resistência ultima ao arrancamento

$f_c$  a resistência a compressão do concreto

$h_{ef}$  o embutimento efetivo do conector

De modo geral, as previsões de resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça baseiam-se na resistência à tração do concreto e no comprimento efetivo de embutimento do conector. As prescrições normativas atualmente vigentes não consideram, em seus modelos, a taxa de armadura de flexão dos elementos estruturais como um fator que contribua para a resistência da ligação ou como um mecanismo auxiliar de controle de fissuração localizado. Dessa forma, os valores de calibração adotados nos modelos normativos são constantes e consideram apenas o estado do concreto fissurado ou não fissurado, sem levar em conta particularidades do detalhamento estrutural ao redor da ligação.

A Figura 4-39 apresenta a relação entre a taxa de armadura de flexão e o parâmetro  $k, Exp$ , definido a partir dos resultados experimentais de resistência ao arrancamento em concreto não fissurado. Estão plotados no gráfico os dados obtidos nesta pesquisa, bem como os resultados de estudos conduzidos por Ferreira *et al.* (2021), Santana *et al.*, (2022) e Santos *et al.* (2024). Além dos dados experimentais, também são representados os valores de calibração dos modelos normativos do fib Bulletin

58 (2011) e da ACI 318 (2019), tanto para as condições de concreto fissurado quanto não fissurado.

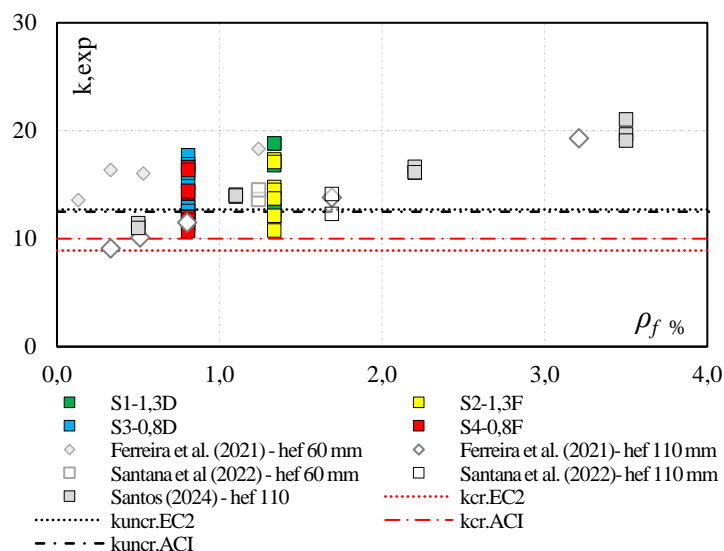


Figura 4-39 – Fator  $k$ ,  $Exp$  em função da taxa de armadura de flexão

A análise do gráfico evidencia que a taxa de armadura de flexão exerce influência sobre o valor do parâmetro  $k$ ,  $Exp$ , indicando que esse fator pode interferir na resistência ao arrancamento. Observa-se ainda que os valores de calibração normativos mantêm boa correlação apenas para os casos com baixas taxas de armadura, sugerindo que, à medida que a armadura aumenta, os modelos normativos deixam de representar com precisão a resposta real da ligação.

A Figura 4-40 apresenta o parâmetro  $k$ ,  $Exp$  em função da taxa superficial de armadura espacial, considerando as direções longitudinal e transversal da seção onde o conector está embutido. Essa abordagem bidirecional é relevante, uma vez que reflete mais a disposição real das armaduras no concreto armado, e está em consonância com o formato tridimensional do cone de ruptura, um tronco de cone de revolução que se inicia na cabeça do conector e se expande até a superfície do embutimento.

Para análise comparativa, foram também plotados os resultados experimentais obtidos por Ferreira *et al.*, (2021), Santana *et al.*, (2022), Santos *et al.*, (2024) e Nilsson (2011). A figura inclui ainda as curvas de referência dos valores médios

$k_{mean}$  e característicos  $k_{characteristic}$  do fator  $k$ ,  $Exp$ , calculados com base no banco de dados experimental avaliado. A análise gráfica permite observar tendências mais robustas quanto à influência da armadura superficial bidirecional na resistência ao arrancamento, indo além da avaliação unidimensional normalmente abordada.

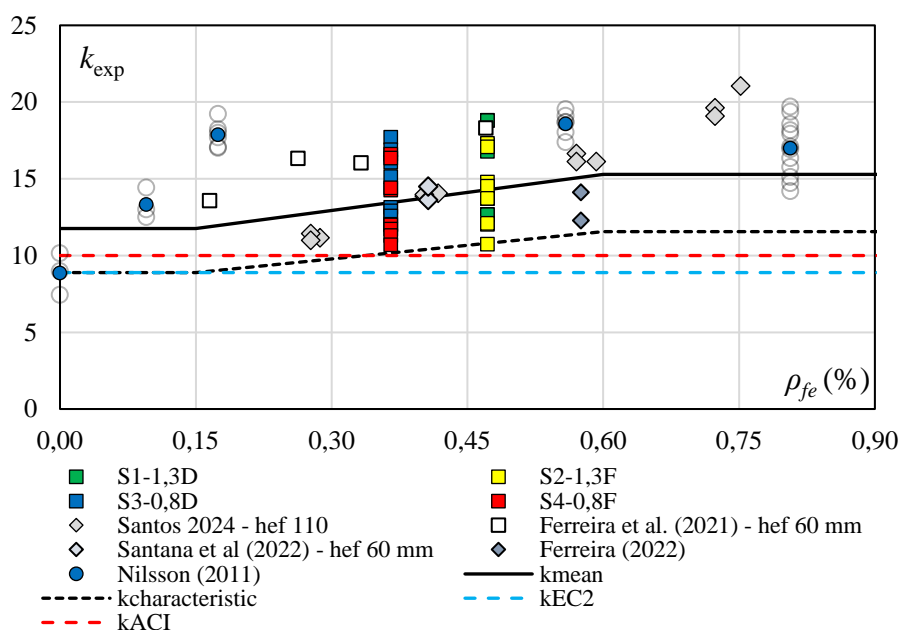


Figura 4-40 – Fator  $k$ ,  $Exp$  em função da taxa de armadura bidirecional

A análise conjunta das Figura 4-39 e Figura 4-40 evidencia que a taxa de armadura presente na região de embutimento do conector exerce influência sobre a resistência ao arrancamento da ligação. No entanto, ao se observar os resultados das séries S1-1,3D e S2-1,3F, bem como das séries S3-0,8D e S4-0,8F, que compartilham a mesma taxa de armadura, nota-se uma dispersão nos valores de resistência obtidos. Essa variação indica que outros fatores, além da taxa de armadura, também interferem no desempenho da ligação. Dentre esses, destaca-se o estado de fissuração do concreto na região de embutimento do conector, que se apresenta como um parâmetro determinante para a capacidade resistente observada.

Com a pretensão de validar o impacto da abertura de fissuras em relação a resistência ao arrancamento, foi plotado o parâmetro  $k$  para as séries S1-1,3D a S4-0,8F. Como pode ser consultado na Figura 4-41a abertura de fissura promovida pela variação de momento solicitante ao longo do primas, influenciou na resposta resistente de da ligação.

Com o objetivo de avaliar o impacto da abertura de fissuras sobre a resistência ao arrancamento, foi analisado o parâmetro  $k_{exp}$  para as séries S1-1,3D a S4-0,8F. Conforme apresentado na Figura 4-41, observa-se que a abertura de fissuras, resultante da variação do momento solicitante ao longo do prisma, influenciou diretamente a resposta resistente da ligação. Essa relação indica que a integridade do concreto na região de embutimento, afetada pela intensidade das fissuras, é um fator relevante para o desempenho ao arrancamento dos conectores metálicos com cabeça.

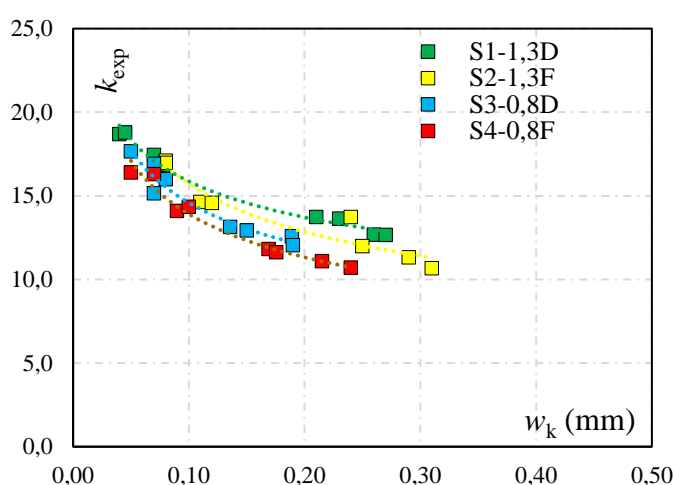


Figura 4-41 – Fator  $k_{exp}$  em função da abertura e fissuras

Para validação do parâmetro de abertura de fissuras e sua influência sobre a resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto fissurado, foi realizada uma análise complementar por meio da Figura 4-42. Nela, os resultados obtidos nesta pesquisa foram comparados com dados experimentais disponíveis na literatura, previamente discutidos nesta seção. Além dos trabalhos de Ferreira *et al.* (2021), Santana *et al.* (2022) e Santos *et al.*, (2024), foram incluídos os estudos conduzidos por Takiguchi *et al.*, (1999) e Eligehausen e Ozbolt (1992), ampliando a base de comparação e fortalecendo a análise do impacto da fissuração sobre o desempenho da ligação

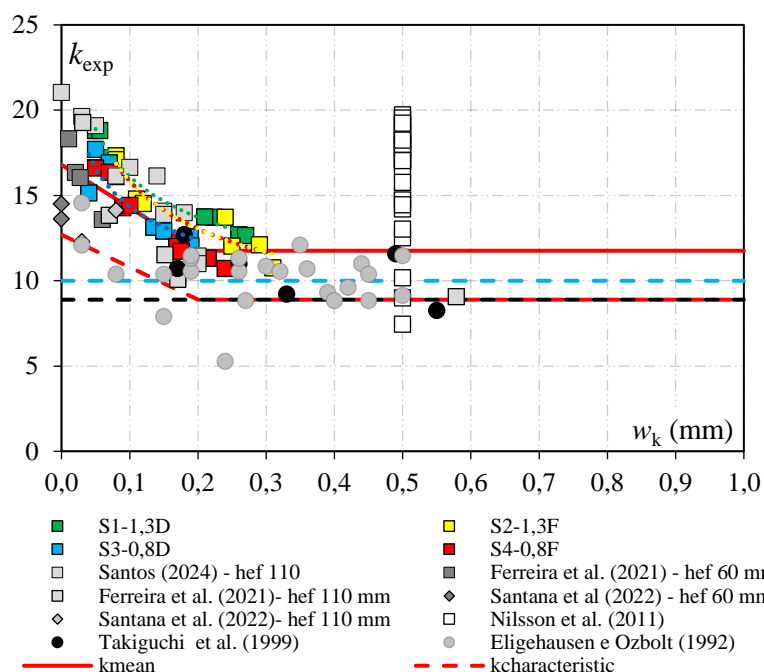


Figura 4-42 – Fator  $k$ ,  $Exp$  em função da abertura e fissuras em banco de dados de conectores metálicos embutidos em concreto fissurado

Conforme observado ao longo das análises anteriores, a taxa de armadura de flexão e a abertura de fissuras exercem influência significativa sobre o comportamento de conectores metálicos embutidos em concreto armado. Considerando que há variação expressiva na resistência ao arrancamento condicionada, sobretudo, ao estado de fissuração na região de embutimento, e que a taxa de armadura influencia diretamente tanto o momento resistente da seção quanto a capacidade de controle da fissuração, torna-se pertinente avaliar o fator  $k$ ,  $Exp$  em função da relação entre o momento solicitante experimental ( $M_{s,Exp}$ ) e o momento resistente da seção ( $M_r$ ) no trecho onde o conector está embutido.

A Figura 4-43 apresenta o comportamento do fator  $k$ ,  $Exp$  em função da razão  $M_{s,Exp}/M_r$ , reunindo os resultados individuais de cada conector ensaiado, bem como os valores médios de resistência ao arrancamento obtidos a partir dos pares A e B. Os dados revelam que quanto maior for a razão  $M_{s,Exp}/M_r$ , ou seja, quanto maior o momento solicitante atuando sobre a seção de embutimento, menor tende a ser o valor de  $k$ ,  $Exp$ . Esse comportamento pode ser atribuído ao aumento da incidência de fissuração na região de embutimento do conector, que compromete o confinamento do concreto e, conseqüentemente, a capacidade resistente da ligação.

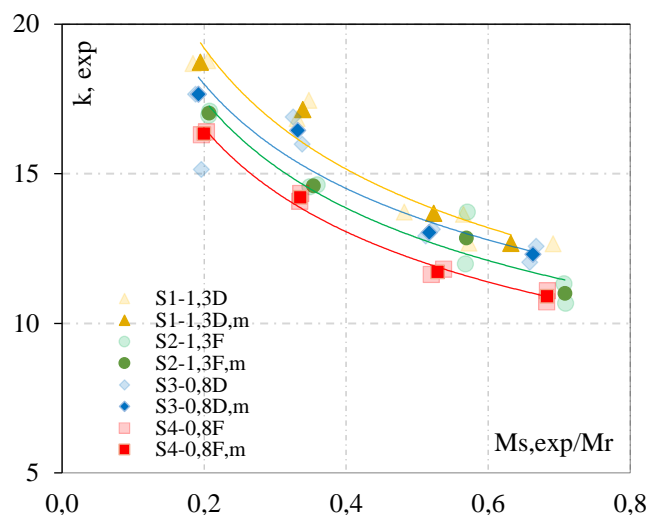


Figura 4-43 – Fator  $k, exp$  em função da relação  $M_{s,exp}/M_r$

A Figura 4-43 apresenta uma importante análise da influência da relação  $M_s/M_r$  sobre a resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto fissurado. Observa-se um escalonamento nos valores do fator  $k, exp$  entre séries que compartilham a mesma taxa de armadura, mas diferem quanto ao posicionamento das barras de flexão em relação à região de embutimento dos conectores. As séries com terminologia “F”, nas quais a armadura foi distribuída fora da região de projeção do cone de arrancamento, apresentaram reduções significativas na resistência em comparação às séries “D”, onde as barras estavam localizadas dentro da região de embutimento.

Inicialmente, essa diferença poderia ser interpretada como indício da presença de um efeito pino, associado à travessia das barras de aço pela região de formação do cone de concreto, promovendo algum nível de restrição ao seu destacamento. No entanto, como discutido na Seção 4.3.4, os ensaios realizados com blocos rígidos de concreto não fissurado, com e sem armadura na região de embutimento, demonstraram que a presença de barras transversais não alterou o padrão de resposta resistente da ligação. Essa constatação corrobora a hipótese de que o efeito pino não é um mecanismo efetivamente atuante no contexto de conectores pré-instalados em concreto.

Para compreender de forma mais precisa os fatores que justificam a queda de resistência observada nas séries com armadura mal distribuída, foi realizada uma



análise integrada dos diferentes parâmetros monitorados ao longo do programa experimental. As curvas de carga-deslocamento dos prismas, bem como os gráficos de carga-deslizamento dos conectores, revelaram maior deformabilidade nas séries com terminologia “F”, que apresentam armaduras distribuídas fora da região de embutimento do conector, indicando ligações menos rígidas e com maior. Além disso, o monitoramento da abertura de fissuras e os mapas de fissuração obtidos após os ensaios, evidenciaram uma maior concentração e abertura de fissuras nas peças com armaduras afastadas da região de embutimento. Esses dados reforçam a hipótese de que o espaçamento inadequado da armadura resultou em menor capacidade de controle de fissuração, comprometendo o confinamento do concreto e, por consequência, a resistência ao arrancamento.

Quando adequadamente distribuída ao longo da seção, a armadura de tração contribui para o controle da abertura e do espaçamento das fissuras, promovendo maior confinamento do concreto e, conseqüentemente, melhores condições de transferência de esforços entre o conector e o meio envolvente. Já nas séries com espaçamento excessivo ou concentração de barras fora da região crítica, a fissuração ocorre de forma mais intensa, reduzindo a integridade estrutural da região de embutimento e comprometendo a resistência final da ligação.

Portanto, os resultados da Figura 4-43 reforçam a ideia de que, além da taxa de armadura, a sua distribuição na seção transversal do prisma tem papel fundamental no desempenho da ligação conector-concreto, especialmente em elementos fissurados. A correta disposição das barras pode não apenas limitar a propagação das fissuras, como também favorecer a integridade da zona de embutimento, influenciando diretamente a resistência ao arrancamento. Esse achado contribui de forma significativa para a compreensão dos fatores que afetam a performance de conectores metálicos em estruturas de concreto armado, indo além das premissas tradicionalmente adotadas nos modelos normativos.

Os resultados discutidos ao longo desta seção evidenciaram, com base em um amplo conjunto de dados experimentais, que a resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça é sensivelmente influenciada por fatores além daqueles tradicionalmente considerados nos modelos normativos. Embora o

comprimento de embutimento, a resistência do concreto e a fissuração permaneçam como parâmetros fundamentais, as análises demonstraram que a armadura superficial atuando como parcela do momento resistente da seção e no controle da fissuração, também desempenham papel relevante no desempenho da ligação.

A relação entre momento solicitante e momento resistente ( $M_s/M_r$ ) mostrou-se eficaz como indicador do grau de fissuração local, revelando forte correlação com a redução da capacidade resistente da ligação. Diante desses achados, torna-se evidente a necessidade de revisar e aprimorar os modelos existentes, de modo a incorporar variáveis que melhor representem as condições reais de aplicação desses elementos em estruturas de concreto armado. Com base nessa motivação, a próxima seção apresenta uma análise dos principais modelos teóricos e normativos utilizados para estimar a resistência ao arrancamento, culminando na proposição de uma nova formulação desenvolvida a partir dos resultados experimentais obtidos neste trabalho.

#### **4.4. Análise de modelos teóricos e normativos**

Com base nos resultados experimentais discutidos nas seções anteriores, esta etapa do trabalho tem como objetivo analisar os principais modelos teóricos e normativos utilizados para a estimativa da resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto. Embora os modelos atualmente empregados por normas internacionais considerem parâmetros como o comprimento de embutimento e o estado de fissuração do concreto, os resultados obtidos neste estudo indicaram que variáveis adicionais, como a distribuição da armadura de tração e o nível de fissuração local, expresso pela razão  $M_s/M_r$ , também exercem influência significativa sobre o desempenho da ligação.

Nesta seção será apresentado o modelo de equação baseada nos resultados experimentais produzidos neste trabalho e nos desenvolvidos por Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.* (2021) e Santos *et al.* (2024). Neste contexto, também serão avaliados os modelos preditivos

estabelecidos pelas normas *fib* Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019), bem como o modelo teórico conhecido como Concrete Capacity Design (CCD), amplamente utilizado como base para formulações normativas.

#### 4.4.1. Modelo de estimativa de resistência ao arrancamento proposto

Diante das limitações observadas nos modelos normativos atuais para estimar a resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça em elementos de concreto fissurado, este trabalho propõe uma formulação alternativa, desenvolvida a partir de dados experimentais, com o objetivo de representar de forma mais fiel o comportamento dessas ligações em condições estruturais mais próximas da realidade.

A equação proposta foi calibrada com base nos resultados obtidos no programa experimental conduzido nesta pesquisa, bem como nos dados disponíveis na literatura técnica, especificamente nos trabalhos de Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira *et al.* (2021) e Santos *et al.* (2024). A inclusão desses resultados busca garantir representatividade e robustez estatística à base de dados utilizada. Estes trabalhos foram escolhidos, porque avaliam o impacto da armadura superficial na resposta resistente da ligação, sendo representativos quando busca-se avaliar e quantificar os efeitos da fissuração em ligações conector metálico com cabeça e concreto armado. A validação do banco de dados pode consultada da Figura 4-44, onde é plotado o parâmetro  $k_{Exp}$  para cada espécime da base de dados é plotado em função  $M_s/M_r$ .

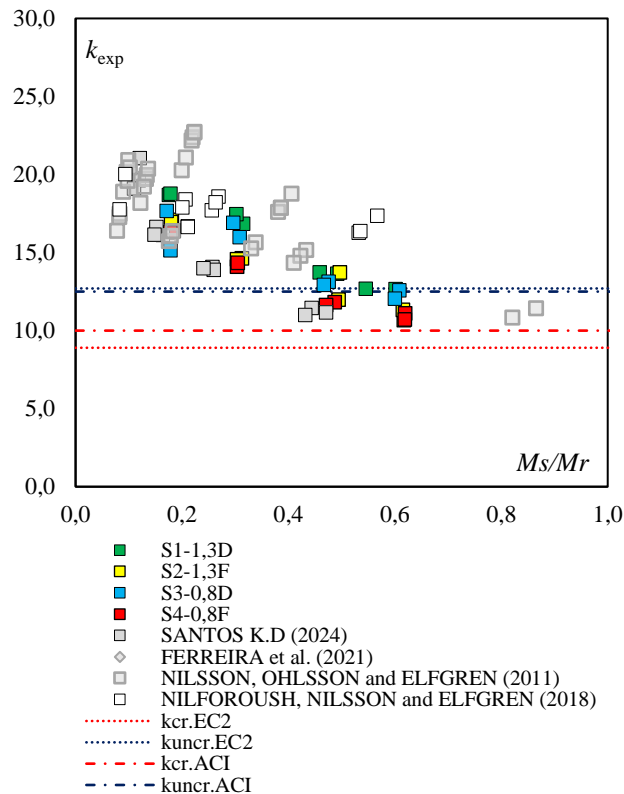


Figura 4-44 – Fator  $k$ , Exp em função da relação  $M_{s,exp}/M_r$  para o banco de dados

Com base na tendência observada, onde se identifica uma correlação clara entre o fator experimental  $k_{exp}$  e a razão  $M_s/M_r$ , nota-se uma redução gradual da resistência ao arrancamento à medida que o momento solicitante se aproxima do momento resistente da seção. Essa relação reforça o papel da fissuração induzida por flexão como um condicionante importante no desempenho da ligação. A partir dessa constatação, desenvolveu-se uma formulação que incorpora essa variável de forma direta, resultando em um modelo ajustado aos dados experimentais e compatível com os mecanismos observados em ensaio. A base conceitual do modelo proposto, bem como os parâmetros utilizados para sua calibração, está apresentada na Figura 4-45.

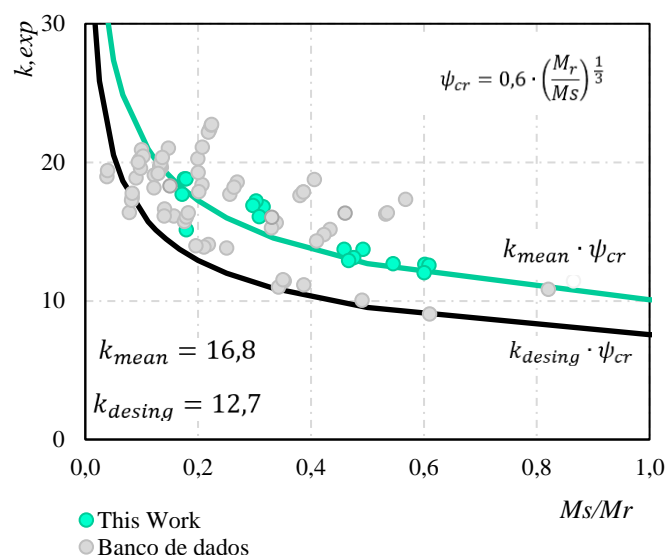


Figura 4-45 – Fator  $k$ , Exp em função da relação  $M_r/M_s$  para o banco de dados analisado

A Figura 4-45. ilustra a base do modelo proposto para estimativa da resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça, considerando a relação entre o fator experimental  $k,exp$  e a variável  $M_s/M_r$ , onde também é plotado o limite inferior e médio para os resultados avaliados. No que diz respeito a formulação, a inversão da razão usualmente adotada, foi necessária para viabilizar o uso de um expoente negativo na expressão de ajuste, permitindo representar com coerência o comportamento observado nos ensaios.

Para a calibração da formulação, foram definidos dois valores de referência  $k,mean$ , representando a média dos resultados experimentais e o  $k,desing$ , adotado como valor de projeto delimitando o limite inferior dos resultados encontrado. Essa distinção permite que a equação atenda tanto à necessidade de representar o comportamento médio das ligações quanto à exigência de segurança nos dimensionamentos práticos. Esses parâmetros foram obtidos a partir de uma base de dados composta pelos ensaios realizados nesta pesquisa, complementada pelos resultados de Nilsson, Ohlsson e Elfgren (2011), Nilforoush, Nilsson e Elfgren (2018), Ferreira et al. (2021) e Santos et al. (2024), abrangendo diferentes condições de armadura e níveis de fissuração. A expressão proposta incorpora também um fator redutor,  $\psi_{cr}$ , que busca representar a perda de desempenho associada ao aumento do estado de fissuração no concreto.

A boa aderência entre os dados experimentais e as curvas médias e de projeto, evidencia que o modelo proposto é capaz de representar de maneira consistente a redução da resistência ao arrancamento à medida que se intensificam os efeitos da fissuração na região de embutimento do conector. Em termos de formulação geral, a proposta mantém os princípios gerais observados em modelos amplamente consolidados, como o Concrete Capacity Design (CCD), mas incorpora parâmetros adicionais observados como relevantes neste estudo. A Equação 4-2 mostra de detalha a formulação proposta por este trabalho.

$$N_u = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 4-2}$$

Sendo  $k$  é um fator de calibração que leva em consideração o limite médio e o de projeto para a estimativa de resistência ao arrancamento:

$$k = 12,7 \cdot \psi_{cr} \quad \text{para condições de projeto}$$

$$k = 16,8 \cdot \psi_{cr} \quad \text{para estimativa de resistência média}$$

O  $\psi_{cr}$  é um parâmetro redutor, que leva em consideração o nível de fissuração da seção de embutimento do conector, e pode ser determinado pela Equação 4-3

$$\psi_{cr} = 0,6 \cdot \left( \frac{M_r}{M_s} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 4-3}$$

Onde:

$M_s$  é o momento solicitante atuante na seção de embutimento do conector

$M_r$  é o momento resistente da seção de embutimento do conector dado pela Equação 4-4

$$M_r = A_s \cdot f_{ys} \cdot z \quad \text{Equação 4-4}$$

Onde:

$A_s$  é a área de aço presente na seção transversal

$f_{ys}$  é a tensão de escoamento do aço

$z$  é o braço de alavanca medido dado pela Equação 4-5

$$z = d - \frac{x}{2} \quad \text{Equação 4-5}$$

$d$  é distância entre o centro de inércia da barra de longitudinal e a superfície do concreto

$x$  é a altura da linha neutra

A formulação proposta apresenta uma alternativa simples e tecnicamente fundamentada para estimar a resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça, incorporando uma variável representativa do estado de solicitação e fissuração da região de embutimento. Ao considerar a razão  $M_r/M_s$  como fator redutor ajustado à realidade experimental, o modelo se mostra sensível às condições estruturais que mais impactam o desempenho da ligação, sem recorrer a ajustes empíricos excessivamente complexos.

Embora a equação não trate diretamente da influência da distribuição das armaduras na seção transversal, é recomendado a armadura de flexão esteja disposta conforme os critérios de espaçamento mínimos exigidos pela NBR 6118 (2023), garantindo, assim, condições adequadas de confinamento e controle de fissuração na região de embutimento. Na seção seguinte, é apresentada a base de dados utilizada para a calibração e validação da equação proposta, composta por resultados desta pesquisa e de estudos complementares disponíveis na literatura.

#### 4.4.2. Base de dados

O banco de dados utilizado para a calibração e análise do modelo proposto é composto por 102 resultados experimentais de ensaios de arrancamento de conectores metálicos com cabeça embutidos em concreto armado, reunindo informações de quatro diferentes programas experimentais. Desses, 70 resultados foram obtidos a partir da literatura, com destaque para os trabalhos de Nilsson *et al.* (2011) Nilforoush *et al.* (2018), Ferreira *et al.* (2021), e Santos K.D *et al.* (2024), e 32 resultados foram provenientes do programa experimental desenvolvido nesta pesquisa.

As variáveis contempladas no banco de dados abrangem características geométricas, propriedades mecânicas do concreto, parâmetros de armadura e resultados de resistência ao arrancamento. As características gerais são altura útil da seção de embutimento do conector  $d \in [152;594]$  mm, comprimento de embutimento efetivo  $h_{ef} \in [61;220]$  mm; resistência a compressão do concreto  $f_c \in [21; 40,14]$  MPa, taxa de armadura de flexão  $\rho_f \in [0 ;3,52]\%$ ; momento resistente pelo momento solicitante  $M_r/M_s \in [1;12,86]$  e resistência ao arrancamento  $Nu, exp \in [38; 452,28]$  kN. A Tabela 4-6 apresenta o resumo das principais características gerais da base de dados utilizada e os dados gerais podem ser consultados no Anexo III.



Tabela 4-6 –Resumo do banco de dados

Identificação		Geometria		Propriedades		Resistência	
Autor	N. Con.	<i>d</i>	<i>hef</i>	<i>f<sub>c</sub></i>	<i>p<sub>f</sub></i>	<i>Mr/Ms</i>	<i>N<sub>u,exp</sub></i>
		(mm)	(mm)	(MPa)	%	-	(kN)
Ferreira et al. (2021)	9	169 - 171	61 - 116	34,50	0,13 - 3,21	1,10 - 7,8	38 - 136
Santos et al. (2024)	12	161 - 175	112 - 119	25,2 - 27,9	0,54 - 3,52	2,13 - 9,12	71,72 - 128,21
Nilsson, Ohlsson e Elfgrén (2011)	35	270-540	220	25	0-0,81	1,00- 12,86	172,56 - 385,26
Nilforoush, Nilsson e Elfgrén (2018)	14	297- 594	220	37,7 - 40,14	0- 0,31	1,88- 12,05	253,28 - 452,28
Programa Experimental	32	152 - 162	109 - 112	29.7 -34	0,81 - 134	1,61 - 5,8	67,3 - 126,54
<b>Geral</b>	<b>102</b>	<b>152 - 594</b>	<b>61 - 220</b>	<b>21 - 40,14</b>	<b>0 - 3,52</b>	<b>1 - 12,86</b>	<b>38 - 452,28</b>

#### 4.4.3. Análise estatística dos resultados

A fim de avaliar a precisão, consistência e grau de conservadorismo dos modelos teóricos e normativos para a estimativa da resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça, foi realizada uma análise estatística considerando duas abordagens principais. A primeira corresponde à comparação entre os valores médios experimentais de resistência ( $k, mean$ ) e os valores teóricos estimados pelo modelo Concrete Capacity Design (CCD), amplamente utilizado em prescrições internacionais. A segunda abordagem confronta os resultados obtidos pelos modelos do *fib* Bulletin 58 (2011), ACI 318 (2019) e a formulação proposta

neste trabalho, voltada à aplicação em condições de projeto, ou seja, com uso do fator de calibração  $k, design$ .

Em ambas as análises, foi utilizado o parâmetro  $\lambda = Nu_{exp}/Nu_{teo}$ , definido como o quociente entre a resistência experimental observada e a resistência teórica estimada por cada modelo. Esse parâmetro permite não apenas avaliar a precisão da estimativa, mas também identificar tendências conservadoras ou não, associadas a cada abordagem teórica. Para isso, adotou-se como referência a metodologia adaptada da classificação por pontos de penalidade (Demerit Points Classification – DPC), originalmente proposta por Collins (2001), conforme descrito na Tabela 4-7. Essa metodologia classifica os resultados em cinco categorias distintas de desempenho, atribuindo penalidades conforme o grau de divergência entre a estimativa teórica e o valor experimental.

Tabela 4-7 – Adaptação do Demerit Points Classification – DPC de Collins (2001)

$\lambda = Nu_{exp}/Nu_{teo}$	Classificação	Penalidade
$< 0,50$	Extremamente perigoso	10
$[0,50-0,85]$	Perigoso	5
$[0,85-1,15]$	Segurança Adequada	0
$[1,15-2,00]$	Conservador	1
$\geq 2,00$	Extremamente Conservador	2

Além da classificação qualitativa, foram calculados os principais parâmetros estatísticos para cada modelo: valor médio (Med), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (COV), este último definido como a razão entre o desvio padrão e o valor médio da amostra. Esses parâmetros fornecem subsídios adicionais para avaliar o grau de dispersão dos dados e a confiabilidade das previsões fornecidas

#### 4.4.3.1. Análise estatística do CCD e $N, mean$

A princípio será apresentada a análise comparativa entre os resultados experimentais e os valores estimados pelos modelos CCD e pelo modelo proposto com base em  $N, mean$ , que utiliza o fator  $k = 16,8 \cdot \psi_{cr}$ . O objetivo é avaliar a precisão, a dispersão e o nível de segurança de cada abordagem, considerando o desempenho estatístico e a classificação segundo o critério de Collins (2001). Na Figura 4-46 é mostrado o os resultados de precisão para os modelos.

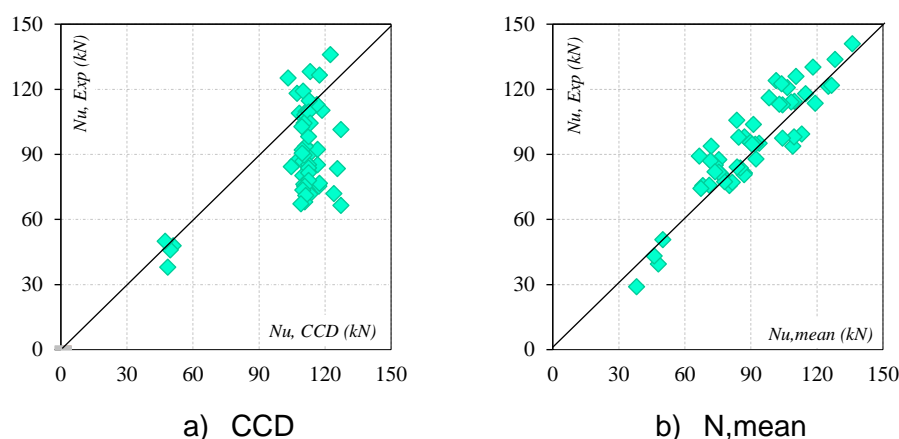


Figura 4-46 – Avaliação dos resultados quanto à precisão para CCD e para o modelo proposto (  $N,mean$  )

De modo geral, observa-se que os resultados previstos pelo modelo proposto  $N,mean$  apresentam distribuição mais próxima da linha de identidade onde o  $\lambda = 1$  , sugerindo uma melhor compatibilidade com os valores medidos em ensaio. No caso do modelo CCD, nota-se uma dispersão mais acentuada dos resultados, com uma tendência de os pontos se posicionarem abaixo da linha de identidade. Esse comportamento pode indicar uma tendência à superestimação da resistência em alguns casos. Ainda assim, ambos os modelos seguem a tendência geral dos dados, e a análise estatística complementar contribuirá para uma avaliação mais objetiva da precisão e da variabilidade de cada abordagem. A Figura 4-47 apresenta a dispersão dos resultados por meio dos gráficos “*box and whiskers*”, a qual exibe os valores mínimo, máximo, primeiro (Q1), segundo (Q2) e terceiro (Q3) quartil. Para os modelos avaliados nesta seção.

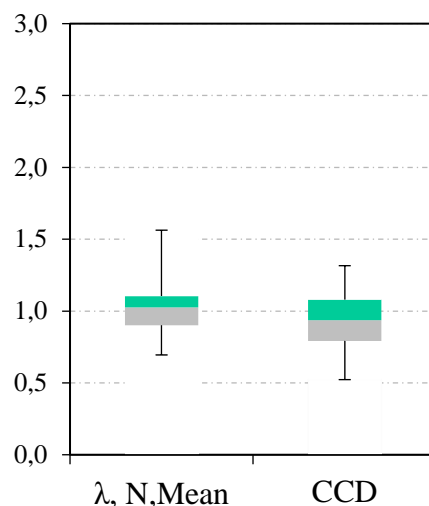


Figura 4-47 - Avaliação dos resultados quanto à dispersão para CCD e para o modelo proposto (N,mean)

Observa-se que o modelo do CCD apresenta mediana abaixo de um 1, o que indica uma tendência de superestimar os resultados de resistência ao arrancamento. No entanto, o modelo  $N, mean$  apresenta mediana ligeiramente superior 1 e uma faixa interquartil mais concentrada, revelando menor dispersão em comparação ao modelo CCD. Esses aspectos indicam que, embora o modelo proposto também tenha superestimado algumas resistências, ele o fez com menor variabilidade entre os resultados, o que aponta para uma previsibilidade mais controlada e um desempenho estatístico superior ao do modelo CCD.

A fim de complementar a avaliação gráfica de precisão, a Tabela 4-8 apresenta os resultados obtidos segundo o critério de penalidade proposto por Collins (2001), comparando o desempenho do modelo proposto com  $N, mean$  e o modelo CCD. A tabela fornece uma análise quantitativa baseada na classificação dos valores de  $\lambda$ , permitindo verificar a adequação, a variabilidade e o nível de segurança associado a cada modelo. Além disso, são apresentados os indicadores estatísticos de média, desvio padrão e coeficiente de variação, fundamentais para o entendimento da consistência e da dispersão dos resultados.

Tabela 4-8 – Classificação segundo o critério de COLLINS (2001), para CCD e  $N,mean$

$\lambda = N_{u,exp}/N_{u,teo}$		< 0,50	[0,50-0,85]	[0,85-1,15]	[1,15-2,00]	$\geq 2,00$	Total	Med	DP	COV (%)
$N,mean$	Nº de Pinos	0	12	69	21	0	102	1,03	0,17	17,01
	Penalidade	0	60	0	21	0	81			
CCD	Nº de Pinos	0	35	52	15	0	102	0,94	0,19	20,28
	Penalidade	0	175	0	15	0	190			

Conforme mostrado nos resultados o modelo proposto baseado em  $N,mean$  apresentou maior concentração de estimativas dentro da faixa considerada como de segurança apropriada, totalizando 69 conectores, contra 52 observados para o CCD. Essa diferença também se reflete nas penalidades atribuídas, com valor total de 81 pontos para o modelo proposto, significativamente inferior aos 190 pontos atribuídos ao modelo CCD.

Além disso, o modelo  $N,mean$  apresentou menor desvio padrão e coeficiente de variação, o que sugere maior estabilidade nas estimativas. Ainda que ambos os modelos não tenham produzido estimativas extremamente inseguras, o CCD concentrou um número maior de casos na faixa considerada perigosa, o que impacta negativamente sua avaliação. A análise sugere que o modelo proposto neste trabalho no que se refere ao uso do limite médio  $k,mean$  para a estimativa de resistência ao arrancamento em conectores pré-instalados em concreto armado, oferece uma estimativa mais equilibrada, com menor dispersão e menor penalidade, indicando desempenho superior na previsão da resistência em relação ao CCD para o banco de dados avaliado.

#### 4.4.3.2. Análise dos modelos do fib Bulletin 58 (2011); ACI 318 (2019) e $N,design$

Com o intuito de aprofundar a avaliação dos modelos teóricos para estimativa da resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça, esta subseção apresenta a análise comparativa entre os resultados experimentais e os valores estimados pela proposta de formulação de projeto desenvolvida neste trabalho, representada por  $N,design$ , que utiliza como fator de calibração  $k = 12,7 \cdot \psi_{cr}$ , e os modelos normativos internacionais fib Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019). A análise

visa identificar o grau de aderência entre os modelos e os dados experimentais, considerando critérios de precisão, dispersão e segurança, de modo a subsidiar a confiabilidade técnica da proposta frente às abordagens normativas consolidadas.

A Figura 4-48 apresenta a relação entre os valores de resistência ao arrancamento obtidos experimentalmente e aqueles estimados pelas prescrições normativas do ACI 318 (2019) e a fib Bulletin 58 (2011), além do modelo proposto, representado por  $N_{design}$ . A proximidade dos pontos em relação à linha de referência  $\lambda = 1$ , permite avaliar a precisão de cada modelo na estimativa da resistência, oferecendo um panorama inicial sobre a tendência de sub ou superestimativa associada a cada modelo.

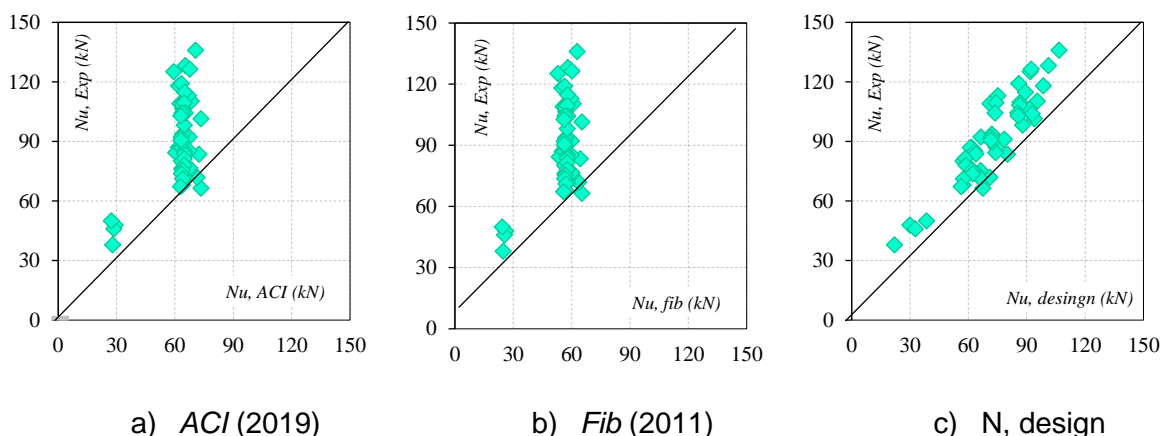


Figura 4-48 – Avaliação dos resultados quanto à precisão para as prescrições normativas e o modelo proposto

Observa-se que os modelos normativos tendem a subestimar a resistência experimental, com a maioria dos pontos situados acima da linha de referência  $\lambda = 1$ . Essa tendência é mais evidente nos modelos do ACI e do fib, os quais concentram as suas estimativas em faixas inferiores de resistência experimental, revelando uma abordagem conservadora. Por outro lado, o modelo  $N_{design}$  apresenta melhor aderência aos dados experimentais, com uma distribuição mais próxima da linha de igualdade, o que sugere maior precisão na estimativa da resistência ao arrancamento para as amostras avaliadas.

A Figura 4-49 sintetiza a comparação entre os modelos avaliados com base nos critérios de segurança e dispersão dos resultados. Nota-se que o modelo proposto

neste estudo para condições de projeto apresentou o menor intervalo interquartil e os menores valores máximos de  $\lambda$ , indicando tanto menor variabilidade quanto menor grau de imprecisão em relação às prescrições normativas do fib e do ACI. Esses dois últimos, por sua vez, demonstraram maior dispersão dos resultados e medianas significativamente superiores, evidenciando uma tendência mais conservadora. A análise reforça a adequação do modelo *N,design*, que além de apresentar estimativas mais consistentes, fornece níveis de segurança compatíveis com o desempenho esperado em condições reais de aplicação.

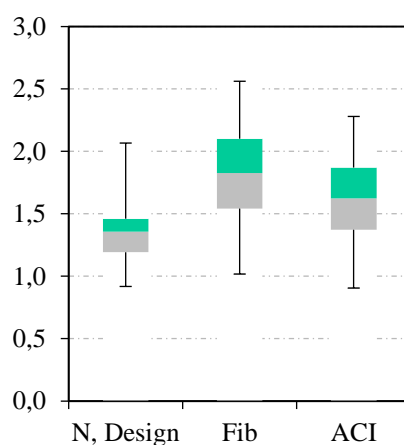


Figura 4-49 - Avaliação dos resultados quanto à segurança e à dispersão para ara Fib, ACI e *N, design*

A Tabela 4-9 apresenta a classificação dos resultados segundo o critério de Collins (2001), permitindo avaliar o grau de conservadorismo e a consistência das estimativas fornecidas pelas prescrições normativas e pelo modelo proposto. Nesta tabela são discutidos os parâmetros estatísticos e penalidades atribuídas com base na razão entre os valores experimentais e teóricos de resistência ao arrancamento.

Tabela 4-9 – Classificação segundo o critério de COLLINS (2001), para fib, ACI e *N, design*

$\lambda = N_{u,exp}/N_{u,teo}$		< 0,50	[0,50-0,85]	[0,85-1,15]	[1,15-2,00]	$\geq 2,00$	Total	Med	DP	COV (%)
N,design	Nº de Pinos	0	0	15	86	1	102	1,36	0,23	17,01
	Penalidade	0	0	0	86	2	88			
fib (2011)	Nº de Pinos	0	0	2	66	34	102	1,83	0,37	20,28
	Penalidade	0	0	0	66	68	134			
ACI (2019)	Nº de Pinos	0	0	11	77	14	102	1,62	0,33	20,28
	Penalidade	0	0	0	77	28	105			

Observa-se que o modelo proposto *N<sub>d</sub>design* apresenta desempenho significativamente mais equilibrado em relação às prescrições normativas analisadas. Com uma média de 1,36, o modelo se mantém próximo do centro da faixa de segurança apropriada. O número de penalidades para o modelo proposto foi o de 88, um valor inferior às penalidades atribuídas ao modelo do fib Bulletin 58 (2011) e do ACI 318 (2019) que foram 134 e 105 respectivamente, o que evidencia a eficiência da calibração proposta. Além disso, o coeficiente de variação obtido (17,01%) reforça a menor dispersão dos resultados e a estabilidade da estimativa, superando os valores observados nos modelos normativos, ambos com COV de 20,28%. Esses resultados corroboram a maior confiabilidade e adequação do modelo proposto às condições estruturais ensaiadas, com boa aderência aos dados experimentais e menor tendência a superestimar a resistência ao arrancamento.

Os resultados desta pesquisa reforçam a relevância de estudos experimentais voltados à compreensão do comportamento de ligações ancoradas em concreto armado, sobretudo em situações estruturais que envolvem solicitações combinadas e condições reais de projeto. A investigação de conectores metálicos com cabeça, embutidos em elementos delgados submetidos simultaneamente à tração e flexão, permitiu identificar nuances que extrapolam as hipóteses simplificadas adotadas por modelos normativos convencionais.

A análise crítica dos métodos preditivos consagrados, como os presentes no fib Bulletin 58 (2011) e na norma ACI 318 (2019), evidenciou que, embora essas abordagens apresentem resultados razoáveis em cenários padronizados, podem não representar adequadamente a complexidade de sistemas submetidos a fissuração significativa, variações na distribuição de armaduras e heterogeneidades geométricas.

Importa ressaltar que os modelos normativos analisados permanecem como referências fundamentais para o dimensionamento de ancoragens em concreto armado e continuam sendo amplamente aplicáveis em projetos convencionais. O que este estudo evidencia é a necessidade de abordagens complementares quando



se trata de aplicações específicas, como em elementos delgados e fissurados, em que a resposta estrutural é fortemente influenciada por variáveis locais.

Nessas circunstâncias, o modelo analítico proposto mostrou-se mais sensível às condições reais de projeto, apresentando desempenho mais equilibrado, menor dispersão nos resultados e melhor aderência aos dados experimentais. Essa contribuição é particularmente relevante para projetos que exigem maior confiabilidade e precisão na estimativa da resistência ao arrancamento, sobretudo em contextos nos quais as normas existentes podem subestimar a capacidade da ligação.

Assim, este trabalho não apenas amplia o entendimento sobre o comportamento de conectores embutidos em concreto armado, mas também propõe uma ferramenta útil para aprimorar o dimensionamento em situações de maior complexidade estrutural, promovendo soluções mais alinhadas às demandas da engenharia estrutural.

## 5. CONCLUSÕES

A investigação experimental desenvolvida neste trabalho possibilitou uma compreensão abrangente do comportamento e da resistência de conectores metálicos com cabeça embutidos em elementos de concreto armado submetidos a esforços de flexão. O programa de ensaios foi concebido para avaliar variáveis fundamentais que influenciam a resistência da ligação, como a taxa de armadura de tração, a distribuição das barras na seção transversal e o estado de fissuração do concreto na região de embutimento do conector. A execução dos ensaios em prismas submetidos à flexão, aliada à aplicação controlada da carga de tração nos conectores, permitiu avaliar a resposta da ligação em diferentes níveis de solicitação. Além disso, a realização de ensaios complementares em blocos rígidos de concreto não fissurado, com e sem presença de armaduras, foi fundamental para validar hipóteses específicas e garantir a confiabilidade dos resultados obtidos.

Entre os principais achados nesta pesquisa, destaca-se a forte correlação entre a razão entre momento solicitante e momento resistente da seção ( $M_s/M_r$ ) e a resistência ao arrancamento. Conectores instalados em regiões mais solicitadas à flexão, com maiores valores de  $M_s/M_r$ , apresentaram resistência inferior, reflexo da maior incidência e abertura de fissuras nessas áreas. Isso evidencia que a degradação da integridade do concreto na zona de ancoragem é determinante para o desempenho da ligação.

Além do estado de fissuração, a variação da taxa de armadura de flexão também demonstrou influência na resposta da ligação. Elementos com maiores percentuais de armadura apresentaram, de forma geral, maior capacidade resistente, o que pode ser atribuído à maior capacidade de contenção das fissuras e ao aumento da rigidez da seção. Essa influência, contudo, mostrou-se dependente da distribuição das barras na região de embutimento do conector. Nas séries com armaduras distribuídas de forma regular e atuando sobre a superfície de projeção do cone, a fissuração foi mais controlada, o que favoreceu o confinamento do concreto e resultou no melhor desempenho dessas ligações, ao passo que nas séries com armaduras afastadas da zona de influência da ligação, observou-se maior abertura

de fissuras, deslocamentos verticais mais acentuados e queda de resistência ao arrancamento.

No que diz respeito a hipótese da existência do efeito pino em ligações entre conectores metálicos com cabeça e concreto armado, os resultados indicaram que a presença de barras de aço na região de projeção no cone de concreto, na condição de concreto não fissurado, não contribuiu para o aumento da resistência ao arrancamento. Uma vez que, ao isolar a ocorrência de fissuração, como nos ensaios realizados em blocos rígidos, os conectores apresentaram comportamento semelhante, independentemente da presença ou não de armaduras, o que permite indicar que o efeito pino pode não ser um mecanismo estrutural relevante nas ligações avaliadas. Com base nessas evidências, reforça-se que a contribuição da armadura é essencial e atua por meio do controle da fissuração e do confinamento do concreto, e não como mecanismo mecânico de travamento da ligação.

Com base na compreensão obtida ao longo do programa experimental, foi desenvolvida uma nova formulação para estimativa da resistência ao arrancamento de conectores metálicos com cabeça, incorporando de forma inovadora a influência do estado de fissuração da peça por meio da razão  $M_s/M_r$ . A proposta mantém a estrutura dos modelos consagrados, baseando-se na profundidade de embutimento e na resistência do concreto, mas introduz um fator redutor ajustável à condição real de solicitação da ligação. Esse fator permite representar com maior fidelidade o impacto progressivo da fissuração na capacidade resistente da ligação, superando a abordagem binária usual de concreto fissurado ou não fissurado.

A formulação proposta neste trabalho foi validada com base em um conjunto de 102 resultados experimentais, abrangendo os ensaios realizados neste trabalho e os dados de pesquisas anteriores. A análise estatística demonstrou que o modelo proposto apresenta desempenho superior às prescrições normativas avaliadas, tanto em termos de precisão quanto de consistência, com menor dispersão, menor penalidade acumulada e maior proporção de estimativas dentro da faixa de segurança apropriada, em relação aos modelos propostos pelo CCD, fib Bulletin 58 (2011) e ACI 318 (2019).

.

Diante disso, esta pesquisa oferece uma contribuição relevante para a compreensão do comportamento de ligações com conectores metálicos com cabeça embutidos em elementos de concreto armado submetidos a ações combinadas de tração e flexão. A consideração de variáveis como o estado de fissuração, a relação entre momento solicitante e resistente, e a distribuição das armaduras possibilitou o desenvolvimento de uma formulação com maior aderência às condições observadas em ensaio. Embora os modelos normativos continuem sendo fundamentais para o dimensionamento estrutural, os resultados obtidos indicam que, em situações específicas de projeto, a aplicação de modelos complementares pode contribuir para estimativas mais compatíveis com a realidade construtiva. Nesse contexto, o modelo proposto se apresenta como uma alternativa útil, com potencial de aplicação em cenários que demandam maior sensibilidade às particularidades da estrutura, promovendo análises mais alinhadas às condições reais de serviço.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738:2015 – **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739:2018 – **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222:2011 – **Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522:2021 – **Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 9935:2011 – **Agregados – Terminologia**, 2011

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211:2022 – **Agregados para concreto** – Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53:2009 – **Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7251:1982 – **Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária**. Rio de Janeiro: ABNT, 1982

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248:2003 – **Agregados – Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16697:2018 – **Cimento Portland – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931:2023 – **Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras – Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ACI 349-01. **Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures**. Reported by ACI Committee 349, Farmington Hill, Michigan, 1985.

ACI 355.1R-91. **State-of-the-art report on anchorage to concrete**. Reported by ACI Committee 355. Farmington Hill, Michigan, 1997.

ACI Commite 318, **Bulding Code Requirements for Structural Concrete** (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hill, Michigan, 2019.

EOTA, ETAG No 001: **Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete**, Brussels, 1997.

Fédération Internationale du Béton. Design of Anchorages in Concrete. *fib* Bulletin 58, Lausanne, Switzerland, 2011.

Fédération Internationale du Béton. Structural Connections for Precast Concrete Buildings. *fib*Bulletin 43. Lausanne, Switzerland, 2008.

Fédération Internationale du Béeton. *fib* Model Code for Concrete Structures 2010; 2013:402.

ASHOUR, A.F. e ALQEDRAB, M.A. **Concrete breakout strength of single anchors in tension using neural networks**. *Avances in Engineering Software* 36, p.87–97, 2005.

AGUIAR, M., & FAVERO, M. (2019). MAM-Rio: Structure-form, tectonics, and empathy. *Arquitetura Revista*, 15(2), 256–274. <https://doi.org/10.4013/arq.2019.152.03>

BAZANT, Z. P. **Size effect in blunt fracture: Concrete, Rock, Metal**. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 110, No. 4, pp.518-535, 1984.

COOK, R. A.; KUNZ, J.; FUCHS, W.; KONZ, R. C. **Behavior and design of single adhesive anchors under tensile load in uncracked concrete**. *ACI Structural Journal*, v. 95, n. 1, p. 9–26, Jan.. 1998.

COOK, R. A.; KLINGNER, R. E.; ELIGEHAUSEN, R. **Behavior of Adhesive and Grouted Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete**. University of Texas at Austin, 1992

COSTA, H. D. **Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em Elementos de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 105p. 2016.

COLLINS, M. P. ***Evaluation of shear design procedures for concrete structures: a report prepared for the CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design***. Toronto: Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2001.

ELIGEHAUSEN, R. e BALOGH, T. **Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete**. ACI Structural Journal, V. 92, No.3, Junho, 1995.

ELIGEHAUSEN, R. e FUCHS, W. **Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings**. Betonwerk + Fertigteiltechnik, pp. 48-56, 1988.

ELIGEHAUSEN, R. e J. OZBOLT (1992). **Influence of crack width on the concrete cone failure load** (Z.P.Bazant ed.), pp. 876–881. Elsevier Applied Science.

ELIGEHAUSEN, R. e OZBOLT, J. **Use of the tensile strength in anchorage to concrete**. Tagungsband, IABSE Colloquium Structural Concrete, Stuttgart, p.731-736, 1991.

ELIGEHAUSEN, R. e SAWADE, G. **A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete**. Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications. Editors: Elfgren, L., Chapman and Hall, London, New York,. pp. 281-299, 1989.

ELIGEHAUSEN, R. **Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise, (Interactions of Fastenings and Reinforced Concrete Constructions)**, in Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin, 1984.

ELIGEHAUSEN, R.; BOUSKA, P.; CERVENKA, V.; PUKL, R. **Size effect of the concrete cone failure load of anchor bolts**. In: Bazant, Z. P. (Editor), Fracture Mechanics of Concrete Structures, pp. 517–525, Elsevier Applied Science, London, New York, 1992.

ELIGEHAUSEN, R.; COOK, R. A.; APPL, J. **Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors**. ACI Structural Journal, V. 103, No. 6, Dec., pp. 822-831, 2006.

ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W.; MAYER, B. **Loadbearing behaviour of anchor fastenings in tension**, Part 1. BETONWERK + FERTIGTEIL-TECHNIK. p.826-832, 1987.

ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W.; MAYER, B. **Loadbearing behaviour of anchor fastenings in tension**, Part 1. betonwerk + fertigteil-technik. p.826-832, 1987.

ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R.; SILVA, J. F. **Anchorage in Concrete Construction**. 1º edition, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. 2006.

FERREIRA, M.; PEREIRA, M. F.; LIMA, N.; OLIVEIRA, H. **Influence of the flexural and shear reinforcement in the concrete cone resistance of headed bars**, Engineering Structures 248 (2021) 113212.

FERREIRA, M.D.P.; SANTOS, K.D.D.; PEREIRA FILHO, M.J.M.; CORDEIRO, L.D.N.P. Effect of Recycled Concrete Aggregates on the Concrete Breakout Resistance of Headed Bars Embedded in Slender Structural Elements. Buildings 2024, 14, 2102. <https://doi.org/10.3390/buildings14072102>

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E.: **Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, Authors' Closure to Discussion**. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 6, S. 794-802, 1995.

FURCHE, J. e DIETERLE, H. **Pull-outtests with headed anchors with different shape of the heads, anchorage in non-cracked concrete and in uniaxial cracks**. Report No. 9/1-86/9, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, not published, 1989.

GIL-MARTÍN LM, HERNÁNDEZ-MONTES E. **Reinforcement anchored in tension by heads. Review of capacity formulation and applicability limits**. Engineering Structures Volume 184, 1 April 2019, Pages 186-193.

HELENE P.R.I.; TERZIAN, P., **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo, Pine Brasília, SENAI, 1992.

INFASO. **New market chances for steel structures by innovative fastening solutions**. Stuttgart University, Final report of the RFCS project N° RFS-PR-05062, 2012.

KARMOKAR, TRIJON; MOHYEDDIN, ALIREZA; LEE, JESSEY; PARASKEVA, Themelina. **Concrete cone failure of single cast-in anchors under tensile loading** – A literature review. *Engineering Structures*, [S. l.], v. 243, p. 112615, 2021.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1994



NILSSON, M.; OHLSSON, U.; ELFGREN, L. **Effects of surface reinforcement on bearing capacity of concrete with anchor bolts.** *Nordic Concrete Research*, Oslo, n. 44, p. 161–174, 2011.

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, L. **Experimental evaluation of influence of member thickness, anchor-head size, and orthogonal surface reinforcement on the tensile capacity of headed anchors in uncracked concrete.** *Journal of Structural Engineering*, Reston, v. 144, n. 4, p. 04018012, 2018.

OŽBOLT, J. (1995). *Massstabseffekt in Beton- und Stahlbeton- konstruktionen*, Postdoctoral Thesis, University of Stuttgart, Germany, 1995.

OZBOLT, J. e ELIGEHAUSEN, R. **Fastening elements in concrete structures numerical simulatrons.** *Fracture and Damage of Concrete and Rock - FDCR-2*, edited by H.P. Rossmanith, p.527-547, 1993.

OZBOLT, J. e ELIGEHAUSEN, R. **Numerical analysis of headed studs embedded in large plain concrete blocks.** *Proceedings of the 2nd International Conference of Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, pp.465-656, 1990.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; PERISKIC, G.; MAYER, U. **3D FE analysi s of anchor bolts with large embedment depths.** *Engineering Fracture Mechanics* 74, p.168–178, 2007.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H. W. **Size effect on the concrete cone pull-out load**, *International Journal of Fracture* 95, p. 391-404. 1999.

PETERSEN, D.; LIN, Z.; ZHAO, J.. **Behavior and Design of Cast-in-Place Anchors under Simulated Seismic Loading. DRAFT Final Report (Volume I)**, National Science Foundation for the NEESR Project Funded under Grant. No. CMMI-990712342, Jul, 2013

REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R.; MALLÉE, R. (1988): **Befestigungstechnik (Fixing technology).** *Betonkalender* 1988, Part II, Ernst & Sohn, Berlin, 1988, pp. 569–663 (in German).

REHM. G.; ELIGEHAUSEN, R.; MALLEE, R. **Befestigungstechnik, BetonkaJender, part 2**, Ernst & Sohn, Berlin, pp. 569 – 663, 1988.

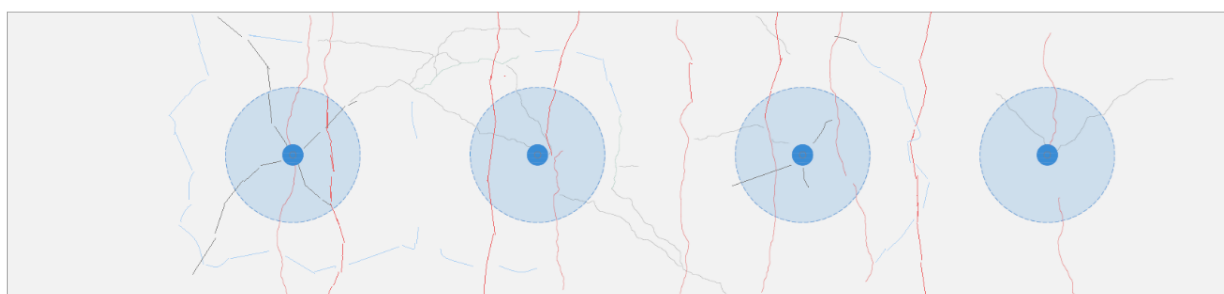
SAWADE, G. **Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von Zugbeanspruchtem Beton.** *Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen*, Band 1994/4. Universität Stuttgart, (1994)

THOMPSON, M. K.; YOUNG, M. J.; JIRSA, J. O.; BREEN, J.E; KLINGNER, R.E., **Anchorage of Headed Reinforcement in CCT Nodes**, Research Report N°1855-2, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Texas, June, 2003. 160p

TAKIGUCHI K, HARADA R, ISHIZEKI K. **Pull out Strength an Anchor Bolt Embedded in Cracked Concrete**. In: Trans. 15th Int. Conf. Struct. Mech. React. Technol., Seoul; 1999. p. 305–10

WRIGHT, Jeffrey L.; McCABE, Steven L. **The development length and anchorage behavior of headed reinforcing bars**. Lawrence: University of Kansas Center for Research, 1997. (Structural Engineering and Engineering Materials, SM Report No. 44).

ANEXO I  
MAPAS DE FISSURAÇÃO

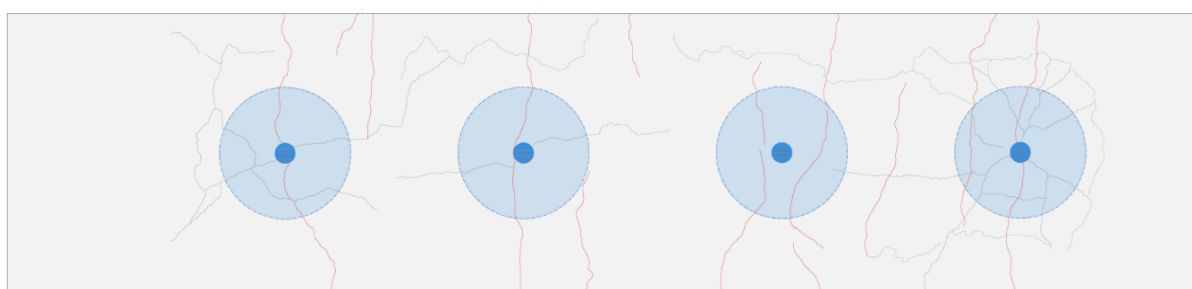


HS1-0,32-1,3D-A

HS1-0,64-1,3D-A

HS1-0,50-1,3D-A

HS1-0,18-1,3D-A



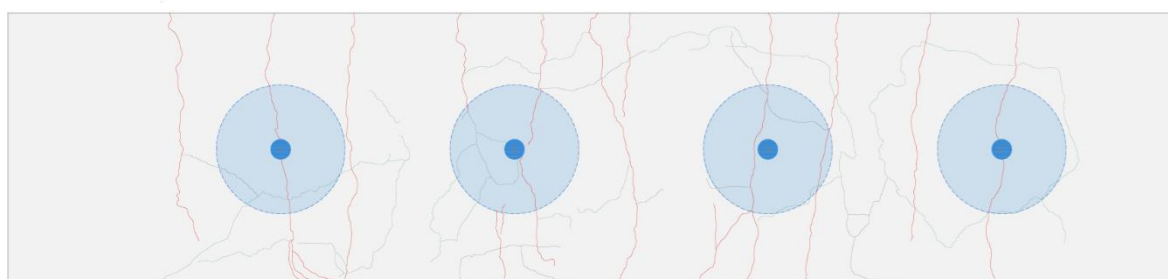
HS1-0,32-1,3D-B

HS1-0,64-1,3D-B

HS1-0,50-1,3D-B

HS1-0,18-1,3D-B

### Mapa de fissuração – Série S1-1,3D

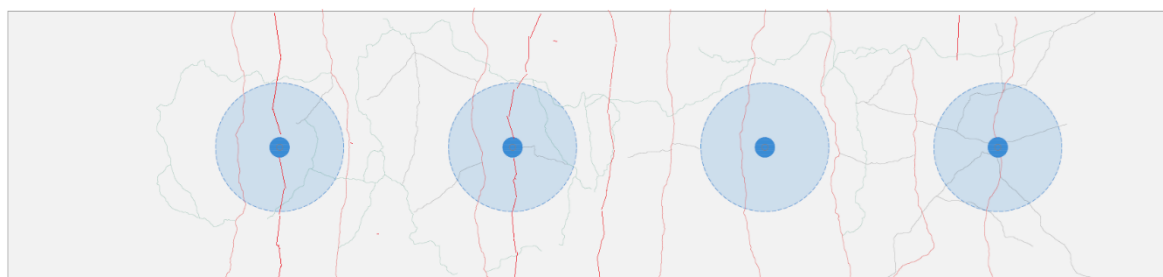


HS2-0,32-1,3F-A

HS2-0,64-1,3F-A

HS2-0,50-1,3F-A

HS2-0,18-1,3F-A



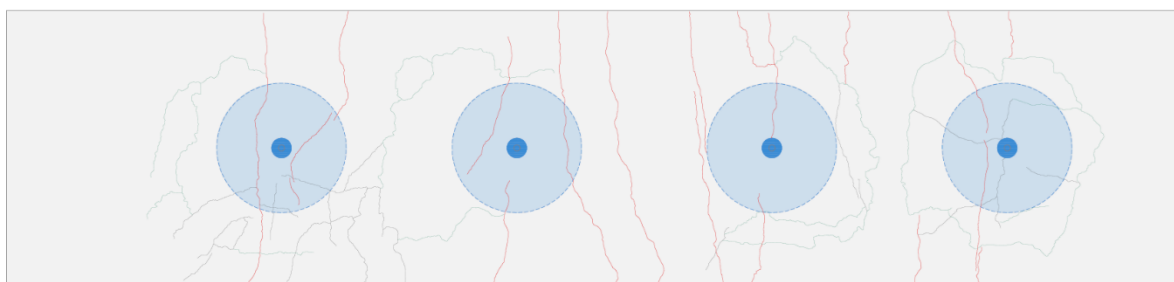
HS2-0,32-1,3F-B

HS2-0,64-1,3F-B

HS2-0,50-1,3F-B

HS2-0,18-1,3F-B

### Mapa de fissuração – Série S2-1,3F

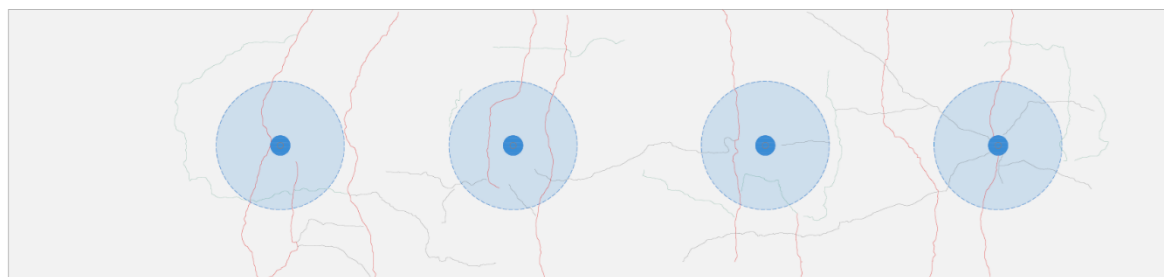


HS3-0,32-0,8D-A

HS3-0,64-0,8D-A

HS3-0,50-0,8D-A

HS3-0,18-0,8D-A



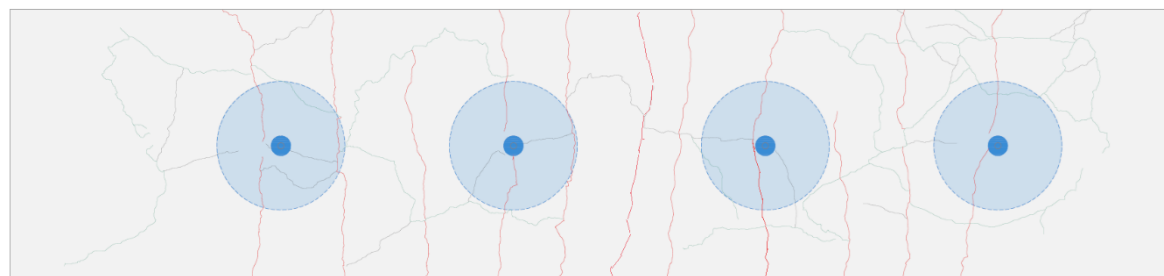
HS3-0,32-0,8D-B

HS3-0,64-0,8D-B

HS3-0,50-0,8D-B

HS3-0,18-0,8D-B

### Mapa de fissuração – Série S3-0,8D

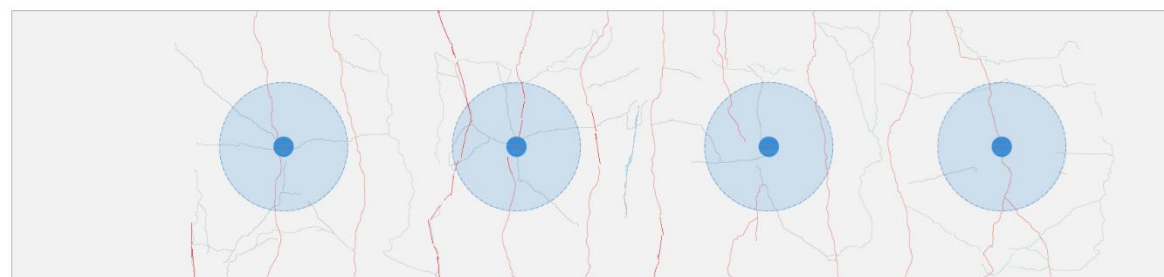


HS4-0,32-0,8F-A

HS4-0,64-0,8F-A

HS4-0,50-0,8F-A

HS4-0,18-0,8F-A



HS4-0,32-0,8F-B

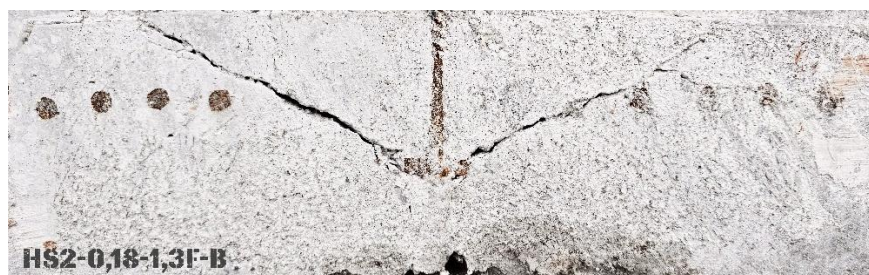
HS4-0,64-0,8F-B

HS4-0,50-0,8F-B

HS4-0,18-0,8F-B

### Mapa de fissuração – Série S4-0,8D

ANEXO II  
CONES DE ARRANCAMIENTO



Vista da formação do cone de arrancamento no sentido transversal da região de embutimento do conector HS2-0,18-1,3F-B



Vista da formação do cone de arrancamento no sentido transversal da região de embutimento da série HS3-0,8D



Vista da formação do cone de arrancamento no sentido transversal da região de embutimento da série HS4-0,8F

ANEXO III  
BANCO DE DADOS



Identificação		Resistencia		Desempenho									
Autor	ESPÉCIMES	Nu,exp	Mr/Ms	Nu, Mean	$\lambda$ , Mean	Nu, Design	$\lambda$ , Design	CCD	$\lambda$ CCD	FIB	$\lambda$ FIB	ACI	$\lambda$ ACI
		(kN)	-	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
Ferreira et al. (2021)	F-60-0.1	38,00	1,10	29,10	1,31	22,00	1,73	48,50	0,78	24,91	1,53	27,98	1,36
	F-60-0.3	48,00	2,39	39,57	1,21	29,91	1,60	50,90	0,94	26,14	1,84	29,37	1,63
	F-60-0.5	46,00	3,34	43,22	1,06	32,67	1,41	49,69	0,93	25,52	1,80	28,67	1,60
	F-60-1.2	50,00	6,29	50,78	0,98	38,39	1,30	47,31	1,06	24,30	2,06	27,30	1,83
	F-110-0.3	66,50	1,75	89,20	0,75	67,43	0,99	127,17	0,52	65,31	1,02	73,38	0,91
	F-110-0.5	72,00	2,21	93,89	0,77	70,98	1,01	123,90	0,58	63,63	1,13	71,49	1,01
	F-110-0.8	83,50	3,05	105,84	0,79	80,01	1,04	125,53	0,67	64,47	1,30	72,44	1,15
	F-110-1.7	101,50	4,73	124,14	0,82	93,85	1,08	127,17	0,80	65,31	1,55	73,38	1,38
	F-110-3.2	136,00	7,80	141,02	0,96	106,60	1,28	122,27	1,11	62,79	2,17	70,55	1,93
Santos et al (2024)	F1-0.5-0	75,40	2,13	87,58	0,86	66,21	1,14	117,11	0,64	60,14	1,25	67,58	1,12
	F2-1.1-0	87,10	3,89	98,12	0,89	74,17	1,17	107,29	0,81	55,10	1,58	61,91	1,41
	F3-2.2-0	110,40	6,10	126,06	0,88	95,29	1,16	118,59	0,93	60,90	1,81	68,43	1,61
	F4-3.5-0	125,20	8,28	121,34	1,03	91,73	1,36	103,12	1,21	52,96	2,36	59,50	2,10
	F1-0,5-30	73,77	2,25	85,19	0,87	64,40	1,15	111,71	0,66	57,37	1,29	64,46	1,14
	F2-1,1-30	91,18	3,85	103,78	0,88	78,46	1,16	113,81	0,80	58,45	1,56	65,67	1,39
	F3-2,2-30	106,51	6,57	120,82	0,88	91,34	1,17	110,91	0,96	56,96	1,87	64,00	1,66
	F4-3,7-30	128,21	8,40	133,81	0,96	101,15	1,27	113,16	1,13	58,11	2,21	65,30	1,96
	F1-0,5-100	71,72	2,32	86,99	0,82	65,76	1,09	113,00	0,63	58,03	1,24	65,21	1,10
	F2-1,1-100	84,42	4,16	97,89	0,86	74,00	1,14	104,62	0,81	53,73	1,57	60,37	1,40
	F3-2,2-100	103,96	6,73	122,61	0,85	92,68	1,12	111,64	0,93	57,34	1,81	64,42	1,61
	F4-3,5-100	118,12	9,12	130,28	0,91	98,49	1,20	107,21	1,10	55,06	2,15	61,86	1,91

Identificação		Resistencia		Desempenho									
Autor	ESPÉCIMES	Nu,exp	Mr/Ms	Nu, Mean	$\lambda$ , Mean	Nu, Design	$\lambda$ , Design	CCD	$\lambda$ CCD	FIB	$\lambda$ FIB	ACI	$\lambda$ ACI
		(kN)	-	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
NILSSON, OHLSSON e ELFGREN (2011)	1	186,50	1,16	172,57	1,08	130,45	1,43	282,75	0,66	145,21	1,28	163,16	1,14
	5	215,50	1,00	164,45	1,31	124,32	1,73	282,75	0,76	145,21	1,48	163,16	1,32
	9	176,80	1,22	175,67	1,01	132,80	1,33	282,75	0,63	145,21	1,22	163,16	1,08
	2	285,30	12,05	377,08	0,76	285,05	1,00	282,75	1,01	145,21	1,96	163,16	1,75
	6	308,20	11,16	367,50	0,84	277,81	1,11	282,75	1,09	145,21	2,12	163,16	1,89
	10	267,50	12,86	385,26	0,69	291,24	0,92	282,75	0,95	145,21	1,84	163,16	1,64
	16	281,70	12,21	378,68	0,74	286,26	0,98	282,75	1,00	145,21	1,94	163,16	1,73
	17	329,10	10,45	359,55	0,92	271,80	1,21	282,75	1,16	145,21	2,27	163,16	2,02
	18	341,40	10,07	355,18	0,96	268,50	1,27	282,75	1,21	145,21	2,35	163,16	2,09
	19	321,50	7,58	323,03	1,00	244,20	1,32	282,75	1,14	145,21	2,21	163,16	1,97
	20	321,90	7,57	322,90	1,00	244,10	1,32	282,75	1,14	145,21	2,22	163,16	1,97
	21	296,50	8,22	331,87	0,89	250,88	1,18	282,75	1,05	145,21	2,04	163,16	1,82
	22	325,50	7,48	321,70	1,01	243,19	1,34	282,75	1,15	145,21	2,24	163,16	2,00
	23	332,20	7,33	319,53	1,04	241,55	1,38	282,75	1,17	145,21	2,29	163,16	2,04
	24	313,50	7,77	325,76	0,96	246,26	1,27	282,75	1,11	145,21	2,16	163,16	1,92
	43	291,40	2,59	225,92	1,29	170,78	1,71	282,75	1,03	145,21	2,01	163,16	1,79
	44	287,30	2,63	226,99	1,27	171,59	1,67	282,75	1,02	145,21	1,98	163,16	1,76
	45	255,40	2,96	236,07	1,08	178,46	1,43	282,75	0,90	145,21	1,76	163,16	1,57
	46	291,70	2,59	225,84	1,29	170,73	1,71	282,75	1,03	145,21	2,01	163,16	1,79
	47	249,20	3,03	238,01	1,05	179,93	1,39	282,75	0,88	145,21	1,72	163,16	1,53
	48	306,40	2,47	222,17	1,38	167,95	1,82	282,75	1,08	145,21	2,11	163,16	1,88
	49	256,80	5,71	293,88	0,87	222,16	1,16	282,75	0,91	145,21	1,77	163,16	1,57
	50	262,20	5,59	291,85	0,90	220,62	1,19	282,75	0,93	145,21	1,81	163,16	1,61
	51	267,20	5,48	290,02	0,92	219,24	1,22	282,75	0,95	145,21	1,84	163,16	1,64
	52	330,80	5,02	281,57	1,17	212,86	1,55	282,75	1,17	145,21	2,28	163,16	2,03
	53	365,10	4,55	272,46	1,34	205,97	1,77	282,75	1,29	145,21	2,51	163,16	2,24
	54	361,90	4,59	273,27	1,32	206,58	1,75	282,75	1,28	145,21	2,49	163,16	2,22
	55	370,10	4,49	271,23	1,36	205,04	1,81	282,75	1,31	145,21	2,55	163,16	2,27
	56	344,20	4,82	277,87	1,24	210,06	1,64	282,75	1,22	145,21	2,37	163,16	2,11
	57	371,00	4,47	271,01	1,37	204,87	1,81	282,75	1,31	145,21	2,55	163,16	2,27
	58	247,50	2,31	217,29	1,14	164,26	1,51	282,75	0,88	145,21	1,70	163,16	1,52
	59	241,30	2,37	219,13	1,10	165,65	1,46	282,75	0,85	145,21	1,66	163,16	1,48
	60	233,90	2,44	221,42	1,06	167,38	1,40	282,75	0,83	145,21	1,61	163,16	1,43
	64	319,50	10,25	357,25	0,89	270,06	1,18	282,75	1,13	145,21	2,20	163,16	1,96
	65	333,80	9,81	352,07	0,95	266,15	1,25	282,75	1,18	145,21	2,30	163,16	2,05
NILFOROUSH, NILSSON e ELFGREN (2018)	PC-440-M1	331,40	1,88	253,29	1,31	191,47	1,73	352,88	0,94	181,23	1,83	203,63	1,63
	PC-440-M2	353,20	1,76	247,97	1,42	187,45	1,88	352,88	1,00	181,23	1,95	203,63	1,73
	PC-440-M3	333,30	1,87	252,81	1,32	191,11	1,74	352,88	0,94	181,23	1,84	203,63	1,64
	PC-660-M1	384,30	3,72	322,92	1,19	244,11	1,57	358,28	1,07	184,00	2,09	206,74	1,86
	PC-660-M2	366,00	3,91	328,21	1,12	248,11	1,48	358,28	1,02	184,00	1,99	206,74	1,77
	PC-660-M3	376,50	3,80	325,13	1,16	245,78	1,53	358,28	1,05	184,00	2,05	206,74	1,82
	PC-660-S1	289,50	4,74	294,00	0,98	222,25	1,30	300,96	0,96	154,56	1,87	173,67	1,67
	PC-660-S2	288,90	4,75	294,20	0,98	222,40	1,30	300,96	0,96	154,56	1,87	173,67	1,66
	PC-660-L1	448,50	3,19	306,71	1,46	231,86	1,93	358,28	1,25	184,00	2,44	206,74	2,17
	PC-660-L2	471,40	3,03	301,66	1,56	228,04	2,07	358,28	1,32	184,00	2,56	206,74	2,28
	RC-330-M1	384,60	4,84	356,47	1,08	269,47	1,43	362,23	1,06	186,03	2,07	209,02	1,84
	RC-330-M2	374,10	4,98	359,78	1,04	271,97	1,38	362,23	1,03	186,03	2,01	209,02	1,79
	RC-440-M1	361,90	12,05	470,61	0,77	355,76	1,02	352,88	1,03	181,23	2,00	203,63	1,78
	RC-440-M2	407,70	10,70	452,28	0,90	341,91	1,19	352,88	1,16	181,23	2,25	203,63	2,00

Identificação		Resistencia		Desempenho									
Autor	ESPÉCIMES	$Nu,exp$	$Mr/Ms$	$Nu,Mean$	$\lambda,Mean$	$Nu,Design$	$\lambda,Design$	$CCD$	$\lambda_{CCD}$	$FIB$	$\lambda_{FIB}$	$ACI$	$\lambda_{ACI}$
		(kN)	-	(kN)		(kN)		(kN)		(kN)		(kN)	
S1-1,3D	HS1-0,18-1,3D-A	126,54	5,70	121,92	1,04	92,17	1,37	117,38	1,08	60,28	2,10	67,73	1,87
	HS1-0,18-1,3D-B	119,15	5,60	113,59	1,05	85,87	1,39	109,95	1,08	56,47	2,11	63,44	1,88
	HS1-0,32-1,3D-A	113,04	3,18	99,41	1,14	75,15	1,50	116,26	0,97	59,71	1,89	67,09	1,68
	HS1-0,32-1,3D-B	109,05	3,31	93,87	1,16	70,96	1,54	108,31	1,01	55,62	1,96	62,50	1,74
	HS1-0,50-1,3D-A	92,31	2,18	87,94	1,05	66,48	1,39	116,58	0,79	59,87	1,54	67,27	1,37
	HS1-0,50-1,3D-B	87,01	2,03	81,47	1,07	61,59	1,41	110,55	0,79	56,77	1,53	63,79	1,36
	HS1-0,64-1,3D-A	85,33	1,83	83,01	1,03	62,75	1,36	116,58	0,73	59,87	1,43	67,27	1,27
	HS1-0,64-1,3D-B	80,19	1,66	75,66	1,06	57,19	1,40	109,80	0,73	56,39	1,42	63,36	1,27
S2-1,3F	HS2-0,18-1,3F-A	109,77	5,53	114,49	0,96	86,55	1,27	111,30	0,99	57,16	1,92	64,22	1,71
	HS2-0,18-1,3F-B	108,31	5,57	114,12	0,95	86,27	1,26	110,70	0,98	56,85	1,91	63,88	1,70
	HS2-0,32-1,3F-A	93,67	3,20	95,13	0,98	71,92	1,30	111,00	0,84	57,01	1,64	64,05	1,46
	HS2-0,32-1,3F-B	92,05	3,29	94,77	0,97	71,64	1,28	109,50	0,84	56,24	1,64	63,19	1,46
	HS2-0,50-1,3F-A	76,24	2,02	81,11	0,94	61,31	1,24	110,25	0,69	56,62	1,35	63,62	1,20
	HS2-0,50-1,3F-B	86,93	2,01	80,65	1,08	60,96	1,43	109,80	0,79	56,39	1,54	63,36	1,37
	HS2-0,64-1,3F-A	68,14	1,62	75,63	0,90	57,17	1,19	110,70	0,62	56,85	1,20	63,88	1,07
	HS2-0,64-1,3F-B	76,71	1,63	80,27	0,96	60,68	1,26	117,37	0,65	60,28	1,27	67,73	1,13
S3-0,8D	HS3-0,18-0,8D-A	98,19	5,60	116,07	0,85	87,75	1,12	112,39	0,87	57,72	1,70	64,85	1,51
	HS3-0,18-0,8D-B	114,83	5,84	118,04	0,97	89,23	1,29	112,70	1,02	57,88	1,98	65,03	1,77
	HS3-0,32-0,8D-A	109,61	3,37	98,03	1,12	74,11	1,48	112,39	0,98	57,72	1,90	64,85	1,69
	HS3-0,32-0,8D-B	104,39	3,25	97,44	1,07	73,66	1,42	113,16	0,92	58,11	1,80	65,30	1,60
	HS3-0,50-0,8D-A	85,22	2,10	83,75	1,02	63,31	1,35	112,39	0,76	57,72	1,48	64,85	1,31
	HS3-0,50-0,8D-B	83,78	2,14	84,28	0,99	63,71	1,31	112,39	0,75	57,72	1,45	64,85	1,29
	HS3-0,64-0,8D-A	81,55	1,64	77,14	1,06	58,32	1,40	112,39	0,73	57,72	1,41	64,85	1,26
	HS3-0,64-0,8D-B	78,08	1,67	77,49	1,01	58,58	1,33	112,39	0,69	57,72	1,35	64,85	1,20
S4-0,8F	HS4-0,18-0,8F-A	104,42	5,43	112,83	0,93	85,30	1,22	110,39	0,95	56,69	1,84	63,70	1,64
	HS4-0,18-0,8F-B	102,84	5,63	113,16	0,91	85,54	1,20	109,35	0,94	56,16	1,83	63,10	1,63
	HS4-0,32-0,8F-A	89,73	3,30	95,55	0,94	72,23	1,24	110,39	0,81	56,69	1,58	63,70	1,41
	HS4-0,32-0,8F-B	90,58	3,28	94,64	0,96	71,54	1,27	109,50	0,83	56,23	1,61	63,18	1,43
	HS4-0,50-0,8F-A	75,43	2,05	81,83	0,92	61,86	1,22	110,69	0,68	56,85	1,33	63,87	1,18
	HS4-0,50-0,8F-B	73,67	2,12	82,08	0,90	62,05	1,19	109,80	0,67	56,39	1,31	63,36	1,16
	HS4-0,64-0,8F-A	71,13	1,62	75,84	0,94	57,34	1,24	111,14	0,64	57,08	1,25	64,13	1,11
	HS4-0,64-0,8F-B	67,30	1,62	74,34	0,91	56,20	1,20	108,90	0,62	55,93	1,20	62,84	1,07