

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Otávio Prates Aguiar

**CONEXÃO DE CISALHAMENTO CONSTITUÍDA POR FUROS EM
CHAPA PREENCHIDOS COM CONCRETO COM BARRA
PASSANTE: COMPORTAMENTO EM MEIO CONFINADO**

Belo Horizonte
2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

**"CONEXÃO DE CISALHAMENTO CONSTITUÍDA POR FUROS EM CHAPA PREENCHIDOS COM CONCRETO COM BARRA PASSANTE:
COMPORTAMENTO EM MEIO CONFINADO"**

Otávio Prates Aguiar

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Doutor em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

- Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas - DEES - UFMG (Orientador)
- Prof. Dr. Hermes Carvalho - DEES - UFMG
- Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury - DEES - UFMG
- Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco - UERJ
- Prof. Dr. Rui Antônio Duarte Simões - Universidade de Coimbra

Belo Horizonte, 23 de outubro de 2020



Documento assinado eletronicamente por **Hermes Carvalho, Professor do Magistério Superior**, em 26/10/2020, às 17:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco, Usuário Externo**, em 29/10/2020, às 10:21, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Barreto Caldas, Professor do Magistério Superior**, em 29/10/2020, às 12:29, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rui António Duarte Simões, Usuário Externo**, em 29/10/2020, às 14:52, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Ricardo Hallal Fakury, Pró-reitor(a)**, em 30/10/2020, às 15:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **0325133** e o código CRC **DC8ED0A6**.

A282c	<p>Aguiar, Otavio Prates. Conexão de cisalhamento constituída por furos em chapa preenchidos com concreto com barra passante [recurso eletrônico] : comportamento em meio confinado / Otavio Prates Aguiar. - 2020. 1 recurso online (163 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Rodrigo Barreto Caldas.</p> <p>Tese (doutorado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Apêndices: f. 143-163.</p> <p>Bibliografia: f. 138-142. Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Conectores de cisalhamento - Teses. 3. Concreto - Teses. I. Caldas, Rodrigo Barreto. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	---

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Rodrigo Caldas pela orientação, pela dedicação em seu trabalho e pela amizade que desenvolvemos ao longo desses anos.

Ao colega de projeto e amigo Paulo Estevão, pela parceria, pelos momentos de descontração e por todo seu esforço nesse trabalho.

Aos colegas Hermano Cardoso, Lucas Santos, Júlia Prates e Larice Justino, com quem tive o prazer de trabalhar durante esse período.

Aos técnicos Geraldo Silva, José Simeão, Heron Resende e Gabriel Passos, e ao aluno de iniciação científica Gabriel Silva, pela valiosa ajuda na execução dos ensaios e pelos momentos de descontração no laboratório.

À minha família, especialmente à minha mãe, Maria Inês, pelo apoio incondicional, e ao meu pai, Fernando Vitor, que foi quem despertou em mim o interesse pelos números e pela ciência.

À minha querida esposa, Marina, por estar ao meu lado durante todo esse período. Seu carinho e incentivo diários foram o que me trouxeram ao fim dessa etapa.

Muito obrigado!

Este trabalho contou com suporte financeiro dos órgãos CNPq, CAPES e FAPEMIG, e com fornecimento de materiais pelas empresas MC Bauchemie e Lafarge-Holcim Cimentos.

RESUMO

Nesse trabalho, realizaram-se investigações experimentais e numéricas e desenvolveu-se um modelo analítico para descrever o comportamento de conectores de cisalhamento constituídos por furos em chapas preenchidos com concreto com barra passante, capaz de prever tanto a capacidade resistente quanto a capacidade de deslizamento desses conectores quando empregados em ponto confinado de uma seção mista. Este trabalho foi realizado, pois observou-se que a maior parte dos estudos e modelos de cálculo desenvolvidos até o presente, situam o conector em um ponto superficial ou não confinado da seção mista. Contudo, sabe-se que o conector em questão apresenta considerável melhora em termos de capacidade resistente e capacidade de deslizamento, quando empregado em situação confinada, pois, enquanto na situação superficial o conector tende a falhar de forma frágil por destacamento do concreto, na situação confinada o conector tende a falhar de forma dúctil por ruptura da barra passante. Assim sendo, buscando proporcionar um melhor aproveitamento desses conectores em situação confinada, foi realizado um aprofundado estudo de seu comportamento, descrevendo os efeitos de segunda ordem na barra passante e a curva força-deslizamento até seu ponto de ruptura. O modelo desenvolvido foi testado e calibrado com diversos ensaios experimentais, tanto desse trabalho, quanto de outros autores, mostrando-se válido e com amplos limites de aplicabilidade e tendo apresentado forte correlação com dados experimentais.

Palavras-chave: Estrutura mista. Conector de cisalhamento. Perfobond. Pino. Barra passante. Efeito de segunda ordem. Catenária. Capacidade de deslizamento. Confinamento.

ABSTRACT

In this work, experimental and numerical investigations were conducted, and an analytical model was proposed to describe the behavior of circular openings with transverse bars as steel-concrete shear connectors. The aim was to predict both the strength and slip capacity of these connectors when applied in a confined location of a composite section. This work was conducted because most studies and design models currently available place the connector in a superficial or non-confined location of the composite section, however, it has been shown that the referred connector shows considerable increase in strength and slip capacity when in confined situations, because, while in superficial situations the connector tends to show brittle behavior and fail by concrete spalling, in confined situation it tends to show ductile behavior and fail by rupture of rebar. Therefore, to improve usage of these connectors in confined situations, an in-depth study of its behavior was carried out, describing second order effects in the rebar and the load-slip curve up until failure. The model was tested and calibrated with several experimental results, both from this work and from other authors, proving to be valid and having a wide range of applicability and showing strong correlation with experimental data.

Keywords: Composite structure. Shear connector. Perfobond. Dowel. Transverse bar. Second order. Catenary. Slip capacity. Confinement.

SUMÁRIO

1.	Introdução	16
1.1	Considerações Iniciais.....	16
1.2	Objetivo.....	18
1.2.1	Objetivo Geral.....	18
1.2.2	Metodologia	19
1.3	Justificativa	19
1.4	Estrutura do documento	20
2.	Revisão Bibliográfica.....	21
2.1	Comportamento dos Conectores FPCB.....	21
2.1.1	Influência da barra passante e seu diâmetro.....	21
2.1.2	Influência da Espessura da Chapa.....	26
2.1.3	Influência do Diâmetro do Furo.....	29
2.1.4	Influência da Resistência do Concreto	30
2.1.5	Influência do Confinamento.....	31
2.2	Ensaio de cisalhamento com Conectores FPCB em Meio Confinado.....	33
2.2.1	Os ensaios tipo “ <i>Plug-in</i> ”	33
2.2.2	Su <i>et al.</i> (2014).....	34
2.2.3	He <i>et al.</i> (2016).....	36
2.2.4	Xiao <i>et al.</i> (2016)	37
2.2.5	Nakajima & Nguyen (2016).....	39
2.3	Modelos Teóricos Relevantes	41
2.3.1	Modelo do CEB-FIP <i>Model Code 90</i> (1993) para representação do comportamento de uma interface cisalhada	41
2.3.2	Modelo de Zapfe (2001) para previsão da capacidade resistente de conectores tipo <i>Composite Dowels</i>	42
2.3.3	Rigidez do concreto sob a ação de pino de uma armadura segundo Soroushian <i>et al.</i> (1987)	44
2.3.4	Modelo de Sørensen <i>et al.</i> (2017) para representação do efeito de catenária em uma armadura atuando como pino em uma junta cisalhada de concreto	45
3.	Investigação Experimental	48
3.1	Considerações Iniciais.....	48
3.2	Configuração dos Ensaio	48
3.3	Protótipos Experimentais	51

3.4	Caracterização dos Materiais	55
3.5	Resultados Experimentais	56
3.6	Discussão dos Resultados Experimentais.....	62
4.	Investigação por Elementos Finitos	66
4.1	Considerações Iniciais.....	66
4.2	Construção dos Modelos Numéricos.....	66
4.3	Definição e calibração dos materiais.....	68
4.3.1	Concreto	68
4.3.2	Aço	69
4.4	Validação dos Modelos Numéricos.....	72
4.5	Análise Numérica do Comportamento dos Conectores FPCB em Meio Confinado.....	73
4.6	Influência do Confinamento no Comportamento dos Conectores FPCB: Análise Paramétrica das Disposições Geométricas de Entorno	75
4.6.1	Variação da profundidade	76
4.6.2	Variação da taxa de armadura confinante	77
4.6.3	Análise da variação de comportamento do conector FPCB em função do grau de confinamento.....	78
5.	Modelo Analítico.....	81
5.1	Considerações Iniciais.....	81
5.2	Representação do Comportamento Mecânico dos Conectores FPCB em Meio Confinado	82
5.2.1	Componentes de força e de deslocamento	82
5.2.1.1	Componentes de força.....	82
5.2.1.2	Componentes de deslocamento	83
5.2.2	Comportamento da barra passante	85
5.2.2.1	Estágio inicial: Modelo de viga sobre apoio elástico (VAE)	85
5.2.2.2	Estágio final: Modelo de catenária (CAT)	89
5.2.2.3	Estágio de transição (TRA).....	98
5.2.2.4	Critério de falha.....	101
5.2.3	Comportamento do concreto comprimido no interior do furo	105
5.2.4	Combinação das componentes de deslocamento.....	106
5.2.5	Consideração do atrito devido à componente de compressão transversal.....	106
5.2.6	Comportamento do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento.....	110
5.2.7	Combinação das forças de cisalhamento no concreto e atrito por ação de força transversal nas interfaces de deslizamento.....	112
5.2.8	Considerações finais e pontos importantes do modelo.....	112
5.3	Validação e Calibração do Modelo Analítico	113

5.3.1	Validação do modelo analítico	114
5.3.2	Comparação do modelo analítico com outros modelos de cálculo da literatura quanto à estimativa da capacidade resistente P_R	124
5.3.3	Trabalho de calibração	126
5.3.3.1	Calibração da rigidez à compressão em regime plástico confinado K_p	127
5.3.3.2	Calibração da resistência ao cisalhamento do concreto P_{sc1}	128
5.3.3.3	Calibração da resistência residual ao cisalhamento do concreto P_{sc2}	130
5.3.3.4	Calibração do deslizamento crítico s_l	131
5.4	Análise paramétrica	132
6.	Conclusões	136
6.1	Conclusões	136
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	138
7.	Referências Bibliográficas	140

Apêndices:

A.	Detalhamento dos protótipos experimentais	145
B.	Procedimento para obtenção das curvas do modelo <i>Ductile Damage</i>	153
C.	Formulação do modelo de viga sobre apoio elástico	158
D.	Formulação do modelo de catenária	164

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAT	Catenária (Modelo Analítico)
CEB	<i>Comite Euro-internacional du Beton</i>
CoSFB	<i>Composite Slim-Floor Beam</i>
DEES	Departamento de Engenharia de Estruturas
EN	Norma Europeia
EYM	<i>European Yield Model</i>
FIP	<i>International Federation for Prestressing</i>
FPCB	Furo(s) Preenchido(s) com Concreto com Barra Passante (Conector de Cisalhamento)
FPC	Furo(s) Preenchido(s) com Concreto (Conector de Cisalhamento)
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
TRA	Estágio de transição (Modelo Analítico)
T1, T2	Tipologias de protótipos experimentais
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
VAE	Viga sobre Apoio Elástico (Modelo Analítico)

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

b	Coefficiente de regressão
d	Diâmetro da barra passante
d_c	Dano à compressão no concreto
d_t	Dano à tração no concreto
e_0	Distância inicial entre a barra passante e a borda comprimida do furo
e_u	Distância última entre a barra passante e a borda comprimida do furo
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cc}	Resistência à compressão do concreto em estado tri-axial no contato com a barra de armadura
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ctm}	Resistência à tração média do concreto
f_{s1}	Resistencia ao cisalhamento do concreto nas interfaces de deslizamento

f_{s2}	Resistência residual ao cisalhamento do concreto nas interfaces de deslizamento
f_u	Resistência à ruptura do aço
f_y	Resistência ao escoamento do aço
K	Rigidez à deflexão da barra passante
k_{c1}	Rigidez ao encurtamento em regime elástico do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
k_{c2}	Rigidez ao encurtamento em regime plástico do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
l	Distância entre a rótula lateral e a interface de deslizamento
l_b	Comprimento de ancoragem da barra passante
l_{ef}	Comprimento efetivo do carregamento transversal à barra passante entre a rótula lateral e a interface de deslizamento
l_{ref}	Comprimento de referência da região de concentração das deformações junto às rótulas plásticas
p	Profundidade do conector
s	Deslizamento
s_1	Deslizamento no ponto de cedência ou ruptura ao cisalhamento do concreto do conector
s_2	Deslizamento no ponto de estabilização da resistência residual
s_I	Deslizamento no início da degradação da rigidez do conector
s_R	Deslizamento no ponto de força máxima do conector
s_u	Capacidade de deslizamento do conector ou deslizamento máximo
t	Espessura da chapa
u	Deflexão da barra passante
u_{pl}	Deslocamento plástico equivalente
$u_{plf,S}$	Deslocamento plástico equivalente no ponto de fratura ao cisalhamento
u_u	Deflexão da barra passante no limite de resistência
w	Abertura de fissura
w_c	Abertura crítica de fissura

Letras romanas maiúsculas

A_{ac}	Área de contato aço-concreto dentro da área A_{comp}
A_c	Taxa de armadura confinante
A_c	Área de concreto no furo
A_{cc}	Área de contato concreto-concreto dentro da área A_{comp}
A_{comp}	Área projetada pelo cone de compressão do concreto na interface de deslizamento
D	Diâmetro do furo
D_i	Dano no aço
E_a	Módulo de elasticidade do aço
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
F_{cc}	Força resultante do carregamento transversal à barra passante entre a rótula lateral e a interface de deslizamento
F_{tr}	Força resultante de compressão transversal à interface de deslizamento
I	Momento de inércia
K	Rigidez do concreto sob a barra passante em regime elástico
K_p	Rigidez do concreto sob a barra passante em regime plástico
M	Momento fletor nas rótulas plásticas

M_p	Momento plástico máximo
M_r	Momento elástico máximo
M_s	Momento fletor na seção de ruptura
N	Força normal na barra passante
N_s	Esforço normal na seção de ruptura
P	Força atuante no conector
P_1	Força no ponto de cedência ou ruptura ao cisalhamento do concreto do conector
P_b	Força resistida pela barra passante
P_{bu}	Força resistida pela barra passante no limite de resistência
P_c	Força de compressão no volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
P_{c1}	Força de plastificação do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
P_I	Força no início da degradação da rigidez do conector
P_R	Capacidade resistente do conector ou força máxima
P_{Rk}	Capacidade resistente característica do conector
P_s	Força resistida pelo atrito nas interfaces de deslizamento
P_{sc}	Força resistida pelo cisalhamento do concreto nas interfaces de deslizamento
P_{sc1}	Capacidade resistente do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento
P_{sc2}	Capacidade resistente residual do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento
P_{sf}	Força resistida pelo atrito nas interfaces de deslizamento
P_u	Força no limite de resistência ou ponto de deslizamento máximo do conector
R^2	Fator de determinação
V	Força cortante na barra passante
V_s	Esforço cortante na seção de ruptura

Letras gregas minúsculas

α_f	Fator de ajuste da resistência ao cisalhamento do concreto nas interfaces de deslizamento
α_p	Fator de ajuste da rigidez do concreto sob a barra passante em regime plástico
α_r	Fator de ajuste da resistência residual ao cisalhamento do concreto nas interfaces de deslizamento
α_s	Fator de ajuste do deslizamento no ponto de ruptura ao cisalhamento do concreto
α_{uni}	Fator de ajuste da curva única para o comportamento força-deflexão da barra passante
α_ϕ	Fator de ajuste da inclinação da barra no ponto de intersecção com a interface de deslizamento
β	Coefficiente de rigidez do modelo de viga sobre apoio elástico
β_b	Fator de ajuste da rigidez secante da barra entre o início da formação das rótulas plásticas laterais e o início da plastificação do concreto fora do furo
β_s	Fator de ajuste do trecho inicial da curva força-deslizamento do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento
γ_a	Densidade do aço
γ_c	Densidade do concreto
ε	Deformação
ε_{pl}	Deformação plástica
$\bar{\varepsilon}_{pl0}$	Deformação plástica no ponto de iniciação do dano
$\bar{\varepsilon}_{pl0,s}$	Deformação plástica no ponto de iniciação do dano ao cisalhamento
η	Parâmetro de falha

θ	Giro nas rótulas plásticas
θ_T	Estado de triaxialidade
μ	Coefficiente de atrito médio na interface de deslizamento na região de compressão transversal
μ_{ac}	Coefficiente de atrito na interface aço-concreto
μ_{cc}	Coefficiente de atrito na interface concreto-concreto
ν	Módulo de Poisson
σ_c	Tensão de compressão
σ_p	Tensão de plastificação
σ_t	Tensão de tração
τ	Tensão de cisalhamento
τ_c	Tensão de cisalhamento resistida pelo concreto
τ_f	Tensão de cisalhamento resistida pelo atrito
φ	Inclinação da barra no ponto de intersecção com a interface de deslizamento
$\bar{\sigma}$	Tensão verdadeira na ausência de dano

Letras gregas maiúsculas

Δ	Alongamento junto às rótulas plásticas
Δe	Encurtamento do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
Δe_1	Encurtamento elástico máximo do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
Δe_{max}	Limite máximo de encurtamento do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo (contato da barra com a borda do furo)
Δe_u	Encurtamento último do volume de concreto entre a barra passante e a borda comprimida do furo
Δ_{max}	Alongamento máximo junto às rótulas plásticas

1

INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Tem se observado, nas construções mistas de aço e concreto, emprego cada vez mais frequente de conectores de cisalhamento constituídos por furos em chapas de aço preenchidos com concreto com barra passante (FPCB). O uso desses conectores teve início com o advento do Perfobond, patenteado por Wolfhardt Andrä em 1985, conforme Figura 1.1, e, desde então, devido às suas características mecânicas desejáveis e facilidade de execução, têm sido adotados em diversas aplicações estruturais.

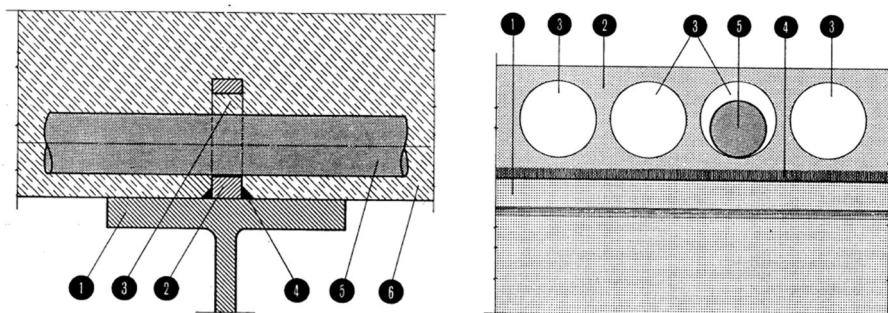


Figura 1.1: Conexão de cisalhamento entre laje de concreto e perfil de aço constituída por furos em chapa preenchidos com concreto com barra passante comercialmente referida como Perfobond (Andrä, 1985).

Os conectores FPCB oferecem a vantagem econômica e construtiva de não necessariamente constituírem um elemento adicional à estrutura, uma vez que podem ser formados apenas integrando os elementos já presentes na seção mista: o perfil de aço, o concreto e a armadura do concreto. Isso pode ser conseguido quando o perfil de aço da seção mista se encontra total ou parcialmente envolvido pelo concreto, bastando, nesses casos, realizar furos no perfil e dispor a armadura do concreto através dos furos, para que a conexão mista fique garantida após a cura, não sendo necessário, portanto, adicionar à estrutura novos elementos como, por exemplo, conectores soldados. As aplicações apresentadas nas Figuras 1.2a, e 1.2d exemplificam esses casos.

Por serem constituídos a partir da combinação da chapa de aço, barra de armadura e concreto, os quais podem variar em dimensões e propriedades de material, os FPCB apresentam grande variabilidade quanto a suas propriedades mecânicas. Contudo, de modo geral, apresentam capacidade resistente e capacidade de deslizamento elevadas, quando comparados a outros conectores de cisalhamento, especialmente se posicionados em um ponto confinado da seção mista. As aplicações apresentadas nas Figuras 1.2a, 1.2b e 1.2d são exemplos de casos em que o FPCB se beneficia do confinamento. Na Figura 1.2c, como o FPCB fica situado em um ponto próximo à superfície da laje de concreto, não há confinamento.

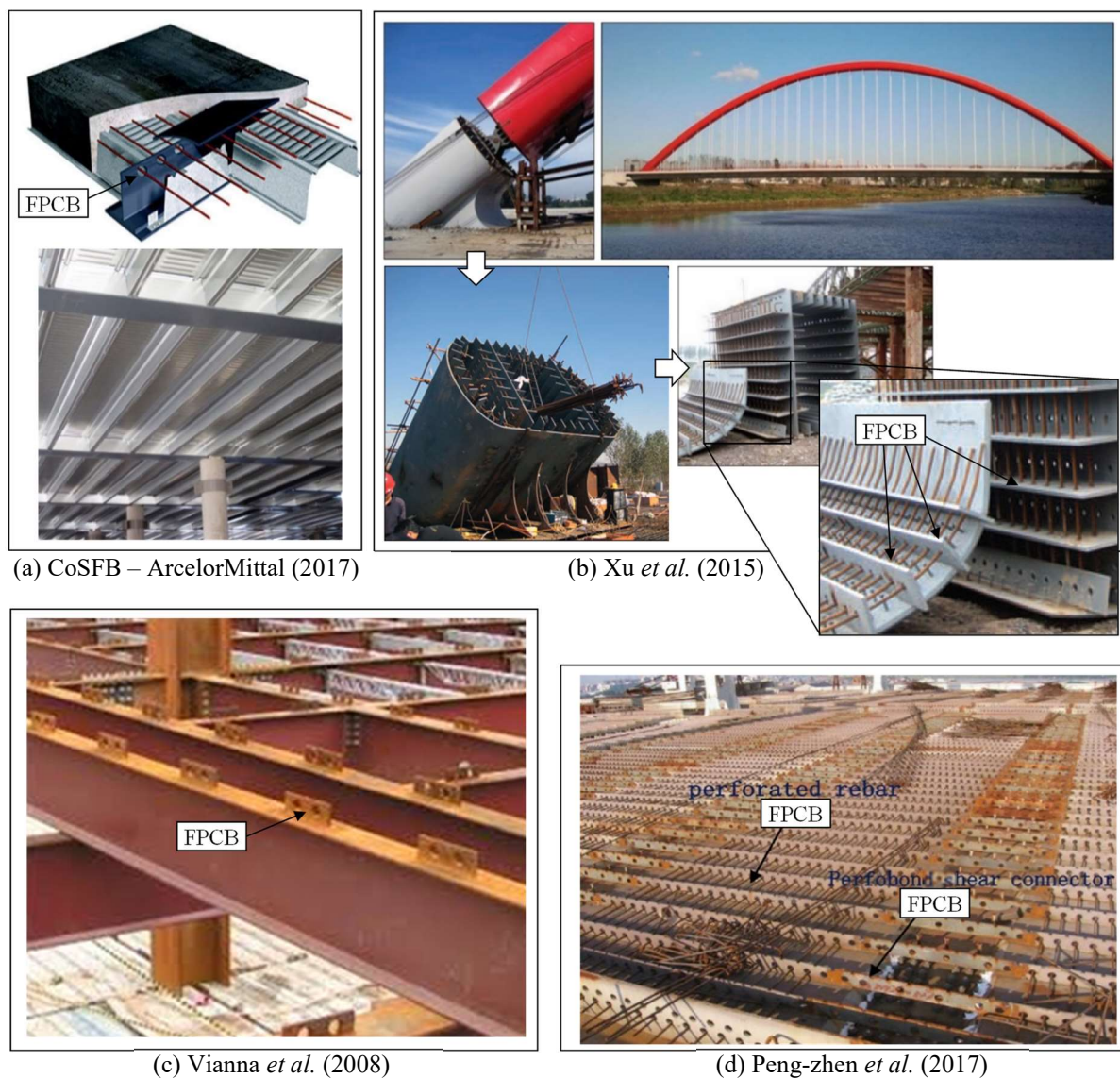


Figura 1.2: Exemplos de aplicação dos conectores FPCB: (a) viga mista tipo *slim-floor*; (b) bloco misto de transição entre elemento de aço (arco da ponte) e elemento de concreto (fundação); (c) conector Perfobond em sua concepção original para vigas mistas convencionais; (d) tabuleiro misto enrijecido de uma ponte.

O confinamento traz aumentos significativos em capacidade resistente e capacidade de deslizamento ao conector FPCB, pois, enquanto na situação superficial o conector tende a falhar de forma frágil por destacamento do concreto, na situação confinada o conector tende a falhar de forma dúctil por ruptura da barra passante. Embora já se conheça esse efeito do confinamento, os estudos e modelos de cálculo para o conector FPCB foram concebidos, em sua maior parte, para situação não confinada, os quais tendem a ser muito conservadores para o conector em situação confinada. Quanto aos estudos existentes para o conector confinado, em geral mais recentes, observa-se que são preponderantemente empíricos e direcionados a aplicações específicas (principalmente para pontes mistas), com disposições geométricas bem delimitadas. Assim sendo, esses estudos em geral têm limites de aplicabilidade restritos e trazem análises de cunho mais qualitativo quanto ao comportamento mecânico dos FPCB.

Dessa forma, tendo em vista 1) o potencial econômico dos conectores FPCB, em especial nas seções mistas com perfil total ou parcialmente envolvido por concreto, 2) a grande variabilidade de geometria, dos materiais constituintes e, conseqüentemente, das propriedades mecânicas do conector, e 3) os ganhos em desempenho estrutural proporcionados pelo confinamento do conector, subaproveitados por parte dos modelos de cálculo conhecidos, propôs-se realizar um estudo aprofundado dos FPCB em situação confinada, com a proposição de um modelo analítico que descreva seu comportamento em uma curva força-deslizamento até o ponto de ruptura da barra passante, sendo capaz de quantificar tanto a capacidade resistente, quanto a capacidade de deslizamento, para uma ampla gama de valores de suas propriedades geométricas e de material.

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo desenvolver um modelo analítico para conectores constituídos por furos em chapas de aço preenchidos com concreto com barra passante em meio confinado, com foco em um furo isolado, sendo capaz de descrever seu comportamento em uma curva força-deslizamento até o ponto de ruptura, prevendo tanto a capacidade resistente, quanto a capacidade de deslizamento desses conectores.

1.2.2 Metodologia

Para que o objetivo geral do trabalho fosse alcançado, foi estabelecida a seguinte metodologia:

- revisão bibliográfica buscando compreender os mecanismos de funcionamento dos conectores FPCB e a influência que as principais propriedades geométricas e de material exercem sobre seu comportamento;
- busca na literatura de resultados experimentais de trabalhos que tenham estudado os FPCB em situação confinada, isolando o comportamento de um furo;
- realização de ensaios experimentais para análise do comportamento de um furo isolado e a influência que o confinamento e as principais propriedades geométricas exercem sobre ele;
- modelagem numérica para observar o comportamento do conector em maior detalhe e a influência exercida pelo confinamento;
- desenvolvimento de modelo analítico com base nas observações numéricas e experimentais para o conector confinado;
- teste e calibração do modelo analítico com resultados experimentais desse trabalho e de outros autores.

1.3 Justificativa

Os fatores que motivam a realização desse trabalho são:

- potencial econômico dos conectores FPCB, em especial nas seções mistas com perfil total ou parcialmente envolvido por concreto, em que podem promover conexão de cisalhamento através da integração entre os componentes pré-existentes da seção mista (perfil de aço, concreto e armadura), não havendo necessidade de introduzir elementos adicionais à estrutura;
- evidências na literatura apontam ganhos em capacidade resistente e capacidade de deslizamento proporcionados pelo confinamento do conector FPCB. Contudo, o desempenho desses conectores em situação confinada não foi suficientemente explorado, havendo pouca informação a respeito do comportamento do FPCB em grandes deslizamentos, com a maior parte dos modelos de cálculo disponíveis tendo sido desenvolvidos para o conector em situação superficial ou não confinada.

1.4 Estrutura do documento

No Capítulo 2, são apresentadas as principais observações teóricas e experimentais acerca do comportamento mecânico dos conectores de cisalhamento constituídos por furos em chapas preenchidos com concreto com barra passante. Nessa revisão bibliográfica, busca-se conciliar as observações de diferentes autores a respeito das influências que as principais propriedades geométricas e de material dos FPCB exercem sobre seu comportamento. Em seguida, apresentam-se os resultados experimentais de autores que tenham realizado investigação isolando o comportamento de um furo em situação confinada. Por fim, apresentam-se modelos teóricos da literatura relevantes para a construção do modelo analítico desse trabalho.

No Capítulo 3, apresentam-se os trabalhos de investigação experimental realizados. O enfoque desse trabalho foi investigar a influência do confinamento e da barra passante no comportamento do conector, mas também se avaliou a aderência entre a chapa e o concreto e as propriedades geométricas principais (diâmetro do furo, espessura da chapa e diâmetro da barra passante).

No Capítulo 4, é apresentado o trabalho de investigação por método dos elementos finitos (MEF). Neste trabalho foi feita uma análise do comportamento dos FPCB em situação confinada, observando os mecanismos que se desenvolvem durante a evolução do deslizamento, e uma análise paramétrica, observando o efeito que a profundidade e a taxa de aço confinante têm sobre o comportamento do conector.

O Capítulo 5 é o cerne desse trabalho. Nele é apresentado o modelo analítico desenvolvido. Primeiro é explicado todo o desenvolvimento teórico, com algumas partes sendo detalhadas nos apêndices C e D, e, em seguida, as previsões do modelo são confrontadas com dados experimentais, tanto desse trabalho, quanto de outros autores. Apresenta-se, também, o processo de calibração de alguns parâmetros do modelo em maiores detalhes. Por fim, é feita uma análise paramétrica para demonstrar a influência que as principais propriedades geométricas e de material exercem sobre o comportamento do conector.

No Capítulo 6, são apresentadas as conclusões do trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamento dos Conectores FPCB

Por se formarem a partir da simples combinação de chapa de aço, barra de armadura e concreto, os conectores FPBC podem apresentar grande variabilidade em suas propriedades geométricas e de material. Essas propriedades, por sua vez, influenciam no comportamento mecânico do conector. Nos itens a seguir, apresentam-se observações feitas por diferentes autores quanto à influência que as principais propriedades dos FPCB têm sobre seu comportamento mecânico.

2.1.1 Influência da barra passante e seu diâmetro

Xiao *et al.* (2016) realizaram ensaios de cisalhamento com conectores FPCB posicionando extensômetros ao longo da barra passante para monitorar sua deformação. Observou-se que a barra transversal só é efetivamente acionada após a falha por cisalhamento do concreto na região do furo. Antes da falha por cisalhamento do concreto, a barra sofre pouca deformação e, após a falha do concreto, a barra sofre um aumento abrupto de deformação, podendo passar a resistir grande parte da força aplicada. Isso é evidenciado nas curvas experimentais de força-deformação da barra transversal, apresentadas na Figura 2.1, onde o valor da força P é normalizado em função da força máxima P_R de cada ensaio. Conforme se observa, a barra transversal só passa a apresentar deformação significativa depois de atingido em torno de 30% a 60% do limite de resistência da conexão.

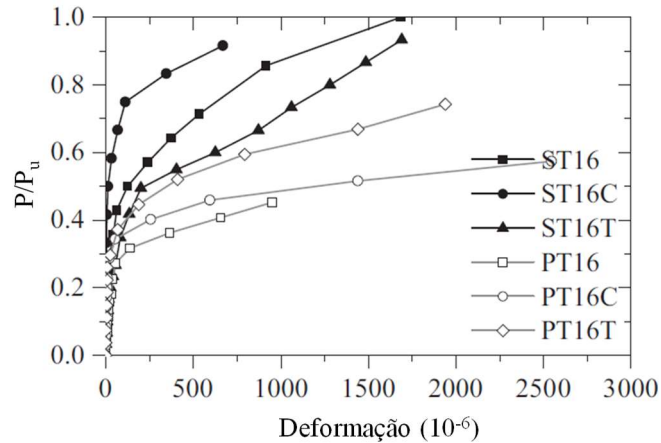


Figura 2.1: Curvas normalizadas força-deformação axial da barra passante obtidas em ensaios experimentais (Xiao *et al.*, 2016).

A barra passante dá ductilidade à conexão e eleva sua resistência, podendo atuar tanto como um pino solicitado por esforço transversal (Figura 2.2.a), quanto como armadura de costura solicitada à tração (Figura 2.2.b).

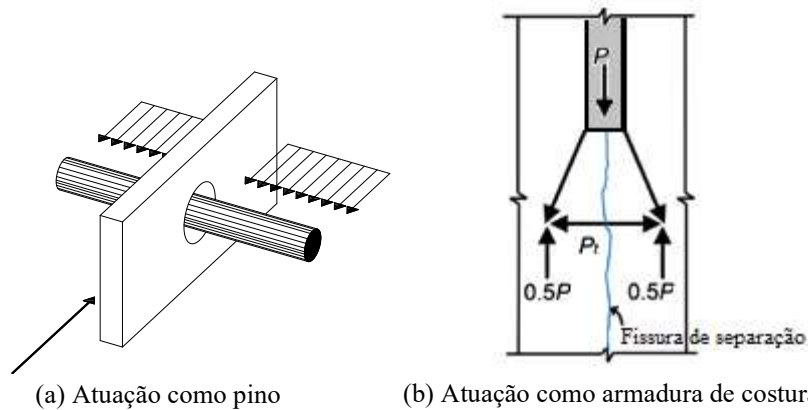


Figura 2.2: Representações esquemáticas do comportamento da barra passante.

Assim sendo, a barra passante é solicitada por uma combinação de cisalhamento, flexão e tração. A seguir são relacionadas essas solicitações e os mecanismos que as causam:

- Cortante e momento na região dos furos:

A barra na região dos furos tem comportamento similar ao de um pino resistindo esforço cortante em dois planos. Contudo, o concreto que envolve barra se deforma e permite que a barra sofra deflexão, levando ao surgimento de momento fletor. Johansen (1949) analisou esse comportamento para conexões por pinos metálicos em estruturas de madeira conforme se observa na Figura 2.3.

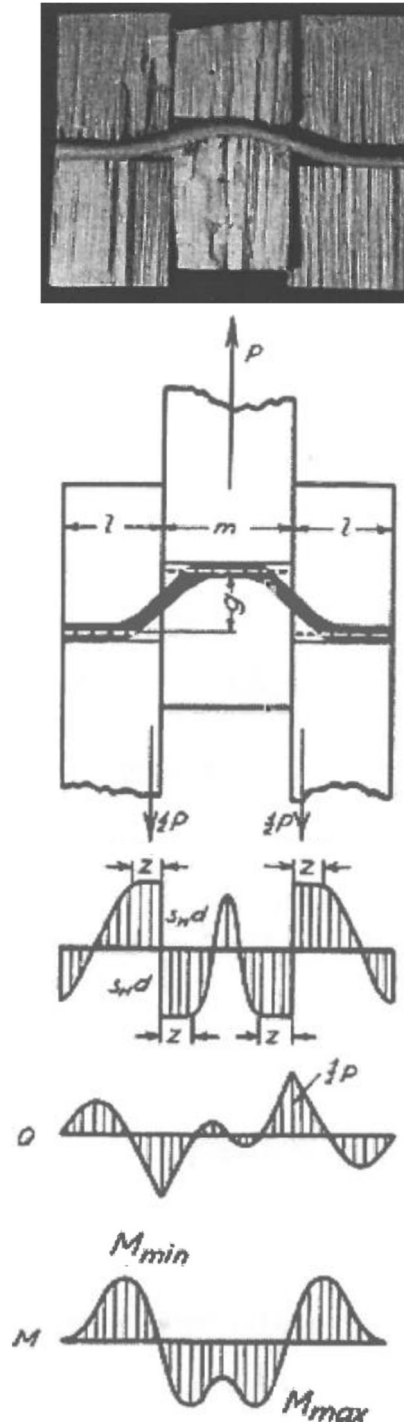


Figura 2.3: Esforços solicitantes em pino submetido a dois planos de corte (Johansen, 1949).

- Tração devido à tendência de separação do concreto no plano do furo:

Pode-se compreender o surgimento de tração na barra passante a partir do modelo proposto por Zheng *et al.* (2016) apresentado na Figura 2.4. Neste modelo, o concreto na região do furo é separado em duas zonas. A zona A, representada pela mola K_A , localiza-se junto à parede comprimida do furo e compreende a região onde se desenvolve compressão triaxial.

A zona B , representada pelas molas K_B , compreende o restante da região solicitada, onde as direções das tensões de compressão divergem de ambos os lados da chapa, gerando uma resultante de tração transversal no plano do furo. Quando as tensões transversais excedem a resistência à tração do concreto, fissuras longitudinais se formam e a armadura transversal, representada pela mola K_R , é acionada.

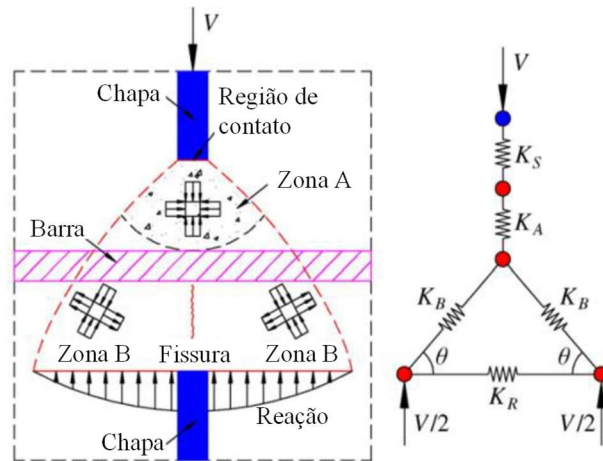


Figura 2.4: Modelo de molas representando mecanismo de tração da barra passante (Zheng *et al.*,2016).

Esse mecanismo pode se dar tanto no nível local, isto é, restrito à região de um furo, conforme Figura 2.4, quanto no nível global, onde um conjunto de furos dispostos em série têm seus campos de tensão intercalados, fazendo com que as armaduras transversais dos furos à jusante sejam solicitadas à tração pelos furos a montante, conforme Figura 2.5. Nesse caso, a barra passante trabalha como armadura de costura.

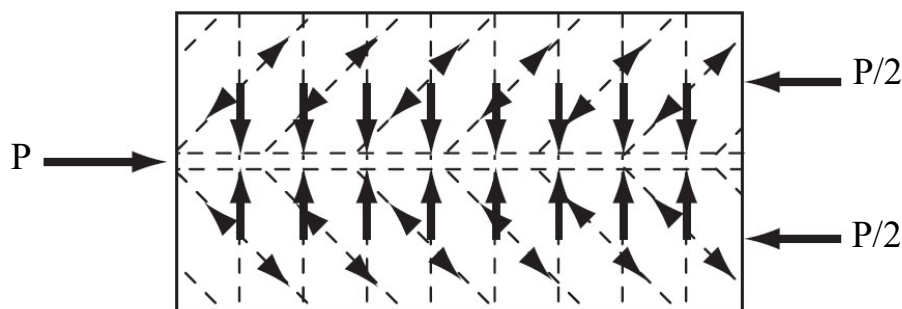


Figura 2.5: Esquema de forças em armaduras de costura.

- Tração decorrente da formação de mecanismo de rotulas plásticas:

Não ocorrendo ruptura do concreto ou da barra por cisalhamento, as tensões normais decorrentes da flexão na região do furo irão se elevar até a formação de rótulas plásticas nos

pontos de momentos máximos e mínimos. Uma vez formadas as rótulas plásticas, inicia-se um mecanismo de segunda ordem caracterizado por grande deformação e desenvolvimento de tração na barra. A ocorrência desse tipo de mecanismo é comum em ligações entre peças de madeira por pinos metálicos, com o mecanismo descrito pelo *European Yield Model* (EYM) – *Mode IV*, apresentado na Figura 2.6, sendo muito similar ao observado nos FPCB.

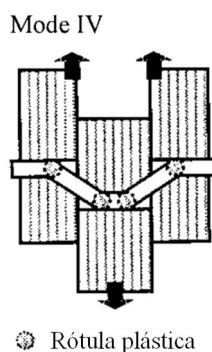


Figura 2.6: Escoamento de pino metálico submetido corte duplo em ligação entre peças de madeira segundo o Modo IV do Modelo Europeu de Escoamento (Smith & Foliente, 2002).

A relação entre essas três solicitações (momento, cortante e tração) varia de acordo com propriedades geométricas e de material da conexão. Quanto maior for a predominância do esforço cortante, menor a contribuição da barra para a capacidade resistente da conexão, haja vista que a resistência do aço ao cisalhamento é uma fração da resistência aos esforços normais. Por outro lado, quando a tração e a flexão predominam, a barra oferece maior resistência e se comporta de forma mais dúctil.

O cisalhamento da barra passante tende a ser predominante quando a resistência do concreto é muito alta, não permitindo que a barra se deforme sob flexão (Braun *et al.*, 2017), ou quando a barra se aproxima ou entra em contato com a região comprimida da parede do furo (He *et al.*, 2016). Essa última situação ocorre quando o diâmetro do furo é pequeno, quando a barra é mal posicionada no furo, ou quando a barra é muito rígida em relação ao concreto, o que faz com que ela mantenha-se praticamente reta enquanto o concreto se esmaga, fazendo com que a borda do furo e a barra se aproximem (Nakajima & Nguyen, 2016). Evitando essas situações, pode-se induzir maior nível de esforço normal na barra e, conseqüentemente, conseguir maior aproveitamento de sua capacidade resistente e ductilidade.

Nakajima & Nguyen (2016) realizaram ensaios adotando diâmetros de 10, 13 e 16 mm para a barra passante e não observaram variação significativa na capacidade resistente,

justificando que, se por um lado a barra de maior diâmetro é mais resistente, por outro sua maior rigidez e maior proximidade da parede do furo provocam maior deformação no concreto entre a barra e a chapa, o que leva a barra a ficar preponderantemente cisalhada. Na Figura 2.7 pode-se comparar a deformação final de duas conexões com mesma espessura e diâmetro do furo, mas com barra de diâmetros diferentes.

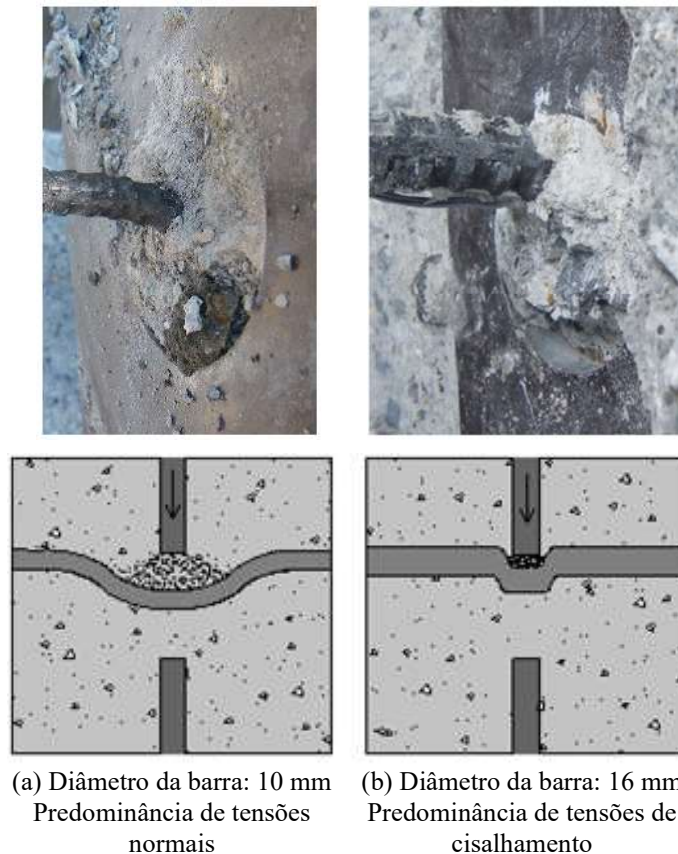


Figura 2.7: Comparação da configuração deformada entre conexões com barras com diâmetros diferentes e furos com diâmetros iguais (Nakajima & Nguyen, 2016 - Adaptado).

2.1.2 Influência da Espessura da Chapa

Analisando apenas espécimes sem barras transversais, Ushijima *et al.* (2001) observaram que as chapas com espessura em torno de 8 mm ou inferior, devido à maior concentração de tensões, têm o concreto esmagado na região pressionada contra a parede interna do furo e fissurado no restante do furo devido ao surgimento de tração, conforme Figura 2.8.a. Por outro lado, nas chapas com espessuras maiores, as tensões se dispersam mais no concreto e, assim, a falha se dá por cisalhamento em dois planos aproximadamente correspondentes às superfícies de ambos os lados da chapa, conforme Figura 2.8.b.

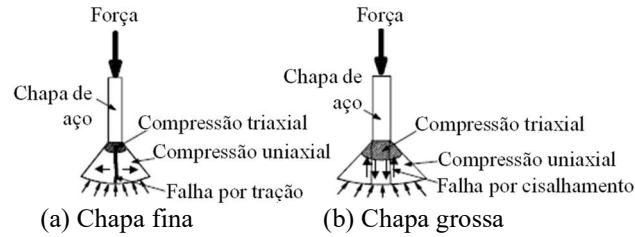


Figura 2.8: Influência da espessura da chapa no modo de falha do concreto na região do furo (Ushijima *et al.*, 2001).

Xiao *et al.* (2016) realizaram ensaios adotando chapas de 8 e 20 mm de espessura para investigar a influência da espessura da chapa em espécimes com barra passante e observaram ganho de 38% na capacidade resistente para este aumento de espessura. Xiao *et al.* (2016) justificaram que as chapas mais espessas, juntamente com a barra passante e o concreto circundante, proporcionam confinamento ao concreto na região entre chapa e barra. Contudo, quando a espessura é menor, a região confinada diminui ou deixa de existir e, nessa situação, o concreto tenderá a se separar em vez de se esmagar na região do furo, o que aumenta a concentração de tensão na barra e causa redução na capacidade resistente, conforme se observa na Figura 2.9.

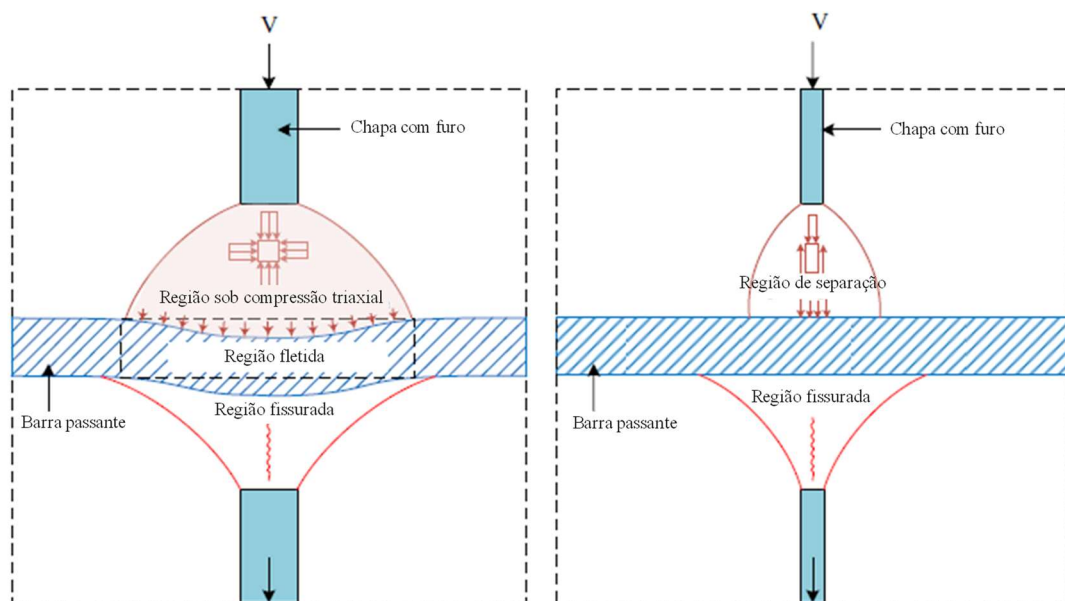


Figura 2.9: Esquema do comportamento da barra passante e concreto na região do furo para chapas de maior ou menor espessura (Xiao *et al.*, 2016).

Com relação à capacidade de deslizamento, Xiao *et al.* (2016) observaram que, embora a adoção de menor espessura leve a um comportamento menos resistente do concreto na região do furo, os conectores com chapas menos espessas tendem a apresentar deslizamentos maiores, pois, a maior concentração de tensão nesses casos leva a um maior esmagamento do concreto e ao escoamento localizado da chapa, conforme Figura 2.10.



Figura 2.10: Escoamento da chapa na região que entrou em contato com a barra passante (Xiao *et al.*, 2016).

Nakajima & Nguyen (2016), por outro lado, realizaram ensaios com os mesmos diâmetros de furo e barra passante que Xiao *et al.* (2016) mas adotando chapas de 12, 19 e 25 mm de espessura e observaram apenas uma ligeira tendência de aumento na capacidade resistente, conforme Figura 2.11, concluindo que a espessura exerce influência moderada sobre o comportamento do conector.

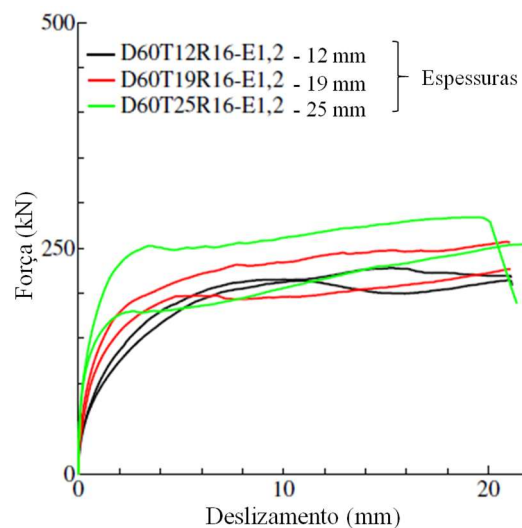


Figura 2.11: Influência da variação da espessura na curva força-deslizamento (Nakajima & Nguyen, 2016).

Diante das diferentes observações de Xiao *et al.* (2016) e Nakajima & Nguyen (2016), pode-se concluir que, acima de determinado valor, a espessura não exerce grande influência no comportamento do conector. Contudo, abaixo de determinado valor de espessura, o concreto no interior do furo passa a se comportar de forma mais frágil, levando a barra passante a se aproximar ou a entrar em contato com a chapa, gerando concentração de tensões tanto na barra quanto na chapa, o que leva a uma redução da capacidade resistente e possível aumento no deslizamento. Esse valor crítico de espessura pode estar relacionado aos diâmetros da barra passante e do furo, devendo-se, portanto, atentar para as proporções geométricas do conector.

2.1.3 Influência do Diâmetro do Furo

O diâmetro do furo tem clara relação com a capacidade resistente do conector, visto que está relacionado à área de concreto cisalhado. Nakajima & Nguyen (2016) realizaram ensaios de cisalhamento adotando diâmetros de 30, 60 e 90 mm para o furo e mantendo constantes as demais propriedades. As curvas força-deslizamento obtidas são apresentadas na Figura 2.13. Conforme se observa há uma relação direta entre a capacidade resistente da conexão e esse parâmetro.

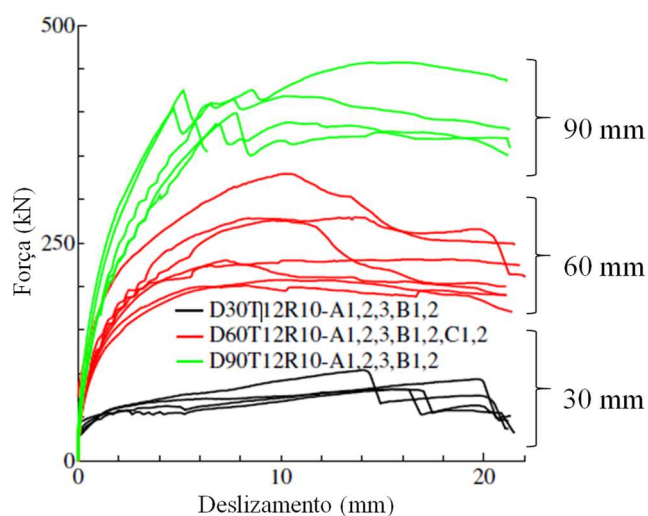


Figura 2.12: Curvas força-deslizamento para furos com de diâmetros de 30 mm, 60 mm e 90 mm (Nakajima & Nguyen, 2016).

Nakajima & Nguyen (2016) observaram que, para o diâmetro de 30 mm, o concreto entre a barra e a chapa se esmagou até que a barra e a chapa ficassem bastante próximas. A partir desse momento (correspondente ao deslizamento de aproximadamente 4 mm), a barra passa a resistir quase à totalidade da força sob cisalhamento e a relação força-deslizamento descreve uma reta levemente ascendente até um decaimento brusco. Para o diâmetro de 90 mm, observou-se uma queda temporária da força entre os deslizamentos de aproximadamente 5 e 7 mm, momento em que o concreto na região do furo sofre fratura. A partir desse momento, a barra passa a ser solicitada à flexão e a relação força-deslizamento descreve uma curva com decaimento suave. Para o diâmetro de 60 mm, nota-se um comportamento intermediário não muito definido, com alguns ensaios apresentando trajetórias mais lineares com quase nenhum decaimento e, outros, curvas com decaimentos suaves com algumas quedas mais bruscas. Nakajima & Nguyen (2016) atribuíram essas variações à posição relativa da barra passante no furo.

Estudando conectores do tipo *Composite Dowels* (inclusive conectores FPCB), Zapfe (2001) notou que, a partir de determinado ponto, o aumento da dimensão dos furos ou aberturas passa a implicar em menores acréscimos de capacidade resistente do conector. Zapfe (2001) atribui esse comportamento à tendência dos planos cisalhados de convergirem em direção ao eixo longitudinal da chapa, conforme Figura 2.13.

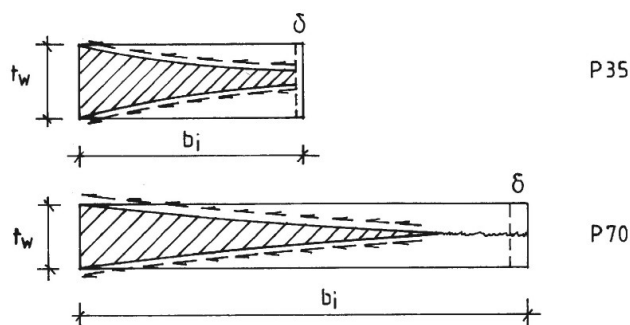


Figura 2.13: Idealização da forma dos planos cisalhados (Zapfe, 2011).

Para considerar essa tendência, Zapfe (2001) inseriu em sua equação para previsão da capacidade resistente o fator de redução f_h . A equação de Zapfe (2001) é apresentada em detalhes no item 2.3.2.

2.1.4 Influência da Resistência do Concreto

Visto que o concreto constitui uma das componentes de resistência do conector FPCB, o aumento da resistência do concreto quase sempre implica também em aumento na capacidade resistente do conector. Contudo, quando o concreto possui rigidez muito elevada em relação à rigidez da barra à deflexão transversal, a barra tende a falhar sob maior predominância de cisalhamento e sua capacidade resistente e ductilidade podem ficar subaproveitadas.

Xiao *et al.* (2016) observaram melhora tanto na capacidade resistente quanto na capacidade de deslizamento do conector ao elevar a resistência do concreto. Contudo, notaram que os conectores em posição mais superficial se beneficiam mais do aumento na resistência do concreto, uma vez que seu modo de falha se dá por ruptura no concreto. Conectores em situação confinada têm sua capacidade resistente associada à ruptura da barra passante e, portanto, são menos influenciados pela resistência do concreto. Ao elevar a resistência do concreto em 58% (de 33 para 52 MPa), o conector superficial de Xiao *et al.* (2016) apresentou aumento de 45% na resistência e 25% na capacidade de deslizamento, enquanto no conector confinado, os aumentos foram de 21% e 10 % respectivamente.

Braun *et al.* (2017), por outro lado, realizaram ensaios com conectores em situação confinada e, ao elevar a resistência do concreto em 106% (de 26,7 para 55,1 MPa), mantendo constantes as demais propriedades, observaram um decréscimo de aproximadamente 12% na capacidade resistente do conector, além de uma redução na capacidade de deslizamento, conforme Figura 2.14.

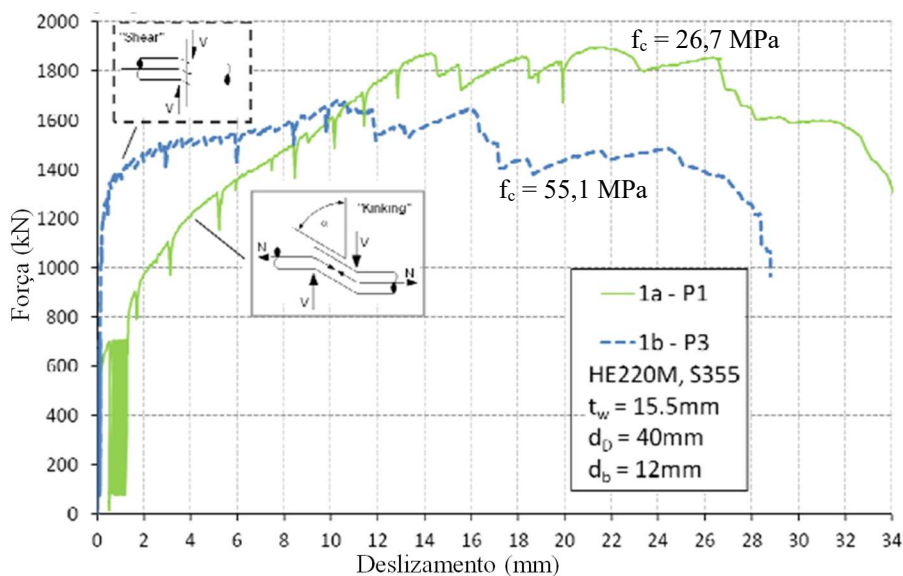
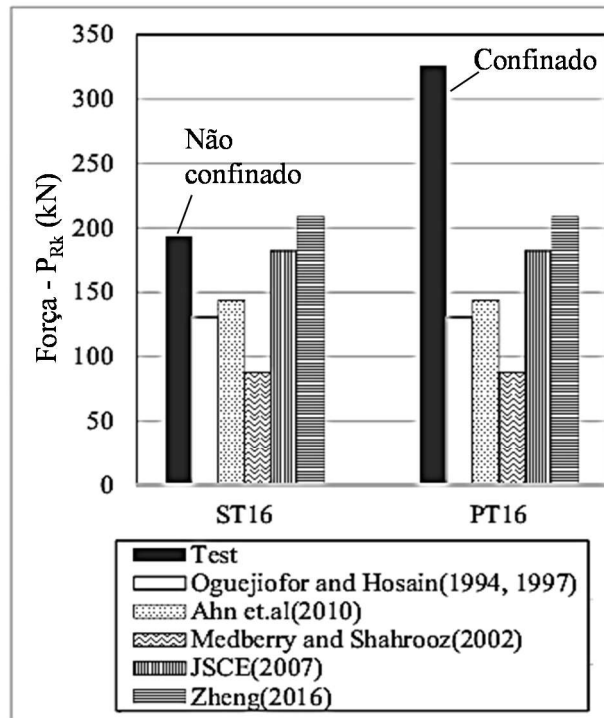
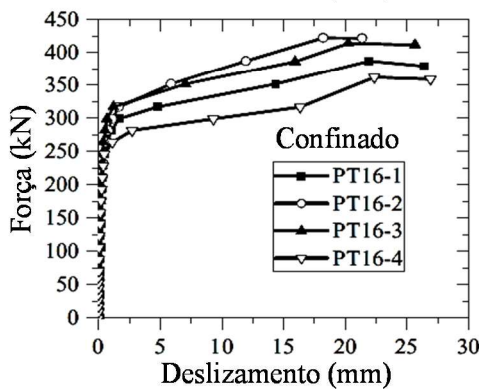
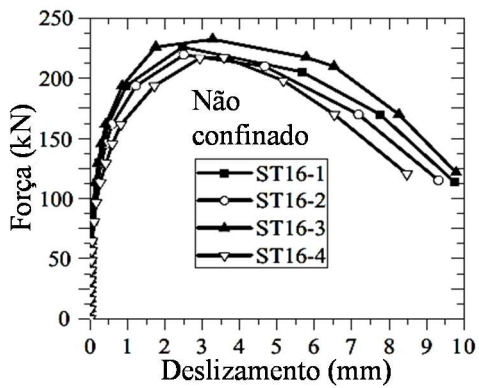
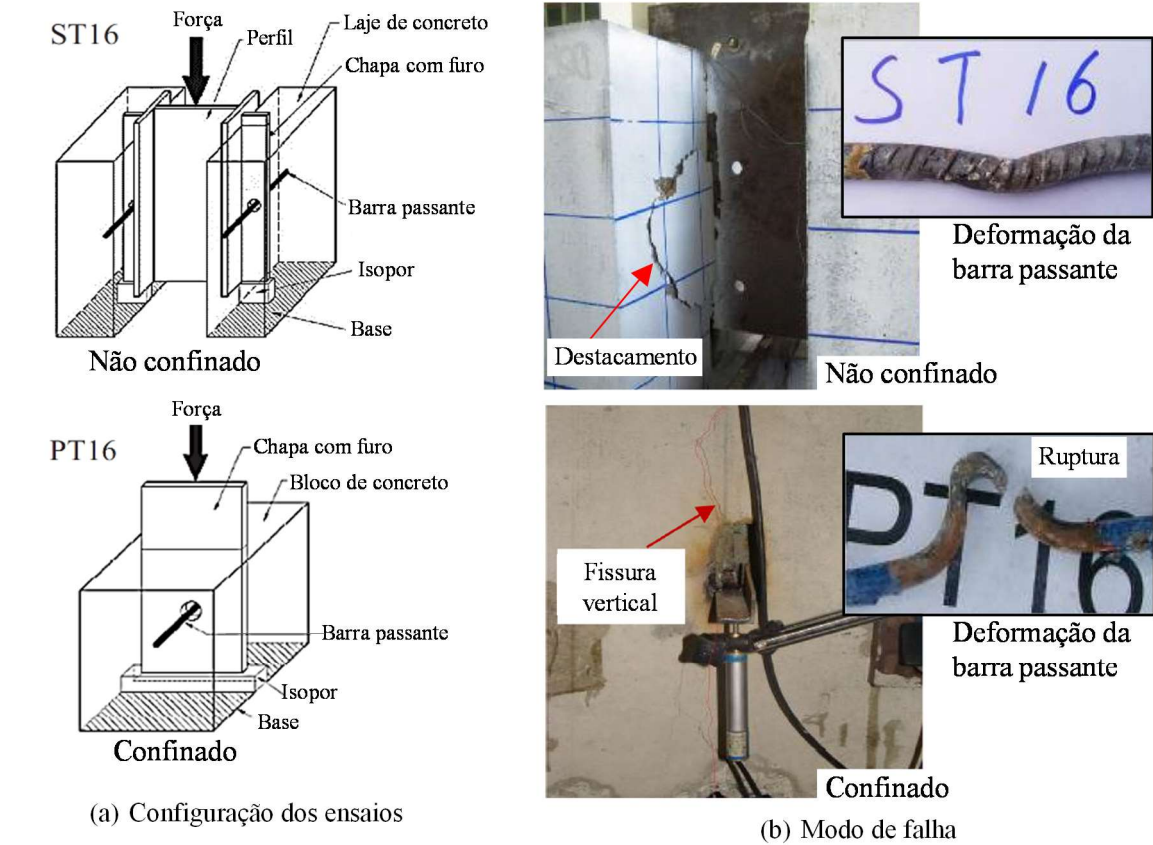


Figura 2.14: Influência da resistência do concreto no comportamento da barra passante e da conexão como um todo (Braun *et al.*, 2017).

Braun *et al.* (2017) atribuíram esse comportamento ao fato de que a barra, quando envolta por um concreto muito resistente, tem menor capacidade de provocar danos localizados no concreto, ficando, assim, sem espaço para se deformar. Conseqüentemente, a barra tende a permanecer reta e fica submetida a maior esforço cortante, apresentando, assim, menor capacidade resistente e menor ductilidade em relação à barra envolta por concreto menos resistente.

2.1.5 Influência do Confinamento

Xiao *et al.* (2016) realizaram ensaios com conectores em chapa com furo em diferentes posições no elemento de concreto e analisaram a influência que esse fator exerce sobre o comportamento da conexão. Em uma série de ensaios (ST16) os conectores ficaram localizados próximos à superfície do elemento de concreto, na outra (PT16), os conectores ficaram localizados no centro do elemento de concreto, ou seja, em um ponto mais profundo e confinado, conforme Figura 2.15a.



(c) Curvas força-deslizamento

(d) Comparação dos resultados experimentais e equações teóricas quanto a capacidade resistente

Figura 2.15: Influência do confinamento no comportamento do conector (Xiao *et al.*, 2016).

Xiao *et al.* (2016) observaram que nos ensaios em situação superficial a falha se dá por destacamento do concreto, enquanto, nos ensaios em situação confinada, a falha ocorre por ruptura da armadura, conforme Figura 2.15b. Por esse motivo, observou-se capacidade resistente 68% maior nos FPCB confinados (Figura 2.15c). Xiao *et al.* (2016) também avaliaram as previsões teóricas segundo cinco autores diferentes e observaram que tais equações são mais adequadas para estimar a capacidade resistente de conectores não confinados, visto que foram elaboradas a partir de ensaios de cisalhamento padrão.

O modo de falha dos FPCB em situação confinada observados por Xiao *et al.* (2016) também ocorreram nos ensaios de Braun *et al.* (2017), que realizaram testes de conectores FPCB no âmbito das vigas tipo *slim-floor*, aplicação em que a conexão fica localizada em um ponto mais central da seção mista, conforme Figura 2.16

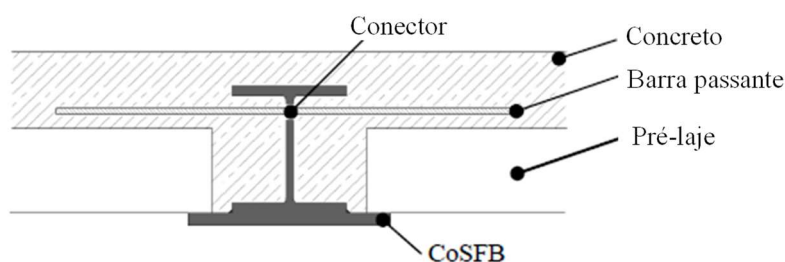


Figura 2.16: Posição confinada dos conectores em viga mista tipo *slim floor* (Braun *et al.*, 2017).

2.2 Ensaios de cisalhamento com Conectores FPCB em Meio Confinado

Nos itens a seguir são apresentados os trabalhos experimentais de autores que conduziram ensaios de conectores FPCB em situação confinada, avaliando o comportamento de um furo isoladamente. Esses ensaios são utilizados no Capítulo 5 para validação do modelo. Apresenta-se, também, uma discussão a respeito da configuração de ensaio adotada por esses autores, referidos como ensaios tipo “*plug-in*”.

2.2.1 Os ensaios tipo “*Plug-in*”

Su *et al.* (2014) afirmam que os ensaios de cisalhamento padronizados na norma EN 1994-1-1:2004 causam um ângulo de desvio entre a força vertical aplicada ao protótipo e a resultante de força no conector devido à excentricidade entre o ponto de introdução da carga e a posição do conector (Figura 2.17a), o que ocasiona o surgimento de uma componente de

força de arrancamento do concreto na conexão e o aumento do atrito entre o perfil e a laje. O valor desse ângulo de desvio varia conforme as dimensões do protótipo, tendendo a aumentar com a espessura das lajes. Além disso, como no ensaio de cisalhamento padrão os elementos de concreto apresentam pequena espessura, os resultados são direcionados a aplicações superficiais, isto é, em que o conector se encontra próximo à superfície do concreto, como o caso geral de vigas mistas.

Como alternativa ao ensaio de cisalhamento padrão, Su *et al.* (2014) propuseram nova configuração de ensaio, denominada *plug-in*, em que o modelo de ensaio é composto por uma única chapa de aço perfurada imersa em um bloco de concreto e o carregamento é aplicado diretamente na extremidade da chapa do conector (Figura 2.17b). Essa configuração de ensaio permite simular situações em que o conector se encontra confinado ou em um ponto mais profundo do elemento de concreto, além de eliminar o ângulo de desvio, permitindo que a totalidade da carga aplicada seja resistida pelo conector sem induzir esforço de arrancamento, visto que a carga é verticalmente alinhada com o conector.

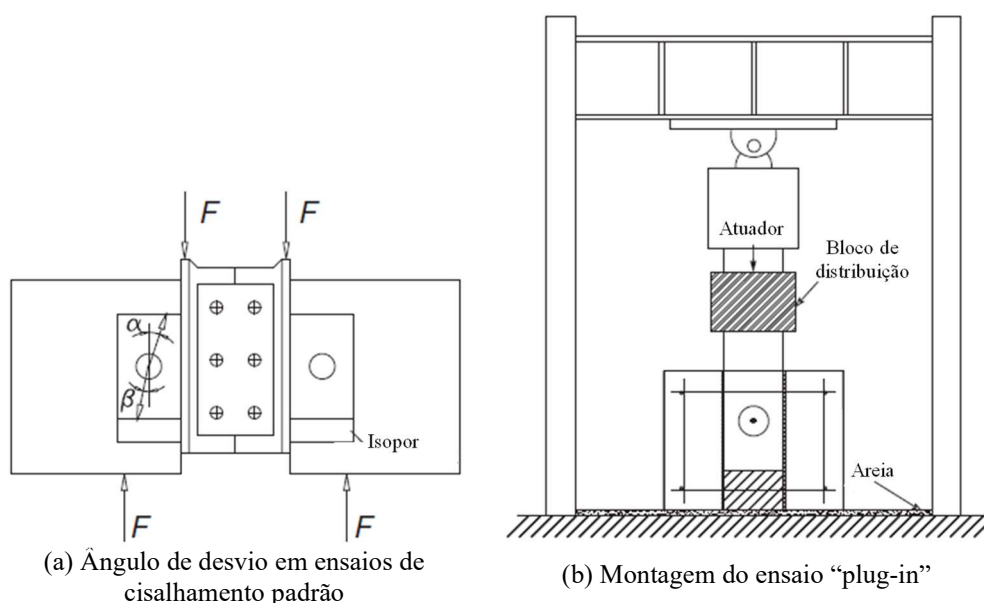


Figura 2.17: Comparação entre tipos de ensaio de cisalhamento para estudo de um FPCB isolado (Su *et al.*, 2014).

2.2.2 Su *et al.* (2014)

Os ensaios de conectores FPCB isolados em situação confinada realizados por Su *et al.* (2014) têm suas principais propriedades geométricas e de material e os resultados de capacidade resistente média apresentadas na Tabela 2.1 e Figura 2.18. As curvas força-

deslizamento são apresentadas na Figura 2.19. Nesses ensaios, Su *et al.* (2014) utilizaram uma folha de isopor entre a chapa e o concreto para eliminar o contato entre as partes, conforme indicado na Figura 2.18. Nos protótipos de Su *et al.* (2014), os conectores ficam a uma profundidade $p = 200$ mm das superfícies laterais do bloco.

Tabela 2.1: Resumo dos ensaios de Su *et al.* (2014) tomados para validação.

Protótipo	Geometria (mm)			Material (MPa)			P_R (Médio) (kN)
	D	t	d	f_c	f_y	f_u	
SBP-60	60,0	20,0	22,0	47,1	397,0	560,0	410,9
SBP-24	24,0	20,0	22,0	47,1	397,0	560,0	314,2

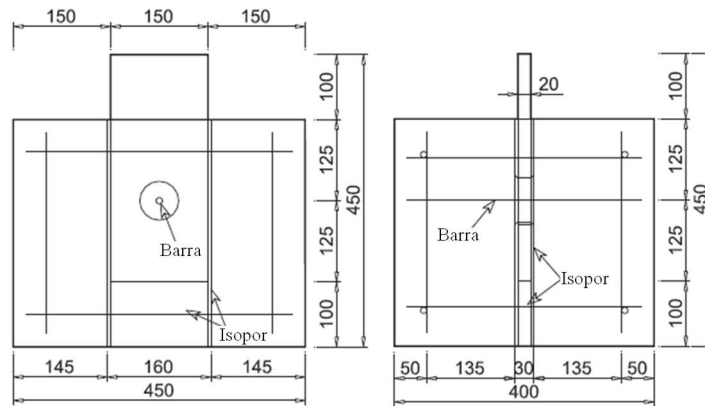
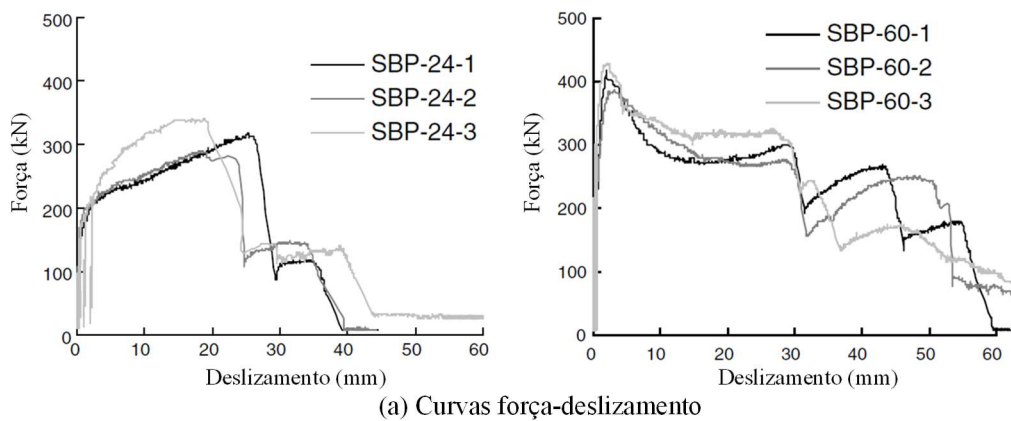


Figura 2.18: Detalhamento do protótipo do tipo "plug-in" (Su *et al.*, 2014).



(b) Observações experimentais

Figura 2.19: Resultados experimentais (Su *et al.*, 2014).

Além dos ensaios aqui apresentados, Su *et al.* (2014) também realizaram ensaios com protótipos de dois furos e de conectores FPC (sem barra passante). Esses ensaios não foram tomados para validação neste trabalho, pois, 1) utilizou-se apenas ensaios de um furo isolado e 2) observou-se que a folha de isopor inserida junto à chapa por Su *et al.* (2014) causou maior interferência no comportamento dos conectores FPC, tendo reduzido consideravelmente o nível de resistência residual destes.

2.2.3 He *et al.* (2016)

Os ensaios de conectores FPCB, bem como de conectores FPC (sem barra passante), isolados em situação confinada realizados por He *et al.* (2016) têm suas principais propriedades geométricas e de material e os resultados de capacidade resistente média apresentadas na Tabela 2.2 e as curvas força-deslizamento apresentadas na Figura 2.20. Nesses ensaios, He *et al.* (2016) utilizaram lubrificante para eliminar a aderência entre a chapa e o concreto. Nos protótipos de He *et al.* (2016) os conectores ficam a uma profundidade $p = 200$ mm das superfícies laterais do bloco e a taxa de armadura confinante transversal à direção da força P foi $A_c = 0.79$ mm²/mm (φ 10 mm c/10 cm).

Tabela 2.2: Resumo dos ensaios de He *et al.* (2016) tomados para validação.

Protótipo	Geometria (mm)			Material (MPa)			P_R (Médio) (kN)
	D	t	d	f_c	f_y	f_u	
C-b0r1d1	60,0	25,0	20,0	46,1	388,0	549,0	449,2
C-b0r0d1	60,0	25,0	-	46,1	-	-	246,5

Além dos ensaios aqui apresentados, He *et al.* (2014) também realizaram ensaios com protótipos sem aplicação de lubrificante para remoção da aderência. Estes ensaios não foram tomados para validação, pois o modelo analítico desenvolvido nesse trabalho não contempla a aderência entre a chapa e o concreto.

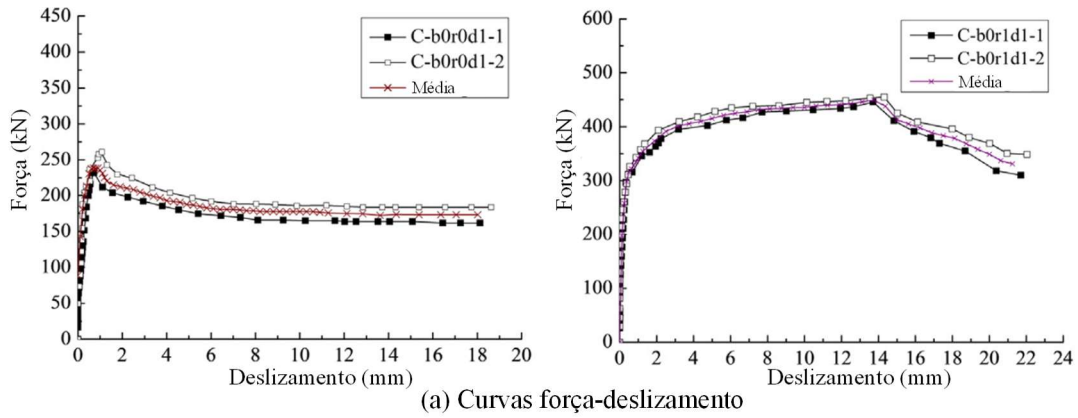


Figura 2.20: Resultados experimentais (He *et al.*, 2016).

2.2.4 Xiao *et al.* (2016)

Os ensaios de conectores FPCB isolados em situação confinada realizados por Xiao *et al.* (2016) têm suas principais propriedades geométricas e de material e os resultados de capacidade resistente média apresentadas na Tabela 2.3 e as curvas força-deslizamento apresentadas na Figura 2.21. Nesses ensaios, Xiao *et al.* (2016) utilizaram lubrificante para eliminar a aderência entre a chapa e o concreto. Nos protótipos de Xiao *et al.* (2016), os conectores ficam a uma profundidade $p = 200$ mm das superfícies laterais do bloco e a taxa de armadura confinante transversal à direção da força P foi $A_c = 0.71$ mm²/mm (φ 10 mm c/11 cm).

Tabela 2.3: Resumo dos ensaios de Xiao *et al.* (2016) tomados para validação.

Protótipo	Geometria (mm)			Material (MPa)			P_R (Médio) (kN)
	D	t	d	f_c	f_y	f_u	
PT16	60,0	20,0	16,0	41,7	335,0	500,0	396,8
PT16C	60,0	20,0	16,0	26,6	335,0	500,0	328,7
PT16T	60,0	8,0	16,0	41,7	335,0	500,0	245,8

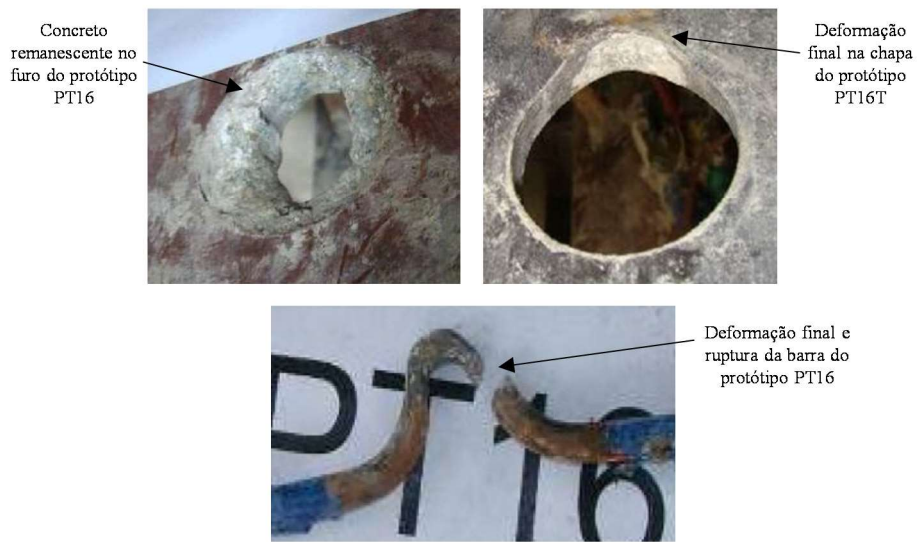
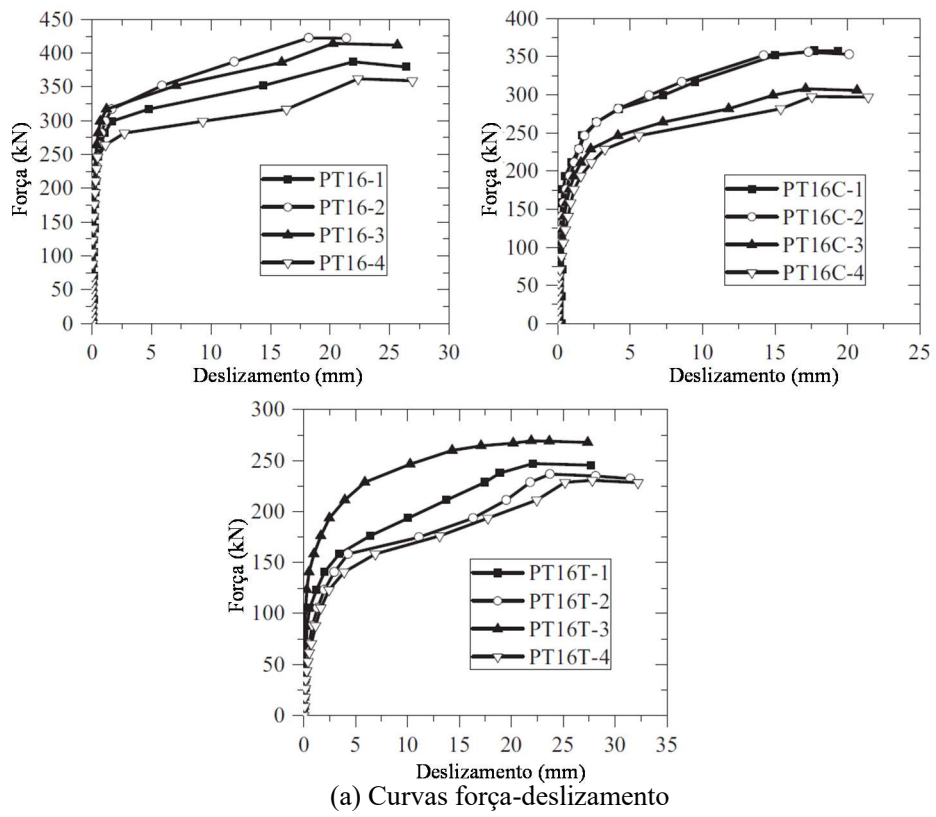


Figura 2.21: Resultados experimentais (Xiao *et al.*, 2016).

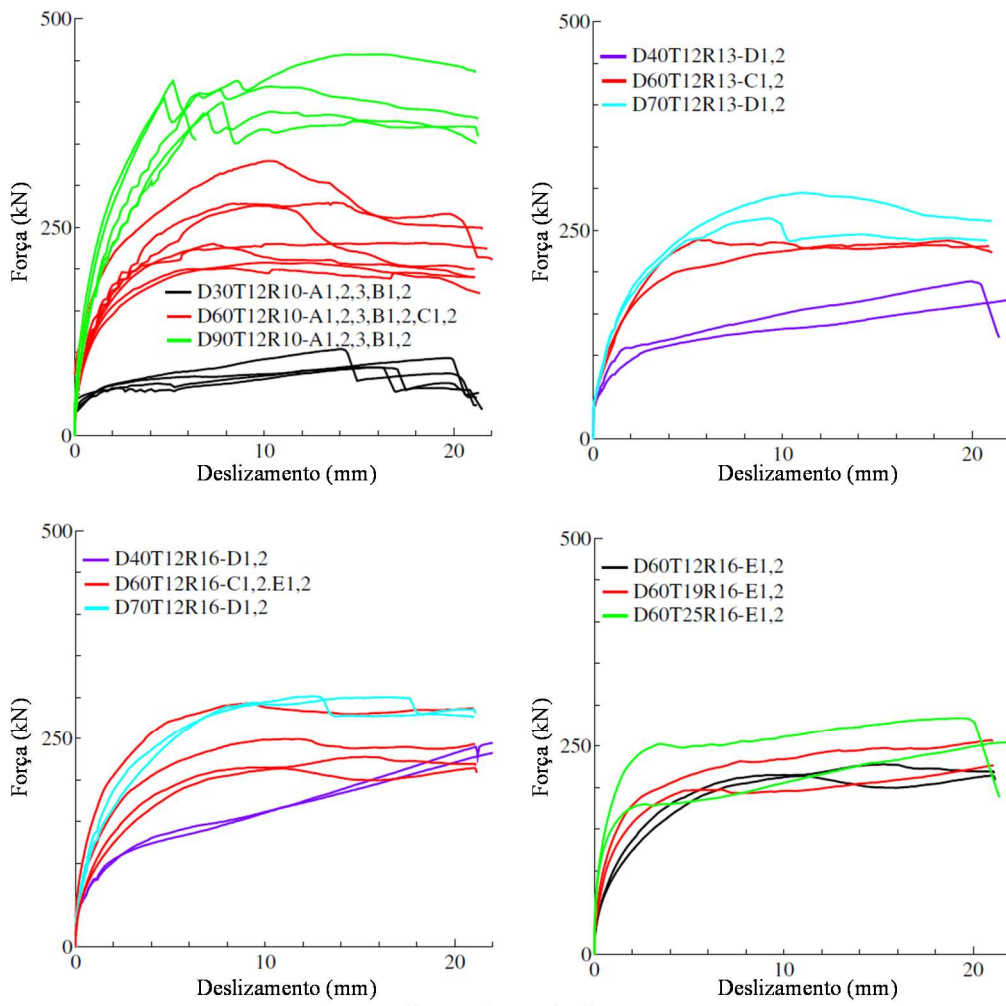
Além dos ensaios aqui apresentados, Xiao *et al.* (2016) também realizaram ensaios de conectores não confinados. Estes ensaios não foram tomados para validação, pois o modelo analítico desenvolvido nesse trabalho é válido especificamente para conectores confinados.

2.2.5 Nakajima & Nguyen (2016)

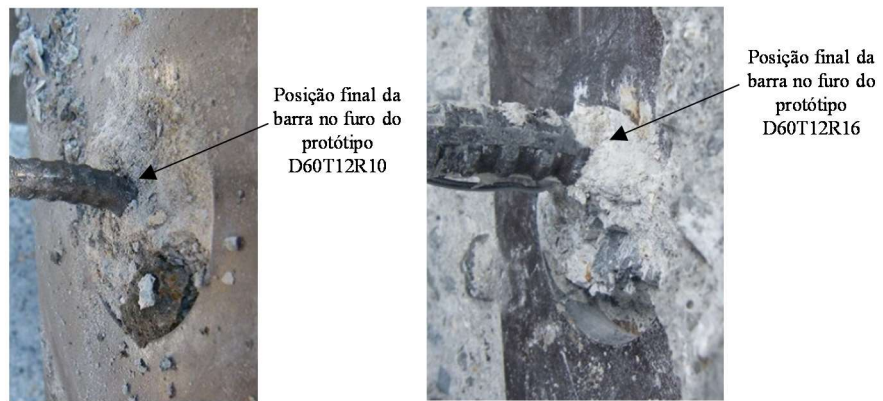
Os ensaios de conectores FPCB isolados em situação confinada realizados por Nakajima & Nguyen (2016) têm suas principais propriedades geométricas e de material e os resultados de capacidade resistente média apresentados na Tabela 2.4 e as curvas força-deslizamento apresentadas na Figura 2.22. Nesses ensaios, Nakajima & Nguyen (2016) utilizaram lubrificante para eliminar a aderência entre a chapa e o concreto. Nos protótipos de Nakajima & Nguyen (2016), os conectores ficam a uma profundidade $p = 250$ mm das superfícies laterais do bloco e a taxa de armadura confinante transversal à direção da força P foi $A_c = 0.79$ mm²/mm (φ 10 mm c/10 cm).

Tabela 2.4: Resumo dos ensaios de Nakajima & Nguyen (2016) tomados para validação.

Protótipo	Geometria (mm)			Material (MPa)			P_R (Médio) (kN)
	D	t	d	f_c	f_y	f_u	
D30T12R10	30,0	12,0	10,0	32,2	401,0	534,0	90,2
D60T12R10	60,0	12,0	10,0	32,3	401,0	536,0	216,4
D90T12R10	90,0	12,0	10,0	32,2	401,0	534,0	389,2
D40T12R13	40,0	12,0	13,0	29,0	384,0	509,0	178,0
D60T12R13	60,0	12,0	13,0	32,5	410,0	543,0	233,9
D70T12R13	70,0	12,0	13,0	29,0	384,0	509,0	249,4
D40T12R16	40,0	12,0	16,0	29,0	375,0	488,0	238,6
D60T12R16	60,0	12,0	16,0	33,3	356,0	505,0	241,4
D70T12R16	70,0	12,0	16,0	29,0	375,0	488,0	281,5
D60T19R16	60,0	19,0	16,0	34,1	356,0	505,0	242,1
D60T25R16	60,0	25,0	16,0	34,1	356,0	505,0	269,1



(a) Curvas força-deslizamento



(b) Observações experimentais

Figura 2.22: Resultados experimentais (Nakajima & Nguyen, 2016).

2.3 Modelos Teóricos Relevantes

O modelo analítico desenvolvido neste trabalho, apresentado no Capítulo 5, se baseia na combinação das componentes de resistência e de deslocamento do conector FPCB para descrever seu comportamento. Dessa forma, combinou-se diferentes formulações da literatura, cada uma delas empregadas para descrever um aspecto isolado do conector, para se chegar a um modelo capaz de descrever o comportamento do conector como um todo. Nos itens seguintes, são apresentadas as principais formulações teóricas utilizadas neste trabalho.

2.3.1 Modelo do CEB-FIP *Model Code 90* (1993) para representação do comportamento de uma interface cisalhada

O CEB-FIP *Model Code 90* (1993) traz uma formulação destinada a descrever de forma aproximada a curva tensão-deslizamento na interface entre uma barra de armadura e o concreto. Essa formulação é apresentada nas Eqs. 2.1 a 2.4 e na Figura 2.23.

$$\tau = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha ; 0 \leq s \leq s_1 \quad (2.1)$$

$$\tau = \tau_{max} ; s_1 < s \leq s_2 \quad (2.2)$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \left(\frac{s - s_2}{s_2 - s_3} \right) ; s_2 < s \leq s_3 \quad (2.3)$$

$$\tau = \tau_f ; s > s_3 \quad (2.4)$$

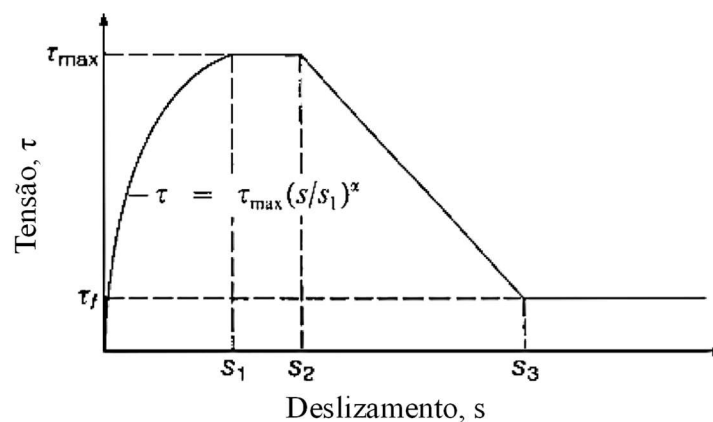


Figura 2.23: Relação tensão de aderência-deslizamento analítica (CEB-FIP *Model Code 90*, 1993).

Conforme se observa, a formulação descreve um trecho inicial resistente ($0 \leq s \leq s_1$), onde a aderência na interface resiste às tensões de cisalhamento, seguido por um patamar ($s_1 < s \leq s_2$), em que ocorre a ruptura da aderência, um trecho de descarregamento ($s_2 < s \leq s_3$) e um patamar de resistência residual ($s > s_3$), onde o atrito na interface resiste às tensões de cisalhamento.

O comportamento descrito pelas Eqs. 2.1 a 2.4 é muito similar ao comportamento observado nos ensaios de conectores FPC (sem barra passante), conforme Figura 2.20 (C-b0r0d1), visto que, nesses casos, também se tem um trecho inicial resistente, em que o concreto resiste ao cisalhamento, seguido de ruptura e desenvolvimento de resistência residual, onde o atrito e engrenamento dos agregados passam a resistir ao cisalhamento. Assim sendo, neste trabalho a formulação do CEB-FIP *Model Code* 90 (1993) foi adaptada e recalibrada para a nova aplicação.

2.3.2 Modelo de Zapfe (2001) para previsão da capacidade resistente de conectores tipo *Composite Dowels*

Zapfe (2001) realizou um extenso trabalho estatístico e experimental com o objetivo de desenvolver um modelo de cálculo para a capacidade resistente de conectores do tipo *Composite Dowels*. Zapfe (2001) apresenta três critérios de falha: 1) falha do concreto por pressão de contato na borda do furo ou abertura, 2) falha do concreto por destacamento superficial e 3) falha do concreto por cisalhamento, sendo este o modo de falha observado nos conectores FPCB em situação confinada. Na Figura 2.24, apresentam-se os *Composite Dowels* estudados por Zapfe (2001), bem como os modos de falha que ele identificou.

Para o critério de falha caracterizado pelo cisalhamento em dois planos do concreto, Zapfe (2001) chegou à seguinte equação de cálculo para a capacidade resistente:

$$P_{Rd3} = 23,4 \cdot A_d f_{ctk} \rho_i f_h \frac{1}{\gamma_v} \quad (2.5)$$

onde A_d é a área do furo ou abertura na chapa, f_{ctk} é a resistência do concreto à tração, ρ_i é um fator que se refere à contribuição das armaduras transversais para a capacidade resistente, expresso na Eq. 2.6, f_h é um fator que leva em consideração a redução da área cisalhada do concreto, devido à tendência de convergência dos planos cisalhados observada em furos ou

aberturas de maiores dimensões, expresso na Eq. 2.7, e γ_v é um fator de ponderação. E_s e E_{cm} são os módulos de elasticidade do aço da armadura e do concreto respectivamente, A_{sq1} e A_d são as áreas de armadura transversal e do furo ou abertura respectivamente e h_d é a altura do furo ou abertura, sendo igual ao diâmetro no caso de furos circulares.

$$\rho_i = 1 + \left(\frac{E_s}{E_{cm}} - 1 \right) \frac{A_{sq1}}{A_d} \quad (2.6)$$

$$f_h = \left(1,2 - \frac{h_d}{180} \right) \leq 1 \quad (2.7)$$

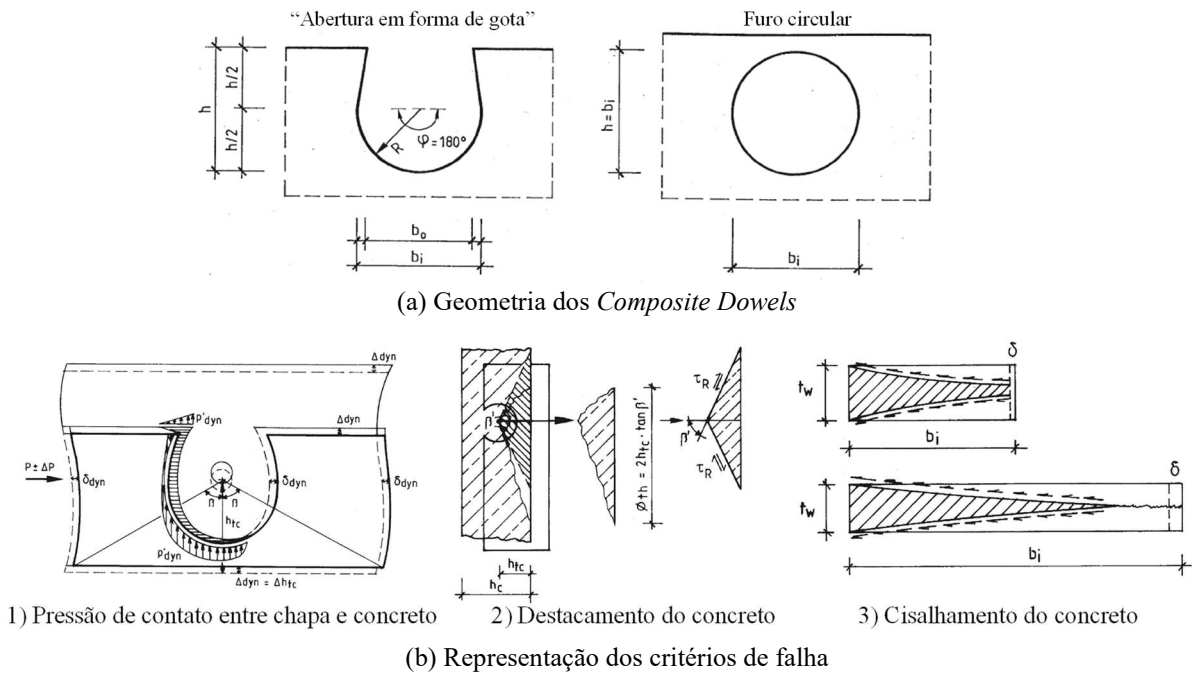


Figura 2.24: *Composite Dowels* e critérios de falha (Zapfe, 2011).

Na Figura 2.25 pode-se observar o gráfico de dispersão obtido por Zapfe (2001) onde se confrontam as previsões teóricas com os dados experimentais.

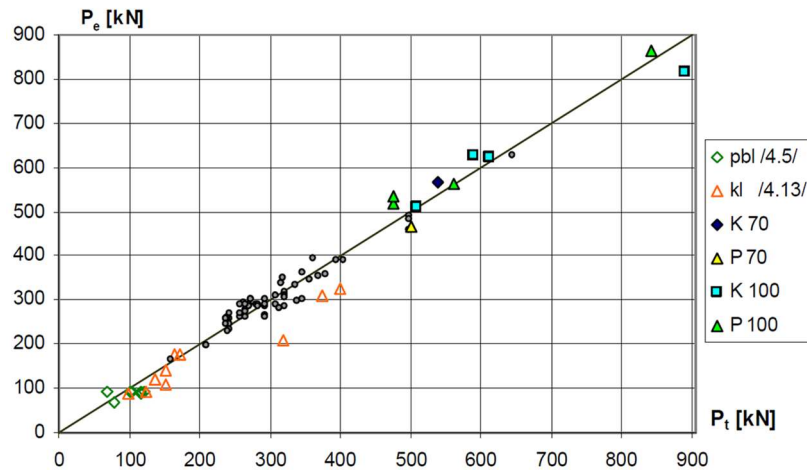


Figura 2.25: Gráfico de dispersão para valores médios do modelo de cálculo para o critério de falha por cisalhamento do concreto (Zapfe, 2011).

2.3.3 Rigidez do concreto sob a ação de pino de uma armadura segundo Soroushian *et al.* (1987)

Em estudo sobre pinos cisalhados em estruturas de concreto armado, Soroushian *et al.* (1987) realizaram ensaios para determinar a resistência e rigidez do concreto sob uma barra de armadura submetida a um carregamento transversal. Os ensaios são apresentados na Figura 2.26.

Soroushian *et al.* (1987) avaliaram a influência da presença de armaduras transversais próximas à barra solicitada e da proximidade da borda do elemento de concreto e observaram que, embora influenciem na resistência do concreto e na capacidade resistente do pino cisalhado, estes fatores não têm influência significativa na rigidez do concreto junto à barra.

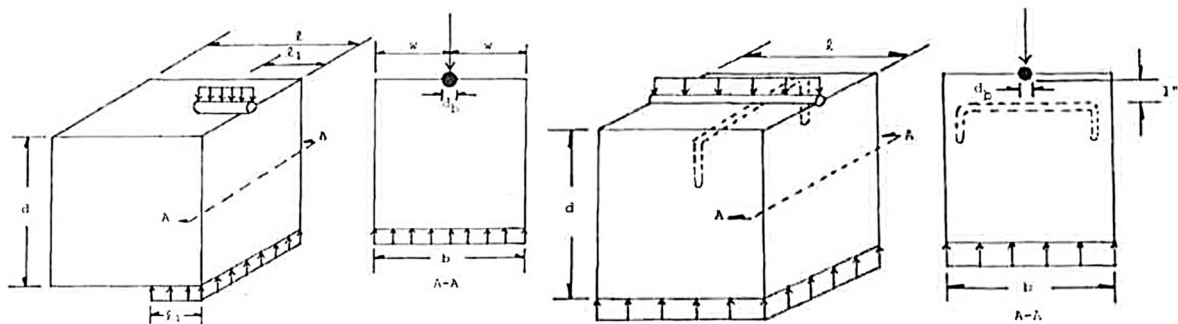


Figura 2.26: Ensaios para determinação da rigidez localizada do concreto sob ação de pino de uma barra de armadura (Soroushian *et al.*, 1987).

De acordo com Soroushian *et al.* (1987), a rigidez do concreto sob a ação de pino de uma armadura pode ser estimada por:

$$K = 127 \frac{\sqrt{f_c}}{d^{2/3}} \quad (2.8)$$

2.3.4 Modelo de Sørensen *et al.* (2017) para representação do efeito de catenária em uma armadura atuando como pino em uma junta cisalhada de concreto

Sørensen *et al.* (2017) desenvolveram um modelo para descrever o comportamento força-deslizamento de uma barra atuando como pino em uma junta cisalhada de concreto em regime não linear com grandes deslocamentos.

O modelo parte da proposição de um mecanismo com duas rótulas plásticas para descrever o comportamento da barra ao longo da evolução da deflexão u e considera que todos os deslocamentos resultam de deformações plásticas acumuladas nas regiões das rótulas, as quais são representadas por rotações θ e alongamentos Δ , conforme Figura 2.27.

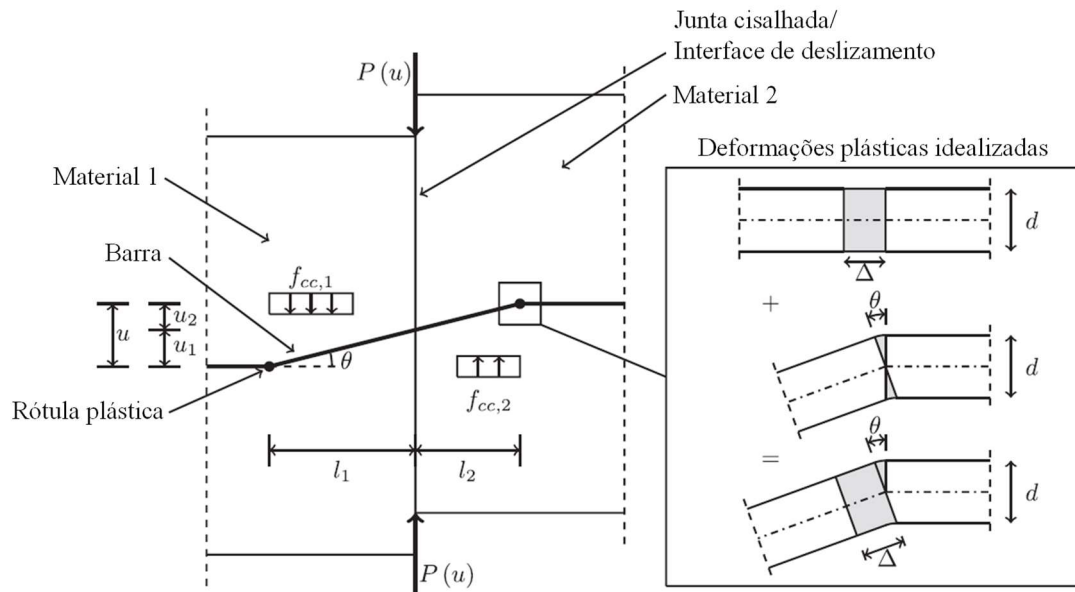


Figura 2.27: Modelo analítico para representação do efeito de segunda ordem de uma barra em uma junta cisalhada (Sørensen *et al.*, 2017).

Partindo da posição indeformada ($u = 0$), Sørensen *et al.* (2017) definem a posição das rótulas plásticas l_1 e l_2 (Figura 2.28a) aplicando condição de equilíbrio. Em seguida, a partir de considerações geométricas, estabelecem relações entre a deflexão u e as deformações θ e Δ na situação deformada. Utilizando teoria de plasticidade e as relações entre u , θ e Δ , Sørensen *et al.* (2017), então, definem os esforços de tração N e momento M nas rótulas em função da deflexão u . Na Figura 2.28b, apresenta-se o esquema dos esforços no modelo.

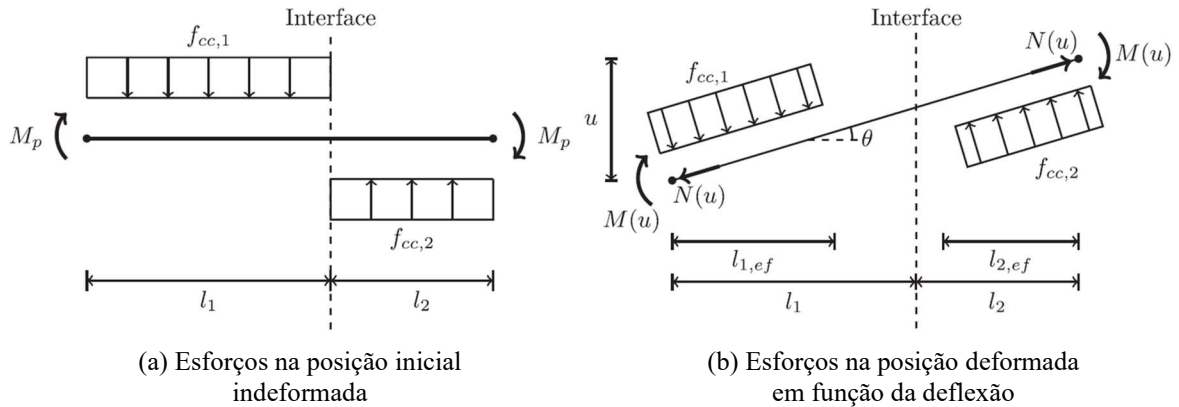


Figura 2.28: Representação da geometria e dos esforços no modelo (Sørensen *et al.*, 2017).

Conhecendo os esforços em função do deslocamento, Sørensen *et al.* (2017) aplicam equilíbrio de trabalhos externo e interno para chegar à força resistida pela barra, P_s , em função da deflexão u . Para chegar à força total resistida na junta cisalhada, P_{total} , Sørensen *et al.* (2017) somam à força P_s a força resistida pelo atrito na interface, P_f , a qual é calculada a partir do coeficiente de atrito μ da interface concreto-concreto e da força normal à interface cisalhada ($N(u) \cos \theta$), que decorre do efeito de catenária na barra, conforme Figura 2.29.

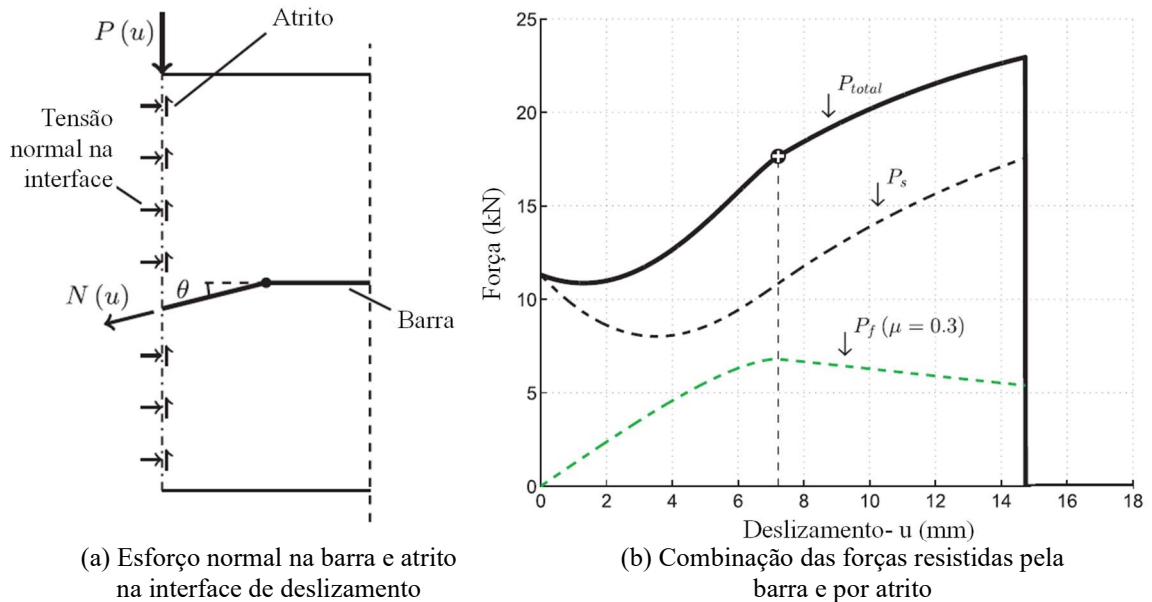


Figura 2.29: Consideração do atrito devido ao esforço normal na barra (Sørensen *et al.*, 2017).

Sørensen *et al.* (2017) validam seu modelo analítico com ensaios experimentais. Na Figura 2.30, apresenta-se a montagem dos ensaios realizados e um exemplo de curvas força-deslizamento experimentais sobrepostas à curva gerada a partir do modelo analítico. Conforme se observa, o modelo de Sørensen *et al.* (2017) prevê apenas o regime não linear

do comportamento da barra, isto é, após o trecho ascendente inicial da curva experimental, apresentando convergência com os resultados experimentais apenas a partir do ponto mínimo da curva analítica (Figura 2.30b). Além disso, o modelo é utilizado para gerar uma curva inferior, baseada na resistência ao escoamento do aço, f_y , e uma curva superior, baseada na resistência à ruptura do aço, f_u . Essas curvas representam os limites máximo e mínimo esperados para o comportamento força-deslizamento da junta cisalhada em regime plástico.

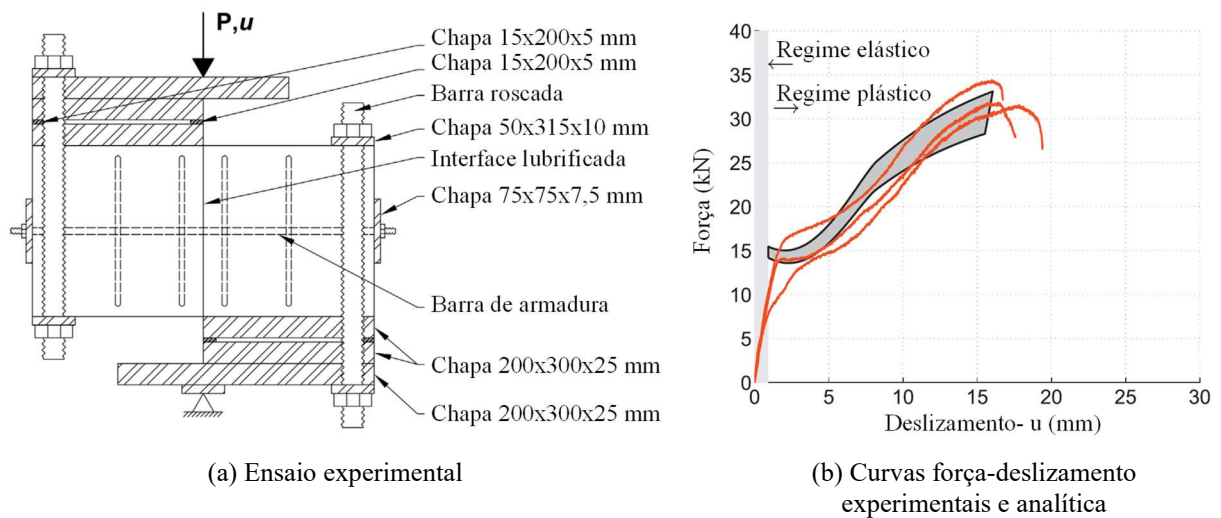


Figura 2.30: Validação do modelo analítico (Sørensen *et al.*, 2017).

O procedimento proposto por Sørensen *et al.* (2017) foi adaptado para descrever o comportamento em regime plástico da barra passante dos conectores FPCB neste trabalho.

3

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

3.1 Considerações Iniciais

O trabalho experimental consistiu na realização de ensaios de arrancamento com configuração similar aos ensaios do tipo “*plug-in*” propostos por Su *et al.* (2014), nos quais se isolou o comportamento de um único furo preenchido com concreto com ou sem barra passante. A configuração de ensaio adotada permite simular o conector tanto em situações confinadas, quanto em superficiais, variando as dimensões do bloco de concreto e a taxa de armadura confinante. Além disso, como nesse tipo de ensaio a força é aplicada de forma centrada, evita-se que os conectores fiquem submetidos ao efeito de arrancamento observado nos ensaios de cisalhamento padrão. Optou-se por realizar ensaios com somente um furo com o objetivo de isolar o comportamento do elemento fundamental da conexão e, conseqüentemente, reduzir o número de variáveis a influenciar na resposta do ensaio.

3.2 Configuração dos Ensaio

Os ensaios realizados têm a configuração de um ensaio de arrancamento, consistindo na aplicação de tração a uma chapa de aço inserida em um bloco de concreto e conectada a esse através de um FPCB. O bloco de concreto, por sua vez, fica restringido por uma chapa rígida ancorada a uma laje de reação. Essa configuração de ensaio é similar à configuração *plug-in* proposta por Su *et al.* (2014), diferenciando-se dessa pelo fato de que no ensaio *plug-in* a chapa é solicitada à compressão. A configuração típica dos ensaios realizados é mostrada na Figura 3.1.

Nesse trabalho, foi adotada essa configuração de ensaio de arrancamento, com a força sendo aplicada por tração, para se evitar problemas de instabilidade da chapa perfurada, quando esta apresenta espessura reduzida, e para reduzir a influência do atrito, uma vez que, sob

tração longitudinal, a chapa passa a apresentar contração transversal. Aplicou-se, ainda, tinta e lubrificante à chapa perfurada para minimizar a aderência e o atrito entre essa e o bloco de concreto. Uma fina camada de areia foi colocada entre o bloco de concreto e a chapa rígida de topo para reduzir a influência do atrito entre essas partes, conforme Figura 3.1d.

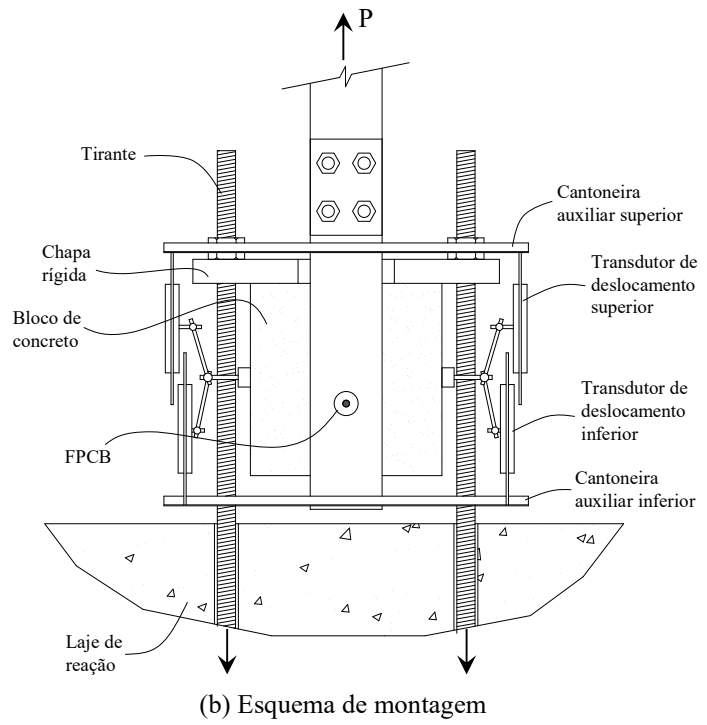
O carregamento monotônico foi aplicado com controle de deslocamento, a uma taxa de 0,20 mm/min. Conforme estabelecido na norma EN 1994.1 1 2004, foram aplicados 25 ciclos de carregamento variando entre 5% a 40% da força máxima esperada, respeitando-se o mínimo de 10 kN como limite inferior do sistema. Também, foi monitorado o deslizamento relativo entre o bloco e a chapa de aço durante toda a aplicação do carregamento, o qual foi mantido até atingir-se força 20% abaixo da máxima força registrada ou a ruptura.

A medição do deslizamento relativo entre o bloco de concreto e a chapa de aço foi realizada por quatro transdutores de deslocamento, dois medindo o deslocamento do bloco em relação a um ponto na parte superior da chapa e dois medindo o deslocamento do bloco em relação a um ponto na parte inferior da chapa, conforme Figura 3.2b. A diferença de deslocamento medido entre os transdutores superiores e inferiores corresponderia ao alongamento da chapa. Contudo, não foi observada diferença significativa, pois, em todos os ensaios, a chapa permaneceu em regime elástico.

Foram colocados, também, dois transdutores de deslocamento para medir possíveis deslizamentos entre a barra passante e o concreto. Esses transdutores foram posicionados na horizontal, fixados no bloco de concreto e apontados para ambas as extremidades da barra passante, conforme Figura 3.2c. Contudo, não foi medido deslocamento significativo das extremidades da barra passante, indicando que o comprimento de ancoragem foi suficiente para resistir ao esforço de tração na barra.



(a) Montagem do ensaio: Vista 1



(b) Esquema de montagem

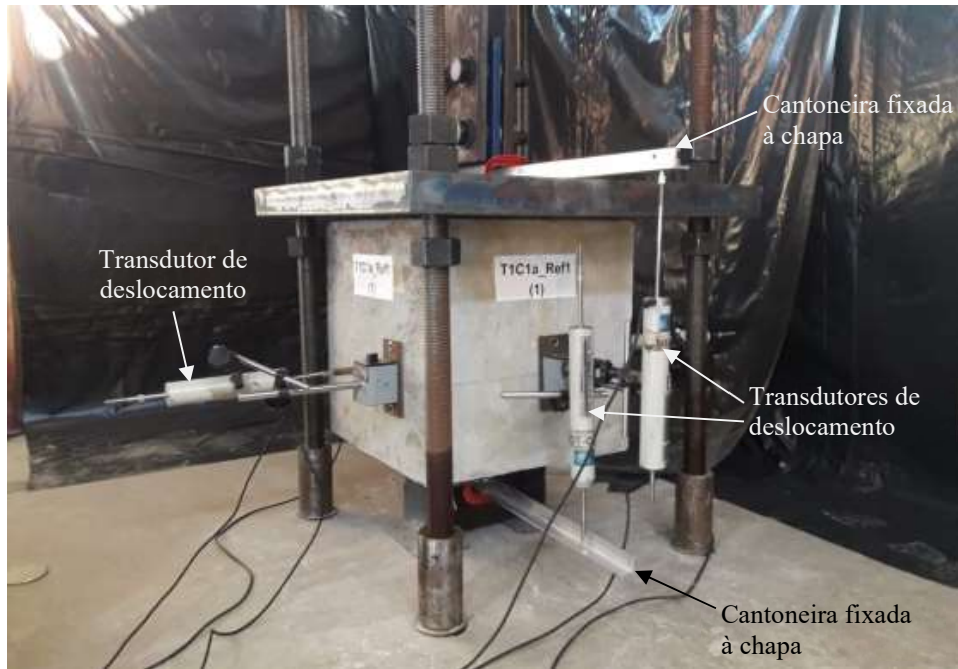


(c) Montagem do ensaio: Vista 2



(d) Detalhe do protótipo com camada de areia no topo do bloco

Figura 3.1: Configuração geral dos ensaios experimentais.



(a) Vista geral do ensaio e instrumentação



(b) Transdutores para medição do deslizamento entre chapa e concreto



(c) Transdutores para medição do deslizamento entre barra e concreto

Figura 3.2: Instrumentação dos ensaios.

3.3 Protótipos Experimentais

O trabalho experimental teve o objetivo de investigar a influência que determinados componentes e propriedades dos FPCB exercem sobre seu comportamento mecânico em situação confinada, bem como a influência que características geométricas do entorno do conector exercem sobre seu nível de confinamento. Tendo em vista esses objetivos, definiram-se os 14 protótipos do programa experimental. Suas propriedades geométricas, diâmetro do furo D , espessura da chapa t , diâmetro da barra passante d , distância entre barra passante e borda comprimida do furo e_0 , profundidade do conector p e taxa de aço transversal da armadura confinante A_c , são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Programa experimental: propriedades dos protótipos.

Protótipo	Tip.	Concreto	Aderência (Adr)	Propriedades Geométricas (mm)					
				Conector				Entorno	
				D	t	d	e_0	p	Ac (mm ² /mm)
T1C1a_Ref1	T1	C1a	-	50	12,5	12,5	18,75	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C1b_Adr1	T1	C1b	1	50	12,5	12,5	18,75	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C2a_Adr1	T1	C2a	1	50	12,5	12,5	18,75	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C2b_d0	T1	C2b	-	50	12,5	-	-	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C3a_D25t7d6	T1	C3a	-	25	7	6,3	9,35	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C3b_D74t26d20	T1	C3b	-	74	26	20	27	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C4a_Esp0	T1	C4a	-	50	12,5	12,5	0	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C4b_Esp38	T1	C4b	-	50	12,5	12,5	37,5	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C5a_Ref1	T1	C5a	-	50	12,5	12,5	18,75	200	0,65 (φ 10 c/12)
T1C5b_Ac26	T1	C5b	-	50	12,5	12,5	18,75	200	0,26 (φ 6,3 c/12)
T1C6a_p125	T1	C6a	-	50	12,5	12,5	18,75	125	0,65 (φ 10 c/12)
T2C6a_Ref2	T2	C6a	-	50	12,5	12,5	18,75	125	-
T2C6b_Ref2	T2	C6b	-	50	12,5	12,5	18,75	125	-
T2C6b_p75	T2	C6b	-	50	12,5	12,5	18,75	75	-

* Protótipos de referência e propriedades investigadas nos demais protótipos destacados em cinza

Duas tipologias foram definidas, a tipologia T1, cujo bloco de concreto possui armadura confinante ou “gaiola”, e a tipologia T2, que não apresenta armadura confinante, contando apenas com armaduras de costura transversais à chapa. Na Figura 3.3 apresenta-se a configuração dessas armaduras.

A armadura da tipologia T2 foi definida visando simular uma situação em que se tem vários conectores FPCB dispostos em série ao longo de um elemento estrutural e nenhum componente confinante entre os conectores e a superfície desse elemento, situação tipicamente observada em uma viga mista convencional com Perfobond contínuo e os furos em posição superficial. Assim sendo, as barras da armadura de costura apresentavam o mesmo diâmetro que a barra passante, 12,5 mm. A Figura 2.2b ilustra o comportamento de armadura de costura que se buscou retratar. Uma vez que o objetivo dos ensaios foi analisar um furo isolado, inseriu-se isopor no interior dos furos vizinhos para que estes não resistissem a cisalhamento, conforme Figura 3.3b. No Apêndice A, apresentam-se os detalhes de fabricação de cada protótipo.

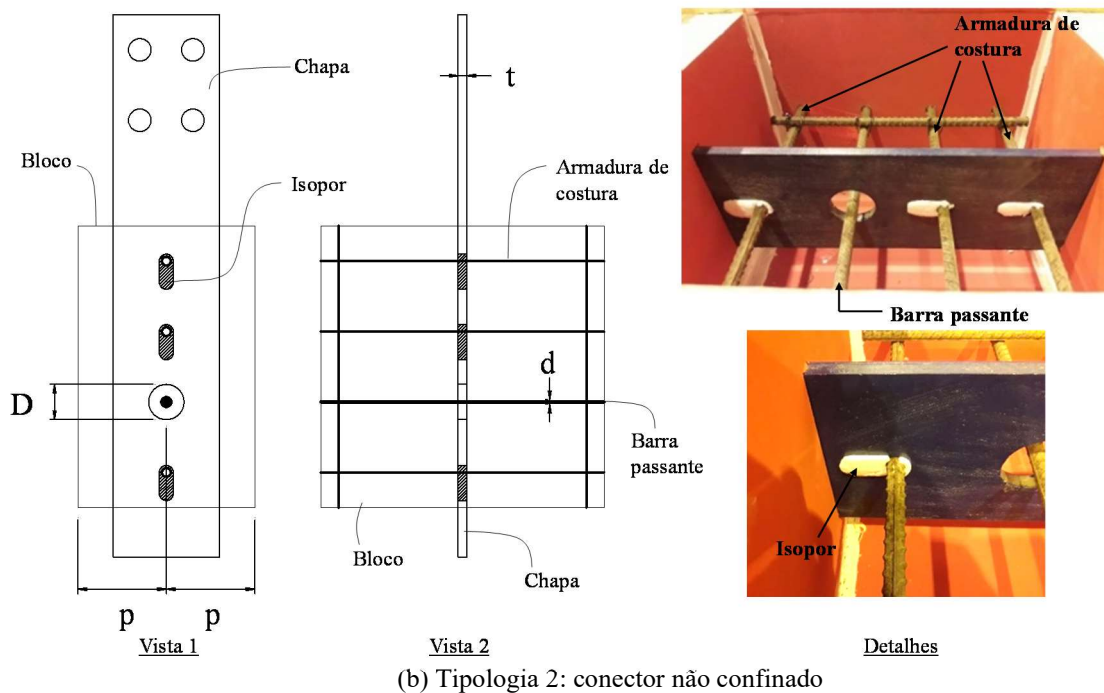
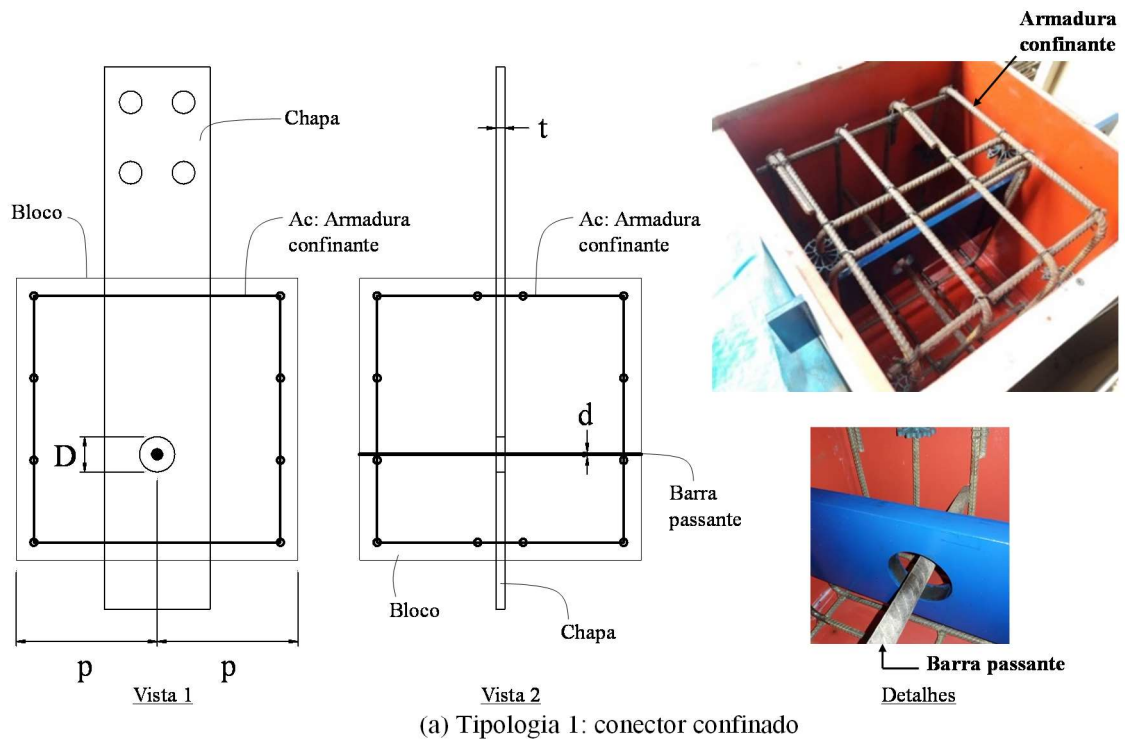


Figura 3.3: Geometria das tipologias T1 e T2 e detalhes dos protótipos antes da concretagem.

Os blocos de concreto dos protótipos foram confeccionados em diferentes dias ao longo do período de trabalhos experimentais. Dessa forma, notam-se variações nas propriedades do concreto entre os diferentes ensaios. Os concretos foram produzidos em 6 dias diferentes e, em cada um desses dias, realizaram-se 2 betonadas. Assim sendo, os concretos dos protótipos

são referidos por um número referente ao dia que foi produzido (1 a 6) e uma letra referente à betonada daquele dia (a ou b). Exemplo: o código C1a faz referência ao concreto produzido na primeira betonada (betonada a) do primeiro dia de concretagem (dia 1). As propriedades dos concretos são apresentadas no item 3.4.

Para ambas as tipologias de protótipo, definiu-se uma configuração de referência: Ref1 para a tipologia T1 e Ref2 para a tipologia T2. Assim sendo, os protótipos de referência são T1C1a_Ref1, T1C5a_Ref1, T2C6a_Ref2 e T2C6b_Ref2, e os demais protótipos do programa apresentam, cada qual, uma ou mais variações nas propriedades físicas ou geométricas, enquanto mantêm as demais propriedades inalteradas em relação às dos protótipos de referência: 1) os protótipos T1C1b_Adr1 e T1C2a_Adr1 não receberam tratamento com tinta e lubrificante para remoção da aderência; 2) o protótipo referido por T1C2b_d0 não apresentava barra passante; 3) os protótipos T1C3a_D25t7d6 e T1C3b_D74t26d20 apresentavam variações no diâmetro do furo (D), espessura da chapa (t) e diâmetro da barra passante (d); 4) os protótipos T1C4a_Esp0 e T1C4b_Esp38 apresentavam a barra passante posicionada em contato com a borda pressionada do furo e no ponto diametralmente oposto à borda pressionada do furo, respectivamente; 5) o protótipo T1C5b_Ac26 apresentava armadura confinante com barras de diâmetro reduzido; 6) o protótipo T1C6a_p125 apresentava profundidade do conector reduzida em relação à referência da tipologia T1 (bloco com dimensão reduzida); 7) o protótipo T2C6b_p75 apresentava profundidade do conector reduzida em relação à referência da tipologia T2 (chapa deslocada lateralmente em direção à superfície).

Na Figura 3.4 apresentam-se os protótipos destinados à investigação do confinamento indicando os aspectos geométricos que foram analisados.

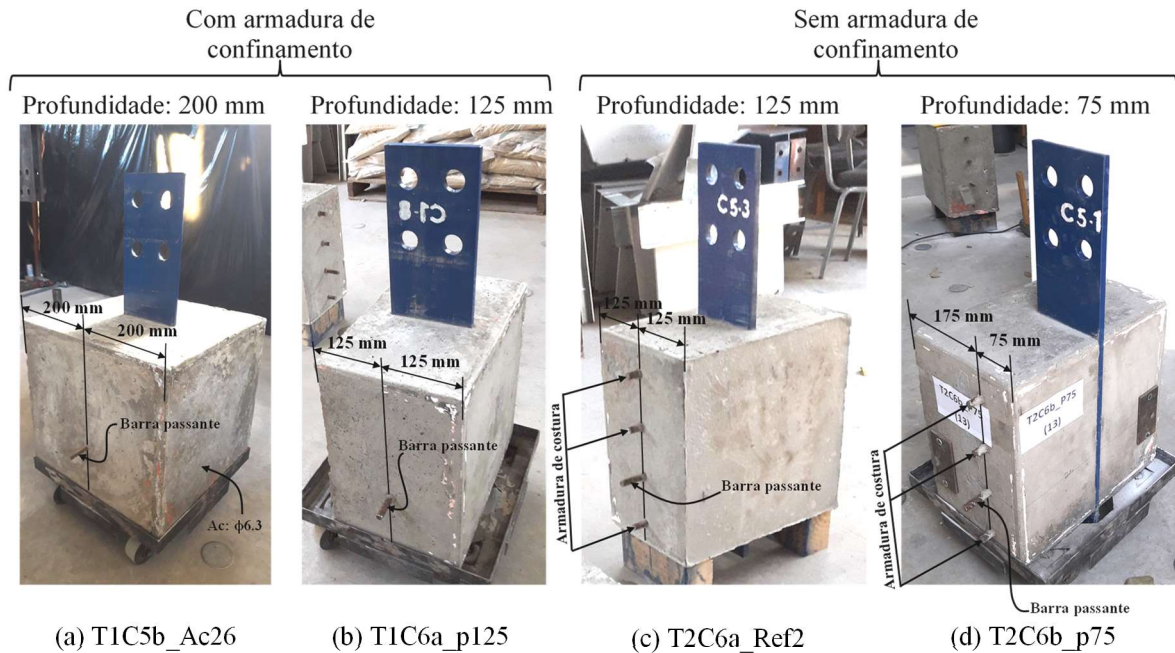


Figura 3.4: Protótipos com variações geométricas para investigação do confinamento.

3.4 Caracterização dos Materiais

Para cada concreto apresentado na Tabela 3.1, foram ensaiados 8 corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os corpos de prova foram ensaiados concomitantemente à realização dos ensaios de seus respectivos protótipos, obtendo-se valores de resistência no mesmo dia do ensaio principal. Foram realizados ensaios de compressão, conforme ABNT NBR 5739:2007, compressão diametral, conforme ABNT NBR 7222:2011, e determinação do módulo de elasticidade conforme ABNT NBR 8522:2017. A resistência média à compressão, tração e módulo de elasticidade para cada concreto são apresentados na Tabela 3.2.

Os aços CA50 das barras de armadura (barras passantes do conector e barras de armação do bloco) foram caracterizados por ensaio de tração, conforme norma ABNT NBR ISO 6892-1:2018. As resistências ao escoamento e ruptura são apresentadas na Tabela 3.2. Nos ensaios das barras passantes mediu-se o alongamento do corpo de prova até o instante da ruptura. As curvas obtidas nesses ensaios são apresentadas na Figura 3.5.

Quanto aos aços CIVIL-350 das chapas, foram considerados os valores nominais para as resistências ao escoamento e ruptura, visto que em todos os ensaios a chapa permaneceu em regime elástico.

Tabela 3.2: Propriedades de material.

Protótipo		Concreto do bloco			Aço da barra		Aço da armadura confinante		Aço da armadura de costura		Aço da chapa	
		f_{cm}	f_{cm}	E_c	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
T1C1a_Ref1	C1a	27,98	2,95	18954	535	629	592	741	-	-		
T1C1b_Adr1	C1b	27,67	2,94	23217	535	629	592	741	-	-		
T1C2a_Adr1	C2a	30,73	3,88	23582	535	629	592	741	-	-		
T1C2b_d0	C2b	33,03	3,79	24128	-	-	592	741	-	-		
T1C3a_D25t7d6	C3a	28,84	3,63	23465	608	740	592	741	-	-		
T1C3b_D74t26d20	C3b	33,02	4,07	21555	509	649	592	741	-	-		
T1C4a_Esp0	C4a	25,12	3,14	21403	535	629	592	741	-	-	350	500
T1C4b_Esp38	C4b	26,36	3,69	21238	535	629	592	741	-	-		
T1C5a_Ref1	C5a	32,02	3,64	25131	535	629	592	741	-	-		
T1C5b_Ac26	C5b	29,15	3,66	24432	535	629	619	735	-	-		
T1C6a_p125	C6a	28,76	3,42	22079	535	629	592	741	-	-		
T2C6a_Ref2	C6a	28,76	3,42	22079	535	629	-	-	580	661		
T2C6b_Ref2	C6b	28,13	3,57	27175	535	629	-	-	580	661		
T2C6b_p75	C6b	28,13	3,57	27175	535	629	-	-	580	661		

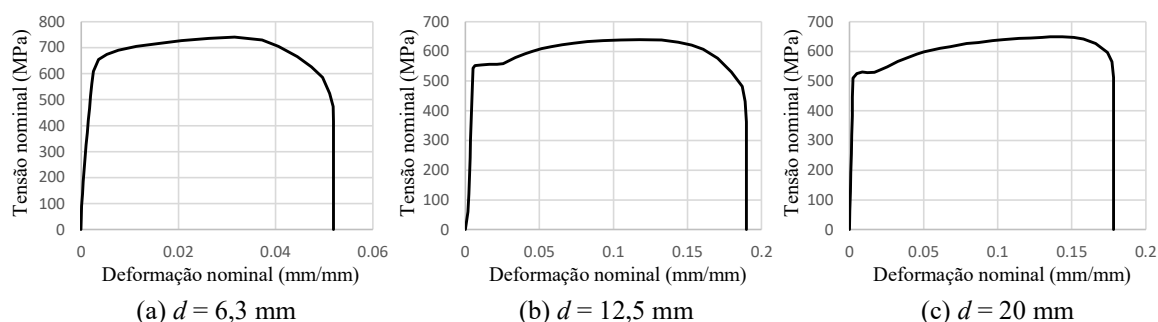


Figura 3.5: Curvas médias tensão-deformação nominal obtidas nos ensaios de caracterização do aço das barras passantes.

3.5 Resultados Experimentais

Foram obtidas curvas força-deslizamento para os 14 ensaios experimentais realizados, as quais são apresentadas na Figura 3.6. Para cada curva, foram identificados e destacados quatro pontos principais: I: ponto aproximado até o qual observam-se valores de deslizamento muito pequenos, com a curva permanecendo visualmente vertical; II: ponto em que se observa um máximo local ou perda acentuada de rigidez; III: ponto de força máxima da curva (esse ponto pode coincidir com o ponto II); IV: ponto de deslizamento máximo, que pode ser caracterizado por um ponto de queda brusca na curva, correspondente à ruptura da barra, ou, caso a força decresça de forma gradual sem ruptura súbita, pelo ponto em que se atinge 90% da força máxima observada, seguindo a definição de P_{Rk} conforme a norma EN

1994-1-1:2004 (esse ponto pode coincidir com o ponto III). Os pontos I a IV são apresentados na Tabela 3.3.

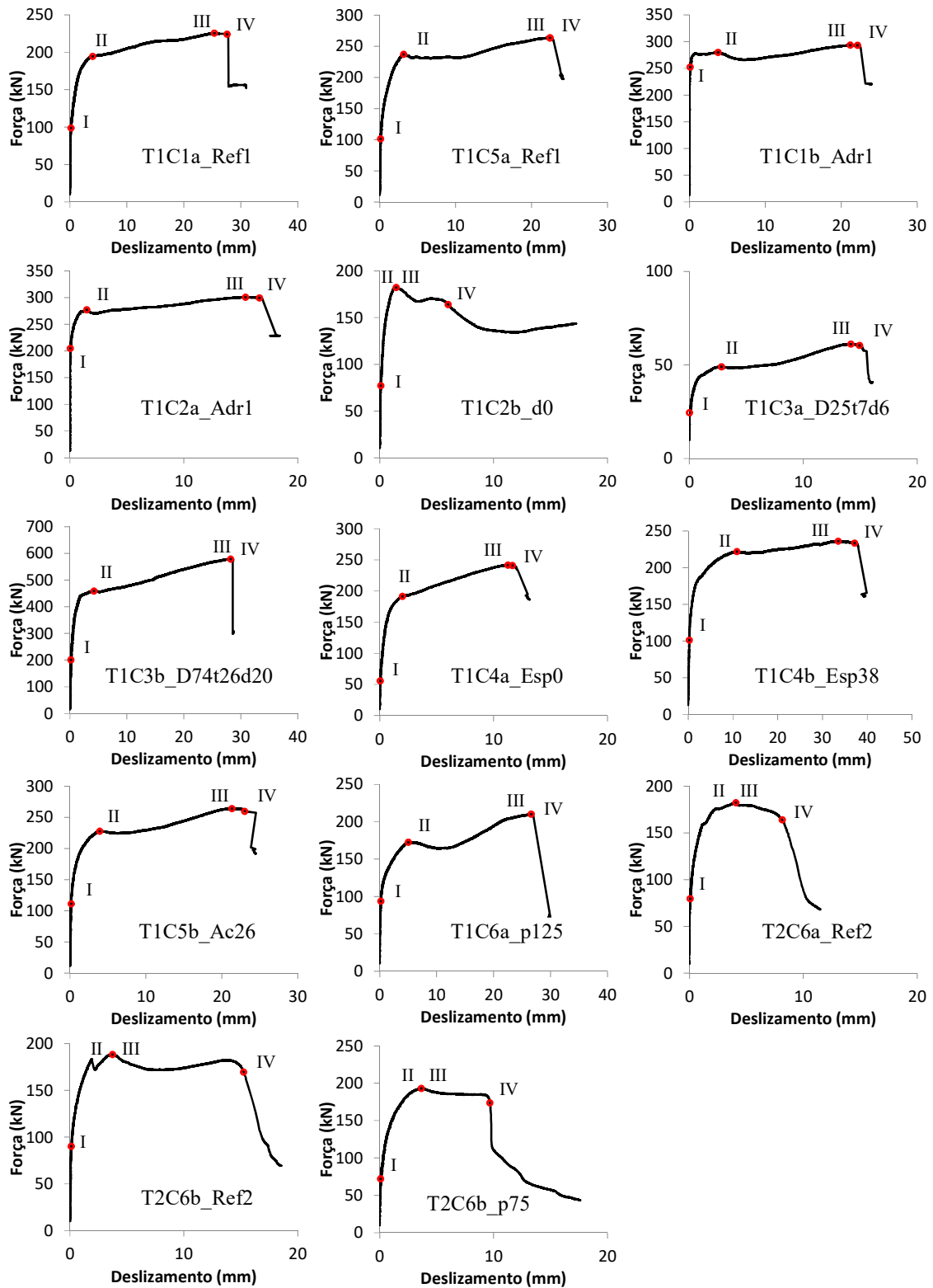


Figura 3.6: Curvas força-deslizamento experimentais.

Tabela 3.3: Pontos principais das curvas força-deslizamento.

Protótipo	I		II		III		IV		
	Início aprox. da degradação da rigidez		Ponto de cedência		Força Máxima		Deslizamento Máximo		
	P_I (kN)	s_I (mm)	P_I (kN)	s_I (mm)	P_R (kN)	s_R (mm)	P_u (kN)	s_u (mm)	
Com armadura confinante	T1C1a_Ref1	99	0,2	195	4,33	226	25,35	225	25,81
	T1C5a_Ref1	102	0,11	236	3,26	264	22,41	263	22,41
	T1C1b_Adr1	252	0,09	280	3,76	293	21,18	293	22,14
	T1C2a_Adr1	205	0,03	277	1,48	301	15,41	299	16,63
	T1C2b_d0	77	0,09	182	1,41	182	1,44	164	6,01
	T1C3a_D25t7d6	24	0,01	49	2,44	61	14,18	60	14,4
	T1C3b_D74t26d20	201	0,17	458	4,05	579	28,2	578	28,2
	T1C4a_Esp0	56	0,04	190	1,87	241	11,25	241	11,49
	T1C4b_Esp38	101	0,25	221	10,2	236	33,5	233	36,94
	T1C5b_Ac26	111	0,17	228	3,9	264	21,31	263	22,21
Sem armadura confinante	T1C6a_p125	94	0,2	173	5,02	210	26,59	210	26,59
	T2C6a_Ref2	80	0,07	182	4,07	182	4,07	164	8,14
	T2C6b_Ref2	90	0,11	188	3,74	188	3,74	170	15,24
	T2C6b_p75	72	0,08	193	3,65	193	3,65	174	9,66

Observando as curvas dos protótipos da tipologia T1, nota-se que apenas o protótipo T1C2b_d0 (sem barra passante) apresentou perda definitiva de resistência após o ponto II, podendo-se concluir que o ponto de cedência se caracteriza pela ruptura por cisalhamento do concreto, visto que, neste protótipo, tem-se apenas o concreto como componente de resistência. Portanto, não havendo barra passante, essa ruptura representa a falha da conexão, caso contrário, o conector continua apresentando resistência até o ponto IV, em que se observa queda brusca na curva e se ouve o estampido característico da ruptura da barra.

Observando as curvas dos protótipos da tipologia T2, nota-se que, mesmo apresentando barra passante, estes apresentam perda de resistência definitiva após o ponto II. Isso ocorre, pois, por não apresentarem suficiente grau de confinamento, a ruptura por cisalhamento do concreto no furo se propaga pelo bloco, causando separação ou destacamento do concreto, não sendo possível, portanto, solicitar a barra até sua ruptura.

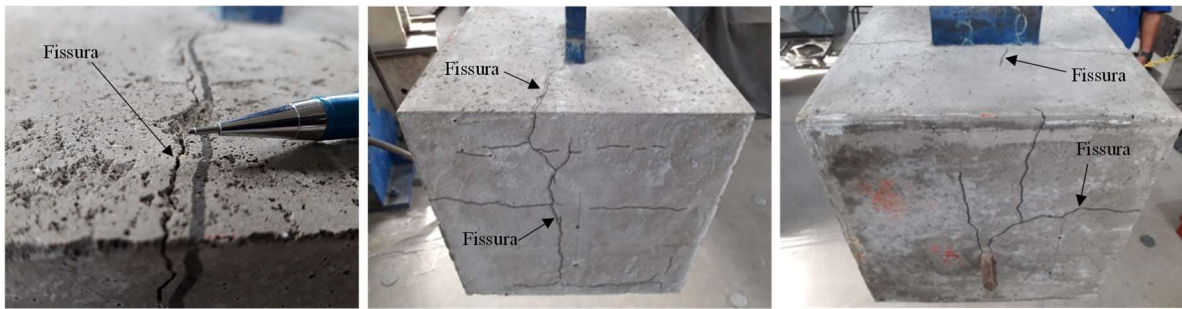
Conclui-se que, para o conector em situação confinada, os modos de falha são: ruptura do concreto por cisalhamento, caso não haja barra passante, ou ruptura da barra passante, caso ela esteja presente. Para os conectores em situação não confinada, o modo de falha observado

é a ruptura por cisalhamento do concreto no furo, seguida de propagação de dano para a superfície. Nas Figuras 3.7 a 3.11, são apresentados os principais registros fotográficos dos protótipos após os ensaios.

Dos protótipos da tipologia T1, apenas o T1C3b_D74t26d20 apresentou fissuração na superfície, conforme Figura 3.7a. Quanto aos protótipos da tipologia T2, todos foram separados segundo o plano que contém a chapa e o plano que contém a armadura de costura, ficando, portanto, divididos em quatro volumes bem definidos, os quais foram facilmente destacados ao final dos ensaios, conforme Figura 3.7b. Os protótipos em que não se aplicaram tinta e lubrificante, T1C2a_Adr1 e T1C1b_Adr1, apresentaram destacamento de um pequeno volume de seção triangular junto à chapa na superfície de topo do bloco, conforme Figura 3.7c. Isso ocorreu no ponto I da curva força-deslizamento, ponto em que se deu a ruptura da aderência nesses protótipos.

Em todos os protótipos que sofreram ruptura da barra passante, nota-se que a seção de ruptura tem inclinação compatível com falha sob predominância de esforço cortante, conforme Figuras 3.8 a 3.11. De todos esses protótipos, apenas o T1C1a_Ref1 foi solicitado até a segunda ruptura, com a barra passante tendo sido rompida nas duas interfaces de deslizamento. Em todos os demais interrompeu-se a aplicação da força após ouvir o primeiro estampido.

Ao desmontar os protótipos ensaiados, observou-se um volume de concreto dentro do furo, destacado do restante do bloco por cisalhamento nas interfaces de deslizamento, fortemente esmagado e aderido às paredes internas do furo, conforme Figuras 3.8 e 3.9. Observou-se também que, embora as barras tenham se deslocado no interior do furo em relação às suas posições iniciais, esse volume de concreto cobria toda a área do furo. O fato de não haver um vazio ao longo do caminho percorrido pela barra indica que o concreto foi se acomodando ao redor da barra à medida que esta esmagava o concreto junto à borda comprimida do furo. Em alguns casos, pedaços desse volume de concreto se desprenderam durante o desmonte.



(a) Fissuração do bloco do protótipo T1C3b_D74t26d20
(único da tipologia T1 a apresentar alguma fissuração)



(b) Separação do bloco dos protótipos da tipologia T2



(c) Destacamento no topo do bloco dos protótipos sem tratamento para remoção da aderência entre a chapa e o concreto (Adr1).

Figura 3.7: Observações experimentais do dano na superfície do bloco de concreto.

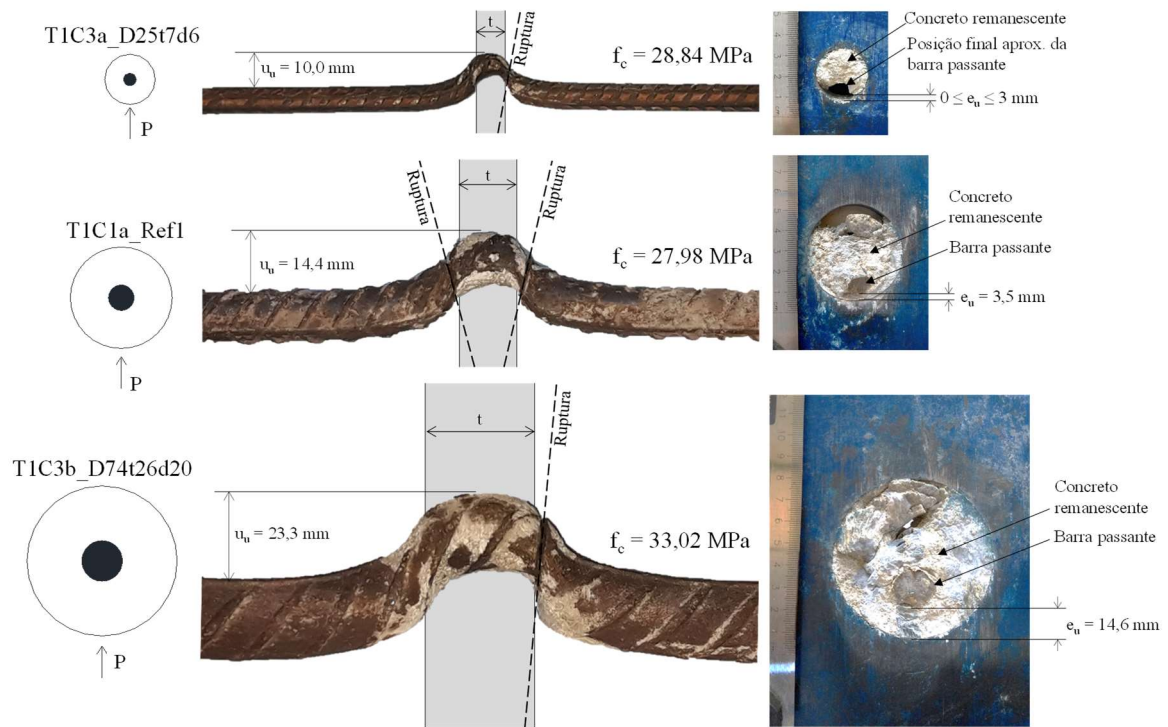


Figura 3.8: Deformação final do conector: comparativo entre protótipos com variações em diâmetro do furo D , espessura da chapa t e diâmetro da barra passante d .

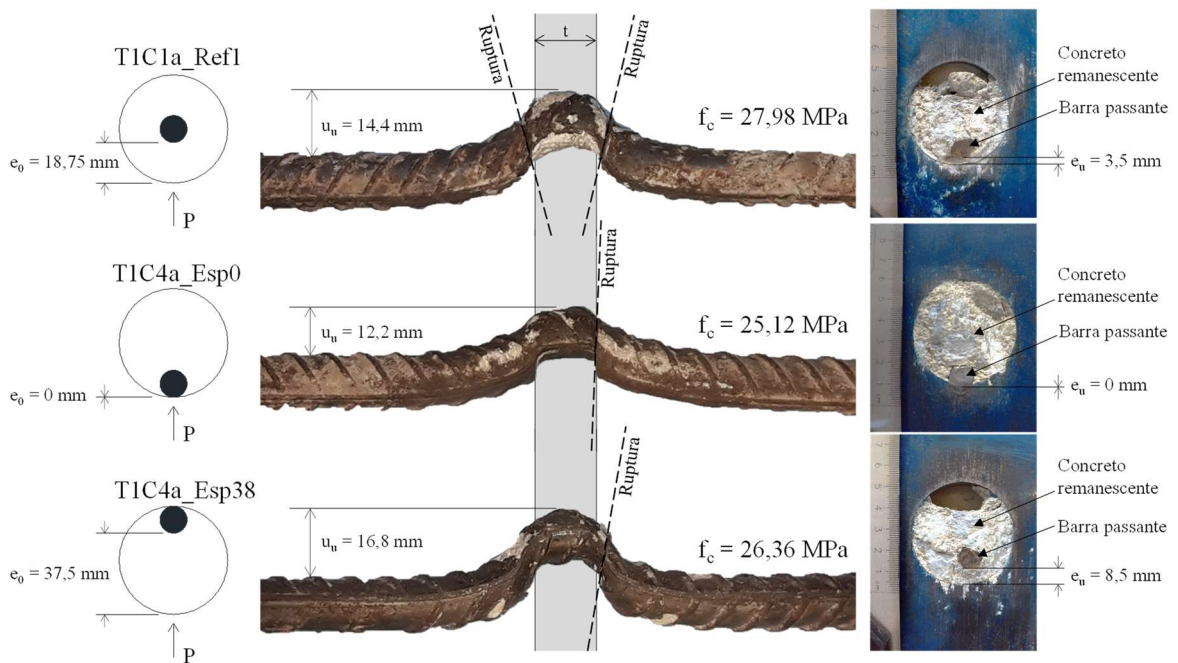


Figura 3.9: Deformação final do conector: comparativo entre protótipos com variações na posição da barra e_0 .

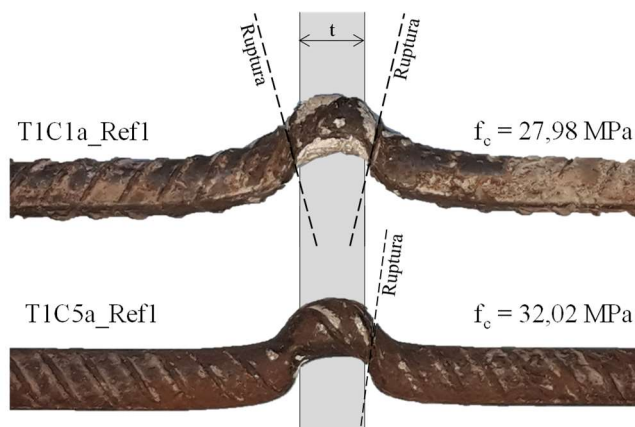


Figura 3.10: Deformação final do conector: comparativo entre protótipos com igual geometria e variação na resistência do concreto f_c .

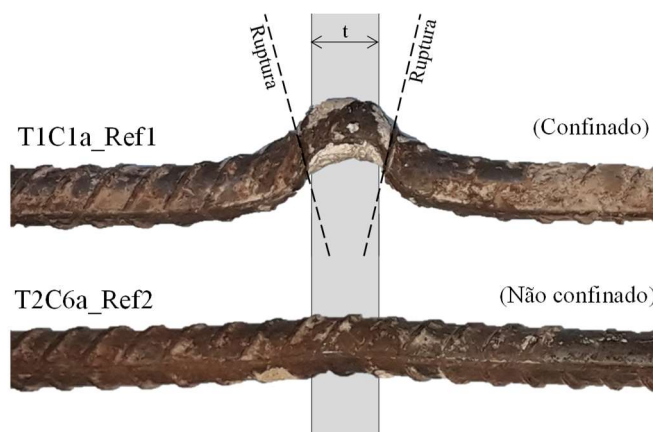


Figura 3.11: Deformação final do conector: comparativo entre protótipos confinados T1 e não confinados T2.

3.6 Discussão dos Resultados Experimentais

Observando a Figura 3.9, pode-se inferir que a posição da barra no furo exerce influência na capacidade de deslizamento do conector de duas maneiras: 1) quanto mais distante da borda comprimida do furo, mais a barra poderá se deslocar em relação à sua posição inicial dentro do furo, o que leva ao aumento do deslizamento total do conector; 2) quanto mais próxima da borda comprimida do furo, maior a predominância de cisalhamento, conseqüentemente, menor é a deflexão da barra. A maior predominância de cisalhamento no protótipo T1C4a_Esp0 é comprovada pela inclinação da seção de ruptura da barra, que ficou mais próxima da vertical comparada às demais.

Observando a Figura 3.10, pode-se inferir que o aumento na resistência do concreto faz com que a barra fique submetida a maior esforço cortante e sofra redução em sua capacidade de deformação. Isso é comprovado pela inclinação da seção de ruptura da barra do protótipo

T1C5a_Ref1, que ficou mais próxima da vertical comparada à do T1C1a_Ref1. Essa observação corrobora a observação de Braun *et al.* (2017) apresentada no item 2.1.4.

Na Figura 3.12, são feitas sobreposições das curvas força-deslizamento apresentadas na Figura 3.6, para facilitar análises comparativas. A discussão feita a seguir tem teor qualitativo, com os valores e percentuais apresentados tendo objetivo somente de balizar essa discussão:

a) Comparando-se os protótipos T1C1a_Ref1 e T1C2b_d0 (Figura 3.12a), nota-se que a presença da barra proporcionou ao conector um acréscimo aproximado de capacidade resistente de 24% e de capacidade de deslizamento de 329%. Isso se deve ao fato de que, após o ponto de cedência, onde ocorre a ruptura do concreto, a barra foi mobilizada até sua ruptura.

b) Comparando-se os protótipos T1C5a_Ref1, T1C3a_D25t7d6 e T1C3b_D74t26d20 (Figura 3.12b), observa-se o quanto as propriedades geométricas principais do conector, diâmetro do furo D , espessura da chapa t e diâmetro da barra passante d , influenciam seu comportamento mecânico, podendo-se observar variação de -77% a +119% na capacidade resistente e de -33% a +26% na capacidade de deslizamento em relação ao protótipo de referência. A influência de cada uma dessas propriedades (D , t e d) será analisada em maior profundidade na análise paramétrica apresentada no item 5.4.

c) Comparando-se os protótipos T1C1a_Ref1, T1C4a_Esp0 e T1C4b_Esp38 (Figura 3.12c), observa-se a influência que a posição da barra no furo (e_0) exerce sobre o comportamento do conector. Nota-se que a posição da barra não influencia significativamente na capacidade resistente do conector, contudo, na capacidade de deslizamento observou-se, em relação ao protótipo de referência ($e_0 = 18,75$ mm), redução de 58% para o protótipo com $e_0 = 0$ e aumento de 35% para o protótipo com $e_0 = 37,5$ mm.

d) Comparando-se os protótipos T1C5a_Ref1 e T1C1b_Adr1 (Figura 3.12d), observa-se a influência da aderência na curva força-deslizamento dos protótipos. O protótipo T1C1b_Adr1 não recebeu qualquer tratamento para eliminar ou reduzir a aderência e atrito entre a chapa e o concreto. Consequentemente, observou-se um aumento da força P_I da ordem de 150kN e uma elevação do patamar da curva força deslizamento como um todo da ordem

de 40 kN. Atribui-se esses aumentos à aderência e ao atrito entre a chapa e o concreto, respectivamente.

e) Comparando-se os protótipos T1C5a_Ref1 e T1C5b_Ac26 (Figura 3.12e), nota-se que a redução do diâmetro das barras que constituem a armadura de confinamento (“gaiola”) de 10 mm para 6,3 mm não foi suficiente para causar qualquer redução no grau de confinamento do conector, tendo a curva força-deslizamento descrito praticamente a mesma trajetória. Conclui-se que são necessárias reduções mais drásticas nos parâmetros geométricos associados ao confinamento para que se comece a observar mudança no comportamento do conector, o que pode ser observado nos itens (f) e (g).

f) Comparando-se os protótipos T1C1a_Ref1 e T1C6a_p125 (Figura 3.12f), observa-se a influência da profundidade do conector em seu comportamento mecânico para a tipologia T1. Nota-se que a capacidade de deslizamento não sofreu influência significativa e a capacidade resistente sofreu redução de 7%. Observa-se, também, uma perda de resistência mais acentuada logo após a falha por cisalhamento do concreto (ponto II). Contudo, à medida que a barra foi acionada o conector voltou a apresentar ganho de resistência e seguiu resistindo até a ruptura da barra. Conclui-se que esta diminuição da profundidade impactou no nível de confinamento, causando redução na parcela de força resistida pelo concreto, mas não foi suficiente para impedir que a barra passante fosse acionada até a ruptura.

g) Comparando-se os protótipos T2C6a_Ref2 e T1C6a_p125 (Figura 3.12g), protótipos que têm as mesmas características geométricas e profundidade ($p = 125$ mm), mas diferem quanto à presença de armadura confinante, pode-se observar a influência da armadura confinante no comportamento do conector. Nota-se que, no protótipo de referência da tipologia T2, o ponto de cedência, em que ocorre a ruptura por cisalhamento do concreto, foi também o ponto de força máxima, pois o dano no concreto se propagou e causou a separação do bloco. Já no protótipo com armadura confinante, o dano ficou contido na região do furo e o conector conseguiu retomar capacidade resistente após esse ponto. Assim sendo, nota-se acréscimo de 13% na capacidade resistente e 227% na capacidade de deslizamento do protótipo T1C6a_p125 em relação ao T2C6a_Ref2.

h) Comparando-se os protótipos T2C6b_Ref2 e T2C6b_p75 (Figura 3.12h), observa-se a influência da profundidade do conector em seu comportamento mecânico para a tipologia

T2. Nota-se uma redução de 37% na capacidade de deslizamento e capacidade resistente praticamente inalterada, com as curvas tendo descrito trajetórias praticamente iguais até os 10 mm de deslizamento.

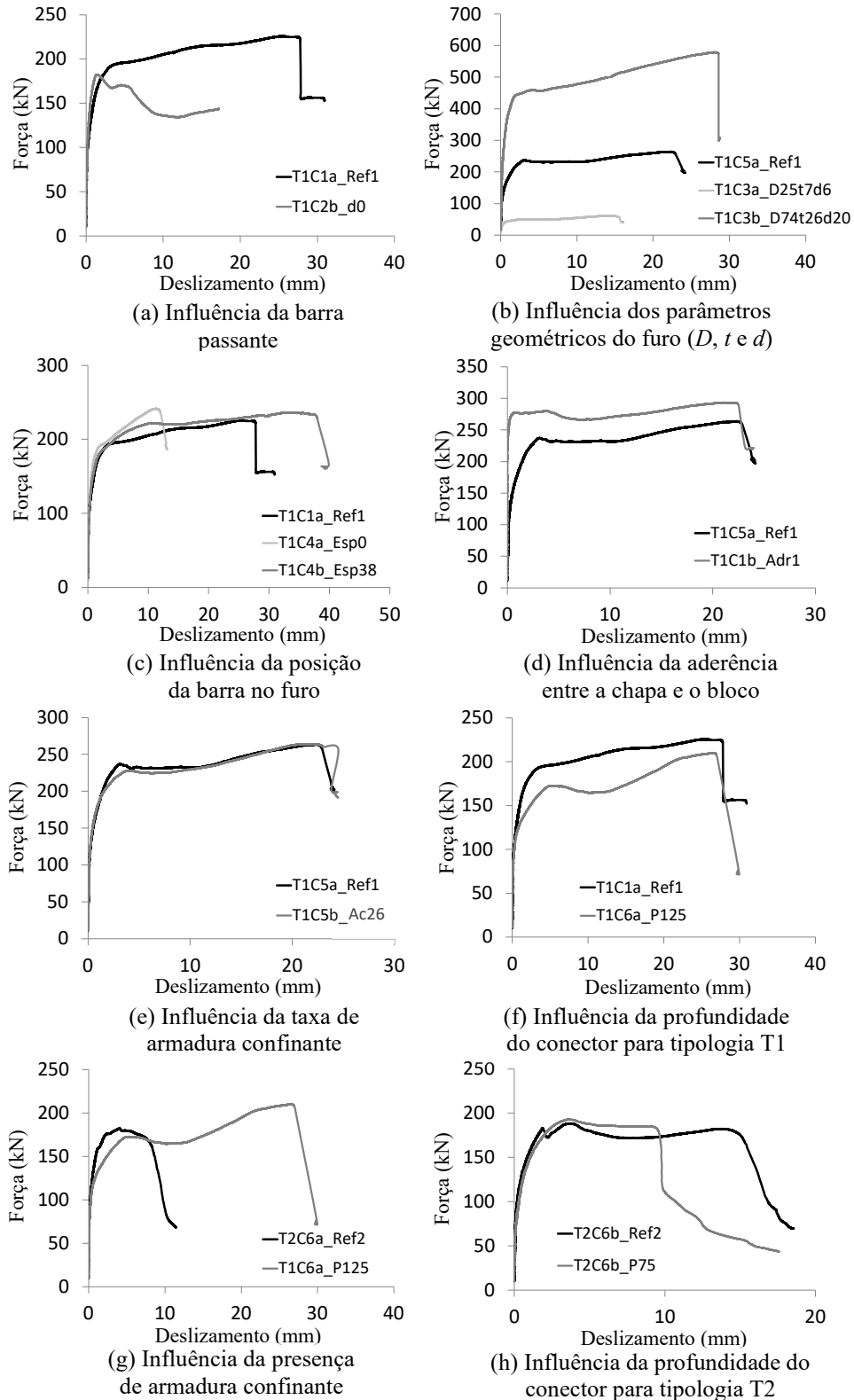


Figura 3.12: Gráficos comparativos.

4

INVESTIGAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS

4.1 Considerações Iniciais

Buscando aprofundar o conhecimento a respeito dos mecanismos de funcionamento dos conectores FPCB e estudar a influência do grau de confinamento no comportamento desses conectores, foi feito um trabalho de simulação dos ensaios por método dos elementos finitos (MEF) e um estudo paramétrico em que se observou a resposta do conector frente a variações nas seguintes propriedades geométricas de entorno: 1) profundidade do conector p e 2) taxa de armadura confinante A_c .

O trabalho partiu da simulação dos ensaios dos protótipos T1C1a_Ref1, T1C6a_p125 e T2C6a_Ref2, os quais diferem entre si quanto à profundidade e a taxa de armadura confinante, tendo o protótipo T1C6a_p125 como o ponto central, que possui características em comum tanto com o T1C1a_Ref1 (a taxa de armadura confinante), quanto com o T2C6a_Ref2 (a profundidade). Em seguida, com os três modelos numéricos validados, realizaram-se variações na profundidade e na taxa de armadura confinante, partindo do protótipo T1C6a_p125, visando obter curvas relacionando a capacidade resistente P_R e a capacidade de deslizamento s_u com tais propriedades.

4.2 Construção dos Modelos Numéricos

Os modelos em MEF foram construídos utilizando o software ABAQUS (Simulia, 2013). Os modelos são compostos por uma chapa com furo, uma barra passante, um bloco de concreto, e a armadura do bloco, podendo essa ser armadura confinante (tipologia T1) ou armadura de costura (tipologia T2). Na Figura 4.1, apresenta-se a geometria típica dos modelos e todas as suas partes constituintes. Deve-se destacar que, dada a simetria dos protótipos, modelou-se apenas uma metade deles, restringindo-se deslocamentos perpendiculares ao plano de simetria.

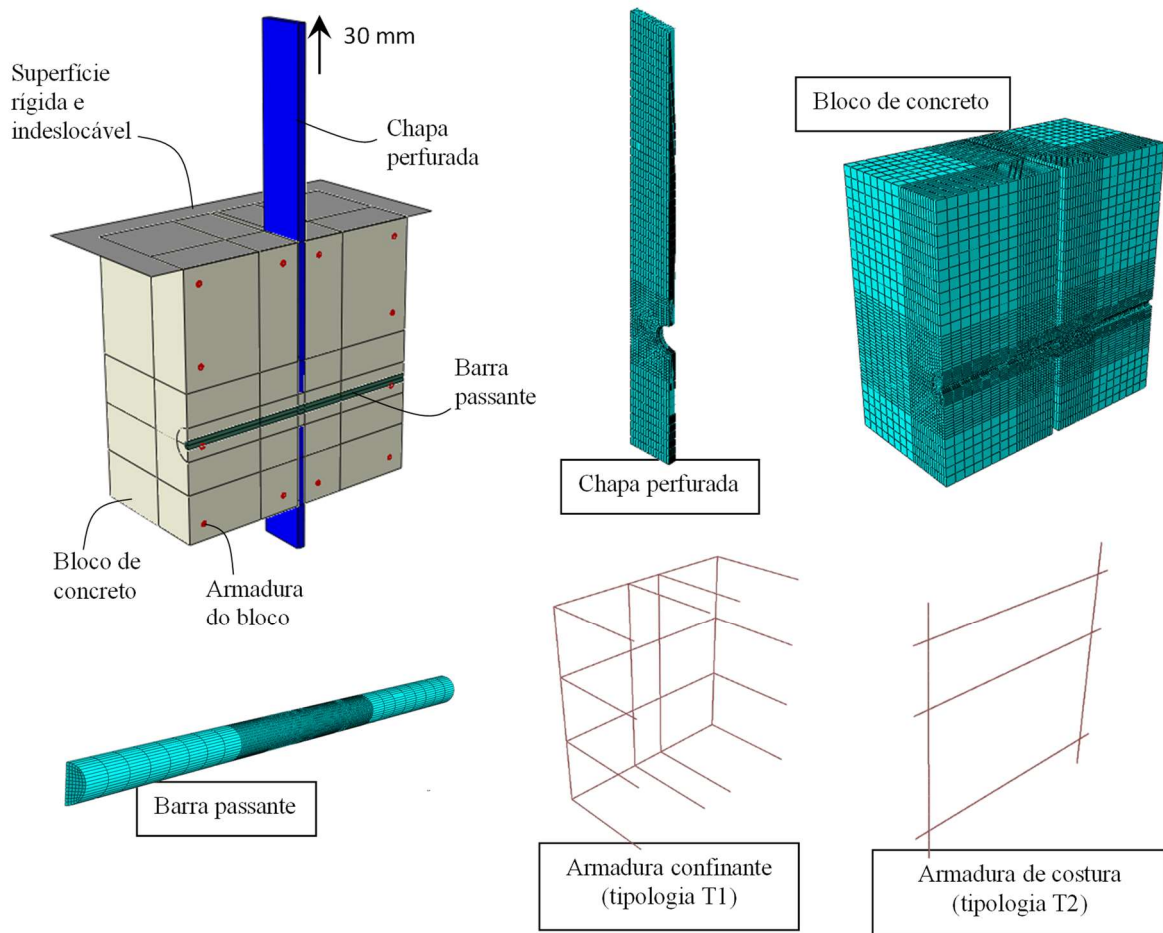


Figura 4.1: Geometria geral do modelo numérico e de suas partes constituintes.

A chapa de aço, a barra passante e o bloco de concreto foram modelados utilizando elementos sólidos C3D8R e a armadura do bloco foi modelada utilizando elementos unidimensionais T3D2. A superfície que restringe o bloco de concreto foi definida como indeformável, utilizando a ferramenta *Rigid Surface* e foi vinculada em todos os seus graus de liberdade a um ponto de referência fixo. O topo da chapa perfurada foi vinculado a um ponto de referência ao qual se aplicou um deslocamento vertical de 30 mm no sentido do arrancamento da chapa. Pares de contato foram definidos entre a superfície rígida e o topo do bloco de concreto e entre a chapa perfurada e o concreto. Atribuiu-se para esses contatos entre superfícies um coeficiente de atrito de 0,1 e definiu-se como *Hard* o comportamento normal. Um *constraint* do tipo *Tie* foi definido entre a barra passante e o concreto. Um *constraint* do tipo *Embedded Region* foi definido entre a armadura de entorno e o concreto. O método de análise utilizado foi o *Dynamic Explicit*. Para garantir que o modelo se comportasse como quase-estático, definiu-se um tempo de 1500 s e aplicou-se a função de amplitude *Smooth* para aplicação do deslocamento de 30 mm. Para reduzir o tempo de

processamento do modelo foi utilizado o artifício *Mass Scaling* disponibilizado pelo ABAQUS (Simulia, 2013). Para todos os modelos, verificou-se, ao final do processamento, um nível desprezível de forças inerciais.

4.3 Definição e calibração dos materiais

4.3.1 Concreto

O comportamento do concreto foi simulado utilizando o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*, que permite simular o comportamento não linear com concreto em estado triaxial de deformações. A partir dos resultados de f_{cm} e f_{ctm} dos ensaios de caracterização do material, apresentados na Tabela 3.2, utilizou-se a formulação da norma EN 1992-1-1:2004 para definir a curva tensão-deformação do concreto à compressão ($\varepsilon \times \sigma_c$), inserindo-se um prolongamento à curva correspondente ao amolecimento do concreto, conforme Pavlović (2013), e a formulação de Cornelissen *et al.* (1986) para a curva definir a curva tensão-abertura de fissura ($w \times \sigma_t$) do concreto à tração. Definiu-se também, curvas de dano à tração ($d_t = 1 - \sigma_t/f_{ctm}$) e à compressão ($d_c = 1 - \sigma_c/f_{cm}$) para se obter as respostas de fissuração e esmagamento do concreto. Na Tabela 4.1 e Figura 4.2, apresentam-se, para o concreto C1a, as curvas mencionadas e demais inputs do modelo. Os valores apresentados são resultado de um trabalho de calibração visando a melhor aproximação dos resultados experimentais.

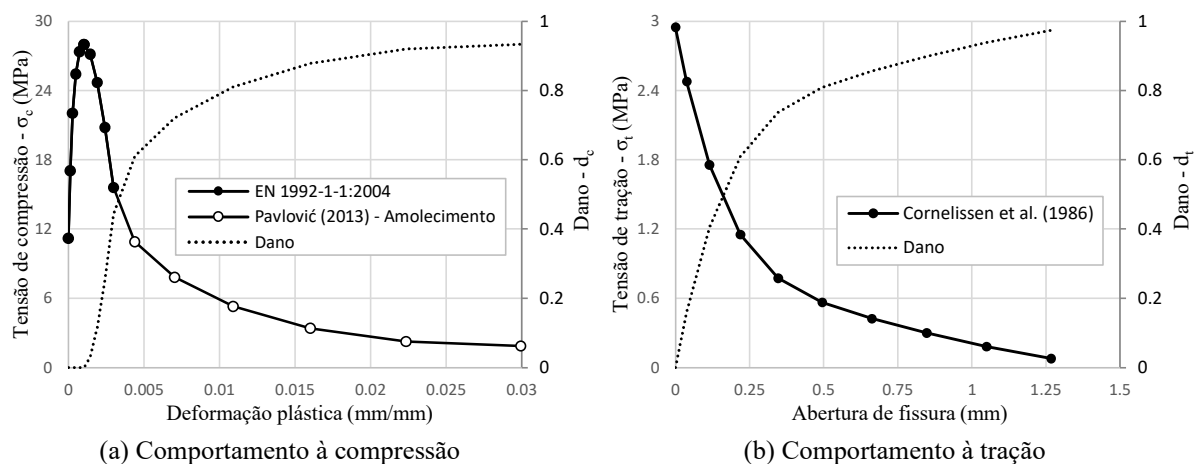


Figura 4.2: Curvas para definição do comportamento do concreto C1a em regime plástico.

Tabela 4.1: Definições do modelo para o concreto C1a.

Propriedades do concreto		Reg. plástico compressão			Reg. plástico tração		
		ε_{pl}	σ_c	d_c	w	σ_t	d_t
Densidade - γ_c	2400 kg/m ³	0,000	11,200	0,000	0,000	2,950	0,000
Módulo de elasticidade - E_c	29962 MPa	0,000	17,053	0,000	0,038	2,478	0,160
Coefficiente de Poisson - ν	0,2	0,000	22,031	0,000	0,114	1,755	0,405
Resistência à compressão - f_{cm}	27,98 MPa	0,000	25,426	0,000	0,219	1,153	0,609
Resistência à tração - f_{ctm}	2,95 MPa	0,001	27,375	0,000	0,346	0,775	0,737
Abertura crítica de fissura - w_c	1,5 mm	0,001	27,980	0,000	0,495	0,564	0,809
Parâmetros <i>Concrete Damaged Plasticity</i>		0,001	27,149	0,030	0,662	0,424	0,856
<i>Dilation Angle</i>	30	0,002	24,704	0,118	0,848	0,299	0,899
<i>Eccentricity</i>	0,1	0,002	20,812	0,257	1,050	0,180	0,939
f_{b0}/f_{c0}	1,1	0,003	15,602	0,443	1,267	0,078	0,974
K_c	0,9	0,004	10,895	0,611			
<i>Viscosity Parameter</i>	0.00025	0,007	7,824	0,721			
		0,011	5,303	0,811			
		0,016	3,411	0,878			
		0,022	2,242	0,920			
		0,030	1,867	0,933			
		0,053	1,378	0,951			
		0,077	0,889	0,968			
		0,100	0,400	0,986			

4.3.2 Aço

O modelo é composto por três partes de aço, a barra passante, a armadura do bloco e a chapa. Como a armadura do bloco e a chapa permaneceram em regime elástico nos ensaios, definiram-se os materiais dessas partes de forma simplificada como elastoplástico perfeito, atribuindo a eles apenas as propriedades apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Definições do modelo para os aços da chapa e armaduras de entorno.

Propriedades	Armadura de confinamento CA50	Armadura de costura CA50	Chapa CIVIL 350
Densidade - γ_a (kg/m ³)		7860	
Módulo de elasticidade - E_a (MPa)		200000	
Coefficiente de Poisson - ν		0,3	
Resistência ao escoamento - f_y (MPa)	592	580	350

Quanto ao aço da barra passante, como essa parte é mobilizada até a ruptura nos ensaios, buscou-se representar o comportamento plástico desse material com maior nível de detalhe. Simulou-se o aço da barra passante utilizando os modelos *Ductile Damage* e *Shear Damage*, tendo-se utilizado a curva média força-alongamento dos ensaios de caracterização do aço

(Figura 3.5) para calibrar o modelo. Na Tabela 4.3 e Figura 4.3, apresentam-se inputs e as curvas para definição do comportamento do aço da barra no modelo. Os valores apresentados são resultado de um trabalho de calibração visando a melhor aproximação dos resultados experimentais. O processo para obtenção das curvas tensão-deformação localizada e de evolução do dano são apresentadas no Apêndice B. A curva de iniciação do dano foi definida conforme Rice & Tracey (1969). Os parâmetros referentes ao modelo *Shear Damage* foram definidos conforme Pavlović (2013). Na Figura 4.4, apresenta-se o resultado da simulação dos ensaios de tração da barra de aço, obtido após o trabalho de calibração.

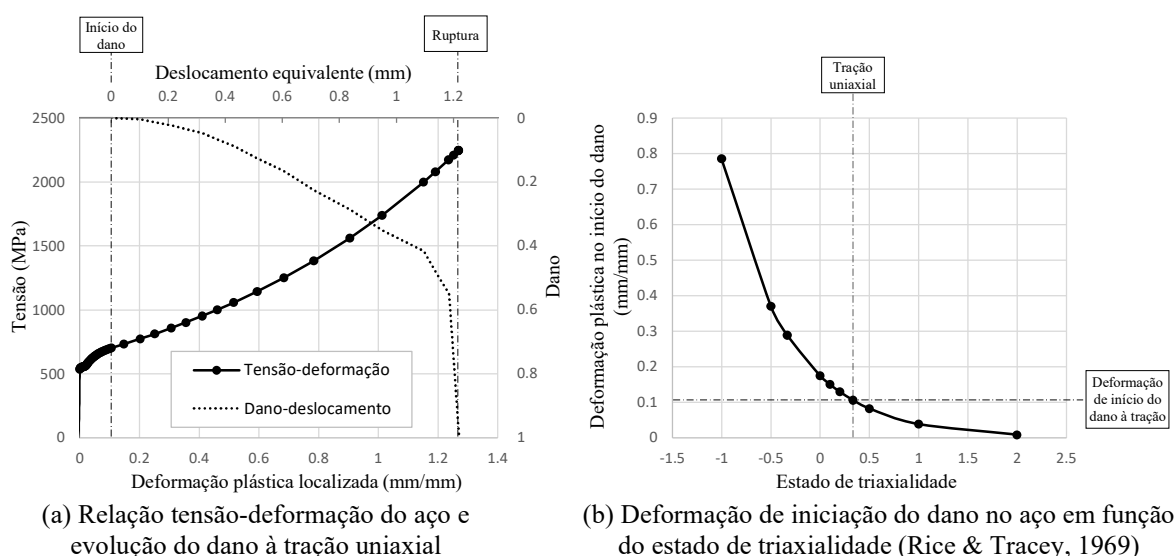


Figura 4.3: Curvas para definição do comportamento do aço da barra passante de 12,5 mm de diâmetro.

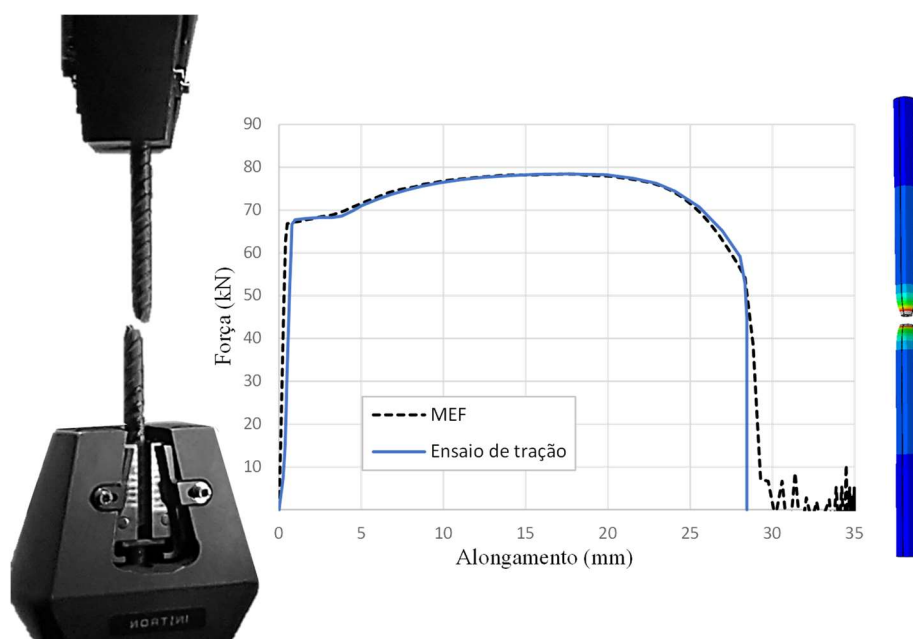


Figura 4.4: Simulação dos ensaios de tração da barra passante de 12,5 mm de diâmetro para calibração do modelo *Ductile Damage*.

Tabela 4.3: Definições do modelo para o aço da barra passante de 12,5 mm de diâmetro.

Propriedades do aço					Reg. plástico	
Densidade - γ_a (kg/m ³)	7860 kg/m ³				$\bar{\sigma}$	ε_{pl}
Módulo de elasticidade - E_a (MPa)	200000 MPa				537,3	0,000
Coefficiente de Poisson - ν	0,3				554,0	0,008
Resistência ao escoamento- f_y (MPa)	535 MPa				570,6	0,022
Resistência à ruptura - f_u (MPa)	629 MPa				589,0	0,028
					606,0	0,034
					623,7	0,042
<i>Ductile Damage</i>					641,0	0,051
Evolução do dano		Iniciação do dano			657,6	0,062
D_i	u_{pl}	$\bar{\varepsilon}_{pl0}$	θ_T	<i>Rate</i>	673,5	0,074
0,000	0,000	0,785	-1,000	0,001	673,5	0,074
0,002	0,044	0,371	-0,500	0,001	689,0	0,089
0,004	0,102	0,289	-0,333	0,001	703,0	0,106
0,013	0,152	0,175	0,000	0,001	733,0	0,148
0,023	0,210	0,151	0,100	0,001	774,5	0,203
0,035	0,262	0,130	0,200	0,001	812,6	0,251
0,047	0,319	0,106	0,333	0,001	858,8	0,306
0,067	0,372	0,083	0,500	0,001	902,1	0,356
0,087	0,429	0,039	1,000	0,001	952,8	0,410
0,127	0,512	0,009	2,000	0,001	1001,8	0,460
0,166	0,606				1058,3	0,515
0,226	0,711				1144,7	0,594
0,287	0,837				1252,0	0,683
0,352	0,951				1384,0	0,784
0,417	1,096				1560,9	0,904
0,483	1,139				1739,6	1,012
0,550	1,185				1997,6	1,151
1,000	1,220				2079,2	1,191
					2173,6	1,235
<i>Shear Damage</i>					2209,4	1,251
Evolução do dano		Iniciação do dano			2245,3	1,267
$u_{plf,S}$	α	$\bar{\varepsilon}_{pl0,S}$	θ_T	<i>Rate</i>	2173,6	1,235
0,300	0,700	0,080	1,732	0,001	2247,2	1,268

4.4 Validação dos Modelos Numéricos

O processo iterativo de calibração foi realizado buscando chegar a uma configuração única para o conjunto de parâmetros que compõem os modelos numéricos, capaz de proporcionar aproximação satisfatória para todos os três ensaios experimentais, T1C1a_Ref1, T1C6a_p125 e T2C6a_Ref2. Na Figura 4.5, são apresentadas as curvas força-deslizamento numéricas obtidas ao final desse processo, sobrepostas às curvas experimentais. Conforme se observa, foi possível chegar a tal configuração de parâmetros. Na Tabela 4.4, são comparados os valores numéricos e experimentais de capacidade resistente P_R e capacidade de deslizamento s_u .

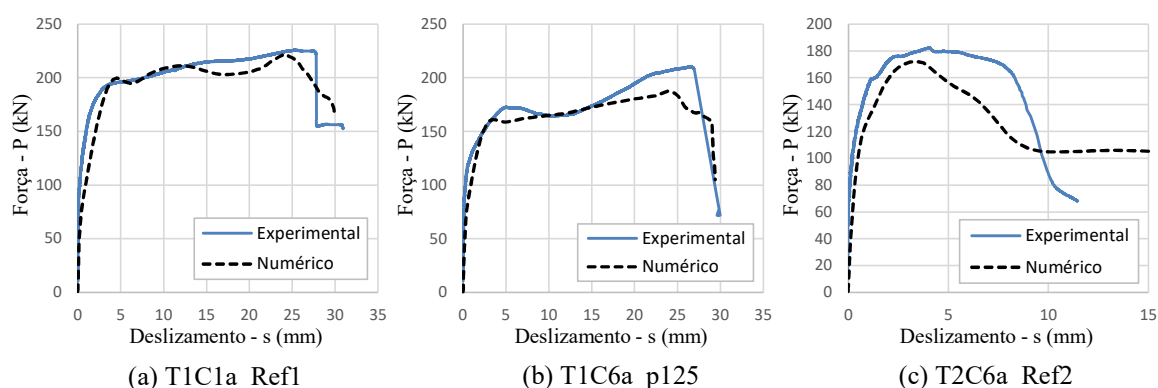


Figura 4.5: Sobreposição das curvas numéricas e experimentais.

Tabela 4.4: Valores numéricos e experimentais comparados para P_R e s_u .

Protótipo	Experimental		Numérico		Erro	
	P_R (kN)	s_u (mm)	P_R (kN)	s_u (mm)	P_R (%)	s_u (%)
T1C1a_Ref1	226	25,81	222	27,47	2%	6%
T1C6a_P125	210	26,59	187	23,83	11%	10%
T2C6a_Ref2	182	8,14	172	5,16	5%	37%

Nota-se aproximação razoável entre os resultados experimentais e os modelos numéricos, com estes tendo captado de forma satisfatória as mudanças de comportamento do conector, devido às variações de profundidade e disposição da armadura do bloco de concreto. Foi observada, também, uma concordância satisfatória entre as representações gráficas de tensões e de dano dos modelos numéricos e os registros fotográficos realizados ao final dos ensaios experimentais. Comparações são apresentadas na Figura 4.6.

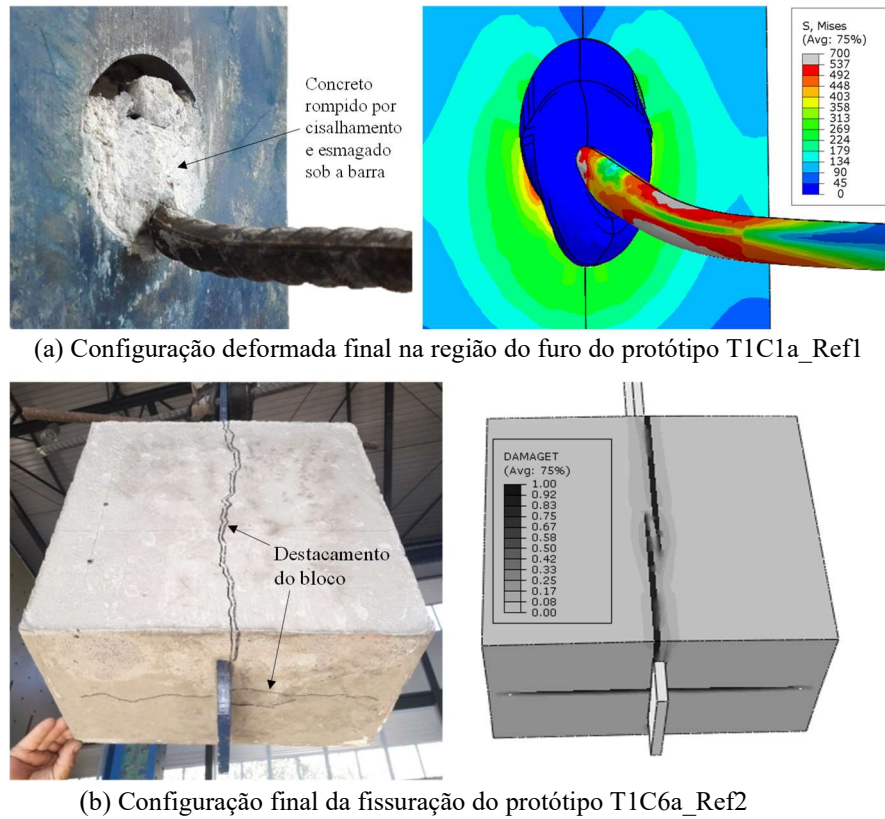


Figura 4.6: Comparação da deformação e fissuração entre modelos numéricos e ensaios experimentais.

4.5 Análise Numérica do Comportamento dos Conectores FPCB em Meio Confinado

Tendo-se validado os modelos numéricos, tomou-se o modelo do protótipo T1C1a_Ref1 para fazer uma análise qualitativa do comportamento dos conectores FPCB em meio confinado, buscando entender os mecanismos de resistência que neles se desenvolvem. Na Figura 4.7, apresentam-se os principais eventos observados ao longo da evolução do deslizamento no modelo numérico, indicando, na curva força-deslizamento, os pontos em que eles ocorrem.

Conforme se observa, o dano à compressão no concreto se inicia dentro do furo entre a barra e a chapa. Em seguida, se inicia o cisalhamento nas interfaces. A partir daí, o dano no concreto se espalha, primeiro de forma contida na região do furo e, a partir de determinado ponto, se alastra rapidamente pelo bloco, solicitando as armaduras de confinamento. Quanto à barra passante, observa-se o escoamento iniciando-se no centro do furo e, em seguida, em duas seções à esquerda e à direita da chapa. Esses pontos de escoamento se espalham formando um mecanismo de rótulas plásticas, o que leva a barra a sofrer aumento na deflexão e a ficar tracionada na região do furo. Por fim, inicia-se o processo de dano no aço, o que leva à ruptura da barra.

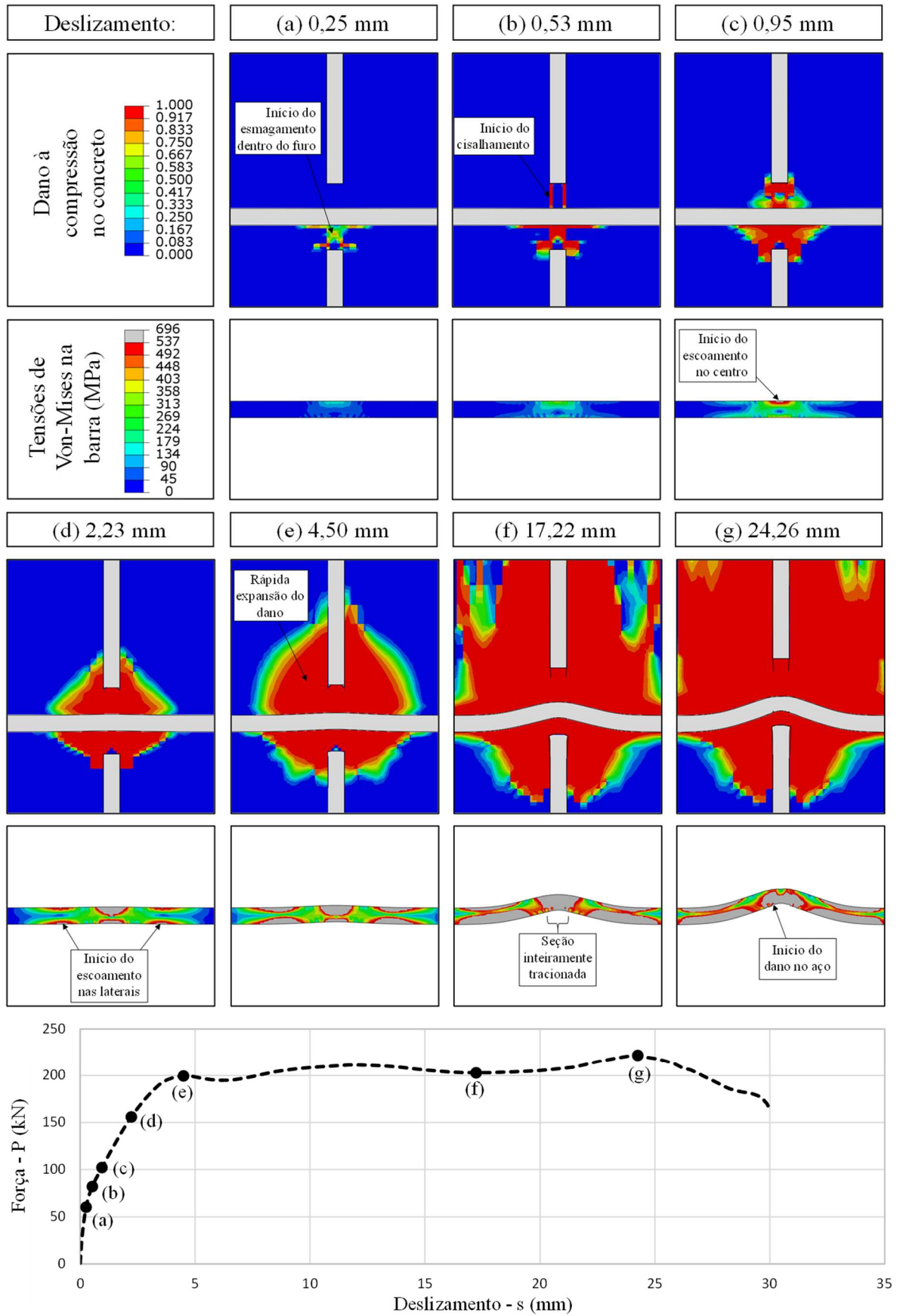


Figura 4.7: Deformação, dano no concreto e escoamento na barra ao longo da evolução do deslizamento.

4.6 Influência do Confinamento no Comportamento dos Conectores FPCB: Análise Paramétrica das Disposições Geométricas de Entorno

Entendendo-se o grau de confinamento de um conector em um elemento misto como uma grandeza dependente de sua profundidade e da área ou taxa de aço que restringe a expansão do concreto à sua volta no sentido transversal à direção da força P , um trabalho de análise paramétrica foi realizado a partir do modelo T1C6a_p125, variando as seguintes disposições geométricas: 1) profundidade p : variou-se a distância entre o centro do conector e a superfície mais próxima do bloco entre 30 e 400 mm; 2) taxa de armadura confinante A_c : variou-se o diâmetro das barras que constituem a armadura de confinamento entre 0 e 17,5 mm. Na Tabela 4.5 apresenta-se o resumo do trabalho paramétrico, com as variações realizadas e os valores de capacidade resistente e capacidade de deslizamento obtidos para cada variação.

Deve-se destacar que esse estudo não propõe quantificar o grau de confinamento de um conector FPCB, visto que essa é uma grandeza difícil de ser medida, dada as inúmeras possibilidades de aplicação desses conectores e, conseqüentemente, a grande variabilidade das disposições geométricas em seu entorno (Figura 1.2). O que se propõe aqui é discutir o grau de confinamento em termos da profundidade do conector e da taxa de armadura confinante em ensaios do tipo *plug-in*, buscando estimar limites mínimos ou referências para essas propriedades geométricas para que se possa caracterizar um conector FPCB como confinado, isto é, que tenha modo de falha não associado à propagação de dano para a superfície do concreto e comportamento mecânico relativamente estável e insensível a variações dimensionais à sua volta.

Nos subitens seguintes, discute-se, primeiro a influência da profundidade e da taxa de armadura confinante de forma separada e, em seguida, a influência do grau de confinamento como uma grandeza dependente de ambas essas variáveis.

Tabela 4.5: Análise paramétrica do modelo T1C6a_p125: variação da profundidade e taxa de armadura confinante.

Modelo		Profundidade do conector	Taxa de armadura confinante	Capacidade resistente	Capacidade de deslizamento
		p (mm)	A_c (mm ² /mm)	P_R (kN)	s_u (mm)
1	T1C6a_p125	125	0,65	187,4	26,9
2	T1C6a_p400	400	0,65	246,3	25,8
3	T1C1a_Ref1	200	0,65	222,0	27,2
4	T1C6a_p150	150	0,65	208,2	27,2
5	T1C6a_p100	100	0,65	161,0	28,7
6	T1C6a_p75	75	0,65	142,4	29,4
7	T1C6a_p30	30	0,65	87,6	29,8
8	T2C6a_Ac200	125	2,00	190,0	27,7
9	T2C6a_Ac100	125	1,00	190,5	27,5
10	T2C6a_Ac26	125	0,26	185,2	22,0
11	T2C6a_Ac13	125	0,13	146,4	3,8
12	T2C6a_Ac7	125	0,07	139,4	2,8
13	T2C6a_Ref2	125	0,00	127,7	2,2

* Variações geométricas destacadas em cinza

4.6.1 Variação da profundidade

Mantendo-se constante a taxa de armadura confinante igual a 0,65 mm²/mm e variando a profundidade do conector, observa-se que a capacidade de deslizamento do conector praticamente não se altera, descrevendo um patamar com inclinação levemente descendente no gráfico $p \times s_u$. Quanto à capacidade resistente, observa-se, para $30 \leq p < 150$ mm, uma grande sensibilidade da capacidade resistente à profundidade do conector, e, para $p \geq 150$ mm, observa-se a estabilização do comportamento do conector, com a curva $p \times P_R$ tendendo a um patamar com inclinação levemente ascendente. Desse ponto em diante, são necessários aumentos drásticos na profundidade para que se observe aumento expressivo de P_R , conforme Figura 4.8.

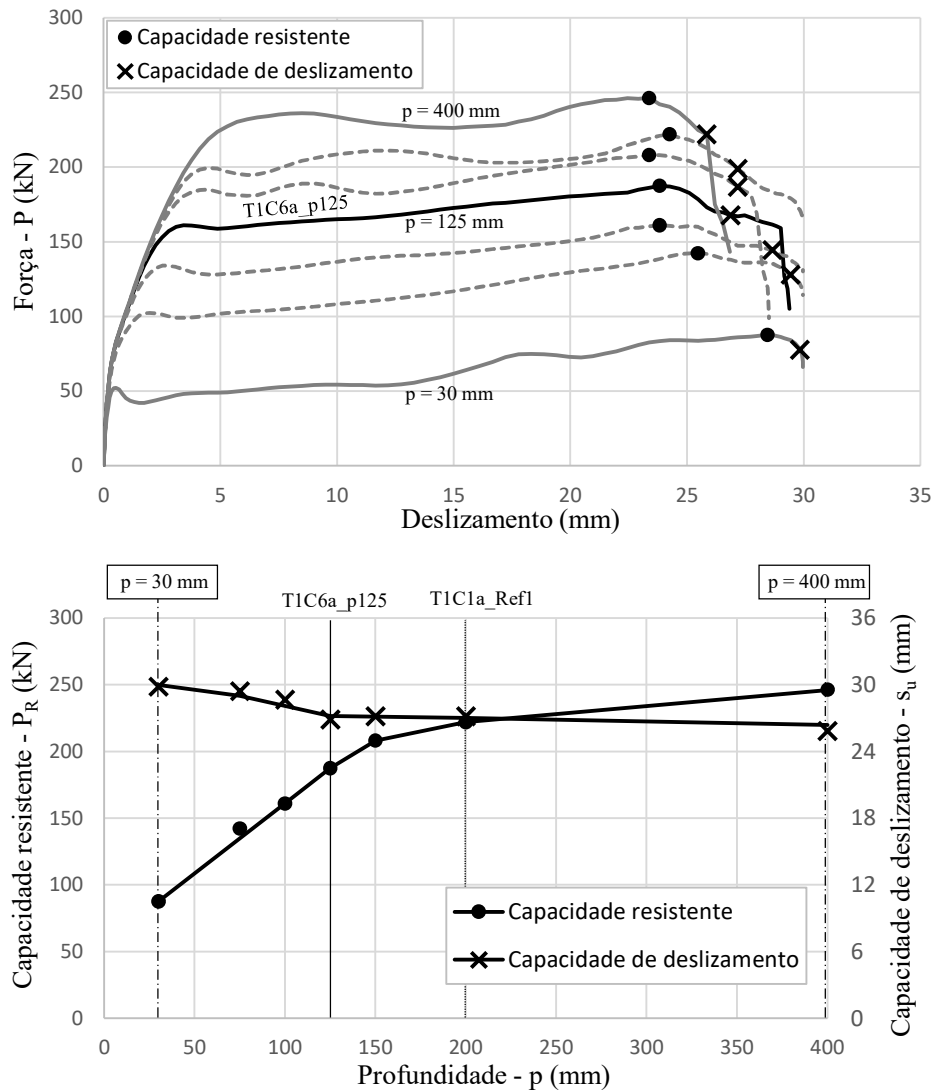


Figura 4.8: Variação da profundidade do conector p a partir do protótipo T1C6a_p125 e análise da influência na curva força-deslizamento, na capacidade resistente e na capacidade de deslizamento.

4.6.2 Variação da taxa de armadura confinante

Mantendo-se constante a profundidade igual a 125 mm e variando a taxa de armadura confinante, é possível, observando a variação da capacidade de deslizamento s_u , identificar o ponto aproximado em que ocorre mudança do modo de falha do conector, com este passando de frágil para dúctil. Para $Ac \leq 0,13 \text{ mm}^2/\text{mm}$, tem-se capacidade de deslizamento $s_u \approx 3 \text{ mm}$ (frágil), no intervalo $0,13 < Ac < 0,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$ a capacidade de deslizamento cresce subitamente e tende a se estabilizar em $s_u \approx 27 \text{ mm}$ (dúctil). Pode-se, portanto, inferir que, para $Ac \leq 0,13 \text{ mm}^2/\text{mm}$, o conector tem a propagação do dano no concreto como modo de falha, para $Ac \geq 0,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$ o conector passa a conseguir mobilizar a barra passante até sua ruptura, com a armadura confinante sendo capaz de restringir a propagação do dano no concreto. Quanto à capacidade resistente P_R , nota-se um aumento mais gradual, de

aproximadamente 128 para 190 kN, com a estabilização de P_R iniciando-se para $Ac \approx 0,26$ mm²/mm, conforme Figura 4.9.

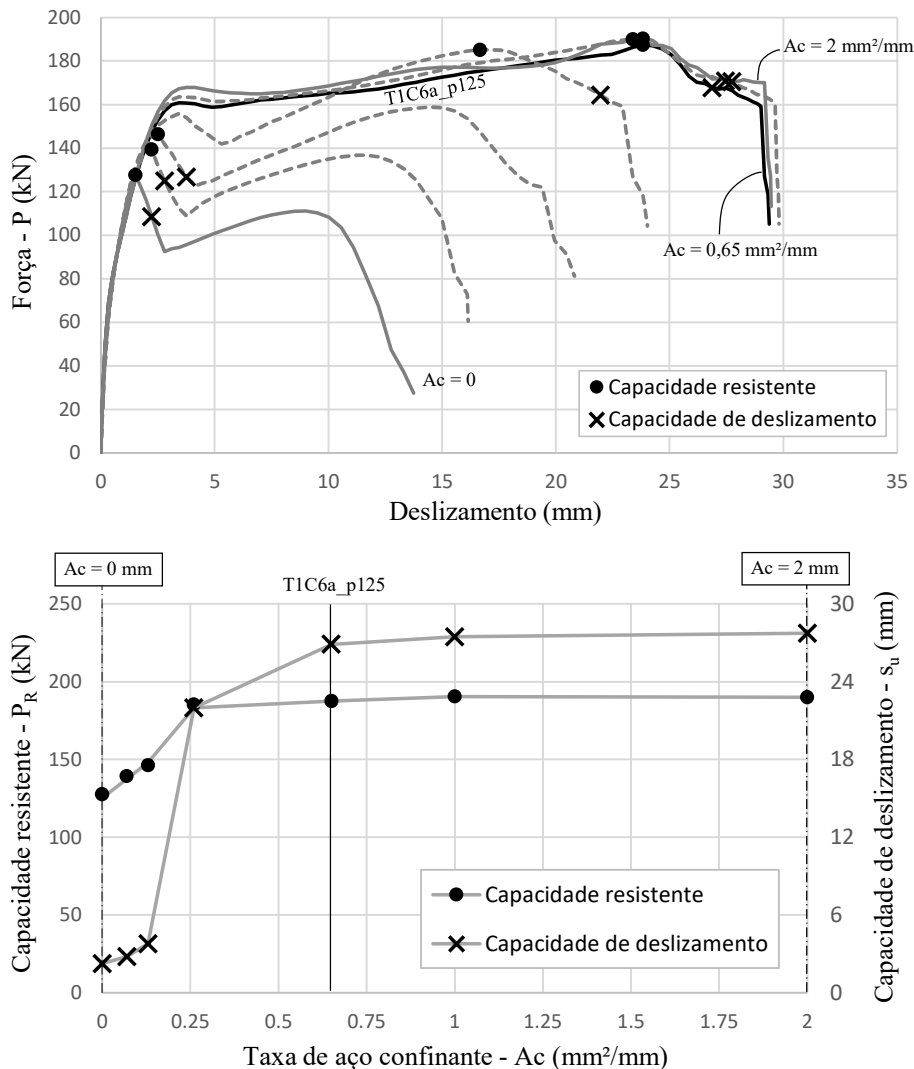


Figura 4.9: Variação da taxa de armadura confinante Ac a partir do protótipo T1C6a_p125 e análise da influência na curva força-deslizamento, na capacidade resistente e na capacidade de deslizamento.

4.6.3 Análise da variação de comportamento do conector FPCB em função do grau de confinamento

A partir das variações geométricas realizadas, é possível se ter uma noção da resposta dos conectores FPCB frente a variações no grau de confinamento. Os dados da análise paramétrica são compilados na Figura 4.10, onde as curvas de para variação de Ac e para variação de p são sobrepostas com os valores de p e Ac normalizados em relação ao protótipo T1C6a_p125 ($Ac = 0,65$ mm²/mm; $p = 125$ mm). Dessa forma, pode-se, de forma qualitativa, visualizar P_R e s_u como função do grau de confinamento do conector.

Observando a Figura 4.10, pode-se inferir que: 1) abaixo do grau de confinamento observado no modelo T2C6a_Ac13 ($Ac \leq 0,13 \text{ mm}^2/\text{mm}$; $p \leq 125 \text{ mm}$) o conector estudado apresenta comportamento frágil, com o limite de resistência controlado pelo concreto, sendo classificado como não confinado; 2) acima do grau de confinamento observado no modelo T1C6a_p150 ($Ac \geq 0,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$; $p \geq 150 \text{ mm}$) o conector apresenta comportamento dúctil, com o limite de resistência controlado pela barra passante, com capacidade de deslizamento estável e capacidade resistente podendo aumentar para elevação drástica do grau de confinamento, sendo classificado como confinado; 3) para grau de confinamento entre os observados nos modelos T2C6a_Ac13 e T1C6a_p150, o conector pode apresentar ruptura da barra passante como modo de falha. Contudo, seu comportamento mecânico será muito sensível às disposições geométricas do entorno. Pode ocorrer, também, modo de falha misto, com a ruptura da barra sendo acompanhada de dano ao elemento de concreto. Para essa faixa de grau de confinamento, classifica-se o conector como em transição entre não confinado e confinado.

Tem-se, portanto, para a caracterização de um conector FPCB quanto ao confinamento, dois pares $[Ac; p]$ de referência, $[0,13; 125]$ e $[0,65; 150]$, os quais delimitam a faixa de transição entre o regime confinado e o não confinado na Figura 4.10. Expandindo o estudo aqui realizado para um grande número de variações de profundidade e armadura confinante, com novos ensaios experimentais e simulações numéricas, pode-se chegar a um diagrama de interação $Ac \times p$ que permita definir, para qualquer combinação de Ac e p , se o conector trabalhará em regime confinado, não confinado ou em um regime de transição, ficando esse trabalho como uma sugestão no item 6.2.

Para o presente trabalho, cujo objetivo é estudar o conector FPCB em regime confinado, a análise paramétrica realizada é suficiente para caracterizar como confinados os protótipos experimentais de tipologia T1 desse trabalho, com exceção dos protótipos T1C6a_p125, em que $p = 125 < 150 \text{ mm}$, e T1C5b_Ac26, em que $Ac = 0,26 < 0,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Contudo, o protótipo T1C5b_Ac26 tem profundidade $p = 200 > 150 \text{ mm}$ o que lhe confere comportamento confinado, conforme se verifica na análise comparativa do item 3.6(e). Quanto aos ensaios *plug-in* da literatura apresentados no item 2.2, exceto pelos protótipos de Su *et al.* (2014), cuja taxa de armadura confinante não é conhecida, todos eles atendem às condições $Ac \geq 0,65 \text{ mm}^2/\text{mm}$ e $p \geq 150 \text{ mm}$, podendo-se, portanto, caracterizá-los como confinados.

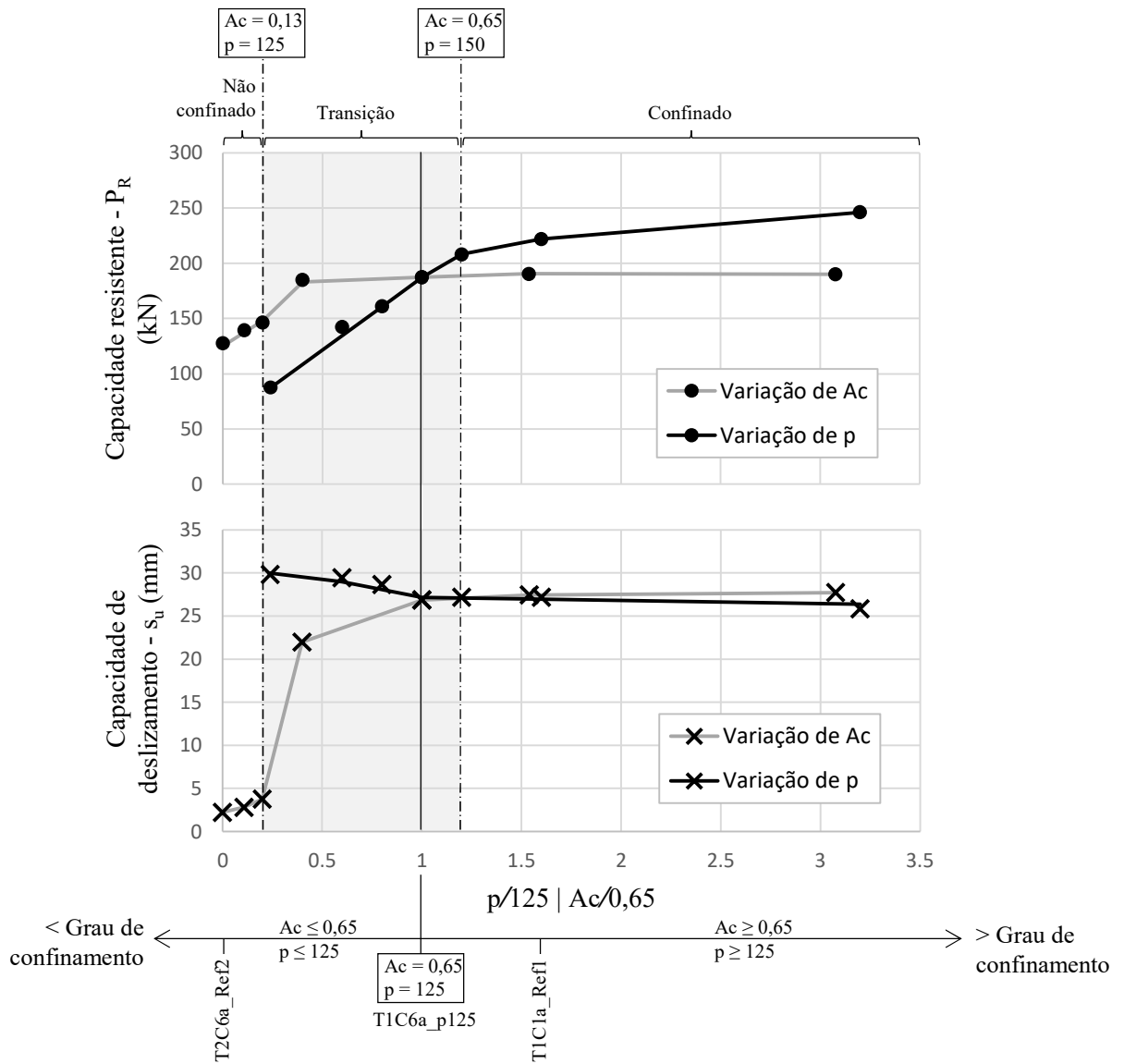


Figura 4.10: Variação da profundidade p e da taxa de armadura confinante Ac a partir do protótipo T1C6a_p125: caracterização do conector como confinado ou não confinado.

5

MODELO ANALÍTICO

5.1 Considerações Iniciais

Tendo em vista todas as observações experimentais e numéricas realizadas neste e em outros trabalhos da literatura, foi proposto um modelo analítico que visa descrever o comportamento dos conectores FPCB em meio confinado expressando-o em uma curva força-deslizamento. O modelo foi fundamentado nas seguintes formulações teóricas: 1) Modelo clássico de viga sobre apoio elástico; 2) Equação de Soroushian *et al.* (1987) para estimativa da rigidez do apoio elástico; 3) Modelo de Sørensen *et al.* (2017) para descrição do efeito de pino de uma armadura em regime plástico com grande deslocamento e formação de catenária; 4) Formulação do CEB-FIP *Model Code 90* (1993) para descrição da relação força-deslizamento de uma interface cisalhada; 5) modelo de Zapfe (2001) para previsão da capacidade resistente de conexões tipo *composite dowels*. O modelo foi calibrado com os resultados de ensaios de FPCB em situação confinada tanto deste trabalho como dos trabalhos de Su *et al.* (2014), He *et al.* (2016), Xiao *et al.* (2016) e Nakajima & Nguyen (2016). Tendo como dados de entrada o diâmetro do furo (D), o diâmetro da barra passante (d), a espessura da chapa (t), a distância entre a barra e a borda comprimida do furo (e_0), a resistência do concreto (f_c), e as resistências ao escoamento e à ruptura do aço da barra (f_y e f_u), o modelo se mostrou capaz de estimar, com boa precisão, a capacidade resistente e a capacidade de deslizamento da conexão para uma ampla gama de valores das propriedades geométricas e de material. Na Figura 5.1, são apresentados os dados de entrada do modelo.

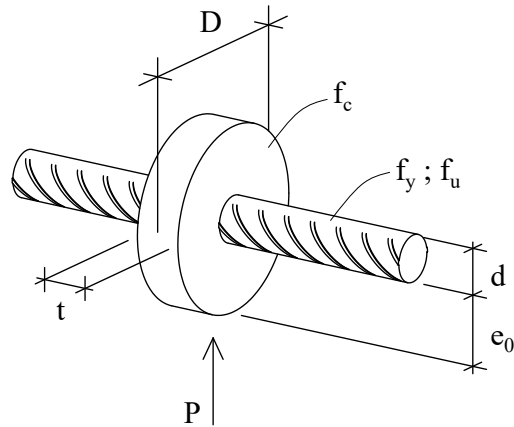


Figura 5.1: Dados de entrada do modelo analítico

5.2 Representação do Comportamento Mecânico dos Conectores FPCB em Meio Confinado

5.2.1 Componentes de força e de deslocamento

O modelo analítico proposto descreve o comportamento dos conectores FPCB a partir da combinação das relações força-deslocamento de cada elemento isolado que constitui a conexão. Convém compreender como se dá essa combinação antes de se iniciar a análise de cada elemento isolado. Para tanto, deve-se distinguir as componentes de deslocamento que, somadas, resultam no deslizamento total (s), e as componentes de força que, somadas, resultam na força total resistida pelo conector (P).

5.2.1.1 Componentes de força

A força total resistida por um FPCB (P) é dada pela soma da força transversal resistida pela barra passante (P_b) com a força de cisalhamento (P_{sc}) e atrito (P_{sf}) nas duas interfaces de deslizamento, conforme Figura 5.2.

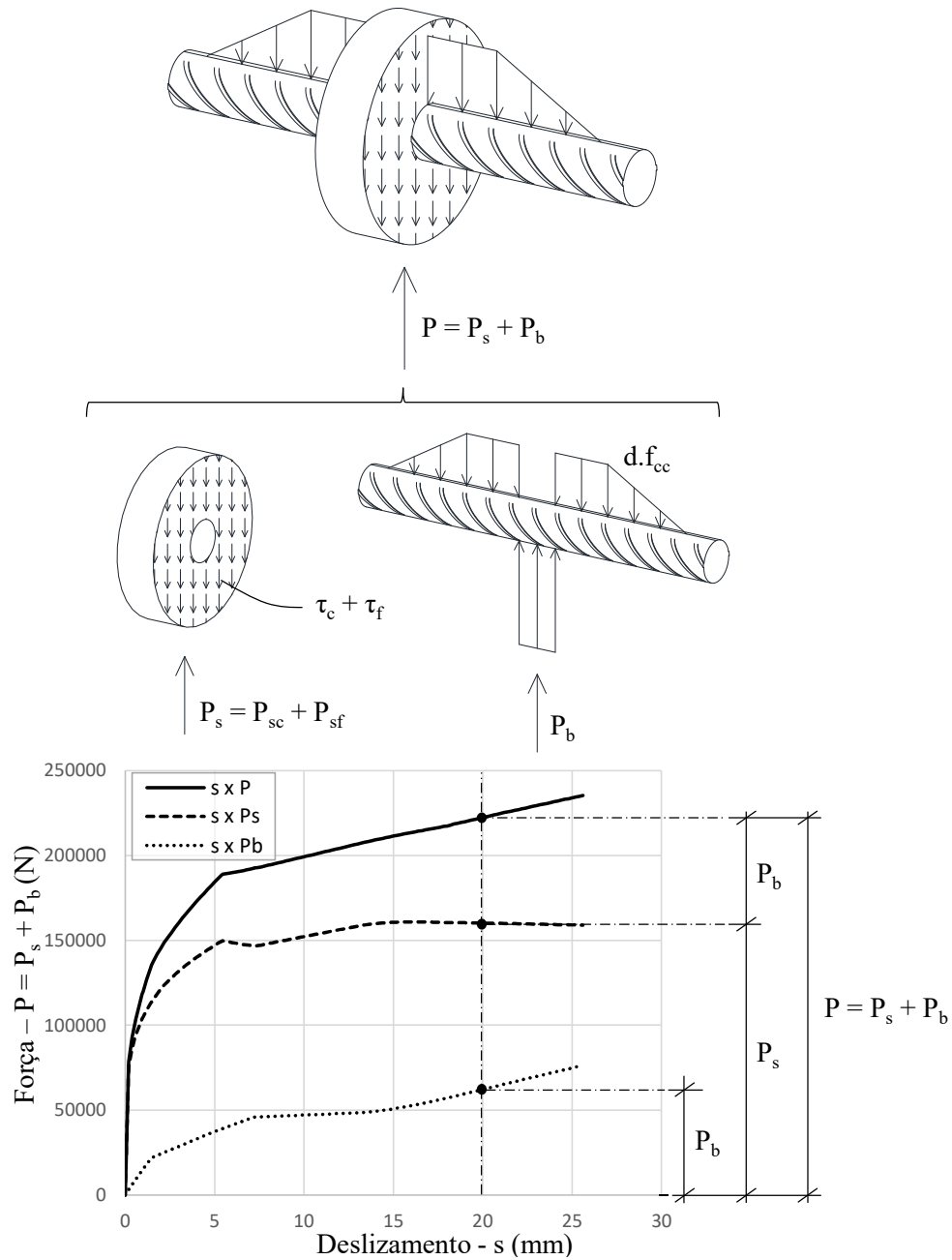


Figura 5.2: Componentes de força de um FPCB: cisalhamento e atrito nas interfaces de deslizamento (P_s) e força transversal resistida pela barra passante (P_b).

5.2.1.2 Componentes de deslocamento

O deslizamento total de um FPCB (s) é dado pela soma da deflexão da barra passante (u) com o encurtamento sofrido pelo concreto comprimido no interior do furo (Δe), conforme Figura 5.3.

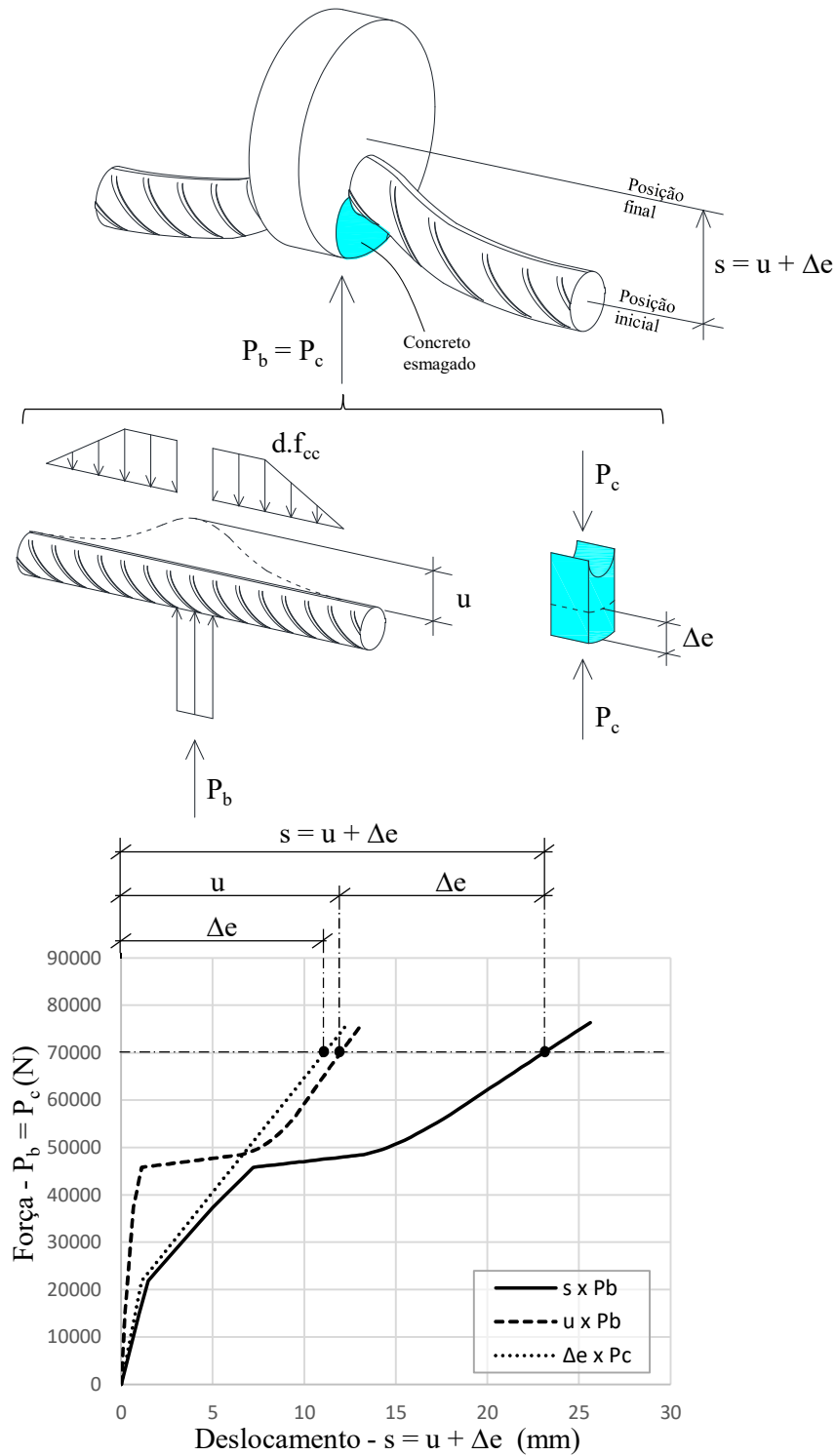


Figura 5.3: Componentes do deslizamento de um FPCB: encurtamento do concreto comprimido no interior do furo (Δe) e deflexão da barra passante (u).

Nos subitens a seguir, apresenta-se todo o desenvolvimento teórico para se chegar às curvas observadas nas figuras 5.2 e 5.3. Todas as curvas apresentadas como exemplo neste e nos próximos subitens se referem ao conector do protótipo experimental T1C1a_Ref1.

5.2.2 Comportamento da barra passante

O comportamento da barra passante é descrito pela curva força-deflexão ($u \times P_b$). Essa curva foi dividida em três estágios distintos (viga sobre apoio elástico, transição, modelo catenária), cada qual descrito por uma formulação específica, conforme Figura 5.4.

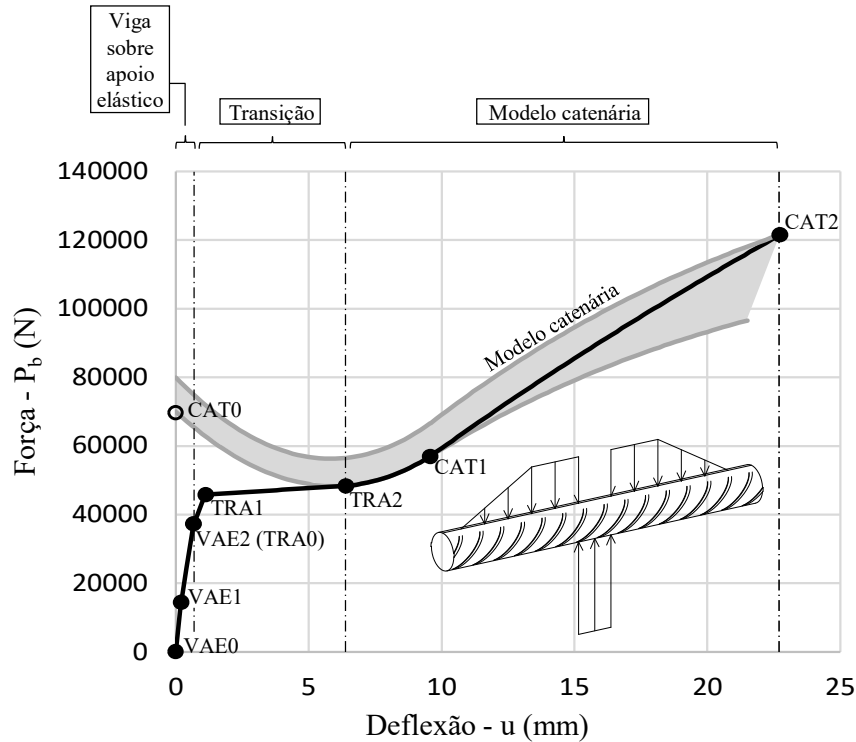


Figura 5.4: Estágios da curva força-deflexão.

5.2.2.1 Estágio inicial: Modelo de viga sobre apoio elástico (VAE)

Este estágio é caracterizado por pequenos deslocamentos e vai do início do carregamento (VAE0) até o início da formação das rótulas plásticas laterais (VAE2), passando pela formação da rótula plástica central (VAE1). Desta forma, divide-se este estágio em dois trechos:

- Primeiro trecho (VAE0 – VAE1)

O modelo VAE é montado da seguinte forma: a barra passante é representada por uma viga que vence um vão de comprimento t (espessura da chapa) no trecho central e se apoia continuamente sobre molas em ambos os lados desse trecho, conforme Figura 5.5. Definida essa configuração do modelo VAE, extraíram-se as equações que definem a rigidez k_{VAE1} do modelo e a força P_{bVAE1} para a qual inicia-se a formação da rótula plástica central. De posse de k_{VAE1} e P_{bVAE1} pode-se obter as equações da deflexão u_{VAE1} , momento fletor M_{VAE1} e esforço

cortante V_{VAE1} na interface de deslizamento. As equações de k_{VAE1} , P_{bVAE1} , u_{VAE1} , M_{VAE1} , V_{VAE1} e são apresentadas a seguir:

$$k_{VAE1} = 24\beta^3 E_a I \frac{\beta t + 2}{\beta^2 t^2 + 6\beta t + 6} \quad (5.1)$$

$$P_{bVAE1} = 24\beta \frac{\beta^2 t^2 + 6\beta t + 12}{\beta t + 2} \cdot M_r \quad (5.2)$$

$$u_{VAE1} = \frac{P_{bVAE1}}{k_{VAE1}} \quad (5.3)$$

$$M_{VAE1} = \frac{P_{bVAE1}(\beta^2 t^2 - 6)}{12\beta(\beta t + 2)} \quad (5.4)$$

$$V_{VAE1} = \frac{P_{bVAE1}}{2} \quad (5.5)$$

sendo $\beta = \left(\frac{Kd}{4E_a I}\right)^{\frac{1}{4}}$ segundo formulação clássica de viga sobre apoio elástico, M_r o momento elástico máximo $M_r = 2f_y I/d$, I o momento de inércia para seção circular $I = \pi d^4/64$, E_a o módulo de elasticidade do aço e K a rigidez (N/mm) por unidade de área (mm²) do apoio elástico do modelo VAE, definido segundo Soroushian *et al.* (1987) pela Eq. 5.6.

$$K = \frac{127\sqrt{f_c}}{d^{\frac{2}{3}}} \left(\frac{N}{mm^3}\right) \quad (5.6)$$

As deduções matemáticas das Eqs. 5.1 a 5.5 são apresentadas no Apêndice C.

- Segundo trecho (VAE1 – VAE2)

O modelo VAE é montado tal como no primeiro trecho, contudo é inserida uma rótula e um par de momentos de sinais opostos e valor igual ao momento plástico da seção M_p no ponto central da barra, conforme Figura 5.5, simulando-se assim o comportamento da barra após a formação da rótula plástica central. Definida essa configuração do modelo VAE, obtém-se as equações que definem a rigidez k_{VAE2} do modelo e a força P_{bVAE2} para a qual inicia-se a

formação das rótulas plásticas laterais. De posse de P_{bVAE2} pode-se extrair as equações da deflexão u_{VAE2} , momento fletor M_{VAE2} e esforço cortante V_{VAE2} na interface de deslizamento. Tendo-se os pares $[u_{VAE1}; P_{bVAE1}]$ e $[u_{VAE2}; P_{bVAE2}]$ pode-se obter a rigidez secante k_{VAE1-2} entre os pontos VAE1 e VAE2. As equações de k_{VAE2} , P_{bVAE2} , u_{VAE2} , M_{VAE2} , V_{VAE2} e k_{VAE1-2} são apresentadas a seguir:

$$k_{VAE2} = \frac{16\beta^3 E_a I}{4 + \beta t} \quad (5.7)$$

P_{bVAE2} é tal que:

$$E_a I \left\{ \left(\frac{4P_{bVAE2} + \beta P_{bVAE2} \cdot t}{8\beta} - M_p \right) e^{-\tan^{-1}\left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{VAE2} \cdot t - 8M_p)}\right)} \cdot \text{sen} \left[\tan^{-1}\left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{VAE2} \cdot t - 8M_p)}\right) \right] + \left(\frac{P_{bVAE2} \cdot t}{8} - M_p \right) e^{-\tan^{-1}\left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{VAE2} \cdot t - 8M_p)}\right)} \cdot \text{cos} \left[\tan^{-1}\left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{VAE2} \cdot t - 8M_p)}\right) \right] \right\} - M_r = 0 \quad (5.8)$$

$$u_{VAE2} = \frac{P_{bVAE2}(4 + \beta t)}{16\beta^3 E_a I} - \frac{M_p}{2\beta^2 E_a I} \quad (5.9)$$

$$M_{VAE2} = \frac{P_{bVAE2} \cdot t}{8} - M_p \quad (5.10)$$

$$V_{VAE2} = \frac{P_{VAE2}}{2} \quad (5.11)$$

$$k_{VAE1-2} = \frac{P_{VAE2} - P_{VAE1}}{u_{VAE2} - u_{VAE1}} \quad (5.12)$$

sendo M_p o momento plástico da seção circular $M_p = f_y d^3 / 6$.

Dada a dificuldade de se isolar algebricamente P_{bVAE2} na Eq. 5.8, no modelo construído nesse trabalho, o valor de P_{bVAE2} é obtido numericamente. As deduções matemáticas das Eqs. 5.7 a 5.12 são apresentadas no Apêndice C.

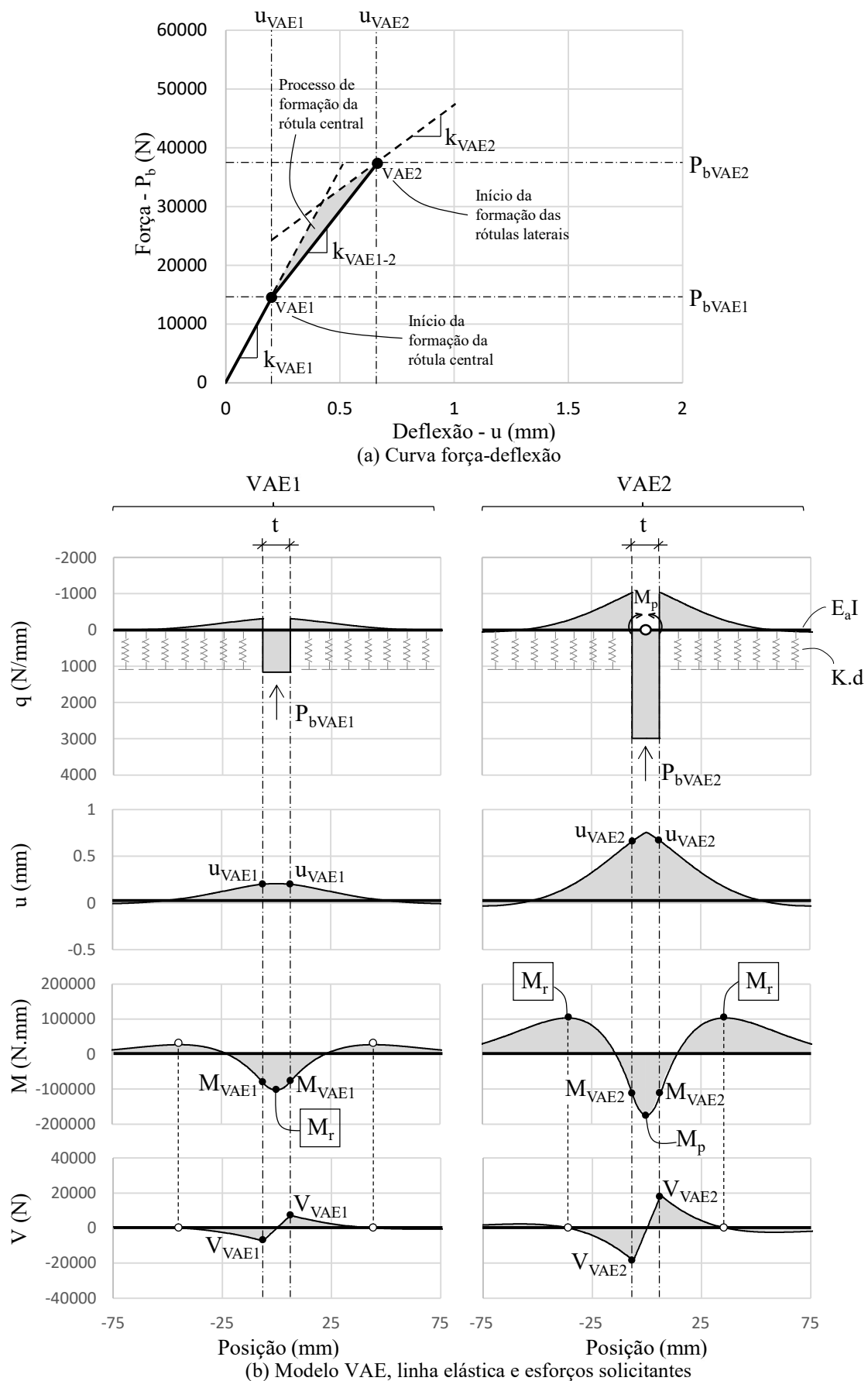


Figura 5.5: Modelo VAE da barra passante em regime de pequenos deslocamentos.

5.2.2.2 Estágio final: Modelo de catenária (CAT)

Este estágio é caracterizado por grandes deslocamentos e descreve o comportamento da barra após a formação de um mecanismo plástico em que tanto a rótula plástica central, como as rótulas laterais já se encontram completamente formadas e o concreto ao redor da barra já se encontra inteiramente plastificado. Ao longo desse estágio, observa-se o esforço de tração (N) tornar-se preponderante em relação ao momento fletor (M) à medida que aumenta a deflexão (u) da barra, até que, no ponto CAT1, inicia-se o regime de catenária pura em que os esforços de momento nas rótulas se anulam e a tração passa a ser o único esforço solicitante entre as interfaces de deslizamento e as rótulas laterais. Esse regime se estende até o ponto CAT2, em que, caso atingido, ocorre a ruptura da barra por tração pura.

- Modelo plástico de segunda ordem para representação do efeito de catenária

O modelo proposto para descrever o comportamento força-deflexão da barra passante no estágio final é uma adaptação do modelo de Sørensen *et al.* (2017) para descrição do efeito de pino de uma armadura em uma junta cisalhada de concreto armado. Braun (2018) também se baseou no modelo de Sørensen *et al.* (2017) para descrever o comportamento de FPCB em vigas do tipo *slim-floor*. Contudo, conforme será mostrado a seguir, o mecanismo plástico nesse trabalho foi definido de forma diferente.

Tal como no trabalho de Sørensen *et al.* (2017), parte-se da proposição de um mecanismo de falha composto por rótulas plásticas e, de forma simplificada, considera-se que todos os deslocamentos resultam de deformações plásticas acumuladas nas regiões das rótulas, as quais são representadas por rotações θ e alongamentos Δ . Além disso, assume-se comportamento rígido-plástico tanto para o aço, quanto para o concreto, sendo definida uma deformação limite Δ_{max} para o aço e uma regra de amolecimento para o concreto, a qual é ajustada para garantir o equilíbrio estático do modelo. Com base nessas hipóteses, aplica-se teoria de plasticidade para estabelecer relações entre a deflexão (u) e os esforços de momento (M) e tração (N) na barra. Conhecendo-se os esforços solicitantes, aplica-se, então, condição de equilíbrio para chegar a uma relação entre a deflexão (u) e a força resistida pela barra (P_{bCAT}). A formulação do modelo será apresentada em detalhes nos itens seguintes.

Por se assumir comportamento rígido-plástico para o aço, em que a relação tensão-deformação do material é representada por um simples patamar horizontal, a formulação de

Sørensen *et al.* (2017) não é capaz de reproduzir o efeito de encruamento no comportamento da barra passante. Por esse motivo, utiliza-se o modelo de catenária para gerar duas curvas $u \times P_b$, uma utilizando a resistência ao escoamento f_y ($u \times P_{bCAT[l,inf]}$) e outra a resistência à ruptura f_u do aço ($u \times P_{bCAT[l,sup]}$), formando, assim, um limite inferior e um limite superior para a relação força-deflexão da barra passante. De posse desses limites, convencionou-se uma curva única que se inicia no limite inferior e, a partir do ponto CAT1, passa a migrar do limite inferior para o limite superior a uma taxa constante, atingindo o limite superior no ponto CAT2, em que se atinge o limite de resistência da barra, conforme Figura 5.6.

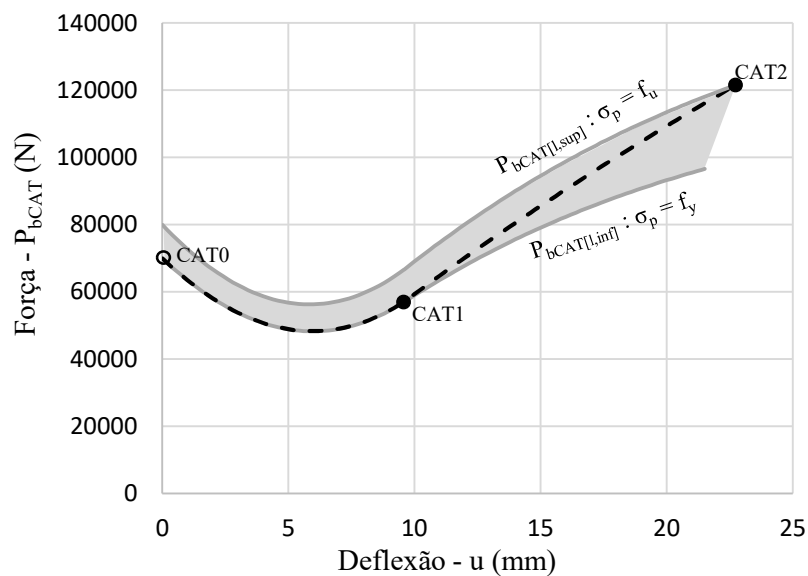


Figura 5.6: Limites superior e inferior e curva única para a relação força-deflexão da barra passante em regime de grandes deslocamentos.

- Definição do mecanismo de rótulas plásticas

O mecanismo de falha da barra passante é representado fazendo adaptações ao modelo de Sørensen *et al.* (2017). Neste trabalho, tomou-se o modelo de Sørensen *et al.* (2017) e espelhou-se o mesmo segundo o eixo de simetria (Figura 5.7) do conector FPCB situado no centro da chapa, entre as duas interfaces de deslizamento. Em ambos os lados do eixo de simetria, posicionou-se uma rótula na interface de deslizamento (rótula plástica central) e outra a uma distância l da interface (rótula plástica lateral), ficando o modelo de catenária com quatro rótulas ao todo, sendo a região plastificada central representada pelas duas rótulas nas interfaces de deslizamento, conforme Figura 5.7.

Optou-se por representar a rótula plástica central com duas rótulas nas interfaces de deslizamento no estágio final por dois motivos: 1) a distância entre as interfaces de deslizamento tende a ser pequena. Portanto, quando se chega ao estágio final, a plastificação na parte central da barra, iniciada em VAE1, já se alastrou por todo o comprimento t , estando todo esse trecho, inclusive as interfaces de deslizamento, submetido ao momento plástico M_p ; 2) simplificação do modelo: uma vez que se assume que as deformações da barra se concentram nas rótulas, ao se adotar duas rótulas no lugar de uma na parte central da barra, se está desconsiderando a parcela de deflexão que ocorre entre essas duas rótulas. Isso reduz a complexidade do modelo sem prejudicar sua precisão, visto que a maior parte da deflexão da barra ocorre fora do furo (ver deformada da barra nas Figuras 3.8 a 3.11).

- Considerações sobre os materiais no modelo de catenária

Sørensen *et al.* (2017) faz as seguintes considerações sobre o concreto e o aço em seu modelo: 1) resistência à compressão do concreto em estado tri-axial no contato com a barra de armadura:

$$f_{cc} = 5 \cdot f_c \text{ (MPa)} \quad (5.13)$$

2) alongamento máximo aproximado da barra ao longo de um comprimento de referência $l_{ref} = 2d$, o qual, segundo Sørensen *et al.* (2017), representa aproximadamente a região de concentração das deformações nas rótulas plásticas: $\Delta_{max} = 3 \text{ mm}$.

O valor de Δ_{max} observado por Sørensen *et al.* (2017) é válido apenas para as barras de 8 mm de diâmetro que ele estudou. Assim sendo, nesse trabalho, foi feita a seguinte extrapolação: calculou-se a deformação média máxima ao longo do comprimento de referência $\varepsilon_{max,ref}$ do trabalho de Sørensen *et al.* (2017) e multiplicou-se esta deformação pelo comprimento $l_{ref} = 2d$ para se chegar a um Δ_{max} aproximado aplicável a barras de qualquer diâmetro, conforme a Eq. 5.14.

$$\Delta_{max} = \varepsilon_{max,ref} \cdot l_{ref} = \frac{3}{2 \cdot 8} \cdot 2d = 0,375d \quad (5.14)$$

Essa extrapolação se mostrou válida, visto que P_{bu} e u_u se mostraram pouco sensíveis ao erro associado a Δ_{max} , conforme discutido no item 5.2.2.4.

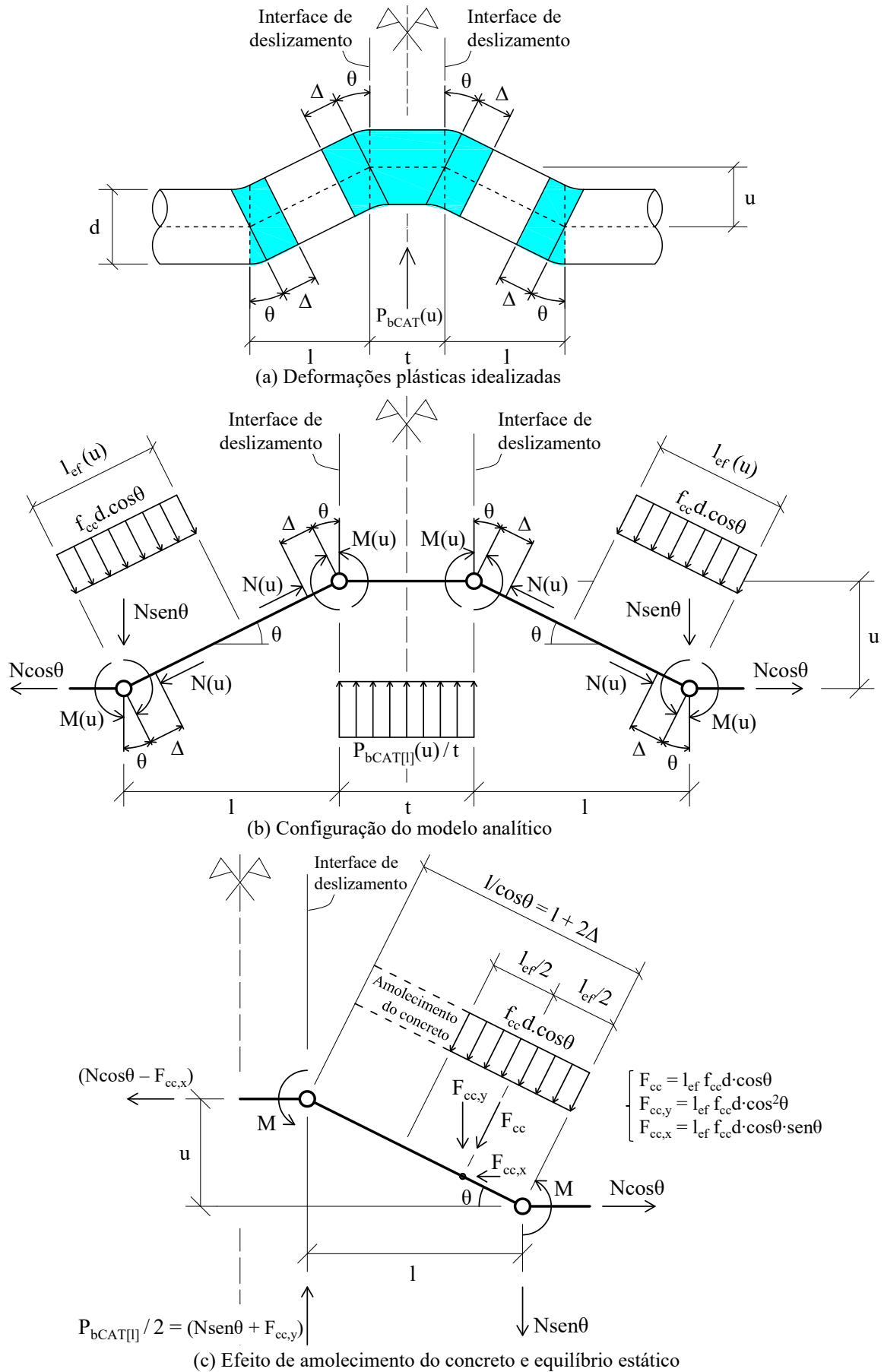


Figura 5.7: Modelo de catenária para a barra passante.

- Ponto inicial do modelo e posição das rótulas plásticas laterais

O modelo inicia-se já em regime plástico em um ponto idealizado (CAT0) em que, embora a deflexão seja nula, considera-se que as rótulas plásticas já se encontram formadas e o concreto inteiramente plastificado, sem ter ainda iniciado o processo de amolecimento, conforme Figura 5.8a. O ponto CAT0 é uma idealização, pois sabe-se que, quando o mecanismo plástico se inicia, a deflexão, embora pequena, não é nula. Além disso, a plastificação do concreto vem sucedida de um processo de amolecimento, o qual causa redução da tensão e se propaga da rótula central para as rótulas laterais a medida em que cada ponto atinge f_{cc} . Dessa forma, seria improvável que todo o comprimento l estivesse uniformemente submetido ao carregamento $f_{cc}d$. em um dado instante. Contudo, embora parta de um ponto inicial fictício, nota-se no trabalho de Sørensen *et al.* (2017) que o modelo proposto converge com os experimentos a partir do início do regime não linear, conforme Figura 2.30b.

A posição das rótulas plásticas laterais do modelo é definida no ponto CAT0, em que $u = 0$, calculando-se o valor de l que garanta o equilíbrio estático do modelo nesse ponto. Dessa forma, aplicando a condição de equilíbrio de momentos nas interfaces de deslizamento apresentadas na Figura 5.8a, tem-se:

$$\Sigma M_{int.} = 0 \therefore 2M_p - \frac{f_{cc}dl^2}{2} = 0 \rightarrow l = \sqrt{\frac{2}{3}} d \sqrt{\frac{\sigma_p}{f_{cc}}} \quad (5.15)$$

onde σ_p é igual a f_y no limite inferior e f_u no limite superior.

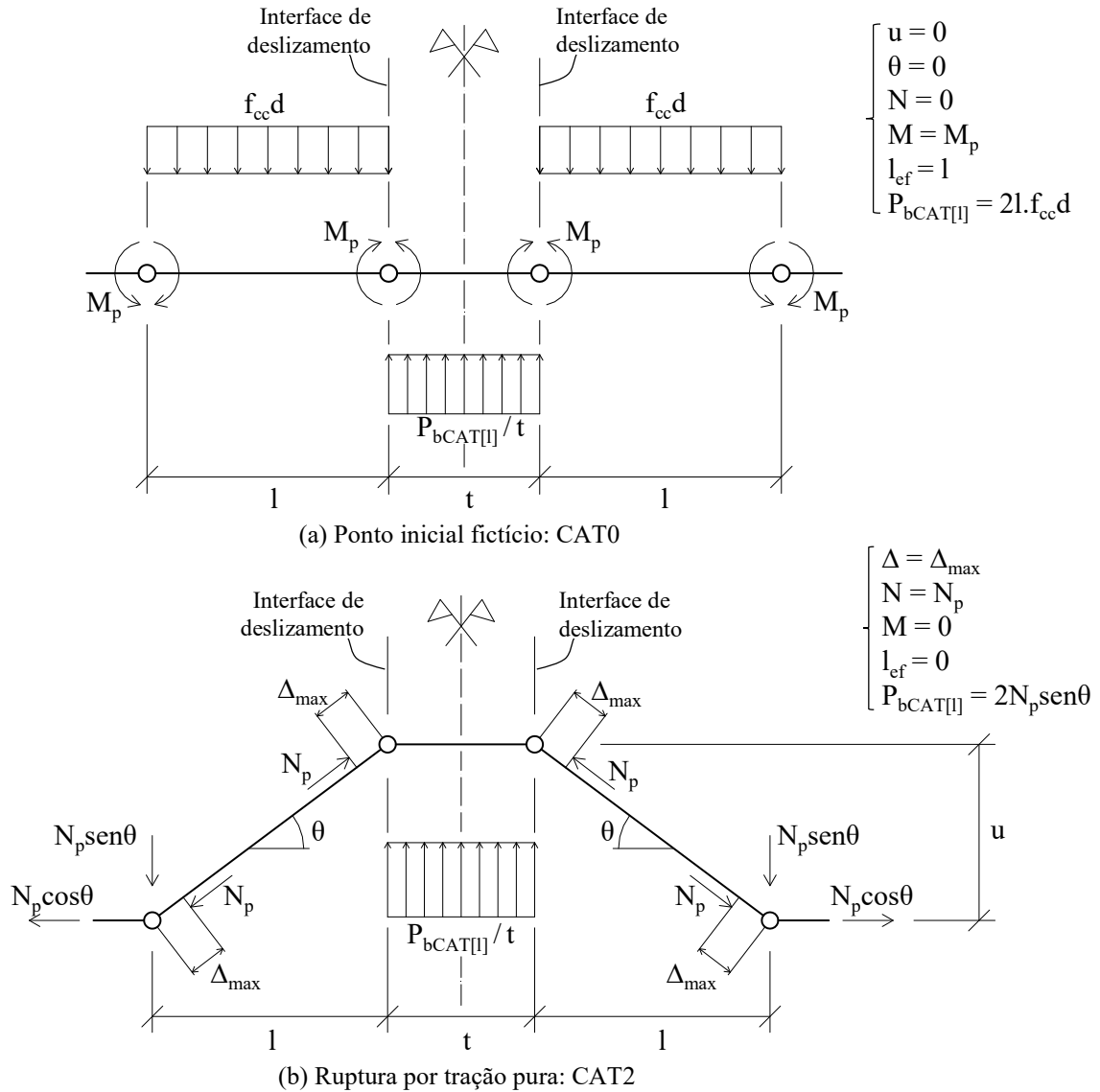


Figura 5.8: Configuração inicial e final do modelo de catenária.

- Relações entre deflexão e os deslocamentos junto às rótulas

Definido o valor de l , pode-se calcular geometricamente o alongamento e a inclinação desse segmento, à medida que aumenta a deflexão u . A inclinação representa a rotação θ nas rótulas e o alongamento, considera-se, por conveniência, que ele ocorra de forma concentrada nas rótulas nas extremidades do segmento, sendo, portanto, igualado a 2Δ . Nas Eqs. 5.16 e 5.17, θ e Δ são expressos em função de u e l .

$$\tan\theta = \frac{u}{l} \rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{u}{l} \quad (5.16)$$

$$l^2 + u^2 = (l + 2\Delta)^2 \rightarrow \Delta = \frac{l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} - \frac{l}{2} \quad (5.17)$$

- Relações entre deflexão e os esforços de tração (N) e momento (M)

Conhecendo θ e Δ em função da deflexão u , é possível, estabelecendo relação cinemática entre u , θ e Δ e aplicando teoria de plasticidade, chegar às equações que relacionam a deflexão e os esforços solicitantes:

$$N = N_p \frac{3\pi u}{8d} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} \leq N_p \quad (5.18)$$

$$M = M_p \left[1 - \frac{9\pi^2 u^2}{64 d^2} \left(1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2 \right) \right] \geq 0 \quad (5.19)$$

sendo que N_p e M_p são determinados considerando σ_p igual a f_y no limite inferior e f_u no limite superior. A dedução das Eqs. 5.18 e 5.19 é apresentada no Apêndice D.

Na Figura 5.9, apresenta-se a variação dos esforços N e M ao longo da evolução da deflexão u . Nota-se que, à medida que cresce a tração, reduz o esforço de momento nas rótulas, e, quando M se anula, N se iguala à força de plastificação N_p . Nesse ponto, se inicia o regime de catenária pura.

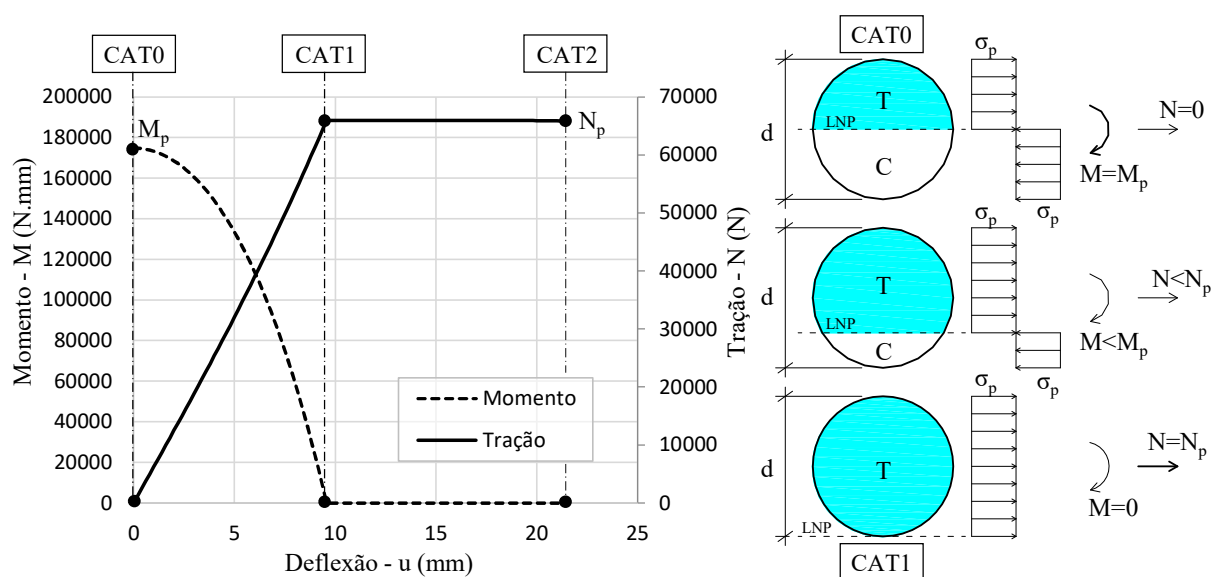


Figura 5.9: Relação entre a deflexão e os esforços de tração e momento nas rótulas.

- Regra de amolecimento do concreto e equilíbrio estático do modelo ao longo da evolução da deflexão

Tendo-se formulado o modelo assumindo comportamento rígido-plástico para os materiais, não é possível atribuir uma curva de amolecimento para o concreto. Contudo, observa-se que o equilíbrio estático para qualquer deflexão $u \neq 0$ só é possível se houver redução gradual da força resistida pelo concreto. Pois, à medida que a deflexão aumenta, o momento M nas rótulas diminui, conforme Figura 5.9, não sendo mais possível atender a condição de equilíbrio, expressa na Eq. 5.15. Dessa forma, introduz-se no modelo o comprimento efetivo l_{ef} , que tem por objetivo simular o amolecimento do concreto, reduzindo, gradualmente, da rótula central para as rótulas laterais, o comprimento de atuação do carregamento $f_{cc}d$ e, dessa forma, garantir o equilíbrio do modelo. O comprimento efetivo l_{ef} , portanto, é formulado a partir da condição de equilíbrio de momentos na interface de deslizamento, conforme representado na Figura 5.7c e expresso na Eq. 5.20.

$$\Sigma M_{int.} = 0 \therefore 2M - l_{ef}f_{cc}d \cos\theta \cdot \left(\frac{l}{\cos\theta} - \frac{l_{ef}}{2} \right) = 0 \rightarrow$$

$$l_{ef} = \frac{l}{\cos\theta} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4M\cos\theta}{l^2 f_{cc}d}} \right) \quad (5.20)$$

- Relação força-deflexão da barra passante

Uma vez estabelecida toda a configuração geométrica e definidos os esforços solicitantes do modelo em função da deflexão, é possível, aplicando condição de equilíbrio de forças, obter a força $P_{bCAT[I]}$ resistida pela barra para qualquer deflexão u . Dessa forma, igualando a força $P_{bCAT[I]}$ com a soma das componentes verticais da força de tração na barra (N) e da resultante de pressão de esmagamento exercida no concreto ($F_{cc} = l_{ef}f_{cc}d \cos\theta$) em ambos os lados da chapa (Figura 5.7c), chega-se a:

$$P_{bCAT[I]}(u) = 2(N\sin\theta + F_{cc,y}) \quad (5.21)$$

onde

$$F_{cc,y} = l_{ef}f_{cc}d\cos^2\theta \quad (5.22)$$

Na Figura 5.10, apresenta-se o diagrama $u \times P_{bCATII}$ para uma barra passante, segundo o limite inferior do modelo de catenária ($\sigma_p = f_y$), inserindo as curvas força-deflexão para as parcelas isoladas de força resistida pelo desenvolvimento de esforço normal e esforço transversal na barra.

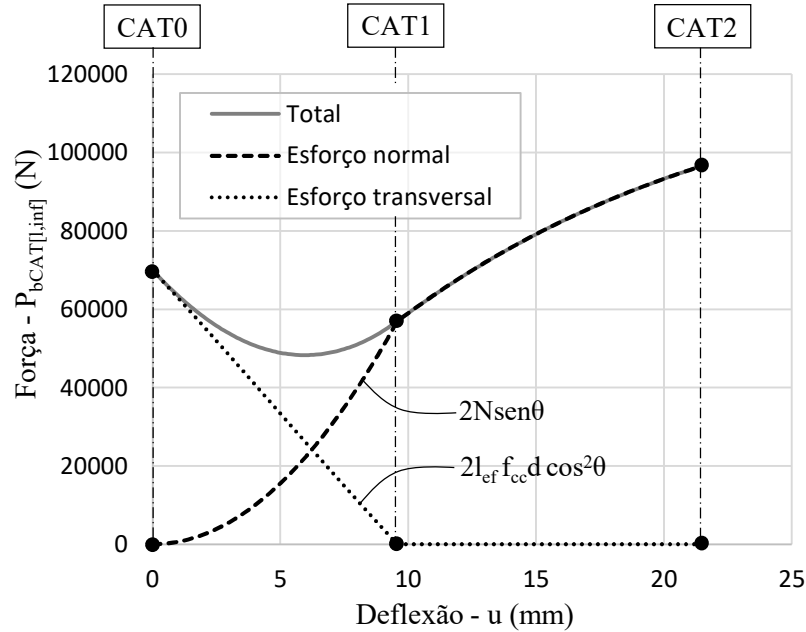


Figura 5.10: Componentes da resistência da barra passante ao longo da evolução da deflexão segundo o limite inferior do modelo de catenária.

- Catenária pura e ponto final do modelo

Conforme se observa nas figuras 5.9 e 5.10, o ponto em que se inicia o regime de catenária pura (CAT1), ocorre quando toda a força atuante P_{bCATII} passa a ser resistida somente por esforço normal na barra. Nesse momento, o esforço normal de tração N se iguala à força de plastificação N_p . Assim sendo, pode-se definir a deflexão em que se inicia o regime de catenária pura u_{CAT1} igualando N a N_p na Eq. 5.18, chegando-se a:

$$u_{CAT1} = l \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{1 + \frac{256}{9\pi^2} \left(\frac{d}{l}\right)^2} - \frac{1}{2}} \quad (5.23)$$

sendo l determinado conforme Eq. 5.15 para o limite inferior em que $\sigma_p = f_y$.

Uma vez iniciada a catenária pura, em que a barra desenvolve tração simples em regime plástico, os segmentos entre as interfaces de deslizamento e as rótulas laterais irão se alongar até atingir o limite de deformação do aço, o qual é representado no modelo pelo alongamento Δ_{max} . O ponto em que os alongamentos concentrados nas rótulas, Δ , atingem Δ_{max} é referido como CAT2 e é representado na Figura 5.8b. A deflexão para a qual se atinge o limite de alongamento da barra, u_{CAT2} , pode ser calculada igualando Δ a Δ_{max} na Eq. 5.17, chegando-se a:

$$u_{CAT2} = 2\sqrt{\Delta_{max}^2 + l \cdot \Delta_{max}} \quad (5.24)$$

sendo l determinado conforme Eq. 5.15 para o limite superior em que $\sigma_p = f_u$.

É importante ressaltar, contudo, que, conforme apresentado no item 5.2.2.4, a barra pode vir a sofrer ruptura sob influência do esforço cortante nas interfaces de deslizamento antes de se atingir o ponto CAT2.

- Limites superior e inferior, curva única e simulação do encruamento na barra

Conforme explicitado inicialmente e apresentado na Figura 5.4, toda a formulação do modelo de catenária é empregada para gerar os limites inferior e superior do diagrama força-deflexão dentre os quais é traçada uma curva única $u \times P_{bCAT}$. Essa curva única é formulada conforme a Eq. 5.25:

$$P_{bCAT}(u) = P_{bCAT[l,inf]} + \alpha_{uni}(P_{bCAT[l,sup]} - P_{bCAT[l,inf]}) \quad (5.25)$$

onde

$$\alpha_{uni} = \begin{cases} 0 & ; u_i < u_{CAT1} \\ \frac{u_i - u_{CAT2}}{u_{CAT1} - u_{CAT2}} & ; u_i \geq u_{CAT1} \end{cases} \quad (5.26)$$

O fator α_{uni} dita a trajetória da curva única entre os limites inferior ($\sigma_p = f_y$) e superior ($\sigma_p = f_u$) do diagrama força-deflexão, simulando, dessa forma, o efeito de encruamento do aço.

5.2.2.3 Estágio de transição (TRA)

Uma vez definidas as curvas força-deflexão para os estágios inicial e final, é necessário formular um trecho de transição que conecte ambas as curvas. Esse trecho de transição deve se iniciar no ponto VAE2 (TRA0), onde começam a se formar as rótulas laterais, e terminar em algum ponto da curva do modelo de catenária (TRA2), com o mecanismo plástico

completamente formado. Assim sendo, deve-se observar, nesse trecho, uma intensa degradação da rigidez inicial k_{VAE2} (Eq. 5.7).

É importante levar em consideração o fato de que o modelo de catenária se inicia em um ponto fictício (CAT0) e só passa a convergir com resultados experimentais depois que a curva força-deflexão do modelo passa a apresentar inclinação ascendente, conforme pode-se observar no trabalho de Sørensen *et al.* (2017) (Figura 2.30b). Portanto, espera-se que o ponto TRA2 esteja localizado a partir do ponto mínimo da curva do modelo de catenária.

Outra inferência que se pode fazer sobre o estágio de transição, diz respeito à plastificação do concreto. Tendo-se a rigidez K (Eq. 5.6) e a resistência em estado traxial f_{cc} (Eq. 5.13) do concreto, é possível determinar a deflexão para a qual se inicia o processo de plastificação do concreto entre as interfaces de deslizamento e as rótulas laterais:

$$u_{TRA1} = \frac{f_{cc}}{K} \quad (5.27)$$

Calculando-se os valores de u_{TRA1} para todos os conectores FPCB ensaiados neste e nos trabalhos apresentados no item 2.2, nota-se, em todos os casos, que u_{TRA1} é maior que u_{VAE2} e menor que a deflexão no ponto mínimo da curva do modelo de catenária, com u_{TRA1}/u_{VAE2} variando entre 1,6 e 3,6. Assim sendo, pode-se considerar o ponto de início da plastificação do concreto fora do furo, TRA1, como um ponto intermediário do estágio de transição.

Assumindo que não haverá queda na força P_b entre os pontos TRA0 e TRA2 e que, ao longo desse trecho, a rigidez inicial k_{VAE2} será continuamente degradada, pode-se inferir que a relação $u \times P_b$ no estágio de transição será uma curva ascendente com inclinação inicial igual a k_{VAE2} e curvatura negativa, devendo, portanto, estar contida dentro dos limites da região de transição hachurada na Figura 5.11.

Representando essa curva de forma simplificada com dois segmentos retos (TRA0-TRA1-TRA2) e definindo o segmento TRA1-TRA2 como uma reta tangente à curva do modelo de catenária, basta garantir que o ponto intermediário TRA1 atenda aos limites estabelecidos nas Eqs. 5.28 e 5.29, para que toda essa extensão da curva se situe na região delimitada de transição.

$$P_{bTRA1,max} \leq \begin{cases} \min[P_{bCAT}] \\ P_{bVAE2} + k_{VAE2}(u_{TRA1} - u_{VAE2}) \end{cases} \quad (5.28)$$

$$P_{bTRA1,min} = P_{bVAE2} + k_{TRA0-1,min}(u_{TRA1} - u_{VAE2}) \quad (5.29)$$

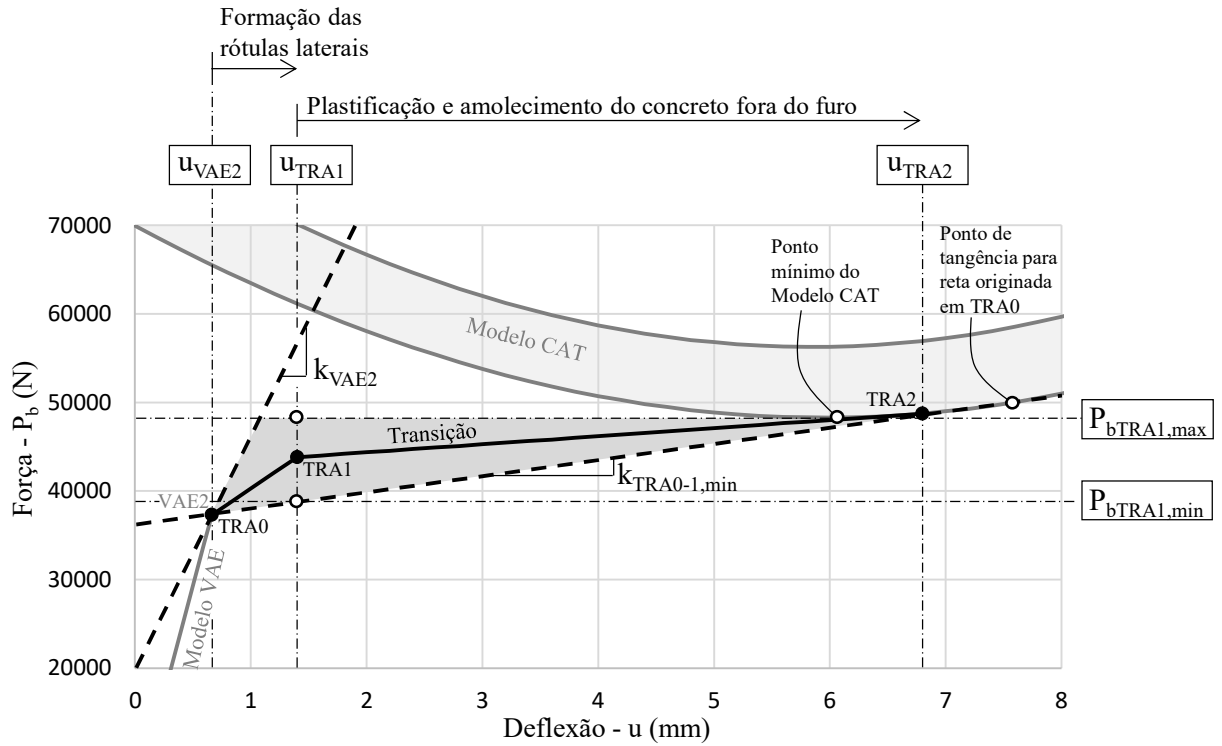


Figura 5.11: Limites máximo e mínimo de P_{bTRA1} e delimitação da curva força-deflexão no estágio de transição.

Definidos os limites $P_{bTRA1,min}$ e $P_{bTRA1,max}$, formulou-se P_{bTRA1} em função da rigidez secante k_{TRA0-1} entre os pontos VAE2(TRA0) e TRA1, a qual foi definida a partir da rigidez inicial k_{VAE2} , da razão u_{TRA1}/u_{VAE2} e de um parâmetro exponencial β_b , conforme Eqs. 5.30 e 5.31.

$$P_{bTRA1} = P_{bVAE2} + k_{TRA0-1}(u_{TRA1} - u_{VAE2}) \quad (5.30)$$

onde

$$k_{TRA0-1} = k_{VAE2} \left(\frac{u_{TRA1}}{u_{VAE2}} \right)^{-\beta_b} \quad (5.31)$$

Adotando $\beta_b = 1,4$ consegue-se situar a curva força-deflexão dentro da região delimitada de transição para todos os ensaios em que se aplicou o modelo analítico.

5.2.2.4 Critério de falha

Tendo-se formulado toda a trajetória da curva força-deflexão da barra passante, é necessário definir o ponto em que ocorre sua falha. Embora se tenha definido, no item 5.2.2.2, o ponto CAT2 em que a barra atinge seu alongamento limite Δ_{max} sob tração pura, é necessário considerar que, antes de se atingir esse ponto, a barra pode falhar nas interfaces de deslizamento (onde se observa o máximo esforço cortante) por uma combinação de esforço cortante, momento fletor e esforço normal. Esses três esforços na seção de ruptura são referidos, respectivamente, por M_s , V_s e N_s .

- Esforços na seção de ruptura

Caso o limite de resistência seja atingido ainda em regime de pequenos deslocamentos, aqui tomado como o trecho $u \leq u_{TRA1}$, a falha ocorrerá com a barra praticamente reta por combinação de esforço cortante (V_s) e momento (M_s), pois, até esse ponto, a tração na barra pode ser desprezada. Nesse caso, os esforços V_s e M_s são obtidos realizando interpolação linear entre os valores de V e M nos pontos VAE1, VAE2 e TRA1, sendo que, nos pontos VAE1 e VAE2, V e M são dados pelas Eqs. 5.4, 5.5, 5.10 e 5.11, e, no ponto TRA1, $V = P_{bTRA1}/2$ e M é tomado como igual a M_p por se considerar que, a essa altura, a plastificação na rótula central já se propagou até as interfaces de deslizamento, conforme Figura 5.7a.

Caso o limite de resistência seja atingido para $u > u_{TRA1}$, a barra passa a apresentar deformação significativa no momento da falha e o esforço normal (N_s) passa a estar presente na combinação de esforços. Nesse caso, é importante analisar a inclinação da barra no ponto de intersecção com a interface de deslizamento (ϕ), visto que o ângulo da seção transversal da barra em relação às forças V e N influencia o valor das componentes V_s e N_s , conforme Eqs. 5.33 e 5.34 e Figura 5.12. A inclinação ϕ depende da curvatura segundo a qual a barra se conforma na região do furo.

$$M_{s[l]} = M \quad (5.32)$$

$$V_{s[l]} = N \text{sen}(\theta - \phi) + V \text{cos}(\theta - \phi) \quad (5.33)$$

$$N_{s[l]} = N \text{cos}(\theta - \phi) + V \text{sen}(\theta - \phi) \quad (5.34)$$

onde M é dado pela Eq. 5.19, N é dado pela Eq. 5.18 e $V = F_{cc} = l_{ef} f_{cc} d \cos\theta$ (conforme Figura 5.7c), θ é dado pela Eq. 5.16 e ϕ é determinado a cada incremento em função de θ e do parâmetro α_ϕ :

$$\phi_i = \begin{cases} \phi_{i-1} + \alpha_\phi(\theta_i - \theta_{i-1}); & \Delta e_i < e_0 \\ \phi_{i-1} & ; \Delta e_i = e_0 \end{cases} \quad (5.35)$$

onde $0 \leq \alpha_\phi \leq 1$.

Com base na observação da deformada final da barra (Figuras 3.8 a 3.11), definiu-se $\alpha_\phi = 0,1$, tendo-se obtido boas aproximações dos resultados experimentais com esse valor. As condições $\Delta e < e_0$ e $\Delta e = e_0$ da Eq. 5.35 referem-se ao estado de deformação do concreto dentro do furo, discutido no item 5.2.3.

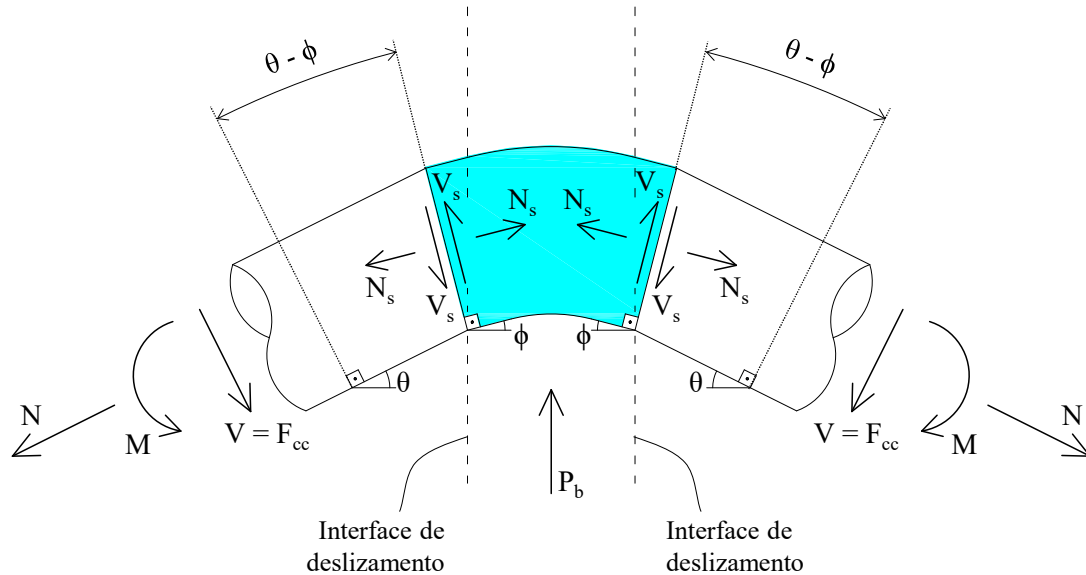


Figura 5.12: Conformation da barra dentro do furo, inclinação ϕ e esforços (V_s e N_s) na seção de ruptura.

É importante considerar que os valores de $M_{s[l]}$, $V_{s[l]}$ e $N_{s[l]}$ obtidos pelas Eqs. 5.32 a 5.35 se referem às curvas dos limites superior e inferior do modelo de catenária. Portanto, para se obter os valores dos esforços na seção de ruptura referentes à curva única, deve-se, de forma análoga à Eq. 5.25, aplicar as seguintes equações:

$$M_s = M_{s[l,inf]} + \alpha_{uni}(M_{s[l,sup]} - M_{s[l,inf]}) \quad (5.36)$$

$$V_s = V_{s[l,inf]} + \alpha_{uni}(V_{s[l,sup]} - V_{s[l,inf]}) \quad (5.37)$$

$$N_s = N_{s[l,inf]} + \alpha_{uni}(N_{s[l,sup]} - N_{s[l,inf]}) \quad (5.38)$$

Para $u_{TRA1} < u < u_{TRA2}$, trecho de grandes deslocamentos pertencente ao estágio de transição, os esforços M_s , N_s e V_s são obtidos por interpolação linear, tal como nos trechos que o antecedem. Na Figura 5.13 apresentam-se os esforços na seção de ruptura ao longo da evolução da deflexão.

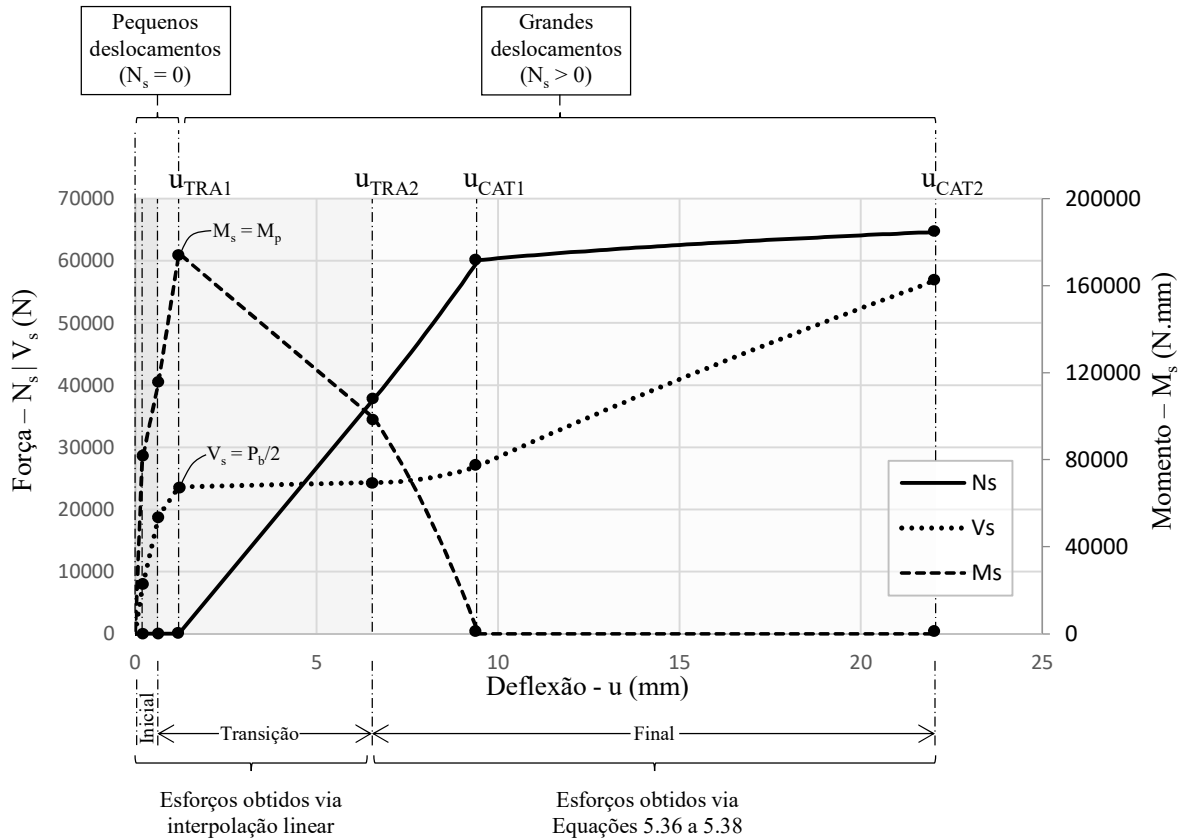


Figura 5.13: Esforços N_s , V_s e M_s na seção de ruptura, para $\alpha_\phi = 0,1$, ao longo dos estágios inicial, transição e final da deflexão.

- Combinação dos esforços e critério de falha

Para considerar a falha por combinação de esforços, é utilizado o critério de interação de Sobotka (1989), segundo o qual a falha do aço ocorre para $\eta(M_s, N_s, V_s) = 1$, sendo η um parâmetro de falha dado pela Eq. 5.39. Embora este critério de interação tenha sido formulado para seções retangulares, Pavlović *et al.* (2013) demonstra que a aplicação em seções circulares gera resultados satisfatórios.

$$\eta = \left(\frac{M_s}{M_{ru}}\right) \sqrt{1 - \left(\frac{V_s}{V_{ru}}\right)^2} + \left(\frac{N_s}{N_{ru}}\right)^2 + \left(\frac{V_s}{V_{ru}}\right)^2 \quad (5.39)$$

onde $M_{ru} = d^3 f_u / 6$, $V_{ru} = A_a f_u / \sqrt{3}$ e $N_{ru} = A_a f_u$.

Na Figura 5.14, apresenta-se a curva $u \times \eta$ sobreposta à curva $u \times P_b$, evidenciando o ponto de falha da barra na deflexão em que se atinge $\eta = 1$. Evidencia-se, também, a variação que a curva $u \times \eta$ pode sofrer em função do valor do ângulo ϕ e a influência que essa variação tem sobre os valores de P_{bu} e u_u .

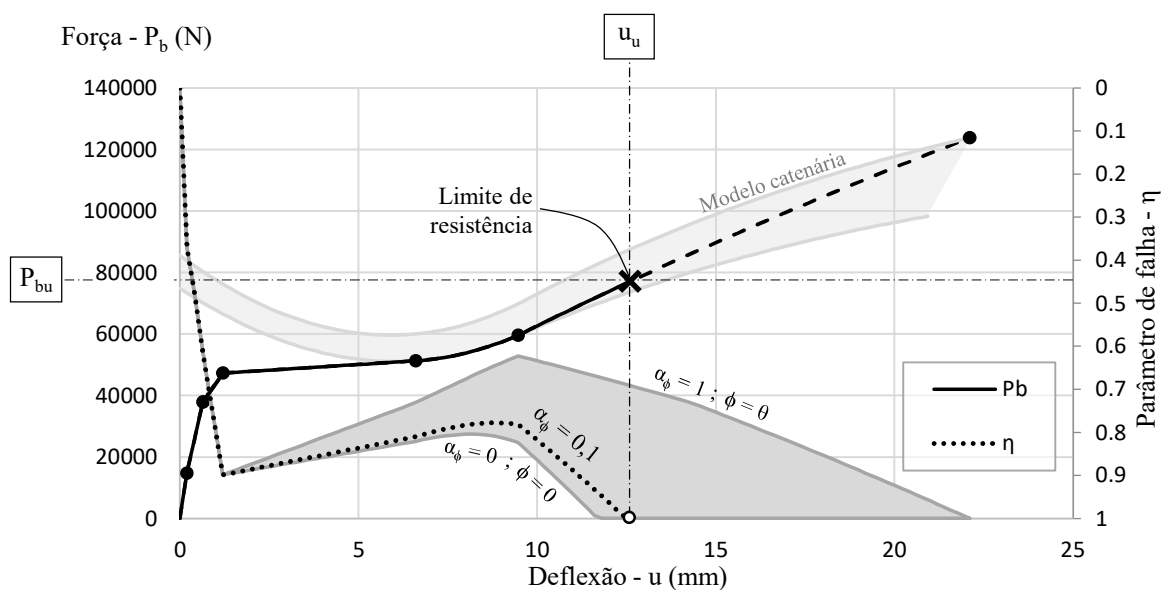


Figura 5.14: Curva força-deflexão da barra com definição do ponto de falha $[u_u; P_{bu}]$ para $\eta = 1$.

Conforme se observa no exemplo da Figura 5.14, a falha da barra ocorre sob influência do esforço cortante em um ponto bastante anterior ao ponto CAT2, ponto final do modelo de catenária onde ocorreria a ruptura por tração pura. Esse comportamento corrobora as observações das deformadas das barras (item 3.5) em que a inclinação do plano de ruptura é compatível com falha por predominância de cisalhamento. Por esse motivo, a forma aproximada como se definiu o alongamento máximo para tração pura, Δ_{max} , no item 5.2.2.2, não interfere significativamente nos valores de P_{bu} e u_u .

Deve-se destacar também que, após atingir o limite de resistência da barra, pode haver, antes da ruptura, um pequeno trecho de descarregamento na curva devido à estrição. O modelo analítico não contempla essa fase de estrição.

5.2.3 Comportamento do concreto comprimido no interior do furo

No interior do furo, entre as interfaces de deslizamento, uma região de concreto fica comprimida entre a borda do furo e a barra passante. Esta região atua como um elemento intermediário que transfere força da chapa para a barra passante. Por não possuir vínculo externo, esse elemento não constitui uma componente de resistência da conexão, mas, como sua deformação influencia no deslizamento total do FPCB, deve-se analisá-lo como uma componente de deslocamento. O comportamento do concreto comprimido no interior do furo é descrito pela curva força-encurtamento ($\Delta e \times P_c$), conforme Figura 5.15.

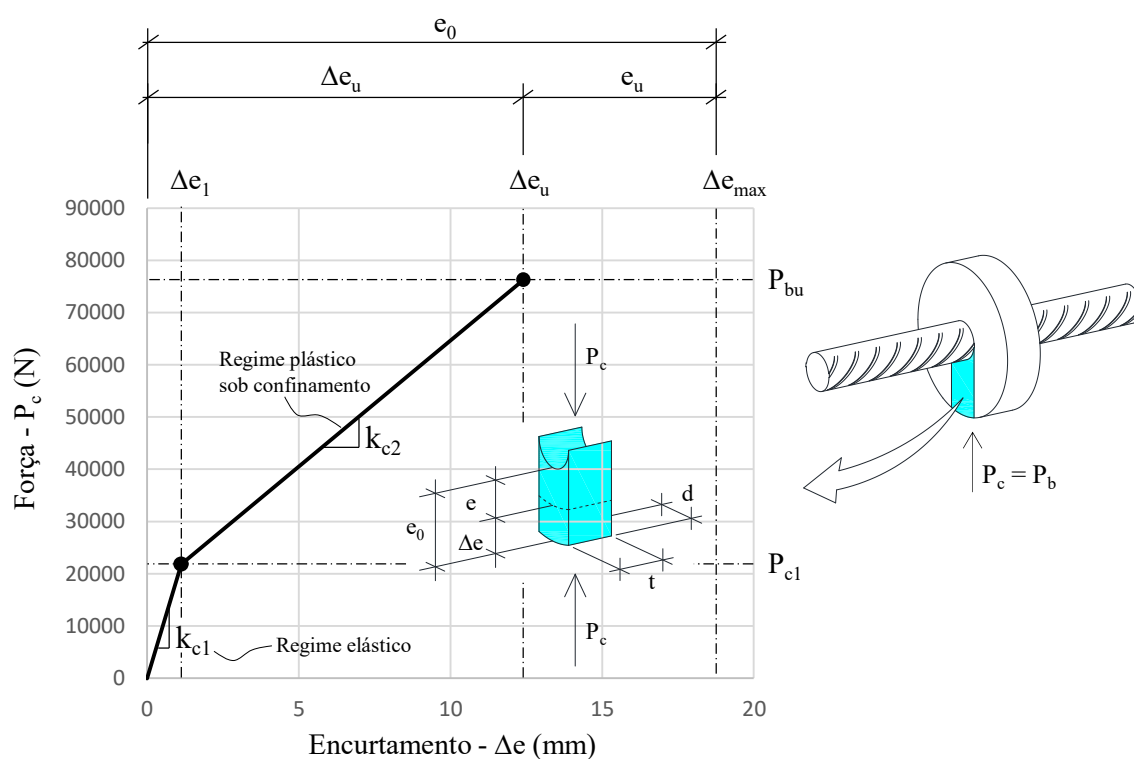


Figura 5.15: Curva força-encurtamento do concreto entre a chapa e a barra dentro do furo.

Sendo o volume de concreto entre a chapa e a barra passante um elemento de transferência de força, a força de compressão nesse elemento, P_c , será igual à força P_b resistida pela barra. Assim sendo, com base na geometria desse volume e nas propriedades do concreto, formulou-se uma curva que descreve o encurtamento do concreto dentro do furo ao longo da evolução da força de compressão:

$$\Delta e = \begin{cases} \frac{P_c}{k_{c1}} ; P_c \leq P_{c1} \\ \frac{P_{c1}}{k_{c1}} + \frac{P_c - P_{c1}}{k_{c2}} ; P_c > P_{c1} \end{cases} \leq e_0 \quad (5.40)$$

onde $P_{c1} = f_{cc} d t$, $k_{c1} = K d t$ e $k_{c2} = K_p d t$, com f_{cc} sendo dado pela Eq. 5.13, K pela Eq. 5.6 e K_p pela Eq. 5.41.

$$K_p = \alpha_p \frac{f_c d}{e_0 t} \leq K \quad (5.41)$$

onde $\alpha_p = 20,7$.

K_p foi equacionado e calibrado com base nos ensaios experimentais, conforme apresentado no item 5.3.3.

5.2.4 Combinação das componentes de deslocamento

Tendo-se as componentes de deslocamento da conexão, deflexão da barra (u) e encurtamento do concreto dentro do furo (Δe), em função da força resistida pela barra passante ($P_b = P_c$), pode-se combiná-las para obter a relação $s \times P_b$, conforme Figura 5.3, bem como a relação entre as componentes de deslocamento e o deslizamento total, conforme Figura 5.16. Nota-se que a proporção entre as componentes de deslocamento varia ao longo da evolução do deslizamento e está relacionada à razão entre as rigidezes dos elementos.

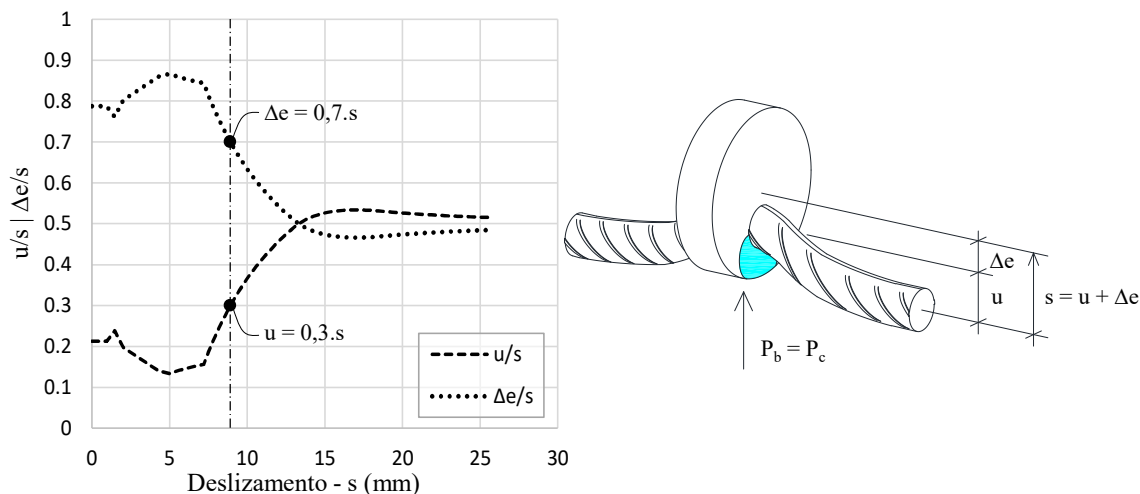


Figura 5.16: Componentes de deslocamento expressas como um fator do deslizamento total.

5.2.5 Consideração do atrito devido à componente de compressão transversal

A tração que se desenvolve na barra passante devido aos efeitos de segunda ordem leva ao surgimento de compressão no concreto no sentido transversal à chapa de aço, gerando uma área de atrito nas interfaces de deslizamento, conforme Figura 5.17a. A força resultante desse

atrito ao longo da evolução do deslizamento é expressa na curva $s \times P_{sf}$, conforme Figura 5.17e.

No item 5.2.2.2, calculou-se a força normal de tração na barra passante (N) em função da deflexão (u) (Eq. 5.18). A componente horizontal dessa força de tração na barra é transferida para o concreto ao longo de um comprimento de ancoragem, gerando um cone de compressão transversal contra a interface de deslizamento em ambos os lados da chapa de aço, conforme Figura 5.17a. A resultante de compressão transversal no concreto, referente aos limites superior e inferior do modelo de catenária, é dada por $F_{tr[l]} = N \cos \theta$, conforme Figura 5.7b. Para se obter a força de compressão transversal referente à curva única, deve-se, de forma análoga à Eq. 5.25, aplicar a equação $F_{tr} = F_{tr[l,inf]} + \alpha_{uni}(F_{tr[l,sup]} - F_{tr[l,inf]})$. Na Figura 5.17c apresenta-se a força F_{tr} em função da deflexão u e do deslizamento s .

A geometria aproximada do cone de compressão em ambos os lados da chapa foi definida considerando um ângulo de espraiamento das tensões no concreto de 45° a partir do ponto na barra passante situado a uma distância $l_b = l + 2d$ da interface de deslizamento, onde l é calculado conforme Eq. 5.15 tomando-se $\sigma_p = f_y$. Assim sendo, a área projetada pelo cone de compressão na interface de deslizamento, A_{comp} , fica definida por:

$$A_{comp} = \frac{\pi}{4} (D_{comp}^2 - d^2) \quad (5.42)$$

onde $D_{comp} = 2l_b + d$.

Dentro da área A_{comp} , pode-se observar uma área de contato entre a chapa de aço e o concreto, A_{ac} , cujo coeficiente de atrito é referido por μ_{ac} , e uma área de contato entre o concreto dentro do furo e o concreto fora do furo, A_{cc} , cujo coeficiente de atrito é referido por μ_{cc} . A razão entre as áreas A_{ac} e A_{cc} varia em função das propriedades geométricas da conexão e varia ao longo do deslizamento s , conforme Figura 5.17b, fazendo variar também o coeficiente de atrito médio μ na área comprimida. Assim sendo, o coeficiente de atrito médio μ foi formulado com base na equação matemática para cálculo da área da interseção entre dois círculos com diâmetros distintos:

$$\mu = \frac{\mu_{cc}A_{cc} + \mu_{ac}A_{ac}}{A_{comp}} \quad (5.43)$$

onde

$$\begin{aligned}
A_{cc} &= \left(\frac{D}{2}\right)^2 (a - \cos a \cdot \text{sen } a) + \left(\frac{D_{comp}}{2}\right)^2 (b - \cos b \cdot \text{sen } b) - \frac{\pi d^2}{4} \\
a &= \cos^{-1} \left(\frac{c^2 + (D/2)^2 - (D_{comp}/2)^2}{2D \cdot |c|} \right) \\
b &= \cos^{-1} \left(\frac{c^2 + (D_{comp}/2)^2 - (D/2)^2}{2D_{comp} \cdot |c|} \right) \\
c &= s + \left(\frac{D-d}{2} - e_0 \right)
\end{aligned} \tag{5.44}$$

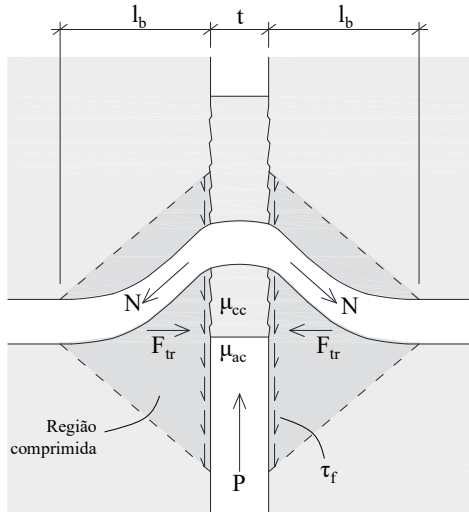
$$A_{ac} = A_{comp} - A_{cc} \tag{5.45}$$

Engström (1990) definiu os coeficientes de atrito para interfaces aço-concreto e concreto-concreto como $\mu_{ac} = 0,4$ e $\mu_{cc} = 0,6$ respectivamente. Neste trabalho obteve-se melhor aproximação dos resultados experimentais aplicando ligeira redução ao coeficiente da interface aço-concreto, tendo-se adotado $\mu_{ac} = 0,35$ e $\mu_{cc} = 0,6$. Essa redução pode ser atribuída às medidas tomadas para eliminação da aderência entre a chapa e o concreto nos programas experimentais. Na Figura 5.17d, apresentam-se as curvas de variação das áreas A_{ac} e A_{cc} e a conseqüente variação no coeficiente de atrito médio μ ao longo da evolução do deslizamento s .

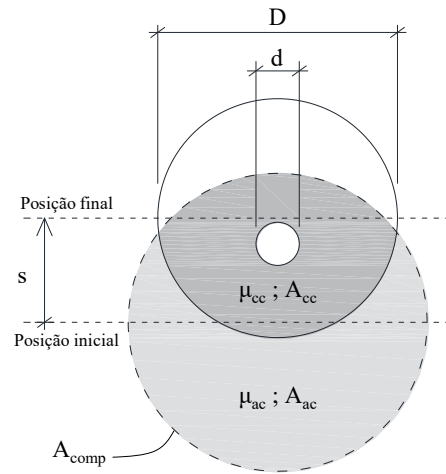
Tendo-se a força transversal atuante nas interfaces de deslizamento, F_{tr} , e o coeficiente de atrito médio μ , pode-se obter a força de atrito P_{sf} ao longo do deslizamento s , conforme Eq. 5.46 e Figura 5.17e.

$$P_{sf} = 2\mu F_{tr} \tag{5.46}$$

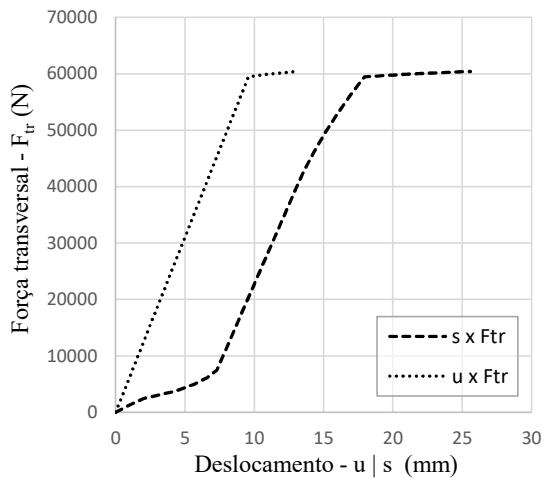
A consideração da área A_{cc} como uma interface de deslizamento desde o deslizamento $s = 0$ é uma simplificação, visto que essa interface só se forma após a ruptura por cisalhamento do concreto, conforme apresentado no item 5.2.6.



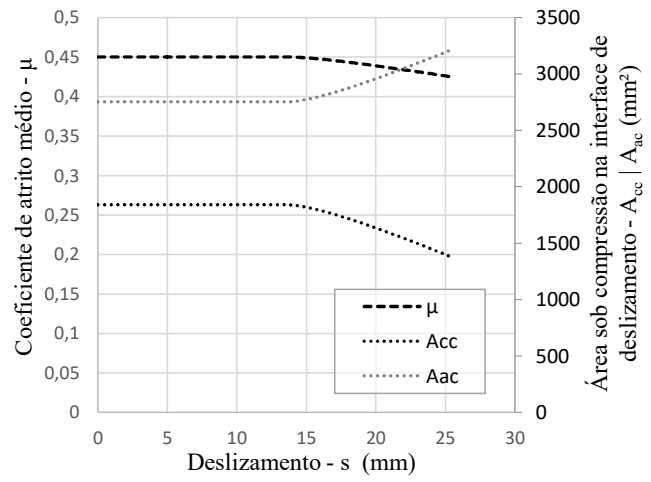
(a) Compressão na interface de deslizamento



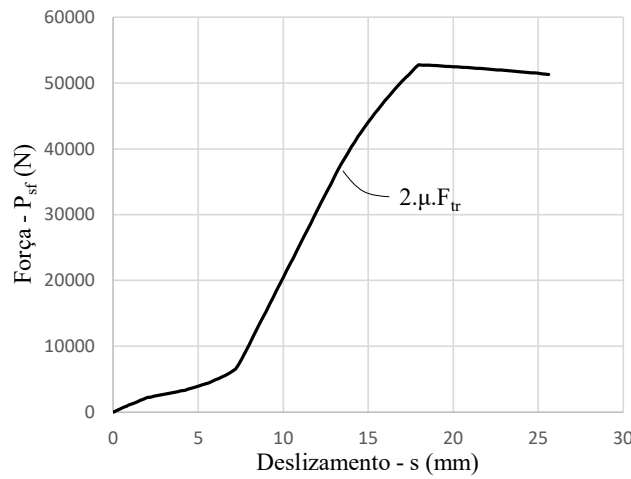
(b) Coeficientes de atrito na área comprimida



(c) Evolução da resultante de força transversal



(d) Evolução do coeficiente de atrito médio



(e) Curva força de atrito-deslizamento

Figura 5.17: Compressão transversal (F_{tr}) e atrito localizado nas interfaces de deslizamento (τ_f) devido ao desenvolvimento de tração na barra passante (N).

5.2.6 Comportamento do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento

O comportamento do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento é descrito pela curva força-deslizamento ($s \times P_{sc}$). Essa curva foi formulada com base no CEB-FIP *Model Code 90* (1993) em que é descrita a relação tensão cisalhante-deslizamento em uma interface de deslizamento com uma fase inicial resistente seguida de uma fase pós-ruptura com resistência residual. Embora originalmente concebida para interfaces aço-concreto com aderência, a formulação se mostrou válida para a interface concreto-concreto, visto que o mecanismo resistente e a forma da curva são semelhantes. A resistência máxima ao cisalhamento do concreto nas interfaces de deslizamento junto ao furo foi definida com base no modelo de Zapfe (2001) para conexões do tipo *composite dowels*, a resistência residual após a ruptura por cisalhamento do concreto nas interfaces foi definida aplicando-se um coeficiente de redução à resistência máxima. A formulação da curva foi calibrada com base em ensaios experimentais tanto com, quanto sem a barra passante, conforme apresentado no item 5.3. A curva $s \times P_{sc}$ e todo seu equacionamento é apresentada na Figura 5.18 e nas Eqs. 5.47 a 5.51.

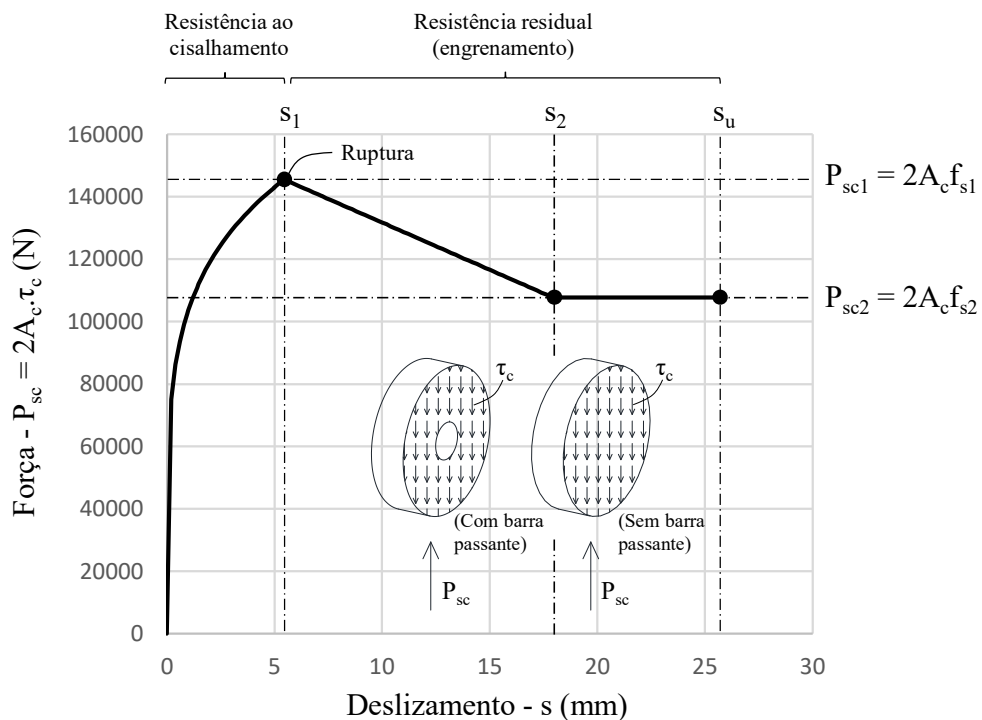


Figura 5.18: Curva força-deslizamento do concreto cisalhado nas interfaces de deslizamento.

$$P_{sc} = 2A_c \tau_c \quad (5.47)$$

onde

$$A_c = \begin{cases} \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) & (\text{conexão com barra passante}) \\ \frac{\pi}{4}D^2 & (\text{conexão sem barra passante}) \end{cases} \quad (5.48)$$

$$\tau_c = \begin{cases} f_{s1} \left(\frac{s}{s_1}\right)^{\beta_s} & ; s \leq s_1 \\ f_{s1} - (f_{s1} - f_{s2}) \left(\frac{s - s_1}{s_2 - s_1}\right) & ; s_1 < s < s_2 \\ f_{s2} & ; s \geq s_2 \end{cases} \quad (5.49)$$

sendo f_{s1} dado pela Eq. 5.50, a qual foi adaptada do trabalho de Zapfe (2001), s_1 dado pela Eq. 5.51, f_{s2} dado por f_{s1} multiplicado por um fator de redução α_r , $f_{s2} = \alpha_r f_{s1}$, e s_2 tendo sido convenientemente igualado ao deslizamento em que se inicia a catenária pura na barra passante, o qual variou dentro do intervalo $9,3 \leq s_2 \leq 26,2$ mm para todos os conectores FPCB em que se aplicou o modelo analítico. Adotando $\beta_s = 0,2$ observou-se boa aproximação da curvatura no trecho inicial das curvas experimentais.

$$f_{s1} = \alpha_f \sqrt{f_c} \left(1,2 - \frac{D}{180}\right) ; \left(1,2 - \frac{D}{180}\right) \leq 1 \quad (5.50)$$

$$s_1 = \alpha_s \frac{d(e_0 + d/2)}{f_c t} \quad (5.51)$$

As Eqs. 5.49 a 5.51 foram formuladas e calibradas com base nos ensaios experimentais, conforme apresentado no item 5.3.3, tendo-se, após o trabalho de calibração, obtido $\alpha_f = 8,1$, $\alpha_r = 0,74$ e $\alpha_s = 6,1$.

A adaptação feita ao modelo de Zapfe (2001) para se chegar à Eq. 5.50, consistiu em remover o termo referente à parcela de força resistida pela armadura transversal dos *composite dowels* (ρ_i), visto que essa componente de resistência já está sendo contemplada pela formulação apresentada no item 5.2.2.

Cabe mencionar que a formulação apresentada neste item é suficiente para descrever a conexão por furo em chapa preenchido por concreto sem barra passante (em situação confinada), tendo proporcionado boa aproximação das curvas experimentais para esse tipo de conexão, conforme apresentado no item 5.3.1 (figuras 5.21d e 5.23b). Para esses casos adotou-se $s_1 = 1$ mm e $s_2 = 12,5$ mm.

5.2.7 Combinação das forças de cisalhamento no concreto e atrito por ação de força transversal nas interfaces de deslizamento

Tendo-se obtido as tensões de cisalhamento devidas ao atrito por influência do efeito de catenária na barra, $s \times P_{sf}$ (item 5.2.5), e devido à resistência ao cisalhamento do concreto, $s \times P_{sc}$ (item 5.2.6), combinou-se essas duas componentes de cisalhamento nas interfaces de deslizamento para se obter uma única curva $s \times P_s$, conforme Figura 5.19. Nota-se que a resistência ao cisalhamento do concreto manifesta seu ponto máximo na parte inicial da curva e o atrito decorrente da tração na barra passante manifesta seu ponto máximo na parte final.

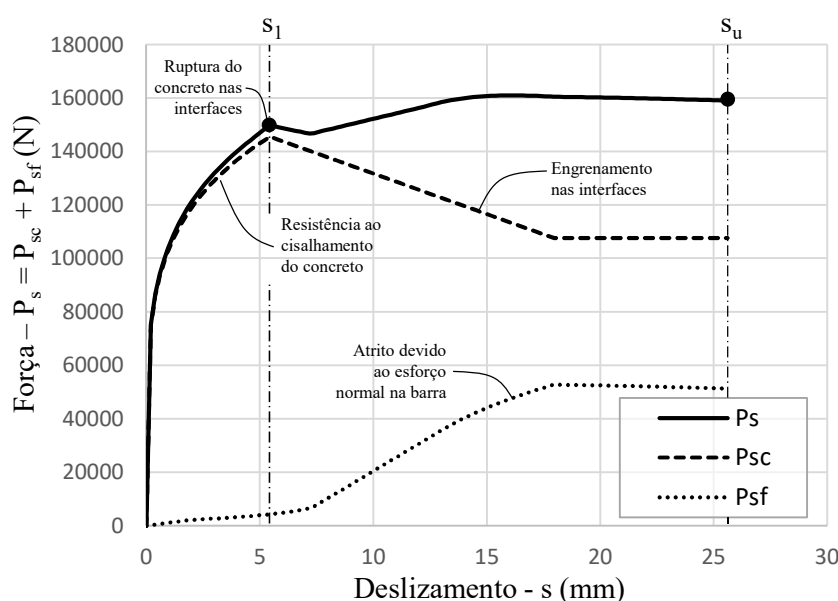


Figura 5.19: Curva força-deslizamento para as tensões de cisalhamento desenvolvidas nas interfaces de deslizamento.

5.2.8 Considerações finais e pontos importantes do modelo

A curva $s \times P_s$ da Figura 5.19 e a curva $s \times P_b$ da Figura 5.14 são combinadas para formar a curva completa força-deslizamento ($s \times P$) da conexão FPCB, conforme apresentado na Figura 5.2, ficando, assim, descrita toda a formulação do modelo analítico proposto. Na Figura 5.20, apresenta-se a curva $s \times P$ do conector tomado como exemplo para as explanações desse capítulo destacando todos os pontos de relevância citados ao longo da formulação do modelo analítico. Conforme se observa, o ponto de cedência da curva força-deslizamento $[s_l; P_l]$ corresponde à ruptura por cisalhamento do concreto e o limite de resistência da conexão $[s_u; P_u]$ corresponde ao limite de resistência da barra.

É importante destacar que o ponto correspondente ao limite de resistência da conexão nem sempre corresponde ao ponto de força máxima da curva força-deslizamento, embora este seja o caso no exemplo da Figura 5.20. O ponto de força máxima da curva define a capacidade resistente da conexão, a qual é referida por P_R .

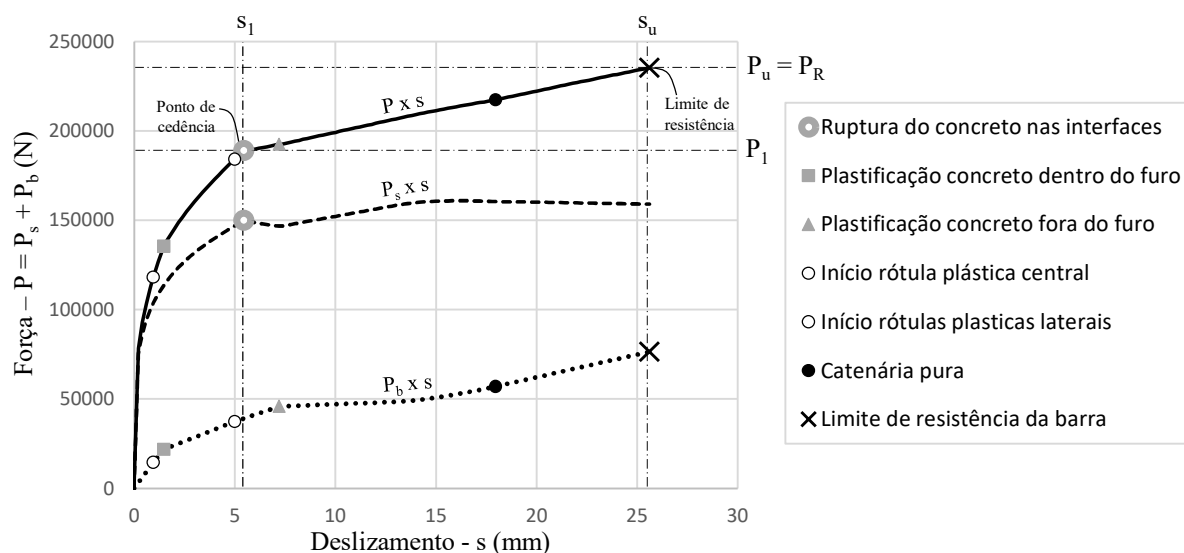


Figura 5.20: Curva final do conector FPCB segundo o modelo analítico com os pontos significativos destacados.

5.3 Validação e Calibração do Modelo Analítico

Visando testar e calibrar o modelo analítico, aplicou-se a formulação desenvolvida para simular o comportamento de conectores FPCB (em situação confinada) ensaiados experimentalmente. Utilizaram-se as curvas força-deslizamento experimentais obtidas tanto neste quanto em trabalhos da literatura para calibrar o modelo. Ao final do processo de calibração, chegou-se a uma configuração única de parâmetros para o modelo analítico, capaz de produzir curvas força-deslizamento satisfatoriamente próximas à maioria das curvas experimentais.

Na Tabela 5.1, apresentam-se as propriedades geométricas e de material dos FPCB e os intervalos dentro dos quais esses valores variaram nos ensaios experimentais tomados para validação. As faixas de valores apresentadas na tabela podem ser tomadas como os limites de aplicabilidade do modelo. Nos subitens seguintes, apresentam-se as curvas experimentais sobrepostas às curvas analíticas, bem como o processo de calibração realizado para se chegar a essas curvas analíticas.

Tabela 5.1: Ensaios experimentais de conectores FPCB em situação confinada para validação do modelo.

Autor	Protótipo	N° de ensaios	Método remoção da aderência	Geometria (mm)				Material (MPa)			
				D	t	d	e_0	f_c	f_y	f_u	
1	T1C1a_Ref1	1	Lubrificante	50	12,5	12,5	18,8	27,98	537	702	
2	T1C5a_Ref1	1	Lubrificante	50	12,5	12,5	18,8	32,02	537	702	
3	T1C5b_Ac26	1	Lubrificante	50	12,5	12,5	18,8	29,15	537	702	
4	Este trabalho	T1C2b_d0 *	Lubrificante	50	12,5			33,36			
5		T1C3a_D25t7d6	Lubrificante	25	7,0	6,3	9,4	28,84	609	763	
6		T1C3b_D74t26d20	Lubrificante	74	26,0	20,0	27,0	33,02	557	685	
7		T1C4a_Esp0	Lubrificante	50	12,5	12,5	0,0	25,12	537	702	
8	T1C4b_Esp38	1	Lubrificante	50	12,5	12,5	38,0	26,36	537	702	
9	Su <i>et al.</i> (2014)	SBP-60	3	Isopor***	60	20,0	22,0	19,0	47,12	397	560
10		SBP-24 **	3	Isopor***	24	20,0	22,0	0,0	47,12	397	560
11	He <i>et al.</i> (2016)	C-b0r1d1	2	Lubrificante	60	25,0	20,0	20,0	46,10	388	549
12		C-b0r0d1 *	2	Lubrificante	60	25,0			46,10		
13	Xiao <i>et al.</i> (2016)	PT16	4	Lubrificante	60	20,0	16,0	22,0	41,68	335	500
14		PT16C	4	Lubrificante	60	20,0	16,0	22,0	26,56	335	500
15		PT16T	4	Lubrificante	60	8,0	16,0	22,0	41,68	335	500
16	Nakajima & Nguyen (2016)	D30T12R10	4	Lubrificante	30	12,0	10,0	10,0	32,15	401	534
17		D60T12R10	7	Lubrificante	60	12,0	10,0	25,0	32,27	401	536
18		D90T12R10	5	Lubrificante	90	12,0	10,0	40,0	32,15	401	534
19		D40T12R13	2	Lubrificante	40	12,0	13,0	13,5	29,00	384	509
20		D60T12R13	2	Lubrificante	60	12,0	13,0	23,5	32,50	410	543
21		D70T12R13	2	Lubrificante	70	12,0	13,0	28,5	29,00	384	509
22		D40T12R16	2	Lubrificante	40	12,0	16,0	12,0	29,00	375	488
23		D60T12R16	4	Lubrificante	60	12,0	16,0	22,0	33,30	356	505
24		D70T12R16	2	Lubrificante	70	12,0	16,0	27,0	29,00	375	488
25		D60T19R16	2	Lubrificante	60	19,0	16,0	22,0	34,10	356	505
26	D60T25R16	2	Lubrificante	60	25,0	16,0	22,0	34,10	356	505	
				Limites de validação do modelo							
Total de ensaios:		64	Mínimo:	24	7,0	6,3	0	25,12	335	488	
			Máximo:	90	26,0	22,0	$D-d$	47,12	609	763	

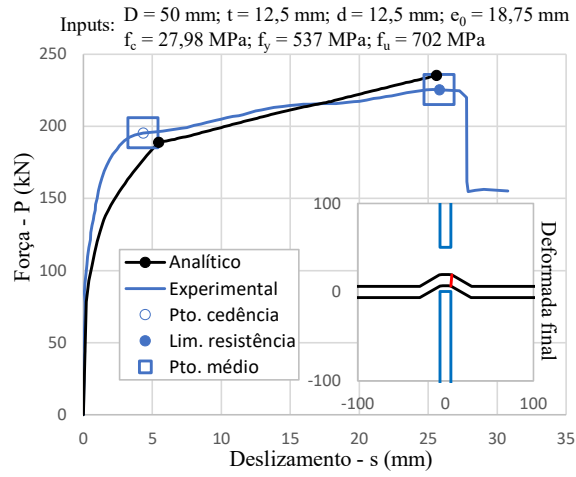
* Protótipo sem barra passante

** Protótipo sem concreto no interior do furo (barra passante justa no furo)

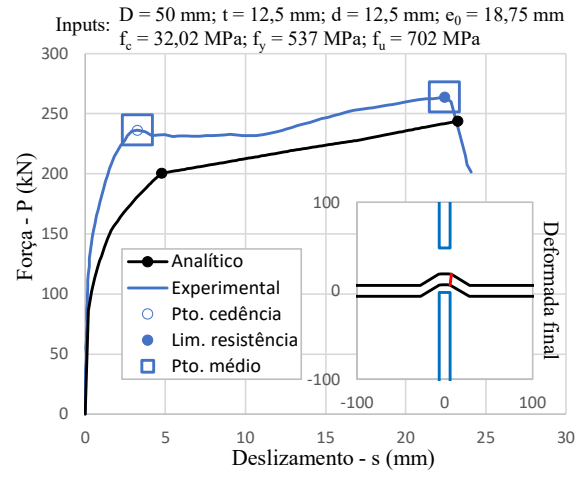
*** Folha de isopor inserida entre a chapa e o concreto para eliminar o contato entre as partes

5.3.1 Validação do modelo analítico

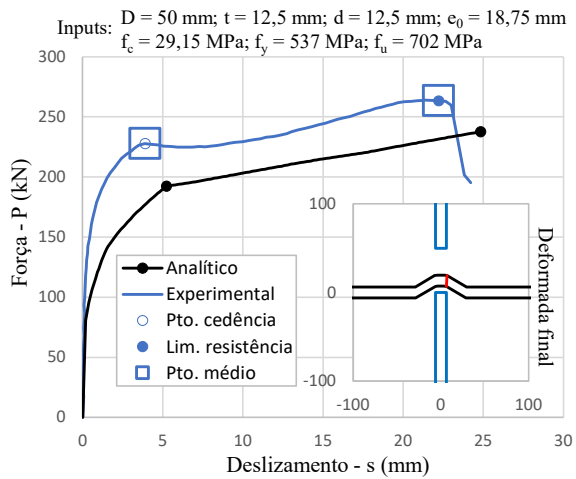
Apresentam-se, nas figuras 5.21 a 5.25, as curvas força-deslizamento geradas pelo modelo analítico para os ensaios em situação confinada realizados neste trabalho e nos trabalhos de Su *et al.* (2014), He *et al.* (2016), Xiao *et al.* (2016) e Nakajima & Nguyen (2016). Na Tabela 5.2, apresentam-se, para cada conector simulado, os valores experimentais e analíticos de P_l , s_l , P_u e s_u , os quais são em seguida dispostos em gráficos de dispersão na Figura 5.26. É importante ressaltar que o modelo analítico foi calibrado para se aproximar da média dos resultados experimentais.



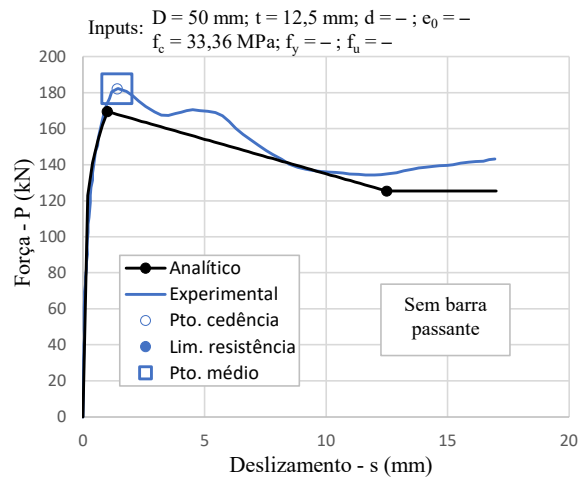
(a) TIC1a_Ref1



(b) TIC5a_Ref1



(c) TIC5b_Ac26



(d) TIC2b_d0

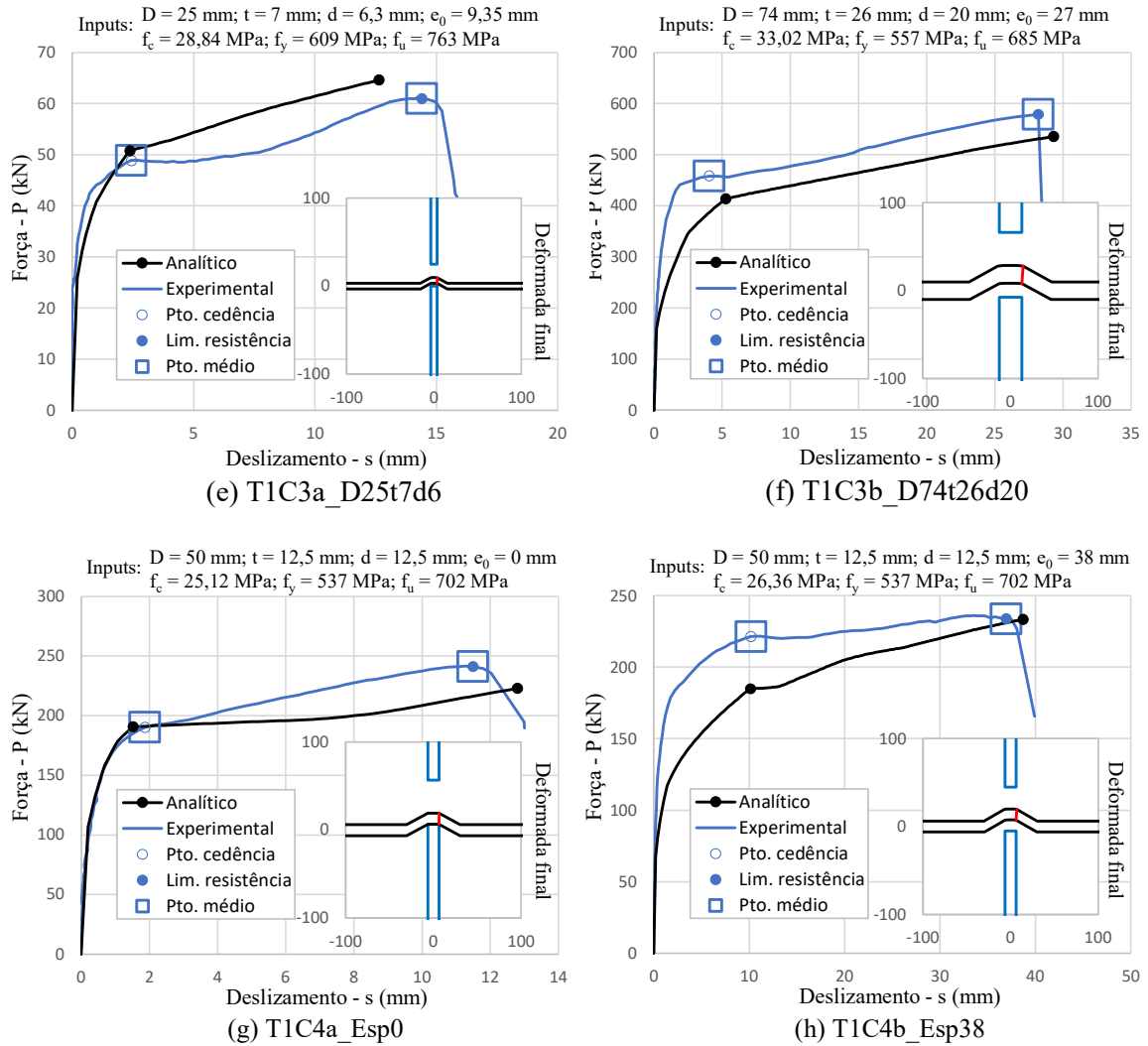


Figura 5.21: Ensaio em situação de confinamento realizados neste trabalho: sobreposição das curvas analíticas e experimentais com destaque para os pontos de cedência [s_I ; P_I] e limite de resistência [s_u ; P_u].

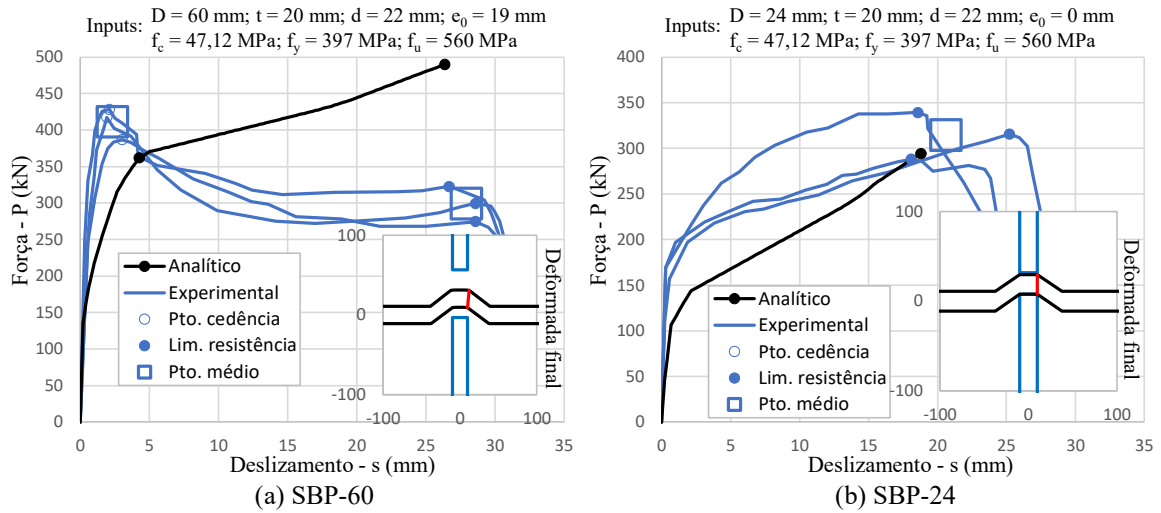


Figura 5.22: Ensaio realizado por Su *et al.* (2014): sobreposição das curvas analíticas e experimentais com destaque para os pontos de cedência [s_I ; P_I] e limite de resistência [s_u ; P_u].

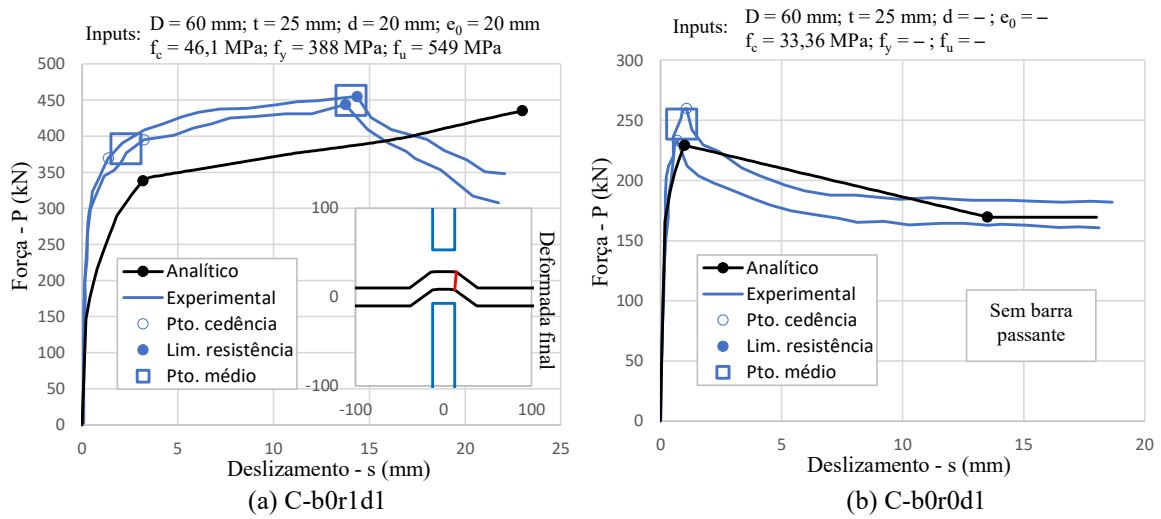


Figura 5.23: Ensaio realizado por He *et al.* (2016): sobreposição das curvas analíticas e experimentais com destaque para os pontos de cedência [s_I ; P_I] e limite de resistência [s_u ; P_u].

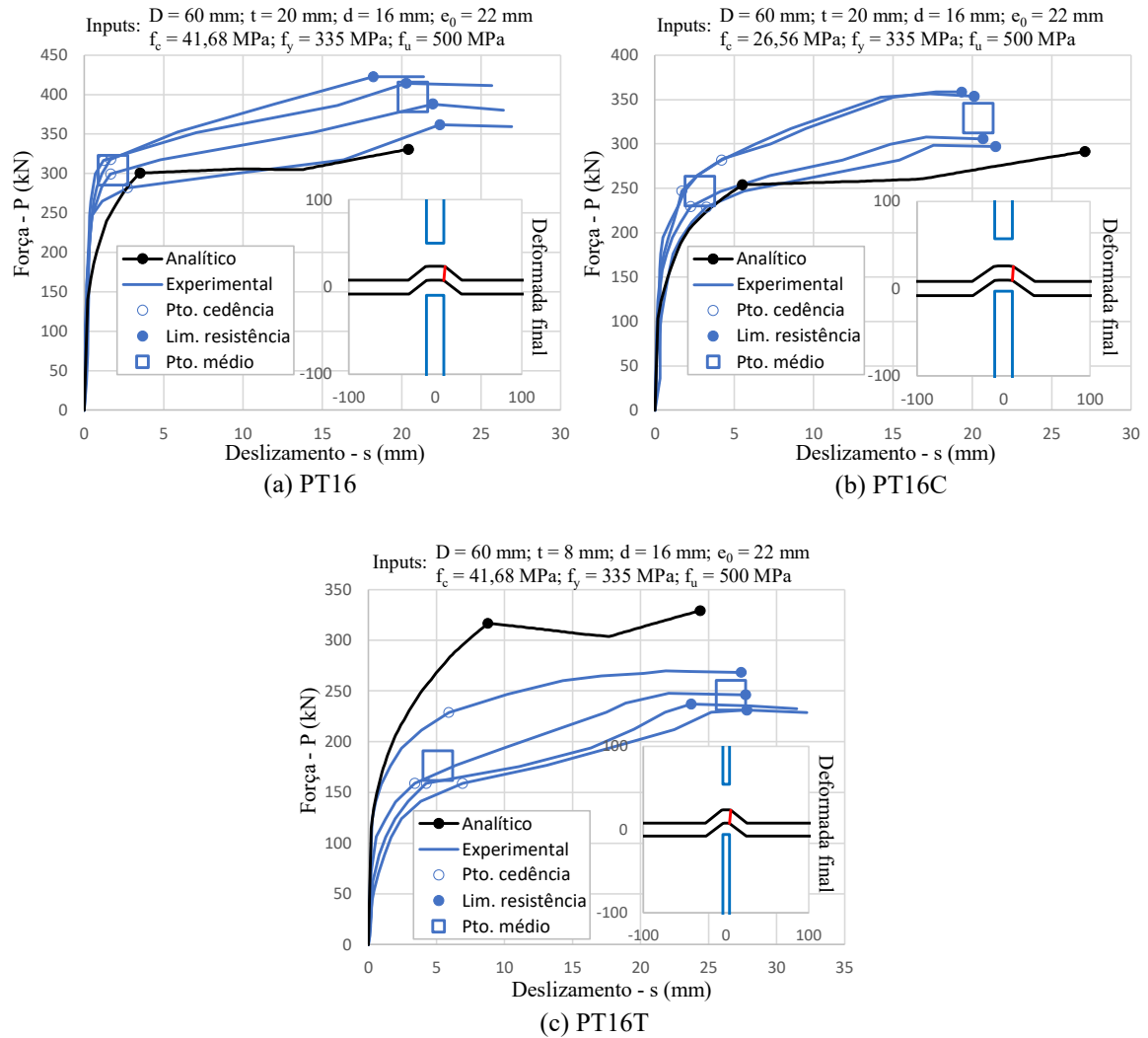
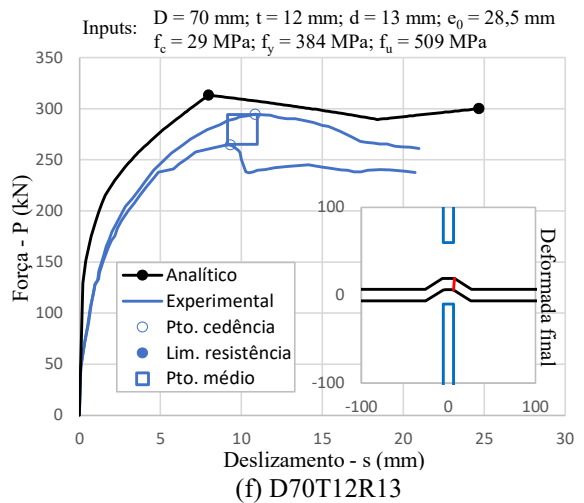
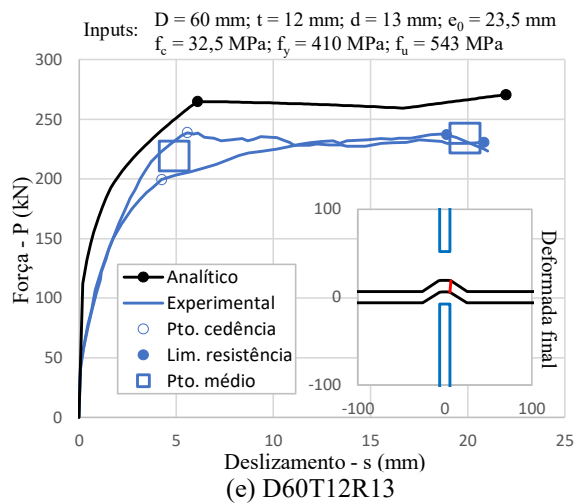
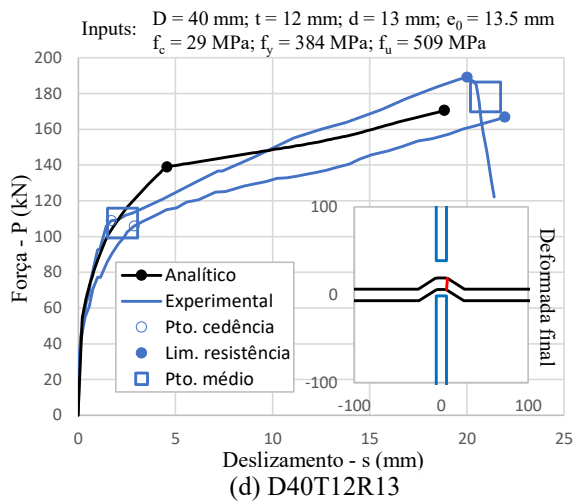
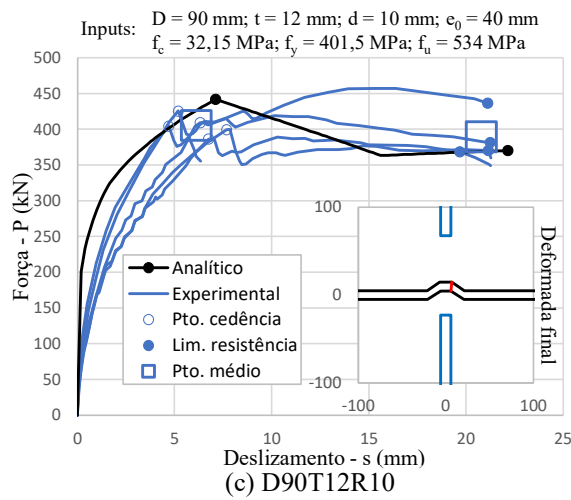
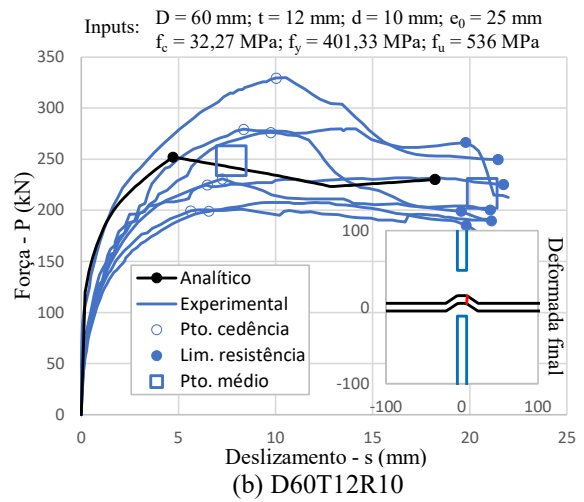
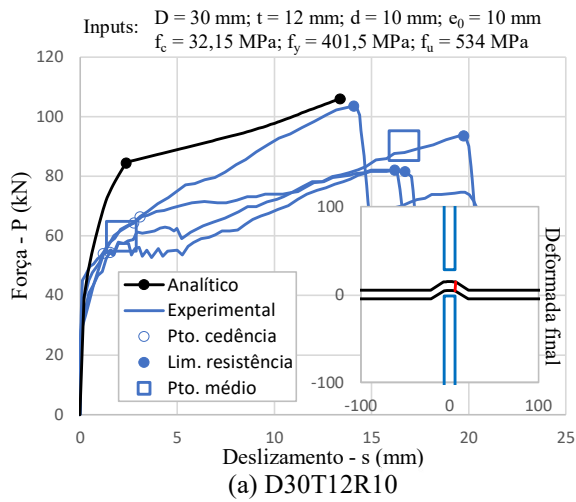


Figura 5.24: Ensaios realizados por Xiao *et al.* (2016): sobreposição das curvas analíticas e experimentais com destaque para os pontos de cedência [s_I ; P_I] e limite de resistência [s_u ; P_u].



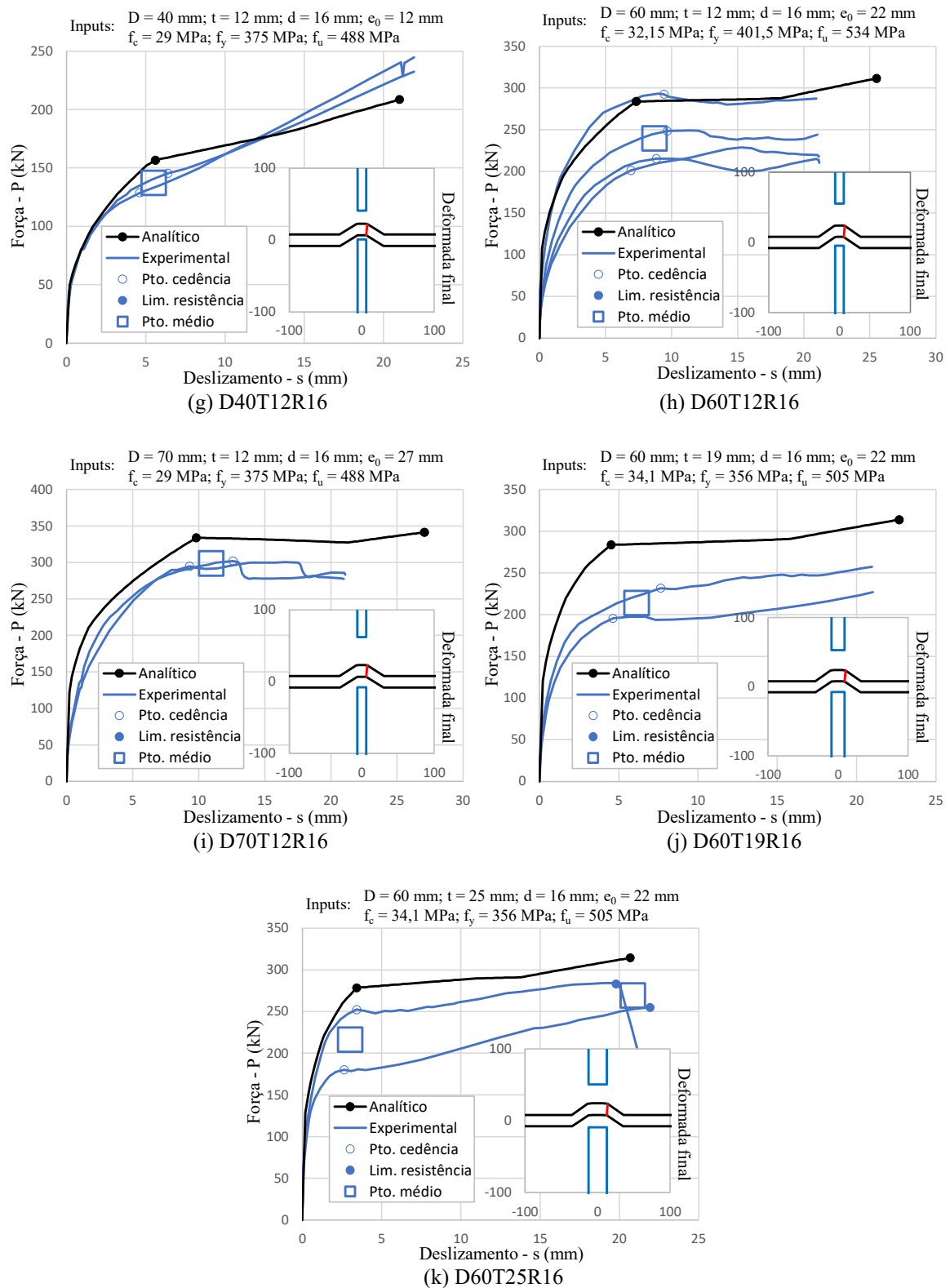


Figura 5.25: Ensaio realizado por Nakajima & Nguyen (2016): sobreposição das curvas analíticas e experimentais com destaque para os pontos de cedência [s_I ; P_I] e limite de resistência [s_u ; P_u].

Com relação às curvas apresentadas nas figuras 5.21 a 5.25, as seguintes observações devem ser destacadas:

a) Influência da espessura: Xiao *et al.* (2016) e Nakajima & Nguyen (2016) avaliaram a influência da espessura nos ensaios PT16, PT16T, D60T12R16, D60T19R16 e D60T25R16 (figuras 5.24a, 5.24c, 5.25h, 5.25j e 5.25k, respectivamente). Ambos mantiveram o diâmetro do furo (60 mm) e da barra passante (16 mm) constantes e variaram a espessura ($8 \leq t \leq 25$ mm). Nakajima & Nguyen (2016) adotaram espessuras de 12, 19 e 25 mm e observaram ligeira tendência de aumento na capacidade resistente com o aumento da espessura, contudo, nota-se que o protótipo D60T19R16 desviou-se dessa tendência, apresentando patamar de resistência médio inferior ao do protótipo D60T12R16, apesar de possuir espessura superior. A diferença observada entre as curvas analíticas e experimentais na Figura 5.25j é, em parte, atribuída a esse desvio do protótipo experimental D60T19R16. Por outro lado, Xiao *et al.* (2016), observaram uma redução acentuada na capacidade resistente (38%) quando se diminui a espessura de 20 mm para 8 mm. Conforme se observa na Figura 5.24c, o modelo analítico não reproduziu esse comportamento observado por Xiao *et al.* (2016). Supõe-se que a espessura passa a exercer maior influência sobre a capacidade resistente, quando assume valores muito reduzidos em relação ao diâmetro da barra passante, visto que, dentre os 26 protótipos, PT16T foi o único a apresentar espessura t inferior a 75% do diâmetro da barra passante d . Diante disso, recomenda-se limitar a aplicação do modelo a $d \leq t/0,75$;

b) Divergência do protótipo SBP-60 (Figura 5.22a): embora tenha adotado configuração geométrica e de material bastante próxima à de outros autores, Su *et al.* (2014) obteve curva força-deslizamento com descarregamento acentuado após o ponto de cedência. Esse comportamento diverge dos demais resultados experimentais, em que a curva descreve um patamar em geral com ligeiro acréscimo de força. Atribui-se esse comportamento à camada de isopor inserida por Su *et al.* (2014) entre chapa e o concreto, que pode ter causado diminuição do atrito e da resistência residual ao cisalhamento do concreto nas interfaces;

c) Interrupção das curvas experimentais antes da falha da barra passante: as curvas força-deslizamento dos protótipos D70T12R13, D40T12R16, D60T12R16, D70T12R16 e D60T19R16 (figuras 5.25f, 5.25g, 5.25h, 5.25i e 5.25j, respectivamente), não foram apresentadas em sua totalidade por Nakajima & Nguyen (2016), não sendo possível identificar o ponto de falha da barra em nenhum dos ensaios nessas figuras. Por esse motivo,

não foi possível obter os valores experimentais de s_u e P_u para esses protótipos, embora seja possível observar boa concordância quanto à forma da curva para o trecho disponível.

Tabela 5.2: Valores analíticos e experimentais comparados para s_l , P_l , s_u e P_u .

Protótipo	Experimental				Analítico				Erro				
	s_l (mm)	P_l (kN)	s_u (mm)	P_u (kN)	s_l (mm)	P_l (kN)	s_u (mm)	P_u (kN)	s_l	P_l	s_u	P_u	
T1C1a_Ref1	4,33	195,29	25,81	225,33	5,45	188,87	25,61	235,29	26%	3%	1%	4%	
T1C5a_Ref1	3,26	236,19	22,41	263,62	4,76	200,44	23,23	243,76	46%	15%	4%	8%	
T1C5b_Ac26	3,90	227,83	22,21	263,50	5,23	192,30	24,83	237,74	34%	16%	12%	10%	
T1C2b_d0 *	1,41	182,05			1,00	169,43			29%	7%			
T1C3a_D25t7d6	2,44	48,88	14,40	60,97	2,38	50,80	12,64	64,62	2%	4%	12%	6%	
T1C3b_D74t26d20	4,05	458,30	28,20	578,64	5,26	413,68	29,32	535,65	30%	10%	4%	7%	
T1C4a_Esp0	1,87	190,19	11,49	241,15	1,52	190,72	12,80	222,97	19%	0%	11%	8%	
T1C4b_Esp38	10,20	221,27	36,94	233,77	10,12	184,94	38,70	233,34	1%	16%	5%	0%	
SBP-60	2,35	410,88	27,95	298,94	4,27	362,13	26,36	489,63	82%	12%	6%	64%	
SBP-24 **			20,62	314,19	1,57	129,32	18,80	293,76			9%	7%	
C-b0r1d1	2,30	382,31	14,05	449,24	3,18	338,31	22,99	435,15	38%	12%	64%	3%	
C-b0r0d1 *	0,89	246,51			1,00	229,28			13%	7%			
PT16	1,81	303,89	20,70	396,75	3,51	300,68	20,41	330,69	94%	1%	1%	17%	
PT16C	2,85	246,77	20,40	328,72	5,51	253,96	27,10	291,48	93%	3%	33%	11%	
PT16T	5,12	176,38	26,66	245,78	8,78	316,69	24,39	329,31	72%	80%	8%	34%	
D30T12R10	2,14	59,78	16,68	90,16	2,37	82,45	13,37	104,51	11%	38%	20%	16%	
D60T12R10	7,73	248,35	20,64	216,43	4,73	252,04	18,21	230,05	39%	1%	12%	6%	
D90T12R10	6,13	404,80	20,80	389,15	7,12	441,61	22,16	370,00	16%	9%	7%	5%	
D40T12R13	2,28	107,42	20,97	177,96	4,56	138,96	18,83	170,52	100%	29%	10%	4%	
D60T12R13	4,91	219,13	19,87	233,92	6,10	264,97	21,96	270,64	24%	21%	11%	16%	
D70T12R13 ***	10,08	279,59			7,98	313,27	24,68	300,08	21%	12%			
D40T12R16 ***	5,51	137,01			5,61	156,69	21,01	208,52	2%	14%			
D60T12R16 ***	8,72	239,28			7,33	283,75	25,51	311,44	16%	19%			
D70T12R16 ***	10,94	298,24			9,82	333,67	27,08	341,26	10%	12%			
D60T19R16 ***	6,14	213,73			4,52	283,52	22,68	313,77	26%	33%			
D60T25R16	3,04	216,31	20,86	269,10	3,43	278,56	20,69	314,39	13%	29%	1%	17%	
									Média	34%	16%	12%	13%

* Protótipo sem barra passante

** Protótipo sem concreto no interior do furo (barra passante justa no furo)

*** Ponto de falha experimental indisponível

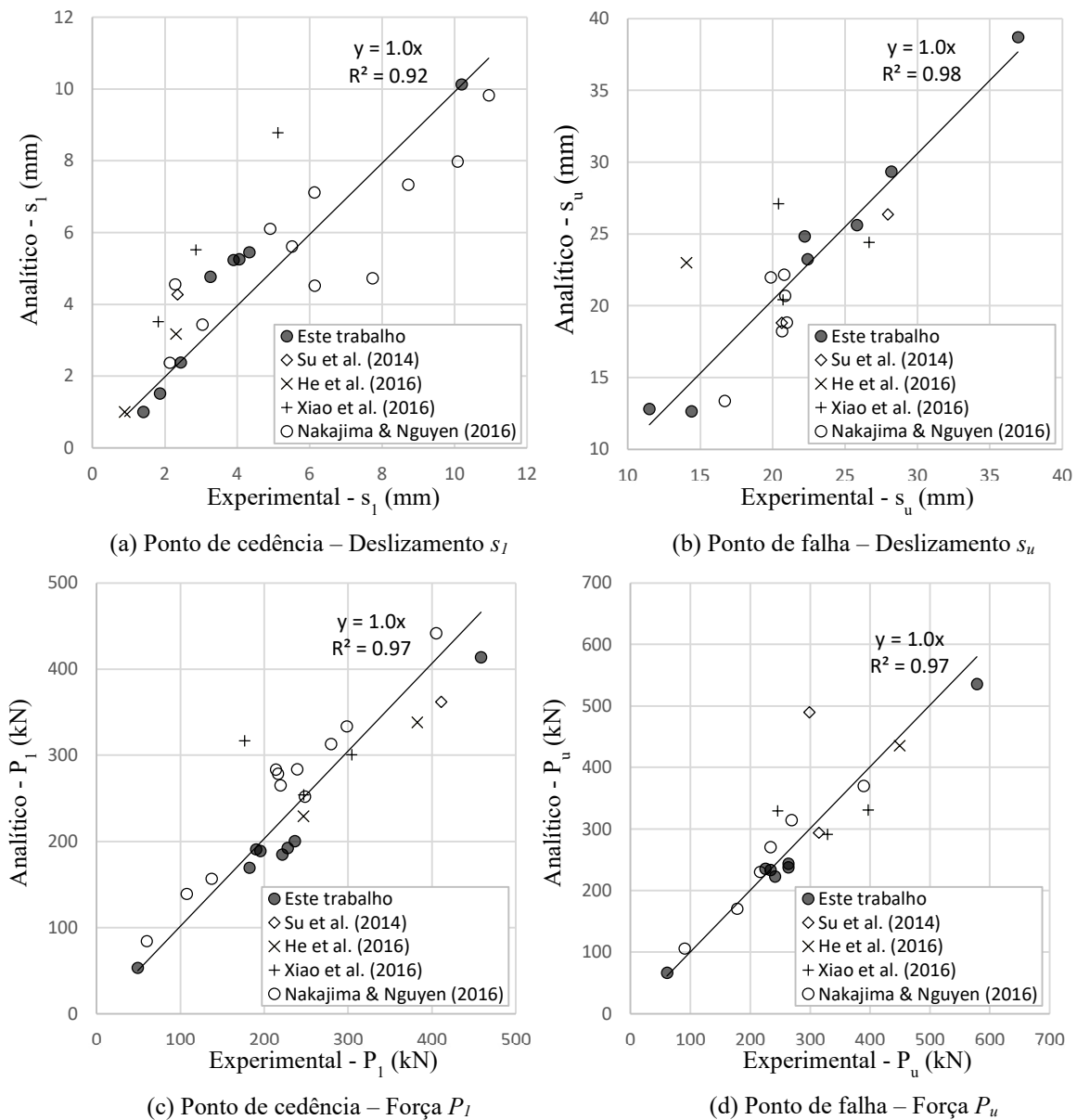


Figura 5.26: Gráficos de dispersão: avaliação do modelo analítico quanto a previsão de s_l , s_u , P_l e P_u .

Conforme se observa nas figuras 5.21 a 5.25, o modelo analítico produziu curvas força-deslizamento com aspecto bastante semelhante ao das curvas experimentais, incluindo o trecho entre o ponto de cedência e o ponto de falha. Destacam-se como exceções, as curvas dos protótipos SBP-60, C-b0r1d1 e PT16T (figuras 5.22a, 5.23a e 5.24c, respectivamente). Tomando-se os pares $[s_l; P_l]$ e $[s_u; P_u]$ para avaliar a precisão do modelo, nota-se maior dificuldade para determinar o ponto de cedência, em especial o deslizamento crítico s_l , o que pode ser em parte atribuído à dificuldade de se identificar com precisão esse ponto na curva experimental. Quanto ao ponto de falha, observa-se uma melhor aproximação tanto da força quanto do deslizamento último.

Na Tabela 5.2, apresentam-se os erros das previsões analíticas de s_l , P_l , s_u e P_u . Nota-se que os erros médios foram 34%, 16%, 12% e 13%, respectivamente. Contudo, se eliminarmos os ensaios SBP-60 e PT16T pelos motivos expostos anteriormente, esses erros são reduzidos em 9%, 12,5%, 0% e 31%. Na Figura 5.26, observa-se que o coeficiente de determinação R^2 do modelo analítico para estimativa de s_l , P_l , s_u e P_u ficou entre 0,92 e 0,98, indicando que a formulação do modelo analítico expressa adequadamente a mecânica da conexão, em especial a capacidade de deslizamento s_u do FPCB.

5.3.2 Comparação do modelo analítico com outros modelos de cálculo da literatura quanto à estimativa da capacidade resistente P_R

Visando avaliar a precisão do modelo proposto nesse capítulo à luz dos modelos de cálculo existentes, foi feita uma comparação entre o equacionamento aqui proposto e as equações para previsão de capacidade resistente de Braun (2018), Kopp *et al.* (2018), He *et al.* (2016), Nakajima & Nguyen (2016), Zhao & Liu (2012), Zapfe (2001) e Hosaka *et al.* (2000) (apresentadas na Tabela 5.3) quanto à aproximação dos resultados experimentais deste trabalho e dos autores apresentados no item 2.2. Na Figura 5.27, os modelos são comparados quanto ao valor do fator de determinação R^2 e, na Figura 5.28, são apresentados os gráficos de dispersão obtidos para cada modelo. Conforme se observa, obteve-se boa dispersão dos dados para todos os modelos analisados, com R^2 variando entre 0,936, para a equação de Nakajima & Nguyen (2016) e 0,983, para o modelo analítico proposto nesse trabalho. Isso indica que o equacionamento aqui proposto é capaz de estimar a capacidade resistente P_R com boa precisão, comparável ou superior às demais equações da literatura.

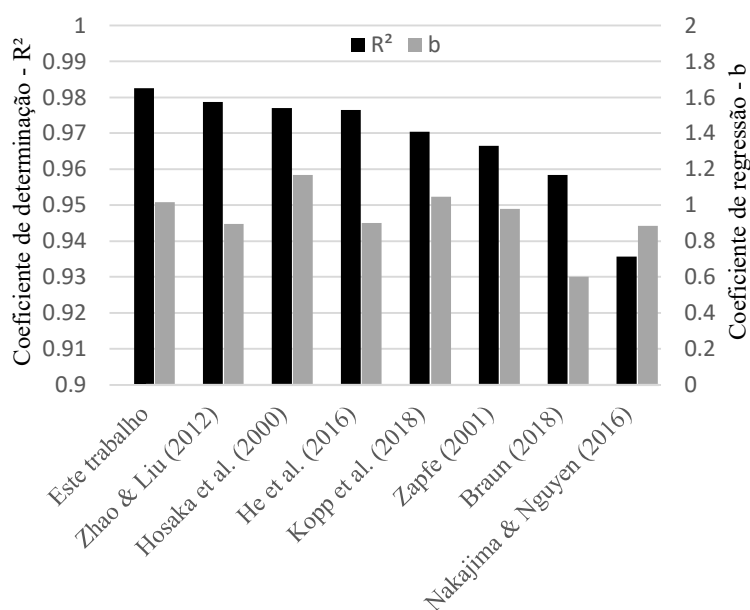
Tabela 5.3: Equações da literatura para previsão da capacidade resistente de conectores FPCB.

Autores	Equações para capacidade resistente média
Hosaka <i>et al.</i> (2000)	$P_R = 3,38D^2\sqrt{t/D}f_c - 39$, sem barra passante $P_R = 1,45[(D^2 - d^2)f_c + d^2f_u] - 26,1$, com barra passante
Zapfe (2001)	$P_R = 16,542A\sqrt{f_c}(1 + \rho_D)(1,2 - D/180)$; $\rho_D = (E_a A_a)/(E_c A)$, $(1,2 - D/180) \leq 1$
Zhao & Liu (2012)	$P_R = 1,38(D^2 - d^2)f_c + 1,24d^2 f_y$
He <i>et al.</i> (2016)	$P_R = \tau_b A_b + 1,06A_a f_{cu} + 2,09A_a f_y$; $\tau_b = -0,022f_{cu} + 0,306\sqrt{f_{cu}} - 0,573$
Nakajima & Nguyen (2016)	$P_R = 0,15A f_c^{0,65} A_{bl}^{0,43} t^{-0,5}$, sem barra passante $P_R = 0,15\alpha(A - A_a)f_c^{0,65} A_{bl}^{0,43} t^{-0,5} + 0,84d f_y D t^{0,8}$; $\alpha = 6,9d^{0,4} D$, com barra passante
Kopp <i>et al.</i> (2018)	$P_R = 29,975f_{ctm}(1 + \rho_D)(1,2 - D/180)$; $\rho_D = 1 + (E_a/E_c - 1)(A/A_c)$, $(1,2 - D/180) \leq 1$
Braun (2018)	$P_R = 36,919(f_c t D \cdot 10^{-3})^{0,287} + (\pi d^2 f_y / 2\sqrt{3}) \cdot 10^{-3}$

Notação:

<p>A é a área do furo (mm²); A_a é a área da seção transversal da barra passante (mm²); A_b é a área de contato entre a chapa e o concreto (mm²); A_{bl} é a área da seção transversal do bloco de concreto paralela ao plano da chapa (mm²); A_c é a área de concreto no furo, $A_c = \pi(D^2 - d^2)/4$; A_{tr} é a área total de armadura transversal à chapa (mm²); D é o diâmetro do furo (mm); E_a é o módulo de elasticidade do aço da barra (MPa);</p>	<p>E_c é o módulo de elasticidade do concreto (MPa); P_R é a capacidade resistente do conector (N); d é o diâmetro da barra passante (mm); f_c é a resistência do concreto – corpo de prova cilíndrico (MPa); f_{cu} é a resistência do concreto – corpo de prova prismático (MPa); f_u é a resistência ao escoamento do aço da barra (MPa); f_y é a resistência à ruptura do aço da barra (MPa); t é a espessura da chapa (mm).</p>
--	---

* As notações foram alteradas em relação aos trabalhos originais

Figura 5.27: Modelos de cálculo para capacidade resistente elencados segundo o coeficiente de determinação R^2 .

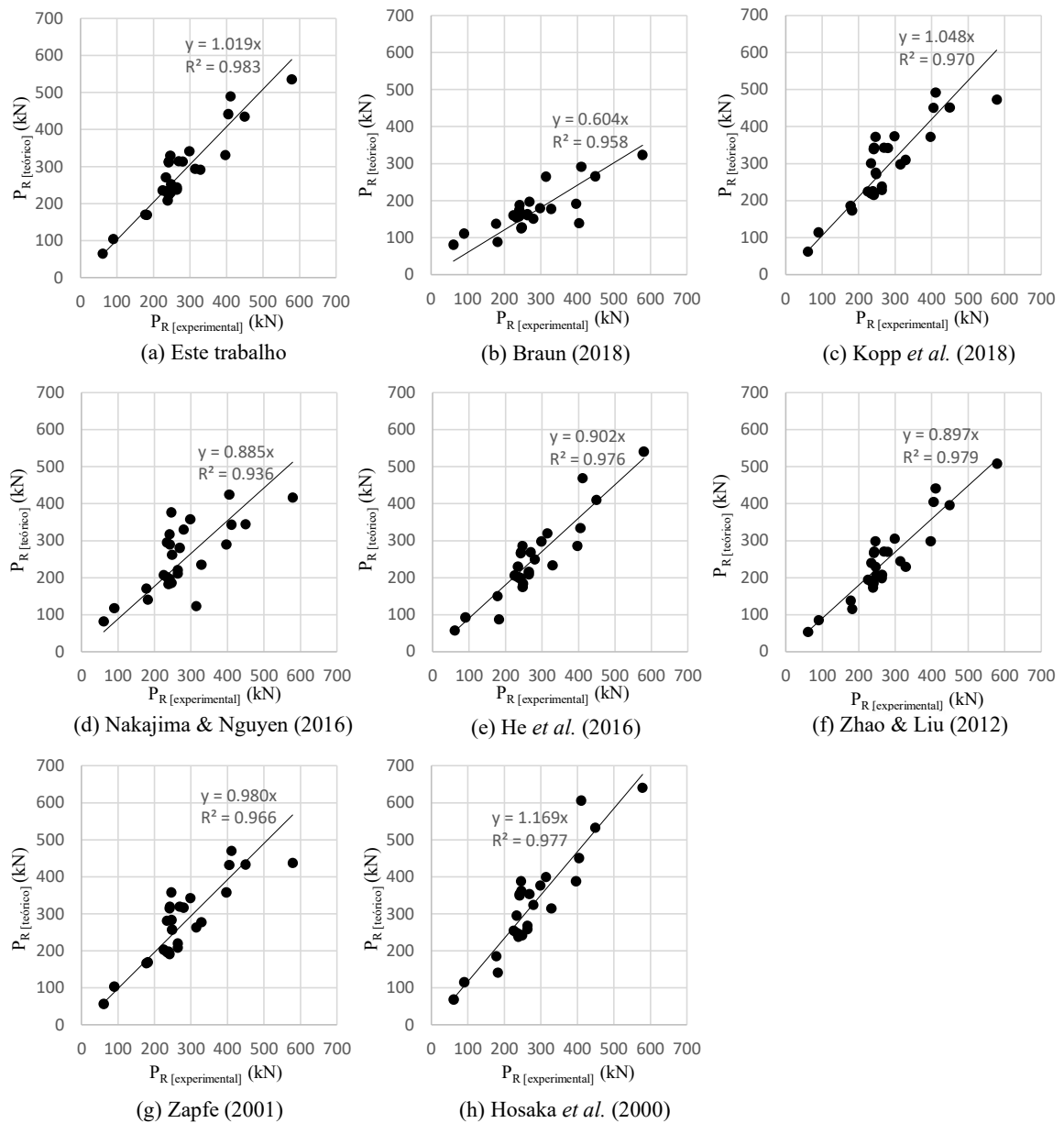


Figura 5.28: Gráficos de dispersão para capacidade resistente P_R para os modelos deste e de outros trabalhos da literatura.

5.3.3 Trabalho de calibração

Para se chegar à formulação final do modelo analítico, capaz de gerar as curvas e previsões apresentadas nos itens 5.3.1 e 5.3.2, foi necessário um trabalho de calibração. Este trabalho consistiu em equacionar e ajustar os seguintes parâmetros: 1) rigidez à compressão em regime plástico do concreto dentro do furo, K_p , a qual foi ajustada por uma fator α_p ; 2) resistência do concreto ao cisalhamento nas interfaces de deslizamento, P_{sc1} , a qual foi equacionada à partir do modelo de Zapfe (2001) e ajustada por um fator α_f ; 3) resistência residual do concreto ao cisalhamento nas interfaces de deslizamento, P_{sc2} , a qual foi ajustada por um fator de redução

α_r ; 4) deslizamento crítico s_l , o qual foi ajustado por um fator α_s . Nos subitens a seguir apresenta-se a calibração realizada para cada um desses parâmetros.

5.3.3.1 Calibração da rigidez à compressão em regime plástico confinado K_p

O parâmetro K_p foi calibrado visando a melhor aproximação entre os valores de s_u experimentais e analíticos.

Sendo $s_u = u_u + \Delta e_u$, conforme Figura 5.3, e, tendo-se determinado u_u , conforme Figura 5.14, e sabendo-se que Δe_u é função de K_p , conforme item 5.2.3, pôde-se determinar, para cada um dos ensaios tomados para validação, o valor ideal de K_p que resultaria em $s_{u[analítico]} = s_{u[experimental]}$, conforme Eqs. 5.52 a 5.54.

$$\Delta e_u = s_u - u_u \quad (5.52)$$

$$\Delta e_u = \frac{P_{c1}}{K dt} + \frac{P_{bu} - P_{c1}}{K_p dt} \quad (5.53)$$

onde $P_{c1} = f_{cc} d t$.

Substituindo a Eq 5.53 na Eq 5.52 e isolando K_p chega-se a

$$K_{p[ideal]} = \frac{(P_{bu}/dt) - f_{cc}}{s_u - u_u - (f_{cc}/K)} \quad (5.54)$$

com s_u sendo extraído dos ensaios experimentais.

Equacionou-se e calibrou-se K_p em função de propriedades geométricas e de material dos FPCB, buscando a melhor aproximação possível dos valores ideais extraídos dos resultados experimentais ($K_{p[ideal]}$). A equação final ajustada e o gráfico de dispersão obtido ao final do trabalho de calibração são apresentadas na Eq. 5.55 e Figura 5.29.

$$K_p = 20,7 \cdot \frac{f_c d}{e_0 t} \quad (5.55)$$

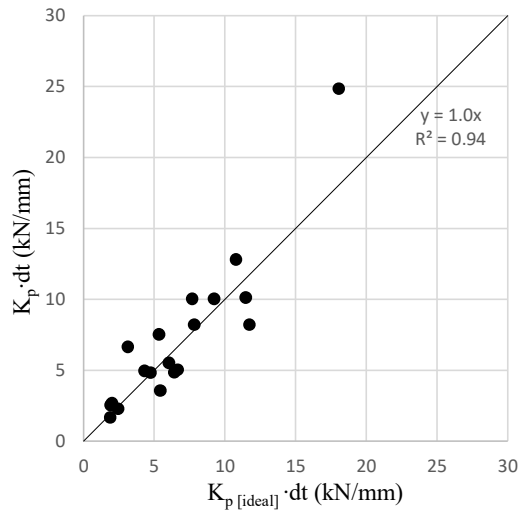


Figura 5.29: Calibração final de K_p com base nos dados experimentais.

5.3.3.2 Calibração da resistência ao cisalhamento do concreto P_{sc1}

A força de ruptura do concreto nas interfaces, P_{sc1} , foi formulada com base no modelo de Zapfe (2001) e sua calibração consistiu em ajustar a constante α_f . Para isso, tomaram-se as curvas $s \times P$ experimentais e se sobrepueram a elas as curvas analíticas $s \times P_{sf} + s \times P_b$. Identificando na curva experimental o ponto de cedência (máximo local ou ponto aproximado com queda brusca de rigidez) e extraíndo-se a diferença de força entre ambas as curvas para esse deslizamento, pôde-se obter o valor ideal de P_{sc1} que resultaria em $P_{1[analítico]} = P_{1[experimental]}$, conforme Eq. 5.56 e Figura 5.30.

$$P_{sc1[ideal]} = P_1 - P_{sf}(s_1) - P_b(s_1) \quad (5.56)$$

com P_1 e s_1 sendo extraídos dos ensaios experimentais.

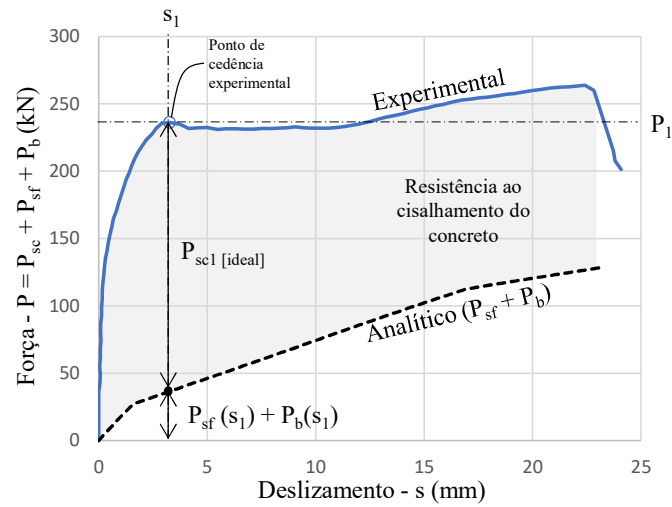


Figura 5.30: Obtenção do valor ideal de P_{sc1} para um dado ensaio experimental.

Calibrou-se a constante α_f buscando a melhor aproximação possível dos valores ideais extraídos dos resultados experimentais ($P_{sc1 [ideal]}$), tendo-se chegado a $\alpha_f = 8,1$. A equação final ajustada e o gráfico de dispersão obtido ao final do trabalho de calibração são apresentados na Eq. 5.57 e Figura 5.31.

$$P_{sc1} = 8,1(2A_c)\sqrt{f_c} \left(1,2 - \frac{D}{180}\right) ; \left(1,2 - \frac{D}{180}\right) \leq 1 \quad (5.57)$$

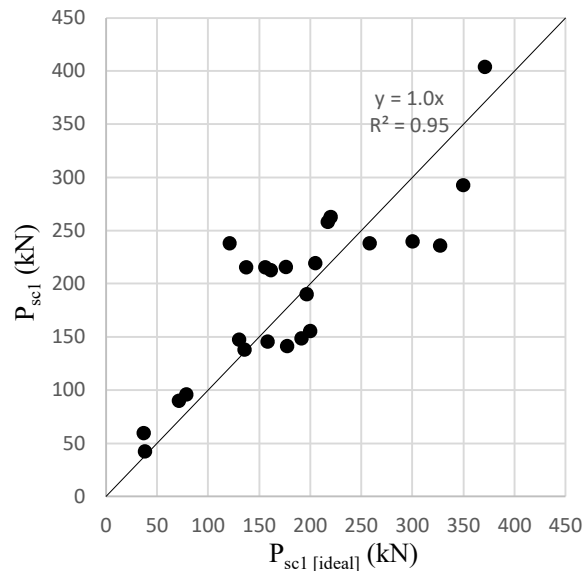


Figura 5.31: Calibração final de P_{sc1} com base nos dados experimentais.

5.3.3.3 Calibração da resistência residual ao cisalhamento do concreto P_{sc2}

A força resistente residual do concreto nas interfaces, P_{sc2} , é obtida aplicando um fator de redução α_r à força P_{sc1} . Para ajustar o fator α_r , tomaram-se as curvas $s \times P$ experimentais e se sobrepuseram a elas as curvas analíticas $s \times P_{sf} + s \times P_b$. Identificando na curva experimental o ponto de ruptura da conexão e extraíndo-se a diferença de força entre ambas as curvas para esse deslizamento, pôde-se obter o valor ideal de P_{sc2} que resultaria em $P_{u[experimental]} = P_{u[analítico]}$, conforme Eq. 5.58 e Figura 5.32.

$$P_{cs2[ideal]} = P_u - P_{sf}(s_u) - P_b(s_u) \quad (5.58)$$

com P_u e s_u sendo extraídos dos ensaios experimentais.

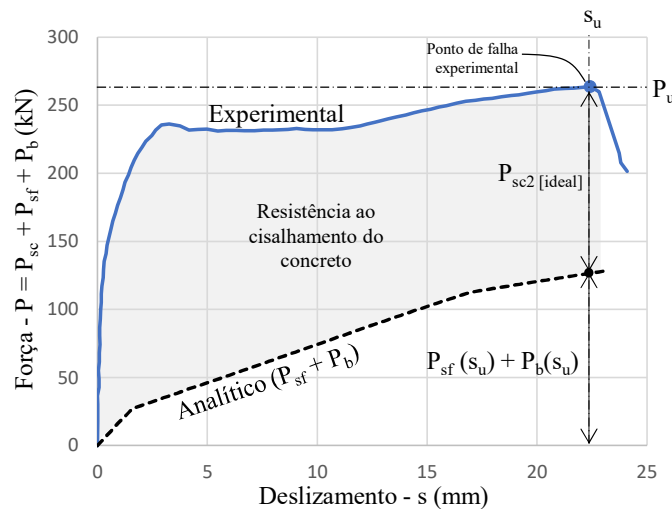


Figura 5.32: Obtenção do valor ideal de P_{sc2} para um dado ensaio experimental.

Calibrou-se a constante α_r , buscando a melhor aproximação possível dos valores ideais extraídos dos resultados experimentais ($P_{sc2[ideal]}$), tendo-se chegado a $\alpha_r = 0,74$. A equação final ajustada e o gráfico de dispersão obtido ao final do trabalho de calibração são apresentadas na Eq. 5.59 e Figura 5.33.

$$P_{sc2} = 0,74 \cdot P_{sc1} \quad (5.59)$$

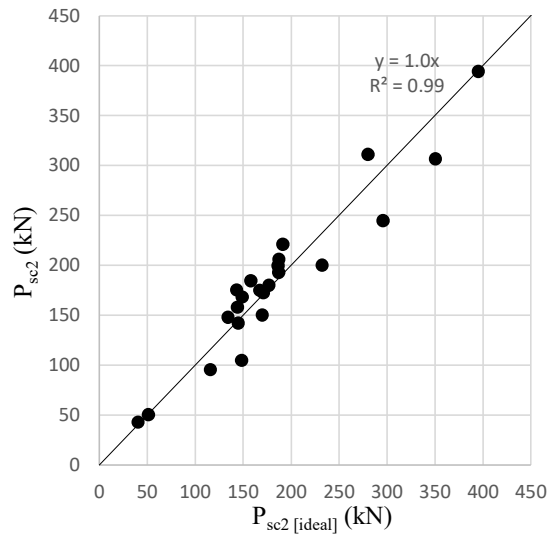


Figura 5.33: Calibração final de P_{sc2} com base nos dados experimentais.

5.3.3.4 Calibração do deslizamento crítico s_l

Equacionou-se e calibrou-se s_l em função de propriedades geométricas e de material dos FPCB, buscando a melhor aproximação possível dos valores de s_l extraídos a partir da identificação do ponto de cedência na curva experimental, os quais foram definidos como um máximo local ou o ponto aproximado em que se observa redução brusca na rigidez. A equação final ajustada e o gráfico de dispersão obtido ao final do trabalho de calibração são apresentados na Eq. 5.60 e Figura 5.34.

$$s_l = 6,1 \cdot \frac{d(e_0 + d/2)}{f_c t} \quad (5.60)$$

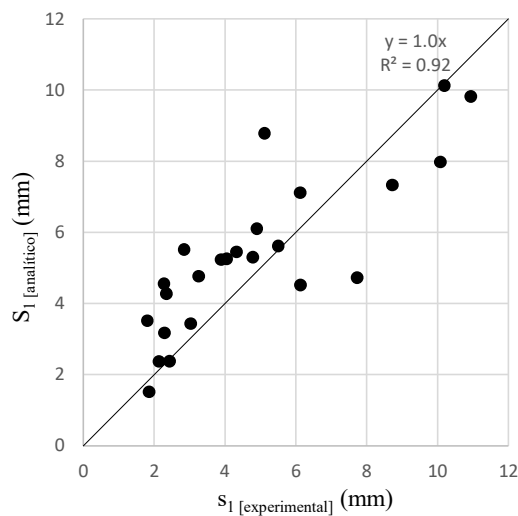


Figura 5.34: Calibração final de s_l com base nos dados experimentais.

5.4 Análise paramétrica

Tendo-se desenvolvido e validado um modelo analítico capaz de gerar curvas força-deslizamento completas para os conectores FPCB, aplicou-se o modelo para realizar uma análise paramétrica variando as propriedades D , t , d , e_0 e f_c desses conectores. O objetivo foi complementar o estudo experimental realizado no Capítulo 3 e proporcionar um entendimento mais aprofundado sobre a influência dessas propriedades no comportamento do conector.

Tomou-se o conector do protótipo T1C1a_Ref1 e realizaram-se variações nas propriedades D , t , d , e_0 e f_c dentro dos limites de validação do modelo analítico. Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 5.35 a 5.39 e discutidos a seguir:

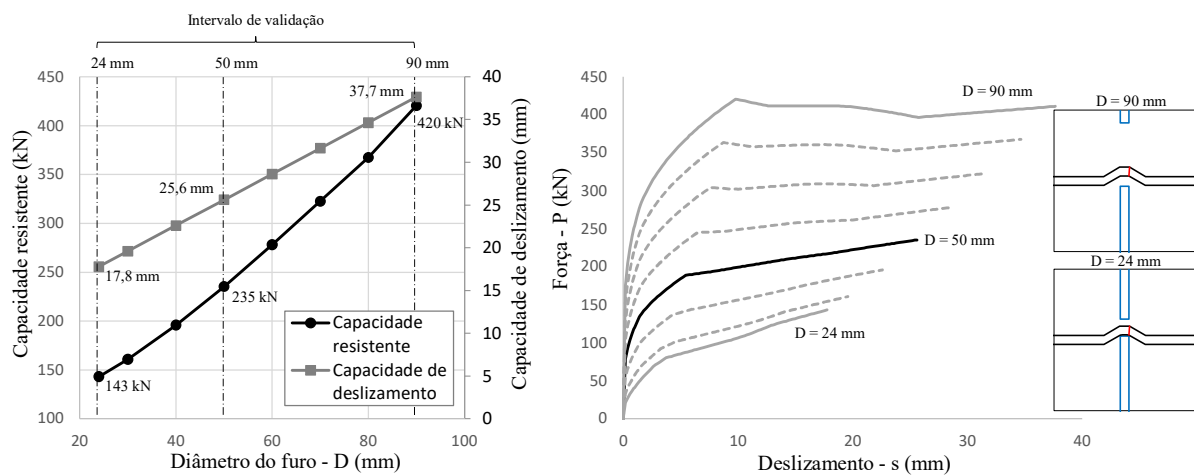


Figura 5.35: Variação do diâmetro do furo $24 \leq D \leq 90$ mm para o conector do protótipo T1C1a_Ref1.

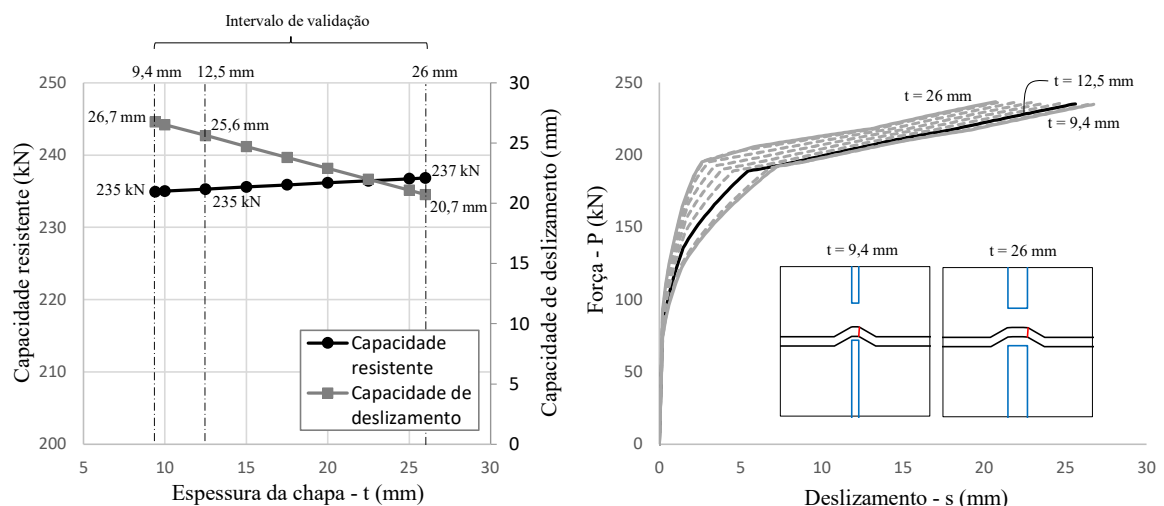


Figura 5.36: Variação da espessura da chapa $9,4 \leq t \leq 26$ mm para o conector do protótipo T1C1a_Ref1.

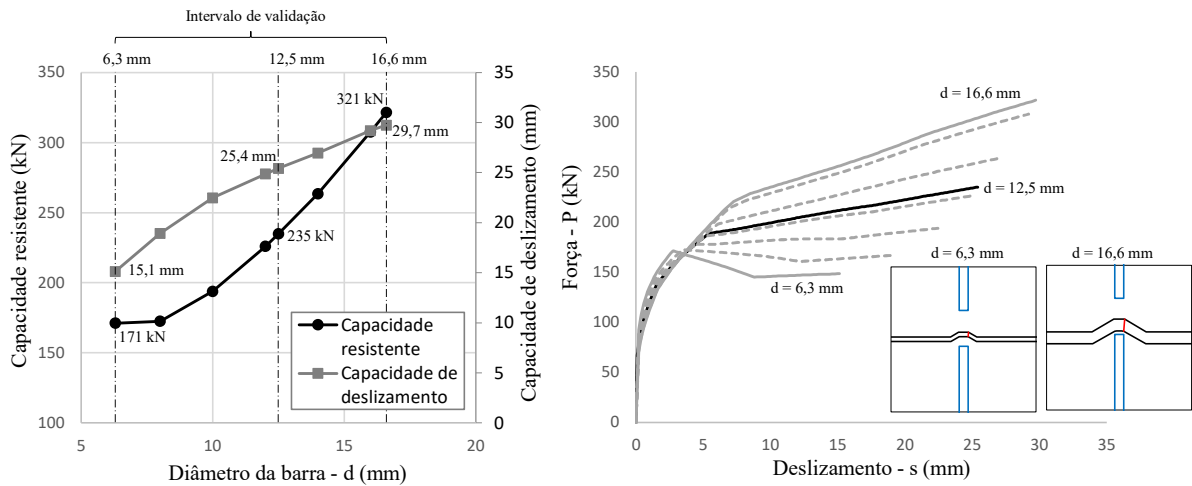


Figura 5.37: Variação do diâmetro da barra $6,3 \leq d \leq 16,6$ mm para o conector do protótipo TIC1a_Ref1.

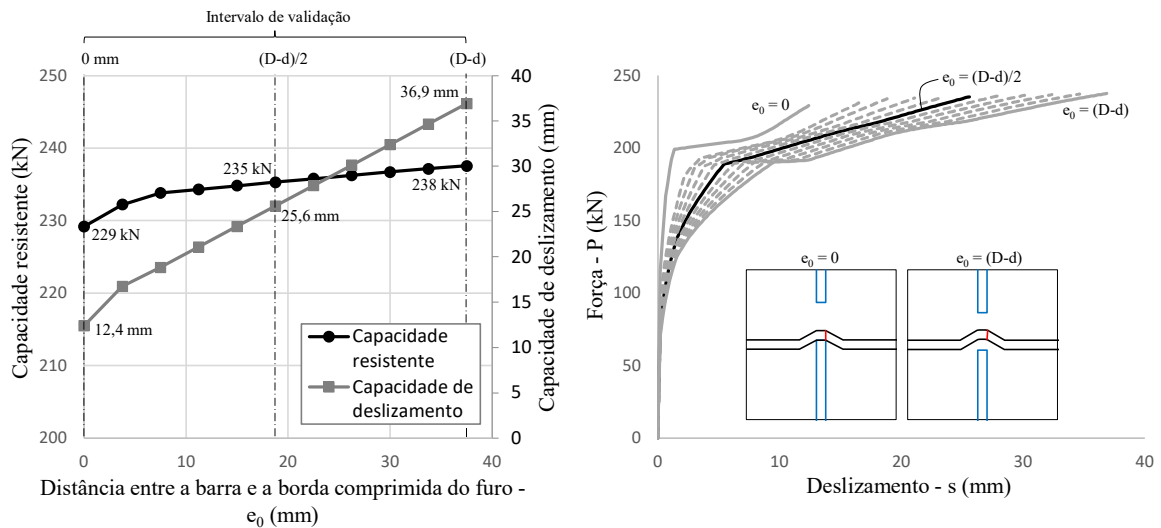


Figura 5.38: Variação da posição da barra $0 \leq e_0 \leq (D - d)$ para o conector do protótipo TIC1a_Ref1.

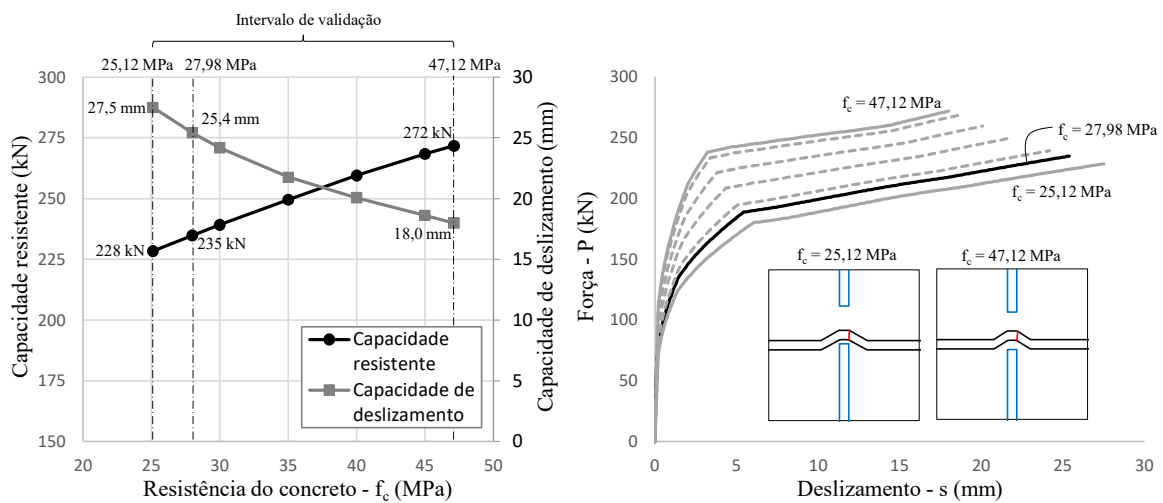


Figura 5.39: Variação da resistência do concreto $25,12 \leq f_c \leq 47,12$ MPa para o conector do protótipo TIC1a_Ref1.

a) conforme se observa na Figura 5.35, o aumento do diâmetro do furo D de 24 mm até 90 mm causou aumento de 194% na capacidade resistente e de 112% na capacidade de deslizamento. A capacidade resistente aumentou, pois aumentou a área de concreto cisalhado, e a capacidade de deslizamento aumentou, pois aumentou e_0 . Nota-se também que, aumentando D e mantendo constante o diâmetro da barra passante d , a componente de resistência do concreto P_{sc} cresce em relação à componente de resistência da barra passante P_b . Consequentemente, o ganho de resistência após o ponto de cedência da curva força-deslizamento torna-se cada vez menor, chegando a haver diminuição para $D = 90$ mm;

b) conforme se observa na Figura 5.36, para aumento na espessura da chapa t de 9,4 mm até 26 mm, a capacidade resistente não sofreu influência significativa. Deve-se ressaltar, contudo, que, se a espessura for reduzida para valor abaixo do limite de 9,4 mm ($t < 0,75d$), pode haver redução mais acentuada na capacidade resistente. Quanto à capacidade de deslizamento, nota-se diminuição de 22%, pois o concreto comprimido dentro do furo entre a barra e a chapa se tornou mais rígido e resistente ao esmagamento;

c) conforme se observa na Figura 5.37, o aumento do diâmetro da barra passante d de 6,3 mm até 16,6 mm causou aumento de 88% na capacidade resistente e de 97% na capacidade de deslizamento. Inicialmente, a capacidade resistente foi pouco influenciada, pois, tal como apontado no item (a), a componente de resistência P_b era pequena em relação à componente P_{sc} . A partir do diâmetro aproximadamente igual a 10 mm a barra passou a exercer maior influência na capacidade resistente. Limitou-se o diâmetro da barra em $d \leq t/0,75 = 16,6$ mm, pois, para diâmetros maiores, o concreto pode passar a apresentar um comportamento frágil não previsto no modelo;

d) conforme se observa na Figura 5.38, o aumento da distância e_0 entre a barra e a borda comprimida do furo de 0 para 37,5 mm causou aumento tanto na capacidade resistente, quanto na capacidade de deslizamento. Contudo, enquanto o aumento de capacidade resistente foi de apenas 4%, o aumento de capacidade de deslizamento foi de 198%. Nota-se que tanto a capacidade resistente quanto a capacidade de deslizamento sofrem redução mais acentuada quando a barra se aproxima muito da borda comprimida do furo. Isso ocorre, pois, quando a barra toca a chapa, o ângulo ϕ deixa de aumentar, levando a maior predominância de esforço cortante na barra;

e) conforme se observa na Figura 5.39, o aumento da resistência do concreto f_c de 25,12 até 47,12 MPa causou aumento de 19% na capacidade resistente e redução de 35% na capacidade de deslizamento. A redução na capacidade de deslizamento se deve, em maior parte, ao aumento na rigidez do concreto comprimido entre a barra e a chapa e, em menor parte, à redução na deflexão da barra, que fica sob maior predominância de esforço cortante. O aumento na capacidade resistente se deve ao aumento da componente de resistência do concreto P_{sc} .

6

CONCLUSÕES

6.1 Conclusões

As conclusões desse trabalho são:

- a) Obteve-se sucesso em propor e desenvolver um modelo analítico que conseguisse gerar toda a curva força-deslizamento e prever a capacidade de deslizamento de conectores constituídos por furos em chapa de aço preenchidos com concreto com barra passante em situação confinada, com o modelo tendo sido satisfatoriamente validado para uma ampla gama de valores das propriedades geométricas e de material do conector. Esse foi o primeiro modelo analítico para conectores de cisalhamento a apresentar essa capacidade;
- b) a representação do comportamento do conector confinado como uma combinação de componentes de resistência (resistência ao cisalhamento nas interfaces + resistência ao esforço transversal na barra passante) e componentes de deslocamento (deflexão da barra passante + encurtamento do concreto comprimido dentro do furo) se mostrou válida, sendo capaz de reproduzir curvas força-deslizamento e observações experimentais;
- c) a forte correlação obtida entre capacidade de deslizamento analítica e experimental indica que o modelo de catenária, o critério de falha e a consideração do ângulo ϕ de conformação da barra entre as interfaces de deslizamento são válidos para descrever o comportamento da barra passante em regime de grandes deslocamentos;
- d) o modelo se mostrou válido dentro dos seguintes limites: 1) diâmetro do furo $24 \leq D \leq 90$ mm; 2) espessura da chapa $7 \leq t \leq 26$ mm; 3) diâmetro da barra passante $6,3 \leq d \leq 22$ mm; 4) distância entre a barra e a borda comprimida do furo $0 \leq e_0 \leq (D - d)$; 5) resistência do concreto $25,12 \leq f_c \leq 47,12$ MPa; 6) resistência do aço da barra ao escoamento $335 \leq f_y \leq 609$ MPa e à ruptura $488 \leq f_u \leq 763$ MPa. Recomenda-se ainda limitar a aplicação do modelo para

$d \leq t/0,75$, pois, nos casos em que a barra passante tem diâmetro muito grande em relação à espessura da chapa, observa-se que o concreto dentro do furo se comporta de forma frágil, levando a barra a entrar em contato com a chapa, o que gera grande concentração de esforços nas partes e leva à redução da capacidade resistente. Essa situação não é contemplada pelo modelo;

e) variando-se o grau de confinamento de um conector FPCB através da manipulação das disposições geométricas no seu entorno, observa-se que, a partir de determinado grau de confinamento, o comportamento do conector tende a se estabilizar, com a capacidade resistente e a capacidade de deslizamento apresentando pouca sensibilidade a variações na profundidade e taxa de aço confinante. Denominou-se confinado o conector que apresenta tais características;

f) o ganho em desempenho estrutural que se tem com o confinamento do conector FPCB decorre da mobilização da barra passante até sua ruptura, que só ocorre se o dano no concreto ficar restringido localmente. Dessa forma, o conector passa a contar com a totalidade da capacidade resistente e capacidade de deformação da barra;

g) a posição da barra dentro do furo tem grande influência sobre a capacidade de deslizamento do conector e influência pequena a moderada sobre a capacidade resistente. Ambas as propriedades mecânicas tendem a aumentar quando a barra se encontra mais afastada da borda comprimida do furo;

h) a capacidade resistente e a capacidade de deslizamento do conector em situação confinada são tanto maiores, quanto for a capacidade da barra desse conector de desenvolver o mecanismo de catenária. Os fatores mais comuns que podem impedir ou antecipar a interrupção do mecanismo de catenária são: 1) concreto demasiadamente resistente, impedindo a formação das rótulas plásticas e levando a barra a romper por cisalhamento; 2) barra entrando em contato com a borda comprimida do furo, levando a um aumento do esforço cortante nas seções situadas junto às interfaces de deslizamento;

i) o desenvolvimento pleno do mecanismo de catenária até a ruptura da barra por tração pura foi interrompido em todos os conectores analisados, devido à forma segundo a qual a barra se conformou entre as interfaces de deslizamento, o que levou a um ângulo ϕ reduzido e,

consequentemente, ao desenvolvimento de esforço cortante nas seções situadas junto às interfaces de deslizamento. Pode-se conseguir aproveitamento maior das barras passantes, tomando-se medidas para que o ângulo ϕ se aproxime do ângulo θ (ver item 6.2(f)).

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Sugere-se, como continuação a este trabalho, estudar os seguintes tópicos:

a) estudar e desenvolver formulação para descrever o comportamento do conector FPCB para chapas finas, situação em que o diâmetro da barra passante tende a ser superior ao limite estabelecido de $t/0,75$;

b) realizar ensaios com concreto de alta resistência para verificar a tendência de redução da capacidade de deslizamento do conector com ruptura da barra em regime de pequenos deslocamentos;

c) realizar ensaios com a barra passante posicionada excêntrica em relação ao eixo de atuação da força P , isto é, deslocada para o lado no interior do furo. Esta é uma posição comum em vigas devido à maior facilidade construtiva. Deve-se estudar o comportamento do concreto no interior do furo para essa situação e fazer as adaptações necessárias ao equacionamento de Δe ;

d) realizar novos ensaios com diversas combinações de profundidade p e taxa de armadura confinante A_c para se chegar a um diagrama de interação $A_c \times p$ que permita determinar, para qualquer combinação dessas duas variáveis, se o conector terá comportamento confinado ou não confinado;

e) inserir e calibrar, com novos ensaios de variação das disposições geométricas de entorno, parâmetro de ajuste da componente P_{sc} referente ao grau de confinamento do conector. O modelo analítico proposto foi desenvolvido com base na premissa de que o conector caracterizado como confinado é pouco sensível a variações no grau de confinamento. Contudo, embora pequena, existe alguma influência do confinamento na capacidade resistente;

f) ensaiar e estudar conectores FPCB com furos de parede abaulada ou com chanfros nas arestas. Espera-se que essa medida leve a barra a se conformar entre as interfaces de deslizamento de tal maneira que o ângulo ϕ tenderá a se aproximar do ângulo θ , permitindo que a barra desenvolva o mecanismo de catenária até a ruptura por tração e, conseqüentemente, proporcionando máximo aproveitamento das capacidades resistente e de deformação da barra.

7

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRÄ, W. EP0215148A1: Connecting means for a composite concrete supporting construction. *European Patent Office*, Stuttgart, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 5739:2018. *Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 8522:2017. *Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão*. Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR ISO 6892-1:2018. *Materiais metálicos - Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*. Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

ARCELORMITTAL EUROPE. Slim Floor – An innovative concept for floors, Design Guide. Disponível em: <<http://constructalia.arcelormittal.com>>. Acesso em: 24 de Abril, 2017.

BONORA N.; RUGGIERO A.; ESPOSITO L.; GENTILE D. CDM modelling of ductile failure in ferritic steels: Assessment of the geometry transferability of model parameters. *International Journal of Plasticity*, v. 22, n. 11, p. 2015-2047, 2006.

BRAUN, M. *Investigation of the Load-bearing Behaviour of Cosfb-dowels*. Tese de doutorado, *Université du Luxembourg*, Luxemburgo, 2018.

BRAUN, M.; OBIALA, R.; ODENBREIT, C. Numerical simulation of the load bearing behaviour of concrete dowels in slim-floor construction. *Proceedings of Eurosteel*, v. 1, p. 1831-1840, 2017.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON - CEB FIP *Model Code 1990*. Lausanne, Switzerland, 1993.

CORNELISSEN, H.; HORDIJK, D.; REINHARDT, H. Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete. *Heron*, v.31, n.2, pp. 45-56, 1986.

ENGSTRÖM, B. Combined effects of dowel action and friction in bolted connections. *Nordic Concrete Research*, v. 9, p. 14-33, 1990.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1992-1-1:2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - EN 1994-1-1:2004. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: general rules and rules for buildings*. Brussels, 2004.

HE, S.; FANG, Y.; LIU, L.; MOSALLAM, A. Experimental study on perfobond strip connector in steel-concrete joints of hybrid bridges. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 118, p. 169-179, 2016.

HOSAKA, T.; MITSUKI, K.; HIRAGI, H.; USHIJIMA, Y.; TACHIBANA, Y.; WATANABE, H. An experimental study on shear characteristics of perfobond strip and its rational strength equations. *Journal of Structural Engineering*, v. 46, p.1593-1604, 2000.

JOHANSEN, K. Theory of Timber Connections. *Proceedings of IABSE Conference*, Bern, p. 249-262, 1949.

KOPP, M.; WOLTERS, K.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.; GÜNDEL M.; GALLWOSZUS, J.; HEINEMEYER, S.; FELDMANN, M. Composite Dowels as Shear Connectors for Composite Beams – Background to the Design Concept for Static Loading. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 147, p. 488-503, 2018.

NAKAJIMA, A.; NGUYEN, M. Strain behaviour of penetrating rebar in perfobond strip and its evaluation of shear resistance. *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, v. 71, n.1, p. 99-112, 2015.

PAVLOVIĆ, M. *Resistance of Bolted Shear Connectors in Prefabricated Steel-Concrete Composite Decks*. Tese de doutorado, Universidade de Belgrado, Sérvia, 2013.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. Bolted Shear Connectors vs. Headed Studs Behaviour in Push-Out Tests. *Journal of Constructional Steel Research*, v.88, p. 134-149, 2013.

PENG-ZHEN, L.; LIN-FENG, C.; YANG, L.; ZHENG-LUN, L.; HUA, S. Study on Mechanical Behavior of Negative Bending Region Based Design of Composite Bridge Deck. *International Journal Civil Engineering*, v. 16, n. 5, p.489-497, 2018.

RICE, J.; TRACEY, D. On the Ductile Enlargement of Voids in Triaxial Stress Fields. *Journal of Mechanics Physics of Solids*, v. 17, p. 201-217, 1969.

SIMULIA CORP. Software ABAQUS 6.13, *Dassault Systèmes*, 2013.

SMITH, I.; FOLIENTE, G. Load and Resistance Factor Design of Timber Joints: International Practice and Future Direction. *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n.1, p. 48-59, 2002.

SOBOTKA, Z. *Theorie plasticity a mezních stavů stavebních konstrukcí*, v. I-II, Praga, 1954/1955.

SØRENSEN, J.; HOANG, L.; OLESEN, J.; FISCHER, G. Testing and modeling dowel and catenary action in rebars crossing shear joints in RC. *Engineering Structures*, v. 145, p. 234-245, 2017.

SOURASHIAN, P.; OBASEKI, K.; ROJAS, M. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *American Concrete Institute Material Journal (ACI)*, pp. 179-184, 1987

SU, Q.; WANG, H.; YANG, G. Experimental research on bearing mechanism of perfobond rib shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 95, p. 22-31, 2014.

USHIJIMA, Y.; TETSUYA, H.; MITSUKI, M. An experimental study on shear characteristics of perfobond strip and its rational strength equations. *International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, p. 1066-1075, 2001.

VIANNA, J.; COSTA-NEVES, L.; VELLASCO, P.; ANDRADE, S. Structural behaviour of T-Perfobond shear connectors in composite girders: An experimental approach. *Engineering Structures*, v. 30, n. 9, p.2381-2391, 2008.

XIAO, L.; LI, X.; MA, Z. Behavior of Perforated Shear Connectors in Steel–Concrete Composite Joints of Hybrid Bridges. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, v. 22, n.4, 2016.

XU, F.; ZHANG, Z.; WANG, D.; HULIL, W. Application of a Perfobond Rib Shear Connector Group in a Beam–Arch Hybrid Bridge. *Structural Engineering International*, v. 25, n. 4, p.414-418, 2015.

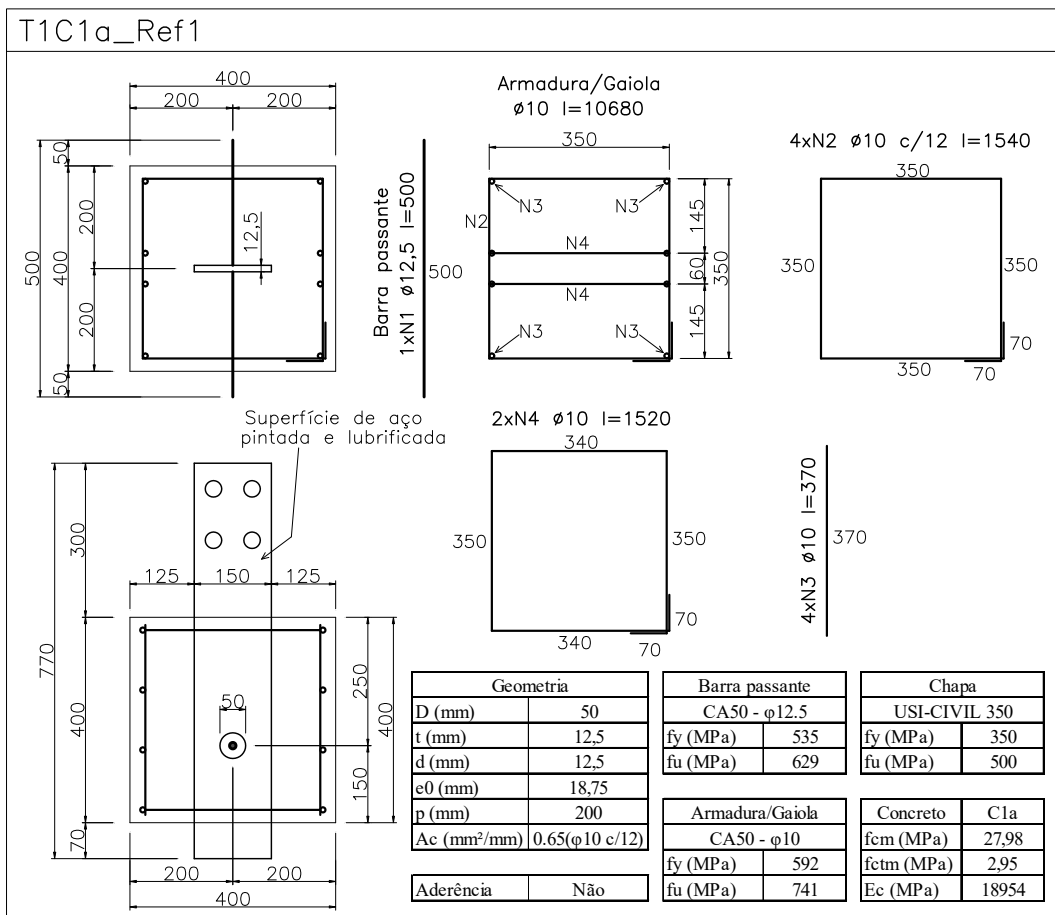
ZAPFE, C. *Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte*. Tese de doutorado, *Universität der Bundeswehr München*, Alemanha, 2001.

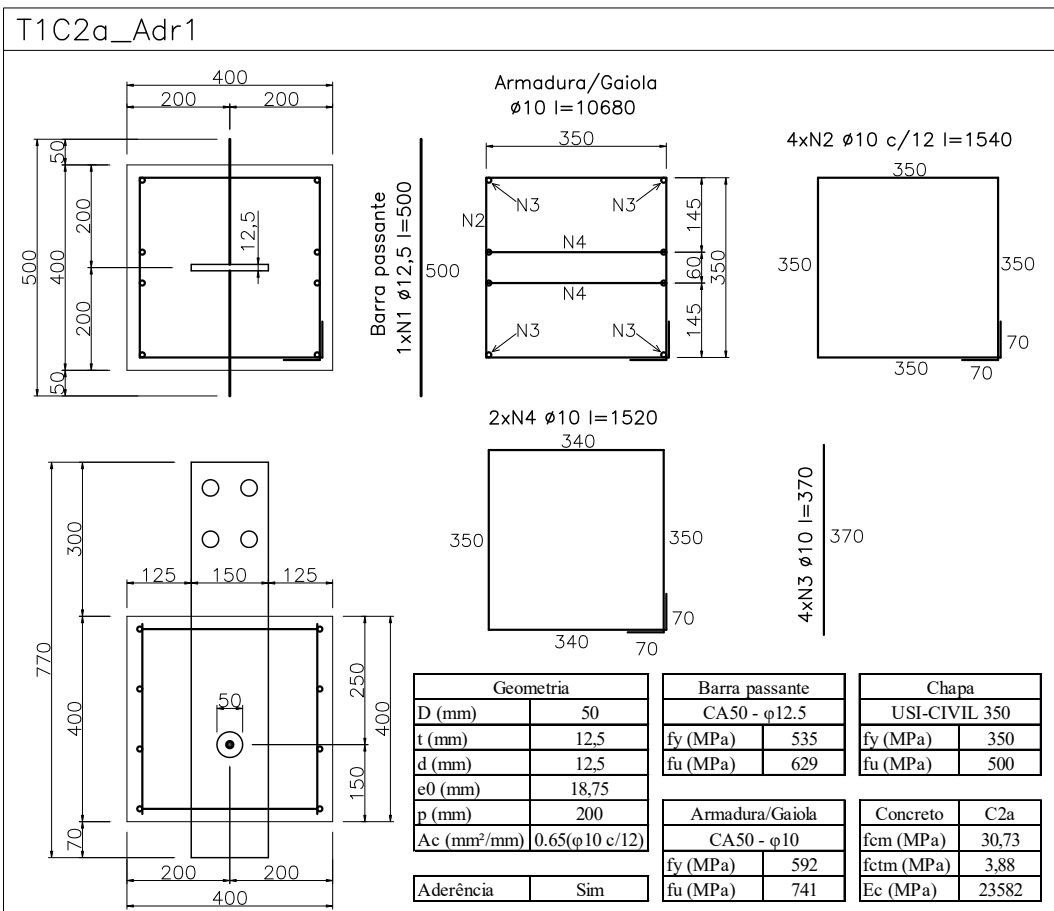
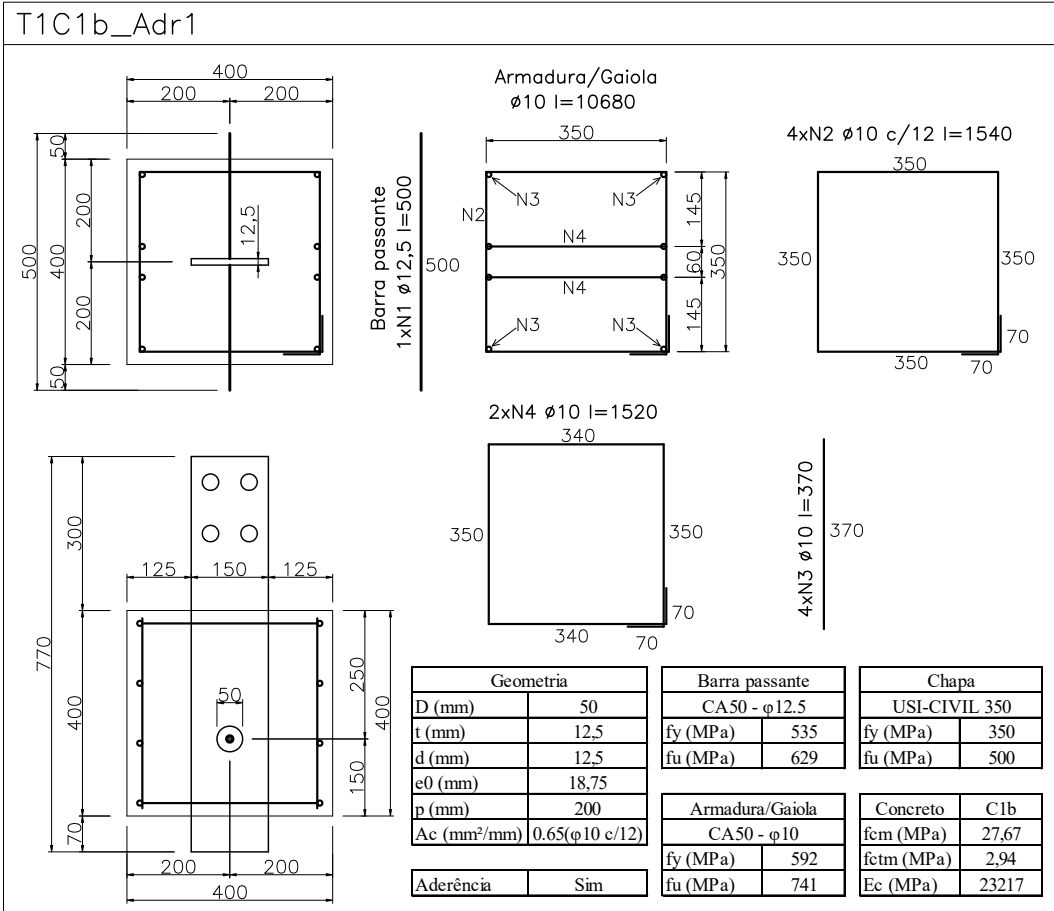
ZHAO, C.; LIU, Y. Experimental study of shear capacity of perfobond connector. *Engineering Mechanics*, v. 29, n. 12, p.349-354, 2012.

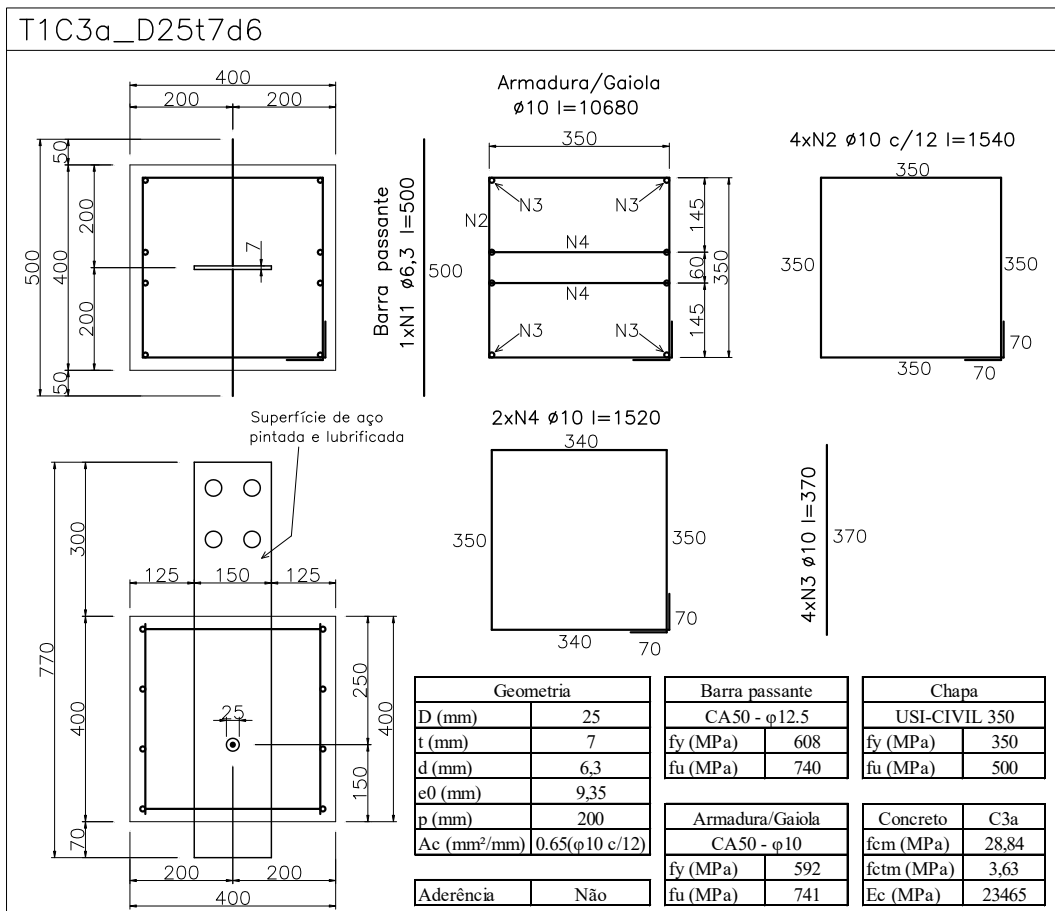
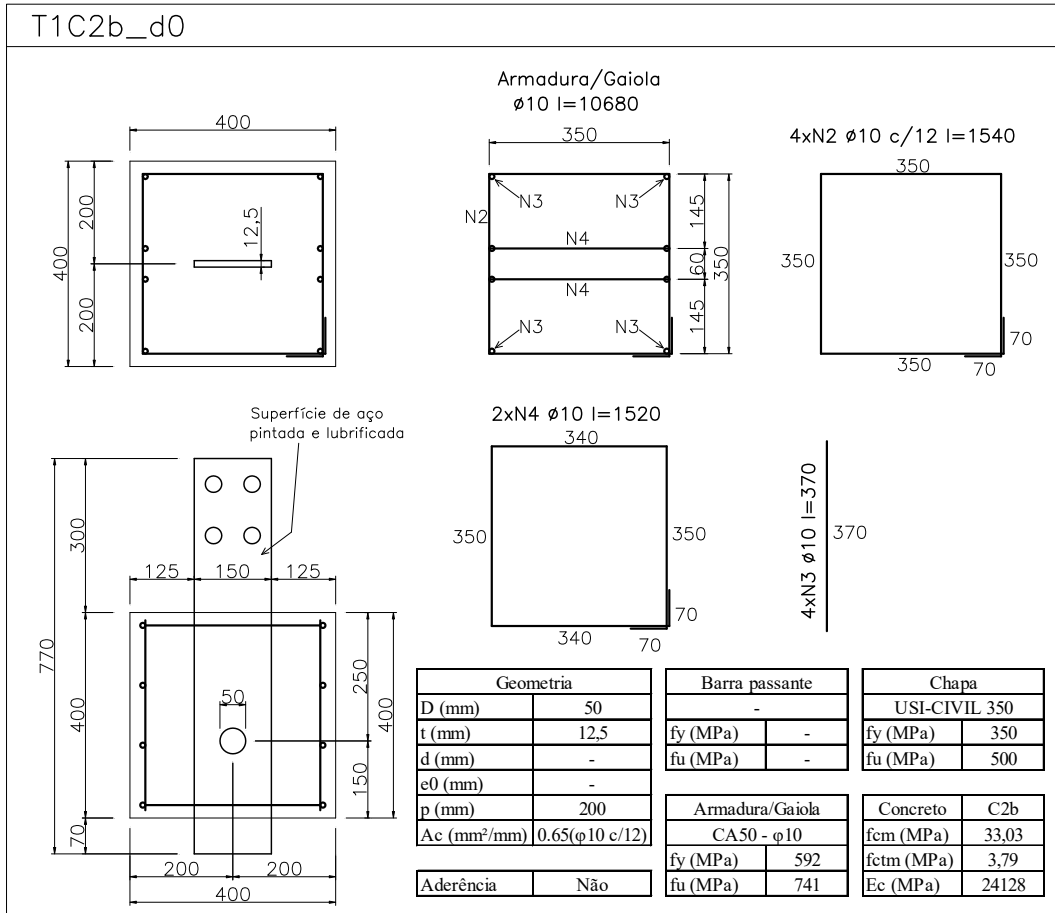
ZHENG, S.; LIUA, Y.; YODA, T.; LINB, W. Parametric study on shear capacity of circular-hole and long-hole perfobond shear connector. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 117, 2016; p. 64-80.

A

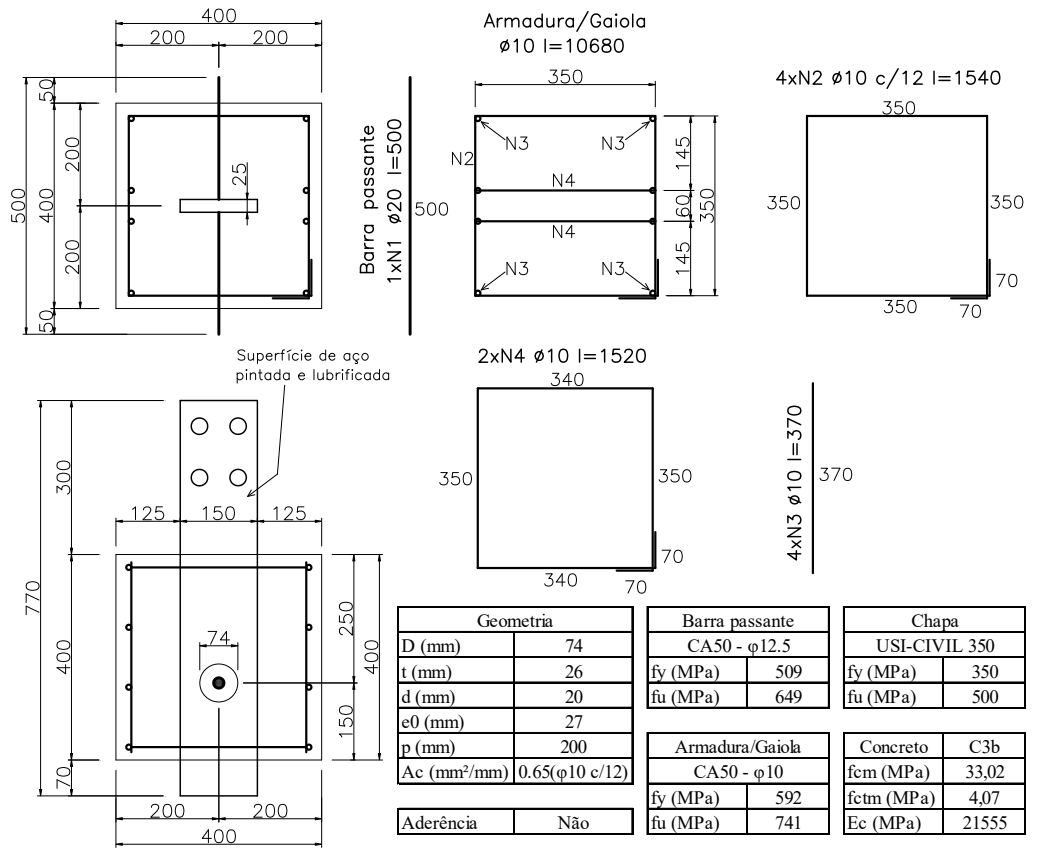
DETALHAMENTO DOS PROTÓTIPOS EXPERIMENTAIS



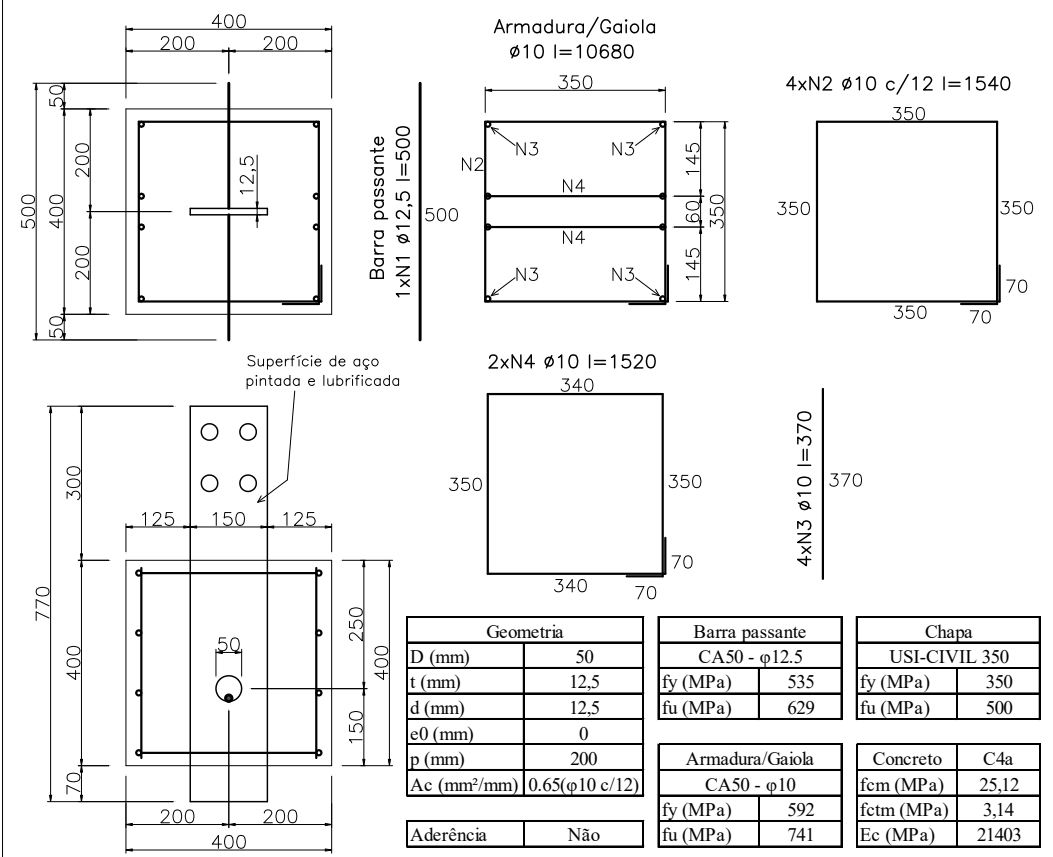


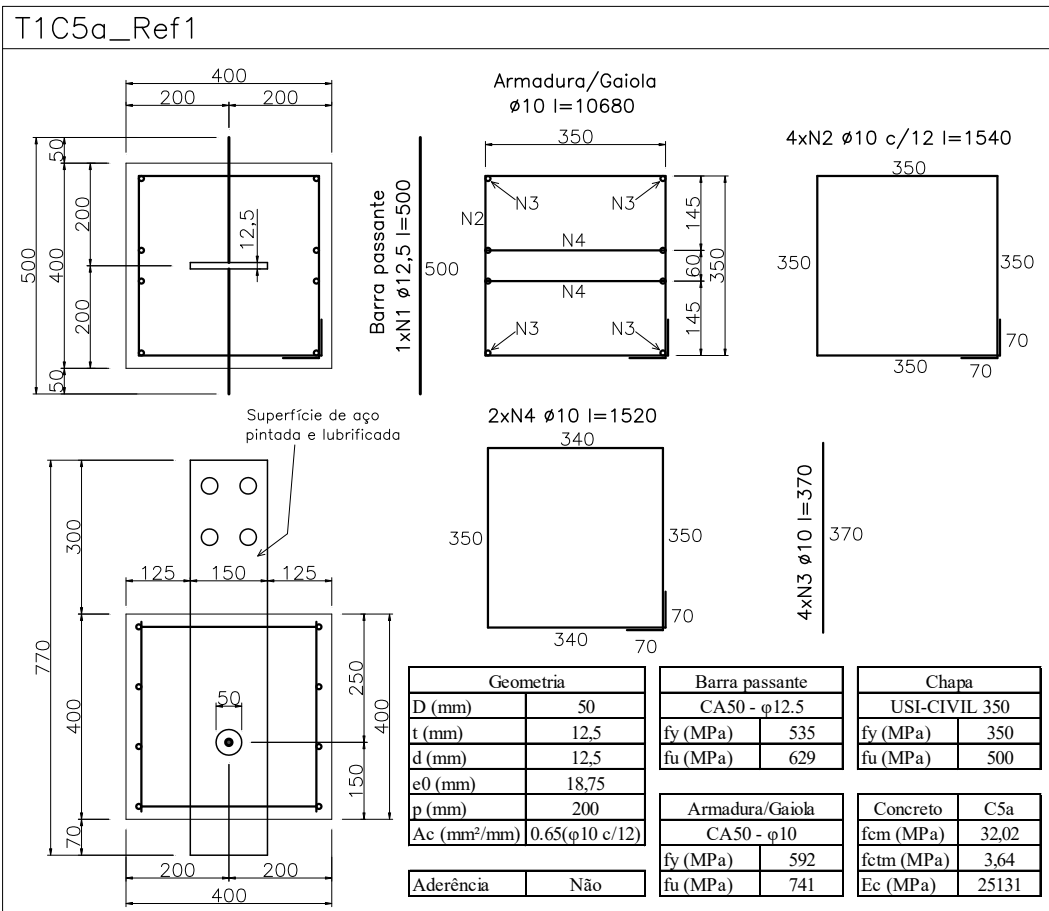
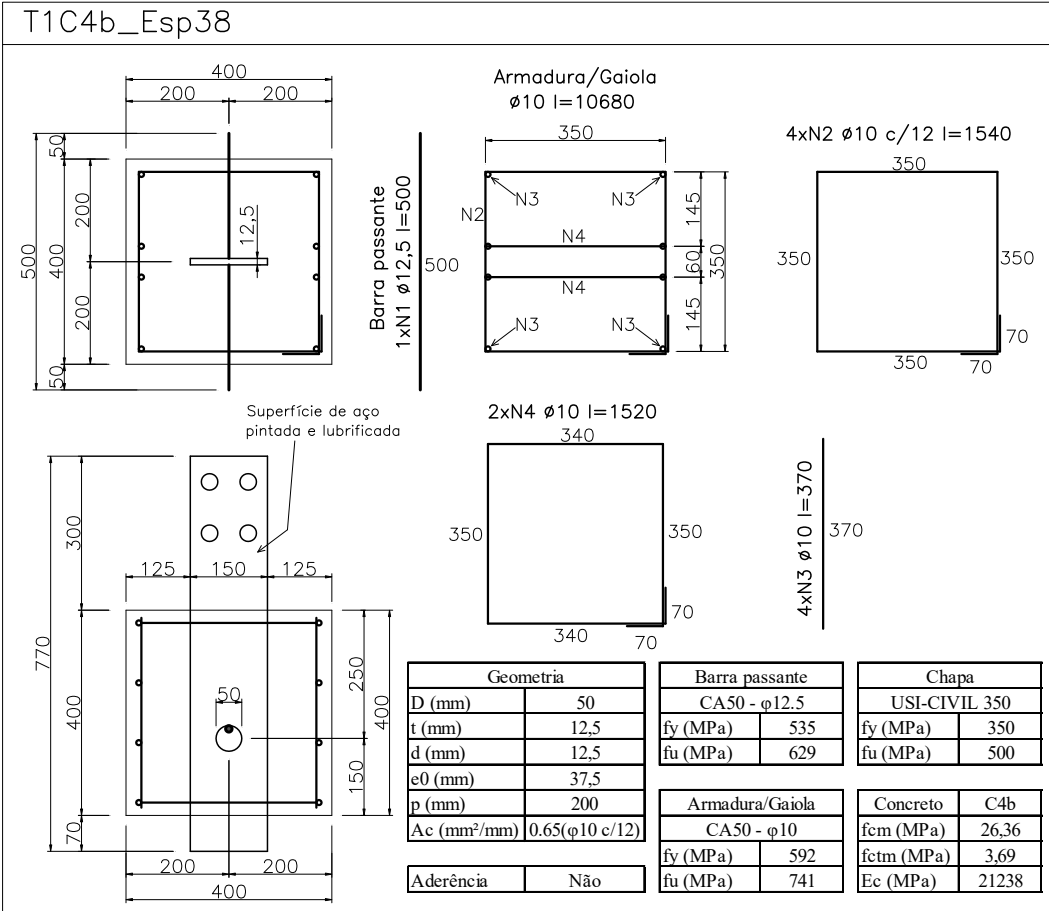


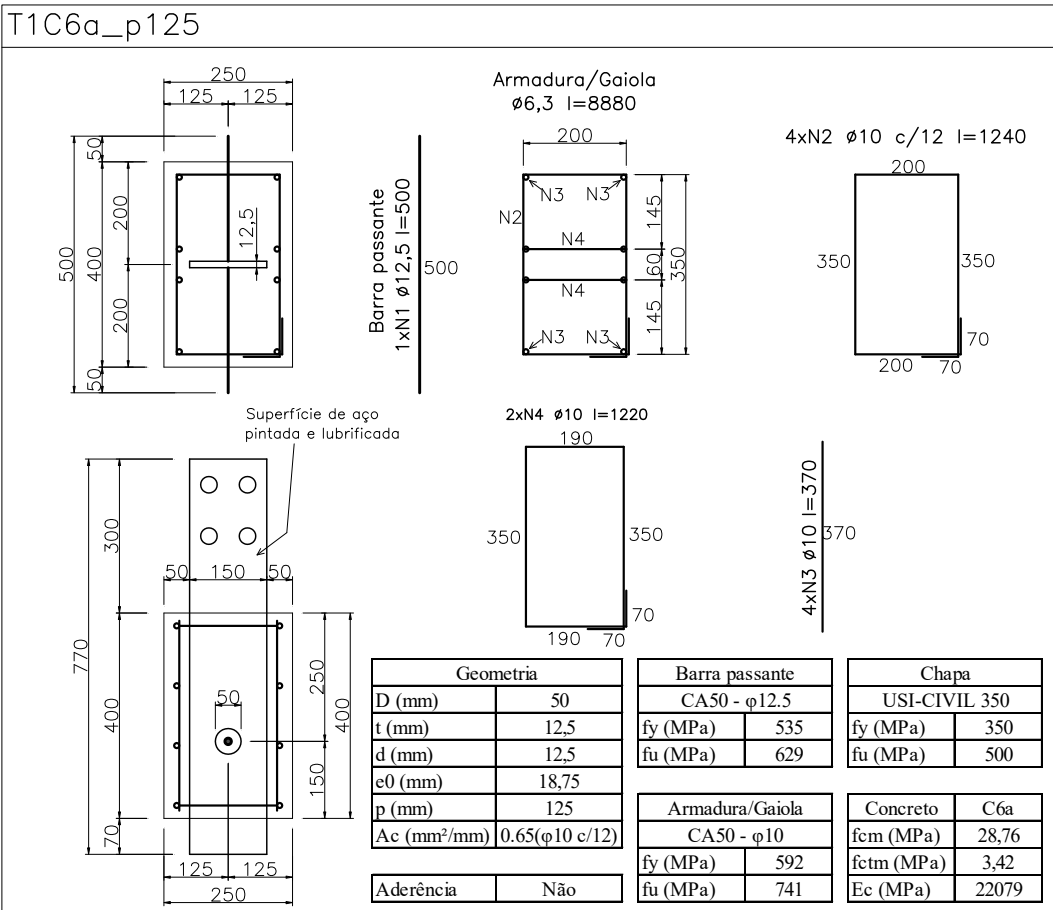
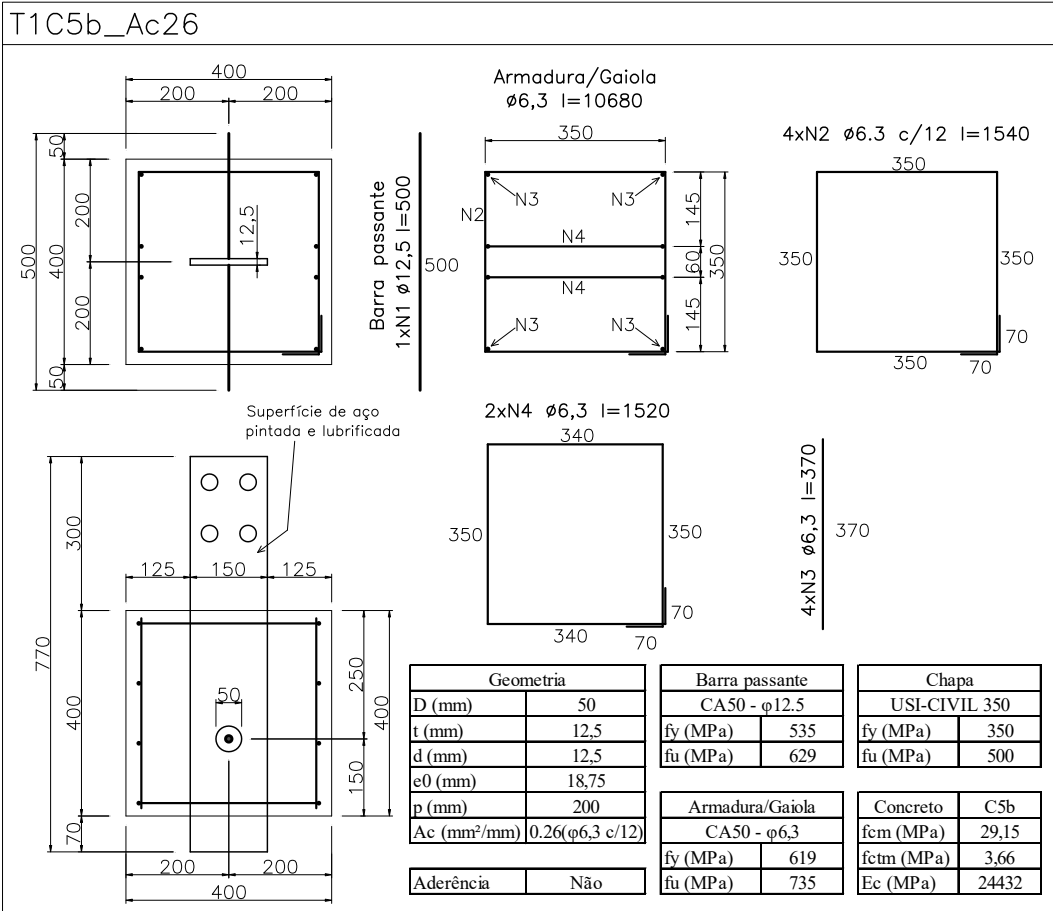
T1C3b_D74t26d20



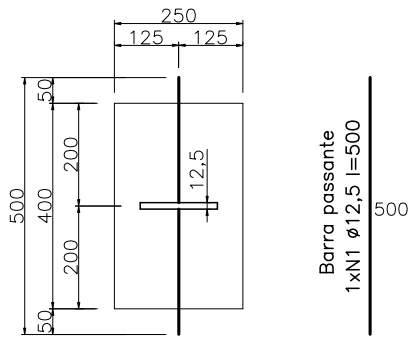
T1C4a_Esp0





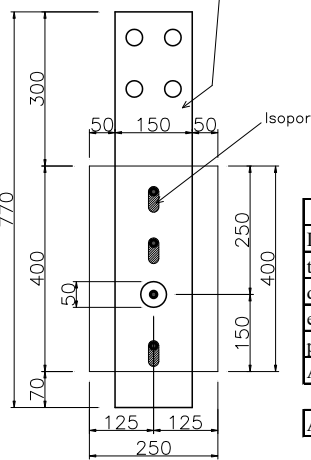
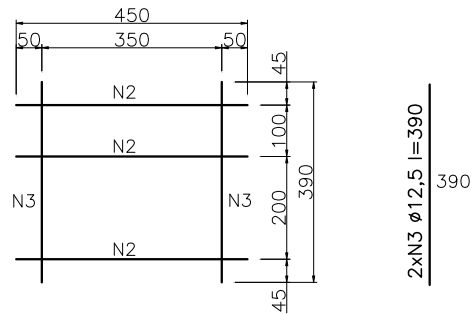


T2C6a_Ref2



Superfície de aço pintada e lubrificada

Armadura/Costura
ø12,5 l=2130

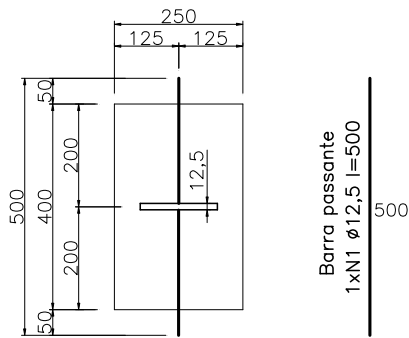


Geometria	
D (mm)	50
t (mm)	12,5
d (mm)	12,5
e0 (mm)	18,75
p (mm)	125
Ac (mm ² /mm)	-
Aderência	Não

Barra passante	
CA50 - ø12,5	
fy (MPa)	535
fu (MPa)	629
Armadura/Costura	
CA50 - ø12,5	
fy (MPa)	580
fu (MPa)	661

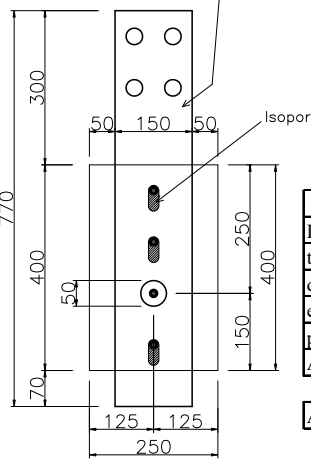
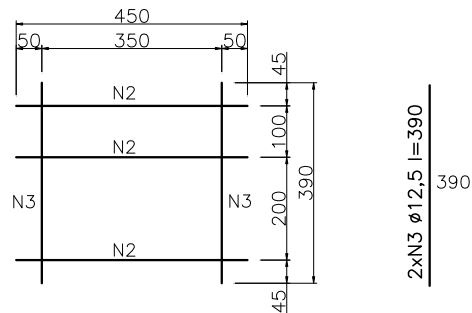
Chapa	
USI-CIVIL 350	
fy (MPa)	350
fu (MPa)	500
Concreto	
C6a	
fcm (MPa)	28,76
fctm (MPa)	3,42
Ec (MPa)	22079

T2C6b_Ref2



Superfície de aço pintada e lubrificada

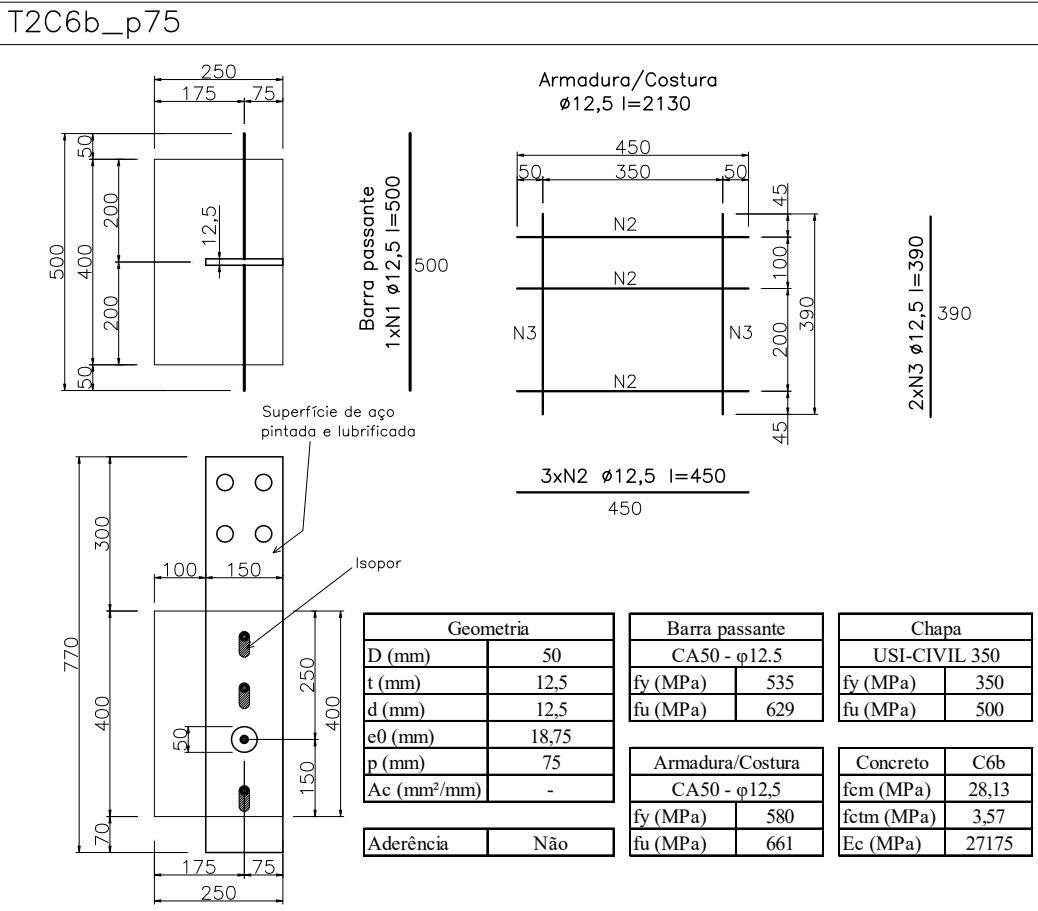
Armadura/Costura
ø12,5 l=2130



Geometria	
D (mm)	50
t (mm)	12,5
d (mm)	12,5
e0 (mm)	18,75
p (mm)	125
Ac (mm ² /mm)	-
Aderência	Não

Barra passante	
CA50 - ø12,5	
fy (MPa)	535
fu (MPa)	629
Armadura/Costura	
CA50 - ø12,5	
fy (MPa)	580
fu (MPa)	661

Chapa	
USI-CIVIL 350	
fy (MPa)	350
fu (MPa)	500
Concreto	
C6b	
fcm (MPa)	28,13
fctm (MPa)	3,57
Ec (MPa)	27175



B

PROCEDIMENTO PARA OBTENÇÃO DAS CURVAS DO MODELO *DUCTILE DAMAGE*

Descreve-se, a seguir, o procedimento realizado para se definir a curva tensão plástica verdadeira-deformação plástica localizada verdadeira ($\varepsilon^{pl} \times \bar{\sigma}^{pl}$) e a curva de evolução do dano ($u_{pl} \times D_i$) a partir da curva tensão nominal-deformação média nominal ($\varepsilon_{med}^{nom} \times \sigma^{nom}$) obtida em ensaio de tração de uma barra de aço.

1) Definição dos pontos principais na curva tensão-deformação nominal do ensaio de tração:

Os pontos são definidos conforme Figura B.1.

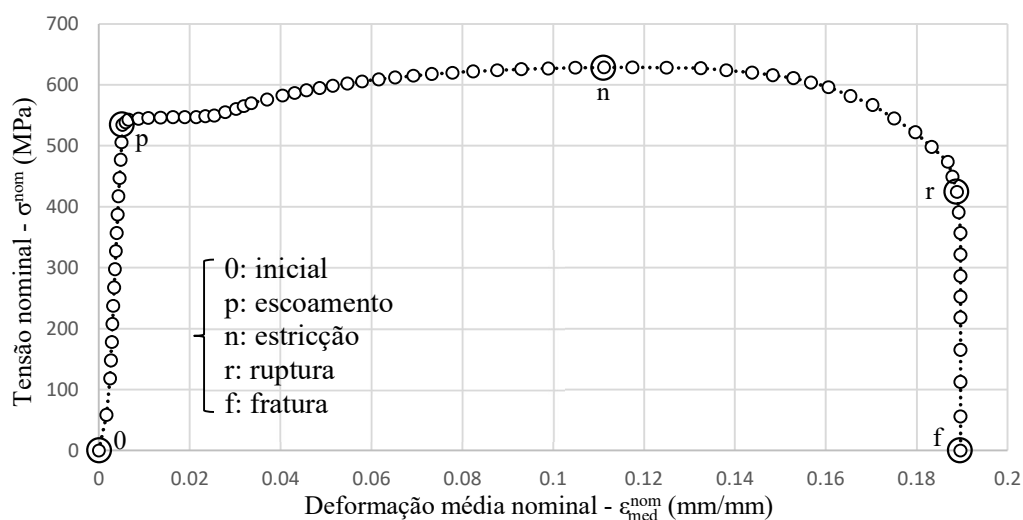


Figura B.1: Definição dos pontos principais na curva tensão-deformação nominal média.

2) Consideração da localização da deformação a partir do ponto de estricção:

A partir do ponto de início da estricção n, que corresponde ao ponto máximo da curva tensão-deformação nominal, ocorre redução gradual do comprimento l_i dentro do qual se dão os acréscimos de alongamento ($\Delta l_i - \Delta l_{i-1}$) no corpo de prova. O comprimento l_i decresce de

um comprimento l_n , no ponto n, até um comprimento l_f , no ponto f, a uma taxa determinada por um fator exponencial α_L , causando considerável aumento na deformação ε_i^{nom} . Conforme Eqs. B.1 a B.2 e Figura B.2. l_f é tomado como o tamanho médio do elemento finito L_E , e l_n e α_L são definidos por processo de calibração.

$$\varepsilon_i^{nom} = \begin{cases} \Delta l_i / l_i; & i < n \\ \varepsilon_{i-1}^{nom} + (\Delta l_i - \Delta l_{i-1}) / l_i; & i \geq n \end{cases} \quad (B.1)$$

$$l_i = \begin{cases} l_0; & i < n \\ l_n - (l_n - l_f) \left(\frac{\Delta l_i - \Delta l_{i-1}}{\Delta l_r - \Delta l_n} \right)^{\alpha_L} \leq l_0; & n \leq i \leq r \\ l_f = L_E; & i > r \end{cases} \quad (B.2)$$

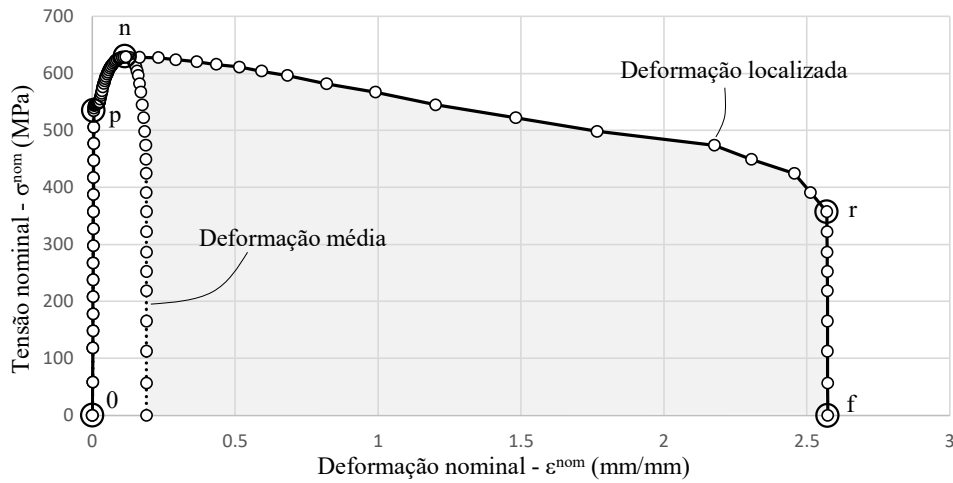


Figura B.2: Obtenção da curva tensão-deformação localizada nominal.

3) Definição da curva tensão-deformação nominal sem a influência do dano no material:

Considera-se que a curva tensão-deformação nominal sem dano seguiria um patamar horizontal a partir do ponto n, conforme Figura B.3. Portanto, a tensão nominal sem dano $\bar{\sigma}_i^{nom}$ fica definida pela Eq. B.3.

$$\bar{\sigma}_i^{nom} = \begin{cases} \sigma_i^{nom}; & i < n \\ \sigma_n^{nom}; & i \geq n \end{cases} \quad (B.3)$$

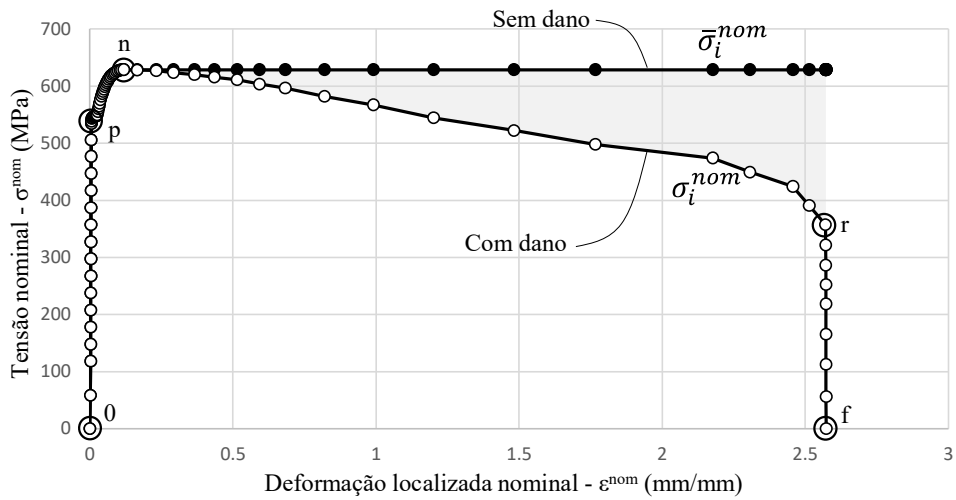


Figura B.3: Obtenção da curva tensão-deformação localizada nominal sem dano.

4) Conversão das tensões e deformações nominais em tensões e deformações plásticas verdadeiras:

Para as curvas com e sem dano, aplicam-se as Eqs. B.4 e B.5 para transformar a tensão nominal σ_i^{nom} em tensão verdadeira σ_i e a deformação nominal ϵ_i^{nom} em deformação plástica verdadeira ϵ_i^{pl} , chegando-se às curvas apresentadas na Figura B.4.

$$\sigma_i = \sigma_i^{nom} (1 + \epsilon_i^{nom}) \tag{B.4}$$

$$\epsilon_i^{pl} = \ln \left(\frac{1 + \epsilon_i^{nom}}{1 + \epsilon_p^{nom}} \right) \tag{B.5}$$

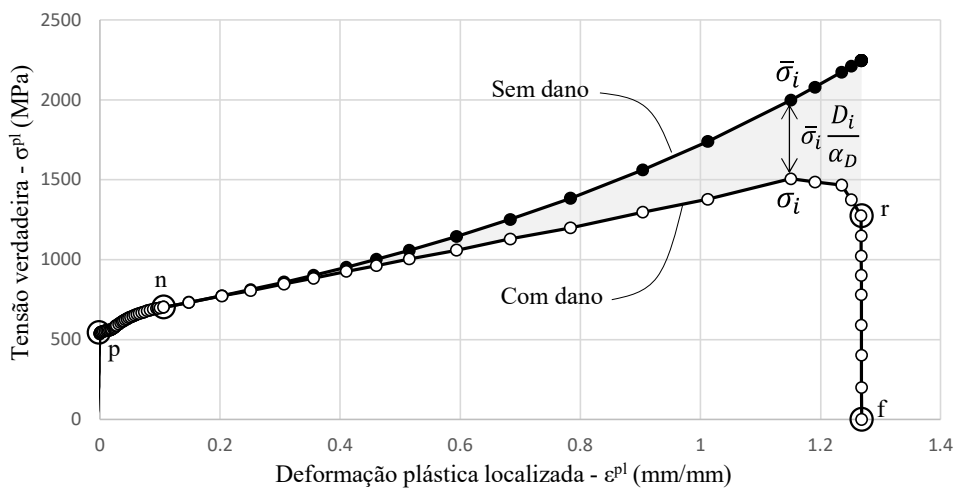


Figura B.4: Obtenção das curvas tensão-deformação plástica localizada verdadeira com e sem dano.

5) Obtenção e ajuste da variável de dano:

A variável de dano dúctil D_i expressa a diferença adimensional entre as curvas com e sem dano, apresentadas na Figura B.4, multiplicada por um fator α_D , que leva em consideração a distribuição não uniforme das deformações na seção transversal, conforme Eq. B.6. Segundo Bonora *et al.* (2006) o dano crítico D_{cr} para o aço, isto é, o dano D_i no instante da ruptura r , varia entre 0,55 e 0,65. Assim sendo, calibra-se α_D para que D_{cr} fique contido nesse intervalo. A curva de evolução do dano é apresentada na Figura B.5.

$$D_i = \begin{cases} (1 - \bar{\sigma}_i/\sigma_i)\alpha_D; & n \leq i \leq r \\ 1; & i = f \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

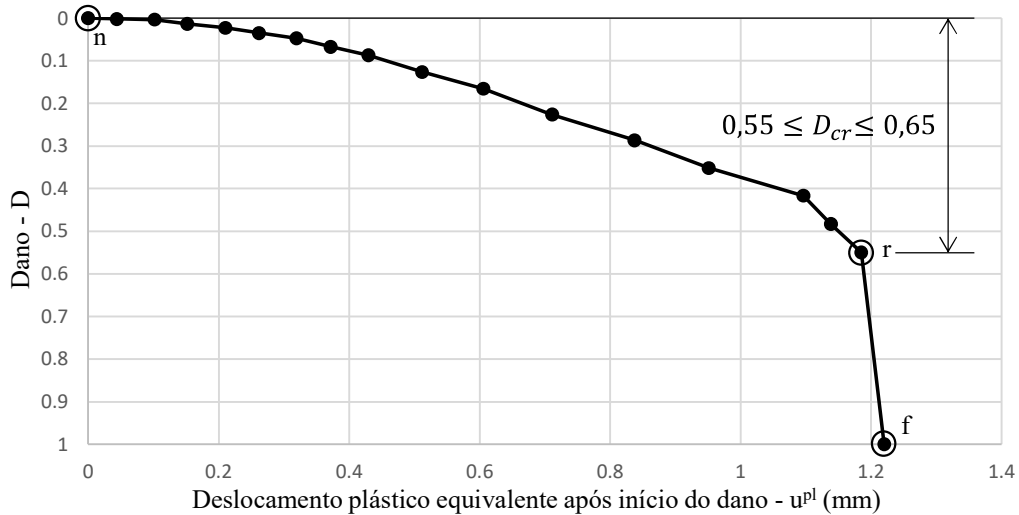


Figura B.5: Obtenção da curva de evolução do dano.

6) Obtenção do deslocamento plástico equivalente após início do dano:

A curva de evolução do dano, conforme apresentada na Figura B.5, é definida em função do deslocamento equivalente após a iniciação do dano no ponto n . Para se obter o deslocamento equivalente, aplicam-se as Eqs. B.7 e B.8, em que L_E é o tamanho médio do elemento finito na região de estrição e β_D é um fator de ajuste.

$$u_i^{pl} = u_f^{pl} (\varepsilon_i^{pl} - \varepsilon_n^{pl}) / (\varepsilon_f^{pl} - \varepsilon_n^{pl}); i \geq n \quad (\text{B.7})$$

$$u_f^{pl} = \beta_D L_E (\varepsilon_f^{pl} - \varepsilon_n^{pl}) \quad (\text{B.8})$$

Os parâmetros de ajuste l_n , α_L , α_D e β_D , das Eqs. B.2, B.6 e B.8, foram definidos em um processo iterativo de calibração. Na Tabela B.1 são apresentados os valores desses e de outros parâmetros referentes à simulação do ensaio de tração da barra passante de 12,5 mm.

Tabela B.1: Parâmetros para definição das curvas do modelo *Ductile Damage*.

Diâmetro da barra	Comprimento do corpo de prova	Dimensão do elemento finito	Constantes			
			Localização da deformação		Evolução do dano	
d (mm)	l_0 (mm)	L_E (mm)	l_n (mm)	α_L	α_D	β_D
12.5	150	1,0	138,60	0,08	1,69	1,05

C

FORMULAÇÃO DO MODELO DE VIGA SOBRE APOIO ELÁSTICO

O comportamento da barra passante em regime elástico foi descrito utilizando a teoria de vigas sobre apoio elástico. Dividiu-se a barra em dois trechos: o TRECHO 1, situado dentro do furo entre as interfaces de deslizamento e o TRECHO 2, que se estende indefinidamente à esquerda e à direita do TRECHO 1. O TRECHO 1 foi descrito como uma viga bi-apoiada submetida a um carregamento uniformemente distribuído e momentos nas extremidades e equacionado segundo a teoria de linha elástica. O TRECHO 2 foi descrito como uma viga semi-infinita sobre apoio elástico, submetida a uma força concentrada e um momento na extremidade.

Utilizando a teoria de vigas sobre apoio elástico, pôde-se também simular o comportamento da barra passante após a formação da rótula plástica central. Para isso, inseriu-se uma rótula e um par de momentos M_p no meio do TRECHO 1 e aplicou-se a mesma teoria para as novas condições de contorno. Na Figura C.1, apresenta-se a configuração do modelo para ambas as condições. A formulação do modelo é apresentada em seguida.

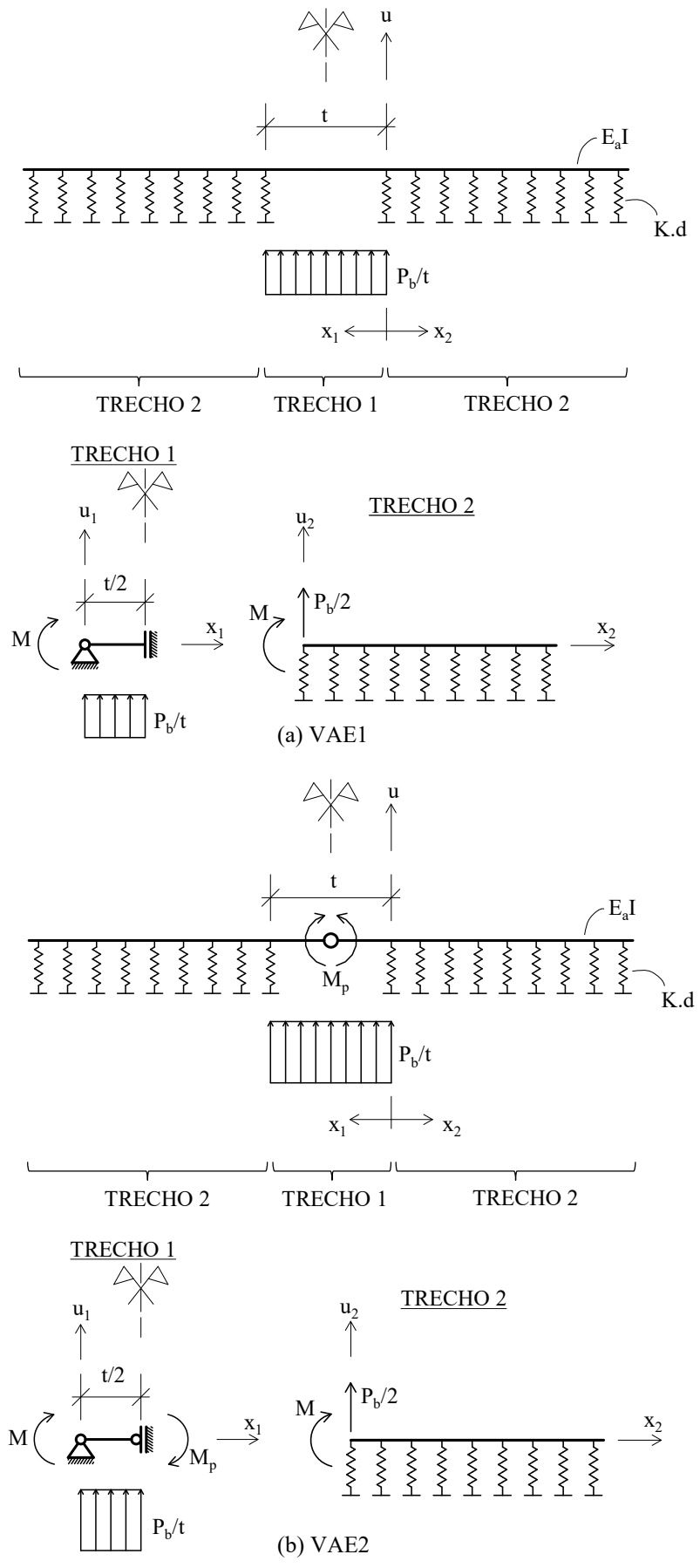


Figura C.1: Modelo de viga sobre apoio elástico (VAE).

Função de forma e derivadas para o TRECHO 1:

$$E_a I u_1 = A_1 x_1^4 + B_1 x_1^3 + C_1 x_1^2 + D_1 x_1 + E_1 \quad (\text{C.1})$$

$$E_a I u_1' = 4A_1 x_1^3 + 3B_1 x_1^2 + 2C_1 x_1 + D_1 \quad (\text{C.2})$$

$$E_a I u_1'' = 12A_1 x_1^2 + 6B_1 x_1 + 2C_1 \quad (\text{C.3})$$

$$E_a I u_1''' = 24A_1 x_1 + 6B_1 \quad (\text{C.4})$$

$$E_a I u_1'''' = 24A_1 \quad (\text{C.5})$$

Função de forma e derivadas para o TRECHO 2:

$$u_2 = A_2 e^{\beta x_2} (\cos \beta x_2) + B_2 e^{\beta x_2} (\sen \beta x_2) + C_2 e^{-\beta x_2} (\cos \beta x_2) + D_2 e^{-\beta x_2} (\sen \beta x_2) \quad (\text{C.6})$$

$$u_2' = A_2 \beta e^{\beta x_2} (\cos \beta x_2 - \sen \beta x_2) + B_2 \beta e^{\beta x_2} (\sen \beta x_2 + \cos \beta x_2) + C_2 \beta e^{-\beta x_2} (-\cos \beta x_2 - \sen \beta x_2) + D_2 \beta e^{-\beta x_2} (-\sen \beta x_2 + \cos \beta x_2) \quad (\text{C.7})$$

$$u_2'' = A_2 2\beta^2 e^{\beta x_2} (-\sen \beta x_2) + B_2 2\beta^2 e^{\beta x_2} (\cos \beta x_2) + C_2 2\beta^2 e^{-\beta x_2} (\sen \beta x_2) + D_2 2\beta^2 e^{-\beta x_2} (-\cos \beta x_2) \quad (\text{C.8})$$

$$u_2''' = A_2 2\beta^3 e^{\beta x_2} (-\sen \beta x_2 - \cos \beta x_2) + B_2 2\beta^3 e^{\beta x_2} (\cos \beta x_2 - \sen \beta x_2) + C_2 2\beta^3 e^{-\beta x_2} (-\sen \beta x_2 + \cos \beta x_2) + D_2 2\beta^3 e^{-\beta x_2} (\cos \beta x_2 + \sen \beta x_2) \quad (\text{C.9})$$

$$u_2'''' = A_2 4\beta^4 e^{\beta x_2} (-\cos \beta x_2) + B_2 4\beta^4 e^{\beta x_2} (-\sen \beta x_2) + C_2 4\beta^4 e^{-\beta x_2} (-\cos \beta x_2) + D_2 4\beta^4 e^{-\beta x_2} (-\sen \beta x_2) \quad (\text{C.10})$$

$$\text{onde } \beta = \left(\frac{Kd}{4E_a I} \right)^{\frac{1}{4}}$$

- VAE1: Regime elástico

1) Condições de contorno e determinação das constantes

Condições de contorno do TRECHO 1:

$$E_a I u_1'''' = \frac{P_b}{t} = 24A_1 \rightarrow A_1 = \frac{P_b}{24t} \quad (\text{C.11})$$

$$E_a I u_1'''(0) = -\frac{P_b}{2} = 6B_1 \rightarrow B_1 = -\frac{P_b}{12} \quad (\text{C.12})$$

$$E_a I u_1''(0) = M = 2C_1 \rightarrow C_1 = \frac{M}{2} \quad (\text{C.13})$$

$$E_a I u_1'(t/2) = 0 = 4A_1 \left(\frac{t}{2}\right)^3 + 3B_1 \left(\frac{t}{2}\right)^2 + 2C_1 \left(\frac{t}{2}\right) + D_1 \rightarrow D_1 = \frac{P_b t^2}{24} - \frac{Mt}{2} \quad (\text{C.14})$$

$$E_a I u_1(0) = 0 = E_1 \rightarrow E_1 = 0 \quad (\text{C.15})$$

Condições de contorno do TRECHO 2:

$$u_2(\infty) = 0 = A_2 e^{\infty} (\cos \infty) + B_2 e^{\infty} (\sen \infty) \rightarrow A_2 = B_2 = 0 \quad (\text{C.16})$$

$$u_2''(0) = \frac{M}{EI} = -D_2 2\beta^2 \rightarrow D_2 = -\frac{M}{2\beta^2 E_a I} \quad (\text{C.17})$$

$$u_2'''(0) = \frac{P_b}{2EI} = C_2 2\beta^3 + D_2 2\beta^3 \rightarrow C_2 = \frac{P_b + 2\beta M}{4\beta^3 E_a I} \quad (\text{C.18})$$

2) Condição de continuidade e determinação do momento M em função de P_b

$$-u_1'(0) = u_2'(0) \rightarrow -\frac{D_1}{E_a I} = -C_2 \beta + D_2 \beta \rightarrow M = \frac{P_b (\beta^2 t^2 - 6)}{12\beta (\beta t + 2)} \quad (\text{C.19})$$

3) Deflexão na interface de deslizamento e determinação da rigidez do modelo k_{VAEI}

$$u_2(0) = C_2 = \frac{P_b + 2\beta M}{4\beta^3 E_a I} \quad (\text{C.20})$$

$$k_{VAEI} = \frac{P_b}{u_2(0)} \quad (\text{C.21})$$

tomando P_b como unitário, tem-se:

$$k_{VAEI} = \frac{4\beta^3 E_a I}{1 + 2\beta M} = 24\beta^3 E_a I \frac{\beta t + 2}{\beta^2 t^2 + 6\beta t + 6} \quad (\text{C.22})$$

4) Momento máximo e determinação da força de plastificação P_{bVAEI}

$$M_{max} = E_a I u_1''(t/2) = M - \frac{P_b t}{8} = P_b \left(\frac{\beta^2 t^2 - 6}{12\beta (\beta t + 2)} - \frac{t}{8} \right) \quad (\text{C.23})$$

tem-se a força P_{bVAEI} quando $M_{max} = M_r$, portanto,

$$P_{bVAEI} \left(\frac{\beta^2 t^2 - 6}{12\beta (\beta t + 2)} - \frac{t}{8} \right) = M_r \rightarrow P_{bVAEI} = 24\beta \frac{\beta^2 t^2 + 6\beta t + 12}{\beta t + 2} \cdot M_r \quad (\text{C.24})$$

5) Obtenção de u_{VAE1} , M_{VAE1} e V_{VAE1} em função de P_{bVAE1}

$$u_{VAE1} = \frac{P_{bVAE1}}{k_{VAE1}} \quad (C.25)$$

$$M_{VAE1} = \frac{P_{bVAE1}(\beta^2 t^2 - 6)}{12\beta(\beta t + 2)} \quad (C.26)$$

$$V_{VAE1} = \frac{P_{bVAE1}}{2} \quad (C.27)$$

- VAE2: Situação após a formação da rótula plástica central

1) Condições de contorno/continuidade e determinação das constantes

Condições de contorno do TRECHO 1:

$$E_a I u_1'''' = \frac{P_b}{t} = 24A_1 \rightarrow A_1 = \frac{P_b}{24t} \quad (C.28)$$

$$E_a I u_1'''(0) = -\frac{P_b}{2} = 6B_1 \rightarrow B_1 = -\frac{P_b}{12} \quad (C.29)$$

$$E_a I u_1''(0) = M = 2C_1 \rightarrow C_1 = \frac{M}{2} \quad (C.30)$$

$$E_a I u_1''(t/2) = M_p = 12A_1 \left(\frac{t}{2}\right)^2 + 6B_1 \left(\frac{t}{2}\right) + 2C_1 \rightarrow M = \frac{P_b t}{8} - M_p \quad (C.31)$$

$$E_a I u_1(0) = 0 = E_1 \rightarrow E_1 = 0 \quad (C.32)$$

Condições de contorno do TRECHO 2:

$$u_2(\infty) = 0 = A_2 e^\infty (\cos \infty) + B_2 e^\infty (\sen \infty) \rightarrow A_2 = B_2 = 0 \quad (C.33)$$

$$u_2''(0) = \frac{M}{E_a I} = -D_2 2\beta^2 \rightarrow D_2 = -\frac{M}{2\beta^2 E_a I} \quad (C.34)$$

$$u_2'''(0) = \frac{P_b}{2E_a I} = C_2 2\beta^3 + D_2 2\beta^3 \rightarrow C_2 = \frac{P_b + 2\beta M}{4\beta^3 E_a I} \quad (C.35)$$

Condição de continuidade:

$$-u_1'(0) = u_2'(0) \rightarrow -\frac{D_1}{E_a I} = -C_2 \beta + D_2 \beta \rightarrow D_1 = \frac{P_b}{4\beta^2} + \frac{M}{\beta} \quad (C.36)$$

2) Deflexão na interface de deslizamento e determinação da rigidez do modelo k_{VAE2}

$$u_2(0) = C_2 = \frac{P_b + 2\beta M}{4\beta^3 E_a I} = \frac{P_b(4 + \beta t)}{16\beta^3 E_a I} - \frac{M_p}{2\beta^2 E_a I} \quad (C.37)$$

para calcular a rigidez k_{VAE2} , deve-se descontar da deflexão total u_2 a parcela de deflexão devida à atuação do momento M_p , $u_{2[Mp]} = \frac{M_p}{2\beta^2 E_a I}$, portanto,

$$k_{VAE2} = \frac{P_b}{u_2(0) - u_{2[Mp]}} \quad (C.38)$$

tomando P_b como unitário, tem-se:

$$k_{VAE2} = \frac{16\beta^3 E_a I}{4 + \beta t} \quad (C.39)$$

3) Posição do momento máximo M_{max2} no TRECHO 2 e determinação da força de plastificação P_{bVAE2}

O momento máximo M_{max2} ocorre no ponto de cortante nula x_{Mmax2} , portanto,

$$u_2'''(x_{Mmax2}) = 0 \rightarrow x_{Mmax2} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{P_b}{4\beta M - P_b} \right) = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{2P_b}{\beta(P_b t - 8M_p)} \right) \quad (C.40)$$

obtem-se a equação de M_{max2} substituindo x_{Mmax2} em $E_a I u_2''(x_2)$,

$$M_{max2} = E_a I \left[C_2 2\beta^2 e^{-\beta x_{Mmax2}} (\sen \beta x_{Mmax2}) + D_2 2\beta^2 e^{-\beta x_{Mmax2}} (-\cos \beta x_{Mmax2}) \right] \quad (C.41)$$

tem-se a força P_{bVAE2} quando $M_{max2} = M_r$, portanto, P_{bVAE2} é tal que

$$E_a I \left\{ \left(\frac{4P_{bVAE2} + \beta P_{bVAE2} \cdot t}{8\beta} - M_p \right) e^{-\tan^{-1} \left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{bVAE2} \cdot t - 8M_p)} \right)} \cdot \sen \left[\tan^{-1} \left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{bVAE2} \cdot t - 8M_p)} \right) \right] \right. \\ \left. + \left(\frac{P_{bVAE2} \cdot t}{8} - M_p \right) e^{-\tan^{-1} \left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{bVAE2} \cdot t - 8M_p)} \right)} \cdot \cos \left[\tan^{-1} \left(\frac{2P_{bVAE2}}{\beta(P_{bVAE2} \cdot t - 8M_p)} \right) \right] \right\} \\ = M_r \quad (C.42)$$

4) Obtenção de u_{VAE2} , M_{VAE2} e V_{VAE2} em função de P_{bVAE2}

$$u_{VAE2} = \frac{P_{bVAE2}(4 + \beta t)}{16\beta^3 E_a I} - \frac{M_p}{2\beta^2 E_a I} \quad (C.43)$$

$$M_{VAE2} = \frac{P_{bVAE2} \cdot t}{8} - M_p \quad (C.44)$$

$$V_{VAE2} = \frac{P_{VAE2}}{2} \quad (C.45)$$

D

FORMULAÇÃO DO MODELO DE CATENÁRIA

Através de considerações geométricas, é possível estabelecer relação entre a deflexão u e a rotação θ e o alongamento junto às rótulas Δ :

$$\tan\theta = \frac{u}{l} \rightarrow \theta = \tan^{-1} \frac{u}{l} \quad (\text{D.1})$$

$$l^2 + u^2 = (l + 2\Delta)^2 \rightarrow \Delta = \frac{l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} - \frac{l}{2} \quad (\text{D.2})$$

Tendo-se θ e Δ expressos em função de u , pode-se obter a taxa de variação desses deslocamentos em função de u :

$$\dot{\theta} = \frac{d\theta}{du} = \frac{d}{du} \left[\tan^{-1} \frac{u}{l} \right] = \frac{1}{l} \frac{1}{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} \quad (\text{D.3})$$

$$\dot{\Delta} = \frac{d\Delta}{du} = \frac{d}{du} \left[\frac{l}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} - \frac{l}{2} \right] = \frac{u}{2l} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2}} \quad (\text{D.4})$$

Assim sendo, a seguinte condição cinemática pode ser estabelecida:

$$\frac{\dot{\Delta}}{\dot{\theta}} = \frac{u}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} \quad (\text{D.5})$$

A consideração de comportamento rígido-plástico para o material implica que, em caso de tração pura, a deformação somente ocorre se a barra estiver submetida a $N_p = \frac{\pi}{4} d^2 \sigma_p$, e, em caso de momento puro, a deformação somente ocorre se a barra estiver submetida a $M_p = \frac{d^3}{6} \sigma_p$. Para combinação de momento M e tração N , considera-se que a deformação ocorre se atendida a condição de plastificação $\eta(N, M) = 1$:

$$\eta = \frac{M}{M_p} + \frac{N^2}{N_p^2} = 1 \rightarrow \frac{M}{M_p} = 1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 \quad (\text{D.6})$$

De acordo com a condição de normalidade da teoria de plasticidade, as taxas de deformação plástica devem satisfazer as seguintes relações constitutivas:

$$\dot{\theta} = \lambda \frac{\partial \eta}{\partial M} = \lambda \frac{1}{M_p} \quad (\text{D.7})$$

$$\dot{\Delta} = \lambda \frac{\partial \eta}{\partial N} = 2\lambda \frac{N}{N_p^2} \quad (\text{D.8})$$

Assim sendo, pode-se estabelecer a seguinte relação entre taxas de deformação plástica:

$$\frac{\dot{\Delta}}{\dot{\theta}} = \frac{2NM_p}{N_p^2} = 2 \frac{M_p}{N_p} \frac{N}{N_p} = \frac{4}{3\pi} d \frac{N}{N_p} \quad (\text{D.9})$$

Igualando as Eqs. D.5 e D.9, tem-se a relação entre a deflexão u e a força de tração N :

$$\frac{N}{N_p} = \frac{3\pi u}{8 d} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} \leq 1 \rightarrow N = N_p \frac{3\pi u}{8 d} \sqrt{1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2} \leq N_p \quad (\text{D.10})$$

Substituindo a Eq. D.10 em Eq. D.6, tem-se relação entre a deflexão u e o momento M :

$$\frac{M}{M_p} = 1 - \frac{9\pi^2 u^2}{64 d^2} \left(1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2\right) \geq 0 \rightarrow M = M_p \left[1 - \frac{9\pi^2 u^2}{64 d^2} \left(1 + \left(\frac{u}{l}\right)^2\right)\right] \geq 0 \quad (\text{D.11})$$