

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA
EMBUTIDOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
EFEITO DE BORDA E EFEITO DE GRUPO**

NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA/DF

JULHO – 2019

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA
EMBUTIDOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
EFEITO DE BORDA E EFEITO DE GRUPO**

NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 14A/19

BRASÍLIA/DF

JULHO – 2019

FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA
EMBUTIDOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
EFEITO DE BORDA E EFEITO DE GRUPO**

NATANIEL WONTOON BARBOSA LIMA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO POR:

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc (UnB)
(Orientador)

Raul Dario Durand Farfan, D.Sc (UnB)
(Examinador Interno)

Rodrigo Gustavo Delalibera, D.Sc (UFU)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 18 DE JULHO 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

LIMA, NATANIEL WONTOON BARBOSA

Resistência à tração de conectores tipo pino com cabeça embutidos em elementos de concreto armado considerando efeito de borda e efeito de grupo [Distrito Federal] 2019.

xiii, 135p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre em Estruturas e Construção Civil, 2019)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Concreto armado

2. Pino com cabeça

3. Ancoragem

4. Efeito de borda

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LIMA, N. W. B. (2019). *Resistência à tração de conectores tipo pino com cabeça embutidos em elementos de concreto armado considerando efeito de borda e efeito de grupo*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 14A/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 135p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Nataniel Wontoon Barbosa Lima.

TÍTULO: Resistência à tração de conectores tipo pino com cabeça embutidos em elementos de concreto armado considerando efeito de borda e efeito de grupo.

GRAU: Mestre

ANO: 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Nataniel Wontoon Barbosa Lima
SQN 409, Bl L, Apt 105 – Asa Norte
CEP: 70.857-120 Brasília – DF – Brasil
e-mail: nwontoon@gmail.com

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, pois sem eles esse sonho não seria possível.

Devo essa conquista a vocês.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, pois sou convicto de que sem Ele eu não conseguiria chegar aqui. Sou grato pelo seu terno cuidado e carinho, os quais foram meu conforto, um porto seguro nos momentos árduos dessa caminhada.

Agradeço aos meus pais, Raimundo Wellington Barbosa Lima e Maria Nair Barbosa Lima, por todo o incentivo, confiança e, principalmente, amor compartilhado desde o primeiro momento quando decidi me mudar para Brasília e realizar esse sonho. Esse companheirismo de vocês em relação a mim é simplesmente indescritível e sou extremamente grato por isso.

Aos meus irmãos, Neemias Wellington e Natália Barbosa, e ao meu amor, pela confiança depositada em minha pessoa, me motivando a lutar para alcançar meus objetivos com muito mais garra e ânimo, e por todo o amor compartilhado.

Ao meu orientador, Marcos Honorato de Oliveira, por se portar não apenas como meu tutor acadêmico, mas como um amigo, um segundo pai que esteve comigo nos momentos bons e ruins, me aconselhando, incentivando a lutar por meus objetivos, cobrando, quando necessário. Enfim, obrigado pela oportunidade de se seu orientando e por todo o conhecimento repassado.

A minha parceira de trabalho, Ana Paula Bona, não só pela ajuda concedida na realização dos ensaios, mas por ter sido uma pessoa incrivelmente amiga e decisiva na concretização desse sonho. Obrigado pelas muitas experiências compartilhadas comigo, pelas risadas, conselhos, pelo companheirismo. Esse contato com você me permitiu crescer muito em todos os aspectos.

Aos ilustres pesquisadores e amigos Maurício de Pina e Manoel Mangabeira, por todo o auxílio concedido na realização dessa pesquisa, pela disposição em ajudar sempre que requisitei. A contribuição de vocês nesta pesquisa é de valor inestimável.

À minha amiga Izabel Castro, pela grande ajuda nas concretagens e na realização dos ensaios (Jamais esquecerei das vezes em que me fez companhia durante todo o turno da noite em vésperas de concretagem) e à minha amiga Patrícia Cândia, por todo o apoio na configuração do sistema de aquisição de dados e análise dos resultados. Aos colegas e amigos que conheci por intermédio do GETEC-UnB, PECC-UnB – em especial a Guilherme Born, Henrique Nery, John Kennedy, Luciano Vieira, Luis Vinicius, Luiz Gustavo, Matheus Galvão e Renan Rocha –, aos ilustres amigos da Sala 02 do PECC-UnB, e a todos os demais que contribuíram para o desenvolvimento desta pesquisa. Sou grato a Deus pela vida de vocês!

Ao CNPq e à CAPES, pelo financiamento do trabalho, e à Concrecon, pelo concreto doado.

RESUMO

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE CONECTORES TIPO PINO COM CABEÇA EMBUTIDOS EM ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO EFEITO DE BORDA E EFEITO DE GRUPO

Autor: Nataniel Wontoon Barbosa Lima

Orientador: Marcos Honorato de Oliveira

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 18 de julho de 2019

Em várias situações, o uso de técnicas convencionais (ganchos e dobras) para conectar diferentes membros estruturais é inconveniente devido a limitações geométricas. Em alguns casos, a dimensão do raio de curvatura do gancho e o comprimento de ancoragem necessário não se ajustam às dimensões dos elementos. Os conectores com cabeça, por sua vez, consistem em alternativas promissoras em tais circunstâncias, pois podem reduzir o comprimento de ancoragem requerido, simplificar detalhamentos de projeto, além de favorecer a velocidade de construção. Este trabalho apresenta os resultados de vinte e seis testes de arrancamento, divididos em duas séries de ensaio, em conectores com cabeça embutidos em prismas de concreto armado, considerando o efeito de borda. Na primeira, composta por quatorze espécimes, a influência de parâmetros como o comprimento de embutimento (h_{ef}), diâmetro nominal do conector ($d_{s,L}$) e efeito de agrupamento na capacidade resistente e comportamento dos conectores é analisada e discutida. Na segunda, doze espécimes são ensaiados, acrescentando-se no processo de análise a influência de armadura suplementar no desempenho da ancoragem. Os resultados experimentais são utilizados para avaliar o desempenho de métodos de cálculo para a estimativa da capacidade resistente de ancoragens apresentados pelas normas EOTA/ETAG Anexo C (2010), prEN 1992-4 (2013) e dos modelos teóricos propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al.* (2017). De acordo com os resultados experimentais, verificou-se que: a capacidade resistente à tração dos conectores (N_u) mostrou-se significativamente afetada pelo valor de h_{ef} , com aumentos em até 153% no valor de N_u ocasionados por incrementos no valor de h_{ef} ; o diâmetro nominal do conector apresentou pouca ou nenhuma influência no desempenho das ancoragens ensaiadas; o efeito de agrupamento tendeu a reduzir a capacidade resistente dos conectores sem armadura suplementar; e a utilização de armadura suplementar proporcionou aumentos na carga última e na ductilidade da conexão. O modelo teórico proposto por REGAN (2000) apresentou estimativas mais acuradas na primeira série de ensaios, com uma média igual a 1,29 para a razão entre as resistências experimentais e estimadas, desvio padrão igual a 0,20 e coeficiente de variação igual a 0,17. Para a segunda série, o método de cálculo proposto por Sharma *et al.* (2017) mostrou o melhor desempenho, com média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 1,34, 0,33 e 0,25.

Palavras-chave: Concreto armado, pino com cabeça, ancoragem, efeito de borda

ABSTRACT

TENSILE STRENGTH OF HEADED BARS CAST IN REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER INFLUENCE OF EDGE AND GROUPING EFFECT

Author: Nataniel Wontoon Barbosa Lima

Supervisor: Marcos Honorato de Oliveira

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, July 18th, 2019

There are numerous situations in which the use conventional techniques (hooks and bends) to connect different structural members is inconvenient due to geometric limitations. In some cases, the curvature of the hook and the required embedment length do not fit within the dimensions of the elements. Headed bars are increasingly used as an alternative in such cases, as they can reduce the required embedment length, optimize detailing, and boost the construction process. This research presents the results of twenty-six pullout tests, divided in two series, which are performed on headed anchors embedded in reinforced concrete prisms, considering the edge effect. In the first series, composed by fourteen specimens, the influence of parameters such as the embedment length (h_{ef}), the bar diameter (d_s, L) and grouping effect on the tensile strength and behavior of the anchors is analyzed and discussed. In the second series, twelve specimens are tested, addressing to the analysis process the influence of supplementary reinforcement on the anchorage performance. Experimental results are used to evaluate the performance of the calculation methods to estimate the anchors' tensile strength which are presented by the EOTA / ETAG Annex C (2010), prEN 1992-4 (2013) and the theoretical models proposed by Regan (2000) , INFASO (2012) and Sharma et al. (2017). According to the results, it was found that: the tensile strength of the headed anchors (N_u) was significantly affected by the value of h_{ef} , with increases of up to 153% in the values of N_u caused by increases in the values of h_{ef} ; the nominal diameter of the bar showed a small or no influence on the anchors' performance; the grouping effect tended to reduce the tensile strength of the anchors without supplementary reinforcement; and the use of supplementary reinforcement proportioned increases in the ultimate tensile strength and ductility of the connection. For the first series, the model presented by Regan (2000) was shown to be more accurate, with an average of 1.29 for the ratio between the experimental and estimated strengths, standard deviation of 0,20, and coefficient of variation of 0,17. For the second series, the calculation method proposed by Sharma et al (2017) showed the best performance, with mean, standard deviation and coefficient of variation equal to 1,34, 0,33 and 0,25.

Keywords: Reinforced concrete, headed studs, anchorage, edge effect

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Aplicação de conectores do tipo pino com cabeça.	2
Figura 2.1 - Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça. (a) Adesão química; (b) Atrito; e (c) Aderência mecânica.	7
Figura 2.2 - Componentes das forças atuantes no concreto	8
Figura 2.3 - Modos de ruptura para barras tracionadas (Fonte: Adaptado do ACI 318, 2014)..	9
Figura 2.4 - Aplicação de conectores do tipo pino com cabeça.	11
Figura 2.5 - Sistema de ensaio de conexões viga-pilar realizada por Bashandy	16
Figura 2.6 - Sistema de ensaio utilizado por Chun, Choi e Jung, 2017.....	20
Figura 2.7 - Posição da armadura suplementar em ensaios de tração	21
Figura 2.8 - Contribuições independentes do concreto e dos estribos em testes realizados em ancoragens sob esforços de tração com disposição "Tipo 1", para $d_s, L=16$ mm.....	22
Figura 2.9 - Projeção dos cones de ruptura de conectores com cabeça sob influência do efeito de agrupamento (espaçados entre si por uma distância s inferior a $3h_{ef}$)	26
Figura 3.1 - Resumo do programa experimental	41
Figura 3.2 - Nomenclatura dos espécimes ensaiados	42
Figura 3.3 - Espécime G1-16-80-i	43
Figura 3.4 - Espécime G1-16-110-i	43
Figura 3.5 - Espécime G1-16-150-i	43
Figura 3.6 - Espécime G1-12.5-60-i	43
Figura 3.7 - Espécime G1-12.5-85-i	44
Figura 3.8 - Espécime G1-12.5-60-i	44
Figura 3.9 - Espécime G2-16-80-i	45
Figura 3.10 - Espécime G2-16-110-i	45
Figura 3.11 - Espécime G2-16-150-i	45
Figura 3.12 - Espécime G2-12.5-60-i	45
Figura 3.13 - Espécime G2-12.5-85-i	45
Figura 3.14 - Espécime G2-12.5-60-i	46
Figura 3.15 - Espécime G2-12.5-60-i	46
Figura 3.16 - Espécime G3-20-80-ii	47
Figura 3.17 - Espécime G3-20-110-ii	47
Figura 3.18 - Espécime G3-20-150-i/ii	47
Figura 3.19 - Espécime G3-16-60-ii	47
Figura 3.20 - Espécime G3-16-85-ii	48
Figura 3.21 - Espécime G3-16-60-ii	48
Figura 3.22 - Espécime G4-20,0-80-ii	49
Figura 3.23 - Espécime G4-20,0-110-ii	49
Figura 3.24 - Espécime G4-20,0-150-ii	49
Figura 3.25 - Espécime G4-16,0-60-ii	49
Figura 3.26 - Espécime G4-16,0-85-ii	49
Figura 3.27 - Espécime G4-16,0-120-ii	50
Figura 3.28 - Formas utilizadas para moldagem dos prismas de concreto	50
Figura 3.29 - Concretagem da segunda série de ensaios	51
Figura 3.30 - Ensaios de módulo, resistência à compressão e tração do concreto.	52
Figura 3.31 - Detalhes construtivos do conector com cabeça (<i>Stud</i>).....	52

Figura 3.32 - Ensaio de tração para determinação das propriedades mecânicas do aço.	53
Figura 3.33 - Ensaio para análise da resistência à tração do conector com cabeça.....	54
Figura 3.34 - Detalhe das armaduras do espécime G3-12.5-120-i	55
Figura 3.35 - Posicionamento dos LVDT's para leitura dos deslocamentos verticais	56
Figura 3.36 - Etapas do processo de colagem dos extensômetros.....	57
Figura 3.37 - Disposição dos extensômetros nos conectores e armaduras	58
Figura 3.38 - Sistema de ensaio.....	60
Figura 4.1 - Curvas tensão-deformação dos aços CA-50	62
Figura 4.2 - Curvas tensão-deformação do ensaio de tração do conector	63
Figura 4.3 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem - Grupo (G1)	64
Figura 4.4 - Correlação entre N_u e h_{ef} - Grupo (G1).....	65
Figura 4.5 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico - Grupo (G1)	68
Figura 4.6 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem - Grupo G2.....	69
Figura 4.7 - Correlação entre N_u e h_{ef} - Grupo G2	69
Figura 4.8 - Análise da influência do efeito de grupo nos – Grupos G1 e G2	70
Figura 4.9 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico - Grupo G2.....	71
Figura 4.10 - Deslizamento dos conectores - Grupo G1	72
Figura 4.11 - Correlação entre ξ_u e h_{ef} – Grupo G1.....	73
Figura 4.12 - Deslizamento dos conectores – Grupo G2.....	74
Figura 4.13 - Correlação entre ξ_u e h_{ef} – Grupo G2.....	75
Figura 4.14 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto	76
Figura 4.15 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Grupo G1.....	78
Figura 4.16 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Grupo G2.....	79
Figura 4.17 - Deformação nas armaduras de flexão dos prismas de concreto	80
Figura 4.18 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G1.....	82
Figura 4.19 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G2.....	83
Figura 4.20 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G3.....	84
Figura 4.21 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem – Grupo G3	86
Figura 4.22 - Correlação entre N_u e h_{ef} – Grupo G3.....	87
Figura 4.23 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico – Grupo G3	88
Figura 4.24 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem – Grupo G4	89
Figura 4.25 - Correlação entre N_u e h_{ef} – Grupo G4.....	90
Figura 4.26 - Valores de carga última para os espécimes G3 e G4.....	91
Figura 4.27 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico – Grupo G4.....	92
Figura 4.28 - Deslizamento dos conectores – Grupo G3.....	93
Figura 4.29 - Correlação entre ξ_u e h_{ef} – Grupo G3.....	94
Figura 4.30 - Deslizamento dos conectores – Grupo G4.....	96
Figura 4.31 - Correlação entre ξ_u e h_{ef} – Grupo G4.....	97
Figura 4.32 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto	98
Figura 4.33 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Grupo G3.....	100
Figura 4.34 - Comparação das deformações ε_s e ε_{sh} – Grupo G4.....	101
Figura 4.35 - Deformação nas armaduras de flexão – Grupos G3 e G4.....	103
Figura 4.36 - Deformação nas armaduras suplementares – Grupos G3 e G4	104
Figura 4.37 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G3.....	106
Figura 4.38 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G4.....	106
Figura 5.1 - Curvas teóricas para os estados fissurado e não fissurado do concreto.....	108
Figura 5.2 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo – Grupos G1 e G2	112

Figura 5.3 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – Grupos G1 e G2.....	113
Figura 5.4 - Análise da dispersão dos resultados – Grupos G1 e G2	113
Figura 5.5 - Avaliação dos métodos de cálculo quanto a sua acurácia em função de h_{ef}	114
Figura 5.6 - Variação dos parâmetros estatísticos obtidos em função da consideração do efeito de agrupamento – Grupos G3 e G4.	117
Figura 5.7 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G3	118
Figura 5.8 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G4.....	119
Figura 5.9 - Análise da dispersão dos resultados – Grupos G3 e G4	120
Figura 5.10 - Avaliação dos métodos de cálculo quanto a sua acurácia em função de h_{ef}	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Características construtivas do grupo G1	43
Tabela 3.2 - Características construtivas do grupo G2	44
Tabela 3.3 - Características construtivas do grupo G3	47
Tabela 3.4 - Características construtivas do grupo G4	48
Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do concreto	61
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço	63
Tabela 4.3 - Capacidade de ancoragem dos espécimes - Grupo G1	64
Tabela 4.4 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} - Grupo G1	66
Tabela 4.5 - Capacidade de ancoragem dos espécimes - Grupo G2	68
Tabela 4.6 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} - Grupo G2	70
Tabela 4.7 - Capacidade de ancoragem dos espécimes – Grupo G3	85
Tabela 4.8 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} – Modelo G3	87
Tabela 4.9 - Capacidade de ancoragem dos espécimes – Grupo G4	89
Tabela 4.10 - Valores de N_u sem a consideração de h_{ef} e f_{cm} - Grupo G4	91
Tabela 5.1 - Estimativa da abertura de fissura dos modelos experimentais	109
Tabela 5.2 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G1	110
Tabela 5.3 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G2	110
Tabela 5.4 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G3	115
Tabela 5.5 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G4	115

LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{c,N}$	Área de projeção da superfície de falha do cone de concreto após considerar efeito de borda e agrupamento (prEN 1992-4, 2013);
$A_{c,N}^o$	Área máxima de projeção da superfície de falha do cone de concreto para uma ancoragem (prEN 1992-4, 2013);
A_{Nc}	Área de projeção da superfície de falha do cone de concreto após considerar efeito de borda e agrupamento (ACI 318, 2014);
A_{Nc}^o	Área máxima de projeção da superfície de falha do cone de concreto para uma ancoragem (ACI 318, 2014);
$A_{s,aa}$	Área da seção transversal da armadura suplementar (prEN 1992-4, 2013);
$A_{s,h}$	Área efetiva da cabeça do conector;
$A_{s,s}$	Área da seção transversal da perna do estribo;
b_w	Largura da viga;
$c_{a,min}$	Distância mínima da barra ancorada até as bordas;
c_{a1}	Distância do centro da barra ancorada até a borda;
$c_{a,real}$	Efeito de borda real;
$c_{a,teo}$	Efeito de borda teórico;
c_d	Cobrimento da perna do estribo em qualquer direção ou metade da distância entre dois estribos adjacentes, o que for menor;
d_s	Diâmetro da barra do estribo;
$d_{s,L}$	Diâmetro da barra ancorada;
d_h	Diâmetro da cabeça do conector
e'_N	Distância entre força de tração aplicada no grupo e o centro da barra;
f_{bd}^o	Resistência de aderência de projeto de acordo com o CEB-FIB Model Code 1990 (1993);
f_{bm}	Resistência média de adesão;
f_c	Resistência do concreto à compressão;
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão;
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão;
f_{bu}	Resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto (INFASO, 2012);
$f_{cm,cube}$	Resistência do concreto à compressão, com corpo de prova em forma de cubo;
f_{ct}	Resistência do concreto à tração;
$f_{y,aa}$	Tensão de escoamento da armadura suplementar;

f_{ym}	Tensão média de escoamento do aço do estribo;
h_{ef}	Comprimento de embutimento da barra ancorada;
k	Fator de modificação considerando o tipo de ancoragem (Regan, 2000);
k_1	Fator de modificação relacionado a presença ou não de fissuras no concreto (prEN 1992-4, 2013);
k_c	Fator de modificação considerando ancoragens pré ou pós-instaladas;
$k_{c,de}$	Rigidez do cone de concreto (INFASO, 2012);
l_1	Comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura;
$l_{1,min}$	Comprimento mínimo de ancoragem da perna do estribo requerido;
m_c	Distância crítica até a borda;
n_{aa}	Número de pernas da armadura suplementar;
N_b	Resistência básica à ruptura do concreto de uma ancoragem submetida à tração;
N_{cb}	Carga última resistente de uma barra, ou um grupo de barras ancoradas, sujeitas a esforços de tração (ACI 318, 2014);
$N_{Rk,c}$	Resistência característica de uma ou um grupo de ancoragens na situação de falha do cone de concreto (prEN 1992-4, 2013);
$N_{Rk,c}^o$	Resistência de uma única ancoragem, sem considerar efeitos de borda e de agrupamento (prEN 1992-4, 2013);
N_{Rm}	Resistência de ancoragem com a presença de armaduras suplementares;
$N_{Rm,c}$	Resistência média da ancoragem controlada pela falha do cone de concreto;
$N_{Rm,s}$	Resistência total das armaduras suplementares;
$N_{Rm,bond}^o$	Contribuição da aderência na capacidade de ancoragem;
$N_{Rm,hook}^o$	Contribuição do gancho na capacidade de ancoragem;
N_u	Resistência última da ancoragem à tração (INFASO, 2012);
N_u^o	Resistência à tração de um conector isolado sem armadura suplementar (INFASO, 2012);
$N_{u,aa}$	Resistência de escoamento das barras componentes da armadura suplementar (prEN 1992-4, 2013);
$N_{u,aa,b}$	Carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$N_{u,calc}$	Capacidade máxima da ancoragem, de acordo com EN 1992-4 (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$N_{u,exp}$	Capacidade máxima da ancoragem, obtida experimentalmente (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
s	Espaçamento entre as barras ancoradas;

u	Perímetro de uma barra de armadura suplementar (prEN 1992-4, 2013);
w	Largura da abertura de fissuras;
α	Ângulo de ruptura do cone de concreto;
α_2	Fator que considera a influência do cobrimento na capacidade de aderência;
α_s	Fator da componente do escoamento da armadura suplementar (INFASO, 2012);
α_c	Fator da componente de ruptura do cone de concreto (INFASO, 2012);
$\delta_{y,aa}$	Deslocamento resultante da carga de escoamento da armadura suplementar (INFASO, 2012);
$\delta_{y,aa,b}$	Deslocamento resultante da carga de falha de ancoragem da armadura suplementar (INFASO, 2012);
λ_a	Fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve;
ψ_1	Fator que considera a influência da posição do estribo;
$\psi_{1,2}$	Valor da efetividade do próximo estribo em consideração com a influência da posição do estribo (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
ψ_2	Fator que considera a influência do diâmetro da armadura superficial (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
ψ_3	Fator que considera a influência do comprimento de ancoragem da perna do estribo inserido no cone de ruptura (Sharma <i>et al.</i> , 2017);
$\psi_{A,N}$	Fator que considera os efeitos de borda e de agrupamento (prEN 1992-4, 2013);
$\psi_{c,N}$	Fator de modificação para o concreto não fissurado sob carga de serviço (ACI 318, 2014);
$\psi_{cp,N}$	Fator de modificação para conectores pós-instalados em concreto não fissurado (ACI 318, 2014);
$\psi_{ec,N}$	Fator de modificação para grupos de ancoragens carregados excêntrica sob tração;
$\psi_{ed,N}$	Fator de modificação para efeitos de borda para ancoragem simples ou grupo de ancoragens carregados sob tração (ACI 318, 2014);
$\psi_{re,N}$	Fator que considera a influência de armaduras dispostas próximas umas das outras no elemento de concreto (prEN 1992-4, 2013);
$\psi_{s,N}$	Fator que considera a perturbação da distribuição de tensões no concreto provocada pelas bordas do membro de concreto (prEN 1992-4, 2013);
ρ	Taxa de armadura longitudinal;
ξ	Deslizamento do conector;
ξ_u	Deslizamento do conector na carga última;
ε_f	Deformação na armadura de flexão;
ε_{ys}	Deformação de escoamento do aço;

- ε_s Deformação do conector na área externa ao concreto
- ε_s Deformação do conector na área interna ao concreto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	MOTIVAÇÃO	3
1.2	OBJETIVOS	4
1.2.1	Objetivo Geral	4
1.2.2	Objetivos Específicos	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS ENTRE AÇO E CONCRETO	6
2.2	MODOS DE RUPTURA	8
2.3	EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA UTILIZAÇÃO DE BARRAS COM CABEÇA.....	10
2.3.1	Marques e Jirsa (1975)	12
2.3.2	Furche e Eligehausen (1991)	13
2.3.3	DeVries (1996)	13
2.3.4	Bashandy (1996)	14
2.3.5	Regan (2000)	17
2.3.6	Meira (2005)	17
2.3.7	Martins (2006)	18
2.3.8	Soares (2007)	18
2.3.9	Costa (2016)	19
2.3.10	Chun, Choi e Jung (2017)	19
2.3.11	Sharma <i>et al.</i> (2017)	21
2.3.12	Silva (2018)	23
2.4	PARÂMETROS QUE PODEM INFLUENCIAR NA CAPACIDADE RESISTENTE DE UM CONECTOR.....	24
2.4.1	Comprimento de embutimento	24
2.4.2	Resistência à compressão do concreto	24
2.4.3	Diâmetro do conector	25
2.4.4	Efeito de borda	25
2.4.5	Efeito de agrupamento	26
2.4.6	Armadura suplementar	27
2.4.7	Nível de fissuração do concreto	27
2.5	CAPACIDADE DE ANCORAGEM PELA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO	28
2.5.1	prEN 1992-4 (2013)	28

2.5.2	ACI 318 (2014)	31
2.5.3	EOTA/ETAG Anexo C.....	32
2.5.4	Regan (2000).....	33
2.5.5	INFASO (2012)	34
2.5.6	Sharma <i>et al.</i> (2017)	36
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	39
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	39
3.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ESPÉCIMES	40
3.2.1	Grupo <i>Beam-Column Joint 01 (G1)</i>	42
3.2.2	Grupo <i>Beam-Column Joint 02 (G2)</i>	44
3.2.3	Grupo <i>Beam-Column Joint 03 (G3)</i>	46
3.2.4	Grupo <i>Beam-Column Joint 04 (G4)</i>	48
3.3	PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	50
3.3.1	Formas	50
3.3.2	Concreto	50
3.3.2.1	Características do concreto e do processo de cura.....	50
3.3.2.2	Propriedades mecânicas do concreto	51
3.3.3	Conectores do tipo pino com cabeça (<i>headed studs</i>)	52
3.3.3.1	Especificações do aço	53
3.3.3.2	Ensaio do aço e de resistência do conector à tração.....	53
3.3.4	Armaduras dos prismas de concreto	54
3.4	INSTRUMENTAÇÃO	55
3.4.1	Deslocamentos verticais	55
3.4.2	Deformações das armaduras e conectores.....	56
3.4.2.1	Processo de colagem dos extensômetros	56
3.4.2.2	Disposição dos extensômetros nas armaduras e conectores	57
3.5	SISTEMA DE ENSAIO	58
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
4.1	PROPRIEDADES MECÂNICA DOS MATERIAIS.....	61
4.1.1	Concreto	61
4.1.2	Aço.....	62
4.2	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 1ª SÉRIE DE ENSAIOS	63
4.2.1	Carga última dos conectores (<i>Capacidade de ancoragem</i>).....	63
4.2.2	Deslizamento dos conectores.....	71
4.2.3	Deformações nos conectores	75

4.2.3.1	Deformações do conector na região externa ao concreto (ϵ_s)	75
4.2.3.2	Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto (ϵ_s e ϵ_{sh})	76
4.2.4	Deformações nas armaduras de flexão (ϵ_f)	79
4.2.5	Modo de ruptura	80
4.3	RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 2ª SÉRIE DE ENSAIOS	84
4.3.1	Capacidade última de ancoragem	84
4.3.2	Deslizamento dos conectores	92
4.3.3	Deformações nos conectores	97
4.3.3.1	Deformações do conector na região externa ao concreto (ϵ_s)	97
4.3.3.2	Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto (ϵ_s e ϵ_{sh})	98
4.3.4	Deformações nas armaduras de flexão (ϵ_f)	102
4.3.5	Deformações nas armaduras suplementares	103
4.3.6	Modo de ruptura	104
5	AVALIAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E DOS MODELOS TEÓRICOS	107
5.1	ABERTURA DE FISSURAS	107
5.2	AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO – GRUPOS G1 E G2	109
5.3	AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO – GRUPOS G3 E G4	114
6	CONCLUSÕES	122
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	122
6.2	RESULTADOS OBTIDOS	122
6.2.1	Influência do comprimento de embutimento no desempenho do conector 122	
6.2.2	Influência do diâmetro nominal das barras no desempenho do conector .	123
6.2.3	Influência do efeito de agrupamento no desempenho do conector	124
6.2.4	Influência do efeito da armadura suplementar no desempenho do conector 124	
6.2.5	Avaliação dos métodos de cálculo	125
6.2.6	Modos de ruptura	126
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	126
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128
	ANEXO A	135

1 INTRODUÇÃO

Na concepção do projeto estrutural de uma edificação, além da correta determinação de cargas que atuarão sobre a mesma – as quais podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais – é imprescindível o correto dimensionamento das conexões entre os diversos elementos estruturais. Para tal, faz-se necessário que o projetista possa prever o comportamento da estrutura como um todo e, amparado pelos códigos normativos vigentes, defina o tipo de conexão e suas características construtivas.

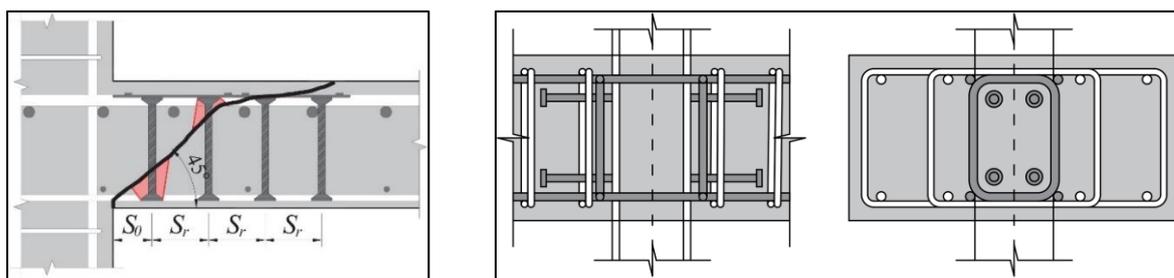
Em estruturas de concreto armado uma das técnicas mais convencionais de promover a união entre os diversos elementos estruturais de uma edificação é denominada ancoragem, que pode ser por aderência, por meio de dispositivos mecânicos ou pela combinação de ambos (ABNT NBR 6118, 2014).

A ancoragem por aderência trata-se de um comprimento mínimo de embutimento, o qual pode ser reto ou com um grande raio de curvatura, para que os esforços atuantes nas barras de aço sejam transferidos ao concreto. No entanto, em muitos casos as características geométricas do elemento estrutural não permitem o completo desenvolvimento deste comprimento mínimo dentro de suas dimensões, seja pelo fato de este ser longo em relação às dimensões da estrutura ou pelas dimensões dos raios de curvatura requeridos das barras de aço. Isto exige novas soluções para que essa transferência de esforços entre aço e concreto ocorra com bom desempenho.

Dentre as soluções apresentadas na literatura para a situação mencionada estão a ancoragem por meio de dispositivos mecânicos acoplados às barras de aço ou a modificação da terminação destas utilizando ganchos, cabeças soldadas ou barras transversais, por exemplo, permitindo assim que o comprimento de embutimento mínimo seja reduzido. Silva (2018) apresenta em sua pesquisa a influência de diferentes mecanismos de ancoragem no desempenho estrutural de conectores pré-instalados em elementos de concreto armado, os quais foram submetidos à tração, e conclui que tais parâmetros podem ocasionar uma variação significativa na capacidade de carga em até 270 % em relação ao valor de referência.

Os conectores do tipo pino com cabeça (*headed studs*) constituem um destes mecanismos de ancoragem e o seu campo de aplicação é amplo. Oliveira (2013) estudou o fenômeno da punção

em lajes lisas de concreto armado utilizando *double-headed studs* como armadura de cisalhamento (Figura 1.1); López *et al.* (2017) propôs uma nova alternativa para conexões viga-pilar com a utilização de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (Figura 1.1); e Wang *et al.* (2018) estudou a aplicação destes conectores associados em grupo como conector de cisalhamento em estruturas compósitas.



(a) Pinos com cabeça usados como armadura de cisalhamento em lajes lisas (OLIVEIRA, 2013).

(b) Emprego de conectores de cisalhamento com cabeça em conexão viga-pilar (Adaptada de LÓPEZ, 2017)

Figura 1.1 - Aplicação de conectores do tipo pino com cabeça.

Entretanto, apesar de sua variada utilização na indústria da construção civil, ainda há imprecisões nos atuais modelos de cálculo para a determinação da capacidade de carga dos conectores com cabeça. Conforme Nilforoush *et al.* (2017), uma das razões que contribui para isto é o fato de que alguns destes modelos desconsideram parâmetros importantes tais como a influência do tamanho da cabeça, da superfície da barra de aço e as dimensões do elemento de concreto. Shao (2016) reitera que as atuais disposições do código ACI 318 (2014) não consideram com precisão os efeitos da resistência à compressão do concreto, o tamanho e o espaçamento das barras ou o reforço confinante na região de conexão entre membros estruturais, o que conduz a dispersões nos resultados.

Em sua pesquisa, Furche e Eligehausen (1991) ressaltam que outros parâmetros influentes na carga última de *headed studs* submetidos à tração são as suas características geométricas, as propriedades constitutivas do material, o comprimento de embutimento e a distância até a borda do elemento estrutural. Além destes, a presença de fissuras e de armaduras suplementares constituem fatores que podem interferir significativamente no desempenho do conector, podendo este último proporcionar incrementos superiores a 100 % na carga de ruptura (SHARMA *et al.*, 2017).

Assim, uma vez que o bom desempenho do sistema de ancoragem está fortemente atrelado ao conjunto destes fatores, a negligência quanto a influência dos tais nos modelos de cálculo pode ocasionar problemas no processo de transferência de esforços, os quais podem demandar um aumento dos custos no processo construtivo, como por exemplo, reforço estrutural ou até mesmo demolição. Entende-se que tal cuidado na avaliação dos fenômenos que influenciam na resistência de conectores embutidos torna-se mais relevante em regiões susceptíveis a sismos, onde as consequências podem assumir grandes proporções.

O terremoto Cocali, ocorrido na região de Marmara, Turquia, em agosto de 1999 consiste em um exemplo com consequências catastróficas as quais estiveram relacionadas a falhas de projeto nas regiões de conexão dos pilares. Estudos mostraram que na maioria das edificações que colapsaram os pilares apresentavam comprimentos de ancoragem insuficientes, armadura transversal inadequada e conexões com desempenho não-dúcteis, entre outros. O incidente resultou na morte de mais de 20.000 pessoas, além de um prejuízo estimado em 20 bilhões de dólares (ARSLAN e KORKMAZ, 2006).

Outros casos foram a queda do forro de um túnel em Boston, Estados Unidos, no dia 10 de julho de 2006, e a queda de parapeitos de prédios de alvenaria não-armados no dia 4 de setembro de 2010, na cidade de Christchurch, Nova Zelândia. O primeiro caso consistia de uma estrutura em concreto pré-moldado que colapsou devido a falha de ancoragem dos tirantes que sustentavam o forro, sendo a causa atribuída ao uso de uma resina epóxi inadequada (NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD, 2007). O segundo incidente ocorreu pela sobrecarga dos tirantes que suportavam os parapeitos após um sismo. Estes eram fixados a uma parede de alvenaria e, após a sobrecarga, a capacidade de ancoragem foi excedida (INGHAM e GRIFFITH, 2010).

1.1 MOTIVAÇÃO

A utilização de ganchos como mecanismo de ancoragem pode reduzir significativamente o comprimento de ancoragem requerido para a transferência de esforços entre aço e concreto. No entanto, conforme Thompson *et al.* (2002), em muitos casos a curvatura destes pode apresentar limitações quanto ao seu enquadramento dentro das dimensões do elemento ou até mesmo criar congestionamentos, dificultando a concretagem e a consolidação do material.

Por sua vez, os conectores do tipo pino com cabeça são alternativas eficientes na redução do comprimento de ancoragem e podem proporcionar detalhes construtivos com menores obstruções comparado aos ganchos, possibilitando assim maior velocidade, flexibilidade e economia no processo de montagem (MARCHETTO, 2015). Ademais, pesquisas experimentais como Furche e Eligehausen (1991), Oliveira (2013), Brantschen (2016), López *et al.* (2017) e Wang *et al.* (2018) ratificam que o campo de aplicação de conectores com cabeça é amplo, podendo estes serem usados tanto em estruturas de concreto pré-moldadas quanto naquelas moldadas *in loco*.

Outra motivação para o estudo deste tipo de ancoragem consiste no fato de que, apesar de sua vasta gama de aplicação, os atuais códigos normativos ainda necessitam ser aprimorados no que diz respeito aos seus modelos de cálculo, conforme explicitado anteriormente. Shao (2016) acrescenta que o número de pesquisas realizadas sobre o comportamento de barras com cabeça em conexões viga-pilar ainda é bem limitado, fato que tende a reduzir a utilização deste mecanismo de ancoragem por parte dos projetistas e impedem que as vantagens proporcionadas por ele sejam plenamente exploradas.

Portanto, esta pesquisa consiste de uma análise experimental sobre fatores que influenciam na capacidade resistente à tração de conectores tipo pino com cabeça embutidos em elementos de concreto armado com o objetivo de entender melhor o comportamento destes e ampliar a base de dados disponível na literatura, contribuindo assim para o desenvolvimento de modelos de cálculo mais precisos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como principal objetivo investigar e avaliar, por meio de análises experimentais, o comportamento e a capacidade resistente à tração de conectores com cabeça embutidos em elementos de concreto armado que simulam uma conexão viga-pilar, considerando efeito de borda e efeito de grupo.

1.2.2 Objetivos Específicos

Constitui-se como objetivos específicos desse trabalho:

- Analisar a influência do comprimento de embutimento (h_{ef}) e do diâmetro nominal da barra do conector ($d_{s,L}$), associado ao diâmetro da cabeça (d_h) por um fator multiplicador igual a três ($d_h = d_{s,L}$), na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça pré-instalados em elementos de concreto armado;
- Analisar a influência dos efeitos negativos relacionados ao efeito de agrupamento e efeito de borda na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça;
- Analisar a influência de armaduras suplementares, dispostas em uma única camada, na capacidade resistente à tração e no comportamento dos conectores com cabeça;
- Comparar os resultados obtidos para o tipo de ruptura e capacidade resistente à tração com aqueles determinados de forma analítica através dos modelos de cálculo apresentados pelas normas EOTA/ETAG Anexo C (2010), prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014) e pelos modelos teóricos propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al.* (2017).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesta seção, serão apresentadas características pertinentes ao comportamento de conectores tipo pino com cabeça pré-instalados em estruturas de concreto armado. Mais especificamente, serão abordados parâmetros que influenciam no desempenho destes conectores, trabalhos previamente realizados nesta linha de pesquisa, além de recomendações de projeto previstas nas normas EOTA/ETAG Anexo C (2010), prEN1992-4 (2013) e ACI 318 (2014), bem como em modelos de cálculo propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al.* (2017). Os modos de ruptura associados aos conectores e as parcelas de contribuição que constituem a sua capacidade total de ancoragem – a aderência e seus mecanismos – também são apresentados e discutidos.

2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS ENTRE AÇO E CONCRETO

Conforme a definição do item 9.4.1. da ABNT NBR 6118:2014, todas as barras das armaduras devem ser ancoradas de forma que as forças a que estejam submetidas sejam integralmente transmitidas ao concreto, seja por meio de aderência, de dispositivos mecânicos, ou por combinação de ambos.

Os esforços de compressão em uma viga de concreto armado submetida a flexão são resistidos predominantemente pelo concreto, ao passo que os esforços de tração são suportados pela armadura presente no elemento estrutural. Para que esse mecanismo possa existir, de acordo com MacGregor e Wight (2012), deve haver transferência de forças entre ambos os materiais por meio da aderência. Assim, a aderência pode ser entendida como a propriedade que possibilita o funcionamento do concreto armado como material estrutural, promovendo a transferência dos esforços atuantes na armadura para o concreto e, conseqüentemente, modificando a tensão atuante no aço. De acordo com Elgehausen *et al.* (1983) a aderência total de barras de aço embutidas pode ser dividida entre três parcelas: a adesão química, atrito e aderência mecânica, como ilustrado na Figura 2.1.

A adesão química, observada na Figura 2.1a, pode ser definida como uma ligação físico-química entre as interfaces do aço e do concreto, sendo originada com as reações de hidratação, e representa em uma pequena parcela de resistência quando comparada as demais. Conforme

Silva (2018), ela pode ser descrita como a “colagem” entre a pasta de cimento e a armadura, oriunda de forças capilares, e, segundo Eligehausen *et al.*, 1983, sua ordem de grandeza varia entre 0,5 e 1,0 MPa. Esse mecanismo é perdido rapidamente a partir do momento em que o deslizamento da barra ancorada se inicia e sua contribuição tende a ser maior na capacidade de ancoragem de barras lisas ou com pouca rugosidade em sua textura superficial.

Na iminência do deslizamento, quando a aderência por adesão química é perdida, o atrito entre a barra de aço e o concreto passa a atuar opondo-se a este movimento. Como pode ser observado na Figura 2.1b, esse mecanismo é influenciado principalmente pela rugosidade da superfície do aço, dependendo portanto do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto que, por sua vez, depende da natureza da peça. Quanto menos imperfeições a barra possuir, menor será seu coeficiente de atrito, e, conseqüentemente, menor será a tensão por atrito no material.

Em barras lisas, os dois mecanismos supracitados contribuem majoritariamente para a resistência de aderência e geralmente são perdidos quando a barra é tensionada e os deslizamentos se iniciam, em particular devido à redução de seu diâmetro (MACGREGOR e WIGHT, 2012). Por isso, a utilização dessas barras não se destina, usualmente, para armaduras em estruturas de concreto armado. Por sua vez, a presença de nervuras ou mossas em barras de aço, conforme Hadi (2008), contribui positivamente para a resistência de aderência, e, para barras com esta conformação superficial, a aderência mecânica tende a ser a maior parcela de contribuição, isto quando comparada às aderências por adesão e por atrito.

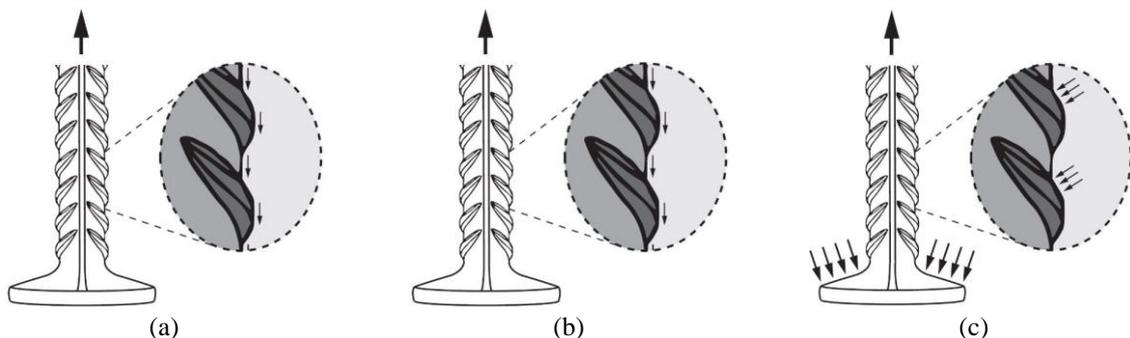


Figura 2.1 - Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça. (a) Adesão química; (b) Atrito; e (c) Aderência mecânica.

(Fonte: Brantschen, 2016)

A aderência mecânica, mostrada na Figura 2.1c, também conhecida como engrenamento, é expressa após a perda de aderência por atrito. A propriedade considera as irregularidades da superfície, tendo em vista que estas funcionam como pontos de apoio que incidem esforços de

compressão no concreto, possibilitando um aumento expressivo no valor da aderência. A aderência mecânica se faz presente também na cabeça dos conectores, sendo o principal responsável da capacidade de ancoragem das barras. As forças inclinadas possuem uma componente radial, também chamada de tensão normal ou tensão de fendilhamento, e uma longitudinal, denominada de tensão de aderência, conforme cita Marchetto (2015), podendo ser observado na Figura 2.2. A componente radial provoca tensões de tração no concreto, resultando, eventualmente, no fendilhamento do concreto e na propagação das fissuras para a superfície do elemento estrutural.

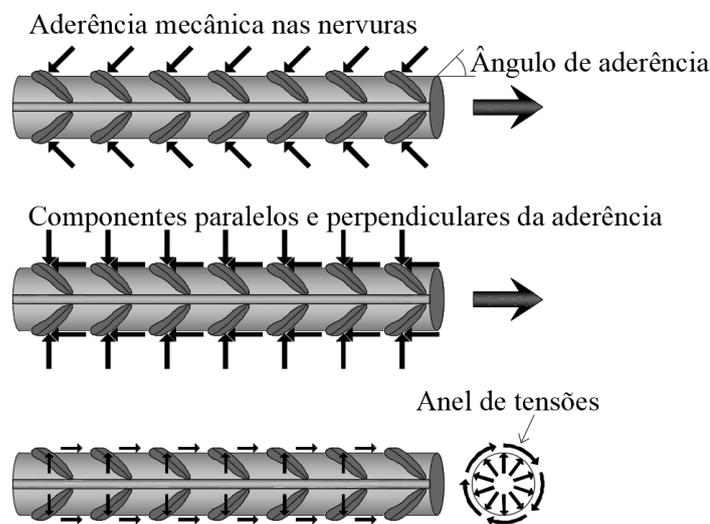


Figura 2.2 - Componentes das forças atuantes no concreto
(Fonte: Adaptado de Alrasyid *et al.*, 2017)

2.2 MODOS DE RUPTURA

De acordo o ACI 318 (2014), os modos de ruptura possíveis a partir da tração de barra ancorada são: ruptura por escoamento da barra de aço, escorregamento, ruptura do concreto, fendilhamento do concreto, deslocamento lateral e falha por perda de aderência, os quais são apresentados a seguir. O modo de ruptura por escoamento da barra, Figura 2.3a, ocorre em condições onde o aço é consideravelmente dúctil e o comprimento de aderência é longo o suficiente, considerando que o concreto não falhe.

A ruptura por escorregamento da barra pode ocorrer tanto em função da falha de ancoragem por aderência, para o caso de barra retas, quanto pela falha do dispositivo mecânico adicionado às terminações das barras retas para reduzir o comprimento básico de ancoragem. Para conectores com cabeça, por exemplo, segundo Fuchs *et al.* (1995), esta última falha é

influenciada pelo modo como foi realizada a instalação da cabeça na barra. Ele é indesejável e pode ser prevenida por meio da realização de ensaios de aceitabilidade que devem ser realizados com o conector. Esse modo de ruptura é ilustrado na Figura 2.3b.

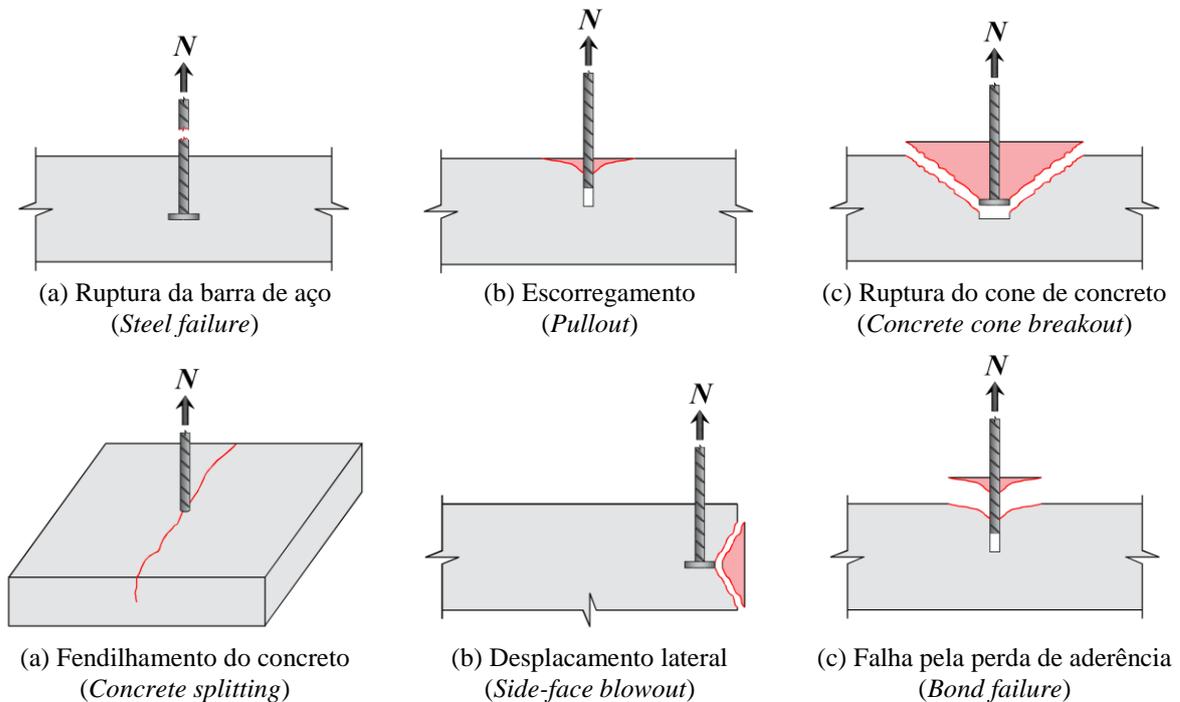


Figura 2.3 - Modos de ruptura para barras tracionadas (Fonte: Adaptado do ACI 318, 2014)

O modo apresentado na Figura 2.3d, o fendilhamento do concreto, geralmente ocorre quando as dimensões do prisma são pequenas, quando a barra é instalada a pequenas distâncias da borda ou quando há barras muito perto uma das outras (distâncias menores que $1,5h_{ef}$). Esse modo de ruptura é resultado da formação de fissuras paralelas à barra ancorada. Segundo Eligehausen *et al.* (2006), a carga de ruptura associada ao fendilhamento é menor do que a que corresponde a ruptura do cone de concreto, mas a resposta de tensão e deformação é similar em ambos os casos.

O deslocamento do concreto na face lateral ocorre quando o comprimento de embutimento é profundo ao ser comparado a distância da barra até a superfície lateral do prisma, sendo necessário um cobrimento pequeno. O valor de cobrimento em que o modo de ruptura passa de deslocamento do concreto para cone de concreto depende da área de contato da cabeça do conector e do comprimento de embutimento (FURCHE e ELIGEHAUSEN, 1991). Para ser considerada ancoragem profunda próxima à borda, segundo o ACI 318 (2014), a inequação a seguir deve ser garantida: $c_1 < 0,4 \cdot h_{ef}$, onde c_1 é o cobrimento.

A ruptura pelo cone de concreto, Figura 2.3c, é caracterizada pela formação de superfície de ruptura no concreto em forma de cone. A resistência à tração do concreto é utilizada integralmente, e, em ancoragens com *headed studs* onde a superfície de apoio da cabeça seja adequada, o cone de concreto será gerado (caso a resistência do aço não seja excedida). A formação do cone de ruptura é decorrente da composição de fissuras circunferenciais ao conector, geradas a partir do momento em que os esforços de tração superam a resistência à tração do concreto, conforme Eligehausen *et al.* (2006). A fissuração se inicia na cabeça do conector e tende a ser projetada para a superfície superior do concreto a uma inclinação de aproximadamente 35°, segundo o Método CCD (*Concrete Capacity Design Method*), que será detalhado posteriormente.

2.3 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DA UTILIZAÇÃO DE BARRAS COM CABEÇA

Os primeiros estudos extensivos para inserção de conectores do tipo pino com cabeça na indústria da construção civil tiveram início na década de sessenta com os pesquisadores Chinn (1961), Driscoll e Slutter (1961), Slutter (1963), que investigaram a aplicação destes como conector de cisalhamento entre lajes de concreto e vigas metálicas (MARCHETTO, 2015). Uma década depois, conforme McMackin *et al.* (1973), os estudos se intensificaram, sendo em sua maior parte conduzidos pela empresa Nelson Stud Welding e por pesquisadores da Universidade Lehigh com o objetivo de estabelecer um método de projeto pelo arrancamento do cone de concreto (*Pullout cone design method*) para ancoragens submetidas a esforços combinados de tração e cisalhamento.

As primeiras aplicações de conectores com cabeça estiveram limitadas a sua utilização como dispositivos para ancoragens rasas ou para promover a ligação entre vigas metálicas e lajes de concreto em estruturas compósitas (THOMPSON *et al.*, 2002). Entretanto, a partir da década de setenta, os conectores de cisalhamento foram adaptados também para serem empregados como armaduras de cisalhamento em lajes lisas, trabalho este que foi desenvolvido por pesquisadores como Andrä (1979), Dilger e Ghali (1981) e Mokhtar *et al.* (1985), sendo a Universidade de Calgary umas das instituições de grande destaque nesta área.

Dentre as pesquisas desenvolvidas na Universidade de Calgary, a desenvolvida por Dilger e Ghali (1981) merece destaque com a investigação da aplicação de conectores com cabeça como

elementos integrantes da armadura de cisalhamento de punção em lajes. Por meio dos resultados, concluíram que o emprego de pinos com duas cabeças proporcionou melhores resultados quando comparado ao uso de *stud rails*, armaduras constituídas de conectores com cabeça soldados a uma placa. Foi recomendado pelos autores que a área da cabeça do conector fosse dez vezes a área da seção transversal da barra estudada.

Com a demonstração dos vários benefícios proporcionados pela utilização de *double-headed studs* como armadura de cisalhamento, nos estudos desenvolvidos por Dilger e Ghali, iniciaram-se novas pesquisas para investigar a utilização de barras com duas cabeças (*double-headed bars*) como armadura de cisalhamento em plataformas de petróleo *offshore* de concreto armado (THOMPSON *et al.*, 2002). O objetivo era substituir ganchos convencionais propensos a ocasionar congestionamentos durante a concretagem.

O *Alaska Oil and Gas Association* (AOGA), no começo dos anos 1980, iniciaram diversos estudos dessas ancoragens com a finalidade de reduzir o alto congestionamento de barras com ganchos nas estruturas de concreto armado em plataformas de petróleo, além de contar com a possibilidade de conectores com cabeça proporcionaram uma maior capacidade de ancoragem.

Após essa difusão destes mecanismos de ancoragem, algumas empresas como a Norwegian Contractors e a Metalock investiram no aumento da qualidade do processo de fabricação dos conectores com cabeça, dando origem a uma tecnologia denominada soldagem por fricção (*Friction welding*). Com o sucesso desse sistema de produção, a Metalock se tornou a principal fornecedora de barras com cabeça nos Estados Unidos e transformou-se na Headed Reinforcement Corporation (HRC), na década de oitenta (THOMPSON *et al.*, 2002). A Figura 2.4 mostra uma *T-headed bar*, nomenclatura atribuída às a referida ancoragem da HCR.



Figura 2.4 - Aplicação de conectores do tipo pino com cabeça.

A partir da década de noventa, mais empresas e instituições adentraram o campo de pesquisas relacionadas a ancoragens com cabeça, proporcionando o aparecimento de novos produtos, tais como barras com cabeça rosqueadas (*Threaded bars*) e forjadas (*Forged bars*) – apresentadas nas Figura 2.4b e Figura 2.4c –, e expandindo também o seu campo de aplicação. A seguir, são apresentados alguns dos trabalhos desenvolvidos com a aplicação de conectores com cabeça em conexões viga-pilar, bem como outros que abordam a utilização de ancoragens convencionais – curvas de 90° e ganchos de 180° – em conexões viga-pilar, sistemas estruturais que constituem um objeto de estudo nesta pesquisa.

2.3.1 Marques e Jirsa (1975)

Marques e Jirsa (1975) realizaram ensaios em 22 espécimes simulando conexões viga-pilar externas com o objetivo de avaliar a capacidade resistente das armaduras de uma viga ancorada por meio de ganchos, sendo as tais submetidas a diferentes níveis de confinamento. Foi investigada a influência da armadura longitudinal dos pilares, do cobrimento e do carregamento axial no pilar na capacidade resistente. As barras ensaiadas possuíam diâmetros iguais a 22 mm ou 35 mm, com ganchos de 180° ou dobras de 90°.

Três tipos de confinamento foram investigados nos ensaios: influência das barras longitudinais do pilar; dos estribos do pilar presentes na conexão; e do cobrimento. Através dos resultados de carga-deslizamento obtidos nos ensaios de cinco espécimes que possuíam o mesmo tipo de confinamento lateral, método de posicionamento das armaduras verticais do pilar e cobrimento, com variações apenas no carregamento axial, concluiu-se que a influência das cargas axiais na capacidade de ancoragem era insignificante para os níveis de carga aplicados.

Marques e Jirsa (1975) ressaltaram que tais resultados foram obtidos apenas para situações em que a cauda do gancho estava disposta na direção do carregamento axial e que outras orientações, bem como diferentes confinamentos laterais poderiam gerar diferentes comportamentos. Os autores ainda verificaram que em todos os espécimes confinados pelos estribos dos pilares, a carga última atingiu o valor de escoamento.

2.3.2 Furche e Eligehausen (1991)

Furche e Eligehausen (1991) realizaram ensaios de arrancamento em conectores com cabeça embutidos em elementos de concreto para investigar o modo de ruptura e a influência variáveis como efeito de borda – avaliado com a variação da distância até a borda (c_{al}) – e comprimento de embutimento na capacidade resistente à tração dos tais. Em sua pesquisa, os autores propuseram novas equações para a estimativa dessa capacidade resistente.

Foram realizados um total de 35 ensaios e, em sua maioria, com pequenas distâncias até a borda, ocorreu a ruptura pelo deslocamento lateral. Nos demais a falha se deu pelo rompimento do cone de concreto. Foi constatado por meio dos resultados que a projeção da área de falha, assim como o valor da carga última, diminuiu à medida em que a distância do conector até a borda foi reduzida. Com a finalidade de evitar a falha pela ruptura da barra de aço do conector, foram utilizados aços com elevados valores de resistência última à tração (superiores a 700 MPa).

A Equação 2.1 apresentada a seguir foi proposta pelos autores para o cálculo da distância crítica até a borda, um valor em que o modo de ruptura é alternado do deslocamento lateral para a formação do cone de concreto.

$$m_c = 0,3 \cdot h_{ef} / \left(\sqrt{A_{s,h} / h_{ef}} - 0,5 \right) \quad \text{Equação 2.1}$$

onde:

m_c é a distância crítica até a borda (em mm);

A_{sh} é a área efetiva da cabeça do conector (em mm²); e

h_{ef} é o comprimento de embutimento (em mm).

2.3.3 DeVries (1996)

Outras pesquisas patrocinadas pela HRC aconteceram na Universidade do Texas, em Austin, e elas foram divididas em duas partes. A primeira foi conduzida por Richard DeVries (1996), presente em sua tese de doutorado, com mais de 140 ensaios de arrancamento, baseados principalmente na relação entre comprimento de embutimento e cobrimento das barras. A segunda parte foi realizada por Tarek Bashandy (1996), como objeto de estudo do seu doutorado, ensaiando 32 espécimes em escala real, simulando conexões viga-pilar externas.

DeVries (1996) realizou seus ensaios com barras dispostas em prismas de concreto, nos quais diversas variáveis, como distância entre as barras e o cobrimento, foram estudadas, resultando em um estudo vasto em relação ao tema. O objetivo dos ensaios era desenvolver recomendações de projeto para prever a capacidade de ancoragem de barras com cabeça. A pesquisa foi dividida em duas fases, sendo a primeira realizada com comprimentos de embutimento rasos, ou seja, com razões entre h_{ef} e o cobrimento pequenas (menores que 5), e a segunda, com razões consideradas altas (entre 6 e 18). Foram realizados 21 testes com comprimentos de embutimento rasos, resultando em ruptura por cone de concreto e rompimento da barra de aço. O autor concluiu que a presença de armadura de cisalhamento posicionadas perpendicularmente não afetou significativamente a capacidade de ancoragem das barras com cabeça.

Na segunda fase do estudo, foram ensaiados 129 testes de arrancamento, em espécimes com razões entre h_{ef} e cobrimento acima de 5. Foram estudadas variações de diversos parâmetros: diâmetro da barra de aço; espaçamento entre as barras; cobrimento; armadura de cisalhamento; comprimento de embutimento; e o posicionamento das barras, nos cantos e próximo das bordas.

Com base nos testes realizados, DeVries (1996) concluiu que para barras com comprimentos de embutimento considerados grandes, a ruptura pelo deslocamento lateral ou pelo escoamento da barra era esperada. Armadura de cisalhamento posicionada na região de ancoragem não aumenta a capacidade final, porém uma alta concentração dessas armaduras perto da cabeça do conector aumenta a resistência residual da conexão após a ruptura. O posicionamento de barras em cantos e o pequeno espaçamento entre elas também diminuem a capacidade de ancoragem.

2.3.4 Bashandy (1996)

No ano de 1996, Bashandy investigou o desempenho de ancoragens em conexões viga-pilar, dividindo seus experimentos em três séries. Na primeira, foram realizados 25 ensaios de arrancamento, objetivando estudar a influência de carregamentos cíclicos e do posicionamento de barras transversais no apoio da cabeça, além de averiguar a viabilidade de utilização do conector com cabeça como armadura de cisalhamento. A segunda série consistiu de 32 ensaios em espécimes simulando conexões viga-pilar externas e a terceira série foi composta por um único ensaio com a aplicação de um carregamento cíclico no mesmo tipo de conexão.

Na primeira série, 14 dos 25 espécimes foram ensaiados para investigar a influência de carregamentos cíclicos e o posicionamento da barra transversal situada na cabeça do conector. As variáveis foram o número de ciclos, dimensões das barras transversais e dimensões da cabeça do conector. Como resultado, observou-se que carregamentos cíclicos entre 5 e 80% da capacidade máxima, até 15 ciclos, não afetaram significativamente a capacidade de ancoragem. O posicionamento das barras transversais em relação à cabeça do conector afetou a sua capacidade, atuando como contenção de deslocamento lateral e aumentando a área de contato efetiva na cabeça do conector.

Entretanto, Bashandy (1996) sugeriu que fosse realizada uma limitação conservativa no aumento da capacidade de ancoragem neste caso, restringindo esse valor a 25% para cabeças que sejam ancoradas positivamente. O termo “ancoragem positiva”, para o autor, caracteriza ancoragens em que as dimensões livres da cabeça devem ser pelo menos iguais a metade do diâmetro das barras transversais.

Nos outros 11 espécimes constituintes da primeira série, foi estudada a viabilidade da utilização conectores com cabeça como armadura de cisalhamentos nas conexões viga-pilar. Concluiu-se que a utilização dessas barras representava uma atrativa pelas inúmeras vantagens associadas, como a redução do congestionamento do concreto nas concretagens e simplificação do detalhamento (BASHANDY, 1996).

Na sua segunda série, o autor investigou a viabilidade da utilização de barras com cabeça como armadura de flexão em conexões viga-pilar. Foram 32 testes de arrancamento, em espécimes de escala real, analisando a influência de parâmetros como diâmetro e orientação da barra, tamanho da cabeça, comprimento de embutimento, cobrimento e armadura de confinamento na capacidade de ancoragem. O sistema de ensaio é apresentado na Figura 2.5.

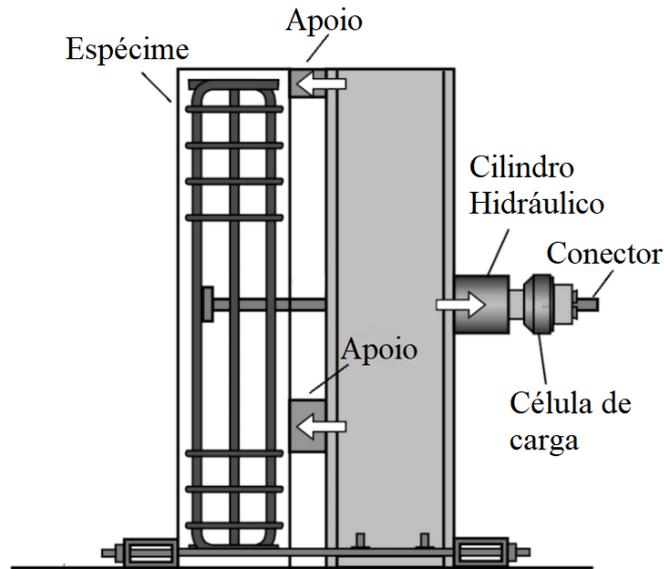


Figura 2.5 - Sistema de ensaio de conexões viga-pilar realizada por Bashandy (Fonte: Adaptado de Thompson *et al.*, 2002).

Através dos resultados foram identificados dois tipos de rupturas: deslocamento lateral e falhas governadas por esforços de cisalhamento, ambas com padrão de fissuração similar. O autor concluiu que a razão entre a área da cabeça do conector e a área transversal da barra ancorada, bem como sua orientação não possuíram grandes influências na capacidade máxima, porém, o aumento da área da cabeça do conector e do cobrimento resultaram em um aumento significativo na resistência. Ademais, verificou-se que a resistência última aumentou de forma linear e diretamente proporcional ao crescimento do comprimento de embutimento.

Os resultados também mostraram uma superioridade no desempenho de ancoragem das barras com cabeça em relação aos ganchos de 180°, sendo a capacidade de ancoragem dos primeiros frequentemente maior e, no mínimo, igual. Por fim, averiguou-se que a resistência aumenta com o número maior de armaduras de confinamento, por conterem o cobrimento de um deslocamento lateral, além de confinarem o concreto perto das cabeças, aumentando a capacidade de ancoragem.

O comportamento do espécime ensaiado na terceira série foi comparado a ensaios semelhantes, realizados com barras com ganchos. Ainda nas situações de carregamento cíclico, o desempenho dos conectores com cabeça mostrou-se superior ao das ancoragens tradicionais. De forma semelhante a DeVries (1996), Bashandy (1996) propôs a adoção das equações formuladas em sua tese pelos códigos normativos de sua época.

2.3.5 Regan (2000)

Regan (2000) investigou o comportamento de diversos tipos de ancoragem, utilizando-as como armadura de cisalhamento em lajes lisas, através de ensaios de arrancamento em elementos de concreto não fissurado. Em todos os casos, o comprimento de embutimento foi inferior a 100 mm. Ao todo, foram ensaiados seis tipos de ancoragem: ganchos de 180° com e sem barra transversal; dobras de 90° com e sem barra transversal; e conectores com cabeça em prismas de concreto com superfícies reta e inclinada.

Através dos resultados, o autor observou que a capacidade de ancoragem seguiu a mesma tendência para as condições de conectores com cabeça em superfícies inclinadas ou retas e barras dobradas à 90° e 180°, envolvendo ou não armaduras longitudinais.

2.3.6 Meira (2005)

O trabalho de Meira (2005) foi o primeiro na Universidade Federal do Goiás (UFG) pertencente a linha de pesquisa que investigava o fenômeno de punção em lajes-cogumelo. Foi investigado o desempenho de conectores com cabeça quadrada embutidos em espécimes de concreto armado quando submetidos a esforços de tração. Os prismas de concreto possuíam forma cúbica, com arestas de comprimento igual a 1000 mm. Foram ensaiados 61 pinos, considerando-se as seguintes variáveis: distância do pino até a borda; comprimento de embutimento (50 mm e 100 mm); a existência de aderência entre o concreto e o aço; e a posição (superior, intermediária, inferior) e a orientação (horizontal e vertical) do pino no prisma.

A partir dos resultados experimentais, foi possível verificar que a carga de ruptura da ancoragem decresceu linearmente com a aproximação da ancoragem à borda. Tal redução na capacidade resistente à tração chegou a 35% da carga de ruptura de um pino isolado. Em relação a posição dos chumbadores, observou-se que a capacidade resistente à tração foi maior para pinos instalados próximos à extremidade inferior do espécime de concreto. Todavia, não houve variação relevante na capacidade resistente à tração com a variação da orientação dos chumbadores.

2.3.7 Martins (2006)

O objetivo desta pesquisa consistiu em determinar, por meio de ensaios experimentais, a capacidade resistente à tração de chumbadores associados em placas de ancoragem, as quais foram instaladas em espécimes de concreto armado. Foram ensaiados um total de 23 espécimes, e foram definidos como variáveis o comprimento de embutimento (10 cm, 16 cm e 20 cm), a distância entre os chumbadores (efeito de agrupamento) e a distância dos tais até a borda (efeito de borda). Os diâmetros nominais dos chumbadores e as dimensões das placas de ancoragem (quadradas) foram mantidos constantes.

Os modos de ruptura também foram avaliados, sendo verificada a ruptura por fendilhamento em chumbadores isolados com comprimento de embutimento reduzido e a ruptura do aço nos chumbadores com maiores comprimentos de embutimento. Naqueles pouco espaçados entre si para avaliação do efeito de agrupamento, foi identificada uma ruptura caracterizada pela associação de cones.

2.3.8 Soares (2007)

Em seu trabalho, Soares (2007) deu continuidade aos estudos de Meira (2005) na Universidade Federal do Goiás (UFG). O autor investigou a capacidade resistente à tração de conectores com cabeça quadrada pré-instalados em elementos de concreto armado definindo como variáveis principais de análise a distância do pino até a borda, o diâmetro da haste do pino e comprimento de embutimento. Foram ensaiados 162 pinos curtos, sendo 65 ensaios realizados como pré-teste. As dimensões da cabeça foram mantidas constantes, com 50 mm de lado. Os prismas de concreto foram fabricados com dimensões constantes e iguais a 2200 mm x 600 mm x 400 mm.

Através dos resultados obtidos, variando-se apenas o comprimento de embutimento dos pinos, observou-se que a carga última para $h_{ef} = 100$ mm foi aproximadamente igual a 2,97 vezes àquela medida nos pinos com $h_{ef} = 50$ mm, desconsiderando-se o efeito de borda. Para situações nas quais foi considerado o efeito de borda, o acréscimo na capacidade de ancoragem devido ao aumento do valor de h_{ef} tendeu a se reduzir à medida em que o pino foi posicionado mais próximo da borda do prisma maciço. A variação do diâmetro da haste do pino, por sua vez, resultou em ganhos efetivos de capacidade resistente à tração pouco expressivos.

2.3.9 Costa (2016)

No trabalho de Costa (2016) foram realizadas duas séries de ensaios de arrancamento em conectores com cabeça instalados em elementos de concreto armado. A primeira série teve como objetivo avaliar a influência da fissuração do concreto na capacidade de ancoragem dos conectores, variando-se o valor de h_{ef} (60 mm a 110 mm) e a taxa de armadura de flexão (0,33% a 3,21%), a qual foi utilizada para controlar o nível de fissuração dos espécimes. De acordo com os resultados, Costa (2016) observou que o nível de fissuração influenciou negativamente a capacidade de ancoragem do conector, a qual tendeu a reduzir à medida em que o nível de fissuração aumentou.

Na segunda série foram executados nove ensaios de arrancamento para investigar a influência da presença de armadura suplementar na capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça, tendo como variáveis principais o diâmetro dos conectores e o espaçamento entre a armadura suplementar e o conector (inferior a $0,75h_{ef}$). O comprimento de embutimento e a taxa de armadura de flexão foram mantidos iguais a 110 mm 0,51%, respectivamente. As armaduras suplementares tiveram sua inclinação, o número de pernas e disposição variadas.

Costa (2016) verificou que as armaduras suplementares dispostas próximas mais próximas ao conector e com menores diâmetros apresentaram maior eficiência, ou seja, proporcionaram maiores ganhos na capacidade de ancoragem. O valor de diâmetro máximo o qual proporcionou o maior acréscimo de resistência para comprimentos de embutimento iguais a 110 m foi igual a 6,3 mm. Diâmetros superiores resultaram em valores de acréscimos de resistência semelhantes àquele obtido para o diâmetro de 6,3 mm. Consoante Costa (2016), com a adição de armadura suplementar, a capacidade de ancoragem apresentou aumentos em até 320% em relação ao valor de referência.

2.3.10 Chun, Choi e Jung (2017)

De acordo com os autores, o ACI 318 (2014) apresenta diversas limitações para o uso de conectores com cabeça quando se trata da consideração da resistência de escoamento da barra, do cobrimento e da consideração dos efeitos do uso de armadura de cisalhamento, isto por falta de verificações experimentais. Para os ensaios simulando conexões viga-pilar externas, foram utilizadas barras de 43 e 57 mm. A ruptura por deslocamento lateral intencional ocorreu pelo

impedimento de outros modos de ruptura. O sistema de ensaio utilizado pelos autores é ilustrado na Figura 2.6, com o posicionamento horizontal do espécime e com a ausência de cargas axiais atuantes no pilar.

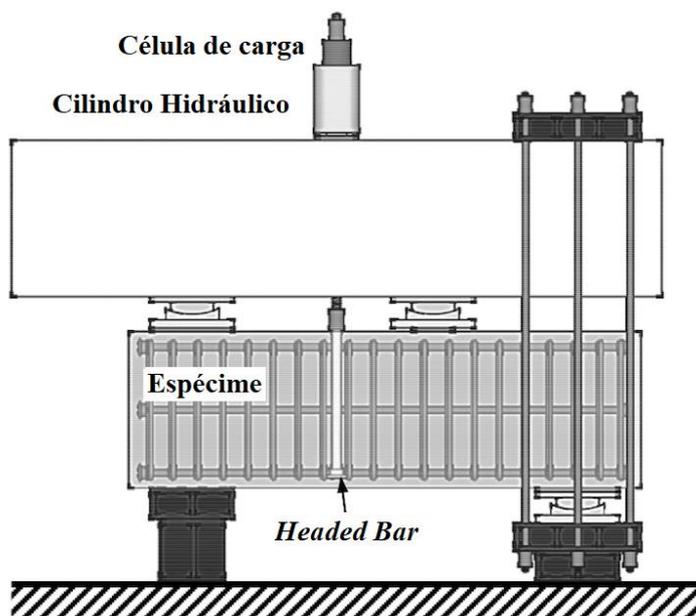


Figura 2.6 - Sistema de ensaio utilizado por Chun, Choi e Jung, 2017
(Fonte: Adaptado de Chun, Choi e Jung, 2017)

As variáveis estudadas no ensaio foram: comprimento de embutimento, resistência do concreto acima de 81 MPa, cobrimentos de $1d_{s,L}$ e $2d_{s,L}$ (onde $d_{s,L}$ corresponde ao diâmetro da barra utilizada) e armadura de cisalhamento. Os autores observaram que, como todos os espécimes romperam por deslocamento lateral, os que possuíam maior cobrimento apresentaram maior capacidade resistente à tração. A presença de grampos como armadura de cisalhamento também aumentou a capacidade resistente por limitar a propagação de fissuras.

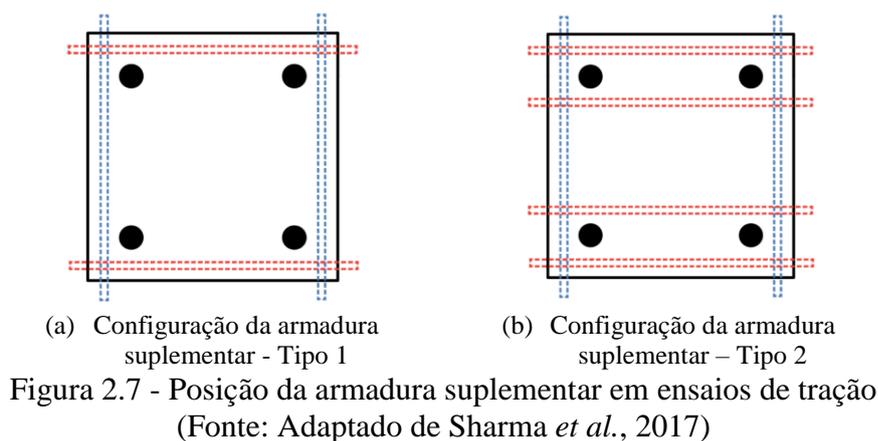
Porém, diferente da observação feita por Marques e Jirsa (1975) em relação ao desempenho de barras ancoradas com ganchos confinadas por estribos, Chun, Choi e Jung (2017) verificaram que a utilização de estribos como armadura confinante não aumenta a capacidade de ancoragem de conectores com cabeça. Segundo Chun, Choi e Jung (2017), a ruptura por deslocamento lateral em conectores com cabeça começa na cabeça do conector que, comparada a barras com ganchos, possui uma área de contato (engrenamento) localizada. Por isso, estribos não confinam as barras com cabeça tanto quanto as barras com ganchos.

Por fim, os autores propuseram um modelo de cálculo, com base em uma análise dos resultados experimentais realizados por Bashandy (1996), para estimar a resistência de ancoragem de barras com cabeça em conexões viga-pilar externas, considerando o efeito da armadura de cisalhamento e do cobrimento.

2.3.11 Sharma *et al.* (2017)

Sharma *et al.* (2017) realizaram ensaios de tração e cisalhamento em ancoragens embutidas em prismas de concreto armado, considerando a presença de armadura suplementar, a fim de propor um novo modelo mais acurado para estimar a capacidade resistente das tais. Para os autores, os modelos presentes no ACI 318 (2014) e na prEN1992-4 (2013) apresentam estimativas imprecisas para a carga última. A partir de análises experimentais, observou-se que os modelos mostram-se conservadores ou não dependendo da configuração e da quantidade de armadura suplementar.

Os ensaios de tração foram feitos utilizando-se dois tipos de configurações de armadura suplementar, um constituído por dois estribos (em vermelho na Figura 2.7) e o outro por quatro, além dos *hangers* (em azul na Figura 2.7) como pode-se observar a seguir.



A partir dos resultados dos ensaios, foi plotado o gráfico representado na Figura 2.8, onde foram separadas as forças suportadas pelos estribos e pelo concreto, em função da deformação da ancoragem submetidas a esforços de tração, com o “Tipo 1” de configuração, com diâmetro das barras ($d_{s,L}$) igual a 16,0 mm.

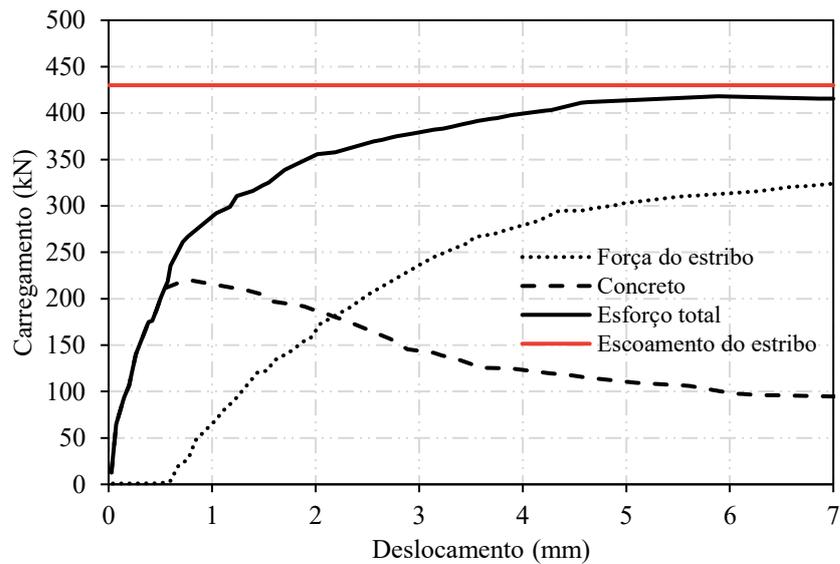


Figura 2.8 - Contribuições independentes do concreto e dos estribos em testes realizados em ancoragens sob esforços de tração com disposição "Tipo 1", para $d_s, L=16$ mm.
(Fonte: Adaptado de Sharma *et al.*, 2017, apud Medeiros (2019))

Pode-se observar que inicialmente, a força total aplicada é suportada pelo concreto, enquanto a armadura suporta esforços desprezíveis. Porém, a partir do momento em que o concreto atinge um valor semelhante à carga última no concreto não armado, a contribuição da armadura suplementar aumenta significativamente, enquanto a colaboração do concreto começa a diminuir. Mesmo assim, nos testes realizados, a armadura atinge sua máxima participação enquanto o concreto provê menos que a sua carga última, com contribuição diferente de zero, contrariando a previsão da prEN 1992-4 (2013). Entretanto, em situações em que a ancoragem possui uma quantidade inferior de armadura suplementar, na carga última, os estribos escoam e a contribuição do concreto é inferior à carga última de ancoragem em concreto não armado.

A partir das observações dos autores, foi proposto um novo modelo de cálculo para estimar a capacidade resistente de conectores com cabeça o qual é apresentado no decorrer deste trabalho.

2.3.12 Silva (2018)

Silva (2018) realizou 34 ensaios de arrancamento em prismas de concreto armado a fim de estudar o comportamento de diferentes tipos de ancoragem submetidas a tração direta sem efeito de borda. O sistema de ensaio utilizado foi o mesmo de Costa (2016). Na análise experimental foram utilizados ganchos de 180°, dobras de 90°, ganchos de 45°, conectores tipo pino com cabeça e barras retas com barras transversais soldadas. Os testes foram executados em três etapas, sendo dezessete modelos ensaiados com comprimento de embutimento igual a 60 mm e diâmetro nominal de 10 mm. Os dezessete modelos restantes tiveram h_{ef} igual a 110 mm e diâmetro igual a 16 mm.

A autora comparou os modelos a partir das deformações obtidas nas barras ancoradas e armaduras de flexão do prisma, das cargas últimas, dos deslocamentos relativos da ancoragem, dos modos de ruptura, além da geometria de ruptura para cada ensaio. Seus resultados foram comparados com as recomendações normativas e com os modelos teóricos propostos por Regan (2000) e por Sperry *et al.* (2017).

Verificou-se que os conectores com cabeça foram aqueles que possuíam maior influência do Estádio III (Aderência mecânica e formação de fissuras radiais), uma vez que, segundo Silva (2018), a cabeça do conector fornece a maior eficiência mecânica, indicando menores intensidades de deslizamento.

A adoção do coeficiente k apresentado por Regan (2000) na Equação 2.15 como sendo igual a 10 para ganchos de 180° e dobras de 90° que não possuíam barras transversais complementares foi considerado conservador e seguro ao ser comparado com o coeficiente k obtido através dos ensaios executados, o qual se aproximou de 12. Portanto, Silva (2018) concluiu que o modelo proposto por Regan (2000) foi o que melhor se adequou aos resultados obtidos.

2.4 PARÂMETROS QUE PODEM INFLUENCIAR NA CAPACIDADE RESISTENTE DE UM CONECTOR

Nesta seção, são apresentados parâmetros que podem influenciar na capacidade resistente de ancoragens embutidas em elementos de concreto e submetidas a esforços de tração. De acordo com a literatura, estes parâmetros podem ser: o comprimento de embutimento, a resistência à compressão do concreto, o diâmetro do conector, o efeito de borda, efeito de agrupamento, a presença de armadura suplementar e o nível de fissuração do concreto, os quais são apresentados a seguir.

2.4.1 Comprimento de embutimento

O comprimento de embutimento das barras com cabeça é um dos principais fatores que influenciam na sua capacidade de ancoragem quando sua falha é governada pela ruptura do cone de concreto, conforme Gil-Matín *et al.* (2019), além de ser um parâmetro que intervém nos modos de ruptura, podendo ocasionar a alternância entre um e outro, à medida em que varia.

De acordo com Eligehausen e Sawade (1989), deve-se levar em consideração o efeito escala em relação ao comprimento de embutimento para o cálculo da resistência da ancoragem. Caso contrário, a carga última é subestimada para pequenos comprimentos de embutimento e superestimada para grandes comprimentos. A concordância entre a equação do efeito escala e a equação da mecânica da fratura linear é adequada para todos os comprimentos de embutimento. Para diversos autores, o efeito escala foi observado em seus ensaios, nos quais concluíram que a carga última aumenta na proporção de $h_{ef}^{1,5}$.

2.4.2 Resistência à compressão do concreto

Um dos principais parâmetros de uma construção de concreto armado é a resistência à compressão do concreto, obtida a partir de ensaios de compressão com corpos de prova moldados na concretagem da estrutura. De acordo com Heilmann (1969), a resistência à tração do concreto (f_{ct}) com 28 dias é determinada considerando seu valor proporcional à resistência à compressão elevada a $2/3(f_c^{2/3})$.

Porém, a equação superestima a resistência à tração para concretos que possuam $f_c > 60 \text{ N/mm}^2$. Assim, segundo Eligehausen *et al.* (2006), para obter um valor de resistência à tração adequado levando em consideração todos os valores de f_c , pode-se considerar o valor de f_{ct} como sendo proporcional à resistência à compressão elevada a potência de 0,5 ($f_c^{0,5}$).

2.4.3 Diâmetro do conector

Com o objetivo de investigar o desempenho de barras com cabeças pequenas ancoradas em elementos de concreto, Kang *et al.* (2010) realizaram diversos ensaios de arrancamento. As barras pequenas possuíam razão entre área da cabeça e área transversal da barra de aço variando de 3,6 a 3,8. Os autores concluíram, a partir dos resultados dos ensaios, que as resistências últimas das barras com cabeças grandes (razões entre área da cabeça e área da barra iguais a 5,5) eram maiores em comparação com aquelas cujas cabeças eram consideradas pequenas.

Comportamento semelhante foi observado por Ozbolt *et al.* (1999) que em seu trabalho realizou análises computacionais variando o tamanho da cabeça do conector entre pequeno (razão entre diâmetro da cabeça e comprimento de embutimento igual a 0,25), médio (razão igual a 0,3) e grande (razão igual a 0,56), mantendo constante o comprimento de embutimento. Os resultados mostraram que a resistência aumenta com o aumento da razão, já que a superfície de ruptura gerada é maior em conectores com cabeças maiores.

2.4.4 Efeito de borda

De acordo com a norma ACI 318 (2014), a inclinação do ângulo de ruptura formado com a horizontal (α) é de aproximadamente 35° , e a projeção da área de falha na superfície superior do prisma, com formato quadrado, possui lados de $1,5h_{ef}$ ao redor da barra ancorada. A partir disso, pode-se concluir que a resistência da ancoragem será reduzida caso a distância do conector até a borda seja menor que $1,5h_{ef}$. A redução da capacidade resistente da ancoragem no modelo de cálculo é considerada através de um fator multiplicador na carga última e, no cálculo de seu valor, caso haja duas bordas em proximidades menores que o limite especificado, deve ser utilizada a menor distância na equação. Tal cálculo é apresentado na seção 2.5.

Segundo Eligehausen *et al.* (2006), a proximidade da borda produz o mesmo efeito que a presença de fissuras no concreto, uma vez que o cone não consegue ser desenvolvido em sua

forma completa, diminuindo a carga última. De acordo com Costa (2016), esta redução é decorrente da mudança de distribuição de tensões que ocorre pela interrupção da projeção do cone de concreto, de modo similar ao que ocorre em concretos fissurados.

2.4.5 Efeito de agrupamento

Para o cálculo da capacidade máxima de ancoragem de conectores isolados, deve-se considerar uma distância mínima entre outras barras embutidas no prisma. Caso ela seja menor que a distância mínima requerida, a capacidade de ancoragem sofrerá uma redução em seu valor por haver sobreposição entre os cones de concreto formados, como apresentado na Figura 2.9.

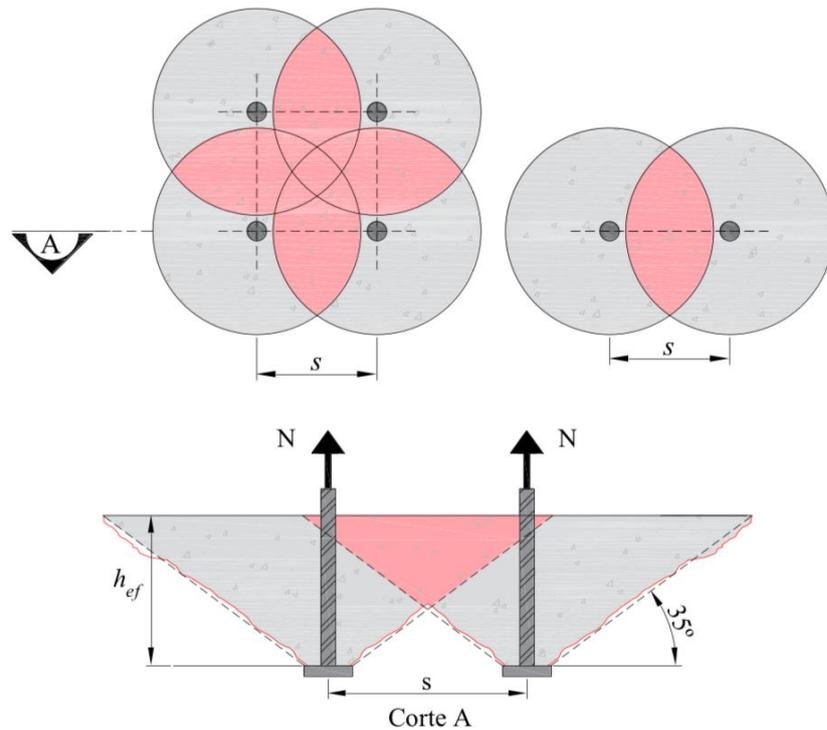


Figura 2.9 - Projeção dos cones de ruptura de conectores com cabeça sob influência do efeito de agrupamento (espaçados entre si por uma distância s inferior a $3h_{ef}$)
(Fonte: Costa, 2016)

A partir das especificações do ACI 318 (2014) sobre a projeção da fissuração possuir diâmetro de $1,5h_{ef}$, pode-se dizer que a distância entre dois conectores, para que não haja efeito de grupo, deve ser no mínimo igual a $3h_{ef}$, evitando a superposição das áreas dos cones de ruptura.

2.4.6 Armadura suplementar

A utilização de armadura suplementar próxima ao conector é uma alternativa para situações em que é necessário um aumento considerável na carga última resistida pela ancoragem, sem aumentar o comprimento de embutimento. O modelo apresentado na prEN 1992-4 (2013) considera que armadura suplementar efetiva é aquela situada a uma distância igual ou inferior a $0,75 h_{ef}$ dos conectores e cujo comprimento de ancoragem dentro da projeção do cone de concreto é igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do estribo. Costa (2016) ratifica que a eficiência da utilização desse tipo de armadura depende diretamente da distância entre ela e o conector, estando o aumento da capacidade de ancoragem ligado a redução dela.

O modelo apresentado na prEN 1992-4 (2013) propõe que no cálculo da carga última suportada por uma ancoragem deve-se considerar apenas o maior valor entre a resistência pela ruptura do cone de concreto e a resistência pela ruptura da armadura. Porém, como apresentado anteriormente, Sharma *et al.* (2017), a partir da análise dos resultados dos ensaios, concluíram que a capacidade de ancoragem era subestimada quando havia armadura suplementar. Os autores afirmaram que a capacidade de ancoragem deveria ser considerada como a soma das parcelas de contribuição do aço e do concreto simultaneamente.

2.4.7 Nível de fissuração do concreto

Em várias situações, as estruturas de concreto armado são projetadas para que a aparição de fissuras ocorra em estado de serviço, porém, usualmente, nos ensaios que tendem a estudar o comportamento de conectores com cabeça, a influência da presença de fissuras no concreto é negligenciada (ELIGEHAUSEN E BALOGH, 1995).

A partir desta consideração, os referidos autores estudaram resultados de diversos ensaios de arrancamento de conectores com cabeça em concreto fissurado e não fissurado, por meio da ruptura pelo cone de concreto e concluíram que a carga última é superior em concretos não fissurados, como era esperado. Outra análise feita foi a influência da abertura de fissuras (w) na capacidade de ancoragem dos conectores, e fora concluído que para $w = \approx 0,3$ mm, a resistência do cone de concreto é reduzida a 75% do valor da resistência em concretos não fissurados. À medida que w aumenta, a resistência tende a diminuir gradativamente (ELIGEHAUSEN E BALOGH, 1995).

Ainda segundo os referidos autores, a baixa carga última da ruptura pelo cone de concreto é influenciada por distúrbios de tensões resultantes das fissuras presentes na área de transferência de tensões. Caso o conector esteja situado em uma fissura larga o suficiente para impossibilitar a transferência das tensões de modo perpendicular a ela, então a distribuição de tensões é alterada e a área disponível para a transferência dos esforços é reduzida.

2.5 CAPACIDADE DE ANCORAGEM PELA RUPTURA DO CONE DE CONCRETO

Nesta seção são apresentados modelos teóricos para o cálculo da capacidade de ancoragem de conectores com cabeça submetidos à tração previstos nas normas prEN 1992-4 (2013) EOTA/ETAG Anexo C (2010), e ACI 318 (2014), assim como aqueles propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al.* (2017).

2.5.1 prEN 1992-4 (2013)

O modelo de cálculo previsto na prEN 1992-4 (2013) para determinar a capacidade resistente de um conector ou grupo de conectores para situações em que a falha é regida pela ruptura do cone de concreto é apresentado na Equação 2.2 a seguir.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

$\Psi_{A,N}$ é o fator que considera efeitos geométricos relacionados aos espaçamentos entre conectores e à distância dos tais até a borda. Consiste na razão entre a verdadeira superfície de falha pelo cone de concreto de todos os conectores $A_{c,N}$, definida no item 7.2.1.6 da norma prEN 1992-4 (2011), e a área de projeção de falha pelo cone de concreto de um conector $A_{c,N}^0$, que equivale a $9h_{ef}^2$;

$\Psi_{s,N}$ é o fator que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões no concreto. Para ancoragens que estejam posicionadas em cantos, a menor distância até a borda $c_{a,min}$ será considerada na Equação 2.3;

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a,min}}{1,5h_{ef}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.3}$$

$\Psi_{ec,N}$ é o fator que considera a redução da capacidade de um grupo de ancoragens quando estas estão submetidas a esforços de tração não uniformes em conectores individuais, ou seja, carregamentos excêntricos, sendo calculado pela Equação 2.4;

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e'_N / 3h_{ef}} \leq 1,0 \quad \text{Equação 2.4}$$

$\Psi_{re,N}$ é o fator relacionado ao efeito negativo das armaduras quando estas são estreitamente dispostas no elemento de concreto e é aplicado para conectores cujo comprimento de embutimento é inferior a 100 mm. Caso o espaçamento entre as barras, para qualquer diâmetro seja maior que 150 mm, e, para diâmetros menores que 10 mm, seja maior que 100 mm, o fator assume valor igual a 1,0. Caso contrário, pode-se obter seu valor pela Equação 2.5;

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \quad \text{Equação 2.5}$$

$N_{Rk,c}^0$ é a resistência de uma única ancoragem, desconsiderando o efeito de agrupamento ou de borda, e é determinada através da Equação 2.6.

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde:

k_1 é um fator relacionado ao tipo de ancoragem e suas respectivas dimensões, sendo igual a 8,9 para o concreto fissurado e 12,7 para o concreto não fissurado. Esta redução no valor da capacidade do cone de concreto na presença de fissuras está relacionada a perturbação da distribuição de tensões no concreto.

A norma recomenda também que, caso seja utilizada armadura suplementar, a resistência última da ancoragem será suportada ou pelo cone de concreto ou pela armadura suplementar, o que apresentar maior resistência a ruptura. Ou seja, caso o cone de concreto possua resistência mais elevada à ruptura, a armadura suplementar não irá influenciar no valor de carga última, contudo, se a resistência da ruptura do cone for inferior, a resistência última da ancoragem será resistida apenas pela armadura suplementar.

Quanto a resistência à tração da armadura suplementar, é necessária a realização de duas verificações: escoamento das barras da armadura suplementar e falha de ancoragem da armadura no cone de concreto. Após as verificações, o valor a ser utilizado para a comparação com a resistência da ruptura do cone de concreto será a resistência inferior entre as duas. A primeira verificação é realizada conforme a Equação 2.7 a seguir.

$$N_{u,aa} = n \cdot A_{s,aa} \cdot f_{y,aa} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde:

$N_{u,aa}$ é a resistência de escoamento das barras componentes da armadura suplementar;

n é o número de pernas da armadura suplementar;

$A_{s,aa}$ é a área da seção transversal da armadura suplementar;

$f_{y,aa}$ é a tensão de escoamento da armadura suplementar.

A segunda verificação, associada a falha de ancoragem da armadura no cone de concreto, é dada pela Equação 2.8. Este modelo considera que a armadura suplementar estará suficientemente ancorada, porém poderá ocorrer o deslizamento das barras dentro do cone de concreto.

$$N_{u,aab} = \sum_n \left(\frac{l_1 \cdot u \cdot f_{bd}}{\alpha_{aa}} \right) \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde:

l_1 é comprimento de ancoragem da armadura suplementar no cone de concreto;

u é a perímetro de uma barra da armadura suplementar;

f_{bd} é igual $k_6 \cdot k_7 \cdot f_{bd}^0$

f_{bd}^0 é a resistência de aderência de projeto de acordo com o CEB-FIB Model Code 1990 (1993);

k_6 é um fator que considera a posição da barra durante a concretagem, sendo igual a 1 para boas condições de aderência e igual a 0,7 para todos os outros casos;

k_7 é um fator que considera o efeito de confinamento do concreto na resistência de aderência, com valor igual a 1,0 para cobrimento da armadura suplementar $\leq 10 d_s$ e 1,5 para cobrimento $> 10 d_s$;

α_{aa} é um fator que considera a dobra ou laço da armadura suplementar, sendo igual a 0,7.

2.5.2 ACI 318 (2014)

O modelo de cálculo previsto no ACI 318 (2014) para verificar a possibilidade de falha pela ruptura do concreto é oriundo do método da capacidade do cone de concreto (CCD – *Concrete cone design method*). Por sua vez, este consiste de uma adaptação do método Kappa a qual foi desenvolvida por Fuchs *et al.* (1995), Eligehausen e Balogh (1995) (ELIGEHAUSEN e FUCHS, 1988).

Neste método definido no ACI 318 (2014), o ângulo de ruptura do cone de concreto é considerado como sendo de aproximadamente 35° . A capacidade de ancoragem de um conector ou um grupo de conectores é determinada considerando parâmetros como o número de conectores, a área de projeção de falha, o centro de aplicação da carga, a presença ou não de fissuras e a distância até a borda. Portanto, para uma barra ancorada submetida a esforços de tração, cuja falha seja regida pela ruptura do concreto, a resistência última ao arrancamento é dada pela Equação 2.9a e para um grupo de conectores ela é determinada com base na Equação 2.9b.

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad \text{Equação 2.9a}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad \text{Equação 2.10b}$$

Onde:

A_{Nco} é a máxima projeção da superfície de falha de concreto para uma única ancoragem, $9h_{ef}^2$;

A_{Nc} é a máxima projeção da superfície de falha para um grupo de ancoragens, ajustada para considerar o efeito de agrupamento e de borda quando o cobrimento lateral é inferior a $1,5h_{ef}$.

Caso contrário, A_{Nc} é igual a A_{Nco} ;

$\Psi_{ec,N}$ é o fator de modificação para grupos de ancoragem carregados excentricamente sob tração que deve ser calculado de acordo com o item 17.4.2.4 do ACI 318 (2014);

$\Psi_{ed,N}$ é o fator de modificação para efeitos de borda para âncoras simples ou grupos de âncoras carregados sob tração. Para os casos em que a distância mínima até a borda é superior a $1,5h_{ef}$, ele vale 1. Caso contrário, deve ser calculado conforme o item 17.4.2.5b do ACI 318 (2014);

$\Psi_{c,N}$ é um fator de modificação para o concreto não fissurado sob carga de serviço. Assume o valor de 1,25 para âncoras pré-instaladas e 1,4 para aquelas pós-instaladas;

$\Psi_{cp,N}$ é o fator de modificação para âncoras pós-instaladas em concreto não fissurado, sem a presença de armaduras suplementar para combater o fendilhamento, e é definido conforme os itens 17.5.2.6 do ACI 318 (2014);

N_b é a resistência básica à ruptura do concreto de uma única ancoragem submetida a esforços de tração e o seu valor limite deve ser determinado pela Equação 2.10.

$$N_b = k_c \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

k_c é igual a 10 para ancoragens pré-instaladas e 7 para pós-instaladas;

λ_a é o fator de modificação relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve. Para o concreto normal moldado *in loco* este valor é igual a 1.

O ACI 318 (2014) também possui recomendações para conectores com armadura suplementar, seguindo as mesmas diretrizes recomendadas pela prEN 1992-4 (2013).

2.5.3 EOTA/ETAG Anexo C

Para a estimativa da capacidade resistente de um conector cuja falha é governada pela ruptura do cone de concreto, esta norma apresenta um modelo de cálculo semelhante ao que é previsto na norma prEN 1992-4 (2013), conforme mostra a Equação 2.11.

$$N_{u,EOTA/ETAG} = N_u^0 \cdot \Psi_{re,N} \quad \text{Equação 2.11}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência de um conector, dada pela Equação 2.12.

$$N_u^0 = 1,118 \cdot k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

k_1 é igual a 7,2 e 10,1 para concreto fissurado e não fissurado, respectivamente;

f_c é a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico (N/mm²);

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

Ψ_{re} é o fator que considera o efeito do espaçamento da armadura do elemento de concreto na resistência à tração do conector, sendo obtido a partir da Equação 2.13 e Equação 2.14.

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \begin{cases} s_r < 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r < 100 \text{ mm (para } d_s < 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.13}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,0 \begin{cases} s_r \geq 150 \text{ mm (para qualquer } d_s) \\ s_r \geq 100 \text{ mm (para } d_s < 10 \text{ mm)} \end{cases} \quad \text{Equação 2.14}$$

Onde:

s_r é o espaçamento da armadura do elemento de concreto armado (mm);

d_s é o diâmetro da armadura do elemento de concreto (mm).

2.5.4 Regan (2000)

O modelo de cálculo proposto por Regan (2000) é produto de uma investigação da eficiência de vários mecanismos de ancoragem, dentre eles o conector com cabeça. Com base em seus resultados, o autor a Equação 2.15 para a estimativa da capacidade resistente de conectores submetidos à tração como uma adaptação do CEB 90 (1993).

$$N_{u,REGAN} = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde:

k é igual a 14 para as situações em que a barra de ancoragem for do tipo conector com cabeça, ganchos com 180° e dobras com 90°, feita em torno de barras horizontais, com comprimento igual ou superior a h_{ef} (sem efeito de borda) e extensão de pelo menos seis vezes o diâmetro nominal da barra ancorada. É igual a 10 para os demais casos de ancoragem.

Portanto, uma vez que o modelo de cálculo desenvolvido por Regan (2000) foi desenvolvido para conectores instalados em elementos de concreto armado sem a consideração de efeito de borda, efeito de agrupamento ou armadura suplementar, para a sua utilização nesta pesquisa foi necessário considerar os fatores modificadores de uma norma que abrangesse esse problema em suas considerações. Com esta finalidade, foram utilizadas as provisões teóricas da norma prEN 1992-4 (2013).

2.5.5 INFASO (2012)

Para a estimativa da capacidade resistente de conectores com falha governada pela ruptura do cone de concreto e sem a consideração de armadura suplementar, este método de cálculo se assemelha às provisões normativas da prEN 1992-4.

Nos casos em que há influência de armadura suplementar na capacidade resistente do conector, sua capacidade de ancoragem é dada por duas parcelas de contribuição, uma do aço e outra do concreto. Concernente aos modos de ruptura de conectores submetidos a solicitações de tração, o método apresenta duas possibilidades: a ruptura do cone de concreto associada ao escoamento da armadura e a ruptura do cone de concreto associada a falha de ancoragem da armadura suplementar.

A capacidade resistente à tração para o primeiro modo de ruptura apresentado é dada pela Equação 2.16.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa} + \delta_{y,aa} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.16}$$

Onde:

N_u^0 é a resistência à tração de um conector isolado (N) sem armadura suplementar, assumindo os mesmos valores apresentados por prEN 1992-4 (2013);

$N_{u,aa}$ é a resistência da armadura suplementar (N), considerando o escoamento das barras, assumindo o mesmo valor apresentado por prEN 1992-4 (2013);

$\delta_{y,aa}$ é o deslocamento resultante da carga de escoamento da armadura suplementar $N_{u,aa}$ (mm), determinado pela Equação 2.17.

$$\delta_{y,aa} = \frac{2 \cdot N_{u,aa}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.17}$$

Onde:

α_s é o fator da componente do escoamento da armadura suplementar, sendo igual a 12100;

d_s é o diâmetro da barra do conector;

$k_{c,de}$ é a rigidez do cone de concreto, calculada pela Equação 2.18 a seguir.

$$k_{c,de} = \alpha_c \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_c} \quad \text{Equação 2.18}$$

Onde:

α_c é o fator da componente de ruptura do cone de concreto, igual a -537.

A capacidade resistente à tração considerando a ruptura do cone associada a falha de ancoragem da armadura suplementar por perda de aderência é dada pela Equação 2.19.

$$N_u = N_u^0 + N_{u,aa,b} + \delta_{y,aa,b} \cdot k_{c,de} \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde:

$N_{u,aa,b}$ é a carga de ruptura no caso da falha de ancoragem da armadura suplementar, obtida por meio da Equação 2.20 a seguir.

$$N_{u,aa,b} = n_{aa} \cdot l_1 \cdot \pi \cdot d_s \cdot f_{bu} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde:

n_{aa} é o número de pernas da armadura suplementar;

l_1 é o comprimento de ancoragem da armadura suplementar no cone de concreto;

d_s é o diâmetro da barra da armadura suplementar;

f_{bu} é a resistência de aderência entre a armadura complementar e o concreto, calculada de acordo com a Equação 2.21.

$$f_{bu} = 2,25 \cdot f_{ct} \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

f_{ct} é a resistência à tração do concreto.

$\delta_{y,aa,b}$ é o deslocamento correspondente à carga em que ocorre a falha de ancoragem da armadura suplementar, obtida por meio da Equação 2.22 a seguir.

$$\delta_{y,aa,b} = \frac{2 \cdot N_{u,aa,b}^2}{\alpha_s \cdot f_c \cdot d_s^4 \cdot n_{aa}^2} \quad \text{Equação 2.22}$$

2.5.6 Sharma *et al.* (2017)

Conforme Sharma *et al.* (2017), seu modelo para considerar a influência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem consiste em uma versão modificada daquele desenvolvido por Schmid (2010). Em geral, para o cálculo da carga última de conectores em concretos não armados, este novo modelo utiliza as equações dadas na prEN 1992-4 (2013).

Para os casos em que as pernas de estribos atuam como armaduras suplementares, a capacidade de carga destas é obtida por meio de duas parcelas: a contribuição do gancho ($N_{Rm,hook}^o$) e a contribuição da aderência ($N_{Rm,bond}^o$). A formulação para a capacidade de ancoragem média de uma perna do estribo é apresentada na Equação 2.23.

$$N_{Rm,s}^o = N_{Rm,hook}^o + N_{Rm,bond}^o \leq A_{s,s} \cdot f_{ym} \quad \text{Equação 2.23}$$

Onde:

$A_{s,s}$ é a área da seção de uma perna do estribo e f_{ym} é a tensão média de escoamento do aço do estribo.

Para as pernas consideradas efetivas – aquelas situadas a uma distância igual ou inferior a $0,75h_{ef}$ dos conectores e cujo comprimento de ancoragem dentro da projeção do cone de falha é igual ou superior a quatro vezes o diâmetro do estribo – o valor médio de contribuição do gancho para uma única perna do estribo é dado pela Equação 2.24.

$$N_{Rm,hook}^o = \Psi_1 \cdot \Psi_2 \cdot \Psi_3 \cdot A_s \cdot f_{ym} \cdot \left(\frac{f_{cm,cubo}}{30} \right)^{0,1} \quad \text{Equação 2.24}$$

Onde:

Ψ_1 é o fator que considera a influência da posição do estribo. É igual a 0,95 para estribos dispostos entre os conectores mais externos e para aqueles posicionados de forma externa aos conectores os quais são primeiramente interceptados pela fissura. Caso estes atinjam o escoamento, o valor do fator modificador passa a ser $\Psi_{1,2} = 0,95$, caso contrário $\Psi_{1,2} = 0,16$;

Ψ_2 é o fator que considera a influência do diâmetro da armadura superficial (para tração) ou para a armadura da borda (para cisalhamento), $d_{s,L}$, com relação ao diâmetro do estribo, d_s , conforme mostra a Equação 2.25.

$$\Psi_2 = \left(\frac{d_{s,L}}{d_s} \right)^{2/3} \leq 1,2 \quad \text{Equação 2.25}$$

Ψ_3 considera a influência do comprimento de ancoragem da perna do estribo no corpo de ruptura, l_1 , e é calculado conforme a Equação 2.26 para tensões de tração.

$$\Psi_3 = \left(\frac{l_1}{h_{ef}} \right)^{0,4} \cdot \left(\frac{10}{d_s} \right)^{0,25} \quad \text{Equação 2.26}$$

A contribuição da aderência de uma única perna do estribo é dada na Equação 2.27:

$$N_{Rm,bond}^o = \pi \cdot d_s \cdot (l_1 - l_{1,min}) \cdot f_{bm} / \alpha_2 \quad \text{Equação 2.27}$$

Onde:

$l_{1,min}$ é o comprimento mínimo de ancoragem ($4d_s$) e f_{bm} é a força média de adesão;

α_2 é o fator que considera a influência do cobrimento na força de aderência definida pela Equação 2.28. A variável c_d consiste no cobrimento da perna do estribo em qualquer direção ou metade da distância sem entre dois estribos adjacentes, sem qualquer obstrução.

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - d_s) \quad \text{Equação 2.28}$$

Assim, a resistência total média das armaduras suplementares ($N_{R,ms}$) dos conectores sob carregamentos de tração é dada como a soma das capacidades de todas as pernas efetivas dos estribos.

Conforme Sharma *et al.* (2017), a avaliação de resultados experimentais evidenciou que o concreto suporta uma porcentagem significativa da carga última quando regida pela ruptura do cone em concreto não armado. Assim, este método de cálculo considera que aproximadamente 50% da carga de ruptura do cone para uma ancoragem, no pico do carregamento, é absorvida pelo concreto não armado e o restante pela armadura suplementar. Portanto, a resistência média à tração de uma ancoragem com armadura suplementar é dada pela Equação 2.29.

$$N_{Rm} = 0,5 \cdot N_{Rm,c} + N_{Rm,s} \geq N_{Rm,c} \quad \text{Equação 2.29}$$

Onde:

$N_{Rm,c}$ é igual a resistência média da ancoragem regida pela falha do cone de concreto, $N_{Rk,c}$, apresentada na norma prEN 1992-4 (2013).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este trabalho consiste de uma investigação experimental do desempenho de ancoragens pré-instaladas em elementos de concreto armado, submetidas a esforços de tração. São avaliados nesta pesquisa a influência do efeito de borda, efeito de agrupamento, a variação do diâmetro da barra, do comprimento de embutimento e a presença de armadura suplementar na resistência última à tração. Por questões de praticidade e custos, os elementos de concreto foram projetados com base no modelo apresentado por Sperry *et al.* (2017) de maneira a simular uma conexão viga-pilar, no entanto, sem a concretagem da viga, sistema este que será discutido adiante.

O programa experimental é composto por duas séries de ensaio totalizando 26 espécimes cujo comprimento e altura são fixos, 1100 e 250 mm respectivamente, e com largura variando entre 225 e 590 mm. Vale ressaltar que, na fase de projeto, todos os prismas foram dimensionados de maneira que o ensaio de arrancamento pudesse ser executado com a peça não fissurada, em condições de boa aderência e com a falha governada pela ruptura do cone de concreto.

Os conectores, os quais simulam as barras de flexão das vigas, são do tipo pino com cabeça, com diâmetros nominais das barras variando entre 12,5 mm e 20,0 mm, sendo o diâmetro das cabeças igual a três vezes o diâmetro da barra. São previstos dois conectores em cada espécime, concretados de maneira alinhada e simétrica em relação ao seu eixo longitudinal, comprimento de embutimento variando entre 60 mm e 150 mm e a resistência à compressão média desejada do concreto igual a 35 MPa aos 28 dias.

Para a realização das análises são coletados dados da carga de tração aplicada, deformação e deslizamento das barras ancoradas, deformação da armadura longitudinal do prisma de concreto, o qual simula o pilar, deformação dos estribos nos casos em que eles são utilizados como armadura suplementar e dados referentes ao deslocamento vertical do prisma provocado pelo efeito de flexão. Ademais, para um melhor entendimento do comportamento das tensões próximo a ruptura e da influência da armadura suplementar no desempenho das ancoragens nos espécimes da segunda série de ensaios, também é feito um mapeamento das fissuras. Todos os ensaios de arrancamento foram realizados no Laboratório de Estruturas (LABEST-UnB) da Universidade de Brasília.

3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS ESPÉCIMES

O programa experimental é composto por 26 prismas de concreto, 14 na primeira série de ensaios e 12 na segunda, com dimensões de 1100 mm de comprimento, 250 mm de espessura e largura variando entre 225 e 590 mm. Tais dimensões foram definidas de forma que a falha de ancoragem dos conectores pré-instalados ocorresse pela ruptura do cone de concreto e o ensaio de arrancamento fosse executado em condições de boa aderência, com a peça não fissurada.

Conforme Eligehausen (1984), a presença de fissuras no elemento de concreto pode reduzir a resistência última à tração de conectores tipo pino com cabeça, cerca de 20% para aberturas médias da ordem de 0,3 mm, e uma das formas de prevenir essa queda no desempenho da ancoragem consiste em limitar abertura média de fissuras a 0,03 mm. Com esta finalidade, utilizou-se o modelo de cálculo previsto na norma ABNT NBR 6118 (2014) para determinar as aberturas de fissura e, variando-se a taxa de armadura do prisma de concreto entre 1,27% e 1,79%, controlar o nível de fissuração, mantendo o valor das aberturas inferior àquele recomendado por Eligehausen (1984).

Dos 14 espécimes da primeira série de ensaio, 6 deles, denominados *Beam-Column Joint 01* (G1), consideram apenas os parâmetros principais básicos de análise deste trabalho que são a influência do efeito de borda, do diâmetro da barra e do comprimento de embutimento na resistência última à tração. Outros 6 espécimes, denominados *Beam-Column Joint 02* (G2), incluem a esta análise previamente descrita a influência do agrupamento das ancoragens. Por sua vez, os dois últimos espécimes incluem a interferência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem, sendo constituintes do grupo *Beam-Column Joint 03* (G3). Com esta finalidade, os estribos foram dispostos a uma distância inferior a 0,75 vezes o comprimento de embutimento em relação ao conector, conforme recomendações da prescrição normativa prEN 1992-4 (2013).

A segunda série de ensaios considera os mesmos parâmetros de análises da primeira, mas o efeito da armadura suplementar na capacidade de ancoragem dos conectores é avaliado em todos eles. Dos 12 espécimes, 6 são fabricados conforme o grupo G3 e nos demais é incluída a análise do efeito de agrupamento. No que concerne a nomenclatura, estes últimos foram denominados *Beam-Column Joint 04* (G4). O Quadro 3.1 resume a descrição construtiva dos

modelos experimentais, bem como os parâmetros que serão avaliados em cada um deles, e a Figura 3.1 apresenta aqueles que constituem cada uma das séries de ensaio.

Quadro 3.1 - Descrição construtiva dos modelos experimentais

Grupo	Variáveis			
	Comprimento de embutimento (h_{ef})	Diâmetro do conector ($d_{s,L}$)	Efeito de agrupamento	Armadura Suplementar
G1	X	X		
G2	X	X	X	
G3	X	X		X
G4	X	X	X	X



Figura 3.1 - Resumo do programa experimental

Visando estabelecer um padrão de análise nos diferentes espécimes, optou-se por avaliar a interferência dos parâmetros principais variando-os de forma a manter constantes razões entre eles. Obedecendo disposições do ACI 318 (2014) da norma prEN 1992-4 (2013), para averiguar a interferência do efeito de grupo na capacidade de ancoragem variou-se a largura dos prismas de forma que a razão entre o espaçamento de um conector a outro e o comprimento de embutimento (s/h_{ef}) fosse aproximadamente igual a 3 nos primas em que essa interferência foi desconsiderada e aproximadamente igual a 2 nos demais em que este fenômeno consistia de um objeto de estudo.

Com o objetivo de avaliar o efeito do diâmetro das barras ancoradas, variou-se a razão entre o diâmetros das cabeças, definido como $3d_{s,L}$, e o comprimento de embutimento (d_h/h_{ef}) de forma que fosse seguida uma mesma proporção entre os diferentes espécimes cujos conectores apresentavam diâmetros diferentes. Tais valores ficaram definidos entre 0,31 e 0,80. Por fim, com a finalidade de investigar o efeito da distância até a borda na resistência ao arrancamento, estabeleceu-se como alvo de análise a relação entre esta e o comprimento de embutimento

(c_{al}/h_{ef}) . Conforme disposições do ACI 318 (2014), ancoragens com o h_{ef} profundo ($h_{ef} > 2,5c_{al}$) tendem a falhar pelo deslocamento lateral do concreto (“*side-face blowout*”). Assim, como neste trabalho objetivou-se que a falha fosse governada pela ruptura do cone de concreto (“*concrete cone breakout*”), o valor desta razão foi mantido superior a 0,40 em todos os casos.

Para uma melhor visualização das características dos espécimes, a nomenclatura dos tais foi adotada de forma que facilitasse a identificação de parâmetros avaliados neles. O primeiro número corresponde ao modelo constitutivo descrito no Quadro 3.1, o segundo refere-se ao diâmetro da barra ancorada, o terceiro apresenta o comprimento de embutimento e, por fim, a letra representa a série de ensaios ao qual o espécime pertence, sendo “i” a primeira e “ii” a segunda. Tais informações são ilustradas na Figura 3.2

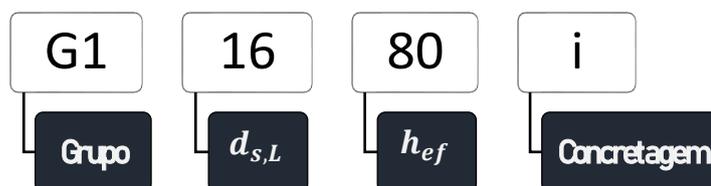


Figura 3.2 - Nomenclatura dos espécimes ensaiados

3.2.1 Grupo *Beam-Column Joint 01* (G1)

O programa experimental é constituído de 6 espécimes G1, os quais avaliam os parâmetros principais básicos desta pesquisa apresentados no Quadro 3.1, todos concretados na primeira série de ensaios. Concernente às barras ancoradas, em cada espécime foram variados h_{ef} , $d_{s,L}$ e a distância até a borda c_{al} , sem considerar o efeito de agrupamento, e, no que refere-se aos prismas de concreto armado, foram variados a sua largura (b_w) e a taxa de armadura longitudinal (ρ). As características construtivas destes modelos experimentais bem como o detalhamento geométrico de suas armaduras são mostrados, respectivamente, na Tabela 3.1 e nas figuras Figura 3.3 à Figura 3.8.

Tabela 3.1 - Características construtivas do grupo G1

ID	Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Relações de Análise		
		c_{al} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	d_h/h_{ef}	c_{al}/h_{ef}	s/h_{ef}
1	G1-16,0-80-i	70	16,0	80	47,6	380	1,27	0,60	0,9	3,0
2	G1-16,0-110-i	70	16,0	110	47,6	470	1,37	0,44	0,6	3,0
3	G1-16,0-150-i	70	16,0	150	47,6	590	1,36	0,32	0,5	3,0
4	G1-12,5-60-i	52	12,5	60	47,6	285	1,38	0,63	0,9	3,0
5	G1-12,5-85-i	52	12,5	85	47,6	360	1,36	0,44	0,6	3,0
6	G1-12,5-120-i	52	12,5	120	47,6	465	1,27	0,31	0,4	3,0

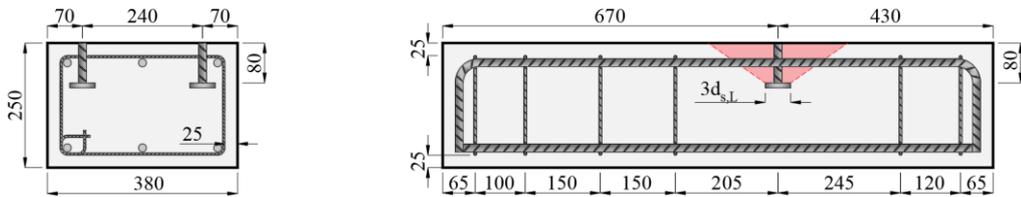


Figura 3.3 - Espécime G1-16-80-i

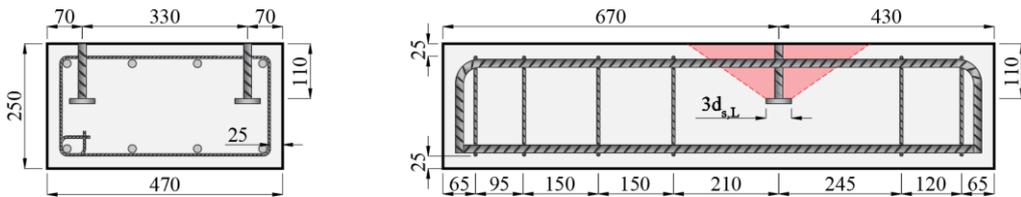


Figura 3.4 - Espécime G1-16-110-i

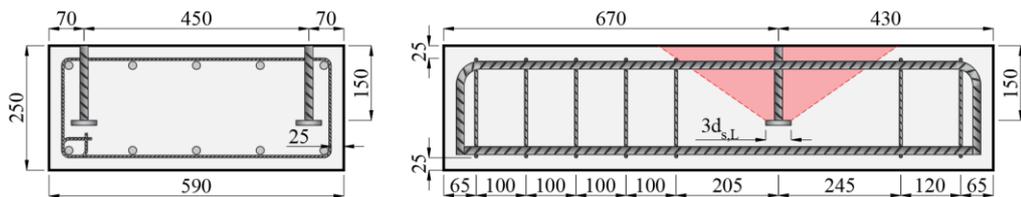


Figura 3.5 - Espécime G1-16-150-i

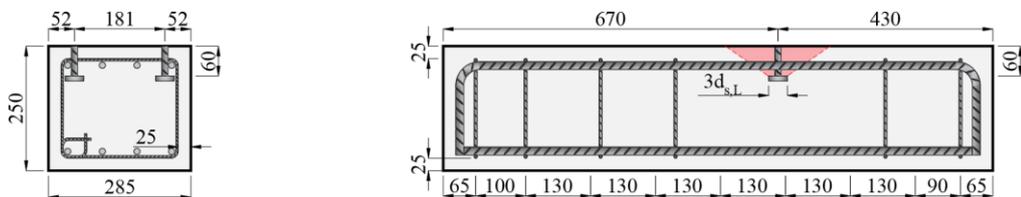


Figura 3.6 - Espécime G1-12.5-60-i

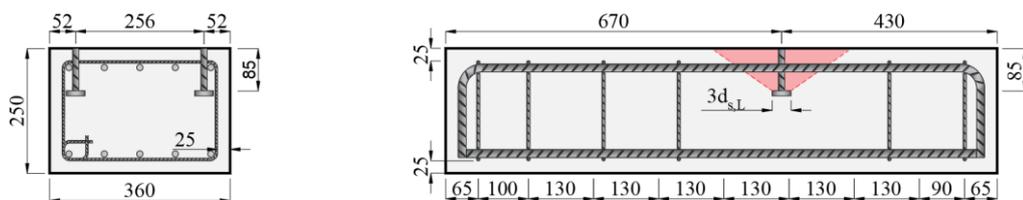


Figura 3.7 - Espécime G1-12.5-85-i

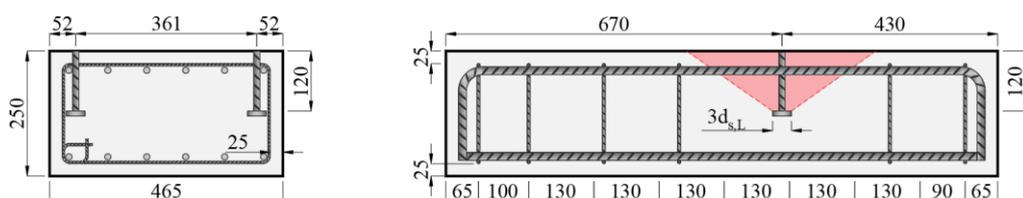


Figura 3.8 - Espécime G1-12.5-60-i

3.2.2 Grupo *Beam-Column Joint 02* (G2)

Os 6 espécimes G2, cujos parâmetros avaliados são apresentados no Quadro 3.1, também foram concretados na primeira série de ensaios. Assim como nos espécimes anteriores, no que diz respeito aos conectores do tipo pino com cabeça, em cada espécime foram variados c_{al} , $d_{s,L}$, h_{ef} , e s , agora com a consideração do efeito de grupo, e, nos prismas de concreto, foram variados b_w e, conseqüentemente, ρ .

Tabela 3.2 - Características construtivas do grupo G2

ID	Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Relações de Análise		
		c_{al} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	d_w/h_{ef}	c_{al}/h_{ef}	s/h_{ef}
7	G2-16,0-80-i	70	16,0	80	47,6	300	1,61	0,60	0,9	2,0
8	G2-16,0-110-i	70	16,0	110	47,6	360	1,79	0,44	0,6	2,0
9	G2-16,0-150-i	70	16,0	150	47,6	450	1,79	0,32	0,5	2,1
10	G2-12,5-60-i	52	12,5	60	47,6	225	1,75	0,63	0,9	2,0
11	G2-12,5-85-i	52	12,5	85	47,6	275	1,78	0,44	0,6	2,0
12	G2-12,5-120-i	52	12,5	120	47,6	350	1,68	0,31	0,4	2,1

Como pode-se observar na Tabela 3.2, para esta nova análise, as únicas variáveis alteradas foram a largura do prisma e a taxa de armadura, de forma a proporcionar que o arrancamento nos prismas com características diferentes fossem executados em condições semelhantes, para

efeito de comparação. O detalhamento geométrico das armaduras são apresentados nas Figura 3.9 à Figura 3.14.

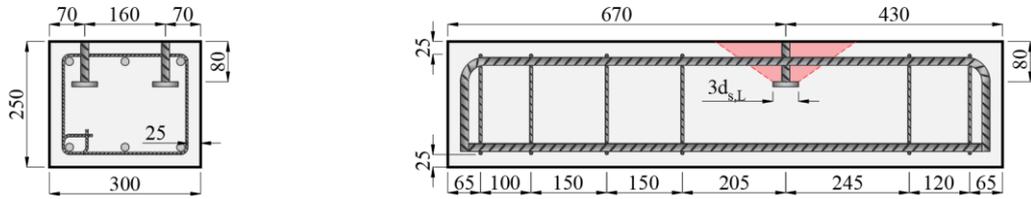


Figura 3.9 - Espécime G2-16-80-i

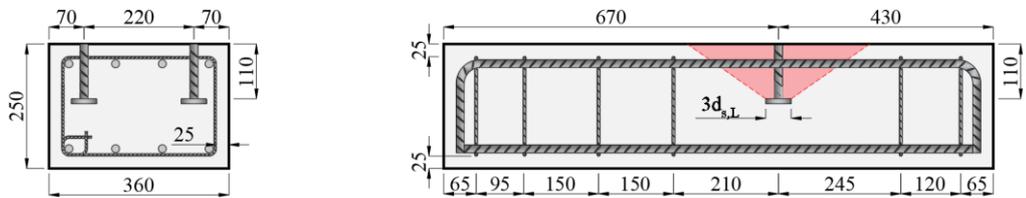


Figura 3.10 - Espécime G2-16-110-i

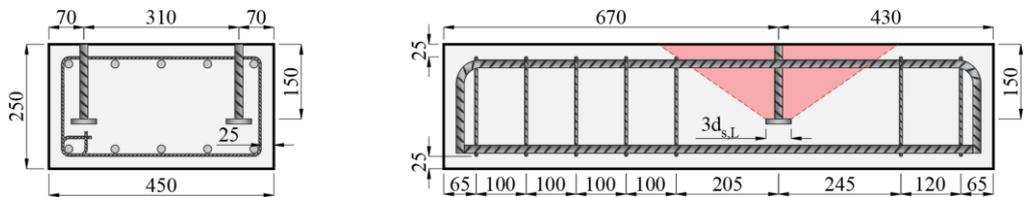


Figura 3.11 - Espécime G2-16-150-i

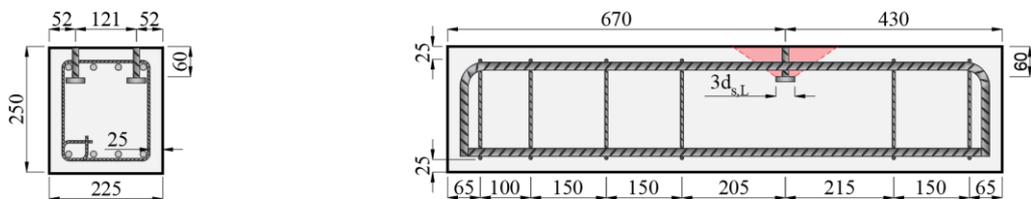


Figura 3.12 - Espécime G2-12.5-60-i

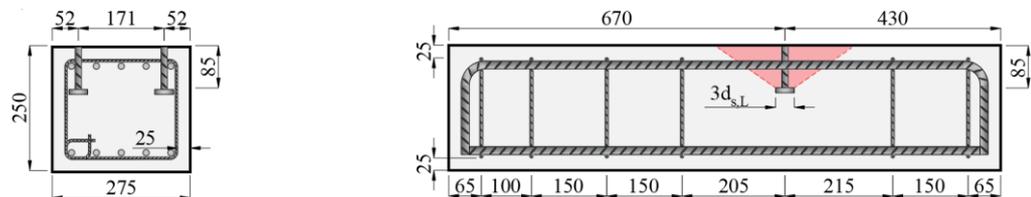


Figura 3.13 - Espécime G2-12.5-85-i

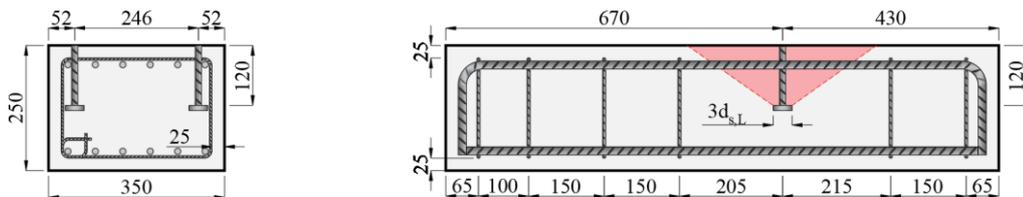


Figura 3.14 - Espécime G2-12.5-60-i

3.2.3 Grupo *Beam-Column Joint 03 (G3)*

Os espécimes G3, por sua vez, possuem características construtivas semelhantes aos G1, mas com a adição de armadura suplementar. Estas foram dispostas próximas ao conector com cabeça, a uma distância inferior a $0,75h_{ef}$, consoante recomendações da norma prEN 1992-4 (2013). Conforme esse código normativo, são consideradas armadura suplementares efetivas as pernas das armaduras transversais situadas a uma distância igual ou inferior a $0,75$ vezes h_{ef} e que tenham um comprimento mínimo de ancoragem l_l equivalente a 4 vezes o seu diâmetro (d_s) na projeção de falha do cone de concreto (ver Figura 3.31).

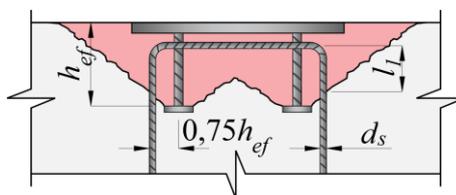


Figura 3.15 - Espécime G2-12.5-60-i

Com o objetivo de avaliar a influência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem do conector com uma menor interferência da variabilidade de parâmetros como a resistência do concreto, dois espécimes deste espécime (G3-16-150-i e G3-12,5-120-i) foram fabricados ainda na primeira série de ensaios (primeira concretagem). Para fins de aprofundamento deste estudo, outros seis espécimes foram fabricados posteriormente, na segunda série de ensaios (segunda concretagem). No entanto, objetivando prevenir rupturas pelo escoamento da barra de aço do conector, os diâmetros nominais destes foram aumentados. As características construtivas dos modelos experimentais supracitados, bem como o detalhamento geométrico de suas armaduras, são mostrados, respectivamente, na Tabela 3.3 e nas Figura 3.16 a Figura 3.21

Tabela 3.3 - Características construtivas do grupo G3

ID	Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Relações de Análise		
		c_{al} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	d_b/h_{ef}	c_{al}/h_{ef}	s/h_{ef}
13	G3-16,0-150-i	70	16,0	150	47,6	590	1,36	0,32	0,5	3,0
14	G3-12,5-120-i	52	12,5	120	47,6	465	1,27	0,31	0,4	3,0
15	G3-20,0-80-ii	70	20,0	80	17,7	380	1,36	0,75	0,9	3,0
16	G3-20,0-110-ii	70	20,0	110	17,7	470	1,37	0,55	0,6	3,0
17	G3-20,0-150-ii	70	20,0	150	17,7	590	1,36	0,40	0,5	3,0
18	G3-16,0-60-ii	55	16,0	60	17,7	285	1,38	0,80	0,9	3,0
19	G3-16,0-85-ii	55	16,0	85	17,7	360	1,36	0,56	0,6	3,0
20	G3-16,0-120-ii	55	16,0	120	17,7	465	1,27	0,40	0,4	3,0

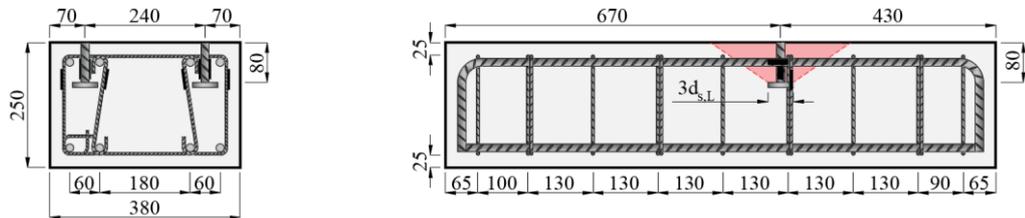


Figura 3.16 - Espécime G3-20-80-ii

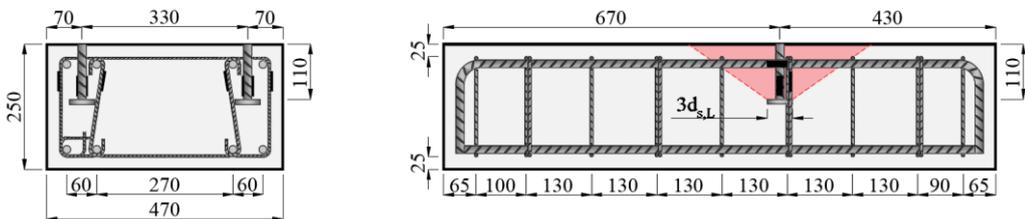


Figura 3.17 - Espécime G3-20-110-ii

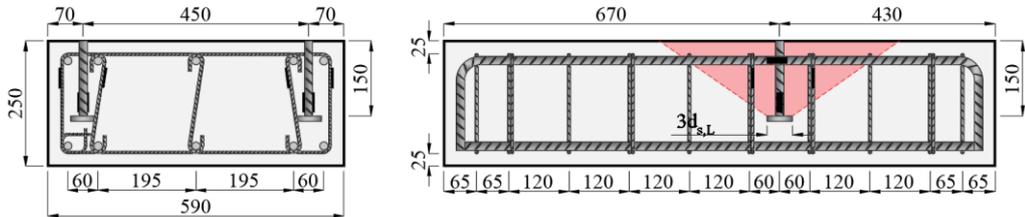


Figura 3.18 - Espécime G3-20-150-i/ii

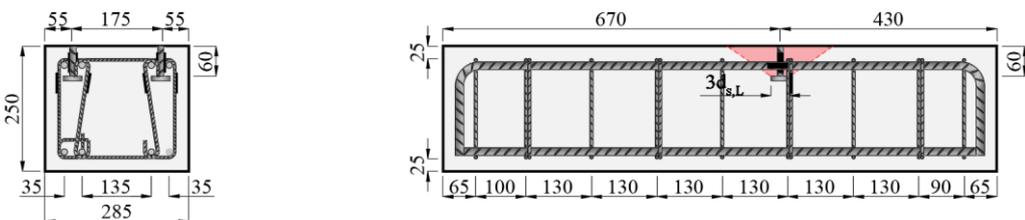


Figura 3.19 - Espécime G3-16-60-ii

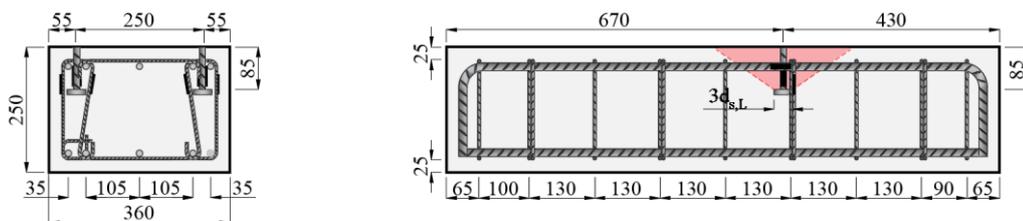


Figura 3.20 - Espécime G3-16-85-ii

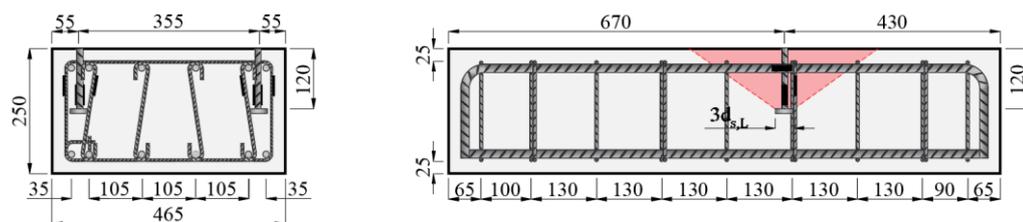


Figura 3.21 - Espécime G3-16-60-ii

3.2.4 Grupo *Beam-Column Joint 04* (G4)

Mantendo características construtivas semelhantes às do grupo G2, os espécimes G4 diferenciam-se dos primeiros pelo fato de considerar a influência da armadura suplementar na capacidade de ancoragem dos conectores e pela utilização de diâmetros nominais maiores para os conectores com cabeça. Para o posicionamento das tais, seguiram-se as recomendações da norma prEN 1992-4 (2013) no que diz respeito à distância máxima em relação ao conector. O detalhamento das armaduras é mostrado na Figura 3.22 a Figura 3.27 e os detalhes construtivos são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Características construtivas do grupo G4

ID	Espécime	Conectores			Prisma de Concreto			Relações de Análise		
		c_{al} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	b_w (mm)	ρ (%)	d_l/h_{ef}	c_{al}/h_{ef}	s/h_{ef}
21	G4-20,0-80-ii	70	20,0	80	17,7	300	1,73	0,75	0,9	2,0
22	G4-20,0-110-ii	70	20,0	110	17,7	360	1,79	0,55	0,6	2,0
23	G4-20,0-150-ii	70	20,0	150	17,7	450	1,79	0,40	0,5	2,1
24	G4-16,0-60-ii	52	16,0	60	17,7	225	1,75	0,80	0,9	2,0
25	G4-16,0-85-ii	52	16,0	85	17,7	275	1,78	0,56	0,6	2,0
26	G4-16,0-120-ii	52	16,0	120	17,7	350	1,68	0,40	0,4	2,1

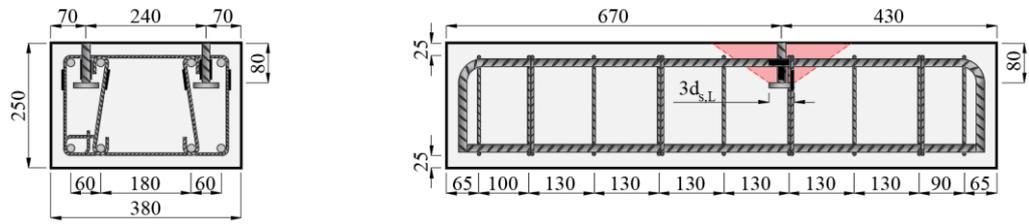


Figura 3.22 - Espécime G4-20,0-80-ii

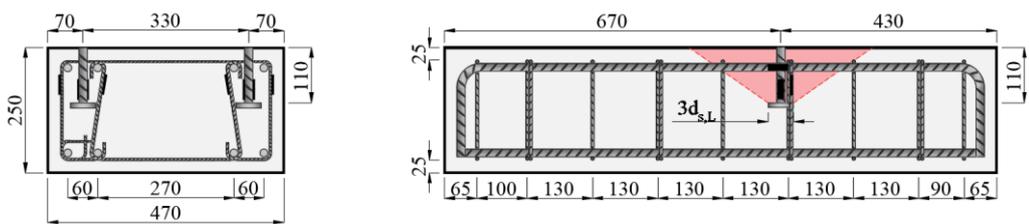


Figura 3.23 - Espécime G4-20,0-110-ii

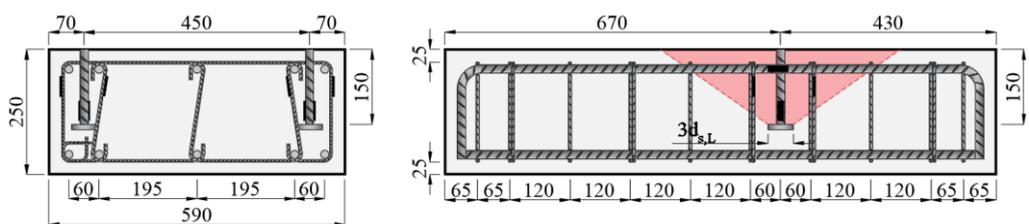


Figura 3.24 - Espécime G4-20,0-150-ii

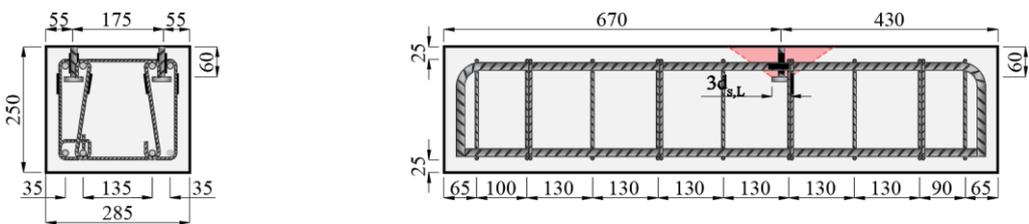


Figura 3.25 - Espécime G4-16,0-60-ii

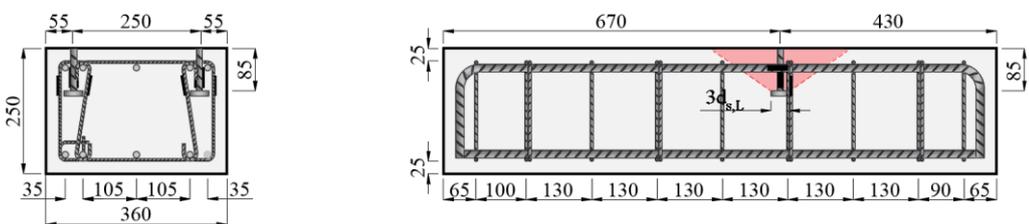


Figura 3.26 - Espécime G4-16,0-85-ii

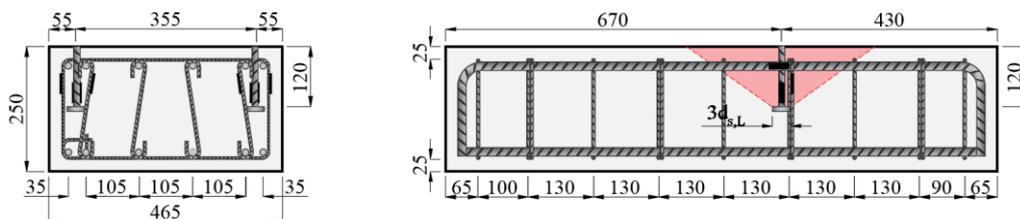


Figura 3.27 - Espécime G4-16,0-120-ii

3.3 PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

3.3.1 Formas

No processo de fabricação das formas foram utilizadas chapas de madeirite com espessura igual a 15 mm, as quais foram enrijecidas com caibros de madeira mista cuja seção transversal media aproximadamente 30 mm de largura e 70 mm de altura. Para permitir o posicionamento adequado dos conectores com cabeça nos prismas de concreto, foi construído um pórtico de madeira mista utilizando-se caibros (30 mm x 70 mm) e perfis metálicos (30 mm x 50 mm). A fixação das barras de aço no pórtico foi feita mediante o uso de abraçadeiras plásticas e arame recozido. Antes da concretagem, aplicou-se uma demão de DESMOL CD da marca VEDACIT em toda a parte interna da forma para impedir a aderência entre elas e o concreto.



Figura 3.28 - Formas utilizadas para moldagem dos prismas de concreto

3.3.2 Concreto

3.3.2.1 Características do concreto e do processo de cura

No processo de fabricação de todos os espécimes foi empregado concreto usinado, sendo o da primeira série de ensaios bombeável. A resistência característica à compressão do concreto (f_{ck})

desejada foi de 35 MPa e, conforme especificações da Concrecon Concreto e construções LTDA, empresa na qual este insumo foi adquirido, o agregado utilizado em sua fabricação foi a brita 0 granítica, com um consumo de cimento por metro cúbico de aproximadamente 350 kg e abatimento de tronco de cone igual a 12 +/- 2cm.

A cura do concreto foi realizada com a utilização de tecidos de algodão e poliéster umedecidos sobre a superfície do concreto exposta tão logo esta apresentou resistência a ação da água e teve uma duração de 7 dias. Nos três primeiros dias, período mais crítico em função das reações de hidratação mais intensas, os prismas foram irrigados em intervalos de aproximadamente 8 horas. Nos demais dias, esta frequência foi reduzida para duas irrigações diárias. Ainda foram utilizadas lonas plásticas para cobrir os espécimes com o intuito de reduzir as perdas de água e aumentar a eficiência do processo.



Figura 3.29 - Concretagem da segunda série de ensaios

3.3.2.2 Propriedades mecânicas do concreto

Para caracterização das propriedades mecânica do concreto foram moldados corpos de prova cilíndricos (CPs) medindo 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura simultaneamente à concretagem dos espécimes. Estes foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão uniaxial e tração por compressão diametral conforme especificações das normas ABNT NBR 7222 (2011) e ABNT NBR 5739 (2007), respectivamente, próximo a data de realização dos ensaios de arrancamento.

Além destes, foi realizado um ensaio para determinação do módulo de elasticidade consoante recomendações da ABNT NBR 8522 (2008) e com base na média de 3 corpos de prova por concretagem. Os equipamentos empregados foram uma prensa EMIC, modelo DL 30000, com

capacidade para 2000 kN, e um extensômetro duplo do mesmo fabricante cuja função consistia em mensurar as deformações axiais. Todos estes ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília.



Figura 3.30 - Ensaio de módulo, resistência à compressão e tração do concreto.

3.3.3 Conectores do tipo pino com cabeça (*headed studs*)

Para a produção das ancoragens em estudo, nesta pesquisa optou-se pelo processo que envolveu a usinagem da cabeça em uma tornadora situada no Distrito Federal e sua subsequente união à haste do conector por meio de soldagem com eletrodo revestido classe E7018. Visando aprimorar a solidarização entre a haste e a cabeça, foi feita uma perfuração na região central desta última, atravessando toda a sua espessura, de forma que fossem executados dois cordões de solda do tipo entalhe no entorno da barra de aço, nas faces superior e inferior da cabeça conforme apresenta a Figura 3.31. Finalizada a etapa de soldagem, a face inferior da cabeça era retificada em um torno mecânico. As propriedades dos materiais utilizados são apresentadas a seguir.

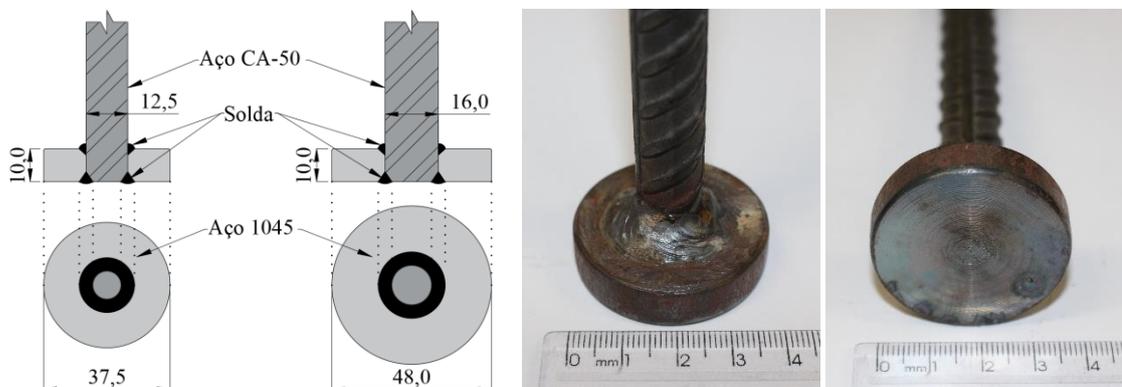


Figura 3.31 - Detalhes construtivos do conector com cabeça (*Stud*)

3.3.3.1 Especificações do aço

Na confecção das hastes dos conectores foram empregadas barras de aço CA-50, com superfície nervurada e bitolas iguais a 12,5 mm, 16,0 mm e 20 mm. De acordo com especificações da fabricante Gerdau S.A, este insumo é produzido consoante as prescrições da norma ABNT NBR 7480, apresenta uma resistência característica ao escoamento (f_{yk}) igual a 500 MPa, limite de resistência última à tração igual a 540 MPa. Para a fabricação das cabeças foram utilizados tarugos do aço especial ABNT/SAE 1045 com diâmetros iguais a três vezes o diâmetro da barra (37,5 mm, 48,0 mm e 60,0 mm).

3.3.3.2 Ensaio do aço e de resistência do conector à tração

As propriedades mecânicas das barras de aço utilizadas na confecção dos conectores, armadura suplementar, estribos e armadura de flexão, foram investigadas por meio da execução de ensaios de tração à temperatura ambiente prescritos na norma ABNT NBR 6892 (2013). Foram caracterizados 5 tipos de barras de aço utilizando-se um total de 15 corpos de prova, três amostras para cada diâmetro, com comprimento total igual a 600 mm e comprimento livre igual a 500 mm. Estes ensaios foram realizados parte no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) e parte no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes (LabMati), ambos da Universidade de Brasília. Para este fim, foi utilizada uma prensa EMIC modelo DL 30000, com capacidade para 300 kN, conectada a um extensômetro eletrônico EMIC modelo EE09, e uma Máquina de Ensaio Universal MTS 810, com capacidade de 100 kN, associada a um extensômetro eletrônico modelo MTS 634.11F-24.



Figura 3.32 - Ensaio de tração para determinação das propriedades mecânicas do aço.

Executou-se também um ensaio para analisar a resistência à tração da região fragilizada pela solda no conector, utilizando-se aquele de menores dimensões (12,5 mm de diâmetro) devido a limitações do equipamento utilizado. Foram ensaiados um total de três corpos de prova, com tamanho total de aproximadamente 200 mm, em uma Máquina de Ensaio Universal MTS 810 com capacidade de 100 kN, no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes (LabMati) da Universidade de Brasília. Com esta finalidade, usinou-se um dispositivo que permitisse o acoplamento da extremidade com cabeça na máquina de forma a simular as condições reais de trabalho do mecanismo de ancoragem. A taxa de aplicação de deslocamento foi definida para 1 mm/min e foram coletados como dados de resposta a força de tração e o deslocamento. Na Figura 3.33 é possível observar o equipamento utilizado e o dispositivo de acoplamento referido acima.



Figura 3.33 - Ensaio para análise da resistência à tração do conector com cabeça

3.3.4 Armaduras dos prismas de concreto

As armaduras longitudinais foram confeccionadas utilizando-se o mesmo aço CA-50 empregado na fabricação dos conectores com cabeça e os diâmetros das barras variaram entre 12,5 mm e 16 mm. O cobrimento adotado foi de 25 mm em relação a todas as faces e a disposição destas nos prismas de concreto, bem como os diâmetros dos pinos de dobramento adotados, atenderam critérios de detalhamento e dimensionamento presentes na ABNT NBR 6118 (2014).

Para a fabricação das armaduras suplementares foram empregados dois tipos de aço, tanto o CA-50 (diâmetros de 6,3 mm) quanto o CA-60 (diâmetros de 5,0 mm), sendo que este último foi utilizado apenas nos espécimes G3-16-150-i e G4-16-150-ii. A Figura 3.34 apresenta, sob

diferentes perspectivas, detalhes das armaduras longitudinais, transversais e suplementares do espécime G3-12.5-120-i.



Figura 3.34 - Detalhe das armaduras do espécime G3-12.5-120-i

3.4 INSTRUMENTAÇÃO

O monitoramento de forças, deslocamentos e deformações durante o ensaio de arrancamento foi realizado por meio de células de carga, LVDT's e extensômetros elétricos, respectivamente. Para facilitar a identificação destes últimos, suas nomenclaturas são apresentadas na forma de abreviaturas, a saber: E_{SL} (extensômetro das armaduras longitudinais); E_{CH} (extensômetro na região concretada da barra ancorada); E_{CE} (extensômetro da barra ancorada na região externa ao prisma de concreto); E_{SS} (extensômetro das armaduras suplementares).

3.4.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais dos prismas de concreto armado foram verificados de forma contínua, com frequência de leitura configurada para 1 Hz, em quatro pontos previamente selecionados, dois nas faces laterais e dois na face superior, como esquematizado na Figura 3.35, Vista B. Com esta finalidade, foram utilizados defletômetros do tipo LVDT fabricados pela HBM com capacidade de até 50 mm e precisão de 0,01 mm.

Como pode ser observado na imagem acima, os LVDT's 1 e 2 foram posicionados abaixo dos conectores com a finalidade de realizar medidas do deslizamento destes com a aplicação das forças de tração. Para possibilitar esta leitura, foram soldadas barras de aço CA-60, com 5 mm de diâmetro, na face inferior das cabeças, as quais foram revestidas com EPS durante a concretagem, conforme ilustra o Det. 1 na Figura 3.35. Este revestimento tinha o objetivo de

originar uma cavidade, após a sua remoção no concreto endurecido, para que o êmbolo do LVDT fosse conectado à barra de aço CA-60 e, na intenção de facilitar esta conexão, foi fixada uma arruela metálica na ponta desta com resina epóxi.

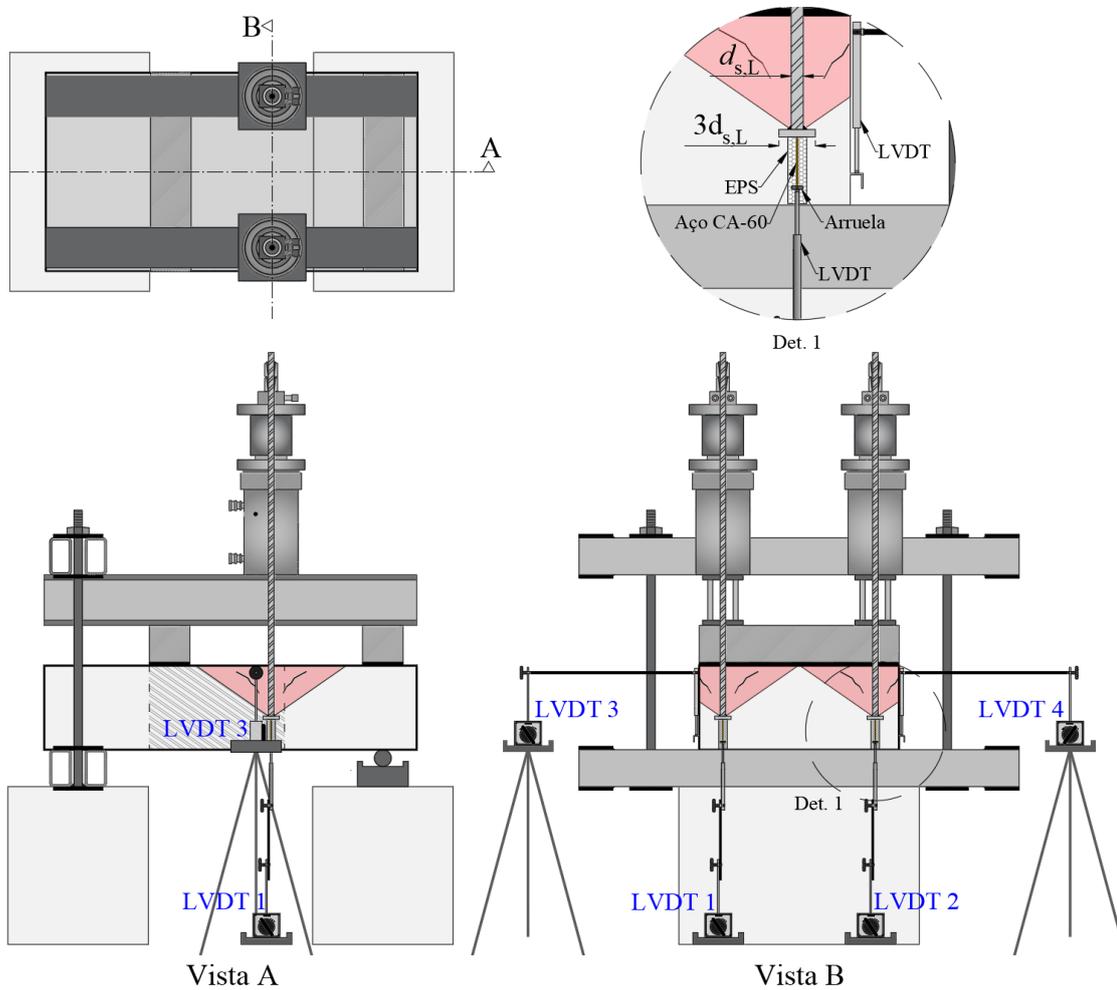


Figura 3.35 - Posicionamento dos LVDT's para leitura dos deslocamentos verticais

3.4.2 Deformações das armaduras e conectores

As deformações específicas das armaduras e conectores com cabeça foram aferidas através de extensômetros elétricos modelo KFGS-5-120-C1-11 fabricados pela *Kyowa Electronic Instruments*, com resistência igual a $120 \pm 0,2 \Omega$.

3.4.2.1 Processo de colagem dos extensômetros

Visando proporcionar uma melhor fixação dos extensômetros, as barras de aço foram limadas e lixadas para a remoção das nervuras e imperfeições na região, de forma a se obter uma superfície lisa, mas sem a redução da seção. Em sequência, os resíduos presentes na superfície

da barra foram removidos utilizando-se álcool isopropílico e utilizando-se um adesivo cianoacrilático (*Super Bonder*) estes sensores elétricos foram colados, alinhando-se a sua maior dimensão ao sentido longitudinal das barras, como é mostrado na Figura 3.36a.

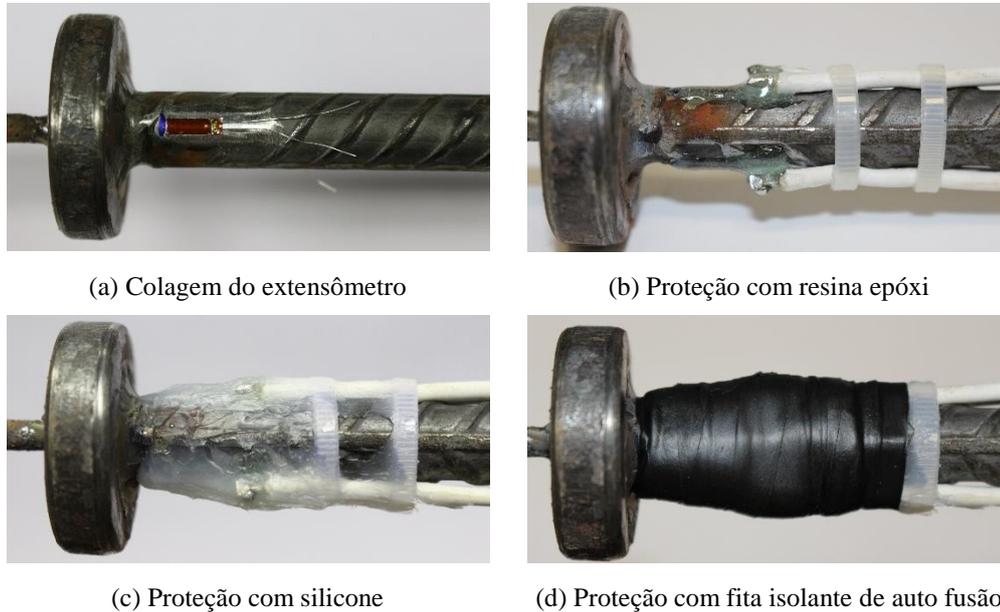


Figura 3.36 - Etapas do processo de colagem dos extensômetros

Finalizado este procedimento, cada terminal do extensômetro foi soldado a ponta de um cabo flexível paralelo com diâmetro de 1,5 mm o qual foi preso à barra de aço por meio de abraçadeiras plásticas. Para proteger os dispositivos elétricos e a região da solda da umidade, proporcionando também um isolamento elétrico, os tais foram revestidos com uma camada de resina epóxi, conforme mostra a Figura 3.36b.

Sobre esta camada de resina epóxi, ainda foi adicionada uma outra de silicone, com o objetivo de proteger os extensômetros contra impactos, e, por fim, utilizou-se fita isolante de auto fusão para fazer uma última proteção. As Figura 3.36c e d mostram o aspecto da barra em cada uma das etapas descritas, respectivamente.

3.4.2.2 Disposição dos extensômetros nas armaduras e conectores

A mensuração das deformações nas armaduras longitudinais em cada espécime foi realizada mediante a utilização de 4 extensômetros, dois em cada uma das barras mais externas em relação às faces laterais do prisma. Estes sensores elétricos foram colados no mesmo

alinhamento dos conectores com cabeça, por esta constituir a região com as maiores previsões de deformação, e diametralmente opostos, como pode ser observado na Figura 3.37.

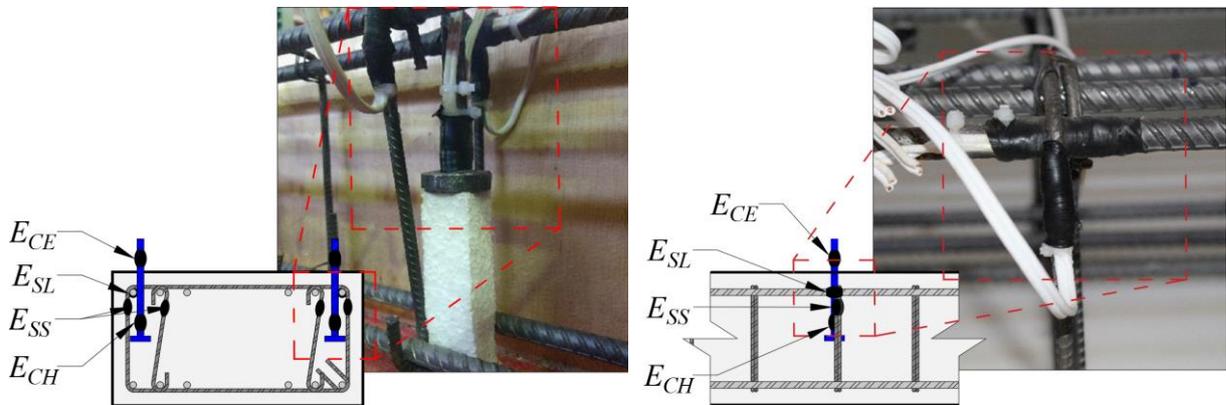


Figura 3.37 - Disposição dos extensômetros nos conectores e armaduras

Para a leitura das deformações nos conectores, foram colados 3 extensômetros em cada um deles, dois na região interna ao prisma de concreto, posicionados próximo à cabeça da barra e diametralmente opostos, e um na região externa, situado imediatamente acima da face superior do prisma.

Nos espécimes em que foi averiguado o efeito das armaduras suplementares, foram empregados 4 extensômetros para a aquisição de dados, um por perna efetiva, dois em cada lado do prisma, posicionados próximos aos conectores com cabeça e alinhados a estes.

3.5 SISTEMA DE ENSAIO

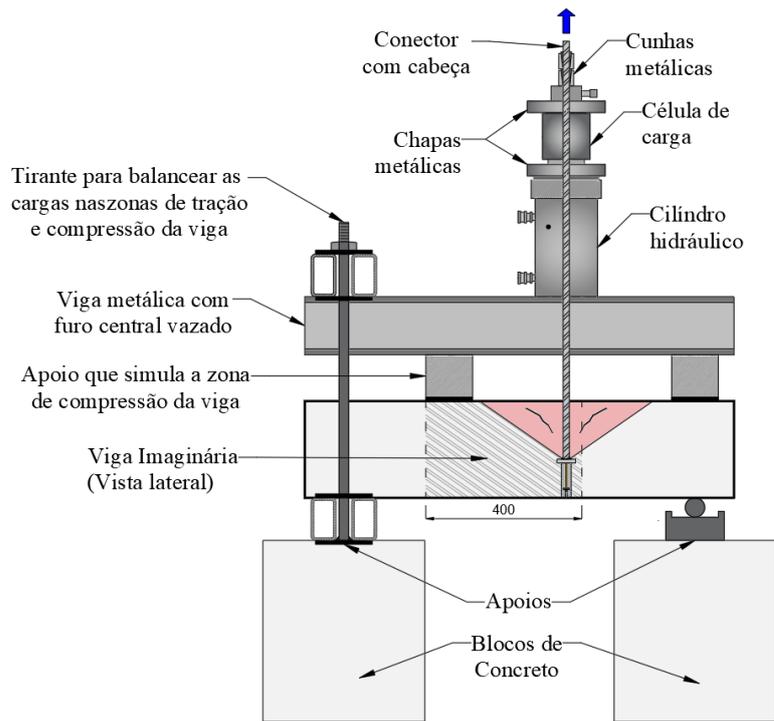
O sistema de ensaio utilizado nesta pesquisa foi adaptado de Sperry *et al.* (2017) em cujo trabalho ele avaliou a resistência última ao arrancamento de barras com gancho em conexões viga-pilar, um total de 337 espécimes. As principais modificações aplicadas ao modelo proposto pelo referido autor consistem na utilização de um novo mecanismo de ancoragem, o conector do tipo pino com cabeça, e a eliminação da força axial no elemento de concreto que simula o pilar.

Conforme Marques e Jirsa (1975), apesar de aparentar conferir um resultado benéfico no desempenho da ancoragem, a aplicação do carregamento axial resulta em variações negligenciáveis da resistência ao arrancamento. Na sua pesquisa, eles concluíram que, mesmo nos testes onde a tensão axial foi pouco superior a 20 MPa, a carga de ruptura e o tipo de falha

não apresentaram mudanças significativas, sendo que essa influência poderia aumentar para comprimentos de embutimentos mais profundos ou com a mudança da orientação dos ganchos.

Assim, neste trabalho, com um procedimento semelhante ao que foi descrito por Sperry *et al.* (2017), as reações foram manipuladas de forma que fosse simulada a conexão entre um pilar, cuja seção transversal é delimitada pelas dimensões da seção do prisma de concreto, e uma viga de altura constante, 400 mm, e largura igual à do pilar. As barras de flexão da viga são representadas pelos conectores com cabeça e para originar os esforços que seriam provenientes da zona de compressão deste elemento estrutural é utilizado um apoio composto de madeira e chapas de aço, com largura de 140 mm. A Figura 3.38 apresenta o sistema de ensaio descrito acima.

A aquisição de dados de resposta do prisma ao carregamento aplicado foi realizada por meio extensômetros, células de carga e defletômetros do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*). Estes equipamentos foram conectados a um módulo *Spider 8* (modelo SR30), fabricado pela empresa HBM e com o auxílio do *software CATMAN* possibilitou leituras contínuas de forças, deformações e deslocamentos. O ensaio de arrancamento foi controlado pela aplicação de força, uma taxa de aproximadamente 2,5 kN/min, e a frequência de leitura foi de 1 Hz.



(a) Ilustração dos componentes do sistema de ensaio



(b) Vista real do sistema de ensaios

Figura 3.38 - Sistema de ensaio

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados de caracterização dos materiais e resultados experimentais referentes a carga última (N_u), deslizamentos e deformação de conectores com cabeça submetidos à tração (*pullout test*), os quais foram pré-instalados em prismas de concreto armado. Ademais, são mostrados valores de deformação das armaduras de flexão dos prismas de concreto e das armaduras suplementares dispostas no entorno dos conectores os quais foram medidos de forma contínua nos ensaios.

4.1 PROPRIEDADES MECÂNICA DOS MATERIAIS

4.1.1 Concreto

Os ensaios de caracterização dos materiais foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM) da Universidade de Brasília utilizando-se corpos de prova cilíndricos medindo 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Foram realizados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade em uma data próxima a execução dos ensaios. Tais resultados são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Propriedades mecânicas do concreto

Concretagem	Idade* (dias)	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
1ª Série de ensaios	50	47,60	3,75	39,00
2ª Série de ensaios	43	17,70	2,06	24,59

*Na data do ensaio

Conforme pode ser observado, apesar de o concreto ter sido adquirido em uma central dosadora com resistência característica especificada em 35 MPa, houveram divergências consideráveis em relação aos valores desejados: uma variação equivalente a 36% superior ao especificado na primeira concretagem e 51,43% inferior ao especificado na segunda concretagem. Assim, as séries de ensaios foram tratadas como séries isoladas. Portanto tais comparações restringiram-se a análise da influência da armadura suplementar na capacidade última de ancoragem dos conectores e na ductilidade de sua ruptura. É importante ressaltar que estas variações indesejadas nas propriedades mecânicas do concreto não provocaram alterações no modo de ruptura das ancoragens.

4.1.2 Aço

Com o objetivo de reduzir a interferência possíveis variações das propriedades mecânicas do aço no processo de análise dos resultados, todo o aço utilizado na pesquisa, com exceção daquele empregado no processo fabril das cabeças dos conectores, foi adquirido de um único fabricante, a empresa siderúrgica Gerdau S.A. Os dados de caracterização deste insumo, os quais são apresentados na Tabela 4.2, correspondem ao valor médio obtido a partir do ensaio de três amostras por diâmetro nominal, totalizando 15 amostras. Mais especificamente, são mostrados os valores correspondentes a tensão de escoamento (f_{ys}), deformação de escoamento (ϵ_{ys}) e o módulo de elasticidade (E_s) do aço. A Figura 4.1 apresenta as curvas tensão-deformação dos aços utilizados e, como pode ser observado, apenas o aço CA-60 (diâmetro nominal de 5,0 mm) não apresentou patamar de escoamento definido.

Concernente aos ensaios de tração realizado nos conectores, observou-se que a tensão máxima média medida nos conectores foi igual a 562 MPa. A Figura 4.2 mostra as curvas tensão-deformação dos tais e pode-se observar que eles não apresentaram um patamar de escoamento definido, fato que pode estar relacionado ao processo de soldagem da cabeça. Verificou-se também que a falha ocorreu na região imediatamente superior ao filete de solda na barra.

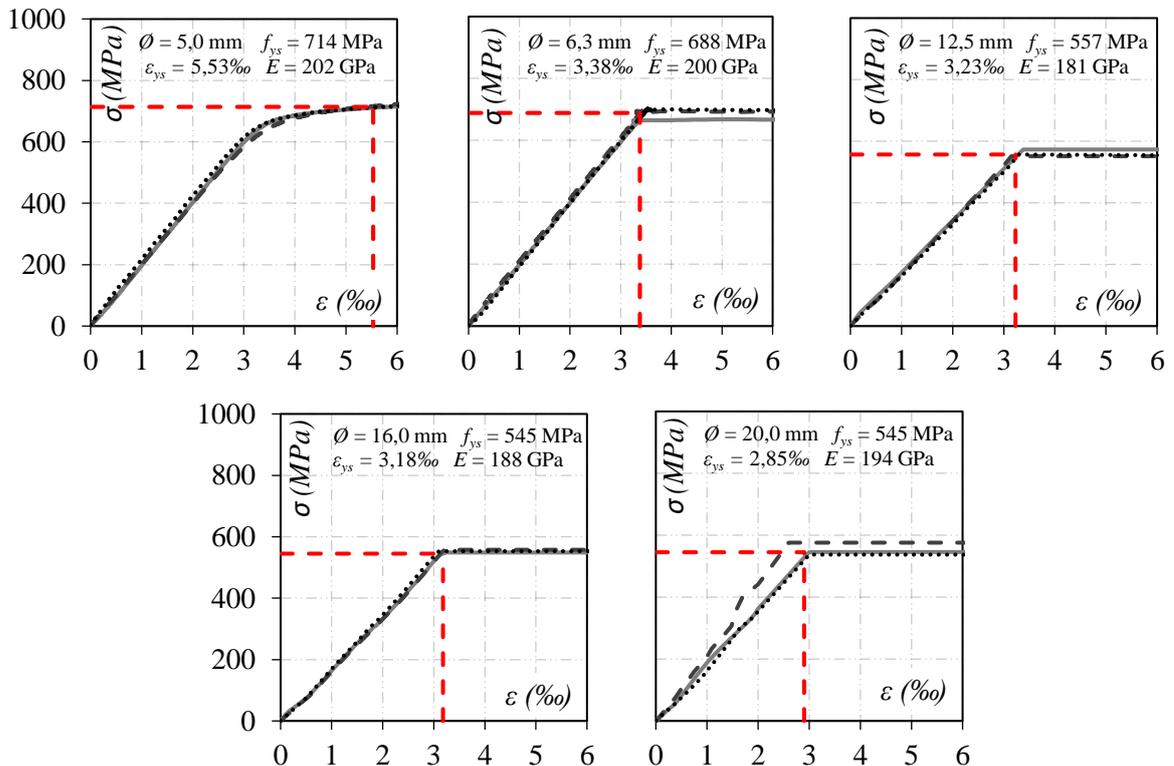


Figura 4.1 - Curvas tensão-deformação dos aços CA-50

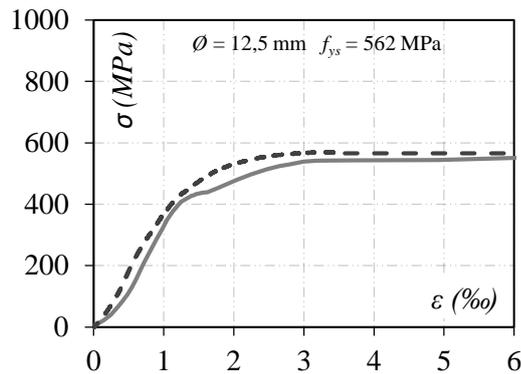


Figura 4.2 - Curvas tensão-deformação do ensaio de tração do conector

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço

\varnothing_s (mm)	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	E_s (GPa)
5,0	714	5,53	202
6,3	688	3,38	200
12,5	557	3,23	181
16,0	545	3,18	188
20,0	545	2,85	194

4.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 1ª SÉRIE DE ENSAIOS

4.2.1 Carga última dos conectores (Capacidade de ancoragem)

Na Tabela 4.3, são apresentados os valores das cargas últimas experimentais (N_u) para os conectores com cabeça pré-instalados nos prismas de concreto armado pertencentes ao grupo G1. Uma vez que as resistências últimas à tração medida nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 3%, optou-se por apresentar o valor de apenas uma delas e disponibilizar os tais em sua totalidade no Anexo A. Através dos resultados, é investigado o efeito do comprimento de embutimento, diâmetro nominal da barra e efeito de borda na capacidade de ancoragem dos conectores.

Tabela 4.3 - Capacidade de ancoragem dos espécimes - Grupo G1

ID	Espécime	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
1	G1-16,0-80-i	80	16,0	3,0	45,2
2	G1-16,0-110-i	110	16,0	3,0	62,5
3	G1-16,0-150-i	150	16,0	3,0	114,2
4	G1-12,5-60-i	60	12,5	3,0	36,3
5	G1-12,5-85-i	85	12,5	3,0	54,4
6	G1-12,5-120-i	120	12,5	3,0	66,7

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios, é possível observar que a resistência última à tração dos conectores com cabeça aumentou significativamente com sucessivos incrementos no comprimento de embutimento. Considerando o espécime G1-16,0-80-i como referência, para aqueles com diâmetros maiores, 16 mm, aumentos de 30 mm (38%) e 70 mm (88%) no valor de h_{ef} proporcionaram ganhos de resistência de aproximadamente 38% e 153%, respectivamente. Concernente aos espécimes de menores diâmetros, estabelecendo como referência o espécime G1-12,5-60-i, incrementos de 25 mm (42%) e 60 mm (100%) no valor de h_{ef} resultaram em ganhos de aproximadamente 50% e 83% na capacidade de ancoragem (ver .Figura 4.3).

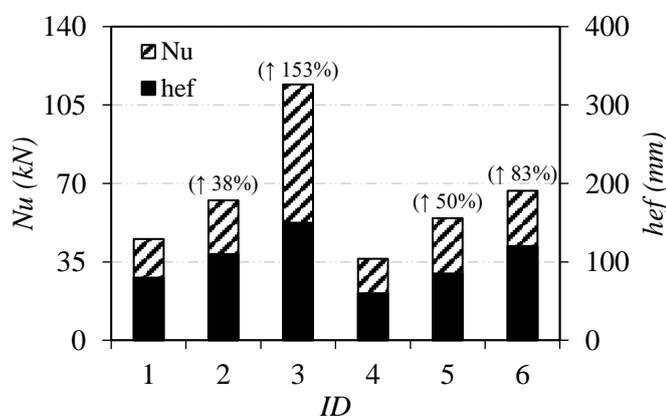


Figura 4.3 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem - Grupo (G1)

A Figura 4.4 mostra a correlação entre a capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça e o comprimento de embutimento para espécimes constituintes do grupo G1 e, por meio de uma linha de tendência, criada com uma aproximação exponencial, percebe-se que há uma forte relação de dependência entre ambas variáveis. Tal comportamento já era esperado pela forma como o comprimento de embutimento aparece nos modelos teóricos de cálculo, elevado à potência de 1,5 quando seu valor (h_{ef}) é inferior a 280 mm (restrição imposta pela norma ACI 318 (2014)).

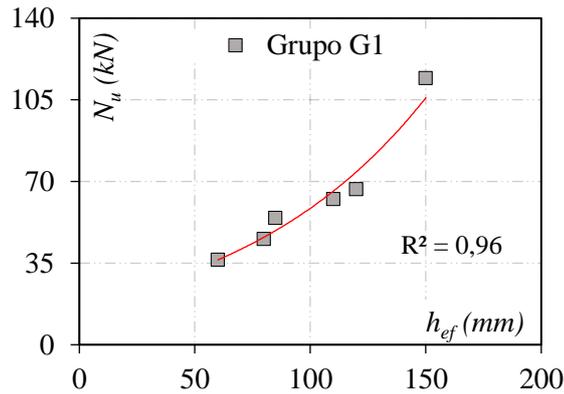


Figura 4.4 - Correlação entre N_u e h_{ef} - Grupo (G1)

De acordo Petersen *et al.* (2018), o comprimento de embutimento exerce uma grande influência sobre o modo de ruptura das ancoragens, condicionando o seu desempenho, e, segundo Gil-Martín *et al* (2019), esta influência se torna mais notável nos casos em que a falha é governada pela ruptura do cone de concreto, objeto de estudo nesta pesquisa. Essa relação de forte dependência entre o comprimento de embutimento e capacidade de ancoragem também está em conformidade com a observação de vários outros trabalhos, tais como os desenvolvidos por Meira (2005), Martins (2006), Delhomme *et al* (2015), Costa (2016) e Silva (2018) que testou diferentes mecanismos de ancoragem.

Para investigar a possível influência do diâmetro nominal do conector na sua capacidade de carga, inicialmente buscou-se eliminar a influência da resistência à compressão média do concreto f_{cm} e, principalmente, do comprimento de embutimento no valor de N_u , uma vez que o valor de h_{ef} varia e foi evidenciada a correlação entre h_{ef} e a resistência última à tração. Com este objetivo, a carga última experimental foi normalizada dividindo-se a mesma pelo produto entre a raiz da resistência à compressão média do concreto e o comprimento de embutimento elevado à potência de 1,5, como mostra a Equação 4.1. Os valores de N_u normalizados são apresentados na Tabela 4.4.

$$N_{u,normalizado} = \frac{N_u}{\sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Tabela 4.4 - Valores de N_u normalizados - Grupo G1

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
1	G1-16,0-80-i	16,0	0,6	0,9	3,0	9,2
2	G1-16,0-110-i	16,0	0,4	0,6	3,0	7,8
3	G1-16,0-150-i	16,0	0,3	0,5	3,0	9,0
4	G1-12,5-60-i	12,5	0,6	0,9	3,0	11,3
5	G1-12,5-85-i	12,5	0,4	0,6	3,0	10,1
6	G1-12,5-120-i	12,5	0,3	0,4	3,0	7,4

Assim, comparando os espécimes G1-16,0-80-i (ID 1) e G1-12,5-60-i (ID 4) – para os quais foram mantidas as mesmas proporcionalidades entre as razões d_h/h_{ef} (0,6), c_{a1}/h_{ef} (0,9), e s/h_{ef} (3,0) – é possível averiguar que a alteração do diâmetro pouco influenciou na capacidade de ancoragem (ver Tabela 4.4). Analisando-se dois a dois os demais espécimes que mantiveram a mesma proporcionalidade entre as referidas razões, não foi possível identificar um padrão de comportamento, fato que indica a pouca ou nenhuma interferência da redução do diâmetro na capacidade resistente à tração dos conectores.

Este comportamento era esperado pelo fato de que o aumento do diâmetro nominal da barra do conector elevou apenas a superfície de contato entre o aço e o concreto, resultando, portanto, em incrementos na capacidade de ancoragem por aderência a qual, para conectores com cabeça com a ruptura governada pelo cone de concreto, pouco interfere na resistência última à tração. Embora o diâmetro das cabeças (d_h) e, conseqüentemente, a área de contato efetiva proporcionada por elas possuam uma relação direta com o diâmetro nominal da barra, conforme os resultados obtidos nesta pesquisa, não foi possível perceber uma correlação entre esta variável e o valor de N_u .

Gil-Martín *et al* (2019) ratifica a ocorrência desse comportamento observado explicitando que a área de contato efetiva das cabeças dos conectores exerce pouca influência na capacidade de ancoragem de conectores com cabeça quando a ruptura é governada pelo cone de concreto. Ainda conforme o referido autor, isto justifica o fato de o diâmetro nominal não aparecer nos modelos de cálculo propostos por normas tais como a ACI 318 (2014) e a prEN 1992-4 (2013) para a estimativa da resistência última à tração de conectores com cabeça.

Para analisar a influência do efeito de borda considerada nos modelos teóricos das normas ACI 318 (2014) e a prEN 1992-4 (2013), base dos demais modelos de cálculo, buscou-se comparar os efeitos de borda real e teórico. Neste trabalho, entende-se por efeito de borda teórico ($c_{a,teo}$) o produto entre todos os fatores modificadores dos modelos de cálculo que consideram a influência da distância até a borda na capacidade de ancoragem dos conectores. Para a norma prEN 1992-4 (2013), estes fatores são $\psi_{s,N}$ e a razão entre as áreas de projeção de falha $A_{c,N}$ e $A_{c,N}^0$. Nas provisões do ACI 318 (2014) o efeito de borda é considerado por fatores equivalentes aos da norma prEN 1992-4 (2013), a saber $\psi_{ed,N}$ e a razão entre as áreas A_{Nc} e A_{Nco} .

Por sua vez, o efeito de borda real é definido nesta pesquisa como sendo a carga de ruptura medida nos ensaios dividida pelo produto entre os parâmetros dos modelos de cálculo que não consideram a influência da distância até a borda na capacidade de carga do conector. Como o produto entre esses parâmetros resultaram em um valor semelhante para as normas em questão, com erros inferiores a 2,0%, optou-se por fazer este cálculo segundo as provisões normativas da prEN 1992-4 (2013), conforme mostra a Equação 4.2:

$$c_{a,real} = \frac{N_u}{\sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \psi_{re,N}} \quad \text{Equação 4.2}$$

A Figura 4.5 apresenta os valores dos efeitos de borda real e teórico calculados em função da razão c_{a1}/h_{ef} . Como se pode observar, as parcelas correspondentes ao efeito de borda real foram superiores àquelas referentes ao efeito de borda teórico. Tal resultado já era esperado pelo fato de que as provisões normativas tendem a ser conservadoras quanto a estimativas da capacidade de ancoragem dos conectores. Ademais, observou-se que o valor do efeito de borda teórico tende a crescer de maneira linear com o aumento do valor da razão c_{a1}/h_{ef} . Com uma maior dispersão dos resultados, essa tendência também foi observada para o efeito de borda real.

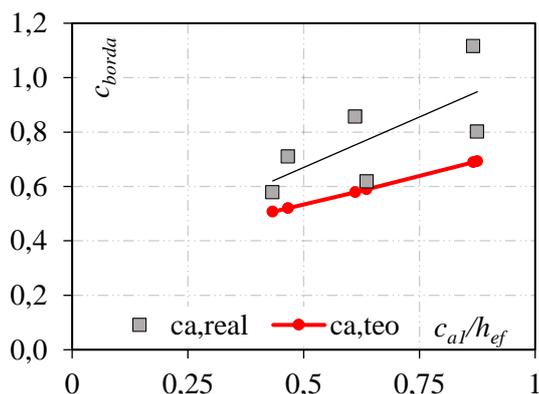


Figura 4.5 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico - Grupo (G1)

Concernente aos espécimes do grupo G2, na Tabela 4.5, são apresentados os valores das cargas últimas experimentais (N_u) para os conectores com cabeça pré-instalados nos tais. Uma vez que as resistências últimas à tração medidas nos dois conectores mostraram pequenas divergências entre si (inferiores a 3%), pelas mesmas razões apresentadas para os espécimes G1, optou-se por apresentar o valor de apenas uma delas e disponibilizar os tais em sua totalidade no Anexo A. Através dos resultados, é investigado o efeito do comprimento de embutimento, diâmetro nominal da barra, efeito de borda e efeito de agrupamento na capacidade de ancoragem dos conectores.

Tabela 4.5 - Capacidade de ancoragem dos espécimes - Grupo G2

ID	Espécime	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
7	G2-16,0-80-i	80	16,0	2,0	44,1
8	G2-16,0-110-i	110	16,0	2,0	59,1
9	G2-16,0-150-i	150	16,0	2,1	93,0
10	G2-12,5-60-i	60	12,5	2,0	30,8
11	G2-12,5-85-i	85	12,5	2,0	47,3
12	G2-12,5-120-i	120	12,5	2,1	71,3

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios, é possível observar que a resistência última à tração dos conectores com cabeça cresceu consideravelmente com sucessivos incrementos no comprimento de embutimento. Considerando o espécime G2-16,0-80-i como referência e averiguando os outros conectores cujas barras tinham diâmetro nominal igual a 16 mm, aumentos de 30 mm (38%) e 70 mm (88%) no valor de h_{ef} proporcionaram ganhos de resistência de aproximadamente 34% e 111%, respectivamente. Comportamento similar pode ser averiguado considerando o espécime G2-12,5-60-i como referência para os conectores de

diâmetros menores. O crescimento de N_u com os sucessivos aumentos do valor de h_{ef} são resumidos na Figura 4.6.

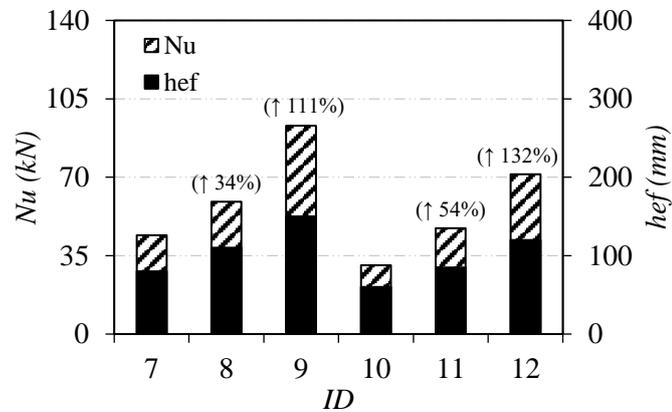


Figura 4.6 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem - Grupo G2

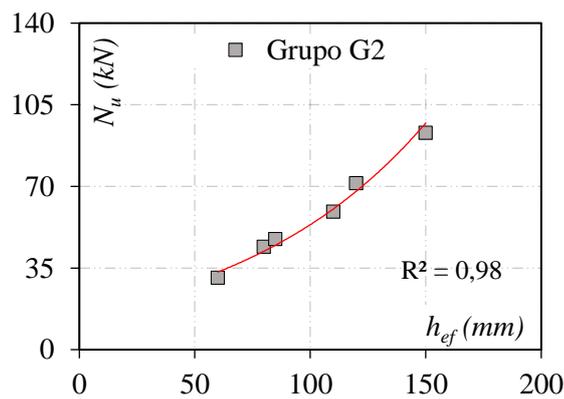


Figura 4.7 - Correlação entre N_u e h_{ef} - Grupo G2

A correlação entre os valores de N_u e o comprimento de embutimento para espécimes constituintes do grupo G2 pode ser visualizada na Figura 4.7. Por meio de uma linha de tendência, criada com uma aproximação exponencial, achou-se um coeficiente de determinação (R^2) aproximadamente igual a 0,98, o que evidencia a forte relação de dependência do valor de N_u em relação ao de h_{ef} .

Comparando-se dois a dois os valores de carga última obtidos para os espécimes equivalentes dos grupos G1 e G2, ou seja, aqueles cujas diferença consistia apenas no valor de b_w , observa-se que, de uma maneira geral, o efeito de borda influenciou na capacidade de ancoragem reduzindo a mesma. Nota-se que em quase todos os casos os valores de capacidade resistente dos espécimes G1 foram superiores àqueles medidos nos espécimes G2 e tal perda de resistência

pode ser associada à diminuição da área de projeção de falha em decorrência do menor espaçamento entre conectores e consequente superposição dos cones de ruptura.

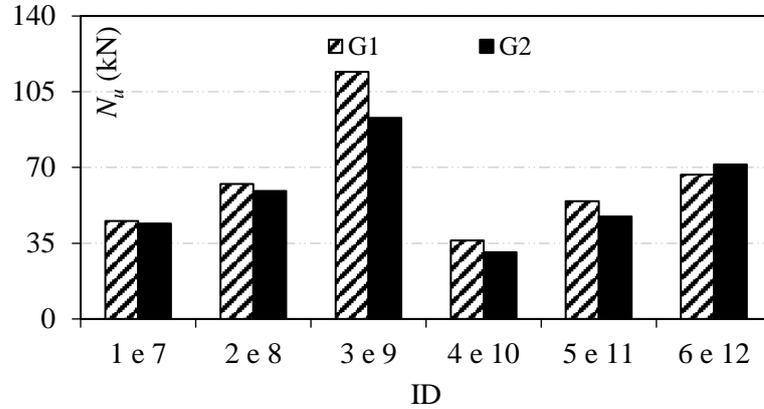


Figura 4.8 - Análise da influência do efeito de grupo nos – Grupos G1 e G2

Para investigar a possível influência do diâmetro nominal do conector na sua capacidade de carga, adotou-se o mesmo procedimento descrito anteriormente para os espécimes do grupo G1. Assim, utilizando -se a Equação 4.1, determinaram-se os valores de N_u normalizados para os espécimes G2, sujeitos ao efeito de grupo, os quais são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Valores de N_u normalizados- Grupo G2

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
7	G2-16,0-80-i	16,0	0,6	0,9	2,0	8,9
8	G2-16,0-110-i	16,0	0,4	0,6	2,0	7,4
9	G2-16,0-150-i	16,0	0,3	0,5	2,1	7,3
10	G2-12,5-60-i	12,5	0,6	0,9	2,0	9,6
11	G2-12,5-85-i	12,5	0,4	0,6	2,0	8,7
12	G2-12,5-120-i	12,5	0,3	0,4	2,1	7,9

Contrastando-se os espécimes G2-16,0-80-i (ID 7) e G2-12,5-60-i (ID 10) – para os quais foram mantidas as mesmas proporcionalidades entre as razões d_h/h_{ef} (0,6), c_{a1}/h_{ef} (0,9), e s/h_{ef} (2,0) – é possível averiguar um pequeno crescimento no valor da capacidade de ancoragem com a redução do diâmetro (ver Tabela 4.6). Entretanto, apesar se de se observar uma tendência semelhante ao se comparar dois a dois os demais espécimes que mantiveram a mesma proporcionalidade entre as referidas razões, a intensidade das variações ainda sugere pouca ou nenhuma interferência do diâmetro na capacidade de ancoragem.

Por fim, calculando-se os valores dos efeitos de borda real e teórico para os espécimes G2 e analisando os tais em função da razão c_{a1}/h_{ef} (ver Figura 4.9), observou-se que o efeito de agrupamento não ocasionou mudanças significativas em relação ao comportamento descrito para os espécimes G1. As parcelas correspondentes ao efeito de borda real foram superiores às referentes ao efeito de borda teórico e apresentaram uma pequena tendência de crescimento para incrementos no valor da razão c_{a1}/h_{ef} .

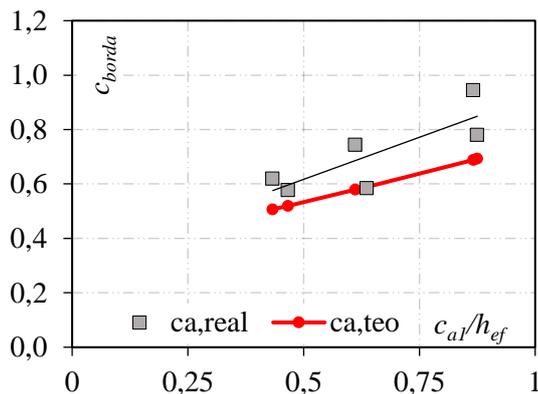


Figura 4.9 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico - Grupo G2

4.2.2 Deslizamento dos conectores

A Figura 4.10 apresenta os resultados referentes ao deslizamento dos conectores com cabeça pré-instalados nos prismas de concreto do grupo G1, que consideram apenas a influência do efeito de borda e a variação do diâmetro da barra ($d_{s,L}$) e do comprimento de embutimento (h_{ef}) na resistência última à tração. Estes valores são apresentados em escalas diferentes para facilitar a visualização de um comportamento mais global e outro local, possibilitando identificar a contribuição da adesão química, aderência por atrito e aderência mecânica da barra nos carregamentos iniciais.

Para a obtenção do deslizamento real (ξ), os valores medidos através dos LVDT's 3 e 4 foram subtraídos daqueles medidos pelos LVDT's 1 e 2, respectivamente (ver Figura 3.35 para identificar o posicionamento dos equipamentos). Tal procedimento foi adotado para eliminar os erros nas medições dos LVDT's 1 e 2, oriundos do deslocamento vertical associado à flexão do prisma de concreto e mensurado pelos LVDT's 3 e 4 quando as forças de tração, expressas em kN, foram aplicadas.

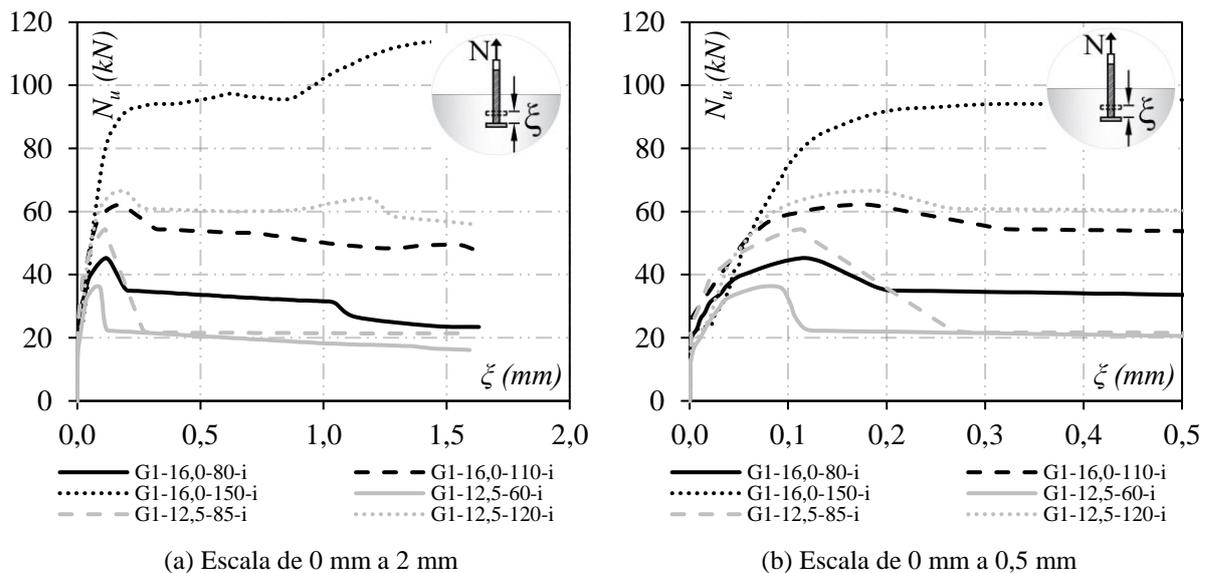


Figura 4.10 - Deslizamento dos conectores - Grupo G1

Observando a Figura 4.10, é possível averiguar a contribuição, na capacidade de ancoragem, dos fenômenos da adesão química e aderência por atrito, nos carregamentos iniciais, e da mecânica da barra e do dispositivo mecânico (a cabeça), com os sucessivos incrementos de escorregamento até o valor de carga última. Para os conectores dos espécimes G1, verifica-se que a resistência última à tração das barras ancoradas com maiores comprimentos de embutimento foi determinada pela aderência mecânica da barra e, principalmente, pela aderência mecânica da cabeça do conector, responsável por resistir maior parcela do carregamento aplicado.

As contribuições da adesão química e aderência por atrito, para todos os espécimes, mostraram-se efetivas para carregamentos de até 20 kN, sendo, portanto, responsáveis por grande parcela da capacidade de ancoragem dos conectores com menores valores de h_{ef} . Comportamentos semelhantes a estes descritos podem ser identificados nos trabalhos realizados por Costa (2016) e Silva (2018), que também estudaram a resistência última à tração de conectores com cabeça.

Através dos resultados ilustrados na Figura 4.10, observa-se ainda que os valores dos deslizamentos dos conectores na ruptura tenderam a se elevar à medida que os valores do comprimento de embutimento aumentaram. Analisando-se o comportamento dos conectores com diâmetro nominal igual a 12,5 mm e contrastando-se os espécimes G1-12,5-60-i e G1-12,5-120-i, que apresentam o menor e o maior valor de h_{ef} (60 mm e 120 mm), respectivamente, é possível, nesta mesma sequência, identificar os valores mais elevado e mais baixo de

deslizamento na carga de ruptura (ζ_u), aproximadamente iguais a 0,08 mm e 0,19 mm. Vale salientar que, apesar de a largura do prisma (b_w) variar nestes espécimes, para efeito de comparação, buscou-se manter a proporcionalidade entre os espaçamentos entre conectores, bem como da taxa de armadura (ρ).

Para os espécimes com diâmetros nominais iguais a 16 mm, esta tendência voltou a se repetir, resultado que já era esperado pelo fato de o diâmetro exercer pouca influência sobre o desempenho dos conectores e o comprimento de embutimento controlar a capacidade de ancoragem para os espécimes G1. A Figura 4.11 apresenta a variação do valor de ζ_u associada a sucessivas mudanças no valor de h_{ef} e a correção entre essas variáveis evidenciada por meio de uma aproximação exponencial, com coeficiente de determinação (R^2) aproximadamente igual a 0,92.

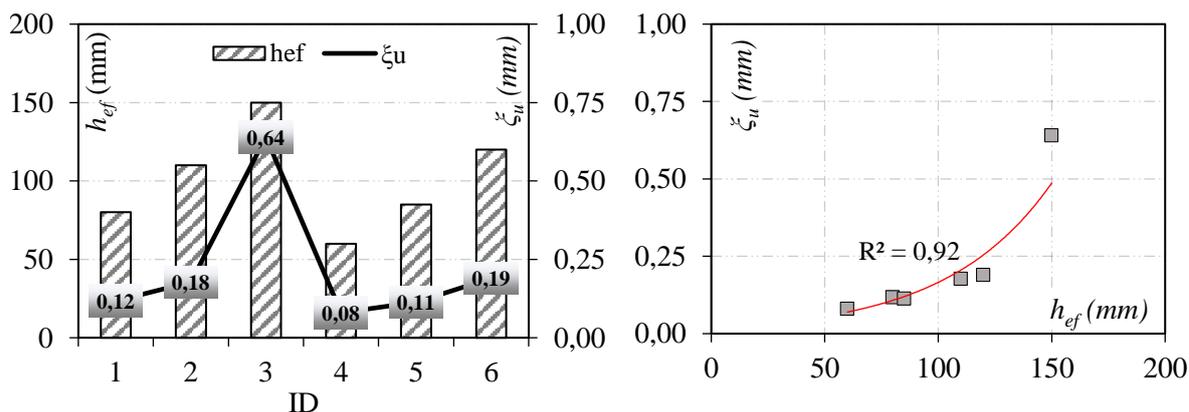


Figura 4.11 - Correlação entre ζ_u e h_{ef} – Grupo G1

A Figura 4.12 mostra os resultados obtidos a partir da medição do deslizamento dos conectores com cabeça nos espécimes G2, que se diferenciam dos espécimes G1 pela consideração do efeito de agrupamento. Analisando-se as curvas carga-deslizamento, não foi possível identificar um padrão para a contribuição das parcelas componentes da capacidade de ancoragem – adesão química, aderência por atrito e aderência mecânica. Entretanto, como observado anteriormente, nota-se que o valor do comprimento de embutimento mostrou-se uma variável independente determinante no desempenho da ancoragem, tanto no que diz respeito ao deslizamento, quanto em relação à carga última.

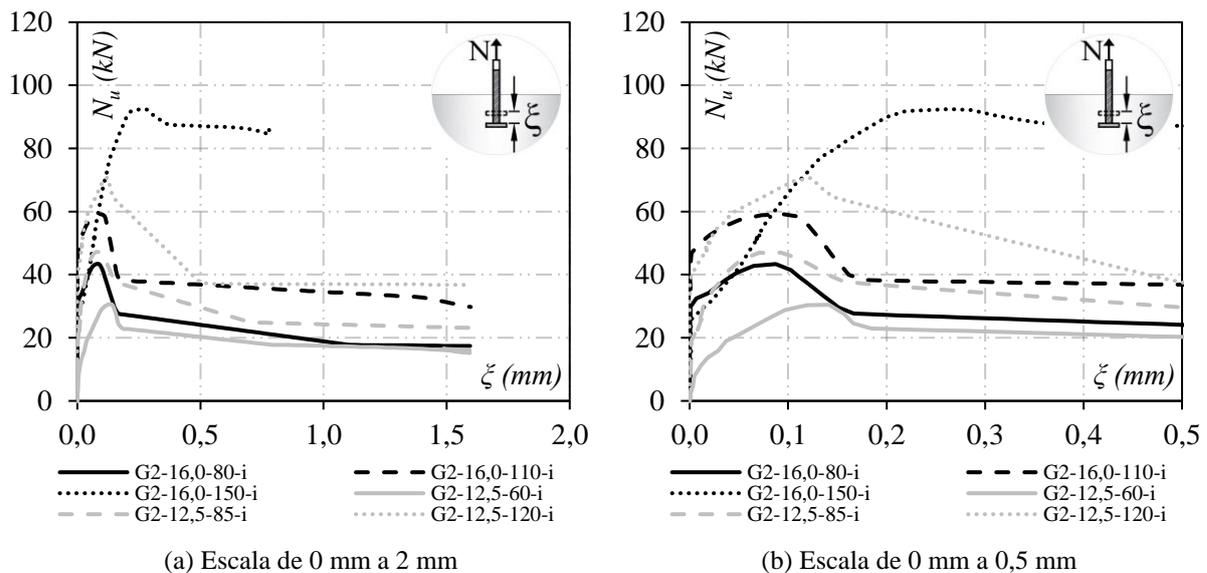


Figura 4.12 - Deslizamento dos conectores – Grupo G2

Analisando-se os conectores com diâmetro nominal igual a 16,0 mm e comparando-se os espécimes G2-16,0-80-i e G2-16,0-150-i, que apresentam o menor e o maior valor de h_{ef} (80 mm e 150 mm), respectivamente, é possível, nesta mesma sequência, identificar os valores mais elevado e mais baixo de deslizamento na carga de ruptura (ξ_u), aproximadamente iguais a 0,08 mm e 0,28 mm.

Para os conectores com menores diâmetros, contrastando-se os espécimes G2-12,5-85-i e G2-12,5-120-i, observa-se uma tendência equivalente. A única exceção ocorreu para o espécime G2-12,5-60-i que, mesmo tendo o menor comprimento de embutimento, apresentou um valor de 0,13 mm para o deslizamento na carga de ruptura, equivalente ao do espécime com maior valor de h_{ef} . A correlação entre ξ_u e h_{ef} é evidenciada na Figura 4.13 por meio de uma aproximação utilizando-se uma função exponencial. Neste caso, o coeficiente de determinação (R^2) foi mais baixo, igual a 0,49, dada a dispersão dos valores obtidos para o maior e menor comprimento de embutimento.

Concernente ao comportamento da curva carga-deslizamento para os espécimes dos grupos G1 e G2, nota-se que, de uma maneira geral, foram semelhantes. As principais diferenças nos desempenhos das ancoragens oriundas do efeito de agrupamento consistem na redução da carga última dos conectores e diminuição dos valores de seus deslizamentos na carga de ruptura, fenômeno que pode ser associado à redução da ductilidade do elemento estrutural. Uma vez que a distância entre os conectores foi reduzida para os espécimes deste último grupo, a área

total de projeção de falha foi diminuída em função da superposição dos cones e, conseqüentemente, houve uma redução no desempenho das ancoragens. As diferenças no comportamento das curvas quanto a redução dos valores de N_u e ζ_u podem ser identificadas comparando-se a Figura 4.11 e a Figura 4.13.

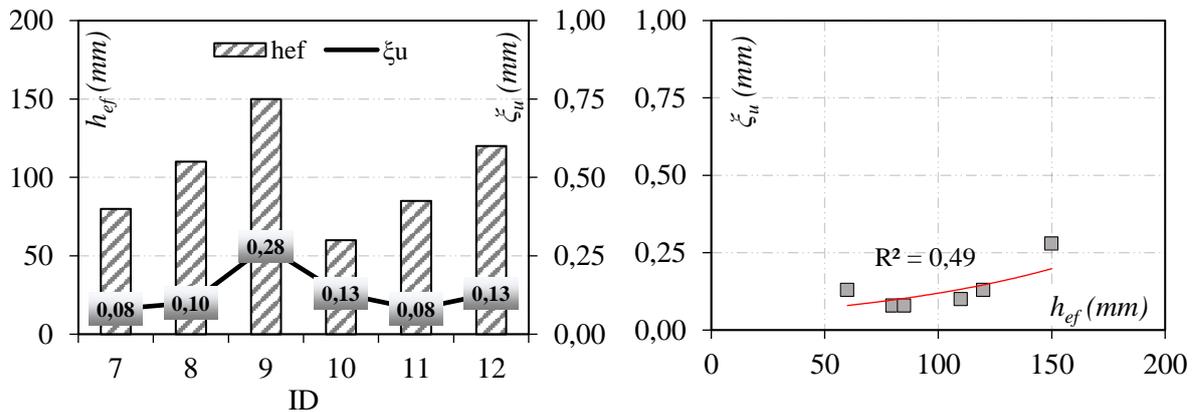


Figura 4.13 - Correlação entre ζ_u e h_{ef} – Grupo G2

4.2.3 Deformações nos conectores

4.2.3.1 Deformações do conector na região externa ao concreto (ϵ_s)

A seguir, são ilustradas as deformações dos conectores, na região externa ao concreto, em função das forças de tração para os espécimes dos grupos G1 e G2. Juntamente com elas, são apresentadas as deformações de escoamento ϵ_{ys} para os aços CA-50 com diâmetros nominais de 12,5 mm e 16,0mm, os quais foram utilizados no processo fabril dos conectores com cabeça (os três primeiros espécimes de cada grupo utilizam conectores com diâmetros de 16,0 mm, sendo os de diâmetros menores empregados nos três últimos espécimes).

Uma vez que as deformações foram semelhantes nos dois conectores, haja vista que o ensaio foi realizado com controle de força, optou-se por mostrar a curva carga-deformação de um único conector por prisma. Ademais, as curvas apresentam valores de deformações medidas até a carga de ruptura dos conectores, não sendo, portanto, ilustrado o comportamento da deformação aço no pós-pico.

Analisando-se a Figura 4.14, é possível observar que majoritária parcela dos conectores com cabeça trabalhou no domínio elástico durante a realização dos ensaios. Os valores de deformações medidas do aço ϵ_s foram inferiores aos valores de deformações de escoamento do

aço ε_{ys} e, como esperado, as curvas carga-deformação dos conectores apresentaram um comportamento linear até a falha.

As únicas exceções ocorreram para os espécimes G1-16,0-150-i, G1-12,5-120-i – gráfico à esquerda – e G2-12,5-120-i – gráfico à direita –, cujos valores de h_{ef} (150 mm, 120 mm e 120 mm, respectivamente) e de N_u (114,24 kN e 66,66 kN, e 71,34 kN, na sequência apresentada) foram os maiores. Entretanto, mesmo nos casos em que houve o escoamento da barra de aço, as falhas de ancoragem foram governadas pela ruptura do cone de concreto e não pela ruptura da seção do aço, o que implica em dizer que não houve prejuízo nas análises.

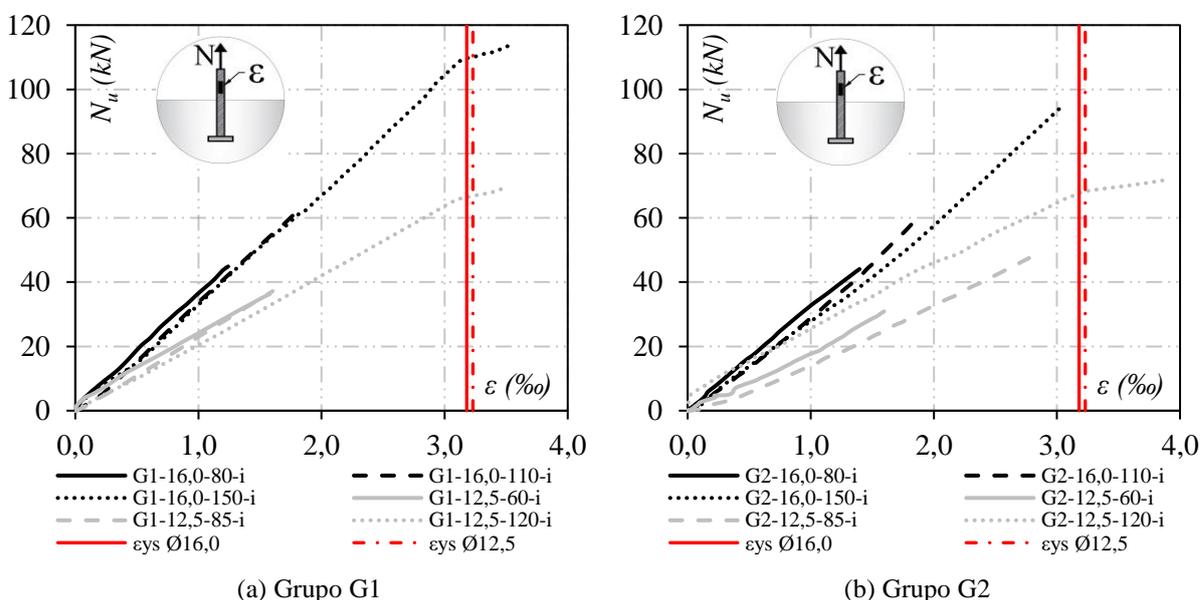


Figura 4.14 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto

4.2.3.2 Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto (ε_s e ε_{sh})

Para fins de comparação, na Figura 4.15 e Figura 4.16, são ilustradas as deformações dos conectores, nas regiões externa e interna ao concreto, em função das solicitações de tração, para os espécimes dos grupos G1 e G2. Juntamente com elas, são apresentadas as deformações de escoamento ε_{ys} para os aços CA-50 com diâmetros nominais de 12,5 mm e 16,0mm, utilizados no processo fabril dos conectores com cabeça.

Uma vez que as deformações do aço medidas nos dois conectores de cada prisma foram semelhantes, haja vista que o ensaio foi realizado com controle de força, novamente, optou-se

por mostrar a curva carga-deformação de um único conector por prisma. Sendo assim, são ilustradas em cada gráfico duas curvas carga-deformação, uma correspondente às leituras realizadas pelos extensômetros situados na região externa ao concreto e outra referente às leituras realizadas na região interna ao concreto, isto para um único conector de cada espécime. Ademais, as curvas apresentam valores de deformações medidas até a carga de ruptura dos conectores, não sendo, portanto, ilustrado o comportamento da deformação aço no pós-pico.

Através dos resultados apresentados na Figura 4.15 e Figura 4.16, nota-se com clareza que as deformações do aço dos conectores com cabeça medidas no interior do concreto (ϵ_s) foram inferiores àsquelas mensuradas na região externa ao concreto (ϵ_{sh}). É possível observar também que a taxa de crescimento da deformação interna foi menor que a externa para os carregamentos iniciais, especialmente nos espécimes com maiores valores de h_{ef} . Tal comportamento pode ser explicado pelo fato de que as tensões instaladas em um conector embutido no concreto tendem a diminuir ao longo do desenvolvimento da ancoragem em decorrência das tensões de aderência proporcionadas pelo atrito entre o concreto e a barra (aderência mecânica da barra em função de suas nervuras).

Uma vez que aderência mecânica da barra é cessada, o escoamento do aço é facilitado e a aderência mecânica proveniente da área de contato efetiva da cabeça passa a ser a única responsável pela transferência de esforços entre aço e concreto. Como consequência, a taxa de crescimento das deformações na região interna do concreto tende se igualar a taxa de crescimento das deformações externas, razão pela qual as curvas passaram a crescer paralelamente uma a outra em um dado momento.

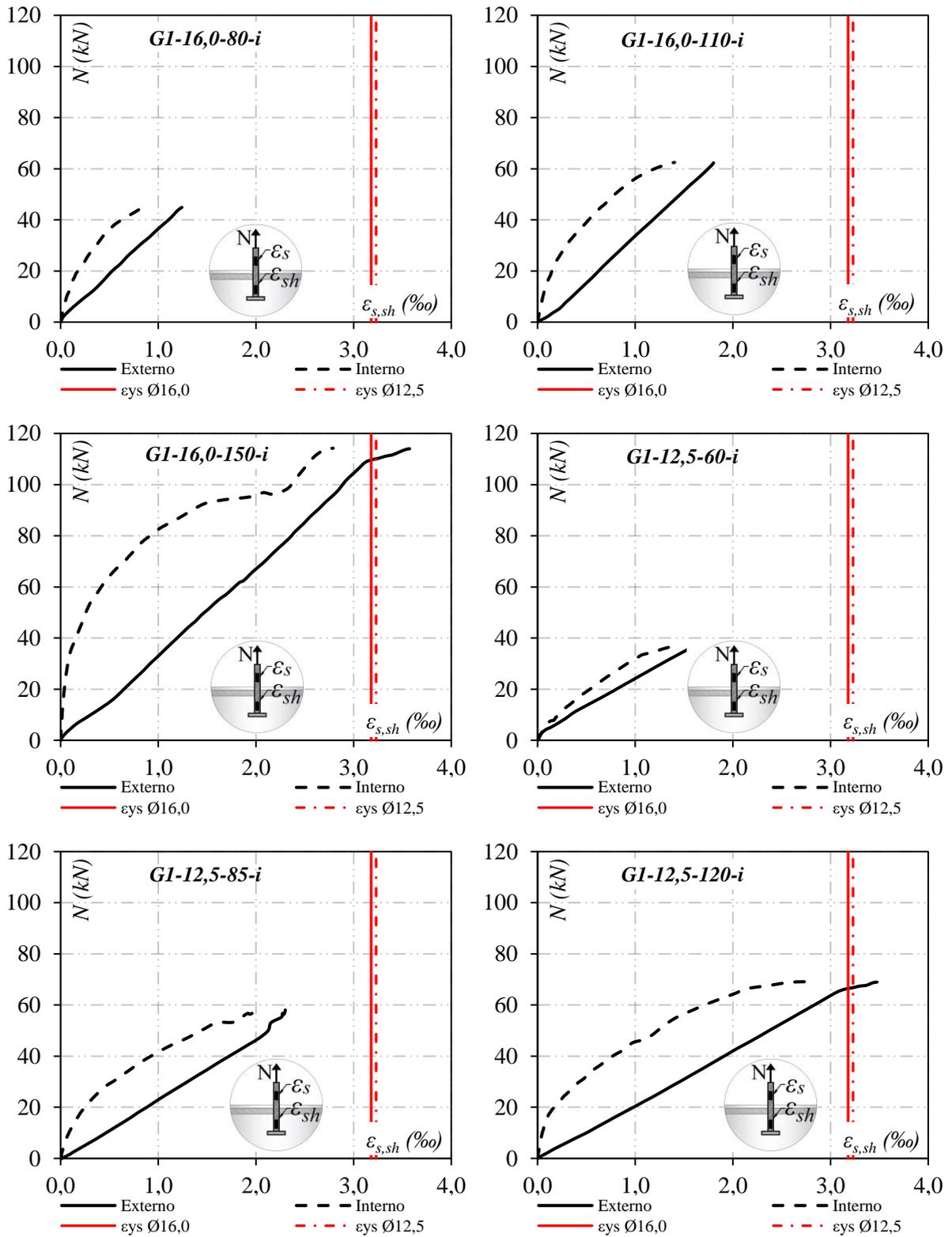


Figura 4.15 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Grupo G1

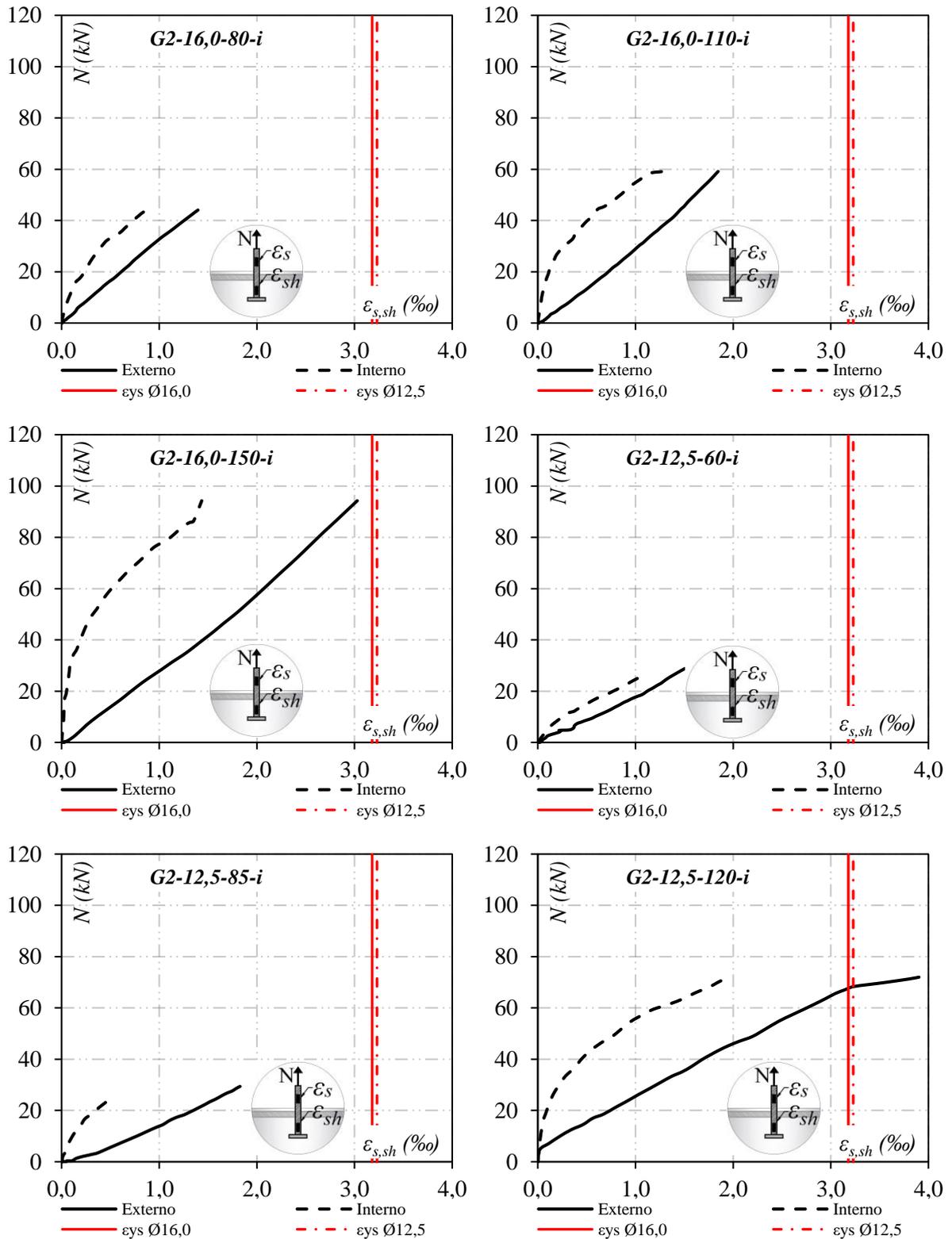


Figura 4.16 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Grupo G2

4.2.4 Deformações nas armaduras de flexão (ϵ_f)

A seguir, são apresentadas as deformações longitudinais nas armaduras de flexão dos prismas de concreto armado, as quais foram medidas de forma contínua através de extensômetros

elétricos. Uma vez que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas duas barras instrumentadas em cada espécime, as quais foram posicionadas de forma simétrica em relação ao eixo longitudinal do prisma de concreto, próximas ao conector, nesta seção, são apresentados os resultados de apenas uma delas.

Como pode ser observado na Figura 4.17, as armaduras de flexão de todos os espécimes dos grupos G1 e G2 trabalharam no regime elástico. As deformações de escoamento (ϵ_{ys}) para os aços CA-50 com diâmetros nominais iguais a 12,5 mm e 16 mm – utilizados para a fabricação das armaduras em questão – foram aproximadamente iguais a 3,23‰ e 3,18‰, respectivamente, e todos os valores de deformação medidos nos ensaios foram inferiores a estes, indicando que não houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão em nenhum dos espécimes ensaiados. Considerando apenas os referidos espécimes, o maior valor de ϵ ocorreu para o espécime G1-16,0-150-i, no qual foi registrado o maior nível de sollicitação ($N_u = 114,24$ kN), e, para este, a deformação máxima medida foi cerca de 1,54‰.

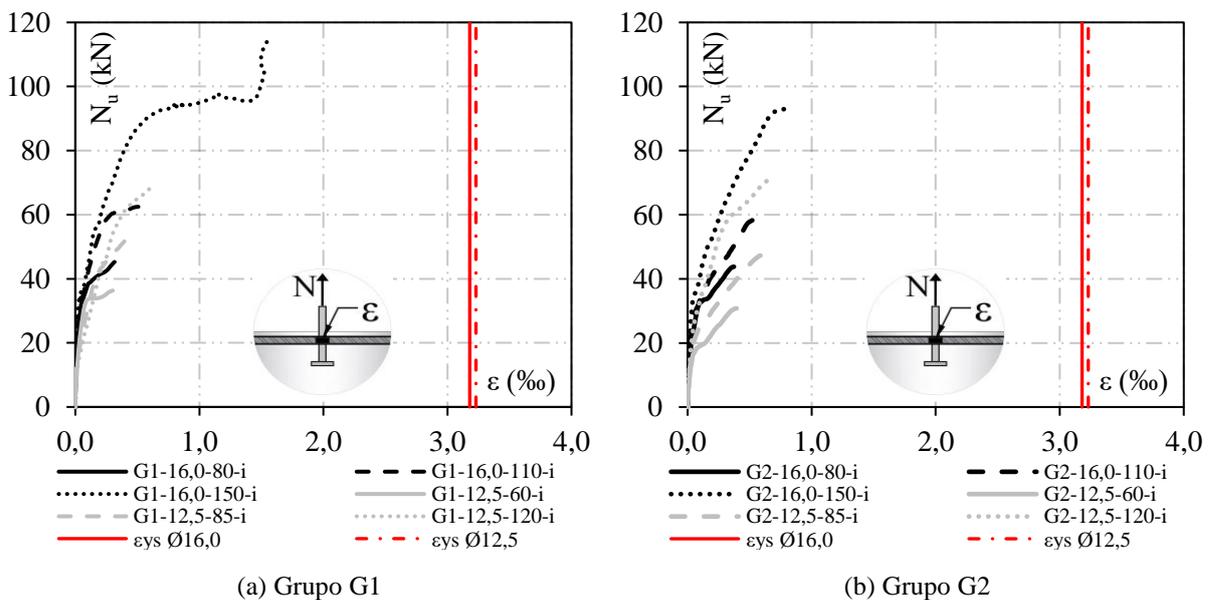


Figura 4.17 - Deformação nas armaduras de flexão dos prismas de concreto

4.2.5 Modo de ruptura

Conforme as definições dos modos de rupturas apresentadas no ACI 318 (2014), todos os espécimes dos grupos G1 e G2 ensaiados nesta pesquisa falharam pela ruptura do cone de concreto, como mostra a Figura 4.18 e a Figura 4.19. Embora alguns conectores tenham atingido a tensão de início de escoamento, não houve prejuízo na análise, pois, mesmo nestes casos, a

falha de ancoragem foi governada pela ruptura do cone. É importante ressaltar também que, para os grupos em questão, como já se esperava que os conectores com cabeças pré-instalados nestes rompessem pelo cone de concreto – ruptura esta que ocorre de forma abrupta – não foi feito o mapeamento das fissuras.

Analisando-se as superfícies de ruptura de ambos os grupos (G1 e G2), é possível perceber que a inclinação das fissuras tendeu a fazer um ângulo menor com a horizontal à medida que o comprimento de embutimento foi reduzido. Tal comportamento pode estar relacionado com o fato de que, para os menores valores de h_{ef} , a cabeça do conector estava disposta mais próxima da armadura de flexão, a qual ficava disposta na horizontal, podendo atuar como um tirante e modificar o trajeto das fissuras.

Não obstante, para valores de h_{ef} inferiores a 100 mm e quando as barras de armadura longitudinais entre as quais o conector é instalado são dispostas próximas uma da outra (espaçamento inferior a 150 mm para diâmetros nominais maiores que 10 mm), o código normativo prEN 1992-4 (2013) considera um fator de redução $\psi_{re,N}$ na capacidade de ancoragem dos conectores. Tal minoração da resistência é fundamentada no fato de que o alinhamento de barras longitudinais pouco espaçadas entre si pode gerar um plano mais frágil e susceptível ao deslocamento quando da aplicação de forças de tração nos conectores.

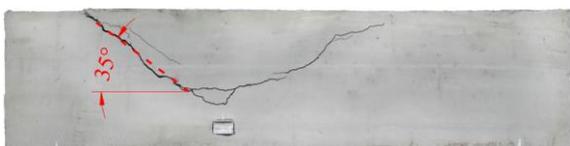
As superfícies de ruptura para os dois espécimes G3 da primeira série de ensaios são apresentadas na Figura 4.20. Para os tais, a falha de ancoragem dos conectores ocorreu pela ruptura da seção da barra de aço. Entretanto, é possível observar na referida imagem a formação do cone de concreto. Após a sua ocorrência, os esforços entre o conector e o prisma de concreto continuaram a ocorrer através da armadura suplementar.



(a) G1-16,0-80-i



(b) G1-16,0-110-i



(c) G1-16,0-150-i



(d) G1-12,5-60-i

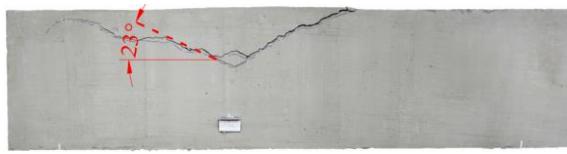


(e) G1-12,5-85-i



(f) G1-12,5-120-i

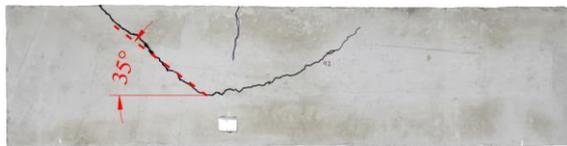
Figura 4.18 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G1



(a) G2-16,0-80-i



(b) G2-16,0-110-i



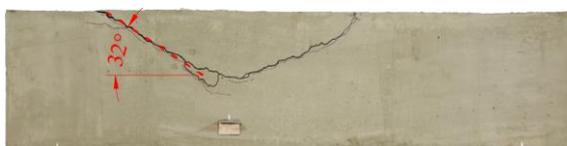
(c) G2-16,0-150-i



(d) G2-12,5-60-i

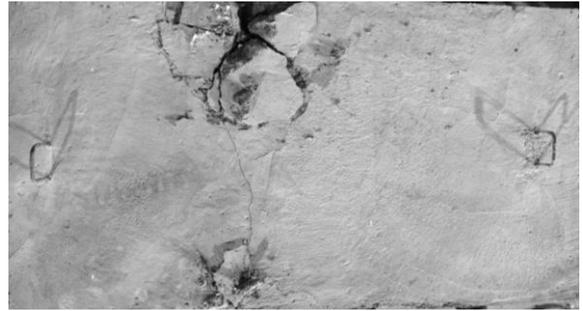
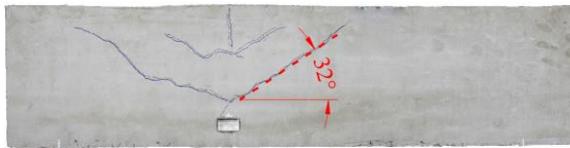


(e) G2-12,5-85-i

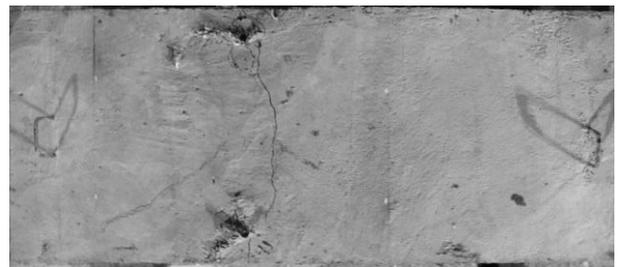
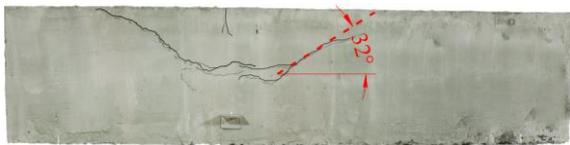


(f) G2-12,5-120-i

Figura 4.19 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G2



(a) G3-16,0-150-i



(b) G3-12,5-120-i

Figura 4.20 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G3

4.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA 2ª SÉRIE DE ENSAIOS

4.3.1 Capacidade última de ancoragem

Na Tabela 4.7, são apresentados os valores das cargas últimas experimentais (N_u) para os conectores com cabeça pré-instalados nos prismas de concreto armado pertencentes ao grupo G3. Uma vez que as resistências últimas à tração medida nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 5%, optou-se por apresentar o valor de apenas uma delas e disponibilizar os tais em sua totalidade no Anexo A. Através dos resultados, são investigados: o efeito do comprimento de embutimento, do diâmetro nominal da barra e do efeito de borda na capacidade de ancoragem dos conectores, com a consideração da armadura suplementar.

É importante ressaltar que Tabela 4.7 estão inclusos dois espécimes da primeira série de ensaios por estes serem constituintes do grupo G3 e os motivos pelos quais estes foram fabricados foram explicitados na seção 3.2.3, são eles o G3-16,0-150-i e o G3-12,5-120-i. Uma vez que espécimes semelhantes a estes foram repetidos na segunda série de ensaios, as análises realizadas nesta seção serão feitas utilizando-se dados destes últimos e não dos dois citados inicialmente. Os dados destes dois espécimes serão utilizados apenas na seção 5, para avaliação dos modelos de cálculo quanto a acurácia dos tais, e na seção 6, para investigar a influência da armadura suplementar na capacidade resistente à tração sem a influência do valor de f_c .

Tabela 4.7 - Capacidade de ancoragem dos espécimes – Grupo G3

ID	Espécime	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
13	G3-16,0-150-i	150	16,0	3,0	162,9
14	G3-12,5-120-i	120	12,5	3,0	80,7
15	G3-20,0-80-ii	80	20,0	3,0	45,8
16	G3-20,0-110-ii	110	20,0	3,0	62,5
17	G3-20,0-150-ii	150	20,0	3,0	115,5
18	G3-16,0-60-ii	60	16,0	2,9	37,1
19	G3-16,0-85-ii	85	16,0	2,9	41,4
20	G3-16,0-120-ii	120	16,0	3,0	64,8

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios, é possível observar que a resistência última à tração dos conectores com cabeça aumentou significativamente com sucessivos incrementos no comprimento de embutimento, conforme evidencia a Figura 4.21. Ademais, contrastando-se as taxas de crescimento no valor de h_{ef} com as taxas de incrementos nos valores de N_u , verificou-se que ela variou significativamente para os diferentes grupos analisados, separados aqui segundo os diâmetros nominais de conectores.

Através da Figura 4.21, é possível observar que o aumento próximo a 40% no valor de h_{ef} proporcionou ganho de resistência mais elevado para os conectores com diâmetros nominais de 16 mm (aproximadamente 36%) quando comparados àquele registrado para os conectores com diâmetros nominais de 12,5 mm (cerca de 11%). Novamente, um aumento de 88% no valor de h_{ef} para conectores de diâmetro nominal maior (16,0 mm) resultou em um crescimento de 152% no valor da carga última, enquanto que um aumento maior e igual a 100% no valor de h_{ef} dos conectores de diâmetro menor proporcionou um ganho de apenas 74% no valor de N_u .

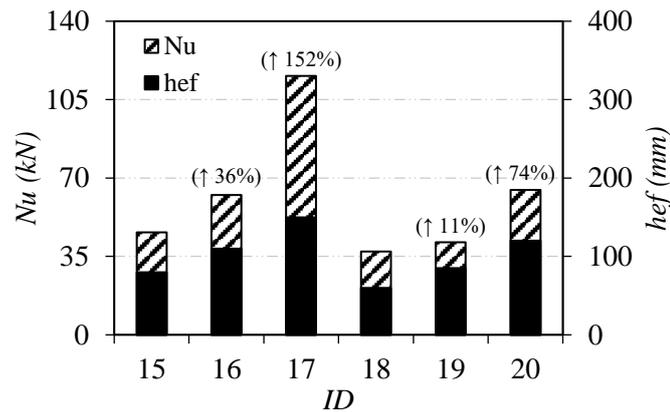


Figura 4.21 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem – Grupo G3

No entanto, apesar dessas mudanças serem observadas para grupos de diferentes diâmetros, é importante ressaltar que, para falhas pela ruptura do cone de concreto, o comprimento de embutimento geralmente é a variável com maior influência no valor de N_u e, para os conectores com diâmetros nominais menores, o valor inicial de h_{ef} era 20 mm inferior em relação àquele verificado nos conectores de diâmetros maiores. Não obstante, fazendo a análise do valor de N_u unicamente com base no valor de h_{ef} , verifica-se que o conector com diâmetro de 12,5 mm e h_{ef} igual a 120 mm apresentou uma carga superior ao conector com diâmetro de 16 mm e h_{ef} igual a 110 mm.

Assim, para investigar este comportamento supracitado, a Figura 4.22 mostra a correlação entre a capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça e o comprimento de embutimento para os espécimes G3 e, por meio de uma linha de tendência, criada com uma aproximação exponencial, percebe-se que há uma forte relação de dependência entre ambas variáveis – o valor de R^2 foi aproximadamente igual a 0,95. Tal comportamento já era esperado tanto pela forma como o comprimento de embutimento aparece nos modelos teóricos de cálculo, elevado a potência de 1,5 quando seu valor é inferior a 280 mm (restrição imposta pela norma ACI 318 (2014)), quanto pelas observações de outros autores como Petersen et al. (2018) e Martín et al (2019) que ratificam esse padrão de influência.

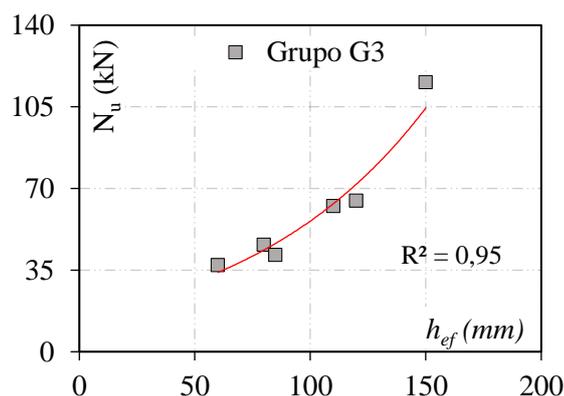


Figura 4.22 - Correlação entre N_u e h_{ef} – Grupo G3

Para investigar a possível influência do diâmetro nominal do conector na sua capacidade de carga, inicialmente buscou-se eliminar a influência da resistência à compressão média do concreto f_{cm} e, principalmente, do comprimento de embutimento no valor de N_u , uma vez que o valor de h_{ef} varia e foi evidenciada a forte correlação entre ele e a resistência última à tração. Assim, fazendo-se uso da Equação 4.1, os valores de N_u foram normalizados, sendo estes apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Valores de N_u normalizados – Grupo G3

ID	Espécime	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
*13	G3-16,0-150-i	16,0	0,3	0,5	3,0	12,9
*14	G3-12,5-120-i	12,5	0,3	0,4	3,0	8,9
15	G3-20,0-80-ii	20,0	0,8	0,9	3,0	15,2
16	G3-20,0-110-ii	20,0	0,5	0,6	3,0	12,9
17	G3-20,0-150-ii	20,0	0,4	0,5	3,0	14,9
18	G3-16,0-60-ii	16,0	0,8	0,9	2,9	19,0
19	G3-16,0-85-ii	16,0	0,6	0,6	2,9	12,6
20	G3-16,0-120-ii	16,0	0,4	0,5	3,0	11,7

* Não são utilizados nesta análise por razões explicitadas no início da seção 4.3.1

Como observado na primeira série de ensaios para os espécimes G1, analisando-se dois a dois os espécimes que mantiveram proporcionalidades semelhantes entre as razões d_h/h_{ef} , c_{a1}/h_{ef} , e s/h_{ef} (ID 15 com ID18; ID 16 com ID 19; ID 17 com ID 20), não foi possível identificar um padrão de comportamento em termos de crescimento ou decréscimo do valor de N_u com a redução do diâmetro. Tal observância sugere a pouca ou nenhuma interferência da alteração do diâmetro na resistência última à tração dos conectores, resultado que já era esperado, pois, conforme mencionado anteriormente, dados de outras pesquisas disponíveis na literatura

mostram que, para conectores com cabeça com a ruptura governada pelo cone de concreto, esta variável exerce pouca influência na capacidade de ancoragem.

Para analisar a influência do efeito de borda considerada nos modelos teóricos das normas ACI 318 (2014) e a prEN 1992-4 (2013), base dos demais modelos de cálculo, buscou-se comparar os efeitos de borda real e teórico, cujas definições foram apresentadas na seção 4.2.1. A Figura 4.23 apresenta os valores dos efeitos de borda real e teórico, calculados através da Equação 4.2, em função da razão c_{a1}/h_{ef} . Como se pode observar, as parcelas correspondentes ao efeito de borda real foram superiores àquelas referentes ao efeito de borda teórico, resultado que já era esperado uma vez que as provisões normativas tendem a ser conservadoras quanto a estimativas da capacidade de ancoragem dos conectores. Ademais, observa-se que os valores obtidos para do efeito de borda real tendem a divergir dos teóricos à medida que o valor da razão c_{a1}/h_{ef} aumenta.

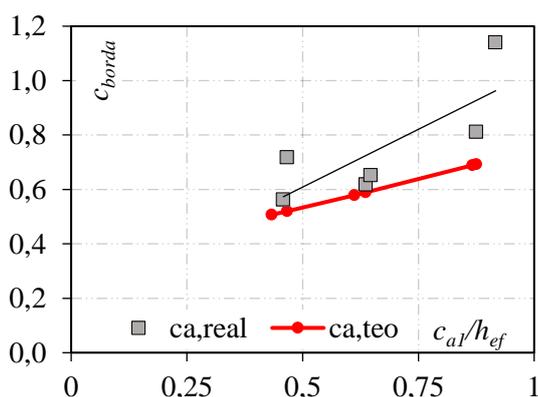


Figura 4.23 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico – Grupo G3

Concernente aos espécimes do grupo G4, na Tabela 4.9, são apresentados os valores das cargas últimas experimentais (N_u) para os conectores com cabeça pré-instalados nos tais. Uma vez que as resistências últimas à tração medida nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, pelas mesmas razões apresentadas para os espécimes G4, optou-se por apresentar o valor de apenas uma delas e disponibilizar os tais em sua totalidade no Anexo A. Através dos resultados, é investigado o efeito do comprimento de embutimento, diâmetro nominal da barra, efeito de borda e efeito de agrupamento na capacidade de ancoragem dos conectores, com a consideração da armadura suplementar.

Tabela 4.9 - Capacidade de ancoragem dos espécimes – Grupo G4

ID	Espécime	h_{ef} (mm)	$d_{s,L}$ (mm)	s/h_{ef}	N_u (kN)
21	G4-20,0-80-ii	80	20,0	2,0	44,9
22	G4-20,0-110-ii	110	20,0	2,0	83,3
23	G4-20,0-150-ii	150	20,0	2,1	113,0
24	G4-16,0-60-ii	60	16,0	1,9	36,2
25	G4-16,0-85-ii	85	16,0	1,9	43,6
26	G4-16,0-120-ii	120	16,0	2,0	77,5

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios, é possível observar que a resistência última à tração dos conectores com cabeça cresceu consideravelmente com sucessivos incrementos no comprimento de embutimento. Considerando o espécime G4-20,0-80-ii como referência e averiguando os outros conectores cujas barras tinham diâmetro nominal igual a 20,0 mm, aumentos de 30 mm (38%) e 70 mm (88%) no valor de h_{ef} proporcionaram ganhos de resistência de aproximadamente 85% e 152%, respectivamente. Comportamento similar pode ser averiguado considerando o espécime G4-16,0-60-ii como referência para os conectores de diâmetros menores. O crescimento de N_u com os sucessivos aumentos do valor de h_{ef} são resumidos na Figura 4.24.

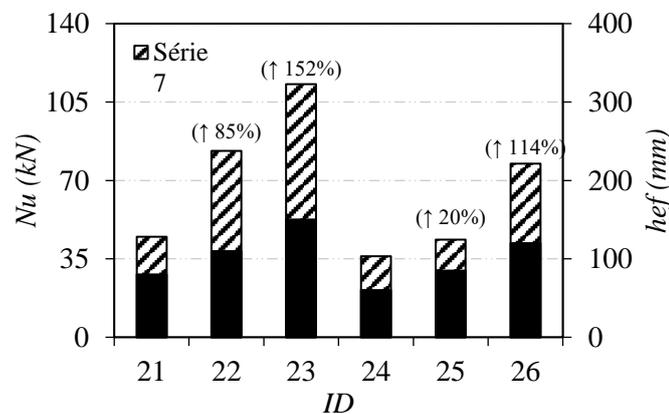


Figura 4.24 - Influência de h_{ef} na capacidade de ancoragem – Grupo G4

Contrastando-se as taxas de crescimento no valor de h_{ef} com as taxas de incrementos nos valores de N_u , verificou-se que ela variou significativamente para os diferentes grupos analisados, separados aqui segundo os diâmetros nominais de conectores. É possível observar, através da Figura 4.24, que o aumento próximo a 40% no valor de h_{ef} proporcionou ganho de resistência significativamente mais elevado para os conectores com diâmetros nominais de 16 mm (aproximadamente 85%) quando comparados àquele registrado para os conectores com

diâmetros nominais de 12,5 mm (cerca de 20%). Novamente, um aumento de 88% no valor de h_{ef} para conectores de diâmetro nominal maior (16,0 mm) resultou em um crescimento de 152% no valor da carga última, enquanto que um aumento maior e igual a 100% no valor de h_{ef} dos conectores de diâmetro menor proporcionou um ganho de apenas 114% no valor de N_u .

Assim, para investigar a dependência do valor de N_u para os espécimes G4, a Figura 4.25 mostra a correlação entre a capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça e o comprimento de embutimento para os espécimes G4. Por meio de uma linha de tendência, criada com uma aproximação exponencial, achou-se um coeficiente de determinação (R^2) aproximadamente igual a 0,95, o que evidencia a forte relação de dependência do valor de N_u em relação ao de h_{ef} .

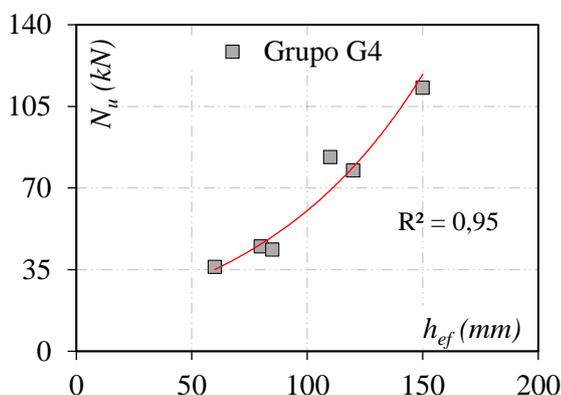


Figura 4.25 - Correlação entre N_u e h_{ef} – Grupo G4

Comparando-se dois a dois os valores de carga última obtidos para os espécimes equivalentes dos grupos G3 e G4, ou seja, aqueles cujas diferença consistia apenas no valor de b_w , observa-se que, de uma maneira geral, o efeito de borda pouco influenciou na capacidade de ancoragem (ver Figura 4.26). Como mencionado anteriormente, o efeito de grupo tende a reduzir a capacidade de ancoragem dos conectores uma vez que ele diminui a área de projeção de falha que é diretamente relacionada com a força resistente na ruptura pelo cone de concreto. Logo, esperava-se valores menores de N_u para os espécimes G4.

Entretanto, analisando-se a resistência última à tração dos conectores com cabeça na Figura 4.26, observa-se uma pequena alteração da resistência para a maioria dos espécimes equivalentes e, para as duas exceções identificadas, os valores de N_u correspondentes aos espécimes G4 se mostraram superiores, evidenciando que esse ganho de resistência não foi

proveniente do concreto, mas da armadura suplementar – tendo em vista que a área de projeção de falha era menor nestes últimos.

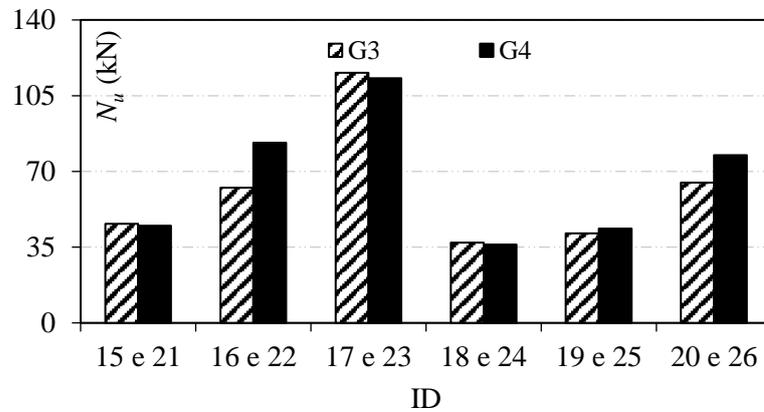


Figura 4.26 - Valores de carga última para os espécimes G3 e G4

Uma vez que o concreto apresentou uma baixa resistência média à compressão na segunda série de ensaios ($f_{cm} = 17,7$ MPa), a sua parcela de contribuição na capacidade resistente do conector foi inferior a da armadura suplementar, razão pela qual as falhas dos conectores com cabeça dos espécimes G4 ocorreram pela ruptura do cone de concreto associada ao escoamento da armadura suplementar. Em decorrência disto, o efeito de agrupamento apresentou pouca ou nenhuma influência na capacidade resistente dos espécimes G4.

Para investigar a possível influência do diâmetro nominal do conector na sua capacidade de carga, adotou-se o mesmo procedimento descrito anteriormente para os espécimes do grupo G1. Assim, utilizando-se a Equação 4.1, determinaram-se os valores de N_u normalizados para os espécimes G4, os quais são apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Valores de N_u normalizados- Grupo G4

ID	Espécime	$d_{s,L}$ (mm)	d_h/h_{ef}	c_{a1}/h_{ef}	s/h_{ef}	$N_{u,normalizado}$ ($N^{0,5}/mm^{0,5}$)
21	G4-20,0-80-ii	20,0	0,8	0,9	2,0	14,9
22	G4-20,0-110-ii	20,0	0,5	0,6	2,0	17,2
23	G4-20,0-150-ii	20,0	0,4	0,5	2,1	14,6
24	G4-16,0-60-ii	16,0	0,8	0,9	1,9	18,5
25	G4-16,0-85-ii	16,0	0,6	0,6	1,9	13,2
26	G4-16,0-120-ii	16,0	0,4	0,5	2,0	14,0

Analisando-se dois a dois os espécimes que mantiveram proporcionalidades semelhantes entre as razões d_h/h_{ef} , c_{a1}/h_{ef} , e s/h_{ef} , não foi possível identificar um padrão de comportamento em

termos de crescimento ou decréscimo do valor de N_u com a redução do diâmetro. Tal observância sugere a pouca ou nenhuma interferência da alteração do diâmetro na resistência última à tração dos conectores, resultado que já era esperado, pois, conforme mencionado anteriormente, dados de outras pesquisas disponíveis na literatura mostram que, para conectores com falha governada pela ruptura do cone de concreto, esta variável exerce pouca influência na capacidade de ancoragem.

Por fim, calculando-se os valores dos efeitos de borda real e teórico para os espécimes G4 e analisando os tais em função da razão c_{a1}/h_{ef} (ver Figura 4.27), observou-se que o efeito de agrupamento não ocasionou mudanças significativas em relação ao comportamento descrito para os espécimes G3. As parcelas correspondentes ao efeito de borda real continuaram superiores àquelas referentes ao efeito de borda teórico, com uma pequena tendência de crescimento para incrementos no valor da razão c_{a1}/h_{ef} , comportamento que pode ser relacionado ao conservadorismo da norma. Ademais, foi possível averiguar um pequeno crescimento na dispersão dos resultados associados a valores maiores encontrados para a razão c_{a1}/h_{ef} .

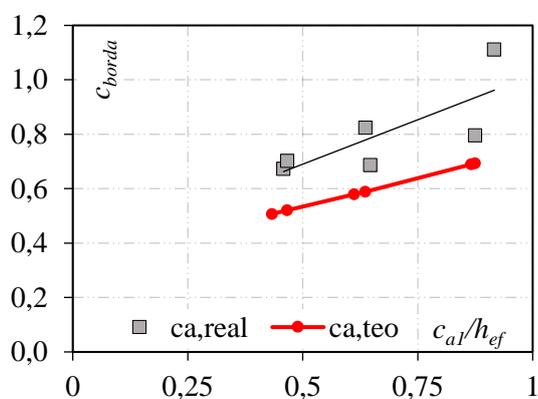


Figura 4.27 - Comparação entre os efeitos de borda real e teórico – Grupo G4

4.3.2 Deslizamento dos conectores

A Figura 4.28 apresenta os resultados referentes ao deslizamento dos conectores com cabeça pré-instalados nos prismas de concreto do grupo G3, que consideram a influência do efeito de borda, influência da armadura suplementar, a variação do diâmetro da barra ($d_{s,L}$) e do comprimento de embutimento (h_{ef}) na resistência última à tração. Estes valores são apresentados em escalas diferentes para facilitar a visualização de um comportamento mais

global e outro local, possibilitando identificar a contribuição da adesão química, aderência por atrito e aderência mecânica da barra nos carregamentos iniciais.

Para a obtenção do deslizamento real (ξ), os valores medidos através dos LVDT's 3 e 4 foram subtraídos daqueles medidos pelos LVDT's 1 e 2, respectivamente (ver Figura 3.35 para identificar o posicionamento dos equipamentos). Tal procedimento foi adotado para eliminar os erros nas medições dos LVDT's 1 e 2, oriundos do deslocamento vertical associado ao efeito de flexão do prisma de concreto e mensurado pelos LVDT's 3 e 4 quando os carregamentos de tração, expressos em kN, foram aplicados.

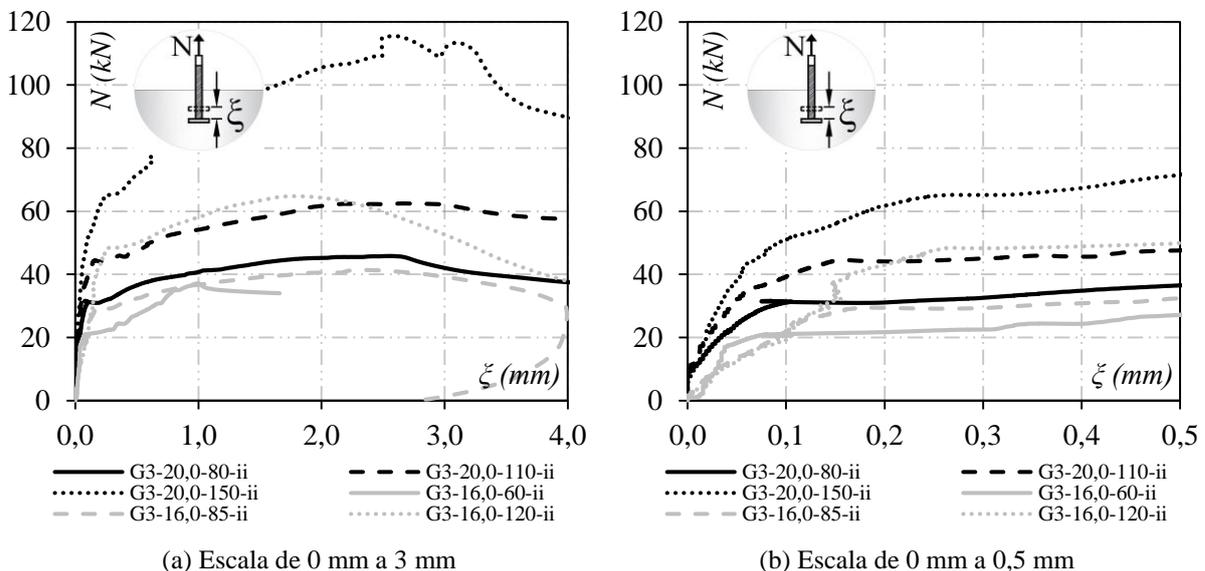


Figura 4.28 - Deslizamento dos conectores – Grupo G3

Observando a Figura 4.28, é possível averiguar a contribuição, na capacidade de ancoragem, dos fenômenos da adesão química e aderência por atrito, para carregamentos iniciais, e da aderência mecânica da barra e da cabeça (dispositivo mecânico), com os sucessivos incrementos de escorregamento até o valor de carga última. Para os conectores dos espécimes G3, verifica-se que a resistência última à tração das barras ancoradas dependeu principalmente da aderência mecânica da barra e principalmente da cabeça, responsável por resistir maior parcela do carregamento aplicado.

As contribuições da adesão química e aderência por atrito constituíram uma pequena parcela da capacidade resistente do conector. É possível observar na Figura 4.28b que os deslizamentos iniciaram para valores de força muito baixos (inferiores a 11 kN), indicando o momento em que

a aderência por adesão cessou a sua contribuição. Ademais, é possível observar que a aderência por adesão foi maior para os conectores com diâmetros nominais iguais a 20,0 mm (aproximadamente 10 kN), uma vez que ela depende da área da superfície de contato da barra com o concreto. Para os conectores com diâmetros nominais de 16,0 mm, esta parcela de aderência por adesão correspondeu a um valor próximo de 0 kN.

Concernente a falha dos conectores pela ruptura do cone de concreto nos espécimes G3, através da Figura 4.28a, é possível identificar o momento em que elas ocorreram e o deslizamento e força associados. No gráfico, a ocorrência desta ruptura corresponde a mudança brusca da taxa de crescimento da força de tração na barra que é representada pela mudança expressiva na inclinação da curva. Nota-se que a resistência de ancoragem relacionada à ruptura do cone de concreto mostrou-se mais elevada para maiores valores de h_{ef} . A partir deste momento, a transferência de força entre o conector com cabeça e o prisma de concreto passou a se realizar exclusivamente pelas armaduras suplementares

No que diz respeito aos valores dos deslizamentos na carga última, conforme ilustra a Figura 4.28a, é possível observar que os valores de ξ_u tenderam a permanecer constantes mesmo com incrementos no valor do comprimento de embutimento (ver também Figura 4.29), diferentemente do ocorrido para os espécimes G1 e G2. Tal comportamento evidencia que o deslizamento dos conectores foi determinado pela armadura suplementar, que falhou pelo escoamento do aço após a ruptura do cone de concreto.

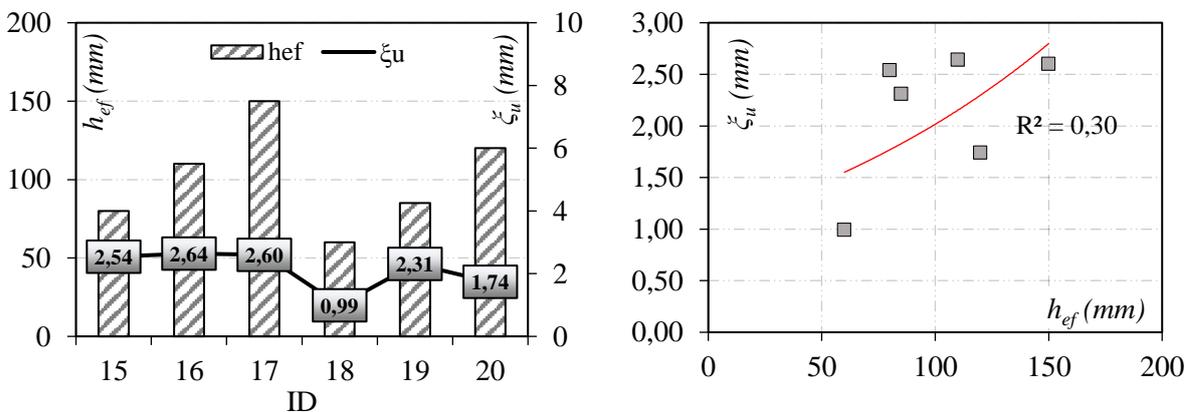


Figura 4.29 - Correlação entre ξ_u e h_{ef} – Grupo G3

De acordo com Gil-Martin *et al* (2019), o valor de h_{ef} exerce grande influência na capacidade de ancoragem quando a ruptura é governada pelo cone de concreto, fenômeno que foi observado

nos espécimes G3. No entanto, após sua ocorrência – geralmente com pequenos deslizamentos, inferiores a 0,4 mm –, a armadura suplementar passou a ser o único mecanismo de transferência de esforços entre aço e concreto, restringindo também o deslizamento do conector que, claramente, ocorreu a uma taxa de crescimento mais elevada até a sua falha pelo escoamento do aço. Assim, uma vez que a taxa de armadura suplementar foi semelhante para a maioria dos espécimes (duas pernas de estribo com diâmetro nominal igual a 6,3 mm), o valor de deslizamento final tendeu a ser o mesmo para os tais, apesar das variações no valor de h_{ef} .

Através da Figura 4.29, observando-se o gráfico que ilustra os valores de ξ_u em função do h_{ef} , verifica-se que a correlação entre ambas as variáveis divergiu do que havia sido observado anteriormente nos espécimes G1 e G2, alteração esta que é evidenciada pela mudança de comportamento da curva. Ademais, o coeficiente de determinação (R^2) mostrou-se inferior em relação àqueles determinados para os espécimes da primeira série de ensaios, os quais não tinham armadura suplementar. Tais fatos corroboram com as justificativas supracitadas referentes à pouca ou nenhuma influência do comprimento de embutimento no deslizamento do conector.

A Figura 4.30 mostra os resultados obtidos a partir da medição do deslizamento dos conectores com cabeça nos espécimes G4, que se diferenciam dos espécimes G3 pela consideração do efeito de agrupamento. Analisando-se as curvas carga-deslizamento, verifica-se que a contribuição da aderência por adesão em todos os espécimes correspondeu a um valor próximo de 0 kN, e como observado anteriormente, o comprimento de embutimento mostrou-se uma variável determinante na capacidade resistente do conector – nota-se que a capacidade resistente relacionada à ruptura do cone de concreto mostrou-se mais elevada para maiores valores de h_{ef} .

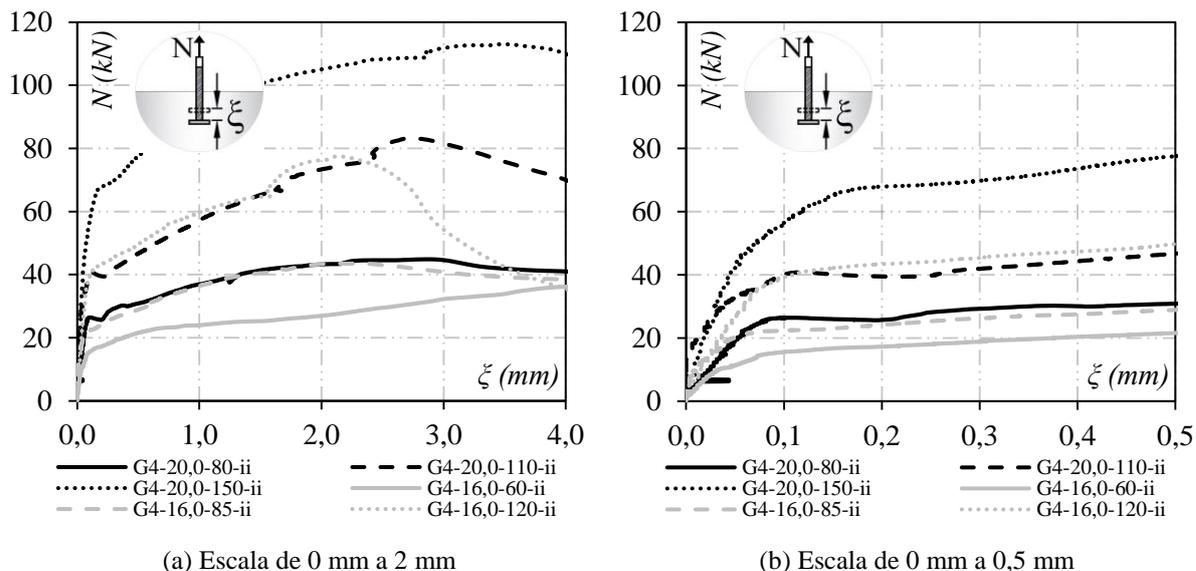


Figura 4.30 - Deslizamento dos conectores – Grupo G4

Concernente a falha dos conectores pela ruptura do cone de concreto nos espécimes G4, através da Figura 4.30a, é possível identificar o momento em que elas ocorreram pela mudança expressiva na inclinação da curva, como foi supracitado. A partir deste momento, a transferência de força entre o conector com cabeça e o prisma de concreto passou a se realizar exclusivamente pelas armaduras suplementares, fenômeno que pode ser observado na referida ilustração pelo aumento da taxa de crescimento dos deslizamentos.

Por isso, conforme ilustra a Figura 4.30a e Figura 4.31, novamente verifica-se que os valores dos deslizamentos na carga última (ξ_u) não apresentaram uma tendência de crescimento associada a incrementos no valor de h_{ef} , uma vez que a taxa de armadura suplementar foi semelhante para os espécimes G4. Tal comportamento evidencia que o deslizamento dos conectores na carga última foi determinado pela armadura suplementar, que falhou pelo escoamento do aço após a ruptura do cone de concreto.

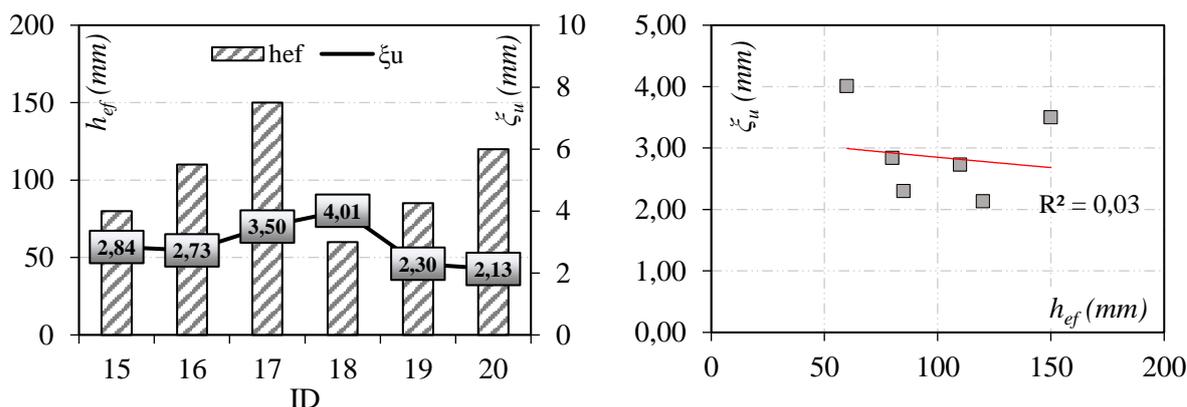


Figura 4.31 - Correlação entre ξ_u e h_{ef} – Grupo G4

Ademais, por meio da Figura 4.31, observando-se o gráfico que ilustra os valores de ξ_u em função do h_{ef} , verifica-se que a correlação entre ambas as variáveis divergiu do que havia sido observado anteriormente nos espécimes G1 e G2, uma vez que, para os espécimes G4, não foi possível identificar um aumento do valor de ξ_u à medida que o valor de h_{ef} cresceu.

Isto posto, é possível afirmar que o comportamento do valor de ξ_u em relação ao de h_{ef} sugere pouca ou nenhuma influência desta última variável no valor da primeira. Além disso, comprando-se os valores de ξ_u para os espécimes G3 e G4, observa-se um aumento no valor médio de deslizamento dos conectores (de aproximadamente 36%, passando de 2,14 mm para 2,92 mm) o qual pode ser associado ao efeito de agrupamento introduzido neste último grupo.

4.3.3 Deformações nos conectores

4.3.3.1 Deformações do conector na região externa ao concreto (ϵ_s)

A seguir, são ilustradas as deformações dos conectores, na região externa ao concreto, em função das forças de tração para os espécimes dos grupos G3 e G4. Juntamente com elas, são apresentadas as deformações de escoamento ϵ_{ys} para os aços CA-50 com diâmetros nominais de 16,0 mm e 20,00mm, os quais foram utilizados no processo fabril dos conectores com cabeça da segunda série de ensaios (os três primeiros espécimes de cada grupo utilizam conectores com diâmetros de 20,0 mm, sendo os de diâmetros menores empregados nos três últimos espécimes).

Uma vez que as deformações foram semelhantes nos dois conectores, haja vista que o ensaio foi realizado com controle de força, optou-se por mostrar a curva carga-deformação de um

único conector por prisma. Ademais, as curvas apresentam valores de deformações medidas até a carga de ruptura dos conectores, não sendo, portanto, ilustrado o comportamento da deformação aço no pós-pico.

Analisando-se a Figura 4.32, é possível que os valores de deformações medidas do aço ϵ_s foram inferiores aos valores de deformações de escoamento do aço ϵ_{ys} , ou seja, todos os conectores com cabeça trabalharam no regime elástico durante a realização dos ensaios. Uma vez que houveram deslizamentos nas cunhas de ancoragem das barras dos conectores, as quais eram necessárias para a aplicação da força de tração pelos atuadores hidráulicos, nota-se que as curvas mostram oscilações de força, modificando o comportamento retilíneo que era esperado.

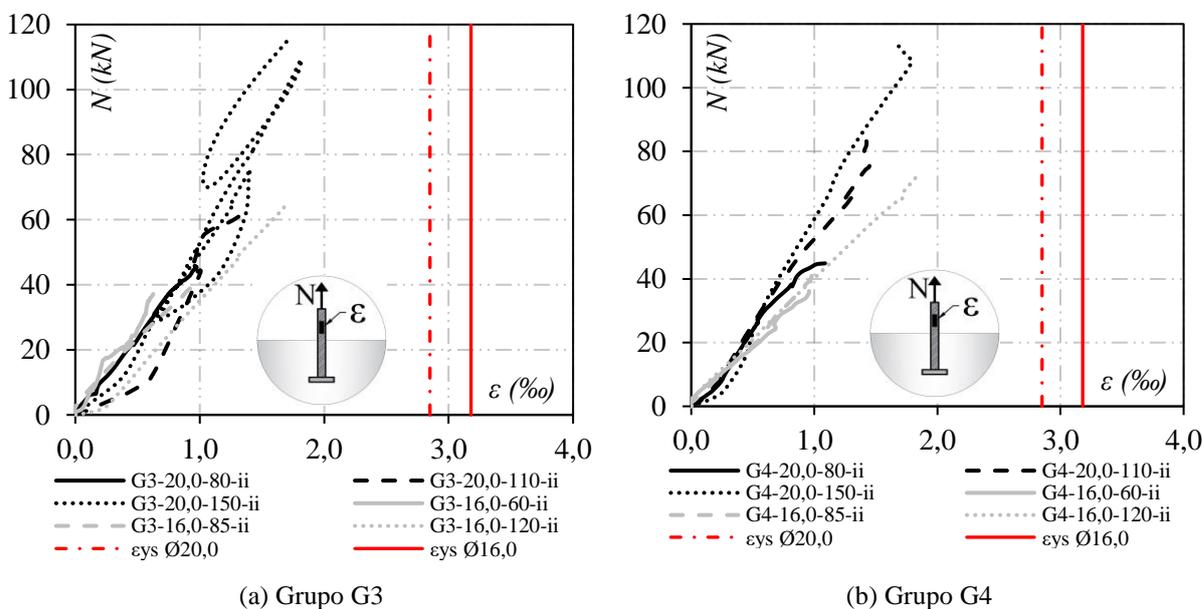


Figura 4.32 - Deformações dos conectores na região externa ao concreto

4.3.3.2 Comparação das deformações dos conectores nas regiões externa e interna ao concreto (ϵ_s e ϵ_{sh})

Para fins de comparação, na Figura 4.33 e Figura 4.34, são ilustradas as deformações dos conectores, nas regiões externa e interna ao concreto, em função das solicitações de tração, para os espécimes dos grupos G3 e G4. Juntamente com elas, são apresentadas as deformações de escoamento ϵ_{ys} para os aços CA-50 com diâmetros nominais de 20,0 mm e 16,0mm, utilizados no processo fabril dos conectores com cabeça.

Uma vez que as deformações do aço medidas nos dois conectores de cada prisma foram semelhantes, haja vista que o ensaio foi realizado com controle de força, novamente, optou-se por mostrar a curva carga-deformação de um único conector por prisma. Sendo assim, são ilustradas em cada gráfico duas curvas carga-deformação, uma correspondente às leituras realizadas pelos extensômetros situados na região externa ao concreto e outra referente às leituras realizadas na região interna ao concreto, isto para um único conector de cada espécime. Ademais, as curvas apresentam valores de deformações medidas até a carga de ruptura dos conectores, não sendo, portanto, ilustrado o comportamento da deformação aço no pós-pico.

Através dos resultados apresentados na Figura 4.33 e Figura 4.34, nota-se que, para os carregamentos iniciais, as deformações do aço na região interior do concreto (ϵ_s), medidas nos conectores com cabeça com maiores valores de h_{ef} , foram inferiores às aquelas mensuradas na região externa ao concreto (ϵ_{sh}), como pode ser observado para os espécimes G3-20,0-110-ii, G3-20,0-150-ii e G3-16,0-120-ii. Em outras palavras, a taxa de crescimento da deformação interna nestes espécimes foi menor que a externa nos estágios iniciais da aplicação de força e isto pode ser explicado pelo fato de que as tensões instaladas em um conector embutido no concreto tendem a diminuir ao longo do desenvolvimento da ancoragem em decorrência das tensões de aderência proporcionadas pelo atrito entre o concreto e a barra (aderência mecânica da barra em função de suas nervuras).

Por outro lado, para os conectores com menores comprimento de embutimento, nota-se que as deformações medidas nos conectores nas regiões internas e externas ao concreto tenderam a ser iguais. A baixa resistência média à compressão do concreto utilizado na segunda série de ensaios associada a uma menor área de contato entre a barra de aço e o concreto reduziram as tensões de aderência instaladas ao longo do desenvolvimento da ancoragem e, conseqüentemente, permitiram que as taxas de crescimento da deformação nas regiões interior e exterior ao concreto fossem semelhantes.

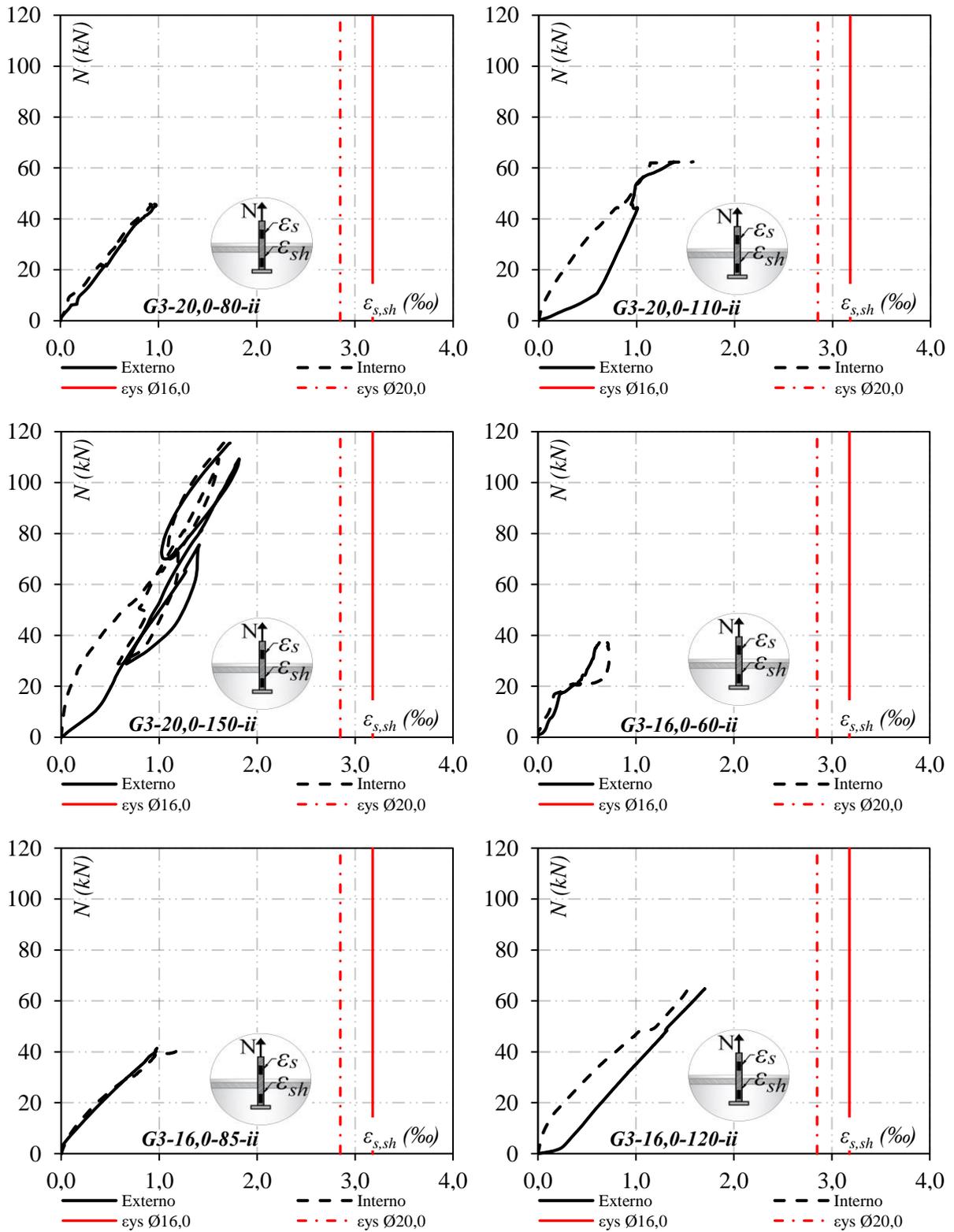


Figura 4.33 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Grupo G3

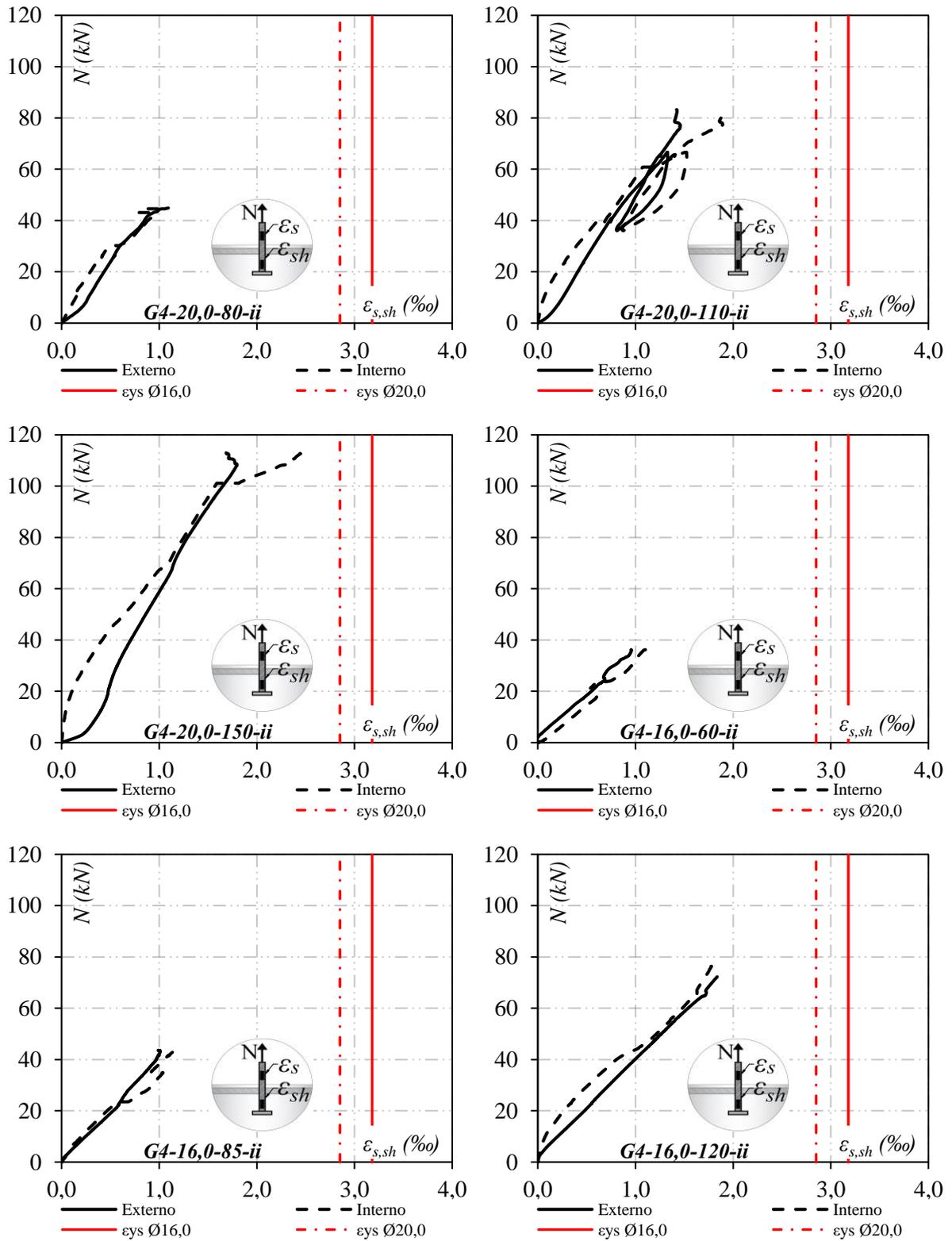


Figura 4.34 - Comparação das deformações ϵ_s e ϵ_{sh} – Grupo G4

4.3.4 Deformações nas armaduras de flexão (ϵ_f)

A seguir, são apresentadas as deformações longitudinais nas armaduras de flexão dos prismas de concreto armado para os espécimes G3 e G4, as quais foram medidas de forma contínua através de extensômetros elétricos. Como mencionado anteriormente, uma vez que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas duas barras instrumentadas em cada espécime, nesta seção, são apresentados os resultados de apenas uma delas. É importante ressaltar que as leituras de deformação no espécime G4-16,0-120-ii foram cessadas em decorrência de mau funcionamento do dispositivo eletrônico após um nível de carregamento de aproximadamente 50 kN.

Como pode ser observado na Figura 4.35 as armaduras de flexão de todos os espécimes dos grupos G3 e G4 trabalharam no regime elástico. As deformações de escoamento (ϵ_{ys}) para os aços CA-50 com diâmetros nominais iguais a 12,5 mm e 16,0 mm – utilizados para a fabricação das armaduras em questão – foram aproximadamente iguais a 3,23‰ e 3,18‰, respectivamente, e todos os valores de deformação medidos nos ensaios foram inferiores a estes.

No grupo G3, o maior valor de deformação medido na armadura longitudinal foi igual a 2,71‰ e ocorreu para o espécime G3-16,0-85-ii, no qual foi registrado um nível de solicitação $N_u = 41,40$ kN. No grupo G4, o maior valor de deformação medido na armadura longitudinal foi igual a 2,03‰, tendo ocorrido no espécime G4-20,0-80-ii para um nível de solicitação $N_u = 44,88$ kN. Assim, pode-se afirmar que não houve ruptura por deformação excessiva do aço na flexão em nenhum dos espécimes ensaiados.

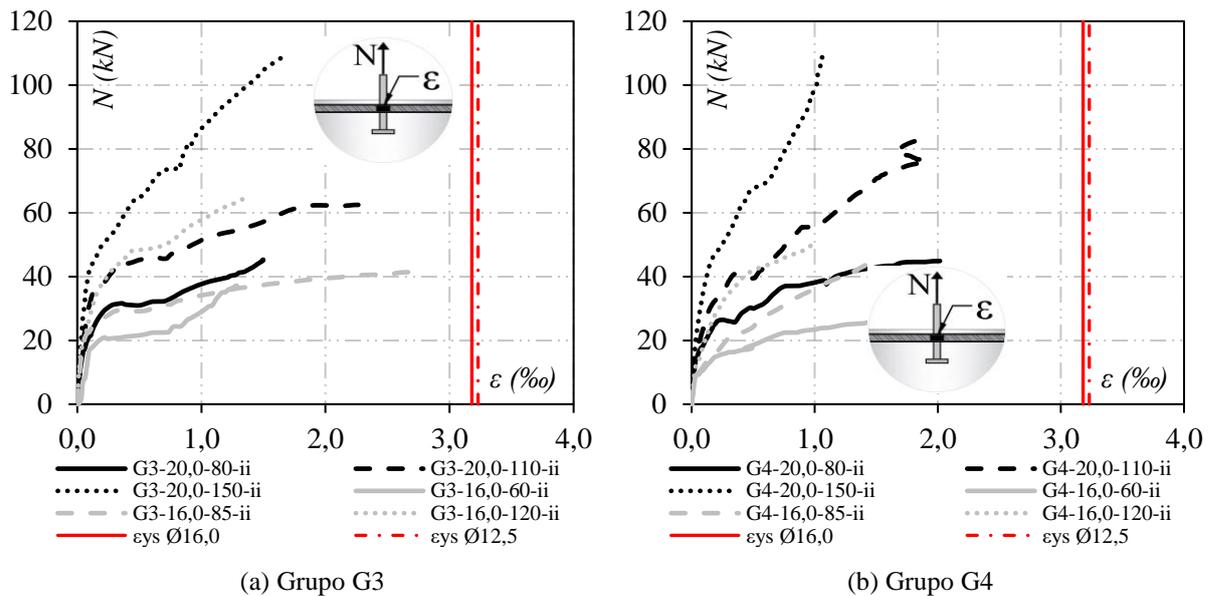


Figura 4.35 - Deformação nas armaduras de flexão – Grupos G3 e G4

4.3.5 Deformações nas armaduras suplementares

A Figura 4.36 apresenta as deformações longitudinais nas armaduras suplementares dos prismas de concreto armado para os espécimes G3 e G4, as quais foram medidas de forma contínua através de extensômetros elétricos posicionados na parte superior das pernas dos estribos conforme mostrado na seção 3.4.2.2. Como mencionado anteriormente, uma vez que os comportamentos das curvas carga-deformação foram semelhantes nas duas barras instrumentadas em cada espécime, nesta seção, são apresentados os resultados de apenas uma delas.

É importante ressaltar que as armaduras suplementares dos espécimes constituintes dos grupos G3 e G4 escoaram, permitindo a transferência de força entre aço e concreto após a ruptura do cone. No entanto, algumas das leituras de deformação apresentadas no gráfico são inferiores à deformação de escoamento do aço ($\epsilon_{ys} = 3,38\%$) por terem sido interrompidas antes da carga última dos conectores com cabeça serem atingidas, isto em decorrência de mau funcionamento do dispositivo eletrônico de medição. A recorrência deste problema na realização dos ensaios sugere que o posicionamento dos extensômetros foi feito de maneira inadequada.

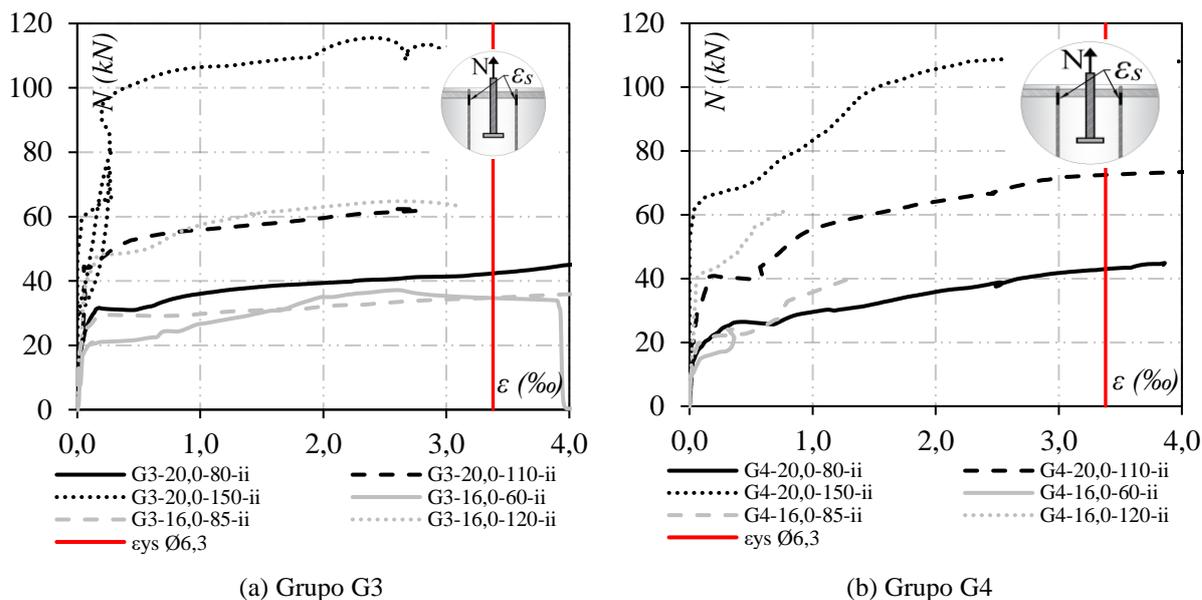


Figura 4.36 - Deformação nas armaduras suplementares – Grupos G3 e G4

4.3.6 Modo de ruptura

Como mencionado anteriormente, foram identificados dois modos de ruptura em todos os espécimes dos grupos G3 e G4: a falha do conector pela ruptura do cone de concreto associada ao escoamento das armaduras suplementares dispostas próximas ao no seu entorno, a uma distância inferior a $0,75h_{ef}$. As superfícies de ruptura dos espécimes são apresentadas na Figura 4.37 a Figura 4.38.

Com os sucessivos incrementos das solicitações de tração, observou-se a formação de fissuras próximas a cabeça do conector, região na qual há acúmulos de tensão, e estas começaram a se propagar em direção a face superior do prisma de concreto. Nos espécimes cujos conectores tinham um maior comprimento de embutimento, verificou-se que as fissuras tenderam a se propagar formando um ângulo de aproximadamente 35° com a horizontal. No entanto, para menores comprimentos de embutimento, notou-se a redução deste ângulo, comportamento que pode estar associado com a proximidade da cabeça do conector em relação a armadura longitudinal, como explicitado anteriormente.



(a) G3-20,0-80-ii



(b) G3-20,0-110-ii



(c) G3-20,0-150-ii



(d) G3-16,0-60-ii



(e) G3-16,0-85-ii



(f) G3-16,0-120-ii

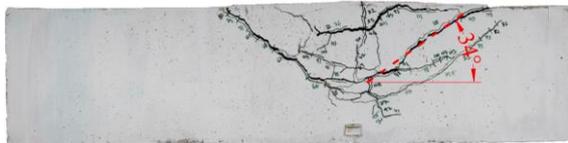
Figura 4.37 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G3



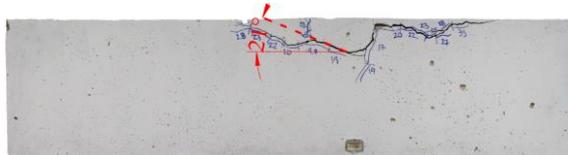
(a) G4-20,0-80-ii



(b) G4-20,0-110-ii



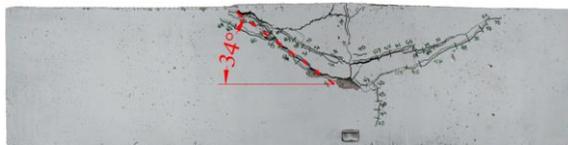
(c) G4-16,0-150-ii



(d) G4-16,0-60-ii



(e) G4-16,0-85-ii



(f) G4-16,0-120-ii

Figura 4.38 - Superfície de ruptura dos espécimes – Grupo G4

5 AVALIAÇÃO DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E DOS MODELOS TEÓRICOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados experimentais do valor da carga última referentes aos ensaios dos conectores com cabeça submetidos à tração, sendo eles pré-instalados em prismas de concreto armado. Com o intuito de avaliar o nível de acurácia dos métodos de cálculo estudados, os resultados experimentais serão comparados com os valores de carga última obtidos tanto por meio das recomendações normativas ACI 318 (2014), prEN 1992-4 (2013), quanto por meio dos modelos teóricos propostos por Regan (2000) e Sharma *et al.* (2017).

5.1 ABERTURA DE FISSURAS

Conforme Eligehausen (1984), a presença de fissuras no elemento de concreto pode reduzir a resistência última à tração de conectores tipo pino com cabeça, cerca de 20% para aberturas médias da ordem de 0,3 mm, e uma das formas de prevenir essa queda no desempenho da ancoragem consiste em limitar abertura média de fissuras a 0,03 mm. Com esta finalidade, utilizou-se o código normativo ABNT NBR 6118 (2014) para determinar as aberturas de fissura (w_k) de forma analítica com base nas estimativas de capacidade de ancoragem dos conectores as quais foram calculadas utilizando-se o modelo teórico apresentado pelo ACI 318 (2014).

Assim, por intermédio dos resultados, adotou-se um processo iterativo que permitiu determinar a taxa de armadura longitudinal (ρ) necessária para os espécimes na fase de projeto e, buscando-se estabelecer um padrão no nível de fissuração do concreto e manter o mesmo inferior ao valor recomendado por Eligehausen (1984), variou-se a taxa de armadura longitudinal do pilar, representado pelo prisma de concreto, entre 1,27% e 1,79% (Ver Tabela 5.1).

Entretanto, os valores experimentais de carga última para os conectores foram superiores àqueles estimados pelas provisões normativas do ACI 318 (2014) e, conseqüentemente, os momentos solicitantes (M_s) resultantes da tensão de tração aplicada nos conectores mostraram-se superiores aos momentos de fissuração (M_r) dos prismas de concreto em alguns casos. Assim, recalculando as estimativas de abertura de fissuras com os valores reais das cargas totais ($N_{u,tot}$) – equivalente a soma das cargas últimas dos dois conectores instalados no prisma – e da

resistência média do concreto à compressão f_{cm} , verificou-se que a abertura de fissuras foi superior 0,03 mm para alguns espécimes.

Ademais, na segunda série de ensaios, a resistência à compressão média (f_{cm}) do concreto mostrou-se muito inferior ao f_{ck} desejado, aproximadamente 51,43%, reduzindo o momento de fissuração do prisma que havia sido calculado na fase de projeto. Em decorrência disso, maior parte dos espécimes da segunda concretagem apresentaram estimativas de abertura de fissura superiores a 0,03 mm.

Portanto, uma vez que os modelos teóricos apresentados nesta pesquisa consideram a influência do estado de fissuração do concreto na estimativa da capacidade de ancoragem dos conectores, os valores de carga última medida nos ensaios foram comparados a curvas teóricas distintas determinadas para peça de concreto no seu estado fissurado e não fissurado, sendo esta consideração feita através da variação do valor do parâmetro k . Para esta análise, foram utilizadas provisões das normas prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014).

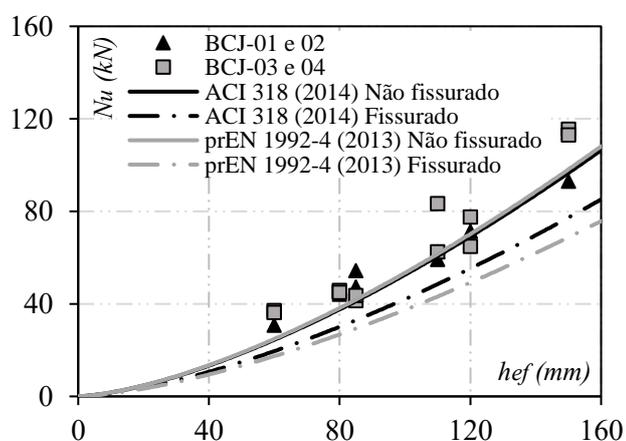


Figura 5.1 - Curvas teóricas para os estados fissurado e não fissurado do concreto

Observando-se os resultados evidenciados na Figura 5.1, os modelos de cálculos avaliados mostraram-se mais precisos para valores de k que consideram a peça no seu estado não fissurado – os valores de N_u ficaram mais próximos das curvas com traçado contínuo para ambas as normas. Por isto, as avaliações dos modelos teóricos apresentados a seguir foram feitas considerando-se os prismas de concreto no seu estado não fissurado.

Tabela 5.1 - Estimativa da abertura de fissura dos modelos experimentais

ID	Espécime	$N_{u,tot}$ (kN)	f_{cm} (Mpa)	f_{ct} (Mpa)	ρ (%)	M_r (kNm)	M_s (kNm)	w_k (mm)	Avaliação do concreto
1	G1-16,0-80-i	90,45	47,60	3,75	1,27	16,40	10,63	0,02	Não fissurado
2	G1-16,0-110-i	124,74	47,60	3,75	1,37	20,28	14,65	0,02	Não fissurado
3	G1-16,0-150-i	210,90	47,60	3,75	1,36	25,46	24,78	0,03	Não fissurado
4	G1-12,5-60-i	72,54	47,60	3,75	1,38	12,30	8,52	0,01	Não fissurado
5	G1-12,5-85-i	112,44	47,60	3,75	1,36	15,54	13,21	0,02	Não fissurado
6	G1-12,5-120-i	135,84	47,60	3,75	1,27	20,07	15,96	0,02	Não fissurado
7	G2-16,0-80-i	87,84	47,60	3,75	1,61	12,95	10,32	0,02	Não fissurado
8	G2-16,0-110-i	117,90	47,60	3,75	1,79	15,54	13,85	0,02	Não fissurado
9	G2-16,0-150-i	187,23	47,60	3,75	1,79	19,42	22,00	0,03	Não fissurado
10	G2-12,5-60-i	61,68	47,60	3,75	1,75	9,71	7,25	0,01	Não fissurado
11	G2-12,5-85-i	94,80	47,60	3,75	1,78	11,87	11,14	0,01	Não fissurado
12	G2-12,5-120-i	143,34	47,60	3,75	1,68	15,10	16,84	0,02	Não fissurado
13	G3-16,0-150-i	158,88	47,60	3,75	1,36	25,46	18,67	0,02	Não fissurado
14	G3-12,5-120-i	317,79	47,60	3,75	1,27	20,07	37,33	0,11	Fissurado
15	G3-20,0-80-ii	92,10	17,70	2,06	1,36	8,47	10,82	0,03	Não fissurado
16	G3-20,0-110-ii	126,18	17,70	2,06	1,37	10,47	14,82	0,04	Fissurado
17	G3-20,0-150-ii	225,99	17,70	2,06	1,36	13,15	26,55	0,08	Fissurado
18	G3-16,0-60-ii	86,04	17,70	2,06	1,38	6,35	10,11	0,04	Fissurado
19	G3-16,0-85-ii	82,08	17,70	2,06	1,36	8,02	9,64	0,02	Não fissurado
20	G3-16,0-120-ii	129,54	17,70	2,06	1,27	10,36	15,22	0,04	Fissurado
21	G4-20,0-80-ii	89,07	17,70	2,06	1,73	6,69	10,46	0,03	Não fissurado
22	G4-20,0-110-ii	157,83	17,70	2,06	1,79	8,02	18,54	0,06	Fissurado
23	G4-20,0-150-ii	221,25	17,70	2,06	1,79	10,03	25,99	0,08	Fissurado
24	G4-16,0-60-ii	72,27	17,70	2,06	1,75	5,01	8,49	0,03	Não fissurado
25	G4-16,0-85-ii	85,86	17,70	2,06	1,78	6,13	10,09	0,02	Não fissurado
26	G4-16,0-120-ii	142,77	17,70	2,06	1,68	7,80	16,77	0,05	Fissurado

5.2 AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO – GRUPOS G1 E G2

A Tabela 5.2 e Tabela 5.3 apresentam tanto os valores de carga última medidas nos ensaios de arrancamento quanto os valores correspondentes a razão entre as cargas últimas experimental e estimadas. Para o cálculo das estimativas, foram utilizadas as recomendações presentes nas normas EOTA/ETAG Anexo C (2012), prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014) e no modelo teórico proposto por Regan (2000). Os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação para as razões também são evidenciados nas tabelas. Uma vez que as resistências últimas à tração medida nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 3%, os valores de N_u apresentados correspondem aos valores de um único conector.

Tabela 5.2 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G1

ID	Espécime	N_u (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,prEn 1992}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,EOTA/ETAG}$
1	G1-16,0-80-i	45,24	1,06	1,16	1,05	1,30
2	G1-16,0-110-i	62,46	1,07	1,05	0,95	1,18
3	G1-16,0-150-i	114,24	1,39	1,36	1,24	1,53
4	G1-12,5-60-i	36,33	1,32	1,62	1,47	1,81
5	G1-12,5-85-i	54,39	1,39	1,48	1,34	1,66
6	G1-12,5-120-i	66,66	1,16	1,14	1,04	1,28
Média			1,23	1,30	1,18	1,46
Desvio Padrão			0,15	0,22	0,20	0,25
Coefficiente de Variação			0,13	0,17	0,17	0,17

Tabela 5.3 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G2

ID	Espécime	N_u (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,prEn 1992}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,EOTA/ETAG}$
7	G2-16,0-80-i	44,07	1,31	1,43	1,30	1,60
8	G2-16,0-110-i	59,13	1,32	1,30	1,18	1,46
9	G2-16,0-150-i	92,97	1,48	1,46	1,32	1,64
10	G2-12,5-60-i	30,78	1,41	1,73	1,57	1,94
11	G2-12,5-85-i	47,28	1,58	1,68	1,52	1,89
12	G2-12,5-120-i	71,34	1,65	1,62	1,47	1,82
Média			1,46	1,53	1,39	1,72
Desvio Padrão			0,14	0,17	0,15	0,19
Coefficiente de Variação			0,09	0,11	0,11	0,11

Analisando-se os valores da razão entre as cargas últimas resistentes à tração experimentais e estimadas apresentadas na Tabela 5.2 e Tabela 5.3, o método de cálculo proposto por Regan (2000) mostrou o melhor desempenho, fornecendo resultados mais precisos e menos dispersos. Para os espécimes do grupo G1, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos através dele foram, respectivamente, iguais 1,18, 0,20 e 0,17. Entretanto, apesar de sua maior acurácia, este método de cálculo apresentou um valor contra a segurança ($N_u/N_{u,teo} = 0,95$) em seis espécimes avaliados, o qual ocorreu para o espécime G1-16,0-110-i.

Concernente aos espécimes G2, que consideram efeito de agrupamento (razão s/h_{ef} menor que 3), o método de cálculo proposto por Regan (2000) apresentou uma média igual a 1,39 – que continuou sendo a menor –, desvio padrão igual a 0,15 e coeficiente de variação igual a 0,11. Ademais, para este segundo grupo avaliado não houve resultado contra a segurança. Apesar de uma pequena perda de acurácia com a introdução do efeito de agrupamento (a média aumentou de 1,18 para 1,39), a dispersão dos resultados diminuiu (aumento de precisão).

Dentre os métodos de cálculo avaliados, o que apresentou o menor desempenho em termos de acurácia foi aquele previsto no EOTA/ETAG Anexo C (2010). Para os espécimes G1, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação fornecidos por este foram iguais a 1,30, 0,22 e 0,17, respectivamente. Para os espécimes G2, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação foram iguais a 1,72, 0,19 e 0,11, na referida sequência. Em ambos os casos, as estimativas forneceram as maiores médias e dispersões dentre os métodos avaliados. Ademais, ressalta-se que este método não apresentou resultados desfavoráveis a segurança e, como observado para todos os demais métodos, a consideração do efeito de borda ocasionou uma redução da acurácia.

As médias obtidas utilizando-se os códigos normativos prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014) mostraram-se próximas uma das outras para espécimes constituintes dos grupos G1 e G2. No geral, o ACI 318 (2014) apresentou uma suave melhor acurácia e menor dispersão dos resultados. Como esperado, por se tratarem de normas conservadoras, não foi identificado valores desfavoráveis a segurança para ambas as provisões normativas.

Os gráficos apresentados na Figura 5.2 ilustram as discussões supracitadas sobre a acurácia dos métodos de cálculo quanto as estimativas da capacidade de carga dos conectores pré-instalados nos espécimes G1 e G2 – os resultados são mais acurados quanto menor for a distância entre eles e a reta diagonal. Para facilitar a visualização dos valores contra a segurança (abaixo da reta diagonal), os valores de carga última foram ilustrados no eixo das abcissas e os experimentais no das ordenadas. A Figura 5.3 apresenta um resumo dos valores das médias, desvios padrão e coeficientes de variação para os modelos analisados. Como se pode observar, as duas figuras comprovam que os resultados mais acurados foram obtidos utilizando-se o método proposto por Regan (2000).

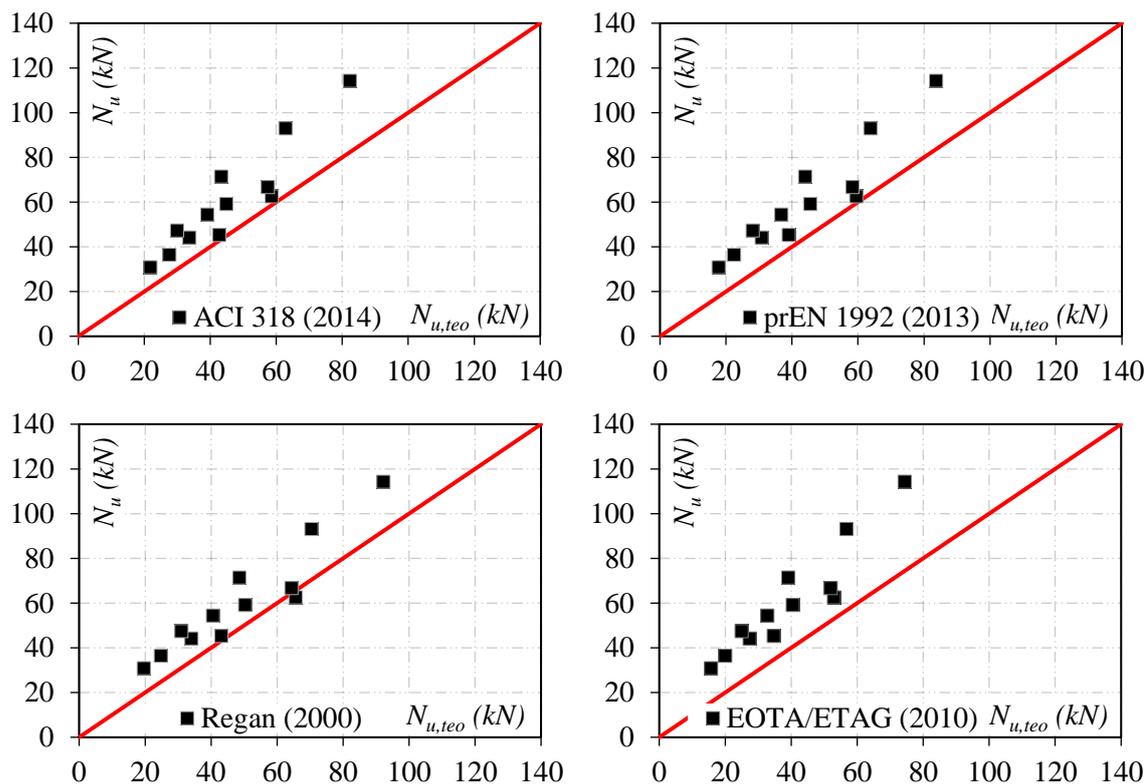
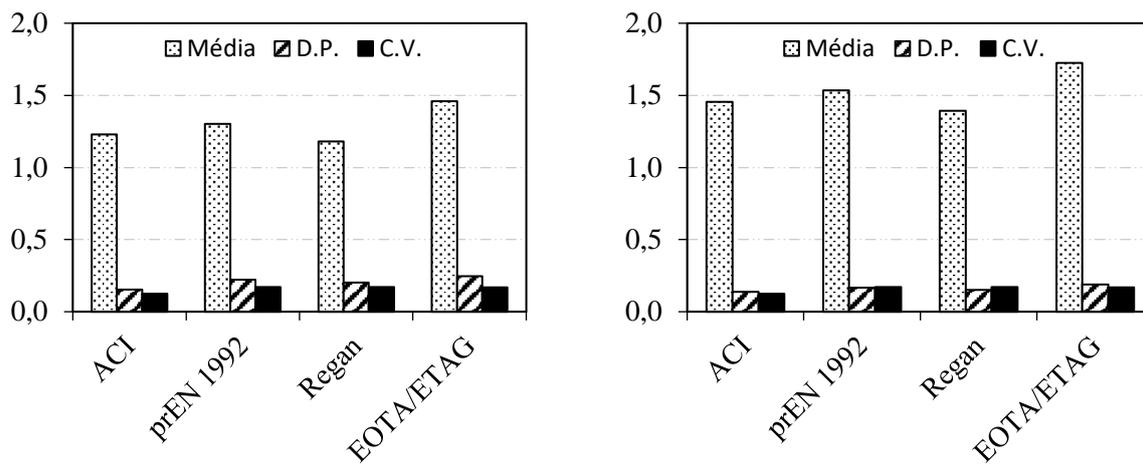


Figura 5.2 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo – Grupos G1 e G2

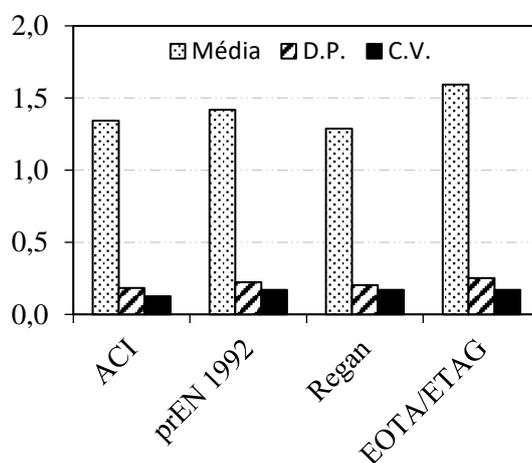
Visando analisar melhor a distribuição dos resultados, fez-se utilização da curva “box and whiskers”, ilustrada na Figura 5.4, a qual apresenta os valores máximos, mínimos, além da mediana e do primeiro e terceiro quartil dos resultados referente a razão entre as cargas últimas experimentais e teóricas, doravante denominada λ .

Observando os resultados, o método do ACI 318 (2014) apresentou um desempenho mais satisfatório em termos de dispersão, ou seja, o intervalo interquartil do método foi o menor apresentado, demonstrando baixo nível de dispersão dos resultados, ratificando assim os comentários supracitados. É possível averiguar também que o único método de cálculo a apresentar resultados contra a segurança ($\lambda < 1$) foi aquele proposto por Regan (2000)



(a) Espécimes G1

(b) Espécimes G2



© Espécimes G1 e G2 simultaneamente

Figura 5.3 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – Grupos G1 e G2

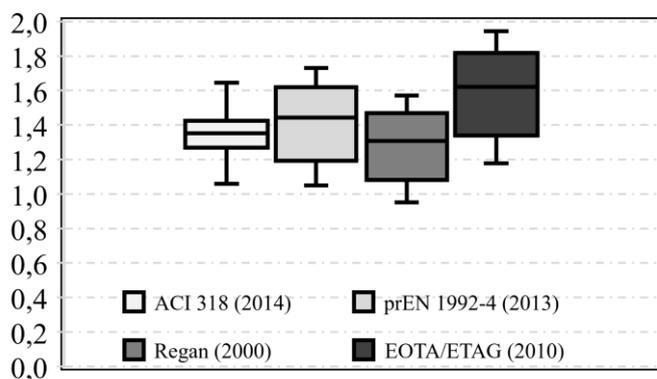


Figura 5.4 - Análise da dispersão dos resultados – Grupos G1 e G2

Por fim, uma vez que o comprimento de embutimento constitui uma variável de grande influência na capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça, buscou-se investigar a

existência de uma correlação entre esta e a acurácia dos métodos. Para tal, foram construídos os gráficos apresentados na Figura 5.5 os quais apresentam o valor do parâmetro λ em função de h_{ef} . Através dos resultados, foi possível perceber uma tendência sutil de redução da acurácia dos métodos de cálculo com o decrescimento dos valores de h_{ef} , estando as maiores imprecisões associadas aos menores valores de h_{ef} .

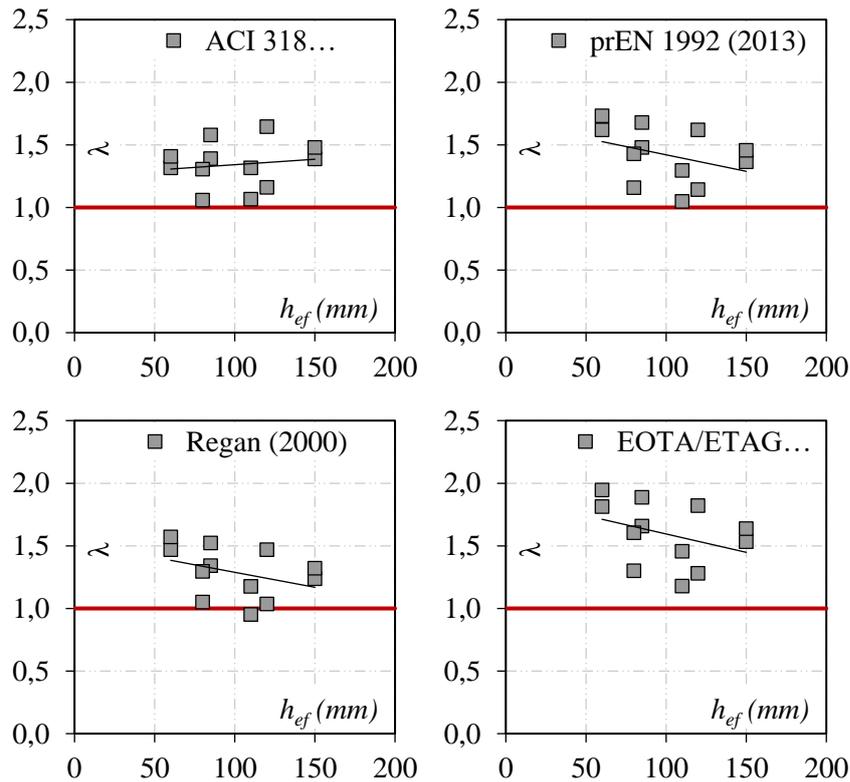


Figura 5.5 - Avaliação dos métodos de cálculo quanto a sua acurácia em função de h_{ef} .

A única exceção ocorreu para o ACI 318 (2014) que não apresentou um padrão de comportamento bem definido. Novamente, por meio dos gráficos mostrados na Figura 5.5, é possível averiguar que os valores de N_u determinados com base no método proposto por Regan (2000) foram aqueles que mais se aproximaram dos valores reais.

5.3 AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO – GRUPOS G3 E G4

A Tabela 5.4 e a Tabela 5.5 apresentam tanto os valores de carga última medidas nos ensaios de arrancamento quanto os valores correspondentes a razão entre as cargas últimas experimental e estimadas. Para o cálculo das estimativas, foram utilizadas as recomendações presentes nas normas prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014) e nos modelos teóricos propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al* (2017). Os valores de média, desvio padrão

e coeficiente de variação para as razões também são evidenciados nas tabelas. Como citado anteriormente, uma vez que as resistências últimas à tração medida nos dois os conectores mostraram pequenas divergências entre si, com um erro médio inferior a 5%, os valores de N_u apresentados correspondem aos valores de um único conector.

Tabela 5.4 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G3

ID	Espécime	N_u (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,prEn 1992}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,INFASO}$	$N_u/N_{u,Sharma}$
13	G3-16,0-150-i	162,93	1,98	1,95	1,77	1,25	1,83
14	G3-12,5-120-i	80,70	1,40	1,38	1,25	1,01	1,27
15	G3-20,0-80-ii	45,81	1,69	1,69	1,69	1,51	1,06
16	G3-20,0-110-ii	62,46	1,75	1,72	1,56	1,34	1,27
17	G3-20,0-150-ii	115,53	2,30	2,26	2,05	1,78	1,59
18	G3-16,0-60-ii	37,14	2,17	2,30	2,30	2,07	0,97
19	G3-16,0-85-ii	41,40	1,53	1,53	1,53	1,39	0,97
20	G3-16,0-120-ii	64,77	1,83	1,80	1,64	1,36	1,32
Média			1,83	1,83	1,72	1,46	1,29
Desvio Padrão			0,31	0,33	0,32	0,33	0,30
Coefficiente de Variação			0,17	0,18	0,19	0,22	0,23

Tabela 5.5 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo para os espécimes G4

ID	Espécime	N_u (kN)	$N_u/N_{u,ACI}$	$N_u/N_{u,prEn 1992}$	$N_u/N_{u,Regan}$	$N_u/N_{u,INFASO}$	$N_u/N_{u,Sharma}$
21	G4-20,0-80-ii	44,88	1,66	1,66	1,66	1,77	1,11
22	G4-20,0-110-ii	83,25	3,04	2,99	2,72	2,18	1,85
23	G4-20,0-150-ii	113,01	2,76	2,76	2,63	2,14	1,70
24	G4-16,0-60-ii	36,21	2,24	2,24	2,24	2,41	0,99
25	G4-16,0-85-ii	43,62	1,61	1,61	1,61	1,78	1,10
26	G4-16,0-120-ii	77,52	2,86	2,86	2,60	2,01	1,73
Média			2,36	2,35	2,24	2,05	1,41
Desvio Padrão			0,62	0,61	0,50	0,25	0,39
Coefficiente de Variação			0,26	0,26	0,22	0,12	0,27

Analisando-se os valores da razão entre as cargas últimas resistentes à tração experimentais e estimadas apresentadas na Tabela 5.4 e a Tabela 5.5, o método de cálculo proposto por Sharma *et al* (2017) mostrou o melhor desempenho, fornecendo resultados mais acurados. Para os espécimes do grupo G3, os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação obtidos através dele foram, respectivamente, iguais 1,29, 0,30 e 0,23. Entretanto, apesar de sua maior acurácia, este método de cálculo apresentou dois valores contra a segurança ($N_u/N_{u,teo} = 0,97$) em oito espécimes avaliados, os quais ocorreram para os espécimes G3-16,0-60-ii e G3-16,0-85-ii.

Concernente aos espécimes G4, que consideram efeito de agrupamento (razão s/h_{ef} menor que 3), além da armadura suplementar, o método de cálculo proposto por Sharma *et al* (2017) apresentou uma média igual a 1,41 – que continuou sendo a menor –, desvio padrão igual a 0,39 e coeficiente de variação igual a 0,27. Para este segundo grupo, novamente foi possível observar estimativas contra a segurança ($N_u/N_{u,teo} = 0,99$), um em seis, mais especificamente. Com a consideração do efeito de agrupamento, notou-se uma pequena perda de acurácia (a média aumentou de 1,29 para 1,41) acompanhada por um leve aumento da dispersão dos resultados (o desvio padrão e o coeficiente de variação cresceram aproximadamente 10% e 6%, respectivamente).

Dentre os métodos de cálculo avaliados, para os espécimes G3, a norma prEN 1992-4 (2013) apresentou o desempenho menos satisfatório em termos de acurácia, com valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 1,83, 0,33 e 0,18 – apesar do ACI 318 (2014) fornecer o mesmo valor para a média, a dispersão apresentada por este foi menor (ver Tabela 5.4) –. Concernente aos espécimes G4, o ACI 318 (2014) mostrou resultados menos acurados, com valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação aproximadamente iguais a 2,36, 0,62 e 0,26, na referida sequência. Em nenhum dos casos, essas normas supracitadas forneceram resultados desfavoráveis a segurança, como era esperado.

Tratando-se dos métodos propostos por Regan (2000) e INFASO (2012), o primeiro mostrou um desempenho menos satisfatório, com maiores média e dispersão dos resultados, tanto para os espécimes G3 quanto os espécimes G4. Tal comportamento justifica-se pelo fato de que, para viabilizar a utilização do método de cálculo apresentado por Regan (2000), foram utilizados os fatores modificadores previstos na norma prEN 1992-4 (2013) para a consideração do efeito de borda, de agrupamento e efeito negativo da densidade de armadura. Isto foi necessário, uma vez que o referido método foi desenvolvido para o arrancamento de um único conector – portanto, sem efeito de agrupamento – posicionado de forma a não sofrer influência das bordas.

Ademais, decidiu-se que era sensato a utilização dos fatores de modificação previstos na prEN 1992-4 (2013) pelo fato de a equação utilizada na determinação da capacidade de ancoragem de um único conector, com falha governada pela ruptura do cone de concreto, nos dois métodos de cálculos – o da referida norma e o proposto por Regan (2000) – ser a mesma, com modificações apenas para o valor do parâmetro k .

Comparando-se as médias, desvios padrão e coeficientes de variação obtidos para os espécimes G3 e G4, é possível observar que a consideração do efeito de borda reduziu significativamente a acurácia para alguns métodos de cálculo. Para o ACI 318 (2014), por exemplo, o valor da média cresceu 12,4%, em enquanto que o desvio padrão e o coeficiente de variação aumentaram, respectivamente, 70,7% e 51,9%. Por outro lado, o método proposto por Sharma *et al.* (2017) mostrou alterações nos seus parâmetros estatísticos consideravelmente menores, 4,2% para a média e 10,4% e 6,0% para o desvio padrão e coeficiente de variação, respectivamente.

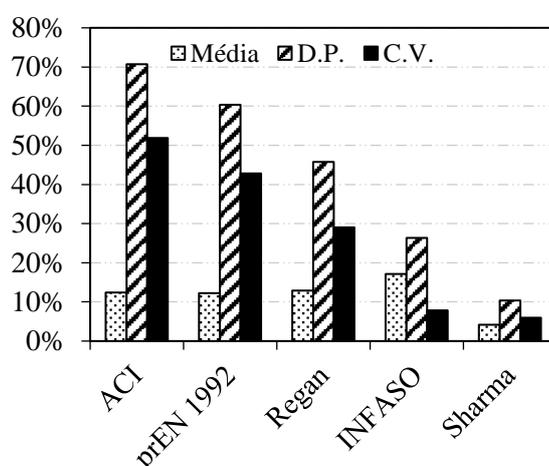


Figura 5.6 - Variação dos parâmetros estatísticos obtidos em função da consideração do efeito de agrupamento – Grupos G3 e G4.

Os gráficos apresentados na Figura 5.7 ilustram a acurácia dos métodos de cálculo quanto as estimativas da capacidade de carga dos conectores pré-instalados nos espécimes G1 e G2 – os resultados são mais acurados quanto menor for a distância entre eles e a reta diagonal – facilitando a visualização das discussões sobre o desempenho modelos teóricos supracitadas. A Figura 5.8 apresenta um resumo dos valores das médias, desvios padrão e coeficientes de variação para os modelos analisados. Como se pode observar, as duas figuras comprovam que os resultados mais acurados foram obtidos utilizando-se o método proposto por Sharma *et al.* (2017).

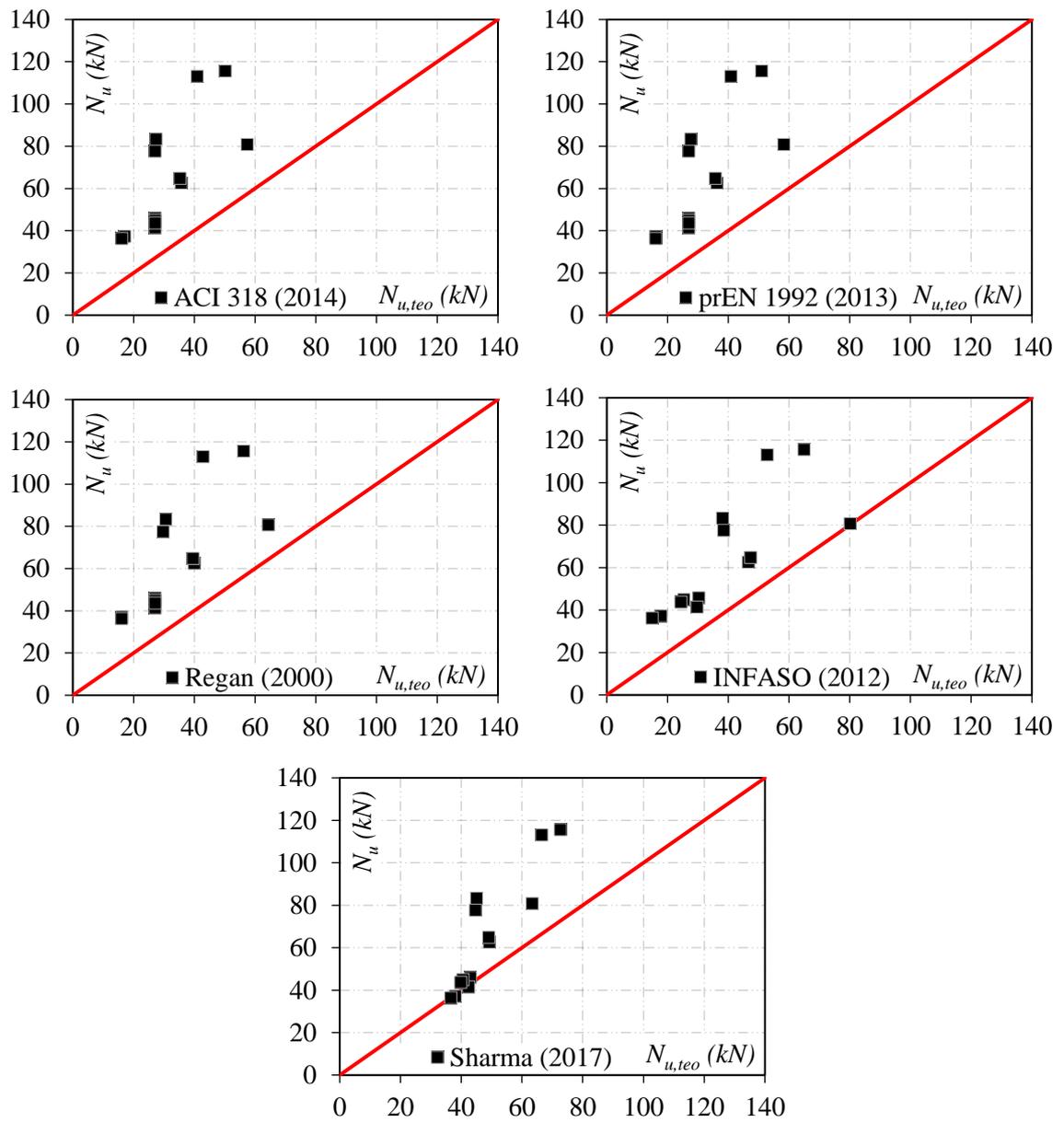
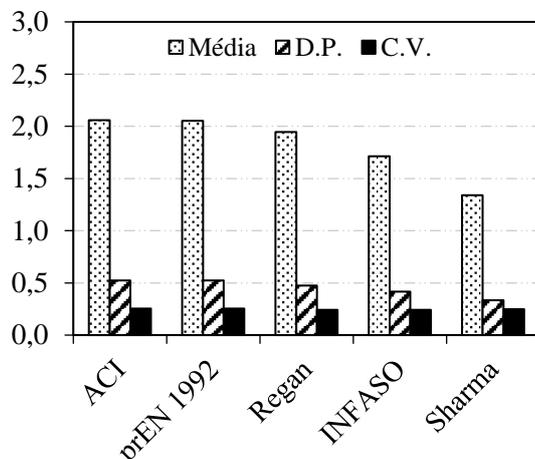
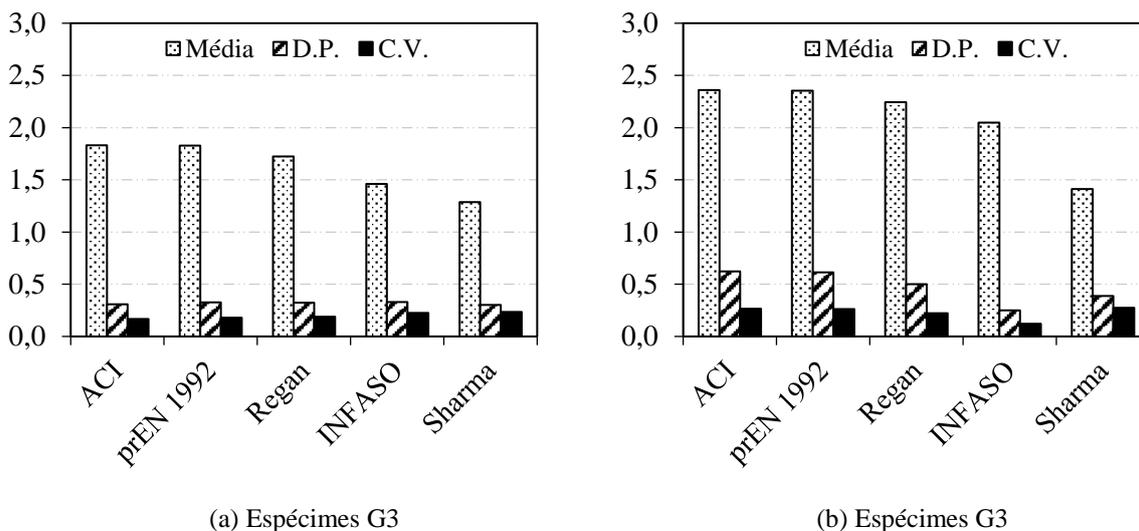


Figura 5.7 - Avaliação da acurácia dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G3



© Espécimes G1 e G4 simultaneamente
 Figura 5.8 - Resumo estatístico dos métodos de cálculo – Grupos G3 e G4

Visando analisar melhor a distribuição dos resultados, fez-se utilização da curva “box and whiskers”, ilustrada na Figura 5.9, a qual apresenta os valores mínimos, máximos, além da mediana e do primeiro e terceiro quartil dos resultados referente a razão entre as cargas últimas experimentais e teóricas (λ).

Observando os resultados, os métodos de cálculo apresentados por Sharma *et al* (2017) e pelo ACI 318 (2014) apresentaram um desempenho mais satisfatório em termos de dispersão, ou seja, os intervalos interquartis foram semelhantes e os menores dentre os avaliados, demonstrando baixo nível de dispersão dos resultados, ratificando assim os comentários supracitados. É possível averiguar também que os métodos que forneceram os menores valores de λ foram aqueles propostos por Sharma *el. al.* (2017) e INFASO (2012), sendo o primeiro o único a apresentar resultados contra a segurança ($\lambda < 1$).

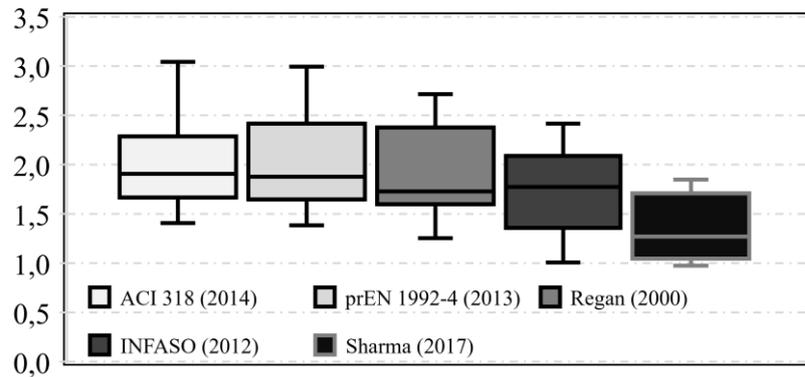


Figura 5.9 - Análise da dispersão dos resultados – Grupos G3 e G4

Por fim, uma vez que o comprimento de embutimento constitui uma variável de grande influência na capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça, buscou-se investigar a existência de uma correlação entre esta e a acurácia dos métodos. Para tal, foram construídos os gráficos apresentados na Figura 5.5 os quais apresentam o valor do parâmetro λ em função de h_{ef} . Através dos resultados, foi possível perceber uma tendência sutil de redução da acurácia dos métodos de cálculo com o decréscimo dos valores de h_{ef} , estando as maiores imprecisões associadas aos menores valores de h_{ef} .

A única exceção ocorreu para o ACI 318 (2014) que não apresentou um padrão de comportamento bem definido. Novamente, por meio dos gráficos mostrados na Figura 5.5, é possível averiguar que os valores de N_u determinados com base no método proposto por Regan (2000) foram aqueles que mais se aproximaram dos valores reais.

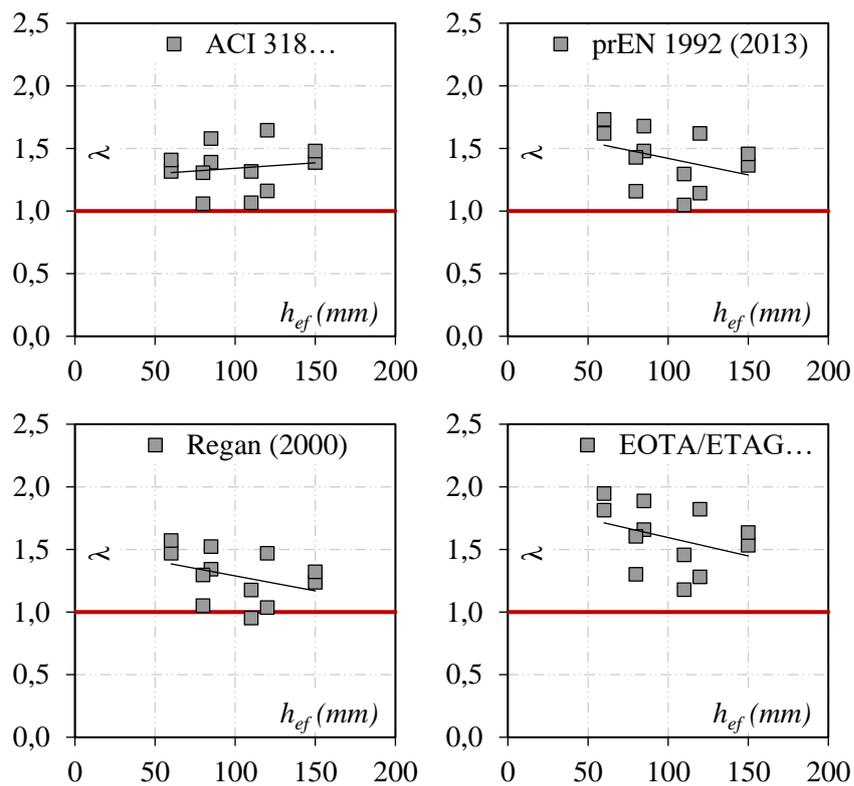


Figura 5.10 - Avaliação dos métodos de cálculo quanto a sua acurácia em função de h_{ef} .

6 CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesta pesquisa foram realizados 26 ensaios experimentais de arrancamento em conectores tipo pino com cabeça pré-instalados em elementos de concreto armado, divididos em duas séries, com o objetivo de investigar e avaliar a influência de parâmetros como o comprimento de embutimento, diâmetro da barra, efeito de agrupamento e armadura suplementar na capacidade resistente à tração destas ancoragens e no comportamento das tais.

Para realização das análises foram coletados dados referentes à força de tração aplicada, deformações dos conectores, armaduras de flexão e armaduras suplementares, e de deslizamentos dos conectores. Os resultados experimentais obtidos para a capacidade resistente dos conectores são comparados com os teóricos os quais foram determinados com base nos modelos de cálculo apresentados pelas normas ETAG/EOTA Anexo C (2010), prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014) e propostos por Regan (2000), INFASO (2012) e Sharma *et al.* (2017).

Portanto, neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões sobre a influência dos parâmetros supracitados no desempenho dos conectores tipo pino com cabeça, mais especificamente no que diz respeito a capacidade resistente e deslizamento dos tais.

6.2 RESULTADOS OBTIDOS

6.2.1 Influência do comprimento de embutimento no desempenho do conector

Concernente à capacidade resistente dos conectores, verificou-se que, para todos os espécimes ensaiados, esta variável dependente foi influenciada pelo comprimento de embutimento. Em todos os casos avaliados, incrementos no valor de h_{ef} tenderam a elevar a capacidade de ancoragem dos conectores com cabeça, tendo possibilitado ganhos de capacidade resistente em até 153% a partir de um aumento de 88% no valor de h_{ef} , como pode ser observado para o espécime G1-16,0-150-i.

Ademais, a relação de dependência entre essas duas variáveis foi evidenciada através dos gráficos nos quais a carga última foi ilustrada em função dos valores de h_{ef} . Utilizando-se uma

função exponencial, foi possível ajustar os valores de N_u com um ajuste satisfatório. Considerando a variabilidade dos resultados inerentes ao material concreto e a não linearidade do problema decorrente da consideração dos efeitos de borda e de grupo, o menor valor para o coeficiente de determinação (R^2) encontrado para os quatro grupos foi igual a 0,95.

No que diz respeito ao comportamento dos conectores com cabeça, para os grupos G1 e G2, foi possível verificar através das curvas carga-deslizamento que os valores de deslizamento na carga última (ξ_u) tenderam a ser mais elevados para maiores valores de h_{ef} . Ademais, verificou-se por meio das referidas curvas que a capacidade resistente à tração das barras ancoradas com maiores comprimentos de embutimento foi determinada pela aderência mecânica da barra e principalmente da aderência mecânica proporcionada pela cabeça do conector, responsável por resistir maior parcela do carregamento aplicado.

Entretanto, com a consideração da armadura suplementar e a consequente modificação no modo de ruptura, nos grupos G3 e G4, os valores dos deslizamentos na carga última (ξ_u) não apresentaram uma tendência de crescimento associada a incrementos no valor de h_{ef} , como ocorrido nos grupos G1 e G2, uma vez que estes o deslizamento do conector passou a ser influenciado preponderantemente pela armadura suplementar.

6.2.2 Influência do diâmetro nominal das barras no desempenho do conector

Através da análise dos valores experimentais normalizados referentes à capacidade resistente dos conectores com cabeça ($N_{u,normalizado}$), verificou-se que, em todos os espécimes avaliados, a variação dos diâmetros nominais dos conectores exerceram pouca ou nenhuma influência na capacidade de ancoragem dos tais. Vale ressaltar que este processo de normalização foi realizado buscando-se amenizar ou eliminar a influência da resistência à compressão média do concreto f_{cm} e, principalmente, do comprimento de embutimento no valor de N_u , uma vez que o valor de h_{ef} varia e foi evidenciada a correlação entre h_{ef} e a resistência última à tração.

Quanto ao comportamento das ancoragens em estudo, concluiu-se que o diâmetro nominal dos conectores com cabeça pode influenciar no deslizamento dos tais, modificando suas respostas em relação às forças de tração. Observando-se os espécimes G3, foi possível identificar mudanças no comportamento da curva carga-deslizamento – o início do deslizamento foi postergado – em decorrência do aumento da parcela de contribuição da aderência por adesão

na capacidade de ancoragem total. Esta elevação no valor correspondente a adesão química, por sua vez, ocorreu devido a um incremento na área da superfície de contato entre a barra de aço e o concreto, conseqüente da utilização de uma bitola maior (20 mm).

6.2.3 Influência do efeito de agrupamento no desempenho do conector

Comparando-se os grupos G1 e G2, observou-se que a consideração do efeito de agrupamento nos espécimes tendeu a reduzir a capacidade resistente à tração dos conectores, assim como os valores correspondentes aos seus deslizamentos na carga última (ξ_u). Uma vez que a distância entre os conectores foi reduzida para os espécimes deste último grupo, a área total de projeção de falha foi diminuída em função da superposição dos cones de ruptura e, conseqüentemente, houve uma redução no desempenho das ancoragens.

Entretanto, diferente do que foi observado anteriormente, para os grupos G3 e G4, que consideraram a influência da armadura suplementar e cujo material concreto apresentou baixa resistência média à compressão ($f_{cm} = 17,7$ MPa), o efeito de grupo mostrou pouca ou nenhuma influência na capacidade resistente à tração e no deslizamento dos conectores. Através de dados experimentais disponíveis na literatura, verifica-se que o efeito de agrupamento tende a reduzir o desempenho de ancoragens dispostas a umas das outras a uma distância inferior a $3h_{ef}$, uma vez que, nestes casos, a área resistente de concreto (a área de projeção de falha) é reduzida.

Porém, como o concreto utilizado apresentou uma baixa resistência média à compressão, armadura suplementar exerceu grande influência na capacidade resistente e no deslizamento dos conectores ao passo que reduziu os efeitos negativos do efeito de agrupamento no desempenho da ancoragem.

6.2.4 Influência do efeito da armadura suplementar no desempenho do conector

De uma maneira geral, concluiu-se que um dos maiores benefícios atrelados à utilização de armadura suplementar, incontestavelmente, é o aumento expressivo da ductilidade da conexão na ruptura.

Comparando-se os espécimes dos grupos G1 e G2 com aqueles constituintes dos grupos G3 e G4, é possível observar que estes últimos, mesmo tendo sido fabricados com um concreto cujas propriedades mecânicas foram inferiores, apresentaram um valor médio de deslizamento na

carga última igual a 2,53 mm, que é aproximadamente 1332% maior em relação àquele medido nos primeiros, 0,18 mm. Vale ressaltar que este valor médio de deslizamento supracitado foi tomado como a média aritmética dos deslizamentos na carga última (ξ_u).

Ainda concernente a influência da armadura suplementar no desempenho dos conectores, concluiu-se que, além de elevar a ductilidade da conexão, a armadura suplementar tendeu a elevar a capacidade de ancoragem dos tais. Comparando-se os espécimes G1-16,0-150-i e G3-16,0-150-i, ambos da primeira série de ensaios, observou-se que a presença de armadura suplementar no entorno do conector proporcionou um aumento de 43% na sua capacidade de resistente. Contrastando-se os espécimes de diâmetros menores (G1-12,5-120-i e G3-12,5-120-i), 12,5 mm, o ganho de resistência na capacidade resistente foi de aproximadamente 21%.

É muito importante ressaltar que estes ganhos de resistência apresentados não correspondem a total contribuição da armadura suplementar no ganho de resistência, uma vez que nos espécimes G3 da primeira série de ensaios (que consideraram a influência da armadura suplementar), a ruptura ocorreu pelo escoamento da barra de aço do conector e não pelo cone de concreto.

6.2.5 Avaliação dos métodos de cálculo

De modo geral, a partir da análise dos resultados obtidos, concluiu-se que as normas EOTA/ETAG Anexo C (2010), prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014) mostraram-se conservadores quanto a estimativa da capacidade resistente dos conectores com cabeça. Ademais, verificou-se que a consideração da armadura suplementar tendeu a elevar a imprecisão dos modelos teóricos, bem como a dispersão dos resultados.

Para a primeira série de ensaios (Grupos G1 e G2), dentre os métodos de cálculo avaliados para estimativa da capacidade resistente dos conectores com cabeça submetidos a esforços de tração, o que fora proposto por Regan (2000) forneceu os resultados mais acurados, com média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 1,29, 0,20 e 0,17. Entretanto, apesar de sua maior acurácia, este método de cálculo apresentou um valor contra a segurança ($N_u/N_{u,teo} < 1$) em seis espécimes avaliados. O menor desempenho, em termos de acurácia, foi apresentado pelo método de cálculo previsto na norma EOTA/ETAG Anexo C (2010).

Para a segunda série de ensaios (Grupos G3 e G4), o método de cálculo proposto por Sharma *et al* (2017) mostrou o melhor desempenho em termos de acurácia na estimativa da capacidade resistente dos conectores, com média, desvio padrão e coeficiente de variação iguais a 1,34, 0,33 e 0,25. Entretanto, dentre todos modelos teóricos avaliados, este foi que mais apresentou resultados contra a segurança. Os desempenhos menos satisfatórios foram fornecidos pelas recomendações normativas da prEN 1992-4 (2013) e ACI 318 (2014).

6.2.6 Modos de ruptura

Todos os espécimes dos grupos G1 e G2 da primeira série de ensaios falharam pela ruptura do cone de concreto, modo de ruptura para o qual foram dimensionados. Entretanto, nos espécimes G3 da primeira concretagem, as falhas de ancoragem ocorreram pela ruptura da seção de aço.

Concernente aos grupos G3 e G4 da segunda série de ensaios, em todos estes espécimes a falha de ancoragem ocorreu pela ruptura do cone de concreto associada ao escoamento da armadura suplementar, responsável pela transferência de esforços entre o conector e o prisma de concreto na carga última.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de compreender melhor a influencia dos parâmetros abordados nesta pesquisa na capacidade resistente de conectores tipo pino com cabeça submetidos a esforços de tração direta, sugere-se como trabalhos futuros:

I. Refazer a segunda série de ensaios com modificações no posicionamento dos extensômetros na armadura suplementar – uma vez que muitas leituras de deformações foram cessadas antes da carga última por danos causados nos extensômetros – e na resistência característica à compressão do concreto, de forma a possibilitar a comparação de resultados entre os espécimes desta e da primeira série de ensaios, permitindo assim uma investigação mais aprofundada do efeito da armadura suplementar no desempenho das ancoragens.

II. Realizar ensaios experimentais adicionais de arrancamento em conectores com cabeça, para aumentar o banco de dados existente, e em outros tipos de ancoragem, como ganchos de 45°, ganchos de 180° e dobras de 90°, sujeitos a efeito de borda e efeito de agrupamento, para

entender melhor a influência destes parâmetros na capacidade resistente à tração destas ancoragens mais tradicionais;

III. Realizar uma simulação numérica nos espécimes ensaiados, visando avaliar melhor o comportamento das tensões no conector e estudar novos posicionamentos das armaduras suplementares, buscando aumentar a eficiência das tais;

IV. Realizar ensaios de conectores com cabeça em concreto fissurado, com o objetivo de investigar a influência do nível de fissuração na capacidade resistente de conectores com cabeça a partir da utilização de métodos que possibilitem o controle da abertura de fissuras nos elementos de concreto;

V. Realizar ensaios com comprimentos de embutimento mais profundos, de forma a investigar e avaliar o desempenho de conectores tipo pino com cabeça quando da ocorrência de outros modos de ruptura, como o deslocamento lateral;

VI. Realizar análises estatísticas, tais como Análise de Variância (ANOVA), para aprofundar as investigações sobre a dependência e correlação entre variáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALRASYID, H.; YOGANATA, Y.; SULUCH, M.; IRANATA, D. Headed Reinforcement in Concrete Structure: State of The Art. **In 3rd International Conference on Construction and Building Engineering (ICONBUILD)**, Palembang, Indonesia, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318** – Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-14) and Commentary. Farmington Hills, EUA, 2014.

ANDRÄ, H. P. Dübelleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei hochbelasteten Flachdecken. **Die Bautechnik**, v. 56, n.7, p. 244-247, jul. 1979.

ARSLAN, M. H.; KORKMAZ, H.H. What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?. **Engineering Failure Analysis**. v. 14, n. 2007, p.1-22, mar. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado e protendido – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6892 Materiais metálicos — Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522 – Concreto - Determinação do módulo de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

BASHANDY, T. **Application of headed bars in concrete members.** Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 1996.

BRANTSCHEN, F. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs.** 2016. 227 f. PhD Thesis, Doctoral Program in Civil and Environmental Engineering, École Polytechnique FédÉrale de Lausanne, Switzerland, 2016.

BUJNAK, J.; BAHLEDA, F.; FARBAK, M. Headed fastenings acting in cooperation with supplementary steel reinforcement. **Procedia Engineering**, v. 91, p.250-255, 2014.

CHINN, J. **The use of nelson studs with idealite light-wight aggregate concrete in composite construction.** Part I. Report, University of Colorado, Engineering Experiment Station, Abril 1961.

CHUN, S.-C.; CHOI, S.-H.; JUNG, H. Side-Face Blowout Failure of Large-Diameter High-Strength Headed Bars in Beam-Column Joints. **Aci Structural Journal**, v. 114, n. 1, p.161-172, jan.-fev. 2017.

COSTA, H. D. **Resistência à tração de conectores de aço embutidos em elementos de concreto armado.** 2016. 105p. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2016.

DELHOMME, F.; ROURE, T.; ARRIETA, B.; LIMAM, A. Pullout behavior of cast-in-place headed and bonded anchors with different embedment depths. **Materials and Structures**. v. 49, p. 1843-1859, mai. 2015.

DeVRIES, R. A.; JIRSA, J. O.; BASHANDY, T. Anchorage Capacity in Concrete of Headed Reinforcement with Shallow Embedments. **Aci Structural Journal**, v. 96, n. 5, p.728-736, set.-out. 1999.

DILGER, W. H.; GHALI, A. Shear Reinforcement for Concrete Slabs. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v. 107, n. 12, p.2403-2420, New York, dez. 1981.

DRISCOLL, G. C. Jr., SLUTTER R. G. **Research on Composite Design at Lehigh University**. Fritz Laboratory reprint 180, Leigh University, Fritz Engineering Laboratory, 1961

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

ELIGEHAUSEN, R.; BALOGH, T. Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 92, n.3, p.365-379, mai.-jun. 1995.

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

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

ELIGEHAUSEN, R., POPOV, E. P., and BERTERO, V. V. **Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations**. Rep. No. 83/23, Environmental Engineering Research Council, University of California, Berkeley, Calif, 1983.

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E. Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, Authors' Closure to Discussion. **ACI Structural Journal**, v. 92, n. 6, p.794-802, 1995.

FURCHE, J.; ELIGEHAUSEN, R. Lateral Blow out Failure of Headed Studs Near a Free Edge. **ACI Structural Journal**, v.130, p.235-252, jan. 1991.

GIL-MÁRTIN L.M; HERNÁNDEZ-MONTES E. **Reinforcement Anchored in Tension by Heads. Review of Capacity Formulation and Applicability Limits**. Engineering Structures, Vol. 184, p.186-193, 2019.

HADI, M. N. **Bond Of High Strength Concrete With High Strength Reinforcing Steel**. The Open Civil Engineering Journal, 2 143-147. 2008.

HEADED REINFORCEMENT CORPORATION – EUROPE, disponível em < <https://www.hrc-europe.com/> >. Acesso em 10 de outubro de 2018.

HEILMANN, H. G. **Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons**. Beton, Berlim, Alemanha, 2, 68-72. 1969.

INFASO. **New Market Chances For Steel Structures By Innovative Fastening Solutions**. Stuttgart University, Final Report of the RFCS project No RFS-PR-05062, 2012.

INGHAM, J.; GRIFFITH, M. Performance of Unreinforced Masonry Buildings During the 2010 Darfield (Christchurch, Nz) Earthquake. **Australian Journal of Structural Engineering**, v. 11, n. 3, p.207-224, mar. 2010.

KANG, T. H.-K.; MITRA, N. Prediction of performance of exterior beam-column connections with headed bars subject to load reversal. **Engineering Structures**. v. 41, p.209-217, abr. 2012.

LÓPEZ, A. A.; GARCIA, J. I. H.; HERRERA, J. O.; BRAVO, J. C. A proposal of a beam-to-column joint using shear studs: FEM and experiments. **Hormigón y Acero**. v. 68, n. 282, p. 163-169, mai. 2017.

MACGREGOR, J.G., WIGHT, J.K. **Reinforced concrete – Mechanics and design**. 6a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 2012.

MARQUES, J. L.G.; JIRSA, J. O. **A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints**. ACI Structural Journal, Vol. 72, No. 5, p. 198-209, Maio - Junho, 1975.

MARCHETTO, F. **USE OF HEADED REINFORCEMENT BARS IN CONSTRUCTION: a theoretical approach to determine the dimensions of anchorage plates and experimental tests on knee joints subjected to a closing moment**. Ph.D. Dissertation, Technical University of Madrid, Madrid, Spain, 2015.

MARTINS, J. D. **Resistência À Tração De Chumbadores Com Placa De Ancoragem Instalados Em Concreto**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil,

Publicação: E.DM-001A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 148p, 2006.

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

MEIRA, M. T. da R. **Resistência à tração de pinos de ancoragem – influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino.** 2005. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

McMACKIN, P.J.; SLUTTER, R.G.; FISHER, J.W. Headed Steel Anchor Under Combined Loading. **AISC Engineering Journal**, v. 10, n. 2, p.43-52, 1973.

MEDEIROS, A.P.B.B. **Análise experimental de ancoragem em conexões viga-pilar de concreto armado com conectores tipo pino com cabeça.** Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p. 110, 2019

MOKHTAR, A.S.; GHALI, A.; DILGER, W.H. Stud Shear Reinforcement for Flat Concrete Plates. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 82, n. 5, p.676-683, set.-out. 1985.

NATIONAL TRANSPORTATION SAFETY BOARD. **Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006.** 2007. 132 f. Highway Accident Report NTSB/HAR-07/02. Washington, D.C., 2007. Disponível em: <<https://www.nts.gov/investigations/AccidentReports/Reports/HAR0702.pdf>>.

NILFOROUSH, R.; NILSSON, M.; ELFGREN, J. O.; HOFMANN, J; ELIGEHAUSEN, R. Tensile Capacity of Anchor Bolts in Uncracked Concrete: Influence of Member Thickness and Anchor's Head Size. **Aci Structural Journal**, v. 114, n. 6, p.1519-1530, nov.-dez. 2017.

OLIVEIRA, M. H. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares.** 2013. 223 f. Tese

(Doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

PETERSEN, D.; LIN, Z.; ZHAO, J. Design of anchor reinforcement for seismic tension loads. **Engineering Structures**. v. 164, p. 109-118, 2018.

prEN 1992-4. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete**, Brussels: European Committee for Standardization, 2013.

REGAN, P. E. **Shear reinforcement of flat slabs, international workshop on punching shear capacity of rc slabs - proceedings**, TRITA-BKN, *Bulletin 57*, pp. 99- 107, 2000.

RILEM-FIP-CEB. **Bond test for reinforcing steel**. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-Out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. RILEM Journal Materials and Structures, v.6, n.32, p.96-105. mar/apr, 1983.

SCHMID, K. **Behavior and design of fastenings at the edge with anchor reinforcement under shear loads towards the edge**. PhD Thesis, Institute of Construction Materials, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany, 2010.

SHAO, Y. **Anchorage of headed reinforcing bars in exterior beam-column joints**. PhD Thesis, University of Kansas, Lawrence, Kansas, 2016.

SHARMA, A.; ELIGEHAUSEN, R.; ASMUS, J. **Comprehensive analytical model for anchorages with supplementary reinforcement**. In 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete. Stuttgart, Germany, 2017.

SILVA, P. C. **Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado**. 2018. 128 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SLUTTER R. G. **Pushout tests of welded stud shear connectors in lightweight concrete**. Report 200.63.409.1, Leigh University, Fritz Engineering Laboratory, Junho 1963.

SOARES, M. M. de . **Influência da proximidade de borda, da altura efetiva, do comprimento aderente e do diâmetro da haste na resistência de pinos de ancoragem.** 173 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

SPERRY, J. *et al.*. **Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests.** ACI Structural Journal, Vol. 114, No. 1, p.267-276, Janeiro, 2017.

SPERRY, J. *et al.*. **Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 2: Data Analysis.** ACI Structural Journal, Vol. 114, No. 1, p.267-276, Janeiro, 2017.

THOMPSON, M. K. *et al.* **Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review.** 2002. 112 f. Research Report 1855-1, Texas Department of Transportation, Austin, Texas, 2002.

THOMPSON, M. K.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E. Behavior and Capacity of Headed Reinforcement. **Aci Structural Journal**, v. 103, Iss. 4, p.522-530, jul.-ago. 2006.

TOŠIĆ, N. D.; MARINKOVIĆ, S. B.; STOJANOVIĆ, A. S. Sustainability of the Concrete Industry – current Trends and Future Outlook. **Sustainability of The Concrete Industry**, v. 71, n. 1, p.38-44, jan. 2017.

WANG, J.; XU, Q.; YAO, Y.; QI, J.; XIU, H. Static Behavior of Grouped Large Headed Stud-UHPC Shear Connectors in Composite Structures. **Composite Structures**, v. 206, p.202-214, dez. 2018.

WRIGHT, J.L.; McCABE, S.L. **The Development Length and Anchorage Behavior of Headed Reinforcing Bars.** University of Kansas Center for Research, SM Report No. 44, Lawrence, Kansas, 1997.

ANEXO A

<i>ID</i>	<i>Espécime</i>	<i>N_{u1} (kN)</i>	<i>N_{u2} (kN)</i>	<i>h_{ef} (mm)</i>	<i>d_h/h_{ef}</i>	<i>c_{a1}/h_{ef}</i>	<i>s/h_{ef}</i>
1	G1-16,0-80-i	45,24	45,21	80	0,6	0,9	3,0
2	G1-16,0-110-i	62,46	62,28	110	0,4	0,6	3,0
3	G1-16,0-150-i	114,24	96,66	150	0,3	0,5	3,0
4	G1-12,5-60-i	36,33	36,21	60	0,6	0,9	3,0
5	G1-12,5-85-i	58,05	54,39	85	0,4	0,6	3,0
6	G1-12,5-120-i	66,66	69,18	120	0,3	0,4	3,0
7	G2-16,0-80-i	44,07	43,77	80	0,6	0,9	2,0
8	G2-16,0-110-i	59,13	58,77	110	0,4	0,6	2,0
9	G2-16,0-150-i	92,97	94,26	150	0,3	0,5	2,1
10	G2-12,5-60-i	30,78	30,90	60	0,6	0,9	2,0
11	G2-12,5-85-i	47,28	47,52	85	0,4	0,6	2,0
12	G2-12,5-120-i	71,34	72,00	120	0,3	0,4	2,1
13	G3-16,0-150-i	154,86	162,93	150	0,6	0,9	3,0
14	G3-12,5-120-i	80,70	78,18	120	0,4	0,6	3,0
15	G3-20,0-80-ii	45,81	46,29	80	0,8	0,9	3,0
16	G3-20,0-110-ii	62,46	63,72	110	0,5	0,6	3,0
17	G3-20,0-150-ii	115,53	110,46	150	0,4	0,5	3,0
18	G3-16,0-60-ii	37,14	48,90	60	0,8	0,9	2,9
19	G3-16,0-85-ii	41,40	40,68	85	0,6	0,6	2,9
20	G3-16,0-120-ii	64,77	64,77	120	0,4	0,5	3,0
21	G4-20,0-80-ii	44,19	44,88	80	0,8	0,9	2,0
22	G4-20,0-110-ii	74,58	83,25	110	0,5	0,6	2,0
23	G4-20,0-150-ii	108,24	113,01	150	0,4	0,5	2,1
24	G4-16,0-60-ii	36,06	36,21	60	0,8	0,9	1,9
25	G4-16,0-85-ii	42,24	43,62	85	0,6	0,6	1,9
26	G4-16,0-120-ii	65,25	77,52	120,0	0,4	0,5	2,0