UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL CURSO DE MESTRADO

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE PINOS DE ANCORAGEM – INFLUÊNCIA DE BORDA, COMPRIMENTO DE ADERÊNCIA, POSIÇÃO E ORIENTAÇÃO DO PINO

Eng^o. Civil Magnus Thiago da Rocha Meira Orientador: Prof. Ronaldo Barros Gomes, Ph.D Co-Orientador: Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D

> Goiânia 2005

Livros Grátis

http://www.livrosgratis.com.br

Milhares de livros grátis para download.

MAGNUS THIAGO DA ROCHA MEIRA

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE PINOS DE ANCORAGEM – INFLUÊNCIA DE BORDA, COMPRIMENTO DE ADERÊNCIA, POSIÇÃO E ORIENTAÇÃO DO PINO

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do titulo de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas e Materiais. **Orientador:** Prof.: Ronaldo Barros Gomes, Ph.D **Co-orientador:** Prof.: Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D

> Goiânia 2005

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

(GPT/BC/UFG)

Meira, Magnus Thiago da Rocha. M199r Resistência à tração de pinos de ancoragem : influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino/ Michele Tereza Marques Carvalho. - Goiânia, 2005. 168 f. : il. color. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2005. Bibliografia: f. 122. Inclui lista de figuras, de tabelas, de símbolos, de abreviaturas. Anexos 1. Ancoragem (Engenharia de estruturas) 2. Pinos -Ancoragem (Engenharia de estruturas) - Influência e resultados I. Universidade Federal de Goiás. Escola de Engenharia Civil II. Título. CDU: 621.886

MEIRA, Magnus Thiago da Rocha. *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.

Cessão de Direitos

Nome do Autor: Magnus Thiago da Rocha Meira Título da Dissertação de Mestrado: Resistência à tração de pinos de ancoragem – Influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino. Grau/Ano: Mestre/2005

É concedida à Universidade Federal de Goiás permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Magnus Thiago da Rocha Meira Rua Diunísio Filgueira, 780, Apto. 401 – Petrópolis CEP: 59014-020 – Natal / RN – Brasil

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE PINOS DE ANCORAGEM – INFLUÊNCIA DE BORDA, COMPRIMENTO DE ADERÊNCIA, POSIÇÃO E ORIENTAÇÃO DO PINO

MAGNUS THIAGO DA ROCHA MEIRA

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 02 de junho de 2005, pela banca examinadora constituída pelos professores:

Professor Ronaldo Barros Gomes, Ph.D (UFG) (ORIENTADOR)

Professor Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D (PUC – RIO) (CO-ORIENTADOR)

> Professor Gilson Natal Guimarães, Ph.D (UFG) (EXAMINADOR INTERNO)

Professor João Carlos Teatini de Souza Clímaco, Ph.D (UnB) (EXAMINADOR EXTERNO)

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Castro Meira e Eunice e as minhas irmãs Cibele e Larissa, pelo apoio e confiança.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e irmãs, pelo apoio, carinho e compreensão nos momentos difíceis, estando sempre presente na minha vida.

Ao Prof. Ronaldo Barros Gomes, pela oportunidade de desenvolver essa dissertação sob sua orientação e pelo apoio e dedicação no decorrer do curso de mestrado.

Ao Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, por ter aceito o convite para a coorientação dessa dissertação e pela participação efetiva no desenvolvimento da mesma.

Aos professores do CMEC/UFG, em especial aos Profs. Gilson Natal Guimarães e Orlando Ferreira Gomes, pelo convívio e ensinamentos.

Ao Eng.º Reginaldo Porto, Concreto Realmix, ao Eng.º Jerônimo Sousa, Perfinasa – Perfilados e Ferros Nossa Senhora Aparecida Ltda, e ao Richileu Miranda, da IMPERCIA S.A, que disponibilizaram parte dos materiais utilizados na pesquisa, pelo incentivo ao desenvolvimento do curso de mestrado e do estado de Goiás.

À empresa Carlos Campos Consultoria na pessoa do Eng.º Carlos Campos pelo apoio e incentivo em todos os momentos desse curso e pela realização dos ensaios de caracterização dos materiais.

Aos alunos do CMEC/UFG das turmas de 2001 a 2004 e das instituições UnB e USP, com quem tive a oportunidade de conviver no decorrer do curso, pela amizade e companheirismo; aos alunos de iniciação científica e técnicos do laboratório que ajudaram na realização dos ensaios.

A todos da secretaria do curso de mestrado, pelo convívio e amizade e em especial à Neuza por todo carinho dado.

À Capes – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e ao PROCAD – Programa Nacional de Cooperação Acadêmica, pelo apoio financeiro e por viabilizar entre outros aspectos o intercâmbio científico com outras instituições.

SUMÁRIO

L	ISTA I	DE FIGURAS	
L	ISTA I	DE TABELAS	
L	ISTA I	DE TABELAS	
L	ISTA I	DE SÍMBOLOS	
L	ISTA I	DE ABREVIATURAS	
R	ESUM	0	
A	BSTR	ACT	
C	apítulo	o 1	
1	INT	FRODUÇÃO	22
	1.1	GENERALIDADES	22
	1.2	OBJETIVO E JUSTIFICATIVA	
	1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	24
C	apítulo	2	
2	RE	VISÃO BIBLIOGRÁFICA	
	2.1	GENERALIDADES	25
	2.2	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	
	2.2.	1 Ancoragem por aderência	
	2.2.	2 Ancoragem por atrito	
	2.2.	3 Ancoragem mecânica	27
	2.3	TIPOS DE ANCORAGENS PARA CONCRETO	27
	2.3.	1 Pré-instalados	27
	2.3.	2 Pós-instalados	
	2.3.	3 Barra de aço nervurada com ancoragem de cabeça	30
	2.4	MODOS DE RUPTURA	31
	2.4.	1 Ruptura do Aço (<i>Steel Failure</i>)	32
	2.4.	2 Ruptura do Cone de Concreto (<i>Concrete Cone Failure</i>)	32
	2.4.	3 Ruptura por Escorregamento (<i>Pull-out</i> ou <i>Pull-through Failure</i>)	34
	2.4.	4 Ruptura por Fendilhamento (<i>Splitting Failure</i>)	34
	2.4.	5 Ruptura Lateral (<i>Bursting Failure</i>)	34
	2.5	FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR A CAPACIDADE RESIST	ſENTE
	DE UI	M PINO DE ANCORAGEM	

2.5.1	Proximidade da Borda	35
2.5.2	Ação de Cunha	36
2.5.3	"Size Effect"	37
2.5.4	Efeito de Disco	38
2.5.5	Relação entre o Diâmetro da Cabeça de Ancoragem e a Altura Efetiva.	38
2.5.6	Aderência	39
2.5.7	Posição e Orientação da Ancoragem	40
2.5.8	Ancoragens em Grupo	42
2.5.9	Armadura Adicional	42
2.5.10	Concreto Fissurado	43
2.5.11	Excentricidade da Carga	46
2.5.12	Solda	46
2.6 M	ODELOS TEÓRICOS	47
2.6.1	Stone e Carino (1983)	47
2.6.2	Krenchel e Shah (1985)	48
2.6.3	Ballarini et al. (1986)	49
2.7 Pl	ESQUISAS NACIONAIS	51
2.7.1	Jermann – UFF (1993)	51
2.7.2	Oliveira – PUC-Rio (2003)	52
2.8 N	ORMAS E MÉTODOS DE CÁLCULO	53
2.8.1	Ângulo de 34º	53
2.8.2	Ângulo de 45°	58
2.8.3	Ângulo variando entre 28° e 45°	61
2.9 E	NSAIOS DA LITERATURA	62
Capítulo 3		
3 PROC	EDIMENTO EXPERIMENTAL	66
3.1 C	ONSIDERAÇÕES GERAIS	66
3.2 C.	ARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS	66
3.2.1	Parâmetros e Variáveis	66
3.2.2	Programa Experimental	68
3.2.3	Distribuição dos Modelos Ensaiados	69
3.3 M	ONTAGEM DOS ENSAIOS	71

	3.4	DETALHAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS	. 74
	3.5	FÔRMAS	. 75
	3.6	MATERIAIS	76
	3.6.	l Concreto	76
	3.6.2	2 Aço	78
	3.7	INSTRUMENTAÇÃO	. 78
	3.8	PROCEDIMENTO DE PREPARAÇÃO E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	. 79
C	apítulo	4	
4	API	RESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	82
	4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	. 82
	4.2	MATERIAIS	82
	4.2.	l Concreto	82
	4.2.2	2 Aço	83
	4.3	MODO DE RUPTURA	. 84
	4.4	CARGA DE RUPTURA	. 86
	4.5	DESLOCAMENTOS VERTICAL E HORIZONTAL	89
	4.6	SUPERFÍCIES DE RUPTURA	. 91
C	apítulo	5	
5	AN	ÁLISE DOS RESULTADOS	94
	5.1	INFLUÊNCIA DA PROXIMIDADE DA BORDA	. 94
	5.2	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA EFETIVA	. 96
	5.3	INFLUÊNCIA DA ADERÊNCIA	. 97
	5.4	INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO PINO	. 98
	5.5	INFLUÊNCIA DA ORIENTAÇÃO DO PINO	100
	5.6	COMPARAÇÃO DAS CARGAS EXPERIMENTAIS E MÉTODOS	DE
	CÁLC	ULO	101
	5.7	DESLOCAMENTO VERTICAL DO PINO	106
	5.8	SUPERFÍCIE DE RUPTURA	108
	5.9	PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO EM MÉTODO DE CÁLCULO	111
C	apítulo	6	
6	CO	NCLUSÕES E SUGESTÕES	118
	6.1	CONCLUSÕES	118

6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	120
REFERÍ	ÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
ANEXO	Α	126
ANEXO	• B	128
ANEXO	C	135
ANEXO	D	
ANEXO	• E	
ANEXO) F	148

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Tipos de pinos de ancoragem pré-instalados (CEB Bulletin nº 233, 1997) 28
Figura 2.2 – Tipos de pinos de ancoragem pós-instalados (CEB Bulletin nº 233, 1997) 29
Figura 2.3 – Exemplo de pinos instalados em cavas
Figura 2.4 – Mecanismos de transferência de carga (Thompson et al., 2003)
Figura 2.5 – Tipos de ruptura segundo Fuchs <i>et al.</i> (1995)
Figura 2.6 – Exemplo dos tipos de ruptura: (a) Ruptura do aço, (b) Ruptura do cone de
concreto, (c) Ruptura por escorregamento, (d) Ruptura por fendilhamento e (e
Ruptura lateral
Figura 2.7 – Exemplo da presença de mais de uma borda (ACI 318-02, 2002)
Figura 2.8 – Ação de cunha segundo (Hasselwander <i>et al.</i> , 1988)
Figura 2.9 - "Size effect" de acordo com o critério de escoamento ou resistência e a
mecânica da fratura linear ou não-linear (Bazant, 1984)
Figura 2.10 – Plano de inclinação do cone de ruptura (Jermann, 1993)
Figura 2.11 – Gráfico Força de arrancamento x Deslocamento (Ozbolt et al., 1999) 39
Figura 2.12 – Curva Força x Deslocamento da Cabeça do Pino (De Vries et al., 1999) 40
Figura 2.13 – Influência da sedimentação no ato da concretagem
Figura 2.14 – Exemplo da sobreposição dos cones
Figura 2.15 – Exemplo de armadura adicional (CEB Bulletin nº 233, 1997)
Figura 2.16 – Exemplo da transferência de carga (Eligehausen e Balogh, 1995)44
Figura 2.17 – Zonas tracionadas em paredes (Eligehausen e Balogh, 1995)
Figura 2.18 – Zonas tracionadas em lajes (Eligehausen e Balogh, 1995)
Figura 2.19 - Exemplo de pinos com altura e espaçamentos do anel de reação curtor
(Ballarini <i>et al.</i> , 1986)
Figura 2.20 - Exemplo de pinos com altura curtas e espaçamentos do anel de reação
grandes (Ballarini et al., 1986)
Figura 2.21 – Exemplos dos cones de ruptura (CEB Bulletin 233, 1987; Fuchs et al., 1995
ACI 318-02, 2002)
Figura 2.22 – Cone de ruptura (De Vries <i>et al.</i> , 1999)
Figura 2.23 – Cone de ruptura segundo (Bode e Roik, 1987)

Figura 2.24 – Exemplo de um plano de tensão biaxial de compressão e de tração (Jermann,
1993)	58
Figura 2.25 – Cone de ruptura segundo (ACI 349-76, 1976)	59
Figura 2.26 – Cone de ruptura segundo Método TRW Nelson Division (1974) (K	lingner e
Mendonca, 1982).	60
Figura 2.27 – Cone de ruptura segundo Método VAC (1984) (Farrow e Klingner, 1	995). 62
Figura 2.28 – Gráfico da média e coeficiente de variação dos métodos de cálculo	
Figura 3.1 – Características geométricas do pino	
Figura 3.2 – Posição e orientação dos pinos no bloco	
Figura 3.3 – Distribuição dos modelos ensaiados.	
Figura 3.4 – Desenho da montagem do ensaio (Medidas em mm).	
Figura 3.5 – Desenho dos perfis U superior e inferior (Medidas em mm)	
Figura 3.6 – Desenho das chapas em L (Medidas em mm)	
Figura 3.7 – Vista geral do esquema de ensaio.	
Figura 3.8 – Configuração do pino após a soldagem.	74
Figura 3.9 – Modelo dos pinos ensaiados na dissertação	
Figura 3.10 – Fotografias das fôrmas metálicas	75
Figura 3.11 – Fixação dos pinos na forma: (a) superior, (b) lateral e (c) inferior	
Figura 3.12 – Tipo de cura utilizada	
Figura 3.13 – Posição dos relógios comparadores.	
Figura 3.14 – Fotografia da leitora digital e célula de carga	
Figura 3.15 – Fotografía do pórtico montado	80
Figura 3.16 – Fotografia dos perfis U: (a) superior, (b) inferior.	80
Figura 3.17 – Detalhes: (a) nivelamento do perfil U, (b) detalhe das chapas em L	
Figura 4.1 – Evolução da resistência à compressão com o tempo	
Figura 4.2 – Relação Tensão x Deformação do aço	
Figura 4.3 – Vistas inferior, lateral e em perspectiva dos pinos P 27 e P 30 A	
Figura 4.4 – Vistas inferior, lateral e em perspectiva do pino P 08	
Figura 4.5 – Vistas inferior, lateral e em perspectiva do pino P 37 A	
Figura 4.6 – Curva Força x Deslocamento para os pinos P 13, P 29, P 37 A e P 45.	89
Figura 4.7 – Curva Força x $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ para os pinos com relação $A_n/A_0 = 0.9$	em uma
mesma posição e com alturas efetivas de 50 e 100 mm respectivamente	

Figura 4.8 – Curva Força x $\Delta l - \Delta l_{aco}^{c}$ para os pinos com e sem aderência
Figura 4.9 – Superfícies de ruptura dos pinos P 13 (a), P 14 (b) e P 17 (c)
Figura 4.10 – Superfícies de ruptura dos pinos P 41 (a) e P 44 A (b)
Figura 5.1 – Gráfico da média e coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ para
pinos com altura efetiva de 50 mm
Figura 5.2 – Gráfico da média e coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$ para
pinos com altura efetiva de 100 mm105
Figura 5.3 – Deslocamento vertical no eixo do pino em relação ao bloco de concreto 106
Figura 5.4 – Curva % da Carga de ruptura (F _u) x deslocamento da parte imersa no concreto
$(\Delta l - \Delta l_{aço}^{c})$ para os pinos com altura efetiva de 50 e 100 mm com mesma posição,
orientação e relação de A_n/A_0 igual a 0,9
Figura 5.5 – Curva % da Carga de ruptura (F _u) x deslocamento da parte imersa no concreto
$(\Delta l - \Delta l_{aco}^{c})$ para os pinos com e sem aderência e a mesma relação de A_n/A_0 , posição,
orientação e altura efetiva108
Figura 5.6 – Superfície de ruptura do pino P 05 e P 35
Figura 5.7 – Superfície de ruptura do pino P 44 A nas direções A, H, M, I, L e J (a) e B, G,
C, F, D e E (b)
Figura 5.8 – Desenho da área projetada total A_0 e parcial A_n proposta
Figura 5.9 – Posição e orientação na proposta de método de cálculo: (a) H _{bloco} < 600 mm;
(b) H _{bloco} > 600 mm
Figura 5.10 – Forças de reação de uma barra ancorada reta e com ancoragem mecânica. 114
Figura 5.11 – Gráfico da média e coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,CCD \text{ mod.}}$ para
o método de cálculo proposto117
Figura B. 1 – Desenho do Esquema de Ensaio
Figura B.2 – Fotografias do Esquema de Ensaio
Figura B.3 – Pino retirado da armadura de cisalhamento
Figura B.4 – Fotografia dos pinos do pré-teste e dos demais ensaios
Figura B.5 – Fotografia da forma de madeira utilizada
Figura B.6 – Desenho da posição dos relógios comparadores
Figura B.7 – Fotografia da posição dos relógios comparadores

erem soldadas	132
naste e porca antes da sol	oldagem.
	132
erfície de ruptura	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Programa experimental Oliveira (2003).	52
Tabela 3.1 – Programa experimental	69
Tabela 3.2 – Traço dos concretos utilizados	77
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto	83
Tabela 4.2 – Carga e modo de ruptura para pinos com altura efetiva de 50 mm	87
Tabela 4.3 – Carga e modo de ruptura para pinos com altura efetiva de 100 mm	88
Tabela 5.1 – Características dos pinos – Influência da proximidade do pino à borda.	95
Tabela 5.2 – Características dos pinos – Influência da altura efetiva	96
Tabela 5.3 – Características dos pinos – Influência da aderência.	98
Tabela 5.4 – Características dos pinos – Influência da posição superior e inferior	99
Tabela 5.5 – Características dos pinos – Influência da posição superior e intermedián	ria. 100
Tabela 5.6 – Características dos pinos – Influência da orientação	101
Tabela 5.7 - Características dos pinos com altura efetiva de 50 mm - Métodos de c	cálculo.
	102
Tabela 5.8 - Características dos pinos com altura efetiva de 100 mm- Métodos de o	cálculo.
	104
Tabela 5.9 – Fatores utilizados para estimar a resistência da ancoragem	115
Tabela 5.10 – Relação entre a carga de ruptura experimental e estimada	116
Tabela A.1 – Tabela com as características dos pinos e relações com os métodos de	cálculo
para os ensaios de 01 à 15.	126
Tabela A.2 – Tabela com as características dos pinos e relações com os métodos de	cálculo
para os ensaios de 16 à 28.	127
Tabela B.1 – Traço do concreto	130
Tabela B.2 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto	130
Tabela B.3 – Carga e modo de ruptura.	134
Tabela C.1 – Tabela com as características dos pinos superiores com altura efetiva	a de 50
mm	135
Tabela C.2 – Tabela com as características dos pinos intermediários e inferiores con	n altura
efetiva de 50 mm.	136

Tabela C.3 – Tabela com as características dos pinos superiores, intermediários e inferiores
com altura efetiva de 100 mm
Tabela D.1 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 1° série
Tabela D.2 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 2° série 138
Tabela D.3 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 3° série 139
Tabela D.4 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 4° série 139
Tabela D.5 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 5° série 139
Tabela D.6 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 6° série 139
Tabela D.7 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 7° série 140
Tabela D.8 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 8° série 140
Tabela D.9 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 9° série 141
Tabela D.10 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 10° série 141
Tabela D.11 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 11° série 142
Tabela D.12 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 12° série 143
Tabela E.1 – Deslocamentos verticais no pino para a 1°, 2° e 3° séries
Tabela E.2 – Deslocamentos verticais no pino para a 4° e 5° séries
Tabela E.3 – Deslocamentos verticais no pino para a 6°, 7° e 8° séries
Tabela E.4 – Deslocamentos verticais no pino para a 9° e 10° séries
Tabela E.5 – Deslocamentos verticais no pino para a 11° e 12° séries
Tabela F.1 – Dados da superfície de ruptura da 1° série de pinos (Medidas em mm) 148
Tabela F.2 – Dados da superfície de ruptura da 2° série de pinos (Medidas em mm) 149
Tabela F.3 – Dados da superfície de ruptura da 3° série de pinos (Medidas em mm) 150
Tabela F.4 – Dados da superfície de ruptura da 4° série de pinos (Medidas em mm) 151
Tabela F.5 – Dados da superfície de ruptura da 5° série de pinos (Medidas em mm) 152
Tabela F.6 – Dados da superfície de ruptura da 6° série de pinos (Medidas em mm) 153
Tabela F.7 – Dados da superfície de ruptura da 7° série de pinos (Medidas em mm) 154
Tabela F.8 – Dados da superfície de ruptura da 8° série de pinos (Medidas em mm) 155
Tabela F.9 – Dados da superfície de ruptura da 9° série de pinos (Medidas em mm) 156
Tabela F.10 – Dados da superfície de ruptura da 10° série de pinos (Medidas em mm) 157
Tabela F.11 – Dados da superfície de ruptura da 11° série de pinos (Medidas em mm) 158
Tabela F.12 – Dados da superfície de ruptura da 12° série de pinos (Medidas em mm) 159

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas

A Área.

A_n Área projetada do cone de tensão teórico interrompido pela proximidade de uma borda.

 A_{S0} Área da superfície do cone de tensão teórico afastado de uma borda.

 $A_{S0, cone menor}$ Área da superfície do cone de tensão teórico reduzido afastado de uma borda.

A₀ Área projetada do cone de tensão teórico afastado de uma borda.

cc Ruptura pelo arrancamento do cone de concreto.

cc/f Ruptura pelo arrancamento do cone de concreto com surgimento de fissuras diagonais.

c_{mín} Distância mínima do eixo do pino a uma borda para que este não sofra a influência da borda.

cc/rl Ruptura pelo arrancamento do cone de concreto com surgimento de fissuras laterais.

 c_x , c_1 , c_2 , c_3 Distância do eixo do pino a uma borda.

C Coeficiente multiplicador relacionado ao tipo de concreto.

d Diâmetro da haste do pino.

d_h Diâmetro da cabeça de ancoragem do pino.

E_s Módulo de deformação longitudinal do aço.

f_c resistência à compressão do concreto.

f_{ck} resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias.

ft Resistência à tração do concreto.

$\mathbf{f}_{\mathbf{y}}$	Tensão de início de escoamento da barra.
F	Força de tração.
F _{dh}	Força de reação gerada pela cabeça de ancoragem.
F _{dh, ,bl} de borda.	Força de reação gerada pela cabeça de ancoragem reduzida pela influência
F _{lb,pino}	Força de reação gerada pelo comprimento aderente do pino.
F _t	Força de tração radial.
F _u	Carga de ruptura.
Fu, c/ ader.	Carga de ruptura de um pino com aderência.
F _{u,exp}	Carga de ruptura experimental.
$F_{u,H}$	Carga de ruptura de um pino disposto horizontalmente.
F _{u,Inf.}	Carga de ruptura de um pino na posição inferior.
F _{u,Int.}	Carga de ruptura de um pino na posição intermediária.
F _{u,Iso.}	Carga de ruptura de um pino isolado.
F _{u,mét. cálc.}	Carga de ruptura estimada por um método de cálculo.
F _{u,n}	Carga de ruptura de um pino n.
F _{u, s/ ader.}	Carga de ruptura de um pino sem aderência.
$F_{u,Sup}$	Carga de ruptura de um pino na posição superior.
$F_{u,V}$	Carga de ruptura de um pino disposto verticalmente.
F _{u,50}	Carga de ruptura de um pino com altura efetiva de 50 mm.
F _{u,100}	Carga de ruptura de um pino com altura efetiva de 100 mm.
h _{ef}	Altura efetiva do pino.
h' _{ef}	Altura efetiva reduzida do pino devido a presença de três ou quatro bordas.
Н	Comprimento a partir da face inferior do bloco.
k	Constante multiplicadora.

1	Distância.
l _b	Comprimento aderente.
l _{b,pino}	Comprimento aderente do pino.
L	Comprimento da haste do pino.
m _x	Momento fletor no eixo x.
m _y	Momento fletor no eixo y.
N	Carga de runtura de um nino, que so

N_u Carga de ruptura de um pino, que sofre a influência da borda, submetido a um esforço de tração.

N_{u,grp} Carga de ruptura de um grupo de pinos.

 $N_{u,0}$ Carga de ruptura de um pino, que não sofre a influência da borda, submetido a um esforço de tração.

P Nome do pino.

U_n Perímetro da área projetada do cone de tensão teórico interrompido pela proximidade de uma borda.

U₀ Perímetro da área projetada do cone de tensão teórico afastado de um borda.

Letras Romanas

α	Ângulo da superfície de ruptura do cone de concreto.
Δl	Deslocamento vertical no eixo do pino.

 Δl^{c}_{aco} Deslocamento relativo ao aço calculado.

 ϵ_y Deformação de início de escoamento da armadura.

φ Diâmetro.

 φ Ângulo interno entre o eixo do pino e a borda do anel de reação.

 θ Ângulo interno da parcela da área projetada do cone de tensão teórico que é interrompido pela proximidade de uma borda.

 σ_N Tensão nominal de ruptura.

 $\psi_{bl}, \psi_c, \psi_1$ Coeficiente multiplicador para quantificar a influência da borda.

 ψ_{ec} Coeficiente multiplicador para quantificar a influência da excentricidade de carga.

 $\psi_{pos,Int.}$ Coeficiente multiplicador para quantificar a influência da posição intermediária.

 $\psi_{pos,Sup.}$ Coeficiente multiplicador para quantificar a influência da posição superior.

 ψ_S Coeficiente multiplicador para quantificar a influência de um grupo de ancoragens.

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ACI	American Concrete Institute.
CEB	Comite Euro-International du Beton.
CV	Coeficiente de Variação.
Hor.	Horizontal.
Inf.	Inferior.
Int.	Intermediário.
Iso.	Isolado.
M.R.	Modo de Ruptura.
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora.
PCI	Pretressed Concrete Institute.
Sup.	Superior.
TVA	Tennessee Valley Authority.
UFG	Universidade Federal de Goiás.
Vert.	Vertical.

RESUMO

Pinos de ancoragem podem ser empregados, em grande número, em estruturas de usinas hidroelétricas e nucleares, tendo como função fixar equipamentos e tubulações, permitindo a introdução de cargas concentradas nas estruturas de concreto. Neste trabalho, são estudados pinos de ancoragem curtos com cabeça quadrada, sujeitos a forças de tração. Foram ensaiados 74 pinos, treze destes referentes a um pré-teste, tendo como principais variáveis a distância do pino até uma borda, a altura efetiva, a existência de aderência entre o concreto e o aço, a posição (superior, intermediária e inferior) e a orientação (horizontal e vertical) do pino no bloco. Os dados experimentais são comparados com os resultados teóricos obtidos por três métodos de cálculo disponíveis na literatura e é proposta a modificação de um deles. Os resultados mostram que a carga de ruptura da ancoragem diminui linearmente com a diminuição da distância até a borda. É observado ainda que com o aumento da altura efetiva do pino, de 50 mm para 100 mm, a resistência da ancoragem pode aumentar em até 2,6 vezes, se estiverem localizadas nas posições inferiores e superiores, e 2,3 na posição intermediária. O aumento na carga última da ancoragem decorrente da aderência varia de 3% a 50 %. Quanto à posição, a resistência das ancoragens localizadas na posição inferior e intermediária, do bloco de concreto, é até 32% e 18 % maior do que a das ancoragens localizados na posição superior. Os pinos estudados com altura efetiva de 50 mm não apresentaram variação na carga de ruptura com a variação da orientação do pino.

Palavras-chave: Ancoragem (Engenharia de estruturas), Pinos – Ancoragem (Engenharia de estruturas) – Influência e resultados.

ABSTRACT

Anchor bolts was used, in larger number, in hydroelectric and nuclear plants structures, for fastened equipments and pipes, allowing the introduction of concentrated loads in concrete structures. This research short anchor bolts square head subjected to tension forces was studied. A series of 74 anchor bolts were tested, thirteen in preliminary test, the main variables were the distance of the embedment to a free edge, the effective depth, the bond length along the bar, the casting position (top, middle and bottom) and the orientation (horizontal and vertical) of the embedment in the block. The results was compared with predictions of three theoretical methods and modifications were proposed for one methods. The results show that the anchor strength decreases lineally with the decrease of the distance to free edge. The results also show who the increase of the effective depth, of 50 mm for 100 mm, the resistance increase 2,6 times for anchor in bottom and top positions and 2,3 times in the middle position. The increase in the anchor strength due to bond length has range of 3% to 50%. As the position, the strength of embedment in bottom and middle position are 32% and 18% higher than that of embedment located at the top position. The anchor bolts with effective depth of 50 mm do not show variation in rupture load with the change of orientation.

Keywords: Anchor (Structural engineering), Bolts – Anchor (Structural engineering) – Influence and results.

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Pinos de ancoragem são empregados em grande número em estruturas de usinas hidroelétricas e nucleares, onde equipamentos e tubulações são apoiados na estrutura de concreto. Também é observada a sua utilização na ligação entre elementos prémoldados e na fixação de elementos de reforço. A principal função dos pinos é fixar esses elementos para permitir a introdução de cargas concentradas nas estruturas de concreto.

Pinos de ancoragem curtos são aqueles que têm um comprimento imerso no concreto insuficiente para permitir que a tensão de escoamento da haste do pino seja atingida, quando este não tem a contribuição da ancoragem proveniente da placa da cabeça (Klingner e Mendonça, 1982).

Os principais fatores que influenciam a capacidade de carga de um pino de ancoragem são a resistência à tração do concreto, a proximidade da borda, a presença de fissuras, a altura efetiva do pino e a posição do pino na ocasião da concretagem.

Os dois tipos de rupturas mais comuns são a ruptura da haste do pino, quando a tensão oriunda da força de tração aplicada na haste supera a tensão de ruptura do aço, e o arrancamento do cone de concreto, que ocorre quando as tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto.

O sistema de ancoragem constituído de uma barra de aço com mossas e provido de ancoragem (placa quadrada) na cabeça, foi desenvolvido inicialmente para uso em nós de pórticos de plataformas *offshore*, como uma alternativa para evitar o congestionamento de ferragem, devido aos grandes comprimentos requeridos pelos ganchos (Thompson *et al.*, 2002).

A sua utilização como pino de ancoragem é pouco difundida apesar de possuir como vantagens um menor deslocamento do pino e a possibilidade de ocorrer um aumento na carga de ruptura devido à aderência entre o concreto e o aço (De Vries *et al.*, 1999).

Neste trabalho, foram ensaiados 61 pinos de ancoragem curtos com cabeça quadrada em maciços de concreto, sujeitos a forças de tração. O pino é constituído de haste feita com aço CA-50 e com diâmetro de 20 mm, e de uma cabeça de ancoragem quadrada, com 50 mm de lado, feita com aço SAC 1045. O bloco de concreto utilizado possui forma cúbica e apresenta aresta com 1000 mm, sendo a resistência à compressão do concreto de 20 MPa.

As principais variáveis estudadas são a distância do pino até uma borda, a altura efetiva, a existência de aderência entre o concreto e o aço, a posição (superior, intermediária e inferior) e a orientação (horizontal e vertical) do pino no bloco.

Os dados experimentais são comparados com os resultados teóricos obtidos por três métodos de cálculo disponíveis na literatura. Baseado na análise das variáveis estudadas e dos resultados dos métodos de cálculo é proposta a modificação de um deles.

1.2 OBJETIVO E JUSTIFICATIVA

O objetivo do presente trabalho é estudar o comportamento de um pino de ancoragem curto, imerso em um maciço de concreto sujeito à carga de tração, por meio do ensaio de espécimes.

Como objetivo específico, tem-se a quantificação de algumas variáveis que podem influir na resistência da ancoragem, tais como a distância do pino a borda, variação da altura efetiva, aderência entre o concreto e o aço, posição (superior, intermediária ou inferior) e orientação (horizontal e vertical) do pino no bloco.

Outro objetivo específico é comparar as cargas de ruptura experimentais com as cargas estimadas por alguns métodos de cálculos citados na literatura. Com base nos resultados dessa comparação e da análise das variáveis estudadas, são propostas adaptações em um método de cálculo existente. A justificativa desta pesquisa é a necessidade de um amplo conhecimento do comportamento da peça, a fim de se obter dados suficientes para um dimensionamento com um maior grau de segurança.

Este trabalho é o primeiro na Universidade Federal de Goiás (UFG), sendo derivada da linha de pesquisa já consolidada, sobre punção em lajes-cogumelo. O PROCAD – Programa Nacional de Cooperação Acadêmica (COPPE-UFRJ, PUC-Rio e UnB) possibilitou um intercâmbio científico com a PUC-Rio, pois esta instituição já realizou uma dissertação de mestrado sobre pinos de ancoragem, por meio do convênio Eletronuclear-PUC-Rio.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho se encontra dividido em capítulos. No Capítulo 2, referente à revisão bibliográfica, são apresentadas informações sobre os tipos de ancoragens, modos de ruptura, fatores que afetam a capacidade final de uma ancoragem e algumas normas e métodos de cálculo para estimar a carga de ruptura de um pino sujeito à tração.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental, detalhando os materiais utilizados, as características das peças ensaiadas, as informações a serem obtidas no ensaio, montagem dos ensaios e procedimentos para a sua realização.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados obtidos na pesquisa, tais como ensaios de caracterização dos materiais (concreto e aço), modo e carga de ruptura e os deslocamentos obtidos na realização dos ensaios.

No Capítulo 5, é analisado o comportamento do pino quanto aos fatores que influenciam na sua carga de ruptura, além de comparar a carga experimental com as cargas estimadas pelos métodos de cálculo. Também são analisados os deslocamentos verticais no eixo do pino e a forma da superfície de ruptura. Por fim, é apresentada uma proposta para a modificação de um método de cálculo existente.

O Capítulo 6 relata as conclusões obtidas, restritas às características dos pinos e do bloco de concreto utilizado. Também são relatadas sugestões para trabalhos futuros sobre o tipo de ancoragem pesquisada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GENERALIDADES

Devido à necessidade cada vez maior de se construir com rapidez, ocorre um aumento na utilização de estruturas pré-moldadas. Conseqüentemente, há a necessidade de se estabelecer normas específicas para o dimensionamento e execução dos sistemas de ancoragens utilizados para transmitir as cargas entre os elementos estruturais. Atualmente, as principais normas e recomendações são provenientes da Europa, como o CEB Bulletin nº 233 (1997), e dos Estados Unidos, como o ACI 318-02 (2002), servindo de base para muitos projetistas.

No Bulletin d' Information nº 168 do CEB (1985), é relatado um aumento no interesse em se conhecer melhor o comportamento das rupturas por arrancamento, devido à necessidade de estabelecer cargas seguras para chumbadores em concreto e para se obter estimativas melhores da resistência "*in situ*" do concreto utilizando testes de arrancamento.

Ozbolt *et al.* (1999) justificam a necessidade de estudos mais aprofundados sobre ancoragens de cabeça, por estas dependerem somente da resistência à tração do concreto, quando as peças não contêm armadura.

No estudo de Bode e Roik (1987), são apresentadas diversas formas de aplicação de *studs* de cabeça sujeitos a esforços de tração, cisalhamento ou uma combinação dessas. São elas:

- Em estruturas mistas: onde *studs* são fixados a elementos de concreto para funcionar como enrijecidores, ajudar a prevenir a flambagem lateral e a transmitir força horizontal.
- Em estações elétricas ou outras construções industriais: na fixação de elementos estruturais, pré-moldados e tubulações em maciços de concreto.

- Em usinas nucleares: onde são usadas na fixação de tubulações em elementos de concreto.
- Em construções normais: onde elementos de concreto pré-moldados, como elementos de fachada, podem ser facilmente fixados à estrutura no decorrer da construção.

Nos tópicos seguintes, serão apresentados assuntos referentes aos mecanismos de transferência de carga dos sistemas de ancoragem em concreto, a classificação quanto ao tipo de instalação e ao modo de ruptura, para que sejam distinguidos entre os tipos de chumbadores os requerimentos necessários de cada um.

Os fatores que podem influenciar na capacidade final da ancoragem também são apresentados, bem como os modelos teóricos utilizados para estimar o comportamento de pinos de ancoragem e testes de arrancamento. Na parte final, são apresentados as diversas normas e métodos de cálculo encontradas na literatura, desenvolvidos na Europa e Estados Unidos, além de pesquisas nacionais relacionadas a pinos de ancoragem.

2.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

A transmissão dos esforços externos do pino para o concreto podem ser feitos de três formas distintamente ou por uma combinação das mesmas.

2.2.1 Ancoragem por aderência

A ancoragem por aderência ocorre entre as superfícies imersas do chumbador e do concreto; um exemplo é o caso de ancoragens pré-instaladas, constituídas de barras retas, ou na instalação de chumbadores pós-instalados de adesão química, em que ocorre a aderência entre a superfície do concreto e a resina ou aglomerante utilizados para preencher o furo.

2.2.2 Ancoragem por atrito

Esse tipo de ancoragem se dá pelo atrito entre a superfície do elemento expansor e a superfície do concreto. Tendo como resultado a ação de forças normais à

interface entre a face lateral do chumbador e o concreto, devido à expansão do chumbador por meio de torque ou percussão, que são as duas formas mais usuais dos chumbadores de expansão.

2.2.3 Ancoragem mecânica

Desenvolve-se pela transmissão mecânica de esforços de um elemento situado na extremidade imersa do chumbador; pode ser utilizada uma cabeça de ancoragem ou uma barra dobrada em U ou em L, para o concreto. Isso pode gerar elevadas tensões de esmagamento nessa região de confinamento. Esse tipo de transferência de carga ocorre principalmente em chumbadores de cabeça pré-instalados e chumbadores de segurança pós-instalados.

2.3 TIPOS DE ANCORAGENS PARA CONCRETO

As informações sobre os tipos de ancoragens citados abaixo são descritas em diversas fontes da literatura, tais como: Jermann (1993), CEB Bulletin nº 233 (1997), Cheok e Phan (1998), ACI 318-02 (2002) e Oliveira (2003).

2.3.1 Pré-instalados

Nesse sistema de ancoragem, os chumbadores são posicionados antes da concretagem de forma definitiva. Devido ao seu posicionamento anterior à concretagem o trabalho de locação deve ser minucioso e a fixação na ferragem ou nas fôrmas, deve ser feita com gabaritos, a fim de evitar qualquer movimento durante a concretagem.

Podem ser usados para transmitir esforços provenientes de uma placa de base para o concreto como, por exemplo, em bases de torres, chaminés e alguns equipamentos mecânicos ou elétricos. Os tipos de chumbadores que podem ser utilizados nesse sistema são apresentados na Figura 2.1.

Parafusos com cabeça são feitos de aço estrutural com ancoragem mecânica desenvolvida por uma cabeça, constituída de porca com ou sem arruelas, soldada ou parafusada na extremidade imersa no concreto. A Figura 2.1 (a) apresenta um exemplo desse pino.



Figura 2.1 – Tipos de pinos de ancoragem pré-instalados (CEB Bulletin nº 233, 1997).

Parafusos em J ou em L podem ser constituídos de barras lisas ou nervuradas dobradas na extremidade imersa no concreto nas formas de L ou J e com a extremidade fora do concreto podendo ser rosqueada ou soldada a chapas metálicas. Um exemplo é visto na Figura 2.1 (b) e (c).

Pinos com cabeça são constituídos de aço estrutural liso e possuem a sua cabeça, na forma circular ou quadrada, soldada à haste e com dimensões relacionadas ao diâmetro da haste. A outra extremidade do pino pode ter roscas ou chapas soldadas, como visto na Figura 2.1 (d).

A barra canal é constituída de um perfil metálico U longitudinal, com seções de perfis I ou T soldados ao longo do seu comprimento. Antes da concretagem é colocado um material de enchimento, para que o concreto não entre no perfil, que depois é retirado para a colocação dos elementos de fixação que iram transmitir os esforços do elemento estrutural para o perfil em U e este para os perfis I ou T responsáveis pela ancoragem. Um exemplo é visto na Figura 2.1 (e).

Na ancoragem reta são utilizadas barras nervuradas ou rosqueadas com a extremidade imersa no concreto sem qualquer tipo de ancoragem mecânica e com a extremidade fora do concreto podendo ser soldada a uma chapa metálica ou não. A transferência de carga ocorre pela aderência entre o aço e o concreto. Esse tipo de ancoragem é visto na Figura 2.1 (f).

2.3.2 Pós-instalados

Nesse sistema de ancoragem, os chumbadores são posicionados após a concretagem, sendo que podem ser colocados em cavas feitas na concretagem ou em furos, logo após o endurecimento do concreto.

Devido à utilização após a concretagem, os chumbadores que requerem furos no concreto podem ser empregados no reforço e recuperação de estruturas ou no lugar dos chumbadores pré-instalados para algumas situações. Os tipos de chumbadores pósinstalados mais utilizados são:



Figura 2.2 – Tipos de pinos de ancoragem pós-instalados (CEB Bulletin nº 233, 1997).

Os chumbadores de adesão química estão divididos em dois tipos, de acordo com o sistema de aderência utilizado. Os chumbadores que utilizam aglomerante a base de cimento, mais conhecido como micro-concreto ou graute, são denominados de nãoquímicos (*grouted anchors*).

Os chumbadores químicos (*chemical anchors*) utilizam resinas reativas, como epoxídicas ou poliéster, podendo ser instaladas de duas formas. A primeira é pela injeção da resina antes do posicionamento do chumbador. A segunda utiliza uma cápsula contendo cristais de componentes do ligante (polímero, catalisador ou acelerador e agregado mineral); essa cápsula é perfurada na instalação do chumbador e os cristais se misturam, obtendo o endurecimento após o tempo de cura. Um exemplo é visto na Figura 2.2 (a).

Nos chumbadores de expansão controlados por torque (*expansion anchors torque-controlled*) o mecanismo de expansão do chumbador ocorre na instalação do chumbador por torque controlado. O processo de transferência de carga ocorre quando se aplica o torque, o que gera uma força de tração na cunha que, por sua vez, transmite esforços que comprimem o elemento expansor contra a superfície do furo no concreto, gerando a força de atrito requerida entre as duas partes. Os dois exemplos de expansão da luva e da cunha são vistos na Figura 2.2 (b) e (c) respectivamente.

Os chumbadores de expansão controlados por deformação (*deformation controlled*) também são conhecidos como chumbadores por percussão, pois a expansão da luva pode ocorrer por percussão interna da cunha no elemento expansor (*drop-in anchor*), como visto na Figura 2.2 (d), ou pela percussão do elemento expansor na cunha (stud), com um deslocamento pré-estabelecido. Nessa categoria, também estão relacionados os chumbadores autoperfurantes (*self-drilling anchor*).

Nos chumbadores de segurança, o mecanismo de transferência de carga ocorre por ancoragem mecânica. A classificação dos dois tipos de chumbadores dessa categoria é feita de acordo com o momento em que é feito o alargamento do furo, antes da instalação (*with predrilled under-cut hole*) e durante a instalação (*self undercutting*). Esse alargamento é feito para receber os elementos de expansão do chumbador que farão a ancoragem mecânica. A Figura 2.2 (e) e (f) apresenta um exemplo de dois tipos de chumbadores com alargamento durante a instalação.

As cavas, conhecidas por "*Block-outs*", são feitas durante uma concretagem e posteriormente são preenchidas, sendo utilizador um elemento expansor no concreto para garantir que não haja vazios e para promover algum atrito entre o concreto novo e o velho. A transmissão dos esforços pode ser feita utilizando a cava na forma tronco-piramidal ou atravessando barras ou perfis metálicos durante a concretagem (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Exemplo de pinos instalados em cavas.

2.3.3 Barra de aço nervurada com ancoragem de cabeça

Segundo Thompson *et al.* (2002), a utilização de barras de aço com mossas, providas de ancoragem de cabeça foi desenvolvida inicialmente para evitar o

congestionamento de ferragem em nós de pórtico de plataformas *offshore*, devido aos grandes comprimentos utilizados nos ganchos. Podem ser utilizadas para simplificar o detalhamento e a montagem de armações mais complexas, como no caso de pontes, substituindo estribos fechados e reduzindo o comprimento de transpasse.

O Mecanismo de transferência de carga de uma barra com cabeça de acordo com Thompson *et al.* (2003) consiste de dois estágios. No primeiro, a ancoragem é resistida em maior parte pela tensão de aderência, que ao atingir o seu pico encerra essa fase. No segundo estágio, a aderência começa a se deteriorar ao longo da barra e a tensão passa a ser transferida para a cabeça. O final da segunda fase ocorre com o escoamento da barra ou pela ruptura do concreto acima da cabeça.

A capacidade de ruptura de uma barra com cabeça é determinada pela carga de pico proveniente da ancoragem mecânica adicionada a alguma contribuição referente à aderência, já reduzida, ao longo da barra entre a cabeça e o ponto de pico de tensão na barra (Thompson *et al.*, 2003), como visto na Figura 2.4.



Figura 2.4 – Mecanismos de transferência de carga (Thompson et al., 2003).

2.4 MODOS DE RUPTURA

Os principais modos de ruptura observados em pinos de ancoragem são detalhados abaixo, onde se descreve suas principais características e fatores que os governam (Figura 2.5).

Observa-se que a maior capacidade final é obtida na ruptura do aço, possuindo uma maior deformação axial final do que a ruptura do cone de concreto, e as baixas capacidades das rupturas por escorregamento podem revelar problemas na execução.



Figura 2.5 – Tipos de ruptura segundo Fuchs et al. (1995).

2.4.1 Ruptura do Aço (Steel Failure)

A ruptura do aço é considerada uma ruptura dúctil, pois próximo da carga de ruptura alcança grandes deformações. Esse tipo de comportamento da conexão é desejável para o dimensionamento de elementos estruturais em que uma ruptura brusca poderia causar grandes danos materiais e humanos, como no caso de regiões sísmicas e de assuntos ligados à segurança nuclear.

Esse tipo de ruptura ocorre quando o comprimento imerso e a distância das bordas são suficientes para que o aço alcance a tensão de escoamento antes da ruptura pelo cone de concreto. Os principais fatores que podem influenciar na ruptura são a resistência do aço e o diâmetro da haste. A Figura 2.6 (a) apresenta um exemplo desse tipo de ruptura.

2.4.2 Ruptura do Cone de Concreto (*Concrete Cone Failure*)

Nessa ruptura ocorre o arrancamento de um cone de concreto, que tem a sua base menor na parte superior da cabeça da ancoragem e a base maior na superfície livre do concreto, como pode ser visto na Figura 2.6 (b). O arrancamento desse cone ocorre quando as tensões de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto.

Esse tipo de ruptura é de interesse para fins de dimensionamento, ocorrendo em ancoragens com alturas imersas pequenas e em concretos com baixas resistências. Dentre alguns fatores que podem influenciar a capacidade de carga da ancoragem, pode-se citar a resistência do concreto, a altura imersa, a presença de fissuras.



Figura 2.6 – Exemplo dos tipos de ruptura: (a) Ruptura do aço, (b) Ruptura do cone de concreto, (c) Ruptura por escorregamento, (d) Ruptura por fendilhamento e (e) Ruptura lateral.
2.4.3 Ruptura por Escorregamento (*Pull-out* ou *Pull-through Failure*)

A ruptura por escorregamento pode ser vista em ancoragens pós-instaladas como, por exemplo, em ancoragens de expansão que possuem altura imersa de moderada a profunda, em concretos de baixa resistência. Em ancoragens químicas ou adesivas, isso ocorre quando há uma ruptura por aderência entre as paredes do furo.

São conhecidas duas formas de ruptura por escorregamento. A primeira é o escorregamento externo entre o corpo do chumbador e o concreto, conhecido como *pullout failure*. A segunda é o escorregamento interno ao chumbador (*pull-through*) e ocorre quando o atrito entre o chumbador e o concreto supera o atrito entre os elementos internos. Um exemplo da ruptura por escorregamento externo é visto através da Figura 2.6 (c).

Os principais fatores que podem influenciar a resistência da ancoragem nesse tipo de ruptura são: para ancoragens de expansão a qualidade do chumbador, a força de expansão e o atrito entre o chumbador e o furo. Para ancoragens químicas ou adesivas esses fatores são a altura imersa, a limpeza apropriada do furo e o seu grau de aspereza.

2.4.4 Ruptura por Fendilhamento (Splitting Failure)

A ruptura por fendilhamento, como visto na Figura 2.6 (d), ocorre devido à elevação da tensão de tração proveniente do pino, levando à separação do elemento de concreto em partes, devido à pouca dimensão do elemento ou à proximidade de dois ou mais chumbadores dispostos em linha. Há poucos estudos sobre esse tipo de ruptura, o que torna difícil de determinar teoricamente a resistência da ancoragem.

Esse tipo de ruptura é evitado determinando-se, de acordo com a resistência do concreto, as distâncias mínimas requeridas entre os chumbadores, a distância adequada da borda e a espessura do elemento estrutural. Essa ruptura pode ocorrer em ancoragens de expansão devido a espaçamentos insuficientes e forças de expansão elevadas.

2.4.5 Ruptura Lateral (*Bursting Failure*)

A ruptura lateral é considerada uma ruptura do concreto e ocorre quando a ancoragem se encontra muito próxima à borda, o que gera grandes tensões transversais na região da cabeça da ancoragem. Essas tensões excedem a resistência à tração do concreto entre a cabeça do chumbador e a borda levando, assim, a uma ruptura lateral do concreto. O exemplo desse tipo de ruptura é visto na Figura 2.6 (e). Os principais fatores que podem ter influência na ruptura são a distância lateral, o diâmetro da cabeça e a resistência do concreto. As formas mais comuns de se evitar esse tipo de ruptura são o uso de armadura transversal na face lateral e dispor de uma distância suficiente entre a ancoragem e a borda.

2.5 FATORES QUE PODEM INFLUENCIAR A CAPACIDADE RESISTENTE DE UM PINO DE ANCORAGEM

2.5.1 Proximidade da Borda

O comportamento de ancoragens que sofrem os efeitos da proximidade da borda é similar ao de ancoragens em zonas fissuradas. Devido à presença de uma superfície lateral de concreto, a uma distância que o cone de tensão é interrompido, ocorre uma perturbação nos mecanismos de transferência de carga, equilibrados na forma de arco para ancoragens se encontra isolada, gerando uma redução na capacidade final da ancoragem.

A presença da bordas se torna crítica também para ancoragens profundas muito próximas à face livre do concreto pois, devido ao elevado nível de tensão ao redor da cabeça da ancoragem, o modo de ruptura do concreto pode mudar da extração de um cone de concreto para uma ruptura lateral.

No estudo de Eligehausen e Sawade (1985) apud Eligehausen *et al.* (1987), é recomendado a adoção de um coeficiente 0,6 (devido à presença de fissuras) que multiplicado por 0,5 (devido à formação de metade do cone de tensão) gera um valor de 0,3, que corresponde ao valor obtido para uma ancoragem a uma distância do centro da haste do pino em relação a borda igual a zero.

Fuchs *et al.* (1995) relatam que quando três ou quatro bordas se encontram a uma distância menor que a mínima requerida o valor da área projetada do cone de ruptura interrompido pelas bordas será o mesmo para diferentes alturas efetivas. Isso pode ocasionar erros no cálculo do efeito de borda, devendo assim se adotar para fins de cálculo um valor reduzido da altura efetiva utilizada, como mostrado na Figura 2.7.



Figura 2.7 – Exemplo da presença de mais de uma borda (ACI 318-02, 2002).

O fato de se ter elevadas forças de fendilhamento na instalação de chumbadores de expansão ou na perfuração de furos para a instalação dos demais tipos de ancoragens pós-instaladas pode ocasionar fissuras. Como conseqüência, a distância mínima para essas ancoragens é maior do que no caso de ancoragens pré-instaladas.

2.5.2 Ação de Cunha

Hasselwander *et al.* (1988) relatam que pode ocorrer uma ação de cunha (*wedge action*) que se manifesta devido à presença de um cone de concreto comprimido na parte superior do dispositivo de ancoragem que se assemelha a uma cunha.

Quando a força de tração (F) aplicada no pino é transferida para o concreto através da cunha, são originadas forças de tração circunferenciais responsáveis pelo surgimento de fissuras longitudinais a partir da cabeça de ancoragem e forças de tração radiais (F_r) que geram fissuras diagonais formando blocos triangulares (Figura 2.8).



Figura 2.8 – Ação de cunha segundo (Hasselwander et al., 1988).

2.5.3 "Size Effect"

Bazant (1984) relata que há dois tipos de teorias para estimar a carga de ruptura de um elemento estrutural. A teoria da resistência, também conhecida como conceito das superfícies de ruptura, em que o critério de ruptura está associado à tensão ou deformação calculadas pelas teorias elásticas, plásticas ou visco-plástico. O emprego dessa teoria está associado ao tipo de dimensionamento proposto por normas e métodos de cálculo como, por exemplo, o ACI 349-76 (1978).

Outra teoria é a da mecânica da fratura linear elástica, na qual o consumo de energia por unidade de incremento do comprimento da fissura serve como critério de ruptura. O uso dessa teoria pode ser observado em normas e métodos de cálculo, que além de considerar o "*size effect*" utiliza dados de ensaios para o ajuste de outros coeficientes. As duas principais normas que seguem esse modelo são o CEB Bulletin d'Information Nº 233 (1997) e ACI-318-02 (2002).

A Figura 2.9 apresenta a curva da tensão nominal de ruptura pelo logaritmo da dimensão do elemento estrutural. Essa curva estaria representando a influência do "*size effect*" em um elemento de concreto, sendo que a melhor representação dessa curva é uma transição entre o critério de resistência ou escoamento e a mecânica da fratura elástico linear.



Figura 2.9 – "Size effect" de acordo com o critério de escoamento ou resistência e a mecânica da fratura linear ou não-linear (Bazant, 1984).

2.5.4 Efeito de Disco

O CEB 75-32 (1976), apud ACI 349-76 (1978), Cannon *et al.* (1981) e Jermann (1993) descrevem que esse efeito é observado devido à orientação do plano principal de tensões, caso o concreto não possua tensão transversal atuando perpendicular à força de arrancamento. Como a fissura se propaga em direção à superfície, a porção nãofissurada, situada na superfície em compressão, flete como um disco ao redor do perímetro, causando uma mudança no plano de inclinação do cone de ruptura, como pode ser visto na Figura 2.10.



Figura 2.10 – Plano de inclinação do cone de ruptura (Jermann, 1993).

Para ancoragens pequenas e rasas (< 127 mm), a resistência à flexão devido à ação de disco se torna maior do que a resistência de arrancamento do cone, tal que um aumento na carga é requerido para se propagar a fissura, mudando o ângulo inicial na proximidade da cabeça, de 45° para 30°.

2.5.5 Relação entre o Diâmetro da Cabeça de Ancoragem e a Altura Efetiva

No estudo de Ozbolt *et al.* (1999) foi observado o efeito das dimensões. Para um comprimento imerso constante (h_{ef} =150 mm) adotaram três valores diferentes para a dimensão da cabeça de ancoragem: pequena ($d_h = 0,25h_{ef}$), média ($d_h = 0,30h_{ef}$), e grande ($d_h = 0,56h_{ef}$). A curva carga-deslocamento para as três dimensões estudadas estão plotadas na Figura 2.11.

Observa-se que a dimensão "grande" apresenta uma resposta mais dura e uma maior capacidade final do que as demais. Isto ocorre devido ao melhor confinamento do

concreto, na região da cabeça, e por gerar uma maior superfície de ruptura, devido a maior cabeça de ancoragem em relação às demais, para uma mesma altura efetiva.

Para a dimensão "pequena" ocorre uma redução na capacidade final, devido às altas tensões de cisalhamento, que reduzem a altura efetiva, pelo esmagamento do concreto na região acima da cabeça.



Figura 2.11 – Gráfico Força de arrancamento x Deslocamento (Ozbolt et al., 1999).

Outra observação é que para pequenas alturas efetivas ($h_{ef} = 50$ e 150 mm) a geometria do elemento não têm influencia significativa na carga de ruptura ao contrário dos elementos com grande altura efetiva ($h_{ef} = 450$ mm) nos quais a resistência nominal é aproximadamente 20% para os espécimes que tiveram as suas dimensões modificadas sem seguir uma escala geométrica proporcional.

2.5.6 Aderência

De Vries *et al.* (1999) analisam o efeito da aderência entre o concreto e o aço da haste do pino, no comportamento da ancoragem. Para isso foi suposto que as forças de reação, desenvolvidas pela cabeça de ancoragem e pelo comprimento em que há aderência, na haste, podem ser sobrepostas.

Para calcular o aumento da carga de ruptura, devido à aderência ao longo do comprimento da haste do pino, é suposto que há uma relação linear entre o comprimento de uma barra reta, ancorada somente pela aderência, e a força necessária para alcançar a tensão de escoamento da barra.

Ao analisar os dados dos ensaios, foi observado que a força estimada adicional decorrente da aderência entre o concreto e o aço apresentava valores acima dos obtidos nos ensaios. Ocorreu um leve aumento na resistência da ancoragem, um aumento na rigidez inicial do pino e uma redução no seu deslocamento, com o aumento do comprimento aderente, como visto na Figura 2.12.



Figura 2.12 – Curva Força x Deslocamento da Cabeça do Pino (De Vries et al., 1999).

2.5.7 Posição e Orientação da Ancoragem

Em um estudo desenvolvido por Luke *et al.* (1981) sobre barras com ancoragem reta, observou-se que um dos fatores que mais influencia a resistência de aderência é a posição da barra durante a concretagem e a sua orientação em relação à direção que o concreto é lançado. Isto ocorre devido principalmente a dois processos: sedimentação e acomodação.

Na sedimentação, durante o lançamento e adensamento do concreto ocorre uma tendência natural das partículas mais densas, agregados graúdos e miúdos, de descerem, enquanto as partículas menos densas, água e o ar, de subirem, o que gera concretos com uma menor resistência na parte superior do elemento do que em relação à parte inferior, devido ao aumento da relação água/cimento e à porosidade.

Outro fato relacionado à sedimentação é que pode ocorrer uma maior probabilidade de ocorrência de fissuras devido à retração na superfície superior em grandes maciços de concreto, ao contrário da parte inferior que estará melhor confinada quanto maior for a altura de concreto sobre ela.

Os efeitos da sedimentação, na ruptura pelo arrancamento do cone de concreto, de um pino de ancoragem em um maciço de concreto, são apresentados na Figura 2.13.



Figura 2.13 – Influência da sedimentação no ato da concretagem

Na acomodação, pode ocorrer a fuga de finos pela forma, formando áreas mais fracas próximas a essa região, decorrentes da presença de vazios que poderiam aparecer entre os agregados alojados na proximidade, por não possuir pasta suficiente para serem recobertos.

Alguns das conclusões são que: as barras horizontais possuem capacidades finais maiores do que as verticais; ocorre uma maior perda nas barras horizontais do que as verticais com a mudança da posição da barra da parte inferior para a superior; a resistência de aderência decresce com o aumento na altura do concreto colocado abaixo da barra e com o aumento do *slump* ocorreu uma diminuição na capacidade de aderência mesmo com o aumento da altura do concreto acima da barra.

Observações sobre a influência da posição e orientação de ancoragens com cabeça são poucas e estão mais relacionadas a testes de arrancamento utilizados para medir a resistência do concreto no local. Stone e Carino (1983) recomendam que para um elemento estrutural que se queira medir a resistência "*in situ*", a localização do inserto deve variar para diversas alturas do elemento.

2.5.8 Ancoragens em Grupo

Diversos estudos revelam que há uma redução na capacidade final do grupo de ancoragens, devido à sobreposição dos cones de tensão de cada ancoragem individual com a proximidade entre eles. A capacidade total é então alcançada quando essas ancoragens se encontram a uma distância tal que possa se desenvolver a capacidade total de cada ancoragem individual.

Em relação a essa distância crítica, ocorrem divergências entre os métodos de cálculo, pois estes assumem diferentes valores do ângulo do cone de ruptura, o que leva a obtenção de diferentes valores para essa distância requerida. Um exemplo da sobreposição dos cones pode ser visto na Figura 2.14.



Figura 2.14 – Exemplo da sobreposição dos cones.

2.5.9 Armadura Adicional

No estudo de Bode e Roik (1987), são feitas considerações sobre diversos fatores que podem influenciar a capacidade de carga de uma ancoragem, um deles é o uso de uma armadura adicional. Essa armadura tem como função fornecer uma maior ductilidade à conexão, prevenir o desenvolvimento de fissuras e o esmagamento do

concreto em uma determinada região. Pode ser utilizada onde há espaçamentos insuficientes para a transmissão da carga do aço para o concreto. Algumas das observações feitas são:

Os mecanismos de transferência de carga considerados no dimensionamento podem ser baseados no modelo de treliça. Esse modelo também pode ser utilizado quando se utiliza armadura adicional próxima à face tracionada do concreto.

O seu uso melhora o comportamento quanto à ductilidade, apesar de não aumentar significantemente a capacidade final de arrancamento e apresentar uma forma do cone de ruptura semelhante à ruptura sem armadura.

Ocorrem restrições quanto ao seu uso em ancoragens pós-instaladas, pois a instalação é feita após o endurecimento do concreto, tornando assim mais difícil de posicionar esse tipo de armadura. Tal fato não ocorre os casos dos chumbadores de adesão, pois se pode posicionar a armadura dentro do furo antes da colocação do chumbador.

Um exemplo da utilização da armadura adicional para transmitir o esforço solicitado da zona tracionada para a zona comprimida é visto na Figura 2.15.



Figura 2.15 – Exemplo de armadura adicional (CEB Bulletin nº 233, 1997).

2.5.10 Concreto Fissurado

Ozbolt *et al.* (1999) relatam que a influência da presença de fissuras na capacidade final da ancoragem é significativa e revela que, diferentemente das demais estruturas, que dependem somente da resistência do material, esse tipo depende também da

capacidade de consumo da energia da fratura do concreto. Por isso, é importante conhecer como as propriedades microscópicas da fratura do concreto influenciam a resistência do cone de concreto.

De acordo com Eligehausen *et al.* (1988), as fissuras influenciam a capacidade de carga da ancoragem, por criar uma zona de distúrbio no estado de tensões, que diminui a área da superfície disponível para transmitir os esforços de tração e impede a transferência de carga na forma axi-simétrica.

Esse equilíbrio das tensões ocorre em forma de arco no concreto em ancoragens em zonas não-fissuradas. Os esforços de tração na área da fissura são modificados para esforços de cisalhamento, fazendo com que não haja tensões de tração atuando perpendiculares à fissura, como pode ser visto na Figura 2.16.



Figura 2.16 – Exemplo da transferência de carga (Eligehausen e Balogh, 1995).

As formas mais usuais para se explicar o aparecimento de tais fissuras, segundo Eligehausen e Balogh (1995), são:

- A perfuração de furos que atuam como uma origem de tensões na continuidade do concreto (efeito de entalhe).
- Em paredes e lajes em duas direções, as cargas transmitidas pelos chumbadores induzem altos momentos locais, ou seja, altas tensões de tração no concreto próximo à ancoragem, como pode ser visto através da Figura 2.17 e da Figura 2.18, respectivamente.

 Por se ter cargas externas ou de protensão na vizinhança do chumbador, que podem gerar forças de fendilhamento, que seriam capazes de causar tensões de tração na vizinhança do chumbador.



Figura 2.17 – Zonas tracionadas em paredes (Eligehausen e Balogh, 1995).



Figura 2.18 – Zonas tracionadas em lajes (Eligehausen e Balogh, 1995).

Dentre as principais conclusões feitas por Eligehausen e Balogh (1995), no estudo da influência da presença de fissuras no comportamento de ancoragens, préinstaladas e pós-instaladas, podem ser citadas:

- A presença de fissuras, com abertura de 0,3 a 0,4 mm, levam a uma redução de 25% para chumbadores de cabeça e de segurança, e de 35% para chumbadores de expansão, se comparados a concretos não-fissurados.
- Nos chumbadores de expansão, é mais provável que ocorram fissuras devido às forças de fendilhamento, e juntamente com os chumbadores de adesão química são os que mais sofrem a influência no seu comportamento devido ao aparecimento de fissuras.
- Em concretos que apresentam fissuras, pode acontecer um maior deslocamento do pino.

2.5.11 Excentricidade da Carga

Nos primeiros estudos sobre grupo de ancoragens, não era considerado o efeito que a excentricidade de carga teria em relação à capacidade final da ancoragem, pois se considerava que a carga aplicada estaria no mesmo eixo do centro de gravidade do grupo de ancoragens.

Como na prática isso não acontece, novos estudos foram feitos para analisar o efeito da excentricidade do carregamento em grupos de ancoragens ligadas por uma placa de base suficientemente rígida, o que resultou na modificação de alguns fatores relacionados a esse cálculo.

2.5.12Solda

No estudo de Cziesielski e Fredmann (1983), apud Cziesielski e Fredmann (1987), é relatado que pode ocorrer uma perda de resistência de até 25% em ancoragens retas constituídas de uma barra de aço nervurada soldada a uma chapa de aço sob cargas de tração, devido à grande quantidade de calor gerada pela solda, fazendo com que ocorra uma interrupção da aderência entre o concreto e o aço.

Quanto a solda é feita na vizinhança da parte imersa, essa perda pode ser negligenciada, para comprimentos de ancoragens maiores que 12 vezes o diâmetro da barra. Se esse comprimento for menor que o requerido, este deve ser reduzido em 25 mm para fins de se obter a força relativa à aderência calculada.

Esse efeito não tem influência na resistência ao cisalhamento, pois a tensão de cisalhamento na direção longitudinal é pequena. Esse efeito só afetará a resistência de

cisalhamento quando a ancoragem for exposta a altas temperaturas, devido à degradação do concreto, devendo existir intervalos para o resfriamento, quando houver a necessidade de grande quantidade de solda.

2.6 MODELOS TEÓRICOS

No estudo dos modelos teóricos, Ballarini *et al.* (1986) propõem utilizar o mesmo tipo de análise para testes de arrancamento e para ancoragens rasas sob carga de tração. Entretanto a distância do suporte de reação em relação ao centro do pino de ancoragem, deve ser menor nos ensaios de arrancamento do que nos ensaios de pinos de ancoragem.

2.6.1 Stone e Carino (1983)

Os dados coletados são relacionados ao histórico da relação carga x deformação, registro da distribuição interna das deformações na vizinhança da superfície crítica de ruptura, registro da seqüência da propagação das fissuras internas em função da carga e quantificação na mudança da forma da superfície de ruptura de acordo com o ângulo medido.

Foram feitos dois espécimes, em escala aumentada de 12:1 nas mesmas relações das dimensões ensaios de arrancamento, porém com alturas efetivas diferentes. Krenchel e Shah (1985) relatam que, devido aos materiais utilizados na confecção do concreto não estarem na escala 12:1, as observações feitas poderiam não corresponder completamente aos testes de arrancamento, pois o processo de fratura do concreto é sensível à relação das dimensões dos espécimes e a máxima dimensão do agregado.

As principais conclusões desse estudo foram:

- observou-se que para o menor ângulo $(2\varphi = 54^{\circ})$ a superfície de ruptura possui forma de um cone definido entre o perímetro externo do disco de arrancamento e o perímetro interno do anel de reação. Para o maior ângulo $(2\varphi = 70^{\circ})$ a superfície de ruptura possui uma forma mais curva.
- A seqüência de ruptura pode ser resumida em três fases:

Fase I – Início das fissuras circunferenciais na vizinhança do perímetro superior do disco de arrancamento, com cerca de 25 a 30% da carga de ruptura.

Fase II – Propagação das fissuras circunferenciais do perímetro superior do disco de arrancamento até o perímetro interno do anel de reação com cerca de 65% da carga de ruptura.

Fase III – Ruptura por cisalhamento da matriz e a degradação do atrito entre o agregado com cerca de 80% da carga de ruptura.

- As deformações de compressão medidas na superfície de ruptura foram tão baixas que seriam incapazes de causar uma ruptura por compressão.
- O mecanismo de ruptura proposto leva em consideração o fato que o concreto é um material não-homogêneo, pois se o concreto fosse homogêneo a ruptura seria alcançada na fase II, com a propagação das fissuras circunferenciais até o suporte de reação. Como o concreto não é homogêneo a ruptura ocorre quando o agregado graúdo, localizado na superfície de ruptura do cone de concreto, é arrancado da matriz.

2.6.2 Krenchel e Shah (1985)

Esse estudo objetivava analisar as características do processo de fissuração, quanto ao surgimento e desenvolvimento das fissuras, em testes de arrancamento.

Foram moldados, com um mesmo traço de concreto, 10 cubos de 200 mm (com dois pinos fixados em duas laterais opostas) mais 5 corpos de prova de 150 x 300 mm. Os 20 testes foram realizados até alcançar diferentes porcentagens da carga de pico nas partes ascendente e descendente da curva carga / deslocamento.

Depois de ensaiados, os cubos eram cortados em duas direções, sendo escolhido oito pedaços que foram cortados com níveis diferentes de carga (na parte ascendente com 53, 65, 84, 93 e 97% da carga última, uma na carga de pico e na parte descendente com 91 e 72% da carga última) para verificar o surgimento e propagação das fissuras. Dos 6 ensaios que foram realizados até 25% da carga última na parte descendente dois tiveram monitorados a curva carga deslocamento e quatro a atividade acústica.

Algumas das conclusões desse estudo foram:

- As micro-fissuras foram detectadas pela atividade acústica entre 23 e 36% da carga última, iniciando a primeira fase de fissuração.
- As fissuras se iniciam na matriz ou na interface matriz agregado, sendo que para níveis altos de carga as fissuras podem atravessar os agregados.
- Nos espécimes que foram descarregados na carga de pico, ou próximo a ela, não há fissuras na superfície do concreto e não são visíveis os sinais de arrancamento.
- Com níveis abaixo de 65% da carga última as fissuras se concentram nas proximidades do disco de arrancamento e com altos níveis são observadas fissuras na parte inferior do anel de reação.
- O ângulo do cone possui valor de 10 a 20º no primeiro sistema de fissuração e 70º no segundo sistema de fissuração.
- O ângulo na segunda fase corresponde ao ângulo final do cone de ruptura.
- Para se predizer a carga última, deve se levar em conta à forma e a direção do sistema principal de fissura.

2.6.3 Ballarini et al. (1986)

Esse estudo consiste de uma investigação teórica e experimental sobre os mecanismos de ruptura de pinos de ancoragens curtos sob carga de tração.

Na teórica, foi utilizado um modelo matemático baseado na mecânica da fratura elástico linear para predizer os modelos de fissuras, determinar a estabilidade do crescimento da fissura e obter a capacidade final do pino. Nessa investigação, foi observado que:

- As tensões de compressão próximas à superfície de ruptura são incapazes de originar uma ruptura por compressão.
- Para espaçamentos curtos do anel de reação e pequenas alturas imersas, o crescimento das fissuras é estável até um certo ponto; depois o crescimento é instável. Um perfil da propagação das fissuras com a comparação entre os valores observados experimentalmente e estimados pela teoria podem ser observados e comparados na Figura 2.19.



Figura 2.19 – Exemplo de pinos com altura e espaçamentos do anel de reação curtos (Ballarini *et al.*, 1986).

 Para grandes espaçamentos e pequenas alturas imersas, o crescimento é instável para todos os pontos. Um perfil da propagação das fissuras com a comparação entre os valores observados experimentalmente e estimados pela teoria podem ser observados e comparados na Figura 2.20.



Figura 2.20 – Exemplo de pinos com altura curtas e espaçamentos do anel de reação grandes (Ballarini *et al.*, 1986).

Na análise experimental, foram realizados 28 testes, variando a altura efetiva e a distância do suporte de reação, além da idade dos espécimes, para se determinar à influência da geometria nas características de ruptura. Foi providenciado que não houvesse aderência entre o concreto e o pino, de forma a promover o crescimento simétrico das fissuras. Por isso foi utilizada uma fita ao redor da cabeça e da haste e depois foi passado óleo por todo o pino. A principal análise que pode ser feita após a parte experimental é que a dureza da fratura para uma dada resistência de compressão é maior para as cargas últimas do que para as cargas de início de fissura, como resultado do efeito de zona que se desenvolve na vizinhança das fissuras inclinadas, quando ocorre o crescimento estável das fissuras.

Nessa zona, deformações não-lineares (micro-fissuras, atrito entre agregado, etc) ocorrem aumentando a resistência para o crescimento da fissura, resultando em um aumento aparente na dureza da fratura. As conclusões gerais desse estudo foram:

- A capacidade final da ancoragem é governada pela dureza da fratura da matriz.
- Os métodos de cálculo que utilizam a tensão de tração máxima multiplicada pela área de uma superfície de ruptura assumida apresentaram grande dispersão e não são conservativos, pois a superfície de ruptura depende do tipo de processo de fratura e não tem influência na capacidade final da ancoragem.
- Para alturas efetivas e espaçamentos de reação curtos, a propagação da fissura é estável e uma resistência adicional é promovida para o crescimento da fissura, pela deformação não linear ocorrida na vizinhança da fissura inclinada.

2.7 PESQUISAS NACIONAIS

Diferentemente da Europa e Estados Unidos, as pesquisas realizadas no Brasil são pouco difundidas; conseqüentemente, somente duas dissertações foram relacionadas.

2.7.1 Jermann – UFF (1993)

Sua dissertação de mestrado teve como objetivo fazer um resumo dos procedimentos e métodos de cálculo mais utilizados. São eles o ACI 349 (método americano) e CEB Bulletin 206 e 207 (método europeu).

Os chumbadores estudados são utilizados somente em concreto, sendo dado um enfoque maior na análise de chumbadores de expansão e chumbadores de cabeça. Os esforços estudados foram de tração, cisalhamento e tração e cisalhamento combinados.

As principais conclusões são:

- O método americano, sem o efeito de borda e de grupo, fornece valores superestimados para alturas efetivas grandes e valores precisos para alturas efetivas pequenas, ao contrário do método europeu que é mais preciso.
- Há a necessidade de se fazer uma rotina de cálculo, pela comparação entre os métodos, para que possa utilizar os resultados mais conservativos.
- Sempre que possível, deve-se realizar testes experimentais para avaliar a capacidade dos chumbadores de acordo com a situação desejada.
- Deve-se procurar um melhor dimensionamento da conexão, de forma que o aço e o concreto atinjam os seus níveis de tensão máxima na ruptura.

Como complemento da pesquisa, foi apresentada uma lista com os problemas encontrados para chumbadores, na indústria da construção civil, e um roteiro de cálculo para verificar os fatores e requerimentos que influenciam na carga de ruptura.

2.7.2 Oliveira – PUC-Rio (2003)

Sua dissertação de mestrado objetivava avaliar a capacidade última de placas de ancoragem para situações como: pino único situado no canto, na borda e isolado, com placas de quatro pinos isoladas e em grupo, além de observar o comportamento das placas quando se utiliza armadura de suspensão. A Tabela 2.1 resume o programa experimental.

Para possibilitar a comparação do comportamento dos ensaios, foi medido o deslocamento do cone de concreto, com o uso de dois LVDT, e a deformação no pino com dois extensômetros elétricos por pino.

Tipo de Placa	Posição da Plaça	Armadura de Suspensão	Número de Ensaios
Tipo de Tiaca	I Osição da I laca	Alliadula de Suspelisao	Numero de Elisaros
	Isolado	Sem	3
	Borda	Sem	3
Pino Único	Dorua	Com	3
	Canto	Sem	3
	Cuito	Com	3
	Isolado	Sem	3
4 Pinos	1001440	Com	1
1 I mob	Grupo c/ d=325 mm	Sem	3
	Grupo c/ d=200 mm	Sem	3

Tabela 2.1 – Programa experimental Oliveira (2003).

A carga de ruptura foi comparada à carga obtida por dois métodos de cálculo; um deles era o método de Bode e Hanenkamp (1985) e Bode e Roik (1987) e o outro método o de Eligehausen *et al.* (1987/1988) e Rehm *et al.* (1988), também conhecido como método Ψ , utilizado pelo CEB.

Dentre as conclusões retiradas desse estudo, devem ser destacadas:

- A ineficiência da armadura de suspensão (tal como empregada no estudo) nos ensaios da placa de canto com a redução da carga de ruptura em média 8,1 %. Nos ensaios na borda houve um aumento de 20,0 % e nos ensaios das placas com 4 pinos isoladas um aumento de 58,4 %.
- O método Ψ obteve uma boa aproximação, exceto das placas de pino único situadas no canto.
- O método de Bode e Hanenkamp (1985) e Bode e Roik (1987) não apresentou resultados satisfatórios para as placas de canto e na borda, sendo que o autor explica que o ajuste das fórmulas é melhor para alturas efetivas maiores do que aquelas ensaiadas.

2.8 NORMAS E MÉTODOS DE CÁLCULO

As normas e métodos de cálculo apresentados a seguir adotam diferentes filosofias de dimensionamento, podendo existir alguma semelhança entre alguns desses métodos para alguma situação em particular. As diferenças são visíveis quando se calcula a capacidade final da ancoragem com a influência da borda, pois a maioria dos métodos tem uma forma particular de quantificar essa redução na capacidade final.

Uma forma de se dividir os métodos de cálculo é quanto à inclinação do cone de ruptura. Essa divisão resultou em três grupos com ângulos de 34°, 45° e variando entre 28° e 45°.

2.8.1 Ângulo de 34°

O método de cálculo desenvolvido por Eligehausen *et al.* (1988) supõe que a superfície do cone de ruptura apresenta um ângulo de 34°, de acordo com os conceitos da

mecânica da fratura e estudos experimentais. Nesse método, também é considerado o espaçamento entre chumbadores, excentricidade, a ausência de fissuras e presença de armaduras pouco espaçadas.

Esse método serviu de base para o desenvolvimento de outros métodos de cálculo, existindo algumas diferenças quanto ao conceito original para cada método adaptado. A carga de ruptura da ancoragem levando em conta a influência de borda é:

$$N_u = N_{u,0} \cdot \psi_c \cdot \psi_s \cdot \psi_{ec} \tag{2.1}$$

onde:

 $N_{u,0}$, é o valor da carga de ruptura de um pino, que não sofre a influência do borda, submetido a um esforço de tração.

 ψ_c , é o coeficiente que considera a influência da borda.

 ψ_s , é o coeficiente que considera a influência de um grupo de ancoragens.

 ψ_{ec} , é o coeficiente que considera a influência da excentricidade de carga.

dado por:

$$N_{u0} = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_c^{0,5} \tag{2.2}$$

k = 17 ou 15 para ancoragens pré-instaladas e pós-instaladas respectivamente. $\psi_c = 1$ se $c_{\min} \ge 1.5 h_{ef}$, onde c_{\min} é a distância mínima do eixo do pino a uma borda para que este não sofra a influência de borda.

$$\psi_{c} = 0,3 + 0,7 \cdot \frac{c_{\min}}{1,5 \cdot h_{ef}} \text{ se } c_{\min} < 1,5h_{ef}.$$

$$\psi_{s} = \left(1 + \frac{s}{3 \cdot h_{ef}}\right) \le 2 \text{ para } s \le 3 \cdot h_{ef}, \text{ onde } s \text{ é o espaçamento entre os pinos.}$$

$$\psi_{ec} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 \cdot e_{N}}{3 \cdot h_{ef}}\right)} \le 1 \text{ para } e_{N}' \le s/2, \text{ onde } e_{N}' \text{ é a excentricidade da carga}$$

Em relação aos métodos de Fuchs et al. ou Concrete Capacity Design - CCD (1995), o CEB Bulletin d'Information N° 233 (1997) e o ACI 318-02 (2002), a primeira diferença diz respeito à forma de calcular a área projetada do cone de ruptura, que nos demais métodos adota a área projetada de um prisma. Os exemplos dos cones de ruptura são vistos na Figura 2.21.

A segunda é que no método original não possui um coeficiente de ajuste da relação entre as áreas projetadas do cone total A_0 e do cone reduzido pelo efeito de borda A_n e o coeficiente ψ_c é igual a $0.7 + 0.3 \cdot c_{\min}/1.5 \cdot h_{ef}$.

A terceira é quanto a multiplicação de um fator de ajuste k. Que passa a ser de 16,84, 9,00 e 10,00 para os métodos adaptados de Fuchs *et al.* (1995), CEB Bulletin N° 233 (1997) e ACI 318-02 (2002) respectivamente.



Figura 2.21 – Exemplos dos cones de ruptura (CEB Bulletin 233, 1987; Fuchs *et al.*, 1995; ACI 318-02, 2002).

O método de cálculo para estimar a capacidade final de barras de aço, com mossas, proposto por De Vries *et al.* (1999), é uma adaptação do método CCD que adota um coeficiente k (igual a 9,7) modificado para levar em conta a influência da dimensão da cabeça do pino sobre a resistência da ancoragem.

Outra modificação foi a adoção da área do cone interrompido como sendo a área obtida quando se inicia a área da superfície de ruptura no perímetro da cabeça. É importante notar que o coeficiente de redução A_n/A_0 é utilizado para valores da distância entre o perímetro da cabeça e a borda menores que $1,5 \cdot h_{ef}$ e que o coeficiente ψ_c é

utilizado para valores da distância entre o centro da haste do pino e a borda menores que $1.5 \cdot h_{ef}$.

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é:

$$N_u = \frac{A_n}{A_0} \cdot N_{u0} \cdot \psi_c \tag{2.3}$$

onde:

$$N_{u0} = k \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_c^{0,5}$$
(2.4)

k = 9,70 para ancoragens de barras com cabeça.

$$A_0 = 9 \cdot h_{ef}^2 \quad \text{e} \quad A_n = \left(3 \cdot h_{ef} + d_h\right) \cdot \left(c_x + 1.5 \cdot h_{ef} + d_h/2\right)$$
$$\psi_c = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_x}{1.5 \cdot h_{ef}} \quad \text{se} \quad c_x < 1.5 \cdot h_{ef}$$
$$\psi_c = 1 \quad \text{se} \quad c_x \ge 1.5 \cdot h_{ef}$$

Os valores utilizados para ajustar essas curvas foram obtidos com dados de 18 testes. A configuração do cone de ruptura proposto pode ser visto na Figura 2.22.



Figura 2.22 – Cone de ruptura (De Vries et al., 1999).

No desenvolvimento do método de Bode e Roik (1987), foram realizados 150 testes, sendo 106 utilizados para desenvolver a fórmula de dimensionamento por meio de comparação de cálculos e os demais para uma verificação adicional de alguns aspectos que

podem influenciar a resistência da ancoragem. A configuração do cone de ruptura proposto por esse método pode ser vista na Figura 2.23.

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é:

$$N_u = N_{u0} \cdot \frac{c_x}{c_{\min}} \tag{2.5}$$

onde:

$$N_{u0} = 11,89 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot f_c^{0,5} \cdot \left[1 + \left(\frac{d_h}{h_{ef}}\right)\right]$$
(2.6)

 $c_{\min} = 1, 5 \cdot h_{ef}$ para uma borda.

 $c_{\min} = 2, 0 \cdot h_{ef}$ para mais da borda.

 c_x , é a distância do eixo do pino a uma borda.

 d_h , é o diâmetro da cabeça de ancoragem.

Para ancoragens em grupo:

$$N_{u,grp} = N_{u0} \cdot \left[1 + \frac{s \cdot (n-1)}{4 \cdot h_{ef}} \right]$$
(2.7)

onde, n é o número de pinos



Figura 2.23 – Cone de ruptura segundo (Bode e Roik, 1987).

2.8.2 Ângulo de 45°

No método de cálculo desenvolvido pelo Comitê 349 do ACI, relacionado à segurança nuclear de estruturas de concreto, o valor da carga última da ancoragem é obtida pela multiplicação do valor da resistência à tração do concreto $(0.33 \cdot \sqrt{f_c})$ pelo valor da área de tensão efetiva, tomada como sendo a área projetada da superfície do cone de ruptura. Essa superfície forma um ângulo de 45° que inicia na parte superior da cabeça do pino e segue em direção a superfície do concreto.

Fuchs *et al.* (1995) revelam que o método do ACI 349 subestima as cargas de ruptura para ancoragens rasas e superestima as cargas para ancoragens profundas. As justificativas dadas pelos membros do comitê do ACI 349 são:

- A presença de fissuras poderia restringir o efeito de disco, que é responsável pela maior inclinação do cone de ruptura.
- Se a estrutura se encontra em um plano de tensões biaxial de compressão ocorrerá uma tendência a um ângulo total zero; como o valor do plano biaxial de tensão de compressão se torna muito grande o modo de ruptura se aproxima diretamente do cisalhamento, como ilustrado na Figura 2.24 (a).
- Se a estrutura se encontra em um plano de tensões biaxial de tração ocorrerá uma tendência a um ângulo total de 180°; com a abertura das fissuras podendo ser controlada pelo dimensionamento da armadura principal. Um exemplo é representado na Figura 2.24 (b).



(a) Plano de tensão biaxial de compressão.

(b) Plano de tensão biaxial de tração.

Figura 2.24 – Exemplo de um plano de tensão biaxial de compressão e de tração (Jermann, 1993).

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é:

$$N_u = \frac{A_n}{A_0} \cdot N_{u0} \tag{2.8}$$

onde:

$$N_{u0} = 0.33 \cdot f_c^{0.5} \cdot A_{N0}$$

$$A_0 = \pi \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h)$$

$$A_n = \left(2 \cdot \pi - \pi \cdot \frac{\theta}{180}\right) \cdot 0.5 \cdot \left(h_{ef} + \frac{d_h}{2}\right)^2 + c_x \cdot \left(h_{ef} + \frac{d_h}{2}\right) \cdot sen \frac{\theta}{2} - \frac{\pi \cdot d_h^2}{4}$$

$$\theta = 2 \cdot \arccos\left(\frac{2 \cdot c_x}{2 \cdot h_{ef} + d_h}\right)$$

$$(2.9)$$

A configuração do cone de ruptura proposto pelo método do ACI 349-76 (1976) pode ser visto na Figura 2.25.



Figura 2.25 – Cone de ruptura segundo (ACI 349-76, 1976).

Os métodos do PCI Manual Structural Design (1977) e PCI Design Handbook (1978) foram utilizados no estudo de Klingner e Mendonca (1982). A forma de calcular a carga de ruptura da ancoragem é parecida com o método do ACI 349, pois o ângulo do cone de concreto é considerado 45°, mas possui como diferença a utilização da superfície de ruptura ao invés da área projetada. Apresentando como resultado o valor do ACI 349-76 (1976) multiplicado por $\sqrt{2}$.

A influência da presença da borda é calculada para o método do PCI Manual Structural Design (1977) por meio da divisão da área da superfície de ruptura do cone parcial pela área da superfície de um cone total. No caso do PCI Design Handbook (1978) é feita uma redução linear pelo fator c_x/h_{ef} para valores de c_x menores do que a altura efetiva.

Outro método de cálculo utilizado no estudo de Klingner e Mendonça (1982) foi o do TRW Nelson Division (1974). O seu modo de estimar a carga de ruptura de um chumbador, sem a influência de borda e de outros chumbadores, é idêntico aos métodos do PCI descritos anteriormente.

O modo de quantificar a influência de borda desse método é feito através da divisão da área da superfície de ruptura de um cone total suposto dentro do cone parcial $A_{S0,conemenor}$ pela área da superfície de um cone total A_{S0} . A configuração do cone de ruptura proposto por esse método pode ser visto na Figura 2.26.





A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é:

$$N_{u,brd} = N_{u0} \cdot \left(\frac{2 \cdot c_x}{9 \cdot d}\right) \cdot \sqrt{\frac{f_c}{5000}}$$
(2.10)

Se:

$$c_x \ge \frac{9 \cdot d \cdot 0,083}{2 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{f_c}{5000}}}$$

$$N_{um,brd} = \frac{A_{S0,conemenor}}{A_{S0}} \cdot N_{u0}$$
(2.11)

Se:

ou,

$$c_x < \frac{9 \cdot d \cdot 0,083}{2 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{f_c}{5000}}}$$

onde:

$$N_{u0} = 0.33 \cdot f_c^{0.5} \cdot A_{N0}$$

$$A_{S0} = \pi \cdot \sqrt{2} \cdot h_{ef} \cdot (h_{ef} + d_h)$$

$$A_{S0,conemenor} = \pi \cdot \left(\frac{d_h/2 + h_{ef} + c_x}{2}\right) \cdot \sqrt{h_{ef}^2 + \left(\frac{d_h/2 + h_{ef} + c_x}{2}\right)^2}$$

C, é um coeficiente multiplicador relativo ao tipo de concreto. Para concretos normais e concretos leves o seu valor é 1,00 e 0,85 respectivamente

2.8.3 Ângulo variando entre 28° e 45°

O método de cálculo do Tennessee Valley Authority (TVA) de 1984 foi utilizado inicialmente no estudo de Farrow e Klingner (1995), esse método é uma modificação do método do TVA de 1975 apresentado no estudo de Klingner e Mendonca (1982).

A modificação do método inicial, onde o ângulo α do cone de ruptura adotado era fixado em 45°, foi a variação do ângulo do cone de concreto em função da altura efetiva. Para alturas efetivas menores que 127 mm o ângulo varia entre 28° e 45° e para alturas efetivas maiores do que esse valor o ângulo é fixado em 45°.

Para se obter a carga de ruptura da ancoragem sem a influência de outras ancoragens ou bordas, a área projetada desse cone de ruptura é multiplicado pelo valor da tensão de tração do concreto de $0,33 \cdot \sqrt{f_c}$. A configuração do cone de ruptura proposto por esse método pode ser vista na Figura 2.27.



Figura 2.27 - Cone de ruptura segundo Método VAC (1984) (Farrow e Klingner, 1995).

A capacidade final da ancoragem levando em conta a influência de borda é:

$$N_u = \frac{A_n}{A_0} \cdot N_{u0} \tag{2.12}$$

onde:

$$N_{u0} = 0.33 \cdot f_c^{0.5} \cdot A_0$$

$$A_0 = \pi \cdot \frac{h_{ef}}{\tan \alpha} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\tan \alpha} + d_h\right)$$

$$A_n = \left(2 \cdot \pi - \pi \cdot \frac{\theta}{180}\right) \cdot 0.5 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\tan \alpha} + \frac{d_h}{2}\right)^2 + c_x \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\tan \alpha} + \frac{d_h}{2}\right) \cdot sen \frac{\theta}{2} - \frac{\pi \cdot d_h^2}{4}$$

$$\theta = 2 \cdot \arccos\left(\frac{2 \cdot c_x}{2 \cdot h_{ef}} + d_h\right)$$

o ângulo da superfície de ruptura α é igual a 45° para $h_{ef} \ge 127mm$ e para $h_{ef} < 127mm$, $\alpha = 28^{\circ} + (0,13386 \cdot h_{ef})$

2.9 ENSAIOS DA LITERATURA

Dentre as pesquisas citadas na revisão bibliográfica, foram escolhidos 36 testes com o objetivo de analisar preliminarmente os métodos de cálculo estudados na pesquisa. Os testes foram retirados das pesquisas de Klingner e Mendonca (1982), Oliveira (2003) e Hawkins (1983) e possuem características semelhantes, a não ser a haste dos pinos, que são constituídas de barras lisas, aos ensaios a serem realizados. As características utilizadas para escolher os testes são:

- Ruptura pelo cone de concreto, com ou sem fendilhamento.
- Pinos isolados ou que sofressem a influência de somente uma borda.
- Concreto de peso normal com resistência a compressão de 20 a 36 MPa.
- Diâmetro da cabeça de ancoragem inferior a 51 mm.
- Altura efetiva inferior a 127 mm.
- Diâmetro da haste entre 19 e 25 mm.

Os métodos de cálculo utilizados para estimar a carga de ruptura foram apresentados no item 2.8 do presente capítulo. São eles:

- Método 1: Eligehausen *et al.* (1987) Método Ψ.
- Método 2: Fuchs *et al.* (1995) Método CCD.
- Método 3: CEB Bulletin d'Information No. 233 (1997).
- Método 4: American Concrete Institute ACI 318-02 (2002).
- Método 5: American Concrete Institute ACI 349-76 (1976).
- Método 6: PCI Design Handbook (1978).
- Método 7: PCI Manual for Structural Design (1977).
- Método 8: TRW Nelson Division Design Data 10 (1974).
- Método 9: Bode e Hanenkamp (1985) e Bode e Roik (1987).
- Método 10: Tennessee Valley Authority Variable Angle Cone VAC (1984).
- Método 11: De Vries et al. University of Texas at Austin (1999).

Para se analisar melhor o desempenho de cada método de cálculo, os testes foram divididos em três grupos, de acordo com a influência da borda. São eles:

 Isolados: São aqueles que, para todos os métodos de cálculo, os pinos estão posicionados de forma a não sofrerem a influência da borda.

- Transição: São aqueles que, para alguns métodos de cálculo, os pinos estão posicionados de forma a não sofrerem a influência da borda, enquanto os outros pinos sofrem essa influência.
- Borda: São aqueles que, para todos os métodos de cálculo, os pinos sofrem a influência de uma borda.

O valor da média e do coeficiente de variação da relação entre a carga de ruptura experimental $F_{u,exp.}$ e a estimada para cada método de cálculo $F_{u,met.cálc.}$ é visto na Figura 2.28. No ANEXO A são apresentadas tabelas com os dados referentes aos ensaios da literatura. Analisando esses dados, foi concluído que:

- Devido à existência de apenas dois testes para os pinos pertencentes ao grupo de transição, com valores muito diferentes entre si, ocorreu um grande desvio padrão que tornou impossível fazer qualquer análise sobre esse grupo.
- O fato de se ter valores coeficientes de variação altos pode ser decorrente de alguma ocorrência na preparação ou realização do ensaio e que não foi detectado pelos autores, levando a valores distantes da média.



Métodos de Cálculo

Figura 2.28 - Gráfico da média e coeficiente de variação dos métodos de cálculo.

 Os métodos de cálculo 1 e 2 são praticamente idênticos, apesar do método 2 possuir um coeficiente de ajuste adicional. Esses dois métodos apresentaram valores médios da relação $F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$ iguais a 1,00 para as posições isolado e transição e valores acima de 1,00 para os pinos na borda.

- Os métodos de cálculo 3 e 4 são praticamente idênticos e apresentam valor médio F_{u,exp.} / F_{u,met.cálc.} igual ao valor obtido nos métodos 1 e 2 multiplicado por 1,35.
- O método 5 possui valor médio iguais a 1,00 para as posições transição e borda, e valores acima de 1,00 para os pinos isolados, mas o coeficiente de variação é maior do que dos demais métodos.
- O método 6 apresenta valor médio próximo a 1,00 somente para os pinos da borda. O fato de se ter valores contra a segurança é devido aos valores encontrados para os pinos isolados serem idênticos aos valores do método 5 multiplicado por um fator de 1,41. Nesse método, os valores encontrados para a borda possuíram um melhor ajuste do que os métodos 7 e 8 que possuíram quase todos os valores contra a segurança.
- O método 9 apresenta valor médio acima de 1,00 para todas as situações, porém para os pinos da borda esse valor chega próximo de 2,00.
- O método 10 apresenta valores médios entre 0,80 e 1,00, porém obteve os menores valores do coeficiente de variação. Esses valores da média irão sempre ser menores do que do método 5, pois a área projetada será sempre maior devido a seu ângulo ser menor que 45° para pinos curtos (h_{ef} < 127 mm).
- O método 11 foi o que apresentou os maiores valores médios, juntamente com os métodos 3 e 4, devido a possuir coeficientes de ajuste baixos o que faz com que o valor da capacidade seja minorado.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os setenta e quatro ensaios foram realizados no laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Desses, os treze primeiros foram referentes a um pré-teste realizado, pois este trabalho é o primeiro da sua linha de pesquisa, sendo derivado da linha de pesquisa sobre punção em lajes-cogumelo.

Os dados do pré-teste serviram para concluir que um pino pode sofrer a influência da sua posição no bloco e que o esquema de ensaio utilizado é adequado. Todas as informações relacionadas ao pré-teste são apresentadas no ANEXO B.

À caracterização do material utilizado na pesquisa foi realizada na Empresa Carlos Campos Consultoria Limitada e pelo Laboratório de Concreto do Centro Tecnológico de Engenharia Civil do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A..

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

3.2.1 Parâmetros e Variáveis

Dentre as possíveis variáveis estudadas, foram mantidas como parâmetros constantes a resistência à compressão do concreto f_c , o diâmetro da haste do pino d e a dimensão da cabeça de ancoragem d_h . As variáveis principais estudadas são descritas como:

- Altura efetiva h_{ef} : é à altura entre a superfície superior da cabeça de ancoragem e a superfície do bloco (Figura 3.1).
- Comprimento de aderência l_b: é o comprimento em que há aderência entre o concreto e o aço da haste, sendo em alguns casos igual a altura efetiva ou igual a zero (Figura 3.1).
- Distância à borda c_x: é a distância medida do eixo do pino até a superfície lateral de concreto mais próxima (Figura 3.1).
- Posição do pino: é a posição em que o pino se encontra em relação ao bloco no momento do lançamento do concreto. Foram estabelecidas três diferentes posições, tomado como *H* o comprimento a partir da face inferior do bloco (Figura 3.2).
- Orientação do pino: é a disposição do pino na concretagem (Figura 3.2).



Figura 3.1 – Características geométricas do pino.

De acordo com a distância à borda, foram definidas como variáveis dependentes:

Relação A_n/A₀: é a relação obtida pela divisão da área projetada parcial A_n, formada por um cone de ruptura teórico interrompido por uma borda, pelo valor da área projetada do cone total A₀. O valor do raio utilizado é igual a 1,5 · h_{ef} + d_h/2 (Figura 3.1).

Relação U_n/U₀: é a relação obtida pela divisão do perímetro da área projetada parcial U_n, formada por um cone de ruptura teórico interrompido por uma borda, pelo valor do perímetro da área projetada de um cone total U₀, ambas com raio igual a 1,5 · h_{ef} + d_h/2 (Figura 3.1).



Figura 3.2 - Posição e orientação dos pinos no bloco.

3.2.2 Programa Experimental

O programa experimental descrito na Tabela 3.1 apresenta as características dos pinos, tendo como objetivo estudar:

- Proximidade da borda: comparando os pinos de mesma posição e orientação do pino no bloco, com diferentes relações de A_n/A_0 .
- Variação da altura efetiva:comparando os pinos com alturas efetivas diferentes e mesmas relações de A_n/A_0 , posição e orientação dos pinos.
- Aderência: comparando os pinos com comprimento de aderência igual a zero e a altura efetiva, com a mesma relação A_n/A₀, posição e orientação do pino.
- Posição do pino: comparando os pinos em diferentes posições no bloco, com o mesmo valor de A_n/A₀ e a mesma orientação.
- Orientação do pino: comparando os pinos com diferentes orientações, o mesmo valor de A_n/A₀ e uma mesma posição no bloco.

h _{ef} (mm)	Posição	I _b (mm)	Orientação	$\begin{array}{cccc} A_{\eta}/A_{0} & 1.00 \\ U_{\eta}/U_{0} & 1.00 \\ c_{x}/h_{ef,50} & 10.00 \\ c_{x}/h_{ef,100} & 5.00 \end{array}$	$\begin{array}{c cccc} A_n/A_0 & 1.00 \\ U_n/U_0 & 1.00 \\ c_x/h_{ef,50} & 2.00 \\ c_x/h_{ef,100} & 1.75 \end{array}$	$\begin{array}{c c} A_n/A_0 & 0.90 \\ U_n/U_0 & 0.75 \\ c_x/h_{ef,50} & 1.40 \\ c_x/h_{ef,100} & 1.21 \end{array}$	$\begin{array}{c c} A_{n}/A_{0} & 0.80 \\ U_{n}/U_{0} & 0.68 \\ c_{x}/h_{ef,50} & 1.04 \\ c_{x}/h_{ef,100} & 0.88 \end{array}$	$\begin{array}{cccc} A_{n}/A_{0} & 0.70 \\ U_{n}/U_{0} & 0.61 \\ c_{x}/h_{ef,50} & 0.70 \\ c_{x}/h_{ef,100} & 0.58 \end{array}$
50	Superior	50	¢	-	P01	P02	P03A	P04
		50	Ę	P05	P06	P07	P08B	P09B
		0	ŧ	-	P10	P11	-	P12
	ediário	50	- eļ:	P13	P14	P15A	P16	P17
	Interm	0		P18	P19	-	P20	P21
	Inferior	50	Ĩ	-	P22	P23	P24	P25
				P26	P27	P28	P29	P30A
		0	ŧ	-	P31	P32	P33	P34
100	Sup.	100		P35	P36A	P37A	P38	P39
	Inter.		¢	P40	P41	P42A	P43A	P44A
	Inferior		Ĩ	P45	P46	P47	P48	P49
		0	- L	-	P50	P51	P52	P53

Tabela 3.1 – Programa experimental.

P - Nome do pino. h_{ef} - Altura efetiva.

 $c_x/h_{ef,50} e c_x/h_{ef,100}$ - Relações entre a distância do eixo do pino à borda (c_x) e a altura efetiva (h_{ef}) de 50 mm e 100 mm respectivamente.

An/Ao - Relação entre as áreas projetadas do suposto cone de tensão total (Ao) e parcial (An).

 U_n/U_0 - Relação entre os perímetros das áreas projetadas do suposto cone de tensão total (U_0) e parcial (U_n).

3.2.3 Distribuição dos Modelos Ensaiados

A Figura 3.3 apresenta as posições dos pinos em cada face do bloco e um desenho em perspectiva de cada bloco. Em vermelho está representada a área projetada do cone de ruptura teórico para cada pino.

Essa distribuição teve como objetivo obter o maior número de ensaios por bloco, com uma mesma altura efetiva, sem que ocorresse a sobreposição dos cones de
tensões teóricos entre os pinos a serem ensaiados. Oferece ainda, uma distância adequada para o posicionamento do pórtico de reação, sem produzir o confinamento do concreto causado pela reação que a base do pórtico produz no bloco.



Figura 3.3 – Distribuição dos modelos ensaiados.

Os pinos dos blocos 1 e 2 que não puderam ser ensaiados, por terem sido danificados durante o transporte ou apresentarem problemas na fixação, foram recolocados nos blocos 3 e 4, pois esses pinos possuem prioridade quanto às variáveis estudadas.

3.3 MONTAGEM DOS ENSAIOS

A Figura 3.4 apresenta o desenho da montagem do ensaio, indicando a posição de cada elemento utilizado.



Figura 3.4 – Desenho da montagem do ensaio (Medidas em mm).

A montagem do ensaio foi desenvolvida para que todos os ensaios fossem realizados da mesma forma. Os seus elementos constituintes são:

- Atuador hidráulico: é utilizado para gerar a força de tração. Tem capacidade de carga de utilização de 300 kN e é alimentado por uma bomba manual. Ambos os equipamentos são da marca Yellow Power.
- Tirantes: servem para transmitir a força gerada pelo atuador hidráulico para o pino a ser ensaiado. Tem diâmetro de 25 mm, comprimento de 1500 mm e são feitos de aço SAC 1045. Somente 300 mm em cada extremidade é rosqueável.

- Célula de carga: é utilizada para medir a força aplicada pelo atuador hidráulico.
 Possui capacidade de utilização de 300 kN e é da marca Solotest.
- Leitora de carga digital: é responsável pela indicação do valor medido pela célula de carga. Tem capacidade de utilização de 300 kN e é da marca Solotest.
- Pórtico de reação: é utilizado para receber os esforços provenientes do atuador hidráulico e transmitir para o bloco. Esse pórtico é constituído de uma viga metálica, formada por um perfil H de 145 x 155 x 8 mm com 1000 mm de comprimento. Os dois pilares são constituídos de um perfil circular com 90 mm de diâmetro e 3 mm de espessura, com altura de 340 mm soldado a chapas metálicas de 145 x 125 mm com espessura de 16 mm nas extremidades. Os pilares desse pórtico foram fixados à base da viga por meio de sargentos fixando os quatro cantos da chapa metálica da parte superior do pilar.
- Chapas metálicas: são utilizadas para assegurar que os esforços transmitidos do pórtico para o bloco sejam uniformemente distribuídos. Essas chapas têm dimensões 50 x 100 x 25 mm e são fixadas na parte inferior da chapa metálica da base do pilar por meio de um adesivo epóxi.
- Perfis em U: são utilizados dois perfis, um superior e outro inferior, para transmitir a força de tração gerada pelo atuador hidráulico para o pino a ser ensaiado. Foram fabricados através da soldagem de três chapas metálicas formando um perfil U (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Desenho dos perfis U superior e inferior (Medidas em mm).

 Chapas em L: são utilizadas duas chapas em forma de L para transmitir a força de tração do perfil U, descrito acima, para a porca soldada ao pino. As dimensões são vistas na Figura 3.6.



Figura 3.6 – Desenho das chapas em L (Medidas em mm).

 Porcas e arruelas: são utilizadas para transmitir a força de tração proveniente das chapas em L para o pino. Foram soldadas porcas sextavadas de 1" na parte superior do pino através de solda de topo utilizando eletrodo OK 46.

A Figura 3.7 ilustra a montagem dos ensaios por meio de fotografías.



Figura 3.7 – Vista geral do esquema de ensaio.

3.4 DETALHAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS

Os pinos foram fabricados com barras de aço CA-50, como haste, e chapas metálicas de aço SAC-1045 como cabeças da ancoragem. A chapa metálica foi perfurada para que a haste pudesse atravessá-la, sendo soldada por arco utilizando eletrodo OK 46 em cada face. A Figura 3.8 apresenta um pino no gabarito após a solda.



Figura 3.8 – Configuração do pino após a soldagem.

As dimensões da cabeça de ancoragem foram 50 mm x 50 mm e do diâmetro da haste 20 mm. Os comprimentos das hastes (L) eram de 250 mm e 300 mm para os pinos com alturas efetivas de 50 e 100 mm respectivamente.

A Figura 3.9 apresenta os quatro modelos ensaiados indicando a parte interna a qual o pino fica imerso no bloco e a parte externa que fica para fora do bloco.



Figura 3.9 – Modelo dos pinos ensaiados na dissertação.

3.5 FÔRMAS

Foram utilizadas duas fôrmas metálicas por concretagem, como observado na Figura 3.10. As principais características dessas fôrmas são:

- Dimensões internas de 1000 x 1000 x 1000 mm.
- Laterais constituídas de chapas metálicas de 3 mm de espessura parafusadas a grelhas compostas por cantoneiras de 40 x 40 mm com 3 mm de espessura soldadas entre si.
- Travamento feito utilizando barras com rosca com diâmetro de 8 mm, que atravessavam a forma nas duas direções.
- Fundo constituído de chapas metálicas de 3 mm de espessura parafusadas a grelhas compostas por perfis U de 200 x 75 mm e 3 mm de espessura soldadas a chapas de aço na parte superior e a barras de aço na parte inferior.
- Furos nas chapas com diâmetro de 22 mm para a passagem dos pinos.





Para assegurar que os pinos ficassem devidamente posicionados e não ocorresse nenhum deslocamento da posição requerida, os pinos foram fixados nas cantoneiras da fôrma utilizando sargentos. Após isso era passado um adesivo epóxi entre o pino e a cantoneira da forma. Na Figura 3.11 pode ser observado como os pinos na parte superior, lateral e inferior eram fixados.



(b) Lateral (c) Inferior Figura 3.11 – Fixação dos pinos na forma: (a) superior, (b) lateral e (c) inferior.

3.6 MATERIAIS

3.6.1 Concreto

O concreto utilizado na confecção dos blocos foi fornecido pela empresa REALMIX Concreto e Argamassa, que definiu o traço para que o concreto atingisse a resistência de compressão de 20 MPa aos 28 dias

Foram realizadas três concretagens. A primeira para a confecção do bloco do pré-teste e as duas seguintes para a confecção dos blocos 1 e 2, e dos blocos 3 e 4 respectivamente.

Para cada concretagem foram moldados corpos de provas cilíndricos de 150 mm x 300 mm, para a obtenção de dados suficientes para se traçar à curva idade x resistência à compressão, obter os valores do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto para a idade de 28 dias.

Os traços utilizados na confecção dos blocos 1, 2, 3 e 4 são apresentados na Tabela 3.2, indicando o peso de cada material utilizado.

Material	Blocos 1 e 2	Blocos 3 e 4
Cimento (kg)	290	300
Areia Natural Fina (kg)	285	518
Areia Natural Grossa (kg)	190	-
Areia Artificial (kg)	310	340
Brita 0 (kg)	-	-
Brita 1 (kg)	1020	1050
Água (litros)	190	130
Retardador de Pega (litros)	2	2
Hiperplastificante (litros)	2	-
Umidade (%)	0%	0%
fck (MPa)	20	20
Slump (mm)	90 ± 10	90 ± 10

Tabela 3.2 – Traço dos concretos utilizados.

Na cura dos Blocos 1, 2, 3 e 4 (Figura 3.12), após o inicio da pega do concreto foi feita na parte superior dos blocos, uma barreira de contenção de barro com aproximadamente 30 mm de altura, na qual foi colocada água. Essa barreira tinha como objetivo diminuir a probabilidade do surgimento de fissuras na face superior devido ao grande calor de hidratação gerado em maciços de concreto.

Dentro dessa barreira, foi colocada uma barra de gelo de 200 mm x 200 mm x 700 mm, para que a água da barreira fosse mantida fria no primeiro dia de cura. Foram realizados ciclos de molhagem das peças por sete dias, mantendo-as cobertas com uma lona plástica.



Figura 3.12 – Tipo de cura utilizada.

3.6.2 Aço

A barra de aço do tipo CA-50 de 20 mm de diâmetro utilizada para a confecção da haste é proveniente de um lote único adquirido na Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira. A chapa de aço das cabeças é do tipo SAC 1045, proveniente do estoque do laboratório de estruturas, sem que o fornecedor fosse conhecido.

O aço utilizado na confecção da haste foi ensaiado à tração utilizando duas amostras. Após a soldagem da cabeça no pino, foram realizados dois ensaios de tração dos pinos para verificar a capacidade final do pino.

3.7 INSTRUMENTAÇÃO

A determinação dos deslocamentos foi feita com relógios comparadores digitais da marca Mitutoyo com 0,01 mm de precisão. Esses relógios eram fixados a um perfil metálico apoiado sobre dois tripés de aço que estavam apoiados no chão. A posição dos relógios é vista na Figura 3.13.





Os deslocamentos verticais D1 e D2, do cone de concreto, foram medidos com dois relógios em pontos simétricos na parte superior do cone de concreto, distantes 75 mm e 100 mm do eixo do pino para alturas efetivas de 50 mm e 100 mm respectivamente. O deslocamento horizontal D3, do cone de concreto, foi medido pelo em um ponto da superficie lateral do bloco a 50 mm e 100 mm da superficie superior do bloco, para as alturas efetivas de 50 mm e 100 mm respectivamente. Quando o pino se encontrava isolado, ou seja, no centro da face não era posicionado o relógio para medir o deslocamento lateral. O deslocamento vertical D4, no eixo do pino foi medido por um relógio na parte superior do pino.

A leitura da carga aplicada era feita por meio de uma célula de carga ligada a uma leitora digital, que indicava os valores em toneladas. Ambas são vistas na Figura 3.14.



Figura 3.14 – Fotografia da leitora digital e célula de carga.

O incremento de carga foi constante e igual a 2,0 kN e 2,5 kN para os pinos com altura efetiva de 50 mm e 100 mm, respectivamente. Após a ruptura da peça era lida a carga de pico gravada na leitora digital, adotada como o valor da carga de ruptura.

3.8 PROCEDIMENTO DE PREPARAÇÃO E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

O primeiro procedimento foi a soldagem das porcas na parte superior do pino, de forma que ficassem niveladas horizontalmente. Na preparação do pórtico, os pilares eram aproximados ou afastados de acordo com a altura efetiva do pino. Após verificar se as bases dos pilares estavam no mesmo eixo e equidistantes do centro do pino, era utilizado gesso para nivelar a base do pórtico. Uma fotografia do pórtico montado é vista na Figura 3.15.



Figura 3.15 – Fotografia do pórtico montado.

O atuador hidráulico era posicionado, juntamente com a célula de carga, no centro da viga metálica do pórtico de reação, no mesmo eixo do pino.

Um perfil U (superior) era colocado acima da célula de carga, Figura 3.16 (a), e um outro perfil U (inferior) era posicionado de forma que o pino atravessasse esse perfil, Figura 3.16 (b). Para ligar os perfis U, foram utilizados dois tirantes parafusados com porcas e arruelas. Após o perfil U inferior ser nivelado, como visto na Figura 3.17 (a), eram colocadas as chapas em L, conforme detalhe da Figura 3.17 (b).



(a) Superior



(b) Inferior

Figura 3.16 – Fotografia dos perfis U: (a) superior, (b) inferior.

Após a montagem de todo o esquema de ensaio era efetuado um précarregamento de 1 kN para garantir que o conjunto do esquema de ensaio pudesse ficar estável. Em seguida os relógios comparadores eram posicionados, e o carregamento era aplicado de forma constante, com passos pré-determinados, de acordo com a altura efetiva do pino.





(a) Nivelamento do perfil U(b) Detalhe das chapas em LFigura 3.17 – Detalhes: (a) nivelamento do perfil U, (b) detalhe das chapas em L.

A leitura do carregamento era feita pela leitora digital e a cada incremento de carga eram observados os valores dos relógios comparadores. Após a ruptura o valor da carga de pico registrada na leitora durante o ensaio era considerada a carga de ruptura.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados na pesquisa, concreto e aço, juntamente com o modo de ruptura observado e a carga última da ancoragem obtida. Os deslocamentos medidos na realização dos ensaios também são apresentados.

4.2 MATERIAIS

4.2.1 Concreto

Foi utilizado concreto usinado para a confecção das peças referentes a esta e a mais quatro dissertações, realizadas no mesmo período. Por isso, foi necessário traçar a curva idade x resistência à compressão, para se estimar o valor da resistência à compressão do concreto no dia do ensaio de cada peça.

Os valores da resistência à compressão, resistência à tração e do módulo de elasticidade do concreto foram obtidos por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos, com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm, de acordo com a NBR 5739/94, NBR 7222/94 e NBR 8522/84 respectivamente.

A Tabela 4.1 apresenta os valores obtidos nos ensaios dos blocos 1, 2, 3 e 4 e a Figura 4.1 a curva idade x resistência à compressão, utilizando os valores obtidos no ensaio de resistência a compressão do concreto.

Ensaio	Idada (dias)	Valores obtidos			
Elisalo	Idade (dias)	Blocos 1 e 2	Blocos 3 e 4		
	3	_	11,0		
	7	14,7	15,0		
Resistência à compressão (MPa)	14	17,6	17,0		
	21	18,8	18,0		
	28	19,7	20,3		
Resistência à tração (MPa)	28	2,4	2,5		
Módulo de Elasticidade (GPa)	28	21,6	22,6		

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.



Figura 4.1 – Evolução da resistência à compressão com o tempo.

4.2.2 Aço

Os valores da resistência à tração das barras de aço CA-50 foram obtidos dos ensaios de duas amostras com 400 mm de comprimento e 20 mm de diâmetro, retiradas de um lote único, de acordo com a NBR 6152/92.

A deformação da barra foi medida com um extensômetro mecânico, que era retirado próximo à ruptura da barra, para que não houvesse qualquer dano ao mesmo. Com esses dados foi traçada a curva Tensão x Deformação (Figura 4.2) e determinadas as seguintes propriedades mecânicas:

- Tensão de escoamento: 570 MPa.
- Tensão de ruptura: 677 MPa.
- Módulo de elasticidade: 211 GPa.
- Alongamento na ruptura: 11%.
- Deformação correspondente ao início do escoamento: 2,7 mm/m.



Figura 4.2 - Relação Tensão x Deformação do aço.

4.3 MODO DE RUPTURA

Em todos os casos, a ruptura da peça ocorreu com o arrancamento de um cone de concreto, que se inicia no perímetro da cabeça de ancoragem e terminava na superfície do bloco. Foi observado que não houve ruptura na solda entre a cabeça de ancoragem e a haste do pino em todos os ensaios realizados.

A Figura 4.3 mostra as vistas inferior, lateral e em perspectiva dos pinos P 27 e P 30 A, que têm relação entre as áreas projetadas do suposto cone de tensão total (A_0) e parcial (A_n) iguais a 1,0 e 0,7 respectivamente. As forças que originam essa forma de superfície de ruptura também são ilustradas.



Figura 4.3 – Vistas inferior, lateral e em perspectiva dos pinos P 27 e P 30 A (Medidas em mm).

Nos pinos P 08 B, P 09 B, P 12 e P 34, além do arrancamento do cone de concreto foi observado o surgimento de fissuras na região da cabeça do pino (Figura 4.4).



Figura 4.4 – Vistas inferior, lateral e em perspectiva do pino P 08 (Medidas em mm).

Para os pinos P 02, P 03 A, P 22, P 28, P 29, P 34, P 36 A, P 37 A, P 43 A, P 46, P 47 e P 51, juntamente com o arrancamento do cone de concreto, foi notado o surgimento de fissuras radiais, originadas na haste do pino causando a separação do elemento de concreto em partes distintas (Figura 4.5).



Figura 4.5 – Vistas inferior, lateral e em perspectiva do pino P 37 A (Medidas em mm).

4.4 CARGA DE RUPTURA

A carga e o modo de ruptura das ancoragens com altura efetiva de 50 e 100 mm são apresentados respectivamente nas Tabelas 4.2 e 4.3, juntamente com as características requeridas e medidas dos pinos escolhidos, para compor a análise das variáveis estudadas, tais como altura efetiva (h_{ef}) , posição e orientação do pino e as relações de A_n/A_0 , U_n/U_0 e c_x/h_{ef} . Essas características e as informações sobre a realização dos ensaios de todos os pinos utilizados na pesquisa são apresentadas no ANEXO C.

			A _n /A ₀ U _n /U ₀	1,00 1,00	A _n /A ₀ U _n /U _n	1,00 1,00	A _n /A ₀ U _n /U _n	0,90 0,75	A _n /A ₀ U _n /U _n	0,80 0,68	A _n /A ₀ U _n /U _n	0,70 0.61
ão	l _b		c_{n}/c_{0}	10.00	c_v/h_{of}	2.00	$c_{\rm n}/b_{\rm of}$	1.40	c_v/h_{of}	1.04	c_v/h_{of}	0.70
siç	5	Orientação	- X - G	,	-X-rel	_,	-x-rei		-X-1-61		-X-rei	0,10
Ъ			Iso	lado	6)
	(mm)										Ē)
			Р	F _u (kN)	P01	29,5	P02	21,6	P03A	21,5	P04	16,4
		d1	Bloco	M. R.	1	CC	1	cc/f	3	cc/f	1	СС
	50	4	h _{ef} ^{med.}	c _x /h _{ef} ^{med.}	52	1,92	52	1,35	53	1,04	50	0,84
			A _n /A ₀ ^{med.}	U _n /U ₀ ^{med}	1,00	0,92	0,89	0,74	0,81	0,68	0,74	0,64
		Horizontal	f _c	f _t	19,70	2,43	19,70	2,43	20,30	2,50	19,70	2,43
		囲	P05	32,0	P06	28,4	P07	22,4	P08B	23,0	P09B	17,0
ior		T	2	СС	1	CC	1	СС	3	cc/rl	3	cc/rl
per	50		55	9,09	55	1,91	50	1,30	55	1,00	50	0,70
Su		ᆚᄂ	1,00	1,00	1,00	0,93	0,87	0,73	0,80	0,67	0,70	0,61
		Vertical	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43	19,20	2,36	19,50	2,40
			-	-	P10	21,3	P11	20,1	-	-	P12	14,0
		d	-	-	3	СС	3	СС	-	-	3	cc/rl
	0	4 "	-	-	50	2,00	50	1,40	-	-	50	0,80
			-	-	1,00	1,00	0,90	0,75	-	-	0,73	0,63
		Horizontal	-	-	20,30	2,50	20,30	2,50	-	-	20,30	2,50
			P13	34,1	P14	32,3	P15A	27,8	P16	24,0	P17	19,9
			2	сс	1	СС	3	сс	1	сс	1	сс
	50		50	10,00	50	2,00	52	1,44	49	1,02	52	0,65
áric			1,00	1,00	1,00	1,00	0,91	0,76	0,80	0,67	0,69	0,61
edi		đ1	19,70	2,43	19,70	2,43	20,30	2,50	19,70	2,43	19,70	2,43
erm		Horizontal	P18	26,6	P19	31,4	-	-	P20	12,5	P21	13,2
Inte			4	СС	3	CC	-	-	3	CC	3	СС
	0		50	10,00	55	1,91	-	-	50	1,00	53	0,75
			1,00	1,00	1,00	0,93	-	-	0,79	0,67	0,72	0,62
			20,30	2,50	20,30	2,50	-	-	20,30	2,50	20,30	2,50
			-	-	P22	37,0	P23	33,0	P24	26,8	P25	22,1
		₫ ────1	-	-	1	cc/f	1	CC	1	CC	1	CC
	50	1	-	-	50	2,10	55	1,22	55	1,00	50	0,84
			-	-	1,00	1,00	0,86	0,71	0,80	0,67	0,74	0,64
		Horizontal	-	-	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43
		T	P26	39,1	P27	40,6	P28	32,7	P29	24,8	P30A	22,4
ior			2	CC	1	CC	1	cc/f	1	cc/f	3	CC
lfer	50	_ <u>_</u>	52	9,62	57	1,75	50	1,40	50	1,10	50	0,70
-			1,00	1,00	0,98	0,86	0,90	0,75	0,85	0,70	0,70	0,61
		Vertical	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43	20,30	2,50
			-	-	P31	24,7	P32	24,4	P33	24,6	P34	16,0
		€	-	-	3	CC	3	CC	3	CC	3	cc/f/rl
	0	1	-	-	50	2,05	50	1,30	54	1,02	55	0,73
			-	-	1,00	1,00	0,87	0,73	0,80	0,67	0,72	0,62
		Horizontal	-	-	20,30	2,50	20,30	2,50	20,30	2,50	20,30	2,50

Tabela 4.2 – Carga e modo de ruptura para pinos com altura efetiva de 50 mm.

I_b - Comprimeto aderente.

P - Nome do pino.

 $h_{ef}^{r} e h_{ef}^{med}$ - Altura efetiva requerida e medida. $c_x/h_{ef}^{r} e c_x/h_{ef}^{med}$ - Relação entre a distância do eixo do pino à borda (c_x) e a altura efetiva (h_{ef}) requerida e medida. $A_n/A_0 e A_n/A_{med}^{med}$ - Relação entre as áreas projetadas do suposto cone de tensão total (A_0) e parcial (A_n) requerido e medido.

 $U_n/U_0 e U_n/U_0^{med}$ - Relação entre os perímetros das áreas projetadas do suposto cone de tensão total (U_0) e parcial (U_n) requerido e medido.

F_u - Carga de ruptura.

M. R. - Modo de ruptura.

cc - Ruptura pelo cone de concreto (cc).

cc/rl - Ruptura pelo cone de concreto (cc) com surgimento de fissura lateral (rl).

cc/f - Ruptura pelo cone de concreto (cc) com surgimento de fissura de fendilhamento (f).

cc/f/rl - Ruptura pelo cone de concreto (cc) com surgimento de fissura de fendilhamento (f) e fissura lateral (rl).

			Δ/Δ.	1 00	Δ/Δ.	1 00	Δ/Δ.	0.90	Δ/Δ.	0.80	Δ/Δ.	0.70
		1 !	$n' n_0$	1,00	$n' n_0$	1,00		0,50		0,00	$\Gamma_n \Gamma_0$	0,70
Q	L.	1 1	c/b	T,00	C_n / C_0	1,00	c/b	1.21	c/b	0,00	C_n / C_0	0,01
içã	'b	Orientação	C _x /Tef	5,00	C _x /T _{ef}	1,75	C _x /T _{ef}	1,∠1	c _x /n _{ef}	0,00	C _x /T _{ef}	0,50
Soc		Olionayae								\sum		$\sum_{i=1}^{n}$
		1 !	ISO	lado		•)		•))		्) ।
	(mm)	l!	- Andrews				\sim					
		щ	P35	77,9	P36A	67,9	P37A	65,6	P38	61,9	P39	43,9
ior			1	CC	4	cc/f	4	cc/f	2	CC	2	CC
per	100		100	5,00	100	1,80	100	1,20	107	0,79	110	0,53
Sul			1,00	1,00	1,00	1,00	0,90	0,74	0,78	0,65	0,69	0,60
		Vertical	19,70	2,43	19,00	2,34	18,90	2,33	19,70	2,43	19,70	2,43
0			P40	102,6	P41	85,4	P42A	52,8	P43A	50,4	P44A	35,6
iári		el1	2	cc/f	2	СС	4	CC	4	cc/f	4	СС
bər	100		102	4,90	103	1,75	100	1,25	100	0,85	100	0,50
ern		1 !	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91	0,75	0,79	0,66	0,67	0,59
lnt		Horizontal	19,70	2,43	19,70	2,43	20,30	2,50	20,30	2,50	20,30	2,50
		Т	P45	108,7	P46	99,2	P47	77,6	P48	71,9	P49	60,9
			1	cc/f	2	cc/f	2	cc/f	2	СС	2	СС
	100		105	4,76	103	1,75	102	1,18	105	0,90	105	0,55
			1,00	1,00	1,00	1,00	0,89	0,74	0,81	0,67	0,69	0,60
rioi		Vertical	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43	19,70	2,43
nfe		T	Р	F _u (kN)	P50	-	P51	71,0	P52	-	P53	45,9
-			Bloco	M. R.	-	-	4	cc/f	-	-	4	СС
	0		h _{ef} ^{med.}	c _x /h _{ef} ^{med.}	-	-	95	1,26	-	-	105	0,52
			A _n /A ₀ ^{med.}	U _n /U ₀ ^{med}	-	-	0,91	0,75	-	-	0,68	0,60
	Vertical f _c f _t 20,30 2,50 20,30 2,50											
l _b - C	I _b - Comprimeto aderente.											
P - N	P - Nome do pino.											
h _{ef} e	hof med	Altura efetiva	a requerio	da e med	ida.							

Tabela 4.3 – Carga e modo de ruptura para pinos com altura efetiva de 100 mm.

 c_x/h_{ef} e $c_x/h_{ef}^{med.}$ - Relação entre a distância do eixo do pino à borda (c_x) e a altura efetiva (h_{ef}) requerida e medida. $A_n/A_0 = A_n/A_0^{med.}$ - Relação entre as áreas projetadas do suposto cone de tensão total (A_0) e parcial (A_n) requerido e medido.

U_n/U_n e U_n/U₀^{med.}- Relação entre os perímetros das áreas projetadas do suposto cone de tensão total (U₀) e parcial (U_n) requerido e medido.

F_u - Carga de ruptura.

M. R. - Modo de ruptura.

cc - Ruptura pelo cone de concreto (cc).

cc/f - Ruptura pelo cone de concreto (cc) com surgimento de fissura de fendilhamento (f)

Ao comparar as cargas de ruptura dos pinos da Tabela 4.2, situados na posição superior, comprimento aderente igual a 50 mm e orientados horizontalmente, observa-se que há uma redução na resistência da ancoragem com a diminuição da relação A_n/A_0 de 1,0 até 0,7. Essa observação é válida para os demais casos apresentados na Tabela 4.2 e também na Tabela 4.3.

Na Tabela 4.2, nota-se que os pinos com diferentes orientações apresentam valores próximos da carga de ruptura, que entre as diferentes posições estudadas os pinos localizados na posição inferior apresentaram os maiores valores das cargas de ruptura e que ocorre uma diminuição na resistência da ancoragem quando não há aderência. Essas observações também são válidas para os dados da Tabela 4.3.

Quando se comparam os pinos com a altura efetiva de 50 mm e 100 mm (das Tabelas 4.2 e 4.3 respectivamente), com as mesmas características, verifica-se que ocorre um aumento na resistência da ancoragem com o aumento da altura efetiva.

4.5 DESLOCAMENTOS VERTICAL E HORIZONTAL

Metade dos pinos com altura efetiva de 50 mm e 29% dos pinos com altura de 100 mm (ANEXO D) apresentaram deslocamentos verticais e horizontais (obtidos utilizando relógios comparadores na superfície do cone de concreto) iguais a zero e 0,01 mm, respectivamente. A Figura 4.6 apresenta a curva Força x Deslocamento para os pinos que apresentaram os maiores valores do deslocamento vertical e horizontal para as alturas efetivas de 50 e 100 mm.



Figura 4.6 – Curva Força x Deslocamento para os pinos P 13, P 29, P 37 A e P 45.

O maior valor do deslocamento vertical foi de 0,14 mm para o pino isolado na região intermediária (P 13), com o início do deslocamento ocorrendo com 70 % da carga de ruptura. O maior valor obtido para o deslocamento horizontal foi de 0,07 para o pino

com relação A_n/A_0 igual a 0,8 situado na posição inferior (P 29) e apresentou o primeiro deslocamento com 24 % da carga de ruptura.

O pino isolado na região inferior (P 45) apresentou valor do deslocamento vertical de 0,23 mm, com o início do deslocamento sob 34 % da carga de ruptura. Para o deslocamento horizontal, o maior valor foi de 0,08 para o pino com relação A_n/A_0 de 0,9 situado na região superior (P 37 A) e com 8 % da carga de ruptura ocorreu o primeiro deslocamento.

O deslocamento vertical no eixo do pino Δl , em relação ao bloco de concreto, foi medido na parte superior da haste do pino, incorporando assim a parcela correspondente ao alongamento proveniente da haste do pino abaixo do ponto de aplicação de carga e da parte imersa no concreto (haste e cabeça do pino). Esta parcela, $\Delta l_{aço}^c$, pode ser calculada (enquanto o pino permanecer no regime linear) pela expressão Fl / E_SA (E_S = 210 GPa). Os valores do deslocamento vertical de todos os pinos são apresentados no ANEXO E.

A Figura 4.7 apresenta o deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ em função da carga aplicada para a relação de A_n/A_0 igual a 0,9 dos pinos nas posições superior, intermediária e inferior com a mesma orientação para as alturas efetivas de 50 e 100 mm respectivamente.



Figura 4.7 – Curva Força x $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ para os pinos com relação $A_n/A_0 = 0.9$ em uma mesma posição e com alturas efetivas de 50 e 100 mm respectivamente.

Os pinos localizados na posição superior, P 07 e P 37 A, apresentaram os maiores deslocamentos para cada altura efetiva. Com exceção dos pinos na posição intermediária P 15 A e P 42, os demais pinos de uma mesma região começaram a se deslocar sob o mesmo valor de carga aplicada.

A Figura 4.8 apresenta a curva carga x deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ para os pinos com a mesma relação de A_n/A_0 , posição, orientação e altura efetiva, porém com comprimentos aderentes diferentes.

Os pinos que não apresentam aderência entre o concreto e o aço, P 18, P 31 e P 51, apresentaram os maiores deslocamentos para qualquer altura efetiva e posição do pino.



Figura 4.8 – Curva Força x $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ para os pinos com e sem aderência.

4.6 SUPERFÍCIES DE RUPTURA

A superfície de ruptura dos pinos foi medida em doze direções. Em cada uma, foi medida a profundidade do cone de ruptura a incrementos de distância equivalente à metade da altura efetiva até uma distância de três vezes a altura efetiva a partir do perímetro da cabeça de ancoragem. As superfícies de todos os cones de ruptura são apresentadas no ANEXO F. A Figura 4.9 apresenta as superfícies dos cones de ruptura dos pinos horizontais com altura efetiva de 50 mm e posição intermediária, com relações de A_n/A_0 igual a 1,0 (Isolado e na iminência de sofrer a influência da borda) e igual a 0,7. Cada pino possui um gráfico do perfil da superfície para as direções entre o eixo do pino e a borda (A, H, M, I, L e J) e do pino para o centro do bloco (B, G, C, F, D e E).











Figura 4.9 – Superfícies de ruptura dos pinos P 13 (a), P 14 (b) e P 17 (c).

Observando os perfis dos pinos P 13 e P 14, nota-se que não há diferença entre eles para as diferentes direções medidas. Porém, quando se analisa o P 17 verifica-se que

para as direções do eixo do pino orientadas para o centro do bloco (B, G, C, F, D e E) o ângulo da superfície de ruptura é maior do que na direção entre o eixo do pino e a borda (A e H).

Na Figura 4.10, são apresentadas as superfícies dos cones de ruptura nas direções entre o eixo do pino e a borda e do pino para o centro do bloco, dos pinos com altura efetiva de 100 mm orientados horizontalmente e localizados na posição intermediária para os valores da relação de A_n/A_0 de 1,0 e 0,7.



(b) P 44 A

Figura 4.10 – Superfícies de ruptura dos pinos P 41 (a) e P 44 A (b).

O pino P 41 apresenta a mesma inclinação da superfície de ruptura para todas as direções até a distância de 125 mm a partir do eixo do pino. Após esse ponto, as direções entre o eixo do pino e a borda apresentam inclinação próxima de zero enquanto nas direções opostas a superfície de ruptura apresenta inclinação menor do que a anterior. No caso do pino P 44 A, a superfície de ruptura nas direções entre o eixo do pino e o centro do bloco apresentam inclinações maiores do que as direções entre o eixo do pino e a borda.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

São analisados os comportamentos quanto à proximidade da borda, variação da altura efetiva, presença de aderência, posição e orientação do pino, além de comparar a carga experimental com as cargas estimadas por três métodos de cálculo. Também são analisados os deslocamentos verticais no eixo do pino e a forma da superfície de ruptura. É apresentada ainda uma proposta para modificar um método de cálculo.

5.1 INFLUÊNCIA DA PROXIMIDADE DA BORDA

Na análise da influência da presença de um pino de ancoragem próximo da borda, foram selecionados os pinos com uma mesma posição (superior, intermediário ou inferior) e orientação (horizontal ou vertical) no bloco. Porém estes possuíam diferentes valores da relações entre a áreas projetadas do suposto cone de tensão parcial (A_n) e total (A_0), variando o valor dessa relação de 1,0 (isolado e na iminência de sofrer a influência da borda) a 0,7 (menor distância da borda utilizada nessa pesquisa).

A Tabela 5.1 apresenta as características de cada pino selecionado, tais como altura efetiva (h_{ef}) , posição e orientação e a relação A_n/A_0 . Para quantificar a perda na resistência da ancoragem, devido à proximidade da borda, a carga última F_u de cada pino foi dividida pela carga última $F_{u,Iso}$ do pino que se encontrava isolado no centro da face do bloco, resultando na relação $F_{u,n}/F_{u,Iso}$.

Observa-se que para os pinos com altura efetiva de 50 mm na posição superior e orientados verticalmente, o valor das relações $F_{u,n}/F_{u,Iso}$ decrescem de 1,00 para A_n/A_0 igual a 1,00 (na situação isolado), até 0,53 para A_n/A_0 igual a 0,70. Essa redução no valor da relação $F_{u,n}/F_{u,lso}$ é vista em todas as demais situações, independentemente da altura efetiva, posição e orientação do pino.

			A_n/A_0	1,00	A_n/A_0	1,00	A_n/A_0	0,90	A_n/A_0	0,80	A_n/A_0	0,70
h _{ef}	osição	Orientação	Isolado							\bigcirc		
(mm)	Ъ		Ρ	F _u (kN)	Р	F _u (kN)	Ρ	F _u (kN)	Р	F _u (kN)	Ρ	F _u (kN)
			F _{u,Iso.} /F _{u,Iso.}		F _{u,1,0} /F _{u,Iso.}		F _{u,0,9} /	$F_{u,0,9}/F_{u,lso.}$		/F _{u,Iso.}	F _{u,0,7} /F _{u,Iso.}	
	erior		P05	32,0	P06	28,4	P07	22,4	P08B	23,0	P09B	17,0
	Supe		1,	00	0,	89	0,	70	0,	72	0,	53
50	med.	el	P13	34,1	P14	32,3	P15A	27,8	P16	24,0	P17	19,9
50	Inter	-4 -	1,	00	0,	95	0,	82	0,	70	0,	58
	rior		P26	39,1	P27	40,6	P28	32,7	P29	24,8	P30A	22,4
	Infe	- <u></u>	1,	00	1,	04	0,	84	0,	63	0,	57
	erior	_ m _	P35	77,9	P36A	67,9	P37A	65,6	P38	61,9	P39	43,9
	Sup		1,	00	0,	0,87		0,84		79	0,	56
100	med.	d .	P40	102,6	P41	85,4	P42A	52,8	P43A	50,4	P44A	35,6
100	Interi	4	1,	00	0,	83	0,	51	0,	49	0,	35
	rior	Ĩ	P45	108,7	P46	99,2	P47	77,6	P48	71,9	P49	60,9
- for	Infe		1,	00	0,	91	0,	71	0,	66	0,	56

Tabela 5.1 – Características dos pinos – Influência da proximidade do pino à borda.

Os pinos com altura efetiva de 100 mm localizados na posição intermediária e dispostos horizontalmente apresentam os menores valores da relação $F_{u,n}/F_{u,lso}$, para todas as relações de A_n/A_0 . Isso pode ter ocorrido porque, nas arestas do bloco, o concreto pode ser de pior qualidade devido ao adensamento, diferentemente do concreto localizado no centro das faces do bloco.

5.2 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA EFETIVA

Os pinos com alturas efetivas diferentes, mesmas relações de A_n/A_0 , posição e orientação foram escolhidos para estudar o efeito da variação da altura efetiva (Tabela 5.2), com a divisão da carga de ruptura $F_{u,100}$ dos pinos com altura efetiva de 100 mm pela carga de ruptura $F_{u,50}$ dos pinos com altura efetiva de 50 mm que têm a mesma posição, orientação e relação A_n/A_0 .

			h _{ef} = 5	50 mm	h _{ef} = 1	00 mm	
Posição	Orientação	A_n/A_0	Dinoo	F _{u,50}	Dinon	F _{u,100}	$F_{u,100}/F_{u,50}$
			PINOS	(kN)	FILIOS	(kN)	
		lso - 1,00	P05	32,0	P35	77,9	2,43
		1,00	P06	28,4	P36A	67,9	2,39
Superior	Vertical	0,90	P07	22,4	P37A	65,6	2,93
		0,80	P08B	23,0	P38	61,9	2,69
		0,70	P09B	17,0	P39	43,9	2,58
		lso - 1,00	P13	34,1	P40	102,6	3,01
		1,00	P14	32,3	P41	85,4	2,64
Intermediária	Horizontal	0,90	P15A	27,8	P42A	52,8	1,90
		0,80	P16	24,0	P43A	50,4	2,10
		0,70	P17	19,9	P44A	35,6	1,79
		lso - 1,00	P26	39,1	P45	108,7	2,78
		1,00	P27	40,6	P46	99,2	2,44
Inferior	Vertical	0,90	P28	32,7	P47	77,6	2,37
		0,80	P29	24,8	P48	71,9	2,90
		0,70	P30A	22,4	P49	60,9	2,72
			Va	lor		$F_{u,100}/F_{u,50}$	
					Superior	Intermed.	Inferior
			Máx	timo	2,93	3,01	2,90
			Mín	imo	2,39	1,79	2,37
			Mé	dia	2,61	2,29	2,64
			Coef. de Va	ariação (%)	8,3	22,7	8,5

Tabela 5.2 – Características dos pinos – Influência da altura efetiva.

Os pinos localizados na posição superior orientados verticalmente e com relações de A_n/A_0 entre 1,00 e 0,70, verifica-se um aumento médio de até 2,93 vezes na carga última da ancoragem com o aumento da altura efetiva de 50 mm para 100 mm, assim como nas posições intermediária e inferior.

O valor médio da relação $F_{u,100}/F_{u,50}$ demonstra que os pinos superiores e inferiores obtiveram valores da média e do coeficiente de variação muito próximos. Caso

todos esses pinos fossem considerados em uma mesma análise, os valores da média e do coeficiente de variação seriam 2,61 e 0,08, respectivamente.

Os pinos intermediários obtiveram os menores valores médios da relação $F_{u,100}/F_{u,50}$; devido à maior perda na resistência das ancoragens com altura efetiva de 100 mm com a proximidade da borda, o valor médio foi de 2,29, com coeficiente de variação de 22,7 %.

5.3 INFLUÊNCIA DA ADERÊNCIA

A influência da aderência pode ser observada na Tabela 5.3. A carga de ruptura $F_{u,c/ader.}$, dos pinos com o comprimento aderente l_b igual à altura efetiva $(l_b = h_{ef})$, é dividida pela carga de ruptura $F_{u,s/ader.}$, dos pinos com comprimento aderente igual a zero $(l_b = 0)$, resultando na relação $F_{u,c/ader.}/F_{u,s/ader.}$.

Na comparação entre as cargas de ruptura foi mantida constante a mesma relação entre as áreas projetadas A_n/A_0 , a posição e a orientação do pino no bloco.

Pode-se observar, na Tabela 5.3, que todos os valores da relação $F_{u,c/ader.}/F_{u,s/ader.}$ são maiores que 1,00 o que significa que, no caso estudado, ocorreu um aumento na resistência da ancoragem quando o comprimento aderente foi igual a altura efetiva ($l_b = h_{ef}$).

A justificativa para a observação feita, é que devido à menor tensão que a cabeça de ancoragem recebe quando parte da capacidade final é suportada pela aderência, entre o concreto e a haste do pino, como observado por De Vries *et al.* (1999).

O valor médio da relação $F_{u,c/ader.}/F_{u,s/ader.}$ variou de 1,21 (pinos com altura efetiva de 50 mm na posição superior e de 100 mm na posição inferior) a 1,43 (pinos com altura efetiva de 50 mm na posição intermediária). Caso todos os dados fossem computados juntos seria estimado um aumento médio de 32,0 % na resistência da ancoragem, com coeficiente de variação de 18,5 %, decorrente da presença de aderência ao longo do comprimento total da haste do pino ($l_b = h_{ef}$).

					c/ ader	(l. =h)	s/ ade	r (l. =0)	
h _{ef} (mm)	Posição	Orien	itação	A _n /A ₀	Pinos	F _{u,c/ader.}	Pinos	F _{u,s/ader.}	F _{u,c/ader.} /F _{u,s/ader.}
. ,				1.00	P01	29.5	P10	21.3	1.38
	Superior	Horiz	zontal	0.90	P02	21.6	P11	20.1	1.07
				0,70	P04	16,4	P12	14.0	1,17
				1,00	P13	34,1	P18	26,6	1,28
	luctor more o di é ni o	Llavia		1,00	P14	32,3	P19	31,4	1,03
50	50 Intermediaria		contai	0,80	P16	24,0	P20	12,5	1,92
				0,70	P17	19,9	P21	13,2	1,51
	Inferior			1,00	P22	37,0	P31	24,7	1,50
		Horiz	rontal	0,90	P23	33,0	P32	24,4	1,35
		110112	ontai	0,80	P24	26,8	P33	24,6	1,09
				0,70	P25	22,1	P34	16,0	1,38
100	Inferior	Vor	tical	0,90	P47	77,6	P51	71,0	1,09
100	Interior	Vei	lical	0,70	P49	60,9	P53	45,9	1,33
	Valor					$F_{u,c/ade}$	er./F _{u,s/ade}	r.	
			Super	ior h _{ef 50}	Interme	ed. h _{ef 50}	Inferio	or h _{ef 50}	Inferior h _{ef 100}
	Máximo		1	,38	1,	92	1,	50	1,33
	Mínimo		1	,07	1,	03	1,09		1,09
	Média	1,21		1,43		1,33		1,21	
Coe	f. de Variação ((%)	1	3,1	26,4		13,0		13,7

Tabela 5.3 – Características dos pinos – Influência da aderência.

5.4 INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO PINO

Nessa análise da posição do pino no bloco, foram selecionados os pinos situados em diferentes posições, com o mesmo valor de A_n/A_0 e a mesma orientação do pino. A Tabela 5.4 apresenta as características dos pinos e quantifica a influência da localização do pino na parte superior ou inferior, com a divisão da carga última $F_{u,Inf.}$ de um pino na posição inferior pela carga última $F_{u,Sup.}$ do outro pino situado na posição superior ($F_{u,Inf.}/F_{u,Sup.}$).

Os pinos com altura efetiva de 50 mm orientados horizontalmente localizado na posição inferior e relações de A_n/A_0 entre 1,00 e 0,70 obtiveram cargas de rupturas maiores do que os pinos situados na posição superior, resultando em valores médios da relação $F_{u,Inf.}/F_{u,Sup.}$ maiores que 1,00. Essa tendência também ocorre demais situações, independentemente das variáveis estudadas.

h.			Sup	erior	Infe	erior	
l ef	Orientação	A_n/A_0	Pinos	F _{u,Sup.}	Pinos	F _{u,Inf.}	$F_{u,Inf.}/F_{u,Sup.}$
(mm)			F IIIOS	(kN)	F 11105	(kN)	
		1,00	P01	29,5	P22	37,0	1,25
	Horizontal	0,90	P02	21,6	P23	33,0	1,53
	TIONZORIA	0,80	P03A	21,5	P24	26,8	1,25
		0,70	P04	16,4	P25	22,1	1,35
50		1,00	P05	32,0	P26	39,1	1,22
		1,00	P06	28,4	P27	40,6	1,43
	Vertical	0,90	P07	22,4	P28	32,7	1,46
		0,80	P08B	23,0	P29	24,8	1,08
		0,70	P09B	17,0	P30A	22,4	1,32
		1,00	P35	77,9	P45	108,7	1,40
		1,00	P36A	67,9	P46	99,2	1,46
100	Vertical	0,90	P37A	65,6	P47	77,6	1,18
		0,80	P38	61,9	P48	71,9	1,16
		0,70	P39	43,9	P49	60,9	1,39
					Va	alor	F _{u,Inf.} /F _{u,Sup.}
					Má	ximo	1,53
					Mír	nimo	1,08
					Mé	édia	1,32
					Coef. de V	ariacão (%)	10.0

Tabela 5.4 – Características dos pinos – Influência da posição superior e inferior.

O valor médio da relação $F_{u,Inf.}/F_{u,Sup.}$ indica que os pinos localizados na posição inferior possuem a carga de ruptura 32 % maior do que os situados na posição superior, com um coeficiente de variação de 10 %.

O aumento na carga de ruptura pode ser devido a melhor qualidade do concreto na região inferior e por possuir uma taxa maior de agregados graúdos, devido à sedimentação, e uma grande quantidade de concreto acima da ancoragem, como citado por diversos autores dentre os quais Luke *et al.* (1981).

A Tabela 5.5 apresenta os pinos P 01 a P 04 (posição superior) e P 14 a P 17 (posição inferior), com altura efetiva de 50 mm e orientados horizontalmente. Nesse caso, a carga de ruptura $F_{u,Int.}$ de um pino na posição intermediária e dividida pela carga de ruptura $F_{u,Sup.}$ do pino localizado na posição superior ($F_{u,Int.}/F_{u,Sup.}$).

h.			Sup	erior	Interm	ediário	
¹ ef	Orientação	A_n/A_0	A _n /A ₀ Pinos F _{u,Sup.} Pinos		F _{u,Int.}	F _{u,Int.} /F _{u,Sup.}	
(mm)			F11105	(kN)	F11105	(kN)	
		1,00	P01	29,5	P14	32,3	1,09
50	Horizontal	0,90	P02	21,6	P15A	27,8	1,29
50	50 HUHZUHIAI	0,80	P03A	21,5	P16	24,0	1,12
		0,70	P04	16,4	P17	19,9	1,21
					Va	alor	F _{u,Int.} /F _{u,Sup.}
					Máx	kimo	1,29
					Mín	imo	1,09
					Mé	dia	1,18
					Coef de V	ariação (%)	76

Tabela 5.5 – Características dos pinos – Influência da posição superior e intermediária.

Para todas as relações de A_n/A_0 os valores da relação $F_{u,Int.}/F_{u,Sup.}$ foram maiores que 1,00. As cargas de ruptura dos pinos da posição intermediária foram 18,0 % maiores, na média, do que os valores dos pinos da posição superior, com coeficiente de variação de 7,6 %. Isso pode ter ocorrido, assim como na comparação entre a posição superior e inferior, devido à sedimentação do concreto, só que em menor intensidade.

5.5 INFLUÊNCIA DA ORIENTAÇÃO DO PINO

Como forma de quantificar a influência que poderia ocorrer quanto à sua orientação na carga de ruptura, a Tabela 5.6 apresenta a relação $F_{u,H}/F_{u,V}$, que corresponde ao resultado da divisão do valor da carga de ruptura de um pino disposto na horizontal por outro na vertical. Os pinos utilizados nessa relação possuem o mesmo valor da relação A_u/A_0 em uma mesma posição no bloco.

Observa-se que para todos os pinos não há uma grande variação no valor da média da relação $F_{u,H_{.}}/F_{u,V_{.}}$, sendo que o valor médio obtido é igual a 0,99. O fato do coeficiente de variação ser de 5,6 % pode ser justificado devido ao pequeno comprimento aderente do pino, o que leva a uma menor variação entre a perda de aderência de uma barra disposta na horizontal e na vertical.

h.			Horiz	zontal	Ver	tical	
^r ef	Posição	A_n/A_0	Dinco	F _{u,H}	Dinon	F _{u,V}	$F_{u,H}/F_{u,V}$
(mm)			FILIOS	(kN)	FILIOS	(kN)	
		1,00	P01	29,5	P06	28,4	1,04
	Superior	0,90	P02	21,6	P07	22,4	0,96
	50	0,80	P03A	21,5	P08B	23,0	0,93
50		0,70	P04	16,4	P09B	17,0	0,96
50		1,00	P22	37,0	P27	40,6	0,91
	Inferior	0,90	P23	33,0	P28	32,7	1,01
	Interior	0,80	P24	26,8	P29	24,8	1,08
		0,70	P25	22,1	P30A	22,4	0,99
					Va	llor	$F_{u,H}/F_{u,V}$
					Máx	kimo	1,08
					Mín	imo	0,91
					Mé	dia	0,99
					Coef. de V	ariacão (%)	5.6

Tabela 5.6 – Características dos pinos – Influência da orientação.

5.6 COMPARAÇÃO DAS CARGAS EXPERIMENTAIS E MÉTODOS DE CÁLCULO

Com base na pré-avaliação dos testes citados por Hawkins (1983), Klingner e Mendonca (1982) e Oliveira (2003) (item 2.10, referente aos ensaios da literatura) são analisados somente três métodos de cálculo.

O método de Fuchs *et al.* (1995), conhecido como método CCD, e o método do ACI – 349 (1976) foram escolhidos por apresentarem distâncias mínimas, para não sofrer a influência da borda, de $1,0 \cdot h_{ef}$ e $1,5 \cdot h_{ef}$ respectivamente, o que resulta em um ângulo da superfície do cone de ruptura, a partir do eixo do pino, de 34° e 45° respectivamente.

O terceiro método escolhido foi desenvolvido por De Vries *et al.* (1999) sendo o único, entre os três métodos, a ser desenvolvido para barras de aço com mossas providas de ancoragem de cabeça.

A Tabela 5.7 apresenta a relação entre a carga de ruptura $F_{u,exp.}$, obtida na realização dos ensaios, e a carga de ruptura $F_{u,mét.cálc.}$, estimada pelos métodos de cálculo. É dividida de acordo com a aderência ($l_b = h_{ef}$ ou $l_b = 0$) e subdividida quanto as posições.

h o jã					F _{u exp}	Méto	dos de Cá	álculo	F _{u, exp.} /F _{u, mét. cálc.}			
n _{ef}	çãc	açî	I _b	a (a	. .	⊢ _{u, exp.}	CCD	ACI-349	De Vries	CCD	ACI-349	De Vries
	osi	ent		A _n /A ₀	Pinos	(kN)	Eu con	E. ACL240	Fu De Vries			
(mm)	Ā	Ori	(mm)			(1)	(2)	(3)	(<u>4</u>)	(1)/(2)	(1)/(3)	(1)/(4)
		-		1.00	P01	29.5	28.1	24.6	27.8	1.05	1.20	1.06
		<u>и</u> .		0.90	P02	21.6	25.7	24.5	23.0	0.84	0.88	0.94
		卢		0.80	P03A	21.5	22.4	25.6	20.1	0.96	0.84	1.07
		-		0.70	P04	16.4	17.8	21.6	16.7	0.92	0.76	0.98
	<u> </u>		50	1 00	P05	32.0	30.5	26.7	29.9	1.05	1 20	1 07
	rio	a		1,00	P06	28.4	30.5	26.8	29.6	0.93	1.06	0.96
	adr	ţi.		0.90	P07	22.4	23.7	23.1	21.4	0.95	0.97	1.05
	SL	/er		0.80	P08B	23.0	21.9	25.6	19.3	1.05	0.90	1,00
		-		0,00	P09B	17.0	15.6	19.1	10,0	1,00	0.89	1,10
				1 00	P10	21.3	27.0	23.4	27.3	0.79	0,00	0.78
		niz	0	0.90	P11	20.1	25.4	23.4	22.8	0.79	0.86	0.88
		Ч	Ŭ	0,30	P12	14.0	17.7	21.5	16.5	0,79	0,00	0,85
				1 00	P13	34.1	26.4	23.2	27.1	1 20	1 47	1.26
				1,00	P14	32.3	26.5	23.1	27,1	1.20	1,40	1 10
	0		50	0.90	Ρ15Δ	27.8	20,5	24.9	27,1	1.01	1,40	1,13
	ári	tal	00	0,30	D16	24.0	10.5	24,3	18.0	1.01	1,12	1 33
	edi	UO U		0,00	D17	10.0	16,5	20.7	15,0	1,23	0.96	1,33
50	rn	oriz		1.00	D19	19,9	26.0	20,7	27.4	0.00	1 1 2	0.07
	nte	Ĭ		1,00	P10	20,0	20,9	23,3	20.2	0,99	1,15	1.04
	-		0	1,00	P19	125	20.2	27,1	30,2 10.7	1,01	0.52	1,04
				0,80	F20	12,0	18.6	23,0	10,7	0,02	0,55	0,07
				0,70	P21	13,2	10,0	22,0	27.0	0,71	0,50	1.27
		Ň		1,00	F 22	22.0	20,4	23,1	27,0	1,40	1,00	1,37
		ori		0,90	F23	26.9	20,0	20,0	22,0	1,27	1,23	1,40
		Т		0,80	P24	20,0	17.8	20,0	20,3	1,17	1,00	1,32
	<u>ب</u>		50	1.00	F 23	20.1	27.0	21,7	20.1	1,24	1,02	1,35
		<u>_</u>		1,00	F 20	39,1 40.6	27,9	24,0	20,1	1,40	1,59	1,39
	rio	tico		1,00	F 27	40,0	32,Z	20,2	29,4	1,20	1,44	1,30
	nfe	/er		0,90	P20	24.8	20,0	23,2	22,0	1,31	1,41	1,40
	_	-		0,00	1 2 3 D30A	24,0	16.5	20.4	20,3	1,11	1,07	1,22
				1.00	D21	24.7	26.8	20,4	27.4	0.02	1,10	0.00
		N.		0.90	P32	24,7	20,0	23,5	21,4	1.02	1,03	1 12
		lori	0	0,30	P33	24.6	23,3	26.5	20.3	1.02	0.03	1.72
		Ţ		0,00	P34	16.0	19.5	20,0	17.6	0.82	0,55	0.91
				0,70	1 04	10,0	10,0 C(340		/ries
Р	osicã	in		V	alor		c/ader	s/ader	c/ader	s/ader	c/ader	s/ader
'	USIÇU			v				1 = 0				
				Má	vimo		1 00	$r_{b} = 0$	$1_{b} - 1_{ef}$	$r_{b} = 0$	1 10	1 _b = 0
				IVIA			1,09	0,79	1,20	0,91	1,19	0,00
S	uperi	or			nimo (all a		0,84	0,79	0,76	0,65	0,94	0,78
	Média			(0())	0,98	0,79	0,97	0,81	1,05	0,84		
Coef. de Variação (%)) (%)	8,4	0,0	16,1	17,1	8,1	6,1			
Máximo			1,29	1,01	1,47	1,16	1,33	1,04				
Intermediário N		Mí	nimo		1,01	0,62	0,96	0,53	1,03	0,67		
				M	édia		1,19	0,83	1,20	0,85	1,22	0,86
	Coef			ef. de ∖	/ariação	o (%)	9,0	23,7	18,3	40,2	9,7	19,9
Máxin			ximo		1,40	1,08	1,60	1,05	1,45	1,21		
Inferior			Mí	nimo		1,11	0,82	1,00	0,67	1,22	0,90	
Inferior			M	édia		1,28	0,96	1,27	0,92	1,37	1,04	
			Co	ef. de V	/ariação	(%)	7,8	11,9	18,9	19,2	5,5	14,9

Tabela 5.7 – Características dos pinos com altura efetiva de 50 mm – Métodos de cálculo.

Os pinos com altura efetiva e comprimento aderente de 50 mm localizados na posição superior, dispostos horizontalmente, para valores da relação A_n/A_0 entre 1,0 e 0,7 apresentam, para os métodos do CCD e De Vries *et al.* (1999), o menor valor da relação $F_{u,exp}/F_{u,mét.cálc.}$ quando a relação A_n/A_0 é igual a 0,8. No caso do método do ACI 349-76 (1976) o maior valor dessa relação é do pino com relação A_n/A_0 igual a 1,0.

Observa-se que em todos os métodos de cálculo os pinos situados na posição inferior apresentam os maiores valores médios da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$, quando comparados aos pinos localizados nas posições superior e intermediária. Isso acontece, possivelmente, porque nas demais posições, na intermediária com menor intensidade, ocorre a influência da sedimentação, que conduz a uma redução na resistência da ancoragem que não é estimada pelos métodos de cálculo.

Somente o método do De Vries *et al.* (1999) apresentou valor médio da relação $F_{u,\text{exp.}}/F_{u,\text{mét.cálc.}}$ superior a 1,00 para todas as posições dos pinos com aderência $(l_b = h_{ef})$ e na posição inferior quando não há aderência $(l_b = 0)$.

Nos outros dois métodos de cálculo, todos os valores médios da relação $F_{u,\text{exp.}}/F_{u,\text{mét.cálc.}}$ apresentaram valores inferiores a 1,00, para todas as posições dos pinos sem aderência $(l_b = 0)$ e somente na posição superior para os pinos com a aderência $(l_b = h_{ef})$. A Figura 5.1 apresenta o valor médio da relação $F_{u,\text{exp.}}/F_{u,\text{mét.cálc.}}$ e do coeficiente de variação dos valores obtidos na Tabela 5.7.



□ Superior Intermediário □ Inferior

Figura 5.1 – Gráfico da média e coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ para pinos com altura efetiva de 50 mm.

Considerando o ganho na resistência devido à aderência $(l_b = h_{ef})$, 65 % dos pinos apresentam o valor da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ acima de 1,0, apesar dos efeitos da sedimentação nas posições superior e intermediária. Dentre os pinos dimensionados pelos métodos de cálculo que não possuem aderência $(l_b = 0)$, somente os pinos da posição inferior estão a favor da segurança, enquanto nas demais posições, devido aos efeitos da sedimentação, os valores apresentados estão contra a segurança.

A Tabela 5.8 apresenta a relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ para os pinos com altura efetiva de 100 mm.

h c ão			I.			F	Méto	dos de Cá	álculo	F _{u,}	_{exp.} /F _{u, mét.}	cálc.
"ef	içã	ntaç	ъ	Δ /Δ	Dinoc	u, exp.	CCD	ACI-349	De Vries	CCD	ACI-349	De Vries
(mm)	so	rier	(mm)	~ n/ ~ 0	FILOS	(kN)	$F_{u, CCD}$	F _{u, ACI-349}	F _{u, De Vries}	(1)/(2)	(1)/(3)	(1)/(4)
(11111)	а.	Ō	(11111)			(1)	(2)	(3)	(4)	(1)/(2)	(1)/(3)	(1)/(4)
				1,00	P35	77,9	74,9	69,6	58,6	1,04	1,12	1,33
	rior	g		1,00	P36A	67,9	71,5	66,6	56,1	0,95	1,02	1,21
	pel	ertic	100	0,90	P37A	65,6	60,2	66,3	44,3	1,09	0,99	1,48
	Su	Š		0,80	P38	61,9	54,3	70,3	39,9	1,14	0,88	1,55
				0,70	P39	43,9	46,7	63,6	34,6	0,94	0,69	1,27
		F		1,00	P40	102,6	77,1	71,7	60,0	1,33	1,43	1,71
	bər	nta		1,00	P41	85,4	78,3	73,0	61,0	1,09	1,17	1,40
	erm	izo	100	0,90	P42A	52,8	66,0	70,4	48,4	0,80	0,75	1,09
100	Inte	후		0,80	P43A	50,4	52,0	65,5	38,5	0,97	0,77	1,31
		-		0,70	P44A	35,6	40,5	53,9	30,7	0,88	0,66	1,16
				1,00	P45	108,7	80,5	75,5	62,1	1,35	1,44	1,75
				1,00	P46	99,2	78,1	72,9	60,9	1,27	1,36	1,63
	or	ertical	100	0,90	P47	77,6	64,1	71,9	47,0	1,21	1,08	1,65
	Infer			0,80	P48	71,9	56,6	71,9	41,6	1,27	1,00	1,73
		Š		0,70	P49	60,9	44,5	59,7	33,3	1,37	1,02	1,83
			0	0,90	P51	71,0	61,7	64,5	45,8	1,15	1,10	1,55
			Ŭ	0,70	P53	45,9	44,1	59,6	33,0	1,04	0,77	1,39
								CCD		·349	De \	/ries
P	osiçã	io		V	alor		c/ader.	s/ader.	c/ader.	s/ader.	c/ader.	s/ader.
							$I_b = h_{ef}$	$I_{b} = 0$	$I_{b} = h_{ef}$	$I_{b} = 0$	$I_b = h_{ef}$	$I_{b} = 0$
				Má	ximo		1,14	-	1,12	-	1,55	-
S	unari	or		Mí	nimo		0,94	-	0,69	-	1,21	-
	apen	01		M	édia		1,03	-	0,94	-	1,37	-
			Co	ef. de ∖	/ariação) (%)	8,4	-	17,4	-	10,4	-
				Má	ximo		1,33	-	1,43	-	1,71	-
Into	mod	iária		Mí	nimo		0,80	-	0,66	-	1,09	-
Intermediario			M	édia		1,01	-	0,96	-	1,33	-	
			Co	ef. de V	/ariação) (%)	20,4	-	34,5	-	18,2	-
			Má	ximo		1,37	1,15	1,44	1,10	1,83	1,55	
	oforio	r		Mí	nimo		1,21	1,04	1,00	0,77	1,63	1,39
Interior			M	édia		1,29	1,10	1,18	0,94	1,72	1,47	
			Co	Coef. de Variação (%)				7,1	17,4	25,0	4,7	7,7

Tabela 5.8 – Características dos pinos com altura efetiva de 100 mm– Métodos de cálculo.

Comparando os pinos com altura efetiva de 100 mm localizados na posição superior, dispostos horizontalmente e comprimento aderente de 100 mm para relações de A_n/A_0 variando de 1,0 a 0,7 verifica-se que para os métodos do CCD (1995)e de De Vries *et al.* (1999) não há um comportamento padrão para os valores da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét,cálc.}$.

No método do ACI 349-76 (1976), verifica-se que os maiores valores da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ são para os pinos com A_n/A_0 iguais a 1,0 e que esses valores decrescem com a proximidade da borda.

Os pinos situados na posição inferior apresentam os maiores valores da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$, isso ocorre devido a influência da sedimentação, assim como foi observado nos pinos com altura efetiva de 50 mm.

Os métodos de cálculo CCD (1995) e De Vries *et al.* (1999), apresentaram valores médios da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ acima de 1,00 para todas as posições no bloco dos pinos com e sem aderência. Sendo que o método CCD obteve um valor menor dessa média, variando de 1,01 a 1,29 enquanto o método De Vries *et al.* varia de 1,37 a 1,72.

A Figura 5.2 apresenta os valores da média e do coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ para os valores obtidos na Tabela 5.8. Esses valores estão divididos de acordo com cada método de cálculo, com a presença ou não de aderência e das posições do pino no bloco.





Figura 5.2 – Gráfico da média e coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$ para pinos com altura efetiva de 100 mm.
Quando ocorre o ganho na resistência da ancoragem decorrente da aderência $(l_b = h_{ef})$, todos os métodos de cálculo apresentam valores médios da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ entre 0,94 e 1,72. Para os pinos sem aderência $(l_b = 0)$ na posição inferior, os métodos de cálculo CCD e ACI-349 apresentaram valores da relação $F_{u,exp.}/F_{u,mét.cálc.}$ próximos a 1,00.

5.7 DESLOCAMENTO VERTICAL DO PINO

O deslocamento no eixo da haste do pino em relação ao bloco de concreto, Δl , incorpora a parcela correspondente ao alongamento da haste do pino abaixo do ponto de aplicação de carga $\Delta l_{aço}^c$ e o alongamento da parte imersa no concreto (haste e cabeça do pino) $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$, como visto na Figura 5.3.



Figura 5.3 – Deslocamento vertical no eixo do pino em relação ao bloco de concreto.

A Figura 5.4 apresenta o deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ no eixo do pino, em função da porcentagem da carga de ruptura para os pinos com altura efetiva de 50 mm e 100 mm, nas posições superior, intermediária e inferior com a mesma orientação e relação de A_n/A_0 igual a 0,9.



Figura 5.4 – Curva % da Carga de ruptura (F_u) x deslocamento da parte imersa no concreto $(\Delta l - \Delta l_{aco}^{c})$ para os pinos com altura efetiva de 50 e 100 mm com mesma posição, orientação e relação de A_n/A_0 igual a 0,9.

Os pinos localizados na posição superior (P37 A, e P07) apresentaram deslocamentos $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ maiores do que nas demais posições, em relação a cada altura efetiva, para uma mesma porcentagem da carga de ruptura. Isso ocorre possivelmente, devido à baixa qualidade do concreto nessa região do bloco.

Com o aumento da altura efetiva ocorre um maior deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aço}^c$ para a mesma porcentagem da carga de ruptura. Ozbolt *et al.* (1999) relatam que isso ocorre devido à diminuição da relação entre o diâmetro da cabeça de ancoragem (d_h) e a altura efetiva (h_{ef}) , gerando tensões de cisalhamento no perímetro da cabeça de ancoragem, responsáveis pela redução da altura efetiva do pino, pelo esmagamento do concreto na região acima da cabeça de ancoragem.

Quando há aderência entre o concreto e a haste do pino, o deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ é referente à parcela da haste com aderência e da cabeça de ancoragem. Quando não há aderência na haste, esse deslocamento é somente da parcela referente à cabeça de ancoragem.

A Figura 5.5 apresenta a curva carga x deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ para os pinos com e sem aderência na haste que possuem, para cada altura efetiva, a mesma relação de A_n/A_0 , posição e orientação do pino.



Figura 5.5 – Curva % da Carga de ruptura (F_u) x deslocamento da parte imersa no concreto $(\Delta l - \Delta l_{aço}^c)$ para os pinos com e sem aderência e a mesma relação de A_n/A_0 , posição, orientação e altura efetiva.

Os pinos com aderência (P 22 e P 47), apresentaram os menores deslocamentos $\Delta l - \Delta l_{aço}^c$ se comparados aos pinos sem aderência para a mesma porcentagem da carga de ruptura. Essa diferença entre os deslocamentos ocorre devido ao atrito entre o concreto e as mossas, que fornecem ancoragem mecânica, e representa a parcela do deslocamento que é restringido pela aderência proveniente da haste.

5.8 SUPERFÍCIE DE RUPTURA

As superfícies de ruptura dos pinos P 05 e P 35, com alturas efetivas de 50 e 100 mm respectivamente, ambos isolados e localizados na posição superior do bloco, são vistos nas Figura 5.6 e 5.7. Havendo um gráfico do perfil da superfície para as direções entre o eixo do pino e a borda (A, H, M, I, L e J) e do pino para o centro do bloco (B, G, C, F, D e E).

O pino P 05 apresenta a mesma inclinação da superfície de ruptura, sendo essa inclinação aproximadamente 18°, o fato de se ter um valor pequeno para a inclinação é explicado pela baixa altura efetiva do pino. Contudo o pino P 35 apresenta a mesma inclinação da superfície de ruptura, aproximadamente 40°, até a distância de 75 mm a partir do eixo do pino. Após esse ponto, a inclinação da superfície se torna menor.







Figura 5.6 – Superfície de ruptura do pino P 05 e P 35.

A mudança na inclinação da superfície de ruptura ocorre devido à ação de disco, descrita por CEB 75-32 (1976), apud ACI 349-76 (1978), Cannon *et al.* (1981) e Jermann (1993), relata que devido a fissura se propagar em direção à superfície a porção não-fissurada, situada na superfície em compressão, tende a fletir como um disco causando uma mudança na inclinação.

A Figura 5.7 apresenta a superfície de ruptura do pino P 44 A com altura efetiva de 100 mm, na posição intermediária e com relação de A_n/A_0 igual a 0,7.



(b) P 44 A na direção B, G, C, F, D e E.

No pino P 44 A, a superfície de ruptura nas direções entre o eixo do pino e o centro do bloco, exceto as direções B e G, apresentam inclinações maiores do que as direções entre o eixo do pino e a borda (A e H). Esse aumento na inclinação pode ter ocorrido para equilibrar o aumento de tensões nessa região, decorrente da perturbação no equilíbrio das tensões em forma de arco, causada pela proximidade da borda.

Figura 5.7 – Superfície de ruptura do pino P 44 A nas direções A, H, M, I, L e J (a) e B, G, C, F, D e E (b).

5.9 PROPOSTA DE MODIFICAÇÃO EM MÉTODO DE CÁLCULO

Com base nos dados obtidos, são propostas modificações no método de cálculo de Fuchs *et al.* (1995), conhecido por CCD, utilizado para estimar a carga última de um pino de ancoragem composto por uma barra lisa como haste. Essas modificações permitem principalmente, que seja estimada a carga de ruptura de um pino de ancoragem cuja haste é feita com uma barra nervurada.

A proposta de adaptação do método de cálculo CCD é a sobreposição da força de reação F_{dh} gerada pela cabeça de ancoragem (estimada pelo método CCD) e a força $F_{lb, pino}$ que é originada pela aderência, entre o concreto e o aço, ao longo da haste do pino (somente para barras nervuradas), que não é considerado no método CCD por este tratar somente de hastes lisas.

O único modo de ruptura contemplado por essa adaptação, assim como no método CCD, é o arrancamento do cone de concreto, sendo que os demais modos de ruptura não são contemplados devido a falta de dados experimentais.

A soma dessas duas forças de reação resulta na resistência de ancoragem F, que pode sofrer a influência de um grande número de variáveis tais como, proximidade da borda e variação da altura efetiva (estimadas pelo método CCD), e a posição e orientação do pino no bloco (que não é proposto no método original).

A equação básica para estimar a carga última da ancoragem, sem a influência da proximidade da borda, da presença de fissuras e haste constituída de barra lisa é idêntica ao método CCD e igual a:

$$F = F_{dh} = 17 \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot f_c^{0.5}$$
(5.1)

Devido a perturbação no equilíbrio de tensões, que é causado quando o pino estiver localizado próximo à borda, a equação básica é multiplicada por dois fatores de correção.

O fator ψ_{bl} , estima uma redução linear de até 40% com a proximidade do pino à borda a uma distância inferior a 1,5 vezes a altura efetiva, essa redução no método original atinge 30%. O fator A_n/A_0 , que representa a relação entre as áreas projetadas da superfície de ruptura de um pino que sofre a influência de borda e de um pino isolado. Esse fator apresenta como modificação o início da superfície de ruptura no perímetro da cabeça de ancoragem (Figura 5.8). A adoção dos dois fatores torna a equação original igual a:

$$F_{dh,bl} = \frac{A_n}{A_0} \cdot F_{dh} \cdot \psi_{bl} \tag{5.2}$$

onde:

$$A_{0} = (3 \cdot h_{ef} + d_{h})^{2}$$

$$A_{n} = (3 \cdot h_{ef} + d_{h}) \cdot (c_{x} + 1.5 \cdot h_{ef} + d_{h}/2) \text{ se } c_{x} < (1.5h_{ef} + d_{h}/2)$$

$$\psi_{bl} = 0,6 + 0,4 \cdot c_{x}/(1.5 \cdot h_{ef}) \text{ se } c_{x} < 1.5h_{ef}$$

$$w_{er} = 1 \text{ se } c_{x} > 1.5h_{ef}$$



Figura 5.8 – Desenho da área projetada total A_0 e parcial A_n proposta.

Quando o pino se encontra a 300 mm acima da face inferior do elemento de concreto, deve-se multiplicar o valor da carga última da ancoragem, F_{dh} ou $F_{dh,bl}$, pelo fator ψ_{pos} , que não é estimado pelo método original. A NBR 6118:2003 (2003), item 9.3.1, considera situações de boa e má aderência, quando uma ancoragem reta sofre os efeitos da sedimentação. Os intervalos citados na norma são utilizados nessa proposta.

O fatores $\psi_{pos,sup} = 0,75$ é utilizado quando o pino se encontra acima de 300 mm da face inferior do elemento de concreto, para alturas desse elemento entre 300 mm e 600 mm [Figura 5.9 (a)]. Ou quando o pino estiver localizado até 300 mm da face superior, para alturas do elemento de concreto acima de 600 mm [Figura 5.9 (b)].

O fator $\psi_{pos,int} = 0,85$ é utilizado quando o pino estiver localizado na região intermediária, entre a distância de 300 mm da face superior e 300 mm da face inferior do elemento de concreto, para alturas do elemento de concreto superiores a 600 mm [Figura 5.9 (b)].

O fator multiplicador da carga última, não utilizado pelo método do CCD, é o fator Ψ_{ori} , que estima a influência quanto à orientação do pino (Figura 5.9). No caso estudado, $\psi_{ori} = 1,00$ para pinos com altura efetiva de 50 mm que passam a estar orientados horizontalmente ao invés de estar verticalmente.



Figura 5.9 – Posição e orientação na proposta de método de cálculo: (a) H_{bloco} < 600 mm;
(b) H_{bloco} > 600 mm.

Com a utilização de barras de aço nervuradas (com mossas), a força de reação $F_{lb, pino}$ originada pelo comprimento $l_{b, pino}$, em que há aderência entre a haste do pino e o concreto, que não é estimada no método CCD, passa a ser computada para o cálculo da carga última da ancoragem.

A força de reação $F_{lb, pino}$ é diretamente proporcional a força F_y , obtida quando se supõe que l_b é o comprimento necessário para que o aço atinja a tensão de escoamento f_y da barra, no caso de ancoragem reta. A Figura 5.10 apresenta as forças de reação de uma barra ancorada reta e de uma barra com ancoragem mecânica (placa quadrada) na extremidade.

O comprimento l_b pode ser calculado com base em qualquer norma ou método de cálculo disponível. Nessa dissertação o cálculo desse comprimento aderente foi feito de acordo com a NBR 6118:2003.

A força $F_{lb, pino}$ é reduzida por um fator $(0,9 - F_{dh}/F_y)$, devido a redução na capacidade resistente originada pela aderência ao longo da barra com o aumento da carga aplicada, como foi observado por Thompson *et al.* (2003). A incorporação dessa redução resulta na expressão:

$$F_{lb,pino} = \left(0,9 - \frac{F_{dh}}{F_{y}}\right) \cdot \left(\frac{l_{b,pino} \cdot F_{y}}{l_{b}}\right)$$
(5.3)



Figura 5.10 – Forças de reação de uma barra ancorada reta e com ancoragem mecânica.

A carga última de uma ancoragem, com haste feita com barra nervurada, que sofre a influência da proximidade da borda, posição e orientação é estimada no método proposto pela expressão:

$$F = F_{dh} \cdot (A_n / A_0) \cdot \psi_{bl} \cdot \psi_{pos} \cdot \psi_{ori} \cdot F_{lb,pino}$$
(5.4)

A Tabela 5.9 apresenta um resumo dos fatores utilizados para estimar a resistência da ancoragem para os métodos CCD e proposto.

	CCD	Pro	posto
Fatores	Para todas as alturas efetivas (h _{ef})	$h_{ef} \leq 75 \text{ mm}$	$75 < h_{ef} \leq 125 \text{ mm}$
	Barras lisas	Barras lisas	ou nervuradas
F_{dh}	17.h _e	$f_{f}^{1,5}.f_{c}^{0,5}$	
	$A_n = 3.h_{ef.}(c_x + 1.5.h_{ef})$	$A_n = (3.h_{ef} + d_h).($	$(c_x + 1, 5.h_{ef} + d_h/2)$
A_n/A_0	se $c_x < 1, 5.h_{ef}$	se $c_x < 1,$	$5.h_{ef} + d_h/2$
	$A_0 = 9.h_{ef}^2$	$\mathbf{A}_0 = (3.$	$h_{ef} + d_h)^2$
	$0,7 + 0,3.c_x/(1,5.h_{ef})$	0,6 + 0,4.	$c_x/(1,5.h_{ef})$
ψ_{bl}	caso $c_x < 1,5.h_{ef}$	$caso c_x$	< 1,5.h _{ef}
	$1,0 \text{ se } c_x \ge 1,5.h_{ef}$	1,0 se c,	$k \geq 1, 5.h_{ef}$
$\psi_{\text{pos},\text{sup}}$	-	0,	,75
$\psi_{\text{pos,int}}$	-	0,85	-
ψ_{ori}	-	1,00	-
F _{1b} pipe	_	$l_{b,pino}.(0,9-F)$	G_{dh}/F_y).(F_y / l_b)
- io,pino		(Somente para b	arras nervuradas)
F	F_{dh}	F _{dh} +	F _{lb,pino}

Tabela 5.9 – Fatores utilizados para estimar a resistência da ancoragem.

Com base nos fatores apresentados na Tabela 5.9 todos os pinos utilizados na pesquisa foram reavaliados, utilizando a adaptação do método de cálculo proposto; os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.10.

A exceção são os pinos com altura efetiva de 100 mm localizados na posição intermediária pois, devido ao grande número de ensaios, não havia pinos com essa altura efetiva dispostos horizontalmente nas posições superior e inferior, dificultando a quantificação da influência da posição intermediária para essa altura efetiva.

O valor médio da relação entre a carga de ruptura experimental e estimada pela adaptação do método de cálculo proposto, quando são analisados todos os dados, varia de 1,05 (pinos com aderência) a 1,09 (pinos sem aderência) com coeficientes de variação menores que 13%. Isso demonstra a validade dos coeficientes propostos para avaliar o comportamento de pinos de ancoragem com as mesmas características dos pinos utilizados na pesquisa.

h _{ef}	ção	ação	I _b			F _{u, exp.}	F _{u,CCD mod.}	F _{u, exp.} /F _{u, CCD mod.}
(mm)	Posiç	Drienta	(mm)	A _n /A ₀	Pinos	(kN)	(kN)	(1)/(2)
		-		1.00	P01	29.5	27.1	1.09
		И		0.90	P02	21.6	23.4	0.92
		fori		0.80	P03A	21,5	21.5	1.00
				0,70	P04	16.4	18.0	0.91
	<u>ب</u>		50	1.00	P05	32.0	29.5	1.08
	ŝrio	ਯ		1.00	P06	28.4	29.2	0.97
	ədr	rtic		0.90	P07	22.4	21.8	1.03
	งั	Ve		0,80	P08B	23,0	20,9	1,10
				0,70	P09B	17,0	16,2	1,05
		Nİ		1,00	P10	21,3	20,3	1,05
		oriz	0	0,90	P11	20,1	16,9	1,19
		I		0,70	P12	14,0	11,6	1,21
				1,00	P13	34,1	31,0	1,10
				1,00	P14	32,3	31,0	1,04
	. <u>e</u>	_	50	0,90	P15A	27,8	29,8	0,93
	diá	nta		0,80	P16	24,0	23,1	1,04
50	ne	izo		0,70	P17	19,9	21,7	0,92
50	terr	후		1,00	P18	26,6	23,0	1,16
	<u> </u>	-	0	1,00	P19	31,4	26,3	1,19
			Ŭ	0,80	P20	12,5	15,0	0,83
				0,70	P21	13,2	13,9	0,95
				1,00	P22	37,0	34,8	1,06
		oriz		0,90	P23	33,0	32,3	1,02
		н		0,80	P24	26,8	29,5	0,91
				0,70	P25	22,1	24,4	0,91
		_	50	1,00	P26	39,1	36,6	1,07
	rior	ical		1,00	P27	40,6	39,9	1,02
	Jfe	ert		0,90	P28	32,7	30,5	1,07
	_	>		0,80	P29	24,8	27,0	0,92
				0,70	P30A	22,4	23,4	0,96
		N		1,00	P31	24,7	27,1	0,91
		ori	0	0,90	P32	24,4	21,2	1,15
		Т		0,80	P33	24,0	20,1	1,22
				1.00	P35	77.0	65.3	0,34
	2	-		1,00	P364	67.9	62.5	1,19
	ēri	tic	100	0.90	P374	65.6	51 A	1,03
	dng	Ver		0.80	P38	61.9	48.3	1,20
	0)	-		0,00	P39	43.9	43.6	1,20
				1.00	P45	108.7		1 19
100				1.00	P46	99.2	89.0	1,11
	r	ਯ	100	0.90	P47	77.6	71.8	1.08
	eric	rtic		0.80	P48	71.9	65.7	1.09
	Inf	Ve		0,70	P49	60,9	55,3	1,10
			0	0,90	P51	71,0	57,0	1,25
			0	0,70	P53	45,9	39,7	1,16
			ĺ				F _{u. exp.} /F	u,CCD mod.
	Posição				Valor		c/ader. (I _b =h _{ef})	s/ader. (l _b =0)
				N	láximo		1,28	1,25
	Todas			Ν	línimo		0,91	0,83
	10003				Védia		1,05	1,09
				Coef. de	Variação (%)	9,4	12,7

Tabela 5.10 – Relação entre a carga de ruptura experimental e estimada.

A Figura 5.11 apresenta os valores da média e do coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,CCD \text{ mod.}}$ para os valores obtidos na Tabela 5.10. Esses valores estão divididos de acordo com a presença ou não de aderência e da relação entre as áreas projetadas A_n/A_0 que varia de 1,0 a 0,7 além da posição Isolado.



Figura 5.11 – Gráfico da média e coeficiente de variação da relação $F_{u,exp.}/F_{u,CCD \text{ mod.}}$ para o método de cálculo proposto.

Observa-se que para a relação de A_n/A_0 igual a 0,8 o coeficiente de variação é de 27 %. Isso ocorreu porque foram utilizados no cálculo dois valores de $F_{u,exp.}/F_{u,CCD \text{ mod.}}$ iguais a 1,22 e 0,83.

O valor médio dos pinos sem aderência e com relação de A_n/A_0 igual a 0,9 apresentou valor de 1,20. Esse valor é superior àqueles obtidos nas demais colunas e foi resultado da utilização de apenas três valores, que variam de 1,13 a 1,22.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões obtidas da análise dos resultados da pesquisa. São restritas somente às características dos pinos e do bloco de concreto utilizado, tais como altura efetiva, diâmetro da cabeça de ancoragem e da haste do pino altura do bloco, resistência à compressão do concreto e abatimento requerido (*slump*) de 90 ± 10 mm entre outras.

Também são propostas sugestões para trabalhos futuros, que possam desenvolver a linha de pesquisa sobre o comportamento e aplicações de barras de aço com mossas, providas de ancoragem de cabeça em elementos de concreto e de pinos de ancoragem em geral.

6.1 CONCLUSÕES

1) Influência da proximidade da borda.

Quando um pino se aproxima da borda ocorre uma redução na resistência da ancoragem, que pode chegar a 35% da carga de ruptura de um pino isolado. Essa redução é melhor estimada pelo método desenvolvido por De Vries *et al.* (1999). Porém, o valor da relação entre o perímetro da área projetada do cone de tensão teórico parcial e total (U_n/U_0) também fornece valores com o mesmo grau de precisão dessa redução.

2) Altura efetiva.

Com o aumento do valor da altura efetiva, a resistência da ancoragem pode aumentar até 2,29 vezes, para os pinos localizados na posição intermediária, e até 2,62 vezes para os pinos localizados nas posições superior e inferior.

3) Aderência.

Quando há aderência, ocorre um aumento na resistência da ancoragem, variando de 3% a 50%, com ganho médio de 32% e coeficiente de variação de 18,5%.

4) Posição do pino.

A resistência da ancoragem de um pino localizado na posição inferior e intermediária é 32% e 18% maior do que a resistência obtida por um pino situado na posição superior, respectivamente. O valor obtido comparando os pinos na posição intermediária e superior é válido somente para a altura efetiva de 50 mm.

5) Orientação do pino.

Para os pinos com altura efetiva de 50 mm, observou-se que não há uma variação significativa com a mudança da orientação do pino, sendo o valor médio igual a 0,99 e o coeficiente de variação de 5,6%.

6) Métodos de cálculo.

Em todos os três métodos de cálculo analisados os pinos localizados na posição inferior apresentaram os maiores valores, comparando com as demais posições, da relação entre a carga de ruptura experimental e estimada ($F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$).

Dos métodos citados, o método CCD de Fuchs *et al.* (1995) é o que apresenta menor variação nos valores médios da relação $F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$, para diferentes alturas efetivas, fornecendo valores dessa relação maior do que 1,00 para 65% dos pinos, desde que seja considerado o ganho decorrente da aderência.

O método do ACI 349-76 (1978) possui valores médios da relação $F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$ próximos ao método do CCD; porém, os coeficientes de variação são altos e variam de 16,9% a 40,2%. Contudo, o método desenvolvido por De Vries *et al.* (1999) apresenta coeficientes de variação próximos ao método do CCD, mas o valor médio da relação $F_{u,exp.}/F_{u,met.cálc.}$ aumenta com o aumento da altura efetiva.

7) Deslocamento vertical do pino.

O deslocamento da parcela referente à haste do pino imersa no concreto e a cabeça de ancoragem, $(\Delta l - \Delta l_{aço}^c)$, dos pinos superiores foi maior que nas demais posições. Com o aumento da altura efetiva ocorre um aumento desse deslocamento para

uma mesma porcentagem da carga de ruptura. A presença de aderência apresentou maior rigidez e menor deslocamento $\Delta l - \Delta l_{aco}^c$ em comparação com os pinos sem aderência.

8) Superfície de ruptura.

Os pinos com altura efetiva de 50 mm apresentaram as menores inclinações da superfície de ruptura. Para os pinos com altura efetiva de 100 mm, ocorre uma mudança nessa inclinação, devido à ação de disco. Com a proximidade do pino da borda ocorre uma mudança na inclinação da superfície de ruptura na direção perpendicular a borda, como conseqüência da perturbação no equilíbrio nas tensões que, anteriormente, estavam em forma de arco.

9) Proposta de modificação em método de cálculo.

A adoção de coeficientes multiplicadores para representar a influência de fatores, tais como a proximidade da borda, posição e orientação do pino e a existência ou não de aderência, é válida para avaliar o comportamento de pinos de ancoragem com as mesmas características dos pinos utilizados na pesquisa.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

1) Modificação nas variáveis.

Pode-se refazer o mesmo programa experimental para diferentes alturas efetivas, relações de d_h/h_{ef} , concreto de alta resistência, concreto com adição de fibras, concretos leves, diferentes valores do abatimento do cone de concreto (*slump*) e do diâmetro da barra utilizada na haste entre outras.

2) Aplicações de barras de aço com cabeça de ancoragem.

Pesquisar e avaliar experimentalmente as possíveis aplicações de barras de aço com cabeça de ancoragem em elementos de concreto, servindo como uma alternativa para substituir a utilização de ganchos na ancoragem de barras de aço.

3) Fatores que podem influenciar na capacidade resistente de um pino de ancoragem.

Dentre os diversos fatores que afetam a resistência de uma ancoragem, pode-se estudar a influência de ancoragens em grupo, a utilização de armadura adicional, a presença de fissuras, excentricidade na aplicação de carga e a perda de aderência decorrente de soldagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary – ACI 318-02: Appendix D – Anchoring to Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002. 433p.
- ACI COMMITTEE 349, Code Requeriments for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-76): Appendix B Steel Embedments, ACI Journal, v. 75, n. 35, p.329–347, August, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739/94 Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118/2003 Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6152/92 Materiais metálicos Determinação das propriedades mecânicas à tração. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222/94 Argamassa e Concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522/84 Concreto Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método e ensaio. Rio de Janeiro, 1984.
- BALLARINI, R.; SHAH, S. and KEER, L, Failure Characteristics of Short Anchor Bolts Embedded in a Brittle Material, Proceedigs of the Royal Society of London, A 404, p.35-54, 1986.
- BAZANT, Z. P., Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, Journal of Engineering Mechanics, v. 110, n. 4, p.518–535, April, 1984.
- BODE, H.; HANENKAMP, W., Zur Tragfähigkeit von Kopfobolzen bei Zugbeanspruchung (Strength of Headed Bolts Subjected to Tensile Loads), Bauingenieur, v. 60, p.361–367, Sep., 1985.
- BODE, H.; ROIK K., Head Studs Embedded in Concrete and Loaded in Tension, Anchorage to Concrete, SP-103, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, p.61-88, 1987.

- CANNON, R.W.; GODFREY, D.A.; MOREADITH, F.L., *Guide to the Design of Anchor Bolts and Other Steel Embedments*, Concrete International, p.28–41, July, 1981.
- CEB Bulletin D'Information nº 233, Design of Fastenings in Concrete Design Guide Parts 1 to 3, Thomas Telford Services Ltda., January, 1997.
- CEB Bulletin D'Information nº 168, *Punching Shear in Reinforced Concrete*, Lausanne, January, 1985. 232p.
- CEB 75-32, Anchorage to Concrete, Civil Engineering Branch, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Dec. 1976. 25p.
- CHEOK, G. S.; PHAN, L. T., *Post-installed Anchors A Literature Review*, Research Report NISTIR 6096, Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology, January, 1998. 109p.
- CZIESIELSKI, E.; FRIEDMANN, M., Load Capacity of Unhead Bolts in Concrete and Influence of Welding, Anchorage to Concrete, SP-103, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, p. 153-180, 1987.
- CZIESIELSKI, E.; FRIEDMANN, M., *Tragverhalten von einbetonierten Ankerplatten mit Verankerungsstählen im Beton*, Deutscher Ausschuβ für Stahlbeton, Helft 346, 1983.
- DE VRIES, 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, Sep.-Oct., 1999.
- ELIGEHAUSEN, R.; BALOGH, T., Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, v. 92, n. 3, p.365–379, May.-Jun., 1995.
- ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W.; MAYER, B., Tragverhalten von Dübelbefestingungen bei Zugbeanspruchung, Teil 1 (Bearing Behaviour of anchor fastenings Under Tension, Part 1), Betonwerk +Fertigteil–Technik, n. 12, p.826–832, 1987.
- ELIGEHAUSEN, R.; FUCHS, W.; MAYER, B., Tragverhalten von Dübelbefestingungen bei Zugbeanspruchung Teil 2 (Bearing Behaviour of anchor fastenings Under Tension, Part 2), Betonwerk +Fertigteil–Technik, n. 1, p.29–35, 1988.
- ELIGEHAUSEN, R.; SAWADE, G., *Behavior of Concrete in Tension*, Betonwerk +Fertigteil–Technik, v. 5, p.315–322 e v. 6, p.389–391, 1985.
- FARROW, C.B., KLINGNER, R.E., Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis, ACI Structural Journal, v. 92, n. 6, p.698–710, Nov.-Dec., 1995.
- FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J.E., Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete, ACI Structural Journal, v. 92, n. 1, p.73–94, Jan.-Feb., 1995.

- HASSELWANDER; G.B.; JIRSA, J. O.; BREEN, J.E., *Strength and Behavior of Single Cast-in-place Anchor Bolts Subject to Tension*, Anchorage to Concrete, ACI SP-103, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, p.203-231, 1987.
- HAWKINS, N, *Strength in Shear and Tension of Cast-in-place Anchor Bolts*, Anchorage to Concrete, ACI SP-103, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, p.233-255, 1987.
- JERMANN, R.P. *Chumbadores para Concreto*. 1993. 169f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal Fluminense, Niterói, 1993.
- KLINGNER, R. E.; MENDONCA J. A., Tensile Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: A Literature Review, ACI Structural Journal, v. 79, n. 27, p.270–279, Jul.-Aug., 1982.
- KRENCHEL, H.; SHAH, S.P., *Fracture Analyis of the Pullout Test*, Materials and Structures, v. 18, n. 108, p.439–446, 1985.
- LUKE, J.J.; HAMAD, B. S.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E., *The Influence of Casting Position on Development and Splice Length of Reinforcing Bars*, Research Report 242-1, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, June, 1981. 174pp.
- OLIVEIRA, W.E. Estudo Experimental da Resistência à Tração de Placas de Ancoragem Embutidas em Concretos. 2003. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil – PUC, Rio de Janeiro, 2003.
- OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R. and REINHARDT, H. W., Size Effect on the Concrete Cone Pull-out Load, International Journal of Fracture, v. 95, p.391–404, 1999.

PCI, Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete, 2nd Edition, Pretressed Concrete Istitute, Chicago, 1978, 380p.

PCI, *Manual for Structural Design of Architectural Precast Concrete*, Pretressed Concrete Institute, Chicago, 1977, 448p.

REHM, G., ELIGEHAUSEN, R., MALLÉE, R., *Befestigungtechnik*, Beton-Kalender, Ernst & Sohn, Berlin, p.569-663, 1988

- STONE, W. C.; CARINO N. J., Deformation and Failure in Large-Scale Pullout Tests, ACI Journal, v. 80, n. 46, p.501–513, Nov.-Dec., 1983.
- THOMPSON, M. K.; JIRSA, J. O.; BREEN, J.E; KLINGNER, R.E., Anchorage Behavior of Headed Reinforcement, Research Report N°1855-1, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Texas, May, 2002. 116p.
- THOMPSON, M. K.; YOUNG, M. J.; JIRSA, J. O.; BREEN, J.E; KLINGNER, R.E., Anchorage of Headed Reinforcement in CCT Nodes, Research Report N°1855-2, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, Texas, June, 2003. 160p.

TRW, Nelson-Division, Embedment Properties of Headed Studs, TRW-Inc, USA, 1974.

- TVA Civil Design Standard, *Concrete Anchorage*, n. DS-C6-1, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Tennessee 1975.
- TVA Civil Design Standard, *General Anchorage to Concrete*, n. DS-C1.7.1, Tennessee Valley Authority, Knoxville, Tennessee 1984.

ANEXO A

CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS DA LITERATURA E ESTIMATIVA DOS MÉTODOS DE CÁLCULO.

	Tosto	Rof	Tipo	d	h _{ef}	d _h	Cx	f _c	F_u	Grupo	MR	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.
N٥	16316	ittei.	про	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(kN)	Старо	101. 17.	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
01	1T	(a)	Anchor Bolt	25	76	51	229	23,0	62,3	Isol.	СС	1,15	1,16	1,56	1,57	1,29	0,91	0,91	0,91	0,99	0,87	1,35
02	4T	(a)	Anchor Bolt	25	127	51	229	21,0	106,3	Isol.	cc/f	0,95	0,96	1,29	1,30	0,98	0,70	0,70	0,70	0,97	0,98	1,26
03	7T	(a)	Anchor Bolt	25	178	51	229	18,8	117,4	Trans.	cc/f	0,74	0,76	1,02	1,03	0,64	0,45	0,45	0,45	0,87	0,64	1,15
04	8T	(a)	Anchor Bolt	25	127	51	229	21,9	107,6	Isol.	cc/f	0,94	0,95	1,27	1,28	0,97	0,69	0,69	0,69	0,96	0,97	1,25
05	10T	(a)	Anchor Bolt	25	127	51	584	21,5	100,1	Isol.	СС	0,89	0,90	1,20	1,21	0,92	0,65	0,65	0,65	0,91	0,91	1,21
06	B1-07	(b)	Stud	15	114	30	450	23,6	92,5	Isol.	СС	0,92	0,93	1,24	1,25	1,11	0,79	0,79	0,79	1,04	1,00	1,36
07	B1-08	(b)	Stud	16	114	30	450	22,5	93,3	Isol.	СС	0,95	0,96	1,28	1,29	1,15	0,81	0,81	0,81	1,08	1,03	1,41
08	B1-09	(b)	Stud	15	114	30	450	23,5	84,2	Isol.	СС	0,84	0,85	1,13	1,14	1,01	0,72	0,72	0,72	0,95	0,91	1,24
09	B2-13	(b)	Stud	16	114	30	50	21,5	49,5	Borda	CC	1,02	1,02	1,37	1,38	0,83	1,01	0,59	0,70	2,00	0,76	1,53
10	B2-14	(b)	Stud	15	114	30	50	22,4	55,2	Borda	CC	1,12	1,12	1,49	1,51	0,91	1,10	0,65	0,77	2,18	0,83	1,67
11	B2-15	(b)	Stud	15	114	30	50	22,4	46,2	Borda	CC	0,93	0,94	1,25	1,26	0,76	0,92	0,56	0,64	1,83	0,70	1,40
12	B1-5	(C)	Stud	19	92	32	51	33,8	48,9	Borda	CC	1,00	1,02	1,36	1,37	0,86	0,88	0,61	0,70	1,57	0,68	1,44
13	C1-1	(C)	Stud	19	92	32	305	35,7	82,3	Isol.	CC	0,92	0,93	1,24	1,25	1,16	0,82	0,82	0,82	0,97	0,87	1,29
14	C1-2	(C)	Stud	19	92	32	305	35,7	82,3	Isol.	СС	0,92	0,93	1,24	1,25	1,16	0,82	0,82	0,82	0,97	0,87	1,29
15	C1-3	(C)	Stud	19	92	32	305	35,7	77,0	Isol.	CC	0,86	0,87	1,16	1,17	1,08	0,77	0,77	0,77	0,91	0,81	1,21
(a) - Hay	wkins (1987))							cc - rupt	ura pelo	cone o	de conc	reto	(05) - 1	ACI 349)/77						

Tabela A.1 – Tabela com as características dos pinos e relações com os métodos de cálculo para os ensaios de 01 à 15.

(b) - Oliveira (2003)

(c) - MacMackin, Slutter e Fisher (1973) apud Klingner e Mendonca (1982)

d - Diâmetro do pino

h_{ef} - Altura efetiva

d_h - Diâmetro da cabeça de ancoragem

c_x - Distância do eixo do pino à borda

cc/f - ruptura pelo cone de concreto com fendilhamento

Isol. - Pino Isolado

Trans. - Pino na faixa de Transição

Borda - Pino na Borda

(01) - Método Ψ

(02) - Método CCD

(03) - Método CEB

 $\alpha \mid h_{ef}$

(04) - ACI 318/02

(06) - PCI Design Handbook

(07) - PCI Manual for Structural Design

(08) - TRW Nelson Division

(09) - Método segundo Bode & Hanenkamp e Bode & Roik

(10) - Método VAC

(11) - De Vries, Jirsa e Bashandy

	Teste	R≏f	Tipo	d	h _{ef}	d _h	C _x	f _c	F_{u}	Grupo	MR	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.	Mét.
N٥	10310	1.01.	про	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(kN)	Grupo	101. 13.	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
16	7HSAB	(d)	Stud	19	92	32	305	20,7	48,9	Isol.	СС	0,72	0,72	0,97	0,97	0,90	0,64	0,64	0,64	0,76	0,68	1,01
17	7HSTAB	(d)	Stud	19	92	32	305	20,7	53,4	Isol.	CC	0,78	0,79	1,06	1,06	0,99	0,70	0,70	0,70	0,83	0,74	1,10
18	7DHB	(d)	Stud	19	97	32	305	20,7	62,3	Isol.	CC	0,84	0,85	1,14	1,15	1,05	0,74	0,74	0,74	0,91	0,82	1,20
19	-	(e)	A307	19	64	29	381	21,4	71,2	Isol.	CC	1,77	1,79	2,39	2,40	2,48	1,75	1,75	1,75	1,74	1,48	2,34
20	-	(e)	A307	19	89	29	381	29,8	113,0	Isol.	CC	1,45	1,46	1,96	1,97	1,89	1,34	1,34	1,34	1,56	1,38	2,07
21	-	(e)	A307	19	89	29	51	29,8	73,8	Borda	CC	1,67	1,70	2,27	2,29	1,52	1,52	1,08	1,23	2,67	1,17	2,47
22	-	(e)	A307	19	89	29	76	33,6	59,2	Borda	CC	1,02	1,06	1,41	1,42	0,99	0,77	0,71	0,74	1,36	0,77	1,55
23	-	(e)	A307	19	89	29	76	29,8	81,4	Borda	СС	1,50	1,54	2,06	2,08	1,45	1,13	1,03	1,08	1,98	1,12	2,26
24	-	(e)	A307	19	89	29	102	33,6	88,5	Trans.	СС	1,28	1,32	1,76	1,77	1,39	0,99	0,99	0,99	1,51	1,04	1,94
25	-	(e)	A307	19	114	29	51	32,0	64,5	Borda	СС	1,08	1,09	1,45	1,46	0,89	1,06	0,63	0,75	2,11	0,81	1,63
26	-	(e)	A307	19	114	29	51	24,1	66,3	Borda	СС	1,28	1,29	1,72	1,73	1,06	1,26	0,75	0,89	2,49	0,96	1,93
27	-	(e)	A307	19	114	29	76	32,0	91,2	Borda	СС	1,27	1,31	1,75	1,76	1,10	1,01	0,78	0,87	2,00	1,00	1,98
28	-	(e)	A307	19	114	29	102	32,0	97,9	Borda	СС	1,17	1,20	1,61	1,62	1,06	0,80	0,75	0,78	1,60	0,97	1,83
(d) - Ne	Ison Stud Pro	oject N	№ 802 (1966) ap	oud Klin	gner e	Mendo	nca (19	82)	Isol Pi	no Isola	do			(05) - /	ACI 349)/77						

Tabela A.2 – Tabela com as características dos pinos e relações com os métodos de cálculo para os ensaios de 16 à 28.

(d) - Nelson Stud Project Nº 802 (1966) apud Klingner e Mendonca (1982)

(e) - Cannon, Burdette e Funk (1975) apud Klingner e Mendonca (1982)

d - Diâmetro do pino

h_{ef} - Altura efetiva

d_h - Diâmetro da cabeça de ancoragem

 c_x - Distância do eixo do pino à borda

cc - ruptura pelo cone de concreto



Trans. - Pino na faixa de Transição Borda - Pino na Borda

(01) - Método Ψ (02) - Método CCD

(03) - Método CEB

(04) - ACI 318/02

(05) - ACI 349/77

(06) - PCI Design Handbook

(07) - PCI Manual for Structural Design

(08) - TRW Nelson Division

(09) - Método segundo Bode & Hanenkamp e Bode & Roik

(10) - Método VAC

(11) - De Vries, Jirsa e Bashandy

INFORMAÇÕES SOBRE O PRÉ-TESTE

MONTAGEM DOS ENSAIOS



Figura B. 1 – Desenho do Esquema de Ensaio.



Figura B.2 – Fotografias do Esquema de Ensaio.

FOTOGRAFIAS DO PINO



Figura B.3 – Pino retirado da armadura de Figura B.4 – Fotografia dos pinos do précisalhamento.



teste e dos demais ensaios.

FÔRMA



Figura B.5 – Fotografia da forma de madeira utilizada.

Os ganchos utilizados para virar os blocos foram calculados com base na NBR 6118:2003 (Projetos de Estruturas de concreto – Procedimento). O aço utilizado foi CA-50, com diâmetro de 12,5 mm. O comprimento de ancoragem de uma "perna" do gancho era de 90 mm, sendo o comprimento total da "perna" de 205 mm. Deve-se ressaltar que os ganchos estavam afastados da borda, para evitar o destacamento do concreto devido a forças de cisalhamento, e que a dobra dos ganchos em direções diferentes pode acarretar a ruptura prematura do gancho na superfície externa do bloco.

MATERIAIS

MATERIAL	Pré-teste
Cimento (kg)	335
Areia Natural Fina (kg)	106
Areia Natural Grossa (kg)	248
Areia Artificial (kg)	452
Brita 0 (kg)	937
Brita 1 (kg)	-
Água (litros)	180
Retardador de Pega (litros)	2,3
Hiperplastificante (litros)	-
Umidade (%)	0%
fck (MPa)	20
Slump (mm)	90 ±10

Tabela B.1 – Traço do concreto.

Encaio	Idade	Valores obtidos
Elisaio	(dias)	Pré-teste
	3	13,3
	7	17,0
Compressão (MPa)	14	17,9
	21	20,0
	28	19,8
Tração (MPa)	28	2,3
Mód. de Elasticidade (GPa)	28	21,2

Tabela B.2 – Resultados dos ensaios de caracterização do concreto.

DESENHO E FOTOGRAFIAS DAS POSIÇÕES DOS RELÓGIOS



Figura B.6 – Desenho da posição dos relógios comparadores.



Figura B.7 – Fotografia da posição dos relógios comparadores.

PROCEDIMENTOS PARA A REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Os passos que eram seguidos na preparação e realização dos ensaios referentes ao pré-teste foram resumidos abaixo:

Soldagem das placas de base e porcas: foram soldadas placas de base de 60 x 60 x 10 mm na parte exterior do pino. A placa possuía um furo com diâmetro superior ao do pino de forma que a haste pudesse atravessar a placa. As porcas com diâmetro interno de 25 mm foram soldadas a essa placa de base.



Figura B.8 – Fotografia da placa de base, Figura B.9 – Fotografia da disposição da haste e porca a serem soldadas.



placa de base, haste e porca antes da soldagem.

- Locação da base dos pilares: era feita uma marcação ao redor da base do pilar, após se medir a distância até o eixo do pino e se as bases estavam equidistantes. Após isso, as bases eram coladas com gesso no bloco.
- Preparação do pórtico: eram fixados, com gesso, os perfis que serviam como pilares nas bases e, em seguida, era colado com gesso o perfil que servia como viga.
- Locação do atuador hidráulico: era feita utilizando um prumo para indicar a posição do eixo do pino no pórtico.

- Colocação do atuador hidráulico: era feito o posicionamento no centro da viga metálica do pórtico de reação.
- Colocação do tirante: foi atravessado um tirante através de um furo de 30 mm no centro da viga. Esse tirante era rosqueado na porca soldada à placa de base, estando no mesmo eixo do pino.
- Colocação de uma chapa metálica: foi utilizada uma chapa metálica suficientemente espessa, para assegurar que a força fosse uniformemente distribuída do atuador hidráulico para a célula de carga.
- Colocação da célula de carga: foi posicionada de forma a ficar centrada com a chapa metálica e com o atuador hidráulico. Após isso, foi colocada uma chapa metálica idêntica a anterior para assegurar que a força fosse uniformemente distribuída da célula de carga à porca superior que travava o tirante.
- Posicionamento dos relógios comparadores: foram posicionados 8 relógios para medir os deslocamentos na superfície do bloco de concreto; o layout da posição dos relógios foram mantidos constantes para os pinos próximos a borda, mudando somente o número de relógios quando o pino se encontrava isolado. Foi utilizado somente um relógio, posicionado no canto da placa de base para medir o deslocamento vertical do pino.
- Aplicação do carregamento: foi aplicado o carregamento de forma constante e com passos pré-determinados.
- Leitura do carregamento: era utilizado um sistema de aquisição de dados para fornecer o valor da carga medida em kN.
- Leitura dos relógios comparadores: foram realizadas leituras a cada incremento de carga até a ruptura.
- Leitura da carga de ruptura: ao final do ensaio o maior valor observado na tela do computador era considerado o valor da carga de pico.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

h _{ef} (mm)	Pos.	l _b (mm)	Orient.	h _{ef} c _x /h _{ef} A _n /A ₀ U _n /U ₀	50 10 1,00 1,00 do	h _{ef} c _x /h _{ef} A _n /A ₀ U _n /U ₀	50 1,8 1,00 1,00	h _{ef} c _x /h _{ef} A _n /A ₀ U _n /U ₀	c _x /h _{ef} U _n /U ₀ 1,00 0,92	h _{ef} c _x /h _{ef} A _n /A ₀ U _n /U ₀	1,26 0,90 0,75	h _{ef} c _x /h _{ef} A _n /A ₀ U _n /U ₀	0,6 0,70 0,61
						DT01	25.0	DT02		DT02	26.0	DT04	42.4
			щ	P Bloco	г _и МР	BT	25,0	PT02 BT	23,9	PTU3 BT	20,0	PT04 BT	13,1
	Sup			h (med.	c /h ^{med.}	50	1.82	46	1.96	52	1 25	48	0.63
	o api			A _a /A _a ^{med.}	U _x /U _{ef} ^{med.}	1.00	1.00	1.00	1,00	0.90	0.75	0.70	0.61
				f _c	f _t	19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30
				PT05	30,1	PT06	29,0	PT07	27,3	PT08	26,9	PT09	19,0
				BT	CC	BT	CC	BT	CC	BT	CC	BT	CC
50	Int.	50	€ 	50	7,00	50	1,90	52	1,73	50	1,12	50	0,72
			1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,92	0,87	0,71	0,74	0,63
				19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30
				-	-	PT10	30,8	PT11	31,0	PT12	29,2	PT13	20,0
			T	-	-	BT	CC	BT	CC	BT	CC	BT	CC
	Inf.			-	-	48	1,98	50	1,70	53	1,26	51	0,59
			т ш -	-	-	1,00	1,00	0,99	0,90	0,91	0,75	0,70	0,61
				-	-	19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30	19,80	2,30

$\Gamma u \cup c u \cup D \cup J \cup C u u u u$	Tabela B.3	- Carga e	modo	de ruptura
---	------------	-----------	------	------------

Sup. - Superior.

Int. - Interemediária.

Inf. - Inferior.

I_b - Comprimento aderênte.

h_{ef} - Altura efetiva.

h_{ef}^{med.} - Altura afetiva medida.

 c_x/h_{ef} - Relação entre a distância do eixo do pino à borda (c_x)

e a altura efetiva (h_{ef}).

 $c_x/h_{ef}^{med.}$ - Relação entre a distância do eixo do pino à borda

 $(c_x^{med.})$ e a altura efetiva $(h_{ef}^{med.})$ medidos.

An/A0 - Relação entre as áreas projetadas do suposto

cone de tensão total (A_0) e parcial (A_n) .

 $A_n/A_0^{\rm med.}$ - Relação entre as áreas projetadas medidas do suposto cone de tensão total (A_0) e parcial $(A_n).$

 U_n/U_0 - Relação entre os perímetros das áreas projetadas do suposto cone de tensão total (U_0) e parcial $(U_n).$

 $U_n/U_0^{\ med.}$ - Relação entre os perímetros das áreas projetadas medidas do suposto cone de tensão total (U_0) e parcial (U_n) .

P - Nome do pino.

 ${\sf F}_{\sf u}$ - Capacidade final da ancoragem.

M. R. - Modo de ruptura.

cc - Ruptura pelo cone de concreto.

ANEXO C

CARACTERÍSTICAS DOS PINOS

Pos.	l _b mm	Orient.	Pinos	h _{ef} mm	h _{ef} ^{med.} mm	c _x mm	c _x ^{med} mm	c _x /h _{ef}	$c_x/h_{ef}^{med.}$	A_n/A_0	$A_n / A_0^{\ med.}$	U _n /U ₀	U _n /U ₀ ^{med.}	L mm	f _c MPa	F _u kN	M. R.	N⁰ Teste	Blc.	Observações sobre o ensaio
			P01	50	52	100,0	100,0	2,00	1,92	1,00	1,00	1,00	0,92	550	19,7	29,5	CC	16	1	OK
		J	P02	50	52	70,0	70,0	1,40	1,35	0,90	0,89	0,75	0,74	550	19,7	21,6	cc/f	14	1	OK
		€	P03	50	50	52,0	50,0	1,04	1,00	0,80	0,79	0,67	0,67	550	19,7	13,9	cc/f	13	1	Fora do prumo 3,09°
		1	P03A	50	53	52,0	55,0	1,04	1,04	0,80	0,81	0,67	0,68	500	20,3	21,5	cc/f	52	3	OK
			P04	50	50	35,0	42,0	0,70	0,84	0,70	0,74	0,61	0,64	550	19,7	16,4	CC	15	1	OK
			P05	50	55	500,0	500,0	10,00	9,09	1,00	1,00	1,00	1,00	550	19,7	32,0	CC	10	2	OK
	50		P06	50	55	100,0	105,0	2,00	1,91	1,00	1,00	1,00	0,93	550	19,7	28,4	CC	06	1	OK
	00	-	P07	50	50	70,0	65,0	1,40	1,30	0,90	0,87	0,75	0,73	550	19,7	22,4	CC	05	1	OK
Sup.		_# <u>#</u>	P08	50	55	52,0	60,0	1,04	1,09	0,80	0,81	0,67	0,68	550	19,7	25,1	cc/rl	04	1	OK
			P08A	50	60	52,0	60,0	1,04	1,00	0,80	0,81	0,67	0,67	550	19,2	28,3	CC	38	3	OK
	P08B 50 55 52,0 55,0 1,04 1,00 0,80 0,67 0,67 550 19,2 23,0 cc/rl 39 3 OK P09 50 55 35,0 40,0 0,70 0,73 0,70 0,72 0,61 0,62 250 19,7 25,6 cc/f 01 1 Appoint muito próximo																			
	P09 50 55 35,0 40,0 0,70 0,73 0,70 0,72 0,61 0,62 250 19,7 25,6 cc/f 01 1 Apoio muito próximo P09A 50 50 35,0 37,5 0,70 0,75 0,70 0,72 0,61 0,62 550 19,2 16,3 cc 37 3 OK																			
	P09A 50 50 35,0 37,5 0,70 0,75 0,70 0,72 0,61 0,62 230 19,7 23,6 ccr 1 ADK mate proxime P09A 50 50 35,0 37,5 0,70 0,75 0,70 0,72 0,61 0,62 550 19,2 16,3 cc 37 3 OK P09B 50 50 35,0 37,0 0,70 0,70 0,70 0,70 0,61 0,61 550 19,5 17,0 cc/tl 40 3 OK																			
	P09A 50 50 35,0 37,5 0,70 0,75 0,70 0,72 0,61 0,62 550 19,2 16,3 cc 37 3 OK P09B 50 50 35,0 35,0 0,70 0,70 0,70 0,61 0,61 550 19,5 17,0 cc/rl 40 3 OK																			
	P09B 50 50 35,0 35,0 0,70 0,70 0,70 0,61 50 19,5 17,0 cc/rl 40 3 OK P10 50 50 100,0 100,0 2,00 1,00 1,00 1,00 20,3 21,3 cc 47 3 OK																			
	0	€1	P11	50	50	70,0	70,0	1,40	1,40	0,90	0,90	0,75	0,75	500	20,3	20,1	CC	50	3	OK
		-	P12	50	50	35,0	40,0	0,70	0,80	0,70	0,73	0,61	0,63	500	20,3	14,0	cc/rl	45	3	OK
	Sup.	- Superio	r.									A_n/A_0''	^{ed.} - Relaç	ão ei	ntre as	s áreas	projeta	idas me	edidas	s do suposto cone de tensão
	Int	Intereme	diária.									total (/	 e parci 	al (A	n).				-	
	Inf	Inferior.										U_n/U_0	Relação	entre	e os pe	erimetro	os das a	áreas p	rojeta	adas do suposto cone de tensão
	I _b - C	omprimer	ito adere	ente.								total (I	J ₀) e parc	ial (U	n).					
	h _{ef} - /	Altura efe	tiva.									U_n/U_0'	^{eu} - Relaç	ção e	ntre os	s perím	etros d	as área	is pro	jetadas medidas do suposto
	h _{ef} "	- Altura	afetiva m	nedida	a.							cone o	le tensão	total	(U ₀) e	parcial	(U _n).	~		
	C _x - L	Distancia d	do eixo d	o pin	o a bor	da.						L - Dis	tancia en	tre os	s apoio	s do po	ortico d	e reaça	0.	
	C _x	- Distânc	ia do eix	o do	pino ac	bordo	livre m	edida.		•.		F _u - Ca	apacidade	final	da an	corage	m.			
	c _x /h _{et}	- Relação	o entre a	distä	incia de	o eixo d	o pino	á bord	a (c _x) e a a	altura		M. R.	 Modo de 	rupt	ura.					
	efetiv	/a (h _{ef}).							mo	ч.		cc - R	uptura pel	o cor	ne de c	concret	0.		-	_
	c _x /h _{et}	^{med.} - Rela	ição entr	e a d	istância	a do eix	o do pi	ino à b	orda (cx	") e a		cc/rl -	Ruptura p	elo c	one de	e concr	eto con	n ruptur	a late	eral.
	altura	a efetiva (h _{ef} "ic") m	neģido	os					~		cc/f - F	Ruptura pe	elo co	one de	concre	eto e po	or fendil	hame	ento.
	A _n /A	- Relação	o entre a	s are	as proj	etadas	do sup	osto co	one de ten	isao tot	ai (A ₀)	cc/rl/f	- Ruptura	pelo	cone d	le conc	reto co	m ruptu	ira la	teral e por fendilhamento.
	e pai	rcial (A _n).										Blc I	Bloco.							

Tabela C.1 – Tabela com as características dos pinos superiores com altura efetiva de 50 mm.

Pos.	l _b mm	Orient.	Pinos	h _{ef} mm	h _{ef} ^{med.} mm	c _x mm	c _x ^{med} mm	c _x /h _{ef}	$c_x/h_{ef}^{med.}$	A_n/A_0	$A_n/A_0^{med.}$	U _n /U ₀	U _n /U ₀ ^{med.}	L mm	f _c MPa	P _u kN	M. R.	N⁰ Teste	Blc.	Observações sobre o ensaio
			P13	50	50	500,0	500,0	10,00	10,00	1,00	1,00	1,00	1,00	550	19,7	34,1	сс	23	2	ОК
			P14	50	50	100,0	100,0	2,00	2,00	1,00	1,00	1,00	1,00	550	19,7	32,3	сс	20	1	ОК
	50		P15	50	50	70,0	73,0	1,40	1,46	0,90	0,91	0,75	0,76	550	19,7	34,3	CC	19	1	OK
	50		P15A	50	52	70,0	75,0	1,40	1,44	0,90	0,91	0,75	0,76	500	20,3	27,8	СС	56	3	OK
Int		d1	P16	50	49	52,0	50,0	1,04	1,02	0,80	0,80	0,67	0,67	550	19,7	24,0	CC	22	1	OK
		4 1	P17	50	52	35,0	34,0	0,70	0,65	0,70	0,69	0,61	0,61	550	19,7	19,9	CC	21	1	Fora do prumo 3,13°
			P18	50	50	500,0	500,0	10,00	10,00	1,00	1,00	1,00	1,00	550	20,3	26,6	СС	44	4	ОК
	0		P19	50	55	100,0	105,0	2,00	1,91	1,00	1,00	1,00	0,93	500	20,3	31,4	СС	55	3	ОК
	Ŭ		P20	50	50	52,0	50,0	1,04	1,00	0,80	0,79	0,67	0,67	500	20,3	12,5	СС	58	3	OK
			P21	50	53	35,0	40,0	0,70	0,75	0,70	0,72	0,61	0,62	500	20,3	13,2	СС	57	3	Fissurou durante a desforma
			P22	50	50	100,0	105,0	2,00	2,10	1,00	1,00	1,00	1,00	550	19,7	37,0	cc/f	12	1	OK
		đ1	P23	50	55	70,0	67,0	1,40	1,22	0,90	0,86	0,75	0,71	550	19,7	33,0	сс	18	1	Entortou durante o transporte
		۹ ۳	P24	50	55	52,0	55,0	1,04	1,00	0,80	0,80	0,67	0,67	550	19,7	26,8	сс	17	1	OK
			P25	50	50	35,0	42,0	0,70	0,84	0,70	0,74	0,61	0,64	550	19,7	22,1	CC	11	1	Fora do prumo 2,25°
			P26	50	52	500,0	500,0	10,00	9,62	1,00	1,00	1,00	1,00	550	19,7	39,1	СС	32	2	OK
	50	57	P27	50	57	100,0	100,0	2,00	1,75	1,00	0,98	1,00	0,86	550	19,7	40,6	сс	25	1	Entortou durante o transporte
			P28	50	50	70,0	70,0	1,40	1,40	0,90	0,90	0,75	0,75	550	19,7	32,7	cc/f	26	1	Fora do Prumo 3,12° e 1,57°
Inf.			P29	50	50	52,0	55,0	1,04	1,10	0,80	0,85	0,67	0,70	550	19,7	24,8	cc/f	24	1	Fissurou durante o transporte
		- w -	P29A	50	55	52,0	60,0	1,04	1,09	0,80	0,83	0,67	0,69	500	20,3	25,0	cc/f	53	3	Fora do prumo 3,33°
			P30	50	-	35,0	-	0,70	-	0,70	-	0,61	-	-	-	-	-	-	1	Foi arrancado durante o transp.
			P30A	50	50	35,0	35,0	0,70	0,70	0,70	0,70	0,61	0,61	500	20,3	22,4	CC	54	3	OK
			P31	50	50	100,0	102,5	2,00	2,05	1,00	1,00	1,00	1,00	500	20,3	24,7	СС	51	3	ОК
	0	đ	P32	50	50	70,0	65,0	1,40	1,30	0,90	0,87	0,75	0,73	500	20,3	24,4	СС	48	3	ОК
		Ч "	P33	50	54	52,0	55,0	1,04	1,02	0,80	0,80	0,67	0,67	500	20,3	24,6	CC	46	3	ОК
			P34	50	55	35,0	40,0	0,70	0,73	0,70	0,72	0,61	0,62	500	20,3	16,0	cc/f/rl	49	3	OK

Tabela C.2 – Tabela com as características dos pinos intermediários e inferiores com altura efetiva de 50 mm.

Pos.	l₀ mm	Orient.	Pinos	h _{ef} mm	h _{ef} ^{med.} mm	c _x mm	c _x ^{med} mm	c _x /h _{ef}	$c_x/h_{ef}^{med.}$	A_n/A_0	$A_n/A_0^{med.}$	U _n /U ₀	$U_n/U_0^{med.}$	L mm	f _c MPa	P _u kN	M. R.	N⁰ Teste	Blc.	Observações sobre o ensaio
			P35	100	100	500,0	500,0	5,00	5,00	1,00	1,00	1,00	1,00	870	19,7	77,9	СС	07	1	ОК
			P36	100	75	175,0	185,0	1,75	2,47	1,00	1,00	1,00	1,00	870	19,7	48,2	СС	08	2	Altura insuficiente
			P36A	100	100	175,0	180,0	1,75	1,80	1,00	1,00	1,00	1,00	850	19	67,9	cc/f	36	4	ОК
Sup.			P37	100	110	121,0	90,0	1,21	0,82	0,90	0,79	0,75	0,66	870	19,7	58,5	cc/f	09	2	Posição inválida
		L	P37A	100	100	121,0	120,0	1,21	1,20	0,90	0,90	0,75	0,74	850	18,9	65,6	cc/f	35	4	ОК
			P38	100	107	88,0	85,0	0,88	0,79	0,80	0,78	0,67	0,65	870	19,7	61,9	CC	03	2	OK
			P39	100	110	58,0	58,0	0,58	0,53	0,70	0,69	0,61	0,60	870	19,7	43,9	сс	02	2	ОК
			P40	100	102	500,0	500,0	5,00	4,90	1,00	1,00	1,00	1,00	870	19,7	102,6	cc/f	33	2	ОК
			P41	100	103	175,0	180,0	1,75	1,75	1,00	1,00	1,00	1,00	870	19,7	85,4	СС	34	2	Entortou durante o transporte
	100		P42	100	-	121,0	-	1,21	-	0,90	-	0,75	-	-	-	-	-	-	2	Foi arrancado o apoio
Int	100	d1	P42A	100	100	121,0	125,0	1,21	1,25	0,90	0,91	0,75	0,75	770	20,3	52,8	СС	43	4	Fora do prumo 4,30°
		۹ ۲	P43	100	-	88,0	-	0,88	-	0,80	-	0,67	-	-	-	-	-	-	2	Foi arrancado durante o ensaio
			P43A	100	100	88,0	85,0	0,88	0,85	0,80	0,79	0,67	0,66	770	20,3	50,4	cc/f	42	4	Fora do prumo 2,87°
			P44	100	1	58,0	-	0,58	-	0,70	-	0,61	-	-	-	1	-	•	2	Foi arrancado durante o ensaio
			P44A	100	100	58,0	50,0	0,58	0,50	0,70	0,67	0,61	0,59	770	20,3	35,6	CC	41	4	ОК
			P45	100	105	500,0	500,0	5,00	4,76	1,00	1,00	1,00	1,00	870	19,7	108,7	cc/f	27	1	ОК
			P46	100	103	175,0	180,0	1,75	1,75	1,00	1,00	1,00	1,00	870	19,7	99,2	cc/f	31	2	ОК
			P47	100	102	121,0	120,0	1,21	1,18	0,90	0,89	0,75	0,74	870	19,7	77,6	cc/f	30	2	ОК
		T	P48	100	105	88,0	95,0	0,88	0,90	0,80	0,81	0,67	0,67	870	19,7	71,9	СС	29	2	ОК
Inf			P49	100	105	58,0	57,5	0,58	0,55	0,70	0,69	0,61	0,60	870	19,7	60,9	СС	28	2	ОК
			P50	100	95	175,0	180,0	1,75	1,89	1,00	1,00	1,00	1,00	870	20,3	70,3	cc/f	61	4	Entortou na concretagem
			P51	100	95	121,0	120,0	1,21	1,26	0,90	0,91	0,75	0,75	690	20,3	67,7	Solda	60	4	Ruptura na Solda da Porca
	0		P51 cont	100	95	121,0	120,0	1,21	1,26	0,90	0,91	0,75	0,75	690	20,3	71,0	cc/f	60	4	ОК
			P52	100	-	88,0	-	0,88	-	0,80	-	0,67	-	-	-	-	-	-	4	Foi arrancado durante o transp.
			P53	100	105	58,0	55,0	0,58	0,52	0,70	0,68	0,61	0,60	870	20,3	45,9	CC	59	4	OK

Tabela C.3 – Tabela com as características dos pinos superiores, intermediários e inferiores com altura efetiva de 100 mm.

DESLOCAMENTO VERTICAL E HORIZONTAL NO CONE DE CONCRETO

Nas tabelas abaixo, são apresentados os deslocamentos verticais, D1 e D2, e o deslocamento horizontal D3 no cone de concreto, para a porcentagem da carga de ruptura F_u apresentadas no Anexo C.

O pino P01, por exemplo, obteve um deslocamento vertical igual a zero até 20% da carga de ruptura, e um deslocamento igual a 0,07 mm com 95% da carga de ruptura.

Iuoeiu	D.1	DUDIO	Juillelle			IIOIIZ	Jinuito I		ereto p	uiu u i	50110	•
Pino		P01			P02			P03			P04	
Pológiog	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
Relogios	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
%F _u	20%	88%	14%	93%	83%	56%	93%	93%	9%	85%	85%	85%
Deslocam.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
%F _u	47%	95%	30%	-	93%	83%	-	-	28%	-	-	-
Deslocam.	0,01	0,03	0,01	-	0,04	0,01	-	-	0,01	-	-	-
%F _u	54%	-	61%	-	-	93%	-	-	47%	-	-	-
Deslocam.	0,05	-	0,02	-	-	0,02	-	-	0,02	-	-	-
%F _u	88%	-	95%	-	-	-	-	-	93%	-	-	-
Deslocam.	0,06	-	0,00	-	-	-	-	-	0,04	-	-	-
%F _u	95%	_	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Deslocam.	0.07	-	-	-	-	_	-	-	-	-	-	_

Tabela D.1 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 1° série.

Tabela D.2 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 2° série.

P	05		P06			P07			P08 - B			P09 - B	
D1	D2	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0%	0%	85%	92%	70%	89%	89%	89%	87%	87%	87%	24%	94%	71%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6%	6%	92%	-	92%	-	-	-	-	-	-	94%	-	82%
0,01	0,01	0,01	-	0,01	-	-	-	-	-	-	-0,01	-	0,02
81%	88%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	94%
0,02	0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,06
88%	94%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,03	0,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
94%	100%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,04	0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

	-		P10		P11				-		P12		
-	-	D1	D2	D3	D1	D2	D3	-	-	-	D1	D2	D3
-	-	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	-	-	(mm)	(mm)	(mm)
-	-	85%	85%	94%	85%	85%	66%	-	-	-	86%	57%	71%
-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00	0,00	0,00
-	-	94%	94%	-	-	-	85%	-	-	-	-	86%	86%
-	-	0,03	03 0,02 -			-	0,01	-	-	-	-	0,02	0,01

Tabela D.3 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 3° série.

Tabela D.4 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 4º série.

Р	13		P14			P15 - A			P16			P17	
D1	D2	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
70%	70%	93%	93%	12%	94%	94%	94%	17%	92%	83%	80%	90%	20%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76%	76%	-	-	31%	-	-	-	92%	-	92%	90%	-	30%
0,01	0,01	-	-	0,01	-	-	-	0,01	-	0,01	0,01	-	0,01
82%	82%	-	-	50%	-	-	-	-	-	-	-	-	90%
0,03	0,02	-	-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00
88%	88%	-	-	93%	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,07	0,05	-	-	0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-
94%	94%	-	_	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,14	0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela D.5 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 5° série.

Р	18		P19			-			P20			P21	
D1	D2	D1	D2	D3	-	-	-	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	-	-	-	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
98%	93%	96%	89%	96%	-	-	-	80%	80%	80%	76%	91%	76%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-	90%	-	96%	-	-	-	-	-	-	-	91%	-	91%
-	0,01	-	0,02	-	-	-	-	-	-	-	0,01	-	0,02
-	98%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
_	0,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela D.6 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 6° série.

	-		P22			P23			P24			P25	
-	-	D1	D2	D3									
-	-	(mm)											
-	-	97%	97%	27%	91%	91%	91%	97%	97%	82%	90%	90%	90%
-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-	-	-	-	97%	-	-	-	-	-	90%	-	-	_
-	-	-	-	0,01	-	-	-	-	-	0,02	-	-	_
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	97%	-	-	_
-	-	-	-	-	-	_	-	-	-	0,07	-	-	-

P	26		P27			P28			P29			P30	
D1	D2	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
77%	77%	79%	89%	84%	49%	92%	49%	73%	73%	24%	0%	36%	89%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
87%	87%	89%	94%	94%	86%	-	67%	80%	80%	32%	27%	80%	-
0,01	0,01	0,01	0,03	0,01	-0,01	-	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	-
92%	92%	94%	-	-	92%	-	80%	88%	88%	48%	54%	89%	-
0,02	0,02	0,03	-	-	0,00	-	0,02	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02	-
-	-	-	-	-	-	-	86%	97%	97%	65%	80%	-	-
-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,06	0,06	0,03	0,03	-	-
-	-	-	-	-	-	-	92%	-	-	73%	89%	-	-
-	-	-	-	-	-	-	0,05	-	-	0,04	0,05	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	80%	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,05	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	88%	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,06	_	-	_
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	97%	_	-	_
-	-	_	-	-	-	_	-	-	-	0,07	_	-	_

Tabela D.7 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 7° série.

Tabela D.8 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 8° série.

-	-		P31			P32			P33			P34	
-	-	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
-	-	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)								
-	-	81%	89%	89%	98%	98%	98%	97%	97%	18%	88%	88%	75%
-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-	-	89%	-	-	-	-	-	-	-	53%	-	-	88%
-	-	0,01	-	-	-	-	-	-	-	-0,01	-	-	0,01
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	97%	-	-	-
-	-	-	-	-	_	-	-	_	-	-0,02	-	-	-

P.	35	P36 - A		P37 - A				P38		P39			
D1	D2	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
29%	22%	29%	48%	92%	42%	84%	8%	16%	97%	40%	17%	23%	74%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
39%	39%	48%	63%	96%	84%	88%	57%	93%	-	77%	23%	28%	97%
0,01	0,02	0,01	-0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	-	0,01	0,01	0,01	0,01
55%	51%	63%	85%	-	88%	95%	88%	97%	-	85%	28%	80%	-
0,02	0,03	0,00	0,00	-	0,02	0,02	0,02	0,05	-	0,02	0,02	0,00	-
80%	67%	85%	88%	-	91%	99%	91%	-	-	89%	57%	85%	-
0,03	0,04	0,01	0,02	-	0,03	0,05	0,03	-	-	0,03	0,01	0,01	-
87%	71%	88%	92%	-	95%	-	95%	-	-	97%	85%	91%	-
0,04	0,05	0,02	0,04	-	0,04	-	0,02	-	-	0,04	0,02	0,00	-
90%	77%	92%	96%	-	99%	-	99%	-	-	-	91%	97%	-
0,06	0,04	0,03	0,08	-	0,08	-	0,06	-	-	-	0,03	0,02	-
93%	80%	96%	-	-	-	-	-	-	-	-	97%	-	-
0,08	0,05	0,08	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	-	-
96%	83%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,12	0,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	87%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	90%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	93%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	96%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela D.9 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 9° série.

Tabela D.10 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 10° série.

P4	40		P41			P42 - A			P43 - A			P44 - A	
D1	D2	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
19%	49%	12%	29%	73%	95%	52%	52%	5%	5%	79%	91%	91%	84%
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
61%	73%	15%	35%	97%	-	95%	90%	10%	10%	84%	-	-	91%
-0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	-	0,01	0,01	-0,01	-0,01	0,01	-	-	0,01
85%	80%	29%	47%	-	-	-	95%	94%	94%	89%	-	-	_
0,00	0,02	0,00	0,00	-	-	-	0,02	0,00	0,00	0,02	-	-	_
93%	85%	73%	64%	-	-	-	-	-	-	94%	-	-	_
0,01	0,03	-0,01	-0,01	-	-	-	-	-	-	0,06	-	-	_
95%	93%	82%	88%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
0,08	0,04	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	95%	88%	91%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	0,12	0,01	0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
-	-	91%	94%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
-	-	0,02	0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
-	-	94%	97%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
-	-	0,03	0,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
-	-	97%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
_	-	0,06	-	_	-	_	_	_	-	-	-	-	_
P.	45	1	P46		1	P47		1	P48			P49	
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	------	------	------
D1	D2	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
34%	32%	83%	66%	98%	87%	26%	81%	10%	87%	10%	94%	74%	90%
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
53%	55%	88%	83%	-	90%	74%	90%	42%	90%	83%	-	94%	94%
0.01	0.01	0.01	0.01	-	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	-0.01	-	0.01	0.01
62%	67%	91%	88%	-	93%	87%	93%	80%	94%	87%	-	-	-
0.02	0.02	0.02	0.02	_	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02	0.00	-	-	-
67%	74%	93%	91%	-	97%	90%	97%	87%	97%	90%	-	-	-
0.03	0.03	0.04	0.03	-	0.04	0.03	0.04	0.03	0.04	0.01	-	_	_
74%	76%	96%	93%	-	-	93%	-	90%	-	94%	-	-	-
0,04	0,04	0,05	0,05	-	-	0,04	-	0,04	-	0,02	-	-	-
76%	78%	98%	96%	-	-	97%	-	94%	-	97%	-	-	-
0,05	0,05	0,11	0,07	-	-	0,06	-	0,05	-	0,06	-	-	-
80%	80%	-	98%	-	-	-	-	97%	-	-	-	-	-
0,06	0,06	-	0,11	-	-	-	-	0,08	-	-	-	-	-
83%	83%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,07	0,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
85%	85%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,09	0,09	-	-	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
87%	87%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,10	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
90%	90%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,11	0,11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
92%	92%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,13	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
94%	94%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,18	0,17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
97%	97%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,23	0,21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela D.11 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 11° série

	-		P50			P51			P52			P53	
-	-	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3	D1	D2	D3
-	-	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
-	-	18%	18%	92%	95%	95%	95%	-	-	-	98%	98%	71%
-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-	0,00	0,00	0,00
-	-	21%	21%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	82%
-	-	-0,02	-0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01
-	-	25%	25%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	93%
-	-	0,01	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,02
-	-	39%	32%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	98%
-	-	-0,02	-0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03
-	-	43%	43%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,03	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	i
-	-	46%	46%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	i
-	-	-0,04	-0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	50%	50%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,07	-0,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	53%	53%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,06	-0,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	60%	60%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,08	-0,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	64%	64%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,06	-0,06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	68%	71%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,05	-0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	71%	75%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,04	-0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	75%	82%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,03	-0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	78%	85%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,02	-0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	82%	92%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,01	-0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	89%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	92%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-0,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela D.12 – Deslocamentos verticais e horizontais no concreto para a 12° série.

ANEXO E

DESLOCAMENTO VERTICAL NO PINO

		1° S	érie				2° Série	;			3° Série	;
F (kN)	P01	P02	P03	P04	P05	P06	P07	P08	P09	P10	P11	P12
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	0,00	0,01	0,00	-0,02	0,03	0,02	0,04	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
4,0	0,00	0,04	0,00	-0,03	0,05	0,05	0,07	-0,01	0,02	0,02	0,01	0,04
6,0	0,00	0,06	0,01	-0,06	0,05	0,06	0,11	-0,01	0,04	0,06	0,02	0,09
8,0	0,00	0,08	0,03	-0,07	0,09	0,10	0,13	0,00	0,06	0,09	0,03	0,11
10,0	0,00	0,11	0,04	-0,03	0,11	0,13	0,15	0,01	0,08	0,12	0,05	0,15
12,0	0,00	0,15	0,05	0,00	0,11	0,16	0,17	0,03	0,10	0,15	0,08	0,20
14,0	0,00	0,18	0,07	0,01	0,13	0,16	0,20	0,06	0,14	0,19	0,10	-
16,0	0,00	0,24	0,09	1	0,15	0,18	0,21	0,07	0,20	0,22	0,12	1
18,0	0,02	0,29	0,11	-	0,18	0,21	0,27	0,09	-	0,27	0,15	-
20,0	0,04	0,39	0,13	-	0,19	0,24	0,39	0,11	-	0,43	-	-
22,0	0,06	-	-	-	0,21	0,27	1	0,14	-	-	-	-
24,0	0,08	-	-	-	0,23	0,33	1	1	-	-	-	-
26,0	0,12	-	-	-	0,26	0,38	-	1	-	-	-	-
28,0	0,43	-	-	-	0,30	-	-	-	-	-	-	-
30,0	-	-	-	-	0,35	-	-	-	-	-	-	-
32,0	-	-	-	-	0,47	-	-	-	-	-	-	-

Tabela E.1 – Deslocamentos verticais no pino para a 1°, 2° e 3° séries.

Tabela E.2 – Deslocamentos verticais no pino para a 4° e 5° séries.

			4° Série	;			5° S	érie	
F (kN)	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	0,00	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,01	0,03	0,00	0,00
4,0	0,00	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,10	0,08	0,01	0,01
6,0	0,01	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,16	0,11	0,03	0,03
8,0	0,02	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,24	0,12	0,04	0,05
10,0	0,03	-0,02	-0,02	0,00	0,01	0,30	0,14	0,06	0,06
12,0	0,05	-0,02	-0,02	0,01	0,01	0,38	0,15	-	0,10
14,0	0,06	-0,02	-0,01	0,04	0,02	0,44	0,17	-	-
16,0	0,07	-0,02	0,00	0,05	0,03	0,49	0,19	-	-
18,0	0,09	-0,02	0,01	0,08	0,06	0,55	0,22	-	-
20,0	0,11	-0,02	0,01	0,10	-	0,61	0,25	-	-
22,0	0,13	-0,03	0,03	0,13	-	0,70	0,29	-	-
24,0	0,14	-0,02	0,05	-	-	0,71	0,34	-	-
26,0	0,17	-0,01	0,07	-	-	0,80	0,41	-	-
28,0	0,21	0,01	-	-	-	-	0,47	-	-
30,0	0,28	0,06	-	-	-	-	0,55	-	-
32,0	0,43	-	-	-	-	-	-	-	-

		6° S	série				7° Série	•			8° S	érie	
F (kN)	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32	P33	P34
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01
4,0	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,01	0,00	0,05	0,02	0,02	0,01	0,06	-0,02
6,0	0,00	0,03	0,04	0,03	0,00	0,02	0,01	0,10	0,03	0,04	0,04	0,05	-0,05
8,0	0,00	0,05	0,05	0,06	0,01	0,03	0,02	0,15	0,06	0,06	0,06	0,13	-0,03
10,0	-0,01	0,06	0,05	0,09	0,01	0,04	0,03	0,19	0,07	0,08	0,08	0,19	-0,01
12,0	0,00	0,08	0,08	0,11	0,01	0,04	0,04	0,18	0,05	0,11	0,10	0,29	0,02
14,0	0,03	0,10	0,09	0,15	0,02	0,05	0,04	0,21	0,05	0,13	0,12	0,37	0,07
16,0	0,04	0,11	0,10	0,18	0,08	0,06	0,07	0,23	0,06	0,17	0,15	0,38	-
18,0	0,06	0,14	0,12	0,21	0,20	0,08	0,06	0,25	0,07	0,21	0,16	0,35	-
20,0	0,07	0,15	0,14	0,25	0,27	0,09	0,07	0,27	0,11	0,25	0,17	0,33	-
22,0	0,08	0,16	0,18	-	0,39	0,10	0,09	0,39	-	0,31	0,18	0,33	-
24,0	0,10	0,17	0,21	-	0,44	0,11	0,11	0,43	-	-	-	-	-
26,0	0,11	0,18	0,29	-	0,51	0,13	0,14	-	-	-	1	-	1
28,0	0,11	0,20	-	-	0,58	0,14	0,17	-	-	-	-	-	-
30,0	0,12	0,22	-	-	0,64	0,16	0,21	-	-	-	-	-	-
32,0	0,13	-	-	-	0,69	0,18	-	-	-	-	-	-	-
34,0	0,15	-	-	-	0,73	0,19	-	-	-	-	-	-	-
36,0	0,21	-	-	-	0,80	0,21	-	-	-	-	-	-	-
38,0	-	-	-	-	-	0,30	-	-	-	-	-	-	-

Tabela E.3 – Deslocamentos verticais no pino para a 6°, 7° e 8° séries.

			9° Série	•			1	10° Série 41 P42 P43		
F (kN)	P35	P36	P37	P38	P39	P40	P41	P42	P43	P44
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	0,00	0,00	0,02	0,00	0,01	0,02	0,00	0,00	0,00	0,02
5,0	0,00	0,00	0,04	0,01	0,03	0,06	0,00	0,00	0,03	0,10
7,5	0,01	-0,04	0,09	0,01	0,03	0,09	-0,05	0,01	0,06	0,14
10,0	0,02	-0,03	0,10	0,02	0,03	0,10	-0,05	0,02	0,10	0,16
12,5	0,03	-0,01	0,15	0,03	0,00	0,10	0,02	0,03	0,13	0,18
15,0	0,04	0,02	0,21	0,04	-0,03	0,09	0,03	0,06	0,15	0,20
17,5	0,06	0,09	0,23	0,05	-0,05	0,09	0,00	0,08	0,19	0,21
20,0	0,09	0,10	0,26	0,06	-0,05	0,10	0,04	0,09	0,24	0,22
22,5	0,10	0,12	0,30	0,07	-0,06	0,11	0,05	0,12	0,26	0,26
25,0	0,13	0,16	0,32	0,09	-0,09	0,14	0,05	0,13	0,30	0,28
27,5	0,16	0,17	0,36	0,11	-0,10	0,16	0,11	0,14	0,32	0,32
30,0	0,18	0,18	0,45	0,13	-0,12	0,17	0,16	0,17	0,34	0,36
32,5	0,21	0,21	0,46	0,15	-0,12	0,19	0,17	0,18	0,37	0,39
35,0	0,24	0,26	0,48	0,18	-0,13	0,21	0,19	0,21	0,39	-
37,5	0,25	0,31	0,51	0,19	-0,11	0,23	0,21	0,25	0,42	-
40,0	0,26	0,35	0,57	0,21	-0,08	0,24	0,22	0,28	0,46	-
42,5	0,28	0,42	0,59	0,23	0,00	0,26	0,23	0,33	0,48	-
45,0	0,31	0,47	0,63	0,25	-	0,27	0,24	0,39	0,52	-
47,5	0,33	0,50	0,67	0,27	-	0,29	0,26	0,45	0,58	-
50,0	0,37	0,56	0,70	0,29	-	0,30	0,26	0,52	-	-
52,5	0,38	0,60	0,72	0,32	-	0,32	0,26	-	-	-
55,0	0,41	0,67	0,74	0,35	-	0,34	0,26	-	-	-
57,5	0,43	0,68	0,77	0,39	-	0,36	0,26	-	-	-
60,0	0,66	0,72	0,81	0,45	-	0,38	0,26	-	-	-
62,5	0,85	0,74	0,85	-	-	0,41	0,29	-	-	-
65,0	0,92	0,78	0,95	-	-	0,42	0,31	-	-	-
67,5	1,02	-	-	-	-	0,43	0,33	-	-	-
70,0	1,12	-	-	-	-	0,45	0,37	-	-	-
72,5	1,21	-	-	-	-	0,47	0,40	-	-	-
75,0	1,33	-	-	-	-	0,49	0,43	-	-	-
77,5	-	-	-	-	-	0,52	0,47	-	-	-
80,0	-	-	-	-	-	0,55	0,50	-	-	-
82,5	-	-	-	-	-	0,57	0,58	-	-	-
85,0	-	-	-	-	-	0,60	-	-	-	-
87,5	-	-	-	-	-	0,62	-	-	-	-
90,0	-	-	-	-	-	0,70	-	-	-	-
92,5	-	-	-	-	-	0,78	-	-	-	-
95,0	-	-	-	-	-	1,00	-	-	-	-
97,5	-	-	-	-	-	1,60	-	-	-	-

Tabela E.4 – Deslocamentos verticais no pino para a 9° e 10° séries.

		1	1º Séri	e			12° 9	Série	
F(kN)	P45	P46	P47	D P 4 8	P49	P50	P51	P52	P53
1 (KI)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.00	-	0.00
2.5	0,00	0,00	0,00	-0.01	-0.11	-	0.02	_	0,00
5.0	0.03	0,00	0,00	-0.01	-0.12	-	0.06	-	0.03
7.5	0,05	0,00	0.02	-0,01	-0.14	-	0,00	_	0.06
10.0	0.09	0.00	0.03	-0.01	-0.14	-	0.11	-	0.08
12.5	0.09	0.06	0.03	-0.01	-0.14	-	0.14	_	0.11
15.0	0.11	0.27	0.04	0.00	-0.15	-	0.18	-	0.15
17.5	0.14	0.35	0.06	0,00	-0.13	-	0.21	-	0.17
20.0	0.16	0.43	0.06	0.01	-0.10	-	0.24	_	0.20
20,0 22.5	0.18	0.45	0.07	0.01	-0.03	-	0.27	_	0.23
25.0	0.19	0.43	0.08	0.03	0.00	-	0.30	_	0.26
23,0	0.21	0.41	0.10	0.06	0.03	-	0.34	_	0.29
30.0	0.22	0.34	0.11	0.07	0.05	-	0.37	_	0.31
32.5	0.22	0.24	0.12	0,07	0.05	-	0.41	_	0.34
35.0	0.23	0.15	0.12	0.10	0.06	-	0.45	-	0.38
37.5	0.26	0.16	0.15	0.11	0.05	-	0.49	_	0.40
40.0	0.27	0.17	0.19	0.13	0.04	-	0.53	_	0.43
42.5	0.29	0.19	0.21	0.14	0.03	-	0,55	-	0.47
45.0	0.31	0.20	0.23	0.16	0.03	-	0.60	_	0.53
47.5	0.31	0.21	0.26	0.18	0.05	-	0.63	_	-
50.0	0.31	0.23	0.28	0.22	0.08	-	0.66	-	-
52.5	0.33	0.24	0.31	0.26	0.11	-	0.70	-	-
55.0	0.34	0.26	0.33	0.29	0.13	-	0.74	-	-
57.5	0.35	0.28	0.36	0.31	0,15	-	0.78	-	-
60.0	0.37	0.30	0.40	0.38	-	-	0.82	-	-
62.5	0.39	0.32	0.43	0.41	-	-	0.86	-	-
65,0	0,41	0,34	0,46	0,45	-	-	0,92	-	-
67,5	0,42	0,36	0,49	0,51	-	-	0,98	-	-
70,0	0,44	0,39	0,52	0,60	-	-	-	-	-
72,5	0,46	0,41	0,57	-	-	-	-	-	-
75,0	0,48	0,42	0,63	-	-	-	-	-	-
77,5	0,50	0,44	-	-	-	-	-	-	-
80,0	0,53	0,47	-	-	-	-	-	-	-
82,5	0,55	0,49	-	-	-	-	-	-	-
85,0	0,58	0,54	-	-	-	-	-	-	-
87,5	0,61	0,56	-	-	-	-	-	-	-
90,0	0,65	0,60	-	-	-	-	-	-	-
92,5	0,69	0,66	-	-	-	-	-	-	-
95,0	0,72	0,73	-	-	-	-	-	-	-
97,5	0,79	0,86	-	-	-	-	-	-	-
100,0	0,83	-	-	-	-	-	-	-	-
102,5	0,83	-	-	-	-	-	-	-	-
105,0	0,91	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela E.5 – Deslocamentos verticais no pino para a 11° e 12° séries.

ANEXO F

SUPERFÍCIE DE RUPTURA

DADOS DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA



Figura F.1 – Desenho dos pontos em que foi medida a superfície de ruptura.

	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	10	13	14	11	19	18	14	18	20	17	17	17
D01	125	15	27	29	34	30	31	-	27	25	14	21	24
PUI	175	12	31	37	38	38	-	-	-	-	13	28	22
	225	26	28	43	-	45	-	-	-	-	-	-	27
	275	27	34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	38	43	-	-	-	-	1	-	-	-	1	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P02	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
102	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			_										
	Raio	A	В	C	D	E	F	G	Н	I	J	L	M
	Raio 25	A -13	B -13	-13	D -13	E -13	F -13	G -13	Н -13	I -13	J -13	L -13	M -13
	Raio 25 75	A -13 -7	B -13 1	C -13 8	D -13 9	E -13 -	F -13 -	G -13 -	H -13 -	I -13 -	J -13 -	L -13 -	M -13 -
Ρ03Δ	Raio 25 75 125	A -13 -7 -2	B -13 1 11	C -13 8 24	D -13 9 28	E -13 -	F -13 -	G -13 -	H -13 -	I -13 -	J -13 -	L -13 -	M -13 -
P03A	Raio 25 75 125 175	A -13 -7 -2 8	B -13 1 11 13	C -13 8 24 37	D -13 9 28 42	E -13 - -	F -13 - -	G -13 - -	H -13 - -	I -13 - -	J -13 - -	L -13 - -	M -13 - -
P03A	Raio 25 75 125 175 225	A -13 -7 -2 8 13	B -13 1 11 13 18	C -13 8 24 37 43	D -13 9 28 42 -	E -13 - - -	F -13 - - -	G -13 - - -	H -13 - - -	I -13 - - -	J -13 - - -	L -13 - - -	M -13 - - -
P03A	Raio 25 75 125 175 225 275	A -13 -7 -2 8 13 13	B -13 1 11 13 18 22	C -13 8 24 37 43 -	D -13 9 28 42 -	E -13 - - - - -	F -13 - - - - -	G -13 - - - - -	H -13 - - - -	I -13 - - - - -	J -13 - - - - -	L -13 - - - - -	M -13 - - - - -
P03A	Raio 25 75 125 175 225 275 325	A -13 -7 -2 8 13 13 14	B -13 1 11 13 18 22 35	C -13 8 24 37 43 -	D -13 9 28 42 - - -	E -13 - - - - - -	F -13 - - - - - -	G -13 - - - - - -	H -13 - - - - - -	I -13 - - - - - -	J -13 - - - - - -	L -13 - - - - - -	M -13 - - - - -
P03A	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio	A -13 -7 -2 8 13 13 14 A	B -13 1 11 13 18 22 35 B	C -13 8 24 37 43 - - C	D -13 9 28 42 - - - D	E -13 - - - - E	F -13 - - - - - F	G -13 - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - H	I -13 - - - - - I	J -13 - - - - - J	L -13 - - - - - - L	M -13 - - - - - M
P03A	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25	A -13 -7 -2 8 13 13 13 14 A -13	B -13 1 11 13 18 22 35 B -13	C -13 8 24 37 43 - - C -13	D -13 9 28 42 - - - D -13	E -13 - - - - - E -13	F -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - - - - H -13	I -13 - - - - - - - I -13	J -13 - - - - - - J -13	L -13 - - - - - - - - L -13	M -13 - - - - - - - M -13
P03A	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75	A -13 -7 -2 8 13 13 13 14 A -13 -7	B -13 1 11 13 18 22 35 B -13 4	C -13 8 24 37 43 - - C -13 20	D -13 9 28 42 - - - D -13 17	E -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	F -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - - - - - H -13 -7	I -13 - - - - - - - - - - - - 1 - 13 -9	J -13 - - - - - - - - - - - - 13 -	L -13 - - - - - - - - - - - 13 -	M -13 - - - - - - - - - M -13 -7
P03A	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75	A -13 -7 -2 8 13 13 14 -13 -7 -3	B -13 1 11 13 18 22 35 B -13 4 9	C -13 8 24 37 43 - - C -13 20 33	D -13 9 28 42 - - - D -13 17 -	E -13 - - - - - - - - - - - - - - - - 28 -	F -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	I -13 - - - - - - - - - - 13 -9 -	J -13 - - - - - - - - - - - 13 - - -	L -13 - - - - - - - - - - - 13 - - -	M -13 - - - - - - - - - 13 -7 - -
P03A P04	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 175	A -13 -7 -2 8 13 13 14 -13 -7 -3 1	B -13 1 11 13 18 22 35 B -13 4 9 15	C -13 8 24 37 43 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	D -13 9 28 42 - - - D -13 17 - -	E -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	F -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	I -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	J -13 - - - - - - - - - - - 13 - - - - -	L -13 - - - - - - - - - - 13 - - - - - -	M -13 - - - - - - - - - - 13 -7 - - - - -
P03A P04	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 75 125 75 125 25 75 125 175 225	A -13 -7 -2 8 13 13 14 -13 -7 -3 1 3	B -13 1 11 13 18 22 35 B -13 4 9 15 40	C -13 8 24 37 43 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	D -13 9 28 42 - - - D -13 17 - - - - - - -	E -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	F -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	I -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	J -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	L -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	M -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -
P03A P04	Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 75 125 75 125 175 225 275	A -13 -7 -2 8 13 13 14 -13 -7 -3 1 3 -7 -3 1 8	B -13 1 11 13 18 22 35 B -13 4 9 15 40 -	C -13 8 24 37 43 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	D -13 9 28 42 - - - - D -13 17 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	E -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	F -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	G -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	H -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	I -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	J -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	L -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -	M -13 - - - - - - - - - - - - - - - - - -

	Raio	A	В	C	D	E	F	G	Н	I	J	L	M
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	11	6	16	24	29	24	24	19	20	18	14	16
D05	125	18	14	20	26	28	29	27	24	35	34	28	34
P05	175	19	21	28	35	33	39	40	22	37	39	28	32
	225	28	24	38	40	42	48	47	38	45	42	35	34
	275	23	28	38	45	43	-	47	48	57	48	40	38
	325	-	36	46	52	49	-	53	51	-	57	-	45
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	30	20	23	22	25	22	15	20	19	20	19	26
D06	125	40	31	33	28	35	25	20	18	18	24	26	35
P00	175	45	42	39	40	45	31	25	16	11	25	29	34
	225	54	-	45	45	-	38	30	19	10	-	-	30
	275	58	-	-	-	-	44	40	35	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	45	38	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	17	17	16	14	37	41	44	33	22	16	17	20
D07	125	33	27	24	31	43	51	-	-	32	-	-	24
P07	175	37	40	46	47	50	-	-	-	-	-	-	-
	225	45	-	-	50	53	-	-	-	-	-	-	-
	275	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	22	23	23	33	46	50	47	48	40	18	23	30
DOOD	125	32	26	33	-	-	-	48	-	-	-	-	-
PU8D	175	38	31	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	41	41	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	45	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	17	13	20	23	31	28	15	25	-	-	-	-
DUUD	125	27	30	34	37	40	40	31	34	-	-	-	-
L02D	175	41	38	40	-	-	44	36	41	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	_	-	_	_	_	-	-	_	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela F.2 – Dados da superfície de ruptura da 2° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	A	В	C	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	18	9	12	11	18	17	9	15	15	20	14	22
D10	125	27	18	24	31	29	26	16	20	25	31	28	34
P10	175	35	23	26	38	35	43	24	26	36	31	31	41
	225	33	25	39	-	-	-	35	33	31	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	36	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	43	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	12	14	16	13	22	27	22	18	16	11	17	17
D11	125	23	20	25	28	37	31	25	25	23	-	-	21
PII	175	29	32	37	43	43	45	33	29	-	-	-	-
	225	32	34	43	-	-	-	46	33	-	-	-	-
	275	33	42	-	-	-	-	-	38	-	-	-	-
	325	37	45	-	-	-	-	-	46	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	8	4	6	8	20	23	13	17	-	-	-	-
D12	125	11	10	21	32	33	32	21	23	-	-	-	-
112	175	10	18	-	-	-	42	34	31	-	-	-	-
	225	21	28	-	-	-	-	42	43	-	-	-	-
	275	26	33	-	-	-	-	44	44	-	-	-	-
	325	34	-	-	-	-	-	-	45	-	-	-	-

Tabela F.3 – Dados da superfície de ruptura da 3° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	A	В	C	D	E	F	G	Н	I	J	L	M
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	11	19	14	8	20	19	18	20	16	10	-4	4
D12	125	14	15	18	23	18	30	27	33	29	13	15	14
P15	175	18	17	28	31	29	33	33	44	34	18	24	16
	225	29	20	28	39	33	41	43	-	39	27	31	25
	275	-	31	34	40	43	43	44	-	-	33	28	-
	325	-	-	38	48	47	-	-	-	-	-	24	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	11	7	7	1	7	11	6	14	9	16	16	12
D14	125	21	20	17	7	16	17	23	21	20	26	26	21
1 14	175	-	30	25	16	20	25	25	17	20	29	31	32
	225	-	-	40	23	32	33	29	20	22	-	-	41
	275	-	-	42	40	45	40	35	26	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	36	31	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-13	-13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	7	7	18	16	12	13	10	8	2	-7	10	20
P15A	125	16	20	26	31	24	21	23	17	-8	-	-	27
1 1 5 1 1	175	25	24	41	44	34	31	29	13	-	-	-	-
	225	24	42	51	-	-	39	22	19	-	-	-	-
	275	36	44	-	-	-	-	34	22	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	27	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	M
	25	-13	-13	-13	0	0	0	0	0	0	0	0	-13
	75	-12	-3	1	-1	20	21	17	10	-1	-	-	-12
P16	125	-4	9	11	14	36	29	25	11	-	-	-	-
110	175	2	19	31	36	41	-	29	24	-	-	-	-
	225	8	20	41	40	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	13	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	20	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	A	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	M
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	-7	17	16	19	4	3	-8	-12	-	-	-	-
P17	125	9	24	26	25	14	6	-6	-6	-	-	-	-
	175	11	29	48	41	33	19	2	5	-	-	-	-
	225	21	43	-	-	-	34	4	6	-	-	-	-
	275	26	45	-	-	-	-	11	15	-	-	-	-
	325	35	-	-	-	-	-	18	21	-	-	-	-

Tabela F.4 – Dados da superfície de ruptura da 4° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	А	В	С	D	E	F	G	Н	I	I	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	15	12	17	15	24	21	16	16	32	29	27	24
	125	25	22	22	25	33	40	28	29	38	44	40	34
P18	175	36	26	30	28	36	44	31	32	45	_	43	43
	225	34	29	34	30	35	50	35	33	49	-	48	46
	275	36	32	31	39	43	51	35	32	52	-	-	49
	325	40	38	39	50	50	-	35	33	48	-	-	-
	Raio	А	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P19	75	9	10	13	9	11	23	19	18	24	12	11	15
	125	14	15	21	21	29	29	31	29	28	17	15	17
P19	175	27	28	28	24	34	39	40	44	35	22	13	13
	225	35	41	35	34	39	41	45	48	-	-	-	11
	275	43	-	47	-	-	-	-	52	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	А	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P18 P19 P20 P21	75	13	12	18	18	18	21	13	8	-2	-	-	15
D20	125	22	20	23	30	33	38	25	11	-	-	-	-
120	175	28	29	39	42	46	-	41	16	-	-	-	-
	225	36	40	-	-	-	-	-	29	-	-	-	-
	275	37	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	42	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	А	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	13	10	15	16	15	17	15	0	-	-	-	-
P21	125	24	26	38	38	36	32	17	6	-	-	-	-
121	175	25	43	-	-	-	-	25	15	-	-	-	-
P19 P20 P21	225	34	-	-	-	-	-	37	25	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	46	26	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela F.5 – Dados da superfície de ruptura da 5° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	А	В	С	D	E	F	G	Н	I	I	L	М
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	7	18	22	12	14	14	8	-1	-6	-6	-7	3
	125	21	28	31	20	25	18	16	8	-3	-8	-2	10
P22	175	33	38	40	34	-	39	-	9	-4	-21	-4	3
	225	39	44	47	_	-	-	-	17	-8	-	_	-2
	275	38	44	_	_	-	_	_	29	_	_	_	-5
P22 P23 P24 P25	325	46	49	-	-	-	-	-	34	-	-	-	-
	Raio	А	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
P23	75	-5	1	0	3	14	13	5	10	2	-4	-12	-8
D 22	125	6	10	14	14	32	25	18	12	12	0	-6	-7
P23	175	4	16	26	27	42	39	27	28	-	-	-	-11
	225	1	20	32	40	47	-	31	-	-	-	-	-
	275	11	23	43	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
P23	75	-8	1	2	2	7	2	-4	-23	-22	-21	-22	-19
D24	125	-2	8	20	18	18	6	5	-17	-	-	-	-
124	175	10	16	33	37	28	16	11	-16	-	-	-	-
	225	-	-	41	47	-	31	9	-14	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	43	8	-12	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	12	-9	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	-18	-7	4	2	10	11	3	-6	-	-	-	-
P25	125	-17	1	12	18	30	24	13	0	-	-	-	-
1 25	175	-7	8	24	44	43	39	21	4	-	-	-	-
P23 P24 P25	225	-10	13	-	-	-	-	27	9	-	-	-	-
	275	0	26	-	-	-	-	35	22	-	-	-	-
	325	5	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela F.6 – Dados da superfície de ruptura da 6° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	A	В	C	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	M
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	-7	0	3	1	4	4	4	9	6	1	-5	-6
D26	125	-5	1	14	19	19	21	-	-	8	2	4	0
P26 P27 P28 P29	175	14	10	20	32	34	53	-	-	-	-1	9	5
	225	13	15	22	35	35	-	-	-	-	-	-	I
	275	16	24	34	42	34	-	-	-	-	-	-	-
P26 P27 P28 P29 P30A	325	25	34	43	47	35	-	-	-	-	-	-	I
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	-13	-13	0	0	0	0	0
Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 75 125 75 125 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 175 325 Raio 25 75 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 175 325 Raio	75	10	6	9	19	13	5	-3	-6	-7	-1	6	8
	12	19	17	25	31	20	4	-2	-12	2	11	16	
	175	-	-	31	35	34	24	9	6	-15	-	-	-
	225	-	-	-	39	46	36	18	18	-7	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	44	19	23	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	38	24	-	-	1	I
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
P26 P27 P28 P29 P30A	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	-1	2	4	3	5	3	1	0	-6	-9	-7	-10
	125	2	15	21	26	19	22	21	6	-9	-13	-10	-1
	175	6	22	37	48	43	32	20	3	-10	-	-	-
	225	12	25	53	-	-	-	29	12	-	-	-	-
	275	17	29	-	-	-	-	28	21	-	-	-	I
	325	19	40	-	-	-	-	38	19	-	-	-	I
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	-15	0	8	13	13	7	0	-25	-24	-21	-22	-17
P 20	125	-24	9	18	30	30	16	1	-19	-	-	-	-
129	175	-22	-3	34	45	45	29	7	-17	-	-	-	-
	225	-8	2	36	-	-	48	11	-10	-	-	-	-
	275	-15	-4	41	-	-	-	4	-1	-	-	-	-
	325	-27	-7	-	-	-	-	-	6	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13	-13
	75	-8	0	10	7	17	11	4	-19	-	-	-	I
P30A	125	-3	12	22	33	38	28	3	-14	-	-	-	-
1 30A	175	7	23	36	-	-	38	9	-2	-	-	-	-
P26 P27 P28 P29 P30A	225	16	28	-	-	-	-	16	9	-	-	-	-
	275	23	40	-	-	-	-	33	15	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	23	-	-	-	-

Tabela F.7 – Dados da superfície de ruptura da 7° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Raio 25 25 75 125 175 125 175 225 275 325 Raio 25 75 125 175 325 75 125 175 225 275 325 75 125 175 225 275 325 75 125 175 225 275 325 75 125 175 225 275 325 75 125 175 225 275 325 75 150 100 125 150 175 150 175 175	24	19	20	22	21	22	17	10	8	10	18	20	
D21	125	32	29	31	24	26	34	24	20	25	18	21	30
P31	175	-	-	35	34	34	38	30	26	25	26	25	-
	225	-	-	-	39	42	40	37	27	26	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	34	26	-	-	-	-
P31 P32 P32 P32	325	-	-	-	-	-	-	44	40	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P32	75	4	7	12	15	18	20	8	14	16	15	2	15
	125	17	24	25	23	28	29	25	24	14	-	-	11
	175	21	28	39	35	37	36	27	29	-	-	-	-
	225	22	27	43	-	-	43	30	42	-	-	-	-
	275	28	40	-	-	-	-	36	39	-	-	-	-
	325	37	43	-	-	-	-	39	43	-	-	-	-
	Raio	А	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P31	75	14	24	40	39	27	18	17	11	7	6	10	8
D22	125	28	34	-	47	37	39	27	18	-	-	-	-
F 32	175	32	42	-	-	41	40	22	27	-	-	-	-
	225	34	-	-	-	-	45	24	29	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	41	35	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	50	4	6	16	16	19	17	16	13	-	-	-	-
P3/	75	15	25	30	35	39	34	22	19	-	-	-	-
134	100	26	29	-	-	-	-	23	41	-	-	-	-
P32	125	22	32	-	-	-	-	25	47	-	-	-	-
	150	27	36	-	-	-	-	34	48	-	-	-	-
	175	32	46	-	-	-	-	37	54	-	-	-	-

Tabela F.8 – Dados da superfície de ruptura da 8° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	A	В	C	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	M
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	29	34	39	52	57	51	35	32	33	37	34	33
P35 P36A P37A P38 P39	125	58	55	37	62	74	60	53	53	56	55	54	54
	175	64	65	49	73	84	69	64	60	70	60	62	67
	225	69	80	55	86	90	74	61	55	77	62	69	71
	275	64	-	67	94	95	80	74	69	78	67	66	59
P35 P36A P37A P378 P38 P38	325	99	-	88	-	-	-	-	-	90	94	99	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P36A P37A	75	33	32	33	34	34	41	45	44	36	26	22	28
D26A	125	$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	48										
P30A	175	81	76	61	70	82	68	80	74	55	22	19	42
	225	78	-	89	-	-	90	84	89	44	-	-	25
	275	87	-	-	-	-	-	96	-	-	-	-	-
	325	98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P37A -	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	-	-	-	-	-	0	0
	75	15	17	7	10	19	-	-	-	-	-	16	19
D20	125	16	32	24	35	35	-	-	-	-	-	-	-
F 30	175	29	42	57	54	63	-	-	-	-	-	-	-
	225	51	49	107	88	77	-	-	-	-	-	-	-
	275	56	71	-	-	96	-	-	-	-	-	-	-
	325	66	92	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25		0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	0
	75	19	31	35	37	30	27	17	3	-10	-	-	14
D 20	125	44	50	68	89	57	50	27	14	-	_	-	_
1 39	175	51	55	91	-	-	77	34	28	-	-	-	-
P36A P37A P38 P38	225	54	63	-	-	-	-	47	42	-	_	-	-
	275	61	78	_	-	_	-	51	45	-	_	-	_
	325	80	80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela F.9 – Dados da superfície de ruptura da 9° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D40	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P40	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Η	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	30	34	23	20	20	26	27	26	42	27	30	29
D41	125	52	55	40	43	39	51	55	59	47	41	47	52
Г41	175	72	68	54	47	49	58	76	82	60	40	52	57
	225	77	81	86	72	66	69	85	92	53	-	-	-
	275	73	87	-	92	96	81	95	103	-	-	-	-
	325	96	94	-	-	-	83	1	102	-	-	1	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
P42A	75	23	34	41	37	35	41	47	34	28	26	25	22
	125	42	60	64	61	58	69	60	55	36	-	-	25
	175	54	68	76	70	71	79	59	66	-	-	-	-
	225	56	72	79	80	85	-	64	52	-	-	-	-
	275	58	76	-	-	-	-	79	75	-	-	-	-
	325	70	84	-	-	-	-	87	80	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-
	75	27	29	24	29	29	27	27	31	66	-	-	-
P43A	125	38	49	49	54	49	59	43	29	-	-	-	-
1 457	175	45	54	74	76	71	82	55	39	-	-	-	-
	225	43	51	-	-	-	-	60	45	-	-	-	-
	275	37	41	-	-	-	-	63	56	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	70	59	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	M
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-
	75	17	42	42	51	43	35	20	-3	-		-	-
P44 A	125	23	37	71	80	80	58	25	15	-	-	-	-
1 77/1	175	28	57	-	-	-	-	44	23	-	-	-	-
	225	64	64	-	-	-	-	53	47	-	-	-	-
	275	68	72	-	-	-	-	-	57	-	-	-	-
	325	80	92	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela F.10 – Dados da superfície de ruptura da 10° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D45	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P43	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	18	24	22	24	18	19	18	34	18	-1	-1	15
P/6	125	47	52	46	33	52	32	42	49	18	12	5	20
140	175	60	72	66	46	64	57	47	58	17	11	7	27
	225	70	78	73	-	74	69	62	-	12	-	-	25
	275	80	83	97	-	-	-	67	-	-	-	-	-
	325	91	103	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P47	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.17	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	A	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	M
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	75	10	44	62	60	69	56	35	21	10	1	2	0
P48	125	42	69	75	-	-	76	59	38	13	-	-	15
	175	52	79	-	-	-	-	59	33	-	-	-	-
	225	71	83	-	-	-	-	57	38	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	69	55	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	72	-	-	-	-
	Raio	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	L	M
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-
	75	0	24	60	51	50	55	45	20	-	-	-	-
P49	125	14	46	83	92	80	86	56	42	-	-	-	-
	175	34	62	-	-	-	-	64	55	-	-	-	-
	225	56	65	-	-	-	-	84	73	-	-	-	-
	275	71	85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
_	325	91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela F.11 – Dados da superfície de ruptura da 11° série de pinos (Medidas em mm).

	Raio	A	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D50	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P30	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	L	Μ
	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
D51	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
F 31	175	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	225	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	275	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	325	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Raio	Α	В	С	D	E	F	G	Н	Ι	J	L	М
	25	0	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-	-
	75	41	47	38	39	30	35	25	12	-	-	-	-
P53	125	61	67	72	72	60	65	50	27	-	-	-	-
1 55	175	73	77	92	-	-	95	55	54	-	-	-	-
	225	87	87	-	-	-	-	70	62	-	-	-	-
	275	93	95	-	-	-	-	80	76	-	-	-	-
	325	-	104	-	-	-	- 1	90	92	-	-	-	-

Tabela F.12 – Dados da superfície de ruptura da 12° série de pinos (Medidas em mm).

PERFIL DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA





R (mm)

R (mm)





R (mm)

R (mm)





R (mm)

R (mm)







R (mm)



Livros Grátis

(<u>http://www.livrosgratis.com.br</u>)

Milhares de Livros para Download:

Baixar livros de Administração Baixar livros de Agronomia Baixar livros de Arquitetura Baixar livros de Artes Baixar livros de Astronomia Baixar livros de Biologia Geral Baixar livros de Ciência da Computação Baixar livros de Ciência da Informação Baixar livros de Ciência Política Baixar livros de Ciências da Saúde Baixar livros de Comunicação Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE Baixar livros de Defesa civil Baixar livros de Direito Baixar livros de Direitos humanos Baixar livros de Economia Baixar livros de Economia Doméstica Baixar livros de Educação Baixar livros de Educação - Trânsito Baixar livros de Educação Física Baixar livros de Engenharia Aeroespacial Baixar livros de Farmácia Baixar livros de Filosofia Baixar livros de Física Baixar livros de Geociências Baixar livros de Geografia Baixar livros de História Baixar livros de Línguas

Baixar livros de Literatura Baixar livros de Literatura de Cordel Baixar livros de Literatura Infantil Baixar livros de Matemática Baixar livros de Medicina Baixar livros de Medicina Veterinária Baixar livros de Meio Ambiente Baixar livros de Meteorologia Baixar Monografias e TCC Baixar livros Multidisciplinar Baixar livros de Música Baixar livros de Psicologia Baixar livros de Química Baixar livros de Saúde Coletiva Baixar livros de Servico Social Baixar livros de Sociologia Baixar livros de Teologia Baixar livros de Trabalho Baixar livros de Turismo