

**ESTUDO DA VARIAÇÃO DO PREENCHIMENTO INTERNO NO
COMPORTAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS
SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO, ATRAVÉS DE ENSAIOS EM
CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA**

JALDAH MANHÃES CORRÊA

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE
DARCY RIBEIRO – UENF**

**CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
DEZEMBRO - 2016**

**ESTUDO DA VARIAÇÃO DO PREENCHIMENTO INTERNO NO
COMPORTAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS
SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO, ATRAVÉS DE ENSAIOS EM
CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA**

JALDAH MANHÃES CORRÊA

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil".

Orientador: Prof. Rodrigo Martins Reis

Co-Orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr.

**CAMPOS DOS GOYTACAZES-RJ
DEZEMBRO - 2016**

ESTUDO DA VARIAÇÃO DO PREENCHIMENTO INTERNO NO
COMPORTAMENTO DE ESTACAS TUBULARES VAZADAS
SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO, ATRAVÉS DE ENSAIOS EM
CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA

JALDAH MANHÃES CORRÊA

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil".

Aprovada em 1 de dezembro de 2016.

Comissão Examinadora:

Prof. Nilo Cesar Consoli, Ph.D. - UFRGS

Prof. Roberto Francisco de Azevedo, Ph.D. - UFV

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr., D.Sc.- UENF (Co - Orientador)

Prof. Rodrigo Martins Reis, D.Sc.- UENF (Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por tudo ao longo da pesquisa.

Agradeço a Rachel minha namorada por estar sempre ao meu lado.

Agradeço ao meu Orientador Prof. Rodrigo Martins Reis pelo incentivo e orientação durante o desenvolvimento da minha dissertação.

Agradeço ao meu Co-Orientador Prof. Fernando Saboya pelas sugestões ao longo da dissertação.

Agradeço a minha mãe e irmã pelo companheirismo.

Agradeço a UENF por me aceitar durante todo este tempo.

RESUMO

Fundações de estruturas offshore, como exemplo, de aero geradores são frequentemente submetidas a esforços de tração devido à ação de ondas, ventos e outros mecanismos. Neste sentido estudos de arrancamento em estacas tubulares vazadas com intuito de investigar o efeito do preenchimento interno na capacidade de carga ao arrancamento destas estacas são importantes. Este trabalho investigou a influência do preenchimento interno na capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas de aço com a ponta aberta, através de duas etapas de ensaios de arrancamento em modelos em escala reduzida, a 20g, realizados em uma centrífuga geotécnica. Em todos os ensaios (modelos), uma estaca modelo de comprimento igual a 300 mm e diâmetro externo e interno iguais respectivamente a 50,12 e 47,15 mm, foi cravada a 1g, através de um macaco hidráulico, sempre em uma mesma areia industrial normalizada (Número 50) adquirida do Instituto de Pesquisa Tecnológico (IPT), com coeficiente de uniformidade (CU) igual a 1,3 e com compacidade relativa inicial de 39 %. A primeira etapa de ensaios visou investigar a influência da altura do preenchimento interno na capacidade de carga ao arrancamento, sendo este confeccionado artificialmente com a mesma areia utilizada para a cravação, porém na compacidade relativa de 70% e com alturas correspondentes a 0%, 25%, 50%, 75% e 100% do comprimento enterrado da estaca (277 mm). A segunda etapa de ensaios visou investigar a influência da melhoria do coeficiente de uniformidade (CU) do preenchimento interno na capacidade de carga ao arrancamento, isto para o preenchimento interno igual a 100% do comprimento enterrado da estaca, através de quatro areias mal graduadas com CU igual a 1,3 e misturas destas areias com CU iguais a 4 e 7, todos também confeccionados com compacidade relativa de 70 %. Os resultados mostraram que a relação entre ΔQ (diferença da carga de pico da estaca com preenchimento interno e a carga de pico da estaca vazia) e a altura do preenchimento interno apresentou-se de forma linear com aproximadamente 90 % da mobilização do peso do interior da estaca, e por outro lado a relação entre ΔQ e o CU apresentou-se de forma não linear. A análise do parâmetro K_u foi feita através de retroanálises utilizando-se a equação proposta por Meyerhof (1973). Considerando uma variação linear entre ΔQ e a altura do preenchimento interno foi obtida uma relação não linear de K_u com a

altura do preenchimento interno, onde K_u decresce com o aumento da altura do preenchimento. Paik e Lee (1993) e Nicola e Randolph (1997) encontraram também, para estacas plugadas e cravadas em areia, porém para ensaios de compressão, valores de coeficiente de empuxo (K) decrescentes com o aumento da altura do plug.

PALAVRAS – CHAVE: estaca, modelo, preenchimento, ensaio de arrancamento.

ABSTRACT

The foundations of offshore structures, such as wind-powered generators, for example, are often subjected to tensile stresses due to the action of waves, wind and other mechanisms. Accordingly, pull-out studies on open-ended pipe-piles to investigate the effect of internal filling on the pull-out capacity of those pipes are important. This study investigated the influence of internal filling on the pull-out capacity of open-ended steel pipe-piles through two sets of pull-out tests on reduced scale models, at 20g, performed in a geotechnical centrifuge. In all tests (models), a model pile having a length of 300 mm and an external and internal diameter of 50.12 mm and 47.15 mm, respectively, was jacked at 1g, using a hydraulic jack, always in the same normalized industrial sand (Number 50) acquired from the Technological Research Institute (IPT) with a uniformity coefficient (UC) of 1.3 and initial relative density of 39%. The first set of the tests aimed to investigate the influence of the internal filling height on the pull-out capacity, which was artificially created with the same sand used for jacking, but with relative density of 70% and at heights corresponding to 0%, 25%, 50%, 75% and 100% of the buried length of the pile (277 mm). The second set of the tests aimed to investigate the effect of improving the uniformity coefficient (UC) of the internal filling on pull-out capacity, this for internal filling equal to 100% of the buried length of the pile through four different normalized sands with a UC of 1.3 and mixtures of those sands with a UC of 4 and 7, all also artificially created with a relative density of 70%. The results showed that the relationship between ΔQ (the difference between the peak load of the pile with internal filling and the peak load of the empty pile) and the internal filling height was linear with approximately 90% of the mobilisation of the weight from inside of the pile, while the relationship between ΔQ and UC was nonlinear. The parameter K_u was analysed by means of back-analysis using the equation proposed by Meyerhof (1973). Taking into account the linear variation between ΔQ and the internal filling height, a nonlinear relationship of K_u with the internal filling height was obtained, where K_u decreases as the internal filling height increases. Paik and Lee (1993) and Nicola and Randolph (1997) also found for piles plugged and driven into sand, but for compression tests, values of earth pressure coefficient (K) that decreased as the plug height increased.

KEYWORDS: pile, model, filling, pull - out test.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO.....	iv
ABSTRACT	vi
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xx
LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	xxiv
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Considerações iniciais.....	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Justificativa.....	2
CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Comportamento da Areia	4
2.2. Estacas Vazadas Tubulares.....	10
2.3. Capacidade ao Arrancamento das Estacas.....	21
2.4 Segregações das Misturas	28
2.5 Modelagem Física	30
2.6 MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA.....	40
2.6.1 Das (1986).....	41
2.6.2. Método de Meyerhof	42
2.6.3. Metodologia Equivalente.....	43
2.6.4. Metodologia Rigorosa	43
2.6.5. Método de Grenoble	45
2.6.6. Método da Teoria da Resistência Lateral.....	46
CAPÍTULO III – MATERIAIS E MÉTODOS.....	47

3.1. Solo utilizado	47
3.2. Ensaio de Caracterização do solo	47
3.3. Algoritmo para misturas combinadas de areia	50
3.3.1. Preparação das Misturas	51
3.3.2. Resultados obtidos através do algoritmo para misturas	52
3.4. Ensaio de Cisalhamento Direto	59
3.5 Ensaio na Centrífuga Geotécnica	73
3.5.1. Apresentação dos Ensaio de Arrancamento	74
3.5.2. Modelo Experimental	76
3.5.3 Pluviador.....	79
3.5.4 Procedimento Experimental dos Ensaio na Centrífuga Geotécnica.....	79
CAPÍTULO IV – RESULTADOS E ANÁLISE	90
4.1 Resultados Experimentais dos Ensaio de Arrancamento.....	90
4.2 Análises dos Resultados	96
4.2.1 Análise da gravidade ao longo da profundidade	96
4.2.2 Análises da Tensão no Protótipo e Modelo.....	96
4.2.3 Correção das cargas.....	100
4.2.4 Análise através da metodologia Equivalente com a variação da altura do preenchimento interno com areia 50.....	102
4.2.5 Análise através da metodologia Rigorosa com a variação da altura do preenchimento interno com areia 50.....	105
4.2.6 Análise através da metodologia Equivalente com a variação da composição granulométrica com o preenchimento interno a 100%.	114

4.2.7 Análise através da metodologia Rigorosa com a variação da composição granulométrica com o preenchimento interno a 100%.....	116
CAPÍTULO V - CONCLUSÃO.....	120
SUGESTÃO PARA TRABALHO FUTURO	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
ANEXO 01 – DEMONSTRAÇÃO DA RELAÇÃO $k_{u_{\text{modelo}}}/k_{u_{\text{protótipo}}}$	129
ANEXO 02 – CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA	131
ANEXO 03 – CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO	133
ANEXO 04 – GRÁFICOS DE TENSÃO CISALHANTE VERSUS DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Componentes da resistência ao cisalhamento de solos granulares. (modificado. Rowe,1962).....	7
Figura 2.2 Resultados de teste de McGeary (1961) – variação de e_{\min} e V_F com D/d	8
Figura 2.3 Resultados de Teste de Miura et al. (1997) – registro de e_{\max} versus e_{\min} para areia pura.....	9
Figura 2.4 Comparação entre estacas tubular aberta, tubular fechada e perfil H. (fonte: Mello, 1979).....	12
Figura 2.5. Tipos de estacas tubulares metálicas: (a) Estaca tubular metálica de ponta fechada; (b) Estacas tubulares vazadas (Ruukk, 2010).....	13
Figura 2.6 Resistências desenvolvidas para: (a) estacas de ponta fechada; (b) estacas vazadas sem a formação do <i>plug</i> ; (c) estacas vazadas na fase de formação do <i>plug</i> ; (d) estacas vazadas com o <i>plug</i> formado (Doherty, Gavin and Gallagher, 2010).....	15
Figura 2.7 Mecanismo de escorregamento do plug durante o arrancamento. Fonte: REIS et al (2014).....	16
Figura 2.8 Processo de formação de plug (Paikowsky e Whitman 1990).....	17
Figura 2.9 Condições da formação do plug: (a) estaca sem a formação do plug; (b) estaca parcialmente plugada; (c) estaca totalmente plugada. Fonte: Doherty et al., (2010).....	18
Figura 2.10 Variação do IFR com o valor de N_c e Jeong (2014).....	19
Figura 2.11 Desenvolvimento do plug durante a cravação. Doherty et al. (2010).....	20

Figura 2.12 . Relação proposta entre a resistência do plug normalizada e o PLR. (Yu. E Yang, 2012).....	20
Figura 2.13 Modelo experimental da estaca. (Al-Mhaidib and Edil, 1994).....	22
Figura 2.14 Curvas de carga deslocamento. (A) estaca cravada – areia fofa. (B) estaca prensada – areia densa. (Fonte: Al-Mhaidib, 1992).....	24
Figura 2.15 Esquema experimental. (Reddy e Ayothitaman, 2015).....	25
Figura 2.16. Variação da carga de arrancamento com o deslocamento do topo da estaca.....	25
Figura 2.17 Configuração experimental. (Shanker et al, 2006).....	26
Figura 2.18. Capacidade arrancamento líquida medida versus prevista (método proposto). (Shanker et al, 2006).....	27
Figura 2.19 Valores de β e k medidos por Paik e Lee (1993) e proposto por Nicola Randolph (1997) (Lehane e Gavin, 2001).....	28
Figura 2.20 Processo de separação dos grãos (Fonte: Lamay et al, 2012).....	29
Figura 2.21 Esboço do aparato experimental (Fonte: Lamay et al, 2012).....	29
Figura 2.22 Demonstração dos ângulos de repouso θ_{11} e θ_{22} (Fonte: Lamay et al, 2012).....	30
Figura 2.23 Comparação da variação da tensão com a profundidade no modelo na centrífuga e com o protótipo correspondente (Taylor, 1995).....	34
Figura 2.24 Projeto final da estaca (Williamson e Elshafie, 2013).....	39
Figura 2.25 Células de carga mostrando a mudança de carga entre a base e o topo da estaca C (Williamson e Elshafie, 2013).....	39
Figura 2.26 Contorno do deslocamento vertical (mm) em um deslocamento de $10\%D_{estaca}$ (Williamson e Elshafie, 2013).....	40
Figura 2.27 Variação de k_u . (Das,1986).....	41

Figura 3.1 Curva granulométrica da areia 16.....	48
Figura 3.2 Curva granulométrica da areia 30.....	48
Figura 3.3 Curva granulométrica da areia 50.....	49
Figura 3.4 Curva granulométrica da areia 100.....	49
Figura 3.5 Apresentação da planilha usada através do Excel para executar o algoritmo de otimização. Modificado (SABOYA Jr, e Alexandre, 1999).....	51
Figura 3.6 Bandeja com areias prontas para serem misturadas para o ensaio de peso específico mínimo e máximo.....	52
Figura 3.7 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 3 formada pela combinação de quatro areias.....	53
Figura 3.8 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 4 formada pela combinação de quatro areias.....	53
Figura 3.9 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 5 formada pela combinação de quatro areias.....	54
Figura 3.10 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 6 formada pela combinação de quatro areias.....	55
Figura 3.11 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 7 formada pela combinação de quatro areias.....	55
Figura 3.12 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 3 formada pela combinação de três areias.....	55
Figura 3.13 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 5 formada pela combinação de três areias.....	56
Figura 3.14 Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 7 formada pela combinação de três Areias.....	56

Figura 3.15 Índice de vazios em função do coeficiente de uniformidade.....	58
Figura 3.16 Apresentação do índice de vazios máximo em função do índice de vazios.....	59
Figura 3.17 Máquina de cisalhamento direto do LECIV marca: DIGISHEAR.Os procedimentos rotineiros do ensaio de cisalhamento direto estarão de acordo com a norma ASTM D3080.....	60
Figura 3.18 Envoltória de ruptura da areia 50 na D.R. = 39%.....	61
Figura 3.19 Envoltória de ruptura da areia 50 no contato placa lisa - areia na D.R. = 39%.....	61
Figura 3.20 Envoltória de ruptura da areia 16 na DR = 70%.. ..	62
Figura 3.21 Envoltória de ruptura da areia 16 no contato placa lisa - areia na D.R. = 70.....	62
Figura 3.22 Envoltória de ruptura da areia 30 na D.R = 70%.....	63
Figura 3.23 Envoltória de ruptura da areia 30 no contato placa – lisa na D.R. = 70.....	63
Figura 3.24 Envoltória de ruptura da areia 50 na D.R = 70%.....	64
Figura 3.25 Envoltória de ruptura da areia 50 no o contato placa - lisa na D.R. = 70%.....	64
Figura 3.26 Envoltória de ruptura da areia 100 na D.R. = 70%.....	65
Figura 3.27 Envoltória de ruptura da areia 100 no contato placa lisa na D.R. = 7.....	65
Figura 3.28 Envoltória de ruptura da mistura 2 na D.R. = 70%.	66
Figura 3.29 Envoltória de ruptura da mistura 2 no contato placa-lisa na D.R = 70%.....	66
Figura 3.30. Envoltória de ruptura da mistura 1 na D.R = 70%.....	67

Figura 3.31 Envoltória de ruptura da mistura 1 no contato placa-lisa na D.R = 70%.....	67
Figura 3.32 Envoltória de ruptura da mistura 5 na D.R = 70%.....	68
Figura 3.33 Envoltória de ruptura da mistura 5 no contato placa-lisa na D.R = 70%.....	68
Figura 3.34 Envoltória de ruptura da mistura 6 na D.R = 70%.....	69
Figura 3.35 Envoltória de ruptura da mistura 6 no contato placa-lisa na D.R = 70%.....	69
Figura 3.36 Envoltória de ruptura da mistura 8 na D.R = 70%.....	70
Figura 3.37 Envoltória de ruptura da mistura 8 no contato placa-lisa na D.R = 70%.....	70
Figura 3.38 Ângulos de atrito em função do coeficiente de uniformidade.....	72
Figura 3.39 Ângulos de contato em função do coeficiente de uniformidade.....	72
Figura 3.40 Centrífuga geotécnica da UENF.....	73
Figura 3.41 Desenho esquemático da montagem dos ensaios na centrífuga.....	77
Figura 3.42 Desenho representativo da estaca.....	77
Figura 3.43 Caixa de teste cilíndrica de aço (Modificado NEVES, 2012).....	78
Figura 3.44 Atuador Hidráulico.....	78
Figura 3.45 Célula de Carga.....	78
Figura 3.46 Transdutor de deslocamento.....	78
Figura 3.47 Ilustração do pluviador (NEVES, 2012).....	79

Figura 3.48. Pluviação do container.....	80
Figura 3.49 Container logo após de ser pluviado.....	81
Figura 3.50 Montagem do sistema de cravação da estaca.....	82
Figura 3.51 Posicionamento da estaca para ser cravada e verificação do nivelamento durante a cravação.....	83
Figura 3.52 Cravação finalizada e procedimento para retirada da guia de madeira.....	84
Figura 3.53 Estaca cravada sem a guia de madeira e verificação da altura entre o topo da estaca e a superfície da areia pluviada no container.....	84
Figura 3.54 Verificação do nivelamento da estaca após o término da cravação.....	85
Figura 3.55 Areia sendo retirada de dentro da estaca com o aspirador de pó após a cravação.....	86
Figura 3.56 (a) Apresentação da estaca utilizada para o treinamento apoiada numa base de champoxy em sua parte inferior (b) Confecção do preenchimento interno. (c) Verificação da altura do preenchimento na estaca com o marcador.....	87
Figura 3.57 Pluviação no interior da estaca.....	87
Figura 3.58. Estaca preparada para ser arrancada.....	88
Figura 3.59 Imagem do LabView após o arrancamento da estaca.....	89
Figura 3.60 Verificação da verticalidade da estaca após o arrancamento.....	89
Figura 4.1 Mecanismo de escorregamento do preenchimento interno.....	90

Figura 4.2 Representação do ponto de intersecção na curva de arrancamento gerada pelo peso da estaca em voo a 20g e seu deslocamento nos ensaios do Grupo1 para estacas sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 50%, 75% e 100%.	91
Figura 4.3. Curvas de arrancamento das estacas do Grupo 1 , sem preenchimento e com com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 50%, 75% e 100%.....	92
Figura 4.4 Curvas de arrancamento das estacas do Grupo 1 , com variação da composição granulométrica na altura de 100%.....	93
Figura 4.5 Curvas de arrancamento das estacas do Grupo 2 , sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 25%, 50% e 100%.....	94
Figura 4.6 Curvas de arrancamento das estacas do Grupo 2 , com variação da composição granulométrica na altura de 100%.....	95
Figura 4.7 Apresentação da distribuição do g ao longo da profundidade do modelo.....	96
Figura 4.8 Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 25% de preenchimento.....	97
Figura 4.9 Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 50% de preenchimento.....	98
Figura 4.10. Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 75% de preenchimento.....	98
Figura 4.11 Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 100% de preenchimento.....	99
Figura 4.12 Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para os preenchimentos 25%, 50%, 75% e 100%.....	100

Figura 4.13 Carga líquida em função da variação da altura do preenchimento interno com areia 50%.....	104
Figura 4.14 Representação do ku normalizado em função da variação da altura do preenchimento interno com areia 50.....	105
Figura 4.15 Gráfico da carga do preenchimento interno em função da variação da altura do preenchimento com areia 50 com o peso do solo.....	106
Figura 4.16. Representação do Ku do preenchimento em função da variação da altura do preenchimento interno antes da correção das cargas ΔQ	107
Figura 4.17 Gráfico da carga corrigida do preenchimento interno em função da variação da altura do preenchimento com areia 50 com os pontos do peso do solo.....	108
Figura 4.18 Representação do Ku do preenchimento corrigido em função da variação da altura do preenchimento interno.....	109
Figura 4.19 Pontos experimentais do Grupo 1 e Grupo 2 do atual trabalho plotados com os valores de K medidos por Paik e Lee (1993) e proposto por De Nicola e Randolph (1997).....	110
Figura 4.20. Pontos experimentais corrigidos do Grupo 1 e Grupo 2 do atual trabalho plotados com os valores de K medidos por Paik e Lee (1993) e proposto por De Nicola e Randolph (1997).....	110
Figura 4.21 Carga do preenchimento interno (sem correção) em função da variação da altura do preenchimento interno com areia 50.....	111
Figura 4.22. Ku do preenchimento em função da variação da altura do preenchimento interno dos pontos do Grupo 1 e Grupo 2 (sem correção) e Neves.....	112
Figura 4.23 Carga do preenchimento interno (sem correção) calculada com Ku constante igual a 0,29.....	113

Figura 4.24. Carga do preenchimento interno (após a correção) calculada com Ku constante igual a 0,16.....	113
Figura 4.25. Carga (sem correção) em função da variação da composição granulométrica do preenchimento interno.....	115
Figura 4.26 Ku normalizado (sem correção) em função da variação do coeficiente de uniformidade.....	116
Figura 4.27. Carga do preenchimento interno (sem correção) em função da variação do coeficiente de uniformidade com os pontos do peso do solo.....	117
Figura 4.28. Ku do preenchimento interno (antes da correção) em função da variação do coeficiente de uniformidade.....	118
Figura 4.29. Carga corrigida do preenchimento interno em função da variação do coeficiente de uniformidade e os pontos do peso do solo.....	119
Figura 4.30. Ku do preenchimento interno corrigido em função da variação do coeficiente de uniformidade.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Ângulos de atrito em interfaces entre vários materiais de fundação e solo/rocha (Bowles, 1988).....	10
Tabela 2.2 Ângulos de atrito em interfaces estaca-areia (Randolph, 1985).....	10
Tabela 2.3 Resumo dos parâmetros de teste e seus valores (Al-Mhaidib and Edil, 1994).....	23
Tabela 2.4 Resultados dos ensaios de arrancamento das estacas. (Al-Mhaidib and Edil, 1994).....	23
Tabela 2.5 valores de carga ultima de arrancamento. (Reddy e Ayothitman, 2015).....	26
Tabela 2.6 Fatores escalas associados à modelagem física em centrífuga (Taylor, 1995).....	32
Tabela 2.7 Valores correspondentes numa densidade relativa de 23% e preenchimento interno da estaca na densidade relativa de 70%.....	45
Tabela 2.8 Valores correspondentes numa densidade relativa de 70% e preenchimento interno da estaca na densidade relativa de 70%.....	47
Tabela 3.1 Valores dos pesos específicos, ensaio de G e índices de vazios.....	50
Tabela 3.2 Porcentagens de cada areia para cada mistura formada por quatro amostra.....	57
Tabela 3.3 Porcentagens de cada areia para cada mistura formada por três amostras.....	57

Tabela 3.4 Valores dos pesos específicos, ensaio de G e índices de vazios das misturas.....	57
Tabela 3.5. Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) da areia 50. D.R. = 39%.....	71
Tabela 3.6 Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) das areias mal graduadas. D.R. = 70%.....	71
Tabela 3.7 Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) das misturas formadas por quatro amostras. D.R = 70%.....	71
Tabela 3.8. Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) das misturas formadas por quatro amostras. D.R = 70%.....	71
Tabela 3.9 PLR dos ensaios de arrancamento do Grupo1.....	74
Tabela 3.10 PLR dos ensaios de arrancamento do Grupo 2.....	75
Tabela 3.11 Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 1 com variação da altura do preenchimento interno com areia 50.....	75
Tabela 3.12 Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 1 com variação da composição granulométrica do preenchimento interno à 100%.....	75
.	
Tabela 3.13 Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 2 com variação da altura do preenchimento interno com areia 50.....	76

Tabela 3.14. Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 2 com variação da composição granulométrica do preenchimento interno à 100%.....	76
Tabela 4.1 Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do Grupo 1 , sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 50%, 75% e 100%.....	92
Tabela 4.2 Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do Grupo 1 , com variação da composição granulométrica.....	93
Tabela 4.3 Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do Grupo 2 , sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 25%, 50% e 100%.....	94
Tabela 4.4 Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do Grupo 2 , com variação da composição granulométrica.....	95
Tabela 4.5. Valores dos pesos a 20g das areias e misturas utilizadas no preenchimento das estacas nos ensaios de arrancamento em centrífuga.....	101
Tabela 4.6 Valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 1 com areia 50.....	103
Tabela 4.7 Valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 2 com areia 50.....	103
Tabela 4.8 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 1 com areia 50.....	105

Tabela 4.9 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 2 com areia 50.....	106
Tabela 4.10 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do Grupo 1 com areia 50.....	107
Tabela 4.11 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do grupo 2 com areia 50.....	108
Tabela 4.12 Valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 1 com variação do CU com preenchimento de 100%.....	114
Tabela 4.13 Valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 2 com variação do CU com preenchimento de 100%.....	114
Tabela 4.14 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 1 com a variação do CU com preenchimento de 100%.....	116
Tabela 4.15 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 2 com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.....	117
Tabela 4.16 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do Grupo 1 com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.....	118
Tabela 4.17 Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do Grupo 2 com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.....	119

LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- A_s - área lateral da estaca
- D_{10} - diâmetro efetivo do solo
- D_r - densidade relativa
- e_{\min} - índice de vazios mínimo
- e_{\max} - índice de vazios máximo
- f_s - atrito médio
- f_{plug} - atrito médio no interior da estaca
- ϕ - ângulo de resistência ao cisalhamento
- g - aceleração gravitacional
- G - densidade real dos grãos
- IFR - razão incremental de enchimento
- γ' - peso específico do solo
- γ'_i - peso específico do solo no interior da estaca
- γ'_{20g} - peso específico do solo multiplicado por N
- k_u - coeficiente de empuxo do solo
- k_{plug} - coeficiente de empuxo do solo no interior da estaca
- k_x - fator de escala correspondente
- L - comprimento da estaca
- L_m - comprimento da estaca modelo
- L_{plug} - comprimento do *plug*
- N - Fator que multiplica a gravidade terrestre para a centrífuga
- Q_o - capacidade de suporte máxima ao arrancamento
- Q_{om} - capacidade de suporte máxima ao arrancamento do modelo

- Q_c - capacidade lateral calculada
- Q_m - capacidade lateral medida
- δ - ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca
- δ_{plug} - ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca do *plug*
- x - condição de semelhança física
- x_m - condição de semelhança física do modelo
- x_p - condição de semelhança física do protótipo
- λ_x - fator de escala correspondente
- Z - profundidade embutida no solo

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Atualmente com a grande demanda por fundações off-shore, obras portuárias, torres de transmissão de energia, aerogeradores muito comum no mar do norte, pontes e plataformas de petróleo, as estacas metálicas, especialmente as tubulares, tem ganhado espaço neste cenário, uma vez que nestas obras há a necessidade de possuir resistência à tração, já que estas fundações estão sujeitas às ações das ondas. Existem no mercado estacas tubulares com elevada capacidade de suporte, baixa energia de cravação e peso reduzido. As estacas tubulares podem ser vazadas ou de ponta fechada. As de ponta fechada apresentam comportamento semelhante às estacas convencionais. Já as estacas tubulares vazadas quando são cravadas no solo e ocorre uma obstrução deste no interior da estaca, ou seja, o nível do solo no interior da estaca é inferior ao nível externo, diz-se que houve a formação do plug.

Com este estudo pretende-se avaliar a influência do preenchimento interno, confeccionado artificialmente, na capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas. A principal aplicação prática do presente estudo é a de se poder usar o preenchimento interno, através da colocação do solo no interior da estaca depois de ter sido instalada, a fim de aumentar a capacidade de carga ao arrancamento destas estacas. A principal idéia por trás do programa experimental deste estudo é construir preenchimentos internos artificiais, a fim de aumentar a capacidade de carga ao arrancamento especialmente para estruturas offshore em águas rasas onde o material do leito do mar possa ser bombeado para a estaca facilmente ou no pior dos casos, quando se tratar da necessidade de se utilizar um material com granulometrias diferentes à do material do leito, o material pode ser obtido em regiões o mais próximas possível do local, transportado e colocado na estaca com ajuda de balsas por exemplo.

1.2. Objetivos

- Investigar a variação da altura do preenchimento interno, confeccionado artificialmente após a cravação, na capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas, através de ensaios de arrancamento em centrífuga geotécnica a 20g. Para a confecção do preenchimento foi utilizada a areia mal graduada N° 50 do IPT, variando-se a altura do preenchimento (0 %, 25%, 50%, 75% e 100%).
- Investigar a influência da composição granulométrica do preenchimento interno variando-se o CU, tendo como referência quatro areias mal graduadas, N° 100, N° 50, N° 30 e N° 16, adquiridas do IPT, sempre com a altura do preenchimento interno igual a 100 % do comprimento enterrado da estaca.
- Determinar os ângulos de atrito e de contato das diferentes areias e misturas com intuito de auxiliar nas interpretações tanto da investigação do preenchimento interno quanto na investigação do melhoramento através de diferentes CU's.

1.3. Justificativa

As estacas tubulares vazadas tem-se tornado cada vez mais populares como alternativas para as fundações. Principalmente as fundações submetidas à tração, como as de estruturas portuárias e off-shore, de geradores eólicos e de torres de transmissão de energia. As estacas utilizadas em estruturas portuárias e off-shore estão sujeitas à forças de arrancamento significativas devido a ação de ondas. Tal uso mostra a importância de estudos científicos para avaliar o comportamento destas fundações quando submetidas ao arrancamento. A utilização de centrífuga geotécnica para tal estudo é de fundamental importância uma vez que ela é capaz de representar estados reais de tensões, apresenta baixo custo e rapidez na obtenção de resultados quando comparados com provas de carga reais. Outra vantagem se refere à baixa complexidade na realização dos ensaios, já que provas de carga ao arrancamento em estruturas off-shore apresentam grandes obstáculos.

A maioria dos trabalhos, que abordam o plug, é realizada, através de ensaios de compressão. O estudo de Al-Mhaidib e Edil (1995), realizado através de ensaios de arrancamento em estacas tubulares vazadas, utilizando o próprio plug formado

na cravação, mostra a influência do tipo de cravação na formação e, portanto no comprimento do plug e também apresenta resultados mostrando que o coeficiente de empuxo de terra (K) varia com o método executivo e também com a compactação relativa do material. A dissertação de Neves (2012), em que alguns resultados e análises foram publicados por Reis et al. (2014), mostrou, através de ensaios de arrancamento em centrífuga, que a altura do Plug (que na verdade comportou-se como preenchimento interno), confeccionado artificialmente após cravação, contribui para o aumento da capacidade de carga de estacas tubulares vazadas, estas cravadas em solos arenosos. Porém os ensaios de arrancamento dos estudos de Neves (2012) e Reis et al. (2014), foram realizados somente para os preenchimentos internos de 35% e 50% e para a estaca vazia, o que dificulta na análise da variação do coeficiente de empuxo com a altura do preenchimento, podendo gerar uma relação incorreta. Ainda no que se refere ao estudo de Neves (2012) e Reis et al (2014), faltou eles compararem a diferença de carga gerada devido ao preenchimento com o peso do preenchimento isto para saber o quanto do peso é mobilizado e também para verificar os resultados, uma vez que a carga devido o preenchimento não pode ser maior que o peso do solo no interior da estaca. Outro ponto é a falta de estudos de arrancamento, em estacas tubulares vazadas, investigando a possibilidade de obter ganho da capacidade de carga ao arrancamento, a partir de preenchimentos artificiais com altura fixa igual a 100% do comprimento enterrado da estaca, confeccionados com diferentes composições granulométricas, ou seja, com areia e misturas de areia com diferentes valores de CU .

CAPÍTULO II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item foram abordados importantes aspectos referentes ao comportamento das areias e ângulos de atrito. Também foram abordados assuntos relacionados à segregação de grãos, assim bem como uma abordagem sobre estacas vazadas mencionando sua importância, vantagens e aplicação de modelagem em fundações. Também são mostrados métodos de previsão de carga para estacas.

2.1. Comportamento da Areia

O solo assim como muitos outros materiais resiste muito bem a esforços de compressão (tensões normais), mas quando se trata da resistência à tração não podemos afirmar a mesma coisa, pois a ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de ruptura ao cisalhamento que pode ocorrer, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre um escorregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração. A resistência ao cisalhamento de um solo define-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura ocorrer.

Sendo assim não podemos deixar de mencionar o ângulo de atrito que é o parâmetro mais importante quando tratamos de resistência dos solos. Se tivermos, por exemplo, uma força normal (N) agindo verticalmente sobre um corpo estando este apoiado numa superfície, a força horizontal (T) suficiente para fazer o corpo deslizar deve ser superior a "f.N", e f é o coeficiente que representa o coeficiente de atrito entre os dois materiais. Mas por outro lado podemos verificar que dessa relação temos uma proporcionalidade entre a força tangencial (T) e a normal (N). Podemos representar esta relação pela equação abaixo:

$$T = N \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (2.1)$$

Em que:

T : força tangencial

N : força normal

φ : ângulo de atrito

O fenômeno de atrito nos solos diferencia-se do atrito entre dois outros corpos, pois o deslocamento envolve um grande número de grãos, que podem deslizar entre si ou rolar uns sobre os outros, acomodando-se em vazios que encontram no percurso.

Existe também uma diferença entre as forças transmitidas nos contatos entre grãos de areia e os grãos de argila. Nos contatos entre grãos de areia, geralmente as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície, de forma que os contatos ocorrem realmente entre os dois minerais.

Os solos granulares são formados por arranjos com formas irregulares constituídas por partículas de variados tamanhos. Os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo são o arranjo das partículas, o tipo de partícula que forma este solo e o ângulo de atrito. O comportamento dos solos granulares quando sujeito a forças externas em cada ponto de contato entre os grãos podendo se dizer que a resistência ao cisalhamento destes solos depende principalmente do atrito entre suas partículas. Para ocorrer à mobilização de resistência ao cisalhamento devem ocorrer deformações no solo, sendo o movimento relativo entre os grãos o principal agente desta ação. Assim, é clara a relação entre resistência ao cisalhamento e movimento relativo das partículas.

Estudos têm sido realizados ao longo dos anos visando descrever o comportamento dos solos granulares no que diz respeito à resistência ao cisalhamento. Dentre estes estudos pode se citar o de Casagrande (1938) que mostrou a dependência do ângulo de atrito de uma areia com o índice de vazios assim bem como a sua influência nas mudanças de volume durante o cisalhamento. Anos depois Casagrande (1940) demonstrou que enquanto areias densas dilatam

durante o cisalhamento exibindo um alto coeficiente de atrito, areias fofas reduzem de volume quando submetidas ao cisalhamento desenvolvendo um baixo coeficiente de atrito.

Taylor (1948) analisou a influência do índice de vazios no ângulo de atrito de areias sugerindo que uma parcela da resistência ao cisalhamento necessária para causar a ruptura de uma areia densa era mobilizada para possibilitar a expansão do solo, considerando, portanto que a resistência ao cisalhamento era, portanto a combinação do atrito no deslizamento, atrito devido ao rolamento e entrosamento entre os grãos. A análise de Taylor (1948) contribui para reforçar a ideia de que o índice de vazios é um parâmetro que possibilita e ajuda a entender com maiores detalhes o comportamento das areias.

Segundo Presotti (2002), para uma areia densa se forem retirados os efeitos de dilatância o valor do ângulo de atrito ϕ_d (ângulo de atrito global) são reduzidos para valores iguais aqueles devido ao deslizamento dos grãos minerais, ϕ_u . Para índices de vazios superiores, o ângulo de atrito depois de retirar a parcela devida ao efeito da dilatância ainda excederá o ângulo de atrito devido ao deslizamento dos grãos minerais. Baseado nisso, Rowe (1962) observou que para praticamente todas as faixas de índices de vazios havia três componentes da resistência ao cisalhamento de solos granulares, ou seja, resistência mobilizada pelo atrito, resistência desenvolvida pela energia requerida para reorganizar e reorganizar as partículas sólidas e resistência desenvolvida pela energia requerida para causar expansão ou dilatância do material. Presotti (2002) afirmou que a resistência ao cisalhamento tem uma componente de atrito e que, também, a dilatância constitui uma parcela importante do seu valor global principalmente em amostras compactas. Rowe (1962) representou de forma esquemática a relação entre as componentes ao cisalhamento e a compactação das amostras na Figura 2.1.

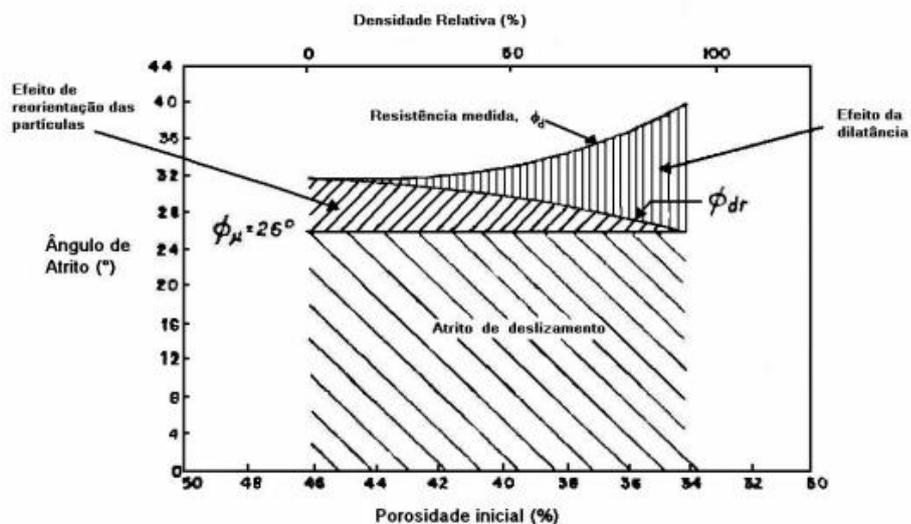


Figura 2.1. Componentes da resistência ao cisalhamento de solos granulares. (modificado. Rowe, 1962).

Presotti (2002) observou na Figura 2.1 o efeito do rearranjo e reorientação das partículas, representado pelo ϕ_{dr} (ângulo de atrito devido à reorientação das partículas), varia de uma magnitude máxima para amostras fofas, a quase nula, para amostras densas. Enquanto o efeito da dilatação varia de uma magnitude máxima para as amostras densas e um valor quase nulo para amostras fofas. Já o efeito do deslizamento de partículas, representado pelo ϕ_u (ângulo de atrito ao deslizamento, ou seja, devido à rugosidade das partículas), é considerado constante, independente da porosidade inicial da amostra, sendo em função somente da rugosidade presente nos grãos.

McGeary (1961) mostrou através de ensaios com amostras de areia e misturas através de uma relação D50-areia/D50-grãos finos que para uma magnitude de $D/d > \text{ou} = 7$ o índice de vazios passa a ser constante (Figura 2.2) o que nos leva a entender que o índice de vazios para de reduzir permanecendo constante. É importante ressaltar que esta relação usada por McGeary (1961) se aproxima da representação do coeficiente de uniformidade (C.U.) que também representa uma relação (D60/D10), em que D60 é o diâmetro do grão que passa a 60% e D10 é o diâmetro do grão que passa a 10% no ensaio de peneiramento sendo, portanto o coeficiente de uniformidade (C.U.) utilizado neste trabalho como parâmetros em análises dos resultados.

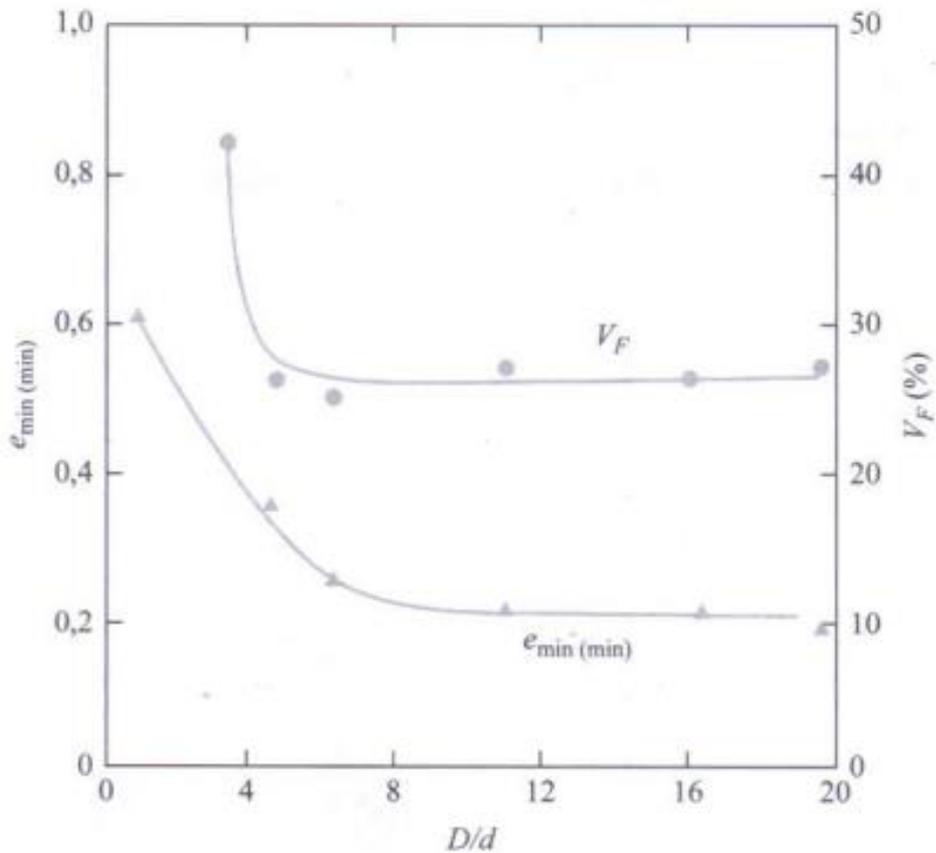


Figura 2.2. Resultados de teste de McGeary (1961) – variação de e_{\min} e V_F com D/d .

Miura et al (1997) também abordaram o índice de vazios em seus estudos, determinando para uma certa quantidade de amostras de areia (Figura 2.3) os índices de vazios mínimo e máximo sugerindo a seguinte relação:

$$e_{\max} = 1,62 \cdot e_{\min} \quad (2.2)$$

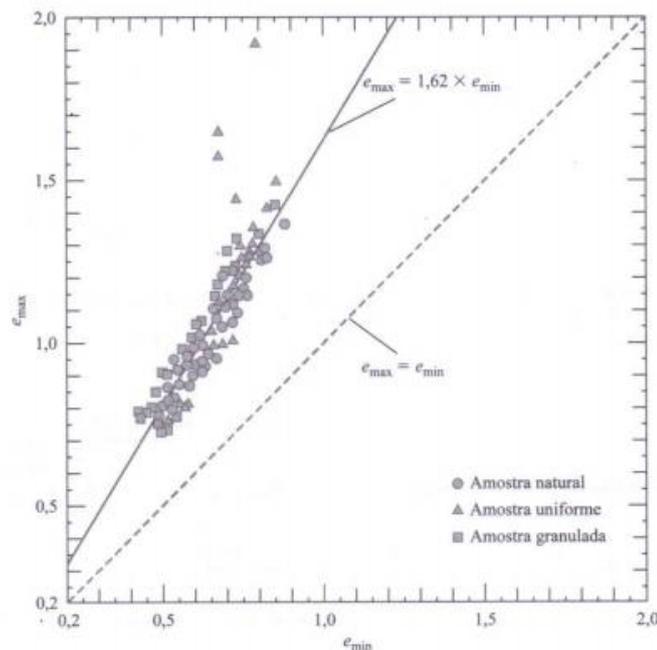


Figura 2.3. Resultados de Teste de Miura et al. (1997) – registro de e_{\max} versus e_{\min} para areia pura.

Cada solo possui um ângulo de atrito e conseqüentemente uma determinada resistência ao cisalhamento, e com a areia não pode ser diferente. Assim como os solos apresentam seus respectivos ângulos de atrito e suas resistências ao cisalhamento, também é interessante ter conhecimentos mais profundos sobre a interface entre solos e algum determinado tipo de material.

Bowles (1998) apresenta uma relação de valores do ângulo de atrito máximo δ mobilizado em interfaces de solos com diversos materiais, como mostrado na Tabela 2.1, outros pesquisadores como Meyerhof (1973), admite o uso do ângulo de atrito de contato δ como aproximadamente igual ao ângulo do solo em casos de maciço argiloso.

Randolph (1985) recomenda os valores listados na Tabela 2.2 para o contato de estaca-areia, mas chama a atenção para a importância do fenômeno de dilatância de modo que esses valores devem ser corrigidos de acordo com a densidade relativa da areia. Além disso, ele comenta sobre a não linearidade da envoltória de resistência ao cisalhamento em interfaces, defendendo que essa não linearidade é semelhante à encontrada em resultados triaxiais em solo, de modo que a resistência mobilizada seria em função do deslocamento relativo na interface.

Tabela 2.1. Ângulos de atrito em interfaces entre vários materiais de fundação e solo/rocha (Bowles, 1988).

Tipos de interface	δ (graus)
Concreto massa	
Rocha sã	35
Pedregulho a areia grossa	29-31
Areia fina a areia média, silte médio a grosso, pedregulho siltoso.	24-29
Areia fina siltosa ou argilosa, silte e arenoso.	19-24
Silte arenoso	17-19
Argila rija a dura ou pré-adensada	22-26
Argila mediamente rígida	17-19
Aço	
Pedregulho a areia grossa	22
Areia fina a areia média, silte médio a grosso, pedregulho siltoso.	17
Silte arenoso a areia fina siltosa ou argilosa, silte arenoso.	11-14
Concreto moldado com forma	
Pedregulho a areia grossa	22-26
Areia fina a areia média, silte médio a grosso, pedregulho siltoso.	17-22
Silte arenoso a areia fina siltosa ou argilosa, silte arenoso.	14-17
Madeira em solo	14-16

Tabela 2.2. Ângulos de atrito em interfaces estaca-areia (Randolph, 1985).

Tipos de interface	δ (graus)
Areia muito fofa e silte arenoso médio compacto	15
Areia fofa a mediamente compacta e silte compacto	20
Areia mediamente compacta a compacta	25
Areia compacta a muito compacta	30
Pedregulo compacto e areia muito compacta	35

2.2. Estacas Vazadas Tubulares

Devido o crescimento na procura de soluções para problemas de fundações em obras portuárias, de geradores eólicos e etc, as estacas tubulares metálicas têm sido utilizadas em larga escala, pois estas podem apresentar uma série de vantagens além de acelerar o andamento as obras.

As estacas tubulares são elementos estruturais de grande capacidade portante, quando comparadas com outras estacas de deslocamento, e suas pontas podem ser engastadas, com sucesso, em camadas de solo de elevada capacidade de suporte. Elas podem ser produzidas em grandes diâmetros e com diferentes espessuras de parede para atingir a resistência especificada em projeto. Além disso,

grandes profundidades podem ser atingidas pela emenda de tubos, por solda, formando juntas tão resistentes quanto a outras seções da estaca (Mello,1979).

As estacas tubulares metálicas além de apresentarem um bom desempenho quando submetidas a esforços de tração, podem ser de fácil transporte possuindo boa trabalhabilidade durante o seu manuseio, possibilitando emendas resistentes e eficientes.

Segundo Mello (1979), estas estacas apresentam para uma mesma seção transversal um maior momento de inércia conseqüentemente maior rigidez à flexão, torção e flambagem durante a cravação. As estacas tubulares apresentam momento de inércia igual em relação a qualquer eixo, sendo, portanto indicadas para locais em que os carregamentos horizontais variam em direção e sentido como ocorrem em efeitos sísmicos e efeitos de marés.

Mello (1979) fez comparações concluindo que as estacas tubulares possuem momentos de inércia maiores que as estacas de perfis H, constatando que para uma mesma seção transversal, as estacas tubulares abertas apresentam uma maior seção transversal, conforme poder visualizado na Figura 2.4.

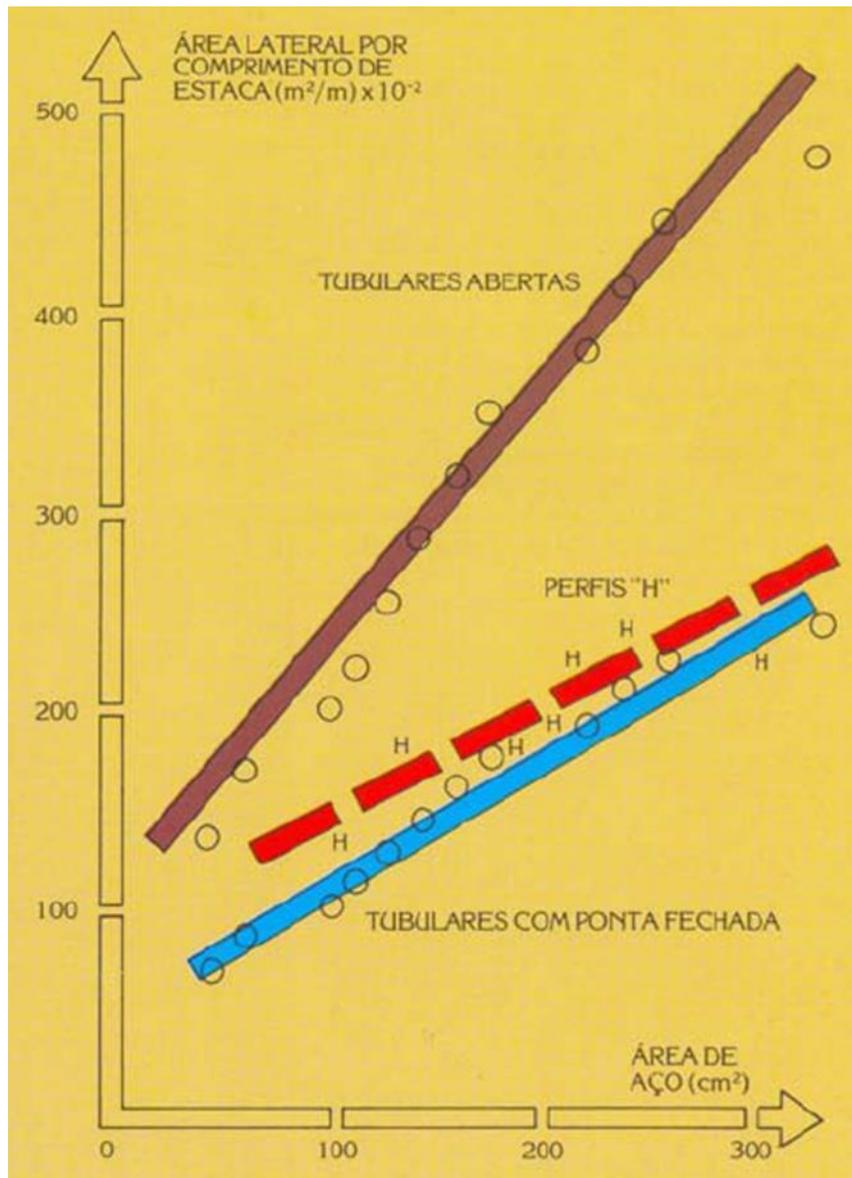


Figura 2.4. Comparação entre estacas tubular aberta, tubular fechada e perfil H. (fonte: Mello, 1979).

Os estudos com estacas tubulares estão cada vez mais se intensificando em todo o mundo no qual estas são amplamente testadas em várias condições com objetivo de obter melhores resultados, sejam com a ponta aberta, fechada com ou sem preenchimento interno nos mais diversos substratos de solo, mas com predominância em solos arenosos, devido ao seu alto desempenho nestes. O'Neill e Raines (1992) ao realizarem estudos com estacas tubulares vazadas cravadas, com pontas em três condições: ponta aberta, fechada e biselada em areia compacta, chegaram a conclusão que as estacas com preenchimento interno desenvolveram uma resistência de ponta menor que uma estaca totalmente fechada, ocorrência

esta que pode ser explicada pela compressibilidade do solo como preenchimento interno.

Neves (2012) realizou estudos no intuito de verificar a influência do plug na capacidade de suporte de estacas tubulares de ponta aberta quando submetidas ao arrancamento, os resultados destes estudos foram publicados por Reis et al (2014).

Segundo Neves (2012) existem dois tipos de estacas tubulares: as de ponta aberta e as de ponta fechada (Figura 2.5). (a) e (b). As vazadas são de cravação mais rápida e com energia de cravação de 60% do equivalente para cravar uma estaca de ponta fechada e possuem maior área disponível para o desenvolvimento de atrito lateral (perímetros externo e interno).



(a)



(b)

Figura 2.5. Tipos de estacas tubulares metálicas: (a) Estaca tubular metálica de ponta fechada; (b) Estacas tubulares vazadas (Rukk, 2010).

As estacas tubulares vazadas podem (ou não) desenvolver a formação do *plug*, que é uma obstrução da passagem do solo no interior da estaca durante a cravação.

Formação de Plug na Estaca

Apesar de o objetivo deste trabalho não ser de estudar a formação de plug, mas devido à constatação de formação de plug durante a cravação das estacas neste atual trabalho é válido fazer uma abordagem sob a ocorrência do plug em

estacas tubulares vazadas. A ocorrência da formação do plug não é um mero acontecimento, mas é um lento processo que pode ocorrer ou não durante a cravação de estacas tubulares vazadas como consequência da ação conjunta de vários fatores ocasionando em consequências no comportamento da estaca quando esta é submetida a carregamentos ou mesmo durante o processo de cravação.

O processo de formação de plug se dá pela obstrução da passagem do solo durante o processo de cravação numa estaca de ponta aberta. Ghilardi (2005) estudou estacas tubulares metálicas de ponta aberta e fechada afirmando que a maior parte dos pesquisadores que têm estudado o fenômeno do embuchamento, concorda que a bucha ou “plug”, ocorre quando durante a cravação de uma estaca de ponta aberta, o material que se encontra em seu interior cessa sua penetração, ou seja, passa a se deslocar juntamente com a estaca, agindo realmente como se fizesse parte da estaca.

Na fase inicial de cravação das estacas tubulares vazadas, o solo preenche o interior da estaca a uma taxa igual à penetração desta no solo. Quando o comprimento do solo no interior da estaca é aproximadamente igual à profundidade de penetração, não ocorre a formação do *plug*. À medida que a cravação continua, o solo adicional que entra na estaca pode desenvolver resistência ao atrito da parede interna da estaca suficientemente capaz de obstruir a passagem de mais solo. Sendo assim, o comprimento do solo no interior da estaca é menor do que a profundidade de penetração, e a estaca tornam-se “plugada”. A Figura 2.6 mostra as resistências desenvolvidas durante a cravação da estaca de ponta fechada, vazadas com e sem a formação do *plug* (NEVES, 2012).

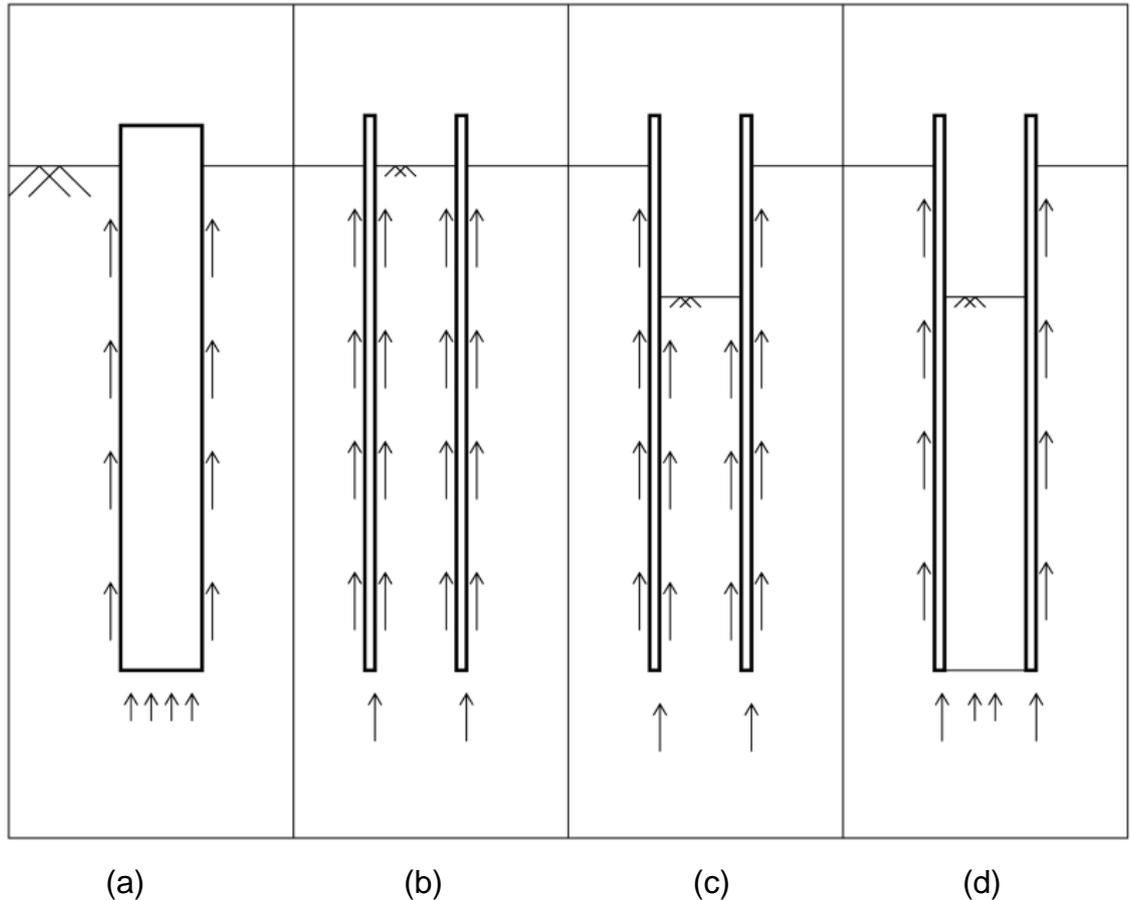


Figura 2.6. Resistências desenvolvidas para: (a) estacas de ponta fechada; (b) estacas vazadas sem a formação do *plug*; (c) estacas vazadas na fase de formação do *plug*; (d) estacas vazadas com o *plug* formado (Doherty, Gavin and Gallagher, 2010).

Neves (2012) investigou a influência do plug na capacidade de cargas de estacas tubulares vazadas quando submetidas ao arrancamento através de ensaios em centrífuga geotécnica. Para isso foram confeccionados sete modelos distintos, em escala reduzida, com capacidade para ensaiar até quatro estacas simultaneamente e submetidos a acelerações de 20g. As estacas foram cravadas a 1g em areia com densidade relativa de 23 e 70%. Foram consideradas estacas com dois diâmetros distintos e com três comprimentos de plug artificialmente confeccionados nas densidades relativas de 23 e 70%. Os resultados obtidos mostraram que, para o plug denso, o aumento do comprimento do plug contribuiu para o ganho da carga de pico das estacas e também para uma melhoria da carga pós-pico. Por meio do programa de ensaios realizados e das retroanálises feitas utilizando como base o método de Meyerhof (1973) foi possível desenvolver uma formulação para a previsão de carga para quaisquer diâmetros de estaca e plugs

não ensaiados, podendo ser através da determinação do k_u equivalente ou do k_u do Plug, desde que apresentem as mesmas condições do ensaio, ou seja, areia externa densa com plug denso ou areia fofa com plug denso.

Neves (2012), teve seus resultados e principais análises publicadas por Reis et al (2014), mostrando que a altura do Plug (que na verdade se comportou como preenchimento interno) contribuiu significativamente na capacidade de carga de estacas tubulares vazadas. Porém os estudos de Neves (2012) e Reis et al.(2014) abordaram a influência do plug até 50% da altura da estaca e não levaram em conta a variação da granulometria do preenchimento interno.

No trabalho de Neves (2012) foi utilizado um soquete para realizar as medidas da areia no interior da estaca, antes e depois do arrancamento e em todas as estacas ensaiadas, percebendo-se que o plug não aderiu na parede interna da estaca durante o arrancamento. Foi observado que houve um deslocamento vertical em relação a areia que constitui o plug, sendo que este deslocamento foi igual ao deslocamento de aproximadamente 5 cm aplicado pelo atuador hidráulico. Segundo Reis et al. (2014) o atrito foi gerado durante o arrancamento da estaca, uma vez que o preenchimento interno não ficou preso à parede da estaca durante o arrancamento ocorrendo assim o escorregamento da massa de solo. Sendo assim a expressão “preenchimento interno” é mais adequada do que “plug”. (Figura 2.7)

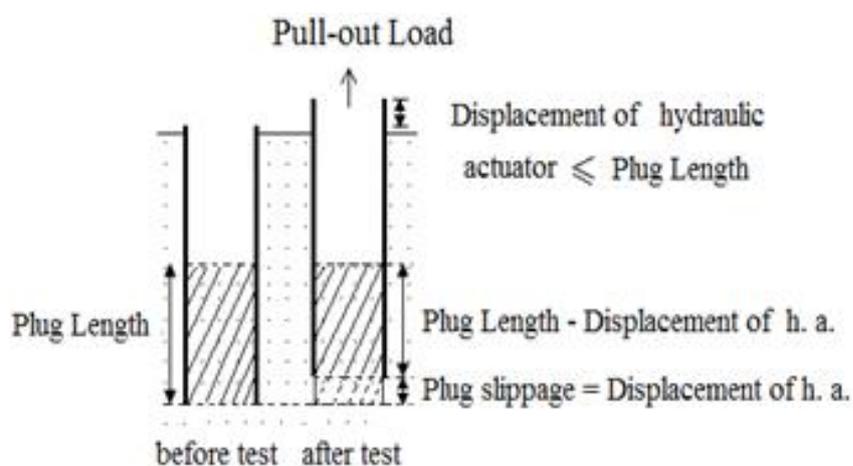


Figura 2.7. Mecanismo de escorregamento do plug durante o arrancamento. Fonte: REIS et al (2014).

Cada vez mais pesquisas em relação à formação do *plug* e suas consequências no comportamento de estacas tubulares vazadas têm surgindo para sanar dúvidas que ajudam a obter informações. Paikowsky e Whitman (1990)

estudaram o mecanismo de formação do plug na areia em estacas tubulares e estabeleceram três fases de formação do plug durante a cravação de uma estaca. Na Figura 2.8 pode ser visualizado o esquema representativo do estudo. Sendo p a altura do plug no interior da estaca e d o seu diâmetro da estaca. Nas três situações apresentadas tem-se: Na 1ª situação - sem plug (para pequenos valores de p/d); Na 2ª situação – com plug parcialmente formado (para maiores valores de p/d em que o plug se move no interior da estaca percorrendo uma distância menor que a da ponta durante a cravação); Na 3ª situação – com o plug totalmente formado (nesta situação o plug se move juntamente a estaca durante a cravação, pois o solo no interior da estaca se aderiu à parede da mesma). Chegaram à conclusão que para estacas cravadas em areia seca, a 3ª situação ocorre para valores de p/d próximos de 5.

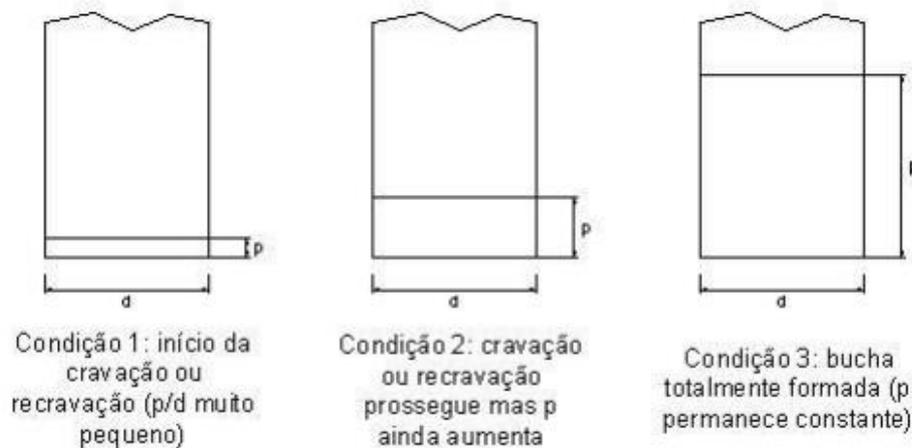


Figura 2.8. Processo de formação de plug (Paikowsky e Whitman.,1990)

Apesar dos estudos sobre o efeito e formação terem aumentado nos últimos anos, segundo Ko e Jeong (2014) as informações disponíveis sobre a obstrução causada pelo efeito da formação do plug ainda são limitadas. Pesquisadores tem se empenhado em quantificar e monitorar a ocorrência do plug nas estacas tubulares vazadas. Ko e Jeong realizaram recentes estudos sobre o efeito do plug em estacas tubulares mostrando que a formação e a influência do plug nas estacas podem ser quantificadas, usando-se o PLR e o IFR. O PLR é definido como a razão do comprimento do plug para o comprimento enterrado da estaca cravada sendo representado pela equação:

$$PLR = \frac{L_i}{D_i} \quad (2.3)$$

Onde L_i é o comprimento do plug, e D_i é o comprimento da estaca penetrada. O IFR pode ser definido como a razão incremental de enchimento do comprimento enterrado da estaca cravada durante a cravação da estaca. O IFR pode ser representado pela equação:

$$IFR = \frac{\Delta L_i}{\Delta D_i} * 100 \quad (2.4)$$

Onde ΔL_i é o incremento do comprimento do plug no solo no interior da estaca, e ΔD_i é o incremento da penetração da estaca no solo. Em suas abordagens mostraram que a formação do plug pode apresentar três condições. Figura 2.9.

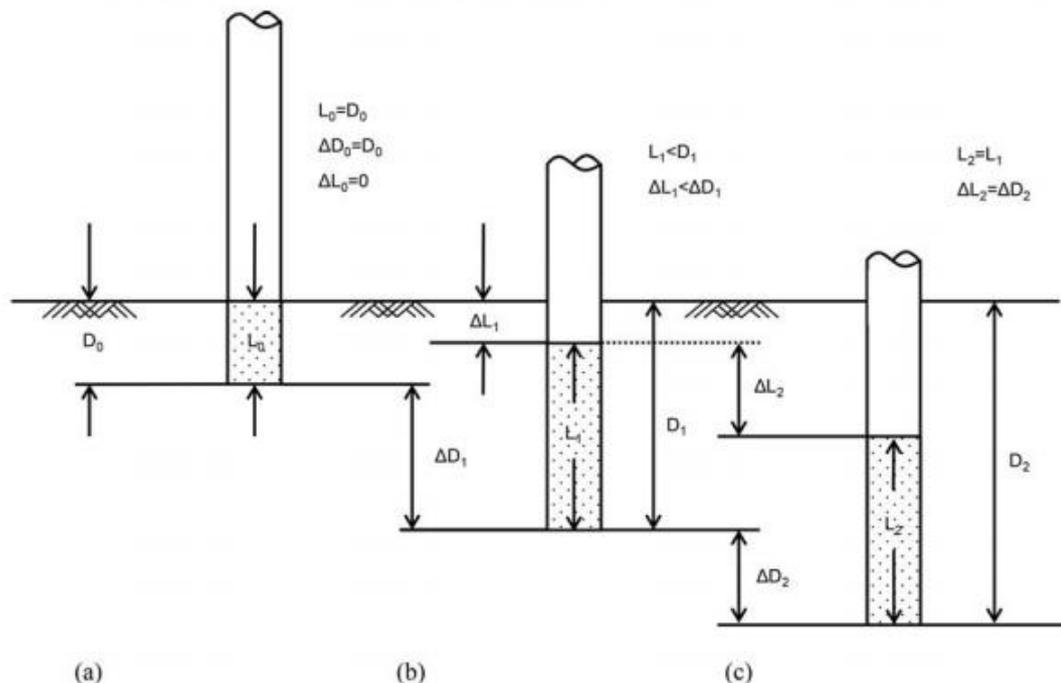


Figura 2.9. Condições da formação do plug: (a) estaca sem a formação do plug; (b) estaca parcialmente plugada; (c) estaca totalmente plugada. Fonte: Doherty et al., (2010).

Em seus ensaios três estacas vazadas nos respectivos diâmetros de 508,0 mm, 711,2 mm e 914,4 mm foram cravadas em areia. Observações diretas nos plugs foram feitas para quantificar o PLR e o IFR, sendo constatado que o PLR diminui acentuadamente na fase inicial de penetração em todos os casos. Resultados das medições do IFR foram avaliados e comparados com os valores de SPT mostrando que este é altamente correlacionado com o IFR.

Segundo Ko e Jeong, o IFR geralmente decresceu com a diminuição da densidade relativa em pesquisas anteriores. Skempton (1986) propôs que o valor de N é proporcional ao quadrado da densidade relativa, sendo as variações de IFR intimamente relacionadas ao valor de N do solo (Figura 2.10).

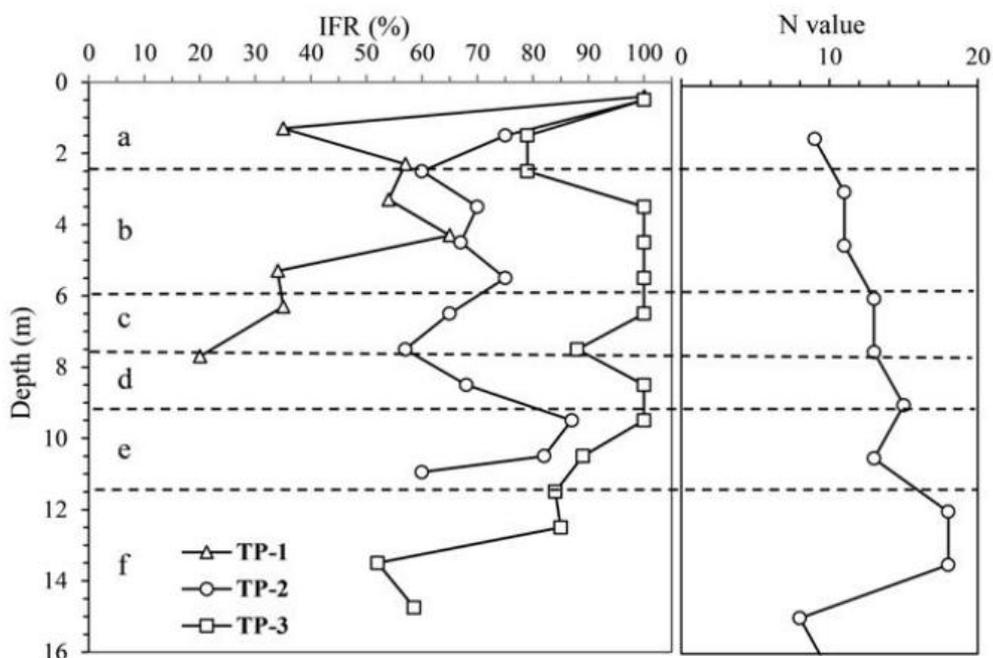


Figura 2.10. Variação do IFR com o valor de N. Ko e Jeong (2014).

Doherty et al. (2010) também fizeram considerações sobre o IFR afirmando que o grau de obstrução do solo no interior da estaca pode ser quantificado através da razão incremental de enchimento (IFR), onde este pode ser entendido como a variação da altura do plug (L) com respeito a uma mudança em termos de penetração (Z) conforme pode ser visualizado da Figura 2.11. O ΔL representa a variação na altura do plug do solo durante uma variação de penetração ΔZ

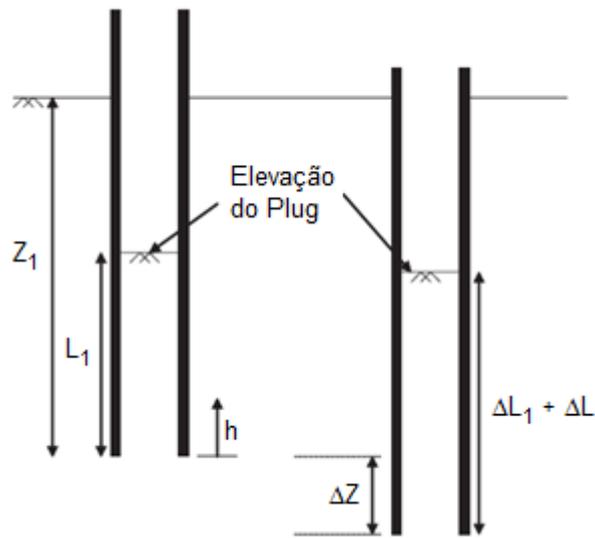


Figura 2.11. Desenvolvimento do plug durante a cravação. Doherty et al. (2010).

Yu. F e Yang. J (2012) realizando estudos em estacas a compressão propuseram uma relação ao correlacionarem à resistência normalizada do plug formado na cravação com o PLR, mostrando que a relação entre a resistência de *plug* (q_{plug}) e a resistência de ponta de cone ($q_{c,a}$) está associada à formação do plug (Figura 2.12).

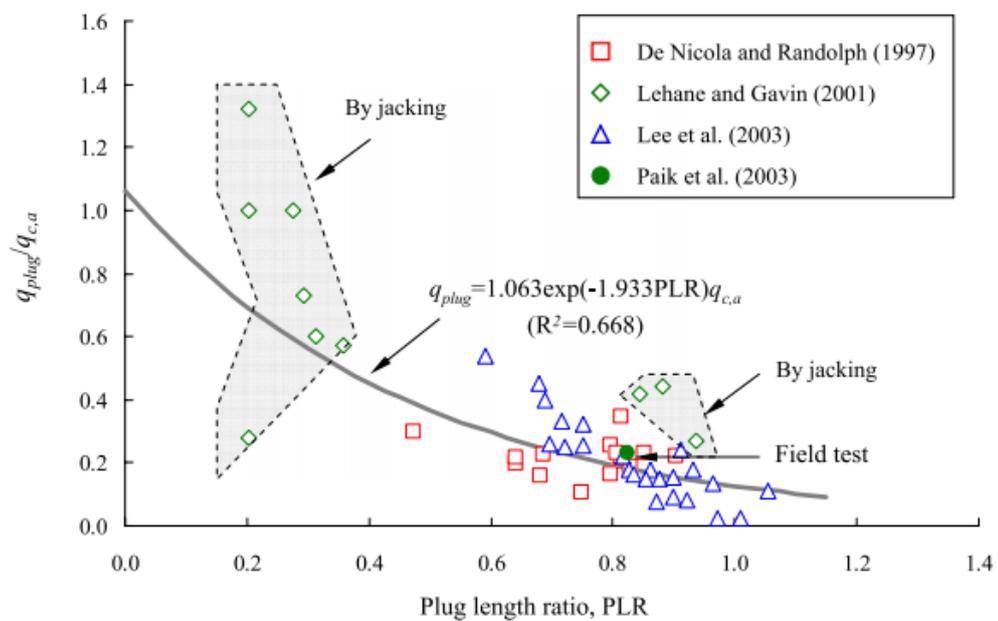


Figura 2.12. Relação proposta entre a relação ($q_{plug}/q_{c,a}$) do plug normalizada e o PLR. (Yu. E Yang, 2012).

2.3. Capacidade ao Arrancamento das Estacas

A necessidade de estudos referentes à capacidade ao arrancamento de estacas se consolida devido ao surgimento cada vez maior de estruturas solicitadas a tração. Dentre as estruturas solicitadas a esforços de tração podem ser citadas: aero geradores, plataformas de petróleo, pontes, obras offshore e portuárias que estão sempre sujeitas a influência de ondas marítimas ou ventos fortes.

Pesquisas que abordam a capacidade de arrancamento de estacas possuem várias vertentes sempre coletando dados referentes ao desempenho, comportamento, ganhos de resistência, previsões de carga e comparações de resultados utilizando parâmetros que estão ligados direta ou indiretamente na capacidade de arrancamento. Shanker et al (2006) afirmou que vários parâmetros da estaca e do solo tais como: comprimento (L), diâmetro (d) da estaca, ângulo de atrito do solo (ϕ), ângulo de contato (δ) e peso específico do solo (γ) influenciam diretamente na capacidade ao arrancamento da estaca.

Segundo Bessa (2005) a parcela correspondente ao peso próprio da estaca e a resistência lateral mobilizada ao longo do fuste da estaca, que atuam no sentido contrário ao carregamento de tração, são responsáveis por resistir à referida solicitação. A mobilização da resistência lateral se dá pelas sucessivas deformações do solo e da estaca. A resistência ocorre para pequenas deformações, e alguns pesquisadores procuram associar estas deformações em função do diâmetro da estaca da ordem de 0,5 a 0,2% do diâmetro da estaca em argilas e de 1 a 3% em solos granulares, para mobilização de atrito lateral.

Das (1983) mostrou que a capacidade ao arrancamento de uma estaca depende apenas do atrito mobilizado na superfície lateral da estaca. Porém Shanker (2006) realizou estudos que mostraram que a resistência ao arrancamento de uma estaca resulta da combinação da resistência ao atrito da parte inferior da estaca com a resistência ao cisalhamento mobilizada na superfície de ruptura no solo na parte superior da estaca.

Para Paschoalin e Carvalho (2010) a carga de ruptura de uma fundação tracionada pode ser quantificada como sendo o peso próprio do elemento de

fundação, somado ao peso de uma massa de solo presente no interior da superfície de ruptura e a resistência por cisalhamento, que ocorre nesta superfície de ruptura.

Este problema nem sempre é de fácil resolução, pois a quantificação do peso do solo deverá ser em função do formato da superfície de ruptura, o que ainda representa um ponto de discussão importante entre os projetistas de fundações. Outra dificuldade consiste na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento desta superfície, pois estes dependerão tanto de características geomecânicas do solo como do tipo e da maneira de execução da fundação (PASCHOALIN FILHO et al., 2008).

Al-Mhaidib e Edil (1994) realizaram testes de arrancamento em estacas de ponta aberta e ponta fechada ambas em areia fofa e densa a 1g. As estacas foram instaladas na areia através de três métodos distintos (não perturbado, cravado, prensado). A Figura 2.13 mostra o esquema do modelo experimental e a Tabela 2.3 apresenta o resumo dos parâmetros utilizados nos ensaios.

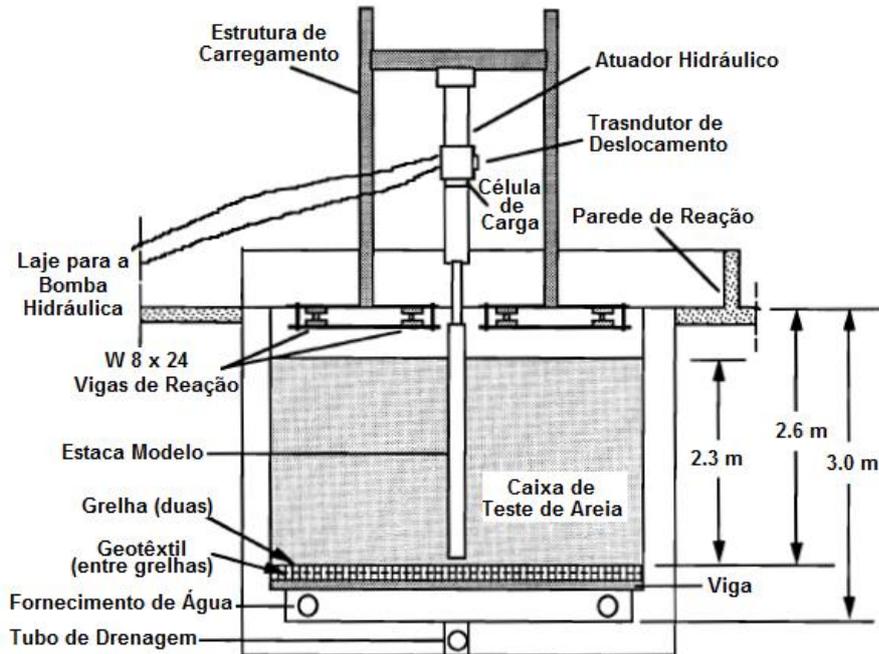


Figura 2.13. – Modelo experimental da estaca. (Al-Mhaidib and Edil, 1994).

Tabela 2.3. Resumo dos parâmetros de teste e seus valores (Al-Mhaidib and Edil, 1994).

A. Parâmetros Constantes:	
Aparelhos de Teste:	- Caixa Teste (3 m x 3 m x 3 m)
Tipo de Areia:	- Areia Portage
Estaca Modelo:	- Estaca Tubular Metálica : 89.0 mm diâmetro externo 8.0 mm espessura de parede
Taxa de Carregamento : (carregamento quase-estático)	8.4 mm / min.
B. Parâmetros Variáveis:	
Método de Instalação da Estaca:	Não deformada, Cravada e Prensada
Tipo da Ponta da Estaca:	Ponta Aberta e Ponta Fechada
Densidade do Solo:	Fofa e Denso

Al-Mhaidib e Edil (1994) concluíram que o coeficiente de empuxo do solo, K , é independente do tipo de ponta das estacas nas estacas cravadas embora pareça variar com a condição da ponta em métodos instalados que geram menor perturbação. Em relação ao comprimento do plug e a sua formação, estes são diretamente influenciados pelo método de instalação. Nas estacas prensadas o plug é formado mais rapidamente do que nas estacas cravadas. Os valores obtidos nos ensaios estão na Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Resultados dos ensaios de arrancamento das estacas. (Al-Mhaidib and Edil, 1994).

Densidade da Areia	Método de Instalação da Estacas	Estacas de Ponta Aberta				Estacas de Ponta Fechada		
		Unidade de Resistência Lateral (kN/m^2)	Deslocamento da Ponta da Estaca (mm)	Comprimento de Plug (cm)	K	Unidade de Resistência Lateral (kN/m^2)	Deslocamento da Ponta da Estaca (mm)	K
Fofa	Não Deformada	5.6	4.9	112	1.14	6.1	4.1	1.27
	Cravadas	4.6	9.2	3	0.93	3.6	9.3	0.71
	Prensada	3.3	12.7	70	0.65	3.3	12.7	0.66
Densa	Não Deformada	24.9	5.3	113	3.72	28.6	5.2	4.32
	Cravadas	25.4	8.3	33	3.69	31.2	10.0	4.43
	Prensada	12.8	12.7	96	1.78	12.8	12.7	1.75

Em um estudo posterior Al- Mhaidib (1995) mostrou que independente da ponta (aberta ou fechada), a curva de carga-deslocamento são similares (Figura 2.14).

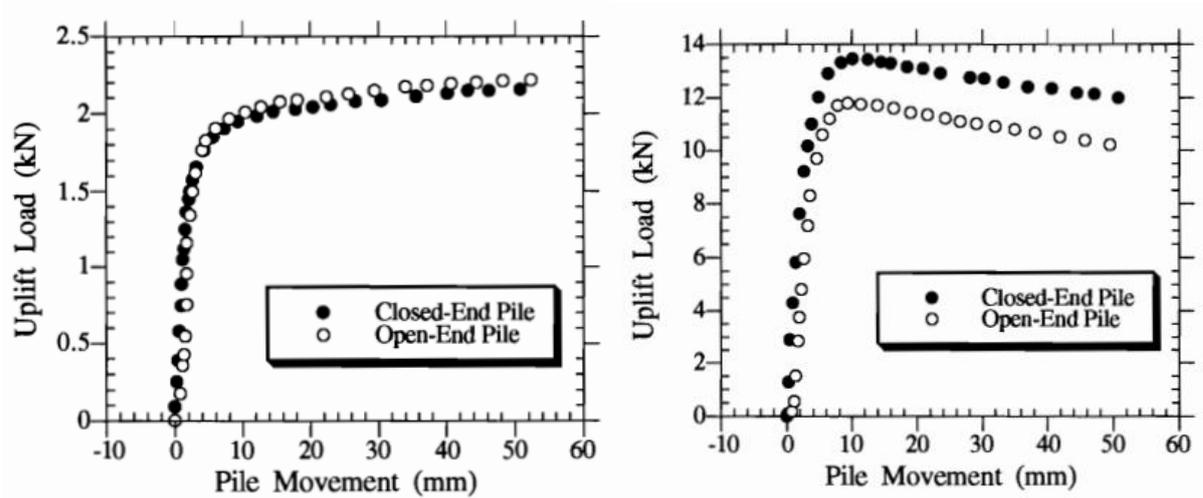


Figura 2.14. Curvas de carga deslocamento. (A) estaca cravada – areia fofa. (B) estaca prensada – areia densa. (Fonte: Al-Mhaidib, 1992).

Reddy e Ayothitaman (2015) estudaram o comportamento de estacas tubulares instaladas em areia numa densidade relativa de 70%. As estacas eram representadas por tubos de alumínio com diâmetro interno de 19,0 mm e externo de 25,4 mm. Diferentes razões (18, 28 e 38) de comprimentos sobre o diâmetro (L/d) foram consideradas variando-se o comprimento durante os ensaios. Foram realizados testes de arrancamento e com carga lateral independentes um do outro e testes combinados de arrancamento e de carga lateral. Na Figura 2.15 é mostrado à configuração experimental.

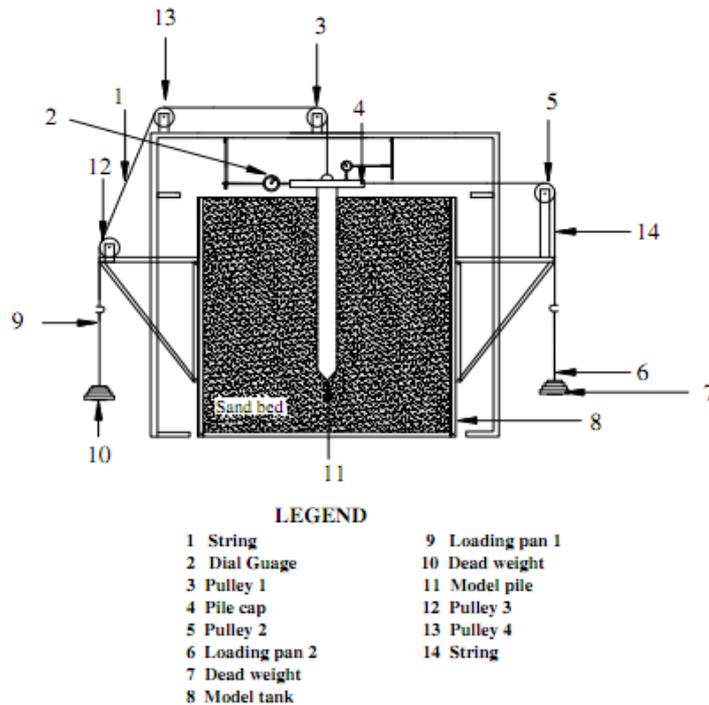


Figura 2.15. Esquema experimental. (Reddy e Ayothitaman, 2015).

Os resultados indicaram que para os casos estudados o comportamento de carga-deflexão, não é linear para os testes de arrancamento e para os testes com carga lateral independentes, assim como no caso de carga combinada. Na Figura 2.16 são mostrados os resultados de carga-deflexão dos ensaios de arrancamento.

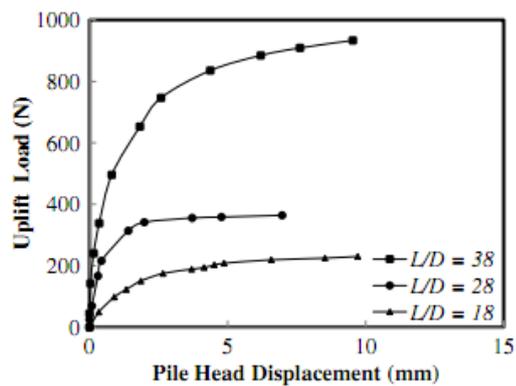


Figura 2.16. Variação da carga de arrancamento com o deslocamento do topo da estaca.

Na Tabela 2.5 é apresentada os valores das cargas de arrancamento com carga lateral ($H=0$) para todas as razões de L/D . Foi observado que a carga de arrancamento aumenta com o aumento da razão L/D .

Tabela 2.5. Valores de carga última de arrancamento. (Reddy e Ayothitman, 2015).

L/D	Ultimate uplift load, P_u (N)						Percent increase in P_u		
	H = 0			$0.4H_u$	$0.6H_u$	$0.8H_u$	$0.4H_u$	$0.6H_u$	$0.8H_u$
	Measured	Theory ^a	Theory ^b						
18	186.0	178.0	190.0	409.0	447.0	530.0	119.9	140.3	184.9
28	338.0	281.0	305.0	550.0	655.0	850.0	62.7	93.8	151.5
38	790.0	372.0	694.0	1,085.0	1,219.0	1,290.0	37.3	54.3	63.3

Shanker et al (2006) desenvolveram um modelo semi-empírico para prever a capacidade de tração de estacas instaladas em areia. Foram feitos ensaios com modelos de estacas de diâmetro de 20 mm com o comprimento enterrado de 200, 400, 600 e 800 mm resultando numa relação L/d de 10, 20, 30 e 40, respectivamente. Foram feitas análises dos resultados da capacidade de arrancamento das estacas através de valores previstos usando-se a teoria proposta e teorias disponíveis sendo comparados com valores medidos e obtidos a partir dos modelos de estacas. Na figura 2.17 é apresentado o modelo experimental.

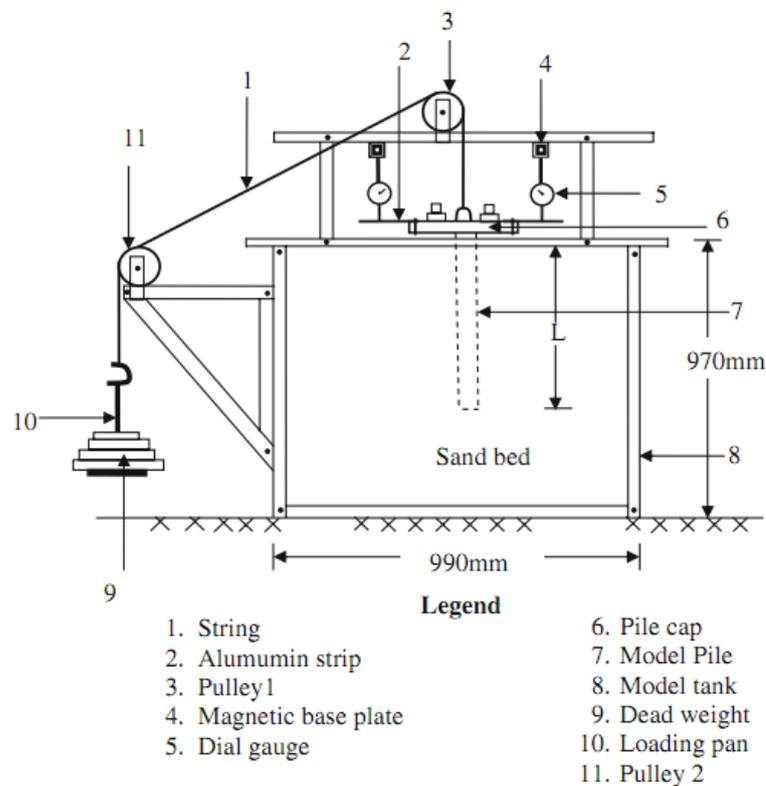


Figura 2.17. Configuração experimental. (Shanker et al, 2006).

Shanker et al (2006) mostraram que o modelo proposto (método) tem uma boa precisão em prever a capacidade de tração de estacas cravadas em areia que sendo consistentes com os resultados experimentais. No modelo foi utilizado o (K) coeficiente de empuxo lateral do solo dentro da cunha da superfície de ruptura que é tomado como $(1 - \text{seno } \phi)$. Esta expressão para K foi escolhido de modo que $\delta = \phi$, $K = K_o = (1 - \text{seno } \phi)$, e para outros valores de δ , K é uma função de K_o , δ e ϕ . A Figura 2.18 apresenta a comparação dos valores de capacidade ao arrancamento calculados utilizando o modelo proposto (método) com os valores medidos nos ensaios com o modelo reduzido, podendo ser observado neste caso que 95% dos dados encontram-se em torno da linha ideal, constatando assim a eficácia do modelo proposto (método).

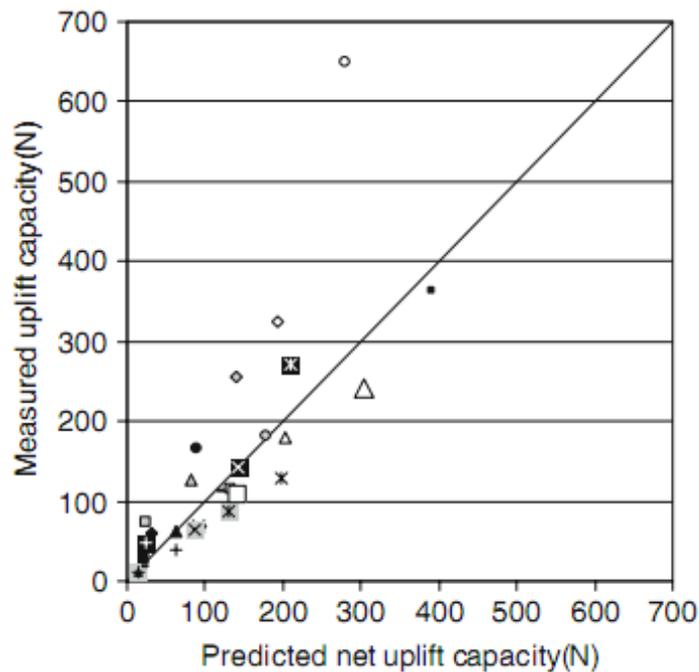


Figura 2.18. Capacidade arrancamento líquida medida versus prevista (método proposto). (Shanker et al, 2006).

Paik e Lee (1993) e Nicola e Randolph (1997) obtiveram resultados interessantes em estacas tubulares submetidas à compressão mesmo não sendo em estacas a tração é importante notar que eles mostraram que para a diminuição da relação (h/R_t) onde h é altura do plug e R_i o raio interno da estaca, ocorre um aumento do K_u . Conforme é apresentado na Figura 2.19.

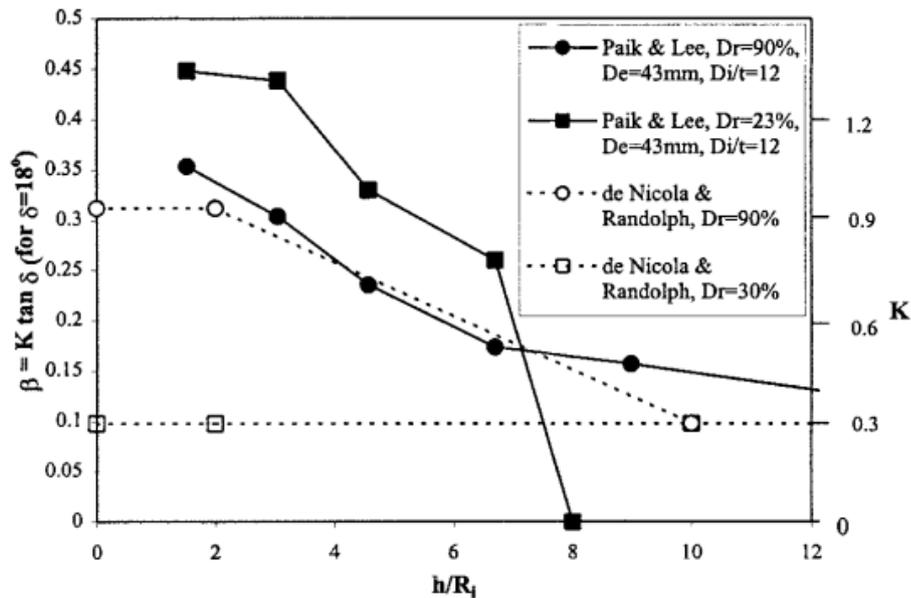


Figura 2.19 . Valores de β e k medidos por Paik e Lee (1993) e proposto por Nicola Randolph (1997) (Lehane e Gavin, 2001).

2.4 Segregações das Misturas

Quando se trabalha com misturas de areias, devemos nos atentar para o efeito de segregação, que pode ser definido pela separação das partículas finas das grossas. No estudo em face desta dissertação a preocupação era de minimizar uma suposta segregação principalmente nas misturas visto que devido à ocorrência da segregação a resistência e a qualidade das misturas poderiam ser alteradas.

Segundo Bates (1997), em termos de quantificação da segregação, o tamanho ou a densidade de segregação de partículas sólidas é uma ocorrência comum em seu armazenamento e manuseio. Se ocorrer a segregação, muitas vezes isso pode resultar em graves efeitos. Sabendo, pois o que causa segregação e como preveni-la ou corrigi-la é muito importante.

Lamay et al (2012) propôs um método que utiliza um aparelho original para amplificar qualquer segregação a partir de uma mistura granular. O dispositivo é uma sobreposição de quatro células Hele Shaw para a produção de uma cascata de fluxos granulares que aumenta o processo de separação (Figura 2.20).

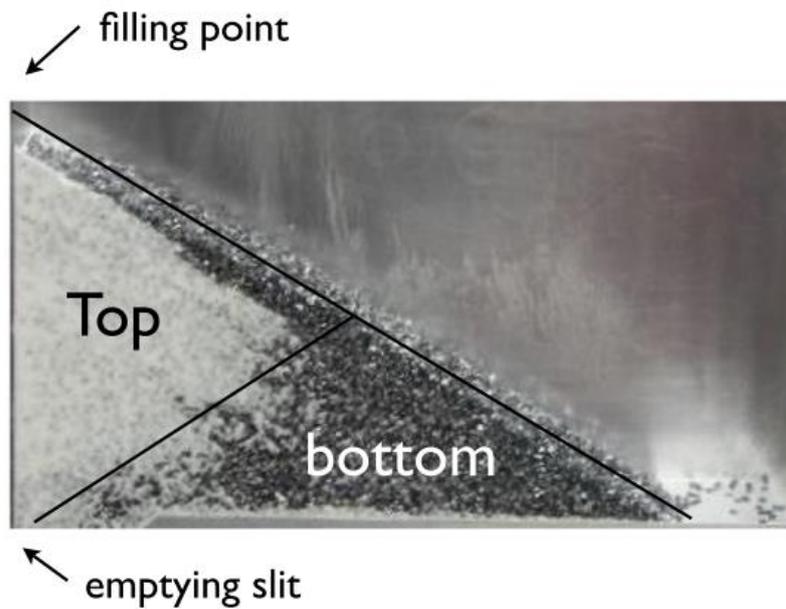


Figura 2.20. Processo de separação dos grãos (Fonte: Lamay et al, 2012).

Após a cascata de fluxo, a concentração de cada espécie granular foi medida em diferentes células. A partir destas concentrações, um parâmetro p que caracteriza a capacidade da mistura segregada foi calculado. O modelo físico usado para calcular este parâmetro foi apresentado e o método foi validado através de experiências efetuadas com materiais granulares comuns. A Figura 2.21 apresenta um esboço do aparato experimental utilizado, bem como os vários passos da cascata de medição.

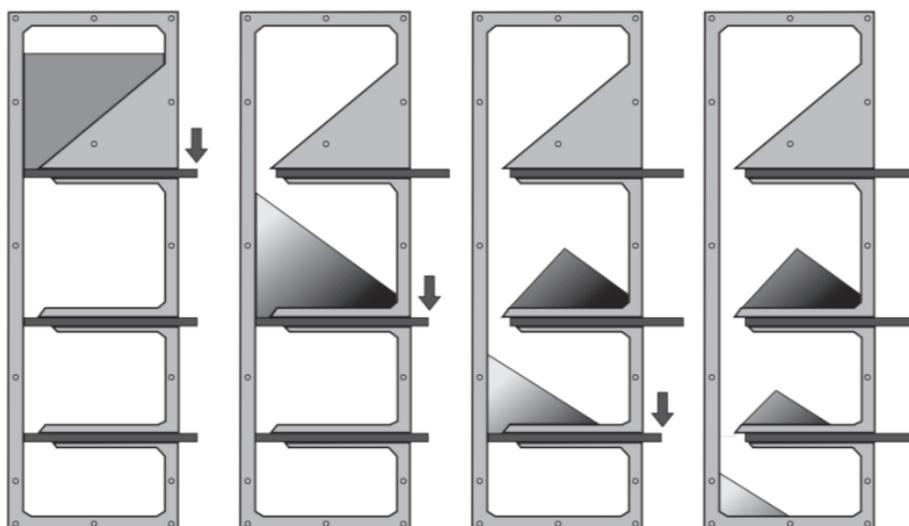


Figura 2.21. Esboço do aparato experimental (Fonte: Lamay et al, 2012).

As misturas de materiais granulares comuns foram analisadas a fim de ilustrar e validar a abordagem experimental sendo evidenciado o efeito de ambos os ângulos de repouso θ_{11} e θ_{22} nos processos de segregação Figura 2.22.

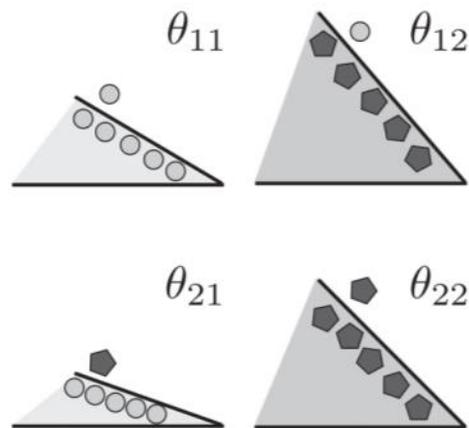


Figura 2.22. Demonstração dos ângulos de repouso θ_{11} e θ_{22} (Fonte: Lamay et al, 2012).

Foi mostrado como o processo de segregação pode estar relacionado com trabalhos teóricos anteriores. O método proposto é uma ligação entre recentes obras fundamentais sobre a segregação granular e a necessidade de um método de caracterização de segregação prática.

Engblom (2012) estudou a segregação das misturas em pós em silos que são armazenadores especiais de grãos, com uma particular referência aos materiais de construção à base de minerais secos. O estudo levou em consideração a produção industrial de materiais de construção à base de minerais secos, em que o armazenamento em curto prazo dos produtos finais em silos constitui a fase mais crítica no que diz respeito à segregação.

2.5 Modelagem Física

“Se dois processos físicos são semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando o outro é conhecido” (Keuper, 2006). Estudos experimentais por meio de modelos possuem dois processos físicos: o protótipo e o modelo.

O protótipo é um objeto ou fenômeno em estudo que possui uma equivalência real, como uma estrutura construída, onde se pretende conhecer o comportamento

quando submetida a determinadas ações, ou uma equivalência idealizada, como uma estrutura projetada onde se pretende testar o dimensionamento nas condições de trabalho.

Já o modelo é uma reprodução controlada do protótipo uma vez que é realizada por processos que asseguram o conhecimento e reprodução de suas características. Os modelos são empregados por serem mais fáceis de usar em laboratório, pois em geral são em escala reduzida, apesar de existirem casos em que o modelo é maior.

A primeira condição para a semelhança física é a semelhança geométrica, mas esta não é suficiente. As dimensões correspondentes relacionam-se pela escala geométrica e os parâmetros envolvidos são os mesmos (Keuper, 2006).

Chama-se fator de escala a relação entre a magnitude de uma grandeza no modelo e a magnitude correspondente no protótipo. Por exemplo, o fator de escala geométrico é a relação entre uma dimensão do modelo e a dimensão correspondente do protótipo. Em geral, a escala é apresentada como fração tendo a unidade como numerador e designada com o símbolo k ou λ , como mostra a equação abaixo:

$$k_x = \lambda_x = \frac{x_m}{x_p} = \frac{1}{\frac{x_p}{x_m}} = 1 : \left(\frac{x_p}{x_m} \right) \quad (2.5)$$

Uma vez satisfeitas essas condições, as relações funcionais adimensionais do modelo e do protótipo coincidirão, possibilitando a previsão da magnitude da variável dependente (incógnita do problema), uma vez determinada sua magnitude no modelo.

A modelagem física tem com uma de suas ferramentas a centrífuga que é muito utilizada na engenharia civil, nas áreas de mecânica das rochas, hidráulica e estruturas, além do extensivo uso em estudos geotécnicos (NEVES, 2012).

Os ensaios em modelos reduzidos em centrífuga permitem reproduzir o mesmo campo de forças de massa que ocorreria em uma obra em grandeza real. Para que a semelhança seja garantida, utiliza-se a seguinte regra de semelhança: a intensidade do campo gravitacional criado pela aceleração da centrífuga aplicada ao modelo deve ser inversamente proporcional à escala de redução das dimensões da maquete (Tsuha, 2007).

A Tabela 2.6 apresenta algumas relações escalares das grandezas físicas entre o modelo reduzido e o protótipo submetido a N vezes a aceleração da gravidade. A relação entre a magnitude de uma grandeza no modelo e a magnitude equivalente no protótipo é denominada de fator de escala. Na tabela 2.6 podem ser verificadas algumas relações escalares das grandezas físicas entre o modelo reduzido e o protótipo submetido a N vezes a aceleração da gravidade (Taylor, 1995).

Tabela 2.6. Fatores escalas associados à modelagem física em centrífuga (Taylor, 1995).

Grandeza	Modelo/ Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Força	1/N ²
Tensão	1
Deformação	1
Tempo (difusão)	1/N ²

Uma característica especial da modelagem geotécnica é a necessidade de reprodução do comportamento do solo em termos de força e rigidez. Na engenharia geotécnica pode existir uma ampla variedade de comportamento de solos que podem ser relevantes numa situação ou num particular problema, existindo duas razões indispensáveis para isto. A primeira razão é que os solos foram originalmente depositados em camadas sendo possível encontrar diferentes estratos de solo em um local que pode afetar o comportamento do solo em diferentes maneiras. A segunda razão é que a tensão in situ varia com a profundidade visto que o comportamento do solo é em função do nível e histórico de tensões em que o mesmo (solo) foi submetido. Para se alcançar êxito numa modelagem física é muito importante que estas características sejam muito bem representadas no modelo.

Segundo Taylor (1995), as duas questões chaves em modelagem em centrífuga são as leis de escala e erros de dimensionamento. As leis de escala podem ser derivadas fazendo se uso de análises dimensionais ou de considerações que são regidas por equações diferenciais. A modelagem em centrífuga é frequentemente criticada como tendo erros de dimensionamento devido ao campo de aceleração não uniforme e também a dificuldade de representar detalhes suficientes do protótipo em modelos de pequena escala. Isso é claramente importante para ter uma apreciação adequada das limitações da modelagem. Se uma aceleração de N vezes a gravidade da terra (g) é aplicada num material de densidade ρ , então a tensão vertical no modelo, σ_v é na profundidade h_m é no modelo é dado pela equação:

$$\sigma_{vm} = \rho \cdot N \cdot g \cdot h_m \quad (2.6)$$

No protótipo é dado pela equação:

$$\sigma_{vp} = \rho \cdot g \cdot h_p \quad (2.7)$$

Assim para $\sigma_v = \sigma_{vp}$ temos: $\sigma_{vp} = h_p \cdot N^{-1}$ e o fator de escala (modelo: protótipo) para dimensões lineares é 1:N.

Sendo o modelo uma representação de escala linear do protótipo, então os deslocamentos também terão um fator de escala de 1:N. Portanto a deformação tem um fator de escala de 1:1 e o trecho da curva tensão-deformação do solo mobilizado no modelo será idêntica no protótipo.

Ao usarmos a centrífuga geotécnica submetendo um modelo a um campo de aceleração maior do que a aceleração terrestre ocorre uma variação da aceleração no modelo, pois o campo de aceleração inercial é dado por $\omega^2 r$ onde ω é a velocidade angular rotacional da centrífuga e r é o raio representado pela distância que vai do centro do eixo da centrífuga até a metade do modelo. Este suposto problema pode ser minimizado ao se tomar o devido cuidado em se determinar o correto raio. Na Figura 2.23 é apresentada uma comparação da distribuição das tensões verticais no modelo e no protótipo correspondente que normalmente é esperado.

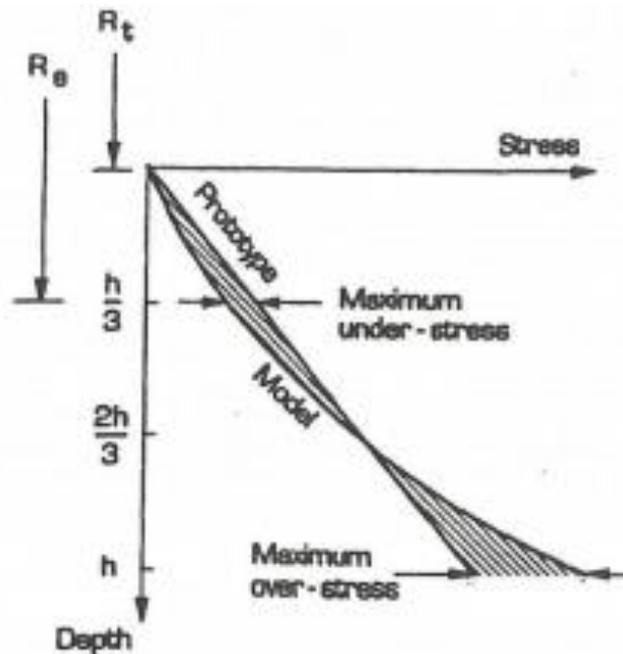


Figura 2.23. Comparação da variação da tensão com a profundidade no modelo na centrífuga e com o protótipo correspondente (Taylor, 1995).

Utilizando-se a expressão 2.8 pode-se calcular o Fator (N) que representa a gravidade na região de interesse no modelo.

$$Ng = w^2 R \quad (2.8)$$

Onde:

N = fator que multiplica a gravidade terrestre para a centrífuga.

g = gravidade terrestre

w = velocidade angular em que o modelo está girando

R = raio efetivo que vai do eixo da centrífuga até o ponto de interesse.

De posse do valor do raio até o topo do modelo (R_t) pode-se então calcular a tensão vertical na profundidade z no modelo pela equação:

$$\sigma_{vm} = \rho \omega^2 Z \left(\frac{z}{2} + R_t \right) \quad (2.9)$$

Onde:

σ_{vm} = tensão vertical do modelo

ρ = densidade

ω = velocidade angular

z = profundidade desejada.

R_t = raio do eixo da centrífuga ao topo do modelo

Efeito do tamanho da partícula.

Um dos questionamentos que podem ocorrer em trabalhos em centrífuga é o fato de como a modelagem em centrífuga pode ser justificada se o tamanho das partículas do solo não está reduzido pelo fator de N , ou seja, quando se coloca algum modelo na centrífuga para ser estudado e sendo este modelo, por exemplo, uma estaca, a questão é que se este modelo representa um protótipo em escala reduzida a partícula de solo no modelo não é reduzida, o que leva a acreditar num suposto efeito de escala gerado pelo tamanho da partícula do solo utilizado no modelo. Segundo Taylor (1995) este efeito do tamanho do grão ocorre principalmente durante as interações solo-estrutura, e nestas interações o comportamento tensão-deformação do solo deve ser estudado. O problema é que não se pode reduzir o tamanho da partícula de solo através do fator N , ocasionando assim em supostos efeitos de escala. No intuito de minimizar este efeito de escala deve-se usar um diâmetro do modelo com o tamanho 50 vezes maior do que diâmetro da partícula do solo.

Ao supormos, por exemplo, uma estaca cravada em areia e com preenchimento interno de areia representando um modelo na centrífuga geotécnica submetido a uma aceleração de $20g$, e se o devido cuidado for tomado em relação ao diâmetro da estaca para com o tamanho do diâmetro do grão do solo no interior da estaca, conforme mencionado no parágrafo anterior, logo o problema de efeito escala do tamanho do grão seria minimizado em todos os ensaios. Taylor (1995) afirma que é pertinente desenvolver orientações sobre a relação crítica entre uma dimensão no modelo para o diâmetro médio de grãos no intuito de se evitar problemas de efeitos do tamanho da partícula. Esta foi uma abordagem adotada por Ovesen (1979) que estudou o desempenho de fundações circulares em areia mediante uma série de experimentos utilizando diferentes tamanhos de modelos em diferentes acelerações de tal forma que corresponderam ao mesmo protótipo. Os dados foram consistentes validando a técnica de centrífuga, através desta pesquisa foi observado que ocorreu algum desvio em relação ao comportamento típico quando a relação do diâmetro da fundação para com o tamanho do grão foi menor do que 15.

Condições de contorno (container) e efeito de borda

As condições de contorno do container e o efeito de borda (para ensaios envolvendo estacas cravadas) são assuntos que merecem uma atenção especial podendo afetar os resultados dos ensaios e para evitar problemas como estes é preciso se cercar de alguns cuidados que conferirão maior confiabilidade durante o processo de modelagem.

O comportamento de modelos em experimentos na centrífuga geotécnica necessariamente não replica fielmente o que ocorreria com o protótipo, mas o que se consegue é obter uma representação extremamente próxima do que realmente se passaria com o protótipo. Taylor (1995) afirma que os dados provenientes dos ensaios em centrífuga podem ser úteis, mesmo se, por alguma razão os modelos não representarem o real comportamento do protótipo.

Phillips (1995) fez uma abordagem no que tange a forma mais apropriada de se utilizar um container, afirmando que tanto à parte superior quanto a inferior do modelo devem ser consideradas, podendo conter planos verticais de simetria que podem ser substituídos por superfícies rígidas de baixo atrito, tal como a parede lateral do container no intuito de reduzir o tamanho do modelo. Para testes com argilas o atrito lateral pode ser reduzido ao lubrificar as paredes rígidas suavemente revestidas com uma graxa resistente à água. Já para testes em areia uma folha de acetato pode ser colocada entre a massa de solo e a parede do container. Quanto a pequenos deslocamentos em areia, a resistência ao atrito pode ser diminuída usando-se folhas lubrificadas de látex nos contornos. Também é importante ressaltar que a base do container deve ser firme, plana e uniforme o suficiente para evitar perturbações significativas da amostra durante a preparação do modelo, montagem da instrumentação e na execução dos ensaios. O container precisa estar seguramente sustentado pela plataforma da centrífuga evitando acidentes e influências durante a execução do ensaio.

Em relação ao efeito de borda deve-se considerar que ao se cravar uma estaca em areia contida num container, o cuidado a se tomar é em relação à distância entre o fuste da estaca e a parede lateral interna do container, pois quando esta distância não respeita alguns limites pode haver a ocorrência do efeito de borda que é um fenômeno originado pelo confinamento do solo entre o fuste da estaca durante a cravação produzindo uma zona de influência no solo. Uma vez ocorrendo

está zona de influência devido o confinamento do solo durante a cravação o mesmo é compactado tendo a sua densidade relativa alterada. Meyerhof (1959) concluiu que a zona compactada devido o efeito de borda em torno do fuste da estaca devido à cravação é de até 6 diâmetros da estaca. Kishida (1963) afirmou que a zona compactada é de aproximadamente 8 diâmetros da estaca ao realizar testes em modelo de estaca em areia fofa. Robinsky e Morrison (1964) estudaram a zona de compactação e o deslocamento em torno da estaca usando técnicas de radiografia e chegaram à conclusão que para uma areia com média densidade, movimentos visíveis do solo estenderam de 4,5 a 5,5 diâmetros da estaca a partir do fuste da mesma e 3 a 4,5 diâmetros abaixo da ponta. Em areia fofa, o alcance do movimento foi de 3 a 4 diâmetros a partir do fuste da estaca e 2,5 a 3,5 diâmetros abaixo da ponta da estaca. Kraft (1991) afirmou que quando a relação entre o comprimento e o diâmetro da estaca se aproxima de 0,45 vezes a relação entre o diâmetro do container e o diâmetro da estaca.

Utilização de Modelagem Física

Muitos pesquisadores tem utilizado a modelagem como ferramenta para realizarem seus estudos, Santiago (2010) utilizou a modelagem física para estudar o comportamento de dutos enterrados, com o objetivo de propor um novo sistema de ancoragem através de Geogrelhas, para evitar movimentos ascendentes que possam comprometer sua funcionalidade. A simulação foi realizada na Centrífuga Geotécnica a 10g. Foram realizados ensaios de arrancamento a fim de determinar a resistência ao arrancamento de dutos enterrados. Os resultados mostraram um ganho de resistência quando os dutos enterrados são ancorados a geogrelha.

Bhattacharya et. al (2010) recorreram a modelagem física tratando da importância das turbinas eólicas offshore, mostrando que existe uma necessidade de uma investigação mais detalhada que possa prever o desempenho destas estruturas. As turbinas eólicas são estruturas que possuem como obstáculos carregamentos dinâmicos e cíclicos nas quais são submetidas. Carregamentos estes que podem ser representados por fortes ventos e vibrações causadas pelo choque das ondas do mar em contato com a fundação da estrutura.

Partindo do princípio que, o comportamento dinâmico do sistema e a previsão do desempenho em longo prazo de geração de energia das turbinas eólica offshore, estas que por sua vez requerem uma compreensão mais profunda de várias interações dinâmicas entre a superestrutura, fundação, solo e cargas externas. Foi mostrado que estudos experimentais em pequena escala podem ser realizados para estudar a dinâmica solo-estrutura em problemas de interação complexas onde não há informação prévia. O desempenho em longo prazo de turbinas eólicas no mar tem sido estudado porque há uma preocupação real em relação ao efeito sobre desempenho de mudanças na rigidez fundação. Grupos não dimensionais baseados em mecânica foram derivados em ordem para estudar os vários aspectos deste problema e sua validade tem sido verificada através de modelagem física. Sob certas, condições de carga, a frequência natural do sistema diminui como resultado dos efeitos de cargas cíclicas. Estas condições críticas referem-se a: o nível de tensão no solo e a posição relativa da frequência do sistema em comparação à frequência forçada.

Tshua (2007) também recorreu à modelagem física propondo um modelo teórico da relação entre o torque da instalação e a capacidade de carga à tração deste tipo de estaca em areias para ser utilizado como procedimento de controle durante a execução deste tipo de fundação. Os ensaios de modelagem física foram realizados no Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) em Nantes, França, constatando-se que nas estacas multi-hélices a porcentagem de capacidade de carga relativa à hélice da ponta aumenta de acordo com o diâmetro da hélice e com a densidade da areia.

Williamson e Elshafie (2013) também usaram como ferramenta a modelagem na centrífuga geotécnica para investigar o efeito de tunelamento em estacas cravadas em areia na densidade de 76%. A estaca apresentava uma seção transversal semicircular permitindo que os deslocamentos da parte inferior ao redor da estaca pudessem ser monitorados usando se um velocímetro de imagem de partículas (PIV). Células de carga no topo e na base da estaca foram colocadas ao longo do seu centroide para minimizar os efeitos de flexão na medição de carga conforme pode é mostrado na Figura 2.24.

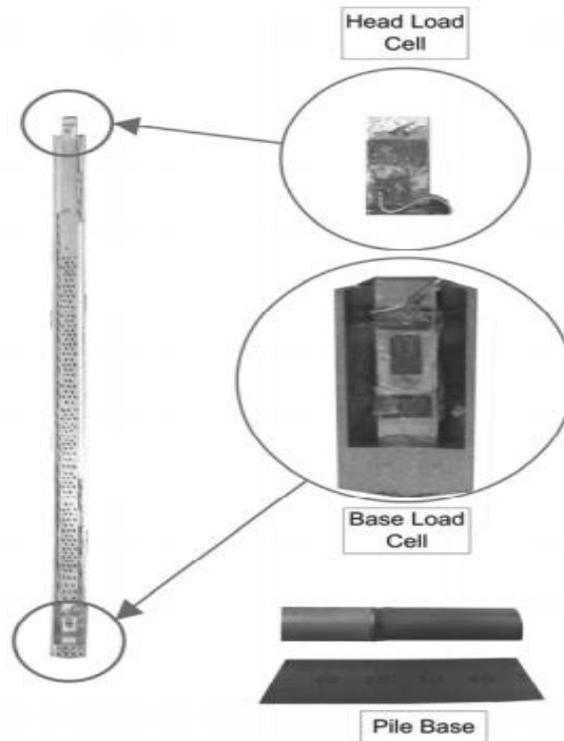


Figura 2.24. Projeto final da estaca (Williamson e Elshafie, 2013).

Essa nova configuração de estaca, junto com o mecanismo de carregamento, assegurou que a carga fosse transmitida predominantemente através do centroide da estaca, que reduziu os efeitos de flexão que tenham anteriormente causado erros significativos nestes tipos de problemas. Dentro do alcance de cargas de trabalho, verificou-se que a variação entre a mudança de cargas de base e do topo pode ser muito pequena. (Figura 2.25).

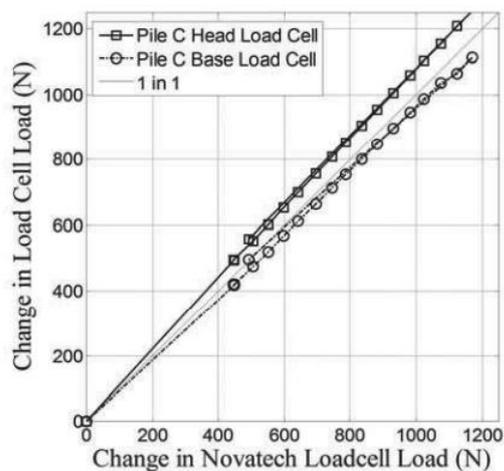


Figura 2.25. Células de carga mostrando a mudança de carga entre a base e o topo da estaca C (Williamson e Elshafie, 2013).

Os dados de deslocamento de PIV vertical na estaca mostra a importância dos detalhes da modelagem na obtenção de dados de alta qualidade (Figura 2.26).

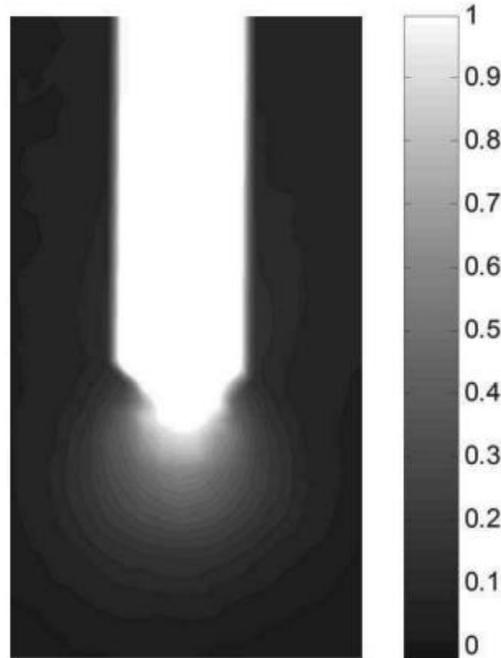


Figura 2.26. Contorno do deslocamento vertical (mm) em um deslocamento de $10\%D_{estaca}$ (Williamson e Elshafie, 2013).

2.6 MÉTODOS DE CAPACIDADE DE CARGA

Muito são os métodos de previsão de capacidade de estacas existentes, e é sabido que a capacidade de suporte é determinada baseando-se na capacidade estrutural e na geotécnica escolhendo-se a menor para o projeto de fundações devido o fator de segurança. Segundo Bessa (2005), as fundações (estacas) submetidas a esforços de tração resistem a esta solicitação pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e pelo seu peso próprio. Podendo a capacidade de carga ser definida como a soma da carga máxima suportada pela resistência lateral e o peso da estaca.

$$Q_u = Q_1 + P_p \quad (2.10)$$

2.6.1 Das (1986)

Segundo Das (1986), a capacidade de suporte das estacas quando submetidas à tração pode ser calculada através da seguinte equação:

$$Q_o = f_s A_s \quad (2.11)$$

Onde Q_o é a capacidade de suporte máxima ao arrancamento, f_s é o atrito médio e A_s é a área lateral da estaca.

O atrito médio pode ser determinado pela seguinte equação:

$$f_s = k_u \frac{\gamma' L}{2} \tan \delta \quad (2.12)$$

Onde k_u é o coeficiente de empuxo do solo, γ' é o peso específico do solo, L é o comprimento da estaca e δ é o ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca.

Das (1986) também apresentou estudos de Meyerhof (1973) para a determinação do coeficiente k_u através de uma estimativa teórica relacionando o ângulo de resistência ao cisalhamento do solo e o k_u (2.27).

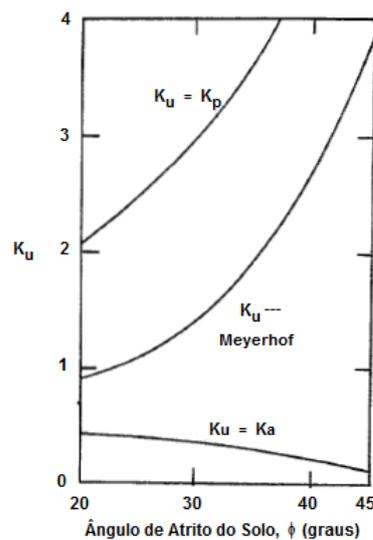


Figura 2.27. Variação de k_u . (Das, 1986)

Onde:

$$K_p = \text{coeficiente de empuxo passivo: } K_p = \frac{1 + \text{sen}\varphi}{1 - \text{sen}\varphi} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$K_a = \text{coeficiente de empuxo ativo: } K_a = \frac{1 - \text{sen}\varphi}{1 + \text{sen}\varphi} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

2.6.2. Método de Meyerhof

Meyerhof (1973) propôs um método de cálculo para determinação da carga última de estacas submetidas a esforços de tração. Através da expressão 2.13 é possível obter a carga líquida de arrancamento, faltando apenas acrescentar o peso próprio da estaca ao valor obtido para obtenção da carga última de tração.

$$Q_l = \left(k_u \frac{\gamma' L}{2} \tan \delta \right) A_s \quad (2.13)$$

Onde Q_l é a carga líquida á tração k_u é o coeficiente de empuxo do solo, γ' é o peso específico do solo, L é o comprimento da estaca, δ é o ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca e A_s é a área lateral da estaca. O k_u pode ser calculado tanto pelo modelo como pelo protótipo, pois seu fator de escala é igual a 1, ou seja, o k_u calculado através do modelo centrífugo é igual ao k_u calculado pelo protótipo. O k_u a partir do modelo pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$k_u = \frac{2Q_{om}}{A_s \gamma'_{20g} L_m \tan \delta} \quad (2.14)$$

Nesta equação Q_{om} é a capacidade de carga máxima líquida ao arrancamento do modelo, obtida no ensaio centrífugo, A_s é a área lateral da estaca modelo, γ'_{20g} é o peso específico da areia multiplicado por N, que neste caso específico é 20, L_m é o comprimento da estaca modelo e δ é o ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca.

Já para determinar o k_u a partir do protótipo, considerando a carga obtida no ensaio centrífugo e a estaca modelo, deve ser levada em consideração a relação de escala de cada elemento. O cálculo de k_u através do protótipo segue a seguinte expressão:

$$k_u = \frac{2(Q_{0m} * N^2)}{(A_s * N^2) \gamma' (L_m * N) \tan \delta} \quad (2.15)$$

Onde N, conforme comentado anteriormente, é o número de vezes que a gravidade é aumentada em relação à gravidade terrestre, que neste caso específico é 20.

Neste trabalho os valores de k_u 's foram calculados através de cargas obtidas no ensaio utilizando-se a expressão 2.13 adotando-se a metodologia equivalente e rigorosa apresentadas nos itens 2.6.3 e 2.6.4. (os dois próximos itens).

2.6.3. Metodologia Equivalente

O procedimento de cálculo denominado de metodologia equivalente consiste na utilização das formulações apresentadas no item 2.6.1, que juntas tem como resultado a equação de Meyerhof (1973), vinculada aos resultados obtidos nos ensaios para determinação do k_u equivalente.

Para que a previsão da carga seja feita é preciso determinar o f_s porém este está relacionado com o coeficiente K_u que é desconhecido. Mas com a carga obtida nos ensaios de arrancamento obtendo-se como resultado a carga modelo para cada preenchimento interno na estaca é possível determinar o f_s através da equação 2.11 e conseqüentemente se determina o k_u equivalente pela equação 2.12 para cada preenchimento interno.

É importante ressaltar que na metodologia equivalente só é considerada apenas a contribuição gerada pela parte externa da estaca, ou seja, na determinação do f_s só é considerado a área lateral externa na estaca. Nesta metodologia só é considerada a contribuição externa não levando em consideração a parte interna do preenchimento. Na metodologia é feito o processo de normalização calculando-se o K_u normalizado. O K_u normalizado é obtido ao dividir o K_u equivalente (estaca com preenchimento) pelo K_u (estaca vazia).

2.6.4. Metodologia Rigorosa

Neves (2012) propôs em seu trabalho uma formulação que leva em conta a contribuição gerada pela influência do preenchimento interno na previsão de carga.

Considerando uma estaca vazia (sem preenchimento) correspondendo a 0% de preenchimento a formulação é a mesma utilizada na metodologia equivalente, porém nos casos que em houver preenchimento interno na estaca foi proposta uma parcela adicional ao cálculo do atrito médio f_s , o $f_{preenchimento}$, que levará em consideração a influência gerada pela contribuição do solo presente no interior da estaca. A formulação proposta por (Neves, 2012) é representada pelas equações:

$$f_s = k_u \frac{\gamma' L}{2} \tan \delta + f_{preenchimento} \quad (2.16)$$

Onde f_s é o atrito médio, k_u é o coeficiente de empuxo do solo, γ' é o peso específico do solo, L é o comprimento da estaca, δ é o ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca e $f_{preenchimento}$ é o atrito médio no interior da estaca.

O $f_{preenchimento}$ é calculado seguindo a seguinte expressão:

$$f_{preenchimento} = \frac{\Delta Q}{A_i} = k_{preenchimento} \frac{\gamma'_i L_{plug}}{2} \tan \delta_{solo-estaca} \quad (2.17)$$

Sendo assim, o $k_{preenchimento}$ é calculado conforme formulação abaixo.

$$k_{preenchimento} = \frac{2\Delta Q}{A_i \gamma'_i L_{preenchimento} \tan \delta_{solo-estaca}} \quad (2.18)$$

Onde ΔQ (equação 2.19) é a contribuição interna para determinado diâmetro considerado, A_i é a área lateral interna, γ'_i é o peso específico do solo no interior da estaca, L_{plug} é o comprimento do *plug*, $\delta_{solo-estaca}$ é o ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca no *preenchimento*.

$$\Delta Q = Q - Q_0 \quad (2.19)$$

Onde Q é a carga de determinado *preenchimento interno* e Q_0 é a carga do ensaio para uma estaca vazia (0% de preenchimento).

Nas tabelas 2.7 e 2.8 são apresentados valores de ΔQ e $K_{\text{preenchimento}}$ obtidos por Neves (2012) utilizando a metodologia rigorosa.

Tabela 2.7. Valores correspondentes numa densidade relativa de 23% e preenchimento interno da estaca na densidade relativa de 70% (Neves, 2012).

Porcentagem de Preenchimento (%)	Carga (Q) de Pico Bruta (N)	ΔQ (N)	Ku preenchimento
0	387,92	0	0
35	439,00	51,08	0,45
50	536,34	148,42	0,65

Tabela 2.8. Valores correspondentes numa densidade relativa de 70% e preenchimento interno da estaca na densidade relativa de 70%. (Neves, 2012).

Porcentagem de Preenchimento (%)	Carga (Q) de Pico Bruta (N)	ΔQ (N)	Ku preenchimento
0	585,35	0	0
35	625,08	39,73	0,35
50	670,68	85,33	0,37

2.6.5. Método de Grenoble

Outro método usado para previsão de carga de estacas submetidas à tração é o de Grenoble (1968) que segundo Bessa (2005) envolve praticamente todos os tipos de fundação. O método tem por base uma formação de superfície de ruptura, em função do tipo do elemento de fundação. A carga última de uma estaca cilíndrica submetida a esforços verticais de tração é obtida pela expressão:

$$P_u = P_{f\phi} + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad (2.20)$$

Em que a parcela ($P_{f\phi}$) representa o termo de atrito, a parcela (P_{fc}) representa a termo de coesão, a parcela (P_q) representa o termo de sobrecarga, a parcela (P_γ) representa o termo de gravidade, a parcela (P_f) representa o peso próprio da fundação. A parcela do termo de atrito ($P_{f\phi}$) é obtida pelas seguintes relações:

$$P_{f\phi} = A_1 \cdot \gamma \cdot Z \cdot M_{\phi'} \quad (2.21)$$

$$M_{\phi'} = M_{\phi 0} [1 - 1/3(tg\lambda \cdot Z/R)] \quad (2.22)$$

$$M_{\phi 0} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \lambda)}{4\cos^2\lambda} \quad (2.23)$$

A parcela do termo de gravidade (P_γ) é obtida pelas seguintes relações:

$$P_\gamma = A_1 \cdot \gamma \cdot Z \cdot M_\gamma \quad (2.24)$$

$$M_\gamma = M_{\gamma 0} [1 - 1/3(tg\lambda \cdot Z/R)] \quad (2.25)$$

$$M_{\gamma 0} = -1/2(tg\lambda) \quad (2.26)$$

2.6.6. Método da Teoria da Resistência Lateral

Inicialmente foi desenvolvido para o cálculo da carga última à compressão de estacas, mas na atualidade este método é usado também na previsão de carga última à tração considerando que a ruptura ocorra no contato solo-estaca sendo a máxima tensão cisalhante ao longo do fuste calculada através da expressão abaixo:

$$\tau = c_a + \sigma_h \cdot tg\delta \quad (2.27)$$

Onde:

c_a - adesão entre a estaca e o solo

σ_h - tensão horizontal (tensão normal entre a estaca e o solo)

δ - ângulo de contato entre a estaca e o solo

Segundo Bessa (2005) a tensão vertical (σ_v), para solos arenosos cresce até certa profundidade, denominada profundidade crítica (z_c), a partir da qual permanece constante. Já o coeficiente de empuxo horizontal (k_h) depende do ângulo de atrito (ϕ), do tipo e método de instalação da estaca, da compressibilidade do solo, da tensão horizontais no terreno e do tamanho e forma da estaca, sendo que a pressão exercida pelo concreto junto às paredes do solo é fator que tende a aumentar o valor de k_h . Ainda segundo Bessa (2005), Poulos e Davis (1980) sugerem adotar no caso de estacas escavadas ($\phi = \phi'_1$), sendo ϕ'_1 o ângulo de atrito do solo antes da escavação. O valor de δ pode ser obtido segundo um gráfico que apresenta a relação (δ/ϕ) variando em função da densidade relativa, idealizado por Das (1977), o qual sugere δ variando de $0,4 \phi$ (areias fofas) à ϕ (areias densas).

CAPÍTULO III – MATERIAIS E MÉTODOS

A etapa experimental deste estudo foi realizada na oficina de ensaios de solos no Laboratório de Engenharia Civil da UENF e constou num primeiro momento em ensaios de cisalhamento direto em amostras de areia, provenientes de misturas ótimas oriundas de um algoritmo criado pelo software Excel.

E num segundo momento das 8 (oito) misturas formadas, 5 (cinco) foram submetidas ao ensaio de cisalhamento direto, sendo 3 (três) misturas selecionadas que foram utilizadas no preenchimento da estaca e submetidas a ensaios de arrancamento na centrífuga geotécnica.

3.1. Solo utilizado

As areias utilizadas nos ensaios eram normalizadas pela NBR 7214 sendo fornecidas pelo Instituto de Pesquisa Tecnológica (IPT). Foram utilizadas quatro granulometrias: fina (material retido na peneira nº 100 de abertura de 0,15 mm), média fina (material retido na peneira nº 50 de abertura de 0,3 mm), média grossa (material retido na peneira nº 30 de abertura de 0,6 mm) e grossa (material retido na peneira nº 16 de abertura igual a 1,2 mm).

3.2. Ensaio de Caracterização do solo

Ensaio de Peneiramento

Os ensaios de peneiramento foram realizados visando à obtenção das curvas granulométrica das areias mal graduadas sendo realizados de acordo com a norma brasileira NBR 7181/84. Nas Figuras 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4 abaixo são apresentadas respectivamente as curvas granulométricas das areias mal graduadas (areia 16, 30, 50 e 100) cujo coeficiente de uniformidade obtido foi de 1,3.

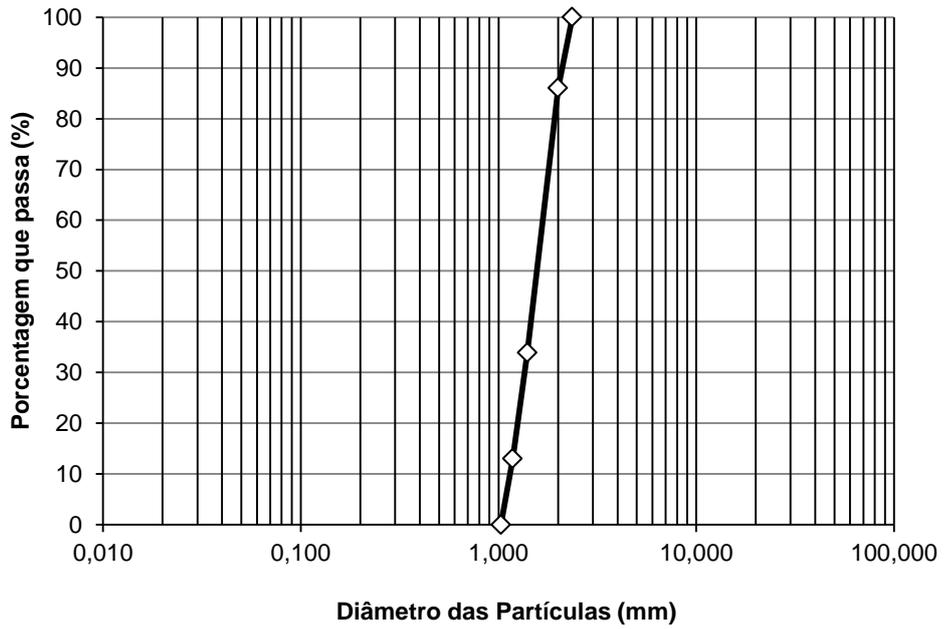


Figura 3.1. Curva granulométrica da areia 16.

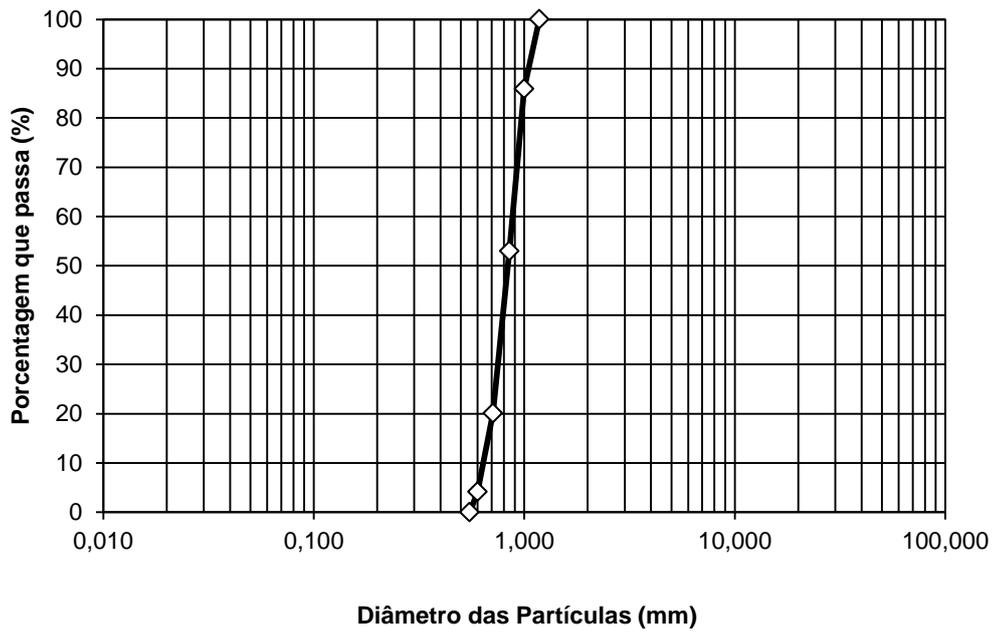


Figura 3.2. Curva granulométrica da areia 30.

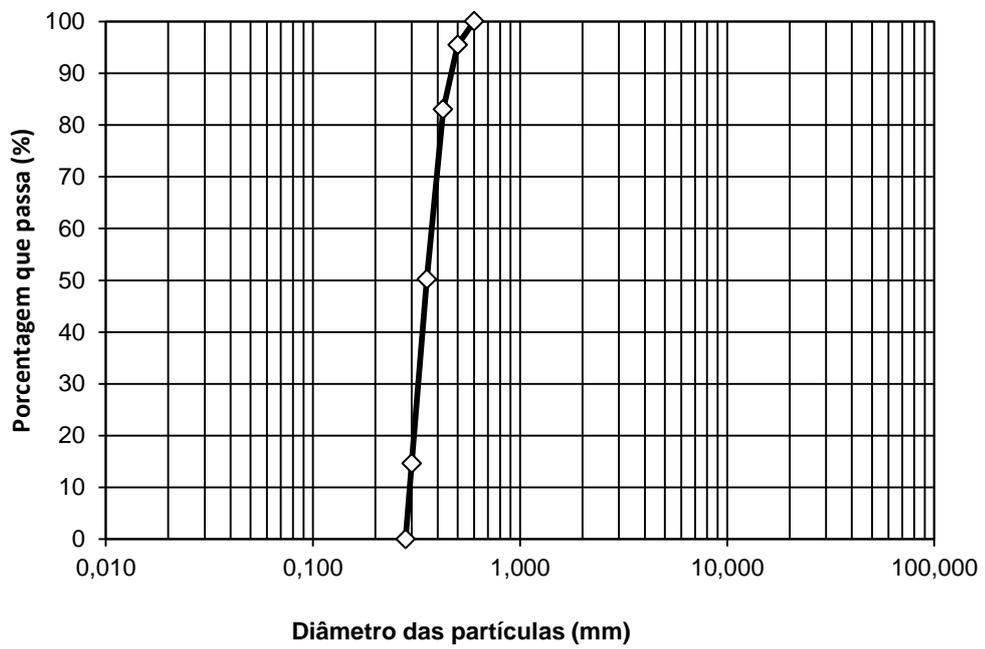


Figura 3.3. Curva granulométrica da areia 50.

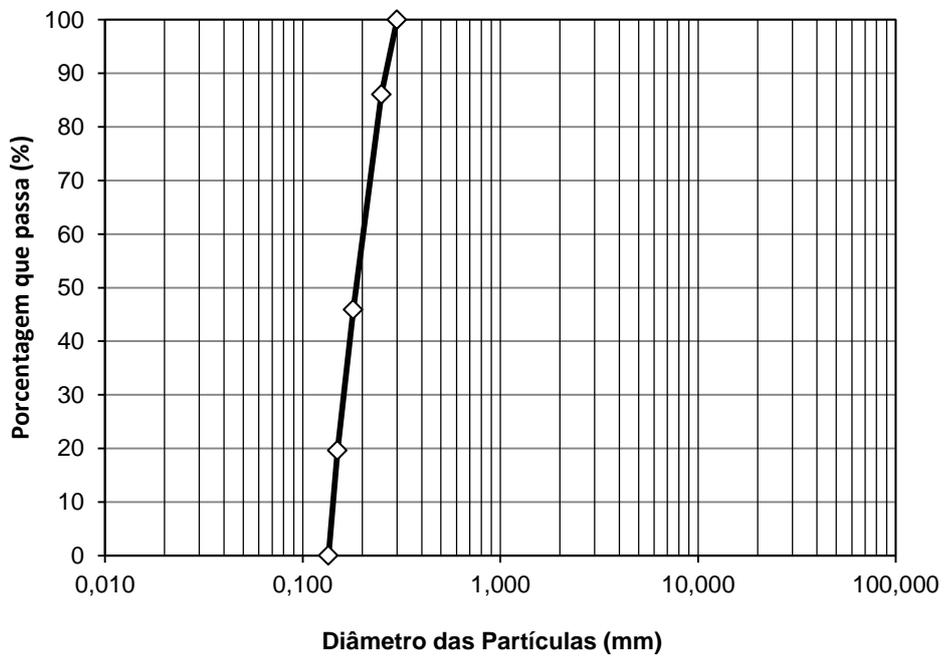


Figura 3.4. Curva granulométrica da areia 100.

Ensaio de peso específico dos grãos (G)

Para a determinação do peso dos grãos foram realizados ensaios de acordo com a norma NBR 6508/84. Os resultados obtidos nos ensaios foram utilizados nos cálculos dos índices de vazios sendo apresentado nas Tabelas 3.1 e 3.4.

Ensaio de $\gamma_{\text{mín}}$ e $\gamma_{\text{máx}}$

Foram realizados ensaios de $\gamma_{\text{mín}}$ e $\gamma_{\text{máx}}$, e de posse dos valores de $\gamma_{\text{mín}}$ e $\gamma_{\text{máx}}$ foi calculada pela expressão 3.1 o γ_d para a densidade relativa (D.R.) almejada. Os valores dos $\gamma_{\text{mín}}$, $\gamma_{70\%}$ e $\gamma_{\text{máx}}$ são apresentados na Tabelas 3.1 e 3.4.

$$D.R. = \frac{(\gamma_d - \gamma_{d \text{ mín}})}{(\gamma_{d \text{ máx}} - \gamma_{d \text{ mín}})} \cdot \frac{(\gamma_{d \text{ máx}})}{(\gamma_d)} \quad (3.1)$$

Tabela 3.1. Valores dos pesos específicos, ensaio de G e índices de vazios.

Areia	C.U.	Amostras	$\gamma_{\text{mín}}$ (kN/m ³)	$\gamma_{70\%}$ (kN/m ³)	$\gamma_{\text{máx}}$ (kN/m ³)	G	$e_{\text{mín}}$	$e_{70\%}$	$e_{\text{máx}}$
Areia 16	1,3	1	12,66	14,58	15,60	2,65	0,73	0,85	1,13
Areia 30	1,3	1	12,63	14,57	15,62	2,65	0,72	0,83	1,14
Areia 50	1,3	1	12,77	14,54	15,46	2,64	0,75	0,83	1,11
Areia 100	1,3	1	12,85	14,70	15,66	2,65	0,73	0,84	1,10

3.3. Algoritmo para misturas combinadas de areia

Para a combinação das misturas das areias foi utilizado um algoritmo através de uma planilha do EXCEL para colocar em prática o método proposto por Windisch, E. J., utilizando um algoritmo de pesquisa operacional de otimização de multivariáveis com restrições, pois quando se trabalha com diferentes tipos de solo, pode-se estudar a melhor combinação de proporções entre eles, em que cuja curva resultante será a mais próxima da curva alvo pré-determinada. Em uma planilha de EXCEL o procedimento de otimização é executado utilizando-se o macro "solver" cuja convergência é extremamente rápida tornando o método bastante atraente

(SABOYA Jr,e Alexandre,1999). Na Figura 3.5 é ilustrada a Tabela padrão para cálculo das porcentagens das areias mal graduadas.

Entrando com os valores de porcentagem que passa do ensaio de peneiramento das areias mal graduadas na planilha, pode-se então encontrar a melhor combinação de proporções entre as areias mal graduadas, em que cuja curva resultante será a mais próxima da curva requerida, sendo possível obter a curva representativa e as porcentagens de cada areia contida em cada mistura em função do coeficiente de uniformidade (C.U.) almejado.

Peneira	0,150	0,180	0,250	0,300	0,355	0,425	0,500	0,600	0,710	0,850	1,000	1,180	1,400	2,000	2,36	2,80	3,35	xi
Areia 16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	33,9	86	100	100	100	7,64
Areia 30	0	0	0	0	0	0	0	4,1	20,1	53	85,9	99,96	99,98	100	100	100	100	35,46
Areia 50	0	0	0	14,6	50,2	83	95,5	100	100	100	100	100	100	99,98	100	100	100	40,71
Areia 100	19,6	45,9	86	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	16,19
																		100
Requerida	3,5	7	13	23	37	50	55	58	64	76	87	93,64	95	98	99	99	100	
Obtida	3,2	7,4	13,9	22,1	36,6	50,0	55,1	58,4	64,0	75,7	87,4	93,3	94,9	98,9	100,0	100,0	100,0	
DESvio	0,107	0,186	0,852	0,752	0,14	5E-04	0,005	0,125	7E-04	0,093	0,131	0,09	0,003	0,851	1	1	2E-28	5,334

Figura 3.5. Apresentação da planilha usada através do Excel para executar o algoritmo de otimização. Modificado (SABOYA Jr,e Alexandre,1999).

3.3.1. Preparação das Misturas

Com a porcentagem de cada areia para cada mistura obtida pelo algoritmo foi possível preparar as misturas para serem caracterizadas. Depois, as areias foram devidamente pesadas, em seguida colocadas num tabuleiro (Figura 3.6), e finalmente foram devidamente misturadas sendo posteriormente colocadas em sacos plásticos e novamente misturadas até se tornarem uma amostra homogeneizada.



Figura 3.6. Bandeja com areias prontas para serem misturadas para o ensaio de peso específico mínimo e máximo.

3.3.2. Resultados obtidos através do algoritmo para misturas

Utilizando o algoritmo de pesquisa operacional para misturas foram obtidas as curvas granulométricas das misturas e as porcentagens de cada areia mal graduada presente na combinação das misturas. Nas Figuras 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11 são apresentadas as curvas granulométricas das misturas formadas pela combinação de quatro amostras de areia e nas Figuras 3.12, 3.13 e 3.14 são apresentadas as curvas granulométricas para as misturas formadas pela combinação de três amostras de areia. Na Tabela 3.2 são apresentadas as porcentagens de cada areia mal graduada para cada mistura obtida para as misturas formadas por quatro amostras e na Tabela 3.3 são apresentadas as porcentagens formadas para 3 amostras de areia.

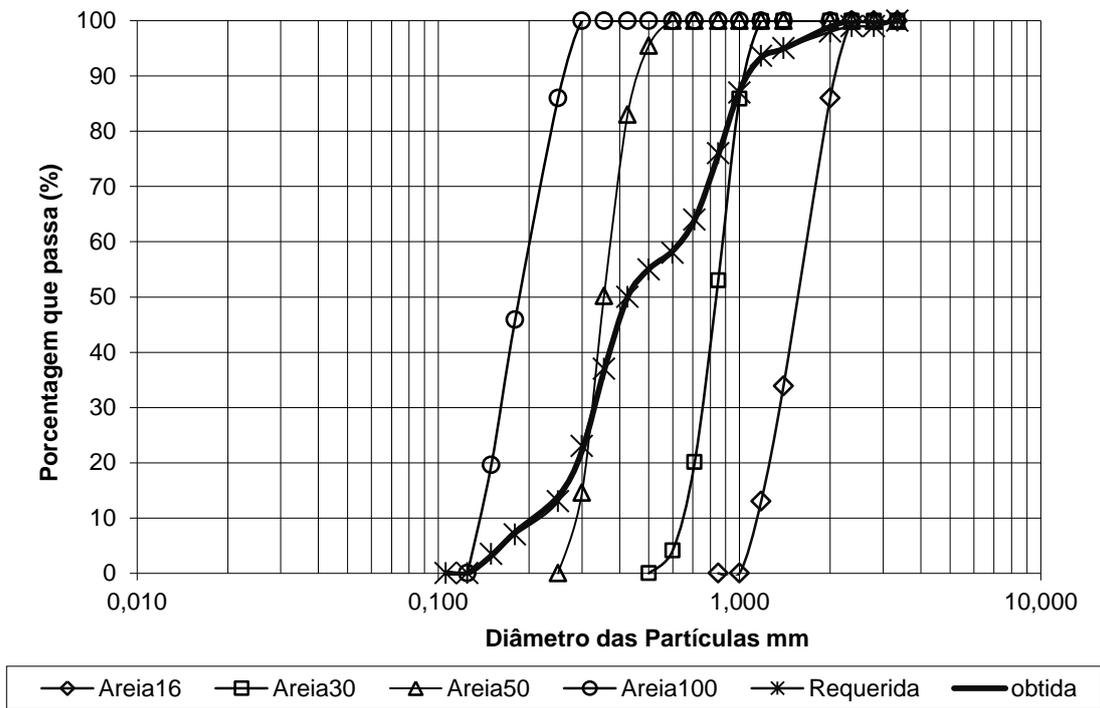


Figura 3.7. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 3 formada pela combinação de quatro areias.

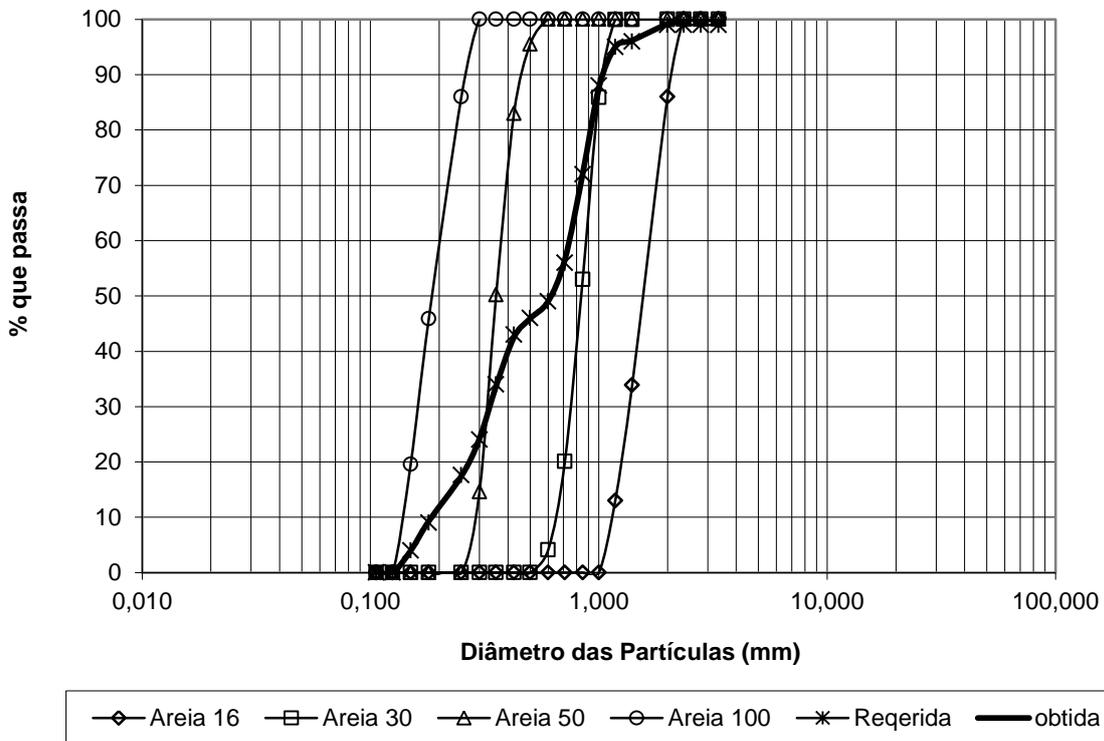


Figura 3.8. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 4 formada pela combinação de quatro areias.

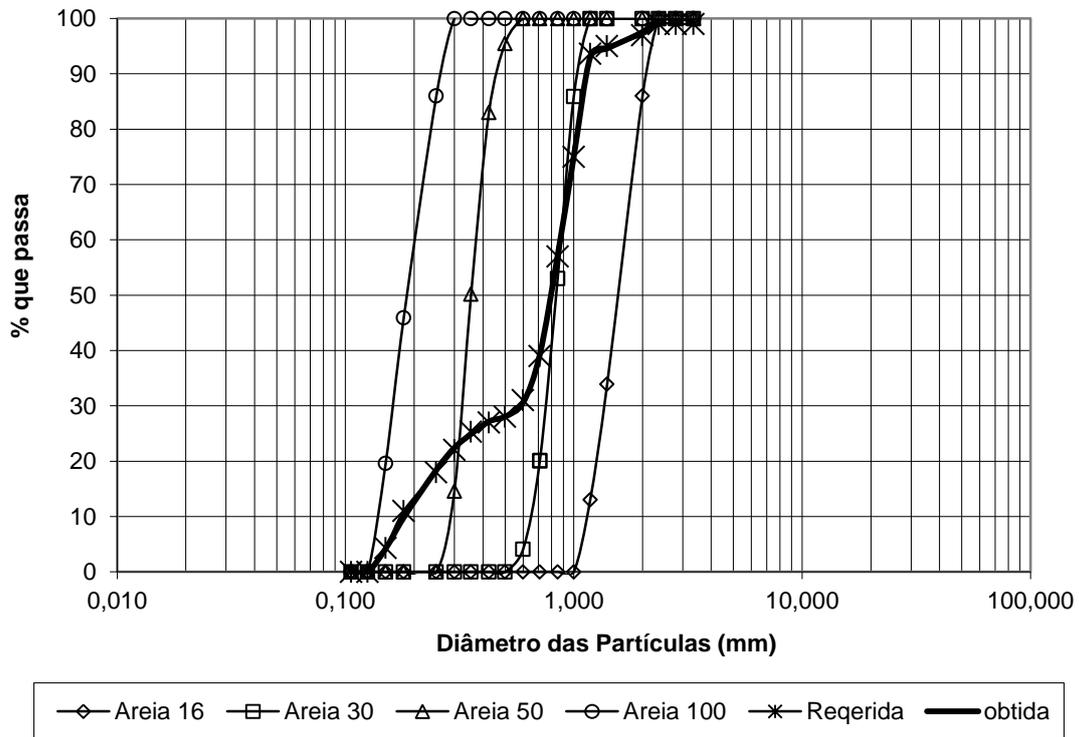


Figura 3.9. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 5 formada pela combinação de quatro areias.

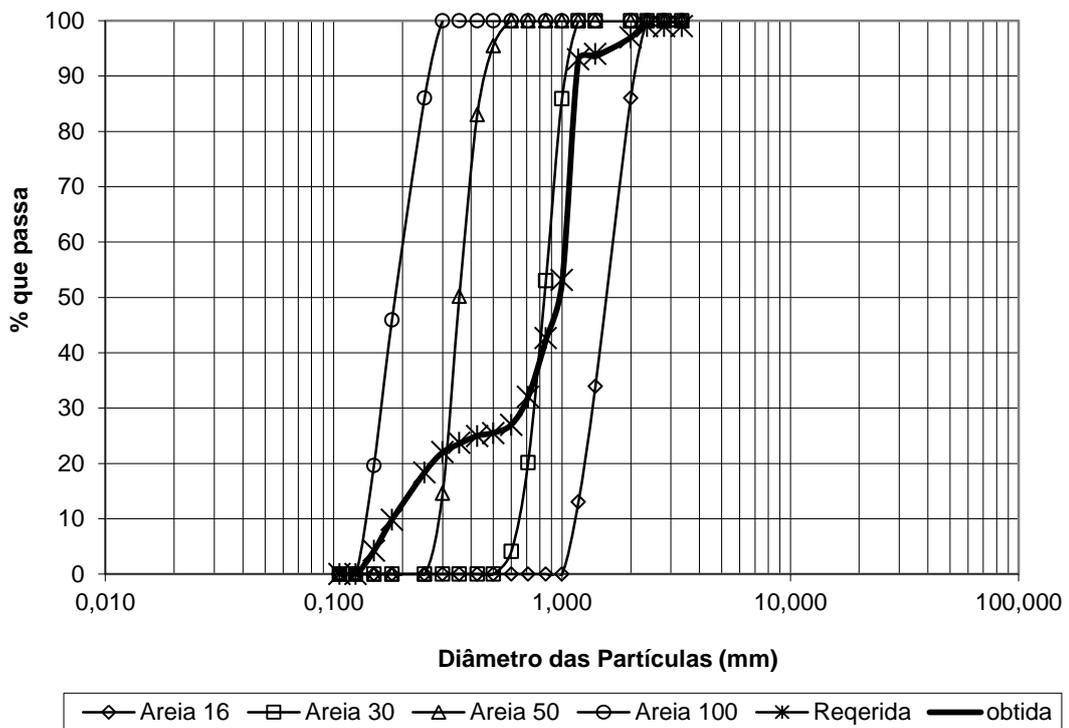


Figura 3.10. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 6 formada pela combinação de quatro areia

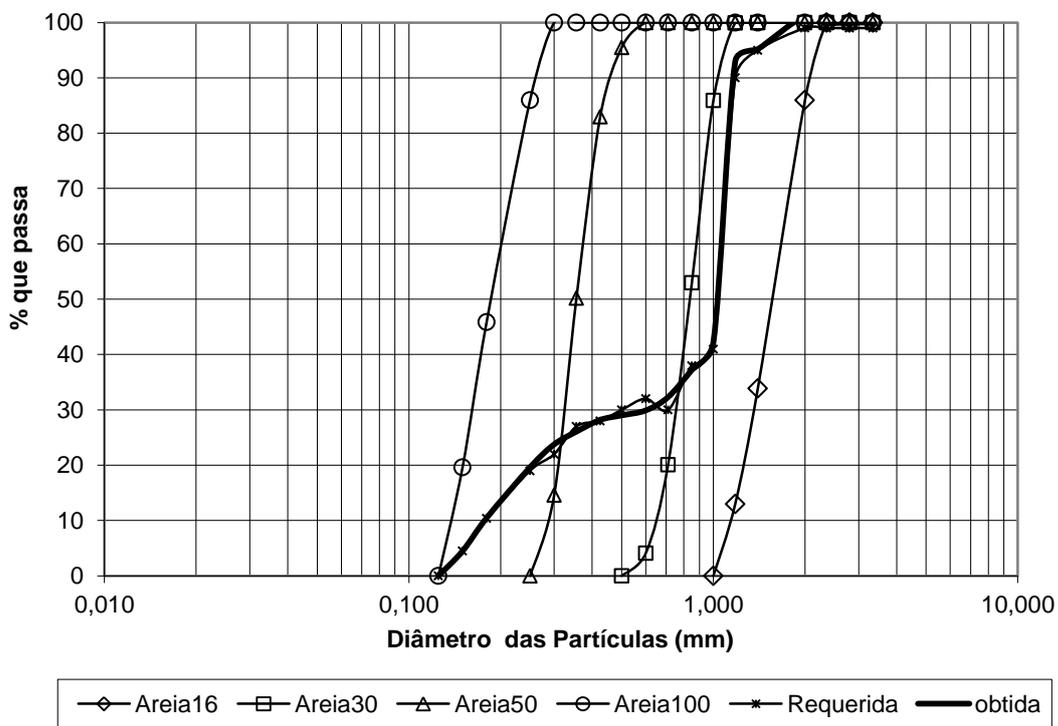


Figura 3.11. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 7 formada pela combinação de quatro areias.

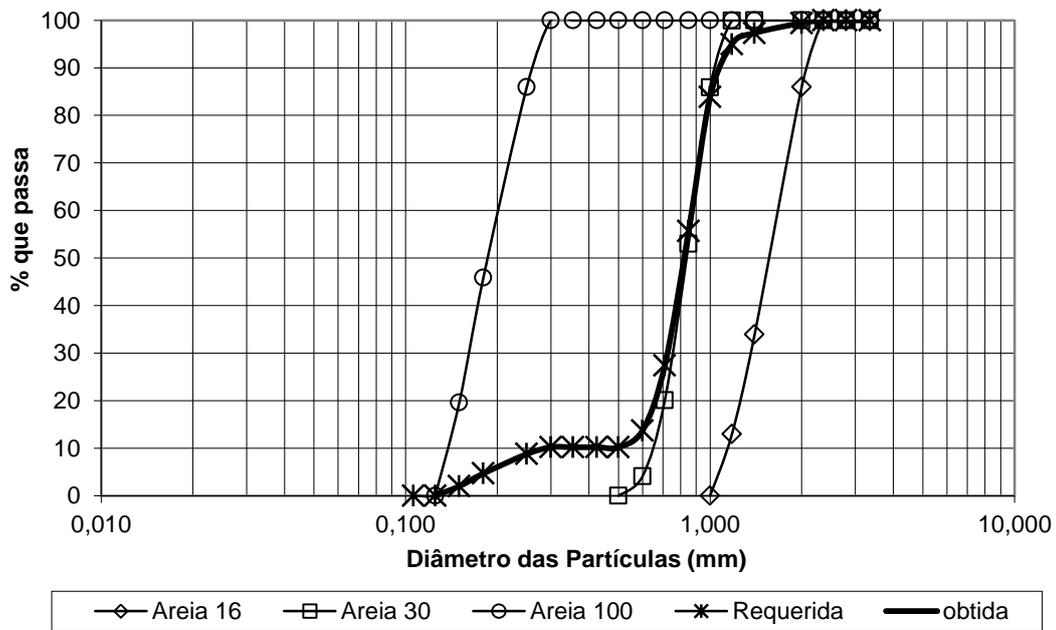


Figura 3.12. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 3 formada pela combinação de três areias.

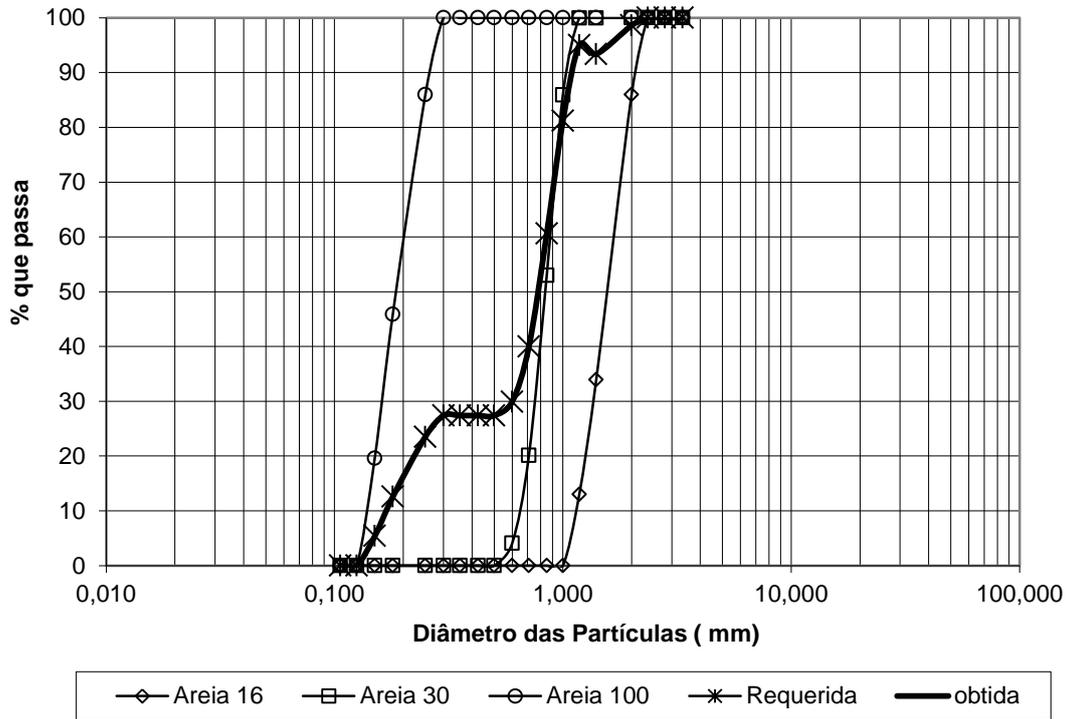


Figura 3.13. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 5 formada pela combinação de três areias.

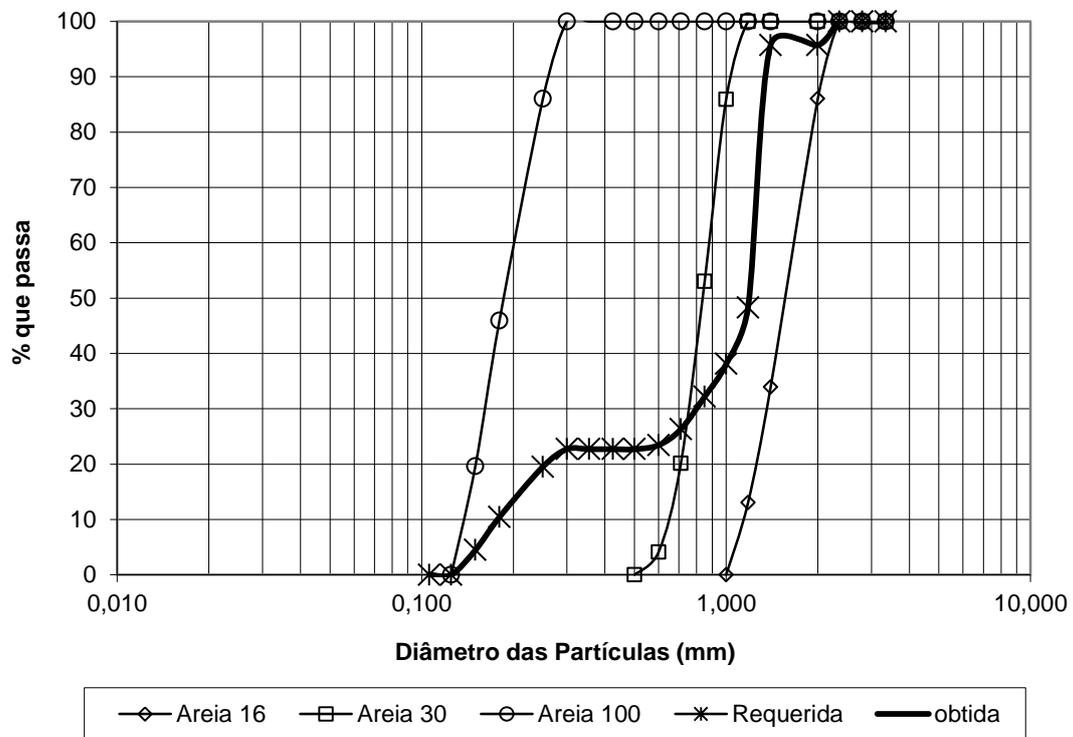


Figura 3.14. Curva granulométrica de Coeficiente de Uniformidade = 7 formada pela combinação de três Areias.

Tabela 3.2. Porcentagens de cada areia para cada mistura formada por quatro amostras.

Areia	Mistura 1 (C.U. = 3)	Mistura 2 (C.U. = 4)	Mistura 3 (C.U. = 5)	Mistura 4 (C.U. = 6)	Mistura 5 (C.U. = 7)
Areia 16	7,64%	5,74%	17,26%	43,03%	55,72%
Areia 30	35,46%	47,04%	54,37%	31,26%	15,00%
Areia 50	40,71%	26,83%	6,95%	4,36%	6,47%
Areia 100	16,19%	20,30%	21,41%	21,36%	22,81%

Tabela 3.3. Porcentagens de cada areia para cada mistura formada por três amostras.

Areia	Mistura 6 (C.U. = 3)	Mistura 7 (C.U. = 5)	Mistura 8 (C.U. = 7)
Areia 16	4,02%	10,00%	59,40%
Areia 30	85,78%	62,61%	17,90%
Areia 100	10,20%	27,39%	22,69%

Tabela 3.4. Valores dos pesos específicos, ensaio de G e índices de vazios das misturas.

Areia	C.U.	Amostras	γ_{\min} (kN/m ³)	$\gamma_{70\%}$ (kN/m ³)	γ_{\max} (kN/m ³)	G	e_{\min}	$e_{70\%}$	e_{\max}
Mistura 1	3	4	14,42	16,00	16,79	2,64	0,57	0,70	0,85
Mistura 2	4	4	14,54	16,31	17,20	2,66	0,55	0,66	0,83
Mistura 3	5	4	15,02	16,74	17,61	2,65	0,50	0,61	0,76
Mistura 4	6	4	15,41	17,04	17,85	2,64	0,48	0,58	0,71
Mistura 5	7	4	15,63	17,27	18,08	2,66	0,47	0,56	0,70
Mistura 6	3	3	13,41	15,41	16,47	2,63	0,58	0,66	0,87
Mistura 7	5	3	14,28	15,93	16,76	2,63	0,52	0,60	0,8
Mistura 8	7	3	14,42	17,16	18,34	2,64	0,43	0,51	0,7

Na Figura 3.15 é apresentada uma relação entre índice de vazios obtidos nas amostras deste trabalho em função do coeficiente de uniformidade sendo observado que o índice de vazios decresce com o aumento do coeficiente de uniformidade tendendo a ficar constante, resultado este bem semelhante ao encontrado por

McGeary (1961) o que pode reforçar a confiabilidade dos ensaios deste trabalho que possuem comportamentos semelhantes.

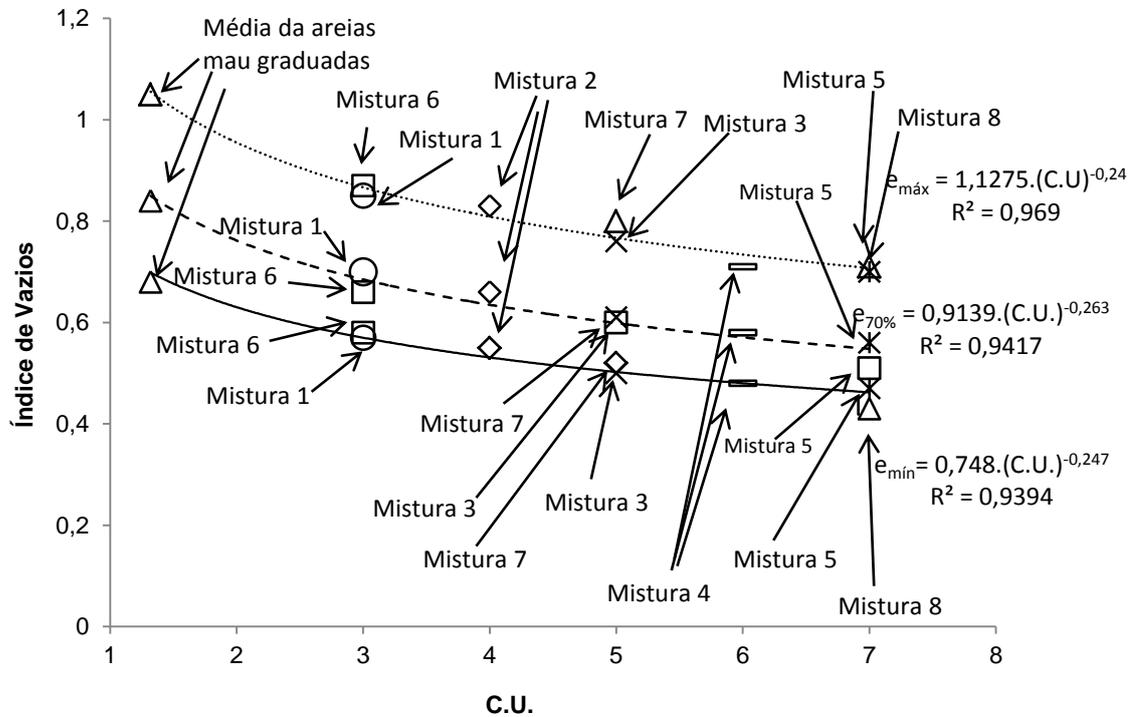


Figura 3.15. Apresentação do índice de vazios máximo em função do coeficiente de uniformidade.

Na Figura 3.16 é apresentado o gráfico em que os pontos dos ensaios deste trabalho foram colocados na tendência obtida por Miura et al (1997) sendo observado que os pontos deste trabalho se aproximam dos pontos de Miura et al (1997) o que traduz que os resultados obtidos são coerentes e aceitáveis.

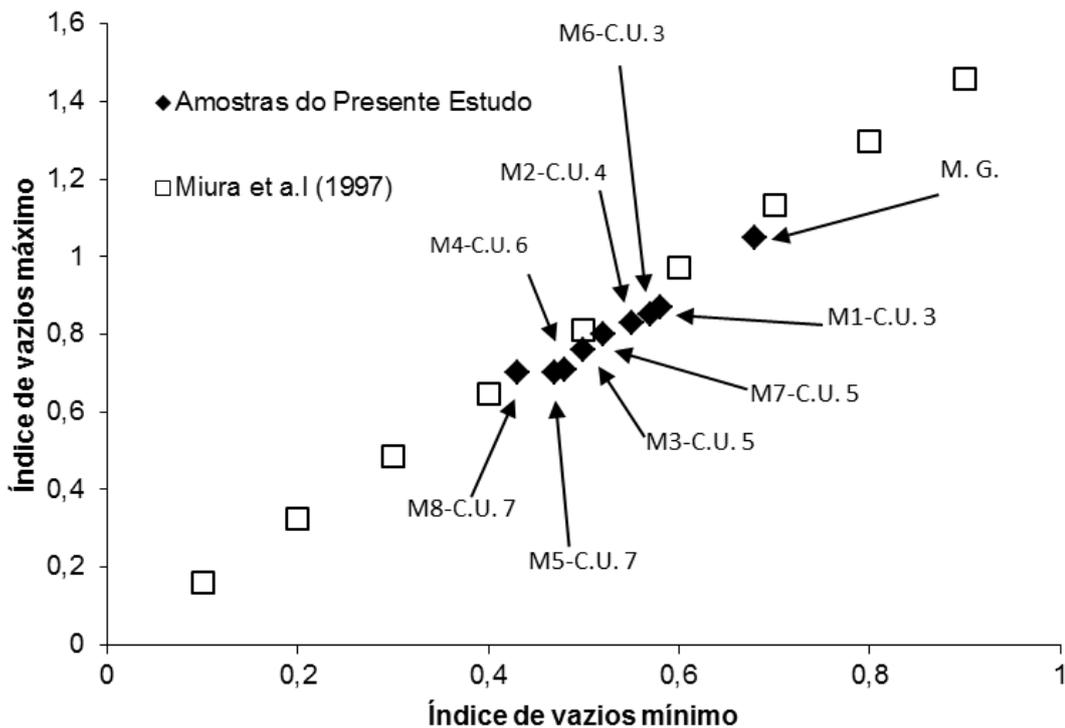


Figura 3.16. Apresentação do índice de vazios máximo em função do índice de vazios.

3.4. Ensaio de Cisalhamento Direto

Em ensaios de cisalhamento direto o solo ensaiado é colocado em uma caixa composta de duas partes sendo uma superior e outra inferior. Estando o a amostra (solo) devidamente colocado no interior da caixa, uma força vertical (normal) é aplicada e após um período de consolidação da amostra, aplica-se uma força horizontal (cisalhante), ocorrendo assim um movimento relativo entre as duas partes da caixa sendo a magnitude da força de cisalhamento em função do deslocamento horizontal, e registrando-se também o deslocamento vertical durante o ensaio a fim de se verificar o comportamento do solo durante o efeito de cisalhamento (LAMBE, 1969). Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no equipamento (Figura 3.17), pertencente ao laboratório de engenharia civil (LECIIV).

Foram feitos ensaios de cisalhamento com e sem placa lisa das areias mal graduadas (16, 30, 50 e 100).

Em relação às misturas para as formadas por 4 amostras foram ensaiadas as mistura 1, mistura 2 e mistura 5. E para as misturas formadas por 3 amostras foram ensaiadas as mistura 6 e a mistura 8.



Figura 3.17. Máquina de cisalhamento direto do LECIV marca: DIGISHEAR.

Os procedimentos rotineiros do ensaio de cisalhamento direto estarão de acordo com a norma ASTM D3080.

As tensões aplicadas no cisalhamento foram: 40 kPa, 80 kPa e 160 kPa, com as tensões normais e cisalhantes geradas no ensaio foi possível traçar as envoltórias de ruptura obtendo assim o ângulo de atrito e de contato para cada amostra. Os ângulos de contato foram usados nas retroanálises para a obtenção dos $ku's$.

3.4.1. Resultados dos ângulos de atrito das areias e das misturas.

De posse dos valores de tensão cisalhante e normal obtidos nos ensaios de cisalhamento direto foi possível plotar as envoltórias de ruptura. Da Figura 3.18 à Figura 3.37 são apresentados às envoltórias de ruptura, e da Tabela 3.5 a 3.8 são apresentados os valores dos ângulos de atrito e contato.

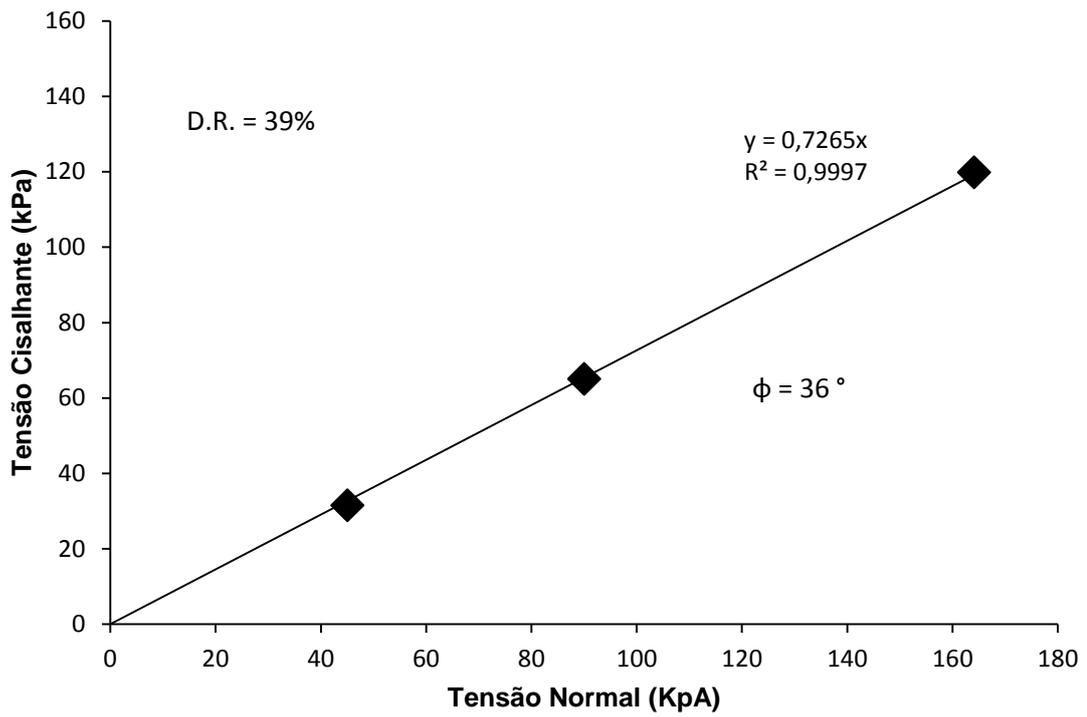


Figura 3.18. Envoltória de ruptura da areia 50 na D.R. = 39%.

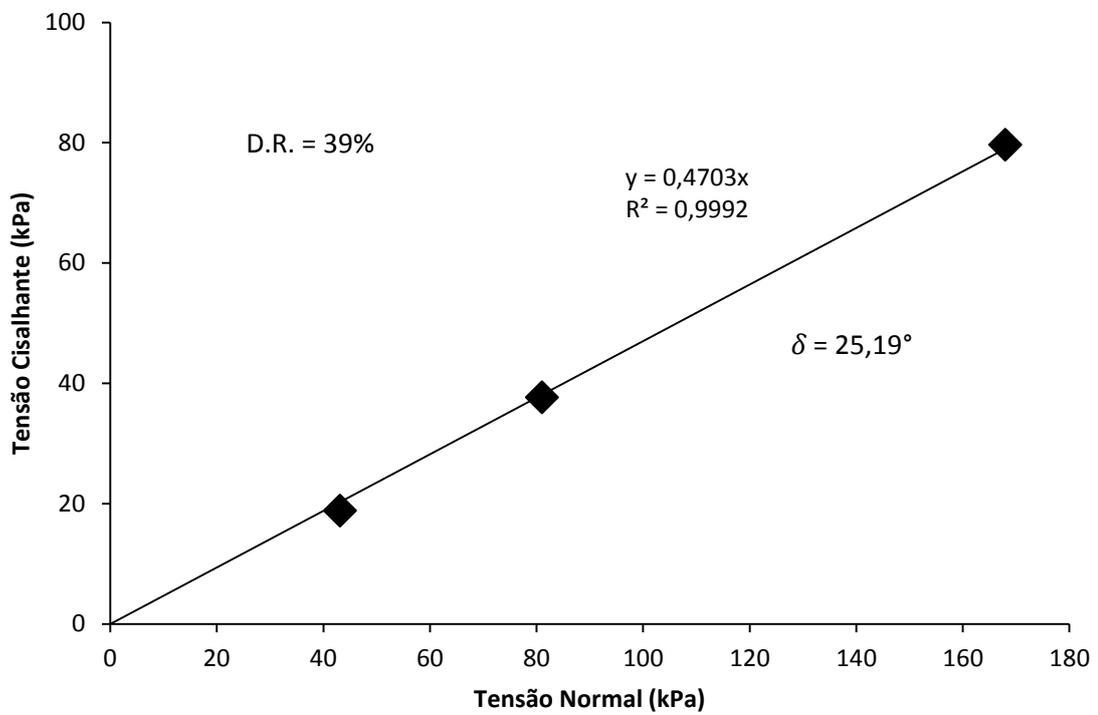


Figura 3.19. Envoltória de ruptura da areia 50 no contato placa lisa - areia na D.R. = 39%.

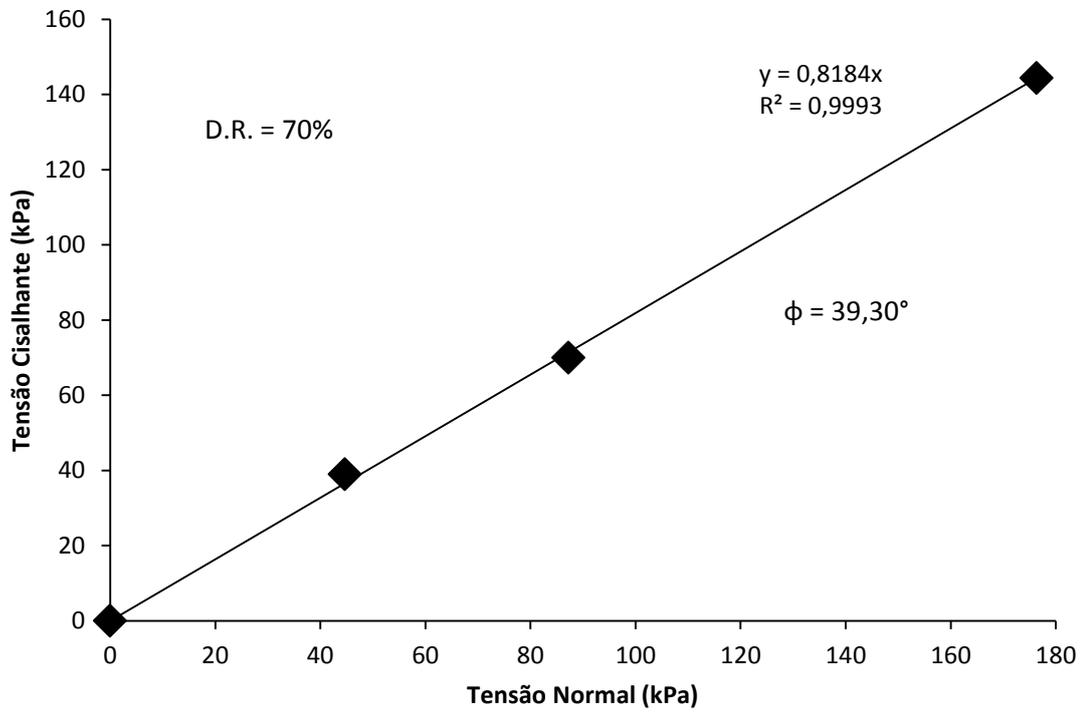


Figura 3.20. Envoltória de ruptura da areia 16 na D.R. = 70%.

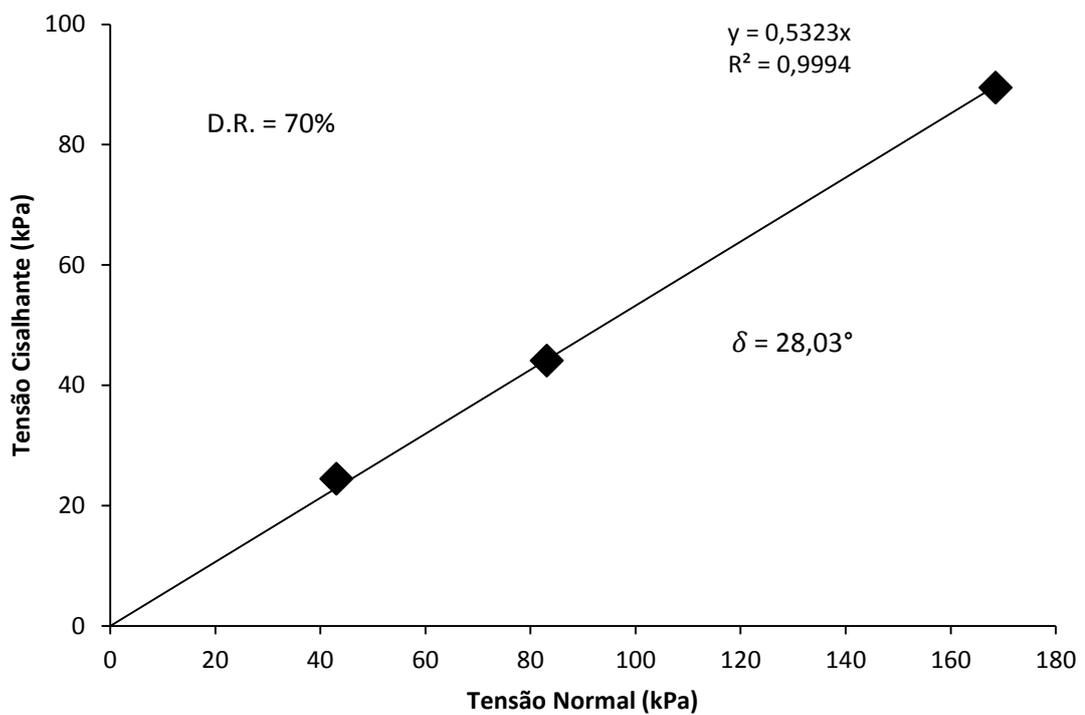


Figura 3.21. Envoltória de ruptura da areia 16 no contato placa lisa - areia na D.R. = 70%.

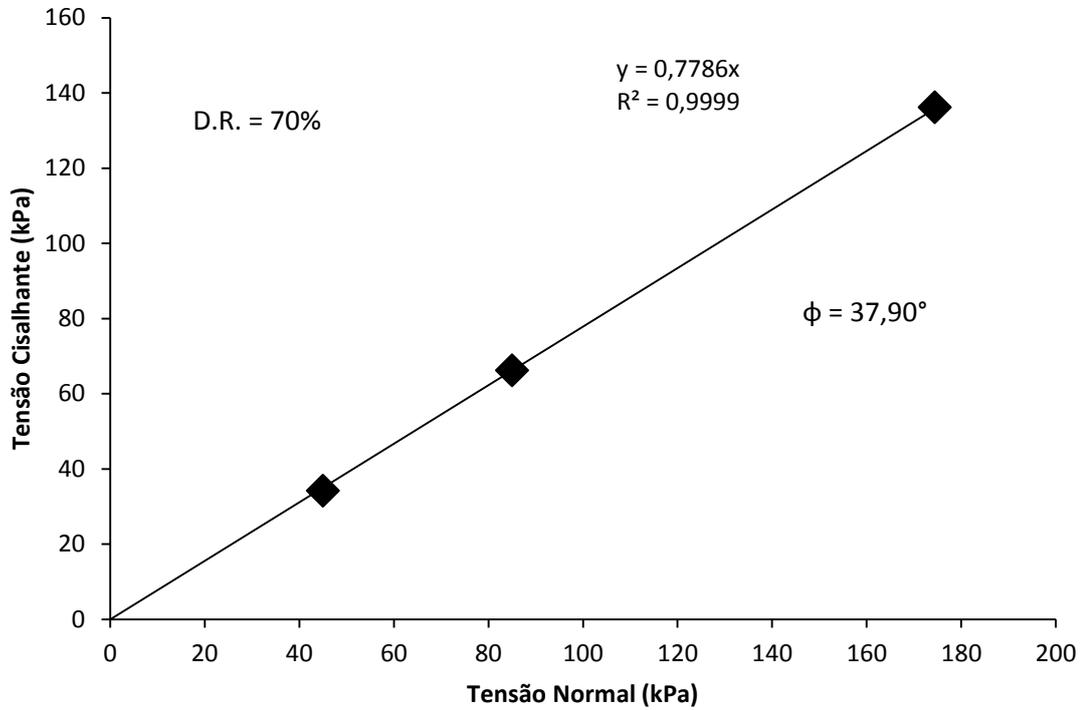


Figura 3.22. Envoltória de ruptura da areia 30 na D.R. = 70%.

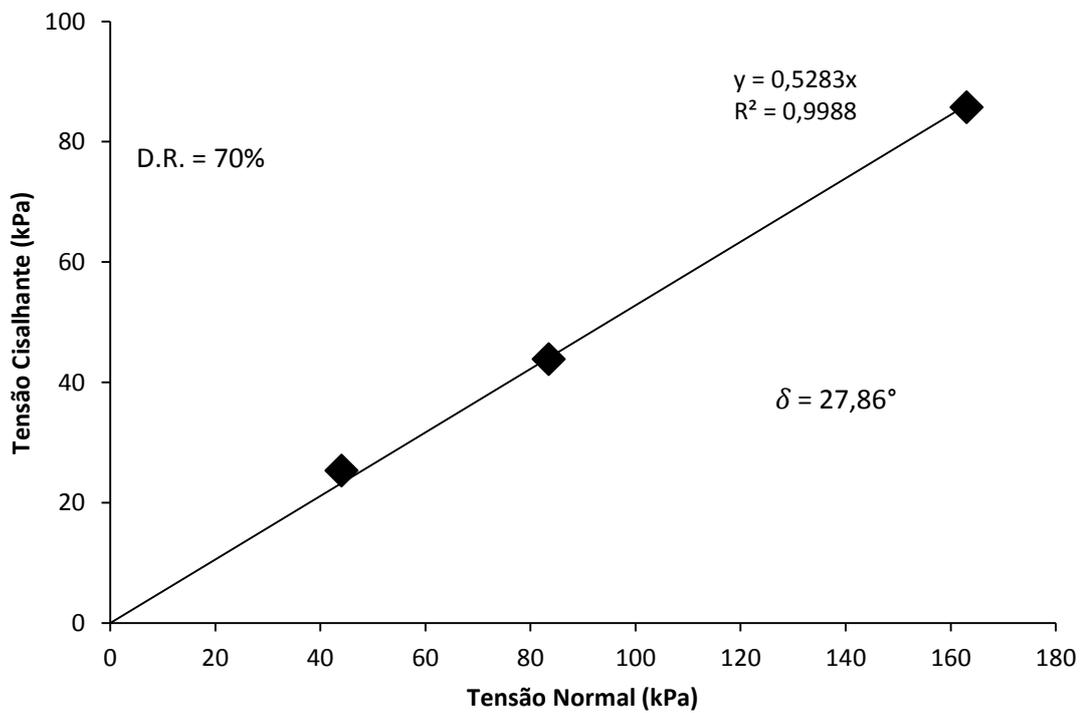


Figura 3.23. Envoltória de ruptura da areia 30 no contato placa – lisa na D.R. = 70%.

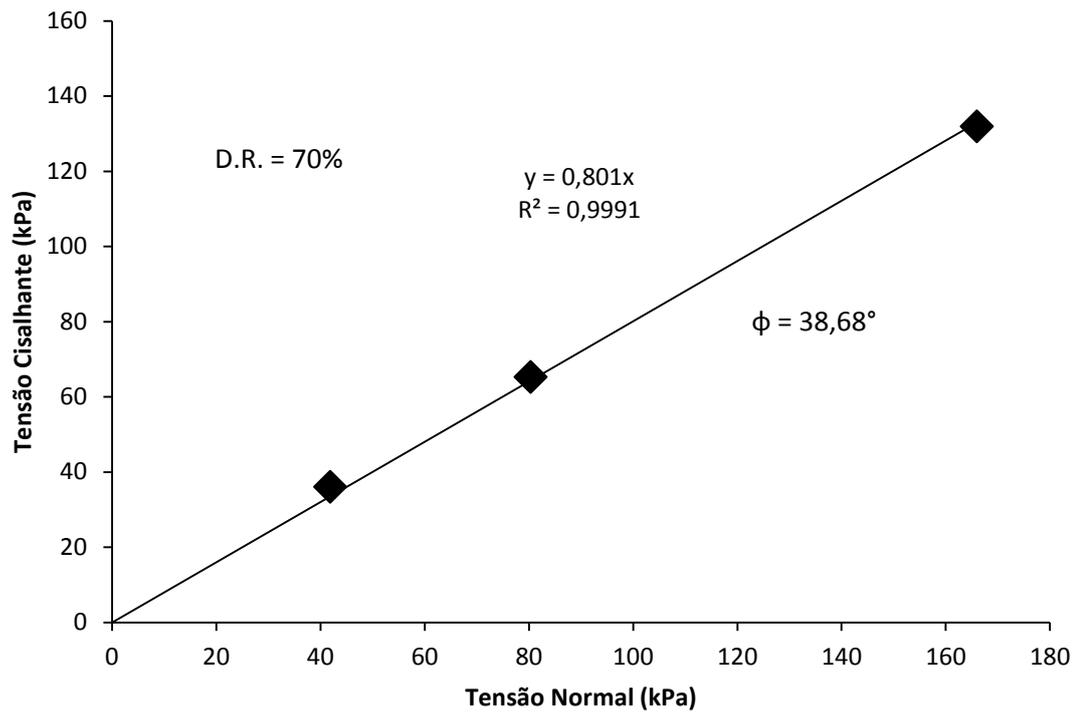


Figura 3.24. Envoltória de ruptura da areia 50 na D.R. = 70%.

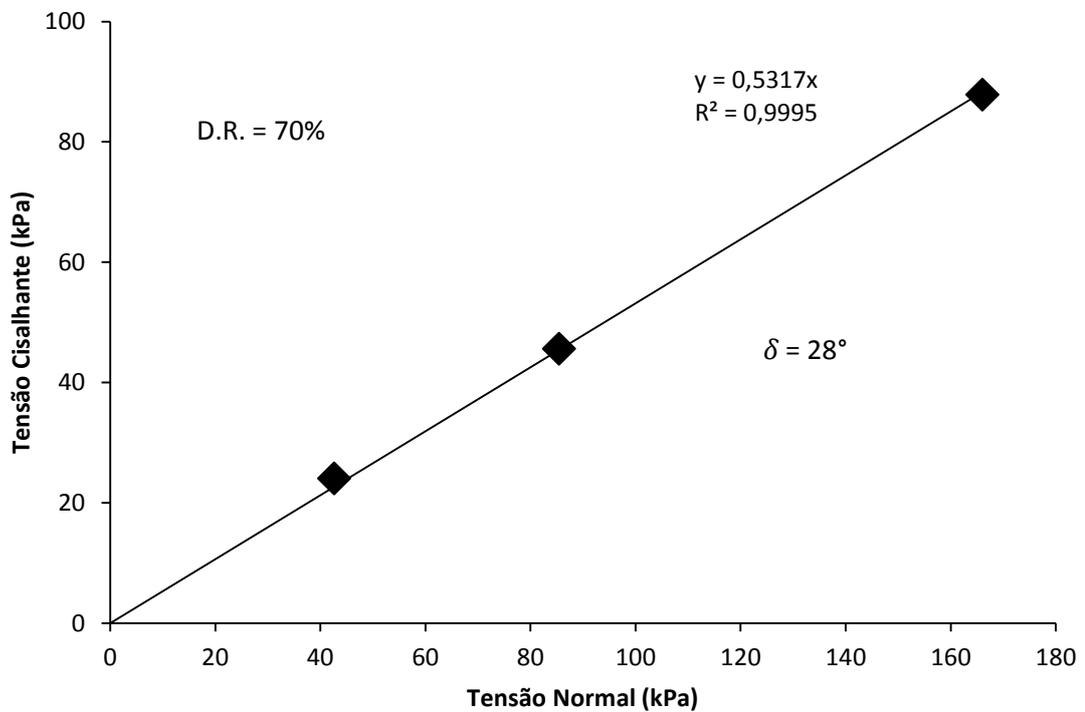


Figura 3.25. Envoltória de ruptura da areia 50 no contato placa - lisa na D.R. = 70%

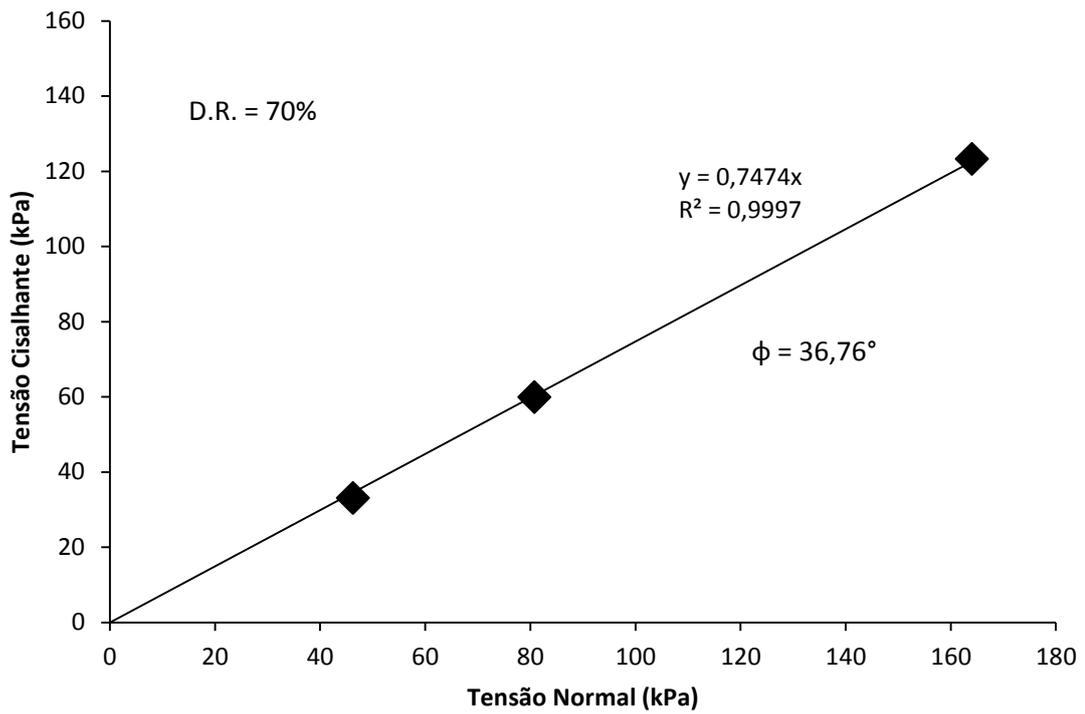


Figura 3.26. Envoltória de ruptura da areia 100 na D.R. = 70%.

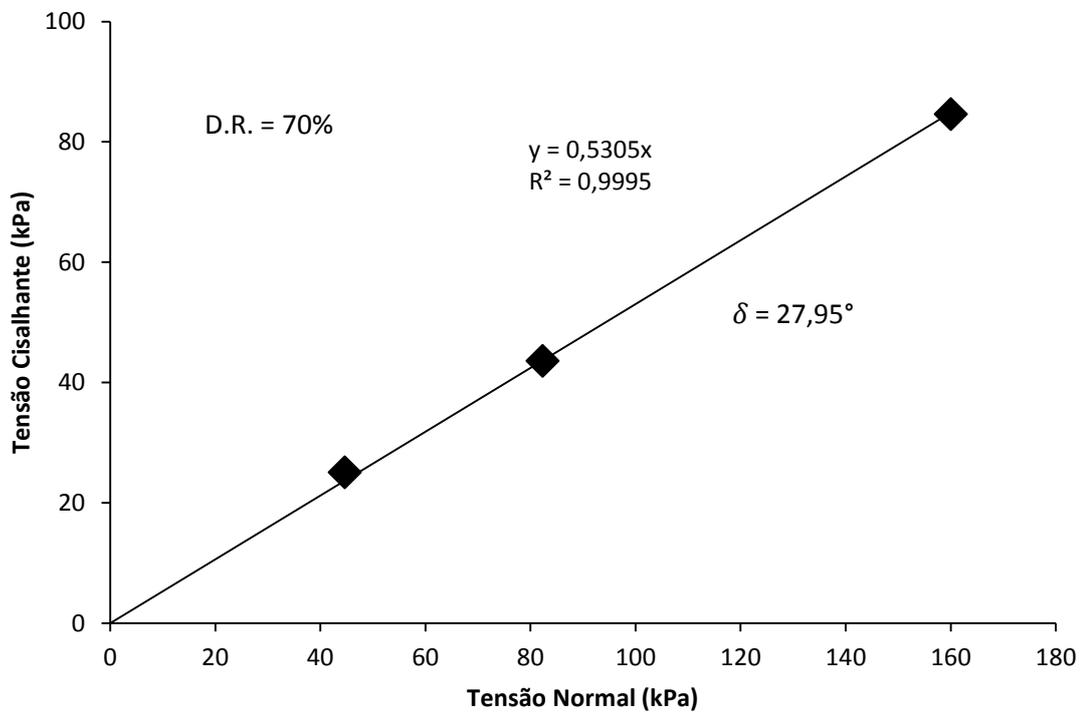


Figura 3.27. Envoltória de ruptura da areia 100 no contato placa - lisa na D.R. = 70%.

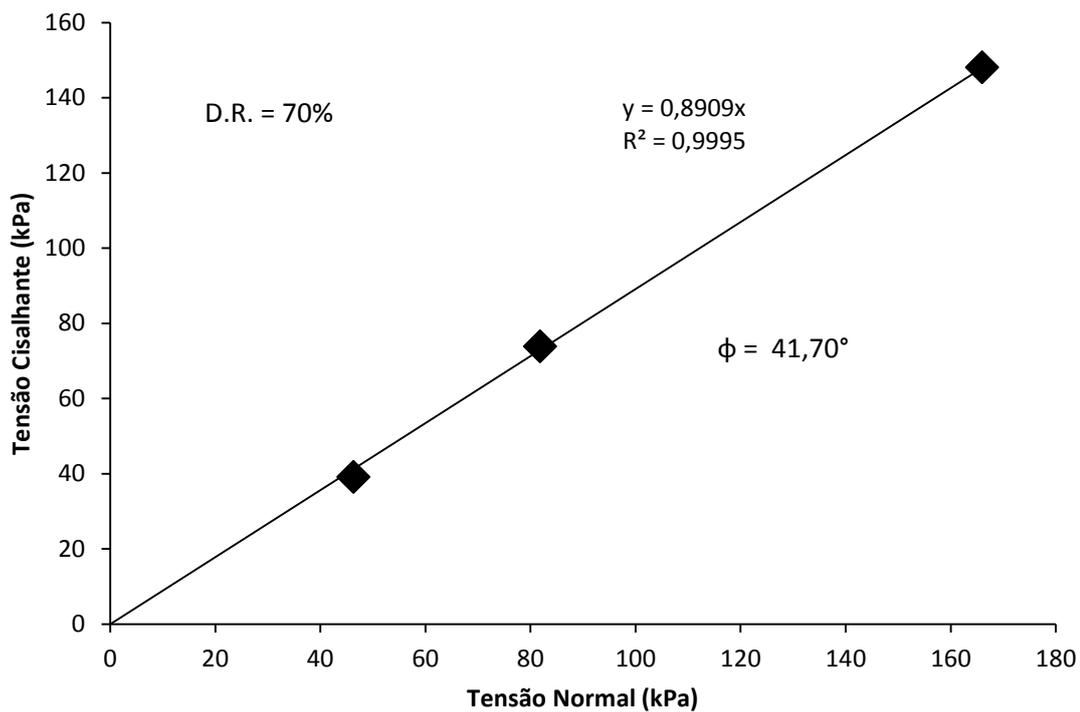


Figura 3.28. Envoltória de ruptura da mistura 2 na D.R. = 70%.

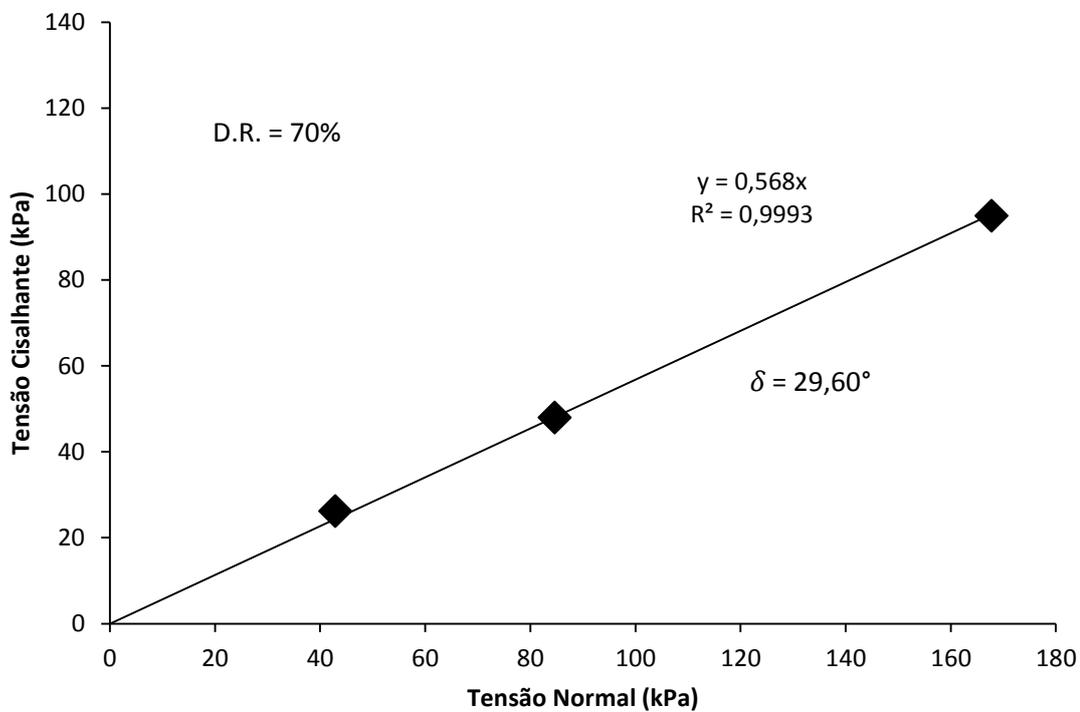


Figura 3.29. Envoltória de ruptura da mistura 2 no contato placa - lisa na D.R. = 70%.

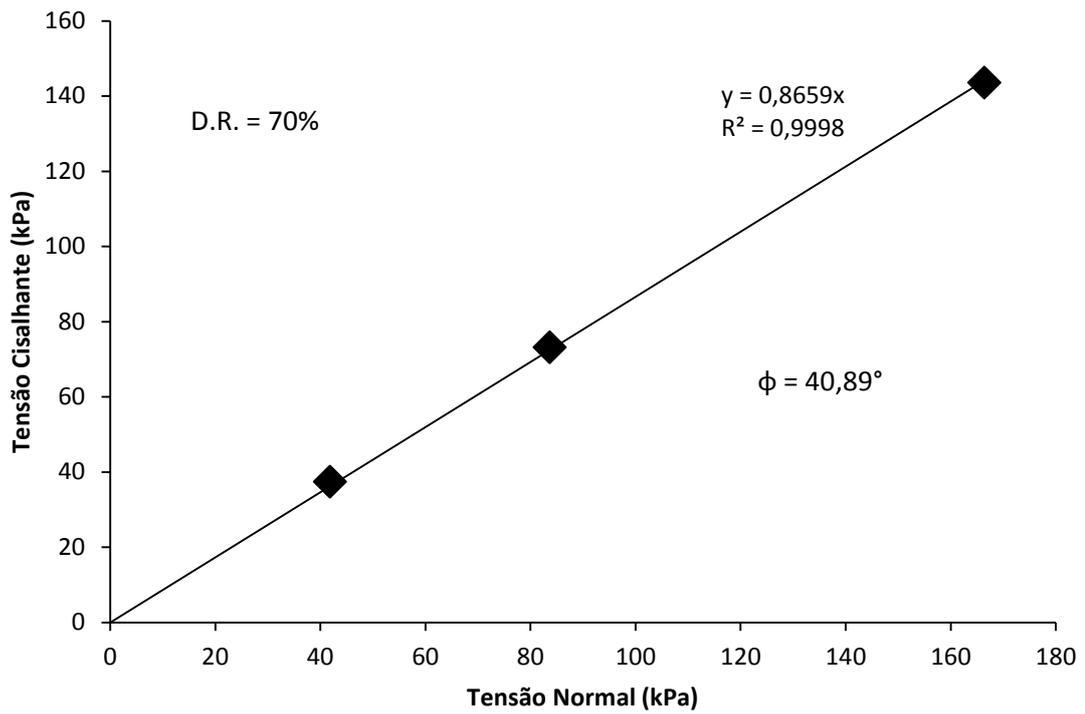


Figura 3.30. Envoltória de ruptura da mistura 1 na D.R. = 70%.

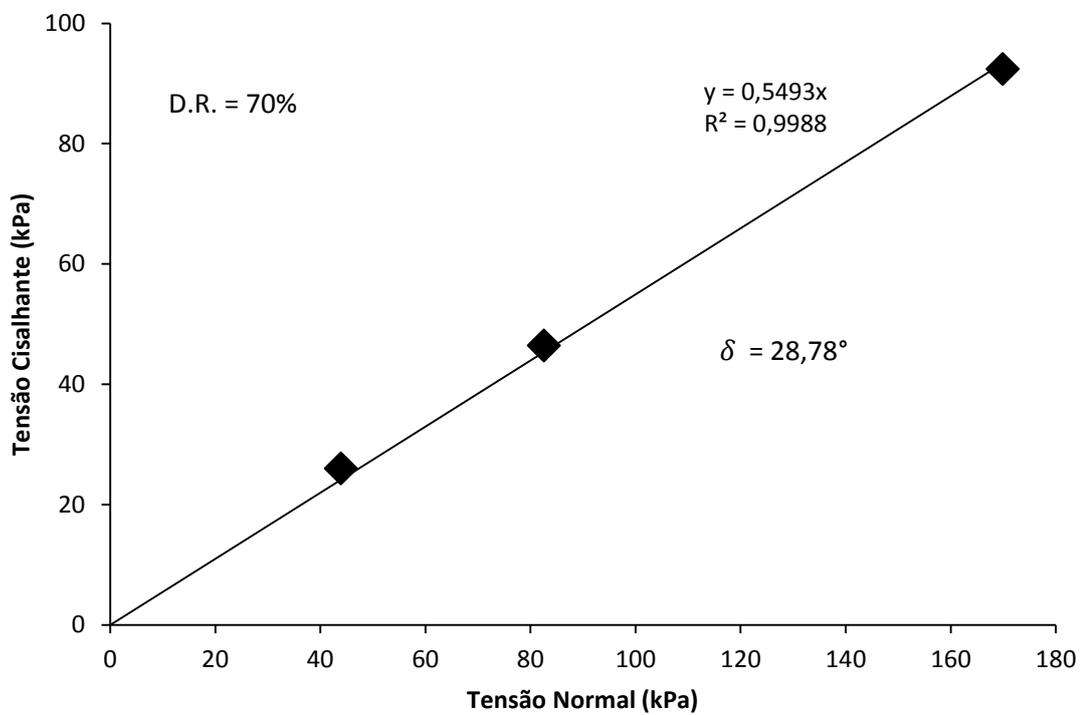


Figura 3.31. Envoltória de ruptura da mistura 1 no contato placa-lisa na D.R. = 70%.

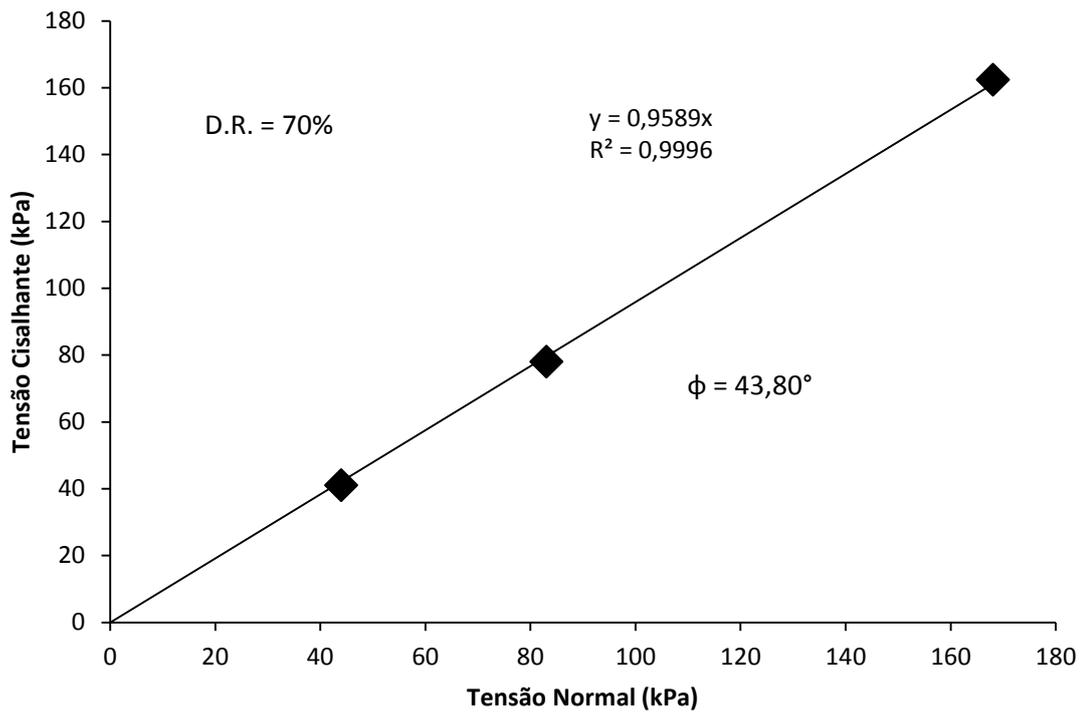


Figura 3.32. Envoltória de ruptura da mistura 5 na D.R. = 70%.

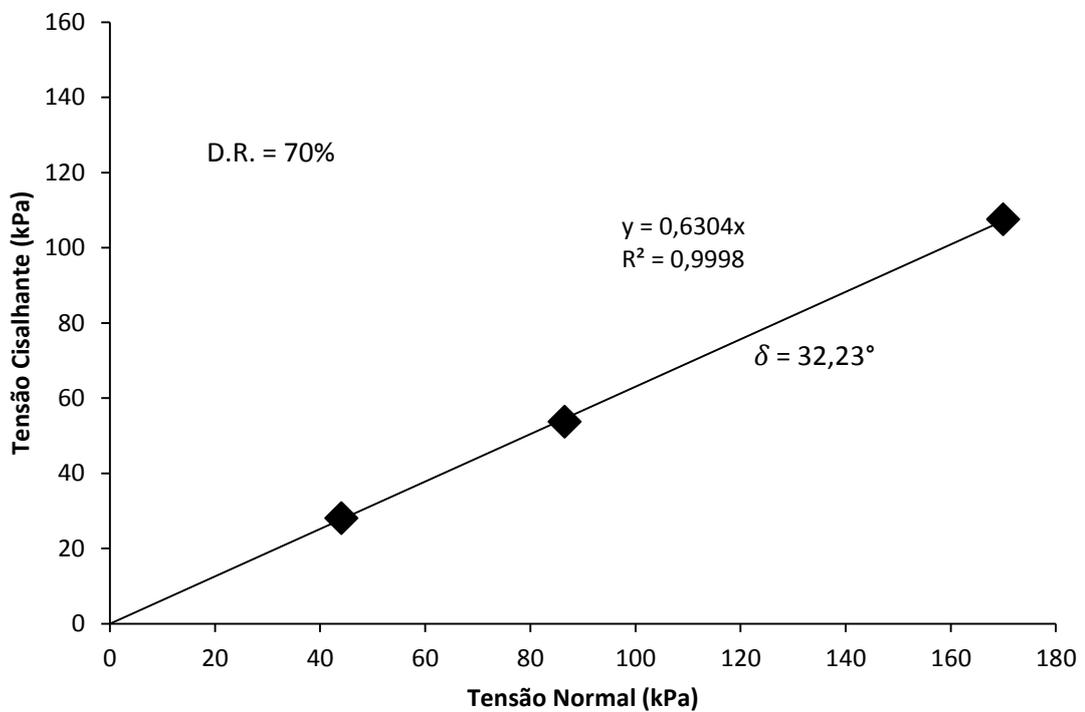


Figura 3.33. Envoltória de ruptura da mistura 5 no contato placa-lisa na D.R. = 70%.

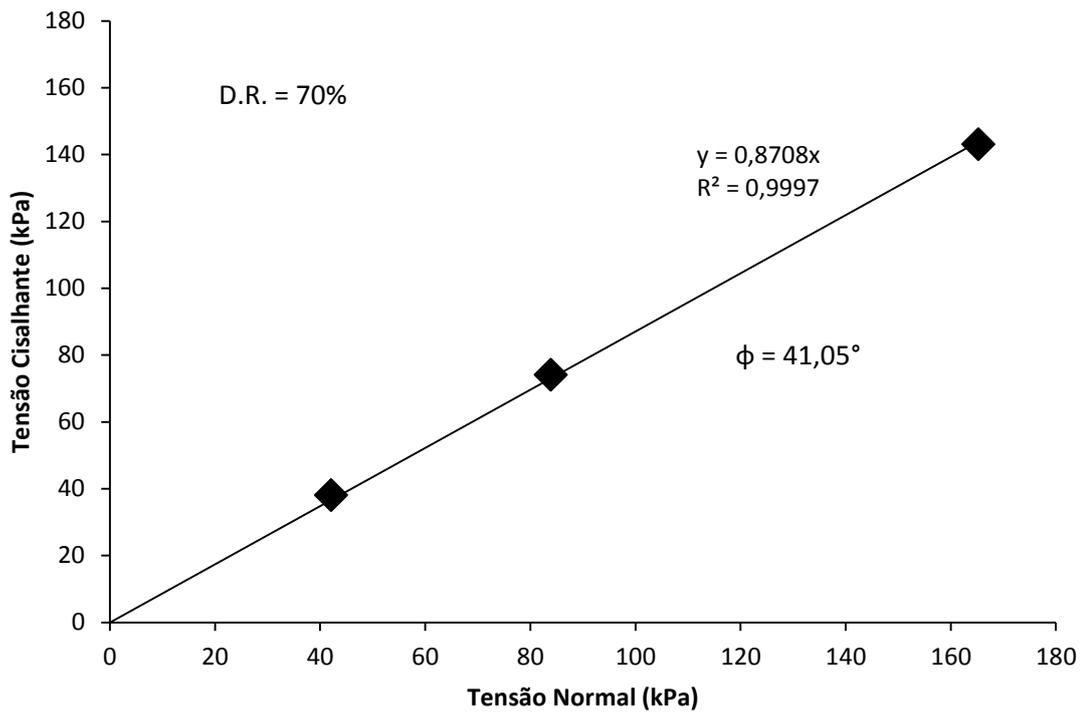


Figura 3.34. Envoltória de ruptura da mistura 6 na D.R. = 70%.

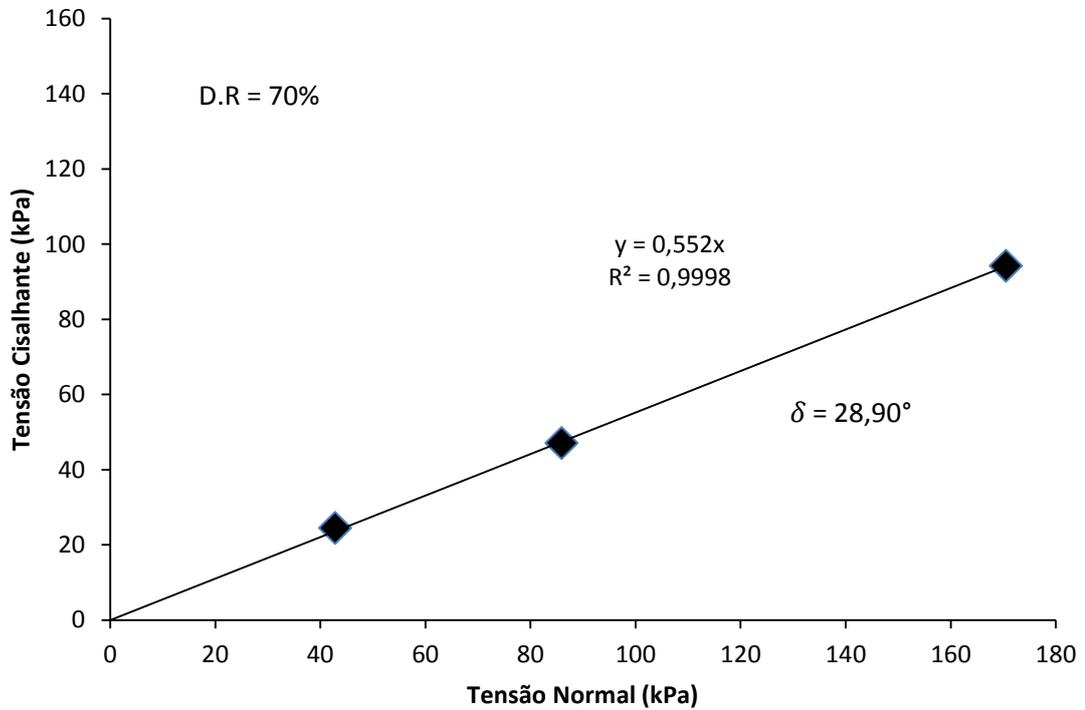


Figura 3.35. Envoltória de ruptura da mistura 6 no contato placa-lisa na D.R. = 70%.

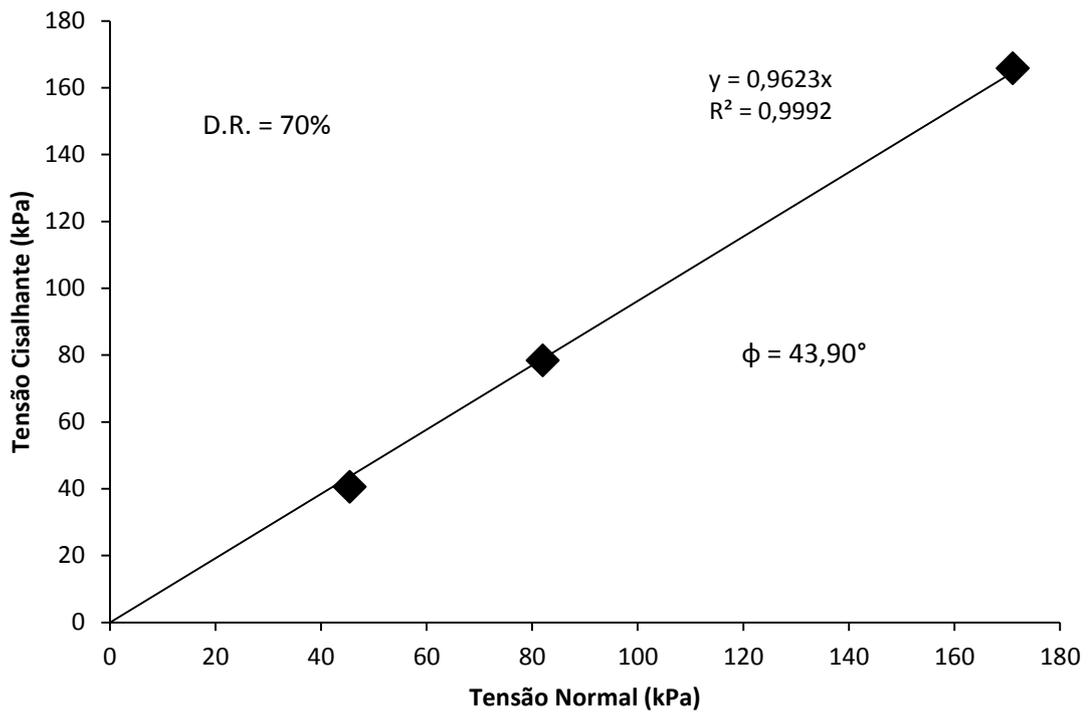


Figura 3.36. Envoltória de ruptura da mistura 8 na D.R. = 70%.

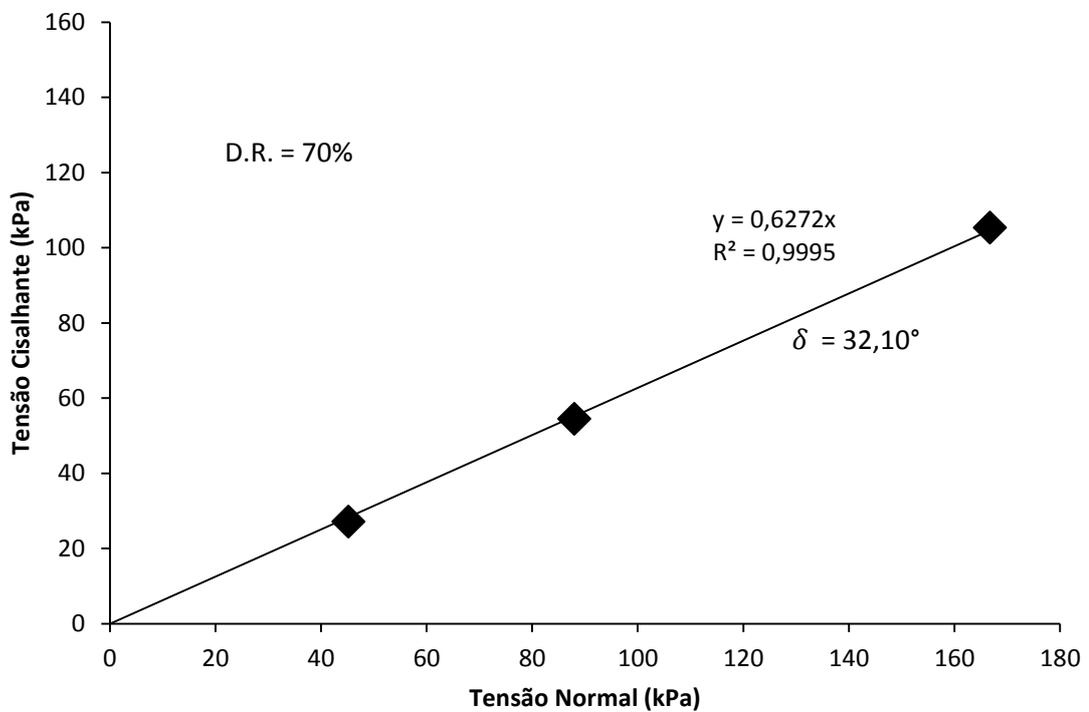


Figura 3.37. Envoltória de ruptura da mistura 8 no contato placa-lisa na D.R. = 70%.

Tabela 3.5. Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) da areia 50. D.R. = 39%.

Tipo de Areia	Ângulo de atrito ϕ	Ângulo de contato δ
Areia 50	36°	25,19°

Tabela 3.6. Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) das areias mal graduadas. D.R. = 70%.

Tipo de Areia	Ângulo de atrito ϕ	Ângulo de contato δ
Areia 16	39,30°	28,03°
Areia 30	37,90°	27,86 °
Areia 50	38,68°	28 °
Areia 100	36,76°	27,95°

Tabela 3.7. Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) das misturas formadas por quatro amostras. D.R. = 70%.

Tipo de Areia	Ângulo de atrito ϕ	Ângulo de contato δ
Mistura 1	40,89 °	28,78°
Mistura 2	41,70 °	29,60°
Mistura 5	43,80°	32,23°

Tabela 3.8. Ângulo de atrito ϕ (sem placa) e ângulo de contato δ (com placa) das misturas formadas por quatro amostras. D.R. = 70%

Tipo de Areia	Ângulo de atrito ϕ	Ângulo de contato δ
Mistura 6	41,05°	28,90°
Mistura 8	43,90 °	32,10°

Nas Figuras 3.38 e 3.39 é apresentado o gráfico dos ângulos de atrito em função do coeficiente de uniformidade e o gráfico dos ângulos de contato em função do coeficiente de uniformidade, percebendo-se os que os dois gráficos apresentam um comportamento não linear.

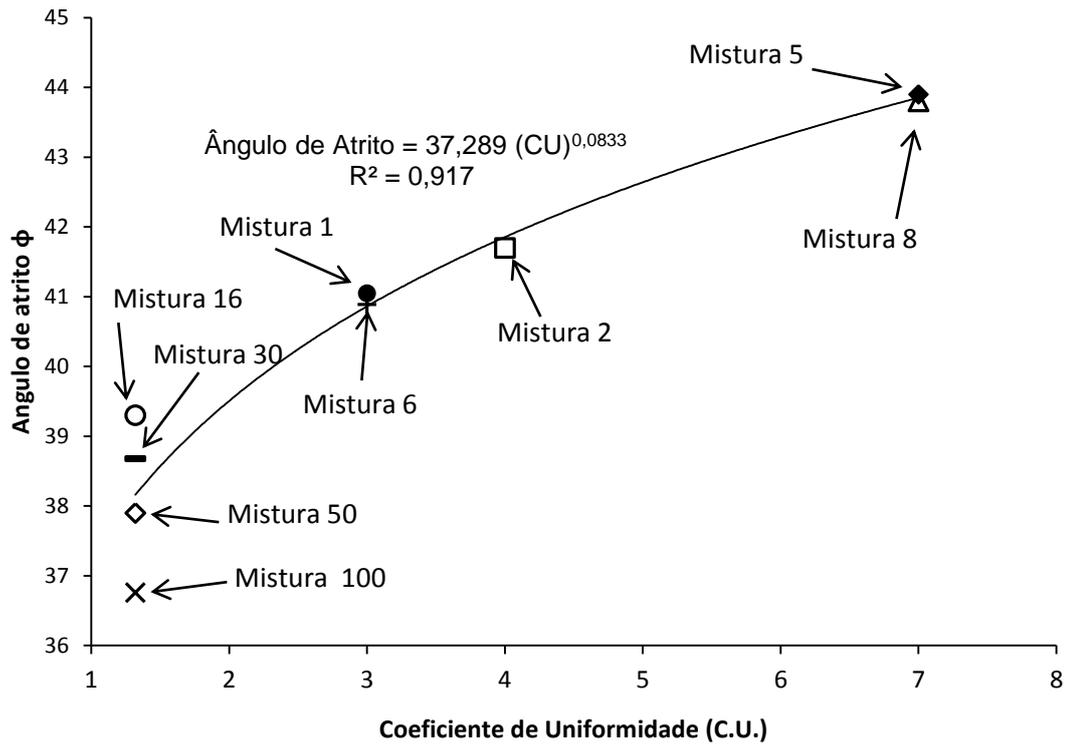


Figura 3.38. Ângulos de atrito em função do coeficiente de uniformidade.

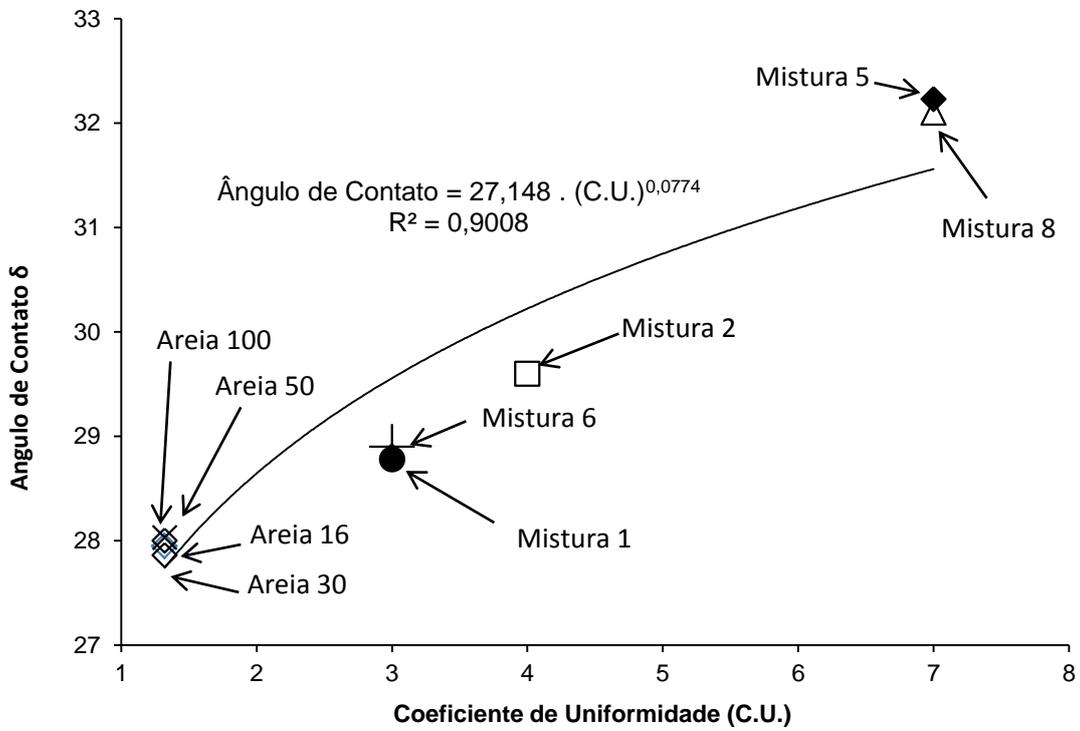


Figura 3.39. Ângulos de contato em função do coeficiente de uniformidade.

3.5 Ensaaios na Centrífuga Geotécnica

Os ensaios de arrancamento foram realizados na centrífuga geotécnica da UENF, modelo WGC – 100-2 fabricada pela Wyle Laboratories com capacidade de 100 g-ton é apresentada na Figura 3.40 e segundo informações contidas no manual do fabricante, a centrífuga pode operar com aceleração máxima de 200g desde que a caixa teste pese até 0,5t, e aceleração máxima de 100g para caixa teste de até 1t. A velocidade máxima de operação é de 277 r.p.m. e uma adição manual de pesos na outra extremidade do braço deve ser feita para que haja um contrapeso.



Figura 3.40. Centrífuga geotécnica da UENF.

3.5.1. Apresentação dos Ensaio de Arrancamento

Os ensaios de arrancamento foram divididos em dois grupos: **Grupo 1** com o PLR variando na faixa de 0,880 à 0,910, e **Grupo 2** com o PLR variando na faixa de 0,838 à 0,856. A separação dos ensaios em dois grupos (Grupo 1 e Grupo 2) se deve ao fato de que em todos os containers, após o término do processo de cravação foi verificada a altura entre a extremidade superior da estaca e a areia no interior da estaca constatando-se no primeiro Grupo que a altura entre a extremidade superior da estaca e a superfície da areia do plug de cravação no interior da estaca que era na faixa de 4,9 à 5,4 cm passou a aumentar para faixa de 6,5 à 6,8 cm o que originou a separação dos ensaios em dois grupos devido a possíveis perturbações ou supostas influências durante a cravação, ou a pequenas inclinações das estacas. Nas Tabelas 3.9 e 3.10 são apresentados os PLR's dos ensaios. Os PLR's foram calculados pela expressão 2.3.

Segundo Nicola e Randolph (1997) um aumento na densidade relativa pode ocasionar numa diminuição do comprimento do plug, e que para estacas no método de instalação “jaqueado”, ou seja, instaladas por bombeamento, existe uma tendência maior de ocorrência do plug feto que pode ter ocorrido neste trabalho, pois o método de instalação utilizado também é o ‘jaqueado’, fato que pode reforçar e justificar a necessidade da separação em dois Grupos de PLR.

Tabela 3.9. PLR's dos ensaios de arrancamento do Grupo 1.

Código dos Ensaio	PLR
E1-0	0,903
E2-R1-0	0,895
E3-R2-0	0,899
E4-A50-50	0,880
E5-A50-75	0,910
E6-A50-100	0,888
E7-A100-100	0,903
E8-A16-100	0,892
E9-M2-100	0,903
E10-M5-100	0,903

Tabela 3.10. PLR' dos ensaios de arrancamento do Grupo 2.

Código dos Ensaios	PLR
E11-0	0,856
E12-R1-0	0,848
E13-A50-25	0,848
E14-A50-50	0,856
E15-A50-100	0,838
E16-A30-100	0,852
E17-M2-100	0,838
E18-M5-100	0,841
E19-M8-100	0,848

Foi realizado um programa de ensaios nos quais os ensaios são representados por códigos de referência descritos um a um sendo apresentados nas Tabelas 3.11, 3.12, 3.13 e 3.14 abaixo.

Tabela 3.11. Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 1 com variação da altura do preenchimento interno com areia 50.

Código de Referência dos ensaios realizados na centrífuga	Descrição do Código de Referência
E1-0	Ensaio de estaca sem preenchimento (vazia)
E2-R1-0	Ensaio de repetição 1 de estaca sem preenchimento (vazia)
E3-R2-0	Ensaio de repetição 2 de estaca sem preenchimento (vazia)
E4-A50-50	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 50%
E5-A50-75	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 75%
E6-A50-100	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%

Tabela 3.12. Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 1 com variação da composição granulométrica do preenchimento interno à 100%.

Código de Referência dos ensaios realizados na centrífuga	Descrição do Código de Referência
E6-A50-100	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%
E7-A100-100	Ensaio com Areia 100-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%
E8-A16-100	Ensaio com Areia 16-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%
E9-M2-100	Ensaio com Mistura 2-C.U. =4, com preenchimento a 100%
E10-M5-100	Ensaio com Mistura 5 - C.U. =7, com preenchimento a 100%

Tabela 3.13. Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 2 com variação da altura do preenchimento interno com areia 50.

Código de Referência dos ensaios realizados na centrífuga	Descrição do Código de Referência
E11-0	Ensaio de estaca sem preenchimento (vazia)
E12-R1-0	Ensaio de repetição 1 de estaca sem preenchimento (vazia)
E13-A50-25	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 25%
E14-A50-50	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 50%
E15-A50-100	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%

Tabela 3.14. Códigos e descrição das referências dos ensaios do Grupo 2 com variação da composição granulométrica do preenchimento interno à 100%.

Código de Referência dos ensaios realizados na centrífuga	Descrição do Código de Referência
E15-A50-100	Ensaio com Areia 50-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%
E16-A30-100	Ensaio com Areia 30-C.U. =1,3 com preenchimento a 100%
E17-M2-100	Ensaio com Mistura 2-C.U. =4, com preenchimento a 100%
E18-M5-100	Ensaio com Mistura 5 - C.U. =7, com preenchimento a 100%
E19-M8-100	Ensaio com Mistura 8 - C.U. =7, com preenchimento a 100%

3.5.2. Modelo Experimental

A Figura 3.41 apresenta o desenho esquemático dos ensaios de arrancamento sendo realizados com estacas representadas por tubos de alumínio com diâmetro externo de 50,12 mm e interno de 47,15 mm, 300 mm de altura (Figura 3.42), cravadas uma a uma na profundidade de 277 mm em uma caixa cilíndrica de aço (Figura 3.43) com diâmetro interno de 463 mm e 478 mm de altura. Para o arrancamento foi utilizado um atuador (pistão hidráulico) da marca Milwaukke Cylinder com curso máximo de 65 mm (Figura 3.44). Foi instalada uma célula de carga (Figura 3.45) para arrancar a estaca de forma centralizada com capacidade máxima de 450 kgf. Para a aquisição do deslocamento vertical foi utilizado um transdutor de deslocamento da GEFTRAN Brasil modelo PZ34-S-250 que possui 250 mm de curso útil (Figura 3.46). As calibrações da célula de carga e do transdutor de deslocamento estão respectivamente nos anexos 03 e 04. A calibração da célula de carga foi feita a 1g e somente com o sistema de aquisição ligado.

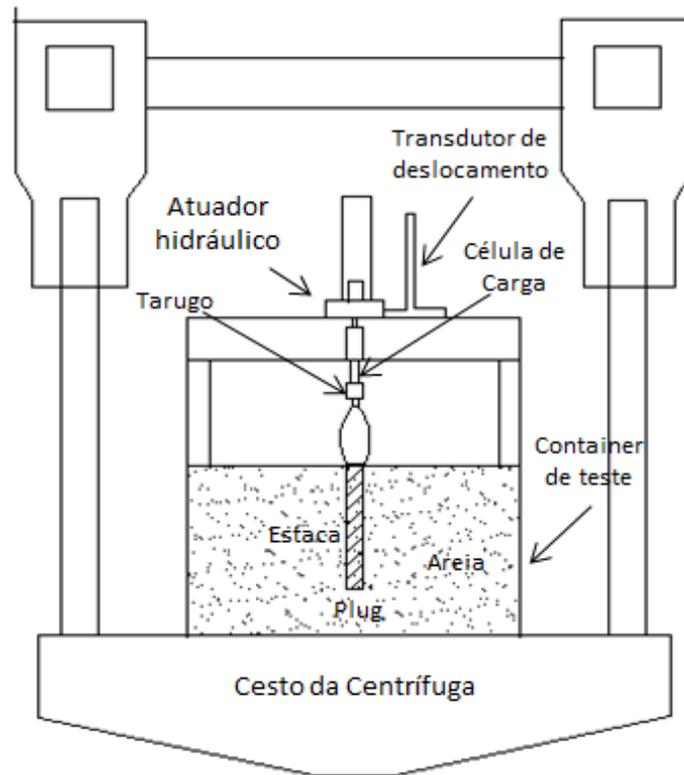


Figura 3.41. Desenho esquemático da montagem dos ensaios na centrífuga.

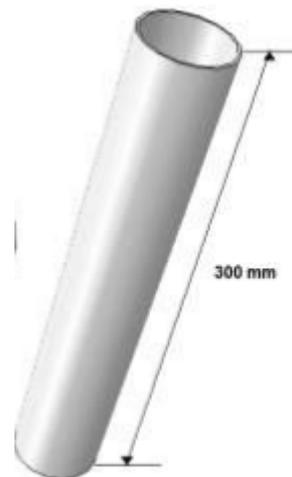


Figura 3.42. Desenho representativo da estaca



Figura 3.43. Caixa de teste cilíndrica de aço (Modificado NEVES, 2012).



Figura 3.44. Atuador Hidráulico



Figura 3.45. Célula de Carga.



Figura 3.46. Transdutor de deslocamento.

3.5.3 Pluviador

O pluviador consiste num funil conectado a uma mangueira flexível perfurada (Figura 3.47). A areia é depositada no funil e escoar por gravidade por meio da mangueira, sendo utilizado na pluviação do container.

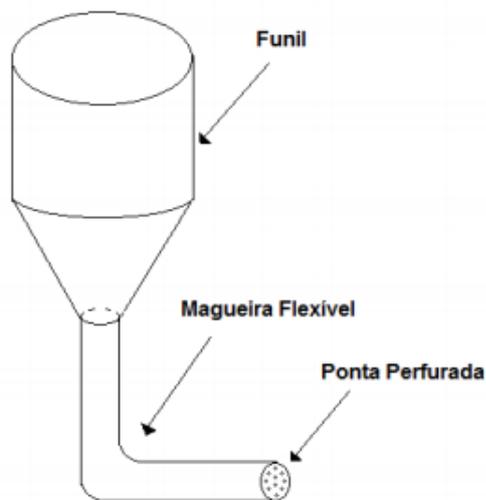


Figura 3.47 Ilustração do pluviador (NEVES, 2012).

3.5.4 Procedimento Experimental dos Ensaios na Centrífuga Geotécnica

A metodologia da preparação dos ensaios de arrancamento na centrífuga foi dividida em quatro etapas: preparação e pluviação do container, cravação da estaca, confecção do preenchimento interno na estaca e arrancamento da estaca.

Preparação e Pluviação container

Primeiramente antes do início dos ensaios a camada **inferior** foi preparada com areia 12/20 com o peso específico mínimo de $12,89 \text{ kN/m}^3$ e peso específico máximo de $15,54 \text{ kN/m}^3$, sendo esta compactada em três subcamadas totalizando uma altura de 10 cm, alcançando-se uma densidade relativa de aproximadamente 60 %. Sobre esta camada foi colocada uma folha de acetado evitando que a areia fosse contaminada. Vale ressaltar que esta camada só foi feita uma vez sendo sempre verificada antes dos ensaios. Em seguida acima do acetato da camada inferior era confeccionada a camada **intermediária** com areia 50 com peso específico mínimo de $12,96 \text{ kN/m}^3$ e máximo de $15,52 \text{ kN/m}^3$ sendo esta também compactada em três subcamadas totalizando uma altura de 7,8 cm alcançando-se uma densidade relativa de aproximadamente 58%.

Por último foi feita a **superior** também com areia 50 (mesma areia da camada intermediária) sendo esta areia lançada no container cilíndrico mediante uma “chuva de areia” gerada por um pluviador no qual eram feitos movimentos circulares anti-horário em espiral possibilitando uma distribuição uniforme dos grãos. O procedimento foi realizado em 6 camadas com 5 cm totalizando uma altura de 30 cm, sempre mantendo o controle da altura de queda da chuva de areia (Figura 3.48), obtendo-se uma densidade relativa de 39%.



Figura 3.48. Pluviação do container.

Na figura 3.49. é apresentado o container após pluviado sendo observada a uniformidade da areia na superfície.



Figura 3.49. Container logo após de ser pluviado

Cravação da Estaca

As estacas foram cravadas a 1g com o auxílio de um macaco hidráulico no qual o pistão em sua parte superior estava preso numa viga de aço. Na Figura 3.50. é apresentado o esquema de cravação da estaca.



Figura 3.50. Montagem do sistema de cravação da estaca.

No processo de cravação da estaca foi colocada uma placa de madeira de formato circular de 1,5 cm de espessura, sobre o container sendo utilizada como guia para orientar o posicionamento da estaca no centro do container. Sobre a placa de madeira foram fixados com fita adesiva 2 (dois) blocos de champoxy vazados (Figura 3.51 (a) e Figura 3.51 (b)). A guia de madeira e os blocos de champoxy vazados serviram para minimizar a possibilidade de inclinação da estaca tornando a penetração da estaca na areia o mais vertical o possível.

Antes de posicionar a estaca no centro da guia de madeira para ser cravada foi conferido o nivelamento do sexto da centrífuga. Durante e após a cravação foi colocado o nível horizontal e vertical para a verificação da verticalidade da estaca (Figura 3.51) (b). Na Figura 3.52 é mostrada a cravação finalizada e o procedimento para retirada da guia de madeira.

Após a cravação, todo o sistema foi retirado e a altura entre a areia no exterior da estaca e o topo da estaca foi medida encontrando se 2,3 cm (Figura 3.53) (b).



(a)



(b)

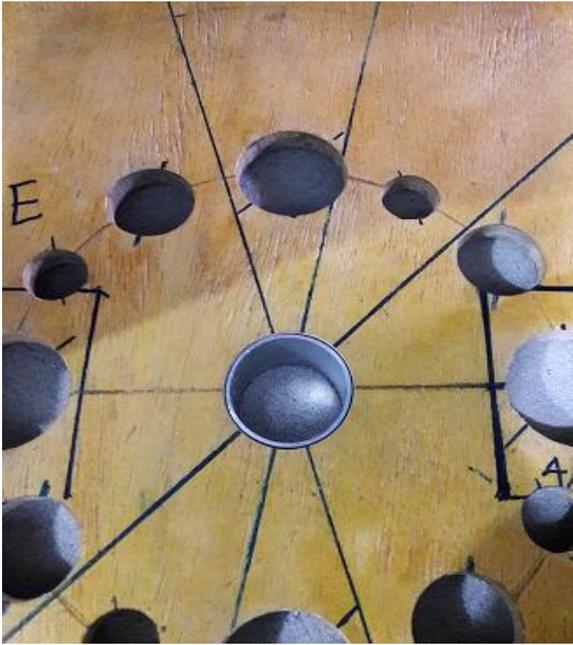


(c)

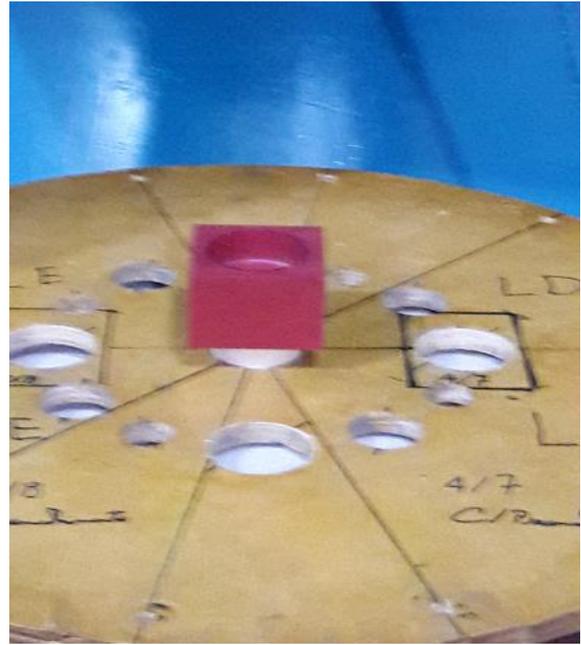


(d)

Figura 3.51. Posicionamento da estaca para ser cravada e verificação do nivelamento durante a cravação.



(a)

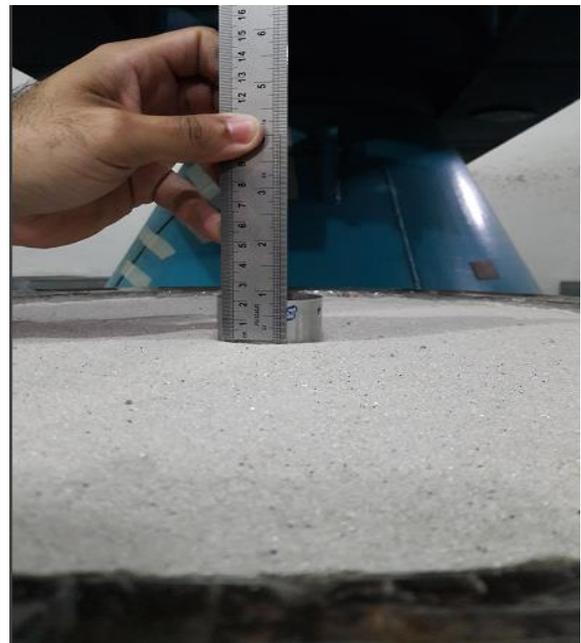


(b)

Figura 3.52. Cravação finalizada e procedimento para retirada da guia de madeira.



(a)



(b)

Figura 3.53. Estaca cravada sem a guia de madeira e verificação da altura entre o topo da estaca e a superfície da areia pluviada no container.

Na Figura 3.54 é mostrada a verificação do nivelamento da estaca após o término da cravação.



Figura 3.54. Verificação do nivelamento da estaca após o término da cravação.

Confecção do preenchimento interno na estaca

Após o término do processo de cravação toda a areia no interior da estaca foi retirada através de sucção utilizando-se um aspirador de pó (Figura 3.55). Em seguida eram feitos treinamentos de confecção do preenchimento interno (eram feitos com o mesmo procedimento da confecção do preenchimento da estaca no container para o arrancamento) onde se repetia de duas a três vezes o processo numa estaca teste com uma base de champoxy (Figura 3.56 (a) e Figura 3.56 (b)) antes de todas as confecções do preenchimento interno da estaca no container para evitar erros no preenchimento da estaca cravada. Após o término da confecção do preenchimento no treinamento a altura deste era verificada com o auxílio de um marcador (Figura 3.56 (c)).

Após a conclusão do treinamento era iniciado a confecção do preenchimento interno (Figura 3.56) na densidade relativa de 70%. As estacas foram preenchidas com as areias mal graduadas e com as misturas de areia.

É importante ressaltar que o preenchimento do Grupo 1 para estacas preenchidas com as areias mal graduadas foi feito dividindo-se a areia em três

camadas sendo a areia pulverizada lentamente até a confecção de todo o preenchimento e para as misturas deste grupo a amostra foi dividida em 10 partes. Nas estacas do Grupo 2 todas os preenchimentos foram feitos dividindo se a amostra em 10 partes e pulverizando lentamente durante a pluviação (Figura 3.57).



Figura 3.55. Areia sendo retirada de dentro da estaca com o aspirador de pó após a cravação.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.56. (a) Apresentação da estaca utilizada para o treinamento apoiada numa base de champoxy em sua parte inferior (b) Confeção do preenchimento interno. (c) Verificação da altura do preenchimento na estaca com o marcador.



Figura 3.57. Pluviação no interior da estaca.

Arrancamento da estaca

Após a pluviação no interior da estaca, uma viga de alumínio com o atuador e o transdutor de deslocamento vertical foi fixada ao sistema. Na base do atuador foi instalada a célula de carga. Um Cabo de aço interligava a estaca e a célula de carga (Figura 3.58).

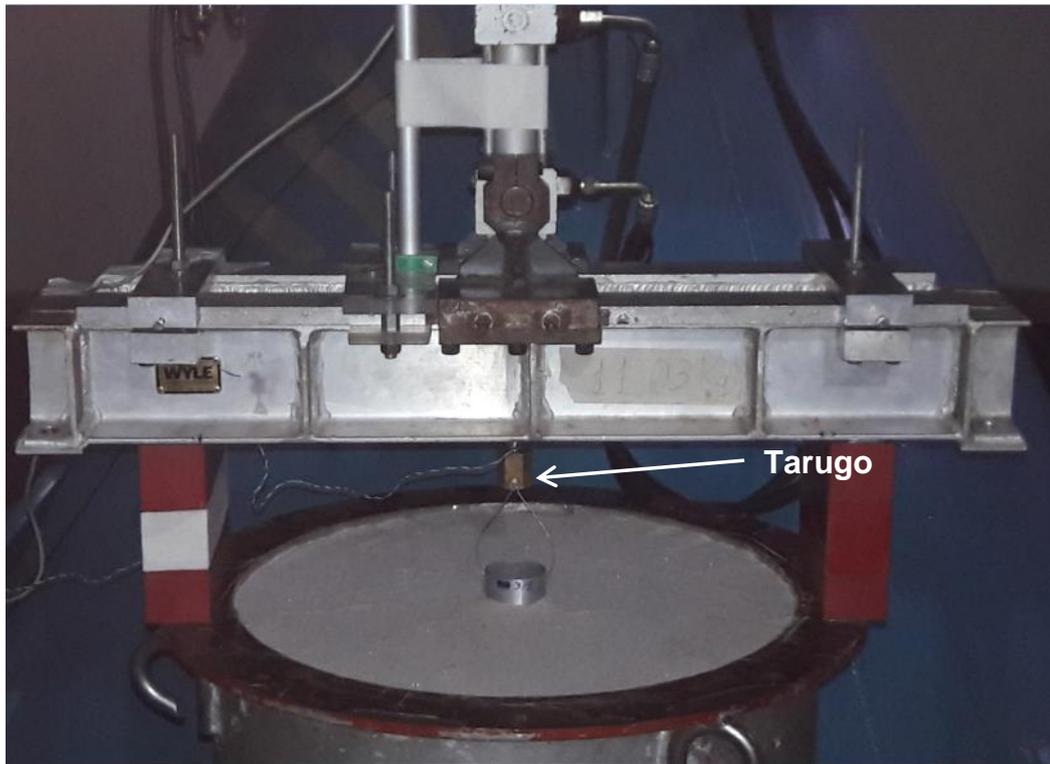


Figura 3.58. Estaca preparada para ser arrancada.

E por último o sistema de aquisição dados foi conectado, e a centrífuga foi ligada, estando assim toda a estrutura de arrancamento montada. A gravidade foi aumentada gradativamente até atingir 20g e após isso era dado início ao arrancamento da estaca e os resultados do ensaio de força de arrancamento e deslocamento vertical da estaca eram aquisitados utilizando o *software* LabVIEW (Figura .3.59).

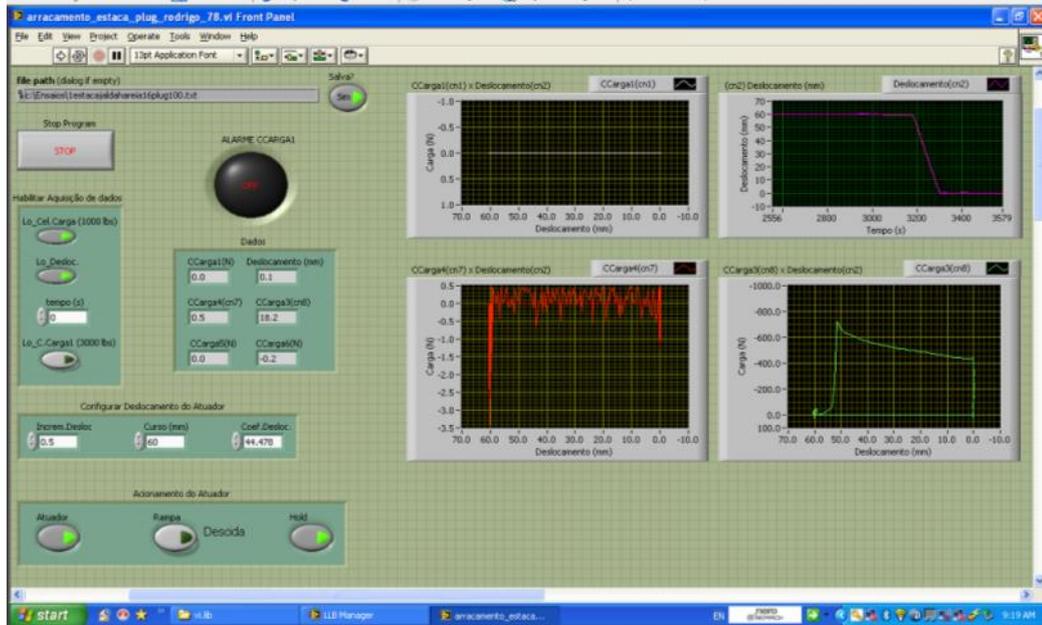


Figura 3.59. Imagem do LabView após o arrancamento da estaca.

Após todos os ensaios de arrancamento, houve conferência das condições do container ensaiado sendo constatado que a superfície da areia se encontrava nas mesmas condições de antes e depois do arrancamento e com o nível foi verificado que as estacas apresentavam a mesma verticalidade de antes e depois de serem arrancadas (3.60).



Figura 3.60. Verificação da verticalidade da estaca após o arrancamento.

CAPÍTULO IV – RESULTADOS E ANÁLISE

4.1 Resultados Experimentais dos Ensaio de Arrancamento

Após o arrancamento da estaca a altura do preenchimento interno foi medida sendo observado em todos os ensaios que o deslocamento para baixo do preenchimento interno era igual ao deslocamento para cima das estacas. Sendo assim o atrito foi gerado durante o arrancamento da estaca, uma vez que o preenchimento interno supostamente pode não ter ficado preso à parede da estaca durante o arrancamento ocorrendo assim um escorregamento. Portanto, a expressão “preenchimento interno” seria mais adequada do que “plug”. (Figura 4.1).

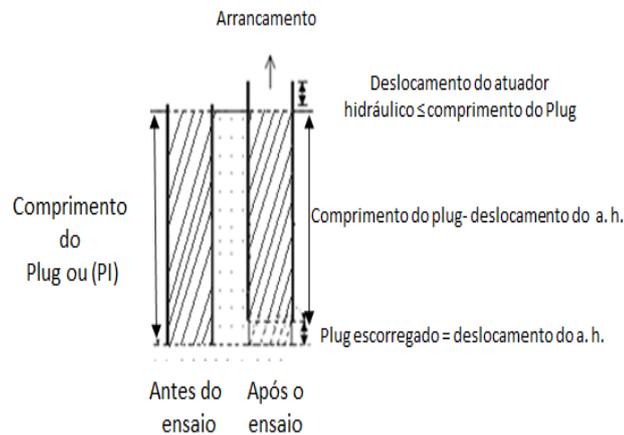


Figura 4.1. Mecanismo de escorregamento do preenchimento interno.

Nos gráficos de arrancamento, nos gráficos de resultados analíticos e nas tabelas com as cargas deste trabalho são apresentados os valores das cargas líquidas, ou seja, foi descontado o peso da estaca a 20g em voo que é de 41,92 N. Na Figura 4.2 é indicado o ponto na curva de arrancamento da parcela devida o peso da estaca em voo à 20g.

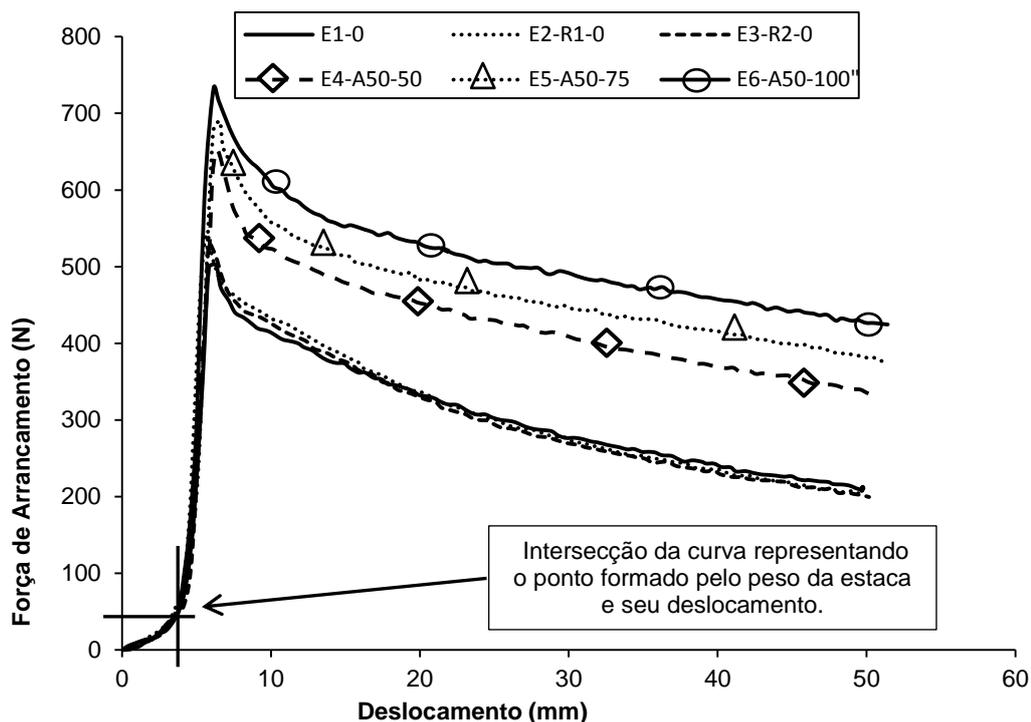


Figura 4.2. Representação do ponto de intersecção na curva de arrancamento gerada pelo peso da estaca em voo a 20g e seu deslocamento nos ensaios do Grupo1 para estacas sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 50%, 75% e 100%.

Ao observar as Tabelas 4.1 e 4.3 e as Figuras 4.3 e 4.5, mais precisamente as curvas dos ensaios sem preenchimento (estaca vazia) e seus valores de carga constata-se a repetibilidade dos ensaios garantindo assim a verificação e aferição da metodologia mais adequada na padronização da pluviação, cravação e arrancamento das estacas.

Ao analisar a Figura 4.3 e a Tabela 4.1, onde estão apresentados as curvas e os valores de carga dos ensaios do **Grupo 1**, percebemos a distinção entre as curvas e os valores correspondentes a variação da altura do preenchimento interno (0%, 50%, 75% e 100%) na estaca devido a um coerente aumento de carga em função da altura do preenchimento.

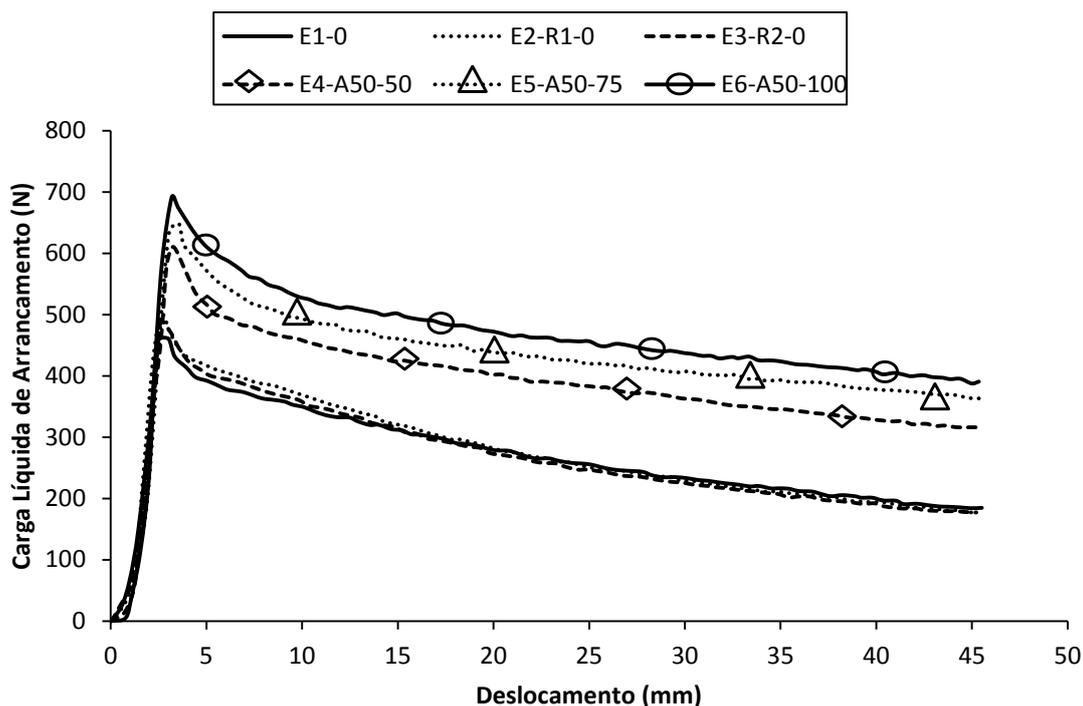


Figura 4.3. Curvas de arrancamento das estacas do **Grupo 1**, sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 50%, 75% e 100%.

Tabela 4.1. Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do **Grupo 1**, sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 50%, 75% e 100%.

Código dos Ensaio	Carga de Pico Líquida de Arrancamento (N)	Carga Residual Líquida de Arrancamento (N)
E1-0	486,24	184,74
E2-R1-0	499,53	178,07
E3-R2-0	460,81	177,18
E4-A50-50	610,44	316,20
E5-A50-75	648,27	363,26
E6-A50-100	691,39	390,69

Ao observar a Figura 4.4 e a Tabela 4.2 e, verifica-se o comportamento das curvas e os valores de cargas do **Grupo 1** com preenchimento interno a 100% com os diferentes coeficientes de uniformidade e constatando-se que as areias 100, 50 e 16 mal graduadas não influenciaram se comparadas entre si. Porém ao analisar as curvas dos ensaios E9-M2-100 e E10-M5-100 referente às misturas, percebe-se um ganho devido a uma maior mobilização de resistência durante o arrancamento atribuído à composição granulométrica das misturas do preenchimento interno.

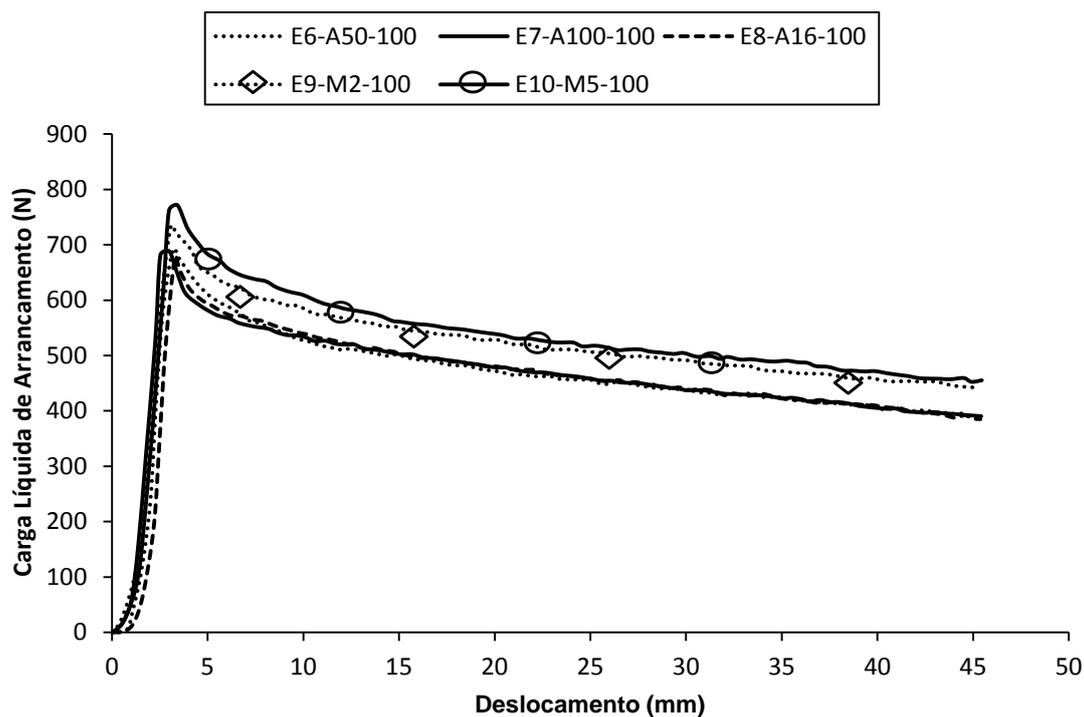


Figura 4.4. Curvas de arrancamento das estacas do **Grupo 1**, com variação da composição granulométrica na altura de 100%.

Tabela 4.2. Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do **Grupo 1**, com variação da composição granulométrica.

Código dos Ensaio	Carga de Pico Líquida de Arrancamento (N)	Carga Residual Líquida de Arrancamento (N)
E6-A50-100	691,39	390,69
E7-A100-100	688,46	390,47
E8-A16-100	677,8	385,11
E9-M2-100	733,61	441,13
E10-M5-100	771,81	455,25

Ao analisar a Figura 4.5 e a Tabela 4.3, onde são apresentados as curvas e os valores de carga dos ensaios do **Grupo 2** também percebe-se a distinção entre as curvas e os valores correspondentes a variação da altura do preenchimento interno (0%, 25%, 50% e 100%) na estaca devido a um coerente aumento de carga com o aumento da altura do preenchimento.

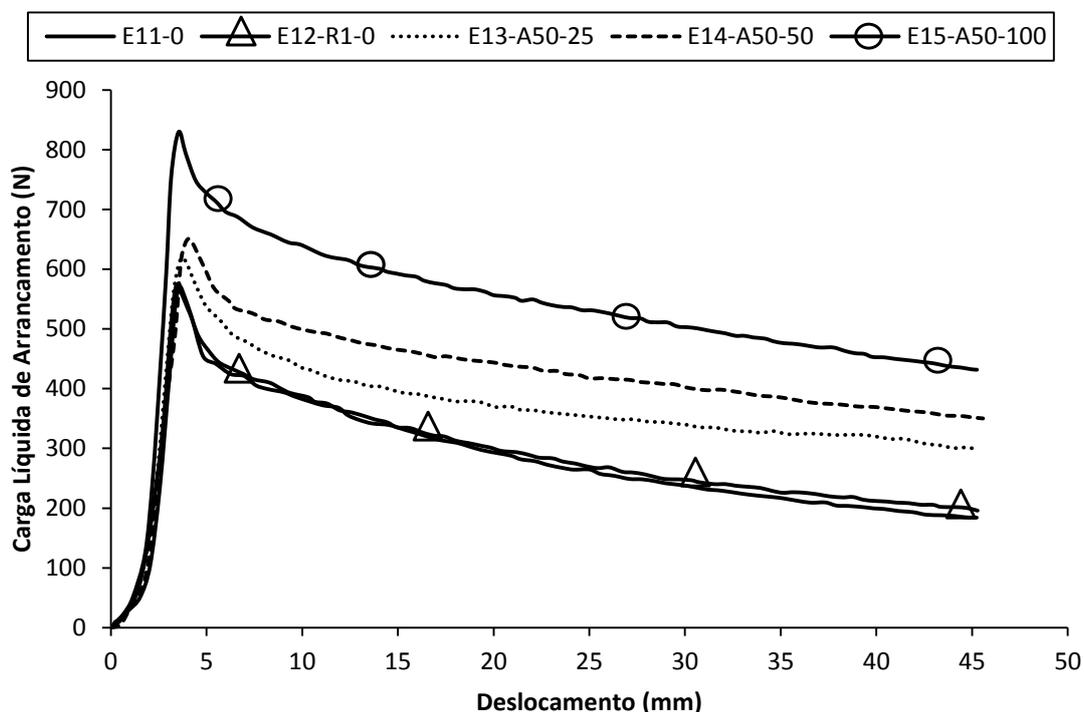


Figura 4.5. Curvas de arrancamento das estacas do **Grupo 2**, sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 25%, 50% e 100%.

Tabela 4.3. Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do **Grupo 2**, sem preenchimento e com preenchimento interno de areia 50 nas alturas 25%, 50% e 100%.

Código dos Ensaio	Carga de Pico Líquida de Arrancamento (N)	Carga Residual Líquida de Arrancamento (N)
E11-0	559,62	195,84
E12-R1-0	575,33	184,15
E13-A50-25	619,40	298,29
E14-A50-50	651,01	350,20
E15-A50-100	829,58	431,72

Na Figura 4.6 e na Tabela 4.4 são apresentados o comportamento das curvas e os valores de cargas do **Grupo 2** com preenchimento interno a 100% com os diferentes coeficientes de uniformidade, onde verifica-se que as areias 30 e 50 mal graduadas também não influenciaram se comparadas entre si. Porém ao analisar as curvas dos ensaios E18-M5-100 e E19-M8-100 referente às misturas, assim como no Grupo1 constata-se um ganho devido a uma maior mobilização de resistência

durante o arrancamento atribuído à composição granulométrica das misturas do preenchimento interno. Vale ressaltar que as misturas dos ensaios E18-M5-100 e E19-M8-100 tiveram um comportamento bem próximo em termos da curva e carga mostrando para este caso que independente do tipo de mistura, mas sendo o coeficiente o mesmo o comportamento se apresenta similar, pois o primeiro ensaio possuía CU-7 formada por três amostras de areia e o segundo ensaio também possuía o CU-7 sendo formada por quatro amostras de areia.

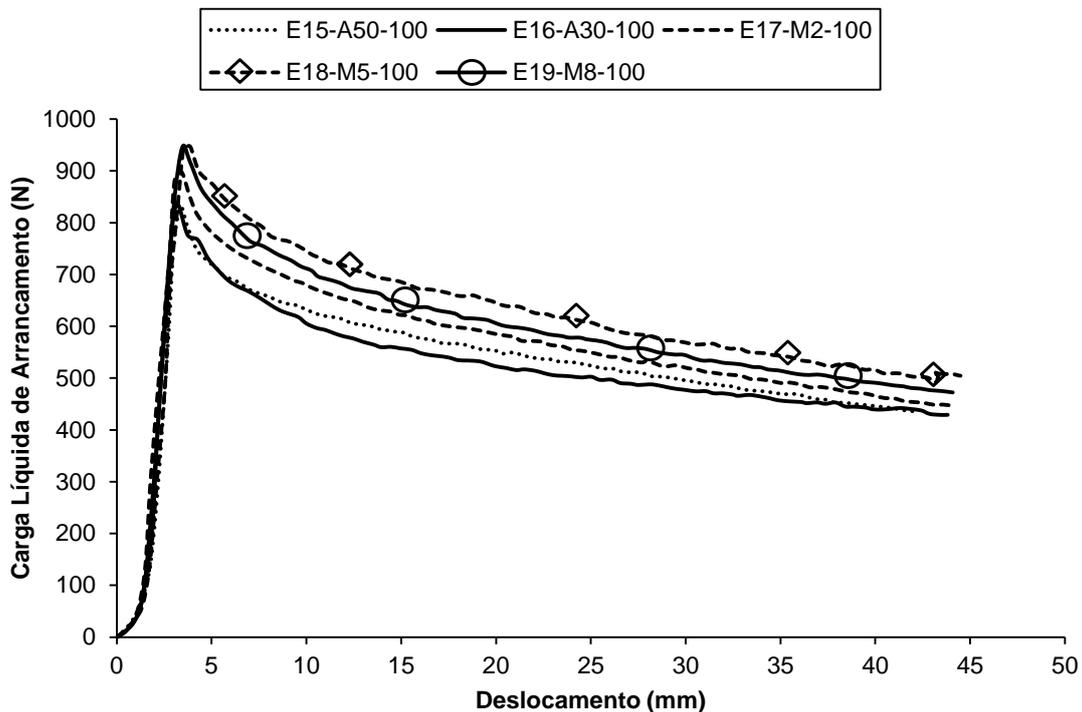


Figura 4.6. Curvas de arrancamento das estacas do **Grupo 2**, com variação da composição granulométrica na altura de 100%.

Tabela 4.4 Resultados da Carga Líquida de pico e residual de estacas do **Grupo 2**, com variação da composição granulométrica.

Código dos Ensaio	Carga de Pico Líquida de Arrancamento (N)	Carga Residual Líquida de Arrancamento (N)
E15-A50-100	829,58	435,53
E16-A30-100	823,83	429,08
E17-M2-100	898,08	446,40
E18-M5-100	947,21	504,54
E19-M8-100	945,39	472,26

4.2 Análises dos Resultados

Neste item é analisada a distribuição do g e de tensões verticais no modelo ao longo da profundidade. Também é feita a análise em termos de K_u utilizando se as metodologias equivalente e rigorosa respectivamente conforme os itens 2.6.3 e 2.6.4 de acordo com o método de Meyerhof. As análises de K_u foram feitas para a carga de pico, assim foi considerado que o comprimento do preenchimento não varia, pois o pico aconteceu para deslocamentos inferiores a 5 mm.

É bom ressaltar que na metodologia rigorosa para os ensaios do Grupo 1 a carga do ensaio E1-0 (estaca vazia) foi utilizada para calcular os ΔQ 's. E para o Grupo 2 foi utilizada a carga do ensaio E12-R1-0 (estaca vazia).

4.2.1 Análise da gravidade ao longo da profundidade

Usando se a equação 2.8 foi calculado o g no topo, na base e à 1/3 de cima para baixo (onde é concentrada a resultante das tensões) do modelo (Figura 4.7), nos perfis de 25%, 50%, 75% e 100%. Este cálculo foi feito no intuito de verificar a distribuição do g ao longo da profundidade do modelo sendo observado que a variação do g é muito pequena.

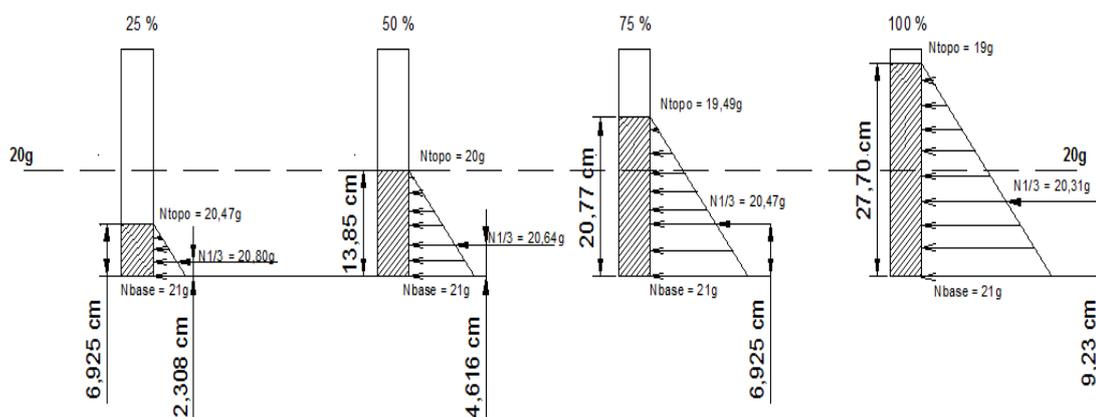


Figura 4.7. Apresentação da distribuição do g ao longo da profundidade do modelo.

4.2.2 Análises da Tensão no Protótipo e Modelo.

Taylor (1995) afirma que o comportamento esperado tanto para o modelo quanto para o protótipo é o apresentado na Figura 2.23, mas ele faz uma ressalva explicando que para a maioria das centrífugas geotécnicas, a relação (h_m / R_e) onde h_m é a altura do modelo e R_e o raio efetivo da centrífuga, o valor é inferior a 0,2 e o

erro máximo no perfil de tensão é menor sendo geralmente menos do que 3% da tensão do protótipo. Sendo assim é importante notar que mesmo para centrífugas de raio relativamente pequeno (1,5 m de raio efetivo), o erro devido à distribuição de tensões não-linear é bastante pequeno para modelos moderadamente grandes de 300 mm de altura.

No intuito de averiguar a distribuição de tensão nos modelos deste trabalho usando-se a equação (2.9) foram calculadas as tensões verticais no modelo, e a equação (2.7) foi utilizada para calcular as tensões verticais do protótipo nas alturas de preenchimento interno (25%, 50%, 75% e 100%) conforme é apresentado nas figuras 4.8, 4.9, 4.10 e 4.11, demonstrando assim que a distribuição de tensão no modelo assume uma tendência linear. Verifica-se neste trabalho que o erro entre a tensão vertical do modelo e protótipo é bem pequeno.

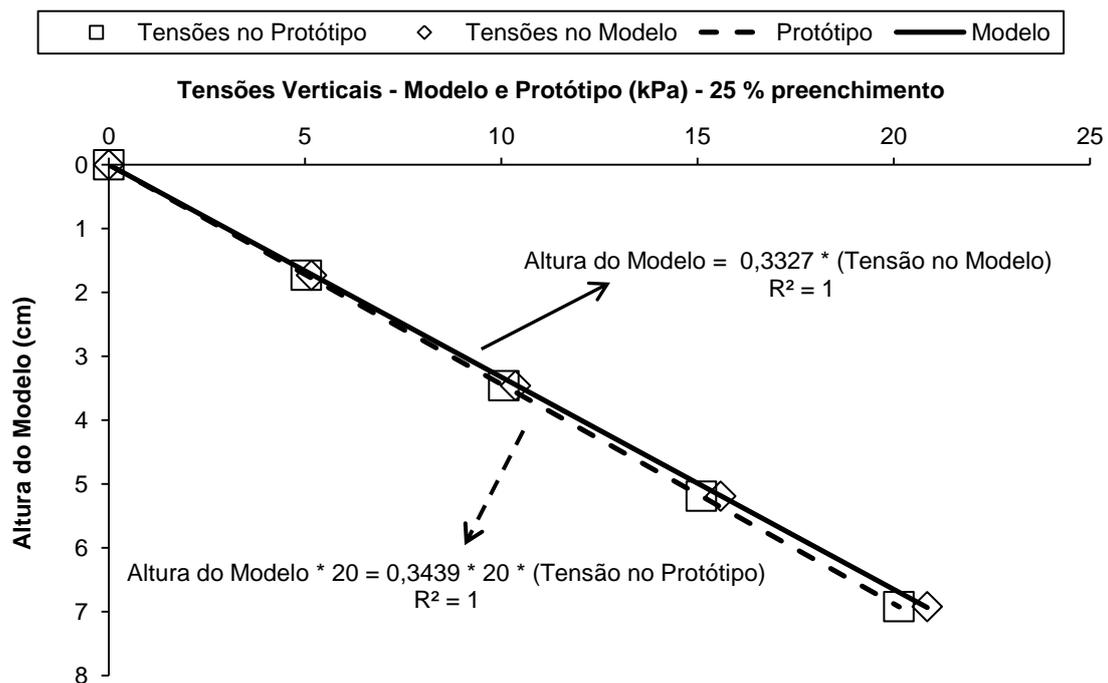


Figura 4.8. Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 25% de preenchimento.

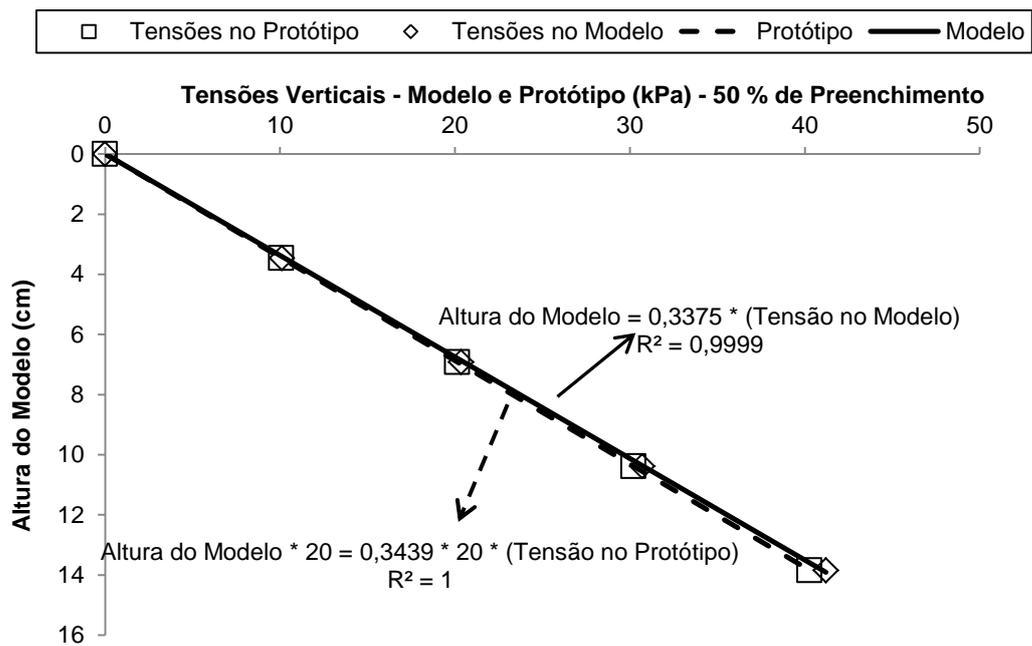


Figura 4.9. Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 50% de preenchimento.

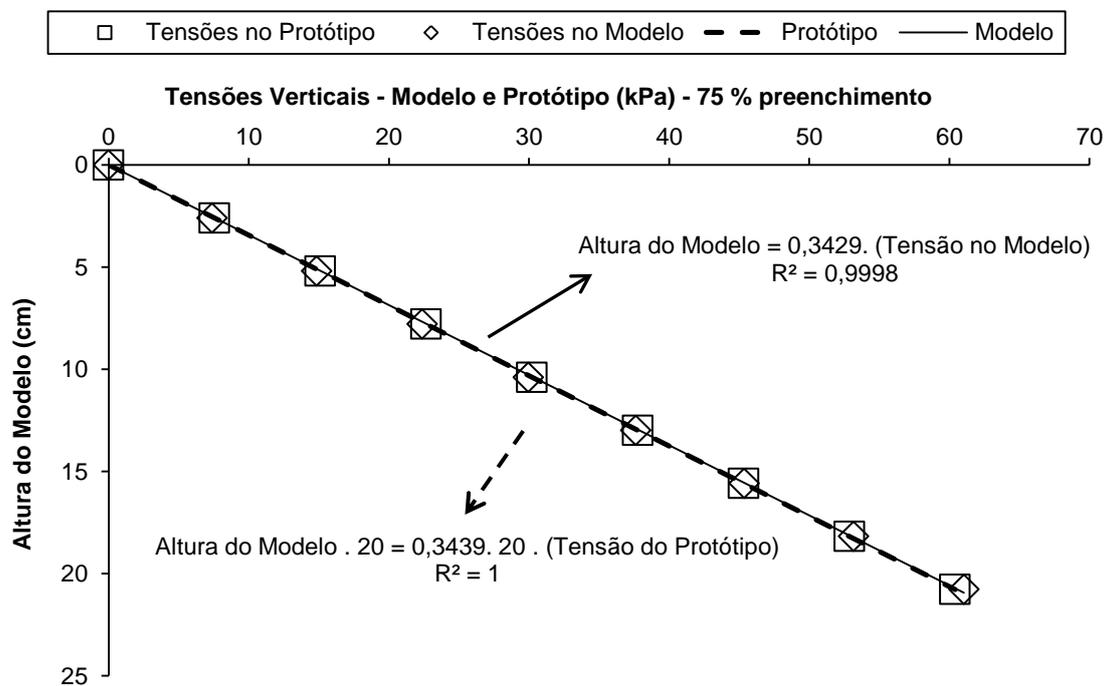


Figura 4.10. Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 75% de preenchimento.

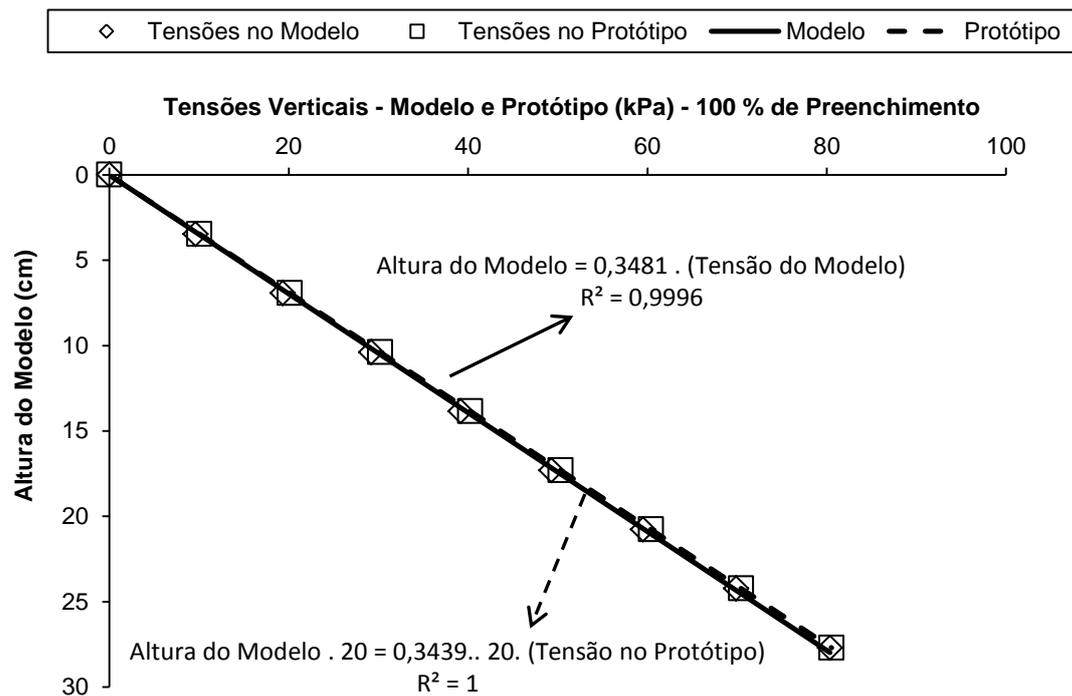


Figura 4.11 Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para 100% de preenchimento.

Na Figura 4.12 é apresentado todos os pontos referentes a todos os preenchimentos numa única tendência confirmando a linearidade das tendências do comportamento das tensões no modelo e protótipo.

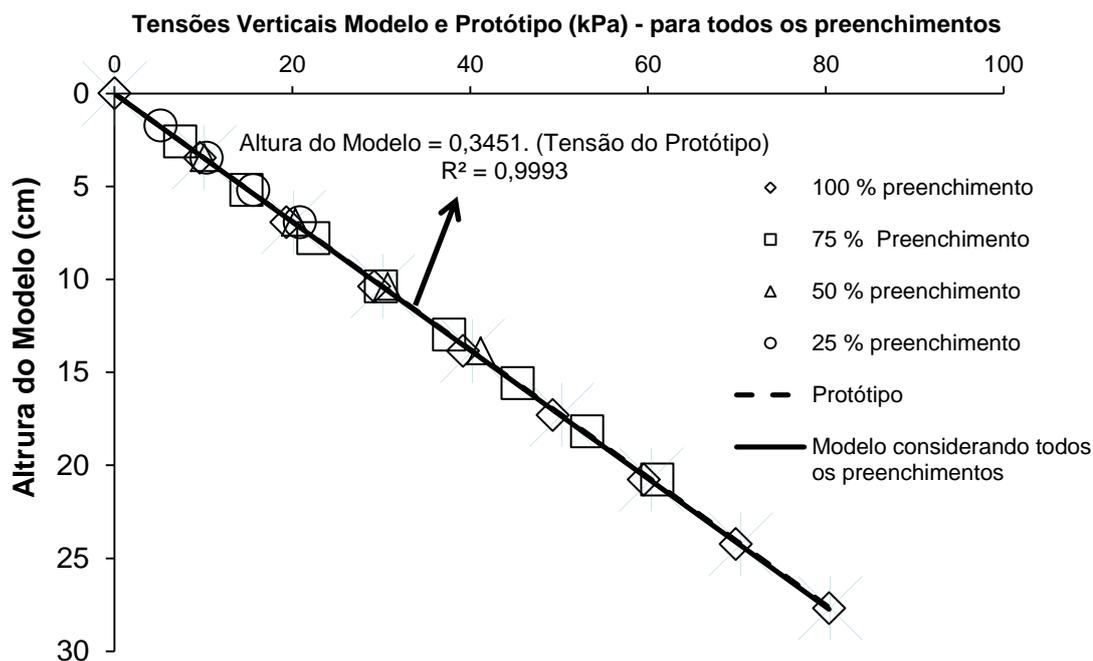


Figura 4.12. Tensões Verticais ao longo do comprimento do modelo para os preenchimentos 25%, 50%, 75% e 100%.

4.2.3 Correção das cargas

Analisando os resultados dos ensaios foi observado que os mesmos estavam majorados visto que os valores de carga (ΔQ) utilizados na metodologia rigorosa estavam acima do peso do solo contido no interior da estaca (Tabela 4.5), pois os valores de (ΔQ) deveriam ser no máximo o peso do solo. O peso do solo foi calculado utilizando a equação: $P = m \cdot g \cdot N$, sendo m a massa do solo utilizada no interior da estaca, g a aceleração da gravidade de $9,81 \text{ m/s}^2$ e N a gravidade em voo em que o solo estava submetido ($20g$). A massa de cada solo foi calculada obtendo-se a densidade através do peso específico (γ) e o volume correspondente à altura de cada preenchimento do solo no interior da estaca utilizando-se a equação: $d = m/v$ em que d é a densidade do solo, m a massa do solo utilizada no interior da estaca e v o volume do solo preenchido do interior da estaca.

Tabela 4.5. Valores dos pesos a 20g das areias e misturas utilizadas no preenchimento das estacas nos ensaios de arrancamento em centrífuga.

Tipo de Areia	Altura do Preenchimento (%)	Força (N)
Areia 50	25	34,34
Areia 50	50	68,95
Areia 50	75	103,42
Areia 50	100	137,90
Areia 100	100	139,42
Areia 30	100	138,18
Areia 16	100	138,28
Mistura 2	100	154,69
Mistura 5	100	163,79
Mistura 8	100	162,75

Após a obtenção dos pesos do solo utilizado no interior da estaca a 20g foi feita a correção das cargas (ΔQ) ao verificar que o peso do tarugo (que era conectado a célula de carga em todos os ensaios sendo apresentado nas Figuras 3.41 e 3.58) medido e calculado a 20g apresentavam valores diferentes, foi realizada a correção do peso do tarugo e depois a correção das cargas ΔQ .

A correção das cargas (ΔQ) foi feita com base no princípio de que o peso do tarugo medido e calculado em voo deveria ser o mesmo. Em todos os ensaios de arrancamento foi verificado que o valor do peso do tarugo medido com a célula de carga (cuja calibração foi realizada a 1g) foi de aproximadamente 47N, no entanto o peso do tarugo calculado foi de 26,12 N. Para calcular o peso do tarugo em voo, foi utilizada a velocidade angular (ω) de 8,37 rad/seg, ou seja, 80 r.p.m (todos os ensaios foram executados com esta velocidade angular) e o raio (r_t) sendo a distância do eixo da centrífuga até o metade do tarugo de 2,54 m, obtendo-se assim a gravidade em que o tarugo estava submetido no momento do ensaio que era de 18,13 g sendo este valor obtido através da equação 2.8. Com o valor da gravidade (N) de 18,13 g, a massa (m) do tarugo de 146,87 gramas (que equivale a 0,14687 kg) foi possível calcular o peso do tarugo em voo com a equação: $P = m \cdot g \cdot N$, sendo m a massa do tarugo, g a aceleração da gravidade de 9,81 m/s² e N a gravidade em voo do tarugo durante os ensaios (18,13g).

De posse dos valores do peso medido e calculado do tarugo foi encontrado o fator de correção para o peso do tarugo, da seguinte forma:

(Peso Tarugo calculado) 26,12 N ----- 1

(Peso Tarugo medido) 47 N -----x

O valor x encontrado foi de aproximadamente 1,8. Este valor (1,8) foi utilizado para corrigir as cargas (ΔQ) utilizadas na metodologia rigorosa da seguinte forma:

(ΔQ) = 205 N (antes da correção) ----- 1,8

(ΔQ) = x N (após a correção) -----1

Encontrando se assim a carga ΔQ após a correção sendo esta, a carga corrigida. Essa correção baseada em um peso conhecido em voo tem sentido, uma vez que esta é a verdadeira condição do ensaio.

Na verdade como os resultados de arrancamento estavam majorados, todos deveriam também ser corrigidos utilizando-se o fator 1,8. As cargas Q utilizadas na metodologia equivalente não foram corrigidas fato este que não impede a aplicação proposta neste trabalho, pois as cargas experimentais Q são utilizadas apenas para obtenção dos Ku's equivalentes sendo estes divididos pelos Ku da estaca vazia para obter os Ku's normalizados e a partir destes (Ku's normalizados) poderá ser feito a previsão de carga para a estaca com preenchimento conforme é abordado no item 4.2.4.

4.2.4 Análise através da metodologia Equivalente com a variação da altura do preenchimento interno com areia 50.

Este trabalho leva em consideração a aplicação das expressões obtidas nos gráficos de Ku normalizado em função da altura do preenchimento atendendo a expressão $Ku_{\text{Normalizado}} = (Ku_{\text{equivalente}} / Ku_{\text{estaca vazia}})$. Pois, com o valor de $Ku_{\text{Normalizado}}$ e do $Ku_{\text{estaca vazia}}$ é possível obter o $Ku_{\text{equivalente}}$ para a condição desejada. A partir da expressão obtida no gráfico calcula-se o $Ku_{\text{normalizado}}$ para a altura almejada. Através de apenas um ensaio de campo de arrancamento de uma estaca vazia na condição desejada obtém-se a carga $Q_{\text{estaca vazia}}$ (carga real) e com os parâmetros do solo e da estaca e com o ângulo de contato obtido através do ensaio

de cisalhamento é possível calcular o $Ku_{\text{estaca vazia}}$ utilizando a equação 2.15 (equação do método de Meyerhof). De posse dos valores de $Ku_{\text{normalizado}}$ e $Ku_{\text{estaca vazia}}$ é possível preencher a expressão $Ku_{\text{Normalizado}} = (Ku_{\text{equivalente}} / Ku_{\text{estaca vazia}})$ e calcular o $Ku_{\text{equivalente}}$ e com este $Ku_{\text{equivalente}}$ é possível prever a carga para a estaca com preenchimento na altura escolhida. Este raciocínio é o mesmo utilizado na metodologia equivalente com a variação da composição granulométrica com o preenchimento interno a 100%, só que neste a variação é em função do coeficiente de uniformidade (CU) e não da altura do preenchimento.

O cálculo a partir da expressão no gráfico encontrando-se o $Ku_{\text{normalizado}}$ conforme é citado no parágrafo anterior só é válido para estacas protótipo igual à adotada neste trabalho (com as mesmas condições).

Nas tabelas 4.6 e 4.7 são apresentados os valores de Ku 's equivalente e normalizados para os ensaios do Grupo 1.

Tabela 4.6. Valores dos Ku 's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 1 com areia 50.

Código dos Ensaios	Ku Equivalente	Ku^* Normalizado
E1-0	0,62	1,00
E2-R1-0	0,64	1,00
E3-R2-0	0,59	1,00
E4-A50-50	0,78	1,26
E5-A50-75	0,83	1,34
E6-A50-100	0,88	1,42

Tabela 4.7. Valores dos Ku 's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 2 com areia 50.

Código dos Ensaios	Ku Equivalente	Ku^* Normalizado
E11-0	0,71	1,00
E12-R1-0	0,73	1,00
E13-A50-25	0,79	1,08
E14-A50-50	0,80	1,10
E15-A50-100	1,06	1,45

Na Figura 4.13 é apresentado o gráfico de carga líquida em função da altura do preenchimento interno para areia 50. Percebe-se que os pontos tanto do Grupo 1 como do Grupo 2 se ajustam muito bem a tendência de comportamento linear.

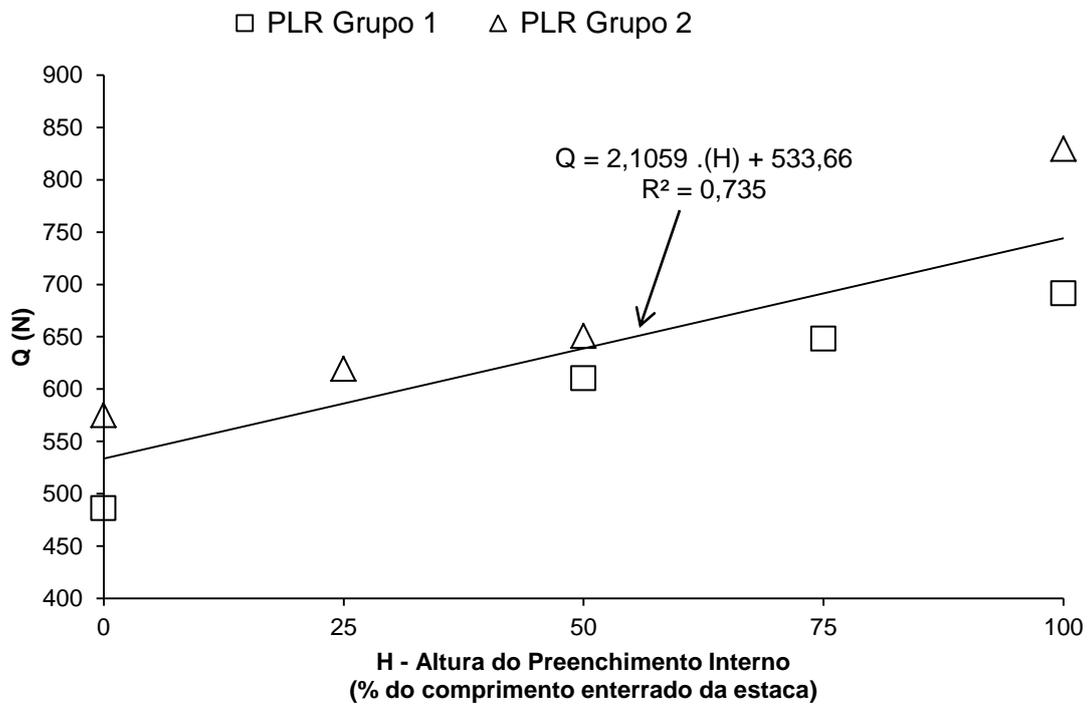


Figura 4.13. Carga líquida em função da variação da altura do preenchimento interno com areia 50%.

Na Figura 4.14, é apresentado o Gráfico do Ku normalizado em função da altura do preenchimento interno com a areia 50. Percebe-se que o procedimento de normalização contribuiu para a aproximação dos pontos dos Grupos 1 e Grupo 2 assumindo uma tendência de comportamento linear.

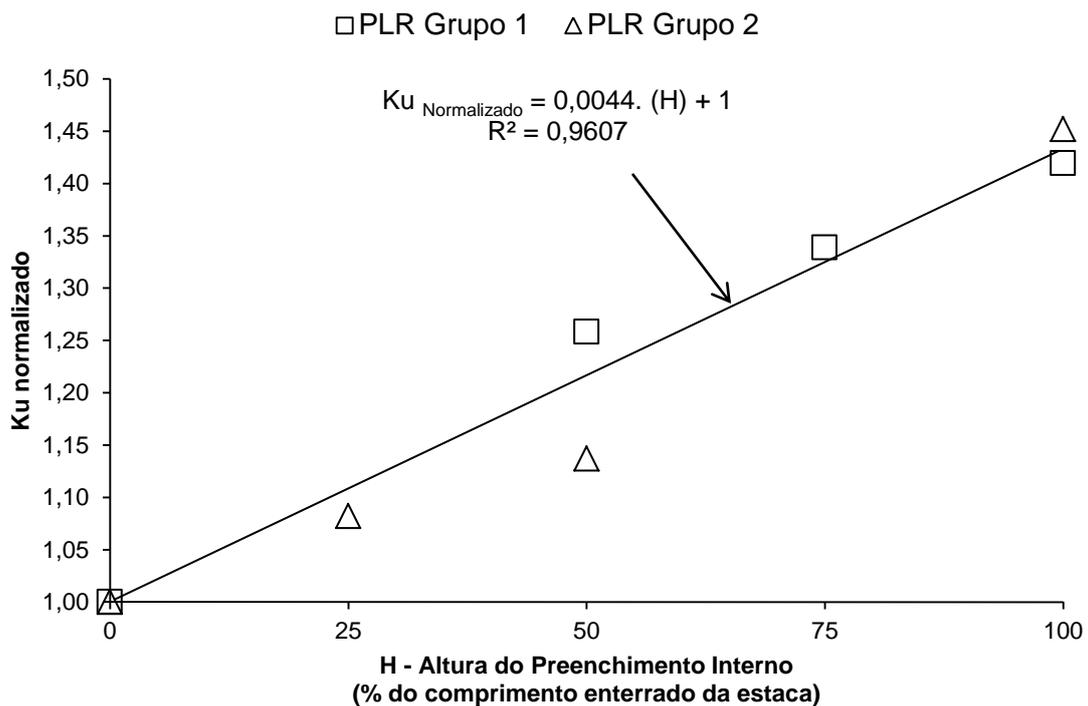


Figura 4.14 Representação do ku normalizado em função da variação da altura do preenchimento interno com areia 50.

4.2.5 Análise através da metodologia Rigorosa com a variação da altura do preenchimento interno com areia 50.

Nas Tabelas 4.8 e 4.9 são apresentados os valores das cargas ΔQ e Ku 's do preenchimento interno antes da correção para os ensaios com areia 50 variando-se a altura do Grupo 1 e Grupo 2.

Tabela 4.8. Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku 's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 1 com areia 50.

Código dos Ensaios	ΔQ (N)	Ku Preenchimento
E1-0	0	0
E4-A50-50	124,20	0,56
E5-A50-75	162,03	0,32
E6-A50-100	205,16	0,23

Tabela 4.9. Valores das cargas (ΔQ) e dos K_u 's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 2 com areia 50.

Código dos Ensaios	ΔQ (N)	K_u Preenchimento
E12-R1-0	0	0
E13-A50-25	44,07	0,80
E14-A50-50	75,68	0,34
E15-A50-100	254,25	0,29

Considerando-se que a variação com a altura do preenchimento é linear, na figura 4.15 é apresentado o gráfico de ΔQ em função da altura do preenchimento interno com areia 50 antes da correção, verificando-se que os pontos do Grupo 1 e Grupo 2 do presente estudo originam uma tendência de comportamento linear. Também é verificado que os pontos do Grupo 1 e Grupo 2 possuem os valores acima do peso do solo pois o máximo que as cargas deveriam alcançar é o peso do solo.

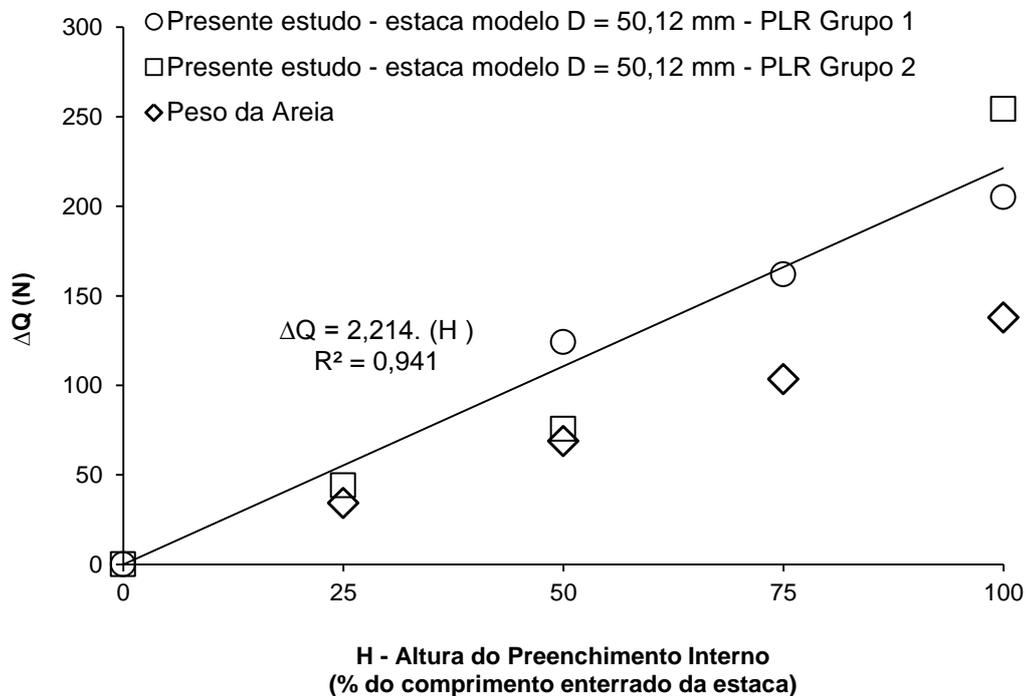


Figura 4.15. Gráfico da carga do preenchimento interno em função da variação da altura do preenchimento com areia 50 com o peso do solo.

Ao considerar que a carga se comporta linearmente, através da equação obtida no gráfico da Figura 4.15 foram calculadas as cargas ΔQ e com estas cargas foram obtidos os K_u 's sendo plotada a curva de K_u do preenchimento versus a porcentagem de preenchimento antes da correção das cargas (Figura 4.16) assumindo uma tendência de ajuste não linear cuja curva apresenta um comportamento semelhante à curva representada pelo K_u do preenchimento do Grupo 1 e Grupo 2 ambos do presente estudo.

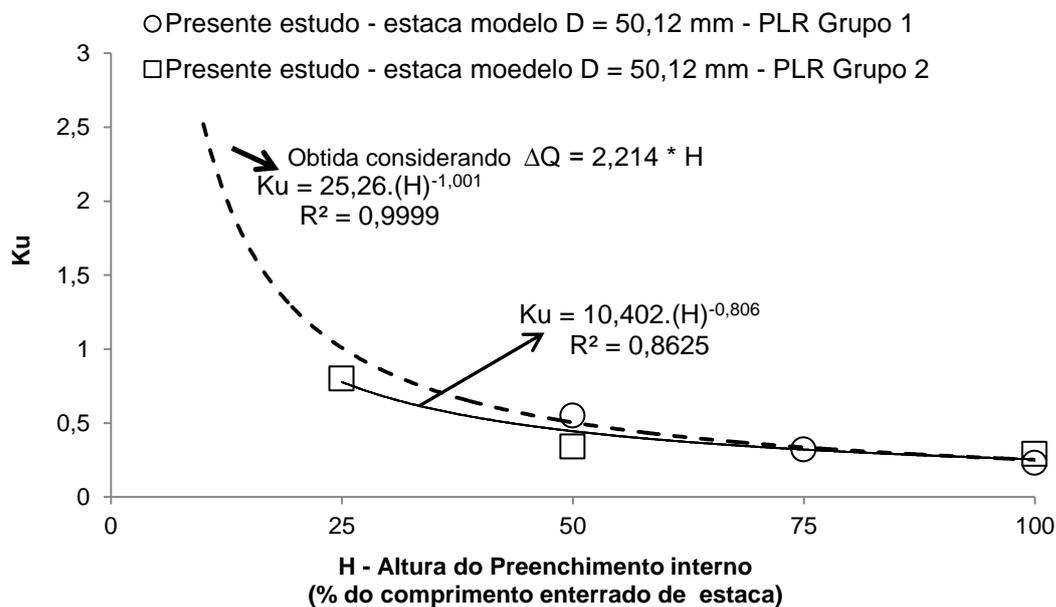


Figura 4.16 Representação do K_u do preenchimento em função da variação da altura do preenchimento interno antes da correção das cargas ΔQ .

Nas Tabelas 4.10 e 4.11 são apresentados os valores das cargas ΔQ e K_u 's do preenchimento interno após a correção.

Tabela 4.10. Valores das cargas (ΔQ) e dos K_u 's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do Grupo 1 com areia 50.

Código dos Ensaios	ΔQ (N)	K_u Preenchimento
E1-0	0	0
E4-A50-50	68,97	0,31
E5-A50-75	89,98	0,18
E6-A50-100	113,93	0,13

Tabela 4.11. Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do Grupo 2 com areia 50.

Código dos Ensaio	ΔQ (N)	Ku Preenchimento
E12-R1-0	0	0
E13-A50-25	24,47	0,45
E14-A50-50	42,03	0,19
E15-A50-100	141,19	0,16

Na Figura 4.17 é mostrado o gráfico de ΔQ em função da altura do preenchimento interno com a areia 50 após a correção, agora se verifica que os pontos do Grupo 1 e Grupo 2 do presente estudo aproximaram do peso do solo continuando a apresentar uma tendência linear.

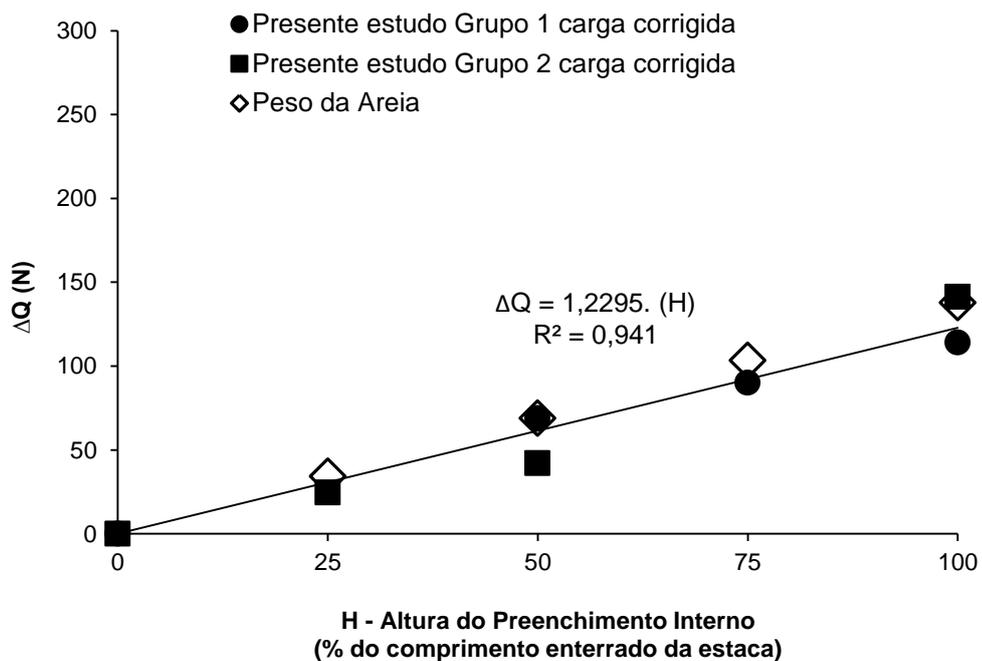


Figura 4.17. Gráfico da carga corrigida do preenchimento interno em função da variação da altura do preenchimento com areia 50 com os pontos do peso do solo.

Através da equação obtida no gráfico da Figura 4.16 foram calculadas as cargas ΔQ corrigidas e com estas cargas foram obtidos os K_u 's corrigidos sendo plotada a curva de K_u do preenchimento versus a porcentagem de preenchimento (Figura 4.18).

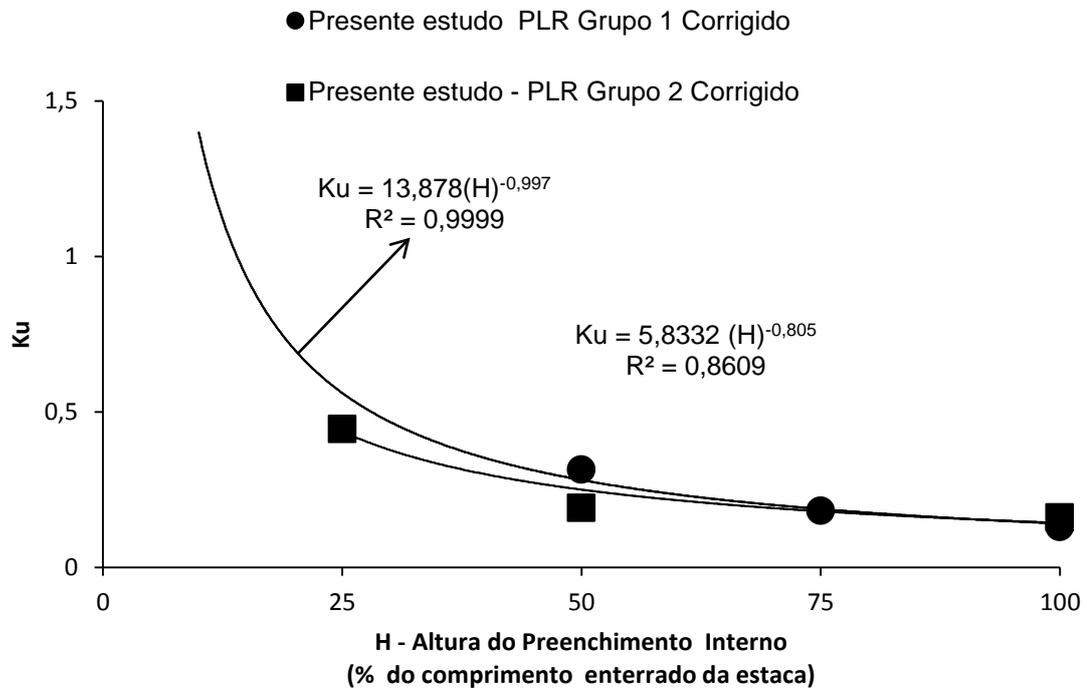


Figura 4.18 Representação do K_u do preenchimento corrigido em função da variação da altura do preenchimento interno.

Nota-se nas Figuras 4.17 e 4.18 que quando a porcentagem da altura do preenchimento decresce o K_u aumenta, comportamento este parecido com o encontrado por PaiK e Lee (1993) e De Nicola e Randolph (1999). Na Figura 4.19 é mostrado o gráfico com os valores obtidos por PaiK e Lee (1993) e De Nicola e Randolph (1999) com os pontos experimentais deste trabalho verificando-se que o comportamento são bem próximos.

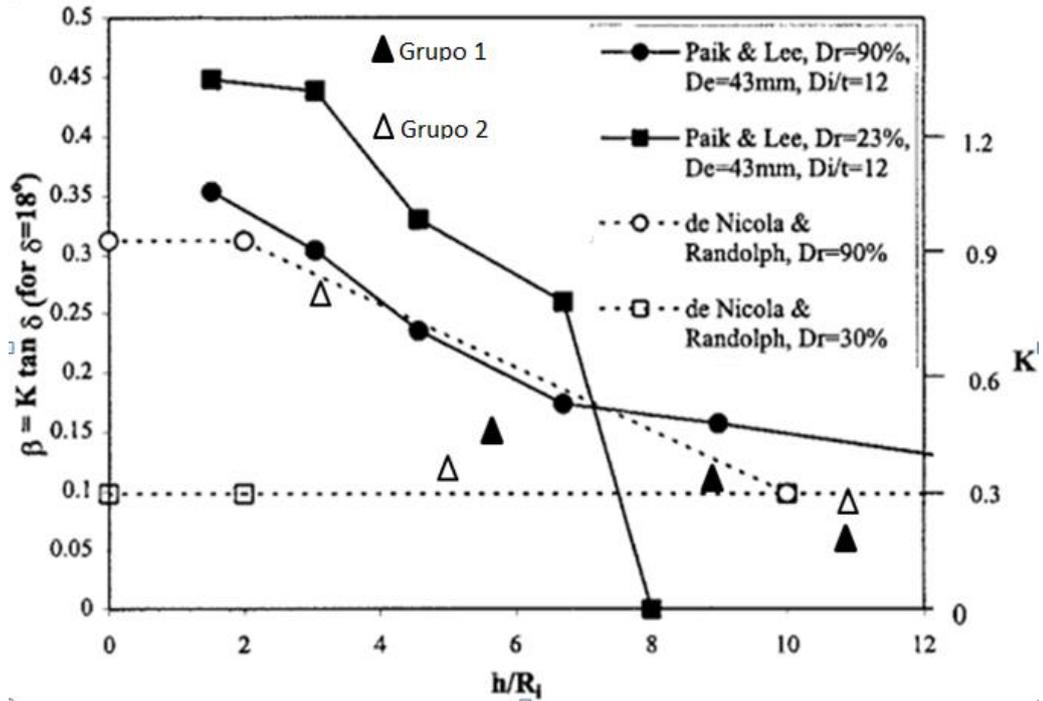


Figura 4.19. Pontos experimentais do Grupo 1 e Grupo 2 do atual trabalho plotados com os valores de K medidos por Paik e Lee (1993) e proposto por De Nicola e Randolph (1997).

Na Figura 4.20 semelhante como na Figura 4.19 estando agora os pontos experimentais corrigidos o comportamento também é semelhante, pois quando a porcentagem da altura do preenchimento decresce o K_u aumenta.

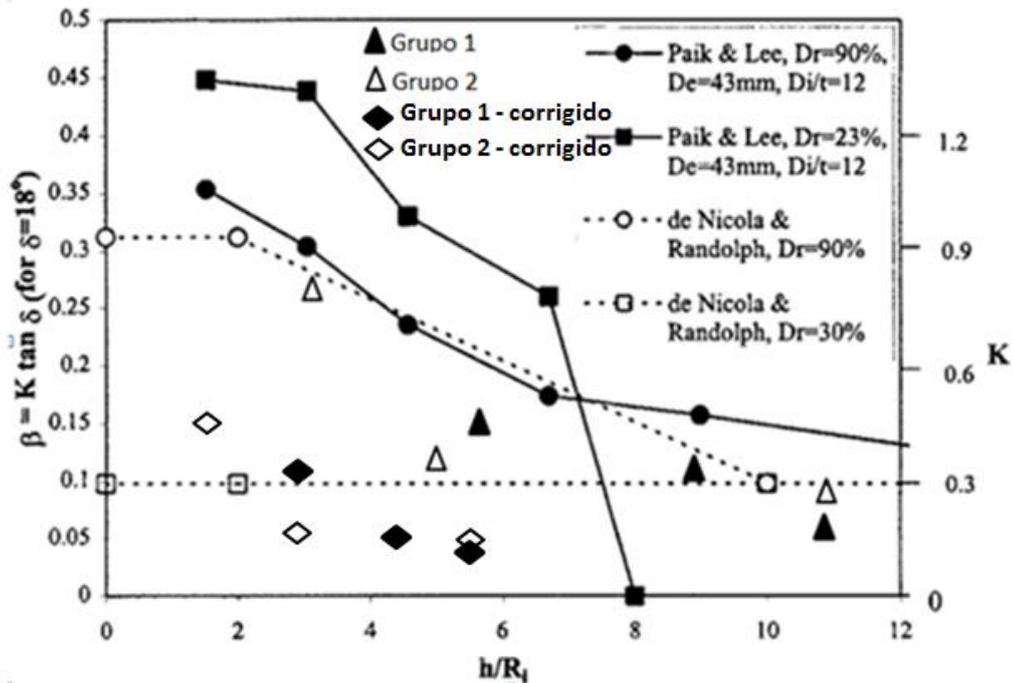


Figura 4.20. Pontos experimentais corrigidos do Grupo 1 e Grupo 2 do atual trabalho plotados com os valores de K medidos por Paik e Lee (1993) e proposto por De Nicola e Randolph (1997).

Na Figura 4.21 é apresentado o gráfico da carga do preenchimento em função da altura do preenchimento, mas agora com os pontos do presente estudo antes da correção e os pontos de Neves 2012. Ao considerar um comportamento linear para estes pontos (do presente estudo e de Neves, 2012) verifica-se que é obtida também uma tendência de comportamento linear.

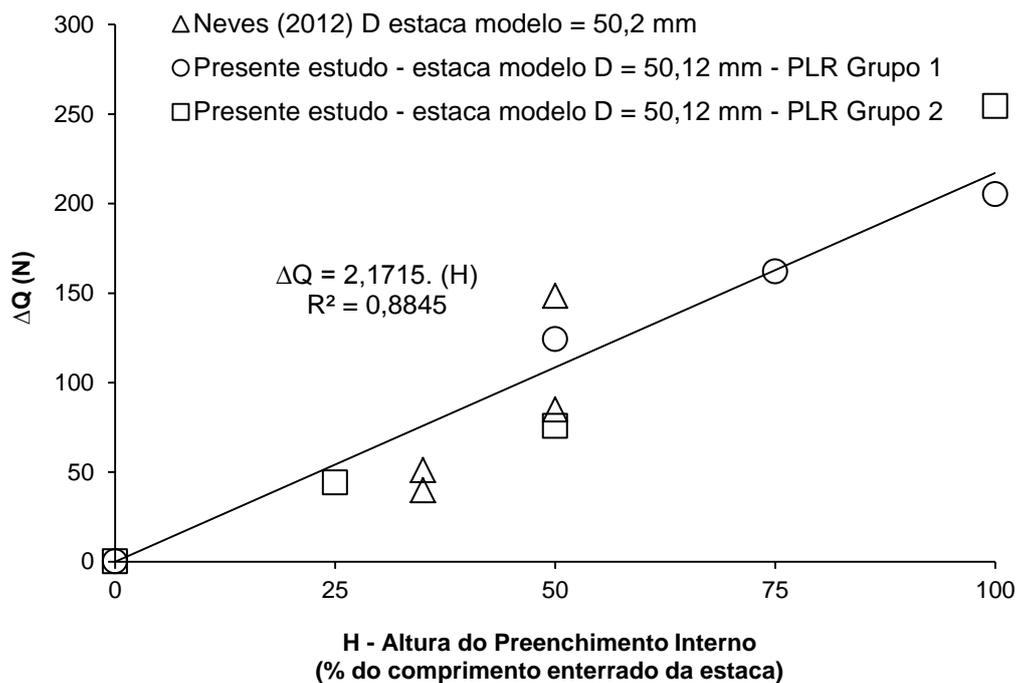


Figura 4.21. Carga do preenchimento interno (sem correção) em função da variação da altura do preenchimento interno com areia 50.

Com a equação obtida no gráfico da Figura 4.21 foram calculadas as cargas ΔQ e com estas cargas foram obtidos os K_u 's representando uma tendência de ajuste não linear cuja curva apresenta um comportamento semelhante à curva representada pelo K_u do preenchimento do Grupo 1 e Grupo 2 ambos do presente estudo.

Ao considerar que a carga se comporta linearmente, mas agora com os pontos do presente estudo e de Neves (2012), o K_u do preenchimento demonstra um comportamento não linear em função da altura do preenchimento conforme pode visto na Figura 4.22 cujos K_u 's não estão corrigidos. Nota-se que quando a porcentagem da altura do preenchimento decresce o K_u também aumenta.

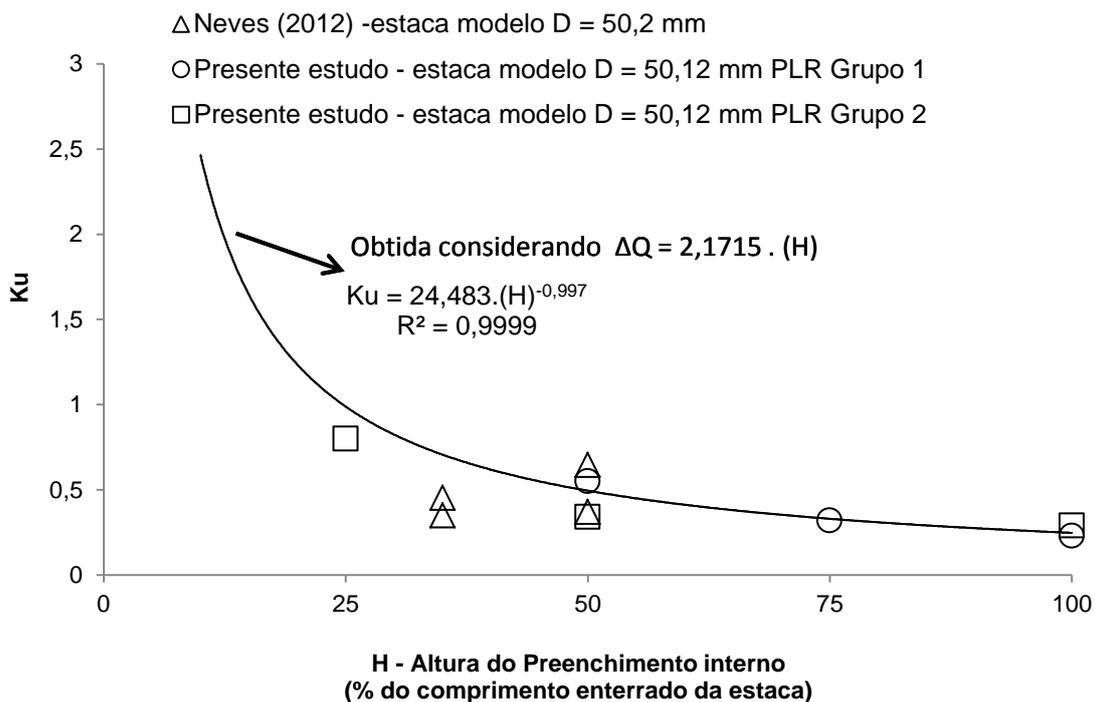


Figura 4.22. Ku do preenchimento em função da variação da altura do preenchimento interno dos pontos do Grupo 1, Grupo 2 (sem a correção) e Neves 2012.

Na Figura 4.23, assumindo que o comportamento da carga é não linear e admitindo-se o $Ku = 0,29$, pois este valor é o obtido para o preenchimento de 100% do Grupo 2 sendo aproximadamente igual a 0,78 vezes o K_0 (coeficiente de empuxo no repouso do solo utilizado), onde $K_0 = 1 - \text{sen} \phi$ em que o ângulo de atrito ϕ da areia do preenchimento interno pode ser obtido facilmente através do ensaio de cisalhamento, resultando numa tendência não linear e conservadora em relação a altura do preenchimento. Tal fato pode supostamente ser justificado pelo fato do Ku ser considerado constante, originando assim incrementos de carga com uma tendência não linear.

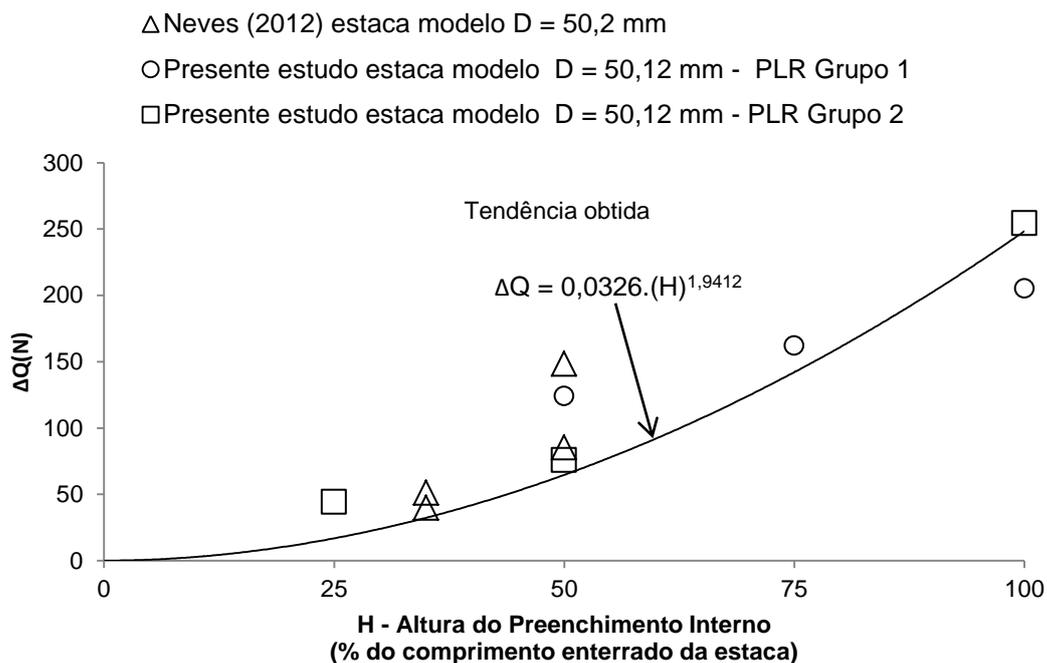


Figura 4.23. Carga do preenchimento interno (sem correção) calculada com Ku constante igual a 0,29.

Na Figura 4.24 é apresentado o gráfico feito com o mesmo raciocínio utilizado na Figura 4.23, só que com o Ku = 16 (corrigido) obtendo se o comportamento semelhante.

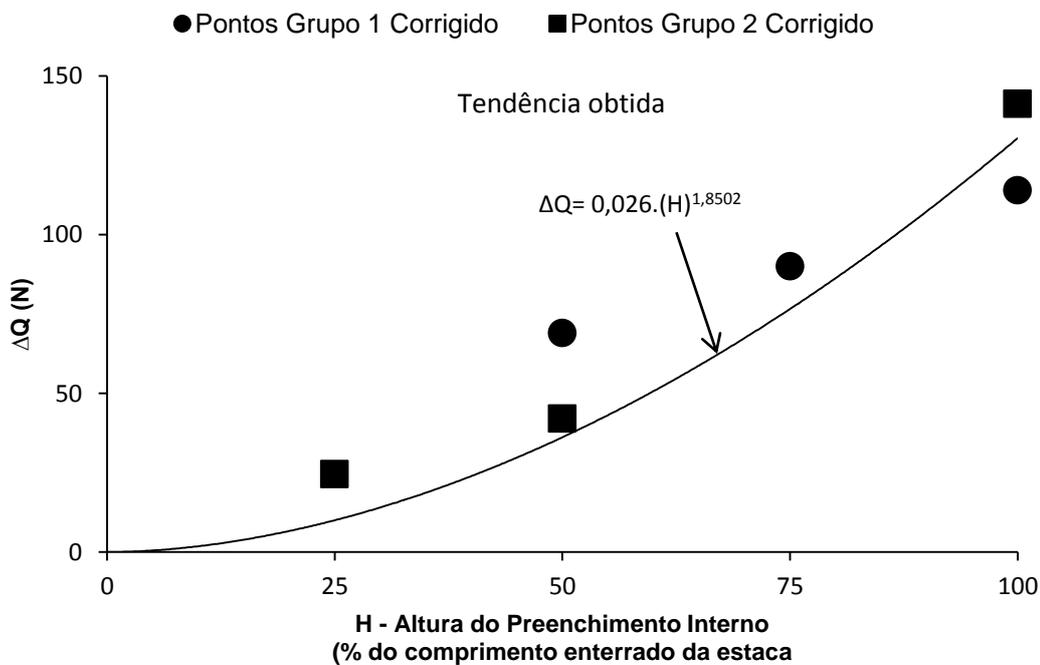


Figura 4.24. Carga do preenchimento interno (após a correção) calculada com Ku constante igual a 0,16.

4.2.6 Análise através da metodologia Equivalente com a variação da composição granulométrica com o preenchimento interno a 100%.

Nas Tabelas 4.12 e 4.13 são apresentados os valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do Grupo 1 e Grupo 2 com variação do CU a 100% de preenchimento.

Tabela 4.12. Valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do **Grupo 1** com a variação do CU com preenchimento de 100%.

Código dos Ensaios	Ku Equivalente	Ku Normalizado
E6-A50-100	0,88	1,42
E7-A100-100	0,88	1,42
E8-A16-100	0,86	1,40
E9-M2-100	0,94	1,52
E10-M5-100	0,98	1,58

Tabela 4.13. Valores dos Ku's equivalentes e normalizados para os ensaios do **Grupo 2** com a variação do CU com preenchimento de 100%.

Código dos Ensaios	Ku Equivalente	Ku Normalizado
E15-A50-100	1,06	1,45
E16-A30-100	1,05	1,44
E17-M2-100	1,15	1,58
E18-M5-100	1,21	1,66
E19-M8-100	1,21	1,66

Na Figura 4.25, é apresentado o gráfico das cargas variando em função do coeficiente de uniformidade representado pelas diferentes composições granulométricas. Pode ser observado que os pontos do Grupo 1 e do Grupo 2 apresentam uma tendência com ajuste não linear assim bem como a tendência global dos pontos dos dois Grupos.

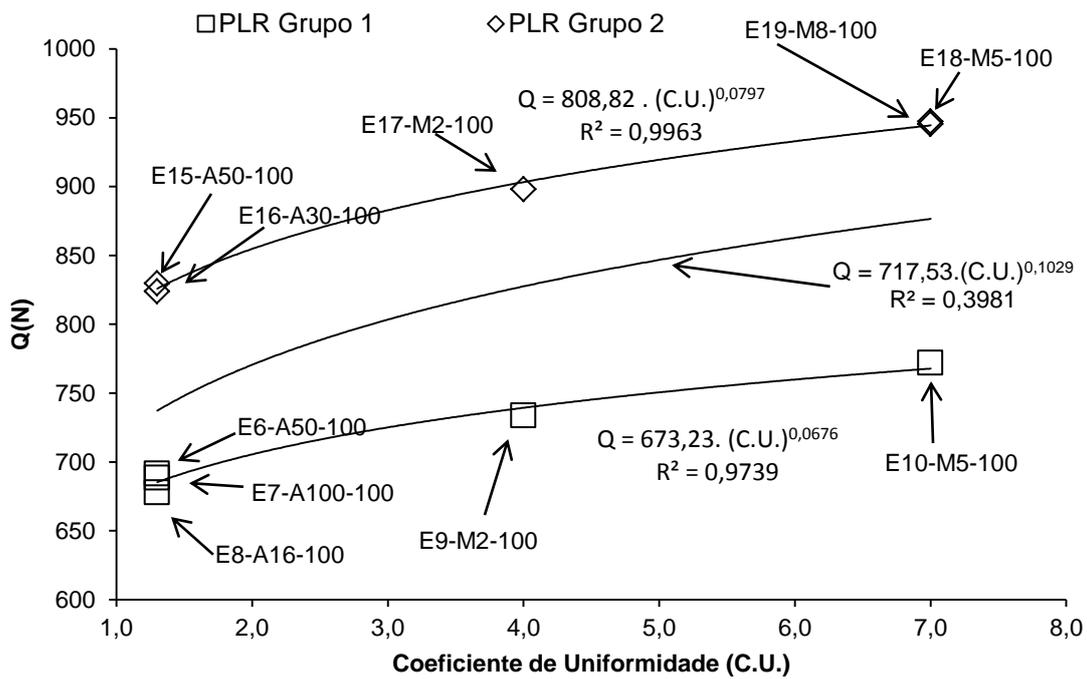


Figura 4.25. Carga (sem correção) em função da variação da composição granulométrica do preenchimento interno.

Na figura 4.26, é mostrado o K_u normalizado em função do coeficiente de uniformidade (CU) se comporta de forma não linear, fato que pode ser justificado pela curva tender a assumir valores constantes a partir de um determinado valor de coeficiente de uniformidade fato também abordado por McGearry (1974) que afirmou que para uma magnitude de $D/d > 7$ o índice de vazios passa a ser constante situação parecida observado neste trabalho conforme foi mostrado na Figura 2.2.

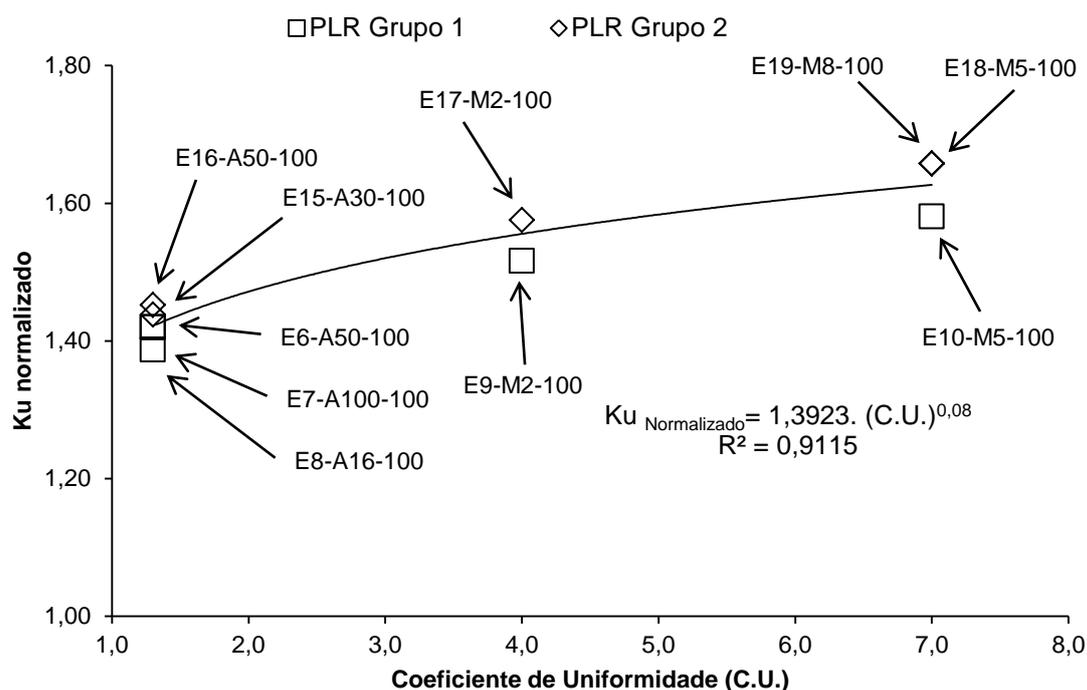


Figura 4.26. Ku normalizado (sem correção da carga) em função da variação do coeficiente de uniformidade.

4.2.7 Análise através da metodologia Rigorosa com a variação da composição granulométrica com o preenchimento interno a 100%.

Nas Tabelas 4.14 e 4.15 são apresentados os valores das cargas (ΔQ) e dos ku 's do preenchimento interno (antes da correção das cargas) dos ensaios do Grupo 1 e Grupo 2 com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.

Tabela 4.14. Valores das cargas (ΔQ) e dos ku 's do preenchimento interno dos ensaios do **Grupo 1** com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.

Código dos Ensaios	ΔQ (N)	Ku Preenchimento
E6-A50-100	205,16	0,23
E7-A100-100	202,20	0,23
E8-A16-100	194,6	0,22
E9-M2-100	247	0,23
E10-M5-100	285,57	0,23

Tabela 4.15 Valores das cargas (ΔQ) e dos K_u 's do preenchimento interno dos ensaios do Grupo 2 com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.

Código dos Ensaios	ΔQ (N)	K_u Preenchimento
E15-A50-100	254,25	0,29
E16-A30-100	248,50	0,28
E17-M2-100	322,75	0,30
E18-M5-100	370,06	0,31
E19-M8-100	371,88	0,31

Na Figura 4.27, é apresentado o gráfico da carga do preenchimento interno (antes da correção) variando em função do coeficiente de uniformidade e percebe-se que este também assume uma tendência de comportamento não linear ficando os pontos do Grupo 1 e Grupo 2 acima do peso do solo. Percebe-se que as tendências separadas dos Grupos 1 e 2 apresentam uma tendência que se ajusta melhor do que a tendência global com os pontos do Grupo 1 e Grupo 2 juntos.

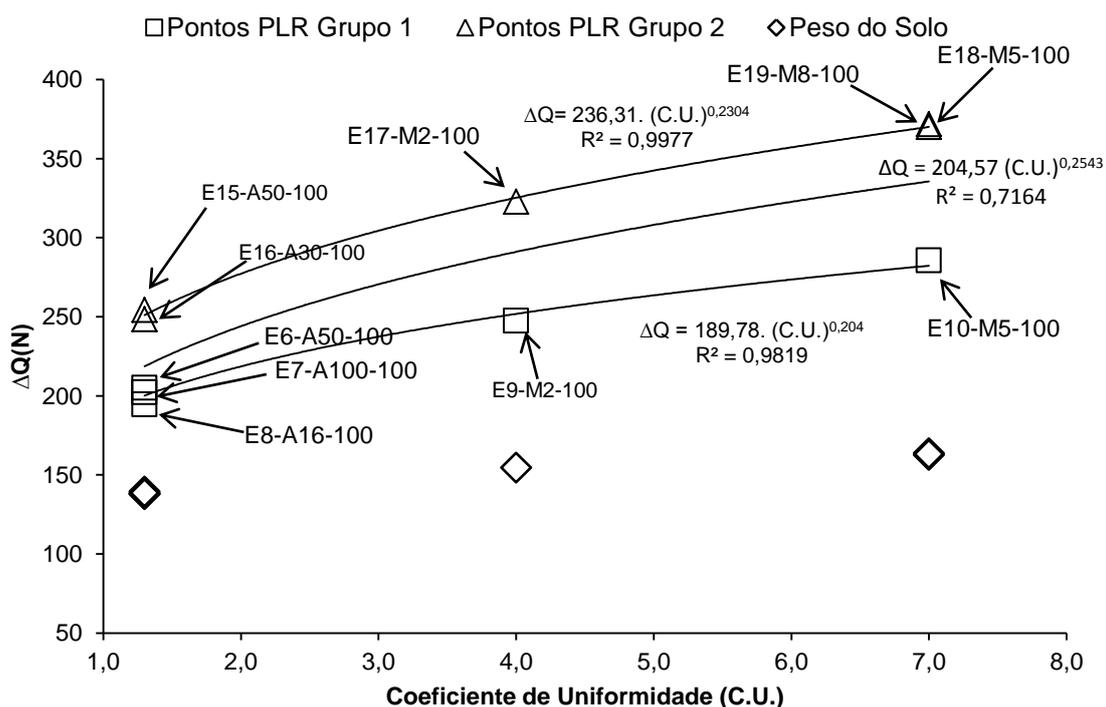


Figura 4.27. Carga do preenchimento interno (sem correção) em função da variação do coeficiente de uniformidade com os pesos do solo.

Na Figura 4.28 (antes da correção) mostra que independente da variação do coeficiente de uniformidade o K_u se comportou de forma praticamente constante. Dando a entender que independente do preenchimento utilizado nesta situação (no

caso deste trabalho) o Ku permanece constante.

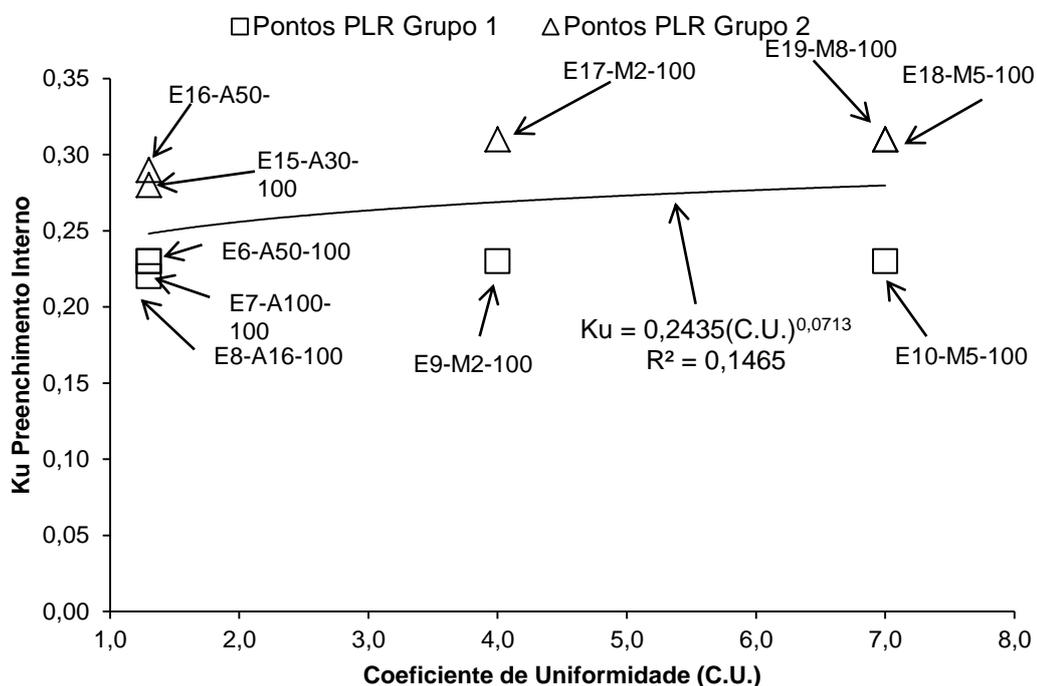


Figura 4.28. Ku do preenchimento interno (antes da correção) em função da variação do coeficiente de uniformidade.

Nas Tabelas 4.16 e 4.17 são apresentados os valores de carga (ΔQ) e ku's corrigidos.

Tabela 4.16. Valores das cargas (ΔQ) e dos Ku's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do **Grupo 1** com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.

Código dos Ensaio	ΔQ (N)	Ku Preenchimento
E6-A50-100	113,93	0,13
E7-A100-100	112,29	0,12
E8-A16-100	108,07	0,13
E9-M2-100	137,16	0,13
E10-M5-100	158,58	0,13

Tabela 4.17 Valores das cargas (ΔQ) e dos K_u 's do preenchimento interno corrigidos dos ensaios do **Grupo 2** com a variação do C.U. com preenchimento de 100%.

Código dos Ensaio	ΔQ (N)	K_u Preenchimento
E15-A50-100	138,00	0,16
E16-A30-100	141,19	0,16
E17-M2-100	179,23	0,17
E18-M5-100	205,50	0,17
E19-M8-100	206,07	0,17

Na Figura 4.29 é apresentado o gráfico da carga do preenchimento interno (após a correção) variando em função do coeficiente de uniformidade e percebe-se que apenas os pontos do Grupo 1 possui uma relação não linear bem próxima do peso do solo.

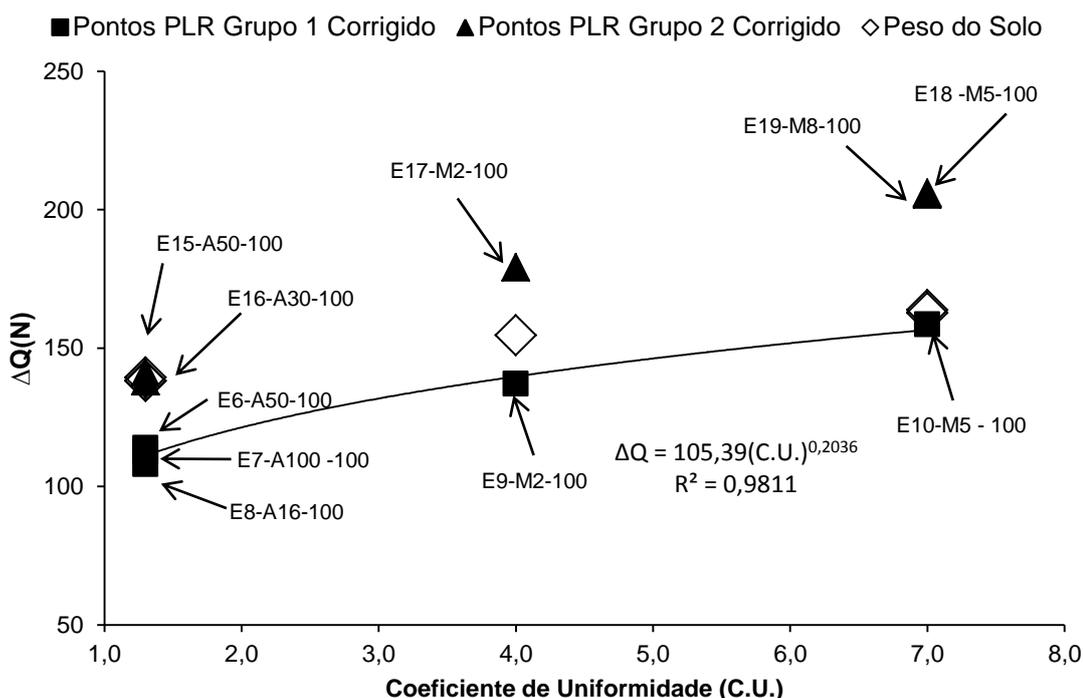


Figura 4.29. Carga corrigida do preenchimento interno em função da variação do coeficiente de uniformidade e os pontos do peso do solo.

Na Figura 4.30 (após a correção) também é mostrado que independente da variação do coeficiente de uniformidade o K_u se comportou de forma praticamente constante.

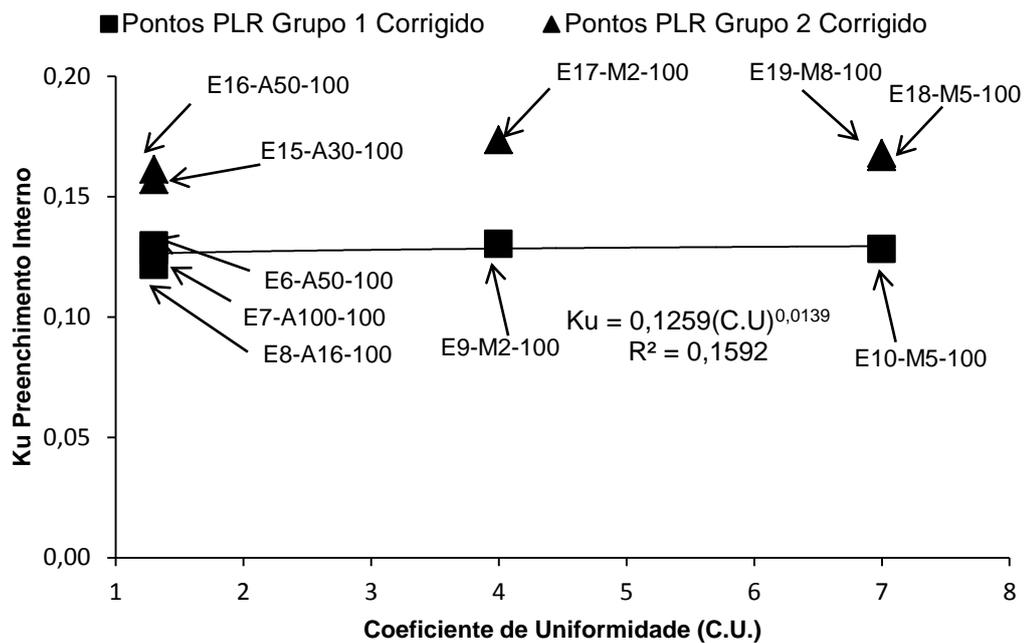


Figura 4.30. Ku do preenchimento interno corrigido em função da variação do coeficiente de uniformidade.

CAPÍTULO V - CONCLUSÃO

Foi verificado que os resultados estavam majorados supostamente devido a problemas de sensibilidade da célula de carga na medição do peso do tarugo. Devido a isto foi feita a correção do peso do tarugo e com este corrigido foram realizadas as correções das cargas (ΔQ) utilizadas na metodologia rigorosa.

Diante do programa de ensaios realizados e das análises que foram feitas, os resultados mostraram que a relação entre ΔQ (diferença da carga de pico do preenchimento interno e a carga de pico da estaca vazia) e a altura do preenchimento apresentou-se de forma linear, e por outro lado à relação entre ΔQ e o CU apresentou-se de forma não linear.

A análise do coeficiente de empuxo (Ku) foi feita através de retroanálises utilizando-se a equação de Meyerhof (1973). Considerando a variação linear entre ΔQ e o preenchimento interno foi obtida uma relação não linear de Ku com a altura do preenchimento interno, onde Ku decresce com o aumento da altura do preenchimento. Paik e Lee (1993) e Nicola e Randolph (1997) encontraram também,

para estacas plugadas e cravadas em areia (ensaios de compressão), valores de K_u decrescentes com o aumento da altura do plug.

Uma segunda análise considerando o $K_u = 0.29$, valor obtido para o preenchimento de 100 % antes da correção das cargas, sendo aproximadamente igual a 0,78 vezes K_0 , onde $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$, sendo ϕ o ângulo de atrito da areia do preenchimento interno, resultou em uma tendência não linear e conservadora do ΔQ em relação à altura do preenchimento interno. No que diz respeito à relação de K_u com o CU, este se mostrou praticamente constante. Esta mesma análise foi feita com o $K_u = 0.16$, valor obtido para o preenchimento de 100% com a carga corrigida sendo o $K_u = 0.16$ igual a 0,43 vezes K_0 obtendo se o comportamento semelhante.

É importante ressaltar que a mobilização da carga foi de aproximadamente 90% do peso do solo, com as cargas corrigidas para estacas com preenchimento interno de areia 50 em função da altura.

SUGESTÃO PARA TRABALHO FUTURO

Neste trabalho os objetivos foram alcançados. Porém novos trabalhos precisam ser realizados com técnicas cada vez mais inovadoras. Sendo assim sugere-se o estudo:

- Realizar estudos de arrancamento com cravação em vô com estaca cravada em diferentes densidades e diferentes diâmetros explorando o plug de cravação fazendo comparações com estudos de arrancamento com cravação em 1g.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Mhaidib, A. and Edil, T. (1994). *Effect of Pile-End on Uplift Capacity of Pipe Piles in Sand*. Proceedings of the 1st Regional Conference & Exhibition of ASCE - SAS, Manama, Bahrain, p. 395-396.

Al-Mhaidib, A. and Edil, T. (1995). *Effect of Pile Installation Method on Uplift Capacity of Piles in Sand*. The Fourth Saudi Engineering Conference, vol. II, p. 353-360.

BATES, L. (1997). User Guide to Segregation, Ed. G. Hayes, British Materials Handling Board, Marlow, U.K.

Bessa, A.O. (2005). *Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trados Submetidos à Tração*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil, p. 153.

Bhattacharya, S.; Wood, D.P.; Lombardi, D (2011). Similitude Relationships for Physical Modelling of Monopile-Supported Offshore Wind Turbines. *Internacional Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. Volume 11(2), 58-68.

CASTRO, A. T. (2008). *Ensaio de Rampa e De Cisalhamento Direto em Interfaces Solo-Geosintético*. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p.34-43.

Bowles, J. E. (1998). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill. New York.
J. E. Windisch, "Grain-size distribution of mixed aggregates", *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 19, 2 (1996) 227-231.

Casa Grande, A. (1938). "The Shearing Resistance of Soils and Its relation to the Stability of Earth Dams." *Proceedings, Soil and Foundation Conference of the U.S. Engineer Department*, June.

DE NICOLA, A. and RANDOLPH, M. F. (1997). Plugging Behaviour of Driven and Jacked Piles in Sand. *Géotechnique*, 47 (4), 841-856.

Doherty P. & Gavin K. (2010). *The installation resistance of open-ended piles*. Physical Modelling in Geotechnics – Springman, Laue & Seward (eds). p. 751–756.

GHILARDI, P.M. (2005). Comparação entre Desempenhos de Estacas metálicas Tubadas de Ponta Aberta e Fechada na baixada Santista. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, p. 75.

Keuper, L. B. (2006). Análise Teórica e Experimental de Flambagem Vertical de Dutos Submetidos a Carregamento Térmico. Dissertação de mestrado, COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 105 p.

KISHIDA, H. (1967). Stress Distribution by Model Piles in Sand. *Soils and Foundations*, Vol. 4 N° 1, p. 1-23.

KRAFT, L.M. (1991). Performance of Axially Loaded Pipe Piles in Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, N°.2, p. 272-296.

LAMBE, W.T. (1969), *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons Inc., International Edition

LEHANE, B. M. and GAVIN, K. G. (2001). Base Resistance of Jacked Pipe Piles in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE*, p. 127(6): 473-480.

LUMAY, G., BOSCHINI, F., CLOOTS, R., and VANDEWALLE, N. (2012). Cascade of Granular Flows for Characterizing Segregation. Elsevier, 234 p. 32-36

MCGEARY, R. K. (1961). Mechanical Packing of Spherical Particles, *Journal of the American Ceramic Society*, v.44, n. 11, p.513-522.

Mello, V. (1979). *A Evolução das Estacas Tubulares Metálicas no Brasil*. I Congresso ABCEM, p. 1 – 8.

Melo, C. M. A. R. (2010). *Avaliação de Desempenho e Desenvolvimento de Metodologias para Estudos de Ancoragem de Estruturas Flutuantes com Estacas de Sucção*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil, 162 p.

MEYERHOF, G. G. (1959). Compaction of Sands and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 85, N°. SM6, p. 1-29.

MIURA, K.; MAEDA, K.; FURUKAWA, M.; TOKI, S.(1997). Physical Characteristics of Sands with Different Primary Properties, *Soils and Foundations*, v. 37, n. 3, p. 53-64.

Meyerhof, G.G. (1973). *Uplift Resistance of inclined Anchors and Piles*. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering; Proc., Moscow, 2, p.167-172.

NEVES, D.P. (2012). *Estudos do Comportamento de Estacas Tubulares vazadas Submetidas ao Arrancamento através de Ensaio em Centrífuga Geotécnica*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil, p.91.

O'NEILL, M.W., UGAZ, O.G. and RAINES, R.D. (1992): "Driving Characteristics of Open Toe Piles in Dense Sand". *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 118, n° 1, p. 72-88.

OVEN, N. K. (1979). The Scaling Law Relationship. Panel Discussion. Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brighton, N°. 4, p. 319-323.

PAIK, K. H. and LEE, S. R. (1993). Behaviour of Soil Plugs in Open-Ended Model Piles Driven Into Sands. *Marine Georesources and Geotechnology*, 11, p. 353-373.

Paschoalin Filho, J.A; Carvalho, D; Albuquerque, P.J.R.;Nogueira, R.C.R. (2008). “*Comportamento à tração de estacas metálicas tipo trilho TR37 executadas em solo de Diabásio, típico da região de Campinas/SP*”. In: *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais-SEFE*. São Paulo/Brasil. Anais...São Paulo, cd-rom.

PHILLIPS, R. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*, 1ª ed., London: Blakie Academic e Professional.

POTYONDY, J. G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials *Géotechnique*, V.11, n.4, p. 369-353.

RANDOLPH. M. F. (1985). *Pile foundations for offshore structures*. COPPE/UFRJ.

REDDY, K. M. and AYOTHIRAMAN, R. (2005). Experimental Studies on Behavior of Single Pile Under Combined Uplift and Lateral Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering – ASCE*, p. 141(7): 04015030.

Reis, R.M.; Saboya, F; Neves, D.P.; Tibana, S; Manhães, A. F.; Pereira, A.C.S. (2014). *Plugging Effect on Uplift Capacity of Pipe Piles Installed In Loose Sand*. 8th International Conference on Physical modeling in Geotechnics, Perth, Australia, Vol.2, p.14-17.

ROBINSKY and MORRISON (1964). Sand Displacement and Compaction around Model Friction Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, N°. 2, p. 81-93.

Saboya, F.Jr. e Alexandre, J (1999). *Algoritmo para Misturas Combinadas de Solos na Confecção de Peças Cerâmicas Vermelhas*. Cerâmica, Campos dos Goytacazes, Vol.45.296, Ano XLV, p. 181-183.

SANTIAGO, P. A. C. (2010). Estudo Experimental do Arrancamento de Dutos Enterrados Ancorados com Geogrelhas Utilizando Centrífuga Geotécnica. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual do norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil, p. 101.

SHANKER, K., BASUDHAR, P. K., and PATRA, N.R. (2006). Uplift Capacity of Single Piles: Predictions and Performance. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25, p. 151-161.

SKEMPTON, A.W. (1986). Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Over-Consolidation. *Géotechnique*. 36(3), p. 425-447.

ROWE, P. W. (1962). "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact." *Proceedings, Royal Soc. of London, Series A*, Vol. 269, p. 500-527

Taylor, R. N. (1995). *Geotechnical Centrifuge Technology*, 1ª ed., London: Blakie Academic e Professional.

Tielaitos, (2000). *Steel pipe piles*, Finnish National Road Administration (FinnRA), Bridge Engineering, p.84.

Tsuha, C. (2007). Modelo Teórico para Controle da Capacidade de Carga à Tração de Estacas Metálicas Helicoidais em Solo Arenoso. Tese de D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 275p.

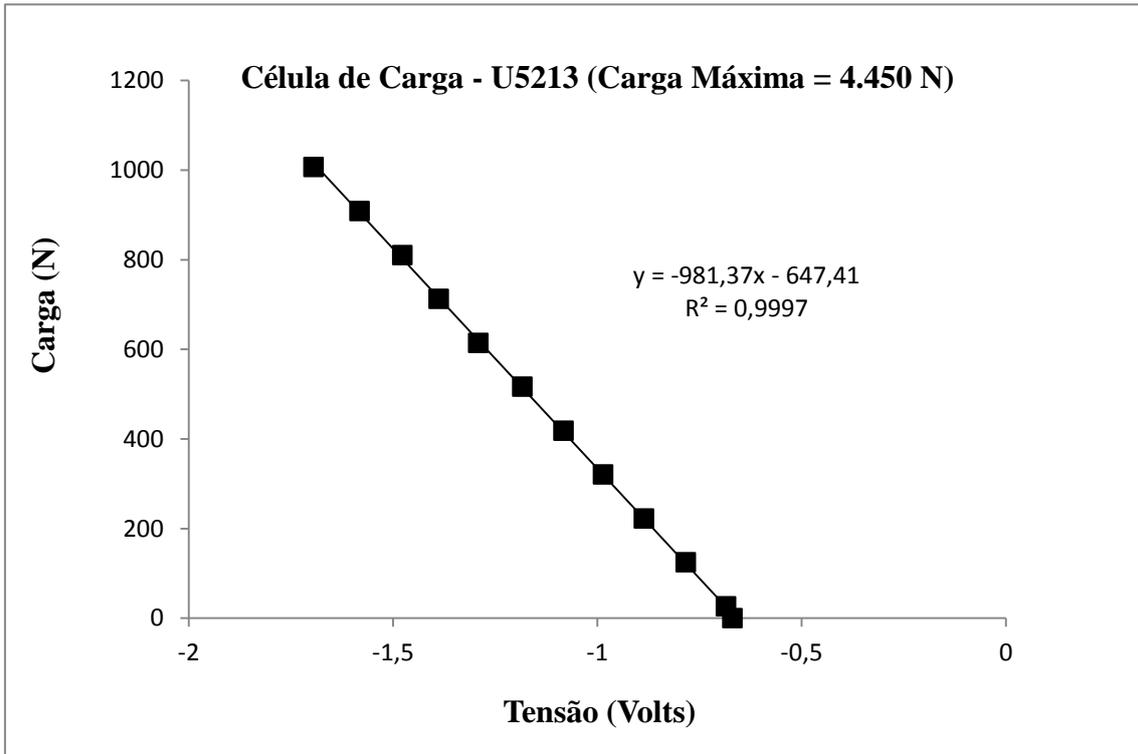
WILLIAMSON, M. G.; ELSHAFIE, M. Z. E. B. and MAIR, R. J. Centrifuge Modelling of Bored Piles in Sands. (2013). Proceedings of the 18th Internacional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, Technical Committee, p. 981-984.

ANEXO 01 – DEMONSTRAÇÃO DA RELAÇÃO $k_{u_{\text{modelo}}}$ / $k_{u_{\text{protótipo}}}$

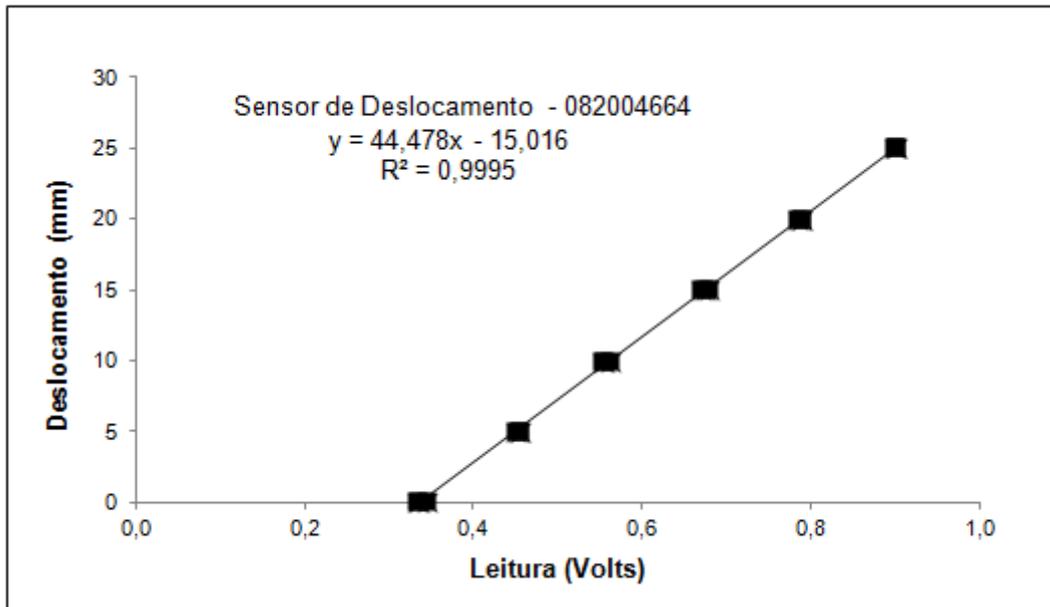
.

MODELO	PROTÓTIPO
<p>Gravidade: $g_m = N * g_p$</p> $\gamma_m = \rho_m * g_m$ $\gamma_m = \rho_p * g_p * N$ $\gamma_m = \frac{m_p}{V_p} * g_p * N$ $\gamma_m = \gamma_p * N$	<p>Gravidade: $g_p = g$</p> $\gamma_p = \gamma_{areia}$
$k_{um} = \frac{2Q_m}{A_{sm}\gamma'_m L_m \tan\delta}$	$k_{up} = \frac{2Q_p}{A_{sp}\gamma'_p L_p \tan\delta}$ $k_{up} = \frac{2(Q_m * N^2)}{(A_{sm} * N^2)\gamma'_p (L_m * N)\tan\delta}$
<p>Fazendo:</p> k_{um} / k_{up} $\frac{k_{um}}{k_{up}} = \frac{2 * Q_m}{A_{sm}\gamma'_m L_m \tan\delta} * \frac{(A_{sm} * N^2)\gamma'_p (L_m * N)\tan\delta}{2(Q_m * N^2)}$ <p>Simplificando:</p> $\frac{k_{um}}{k_{up}} = \frac{\gamma'_p * N}{\gamma'_m}$ <p>Sabendo que $\gamma_m = \gamma_p * N$, tem-se:</p> $\frac{k_{um}}{k_{up}} = \frac{\gamma'_p * N}{\gamma'_p * N} = 1$ <p>Logo:</p> $k_{um} = k_{up}$	

ANEXO 02 – CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA



ANEXO 03 – CALIBRAÇÃO DO TRANSDUTOR DE DESLOCAMENTO



**ANEXO 04 – GRÁFICOS DE TENSÃO CISALHANTE VERSUS
DESLOCAMENTO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

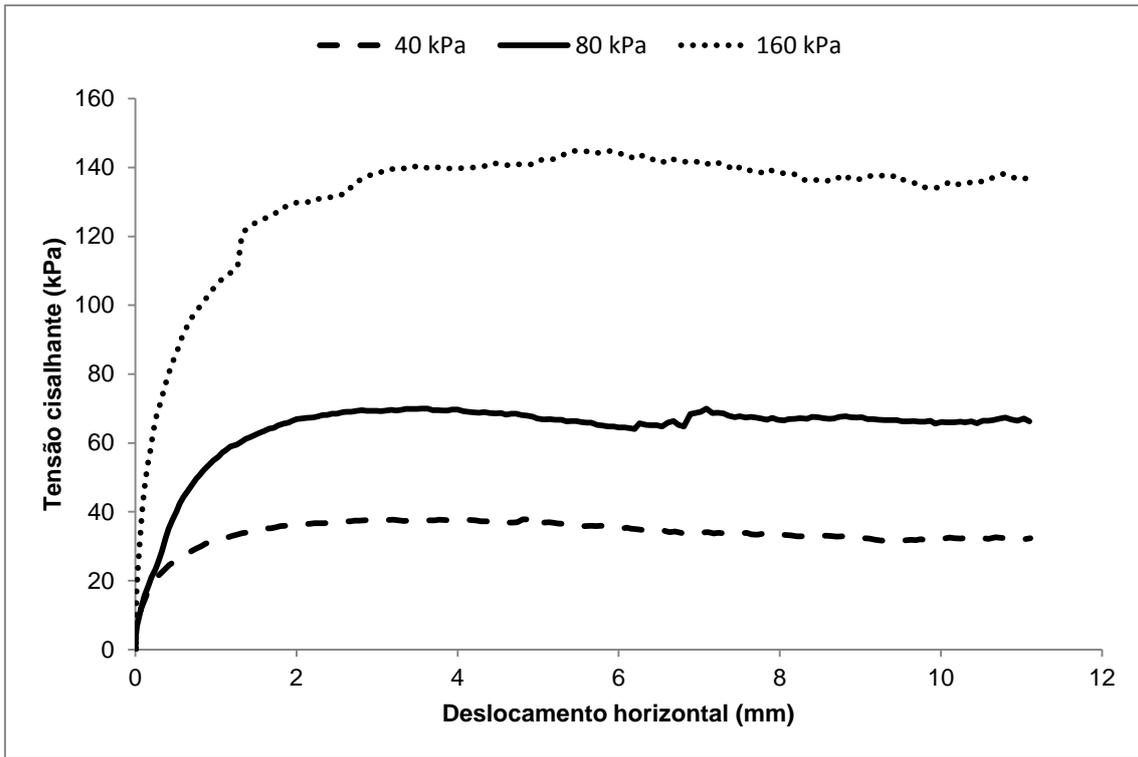


Figura 1. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 16.

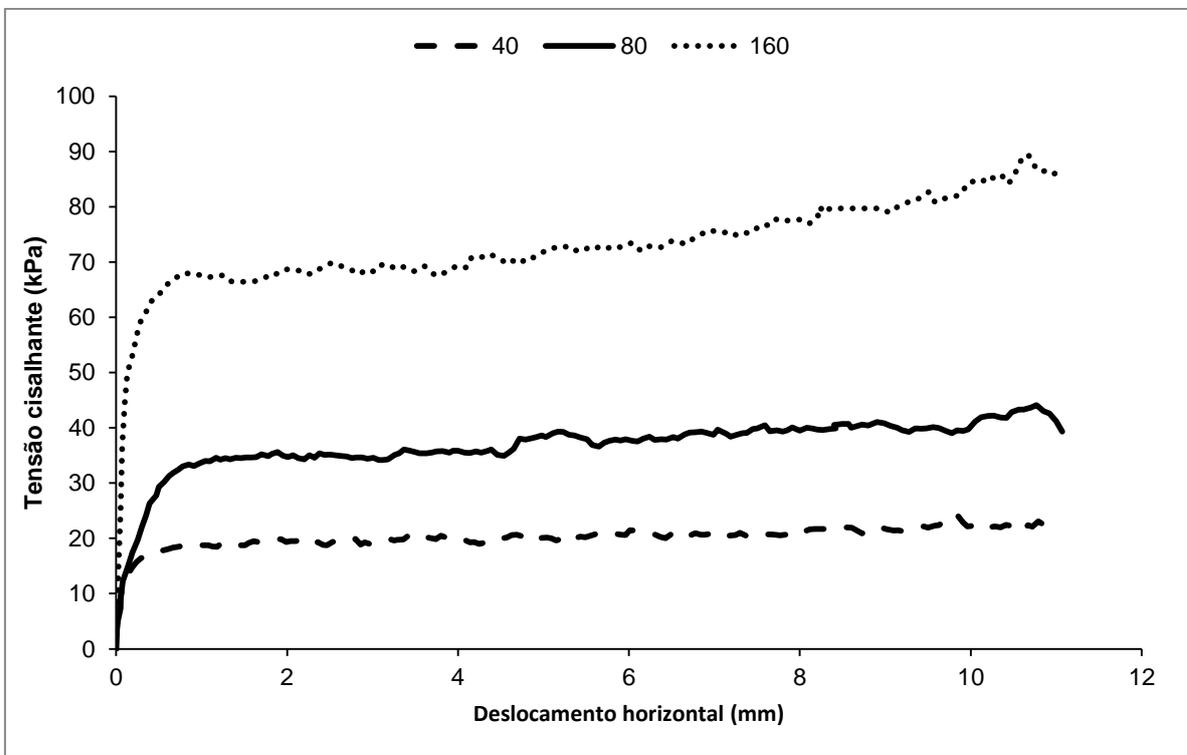


Figura 2. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 16 – contato com placa lisa

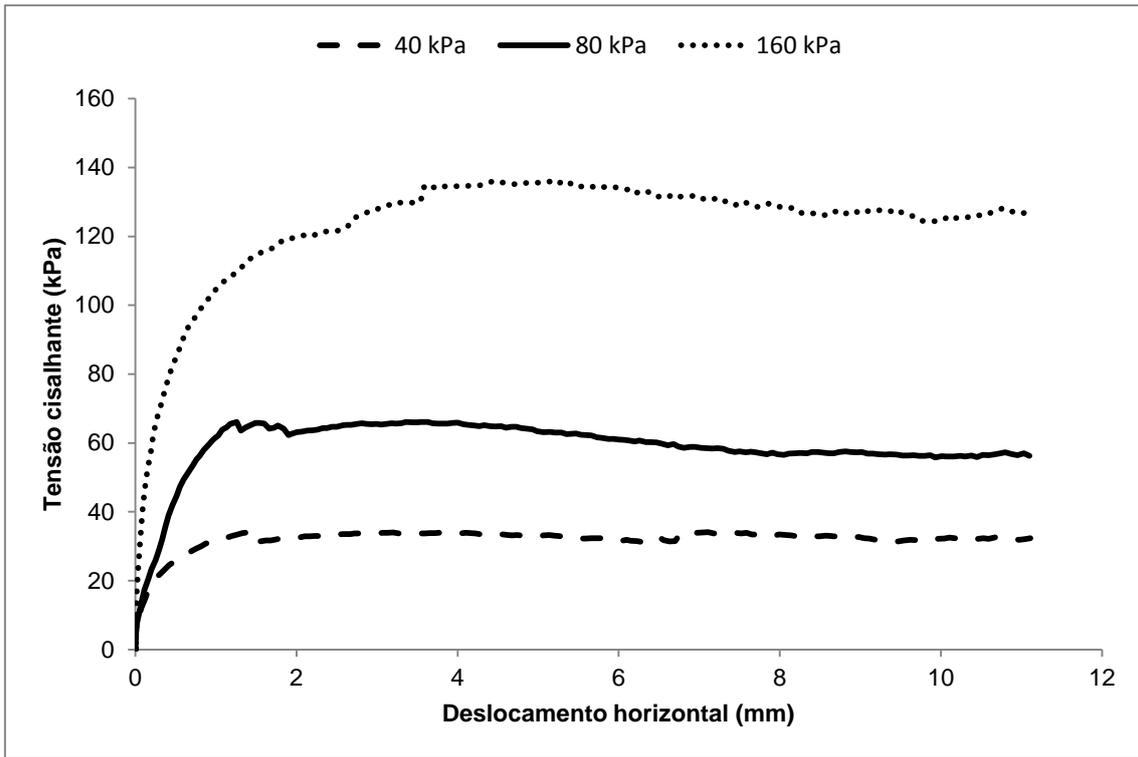


Figura 3. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 30.

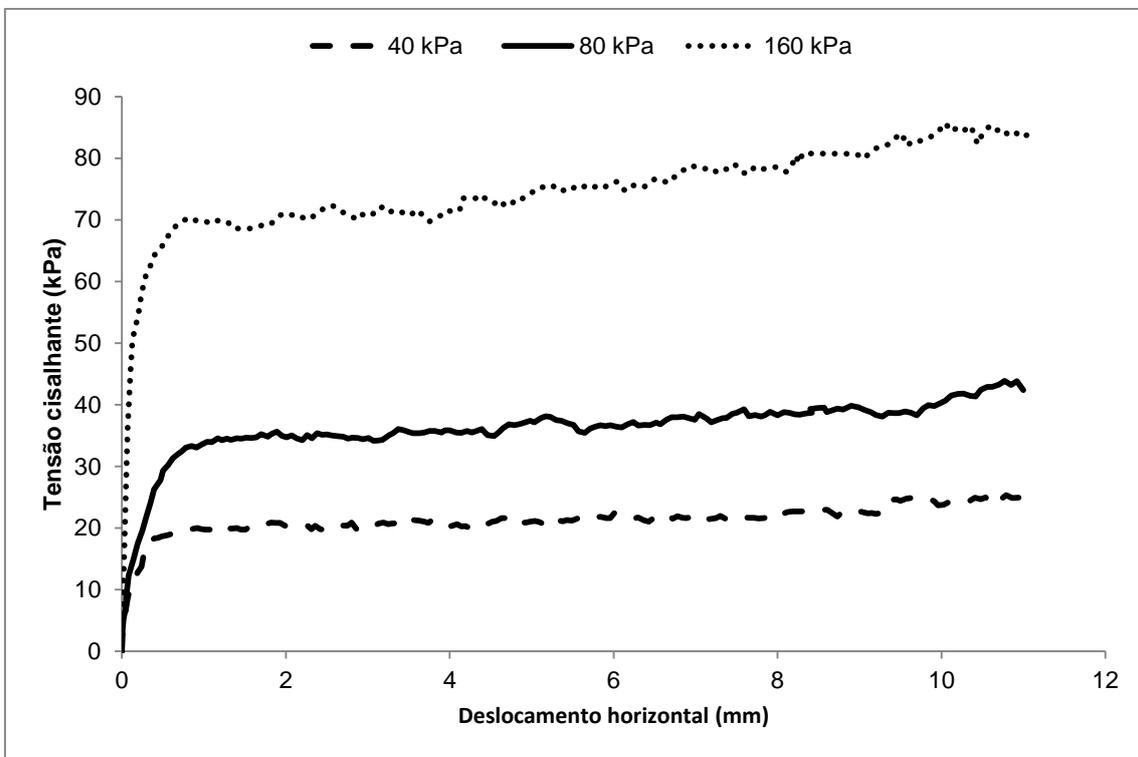


Figura 4. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 30 – contato com placa lisa

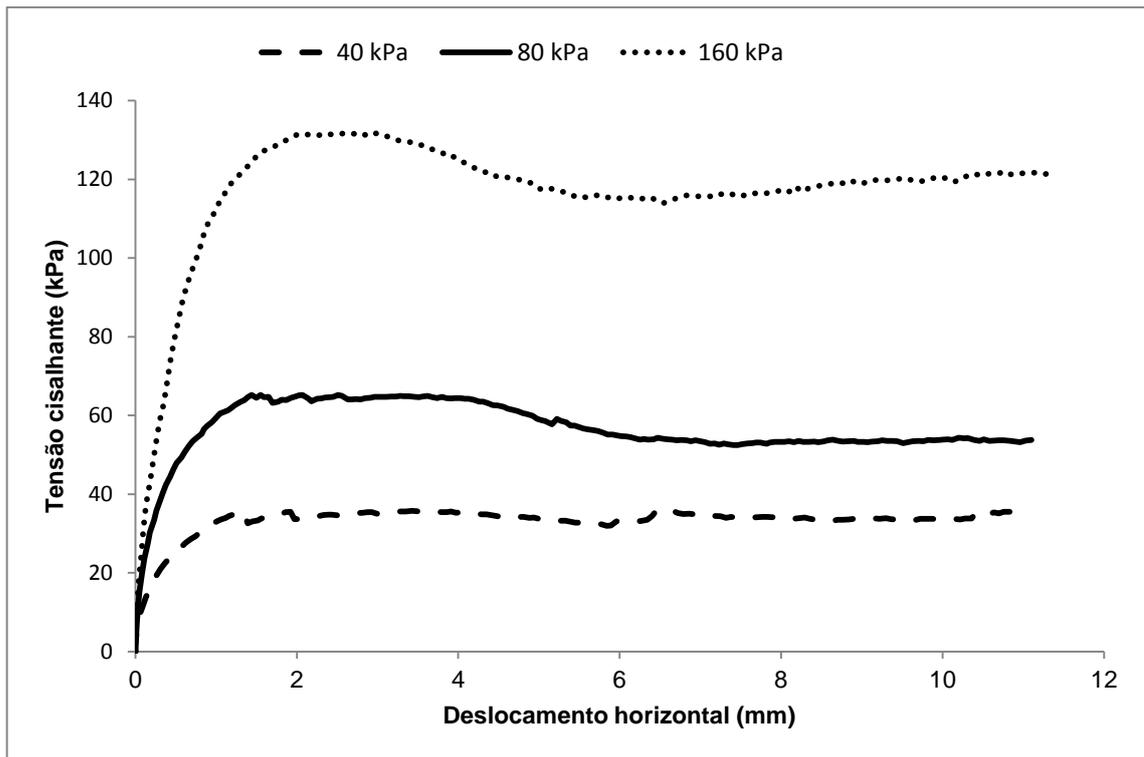


Figura 5. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 50 na D.R. = 70%.

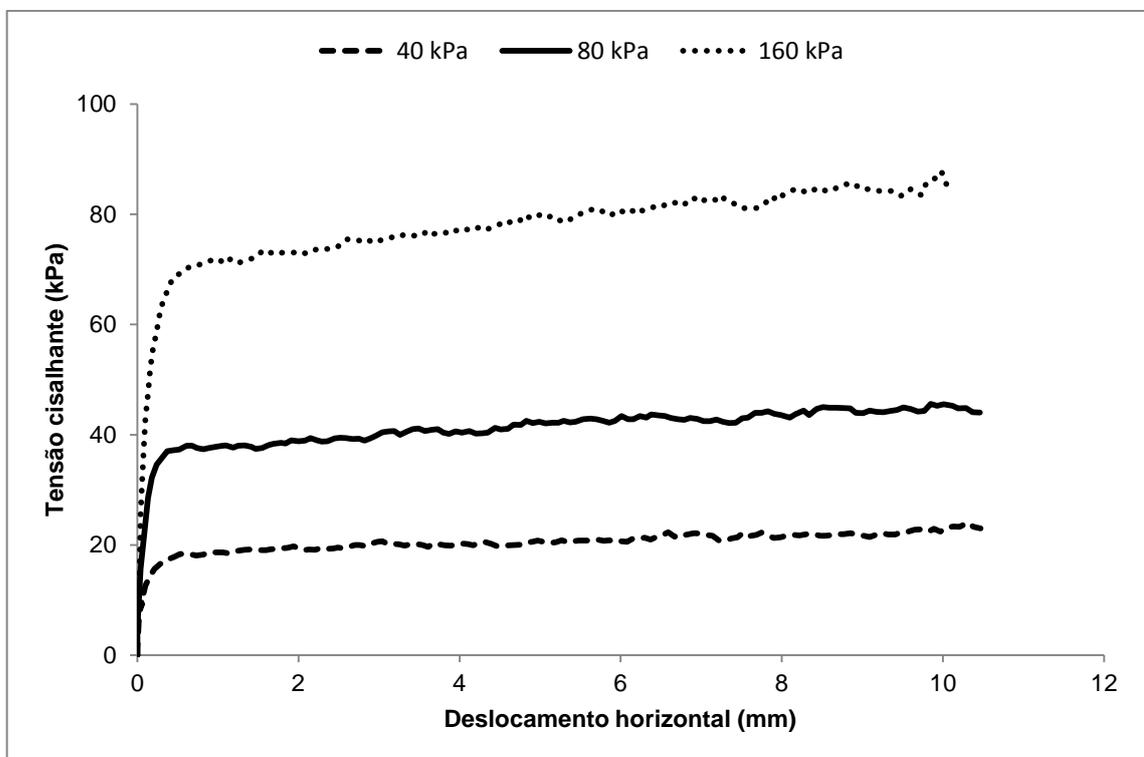


Figura 6. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 50 – contato com placa lisa na D.R. = 70%

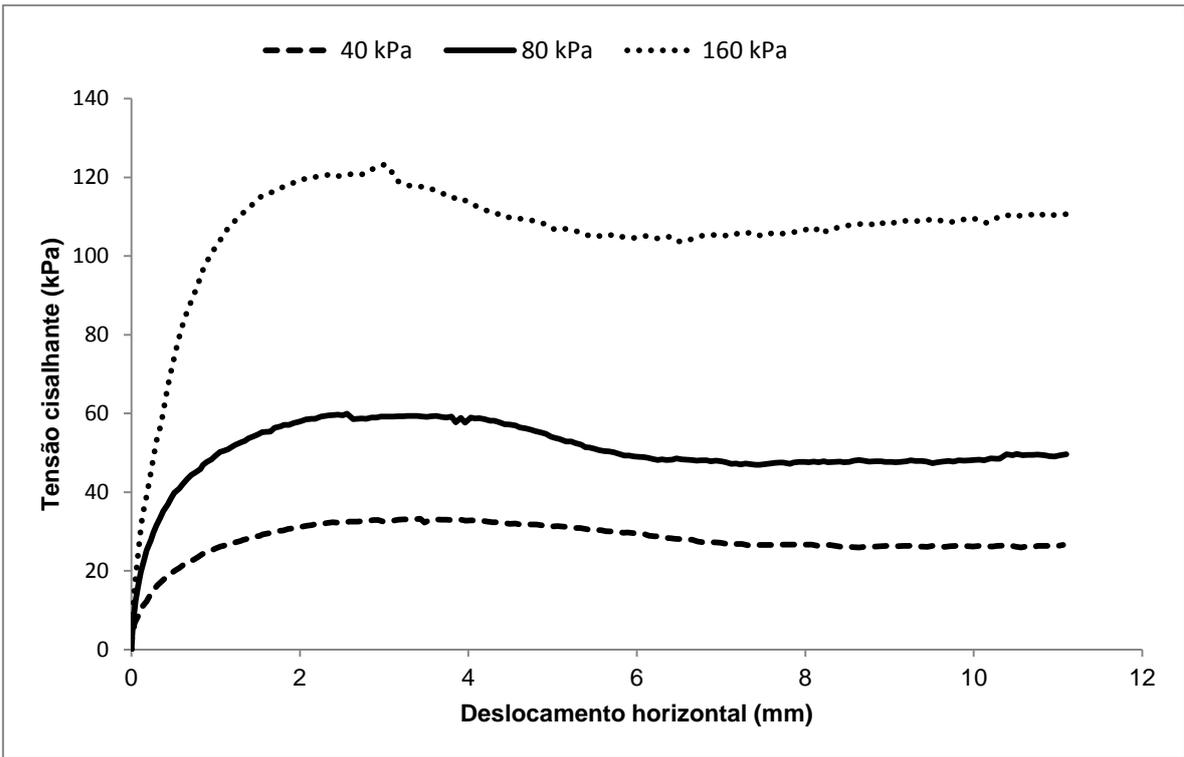


Figura 7. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 100.

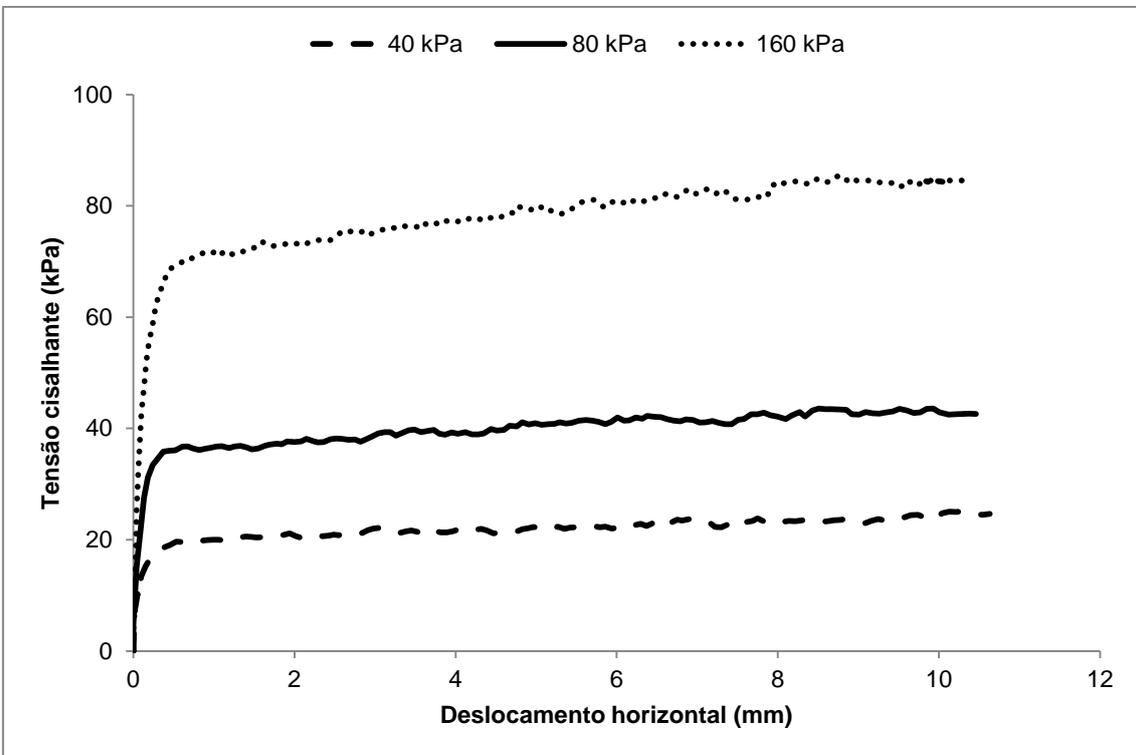
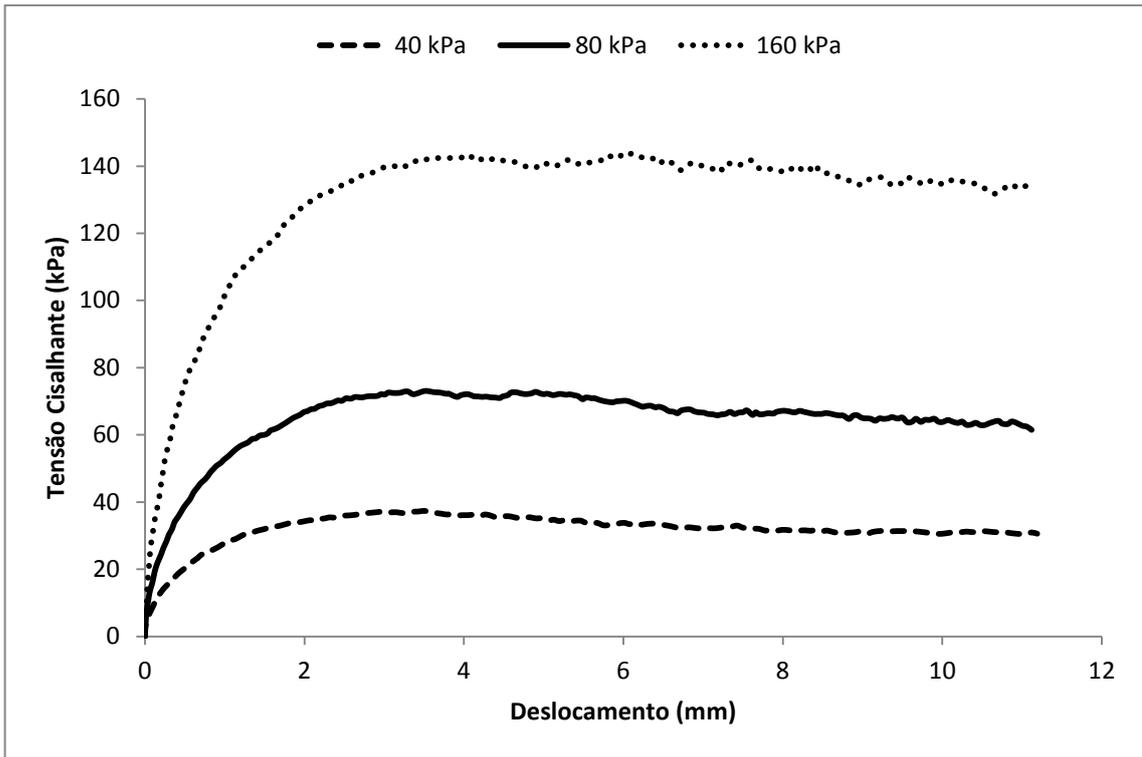


Figura 8. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical areia 100 – contato com placa lisa



Mistura 9. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical Mistura 1.

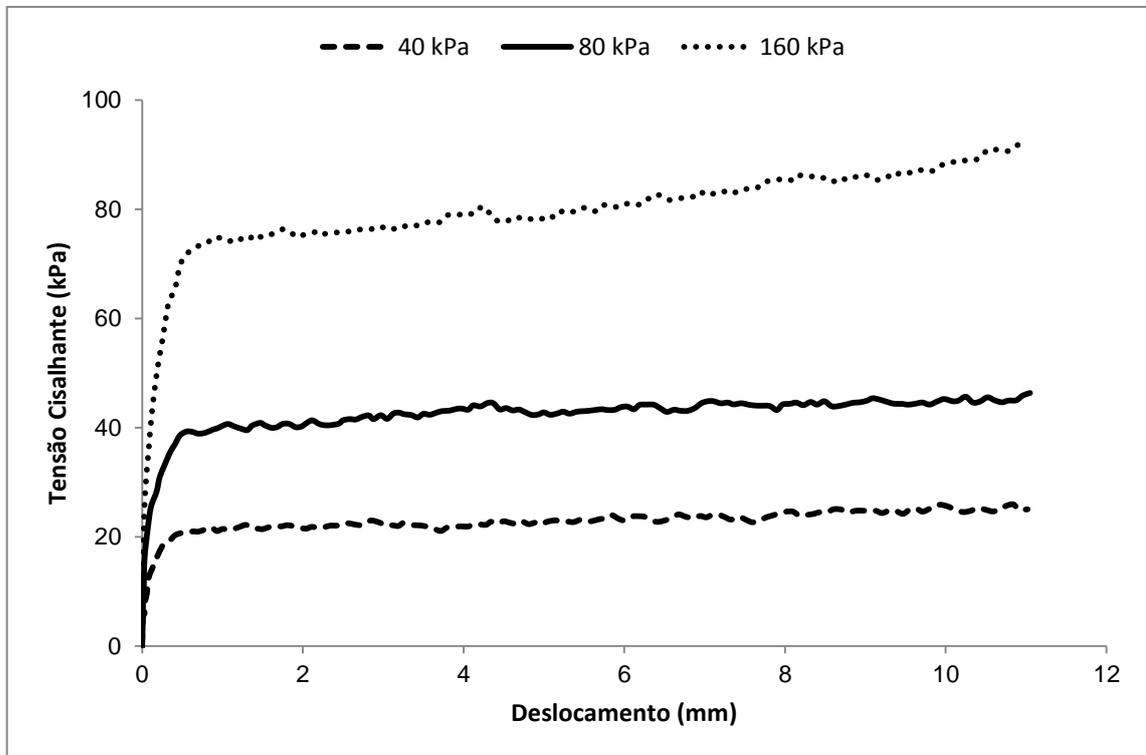


Figura 10. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical Mistura 1 – contato com placa lisa.

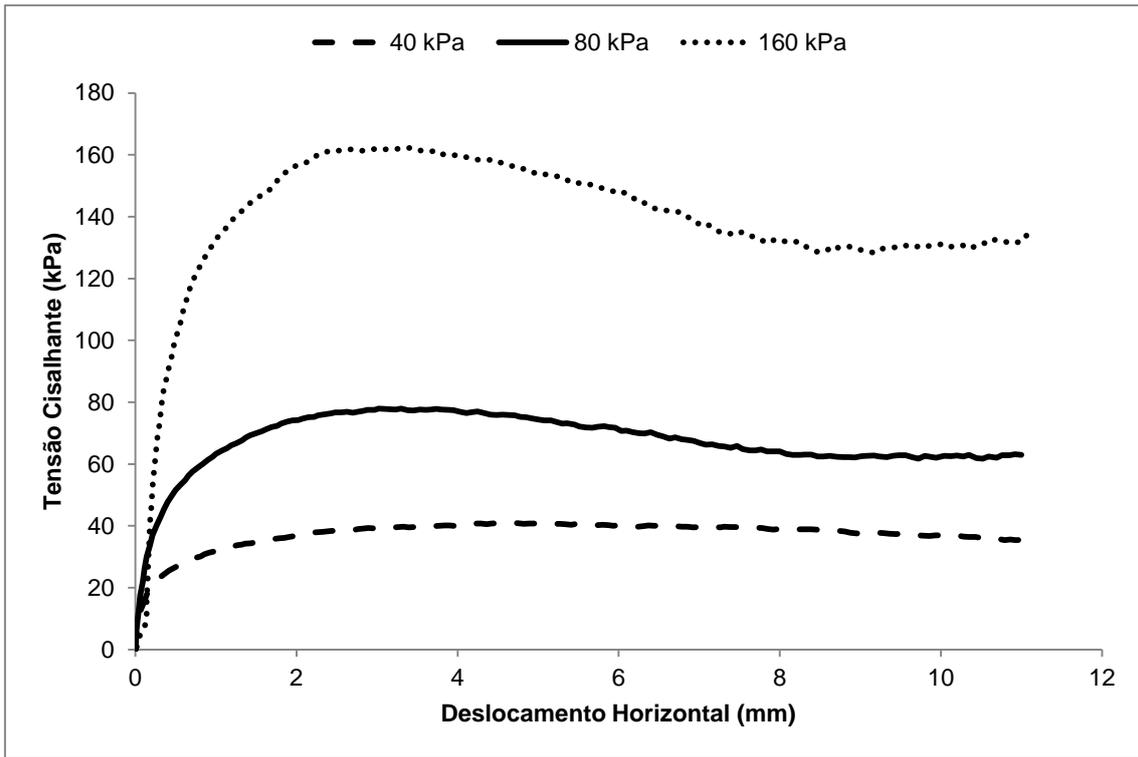


Figura 11. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical Mistura 5.

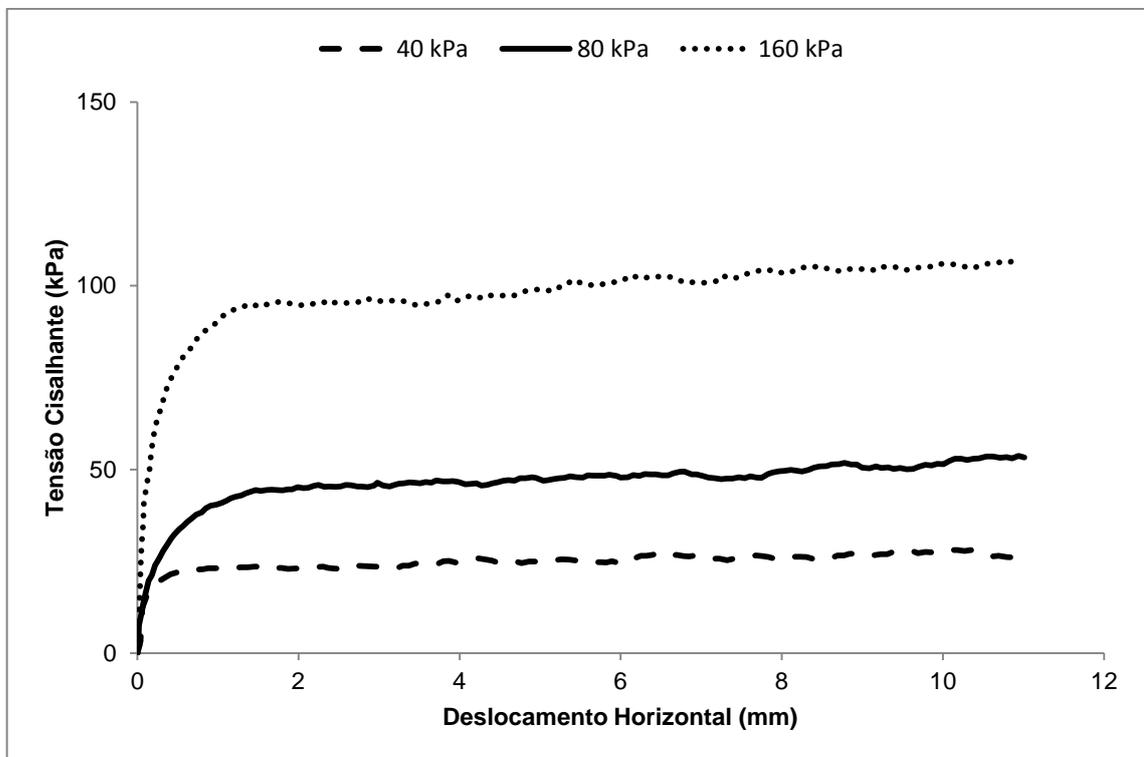


Figura 12. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 5 – contato com placa lisa.

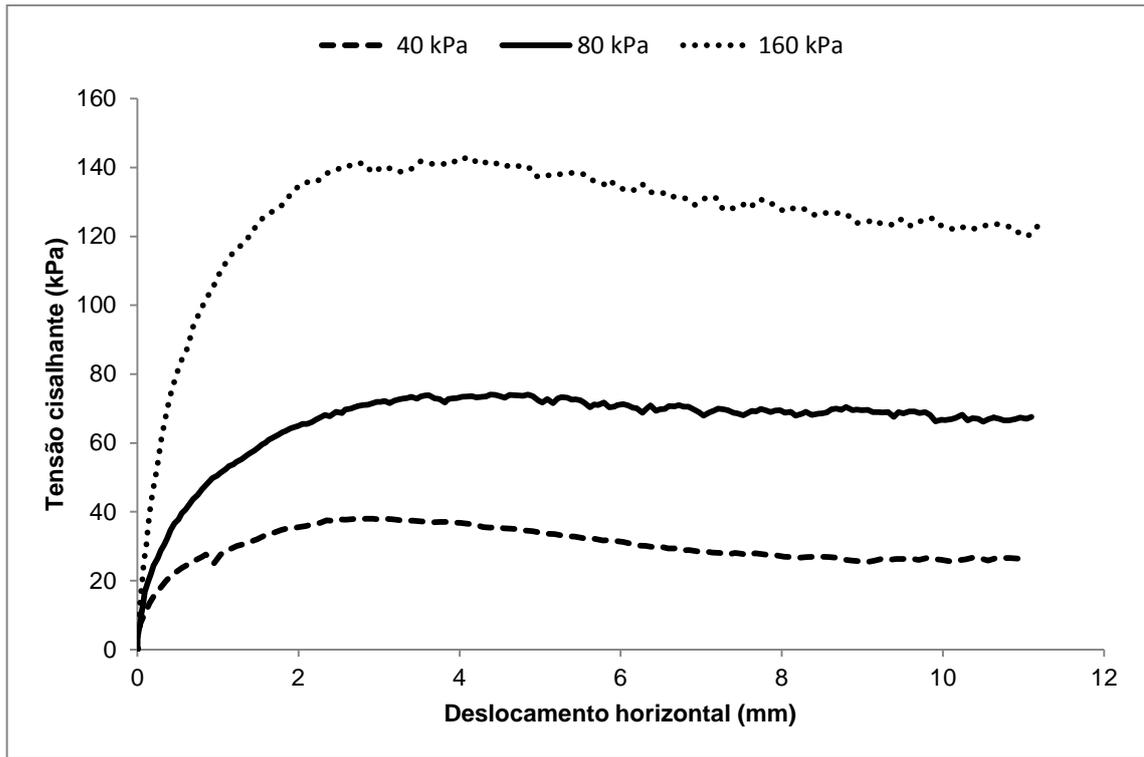


Figura 13. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 6

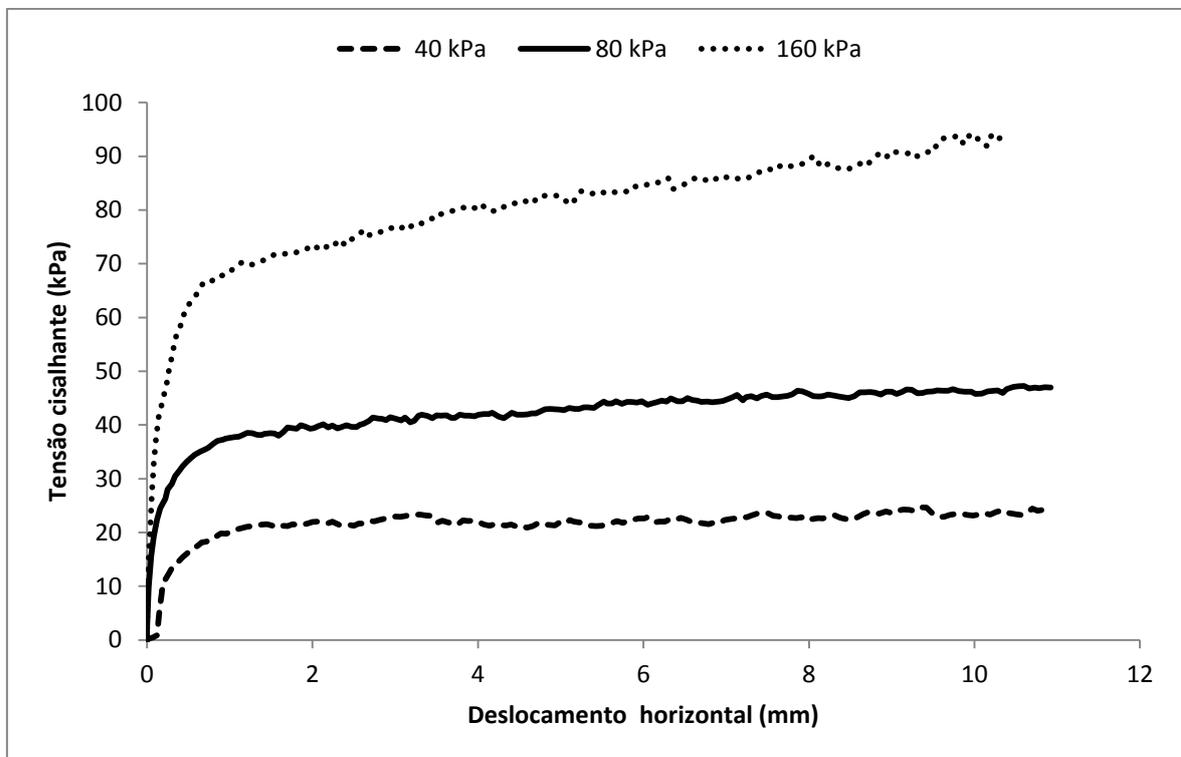


Figura 14. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 6 – contato com placa lisa.

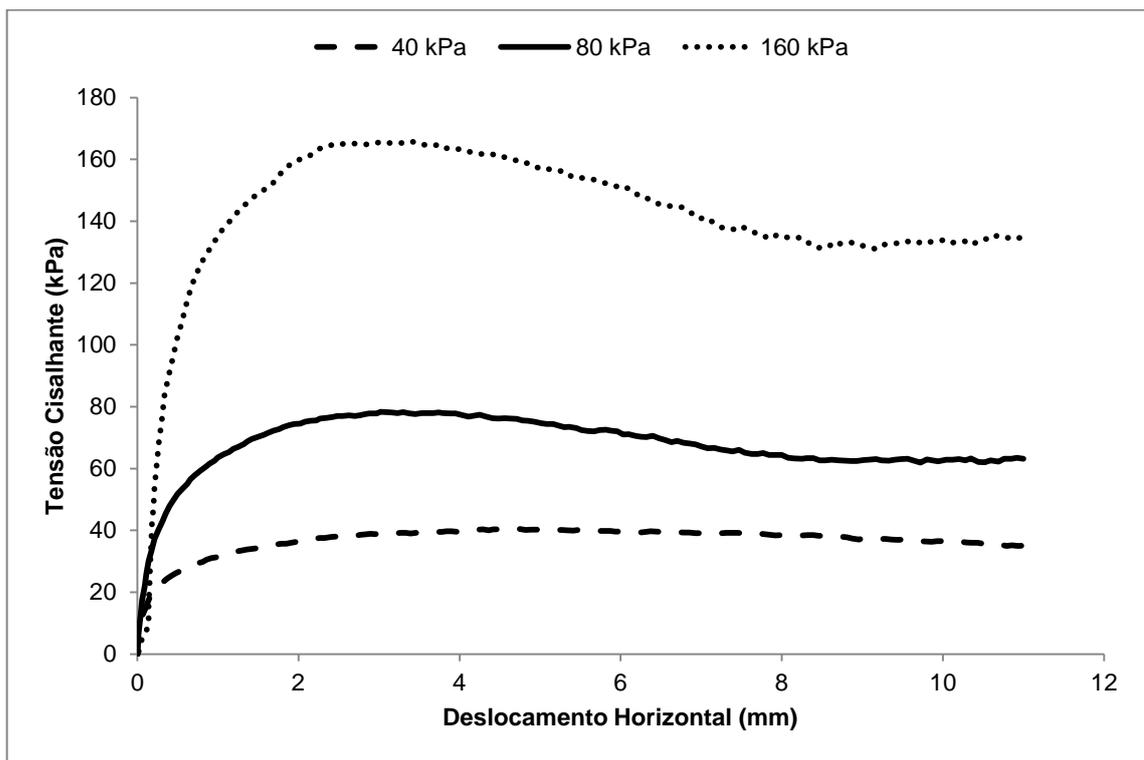


Figura 15. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 8.

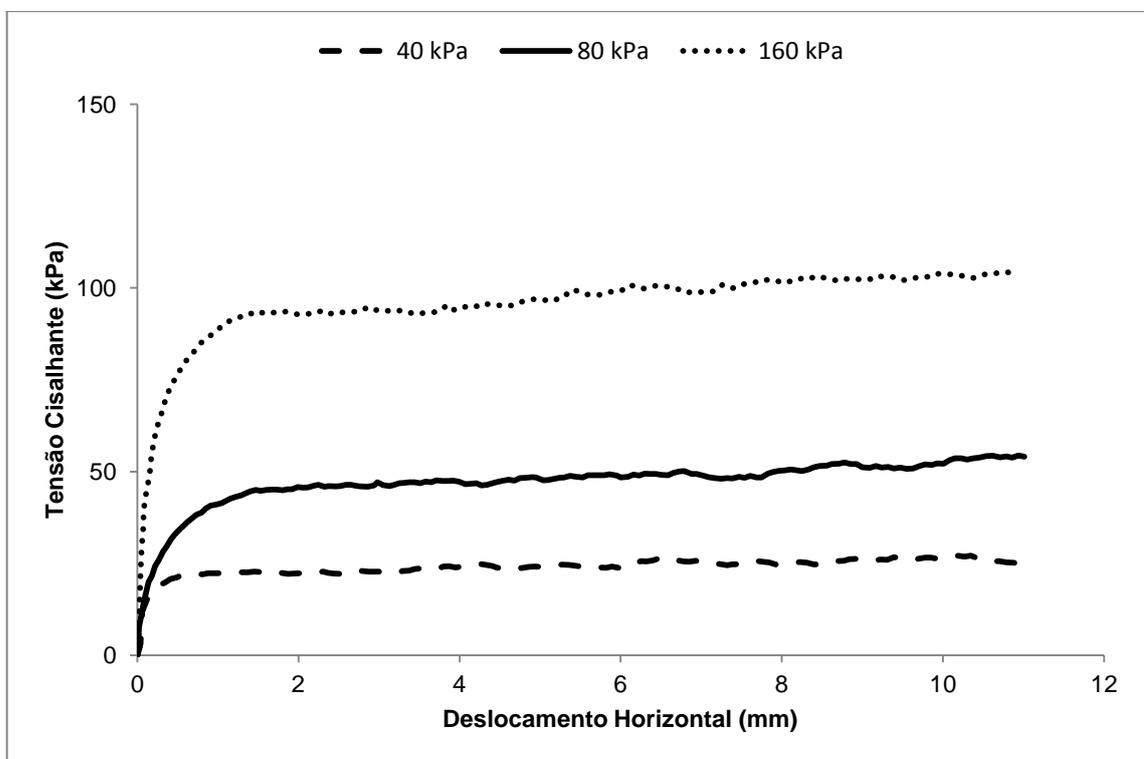


Figura 16. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 8 – contato com placa lisa.

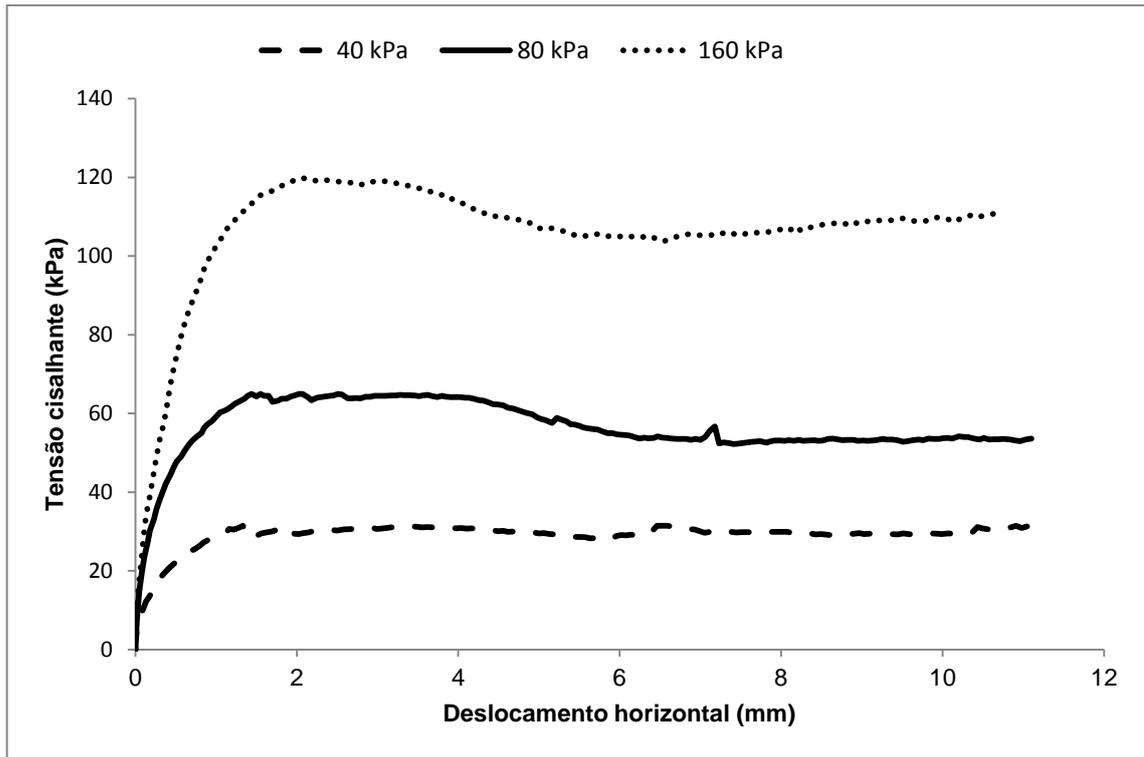


Figura 17. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Areia 50. D.R. = 39%.

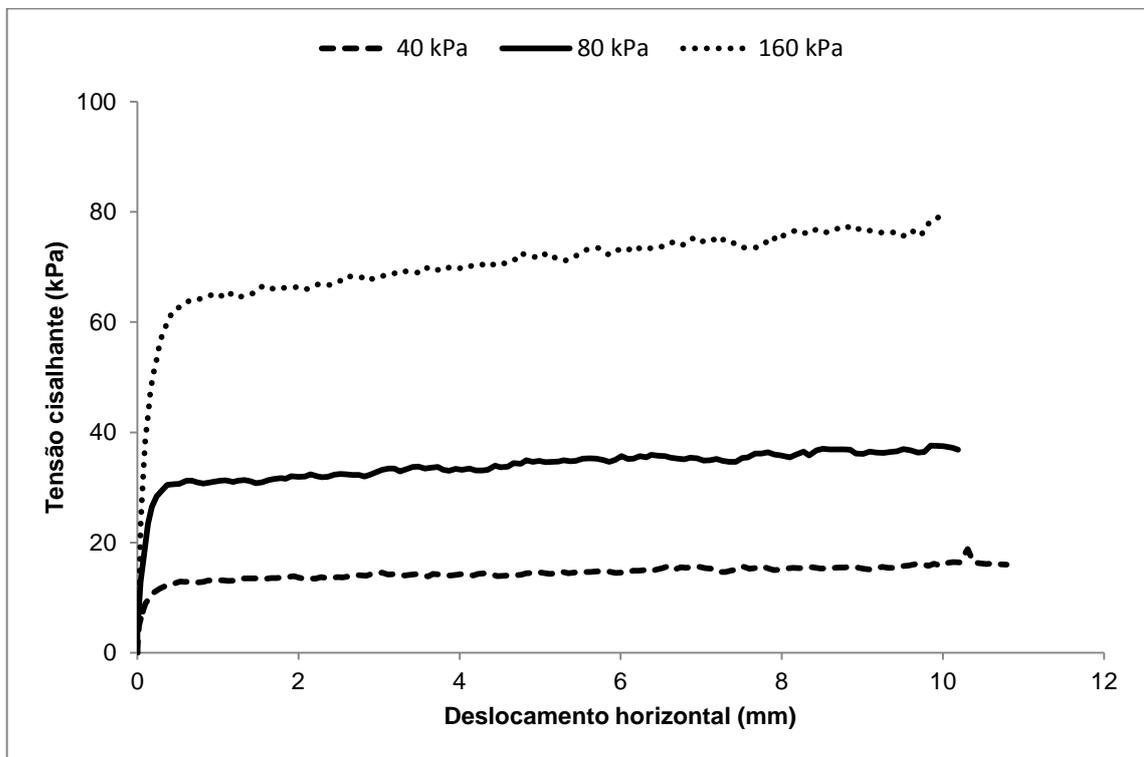


Figura 18. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Areia 50 – contato com placa lisa. D.R. = 39%.

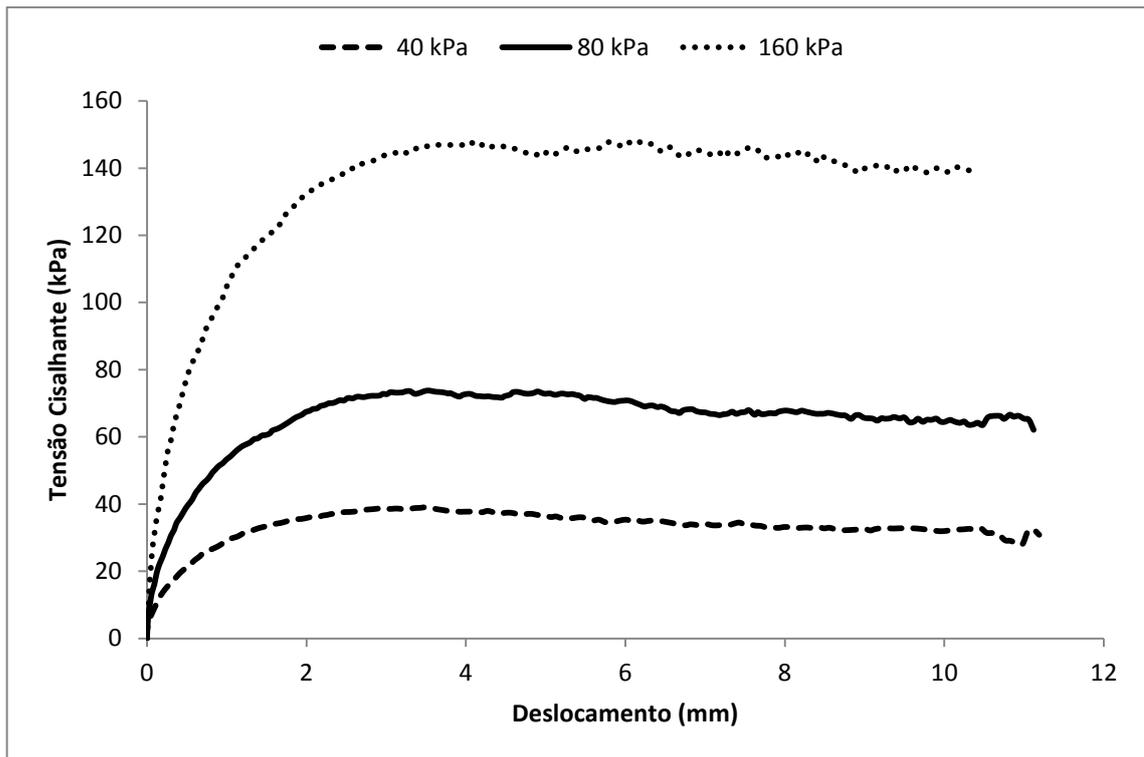


Figura 19. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 2.

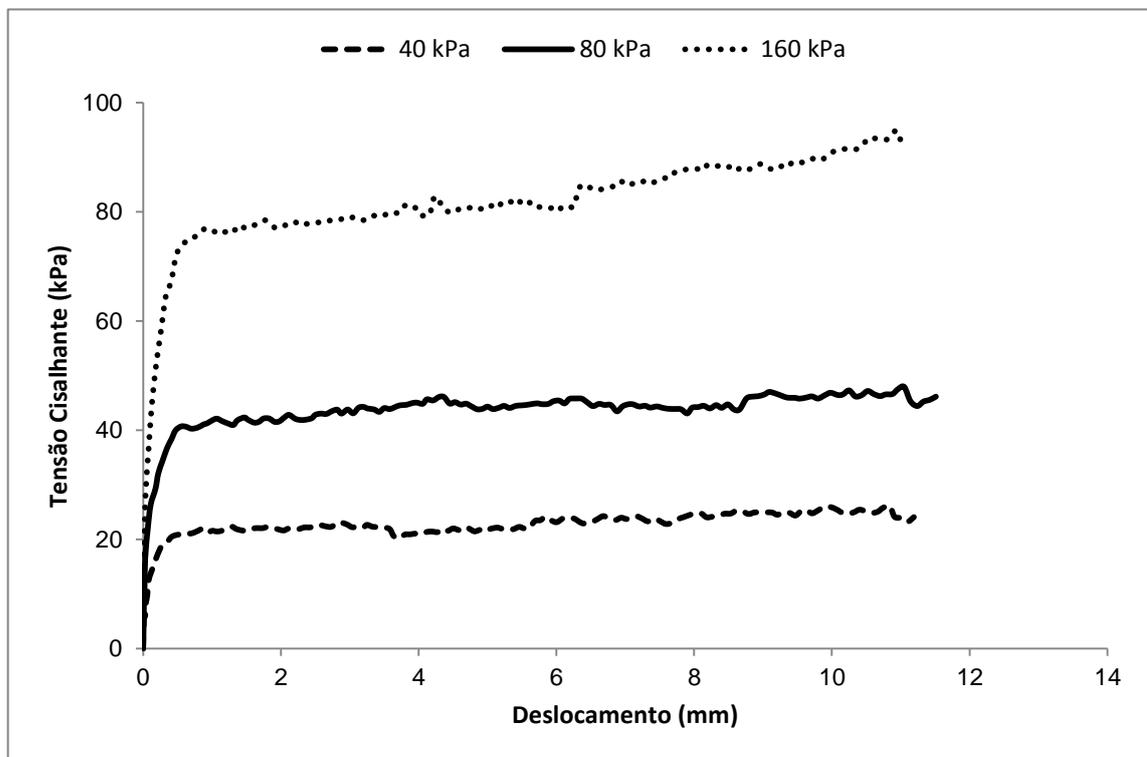


Figura 20. Curva tensão cisalhante x deslocamento vertical. Mistura 2 – contato com placa lisa.