

DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA
ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

Lilian Perazzolo

Tese de Doutorado

Porto Alegre, abril de 2008.

Lilian Perazzolo

**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA
ENSAIOS *SIMPLE SHEAR***

Tese de doutorado apresentada ao corpo docente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Doutor em Engenharia**.

Porto Alegre, abril de 2008.

DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS
SIMPLE SHEAR

Tese de doutorado julgada adequada como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia e aprovada pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Orientador

Prof. Luiz Antônio Bressani
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC

Banca Examinadora:

Prof. Roberto Francisco de Azevedo, D.Sc,
pela University of Colorado, U.S.A.

Prof. João Felipe Coimbra Leite Costa, D.Sc,
pela University of Queensland, Australia.

Prof. Wai Ying Yuk Gehling, D.Sc,
pela Universitat Politècnica de Barcelona, Espanha.

Agradecimentos

Primeiro gostaria de agradecer aos meus orientadores, Prof. Bressani e Prof. Bica, especialmente ao Prof. Adriano Bica, pela total disponibilidade e comprometimento com este trabalho, sem o qual, não teria concluído esta tese.

Aos de casa, queria agradecer a confiança e o apoio irrestrito. A minha mãe e irmã obrigada pelo apoio de sempre, em todas as situações. Mãe, és meu grande exemplo.

Dalson, anjo da minha vida, obrigada por compreender os muitos momentos de ausência. Seu amor e seu carinho tornaram tudo mais fácil.

Gostaria de agradecer aos meus colegas deste curso, pela agradável convivência e pela disposição em "quebrar galhos". Especial à minha grande amiga Juliana. Agradeço também ao Jair, laboratorista do LAGEO.

Obrigada também a todos que, apesar de não estarem explicitamente citados aqui, de uma forma ou de outra contribuíram com este trabalho.

DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA
ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

Lilian Perazzolo

Tese de Doutorado

Porto Alegre, abril de 2008.

Lilian Perazzolo

**DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA
ENSAIOS *SIMPLE SHEAR***

Tese de doutorado apresentada ao corpo docente do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Doutor em Engenharia.**

Porto Alegre, abril de 2008.

DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS
SIMPLE SHEAR

Tese de doutorado julgada adequada como parte dos requisitos para a obtenção do título de Doutor em Engenharia e aprovada pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica
Orientador

Prof. Luiz Antônio Bressani
Orientador

Prof. Fernando Schnaid
Coordenador do PPGEC

Banca Examinadora:

Prof. Roberto Francisco de Azevedo, D.Sc,
pela University of Colorado, U.S.A.

Prof. João Felipe Coimbra Leite Costa, D.Sc,
pela University of Queensland, Australia.

Prof. Wai Ying Yuk Gehling, D.Sc,
pela Universitat Politècnica de Barcelona, Espanha.

Agradecimentos

Primeiro gostaria de agradecer aos meus orientadores, Prof. Bressani e Prof. Bica, especialmente ao Prof. Adriano Bica, pela total disponibilidade e comprometimento com este trabalho, sem o qual, não teria concluído esta tese.

Aos de casa, queria agradecer a confiança e o apoio irrestrito. A minha mãe e irmã obrigada pelo apoio de sempre, em todas as situações. Mãe, és meu grande exemplo.

Dalson, anjo da minha vida, obrigada por compreender os muitos momentos de ausência. Seu amor e seu carinho tornaram tudo mais fácil.

Gostaria de agradecer aos meus colegas deste curso, pela agradável convivência e pela disposição em "quebrar galhos". Especial à minha grande amiga Juliana. Agradeço também ao Jair, laboratorista do LAGEO.

Obrigada também a todos que, apesar de não estarem explicitamente citados aqui, de uma forma ou de outra contribuíram com este trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	008
LISTA DE TABELAS	012
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	013
RESUMO	015
ABSTRACT	016
1. INTRODUÇÃO	022
1.1. Motivação da Pesquisa.....	023
1.2. Objetivos Específicos.....	025
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	026
2.1. Equipamentos de ensaios <i>simple shear</i> : um breve histórico.....	026
2.2. Os equipamentos para ensaios <i>simple shear</i>	028
2.2.1. Equipamentos “ <i>simple shear</i> ”.....	028
2.2.2. Equipamentos “ <i>simple shear</i> ” bi-direcionais.....	035
2.2.3. Equipamentos “ <i>simple shear</i> ” de corpo de prova duplo.....	037
2.3. O ensaio <i>simple shear</i>	040
2.3.1. O estado de tensões no ensaio <i>simple shear</i>	043
2.3.2. As não-uniformidades dos ensaios “ <i>simple shear</i> ”.....	052
2.3.2.1. Necessidade de tensões de cisalhamento complementares.....	052
2.3.2.2. Expansão radial do corpo de prova.....	056
2.3.2.3. Deslocamento relativo cabeçote/pedestal/pedras porosas/corpo de prova.....	058
2.3.3. Preparação de corpos de prova de areia.....	060
2.3.3.1 O método do funil.....	062
2.3.3.2 Compactação úmida.....	062
2.3.3.3. Pluviação ao ar.....	063
2.3.3.4. Pluviação em água.....	066
2.3.3.5. Deposição de lama (slurry).....	066
2.3.4. Procedimentos para ensaios “ <i>simple shear</i> ”.....	069
2.3.5. Relação entre o ensaio “ <i>simple shear</i> ” a volume constante e o ensaio “ <i>simple shear</i> ” não drenado.....	070
2.3.6. Comparação com outros tipos de ensaios.....	072

2.4. Comportamento Geotécnico de Areias.....	077
2.4.1. Resistência ao cisalhamento de areias.....	077
2.4.1.1. Influência da distribuição granulométrica, formato, tamanho e mineralogia dos grãos.....	078
2.4.1.2. Grau de compactação e tensão confinante.....	080
2.4.2. Estrutura dos solos.....	084
2.4.3. Módulo de cisalhamento de areias.....	086
3. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO SIMPLE SHEAR	093
3.1. Sistema de Geração e Aplicação do Deslocamento Horizontal.....	094
3.1.1 Motor de passos e redutores de frequência.....	095
3.1.2. O “driver” de controle do motor de passos.....	096
3.1.2.1. O circuito lógico.....	099
3.1.2.2. O circuito de potência.....	103
3.1.3. Fuso de esferas re-circulantes e o carro móvel.....	104
3.2. O Sistema de Aplicação da Força Vertical.....	109
3.3. O Sistema de Reação.....	111
3.4. Célula de Cisalhamento.....	112
3.4.1 Corpo de prova.....	113
3.4.2. Pedestal.....	114
3.4.3. Cabeçote.....	115
3.5. Instrumentação do Ensaio.....	116
3.5.1. O sistema “quase local” de medição de deslocamentos.....	116
3.5.2. Aquisição de dados.....	117
3.5.3. Calibração da instrumentação.....	120
4. MATERIAIS E MÉTODOS	125
4.1. Os Solos Estudados.....	125
4.1.1. Formação geológica da região litorânea.....	126
4.1.2. A caracterização dos solos amostrados.....	128
4.2. Preparação do Corpo de Prova	133
4.2.1. Método do funil.....	134
4.2.2. Método de pluviação em ar.....	135
4.2.3. Processo de moldagem do corpo de prova.....	138
4.3. Metodologia do Ensaio Simple Shear.....	141
4.3.1. Preparação do ensaio.....	141

4.3.1.1. Preparação dos ensaios preliminares.....	141
4.3.1.2. Preparação dos ensaios da segunda etapa.....	142
4.3.2. <i>A fase de adensamento</i>	143
4.3.2.1. Percolação.....	146
4.3.3. <i>A fase de cisalhamento</i>	146
4.3.3.1. Correção da membrana.....	150
5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	152
5.1. Areia Clara	152
5.1.1. <i>Ensaio preliminares</i>	153
5.1.2. <i>Ensaio da segunda etapa</i>	157
5.2. Areia Escura	171
5.2.1. <i>Ensaio preliminares</i>	171
5.2.2. <i>Ensaio da segunda etapa</i>	175
5.2.3. <i>Ensaio inundados</i>	186
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS	194
6.1. Os Ensaio Preliminares	194
6.2. Análise dos Resultados dos Ensaio <i>Simple Shear</i>	195
6.2.1. <i>Areia Clara</i>	195
6.2.2. <i>Areia Escura</i>	201
6.2.2.1. <i>Areia Escura seca</i>	202
6.2.2.2. <i>Areia Escura inundada</i>	207
6.2.2.3. <i>Comparação dos resultados dos ensaios com a Areia Escura, nas condições seca e inundada</i>	211
6.3. Comparação entre os Resultados Obtidos para a Areia Clara e para a Areia Escura	216
6.4. Comparação entre os Resultados dos Ensaio <i>Simple Shear</i> e Triaxiais	228
6.5. Comparação entre os Resultados dos Ensaio <i>Simple Shear</i> e Cisalhamento Direto	232
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	235
7.1. Quanto ao Comportamento das Areias	235
7.2. Quanto ao Equipamento <i>Simple Shear</i>	236
7.3. Sugestões para Trabalhos Futuros	238
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	239
ANEXOS I e II	

LISTA DE FIGURAS

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	022
Figura 2.1. Equipamento <i>simple shear</i> NGI apresentado por Bjerrum e Landva (1966).....	029
Figura 2.2. Equipamento <i>simple shear</i> de Cambridge, apresentado por Roscoe (1953).....	030
Figura 2.3. Equipamento <i>simple shear</i> apresentado por Franke et al. (1979).....	031
Figura 2.4. Seção transversal da <i>câmara de pressão</i> apresentada por Dyvik et al. (1987).....	033
Figura 2.5. Equipamento <i>simple shear</i> apresentado por Chu e Vucetic (1992).....	034
Figura 2.6. Equipamento <i>simple shear</i> bi-direcional apresentado por Ishihara e Yamazaki (1980).....	036
Figura 2.7. Equipamento <i>simple shear</i> apresentado por Whang (2001).....	037
Figura 2.8 Equipamento <i>simple shear</i> de corpo de prova duplo apresentado por Doroudian e Vucetic (1995)	039
Figura 2.9. As definições básicas do ensaio <i>simple shear</i>	040
Figura 2.10. Variação de ψ ao longo da superfície de ruptura de um aterro (Leroueil e Hight, 2003).....	041
Figura 2.11. Rotação das tensões principais em um elemento de solo [modificado de Bernardes (2006)].....	042
Figura 2.12. Condições de contorno do ensaio <i>simple shear</i> [modificado de Atkinson <i>et al.</i> (1991)].....	043
Figura 2.13. O estado de tensões na ruptura no ensaio <i>simple shear</i> : (a) planos horizontais são planos de máxima obliquidade de tensões; (b) planos horizontais são planos de máxima tensão de cisalhamento; (c) planos verticais são planos de máxima obliquidade de tensões [modificado de Budhu (1988a)].....	044
Figura 2.14. Variação das tensões de cisalhamento nos planos horizontal e vertical com a deformação de cisalhamento: (a) ensaio monotônico em areia fofa, realizado no equipamento de Cambridge; (b) ensaio monotônico em areia compacta, realizado no equipamento de Cambridge; (c) ensaio monotônico em areia fofa, realizado no equipamento NGI; (d) ensaio monotônico em areia compacta, realizado no equipamento NGI [modificado de Budhu (1988a)].....	045
Figura 2.15. Envoltória de resistência ao cisalhamento e estado de tensões na ruptura para uma argila[modificado de Wroth(1987)].....	046
Figura 2.16. Esquema do ensaio <i>simple shear</i> e o correspondente círculo de Mohr: (a) medidas obtidas no ensaio <i>simple shear</i> ; (b) círculo de Mohr no estado crítico [modificado de Wood <i>et al.</i> (1979)].	047

Figura 2.17. Comparação entre as trajetórias de tensões no plano t:s, considerando o ensaio <i>simple shear</i> instrumentado e as aproximações pelas equações 2.1 a 2.7 [modificado de Wood <i>et al.</i> (1979)].....	049
Figura 2.18. Estados de cisalhamento: (a) cisalhamento puro; (b) ensaio <i>simple shear</i> [modificado de Whang (2001)].....	052
Figura 2.19. Comparação do comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento observado em ensaios <i>simple shear</i> no equipamento de Cambridge e estimado pelo método dos elementos finitos considerando o modelo <i>Cam-clay</i> Modificado [modificado de Budhu e Brito (1987)].....	055
Figura 2.20. Comparação do comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento de uma areia compacta, determinado a partir da medição de tensões, realizada em diferentes regiões do corpo de prova, em ensaios <i>simple shear</i> realizados nos equipamentos de Cambridge e NGI [modificado de Budhu (1988a)].....	058
Figura 2.21. Deslocamento relativo no ensaio <i>simple shear</i> [modificado de Uesugi e Kishida (1986a)].....	059
Figura 2.22. Influência do método de preparação dos corpos de prova nos resultados de ensaios <i>simple shear</i> não drenados em areias. [modificado de Vaid <i>et al.</i> (1995, <i>apud</i> Leroueil e Hight, 2003)].....	061
Figura 2.23. Esquemas do método de pluviação em ar: (a) apresentado por Cresswell <i>et al.</i> (1999) e (b) apresentado por Miura <i>et al.</i> (1984).....	064
Figura 2.24. Esquema do método de preparação de corpos de prova de areia com finos por deposição em lama [modificado de Carraro e Prezzi (2007)].....	068
Figura 2.25. Trajetória de tensões no espaço t:s para ensaios triaxiais e “ <i>simple shear</i> ” [modificado de Budhu (1984a)].....	073
Figura 2.26. Trajetória de tensões no espaço p:q para ensaios triaxiais e “ <i>simple shear</i> ” [modificado de Budhu (1984a)].....	073
Figura 2.27. Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento no estado crítico determinada com ensaios <i>simple shear</i> e triaxial [modificado de Atkinson <i>et al.</i> (1991)].....	076
Figura 2.28. Influência do tamanho de grãos e da distribuição granulométrica no índice de vazios e no ângulo de atrito interno de areias. (a) solos com diferente distribuição granulométrica (b) solos com diferente tamanho médio de grãos [modificado de Lambe e Whitman (1979)].....	079
Figura 2.29. O comportamento de areias no estado compacto e no estado fofo [modificado de Lambe e Whitman (1979)].....	081
Figura 2.30. NCL – Normal Compression Line [modificado de Atkinson e Bransby (1978)].....	082

Figura 2.31. Definição da SSL – Steady Estate Line e do parâmetro de estado [modificado de Been e Jefferies (1985)].....	083
Figura 2.32. Módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento: comparação de valores obtidos por métodos estáticos e dinâmicos [modificado de Leroueil e Hight (2003)]...	088
Figura 2.33. Comparação entre valores de módulo de cisalhamento, obtidos através de ensaios em laboratório e ensaios <i>in situ</i> [modificado de Hight e Leroueil (2003)].....	088
Figura 2.34. Variação do módulo de Young com a tensão confinante efetiva para solos arenosos estruturados. [modificado de Bressani (1990)].....	090
Figura 2.35. Variação do módulo de Young secante com a tensão confinante e com a deformação axial [modificado de Ferreira (2002)].....	091
Figura 2.36. Relação entre o módulo de cisalhamento máximo $G_{\text{máx}}$ com a densidade relativa e o índice de vazios [modificado de Alarcon <i>et al.</i> (1989)].....	092
3. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO SIMPLE SHEAR	093
Figura 3.1. A concepção básica do equipamento <i>simple shear</i>	094
Figura 3.2. Sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal do equipamento <i>simple shear</i>	095
Figura 3.3. As ligações unipolar e bipolar para motores de passos. (a) ligação unipolar; (b) ligação bipolar.....	097
Figura 3.4. O “ <i>driver</i> ” do motor de passos.....	099
Figura 3.5. O esquema do circuito lógico.....	101
Figura 3.6. O gráfico definidor da frequência de operação do motor de passos.....	102
Figura 3.7. O circuito de potência.....	103
Figura 3.8. Mancal central e fuso de esferas re-circulantes.....	106
Figura 3.9. Mancal de passagem, com o acoplamento ao eixo do redutor, parcialmente pode ser visto o fuso de esfera re-circulante.....	106
Figura 3.10. Vista em 3D do conjunto de mancais de suporte e fuso de esferas re-circulantes....	107
Figura 3.11. Os espaçadores, trilhos e patins de esferas utilizados para o deslocamento do carro móvel.....	108
Figura 3.12. Carro móvel e patins de esferas sobre trilhos.....	109
Figura 3.13. Sistema para aplicação da força vertical.....	110
Figura 3.14. O sistema de reação.....	112
Figura 3.15. A célula de cisalhamento.....	113
Figura 3.16. O pedestal e o cabeçote do corpo de prova.....	116
Figura 3.17. <i>Datalogger</i> utilizado (HBM Spider 8).....	118
Figura 3.18. Tela de ensaio <i>simple shear</i> na fase de adensamento.....	119
Figura 3.19. Tela de ensaio <i>simple shear</i> na fase de cisalhamento.....	119

Figura 3.20. Gráfico de calibração do transdutor de deslocamento vertical 1, conectado ao canal 0.....	120
Figura 3.21. Gráficos de calibração do transdutor de deslocamento vertical 2, conectado ao canal 1.....	121
Figura 3.22. Gráfico de calibração do transdutor de deslocamento horizontal, conectado ao canal 2.....	121
Figura 3.23. Esquema para calibração das células de carga.....	122
Figura 3.24. Gráfico de calibração das células de carga.....	123
Figura 3.25. Gráfico de calibração das células de carga, média das leituras.....	124
4. MATERIAIS E MÉTODOS	125
Figura 4.1. Localização da cidade de Osório (fonte: <i>Google Maps</i>).....	125
Figura 4.2. Fotos de satélite da região de amostragem (fonte: <i>Google Maps</i>).....	127
Figura 4.3. Fotos do local de amostragem: (a) Areia Escura e (b) Areia Clara [modificado de Marcon (2005)].....	128
Figura 4.4. Aparência do dois solos arenosos estudados: (a) Areia Escura e (b) Areia Clara.....	129
Figura 4.5. Curva granulométrica para os dois solos estudados [modificado de Marcon (2005)].	129
Figura 4.6. Imagens de microscopia eletrônica para a Areia clara. (a) ampliada em 200 vezes e (b) ampliada em 600 vezes [modificado de Marcon (2005)].....	131
Figura 4.7. Imagens de microscopia eletrônica para a Areia escura. (a) ampliada em 200 vezes e (b) ampliada em 600 vezes [modificado de Marcon (2005)].....	132
Figura 4.8. (a) molde do corpo de prova (b) funil com a areia clara.....	134
Figura 4.9. Moldagem do corpo de prova de areia escura pelo método do funil.....	135
Figura 4.10. Conjunto de peneiras utilizado para a fabricação da “chuva de areia”: (a) vista lateral do conjunto (b) vista superior do conjunto.....	136
Figura 4.11. Moldagem do corpo de prova de Areia Escura pelo método da pluviação em ar.....	137
Figura 4.12. Seqüência de montagem do corpo de prova nos ensaios preliminares utilizando o método do funil.....	139
Figura 4.13. Seqüência de montagem do corpo de prova nos ensaios da segunda etapa utilizando o método de pluviação em ar.....	140
Figura 4.14. Seqüência de montagem dos ensaios preliminares.....	144
Figura 4.15. Seqüência de montagem dos ensaios da segunda etapa.....	145
Figura 4.16. Esquema de percolação utilizado nos ensaios inundados.....	147
Figura 4.17. Curva de calibração da rigidez da membrana com os anéis laterais.....	151
5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	152
Figura 5.1. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal, para os ensaios preliminares na Areia Clara.....	154
Figura 5.2. Envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios preliminares da Areia	156

Clara.....	
Figura 5.3. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Clara	158
Figura 5.4. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Clara	159
Figura 5.5. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Clara	161
Figura 5.6. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Clara	162
Figura 5.7. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “A” realizados na Areia Clara, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%	164
Figura 5.8. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “B” realizados na Areia Clara, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.....	165
Figura 5.9. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “A” realizados na Areia Clara.....	166
Figura 5.10. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “B” realizados na Areia Clara	167
Figura 5.11. Envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios do tipo “A” na Areia Clara.....	168
Figura 5.12. Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico, para os ensaios do tipo “B” realizados na Areia Clara.....	169
Figura 5.13. Envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações para os ensaios do tipo “B” para a Areia Clara.....	170
Figura 5.14. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal, para os ensaios preliminares na Areia Escura.....	172
Figura 5.15. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios preliminares realizados na Areia Escura	174
Figura 5.16. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura	176
Figura 5.17. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento,	177

para os ensaios tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.....	
Figura 5.18. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “B” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.....	179
Figura 5.19. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “B” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.....	180
Figura 5.20. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Escura, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.....	181
Figura 5.21. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.....	182
Figura 5.22. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “A” realizados na Areia Escura.....	183
Figura 5.23. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura.....	184
Figura 5.24. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “A” na Areia Escura.....	185
Figura 5.25. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura.....	186
Figura 5.26. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para a Areia Escura inundada.....	188
Figura 5.27. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para a Areia Escura inundada.....	189
Figura 5.28. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para deformações de até 0,1%, para a Areia Escura inundada.....	191
Figura 5.29. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura inundada.....	192
Figura 5.30. Envoltória de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura inundada.....	193
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS	194
Figura 6.1. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e deformação vertical x deformação de cisalhamento, para a Areia Clara.....	196
Figura 6.2. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios <i>simple shear</i> realizados na Areia Clara.....	197
Figura 6.3. Envoltórias de resistência ao cisalhamento curvilíneas para os ensaios <i>simple shear</i>	198

realizados na Areia Clara com os menores índices de vazios	
Figura 6.4. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Clara (evidenciando pequenas deformações).....	199
Figura 6.5. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Clara (evidenciando deformações entre 0,1% e 10%).....	201
Figura 6.6. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e deformação vertical x deformação de cisalhamento, para a Areia Escura seca.....	203
Figura 6.7. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura seca.....	205
Figura 6.8. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura seca (ênfatisadas as pequenas deformações).....	206
Figura 6.9. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura seca (ênfatisadas as deformações entre 0,1% e 10%).....	207
Figura 6.10. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e deformação vertical x deformação de cisalhamento, para a Areia Escura inundada.....	208
Figura 6.11. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura inundada (ênfatisadas as pequenas deformações).....	209
Figura 6.12. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura inundada (grandes deformações).....	210
Figura 6.13. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento para a Areia Escura.....	213
Figura 6.14. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura.....	214
Figura 6.15. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura.....	215
Figura 6.16. Tensão de cisalhamento x tensão vertical para os ensaios <i>simple shear</i> realizados na Areia Clara e na Areia Escura (ruptura em grandes deformações).....	218
Figura 6.17. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para os ensaios da segunda etapa realizados na Areia Clara e na Areia Escura, com os maiores índices de vazios	219
Figura 6.18. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para os ensaios da segunda etapa realizados na Areia Clara e na Areia Escura, com os menores índices de vazios.....	220
Figura 6.19. Correlação entre o módulo de cisalhamento, na deformação de cisalhamento de 0,1%, e o índice de vazios da amostra , para os ensaios na condição seca realizados na Areia Clara e na Areia Escura.....	222
Figura 6.20. Correlação entre o módulo de cisalhamento, na deformação de cisalhamento 0,1%, e o índice de vazios inicial do corpo de prova, para os ensaios realizados na Areia	224

Escura.....	
Figura 6.21. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e de índice de vazios x deformação de cisalhamento para a Areia Escura, na condição inundada, e para a Areia clara tipo “A”.....	225
Figura 6.22. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para os ensaios realizados na Areia Clara (tipo “A”) e na Areia Escura inundada (grandes deformações).....	226
Figura 6.23. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios realizados na Areia Clara (tipo “A”) e na Areia Escura inundada.....	227

LISTA DE TABELAS

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	022
Tabela 2.1. Algumas especificações utilizadas nos ensaios <i>simple shear</i>	069
Tabela 2.2. Deformações de cisalhamento medidas em ensaios de laboratório e campo para determinação de módulo de cisalhamento.....	086
Tabela 2.3. Características das areias estudadas por Alarcon et al. (1989).....	090
3. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO SIMPLE SHEAR	092
Tabela 3.1. Os estados do sistema binário.....	097
Tabela 3.2. Lógica necessária para o acionamento do motor de passos.....	099
Tabela 3.3. Os circuitos digitais integrados utilizados.....	099
Tabela 3.4. Velocidade de deslocamento horizontal.....	106
4. MATERIAIS E MÉTODOS	125
Tabela 4.1. Caracterização dos solos estudados (Marcon, 2005).....	130
5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	152
Tabela 5.1. Condição inicial dos corpos de prova nos ensaios preliminares realizados na Areia Clara.....	153
Tabela 5.2. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> preliminares realizados na Areia Clara.....	156
Tabela 5.3. Condição inicial dos ensaios <i>simple shear</i> da segunda etapa realizados na Areia Clara.....	157
Tabela 5.4. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> da segunda etapa realizados na Areia Clara.....	163
Tabela 5.5. Condição inicial dos corpos de prova nos ensaios <i>simple shear</i> preliminares realizados na Areia Escura.....	171
Tabela 5.6. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> preliminares realizados na Areia Escura.....	174
Tabela 5.7. Condição inicial dos ensaios <i>simple shear</i> da segunda etapa realizados na Areia Escura.....	175
Tabela 5.8. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> da segunda etapa realizados na Areia Escura.....	181
Tabela 5.9. Condição inicial dos ensaios <i>simple shear</i> inundados realizados na Areia Escura.....	187
Tabela 5.10. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> inundados realizados na Areia Escura.....	190
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS	194
Tabela 6.1. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> realizados na Areia Escura.....	211
Tabela 6.2. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura.....	212

Tabela 6.3. Resumo dos resultados dos ensaios <i>simple shear</i> realizados na Areia Clara e na Areia Escura.....	217
Tabela 6.4. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios da segunda etapa realizados na Areia Clara e na Areia Escura.....	217
Tabela 6.5. Resumo dos valores de módulo cisalhamento obtidos nos ensaios <i>simple shear</i> realizados na Areia Clara e na Areia Escura.....	221
Tabela 6.6. Comparação entre os resultados obtidos no <i>simple shear</i> realizados nesta tese e os resultados de ensaios triaxiais apresentados por Marcon (2005).....	229
Tabela 6.7. Comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios <i>simple shear</i> realizados nesta tese e nos ensaios triaxiais apresentados por Marcon (2005).....	230
Tabela 6.8. Comparação entre os resultados obtidos no <i>simple shear</i> com os resultados de cisalhamento direto apresentados por Marcon (2005).....	233
Tabela 6.9. Comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios <i>simple shear</i> e nos ensaios cisalhamento direto apresentados por Marcon (2005).....	234

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

SGI – Royal Swedish Geotechnical Institute
NGI – Norwegian Geotechnical Institute
LAGEO – Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)
TDESL – Transdutores de deslocamento do tipo régua resistiva
O-rings – anéis de vedação
MEV – microscopia eletrônica de varredura
CV – “constant volume” ou volume constante

h = altura
D = diâmetro
 γ_c = amplitude da deformação de cisalhamento

σ_1 = tensão principal maior
 σ_2 = tensão principal intermediária
 σ_3 = tensão principal menor
 σ_v = tensão vertical
 σ_x = tensão horizontal
 σ_d = tensão desvio
 σ_c = tensão confinante
p = pressão de adensamento vertical
 τ_{yx} = tensão cisalhante no plano horizontal

K₀ = coeficiente de empuxo ao repouso
R = taxa de tensão cisalhante
k = constante do solo
k₁ = constante do solo
 ψ = ângulo entre a direção do eixo principal de tensões e a vertical
R_{cv} = taxa de tensão cisalhante no estado crítico
 ϕ = ângulo de atrito interno
 ϕ_{cv} = ângulo de atrito interno no estado crítico
 ϕ_{GD} = ângulo de atrito interno a grandes deformações
 ϕ_{pico} = ângulo de atrito interno nas condições de resistência de pico
 $\phi_{máximo}$ = ângulo de atrito interno máximo
 $\phi_{mínimo}$ = ângulo de atrito interno mínimo
G_{max} = módulo cisalhante máximo
G_{sec} = módulo cisalhante secante
E₀ = módulo de Young
E_{max} = módulo de Young máximo

ΔV = variação volumétrica do corpo de prova
 δv = deformação vertical do corpo de prova

ϵ_a, ϵ = deformação axial
 ϵ_f = deformação axial no pico
 ϵ_e = deformação axial no final do ensaio
 ϵ_v = deformação volumétrica

Δ_v = deslocamento vertical do corpo de prova
 ϵ_v = deformação vertical
 γ = deformação de cisalhamento
 Δ_h = deslocamento horizontal do corpo de prova
 h = altura inicial do corpo de prova
 τ = tensão de cisalhamento
 lcc = média das leituras das células de carga
 σ_v' = Tensão vertical efetiva
 ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo
 c' = intercepto de coesão efetivo
 τ' = Tensão de cisalhamento efetiva

A_c = área corrigida
 A_0 = área inicial
 A_f = área no final do ensaio
 d_a = diâmetro maior ao final do ensaio
 d_b = diâmetro menor ao final do ensaio

p:q $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ $q = \sigma_1 - \sigma_3$

s:t $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

RESUMO

Esta tese de doutorado apresenta o desenvolvimento de um equipamento de ensaios de laboratório do tipo *simple shear*, montado no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEO/UFRGS). Neste trabalho é apresentada a revisão bibliográfica que embasou o projeto do equipamento *simple shear*. O projeto completo deste equipamento é apresentado no Anexo I. No texto são comentadas as características especiais deste equipamento e a aplicabilidade do ensaio *simple shear*, além dos procedimentos utilizados nos ensaios *simple shear*. Dois solos arenosos foram selecionados para ensaio neste equipamento; são feitas considerações sobre parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade de solos arenosos, e é apresentada uma caracterização destes materiais. Em seguida são apresentados os resultados dos ensaios *simple shear* realizados nos dois solos, denominados de Areia Clara e Areia Escura. Foram realizados nestes solos ensaios *simple shear* drenados em corpos de prova secos e inundados. Os resultados dos ensaios *simple shear* foram discutidos e comparados com resultados de ensaios de cisalhamento direto e triaxial, previamente realizados nos mesmos solos. A comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos com resultados destes ensaios mostrou valores similares entre os ensaios de cisalhamento direto e *simple shear*, entretanto, a comparação com os ensaios triaxiais apresentou maiores diferenças.

ABSTRACT

This doctoral thesis presents the development of a simple shear laboratory testing equipment. This equipment was built in the Geotechnology Laboratory of Federal University of Rio Grande do Sul (LAGEO/UFRGS). This work presents a literature review about simple shear equipments, which was the basis for the design. The full design of this equipment is shown in Annex I. The special features of this device are commented in the text, together with the applicability of the test and testing procedures. Some considerations about shear strength and the deformability parameters of sandy soils have been made. Two sandy soils, named Light Sand and Dark Sand, are then described. Results of simple shear tests performed with both sandy soils are shown and compared with results of other tests, such as triaxial and direct shear tests, performed with the same soils. With regard to shear strength, the results of simple shear tests in comparison with the results of direct shear tests are similar. However, the same comparison with de triaxial results showed larger disparity.

1. INTRODUÇÃO

Os avanços tecnológicos ocorridos nos últimos anos também se fizeram sentir na engenharia geotécnica, com o surgimento de novas e poderosas ferramentas de cálculo para auxiliar na análise de problemas e confecção de projetos. Entretanto, todo o avanço tecnológico das ferramentas utilizadas em engenharia está condicionado à qualidade dos dados de entrada. Este é um ponto crucial, especialmente na engenharia geotécnica, que trabalha com materiais naturais, e deve, em nível de análise e projeto, se adequar à situação existente *in situ*, a qual é determinada na etapa de investigação geotécnica.

A busca por esta qualidade nos dados de entrada tem sido alvo de muitos esforços ao decorrer dos últimos anos, quando diversos novos equipamentos e procedimentos de ensaios geotécnicos de laboratório e campo foram desenvolvidos, além de antigos ensaios terem sido aprimorados. Esta tese se enquadra entre estes esforços e apresenta um equipamento para ensaios de laboratório *simple shear*, em alguns aspectos baseado em equipamentos existentes mas, modernizado e inovador em outros.

Este volume está estruturado em oito capítulos. Este, o Capítulo 1, apresenta a introdução e uma breve motivação da pesquisa, explicitando os objetivos específicos da tese. O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, versando sobre equipamentos *simple shear*; é a base teórica do equipamento *simple shear* desenvolvido. Neste capítulo também é abordado o comportamento geotécnico de solos arenosos, especialmente quanto aos aspectos relacionados ao comportamento tensão x deformação x resistência ao cisalhamento. O Capítulo 3 descreve detalhadamente o equipamento *simple shear* projetado, informando sobre as características técnicas do projeto. O Capítulo 4 descreve os dois solos arenosos estudados e apresenta a metodologia empregada na execução dos ensaios *simple shear*. O Capítulo 5 apresenta os resultados dos ensaios *simple shear* realizados. No Capítulo 6 é feita uma discussão entre os resultados obtidos nesta tese e os resultados de ensaios triaxiais e de cisalhamento direto realizados nos solos estudados. As conclusões são apresentadas no Capítulo 7, juntamente com as sugestões para futuras pesquisas. Por fim, o Capítulo 8 apresenta as referências bibliográficas utilizadas nesta tese. Em anexo, nas pranchas numeradas de 01 a 43, é apresentado todo o projeto mecânico do equipamento *simple shear* desenvolvido.

1.1. Motivação da Pesquisa

Para determinar os parâmetros geotécnicos relevantes em muitas situações de projeto, os ensaios de laboratório são feitos de tal forma que simulem, tanto quanto possível, as condições de campo. Nenhum ensaio existente pode reproduzir todos os aspectos de uma situação de carregamento particular, mas combinações dos ensaios triaxial (compressão e extensão) e *simple shear* têm sido utilizadas de forma complementar para analisar muitas situações práticas.

Por exemplo, equipamentos triaxiais convencionais não podem simular rotações das direções das tensões principais. Este tipo de equipamento pode somente trocar a direção da tensão principal maior com a direção da tensão principal menor (isto é, executar uma rotação de 90°). Em contraste, no equipamento *simple shear*, o corpo de prova é adensado sob uma condição de deformação lateral nula (K_0) e então cisalhado no plano horizontal, permitindo assim aplicar uma distorção do corpo de prova por cisalhamento em apenas uma direção. Estes ensaios têm sido freqüentemente realizados para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos ou a resistência ao cisalhamento não drenada nas porções de uma massa de solo onde a superfície de ruptura potencial é aproximadamente horizontal (Dyvik *et al.* 1987).

A introdução deste equipamento na prática geotécnica atual foi descrita por Bjerrum e Landva (1966), sendo o mesmo inicialmente aplicado à investigação da influência da anisotropia na resistência ao cisalhamento não drenada de solos argilosos moles saturados, no contexto do projeto de aterros sobre solos moles. Este é o equipamento conhecido como “Equipamento NGI”. Outro desenvolvimento pioneiro de equipamento *simple shear* – muito citado na literatura - deveu-se a Roscoe (1953), com uma versão mais atualizada descrita em Roscoe (1970). Este equipamento forneceu em grande parte a base experimental para o desenvolvimento da Teoria do Estado Crítico (Schofield e Wroth, 1968). É conhecido como “Equipamento de Cambridge”.

Existe, ainda, a necessidade da determinação experimental de parâmetros de deformabilidade dinâmicos dos solos, a pequenas e grandes deformações. Estes parâmetros são necessários para a solução de muitos problemas geotécnicos dinâmicos, como as vibrações de fundações, causadas por equipamentos industriais, os carregamentos aplicados por terremotos (principalmente quando possa ocorrer a liquefação de solos), as avaliações das

vibrações de tráfego e muitos outros. Os equipamentos para ensaios *simple shear*, por permitirem uma rotação contínua da direção das tensões principais, podem simular estas condições de carregamento cíclico facilmente (Lanzo *et al.*, 1997).

Deve-se ressaltar que a grande maioria dos trabalhos experimentais, descritos na literatura, sobre o comportamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos têm sido normalmente realizada em equipamentos triaxiais. Todavia, como mencionado acima, em muitas situações práticas, o carregamento imposto ao solo não é reproduzido com precisão pelo ensaio triaxial, principalmente quando há uma rotação da direção das tensões principais que se sobrepõe à variação da grandeza das mesmas tensões. Isto pode ser melhor aproximado pelo ensaio *simple shear*; por exemplo, num elemento de solo em profundidade sujeito à propagação de ondas causada por um terremoto ou à propagação de ondas causada por estruturas marítimas.

Segundo Kammerer *et al.* (2001), o ensaio triaxial é uma ferramenta importante para a calibração dos modelos constitutivos convencionais com base em tensões efetivas. Entretanto, é de consenso que este tipo de ensaio não é aceitável para a calibração de modelos constitutivos mais avançados, com base na deformação de cisalhamento. Para estes modelos, apenas dois ensaios podem reproduzir as condições de carregamento e deformação de campo: o ensaio *simple shear* e o ensaio *hollow-cylinder*. O ensaio *hollow-cylinder* também permite a rotação das direções das tensões principais; entretanto, apresenta uma complexidade muito grande para a execução do ensaio e a análise dos dados, além de somente permitir a utilização de amostras reconstituídas. Assim, permanece essencialmente uma ferramenta de pesquisa, não tendo sido até hoje implantado em laboratórios comerciais de ensaios de solos.

O ensaio *simple shear* foi criticado por La Rochelle (1981) por apresentar a mesma envoltória de ruptura de um ensaio de cisalhamento direto, porém com uma complexidade maior. Se somente as condições de ruptura são de interesse, há poucas vantagens na realização do ensaio *simple shear*. Porém, o ensaio *simple shear* permite que o comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento antes da ruptura (com a determinação do módulo de cisalhamento) possa também ser investigado (Airey, 1984).

Airey e Wood (1987) sugeriram que as resistências ao cisalhamento não drenadas de argilas medidas no ensaio *simple shear* tem melhor concordância com as resistências medidas

em campo no ensaio de palheta (*vane test*) e com os valores encontrados em retro-análises de algumas rupturas, do que as resistências medidas no ensaio triaxial. Como um ensaio padrão, o ensaio *simple shear* tem aparentes vantagens sobre o ensaio triaxial; as amostras são relativamente fáceis de preparar e o adensamento ocorre rapidamente.

Devido à relativa raridade do equipamento *simple shear*, existe ainda uma quantidade relativamente limitada de dados sobre parâmetros geotécnicos que tenham sido obtidos neste ensaio (Budhu, 1984a). No Brasil, por exemplo, tem-se conhecimento da existência de apenas um equipamento *simple shear* (do tipo “Equipamento NGI”, da marca *Geonor*, adquirido nos anos 70), existente no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo.

Esta breve consideração da relevância do equipamento *simple shear* motivou o projeto e a fabricação de um equipamento *simple shear* na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte desta tese. Diversos outros detalhes são apresentados no Capítulo 2 (Revisão Bibliográfica) deste texto.

1.2. Objetivos Específicos

O objetivo principal desta tese é o projeto e a fabricação do equipamento *simple shear* e a definição da técnica de ensaio. Outros objetivos específicos podem ser enumerados: (1) o estudo do comportamento de dois solos arenosos, oriundos da planície costeira do Estado do Rio Grande do Sul, a ser realizado com ensaios *simple shear*; (2) a comparação dos resultados obtidos no equipamento *simple shear* com resultados obtidos em outros ensaios, para os dois solos arenosos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica apresenta os ensaios *simple shear*, comentando sobre a origem destes ensaios, os tipos de equipamentos existentes, e sobre as suas vantagens e desvantagens com relação aos demais ensaios geotécnicos de laboratório. Comenta, também, sobre técnicas de preparação de amostras arenosas e alguns dos procedimentos de ensaio adotados nos diversos equipamentos. Ao final, é abordado o comportamento geotécnico de solos arenosos, especialmente com relação aos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade.

2.1. Equipamentos para ensaios *simple shear*: um breve histórico

Com o intuito de medir a resistência ao cisalhamento de argilas para estudos de estabilidade de taludes, Alexandre Collin, por volta de 1840, construiu o primeiro equipamento para ensaios de cisalhamento direto. Este tipo de equipamento, entretanto, tem apresentado muitos problemas de não-uniformidade de deformações (Potts *et al.*, 1987). A partir de então, o desenvolvimento de outro equipamento que superasse estes problemas foi buscado e, em 1936, no *Royal Swedish Geotechnical Institute* (SGI), Kjellman desenvolveu o primeiro equipamento para ensaios *simple shear*. O equipamento descrito por Kjellman (1951), melhor detalhado na seção 2.2., sofreu uma série de contestações, mas, como o conceito de um ensaio de laboratório que sujeitasse o corpo de prova ao cisalhamento simples era atraente, nos anos 1950, Roscoe, na Universidade de Cambridge, também se lançou ao desafio de construir um equipamento para ensaios *simple shear*. O equipamento desenvolvido por Roscoe (1953), denominado de “Equipamento de Cambridge” está detalhado na seção 2.2. Após Roscoe, vários outros pesquisadores na Universidade de Cambridge realizaram modificações neste equipamento.

Trinta anos após o SGI ter apresentado o seu equipamento *simple shear*, no *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI), Bjerrum e Landva (1966) descreveram diversas modificações introduzidas neste equipamento, que passou a ser denominado de “Equipamento NGI”. Mais recentemente, outros equipamentos foram desenvolvidos com base neste descrito por Bjerrum e Landva (1966).

Os anos 1930 também mostraram a introdução dos equipamentos para ensaios triaxiais. Os ensaios triaxiais ofereciam diversas vantagens sobre o ensaio de cisalhamento direto (os resultados de ensaio eram mais facilmente interpretados, a orientação da superfície de ruptura não era predeterminada, a poro-pressão podia ser medida, entre outras). Estas vantagens levaram ao desenvolvimento e ao refinamento dos equipamentos triaxiais, tanto que os ensaios triaxiais passaram a ser usados preferencialmente aos ensaios de cisalhamento direto, na maioria dos laboratórios comerciais (Matthews, 1988). O equipamento triaxial convencional, todavia, padecia de um número de limitações que podiam questionar a sua relevância na simulação de situações de campo, entre elas: a incapacidade de permitir a rotação das direções das tensões principais em intervalos menores do que 90° e a incapacidade de impor um modo cisalhante de deformação plana. Estas limitações são superadas pelos equipamentos *simple shear*.

Durante as décadas de 70 e 80, desenvolveu-se uma discussão entre os pesquisadores com relação às vantagens/desvantagens relativas dos equipamentos para ensaios *simple shear* do NGI e da Universidade de Cambridge. Devido à simplicidade do equipamento e à facilidade com que as condições de campo são simuladas, o equipamento para ensaios *simple shear* desenvolvido pelo NGI tornou-se popular e, devido à sua complexidade, o equipamento *simple shear* de Cambridge permaneceu primariamente uma ferramenta de pesquisa e não foi aceito pela indústria de ensaios comerciais em solos.

A partir da década de 80 vários novos equipamentos *simple shear* foram projetados com base nos primeiros equipamentos desenvolvidos, tanto o da Universidade de Cambridge como o do NGI. A grande maioria destes equipamentos tem sido utilizada pelos pesquisadores para o estudo do comportamento de solos submetidos a carregamentos cíclicos: oriundos da propagação de ondas causadas por terremotos, vibrações causadas por máquinas ou pelo tráfego de veículos, entre outros.

Ainda, a década de 80 viu o surgimento dos primeiros equipamentos *hollow cylinder* (Hight *et al.*, 1983), baseados na idéia de produzir deformações planas e conhecer o completo estado de tensões aplicadas nos corpos de prova de solos, incluindo a rotação das direções das tensões principais, potencialmente solucionando os problemas encontrados nos equipamentos *simple shear*. Atualmente, este ensaio tem sido implementado em diversas universidades, inclusive na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, onde há um equipamento em desenvolvimento (Bernardes, 2007). Entretanto, devido à sua complexidade, tanto de

moldagem do corpo de prova (somente podem ser ensaiadas amostras reconstituídas) como de interpretação dos resultados, permanece uma ferramenta essencialmente de pesquisa.

2.2. Os equipamentos para ensaios *simple shear*

Esta seção discute os principais aspectos dos equipamentos *simple shear* existentes, desde os primeiros equipamentos, oriundos do NGI e de Cambridge, até os mais recentes equipamentos projetados, comentando as suas particularidades, vantagens e desvantagens.

2.2.1. Equipamentos “*simple shear*”

O equipamento *simple shear* SGI, descrito por Kjellman (1951), utilizava um corpo de prova cilíndrico confinado em uma membrana de borracha, a qual era reforçada com anéis de metal para manter constante a seção transversal circular durante o ensaio. A carga vertical era gerada por um braço de alavanca e transferida ao cabeçote do corpo de prova por um eixo situado no interior de uma bucha com rolamentos. A força horizontal era aplicada ao cabeçote do corpo de prova por um motor elétrico acoplado a uma caixa de engrenagens que girava um fuso. Para permitir uma regulagem contínua da força vertical aplicada ao corpo de prova, a haste de carregamento do braço de alavanca podia ser conectada a um mecanismo controlado por um parafuso micrométrico; a carga vertical aplicada era medida com um anel dinamométrico. O ensaio era realizado sob tensão controlada. Um dos problemas deste equipamento era a membrana de borracha, que não era suficientemente rígida para minimizar a deformação radial do corpo de prova sob a ação do estado de tensões aplicado. Desta forma, a distribuição de tensões nas superfícies de topo e base do corpo de prova não podia ser considerada uniforme (Bjerrum e Landva, 1966).

Bjerrum e Landva (1966) modificaram o equipamento SGI, que passou a ser conhecido por “Equipamento NGI”. Os autores introduziram a modalidade de cisalhamento por deformação controlada, diminuíram a razão altura/diâmetro (h/D) do corpo de prova de $1/3$ para $1/8$ e, também, trocaram os anéis de metal de reforço por um arame de metal na forma de espiral, o qual era incorporado no interior da membrana de borracha. Eles consideraram que a distribuição de tensões de cisalhamento seria mais uniforme para baixas

razões de h/D . O sistema de aplicação do deslocamento horizontal e da tensão vertical não foi alterado.

O problema maior do equipamento NGI era que a variação de volume dos corpos de prova não podia ser medida com precisão, devido à plastificação da membrana durante o ensaio. A plastificação da membrana também colocava em dúvida a habilidade do equipamento em manter a condição K_0 (deformação lateral nula) durante a fase de adensamento e as condições de deformação plana durante a fase de cisalhamento. A Figura 2.1 apresenta um esquema do equipamento apresentado por Bjerrum e Landva (1966).

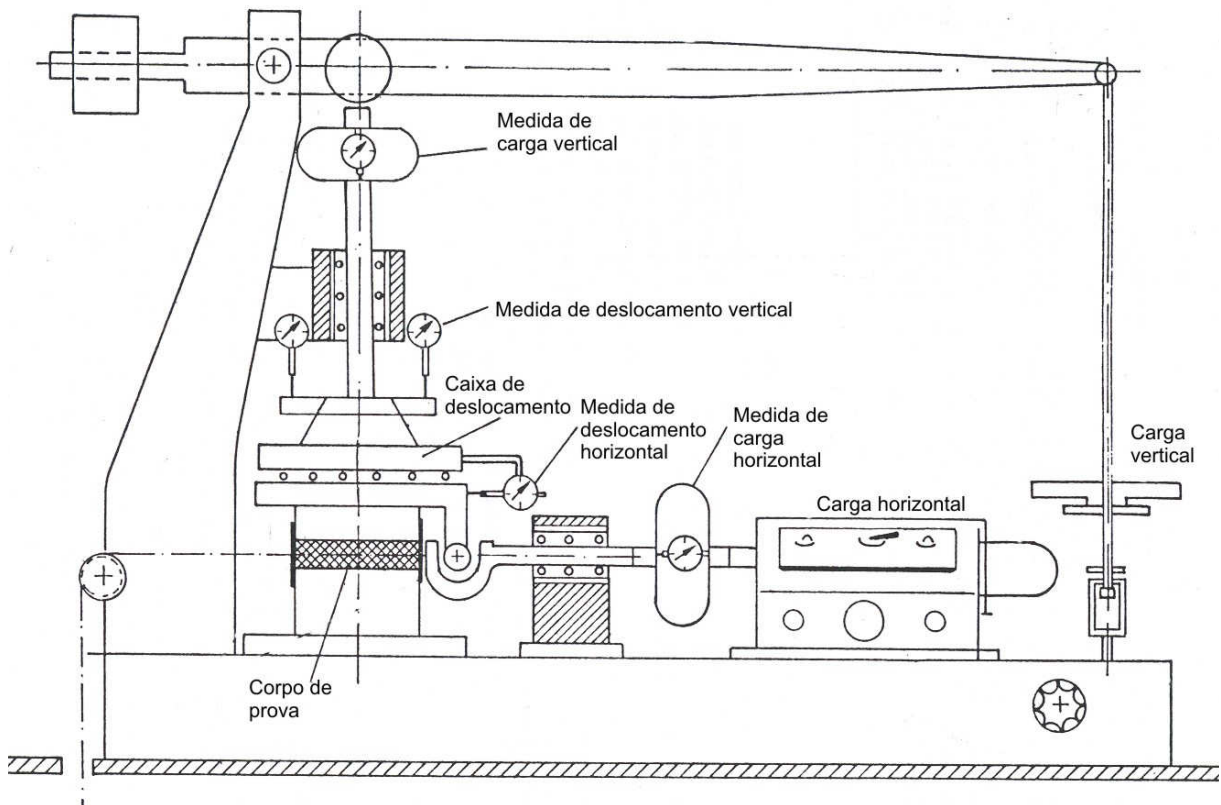


Figura 2.1. Equipamento *simple shear* NGI apresentado por Bjerrum e Landva (1966).

O equipamento *simple shear* da Universidade de Cambridge (Roscoe, 1953) utilizava amostras de forma cúbica com paredes laterais rígidas e forçava o corpo de prova de solo a deformar em forma de paralelogramo, através da rotação de dois pares de placas de metal rotuladas (*hinged end-flaps*). A intenção deste equipamento era aplicar deformações de cisalhamento uniformes nas faces verticais e horizontais do corpo de prova. A Figura 2.2 apresenta um esquema do equipamento *simple shear* apresentado por Roscoe (1953).

Posteriormente, o equipamento sofreu muitas modificações pelos pesquisadores da Universidade de Cambridge, que incluíram a colocação de células de carga dentro do pedestal, do cabeçote e nas placas de metal rotuladas, permitindo assim que as distribuições das tensões normais e de cisalhamento fossem determinadas. Entretanto, observou-se que as tensões de cisalhamento nas superfícies de base e topo caíam a zero nas extremidades do corpo de prova, resultando em uma distribuição de tensões normais não-uniforme nestas superfícies (Airey *et al.*, 1985).

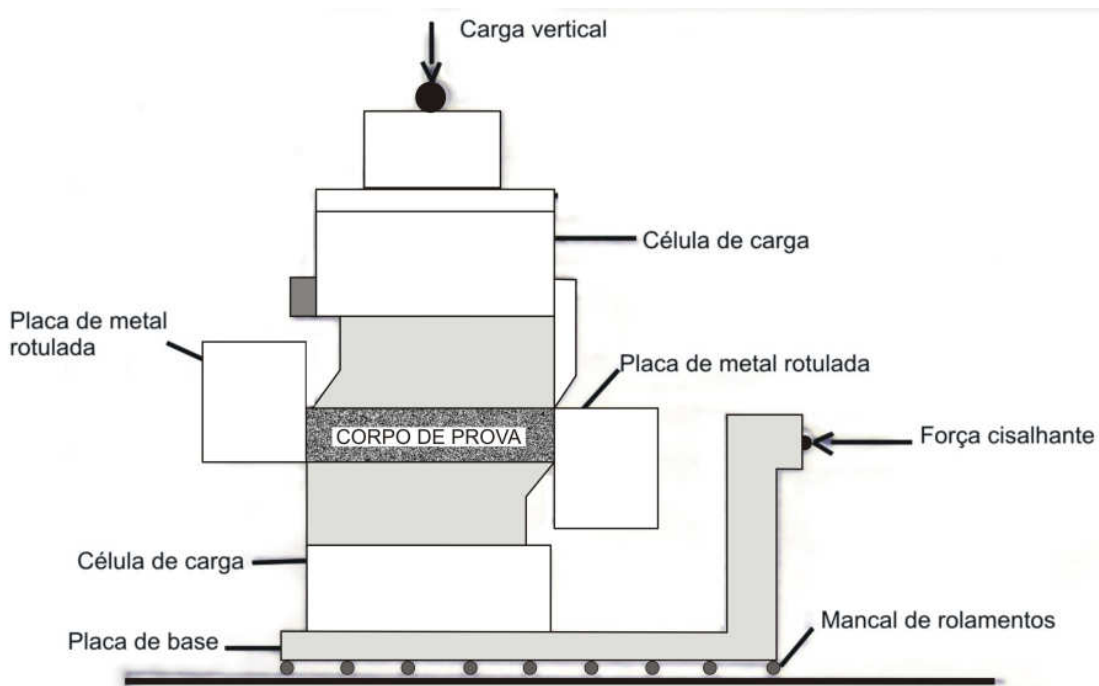


Figura 2.2. Equipamento *simple shear* de Cambridge, apresentado por Roscoe (1953).

Diversos equipamentos para ensaios *simple shear* utilizados atualmente foram baseados nos dois modelos originalmente projetados na Universidade de Cambridge e no NGI. Alguns pesquisadores implantaram no equipamento *simple shear* uma câmara de pressão. Desta forma o corpo de prova podia ser saturado pela aplicação de contra-pressão e a poro-pressão no interior da amostra podia ser medida. O primeiro equipamento deste tipo foi apresentado por Casagrande e Rendon (1978, *apud* Whang, 2001) que utilizaram uma versão do equipamento *simple shear* chamada de equipamento giratório, onde um corpo de prova cilíndrico era confinado por uma membrana de borracha, suportada lateralmente por uma mola externa de forma espiralada, e colocado em uma célula de pressão.

Tatsuoka e Silver (1981), Silver *et al.* (1980), Franke *et al.* (1979) e Dyvik *et al.* (1987) também realizaram ensaios *simple shear* cíclicos em corpos de prova cilíndricos instalados dentro de uma câmara de pressão.

Franke *et al.* (1979) desenvolveram um equipamento *simple shear*, baseado no equipamento NGI, com o intuito de realizar ensaios não drenados. Este equipamento utilizava ao redor do corpo de prova uma membrana de borracha, sem qualquer reforço, e uma câmara de pressão que permitia aplicar cargas verticais e horizontais. O embarrigamento lateral do corpo de prova era restringido através de um sistema de regulagem, no qual era permitida a drenagem, e a pressão na câmara era alterada para que a altura e o diâmetro do corpo de prova permanecessem constantes, do começo ao fim do ensaio. A Figura 2.3 apresenta o equipamento *simple shear* munido de câmara de pressão apresentado por Franke *et al.* (1979).

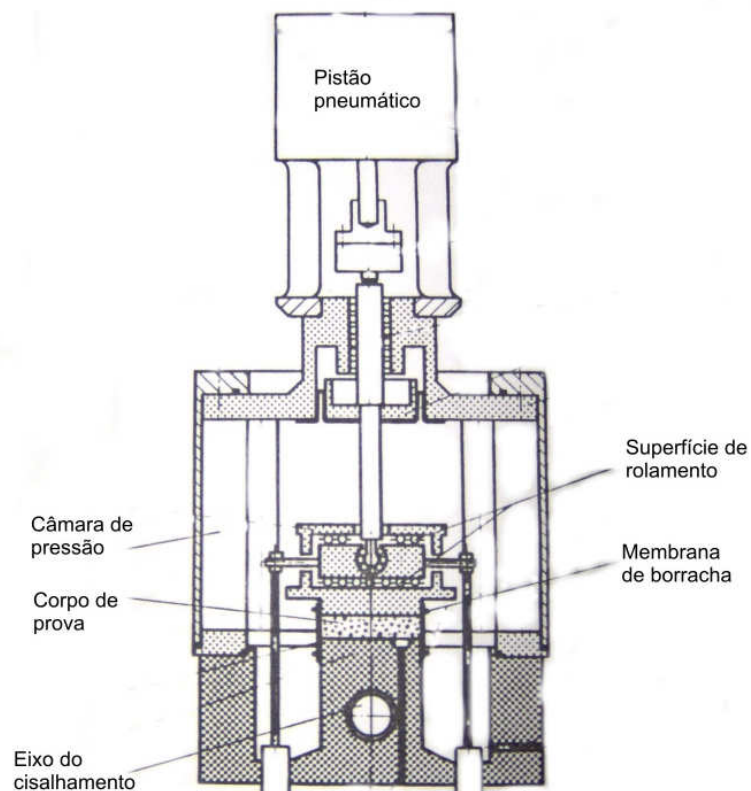


Figura 2.3. Equipamento *simple shear* apresentado por Franke *et al.* (1979).

A câmara de pressão projetada por Dyvik *et al.* (1987) podia ser instalada em qualquer equipamento *simple shear* do tipo NGI (comercializado pela empresa *Geonor A/S*) sem necessitar qualquer modificação no sistema de carregamento. Esta câmara permitia a

aplicação de pressão de confinamento fora do corpo de prova e a aplicação de contra-pressão dentro do corpo de prova. Uma seção transversal desta câmara é apresentada na Figura 2.4. A câmara possuía um selo de diafragma de borracha (do tipo *bellofram*), que proporcionava o selamento da câmara ao redor do corpo de prova enquanto permitia as deformações verticais durante o adensamento e as deformações horizontais durante o cisalhamento. Outro componente era uma célula de carga do tipo Cambridge situada entre a placa de base e o pedestal do corpo de prova. Esta célula era capaz de medir forças verticais (permitindo o cálculo das tensões normais) e horizontais (permitindo o cálculo das tensões de cisalhamento) simultaneamente. Desta forma, os erros devidos à rigidez relativa do selo de *bellofram* eram minimizados. O pedestal e o cabeçote possuíam pinos curtos que fixavam o corpo de prova e evitavam o escorregamento relativo durante o cisalhamento. O equipamento utilizava corpos de prova com área de 50cm^2 e altura de 1,6cm, confinados pela mesma membrana reforçada com arame usada no equipamento original NGI. A pressão de confinamento no interior da câmara e a contra-pressão no corpo de prova eram impostas de maneira similar à utilizada no equipamento triaxial NGI, também comercializado pela empresa *Geonor A/S* (Berre, 1982; Lacasse e Berre, 1987).

Budhu (1984a) descreveu modificações realizadas no equipamento NGI, para permitir que amostras de argilas saturadas pudessem ser ensaiadas. O equipamento ensaiava corpos de prova com diâmetro de 110mm e altura de 20mm. Um arame de alta resistência à tração foi usado para reforçar a membrana de borracha; pela conexão deste arame como um braço do circuito elétrico de ponte de Wheatstone, a tensão radial no corpo de prova podia ser determinada. Cinco células de carga foram arranjadas, em forma de cruz, em cada uma das superfícies horizontais. Para cada célula de carga, a força vertical e força cisalhante puderam ser determinadas. Com estas medidas, a distribuição das tensões normais e de cisalhamento nas superfícies de topo e de base do corpo de prova podia ser conhecida. O deslocamento relativo das superfícies de topo e base era medido por um transdutor de deslocamentos (do tipo LVDT) e os condutos de drenagem eram conectados a uma bureta para medir as variações de volume.

Chu e Vucetic (1992) descrevem um equipamento, com projeto diferenciado, o qual é uma das primeiras versões do equipamento para ensaios *simple shear* cíclicos. A carga vertical era aplicada por um cilindro pneumático com o pistão fixado no cabeçote do equipamento, que podia deslizar verticalmente ao longo de duas colunas rígidas. A magnitude da carga vertical era ajustada por um regulador de pressão e medida por uma célula de carga,

a qual era montada abaixo do pedestal do corpo de prova. O deslocamento vertical era medido por um LVDT situado entre o cabeçote e o pedestal do equipamento. Assim, falsas deformações não poderiam ocorrer na direção vertical porque a carga vertical transmitida através destas peças e superfícies de contato era mantida constante durante o ciclo cisalhante. Os deslocamentos horizontais eram aplicados ao pedestal por um eixo horizontal movido por um motor elétrico, enquanto o cabeçote era mantido fixo. A carga horizontal era medida por uma célula de carga fixada entre o pistão horizontal e o pedestal. A base do equipamento escorregava sobre mancais de rolamentos.

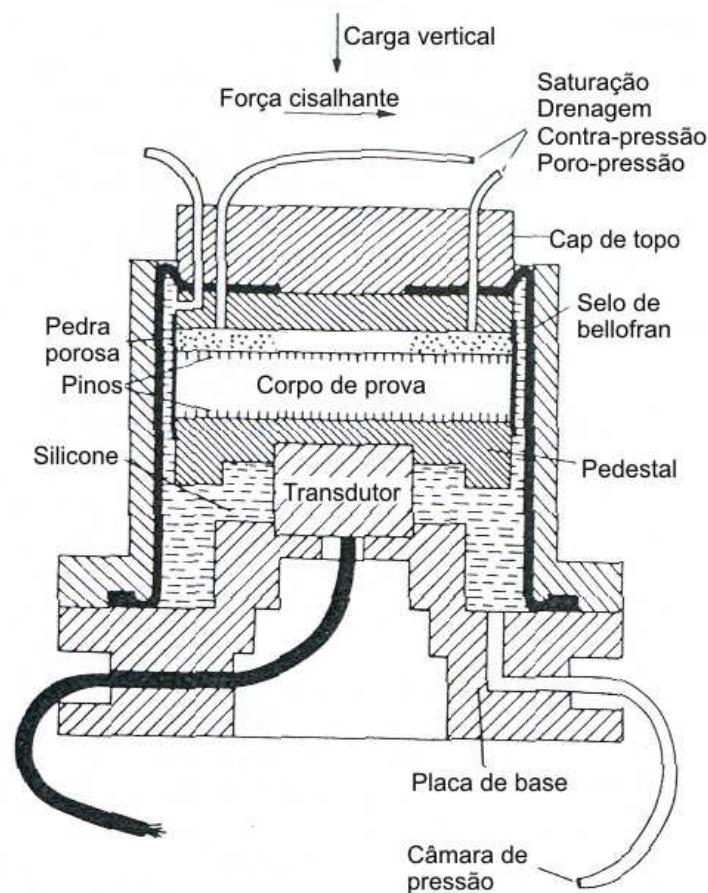


Figura 2.4. Seção transversal da câmara *de pressão* apresentada por Dyvik *et al.* (1987).

Esta configuração, apresentada por Chu e Vucetic (1992), apresentava dois problemas: (1) o atrito dos rolamentos era incluído na carga horizontal medida pela célula de carga e, (2) a transmissão do deslocamento horizontal cíclico era muito flexível. Portanto, um determinado deslocamento, aplicado ao eixo horizontal, discordava do deslocamento medido entre o cabeçote e pedestal do corpo de prova. Todavia, as variações de deformação de

cisalhamento eram ainda suficientemente pequenas para considerar o ensaio como um ensaio com deformação controlada. O deslocamento horizontal do pedestal, com relação ao cabeçote de corpo de prova, era medido por um transdutor de deslocamentos do tipo LVDT. Tal sistema para medição de deslocamento ultrapassava quase todas as conexões e peças que usualmente são responsáveis por deformações falsas nos equipamentos *simple shear*. As únicas peças situadas entre os dois pontos de medição que ainda contribuíam para as deformações falsas eram as pedras porosas, o pedestal e o cabeçote, além dos contatos entre as pedras porosas e o cabeçote e o pedestal. As pedras porosas utilizadas eram feitas de bronze e foram coladas diretamente no cabeçote e no pedestal, os quais eram feitos de aço; as deformações falsas envolvidas foram, portanto, consideradas negligenciáveis. Com tal arranjo, medidas de γ_c (amplitude da deformação de cisalhamento) tão pequenas quanto 0,008% puderam ser realizadas com sucesso nesse equipamento. O corpo de prova era confinado por uma membrana de borracha reforçada com arame. A Figura 2.5. apresenta o equipamento *simple shear* descrito por Chu e Vucetic (1992).

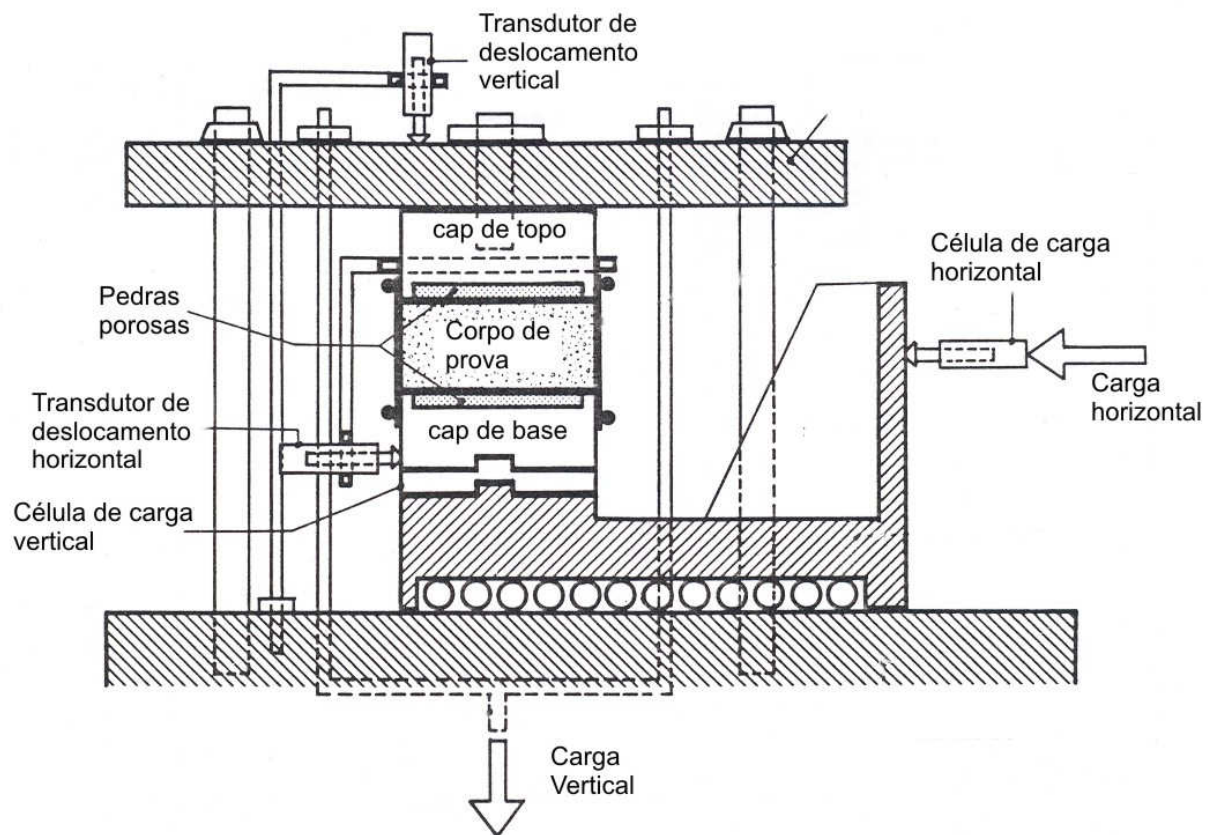


Figura 2.5. Equipamento *simple shear* apresentado por Chu e Vucetic (1992).

Outro equipamento, apresentado por Shaw e Brown (1986), foi desenvolvido para estudar as tensões geradas na base de um pavimento pela passagem do tráfego. Este equipamento foi chamado de “*simple shear* MKS” e utilizava um corpo de prova retangular com 210mm x 140mm de base e espessura de 30mm. A placa de topo continha células de carga de contato para a determinação da tensão normal e a base continha células similares para a determinação da tensão de cisalhamento. A placa de topo podia movimentar-se somente na direção vertical, o que permitia a medição da variação de volume. A força normal era aplicada por um cilindro pneumático, enquanto a força cisalhante era aplicada por dois cilindros pneumáticos, um em cada lado da base, a qual era montada sobre roletes para movimentar-se com baixo atrito.

2.2.2. Equipamentos “*simple shear*” bi-direcionais

Alguns equipamentos para ensaios *simple shear* descritos na literatura possibilitam a aplicação de deslocamentos horizontais em duas direções; estes equipamentos visam principalmente simular as condições de carregamento cíclico impostas por terremotos.

Ishihara e Yamazaki (1980) descreveram o desenvolvimento de um equipamento *simple shear* bi-direcional contendo uma câmara de pressão, que possibilitava aplicar pressão de confinamento na célula de cisalhamento e contra-pressão no interior do corpo de prova. Este equipamento era dotado de dois eixos para aplicação de força em duas direções horizontais perpendiculares, simultaneamente. O movimento do carro conectado à célula de cisalhamento era guiado por mancais de rolamentos e este movimento era aplicado à placa de topo do equipamento, enquanto a base permanecia fixa. O corpo de prova era envolvido por uma membrana de borracha presa ao cabeçote e ao pedestal por anéis de vedação O-rings. Ao redor do corpo de prova, a membrana era circundada por anéis de *teflon* empilhados, sem folga entre eles. A Figura 2.6 apresenta um esquema do equipamento *simple shear* bi-direcional apresentado por Ishihara e Yamazaki (1980).

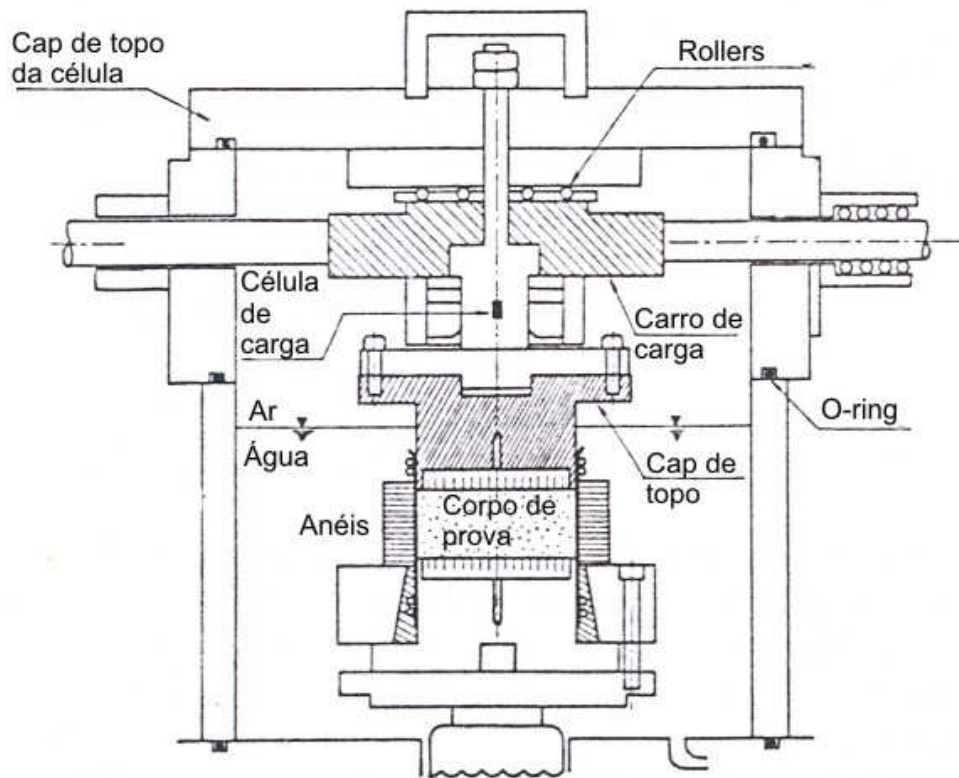


Figura 2.6. Equipamento *simple shear* bi-direcional apresentado por Ishihara e Yamazaki (1980).

Mais recentemente, Whang (2001) descreveu um equipamento *simple shear* bi-direcional baseado num equipamento previamente desenvolvido por Boulanger *et al.* (1993). Whang (2001) introduziu várias modificações no projeto original para solucionar algumas limitações, como (a) a inclusão de uma célula de pressão, para permitir a saturação do corpo de prova por contra-pressão; (ii) a redução da deformabilidade do equipamento para melhor reproduzir condições de contorno do tipo *simple shear* e (iii) a capacidade de carregamento bi-direcional. O equipamento descrito por Whang (2001) é apresentado na Figura 2.7. Este projeto ainda incluiu a utilização de (a) uma estrutura formada por um pórtico de três colunas munidas de guias de rolamentos de alta performance para minimizar a rotação do cabeçote do corpo de prova; (b) um sistema de controle hidráulico para permitir um carregamento cíclico de alta frequência e (c) duas células de carga conectadas para possibilitar a medição bi-direcional.

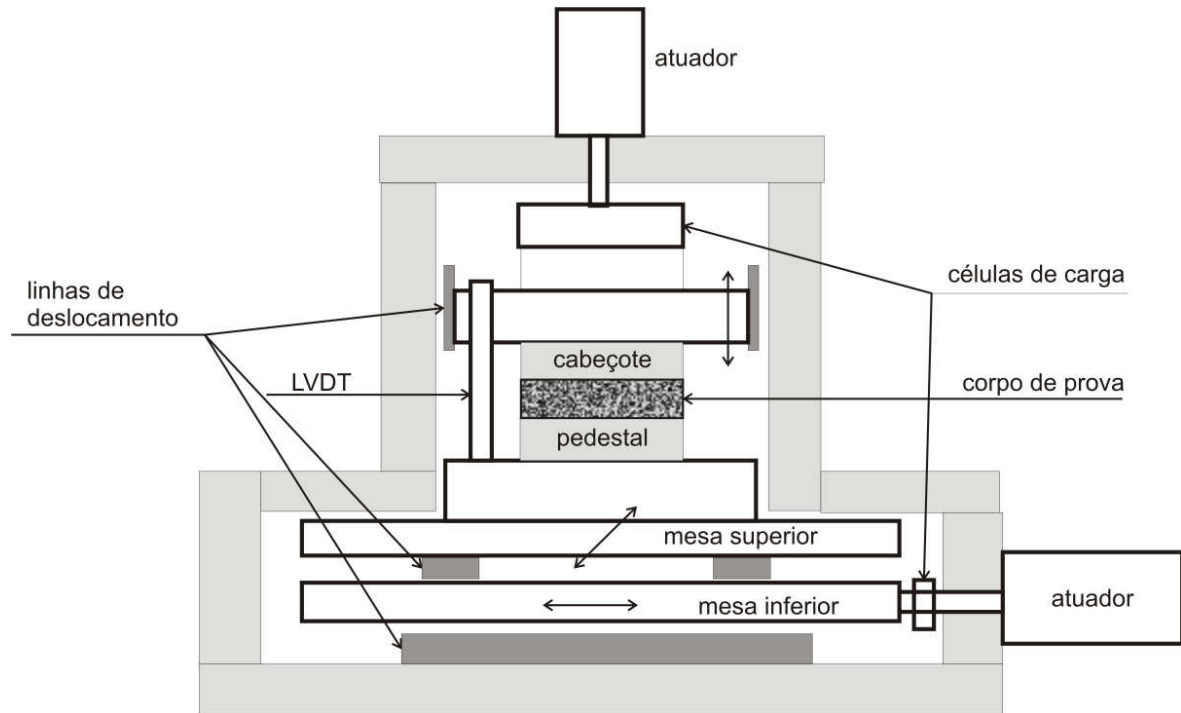


Figura 2.7. Equipamento *simple shear* apresentado por Whang (2001).

2.2.3. Equipamentos “*simple shear*” de corpo de prova duplo

Segundo Doroudian e Vucetic (1995), ensaios com medição de pequenas deformações não são geralmente realizados no equipamento *simple shear* convencional por duas razões: (1) pela deformabilidade elevada do equipamento e (2) pelo atrito geralmente existente no mecanismo de aplicação de carga. A tensão de cisalhamento causada pelo atrito nos roletes (onde ocorre aplicação de carga) pode, a pequenas deformações, ser muito grande em relação à tensão de cisalhamento que efetivamente alcança o corpo de prova de solo, podendo até excedê-la.

Visando eliminar estes problemas, Doroudian e Vucetic (1995) desenvolveram um equipamento inovador, denominado de “equipamento *simple shear* de corpo de prova duplo”. O atrito no mecanismo de aplicação de carga foi eliminado no equipamento *simple shear* de corpo de prova duplo pela introdução de outro corpo de prova. Este equipamento foi construído com componentes de aço inoxidável de grande espessura para minimizar a deformabilidade mecânica. As tensões de cisalhamento eram então calculadas simplesmente pela divisão da força cisalhante horizontal, detectada pela célula de carga, por duas vezes a área dos corpos de prova. A carga vertical era aplicada por um cilindro pneumático e ajustada

com um regulador de pressão de ar. A medição da força vertical era feita por uma célula de carga vertical montada entre o cabeçote do corpo de prova superior e o eixo do cilindro pneumático. Durante o adensamento, o recalque do corpo de prova era medido por um transdutor de deslocamentos do tipo LVDT instalado entre o cabeçote e o cilindro. A força horizontal era medida por uma célula de carga conectada na placa central que separa os dois corpos de prova; esta força era aplicada por um cilindro pneumático. O deslocamento horizontal da placa central - em relação ao cabeçote do corpo de prova superior e o pedestal do corpo de prova inferior - era medido por um transdutor de proximidade. Este sistema para medição de deslocamentos horizontais ultrapassava todas as conexões e peças que poderiam gerar deformações falsas no equipamento *simple shear*, exceto as conexões das pedras porosas ao cabeçote e ao pedestal. Para minimizar estas deformações falsas, o pedestal, o cabeçote e a placa central foram usinados em aço inoxidável e as pedras porosas usinadas em bronze; além disto, as pedras porosas foram coladas ao cabeçote e ao pedestal; assim, segundo os autores, as deformações falsas passariam a ser negligenciáveis. Durante o ensaio, depois de completado o adensamento, os corpos de prova eram alinhados verticalmente e as placas de topo e base eram firmemente fixadas. Os corpos de prova eram confinados por membranas de borracha reforçadas com arame, conforme o padrão NGI. A Figura 2.8 apresenta o equipamento *simple shear* de corpo de prova duplo descrito por Doroudian e Vucetic (1995).

Segundo Lanzo *et al.* (1997) e Cavallaro *et al.* (2003), que utilizaram o equipamento descrito por Doroudian e Vucetic (1995), a particularidade deste equipamento é a utilização de dois corpos de prova, talhados a partir da mesma amostra, que são ensaiados ao mesmo tempo, ao invés de somente um corpo de prova, como no equipamento convencional. Esta configuração especial, juntamente com os componentes de grande rigidez do equipamento, permite eliminar quase completamente os problemas associados com deformações falsas, deformabilidade do sistema e atrito entre componentes. Como resultado, tensões e deformações muito pequenas podem ser aplicadas e medidas com grande exatidão, de maneira controlada.

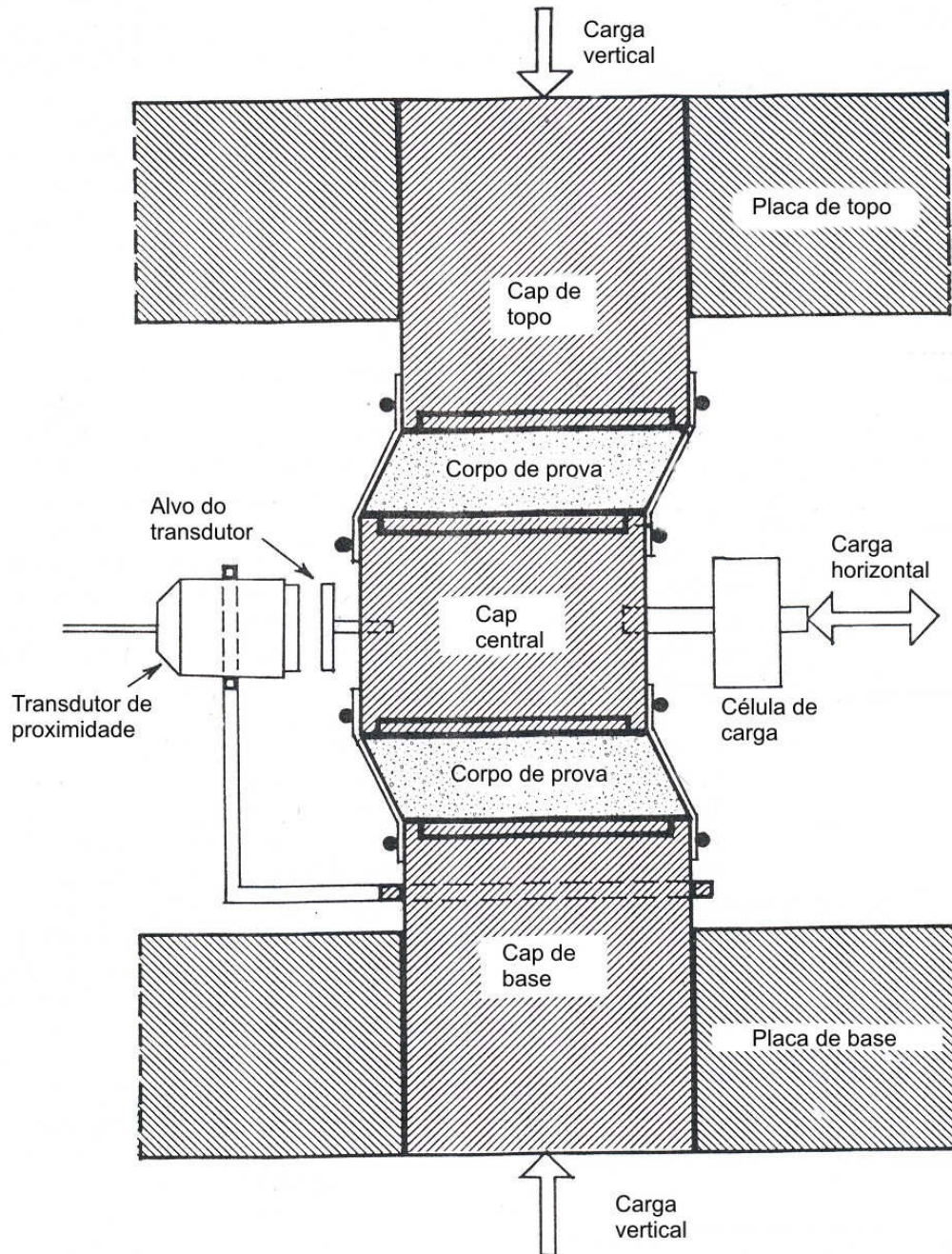


Figura 2.8 Equipamento *simple shear* de corpo de prova duplo apresentado por Doroudian e Vucetic (1995).

2.3. O ensaio *simple shear*

No equipamento *simple shear*, o corpo de prova é adensado sob uma condição de deformação lateral nula (K_0), hipótese básica do ensaio, e então cisalhado no plano horizontal, permitindo assim aplicar ao corpo de prova uma distorção por cisalhamento em apenas uma direção, conforme apresentado na Figura 2.9. A Figura 2.9 apresenta as definições básicas do ensaio *simple shear*. Nesta figura, tem-se σ_y = tensão vertical, σ_x = tensão horizontal, D = diâmetro do corpo de prova, h = altura do corpo de prova, τ_{xy} = tensão de cisalhamento, ϵ_x = deformação horizontal, ϵ_y = deformação vertical, γ_{xy} = deformação de cisalhamento.

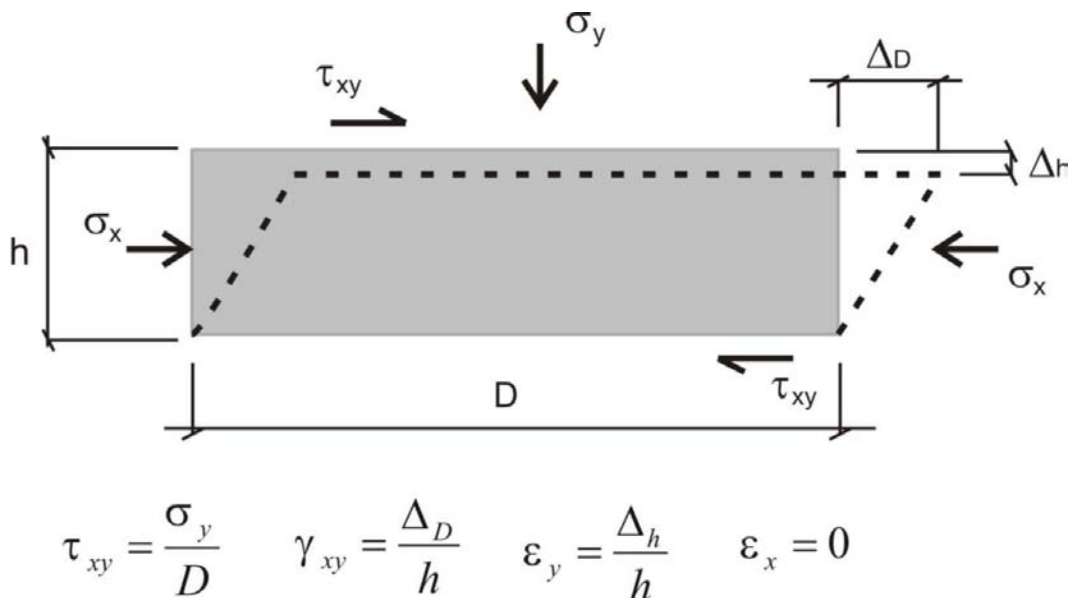


Figura 2.9. As definições básicas do ensaio *simple shear*.

O corpo de prova de solo, no ensaio *simple shear*, é uniformemente deformado em cisalhamento simples com uma condição de deformação plana. O corpo de prova, confinado por uma membrana de borracha e anéis metálicos, convenientemente distanciados, pode sofrer variações na sua espessura (altura), enquanto as variações no diâmetro não são permitidas. A deformação do corpo de prova em cisalhamento simples é assim permitida com este arranjo de anéis. O ensaio *simple shear*, por utilizar corpos de prova relativamente finos, consegue atingir uma deformação de cisalhamento relativamente uniforme.

Em contraste com o equipamento triaxial, que é baseado no controle das tensões principais, o equipamento *simple shear* controla as condições de deformação, enquanto a direção e a magnitude das tensões principais são desconhecidas. Durante a fase de adensamento deste ensaio, a tensão principal maior é igual à tensão de adensamento vertical (σ_y) e a tensão horizontal (σ_x) é igual a ($K_0 \times \sigma_y$). O aumento de tensão de cisalhamento τ_{xy} no plano horizontal causa uma rotação da tensão principal maior e uma variação na sua magnitude.

Muitos trabalhos experimentais sobre o comportamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos têm sido realizados em equipamentos triaxiais. Todavia, o carregamento imposto ao solo não é reproduzido com precisão pelo ensaio triaxial, principalmente quando há uma rotação da direção das tensões principais que se sobrepõe à variação da grandeza das mesmas tensões, pois este tipo de equipamento pode somente trocar a direção da tensão principal maior com a direção da tensão principal menor. Já os equipamentos *simple shear*, por permitirem uma rotação contínua da direção das tensões principais, podem simular estas condições facilmente (Lanzo *et al.*, 1997).

A importância de um ensaio permitir a rotação da direção das tensões principais também foi discutida por Arthur *et al.* (1980). Segundo os autores, para os solos isotrópicos a desconsideração da rotação da direção das tensões principais não ocasiona maiores problemas; entretanto, para os solos anisotrópicos (a maioria dos solos naturais), pode ser desastrosa. Os resultados de ensaios que não permitem esta rotação devem então ser utilizados com cuidado, especialmente na simulação de comportamento cíclicos.

A Figura 2.10, modificada de Leroueil e Hight (2003), ilustra uma das inúmeras situações onde há uma rotação contínua da direção da tensão principal maior efetiva σ_1' (que forma um ângulo ψ com a direção vertical).

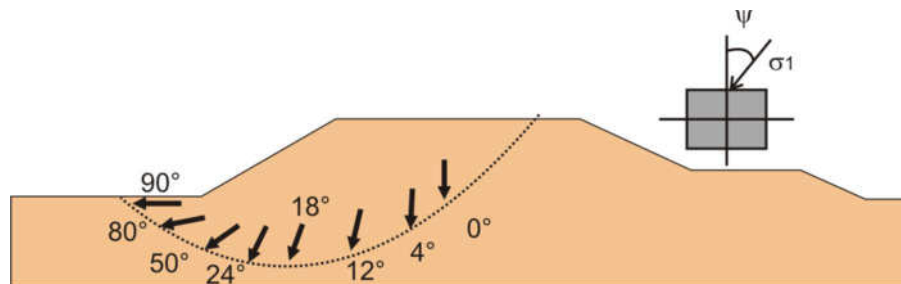


Figura 2.10. Variação de ψ ao longo da superfície de ruptura de um aterro (Leroueil e Hight, 2003).

A Figura 2.11, apresentada por Bernardes (2007), ilustra o efeito da rotação da direção das tensões principais em um elemento de solo. As condições de carregamento em campo devem considerar a rotação da direção das tensões principais associadas às variações na magnitude destas tensões.

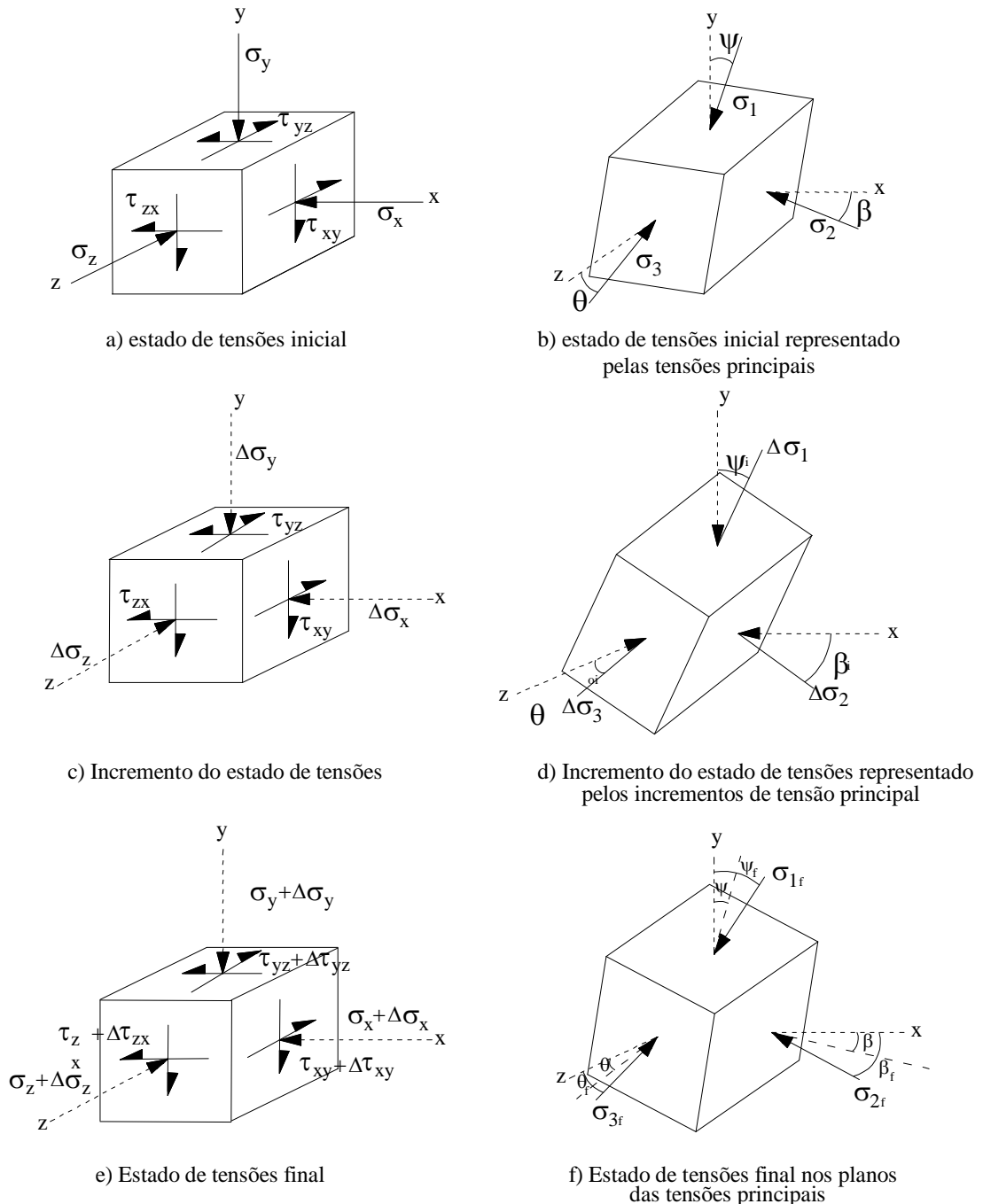


Figura 2.11. Rotação das tensões principais em um elemento de solo [modificado de Bernardes (2006)].

As críticas mais frequentes feitas aos equipamentos *simple shear* referem-se às tensões não uniformes geradas no corpo de prova, à ocorrência de falsas deformações e à ocorrência de perdas na transmissão de forças pelo atrito nos componentes mecânicos. Estas questões estão abordadas a seguir na seção 2.3.2.

2.3.1. O estado de tensões no ensaio *simple shear*

O comportamento dos solos no ensaio de cisalhamento simples é complexo. Devido ao fato de que as condições de tensões são desconhecidas, a interpretação dos resultados de ensaio é limitada para uma consideração de tensão normal e tensão de cisalhamento atuando no plano horizontal. Segundo Wood *et al.* (1979), o conhecimento da tensão vertical efetiva e da tensão de cisalhamento, aplicadas ao corpo de prova, não é suficiente para determinar o completo estado de tensões efetivas no corpo de prova, pois isto define apenas um ponto no círculo de Mohr, como mostra a Figura 2.12, apresentada por Atkinson *et al.* (1991).

O corpo de prova é suposto rompendo quando a tensão de cisalhamento no plano horizontal apresenta um pico, independente se a tensão de cisalhamento atuando em outro plano poderia ter mobilizado anteriormente a resistência ao cisalhamento ao longo deste plano. Em outras palavras, os resultados dos ensaios de cisalhamento simples são interpretados como um ensaio modelo ilustrando as condições em uma estreita zona cisalhante separando dois corpos rígidos que se movimentam relativamente entre si (Bjerrum e Landva, 1966).

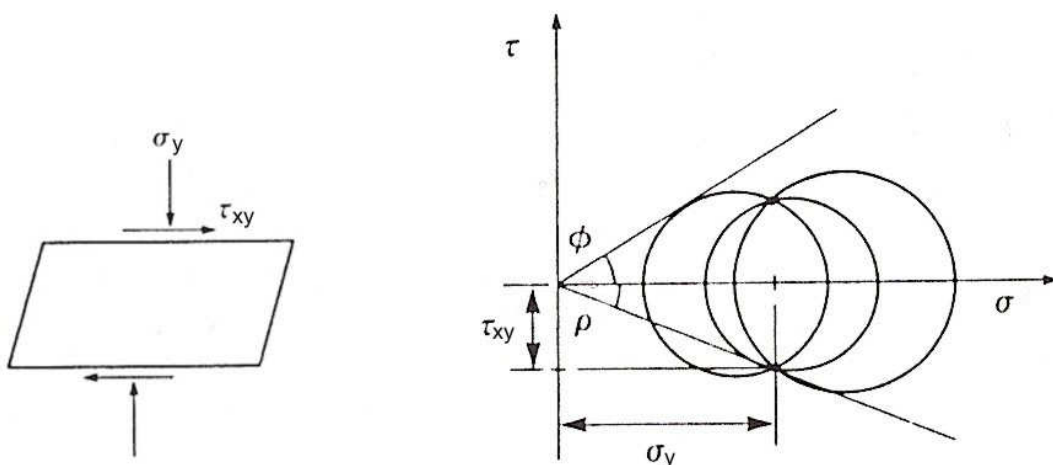


Figura 2.12. Condições de contorno do ensaio *simple shear* [modificado de Atkinson *et al.* (1991)].

Segundo Budhu (1988a), tradicionalmente duas aproximações são utilizadas para determinar o estado de tensões na ruptura no ensaio *simple shear*. A primeira e mais popular é a hipótese de que os planos horizontais são planos de máxima obliquidade de tensões, conforme apresentado na Figura 2.13a. A segunda aproximação é supor que os planos horizontais são planos de máxima tensão de cisalhamento, conforme apresentado na Figura 2.13b.

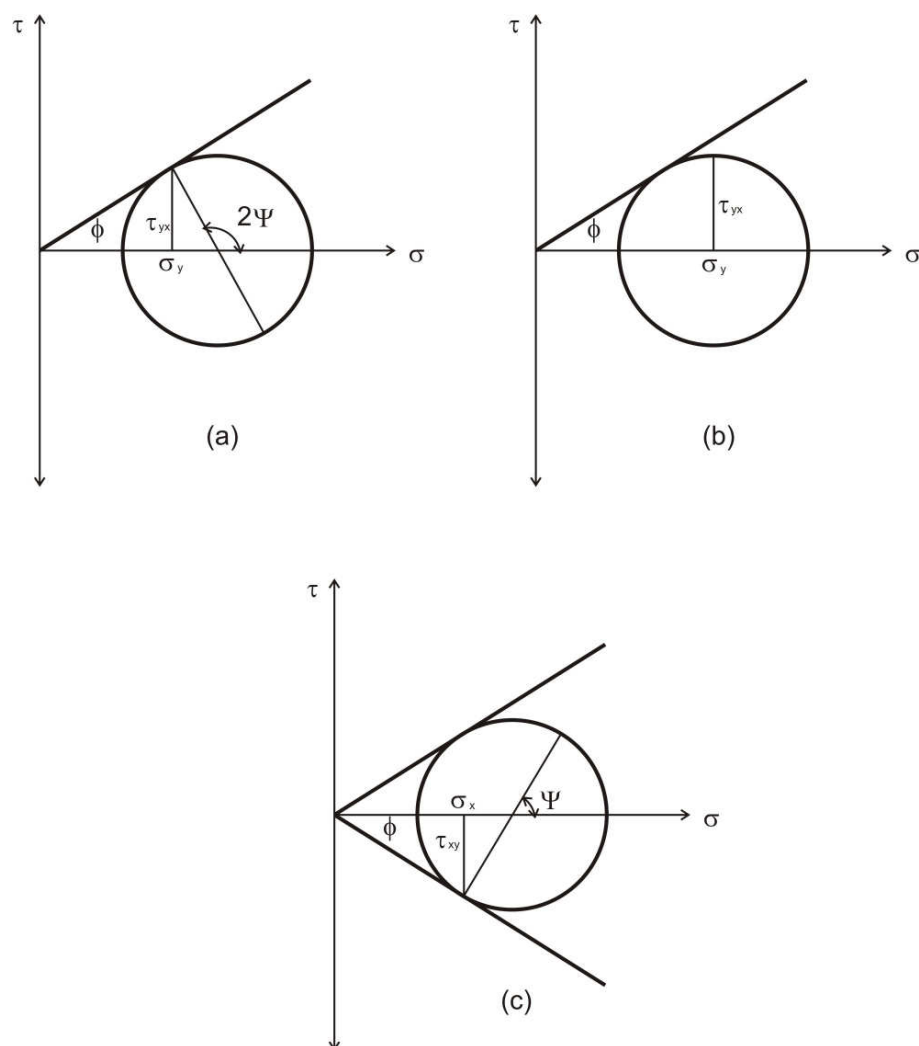


Figura 2.13. O estado de tensões na ruptura no ensaio *simple shear*: (a) planos horizontais são planos de máxima obliquidade de tensões; (b) planos horizontais são planos de máxima tensão de cisalhamento; (c) planos verticais são planos de máxima obliquidade de tensões [modificado de Budhu (1988a)].

De Jong (1971, *apud Wood et al.*, 1979) propôs outra aproximação, de que a ruptura no ensaio *simple shear* poderia ocorrer tanto pelo escorregamento nos planos horizontais quanto pelo escorregamento nos planos verticais, quando estes em conjunto também rotacionam. Entretanto, se as condições de contorno são tais que ambos os modos de ruptura são igualmente possíveis, o corpo de prova escolherá aquele com menor resistência, o último. Este estado de tensões é apresentado na Figura 2.13c.

Alguns autores, como Airey *et al.* (1985) e Wroth (1984), também comprovaram a hipótese proposta por De Jong (1971, *apud Wood et al.*, 1979). Budhu (1988b) realizou ensaios *simple shear* utilizando os equipamentos de Cambridge e NGI especialmente instrumentados. Os resultados obtidos por este autor concordaram com a proposta apresentada por De Jong (1971, *apud Wood et al.*, 1979). A Figura 2.14 apresenta os resultados obtidos por Budhu (1988b), verificando-se que a ruptura, em qualquer dos equipamentos utilizados, ocorre primeiro no plano vertical.

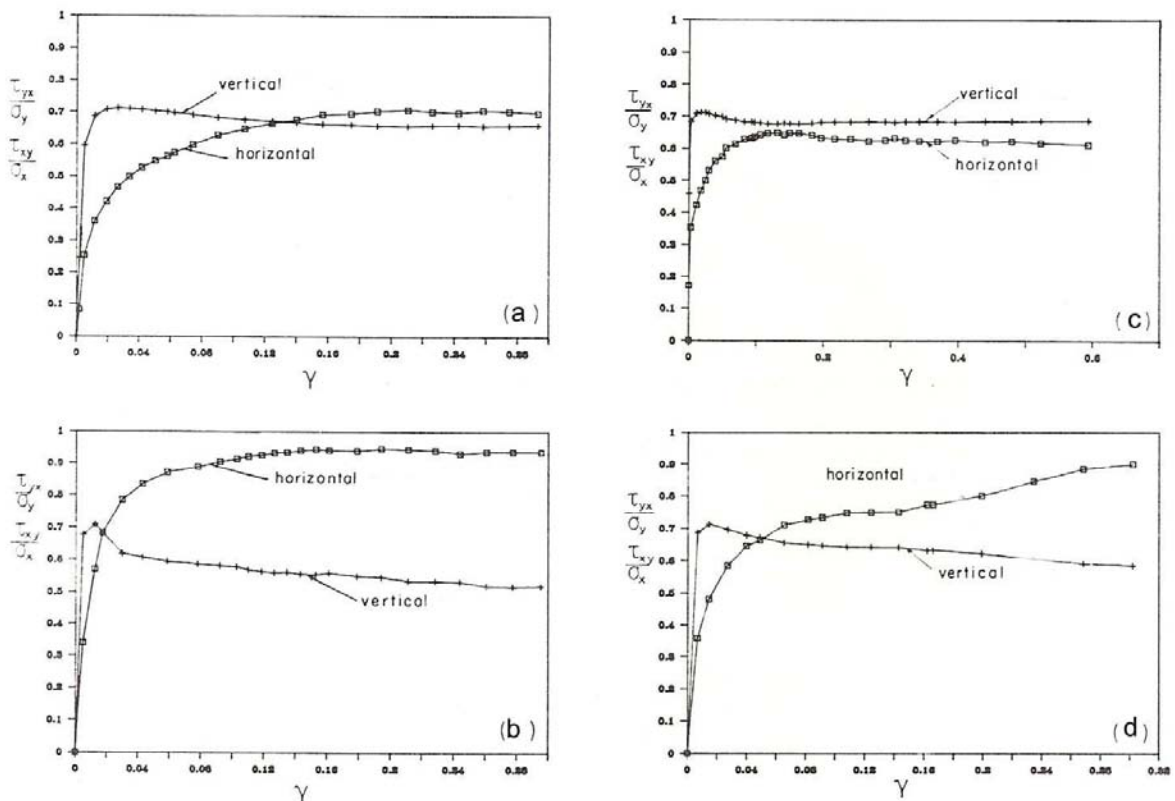


Figura 2.14. Variação das tensões de cisalhamento nos planos horizontal e vertical com a deformação de cisalhamento: (a) ensaio monotônico em areia fofa, realizado no equipamento de Cambridge; (b) ensaio monotônico em areia compacta, realizado no equipamento de Cambridge; (c) ensaio monotônico em areia fofa, realizado no equipamento NGI; (d) ensaio monotônico em areia compacta, realizado no equipamento NGI [modificado de Budhu (1988a)].

Wroth (1987) realizou um estudo experimental numa argila normalmente adensada e, conforme apresentado na Figura 2.15, concluiu que, para a condição de τ_{yx} máximo, a envoltória de ruptura é tangenciada no ponto T e não no ponto B, conforme tradicionalmente previsto. Isto sugere que a condição de máxima obliquidade de tensões ocorre no plano vertical e não no plano horizontal. Budhu (1988a), num estudo experimental em areias, confirmou que a ruptura tem início nos planos que alcançam primeiro a máxima obliquidade de tensões; estes planos, os planos verticais, são os mais fracos. Depois que a máxima razão de tensões (τ_{xy} / σ_x) é alcançada no plano vertical, a tensão lateral (σ_x) não varia, tanto que os planos de máxima obliquidade de tensões permanecem verticais.

O conhecimento completo estado de tensões no corpo de prova é necessário para se poder definir a trajetória de tensões seguida pelo ensaio e poder comparar os resultados obtidos no ensaio *simple shear* com os resultados obtidos em outros ensaios, como o triaxial, por exemplo.

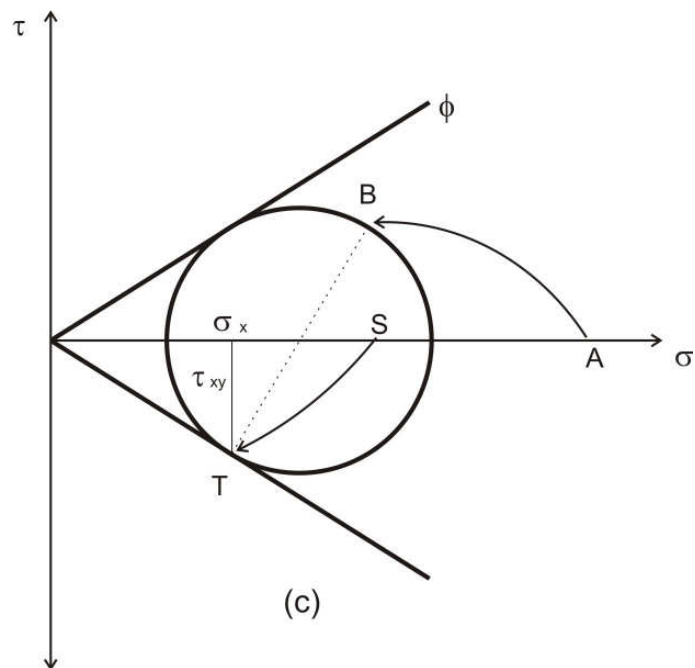


Figura 2.15. Envoltória de ruptura e estado de tensões na ruptura para uma argila [modificado de Wroth (1987)].

No equipamento *simple shear* do tipo NGI, somente a tensão normal e a tensão de cisalhamento no plano horizontal são conhecidas. Entretanto, é possível calcular o ângulo de atrito interno mobilizado no plano vertical, o qual, pelo menos neste ensaio, corresponde ao ângulo de atrito interno no estado crítico, a partir da máxima razão de tensões, mobilizada nos plano horizontal (Budhu, 1988a).

Wood *et al.* (1979) realizaram um programa de ensaios *simple shear* no equipamento de Cambridge, que, com seu arranjo complexo de células de carga, permite o completo conhecimento do estado de tensões no corpo de prova. Os autores também realizaram ensaios *simple shear* no equipamento NGI e conseguiram, com algumas equações baseadas em hipóteses simplificadas, determinar o estado de tensões completo no ensaio *simple shear* do tipo NGI. Estas equações são reproduzidas a seguir (Equações 2.2 a 2.10).

Conforme apresentado na Figura 2.16a, no ensaio *simple shear* do tipo NGI são conhecidos apenas τ_{xy} e σ_y . A informação adicional necessária, para o completo conhecimento do estado de tensões aplicado ao corpo de prova, é um postulado básico da teoria da plasticidade, ou seja, a coincidência dos eixos principais dos incrementos de deformações e tensões (Wood *et al.*, 1979). A Figura 2.16b apresenta as variáveis τ_{xy} e σ_y e os círculos de Mohr representativos da situação descrita acima.

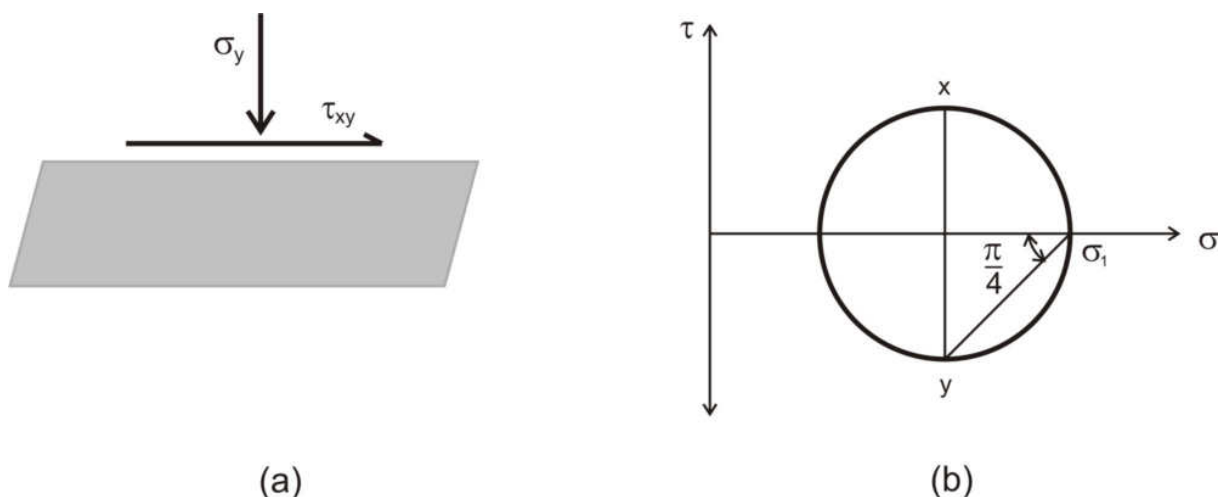


Figura 2.16. Esquema do ensaio *simple shear* e o correspondente círculo de Mohr: (a) medidas obtidas no ensaio *simple shear*; (b) círculo de Mohr no estado crítico [modificado de Wood *et al.* (1979)].

A equação 2.1 apresenta a razão de tensões R , onde k é uma constante do solo. A Equação 2.2, proposta por Oda (1975), também supõe que, no estado crítico, os eixos principais dos incrementos de deformações e tensões coincidem, tanto que $\psi = 45^\circ$, gerando a Equação 2.3.

$$R = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_y} \quad \text{Equação 2.1}$$

$$R = k \cdot \tan \psi \quad \text{Equação 2.2}$$

$$R_{cv} = \sin \phi_{cv} = k \quad \text{Equação 2.3}$$

onde:

R = razão de tensões;

τ_{xy} = tensão de cisalhamento no plano horizontal;

σ_y = tensão vertical;

k = constante do solo;

ψ = ângulo entre a direção do eixo principal de tensões e a direção vertical;

R_{cv} = razão de tensões no estado crítico;

ϕ = ângulo de atrito interno;

ϕ_{cv} = ângulo de atrito interno no estado crítico.

A partir da Equação 2.2, e considerando a geometria do círculo de Mohr de tensões, pode-se deduzir as Equações 2.4 a 2.7 (Wood *et al.*, 1979). A Equação 2.5 sugere que σ_3 deve ser constante em um ensaio realizado com σ_y constante e, então, a trajetória de tensões no espaço $t:s$ deve ter um gradiente de unidade. No entanto, isto é uma aproximação, pois no decorrer do cisalhamento, a tensão vertical no interior da amostra é esperada sofrer alguma variação (Wood *et al.*, 1979).

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_y} = 1 + \frac{R^2}{k} \quad \text{Equação 2.4}$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_y} = 1 - k \quad \text{Equação 2.5}$$

$$\frac{t}{\sigma_y} = \frac{(R^2 + k^2)}{2 \cdot k} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$\frac{s}{\sigma_y} = 1 + \frac{(R^2 - k^2)}{2 \cdot k} \quad \text{Equação 2.7}$$

onde:

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor;

$$t = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3);$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3).$$

A Figura 2.17 apresentada a seguir ilustra os resultados obtidos por Wood *et al.* (1979). Nesta figura pode-se ver a trajetória seguida pelo ensaio no plano t:s, considerando as tensões medidas no ensaio *simple shear* realizado com o equipamento de Cambridge, completamente instrumentado, e as tensões calculadas com as equações apresentadas acima.

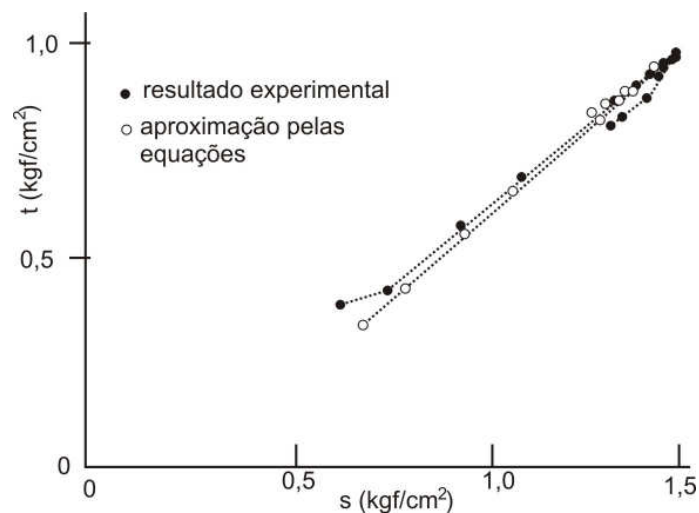


Figura 2.17. Comparação entre as trajetórias de tensões no plano t:s, considerando o ensaio *simple shear* instrumentado e as aproximações pelas equações 2.1 a 2.7 [modificado de Wood *et al.* (1979)].

Pelo menos no início do ensaio, $R = 0$, pois $\tau_{xy} = 0$. Assim, as Equações 2.4 e 2.5 formam a relação apresentada na Equação 2.8. A Equação 2.8 sugere a independência de K_0 em relação à densidade inicial. É interessante notar que, enquanto a Equação 2.8 dá o valor limite da razão σ_3/σ_1 para R tendendo a zero, qualquer valor de K_0 pode ser escolhido sem conflito com a Equação 2.2 para valores de $R = \psi = 0$. É de se esperar que, para baixos valores de R e ψ , a trajetória de tensões não se apresente necessariamente como uma linha reta.

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K_0 = 1 - k \quad \text{Equação 2.8}$$

onde:

K_0 = coeficiente de empuxo ao repouso.

Conforme já comentado anteriormente, se qualquer comparação entre os resultados do ensaio *simple shear* e os resultados de ensaios triaxiais é desejada, o completo estado de tensões no corpo de prova deve ser conhecido: isto inclui o conhecimento da tensão principal intermediária (σ_2).

Segundo os resultados apresentados por Wood *et al* (1979), a Equação 2.9 apresenta uma estimativa útil e de razoável precisão, desde que algum estado de ruptura tenha sido desenvolvido. Entretanto, não reflete precisamente as condições no início do ensaio nem no descarregamento do corpo de prova.

$$\sigma_2 = k_1 \cdot s \quad \text{Equação 2.9}$$

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_y} = k_1 + \left(\frac{k_1}{2 \cdot k} \right) \cdot (R^2 - k^2) \quad \text{Equação 2.10}$$

onde:

σ_2 = tensão principal intermediária;

k_1 = constante do solo.

Na prática, o valor de k pode ser determinado pela realização de um ensaio *simple shear* e supondo que, no valor de pico de R , os eixos principais dos incrementos de

deformação e tensão coincidem. A seleção do valor de k_1 requer a realização de um ensaio de deformação plana onde as tensões perpendiculares ao plano de cisalhamento são medidas. Contudo, estes valores não são facilmente medidos no ensaio *simple shear* com o equipamento NGI tradicional.

Se o valor de K_0 é medido, uma estimativa de k_1 pode ser obtida pela Equação 2.11. Entretanto, o próprio valor de K_0 pode ser estimado a partir da conhecida equação de Jáky, apresentada na Equação 2.12. Mayne e Kulhawy (1982) apresentaram uma coletânea de dados da literatura sobre valores de K_0 para diversos tipos de solo e consideraram que a estimativa pela equação de Jáky é razoável para os solos arenosos. Os mesmos autores propuseram também considerar a influência do pré-adensamento (OCR) na previsão, conforme mostrado na Equação 2.13.

$$k_1 = \frac{2 \cdot K_0}{1 + K_0} \quad \text{Equação 2.11}$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{Equação 2.12}$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi) \cdot \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{\max}^{(1 - \sin \phi)}} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{\max}} \right) \right] \quad \text{Equação 2.13}$$

$$t = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Equação 2.14}$$

$$s = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \quad \text{Equação 2.15}$$

$$OCR_{\max} = \frac{\sigma_{v\max}}{\sigma_{v\min}} \quad \text{Equação 2.16}$$

$$OCR = \frac{\sigma_v}{\sigma_{v\min}} \quad \text{Equação 2.17}$$

2.3.2. As não-uniformidades dos ensaios “simple shear”

Nenhum equipamento de laboratório é capaz de representar completamente o estado de tensões *in situ* e as condições de deformação que ocorrem nos depósitos naturais. Contudo, no ensaio *simple shear* o maior problema está relacionado com as condições de contorno do ensaio, que criam não-uniformidades de tensões e deformações através dos corpos de prova. Segundo Whang (2001), as não-uniformidades nas tensões podem ocorrer devidas: (a) ao requisito de existirem tensões de cisalhamento complementares nas superfícies laterais, (b) à expansão radial do corpo de prova e (c) aos efeitos de deslocamentos relativos entre o corpo de prova, as pedras porosas e o cabeçote e/ou o pedestal do corpo de prova.

2.3.2.1. Necessidade de tensões de cisalhamento complementares

Como apresentado na Figura 2.18, enquanto as tensões de cisalhamento no cisalhamento puro são desenvolvidas nas superfícies lateral e horizontal, o equipamento *simple shear* é incapaz de produzir tensões de cisalhamento na superfície lateral. A ausência destas tensões de cisalhamento produz uma não-uniformidade na distribuição das tensões normais e de cisalhamento próximas das superfícies laterais. A influência deste erro nos resultados do ensaio é função da fração do corpo de prova afetada por esta não-uniformidade de tensões.

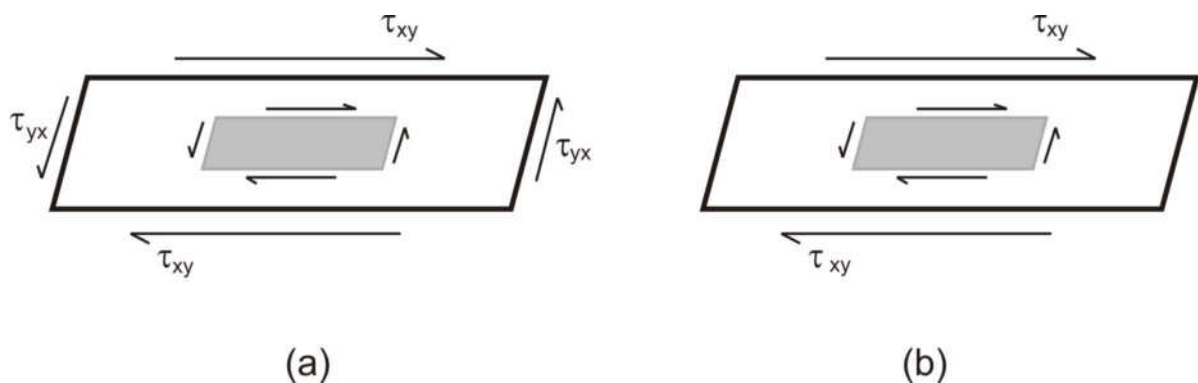


Figura 2.18. Estados de cisalhamento: (a) cisalhamento puro; (b) ensaio *simple shear* [modificado de Whang (2001)].

O equipamento *simple shear* foi severamente criticado por não conseguir impor tensões uniformes no corpo de prova de solo. A relação entre as tensões efetivamente geradas no corpo de prova durante o ensaio e as tensões previstas teoricamente no elemento de solo deformado em cisalhamento simples foram investigadas por diversos pesquisadores por meio de análises teóricas e experimentais. Alguns dos resultados são comentados a seguir.

De Alba *et al.* (1976) investigaram os efeitos da não-uniformidade de tensões através da comparação dos resultados de ensaios em grande escala, usando uma mesa vibratória, com ensaios em pequena escala, no equipamento *simple shear*. O ensaio de mesa vibratória foi realizado em uma grande camada de areia com dimensões de 230cm x 110cm x 10cm, sendo o objetivo da pequena espessura minimizar a porção de amostra que era afetada pela necessidade de tensões de cisalhamento complementares. Todos os ensaios foram realizados em areia saturada sob condições não drenadas. Resultados dos ensaios *simple shear* utilizando corpos de prova com relação diâmetro/altura (D/h) entre 3 e 4 mostraram uma boa concordância com os resultados do ensaio na mesa vibratória. A resposta consistente do solo, nas duas geometrias de corpos de prova utilizadas, que apresentam diferenças importantes quanto à razão diâmetro/altura, indica, segundo os autores, que os erros devidos à concentração de tensões nos ensaios de pequena escala, realizados no equipamento *simple shear*, podem não ser significativos.

A investigação dos efeitos da razão D/h também incluem o trabalho de Franke *et al.* (1979). Estes autores realizaram ensaios *simple shear* não drenados em corpos de prova de areia saturada com razões D/h iguais a 3,75 e 7,5. Os módulos de cisalhamento obtidos para os corpos de prova nas razões D/h ensaiadas foram similares.

Ainda estudando o efeito da razão D/h nos ensaios *simple shear*, Vucetic e Lacasse (1982) realizaram ensaios *simple shear* em corpos de prova indeformados de argila média. O diâmetro dos corpos de prova foi variado enquanto a altura foi mantida constante para alcançar razões D/h de 3,5 e 7. Os resultados desses ensaios mostraram que a razão D/h não tem efeito significativo no comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento do solo ensaiado. Também, Andersen *et al.* (1980), estudando uma argila marinha plástica, realizaram ensaios *simple shear* com corpos de prova com diferentes razões D/h. Estes ensaios indicaram que os efeitos da concentração de tensões não são graves para $D/h > 16/9$ (isto é, área de 50cm² e altura de 1,6 cm).

Lucks *et al.* (1972) realizaram uma análise tridimensional do ensaio *simple shear* NGI, utilizando o método dos elementos finitos, para estudar a concentração de tensões. Os autores concluíram que concentrações de tensões locais podem ser esperadas nas extremidades do corpo de prova utilizado no equipamento *simple shear* NGI, mas estas concentrações de tensões são completamente locais; em aproximadamente 70% do corpo de prova é encontrada uma notável uniformidade no estado de tensões. É, portanto, razoável supor que o ensaio está medindo a tensão de cisalhamento horizontal. Roscoe (1970) analisou as condições de deformação de um material elástico no equipamento *simple shear* da Universidade de Cambridge e mostrou que, embora as tensões e deformações nas bordas do corpo de prova possam não ser uniformes, as condições no terço médio do corpo de prova, perpendiculares à direção do cisalhamento, podem ser consideradas uniformes.

Já os trabalhos apresentados por Duncan e Dunlop (1969), Shen *et al.* (1978), Budhu e Brito (1987) e outros, todos utilizando análises numéricas, mostraram que as condições de tensões podem ser não uniformes e que as maiores não uniformidades ocorrem próximo das bordas do corpo de prova. A Figura 2.19, apresentada por Budhu e Brito (1987), compara as medições de tensões realizadas na borda e no centro do corpo de prova em um ensaio *simple shear* realizado no equipamento de Cambridge, com as estimativas por análises numéricas, considerando o modelo *Cam-clay* Modificado. Na Figura 2.19 percebe-se a pouca variação encontrada pelos autores.

Entretanto, segundo Wright *et al.* (1978), estas não-uniformidades ocorrem através de todo o corpo de prova do ensaio *simple shear*; as análises numéricas realizadas pelos autores consideraram o comportamento de um material isotrópico elástico linear. Os resultados de análises numéricas usando modelos elásticos lineares têm apresentado conflitos quanto ao grau de uniformidade das tensões nos corpos de prova. Isso parece não ocorrer quando as análises numéricas são realizadas utilizando modelos constitutivos não lineares, como o modelo *Cam-clay* Modificado. Os resultados experimentais obtidos com ensaios *simple shear*, realizados em solos reais a diferentes razões de diâmetro/altura, mostraram que a não-uniformidade não afeta, de forma muito importante, as medições das grandezas relativas ao comportamento do solo.

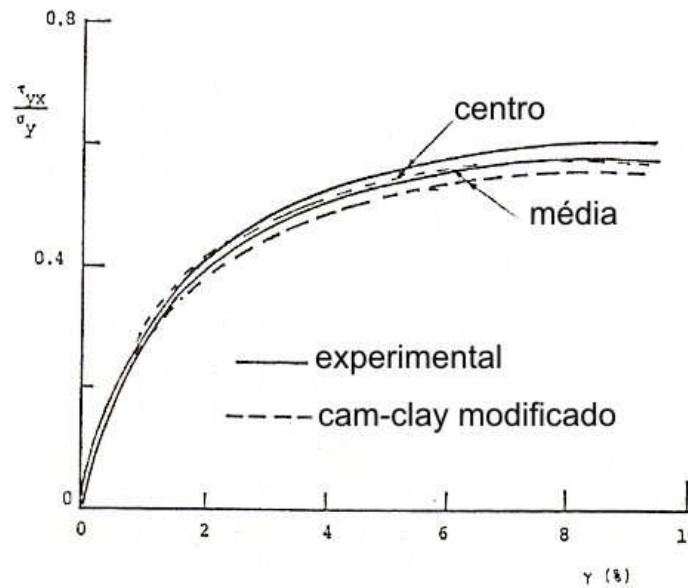


Figura 2.19. Comparação do comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento observado em ensaios *simple shear* no equipamento de Cambridge e estimado pelo método dos elementos finitos considerando o modelo *Cam-clay* Modificado [modificado de Budhu e Brito (1987)].

Ensaio *simple shear* em argila (Airey, 1984, *apud* Airey *et al.*, 1985) realizados num equipamento NGI instrumentado mostraram que, com a plasticidade do material aumentando, aumenta também a uniformidade das tensões nas bordas do corpo de prova. Aparentemente, as análises baseadas em modelos elásticos lineares produzem resultados que apresentam a não-uniformidade no equipamento *simple shear* de uma forma muito pessimista. Evidentemente os solos não são isotrópicos nem elásticos. É indiscutível que não-uniformidades de tensões e deformações ocorrem nos corpos de prova de solo ensaiados nos equipamentos *simple shear*. Todavia, os resultados experimentais apresentados por esses autores mostram que estas não uniformidades não afetam significativamente os resultados dos ensaios.

Uma comparação entre as não-uniformidades de tensão em ensaios com areias e argilas foi realizada por Airey e Wood (1984); os autores mostraram que a uniformidade é muito melhor para as amostras de argila mais plásticas. Os autores sugerem que os resultados de ensaios *simple shear* em argilas podem ser apresentados com maior confiança que os resultados em areias.

Segundo Airey (1984, *apud* Airey et al., 1985), análises numéricas elásticas e lineares tendem a gerar maiores concentrações de tensões nas extremidades do corpo de prova no plano de deformações de cisalhamento que as análises não lineares baseadas na hipótese de que o comportamento do corpo de prova de solo possa ser modelado pelo modelo Cam-clay Modificado. As evidências experimentais sugerem que o comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento de uma areia muito fofa e de uma caulinita em ensaios *simple shear* com carga constante são satisfatoriamente previstos por análises numéricas baseadas no modelo Cam-clay Modificado.

Airey e Wood (1987) realizaram ensaios *simple shear* no equipamento NGI padrão e em outro especialmente instrumentado. Encontraram que, no ensaio *simple shear* padrão, a rigidez e a resistência ao cisalhamento são subestimadas em cerca de 10%, quando calculadas a partir das tensões médias, o que, de um ponto de vista prático, não é muito significativo, segundo Airey e Wood (1987).

2.3.2.2. Expansão radial do corpo de prova

Outra causa da não-uniformidade de tensões no ensaio *simple shear* é a má uniformidade da deformação do corpo de prova durante a aplicação da tensão vertical. Ambas as deformações, lateral e vertical, podem ocorrer durante o carregamento vertical se as condições da superfície lateral não limitarem efetivamente a expansão radial do corpo de prova. Esta deformação lateral pode ser distribuída não uniformemente como resultado do efeito do atrito no confinamento dos corpos de prova pelo cabeçote e pedestal.

O uso de membranas reforçadas com arame proporciona uma condição de superfície lateral que pode teoricamente restringir a expansão radial e aproximar a deformação do corpo de prova para uma condição unidimensional, enquanto proporciona uma rigidez ao cisalhamento negligenciável, segundo Bjerrum e Landva (1966). Vucetic e Lacasse (1982) concordam com Bjerrum e Landva (1966): se adequadamente selecionada tal membrana pode em grande parte restringir ou quase completamente impedir as deformações radiais, enquanto permite a ocorrência de deformações verticais.

Todavia, Budhu (1985) lançou algumas dúvidas sobre esta afirmação, levando o autor a instrumentar os equipamentos *simple shear* da Universidade de Cambridge e do NGI. As tensões verticais foram medidas após a aplicação da tensão vertical. O corpo de prova

instalado no equipamento de Cambridge, que tem a superfície lateral rígida, desenvolveu razões entre as tensões lateral e vertical entre 0,4 e 0,45, próximas do valor de $K_0 = 0,425$ da areia ensaiada. Todavia, as tensões laterais no corpo de prova do equipamento NGI, que é envolto pela membrana reforçada com arame, foram menores do que K_0 . Aparentemente, deformações radiais muito pequenas foram capazes de mobilizar estados de tensão ativos, e somente uma fração deste movimento é necessária para atingir uma tensão horizontal reduzida no corpo de prova. Assim, os baixos estados de tensão lateral que foram medidos por Budhu (1985) sugerem que a membrana reforçada com arame não é rígida o suficiente para limitar a expansão radial do corpo de prova de maneira satisfatória durante a aplicação da tensão vertical.

Budhu (1984b) ensaiou corpos de prova de areia nos equipamentos da Universidade de Cambridge e do NGI. O autor concluiu que são desenvolvidas não-uniformidades e que estas não-uniformidades crescem com o carregamento cíclico em ambos os equipamentos. Observou ainda que as tensões radiais no equipamento NGI não são iguais nem à tensão lateral (σ_x), nem à tensão principal intermediária (σ_2), que são deduzidas a partir das medições feitas no equipamento de Cambridge. Budhu (1984b) concluiu que as paredes laterais rígidas do equipamento de Cambridge forçam o corpo de prova a deformar na configuração de cisalhamento simples, mas a membrana flexível do equipamento NGI não, exceto, talvez, para pequenas deformações. A Figura 2.20 apresenta resultados de ensaios *simple shear* realizados pelo autor, com medições das tensões de cisalhamento em diferentes regiões do corpo de prova. Os resultados mostram que as tensões lidas no terço médio do corpo de prova são subestimadas entre 6 e 12%, com relação às tensões medidas no núcleo do corpo de prova.

Ishihara e Yamasaki (1980), juntamente com Kishida e Uesugi (1987), sugeriram a utilização de anéis de alumínio colados em uma membrana de látex. Segundo os autores, a maior rigidez dos anéis de alumínio torna-os mais eficientes na contenção da deformação radial, enquanto não impedem o movimento vertical.

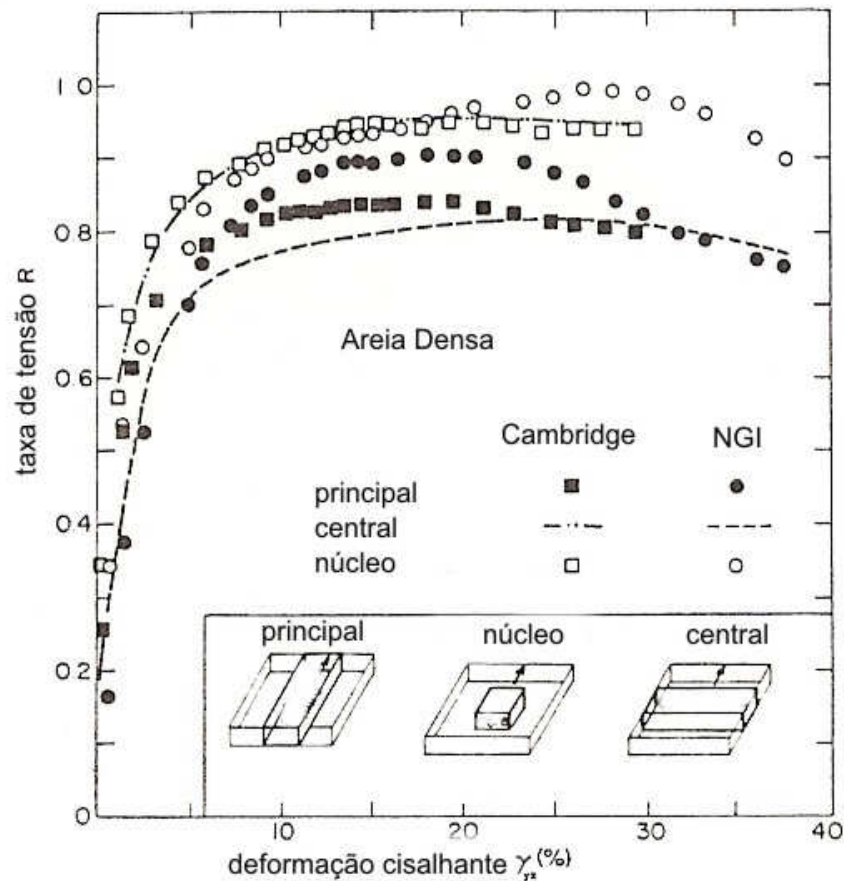


Figura 2.20. Comparação do comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento de uma areia compacta, determinado a partir da medição de tensões, realizada em diferentes regiões do corpo de prova, em ensaios *simple shear* realizados nos equipamentos de Cambridge e NGI [modificado de Budhu (1988a)].

2.3.2.3. Deslocamento relativo cabeçote/pedestal/pedras porosas/corpo de prova

A terceira limitação do ensaio *simple shear* é o deslocamento relativo potencialmente associado à falta de rigidez no equipamento. Nenhum estudo de dados experimentais foi realizado para investigar especificamente o efeito destes deslocamentos no estado de tensões do corpo de prova durante o ensaio *simple shear*. Todavia, como mostrado por De Alba (1976), Franke *et al.* (1979) e Vucetic e Lacasse (1982), para a maioria dos propósitos de engenharia prática o ensaio *simple shear* é capaz de aproximar razoavelmente as deformações dos solos *in situ* sujeitos à propagação vertical de ondas de cisalhamento.

Uesugi e Kishida (1986a, 1986b), para estudar os fatores que afetam a aderência entre estacas metálicas e areias secas, utilizaram o ensaio *simple shear*, e obtiveram resultados

muito interessantes para os deslocamentos relativos entre o pedestal, o cabeçote e o corpo de prova. Os autores ensaiaram quatro tipos de areias com formato de grãos, mineralogia, densidade relativa e tamanho médio de grãos diferentes, para tensões normais de 98 a 980kPa, utilizando cabeçotes e pedestais com rugosidades diferentes. Os autores concluíram que o tamanho médio de grãos e a tensão normal do ensaio não exercem influência significativa, enquanto que a mineralogia e o formato dos grãos, assim como a rugosidade das peças de metal, têm papel importante no deslocamento relativo. A principal conclusão dos autores, ilustrada pela Figura 2.21, é que a maior parte do deslocamento total é devida à deformação de cisalhamento interna da massa de areia antes que algum estágio de plastificação tome lugar no ensaio. O deslocamento relativo entre as peças de metal e o corpo de prova só acontece depois da plastificação junto ao material de contato, dependendo também de sua rugosidade.

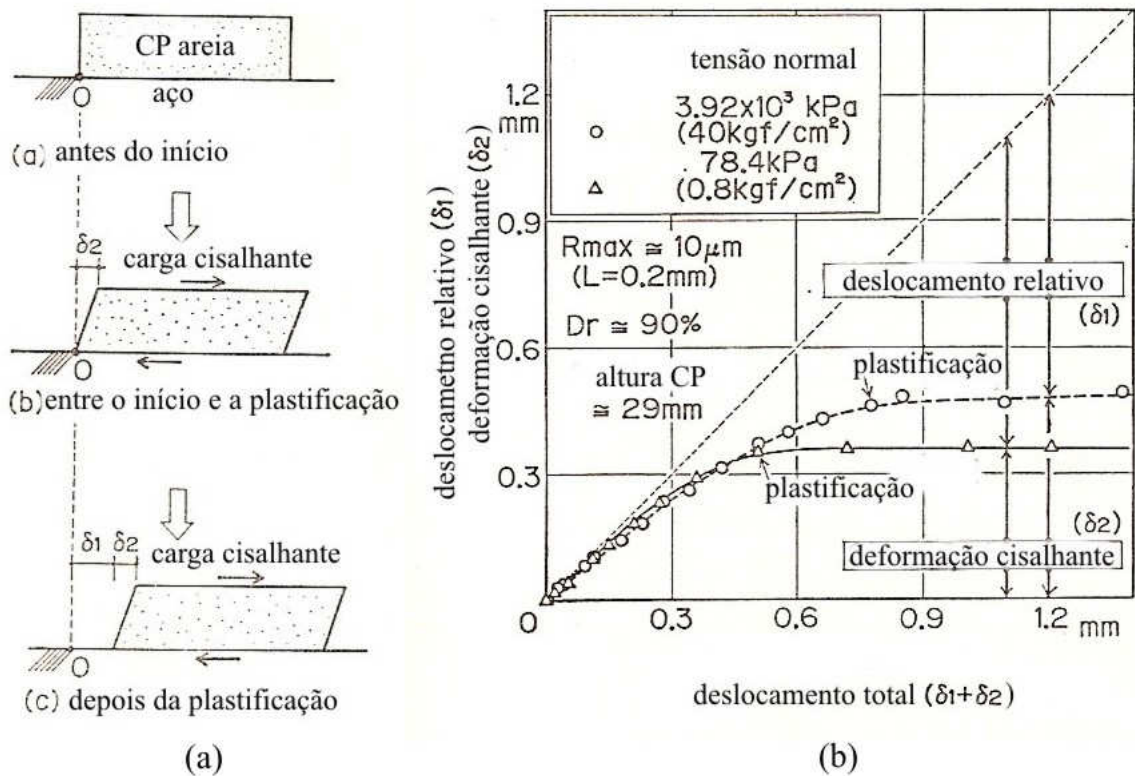


Figura 2.21. Deslocamento relativo no ensaio *simple shear* [modificado de Uesugi e Kishida (1986a)].

Diversos autores, entre os quais Budhu e Wood (1979, *apud* Budhu, 1984a), Airey e Wood (1987), Doroudian e Vucetic (1995), além de Lanzo *et al.* (1997), consideram que a melhor forma de desconsiderar o atrito do sistema e as deformações falsas no ensaio *simple shear* é detectar e medir a força e o deslocamento aplicados ao corpo de prova por meio de células de carga e transdutores de deslocamento montados o mais próximo possível do corpo de prova, de preferência diretamente no pedestal e no cabeçote do corpo de prova.

Segundo Airey e Wood (1987), o uso de células de carga instaladas no centro de uma das superfícies horizontais do corpo de prova tem diversas vantagens: o comportamento *simple shear* pode ser determinado diretamente, as forças de atrito nos patins de rolamentos do equipamento podem ser negligenciadas e não são necessárias correções para a rigidez das membranas. Para os ensaios comuns, todavia, seria difícil justificar a complexidade adicional associada com esta configuração, pois, contanto que planos de ruptura não se desenvolvam no corpo de prova, o comportamento tensão-deformação pode ser determinado com confiança a partir de ensaios *simple shear*.

O maior problema originado pelo deslocamento relativo parece estar relacionado às medições de força e deslocamento realizadas. Entretanto, como já discutido anteriormente, para a maioria dos equipamentos *simple shear* utilizados, apenas recentemente houve a preocupação em realizar as medições de força e deslocamento o mais próximo possível do corpo de prova, ultrapassando a maioria dos pontos responsáveis por deformações falsas.

2.3.3. Preparação de corpos de prova de areia

Segundo Alarcon *et al.* (1986), a comparação entre previsões de comportamento de obras geotécnicas baseadas em resultados de ensaios de laboratório e comportamentos observados em campo pode ser desoladora. O grande número de fatores que controla o comportamento dos materiais arenosos torna difícil estabelecer uma relação tensão x deformação plenamente satisfatória para estes materiais. É amplamente aceito que a densidade relativa e o estado de tensões não são suficientes para caracterizar seu comportamento mecânico. Outros fatores, especialmente a estrutura e a anisotropia, devem ser considerados. O problema é agravado pelo fato de ser muito difícil obter amostras indeformadas de solos arenosos; conseqüentemente, a maioria dos estudos experimentais é realizada em amostras reconstituídas.

Um importante fator a ser considerado nos estudos de laboratório é de que forma a estrutura produzida pelo método de preparação das amostras deve ser similar à estrutura que é encontrada dentro do depósito natural do solo que está sendo modelado. Numerosos estudos têm mostrado que o comportamento dos solos é altamente dependente da técnica de preparação do corpo de prova de laboratório. (Mulilis *et al.*, 1977; Miura e Toki, 1982; Vaid *et al.*, 1995).

Vaid *et al.* (1995, *apud* Leroueil e Hight, 2003), estudando a influência do método de preparação dos corpos de prova nos resultados de ensaios *simple shear* estáticos, realizaram ensaios em amostras de areia fofa, preparadas pelos métodos de compactação úmida, pluviação em ar e pluviação em água. Os resultados encontrados pelos autores são apresentados na Figura 2.22. Os subitens a seguir comentam sobre os mais conhecidos métodos de preparação de corpos de prova de areia. As principais técnicas, suas características e aplicações são descritas a seguir.

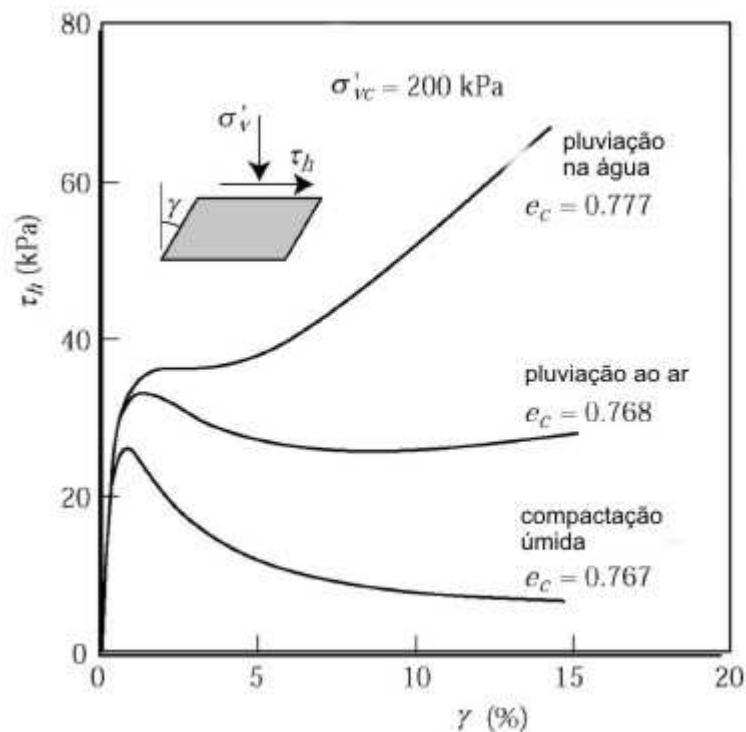


Figura 2.22. Influência do método de preparação dos corpos de prova nos resultados de ensaios *simple shear* não drenados em areias. [modificado de Vaid *et al.* (1995, *apud* Leroueil e Hight, 2003)].

2.3.3.1 O método do funil

Desde os primeiros estudos de laboratório de liquefação de areias realizados por Casagrande (1936), o maior problema tem sido produzir amostras de areia com uma densidade suficientemente baixa como as suscetíveis à liquefação; ou seja, a dificuldade está em reproduzir depósitos de areia fofa.

Muitas técnicas de preparação especificam uma energia mínima de deposição para alcançar um estado fofo. Isto pode ser feito pela redução da altura de queda da partícula ou pluvindo o solo através de água. A porosidade da areia pode também ser aumentada, depois da deposição, pela aplicação de um gradiente de percolação de água ascendente (Kuerbis e Vaid, 1988).

Entretanto, o método do funil, devido à simplicidade, é o mais utilizado para a preparação de corpos de prova de areia fofa. O método consiste em despejar areia no recipiente do corpo de prova com o auxílio de um funil; a altura de queda deve ser a menor possível. O controle da densidade depende basicamente da vazão de deposição e da altura entre o funil e a superfície de deposição da areia. A vazão de deposição deve ser a maior possível para a obtenção de areias muito fofas.

2.3.3.2 Compactação úmida

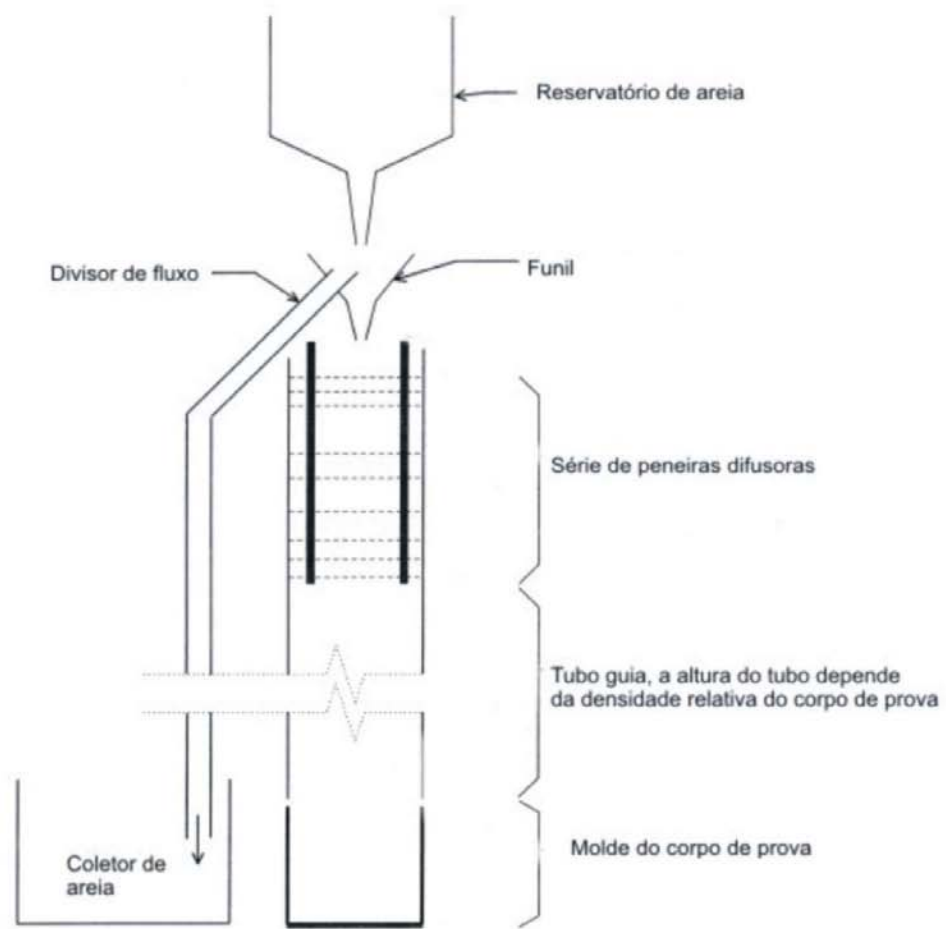
A mais antiga técnica de reconstituição de amostras em laboratório é a compactação úmida ou seca de solo em camadas (Lambe, 1951). A técnica consiste em despejar consecutivas camadas de solo de espessura definida dentro de um molde e compactar cada camada horizontal com uma energia de compactação especificada, antes de colocar a próxima camada. O método de compactação úmida reproduz melhor a estrutura do solo de construção de aterros compactados, para o qual o método foi originalmente projetado. O método de compactação úmida produz corpos de prova de areias não saturadas desde muito fofas até densas. Estes corpos de prova podem ser não-uniformes com relação à densidade e à graduação do tamanho das partículas. Diversos estudos realizados para avaliar a uniformidade dos corpos de prova moldados pelo método de compactação úmida apresentaram conclusões conflitantes.

Miura *et al.* (1984) compararam resultados de ensaios de penetração de cone miniatura em corpos de prova para ensaio triaxial, os quais foram moldados por vários métodos de preparação. Os autores observaram um alto grau de uniformidade nos corpos de prova preparados pelo método de pluviação em ar. Por outro lado, os corpos de prova preparados pelo método de compactação úmida mostraram não-uniformidades consideráveis quanto à resistência à penetração de cone.

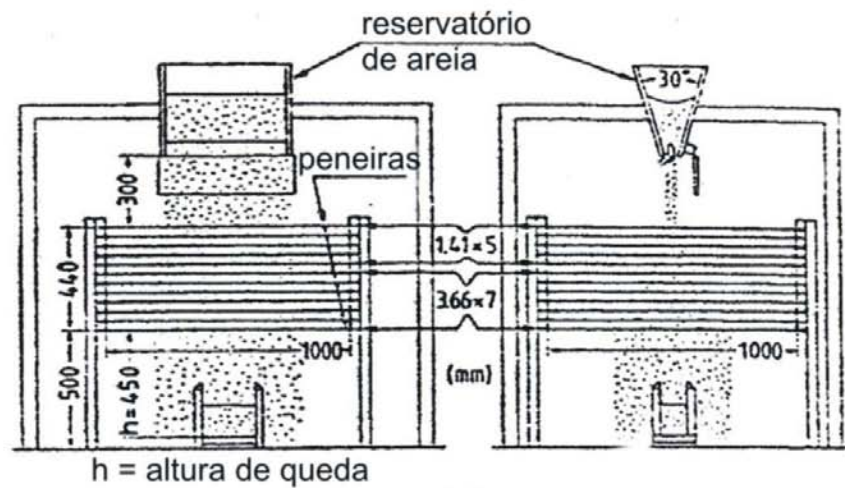
Corpos de prova de areia preparados pelo método de compactação úmida atingem um índice de vazios maior do que o possível se preparados em um estado seco ou saturado, devido à sucção entre os grãos. Segundo Casagrande (1976, *apud* Kuerbis e Vaid, 1988) a sucção é maior em materiais de granulometria fina, então areias finas são mais suscetíveis à variação de volume pela perda de sucção após a saturação que areias grossas. O autor observou que amostras úmidas de areias finas, utilizando o método de compactação úmida, podem ser preparadas em um tal estado fofo que elas podem sofrer grandes deformações durante o processo de saturação devido ao desaparecimento da sucção. Outros pesquisadores também têm observado grandes deformações em amostras de areia siltosas, preparadas pelo método de compactação úmida, durante o processo de saturação (Sladen *et al.*, 1985).

2.3.3.3. Pluviação em ar

O método de pluviação em ar consiste em simular uma chuva de areia, com a utilização de uma série de peneiras difusoras empilhadas. A Figura 2.23 apresenta dois esquemas da técnica de pluviação em ar: (a) apresentado por Cresswell *et al.* (1999) e (b) apresentado por Miura *et al.* (1984). A técnica de pluviação em ar, quando utilizada em areias uniformes, produz corpos de prova satisfatoriamente uniformes. Este método modela melhor o processo natural de deposição eólica, que forma tanto areias quanto siltes uniformes. A preparação de amostras de areias bem graduadas pela técnica de pluviação em ar não tem tanto sucesso como no caso de areias uniformes. Areias bem graduadas podem tornar-se segregadas quando depositadas por pluviação em ar, especialmente quando apresentam uma quantidade razoável de finos. Como agravante, o processo de saturação do corpo de prova pode perturbar a estrutura inicial da areia e produzir alguma segregação devida à lavagem dos finos para fora da amostra (Mulilis *et al.*, 1975; Miura e Toki, 1982 e Miura *et al.*, 1984).



(a)



(b)

Figura 2.23. Esquemas do método de pluviação em ar: (a) apresentado por Cresswell *et al.* (1999) e (b) apresentado por Miura *et al.* (1984).

Os fatores mais importantes que influenciam a densidade relativa dos corpos de prova de areia preparados pela técnica de pluviação em ar são a uniformidade da chuva de areia, a altura de queda das partículas e a vazão de deposição da areia (Miura e Toki, 1982; Rad e Tumay, 1987; Vaid e Negussey, 1984, 1988; Lo Presti *et al.*, 1992, 1993; Fretti *et al.*, 1995). Uma maior altura de queda resulta em uma maior energia de deposição e assim em um corpo de prova mais compacto. Quanto menor a vazão de deposição da areia, mais compacto o corpo de prova.

Segundo Bica (1991) os métodos de pluviação produzem corpos de prova com uniformidade aceitável, porém não permitem prever com exatidão a densidade nem a uniformidade do corpo de prova diretamente. Ou seja, a densidade média do corpo de prova só pode ser determinada no final do método de preparação.

Numerosos estudos têm sido realizados para compreender os efeitos do método de preparação do corpo de prova e da estrutura sobre a resistência ao cisalhamento do solo. Ensaio triaxiais realizados por Miura e Toki (1982) indicaram que há uma grande diferença de comportamento entre areias limpas preparadas pela técnica de pluviação em ar e pela técnica de compactação úmida. Tatsuoka *et al.* (1986b) relataram resultados similares. Os autores observaram que corpos de prova de areia limpa, adensados isotropicamente, preparados pelo método de pluviação em ar e pelo método de pluviação em água, têm uma resistência ao cisalhamento sob carregamento cíclico aproximadamente similar, que é geralmente menor que a resistência sob carregamento cíclico encontrada para os corpos de prova preparados pelo método de compactação úmida, no mesmo índice de vazios.

Cresswell *et al.* (1999), descreveram a utilização da técnica de pluviação em ar para a determinação da densidade máxima de areias. Os autores comentaram a influência da uniformidade da chuva de areia e a influência da vazão de deposição na densidade relativa alcançada pelo corpo de prova. Os autores concluíram que o método de pluviação em ar é um método simples que proporciona um mínimo de degradação das partículas, e fornece valores de densidade máxima que podem ser utilizados como valor de referência para cálculos de densidade relativa de areias. Os autores consideram que, para atingir a densidade máxima, a altura de queda das partículas de areia deve ser de pelo menos 50cm e a vazão de deposição da areia deve ser muito pequena. Para melhorar a difusão da chuva de areia, os autores sugerem a utilização de nove peneiras. As três peneiras superiores são próximas e têm a função de “frear” o fluxo inicial; as outras seis peneiras asseguram a difusão uniforme do fluxo de areia.

2.3.3.4. Pluviação em água

A técnica de preparação de amostras por pluviação em água foi descrita por diversos pesquisadores, incluindo Finn *et al.* (1971), Vaid e Negusse (1984) e Kelly e Naughton (2005). Esta técnica é similar ao método de pluviação em ar, porém a areia é pluviada através de um recipiente preenchido com água desaerada, assegurando a saturação do corpo de prova. A velocidade final da areia pluviando em água é menor que a da areia pluviando em ar e, portanto, a energia de deposição e a densidade relativa da areia pluviada em água são menores que no caso da areia pluviada em ar (Kuerbis e Vaid, 1998). A técnica de pluviação em água simula a deposição de areias em água, encontrada em muito ambientes naturais e, também, em aterros hidráulicos. Oda *et al.* (1978) relatam que solos aluviais naturais e amostras pluviadas em água têm estrutura e comportamento similares.

Segundo Vaid e Negusse (1984), a técnica de pluviação em água produz amostras uniformes de areias mal graduadas, mas a segregação por tamanho de partícula é um problema na pluviação em água de areias siltosas bem graduadas. Uma vez que os ensaios de laboratório, como os ensaios triaxiais, são projetados para modelar as condições de tensões existentes em um ponto do subsolo, os mesmos requerem corpos de prova de densidade uniforme para assegurar a obtenção de distribuições de tensões e deformações uniformes durante os ensaios. A técnica de pluviação em água deve somente ser utilizada para preparar corpos de prova de areias mal graduadas ou uniformes. Quando um solo bem graduado é submetido à segregação por tamanho de partículas durante a pluviação, o solo tem geralmente um índice de vazios maior do que o solo mal graduado. Esta observação pode ser estendida aos corpos de prova moldados pelo método de pluviação em ar (Kuerbis e Vaid, 1988).

O índice de vazios máximo possível depois do adensamento para um dado estado de tensões, no caso de um corpo de prova de areia preparado pelo método de pluviação em água é geralmente menor que no caso de um corpo de prova de areia preparado pelo método de compactação úmida ou mesmo seca, devido aos efeitos de expansão dos finos no estado seco ou à sucção no estado úmido. Os corpos de prova de areia pluviada em água são geralmente mais compressíveis durante o adensamento que os corpos de prova de areia obtidos pela técnica de compactação úmida devido à maior compressibilidade radial da estrutura pluviada em água (Kuerbis e Vaid, 1988).

Kelly e Naughton (2005) utilizaram o método de pluviação em água para a preparação de corpos de prova para ensaios *hollow cylinder* e encontraram uma boa repetibilidade nos resultados.

2.3.3.5. Deposição em lama (slurry)

O método de deposição em lama (*slurry*), apresentado por Kuerbis e Vaid (1988), permite a moldagem de corpos de prova homogêneos de areias siltosas bem graduadas. Este método modela a estrutura do solo encontrada dentro de depósitos fluviais naturais ou aterros hidráulicos.

Neste método, as amostras de areia são preparadas completamente saturadas no interior de um recipiente com água desaerada, formando uma lama. A altura de queda das partículas é minimizada durante a deposição e, assim, a segregação das partículas por tamanho é controlada. As amostras encontram-se inicialmente fofas, com um índice de vazios geralmente maior que o obtido pelo método de pluviação em água. Após, as amostras podem ser densificadas por vibração mecânica até alcançarem o índice de vazios desejado. As amostras preparadas por deposição em lama são excepcionalmente homogêneas com relação ao índice de vazios e à graduação das partículas, desconsiderando-se a graduação do teor de finos (Kuerbis e Vaid, 1988).

Carraro e Prezzi (2007) utilizaram o método de deposição em lama para a moldagem de corpos de prova de areias, com alguma porcentagem de finos, com grande índice de vazios. Os autores salientam que o método de deposição em lama é o que melhor representa a estrutura dos solos depositados em meio aquático. A Figura 2.24 apresenta o método de deposição em lama utilizado pelos autores para a moldagem de corpos de prova de areia misturada com finos, visando a realização de ensaios triaxiais.

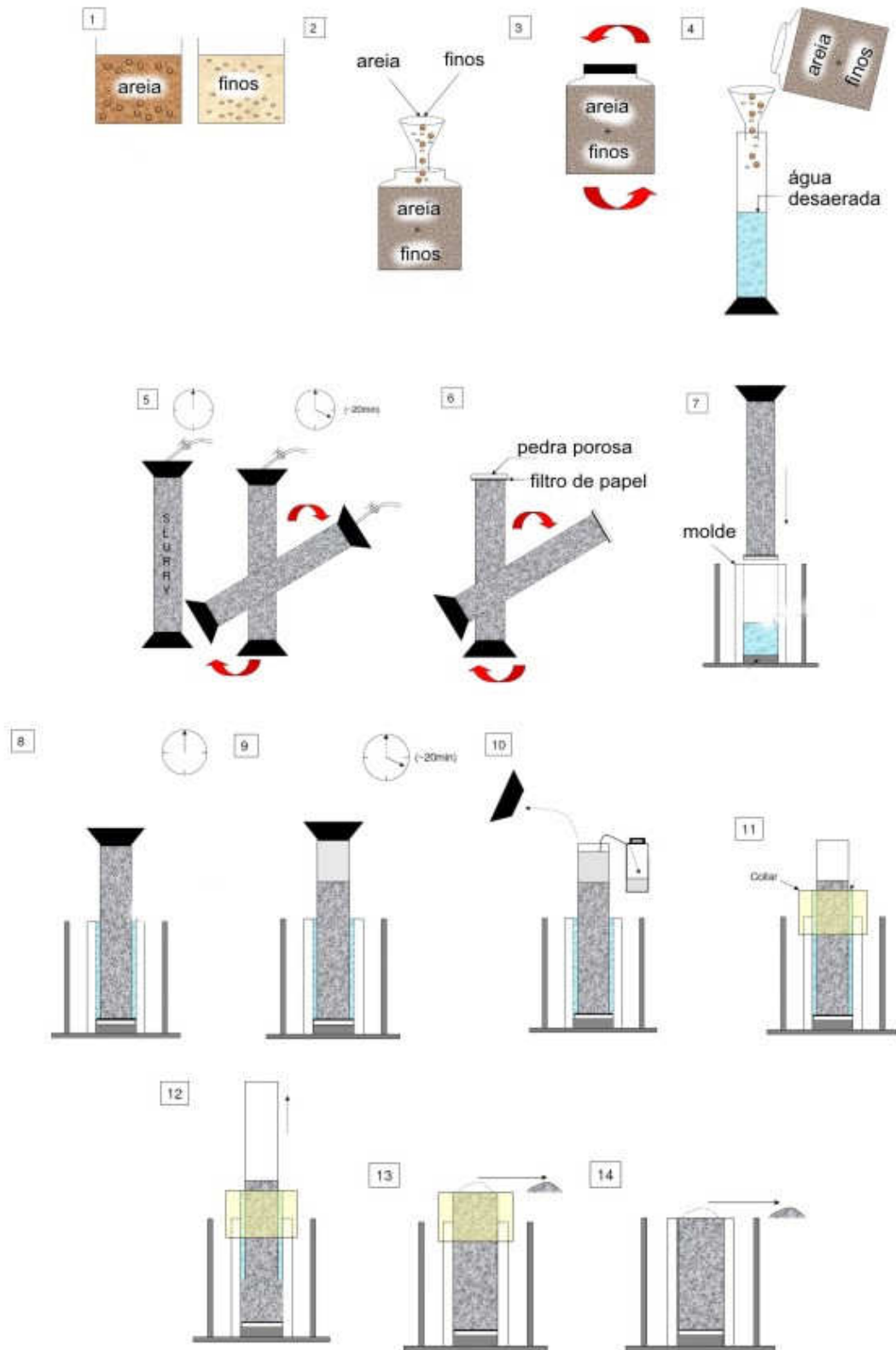


Figura 2.24. Esquema do método de preparação de corpos de prova de areia com finos por deposição em lama [modificado de Carraro e Prezzi (2007)].

2.3.4. Procedimentos para ensaios “*simple shear*”

Bjerrum e Landva (1966), no seu clássico artigo descrevendo o equipamento *simple shear*, descreveram também o procedimento de ensaio utilizado em seus estudos. Este procedimento foi, em grande parte, seguido por todos os pesquisadores que utilizaram o equipamento NGI, exceto por algumas particularidades. O procedimento, assim como algumas observações feitas por outros autores, é comentado a seguir.

No começo do ensaio *simple shear*, o corpo de prova de solo é adensado, preferencialmente em etapas. O progresso do adensamento é observado pela medição da variação da espessura do corpo de prova. O adensamento é realizado sob a condição de deformação lateral nula, condição que é automaticamente satisfeita no ensaio *simple shear*. O objetivo de realizar o adensamento do corpo de prova na condição K_0 é simular a evolução, incluindo o pré-adensamento, de um depósito natural.

Depois de completado o adensamento, um ensaio de cisalhamento drenado é realizado, aplicando incrementos de deformação de cisalhamento horizontal ao corpo de prova, a uma velocidade de deformação pré-determinada. Esta velocidade de deformação deve ser suficientemente baixa para minimizar a geração de excessos de poro-pressão no corpo de prova durante a fase de cisalhamento. A Tabela 2.1. apresenta algumas especificações, encontradas na literatura, utilizadas nos ensaios *simple shear*. Na Tabela 2.1 são apresentados alguns valores de velocidades de deslocamento horizontal. Alguns autores, porém, apresentam valores de velocidade de deformação de cisalhamento.

Devido às dificuldades para evitar a drenagem na fase de cisalhamento, o ensaio *simple shear* não drenado tem sido freqüentemente realizado como um ensaio a volume constante (Bjerrum e Landva, 1966). Durante a fase de cisalhamento, o corpo de prova é mantido drenado e a velocidade de deformação aplicada é selecionada de modo que a poro-pressão no corpo de prova permaneça igual a zero durante toda esta fase do ensaio; a altura do corpo de prova é então mantida constante pela variação controlada da tensão vertical aplicada ao corpo de prova. Os ensaios de volume constante são realizados a uma velocidade de deformação constante. Alguns ensaios iniciais (Bjerrum e Landva, 1966) mostraram que, para uma altura de corpo de prova igual a 10mm, a velocidade de deformação não tem efeito significativo sobre os resultados de ensaios dentro de um intervalo de tempo para a ruptura de 1 a 10 horas.

Tabela 2.1. Algumas especificações utilizadas em ensaios *simple shear*.

Solo	Adensamento (horas)	Ensaio	Velocidade de ensaio	Corpo de prova		Ruptura (horas)	Referência
				Altura (mm)	Diâmetro (mm)		
Argila		Drenado	0,33 a 0,53 (mm/h)	10	80	30 a 40	Bjerrum e Landva (1966)
		Volume constante	4 a 16 (mm/h)			1 ½ a 10	
Argila	24		4,5% por hora				Andersen <i>et al.</i> (1980)
Areia	24						Budhu (1984)b
Argila	96	Volume constante e não drenado	2, 7% por hora	16	80		Dyvik <i>et al.</i> (1987)
Caulinita			0,03 (mm/h)	20	110		Airey e Wood (1987)
			0,10 (mm/h)	15	80		
Caulinita	22			20	75		Ohara e Matsuda (1988)
Argila	24	Volume constante	4,5% por hora	16	80		Andersen <i>et al.</i> (1980)
Argila	18					0,67 a 1,67	Vucetic e Lacasse (1982)

2.3.5. Relação entre o ensaio “*simple shear*” a volume constante e o ensaio “*simple shear*” não drenado

Bjerrum e Landva (1966) propuseram que o ensaio a altura constante realizado no equipamento NGI seja considerado um ensaio a volume constante, uma vez que a seção transversal do corpo de prova é suposta mantida constante durante a fase de cisalhamento. Os mesmos autores propuseram que esse ensaio seja considerado similar ao ensaio não drenado e que as variações de tensão vertical requeridas para manter a altura do corpo de prova constante sejam consideradas equivalentes às variações de poro-pressão geradas em um ensaio de tensão vertical constante onde a drenagem da água no corpo de prova é impedida.

Há controvérsia na literatura com relação a esta proposta. Saada *et al.* (1983) relataram resultados de ensaios no equipamento *simple shear* do tipo NGI em argila e areia que

mostraram que a variação de tensão vertical durante o ensaio de altura constante não é equivalente à variação de poro-pressão durante o ensaio não drenado com tensão vertical constante. Os autores observaram que nenhum dos procedimentos de normalização convencionais foi capaz de dar equivalência aos dois resultados. Airey e Wood (1986) sugerem que a poro-pressão não é somente resultado das tensões efetivas, mas também da dilatação do solo. Por isto não haveria associação direta entre as variações de tensão e poro-pressão.

Todavia, Vucetic e Lacasse (1984) apresentaram resultados de ensaios triaxiais adensados anisotropicamente em argilas que são contrários aos resultados relatados por Saada *et al.* (1983). Saada *et al.* (1983) mediram a tensão vertical presumivelmente na superfície de topo dos corpos de prova e não está claro onde foram realizadas as medições de poro-pressão. Não há razões óbvias para supor que os resultados dos ensaios triaxiais apresentados por Vucetic e Lacasse (1984) devam ser aplicáveis para os solos ensaiados no equipamento *simple shear*. Parece, todavia, que se um corpo de prova de solo ensaiado no equipamento *simple shear* deformar como um elemento único, então deverá haver alguma relação entre as variações de tensão vertical aplicadas durante um ensaio de altura constante e as variações de poro-pressão que ocorrem durante um ensaio de tensão vertical constante sob condições não-drenadas (Budhu e Brito, 1987).

Resultados de análises de elementos finitos, realizadas por Budhu e Britto (1987), para a condição não drenada, com determinação de poro-pressão, e para a condição de volume constante, mostraram que as variações de tensão vertical e as variações de poro-pressão no equipamento *simple shear* apresentam uma diferença máxima de 10%. Segundo os autores, estas previsões poderão variar dependendo da escolha do modelo constitutivo e do tipo de solo, mas se o corpo de prova se comportar como um elemento único (como demonstrado por análises experimentais e analíticas ocorrendo no núcleo do corpo de prova) pode-se esperar, para todos os efeitos práticos, que as variações de tensão vertical em um ensaio de altura constante possam ser diretamente relacionadas com as variações de poro-pressão em um ensaio de tensão vertical constante conduzido sob uma condição não drenada.

2.3.6. Comparação com outros tipos de ensaios

Budhu (1984b), estudando o efeito da não-uniformidade de tensões no equipamento *simple shear*, realizou ensaios *simple shear* (com o equipamento da Universidade de Cambridge) e ensaios triaxiais em areias. Inicialmente, o autor comparou os resultados desses diferentes ensaios negligenciando os efeitos da tensão principal intermediária (σ_2), utilizando o espaço t:s, e encontrou uma ótima concordância entre os resultados (ver Figura 2.25). A seguir, comparou os resultados considerando os efeitos da tensão principal intermediária (σ_2). Neste caso, o ensaio triaxial convencional drenado, no espaço p:q (onde $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ e $q = 1,5x(\sigma_1 - \sigma_3)$), deve apresentar uma trajetória de tensões linear, com inclinação igual a 3. A trajetória de tensões obtida com o ensaio *simple shear*, inicialmente curva, apresenta-se após linear com inclinação igual a 1,5 (ver Figura 2.26). A curvatura inicial foi atribuída a variações de σ_2 e foi observado por Budhu (1984a) que a maior variação na direção da trajetória ocorreu durante a aplicação dos primeiros 5% de deformação de cisalhamento. É também dentro deste intervalo de deformação de cisalhamento que ocorre a mais intensa rotação dos eixos principais.

Portanto, não é surpresa que os resultados dos ensaios *simple shear* difiram dos resultados dos ensaios triaxiais. Segundo Budhu (1984a), é inquestionável que não-uniformidades de tensões e deformações existem não somente no ensaio *simple shear*, mas no ensaio triaxial também. Estas não-uniformidades, entretanto, não podem explicar sozinhas as diferenças observadas nos resultados dos dois ensaios. O comportamento dos solos no ensaio *simple shear* e no ensaio triaxial deve ser diferente porque estes ensaios foram projetados para impor diferentes estados de tensões nos corpos de prova de solo. A tensão principal intermediária (σ_2) no ensaio *simple shear*, freqüentemente ignorada, tem um papel importante na resposta de solos ensaiados sob condições de deformação plana. A trajetória de tensões seguida pela areia nos dois tipos de ensaio difere significativamente quando a tensão principal intermediária é levada em conta.

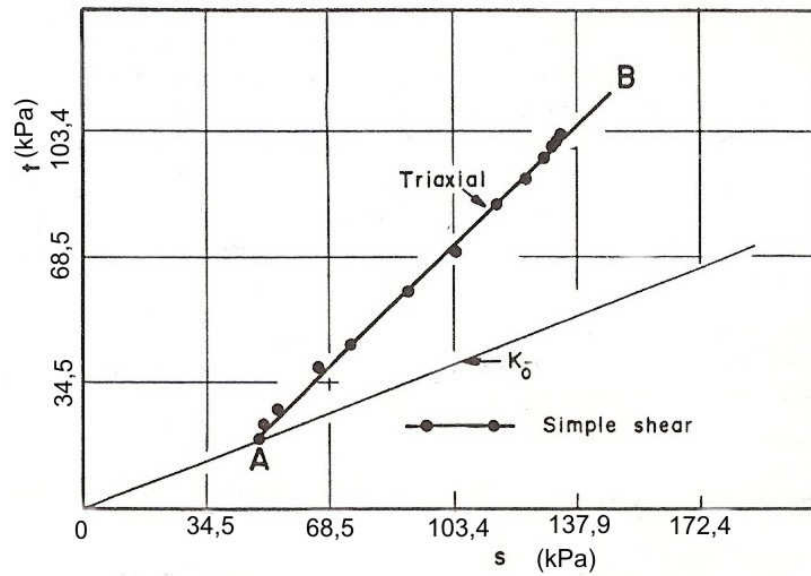


Figura 2.25. Trajetória de tensões no espaço $t:s$ para ensaios triaxiais e “*simple shear*” [modificado de Budhu (1984b)].

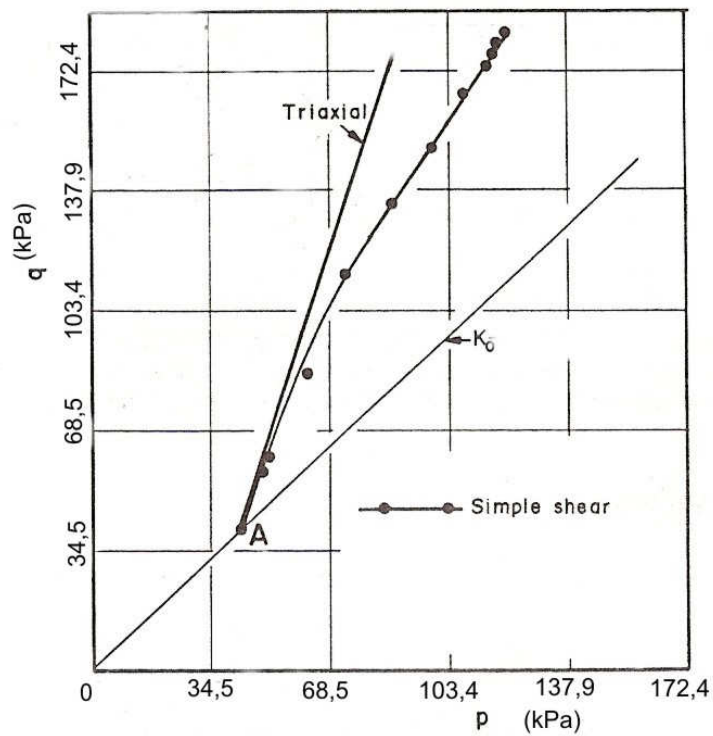


Figura 2.26. Trajetória de tensões no espaço $p:q$ para ensaios triaxiais e “*simple shear*” [modificado de Budhu (1984b)].

As não-uniformidades de tensões nos ensaios triaxial e *simple shear* também foram objeto de estudo de outros autores. Segundo Duncan e Dunlop (1969), a uniformidade de tensões e deformações no equipamento *simple shear* resulta melhor do que no equipamento triaxial. No ensaio triaxial, com o considerável embarrigamento do corpo de prova que ocorre quando o ensaio se aproxima da ruptura, as tensões e deformações não podem ser completamente uniformes. Germaine e Ladd (1986) comentam que a correção de área cilíndrica é ideal para a fase de adensamento e para a fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais onde as extremidades do corpo de prova estão livres de atrito. Segundo os autores, a tensão vertical calculada com a correção de área cilíndrica pode ser superestimada em mais de 30% para uma deformação axial de 10%. Segundo Leroueil (1997), no ensaio triaxial, quando um corpo de prova normalmente adensado é cisalhado, as deformações ocorrem uniformemente e o corpo de prova se deforma como um barril, sendo a variação do índice de vazios representativa das deformações do solo. Em se tratando de um corpo de prova fortemente pré-adensado, após o pico, as deformações de cisalhamento se concentram em uma ou várias bandas de cisalhamento (“*shear bands*”), gerando, para maiores deformações, aproximadamente um deslizamento entre dois blocos rígidos. Estas não uniformidades implicam em que a variação do índice de vazios nas bandas de cisalhamento é muito maior do que no resto do corpo de prova.

Budhu e Britto (1987), citando comparações feitas por Saada e Townsend (1981) entre os resultados de ensaios *simple shear* com resultados de ensaios triaxial e *hollow cylinder*, onde esses autores mostram que o equipamento *simple shear* produz valores mais baixos de resistência ao cisalhamento e rigidez para os solos ensaiados, consideram que não há razões óbvias pelas quais os resultados dos ensaios *simple shear* devam concordar com os resultados de ensaios triaxiais ou de outros equipamentos, sem que as trajetórias de tensões seguidas sejam idênticas e as tensões impostas produzam mudanças similares nas estruturas dos solos. Segundo esses autores, na comparação de resultados obtidos com diferentes tipos de ensaio, é necessário selecionar cuidadosamente os parâmetros derivados de tensão e deformação. No ensaio *simple shear*, a tensão principal intermediária (σ_2) não é nem independente nem igual à maior ou à menor tensão principal; conseqüentemente, seu efeito não deve ser ignorado.

Mayne (1985) apresentou uma coletânea de resultados experimentais de resistência ao cisalhamento não drenada, obtidos por diversos autores em diversos solos argilosos. O autor concluiu que os resultados obtidos com o ensaio *simple shear* situam-se numa posição intermediária entre os resultados obtidos nos ensaios de compressão triaxial e de extensão

triaxial. Segundo o autor, a resistência ao cisalhamento não drenada obtida nos ensaios *simple shear* corresponde a um valor entre 55 e 95% da resistência não drenada obtida em ensaios de compressão triaxial.

Andersen *et al.* (1980), estudando uma argila marinha plástica, realizaram ensaios triaxiais e *simple shear*. Foram realizados ensaios triaxiais em diferentes laboratórios, que mostraram uma dispersão na resistência não drenada de $\pm 5\%$, para um carregamento estático. Quando comparados todos os laboratórios, a dispersão foi da ordem de $\pm 12,5\%$. A deformação permanente e a poro-pressão foram mais erráticas. Os ensaios *simple shear* foram realizados somente no equipamento NGI, onde os ensaios estáticos tiveram uma dispersão na tensão de cisalhamento horizontal na ruptura inferior a $\pm 2\%$. Ensaios com carregamento cíclico apresentaram pouca dispersão nos valores de deformação cíclica, de poro-pressão e de número de ciclos necessários para atingir a ruptura. Para os ensaios *simple shear*, a dispersão nos valores de módulo de cisalhamento foi pequena; mas para os ensaios triaxiais a dispersão foi um pouco maior.

Segundo Atkinson *et al.* (1991), para comparar a resistência ao cisalhamento do solo, obtida por diferentes ensaios, é necessário assegurar que esses ensaios tenham estados de ruptura idênticos e é preciso definir cuidadosamente a resistência ao cisalhamento de referência. Segundo os autores, a condição mais propícia seria a resistência ao cisalhamento de estado crítico, pois a condição de pico não pode ser definida sem ambigüidade (pode ser alcançada tanto pelo pico da tensão de cisalhamento quanto pelo pico da razão de tensões, dependendo da deformação volumétrica e da poro-pressão). É preciso, entretanto, definir cuidadosamente o estado crítico. No estado crítico, o cisalhamento do solo continua ocorrendo numa velocidade de deformação constante, enquanto as tensões e o volume permanecem constantes (no estado crítico, os grãos podem rotacionar, tanto que o cisalhamento é turbulento; isto distingue o estado crítico do estado residual). Os autores compararam resultados obtidos no ensaio *simple shear* realizado com o equipamento NGI com os obtidos nos ensaios triaxiais e concluíram que a envoltória de estado crítico obtida no ensaio *simple shear* apresenta um intercepto coesivo (que não aparece nos ensaios triaxiais) e um ângulo de atrito interno menor do que o encontrado na envoltória de resistência ao cisalhamento resultante dos ensaios triaxiais. Entretanto, como pode ser visto na Figura 2.27, a tendência no ensaio *simple shear* é obter-se uma envoltória de resistência ao cisalhamento curva, com o intercepto tendendo a zero.

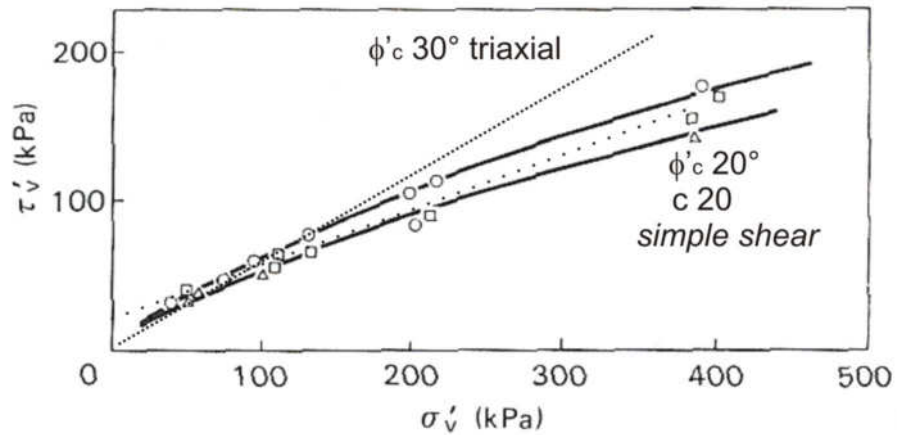


Figura 2.27. Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento no estado crítico determinada com ensaios *simple shear* e triaxial [modificado de Atkinson et al. (1991)].

É evidente que os resultados dos ensaios *simple shear* não podem ser facilmente relacionados com os resultados de ensaios realizados com outros equipamentos. Todavia, os resultados são diretamente relevantes para muitas situações práticas. Aas (1980, *apud* Airey e Wood, 1987) relatou que a resistência ao cisalhamento de argilas, mobilizada ao longo de zonas de ruptura finas, pode ser adequadamente estudada em ensaios *simple shear*. Ladd (1973) mostrou que as resistências ao cisalhamento, estimadas a partir de retro-análises de aterros e ruptura de taludes, apresentam boa concordância com as resistências ao cisalhamento medidas em ensaios *simple shear* (Airey e Wood, 1987).

Tendo aceitado que ensaios *simple shear* produzem resultados de razoável qualidade, a questão principal a ser respondida é como os resultados deste tipo de ensaio podem ser relacionados com aqueles obtidos com outros ensaios de laboratório. Isto é de grande interesse porque os procedimentos de projeto para muitas situações práticas são geralmente baseados nos resultados de ensaios triaxiais, mas a resposta do solo frequentemente caracteriza-se mais por ser do tipo cisalhamento simples. Entretanto, isto é difícil de estabelecer porque as tensões principais não podem ser determinadas durante o ensaio *simple shear* convencional; somente a tensão normal e a tensão de cisalhamento na superfície horizontal são medidas e com isto não é possível construir o círculo de Mohr de tensões. As equações propostas por Wood *et al.* (1979), apresentadas anteriormente, podem ser utilizadas como uma aproximação razoável para a determinação do estado de tensões no ensaio *simple shear*.

2.4. Comportamento Geotécnico de Areias

Nesta pesquisa foram estudadas duas areias encontradas na região litorânea do Rio Grande do Sul, que são apresentadas no capítulo 4 (Materiais e Métodos). Neste item são revisados alguns tópicos relacionados ao comportamento mecânico de areias, que também fazem parte do objeto de estudo desta tese.

2.4.1. Resistência ao cisalhamento de areias

Na Mecânica dos Solos, a expressão “areias” refere-se geralmente a materiais granulares com reduzido teor de finos, sem plasticidade e com alta condutividade hidráulica. O teor de finos deve ser, segundo Pinto (2000), inferior a 12%. Teores de finos maiores têm influência marcante sobre o comportamento dos solos, descaracterizando o material areia.

Segundo a Mecânica dos Solos clássica, o comportamento mecânico das areias secas é influenciado por diversos fatores, que podem ser separados em dois grupos. O primeiro grupo inclui os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de um dado solo, como o índice de vazios e a tensão confinante. O segundo grupo inclui os fatores que tornam a resistência ao cisalhamento de um solo diferente de outro solo, com o mesmo índice de vazios na mesma tensão confinante, como a distribuição granulométrica e o formato, tamanho e resistência dos grãos que compõem a areia, além da sua estrutura (Lambe e Whitman, 1979).

Em areias e outros materiais sedimentares é comum se observar anisotropia de comportamento, principalmente devido ao processo de formação. Outro fenômeno que ocorre é o envelhecimento das areias, isto é, a modificação (melhoria) do comportamento mecânico com o tempo, sob tensão constante, sem mudança significativa da densidade. Em camadas mais superficiais, as areias podem sofrer a ação dos agentes de intemperismo que modificam tanto os grãos individuais como o arranjo geral do solo, lixiviando ou depositando óxidos e outros elementos químicos, podendo ocorrer processos de laterização.

Algumas destas diversas influências serão comentadas a seguir, sempre em relação a areias secas ou saturadas (não será investigada nesta tese a influência da sucção sobre o comportamento das areias não saturadas). Uma discussão detalhada é encontrada nos trabalhos citados e, também, em Leroueil e Hight (2003).

2.4.1.1. Influência da distribuição granulométrica, formato, tamanho e mineralogia dos grãos

É bem conhecido que, quanto melhor graduada for a distribuição granulométrica de uma areia, maior será o travamento dos grãos e maior o ângulo de atrito interno. No que se refere ao tamanho dos grãos, onde há predomínio de grãos pequenos, estes comandam o comportamento mecânico, pois envolvem os grãos maiores. Se, ao contrário, predominam grãos grandes, os grãos menores preenchem os vazios entre os maiores, aumentando o travamento. Em relação ao formato dos grãos, os grãos angulosos fornecem um maior atrito interno do que os grãos esféricos ou arredondados, embora apresentem maiores deformações pontuais devido às mais elevadas tensões de contato.

A Figura 2.28, modificada de Lambe e Whitman (1979), apresenta influência da granulometria no ângulo de atrito interno de um solo granular de duas formas. A Figura 2.28b mostra dados de cinco solos com o mesmo coeficiente de uniformidade, mas com diferentes tamanhos médios de grãos. Para uma mesma energia de compactação, os solos alcançaram diferentes índices de vazios, porém o ângulo de atrito interno não apresentou grande variação. O efeito do maior travamento inicial para as areias com partículas maiores é compensado pela maior intensidade de quebra dos grãos maiores devida à maior força de contato entre os grãos.

A Figura 2.28a mostra o comportamento de quatro areias com o mesmo tamanho médio de partículas, mas com diferentes valores de tamanho máximo de partículas; o maior tamanho máximo de grãos indica que mais bem graduada é a areia. Para energias de compactação idênticas, a areia melhor graduada tem um índice de vazios inicial menor e um ângulo de atrito interno maior.

Alguns processos de alteração dos solos, especialmente o intemperismo químico, são capazes de alterar a mineralogia do solo, o formato dos grãos e de criar ligações entre os grãos. Estas ligações entre os grãos provocam uma cimentação natural que dá origem a uma certa estrutura no solo. Esta estrutura tem um importante papel na determinação do comportamento tensão versus deformação dos solos, que está comentada em mais detalhes na seção 2.4.2.

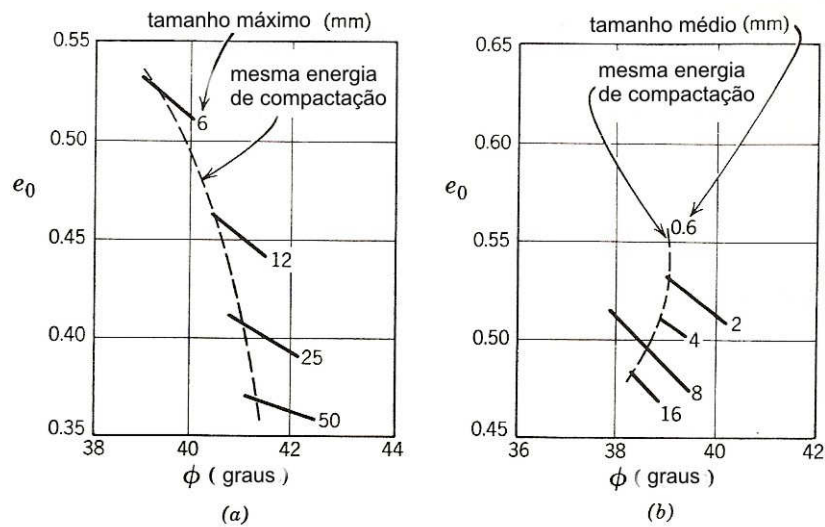


Figura 2.28. Influência do tamanho de grãos e da distribuição granulométrica no índice de vazios e no ângulo de atrito interno de areias. (a) solos com diferente distribuição granulométrica (b) solos com diferente tamanho médio de grãos [modificado de Lambe e Whitman (1979)].

Segundo Bressani *et al.* (2001), a maioria dos solos tropicais é resultante de processos de alteração química. Os solos tropicais, particularmente os solos residuais e alguns colúvios, mas também os solos sedimentares não-submersos, são afetados por processos de intemperização em vários graus. As condições favoráveis ao processo de alteração são temperaturas altas, variações cíclicas de umidade, presença de umidade alta em certos períodos e boa drenagem. Estes processos originam a conhecida coloração avermelhada dos solos tropicais pela presença de óxidos de ferro e alumínio, muitas vezes formando agregados de argila. Dependendo das condições de formação, não ocorrem argilas expansivas e há uma relativa concentração de quartzo e caulinita. Como decorrência destes processos, ocorrem alterações na constituição mineralógica dos solos, no formato dos grãos e nas suas propriedades geotécnicas.

Marcon (2005), estudando os dois solos arenosos utilizados neste trabalho, de mesma origem, mas com processos de alteração diferenciados, encontrou alterações no formato dos grãos (e ligeira alteração mineralógica) que causaram diferenças importantes no comportamento geotécnico observado em ensaios de laboratório (alteração no ângulo de atrito interno e no comportamento tensão versus deformação).

2.4.1.2. Grau de compactação e tensão confinante

Os estudos tradicionais em areias utilizaram corpos de prova de areias fofas e areias compactas (obtidos com variações nos índices de vazios de moldagem). Quando submetidas a tensões de cisalhamento crescentes (nos ensaios convencionais de resistência ao cisalhamento), os corpos de prova de areias fofas apresentam um comportamento de aumento crescente da tensão de cisalhamento com a deformação, atingindo seu valor máximo para deformações relativamente altas (da ordem de 6 a 8%). Durante todo o ensaio, os corpos de prova tendem a apresentar variação volumétrica de contração (Fig. 2.29).

Para o caso dos corpos de prova de areias compactas, a tensão de cisalhamento cresce rapidamente com a deformação até atingir um valor de pico, caindo em seguida. A tensão de cisalhamento, após o pico, diminui até atingir um valor final constante. A variação volumétrica é inicialmente de contração, mas apresenta logo em seguida um comportamento dilatante. A Figura 2.28, modificada de Lambe e Whitman (1979), apresenta o comportamento de duas areias, no ensaio de compressão triaxial, com valores de índice de vazios inicial diferentes, sendo uma areia no estado fofo ($e_0 = 0,834$) e a outra, no estado compacto ($e_0 = 0,605$).

É interessante notar, como mostra a Figura 2.29, que os dois corpos de prova tendem a apresentar tensões de cisalhamento finais semelhantes e suas densidades finais também se aproximam. Esta semelhança de estado no final do ensaio permitiu definir o estado crítico (ou CV – “*constant volume*”). Este comportamento foi bastante estudado, dando origem à Teoria do Estado Crítico (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978).

A Teoria do Estado Crítico descreve o comportamento dos solos com base principalmente no índice de vazios inicial e na trajetória de tensões. Segundo esta teoria, no estado crítico, o material granular converge para uma mesma linha de comportamento (NCL – “*Normal Compression Line*”), independente do seu estado inicial (Figura 2.30). Embora esta teoria descreva bem o comportamento de argilas normalmente adensadas, há problemas para sua utilização em areias, segundo Atkinson e Bransby (1978). Segundo os autores, para os níveis de tensão usuais (menores do que 700kPa), nas areias não é observável uma linha de comportamento única (NCL). Jefferies e Been (1987) também identificaram este comportamento ao ensaiarem areias reconstituídas. Para as mesmas tensões (menores do que 700kPa) as argilas em geral aproximam-se ou encontram-se na NCL. Nas areias, a NCL só é

alcançada para tensões efetivas elevadas, suficientes para gerar quebra de partículas (Coop, 2000; *apud* Martins, 2001).

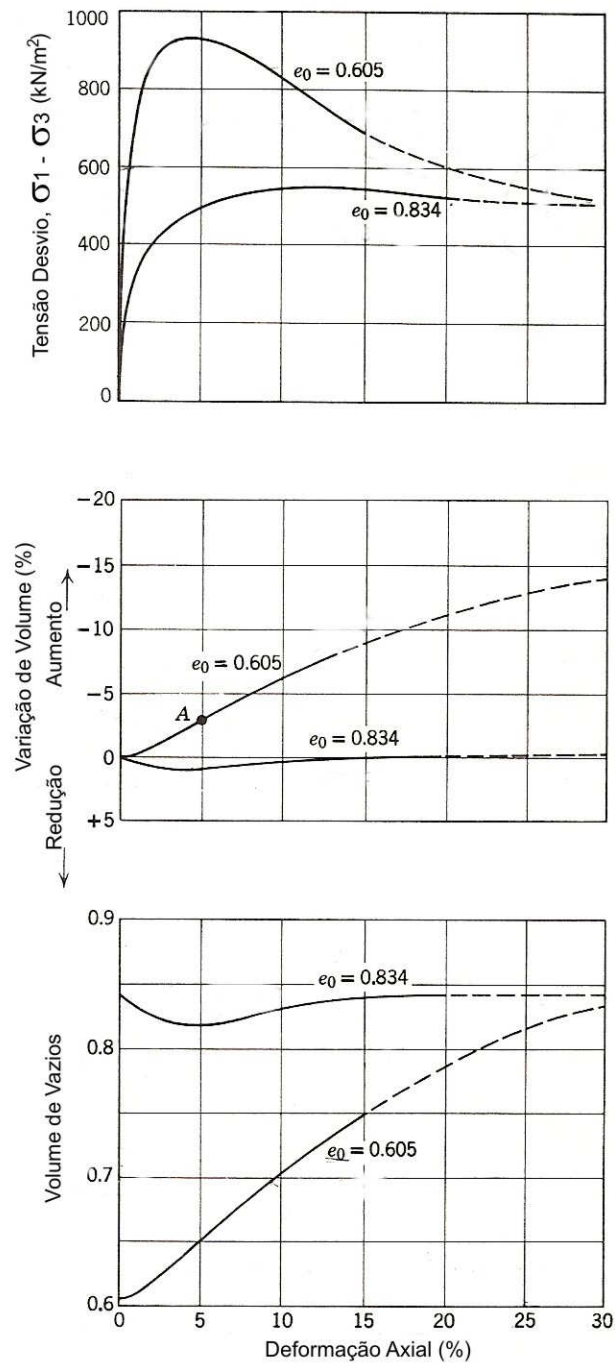


Figura 2.29. O comportamento de areias no estado compacto e no estado fofo [modificado de Lambe e Whitman (1979)].

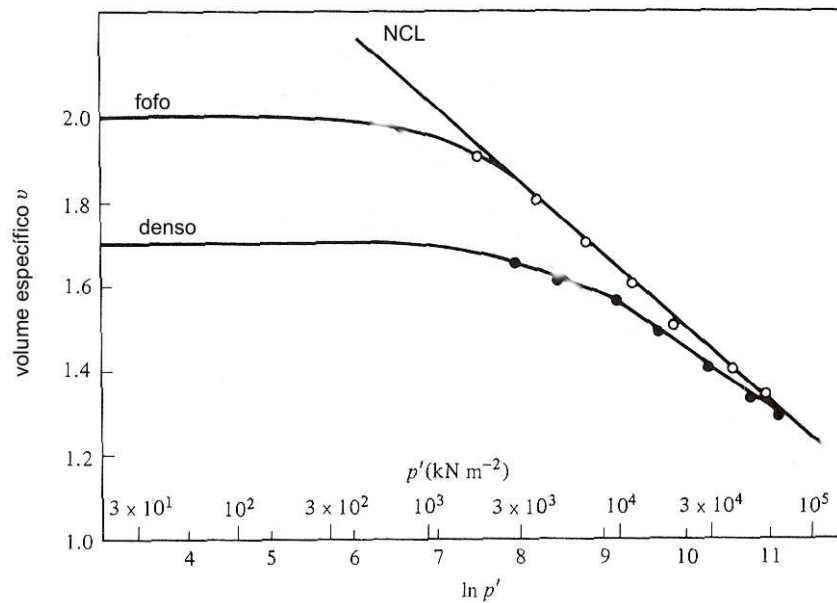


Figura 2.30. NCL – Normal Compression Line [modificado de Atkinson e Bransby (1978)].

Been & Jefferies (1985) propõem uma referência alternativa à NCL, utilizando o conceito de linha de estado constante SSL (*Steady State Line*). Esta linha foi definida pelos autores a partir de ensaios em corpos de prova de areia fofo reconstituída, submetidos a grandes deformações de cisalhamento durante ensaios de liquefação (ensaios não drenados), quando atingem uma condição de “estado constante”. Nesta condição, para um dado nível de tensão média efetiva, a resistência ao cisalhamento e o índice de vazios são constantes e independentes do estado inicial da amostra.

Com base na observação de que a SSL é única para uma determinada areia, Been & Jefferies (1985) propõem o conceito de parâmetro de estado (ψ), como forma alternativa de análise do comportamento de areias. Este parâmetro representa a distância, em termos de índice de vazios, em que a areia se encontra da SSL (ver Figura 2.31). Durante o cisalhamento, areias situadas abaixo da SSL apresentam comportamento dilatante, associado à formação de pico de resistência ao cisalhamento. Por outro lado, areias situadas acima da SSL apresentam comportamento de contração, sem pico de resistência ao cisalhamento. Os autores mostram que o ângulo de atrito interno pode ser estimado com base no parâmetro de estado ψ , sendo comparável ao ângulo de atrito interno estimado com base na teoria de dilatância de Rowe.

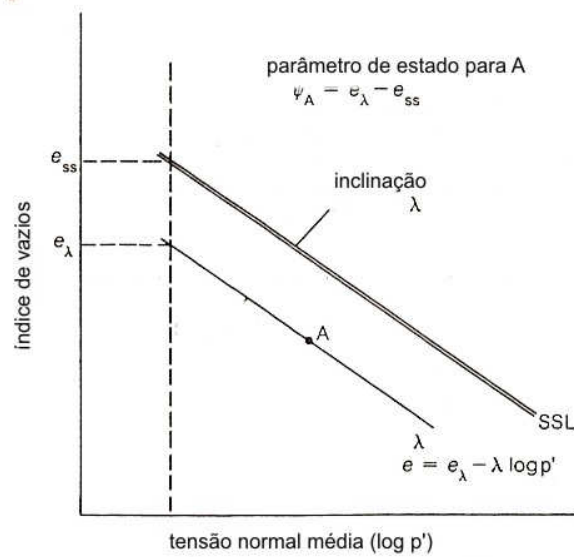


Figura 2.31. Definição da SSL – Steady State Line e do parâmetro de estado ψ [modificado de Been e Jefferies (1985)].

Segundo Rowe (1962, *apud* Mitchell, 1993), o ângulo de atrito interno de pico pode ser representado como a soma de três contribuições: a resistência de atrito do contato, a do rearranjo das partículas e a resultante da dilatância dos solos. Para os menores índices de vazios, a resistência ao cisalhamento de pico é alcançada antes que algum movimento significativo interpartículas possa ocorrer; assim o trabalho de rearranjo é pequeno. Por outro lado, a ruptura de areias compactas requer a expansão de seu volume contra a tensão confinante, o que provoca uma grande contribuição de dilatação. Se as tensões confinantes são muito altas, haverá menos dilatação e mais esmagamento dos grãos para acomodar as deformações de cisalhamento. Nos maiores índices de vazios, alguns rearranjos de grãos se desenvolvem antes da ruptura, quando as partículas deslizam e escorregam ao longo de planos inclinados em vários ângulos.

O índice de vazios crítico também pode ser entendido como uma condição na qual um corpo de prova apresenta ruptura a volume constante. Neste caso, nenhum trabalho é requerido para produzir dilatação, e o ângulo de atrito interno é composto somente da parcela de resistência de atrito entre as partículas e do seu rearranjo.

Bolton (1986) propõe uma simplificação da teoria de Rowe, estimando o ângulo de atrito interno de pico como sendo a soma de duas parcelas, uma devida ao ângulo de atrito interno de estado crítico e a outra devida ao ângulo de dilatância. O autor propõe também a

relação do ângulo de dilatância com a densidade relativa do material e com a tensão efetiva média atuante.

Sabe-se que, quanto maior a tensão confinante, maior é a quebra de grãos de uma areia. Entretanto, a quebra de grãos é menos importante para areias com grãos de maior resistência e formas arredondadas, onde há maior área de contato. Segundo Ueng e Chen (2000), a densidade da areia tem um efeito mínimo sobre a porcentagem de grãos que serão quebrados.

2.4.2. Estrutura dos solos

A estrutura presente nos solos naturais é um dos aspectos de maior relevância no comportamento dos solos. Na natureza a maioria dos depósitos de solos apresenta alguma estrutura, como consequência de cimentação química com origem externa ou mesmo resultante do próprio processo de alteração, como ocorre na laterização dos solos. O processo de envelhecimento dos solos é responsável por uma espécie de cimentação entre as partículas do solo, alterando as propriedades físico-químicas do solo.

Algum tipo de estrutura está presente em praticamente todos os tipos de solos. Nos solos naturais tropicais, esta estrutura pode estar associada fortemente à cimentação química, a qual tem várias origens. Em areias, esta estrutura e/ou a cimentação podem se originar da precipitação de sílica nos contatos entre partículas, da precipitação de carbonatos ou algum outro agente cimentante, do travamento dos grãos com o tempo e de outros fatores (Barton, 1993).

A presença de estrutura em areias tem sido observada em ensaios de campo e de laboratório (Leroueil e Vaughan, 1990). Um estudo feito por Mitchell e Solymar (1984) verificou um aumento da resistência ao cisalhamento de areias com o passar do tempo. Clough *et al.* (1981) observaram que a presença de estrutura nas areias diminui a deformabilidade, aumenta a resistência ao cisalhamento de pico e aumenta a fragilidade do material, além de conferir alguma resistência à tração.

Segundo Martins (2001), a idéia mais freqüentemente associada ao termo estrutura é a de um ganho de resistência ao cisalhamento, que não pode ser explicado pela história de tensões ou pelo índice de vazios do solo. Leroueil e Vaughan (1990) associam a estrutura ao

conceito de dano, propõem que, ao contrário dos efeitos da história de tensões, a estrutura uma vez danificada, não pode mais ser restituída.

Hight e Leroueil (2003) também citam o envelhecimento das areias como um importante fator para desenvolver estrutura. Para os autores, somente os depósitos recentes podem apresentar características de comportamento clássico de areias fofas. Nos depósitos “envelhecidos” foram criados vínculos entre as partículas (cimentação). A densidade destes depósitos foi aumentada pelo preenchimento dos vazios por cimento.

Nesta pesquisa apenas amostras deformadas estão sendo utilizadas, portanto a estrutura presente nos depósitos naturais não foi preservada; entretanto não parece ter sido completamente destruída, já que algumas ligações entre partículas possivelmente permaneceram intactas. Marcon (2005), estudando as areias utilizadas neste trabalho, identificou, através de análises mineralógicas de difração de raio-X e microscopia eletrônica de varredura (MEV), alguns elementos cimentantes entre as partículas de areia. Também encontrou diferenças no formato dos grãos, causada por agregação de minerais aos grãos. Na comparação deste material com a areia que lhe deu origem, e que não apresenta sinal de intemperismo, o autor observou comportamentos mecânicos distintos, mesmo utilizando amostras reconstituídas, evidenciando que o formato dos grãos e a presença de material de recobrimento dos grãos de areia são fatores intervenientes no comportamento dos solos arenosos investigados. As características destes solos são apresentadas no Capítulo 4.

Schmertmann (1991) investigou o efeito do envelhecimento em argilas, siltes, areias e pedregulhos (com ensaios de placa, triaxiais, SPT, CPT). Encontrou efeitos do envelhecimento em todos os materiais. O autor verificou aumento da rigidez dos materiais e aumento da resistência ao cisalhamento. Segundo o autor, este fenômeno se origina de mudanças no arranjo de grãos, bem como de alterações nas próprias partículas em decorrência de alguns processos químicos atuantes durante o envelhecimento. Segundo Barton (1993), as ligações entre grãos devidas à cimentação fazem surgir uma coesão verdadeira. Para formar a superfície de ruptura, o cisalhamento precisa romper o cimento ou a partícula, ou ambos.

2.4.3. Módulo de cisalhamento de areias

Em quase todos os projetos geotécnicos importantes, a determinação dos parâmetros de deformabilidade [como o módulo de Young (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de cisalhamento (G)] é imperativa, visando principalmente a sua utilização nos modelos constitutivos que integram os métodos numéricos para a previsão de comportamento. Na maioria dos problemas estáticos, os valores das deformações elásticas são pequenos se comparados com as deformações plásticas. Por outro lado, nos problemas dinâmicos, as tensões de cisalhamento admissíveis são pequenas e as propriedades elásticas destes materiais se tornam condicionantes essenciais para o projeto. No caso de solos rijos ou estruturados, por outro lado, as deformações sob a ação de cargas estáticas são pequenas devido à estrutura (Tatsuoka e Kohata, 1995). Martins (2001), citando Burland (1989) e Ochi *et al.*, (1993), que monitoraram obras geotécnicas, relata que as deformações envolvidas nas obras geotécnicas se situam no intervalo entre 0,001% e 0,5%, sendo a grande maioria destes resultados limitada ao intervalo de deformações entre 0,01% e 0,1%.

Segundo Lambe e Whitman (1979), os mesmos fatores que influenciam o ângulo de atrito interno também influenciam o módulo de cisalhamento, porém o efeito sobre o módulo é mais difícil de determinar. Por isto, torna-se difícil estimar, com qualquer precisão, valores de módulo de cisalhamento para os solos naturais. Havendo a necessidade de se conhecer o módulo de cisalhamento de um solo é necessário realizar ensaios de laboratório ou ensaios de campo para se obter um valor de módulo de cisalhamento representativo.

O avanço da tecnologia, especialmente nas áreas da informática e da eletrônica, contribuiu para o desenvolvimento dos ensaios de laboratório, em especial a partir dos anos 80. Os ensaios de laboratório para estudo do comportamento dos solos a pequenas deformações encontram-se entre os ensaios mais utilizados atualmente (Coop, 1997).

O módulo de deformabilidade dos solos é dependente de vários fatores, o que contribui para a grande dispersão nos valores de módulos obtidos através dos diversos métodos de ensaio: ensaios de campo (método sísmico, ensaio pressiométrico e ensaio de placa) e ensaios de laboratório (ensaio triaxial, ensaio de coluna ressonante, ensaio *simple shear* e ensaio *hollow-cylinder*), segundo Ferreira (2002). A Tabela 2.2 compara os níveis de deformação de cisalhamento medidos por alguns ensaios utilizados na determinação de módulos de cisalhamento a pequenas deformações (Martins, 2001).

Tabela 2.2. Deformações de cisalhamento medidas em ensaios de laboratório e campo para determinação de módulo de cisalhamento.

Ensaio	Deformação (%)	Referência
Coluna ressonante	10^{-7} a 10^{-2}	Martins (2001)
<i>Bender elements</i>	10^{-5}	
Crosshole – Down hole	10^{-6} a 10^{-5}	
Triaxial com LDT	10^{-6}	Ferreira (2002)
Triaxial com efeito Hall	10^{-5}	
<i>Hollow Cylinder</i>	10^{-5}	Bernardes (2007)
<i>Simple shear</i>	10^{-2}	Este trabalho

A Figura 2.32a, modificada de Leroueil e Hight (2003), mostra a influência da deformação de cisalhamento no módulo de cisalhamento, obtido através de ensaios cíclicos e ensaios estáticos. As curvas são plotadas em termos de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento. Segundo os autores, para as deformações menores, de cerca de 10^{-3} , os resultados experimentais obtidos por métodos estáticos e dinâmicos, apresentados na Figura 2.32b, não mostraram diferenças significativas. Os ensaios foram realizados em corpos de prova de areia, com índice de vazios igual a 0,64 e adensada a 49kPa.

Hight e Leroueil (2003) apresentaram comparações entre os valores de módulo de cisalhamento obtidos em ensaios de laboratório e os valores de módulo de cisalhamento obtidos em ensaios de campo. A Figura 2.33 apresenta estas comparações. Nesta Figura, na grande maioria dos resultados, a razão entre os valores de módulo de cisalhamento determinados em laboratório e *in situ* está entre 0,5 e 1.

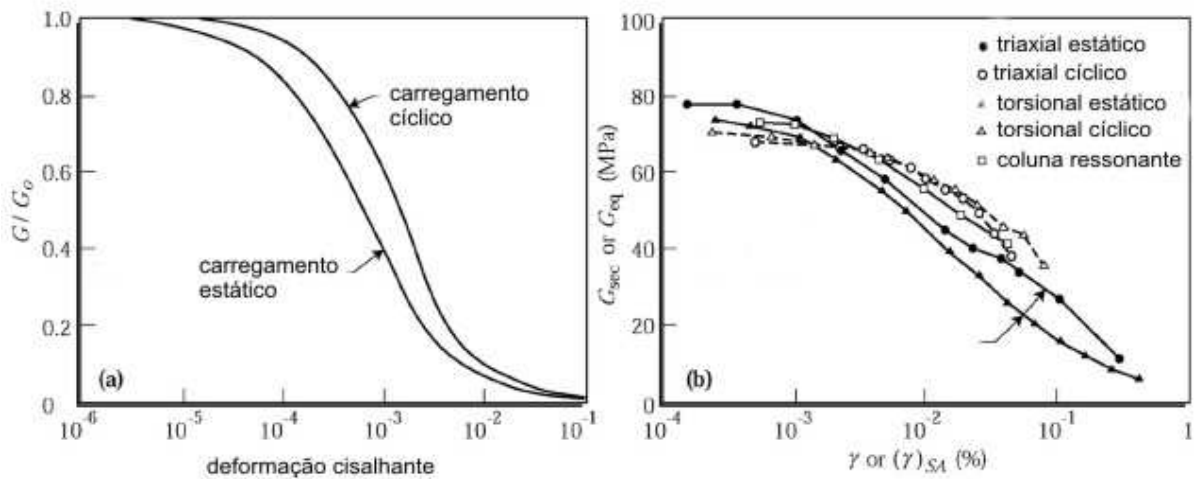


Figura 2.32. Módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento: comparação de valores obtidos por métodos estáticos e dinâmicos [modificado de Leroueil e Hight (2003)].

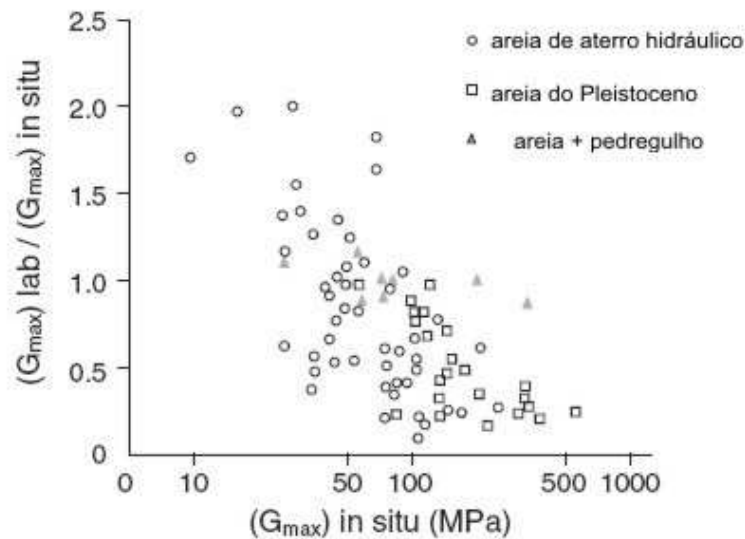


Figura 2.33. Comparação entre valores de módulo de cisalhamento, obtidos através de ensaios em laboratório e ensaios *in situ* [modificado de Hight e Leroueil (2003)].

Nos ensaios de laboratório, os principais fatores que afetam o módulo de deformabilidade de um solo são: o tipo de amostragem, o nível de deformação, a tensão vertical, o tipo de carregamento, a história de tensões e a velocidade de deformação (Bellotti e

Jamiolkowski, 1989 e Ladd *et al.*, 1977). Martins (1994) também cita a dependência do módulo de deformabilidade em relação à trajetória de tensões seguida pelo ensaio.

Uma vez que o módulo depende do índice de vazios, e é difícil obter amostras indeformadas de solos granulares em geral, é especialmente difícil medir o módulo de cisalhamento de solos arenosos. Vários autores estudaram os efeitos da amostragem na determinação de valores de módulo de cisalhamento, como Clayton *et al.* (1992), que numa série de ensaios triaxiais realizados em argila, impuseram aos corpos de prova deformações axiais cíclicas, simulando a história de deformações sofrida pelo solo no interior de um amostrador de parede fina. Os resultados mostraram que os valores de G , denominados de G_{\max} (módulo de cisalhamento máximo) para $\gamma \sim 10^{-4} \%$, diminuem consideravelmente com o aumento da amplitude de deformação cíclica, devido em parte à crescente destruição da micro-estrutura do solo.

Rampello e Silvestri (1993), estudando o comportamento de uma argila rijá, realizaram ensaios *hollow-cylinder* em amostras indeformadas e amostras remoldadas no mesmo índice de vazios. Os resultados apresentaram um valor de G_{\max} cerca de 50% maior para as amostras indeformadas do que para as amostras remoldadas.

De acordo com Hardin e Drnevich (1972), que apresentaram ensaios *hollow cylinder* e de coluna ressonante em diversos solos, o módulo de cisalhamento é influenciado por diversos parâmetros. Os autores classificaram estes parâmetros segundo o grau de influência do módulo de cisalhamento como: (1) muito importantes: amplitude de deformação, tensão confinante efetiva, índice de vazios, grau de saturação (solos coesivos); (2) menos importantes: razão de sobre-adensamento (solos coesivos), envoltória de resistência ao cisalhamento efetiva e; (3) relativamente importantes: frequência de carregamento, mineralogia (forma, tamanho e características dos grãos); estrutura dos solos.

O módulo de cisalhamento diminui com o aumento da amplitude de deformação, entretanto a taxa de redução do módulo é afetada por alguns parâmetros. A taxa de redução do módulo de cisalhamento é maior para baixas tensões de confinamento efetivas e altos índices de vazios (Hardin e Drnevich, 1972). Segundo os autores, o módulo de cisalhamento aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva; para as pequenas deformações o efeito do aumento da tensão confinante é menos importante do que para as grandes deformações, onde segundo os autores, os valores de módulo de cisalhamento dependem basicamente da

resistência ao cisalhamento dos solos. Vários autores também observaram esse comportamento, como Porovic e Jardine (1994) e Tanaka (2003).

Todavia, Bressani (1990), Cuccovilo e Coop (1997), Ferreira (1998) e Martins (2001) mostraram que, para solos arenosos estruturados, a variação do módulo de Young com a tensão confinante efetiva não segue este padrão. Para determinados intervalos de tensão confinante efetiva, o módulo de deformabilidade permanece constante, voltando a aumentar após a tensão confinante atingir determinado valor. Este valor pode estar associado à quebra de estrutura do material. A Figura 2.34 reproduz resultados em um solo artificialmente cimentado investigado com ensaios triaxiais.

Em um ensaio triaxial, a curva tensão desvio versus deformação axial apresenta uma trajetória não linear, representando o comportamento não linear do solo. Porém, para deformações da ordem de 10^{-6} a 10^{-4} , os solos apresentam um comportamento praticamente linear, sendo que, neste trecho, o módulo de Young é máximo (Tatsuoka e Kohata, 1995).

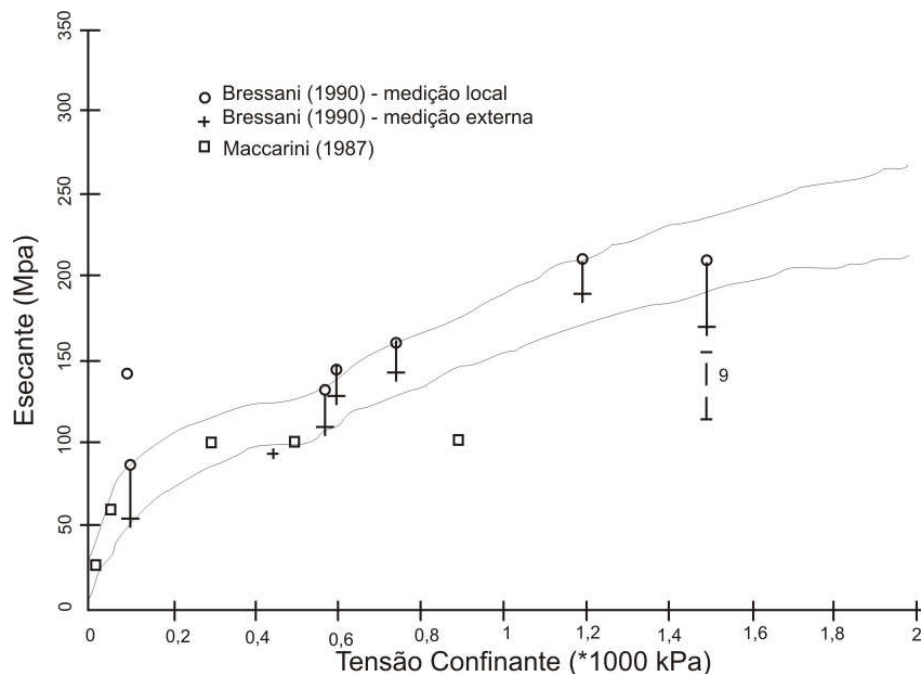


Figura 2.34. Variação do módulo de Young com a tensão confinante efetiva para solos arenosos estruturados. [modificado de Bressani (1990)].

Lanzo *et al.* (1997) estudaram o módulo de cisalhamento de areias limpas e siltosas a pequenas deformações, utilizando o equipamento *simple shear* de amostra dupla, e concluíram que o comportamento tensão versus deformação a pequenas deformações, da ordem de 10^{-3} , é visivelmente não linear. Verificaram também que a não linearidade diminui com o aumento da plasticidade do material.

A Figura 2.35 mostra a variação do módulo de Young em relação à deformação axial, determinada com ensaios triaxiais, para um solo residual de arenito com índice de vazios inicial igual a 0,66 (Ferreira, 2002). Como esperado, o aumento da deformação axial provoca uma diminuição do módulo de Young secante do solo, sendo esta diminuição mais pronunciada nas menores deformações (observe a escala logarítmica). Os resultados da Figura 2.35 mostram também o aumento do módulo de deformabilidade com o aumento da tensão confinante. Segundo Martins (2001), a curva de degradação do módulo de Young secante em materiais estruturados (como é o solo residual de arenito) caracteriza-se por apresentar um intervalo inicial elástico linear, com módulo de Young constante, seguido de um ponto de plastificação a partir do qual a rigidez secante cai continuamente com o nível de deformação axial.

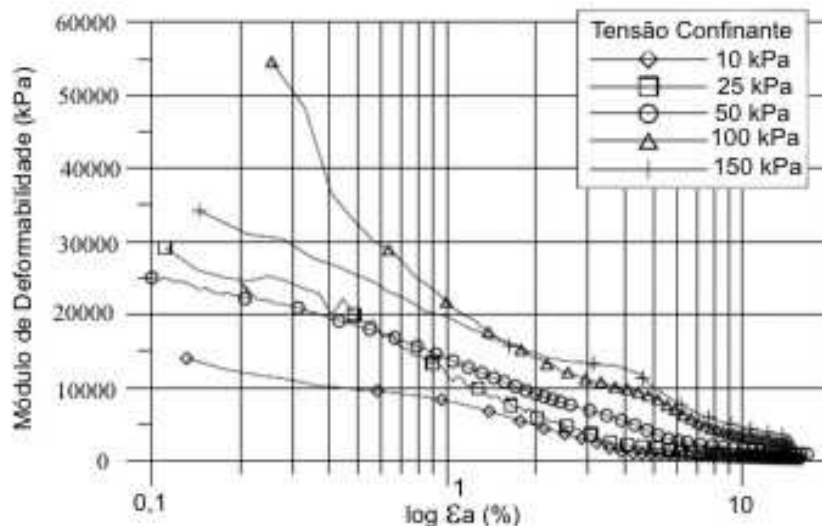


Figura 2.35. Variação do módulo de Young secante com a tensão confinante e com a deformação axial [modificado de Ferreira (2002)].

A Figura 2.36 apresenta a influência da densidade relativa e do índice de vazios de areias no módulo de cisalhamento máximo $G_{m\acute{a}x}$, conforme Alarcon *et al.* (1989). A Tabela 2.3 apresenta as principais características das duas areias utilizadas pelos autores. A Figura 2.36a mostra que areias relativamente similares, na mesma densidade relativa, podem apresentar valores de $G_{m\acute{a}x}$ muito diferentes. A Figura 2.36b mostra que o módulo de cisalhamento de areias com densidades relativas diferentes, mas no mesmo índice de vazios, são próximos. Isto indica, segundo os autores, que o valor de $G_{m\acute{a}x}$ apresenta correlação principalmente com o índice de vazios e não com a densidade relativa das areias.

Tabela 2.3. Características das areias estudadas por Alarcon *et al.* (1989).

	Areia 1	Areia 2
Mineral predominante	Quartzo	Quartzo
Peso específico	2,65	2,65
D_{10} (mm)	0,60	0,23
D_{50} (mm)	0,72	0,26
D_{60} (mm)	0,75	0,27
D_{90} (mm)	0,83	0,30
$e_{m\acute{a}x}$	0,738	0,852
$e_{m\acute{i}n}$	0,501	0,585

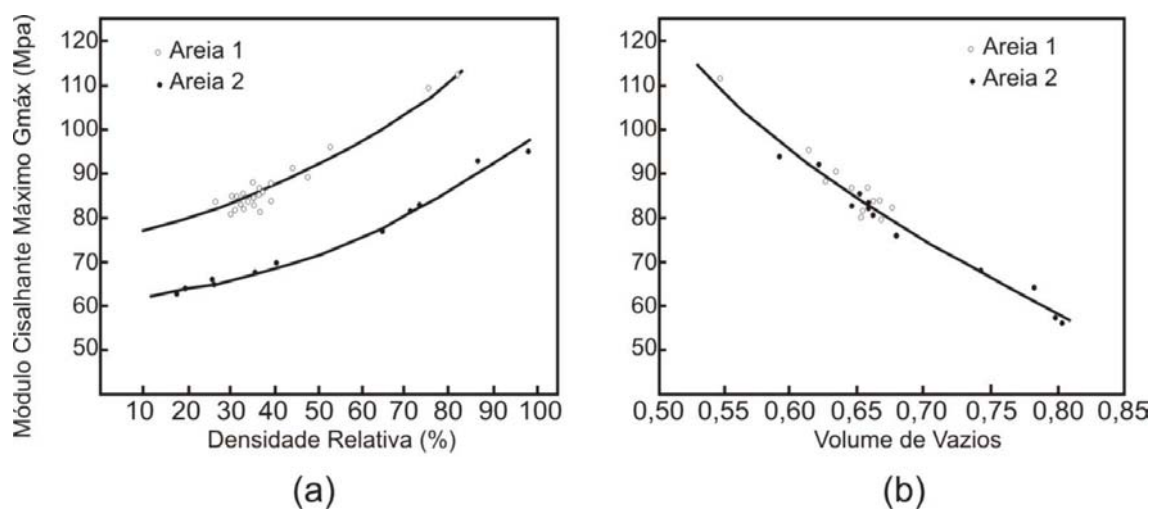


Figura 2.36. Relação entre o módulo de cisalhamento máximo $G_{m\acute{a}x}$ com a densidade relativa e o índice de vazios [modificado de Alarcon *et al.* (1989)].

3. DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO *SIMPLE SHEAR*

O equipamento *simple shear* construído no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAGEO), como parte desta tese, foi baseado na revisão de literatura apresentada no capítulo 2. Novos conceitos, entretanto, foram empregados em diversos componentes do equipamento. Neste capítulo, o equipamento *simple shear* é apresentado e discutido detalhadamente. Inicialmente, são apresentadas as características mecânicas do projeto e, após, discutidas as principais características elétricas e eletrônicas dos sistemas de instrumentação e controle do equipamento *simple shear*.

O equipamento *simple shear* foi projetado para ensaiar corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 60mm e altura de 20mm. O corpo de prova é envolto por uma membrana de látex e por anéis laterais metálicos, colados à membrana. O cisalhamento é aplicado na modalidade de deformação controlada por um motor de passos associado a um fuso de esferas re-circulante que fazem um carro andar sobre patins. A tensão de cisalhamento é medida no sistema de reação do equipamento e a tensão vertical é aplicada por pesos, no centro do corpo de prova. Os instrumentos de medição dos deslocamentos (horizontal e vertical) foram instalados o mais próximo possível do corpo de prova.

Para facilitar a descrição apresentada nesta seção, o equipamento *simple shear* foi dividido em cinco conjuntos fundamentais: (1) o sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal, (2) o sistema de aplicação da força vertical, (3) o sistema de reação, (4) a célula de cisalhamento, (5) o sistema de instrumentação e controle do ensaio. Cada um destes sistemas é detalhado nos itens seguintes. A Figura 3.1 apresenta uma fotografia deste equipamento com a identificação de cada um dos sistemas.

O equipamento *simple shear* foi montado sobre um pórtico, construído com perfis metálicos em forma de “U”. O pórtico possui 1,2m de comprimento e 0,2m de largura; a altura é de 1,0m. O pórtico foi montado sobre patas de borracha para minimizar a propagação de vibrações desde o piso do laboratório até a célula de cisalhamento. A Figura 3.1 mostra também o pórtico metálico e as patas de borracha.

Os componentes do equipamento *simple shear* são descritos a seguir e são ilustrados com fotografias e desenhos esquemáticos. Todos os detalhes, inclusive as dimensões e

especificações dos componentes, são apresentados nas pranchas de projeto. Estas pranchas são reproduzidas no Anexo I.

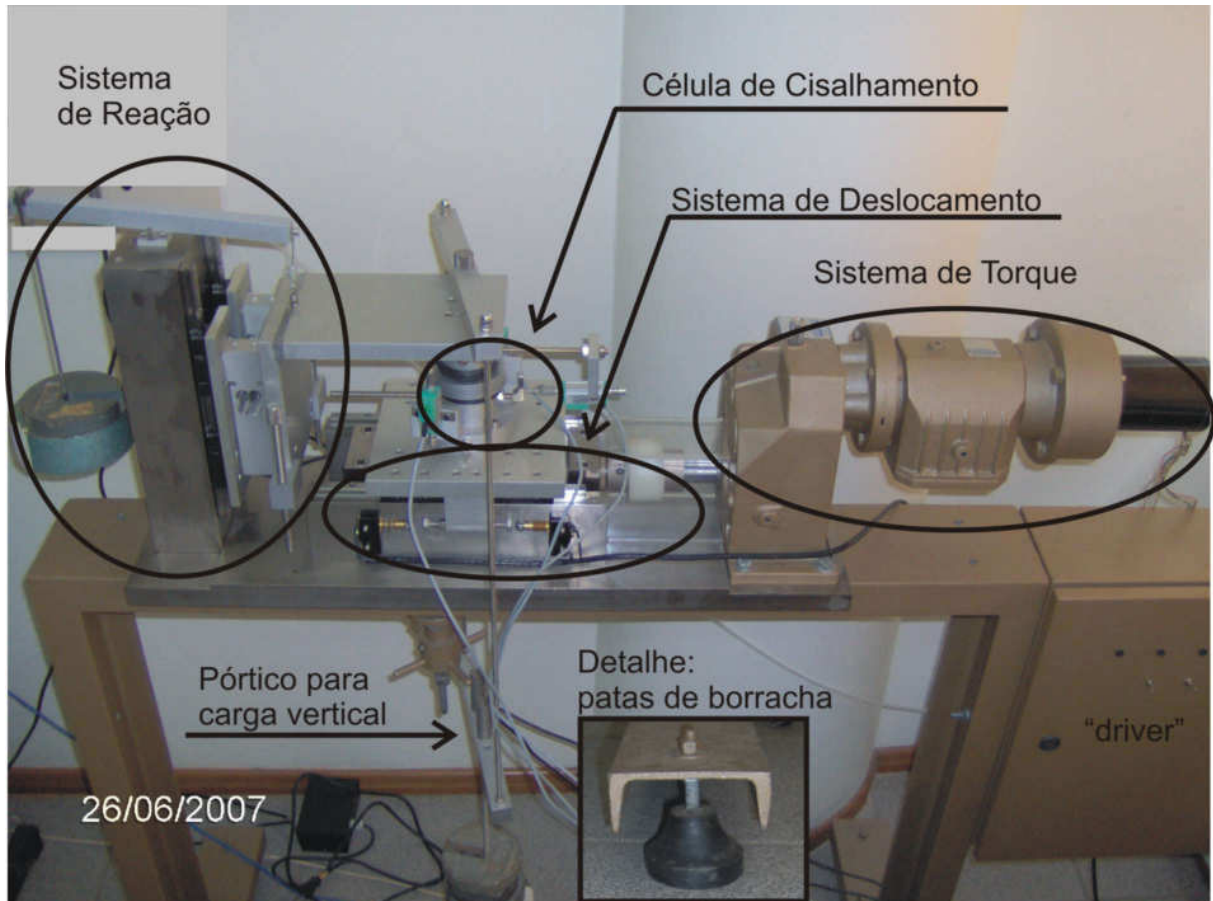


Figura 3.1. A concepção básica do equipamento *simple shear*.

3.1. Sistema de Geração e Aplicação do Deslocamento Horizontal

A geração do deslocamento horizontal é feita por um motor de passos. A rotação do eixo do motor é transformada em deslocamento horizontal por um fuso de esferas recirculantes, sendo este deslocamento transmitido ao pedestal do corpo de prova por um carro móvel. A Figura 3.2 apresenta uma fotografia do sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal e, a seguir, cada um destes componentes é detalhado.

3.1.1 Motor de passos e redutores de frequência

O motor de passos utilizado neste equipamento é da marca TECO, modelo KTC 3450-500, que tem um torque máximo de $6\text{N}\cdot\text{m}$. Este motor foi escolhido por possibilitar alto torque e por garantir boa resolução de deslocamento angular, característica de um motor de passos. Cada passo faz o eixo do motor girar $1,8^\circ$ e são necessários 200 passos para uma volta completa. É possível neste motor a especificação de meio passo, onde uma rotação é dividida em 400 passos. Este motor trabalha com baixa voltagem, de $2,5\text{V}$, e alta corrente elétrica, de $5,9\text{A}$. A frequência mínima de funcionamento é 50Hz , ou seja $\frac{1}{4}$ de volta por segundo; entretanto, o motor pode funcionar com uma frequência de até 500Hz , isto é, 2,5 voltas por segundo, sem perda significativa de torque. O motor de passos é comandado por um circuito eletrônico de controle (“*driver*”) que foi construído na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e está detalhado a seguir, no item 3.1.2.

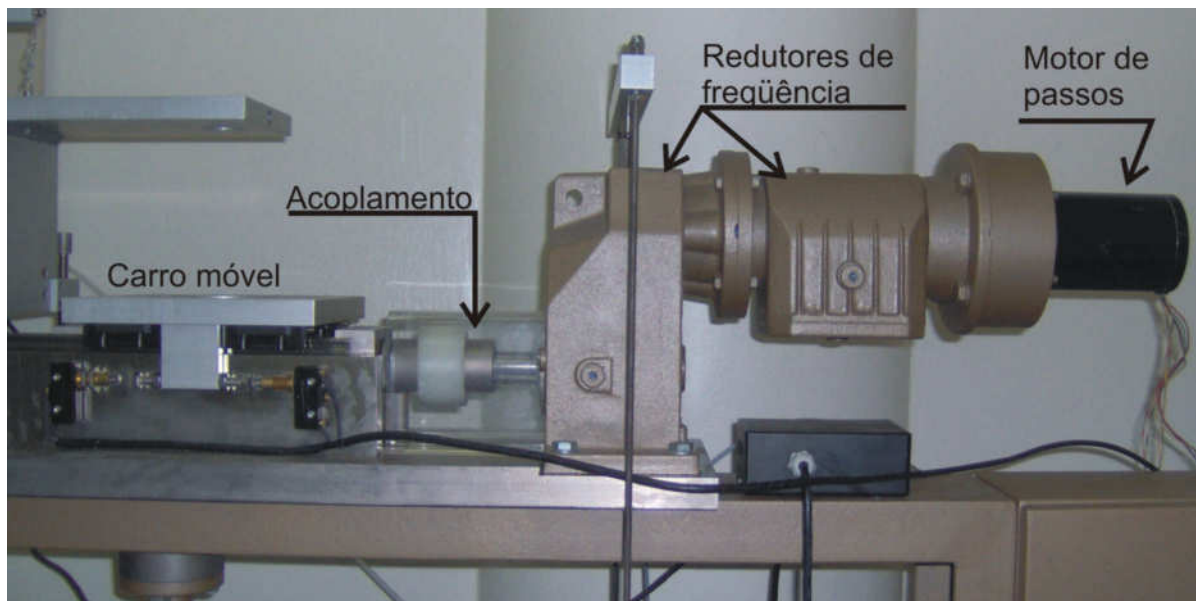


Figura 3.2. Sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal do equipamento *simple shear*.

Este motor de passos foi associado a um conjunto redutor de frequência, formado por dois redutores da marca GEREMIA. Um dos redutores, modelo GC17, permite uma redução na frequência de $1/840$, e o outro, modelo GD20, permite uma redução na frequência de $1/20$, assim a redução de frequência total obtida é de $1/16800$. Os redutores possuem um conjunto

interno de engrenagens que são responsáveis por diminuir a rotação do eixo. Estes redutores não permitem ajuste na capacidade de redução, ou seja, a frequência de trabalho do motor de passos é reduzida em 16800 vezes, sempre. Não podendo ser alterada a capacidade de redução dos redutores, qualquer alteração requerida na velocidade de ensaio deve ser realizada na frequência de operação do motor. O conjunto formado pelo motor de passo e pelos redutores de frequência é, também, responsável pela geração e amplificação do torque que movimenta o fuso de esferas re-circulantes, possibilitando assim a aplicação da força de cisalhamento ao corpo de prova.

A conexão mecânica entre o eixo do motor de passos e o eixo de entrada do conjunto redutor de frequência foi feita através de um acoplamento flexível, da marca GEREMIA, modelo GMAX-50. Acoplamentos flexíveis são utilizados com a finalidade de evitar que qualquer problema de alinhamento (vertical e/ou horizontal), na montagem do conjunto, prejudique o funcionamento do motor de passos. Este acoplamento é realizado no interior da peça de fixação do motor de passos para evitar que a poeira, característica de um laboratório geotécnico, prejudique seu funcionamento.

O acoplamento flexível é composto de três peças: possui dois discos de aço com uma das extremidades dentada e uma capa central de plástico, com ambas as extremidades dentadas. Um disco é fixado no eixo do motor de passo e o outro, no eixo de entrada do redutor de frequência. O acoplamento entre os dois discos é feito pela capa de plástico, capaz de absorver qualquer diferença de alinhamento entre o motor de passos e o redutor de frequência.

3.1.2. O “driver” de controle do motor de passos

Um “driver” para controle de um motor de passos é um circuito eletrônico capaz de acionar o motor de passos e controlar o seu funcionamento. Os motores de passos podem ser ligados tanto no sistema unipolar, quanto no sistema bipolar. O sistema unipolar é utilizado pelos motores menores, onde a corrente elétrica necessária não é muito grande, uma vez que deve ser provida por um único fio. Já o sistema bipolar é utilizado onde a corrente elétrica requerida é grande, evitando a sobrecarga por um único fio. Um esquema dos dois tipos de ligação é apresentado na Figura 3.3. O motor de passos utilizado pelo equipamento *simple shear* é um motor relativamente grande (tamanho padrão 34) que requer alta corrente elétrica,

porém o torque de trabalho requerido do motor de passos nesta tese é inferior à metade do seu torque máximo e a ligação unipolar pôde ser utilizada. A utilização da ligação unipolar está baseada na menor complexidade de projeto e construção do *driver* de controle.

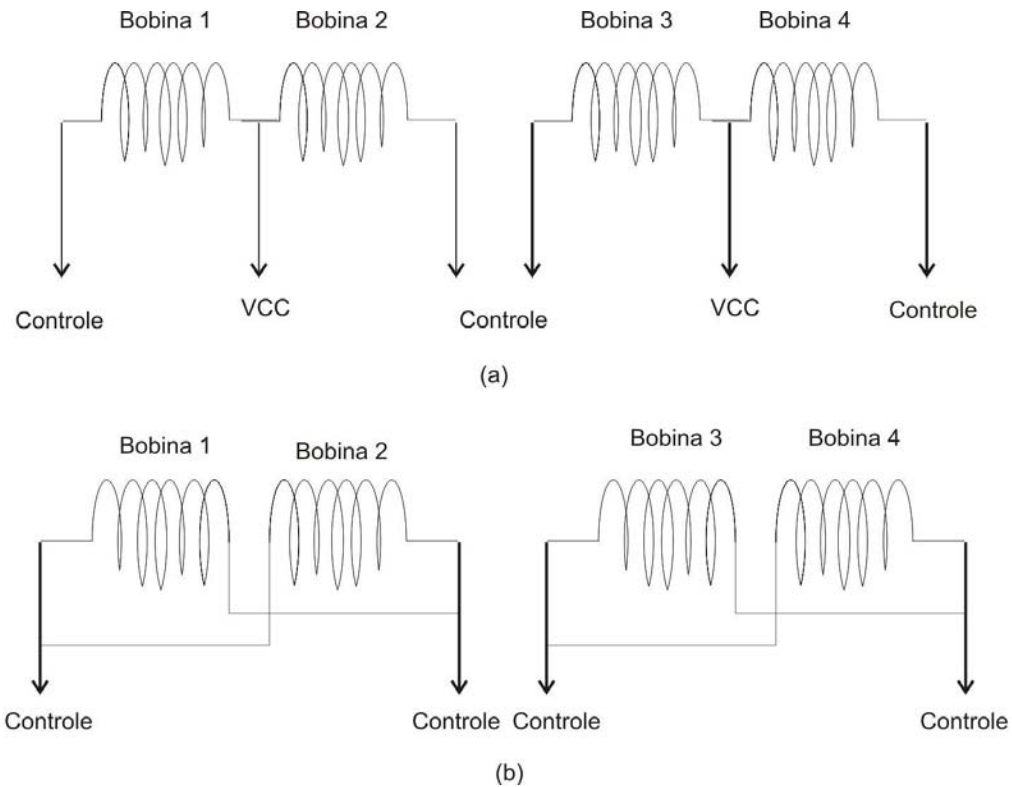


Figura 3.3. As ligações unipolar e bipolar para motores de passos. (a) ligação unipolar; (b) ligação bipolar.

No sistema unipolar, o motor de passos é composto por quatro bobinas ligadas em série, como pode ser visto na figura 3.3a, e o seu acionamento é dado pela passagem de corrente elétrica em duas bobinas simultaneamente, seguindo uma determinada ordem, que também indica a direção do movimento de rotação, em sentido horário ou anti-horário. A maioria dos motores de passos funciona utilizando a lógica TTL (*Transistor-Transistor Logic*), que também foi utilizada no projeto do *driver* para este motor.

Os circuitos digitais integrados (*chips*) funcionam agrupados em famílias lógicas. A lógica TTL, ou “lógica transistor-transistor” fazendo uma tradução da sigla em inglês, é uma destas famílias, que permite o funcionamento dos *chips*. Esta lógica é baseada no sistema

binário, ou seja, reconhece dois estados: “hi” ou “lo”; isto é, ligado ou desligado; ou, ainda, verdadeiro ou falso. Normalmente estes estados são indicados por 1 e 0.

Diversos *chips* operam com a lógica TTL, e uma associação de três ou quatro, com lógicas diferentes, normalmente é suficiente para uma programação simples, como a requerida para o controle deste motor de passos. Os *chips* reconhecem o estado de 0 ou 1 por “estímulos de voltagem”, que dependendo do valor são interpretados como 0 ou 1. A tabela 3.1 apresenta estas variações de voltagem e o sinal interpretado pelo *chip*.

Tabela 3.1. Os estados do sistema binário.

Estado	Indicação	Voltagem de entrada (V)	Voltagem de saída (V)
Hi, ligado ou verdadeiro	1	2 a 5	2,4 a 5
Lo, desligado ou falso	0	0 a 0,8	0,3 a 0,5

Os *chips* operam normalmente com 5V e 25mA; esta característica impede a ligação direta dos semicondutores ao motor de passos, que opera com 2,5V e 5,9A. Assim o *driver* de controle deste motor teve de ser dividido em dois circuitos: o circuito lógico e o circuito de potência, que estão detalhados a seguir. A Figura 3.4 apresenta o *driver* completo com os circuitos indicados.

Uma única fonte de corrente contínua é utilizada para a alimentação dos circuitos do *driver*. A fonte utilizada é uma fonte de microcomputador que possui diversas saídas de +5V e +12V, além de diversas saídas de referência, de 0V. Saídas diferentes de voltagem e referência foram utilizadas para cada um dos circuitos. A saída de 5V que alimenta o sistema lógico passa por uma chave; esta chave é responsável por permitir ou não passagem de corrente elétrica pelo circuito lógico.

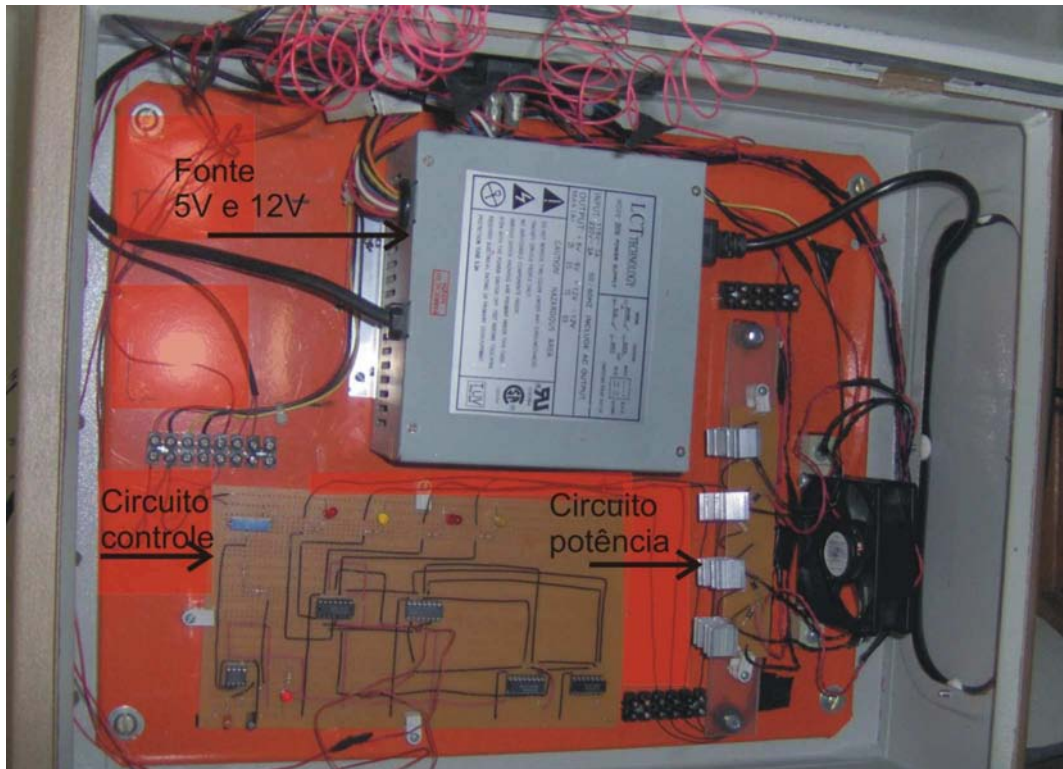


Figura 3.4. O “*driver*” do motor de passos.

3.1.2.1. O circuito lógico

O circuito lógico é responsável por gerar os sinais necessários ao funcionamento do motor de passos. Para isto utiliza cinco *chips*, sendo quatro deles diferentes. Como já foi comentado no início deste item, o motor de passos possui quatro bobinas ligadas em série; para que seja dado um passo é necessário que duas bobinas sejam energizadas simultaneamente seguindo a ordem apresentada na Tabela 3.2.

Foram utilizados quatro tipos de *chips* associados para operar esta lógica. A Tabela 3.3 apresenta cada *chip* com o seu funcionamento. A alimentação do circuito lógico, com uma voltagem de +5V, é feita com uma das saídas da fonte utilizada. Os *chips* apresentam grande sensibilidade a variações de voltagem, tendo uma voltagem de operação limite em torno de +5,25V; por isto a fonte utilizada precisa apresentar grande estabilidade nas voltagens de saída. A Figura 3.5 apresenta um esquema do circuito lógico, identificando os *chips* e as ligações associadas.

Tabela 3.2. Lógica necessária para o acionamento do motor de passos.

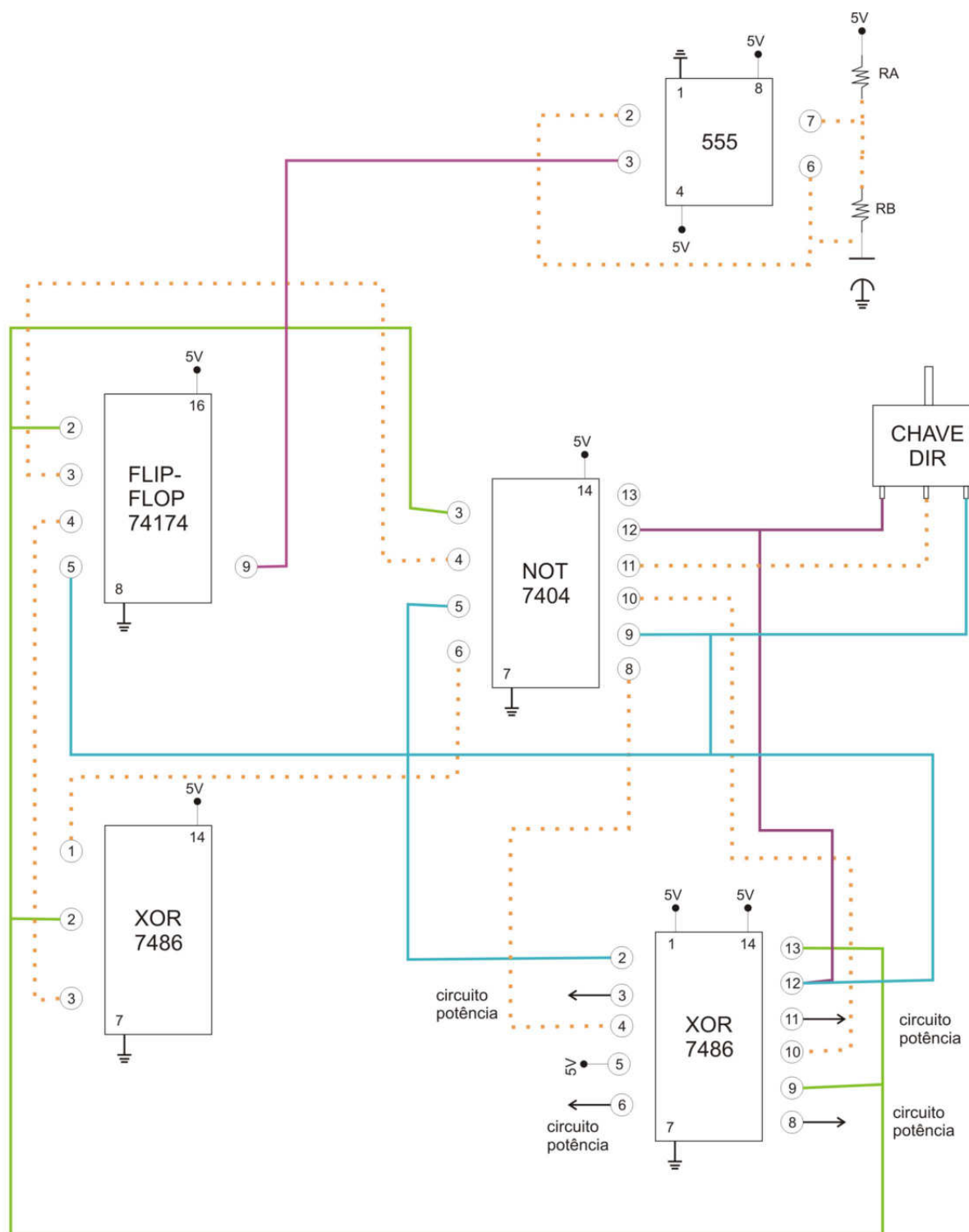
Sentido	Tempo	Bobina 1	Bobina 2	Bobina 3	Bobina 4
Horário	T0	1	0	1	0
	T1	0	1	1	0
	T2	0	1	0	1
	T3	1	0	0	1
	T4	1	0	1	0
Anti-horário	T0	1	0	0	1
	T1	0	1	0	1
	T2	0	1	1	0
	T3	1	0	1	0
	T4	1	0	0	1

Tabela 3.3. Os circuitos digitais integrados utilizados.

Nome	Descrição	Sinal de Entrada	Sinal de Saída
555 - CLOCK	Ciclagem da voltagem	1	0 e 1
7404 – NOT (inversor)	Inverte na saída, o sinal de entrada	0 1	1 0
7486 – XOR (combinação)	Combina dois sinais de entrada para dar uma saída	0, 0 0, 1 1, 0 1, 1	0 1 1 0
74174 – FLIP- FLOP	A cada subida do <i>clock</i> (+5V) transfere o sinal da entrada para a saída	0 1	0 1

O *chip* 555, também denominado de *clock*, é o responsável pela ciclagem da voltagem aplicada. Este *chip* transforma uma voltagem contínua de +5V, proveniente da fonte de alimentação, em uma voltagem “pulsada” entre 0V e +5V. Uma associação de capacitores e resistores define a frequência de operação do *clock*, ou seja, a quantidade de “pulsos” que gerará o *clock* na unidade de tempo. A frequência do *clock* define a velocidade de operação do motor de passos.

Este circuito combina um capacitor e pelo menos dois resistores, denominados RA e RB, como pode ser visto na Figura 3.5. Para um mesmo capacitor, uma alteração na resistência total altera a frequência do *clock*, diminuindo a frequência com o aumento da resistência. A resistência total é calculada por $RA + 2 \times RB$. A Figura 3.6 apresenta um gráfico, importante para a seleção da velocidade de rotação do motor de passos, onde se define a frequência do *clock* com a definição do capacitor e dos resistores associados.



Legenda:



Figura 3.5. O esquema do circuito lógico.

O capacitor utilizado neste circuito é de $1\mu\text{F}$ e foram utilizados três resistores. O resistor denominado RA, é composto de dois resistores em série, com 375Ω cada. O resistor denominado RB, é composto por um resistor variável, de $1\text{k}\Omega$ até $10\text{k}\Omega$. Assim, com os resistores utilizados a resistência total ajustada pode variar de $2,75\text{k}\Omega$ até $20,75\text{k}\Omega$. Pode-se verificar no gráfico da Figura 3.6, que a frequência de operação do *clock* pode variar de pouco mais de 100Hz até pouco menos de 1kHz .

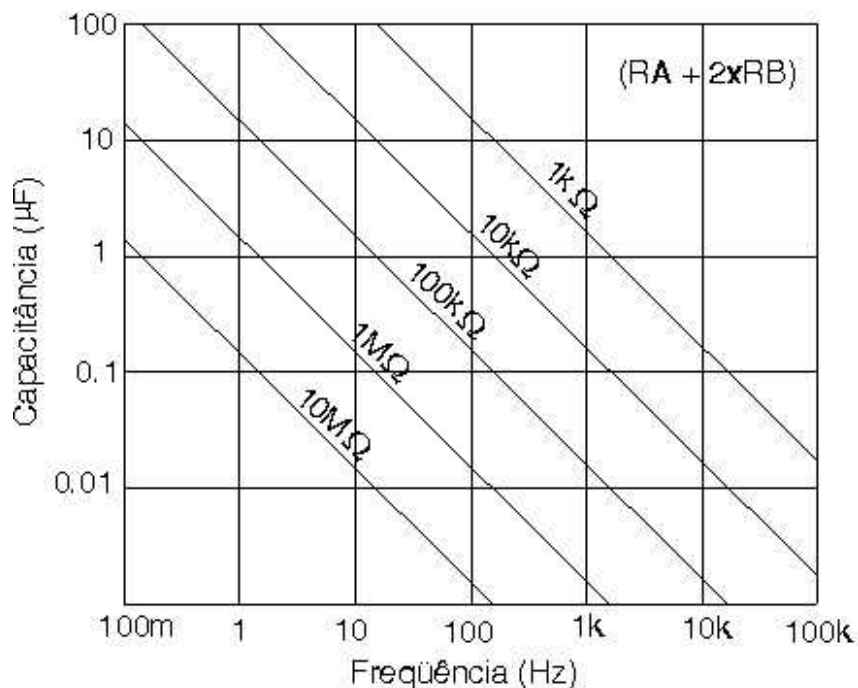


Figura 3.6. O gráfico definidor da frequência de operação do motor de passos.

O sinal pulsante gerado pelo *clock* é enviado para o *chip* 74174, também chamado de *flip-flop*. Deste *chip* saem dois sinais isolados. Um deles é enviado ao *chip* 7404 (“inversor”) e o outro enviado ao *chip* 7486 (“combinação”). O sinal de saída do *chip* 7404 é enviado ao *chip* 7486. Deste *chip*, os sinais de quatro saídas - seguindo a seqüência lógica apresentada na Tabela 3.2 - são enviados às quatro bobinas do motor de passos. Antes, porém, da chegada ao motor de passos, estes sinais passam pelo circuito de potência. A inversão do sentido de rotação do motor de passos é feita por uma chave tripla, indicada na Figura 3.5. Este tipo de chave funciona como um direcionador de corrente, permitindo a passagem de corrente elétrica em uma ou outra direção.

3.1.2.2. O circuito de potência

O circuito de potência é o responsável por permitir a passagem da corrente elétrica necessária ao funcionamento do motor de passos em cada momento previsto pelo circuito lógico. Toda a alimentação do circuito de potência é feita de forma independente da alimentação utilizada para o circuito lógico. A voltagem de alimentação deste circuito é de +12V.

Este circuito está estruturado com quatro transistores (TIP 41C) que fazem o chaveamento do sistema. No momento em que o circuito lógico indicar, eles permitem a passagem da corrente elétrica necessária para a alimentação do motor de passos. Um esquema de ligações simples foi utilizado neste circuito. Este esquema é apresentado na Figura 3.7.

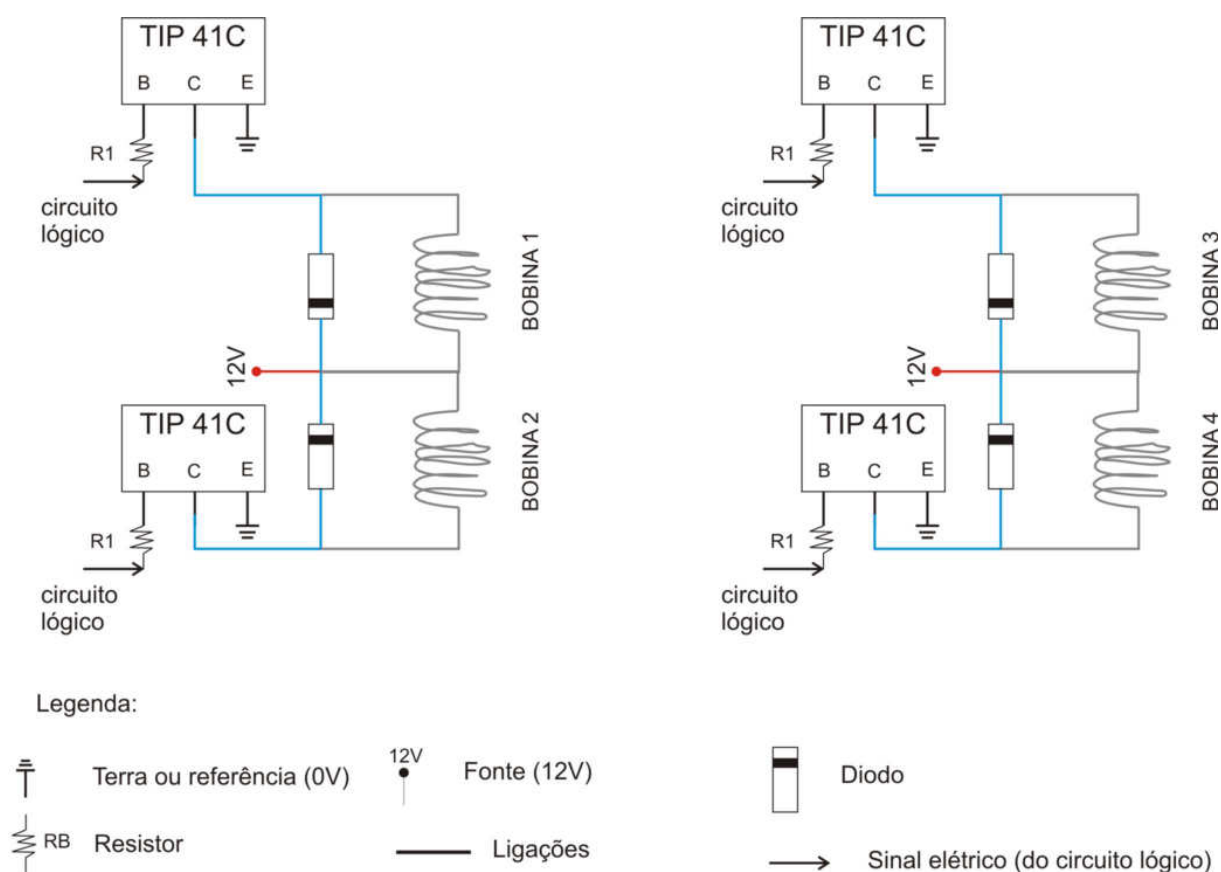


Figura 3.7. O circuito de potência.

A passagem de uma corrente elétrica elevada pelos transistores pode ocasionar a geração de calor, que precisa ser dissipado para evitar danos ao sistema eletrônico utilizado. Cada um dos transistores é acoplado a um dissipador de calor independente evitando o contato elétrico entre eles.

Como já foi comentado anteriormente, o motor de passos requer a utilização de corrente elétrica elevada, que proporciona grande torque ao motor. Como o valor total do torque disponível não era necessário para a operação do equipamento *simple shear*, o motor foi ligado no sistema unipolar; para isto foram necessários resistores associados de baixa resistência elétrica e grande potência para garantir a redução adequada da voltagem da fonte nas bobinas do motor de passos. Diodos são conectados às bobinas do motor de passos para proteção contra transientes. Esta redução de voltagem permite que o circuito de potência, assim como foi projetado, tenha capacidade de alimentar o motor de passos sem aquecimento excessivo.

3.1.3. Fuso de esferas re-circulantes e o carro móvel

O fuso de esferas re-circulantes deste equipamento *simple shear*, utilizado para transformar a rotação do eixo do redutor de frequência em deslocamento linear aplicado ao pedestal do corpo de prova, com atrito muito baixo, é da marca TBI, modelo DFI2005-4. Este fuso é amparado em dois mancais de rolamentos de suporte e conectado ao redutor de frequência por um acoplamento flexível da marca GEREMIA, modelo GMAX-68.

O fuso de esferas re-circulantes possui uma porca central que se movimenta horizontalmente enquanto o eixo do fuso é girado. O eixo do fuso, originalmente com diâmetro de 20mm e comprimento de 300mm, foi usinado em ambas as extremidades para permitir o seu acoplamento aos rolamentos dos mancais de suporte. O diâmetro foi reduzido em vários trechos, para fixação destes rolamentos e das suas capas protetoras, e também a rosca de extremidade foi removida. O comprimento útil foi reduzido para cerca de 90mm.

Os mancais de suporte apresentam características especiais, a fim de minimizar o atrito com o fuso de esferas re-circulantes. Foram usinados em aço AISI 1045, sendo inseridos e aparafusados na placa de base do equipamento. Estes mancais são responsáveis por absorver todo o esforço transmitido pelo motor de passos ao fuso. Para isso, além de

serem fixados à placa de base por parafusos, foram inseridos na própria placa, pela abertura de rebaixos. Um cuidado especial foi tomado no projeto para evitar a concentração de tensões nesses componentes.

Os mancais de suporte possuem rolamentos cônicos da marca *SKF*, modelo 30302, capazes de resistir a uma força axial de trabalho igual a 500kgf, ou seja, a força de cisalhamento máxima de projeto do equipamento *simple shear*, sem prejudicar a rotação do fuso. Ainda, os mancais contam com uma capa protetora que impede, através de anéis de vedação *O-rings*, a entrada de poeira, capaz de prejudicar o funcionamento dos rolamentos. Os anéis *O-rings* utilizados são da marca VEDABRÁS, modelos 11107 e 11816. Tanto os anéis de vedação como os rolamentos utilizados nos mancais foram inseridos em porcas recartilhadas, também executadas em aço AISI 1045, para permitir a instalação do fuso nos mancais e um aperto posterior.

A Figura 3.8 apresenta o mancal central e o fuso de esferas re-circulantes montados, com os rolamentos internos dos mancais de extremidade. A Figura 3.9 apresenta o mancal de extremidade, já montado no equipamento e a Figura 3.10 apresenta uma projeção em 3D de todas as peças antes da montagem.

Um carro móvel, usinado em liga de alumínio AA 5052, é acoplado ao fuso de esferas re-circulantes através de um mancal. O mancal central foi acoplado à porca do fuso responsável pelo movimento horizontal. Um volta completa do fuso de esferas re-circulantes faz o mancal central, e conseqüentemente o carro móvel, deslocar-se 5mm. Com isto, pode-se transformar a frequência de rotação do motor de passos em velocidade de deslocamento linear.

A frequência de operação do *driver* de controle do motor de passos equivale à quantidade de passos do motor de passos. Para que ocorra uma rotação no motor de passos, são necessários 200 passos. A Tabela 3.4 apresenta as relações entre frequência de operação do *driver*, velocidade de rotação do motor de passos, velocidade na saída do redutor e a velocidade de deslocamento horizontal imposta ao corpo de prova.

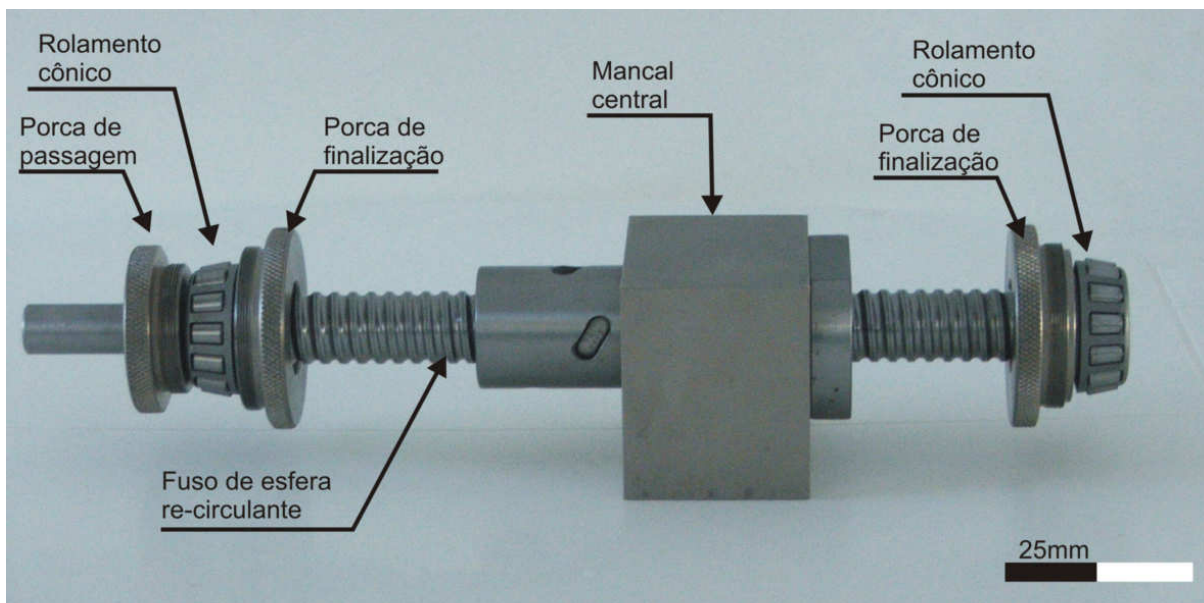


Figura 3.8. Mancal central e fuso de esferas re-circulantes.

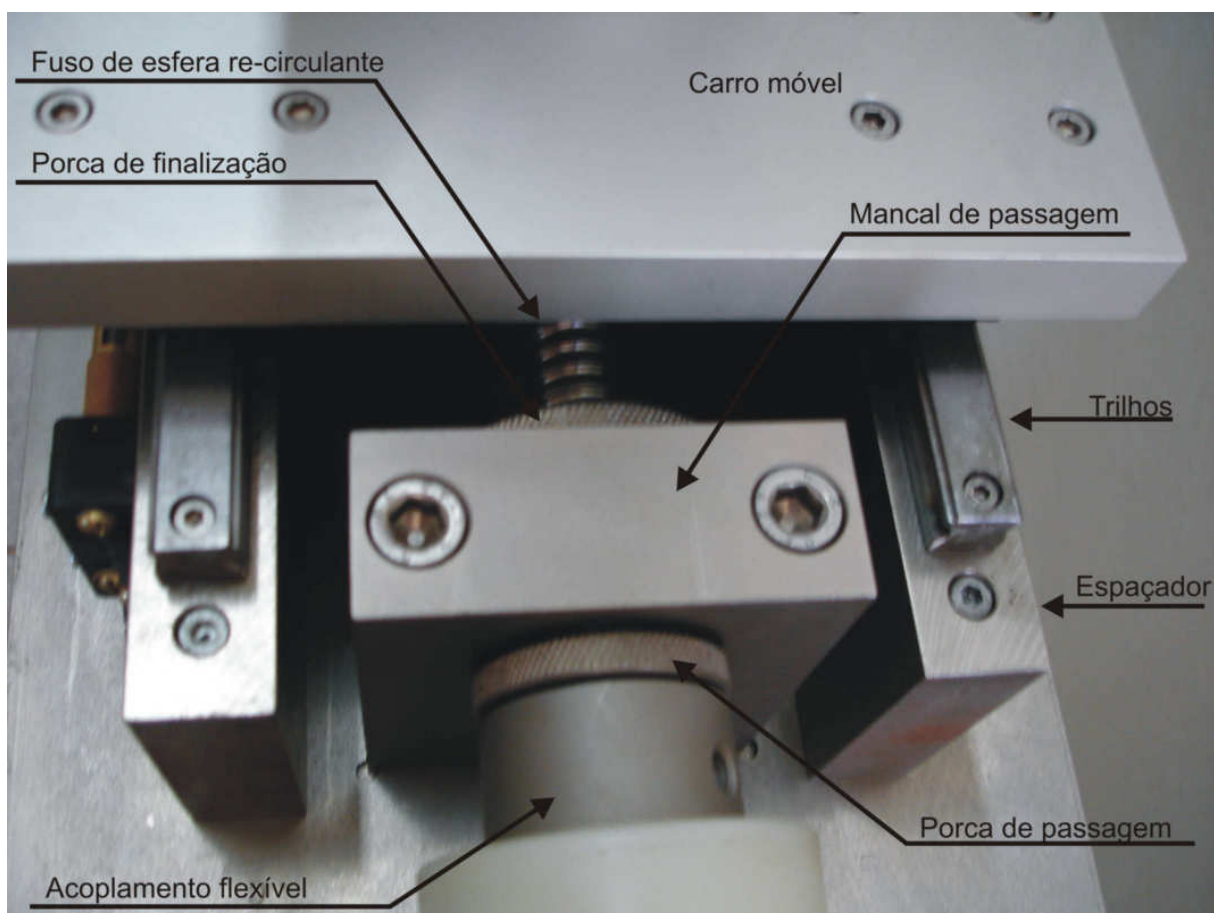


Figura 3.9. Mancal de passagem, com o acoplamento ao eixo do redutor; parcialmente pode ser visto o fuso de esfera re-circulante.

Tabela 3.4. Velocidade de deslocamento horizontal.

Operação do <i>driver</i> (Hz)	Motor de passos (RPM)	Saída do redutor (RPH)	Velocidade de deslocamento horizontal (mm/h)
100	30	0,11	0,55
200	60	0,21	1,05
300	90	0,32	1,60
400	120	0,43	2,15
500	150	0,54	2,70
600	180	0,64	3,20
700	210	0,75	3,75
800	240	0,86	4,30
900	270	0,96	4,80

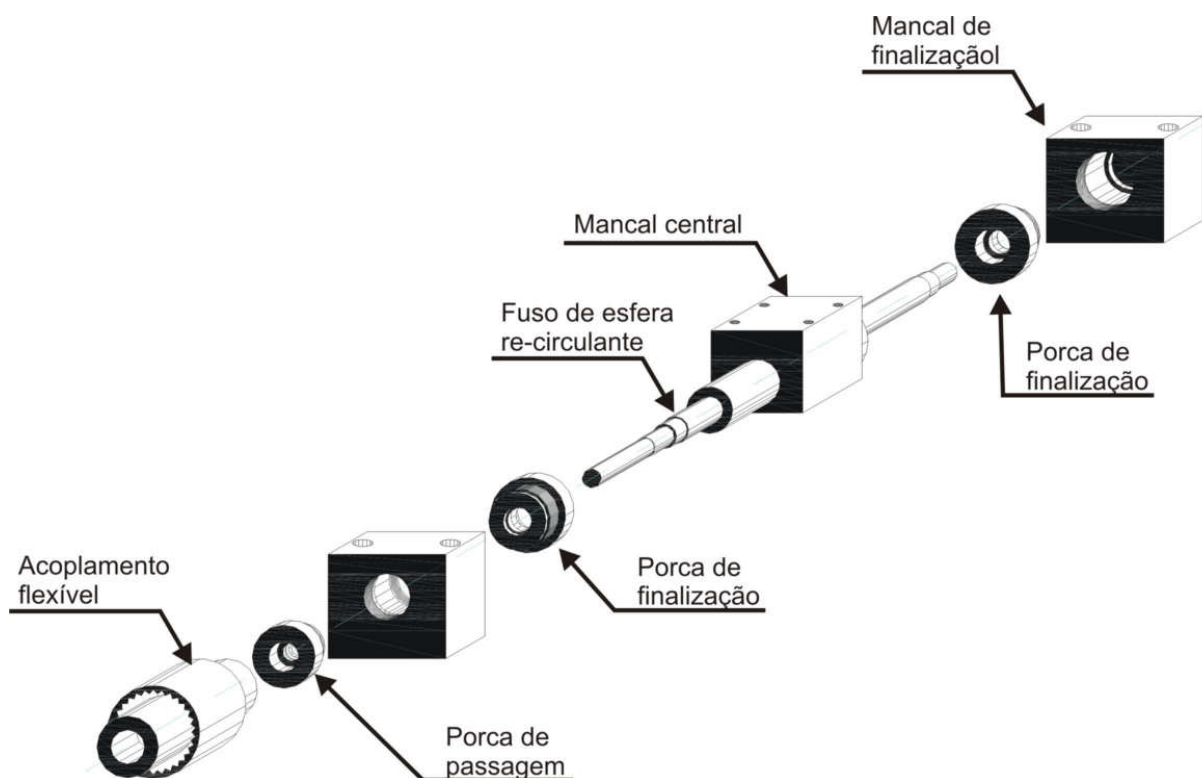


Figura 3.10. Vista em 3D do conjunto de mancais de suporte e fuso de esferas re-circulantes.

O carro móvel movimenta-se apoiado em quatro patins de esferas re-circulantes. Os patins de esferas, por sua vez, movimentam-se sobre dois trilhos. Este sistema de esferas e patins tem como objetivo minimizar o atrito ocasionado pelo movimento. Este apoio em quatro patins é necessário para que não ocorra nenhum tipo de torção no sistema de deslocamento horizontal do equipamento *simple shear*.

Os trilhos e patins de esferas utilizados são da marca *ABBA*, modelo BRH15A. Os patins na sua parte interior possuem um conjunto de esferas re-circulantes, e são estas esferas que, em contato com os trilhos, permitem o movimento dos patins com mínimo atrito. A Figura 3.11 apresenta os patins de esfera e os trilhos que são fixados em espaçadores. Os espaçadores são presos à placa de base do equipamento.

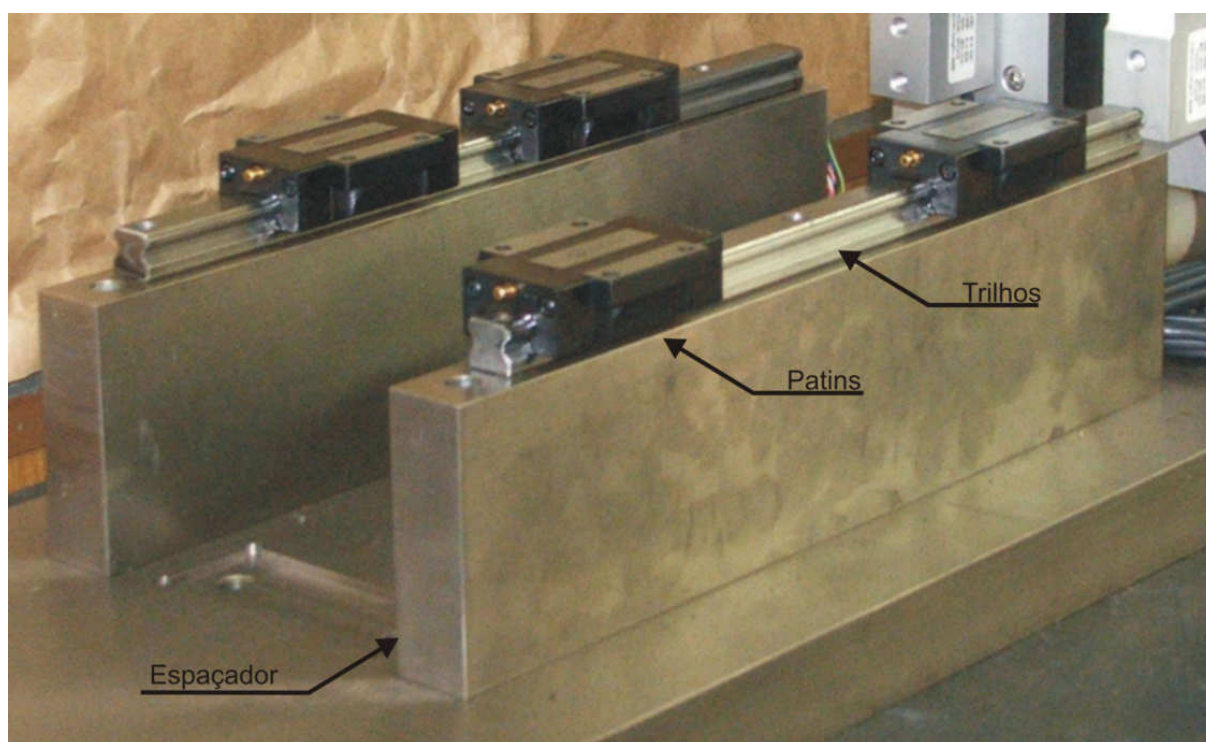


Figura 3.11. Os espaçadores, trilhos e patins de esferas utilizados para o deslocamento horizontal do carro móvel.

A face superior do carro móvel apresenta um encaixe, no formato de um rebaixo circular, para fixar o pedestal do corpo de prova, que é solidarizado ao carro através de quatro parafusos. A Figura 3.12 mostra o carro móvel, com os patins de esfera e os trilhos utilizados. Esta figura mostra ainda o par de interruptores de fim de curso (“*microswitchs*”) utilizado no sistema de proteção elétrica do motor de passos.

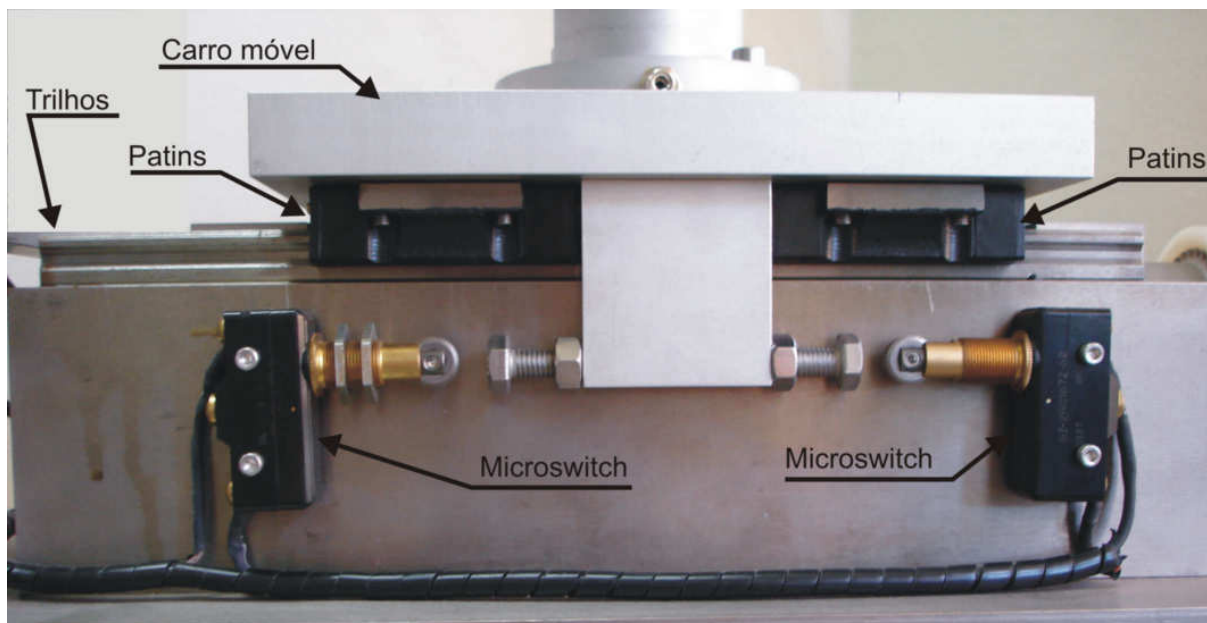


Figura 3.12. Carro móvel e patins de esferas sobre trilhos.

3.2. O Sistema de Aplicação da Força Vertical

A força vertical é aplicada ao cabeçote do corpo de prova por um pórtico metálico. Este pórtico transmite ao topo do cabeçote a força aplicada por pesos, colocados em um prato na sua parte inferior. Esta força pode ainda ser amplificada com a utilização de um braço de alavanca (o qual foi re-aproveitado de um equipamento de cisalhamento direto de marca *Wykeham Farrance Ltd.*), onde outros pesos podem ser colocados. Este pórtico foi totalmente executado em liga de alumínio, para minimizar o seu peso próprio e permitir a aplicação de baixas tensões verticais ao corpo de prova. O pórtico é apoiado sobre o cabeçote com o auxílio de uma esfera de aço. Esta esfera permite a rotação do pórtico, sem que a carga aplicada sofra qualquer rotação devida ao deslocamento horizontal do carro móvel, mantendo-a perpendicular ao corpo de prova, e evitando assim uma distribuição não-uniforme da tensão vertical aplicada ao corpo de prova.

A força vertical aplicada ao corpo de prova é o resultado de uma combinação de pesos colocados na parte inferior do pórtico, para aplicação direta de força vertical, e também dos pesos colocados no braço de alavanca, para aplicação amplificada desta força. O braço de alavanca transfere ao corpo de prova cinco vezes o valor dos pesos aplicados na sua

extremidade. A força vertical mínima que pode ser aplicada ao corpo de prova é o peso do pórtico de aplicação de força vertical.

A tensão vertical no corpo de prova pode ser obtida pela simples divisão da força vertical aplicada pela área transversal do corpo de prova, sem a necessidade de qualquer correção, uma vez que, devido à solidariedade do cabeçote ao sistema de reação, não é permitida a rotação do cabeçote. A Figura 3.13 apresenta o sistema de aplicação da força vertical.

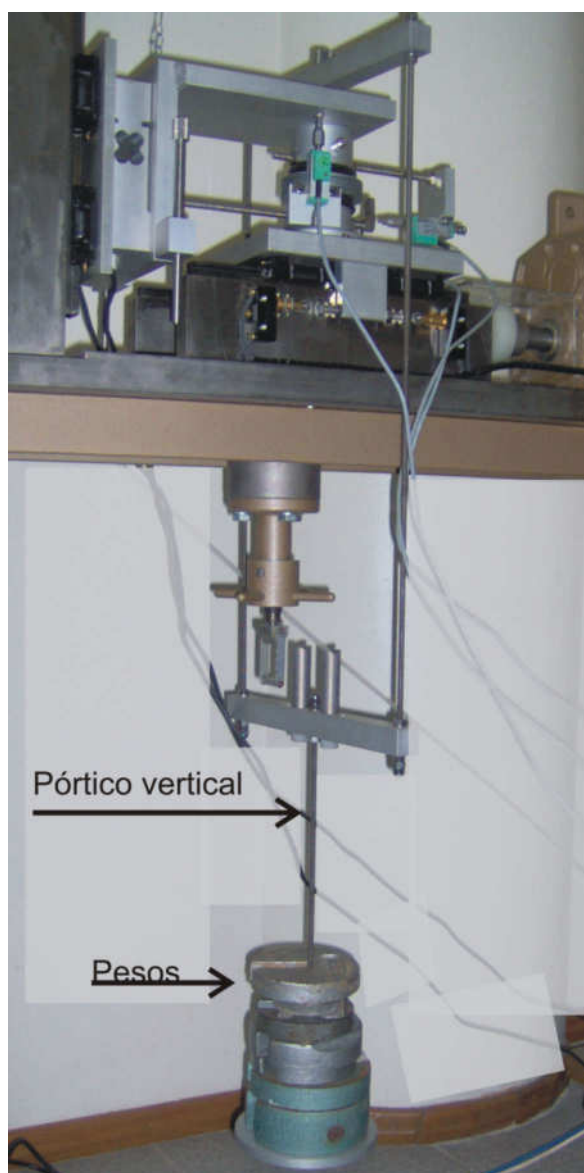


Figura 3.13. Sistema para aplicação da força vertical.

3.3. O Sistema de Reação

O sistema de reação é composto por uma placa em “L” e por um poste, que é o responsável pela reação do corpo de prova ao deslocamento horizontal aplicado pelo carro móvel. O poste de reação será o responsável por absorver toda a força horizontal do ensaio e, para proporcionar a rigidez necessária ao sistema, foi executado em aço AISI 1020, com dimensões relativamente grandes: base de 75 x 122mm e altura de 350mm.

A placa em “L” foi construída em liga de alumínio AA 5052 e tem a finalidade de impedir o deslocamento horizontal do cabeçote do corpo de prova enquanto permite o deslocamento vertical. Esta placa é acoplada ao poste de reação utilizando um sistema de trilhos e patins de esferas re-circulantes semelhante ao sistema utilizado no carro móvel, descrito anteriormente na seção 3.1.3. Este sistema para minimização de atrito, com o uso de patins de esferas re-circulantes, foi utilizado para evitar que houvesse restrição significativa ao deslocamento vertical entre a placa e o poste.

Entre a placa em “L” e o poste de reação foram colocadas duas células de carga. As células de carga foram fixadas aos patins, que se movimentam sobre os trilhos. Esta localização das células de carga foi escolhida para possibilitar a medição da força de cisalhamento aplicada ao corpo de prova (isto é, a reação) o mais próximo possível da célula de cisalhamento.

Ainda é necessário comentar nesta seção sobre o sistema de contrapesos utilizado para equilibrar os pesos da placa em “L”, dos trilhos e dos patins de esferas e, assim, evitar que toda esta carga vertical fosse transferida ao corpo de prova. Para tanto, foi utilizada uma viga de alumínio em balanço, apoiada sobre um fulcro de aço inoxidável, com uma extremidade suportando a placa em “L”; na outra extremidade foram colocados pesos sobre o prato de um pequeno pendural até que houvesse o equilíbrio da viga. Para a exata compensação do peso do sistema de reação, a viga em balanço foi colocada na posição correta e, com o auxílio de um medidor de nível, foram colocados os pesos até que a viga estivesse exatamente na posição horizontal.

A Figura 3.14 apresenta a placa em “L”, com as células de carga fixadas nos patins, e o poste de reação. O sistema de contrapesos utilizado também aparece nesta Figura.

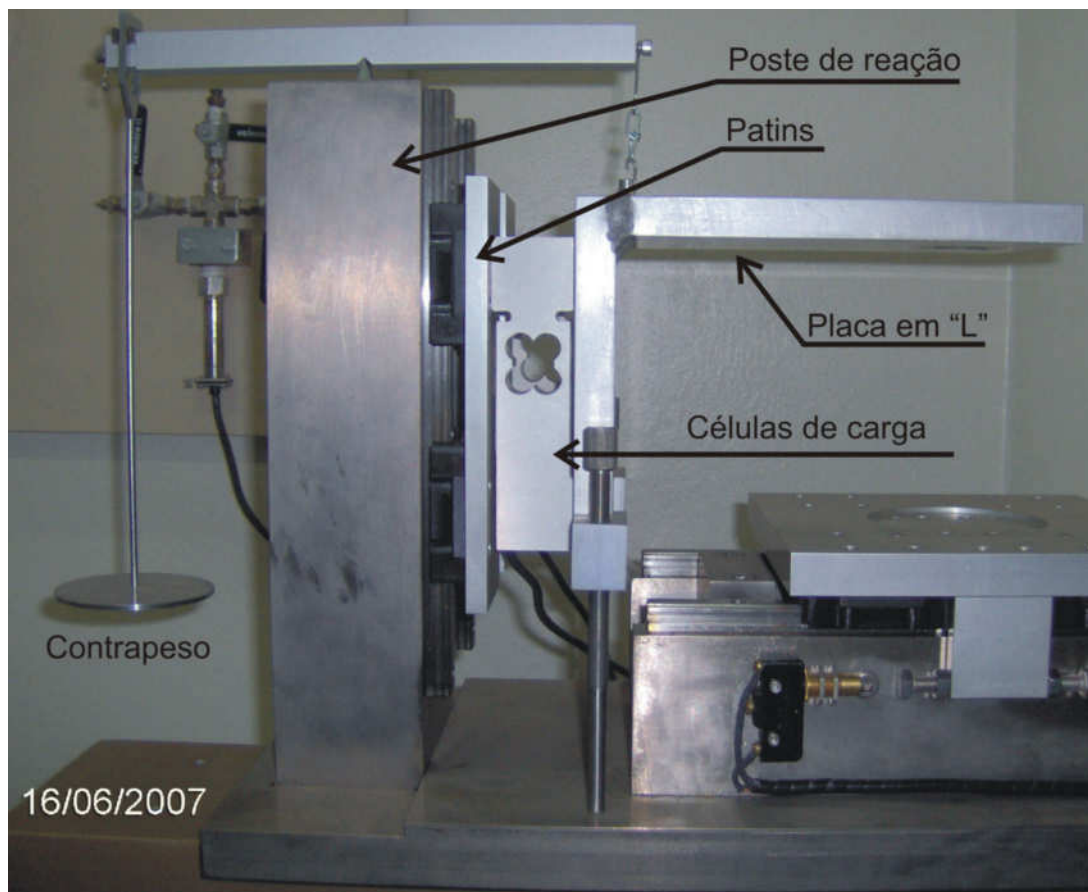


Figura 3.14. O sistema de reação.

3.4. Célula de Cisalhamento

A célula de cisalhamento é composta por um pedestal, um cabeçote e por anéis laterais, que juntamente com uma membrana de látex são responsáveis pela restrição à deformação lateral do corpo de prova. Esta célula permite a drenagem do corpo de prova, pelo topo e pela base, mas não a aplicação de pressão para o confinamento lateral ou de contra-pressão. A Figura 3.15 apresenta a célula de cisalhamento, com o corpo de prova.

Ainda, pode ser considerado como parte da célula de cisalhamento o sistema “quase local” de medição de deslocamentos desenvolvido para este equipamento. Este sistema conta com três transdutores de deslocamento, do tipo resistivo, acoplados ao pedestal do corpo de prova.

3.4.1 Corpo de prova

Neste equipamento podem ser ensaiados corpos de prova cilíndricos com diâmetro de até 60mm e altura de até 20mm, com relação diâmetro/altura igual a três ($D/h = 3$). As dimensões foram escolhidas por respeitar, como foi amplamente discutido no capítulo 2, a relação mínima D/h para reduzir os efeitos das não-uniformidades. Também estas dimensões são compatíveis com as dimensões de corpo de prova utilizadas no ensaio de cisalhamento direto convencional.

O corpo de prova é confinado por uma membrana de látex e por 8 anéis metálicos laterais. A membrana utilizada tem uma espessura de 0,5mm, maior do que a normalmente utilizada para confinamento de corpos de prova de ensaios triaxiais. Esta membrana mais espessa pretende evitar que ocorram deformações laterais locais, nos espaços existentes entre os anéis.



Figura 3.15. A célula de cisalhamento.

Neste equipamento, a membrana de látex é circundada por 8 anéis de alumínio colados à face externa (Figura 3.15). Os anéis de alumínio têm diâmetro interno de 60,5mm e externo de 80,5mm, com uma espessura de 1mm. Os anéis são colados na membrana com um espaçamento de 1,5mm entre eles. Assim, é possível restringir a deformação lateral do corpo de prova e permitir que a deformação vertical ocorra sem problemas.

Foi necessário que um sistema para a colocação de anéis fosse projetado, a fim de garantir o correto espaçamento entre os anéis, durante a preparação do corpo de prova. Este espaçamento é importante para evitar que dois anéis fiquem muito próximos, restringindo a deformação vertical do corpo de prova, ou muito afastados, permitindo a ocorrência de uma deformação lateral localizada.

3.4.2. Pedestal

O pedestal do corpo de prova foi usinado em liga de alumínio AA 5052, para evitar que a presença de água provoque algum dano à peça. Na parte superior foi executado um rebaixo de 5mm para acomodar a pedra porosa, a qual foi colada ao pedestal. Com isto, pretende-se evitar o deslocamento relativo entre o pedestal e a pedra porosa, que, conforme apresentado no capítulo 2, é considerado uma fonte de deformações falsas no ensaio *simple shear*.

No pedestal foram executados dois canais para drenagem, independentes, para facilitar a saturação da pedra porosa. A pedra porosa utilizada apresenta uma rugosidade maior do que as tradicionalmente utilizadas no ensaio triaxial, por exemplo, uma vez que o deslocamento relativo pedra porosa/corpo de prova, também discutido no capítulo 2, foi alvo de preocupação do projeto. No pedestal também podem ser fixadas as válvulas de esfera responsáveis pelo controle dos canais de drenagem, permitindo ou não a drenagem do corpo de prova.

Um furo passante transversal ao pedestal foi executado para permitir a fixação do transdutor de deslocamento horizontal, a ser descrito no item 3.6.1. O pedestal é fixado no carro móvel através de quatro parafusos que, juntamente com o rebaixo existente no carro móvel, garantem a solidariedade entre as peças e a transmissão do deslocamento horizontal ao corpo de prova.

O pedestal possui uma base alargada, para alojar os parafusos responsáveis pelo acoplamento ao carro móvel. A parte superior, com diâmetro igual ao corpo de prova, tem altura relativamente grande, para possibilitar a fixação dos transdutores de deslocamento e também a fixação da membrana que circunda o corpo de prova, feita através de anéis *O-rings*.

A Figura 3.16a apresenta o pedestal em detalhe, onde podem ser vistos: a pedra porosa, as válvulas para drenagem, os suportes dos transdutores e os parafusos para fixação do pedestal ao carro móvel.

3.4.3. Cabeçote

De forma análoga ao pedestal, o cabeçote seguiu os mesmos preceitos técnicos. Também o cabeçote conta com uma pedra porosa colada, com alta rugosidade, dois furos para drenagem e um furo passante transversal, este para auxílio na fixação dos transdutores.

Assim como o pedestal, o cabeçote também é solidário à placa em “L” por quatro parafusos, os quais impedem o deslocamento relativo entre as peças e o giro do cabeçote. A parte superior do cabeçote tem diâmetro reduzido para encaixar no furo central da placa em “L” e permitir que parafusos fixem o cabeçote à placa.

A parte inferior do cabeçote, com diâmetro igual ao corpo de prova, também tem uma altura relativamente grande para que os transdutores de deslocamento possam ser fixados e para que a membrana que circunda o corpo de prova seja fixada ao cabeçote. Ainda, assim como no pedestal, no cabeçote podem ser fixadas duas válvulas de esfera para o controle dos canais de drenagem.

No cabeçote é apoiado o pórtico da aplicação da força vertical. Para evitar a transferência de momentos do pórtico para o cabeçote e corpo de prova, o cabeçote apresenta, em sua parte superior, uma cavidade cônica onde é apoiada uma esfera de aço e, sobre ela, o pórtico. A Figura 3.16b apresenta o cabeçote.

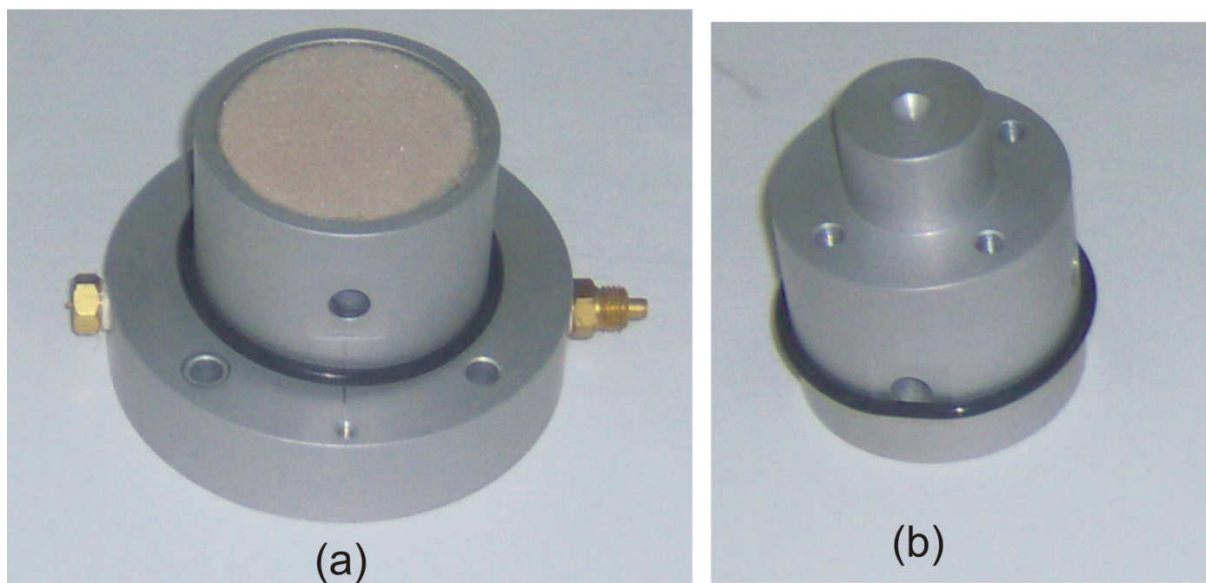


Figura 3.16. O pedestal e o cabeçote do corpo de prova.

3.5. Instrumentação do Ensaio

A automação do ensaio pode ser dividida em duas partes fundamentais: (1) a instrumentação do ensaio e (2) o sistema de aquisição de dados. Um sistema de aquisição de dados (*datalogger*) da marca *HBM*, modelo *SPIDER 8* e o programa *CATMAN 5.0*, também da empresa *HBM GmbH*, foram utilizados para a aquisição de dados e o controle do ensaio. A instrumentação do ensaio consiste de duas células de carga e três transdutores de deslocamento. Todos os instrumentos são conectados ao *SPIDER 8*.

3.5.1. O sistema “quase local” de medição de deslocamentos

A preocupação com a qualidade da determinação dos deslocamentos horizontais e verticais norteou o projeto deste equipamento *simple shear* por ser um ponto chave na qualidade e eficiência do ensaio. Desta forma, visando desconsiderar a maioria das deformações falsas, que por ventura ainda ocorram, mesmo com todos os cuidados tomados no projeto, os transdutores de deslocamento devem ficar o mais próximo do corpo de prova possível. Assim, todos os transdutores foram fixados diretamente na célula de cisalhamento, ou seja, no pedestal e no cabeçote do corpo de prova, conforme apresenta a Figura 3.15.

Os transdutores de deslocamento utilizados, do tipo régua resistiva, são da marca *GEFRAN*, modelo *PY2F10S*, com curso máximo de 10mm e resolução nominal de 0,01mm. Dos três transdutores, dois são responsáveis pela medição do deslocamento vertical, sendo utilizados diametralmente opostos para verificar a hipótese básica de não rotação do cabeçote; o terceiro transdutor é responsável pela medição do deslocamento horizontal.

As células de carga utilizadas são fixadas entre a placa em “L” e o poste de reação. Esta foi a posição mais próxima do corpo de prova encontrada. As células de carga utilizadas são da marca *HBM*, modelo *SP4C3*, com capacidade máxima de leitura de 2kN. As células de carga utilizadas são do tipo viga, comumente utilizadas em balanças, sendo baseadas em extensômetros de resistência elétrica (“*strain gages*”). Este tipo de célula de carga mede, com precisão, forças aplicadas distantes do seu centro, não gerando erros significativos devidos a momentos provocados por forças excêntricas. A Figura 3.14 mostra as células de carga e seu posicionamento, entre o poste de reação a placa em “L”.

Nos diversos equipamentos *simple shear* existentes, e também no equipamento original *NGI*, a célula de carga está colocada entre o conjunto motor de passos/redutor e o carro móvel, o que permite que a força horizontal medida na célula de carga seja sobreestimada, por não desconsiderar o atrito entre os patins do carro móvel e os trilhos. Com esta nova configuração e a utilização de duas células de carga, permitindo a constatação de qualquer momento gerado no ensaio, pretende-se praticamente eliminar a influência do atrito na medição da força horizontal.

3.5.2. Aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados (*datalogger*) utilizado possui oito canais de entrada, numerados de 0 a 7 e, um canal de saída, o canal 8. Além destes canais, podem ser criados canais virtuais, como, por exemplo, operações matemáticas entre os canais de entrada. Esta ferramenta permite visualizar no momento do ensaio, por exemplo, tensões médias.

Os canais 0, 1 e 2 do *datalogger* foram utilizados para conectar os transdutores de deslocamento. No canal 0 e no canal 1 foram conectados os transdutores de deslocamento verticais e, no canal 2, o transdutor de deslocamento horizontal. Os canais 4 e 5 foram utilizados para conectar as células de carga. A Figura 3.17 mostra o *datalogger* utilizado.



Figura 3.17. Datalogger utilizado (HBM Spider 8).

Os dados medidos são coletados pelo *datalogger* e transferidos para um microcomputador. O programa de interface utilizado, o *CATMAN 5.0*, é compatível com o *datalogger* utilizado, não necessitando que *drivers* sejam programados. Este programa pode ser desenvolvido para mostrar as leituras dos canais e gerar gráficos em tempo real, facilitando o acompanhamento do ensaio. Todos os dados obtidos podem ser armazenados; a frequência de gravação dos dados pode ser determinada.

O programa de ensaio *simple shear* apresenta duas fases. A fase de adensamento, onde ocorre o adensamento do corpo de prova após a aplicação da força vertical, apresenta duração variável dependendo do material ensaiado. A fase de cisalhamento, onde o deslocamento horizontal é imposto ao corpo de prova, também tem duração variável, dependendo das condições do ensaio. Estas etapas são discutidas em maior detalhe no capítulo 4.

Uma tela personalizada para o ensaio *simple shear* foi desenvolvida para cada fase do ensaio. Na fase de adensamento, uma tela de ensaio permite o acompanhamento da deformação vertical com o tempo. A Figura 3.18 apresenta a tela de ensaio utilizada na fase de adensamento do corpo de prova.

Outra tela de ensaio foi desenvolvida para, no decorrer da fase de cisalhamento do ensaio, permitir o acompanhamento das tensões e dos deslocamentos medidos. Esta tela é apresentada na Figura 3.19. Além deste acompanhamento, todos os dados são armazenados em um arquivo do tipo DAT, que pode ser exportado para o programa *Excel*, para o posterior tratamento e análise dos dados.

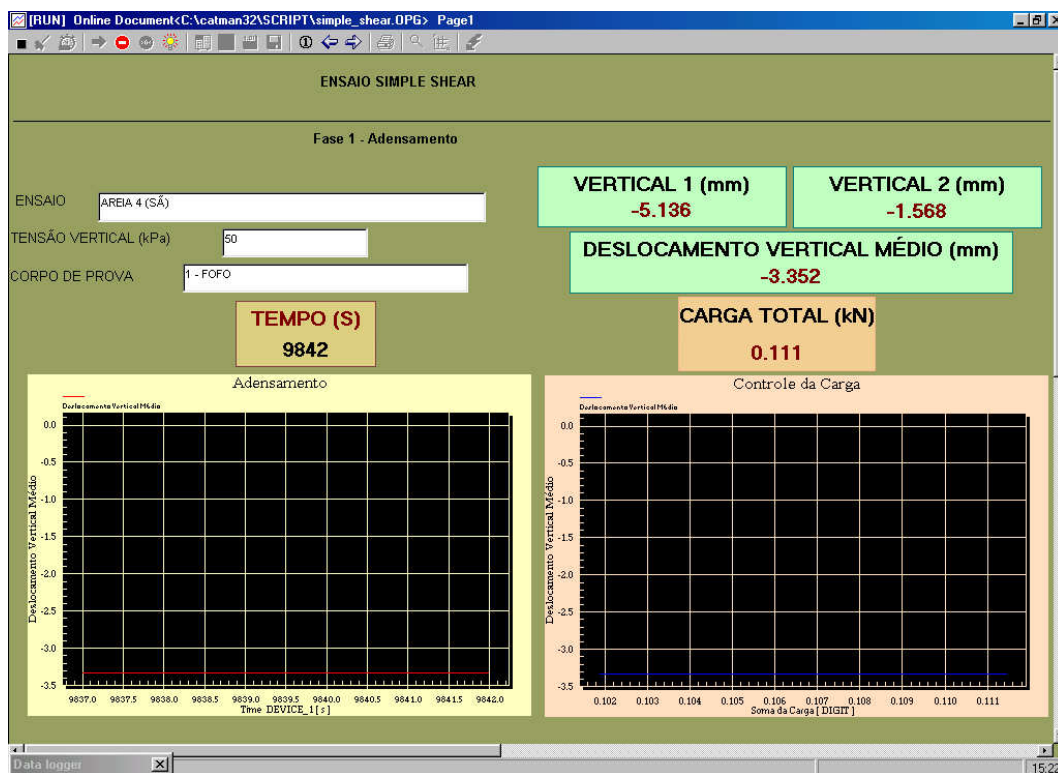


Figura 3.18. Tela de ensaio *simple shear* na fase de adensamento.

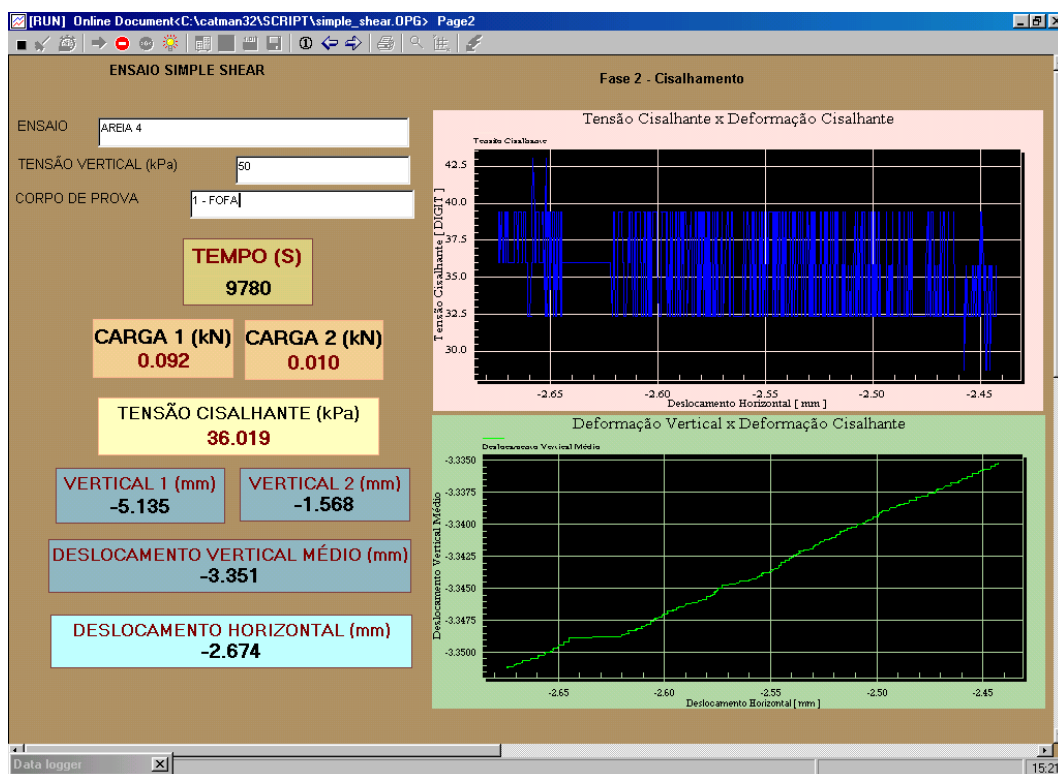


Figura 3.19. Tela de ensaio *simple shear* na fase de cisalhamento.

3.5.3. Calibração da instrumentação

Todos os instrumentos utilizados para medição das variáveis do ensaio foram previamente calibrados para transformar o sinal de saída, em volts ou ampéres, dependendo do instrumento em questão, em medidas físicas. A calibração dos transdutores de deslocamento foi feita com um parafuso micrométrico, associado a um dispositivo para acoplamento do transdutor.

Foram feitas para cada transdutor três calibrações independentes, de “ida e volta”. Os gráficos obtidos para cada um dos transdutores são apresentados nas Figura 3.20 a 3.22. A Figura 3.20 apresenta o gráfico de calibração com a equação, obtida por regressão linear, para o transdutor de deslocamento vertical 1. A Figura 3.21 apresenta o gráfico para o transdutor de deslocamento vertical 2 e a Figura 3.22 apresenta o gráfico para o transdutor de deslocamento horizontal. Como pode ser observado nas Figuras 3.20 até 3.22, a linearidade dos transdutores é excelente em qualquer faixa de medição.

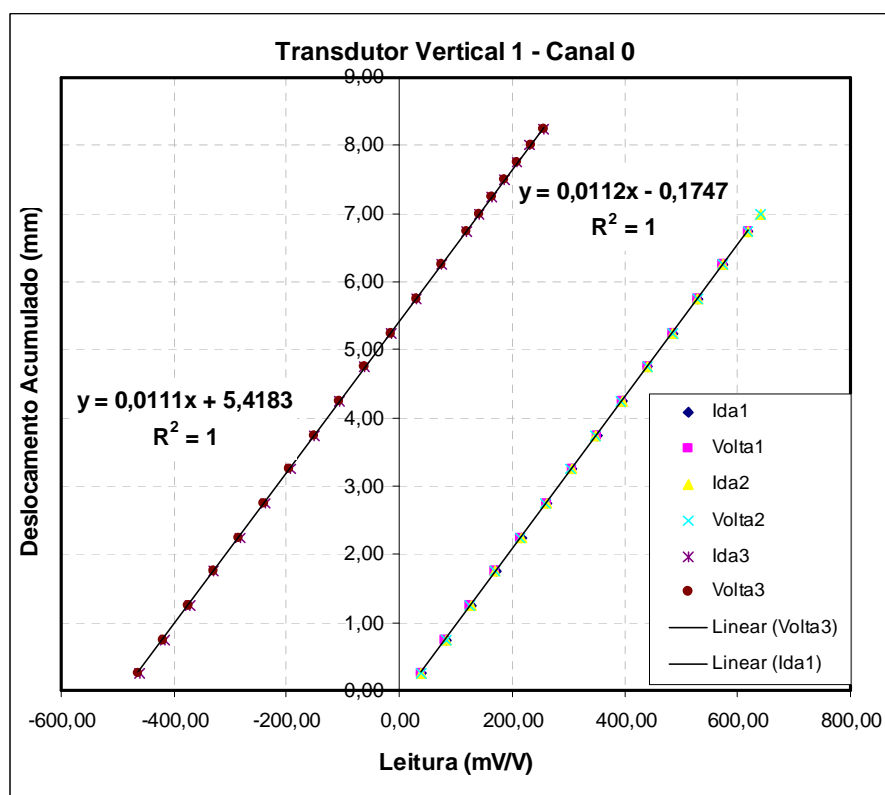


Figura 3.20. Gráfico de calibração do transdutor de deslocamento vertical 1, conectado ao canal 0.

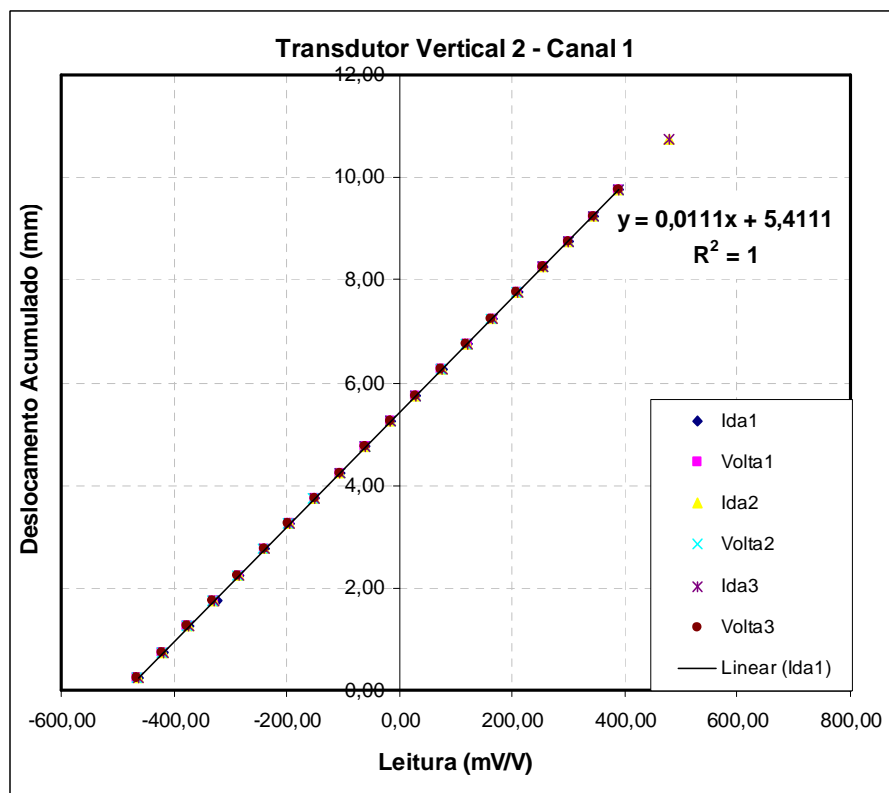


Figura 3.21. Gráfico de calibração do transdutor de deslocamento vertical 2, conectado ao canal 1.

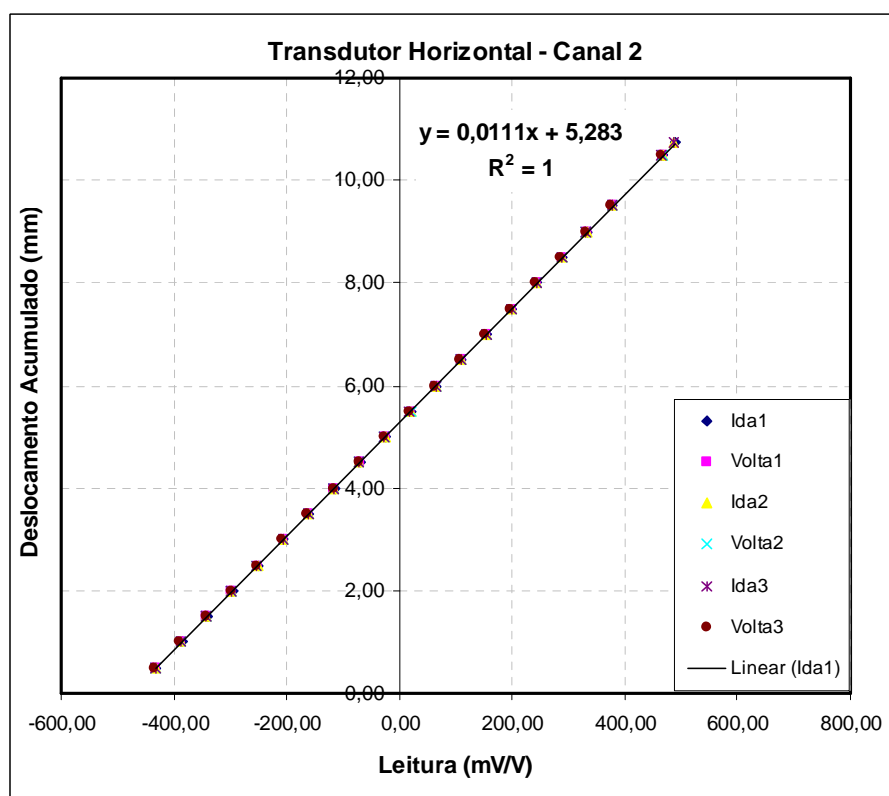


Figura 3.22. Gráfico de calibração do transdutor de deslocamento horizontal, conectado ao canal 2.

A calibração das duas células de carga foi feita conjuntamente, da mesma forma como ambas trabalham durante o ensaio *simple shear*. Para esta calibração, o equipamento foi desmontado e o poste de reação do ensaio foi colocado na posição horizontal. A placa em “L”, no seu projeto original, já previu um dispositivo para a calibração das células de carga.

A Figura 3.23 ilustra o esquema montado para a calibração das células de carga. Pesos foram colocados sobre a placa em “L” com o auxílio do pórtico para aplicação da carga vertical. Assim como ocorreu com os demais transdutores, as leituras para a calibração das células de carga foram realizadas com o equipamento *HBM SPIDER 8*, nos canais designados para cada instrumento.

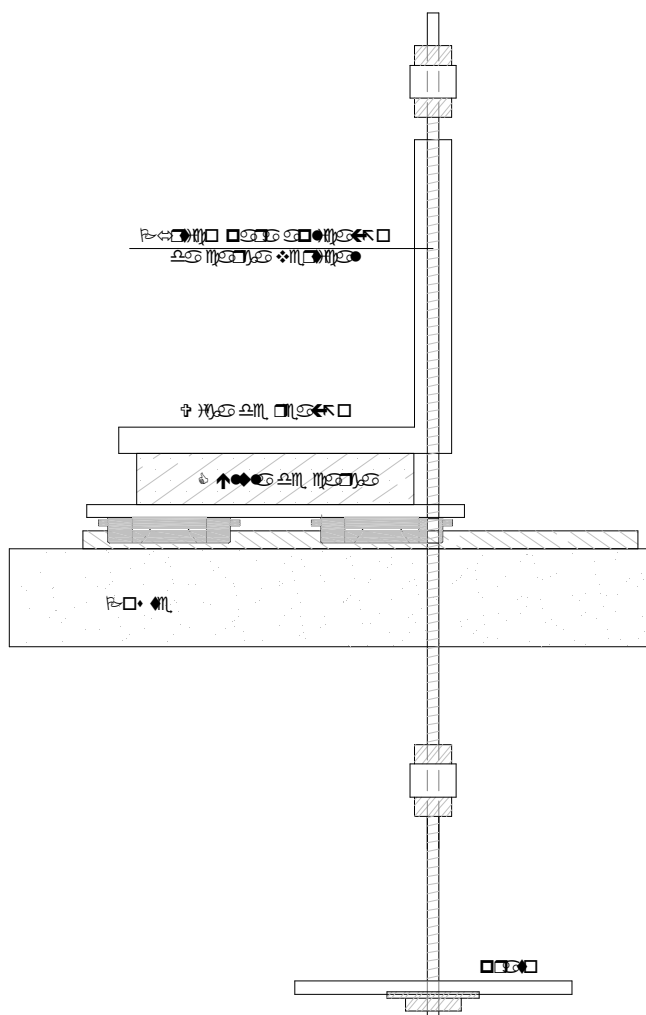


Figura 3.23. Esquema para calibração das células de carga.

Foram utilizados pesos padrão para o carregamento das células de carga; estes pesos eram previamente pesados em balança de precisão e, após, a leitura de cada uma das células era anotada. Além das leituras isoladas de cada célula de carga, apresentadas na Figura 3.24, uma média das leituras foi utilizada, apresentada na Figura 3.25.

Também para as células de carga foram feitas três calibrações isoladas, de carga e descarga. A Figura 3.24 apresenta o gráfico de calibração com a equação, obtida por regressão linear, para as duas células de cargas isoladamente. Já a Figura 3.25 apresenta os dados obtidos com a soma das leituras das duas células e com a média das leituras das duas células. A linearidade obtida também é notável.

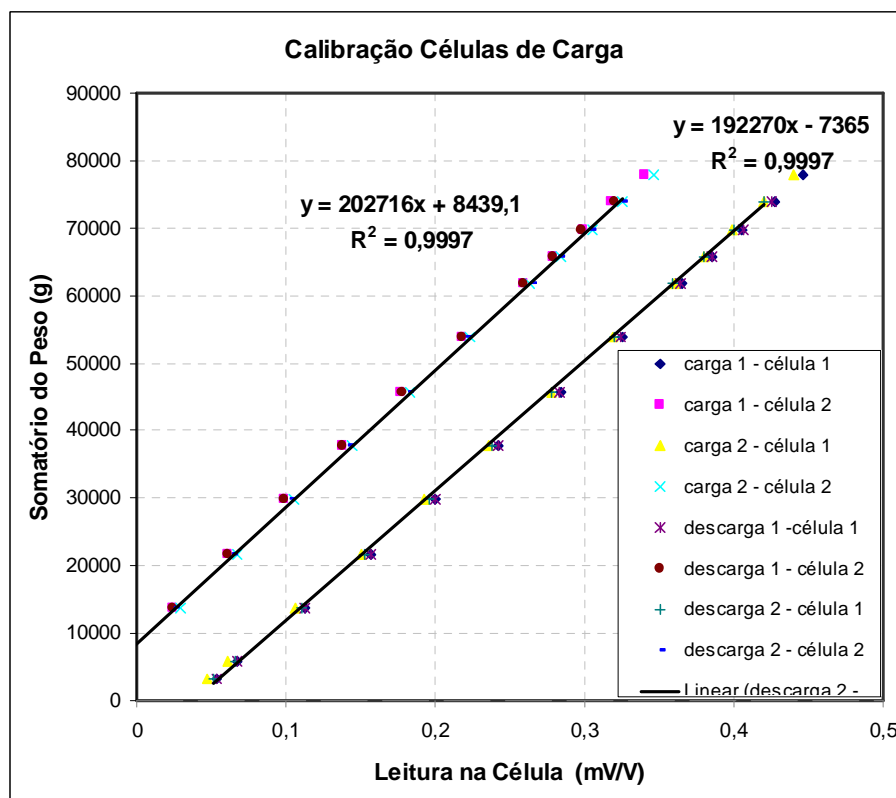


Figura 3.24. Gráfico de calibração das células de carga.

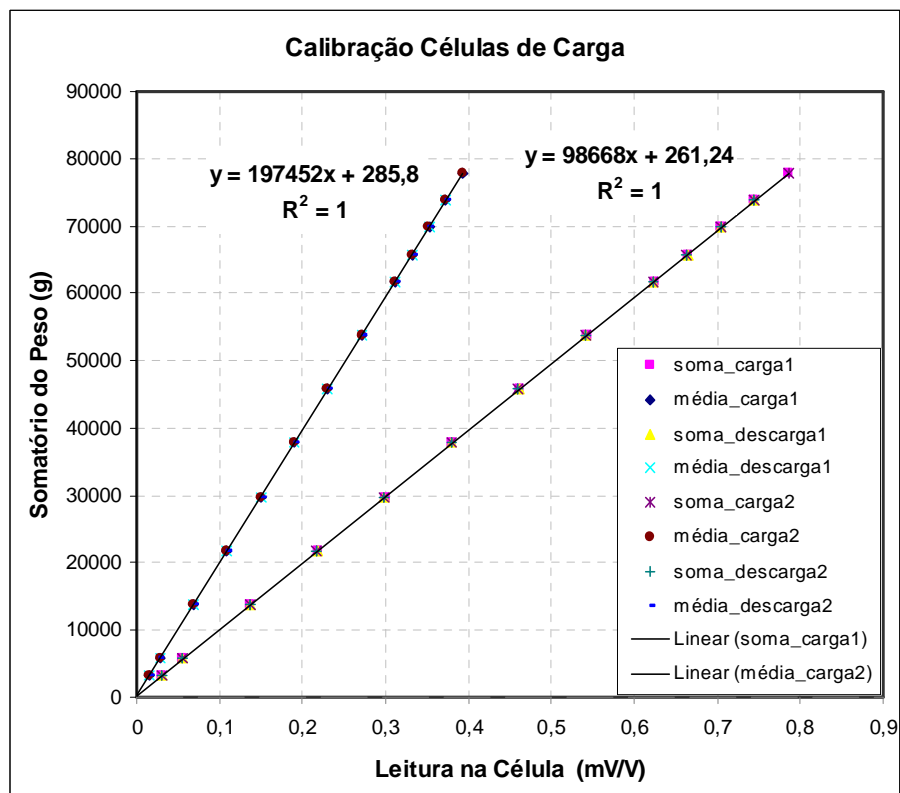


Figura 3.25. Gráfico de calibração das células de carga: média das leituras.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada para a moldagem dos corpos de prova e para a execução dos ensaios *simple shear*. Também são comentadas algumas características geológicas da região do Estado de onde foram extraídas as amostras de areia utilizadas nestes ensaios. A caracterização geotécnica dos dois solos arenosos estudados nesta tese é apresentada neste capítulo, entretanto os dados referentes ao comportamento mecânico dos solos estão apresentados nos capítulos 5 e 6, de apresentação e análise dos resultados.

4.1. Os Solos Estudados

Os dois solos arenosos selecionados para estudo foram coletados na cidade de Osório, na região litorânea do Rio Grande do Sul. Osório está a aproximadamente 100km da capital do Estado, Porto Alegre. O maior interesse geotécnico nesta região do Estado iniciou-se há apenas dois ou três anos com o início das obras de duplicação da rodovia BR-101. A Figura 4.1 apresenta a localização da cidade de Osório e identifica a rodovia citada.



Figura 4.1. Localização da cidade de Osório (fonte: Google Maps).

4.1.1. A formação geológica da região litorânea

A planície costeira do Rio Grande do Sul é uma bacia sedimentar, uma região de terras baixas, com aproximadamente 33.000km², que se estende por uma distância de aproximadamente 620km, desde a região de Torres, ao norte, até o Arroio Chuí, ao sul. Em alguns pontos pode atingir uma largura de até 100km, constituindo-se na maior planície costeira do país.

A carga sedimentar desta bacia é proveniente de duas fontes principais: (1) as rochas ígneas e metamórficas do Escudo Rio-Grandense, na porção sul e, (2) as rochas sedimentares e vulcânicas da Bacia do Paraná, ao norte. A formação desta planície aponta para a existência de dois sistemas principais: (1) um sistema de leques aluviais e, (2) uma série de sistemas do tipo barreira-laguna. O sistema de leques aluviais atua na região mais ocidental da planície, adjacente às terras altas, sendo formado por sedimentos provenientes de rochas do Escudo Rio-Grandense e da Bacia do Paraná. Na região leste da planície costeira atua o sistema do tipo barreira-laguna. Foram identificados quatro sistemas, cada um formado pela deposição de sedimentos em períodos de aumento do nível do mar. Estes sistemas deram origem à grande parte dos solos da região, sendo também responsáveis pela formação dos lagos e lagoas próximos ao litoral (Tomazelli *et al.*, 1982).

Segundo Giovannini *et al.* (1995), a área de coleta de amostras deste trabalho situa-se no sistema barreira-laguna III, que está associado a um terceiro período de elevação e subsequente recuo do nível do mar. Segundo Tomazelli *et al.* (1982), este sistema é composto por sedimentos arenosos, de origem marinha, recobertos por depósitos arenosos de deposição eólica. Os sedimentos de origem marinha são compostos por areias quartzosas claras, finas, bem selecionadas e com estratificações bem desenvolvidas. As areias eólicas de cobertura apresentam-se normalmente bioturbadas por raízes e, em alguns casos apresentam coloração avermelhada.

Giovannini *et al.* (1995) apresentam dados sobre as características de solos arenosos de uma região adjacente à jazida amostrada neste trabalho. Os autores identificaram uma camada de sedimentos arenosos, de deposição eólica, de coloração castanho-clara, não consolidada, permeável, com aproximadamente 1,5 m de espessura, sobreposta a uma camada de sedimentos arenosos de origem marinha.

A Figura 4.2 apresenta duas imagens de satélite da região de amostragem dos solos. Na foto superior, é possível identificar as regiões geológicas da planície costeira e bacia do Paraná; identifica-se também a grande quantidade de lagoas existentes na planície costeira, resultantes do processo de formação geológica da região. Na segunda foto, a área de amostragem foi evidenciada.



Figura 4.2. Fotos de satélite da região de amostragem (fonte: *Google Maps*).

4.1.2. A caracterização dos solos amostrados

Todas as características dos solos transcritas nesta seção foram apresentadas por Marcon (2005), que estudou inicialmente estes solos. Os dois solos arenosos foram amostrados da mesma jazida, indicada na Figura 4.2. Foram coletados de pontos distantes aproximadamente 30 metros. Uma das areias foi retirada de uma profundidade, com relação ao nível do terreno, de 1m e a outra, de uma profundidade de 4m.

Para identificação dos solos, foi utilizada uma denominação que referencia a coloração e a profundidade de coleta da amostra: (1) a areia amostrada à profundidade de 1m será denominada de “Areia Escura”; (2) o solo coletado a uma profundidade 4m será denominado de “Areia Clara”. A Figura 4.3, apresentada por Marcon (2005) identifica o local de amostragem dos solos.

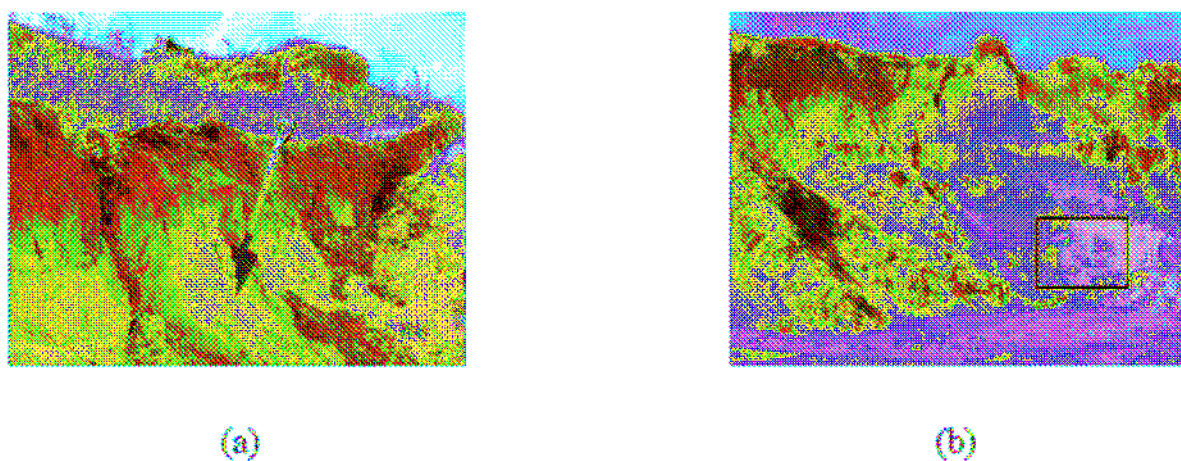


Figura 4.3. Fotos do local de amostragem: (a) Areia Escura e (b) Areia Clara [modificado de Marcon (2005)].

A “Areia clara” é uma areia limpa, de coloração clara, não apresentando indícios de alteração dos grãos. Já a “Areia escura” apresenta uma coloração escura como evidência de um estado mais intemperizado. A Figura 4.4 apresenta os dois solos estudados; pode-se verificar a significativa diferença de coloração.

Em nenhum dos solos não foi verificada a presença significativa de finos. As curvas de distribuição granulométrica dos dois solos não apresentaram diferenças significativas, como pode se visto na Figura 4.5, apresentada por Marcon (2005). A curva granulométrica de

cada areia foi obtida por meio de ensaios de peneiramento, pois a existência de uma pequena quantidade de material passante pela peneira de número 200 (grãos com diâmetro inferior a 0,075mm) impossibilitou a execução da etapa de sedimentação. A Tabela 4.1 apresenta outros resultados de caracterização encontrados por Marcon (2005), para as duas areias estudadas.

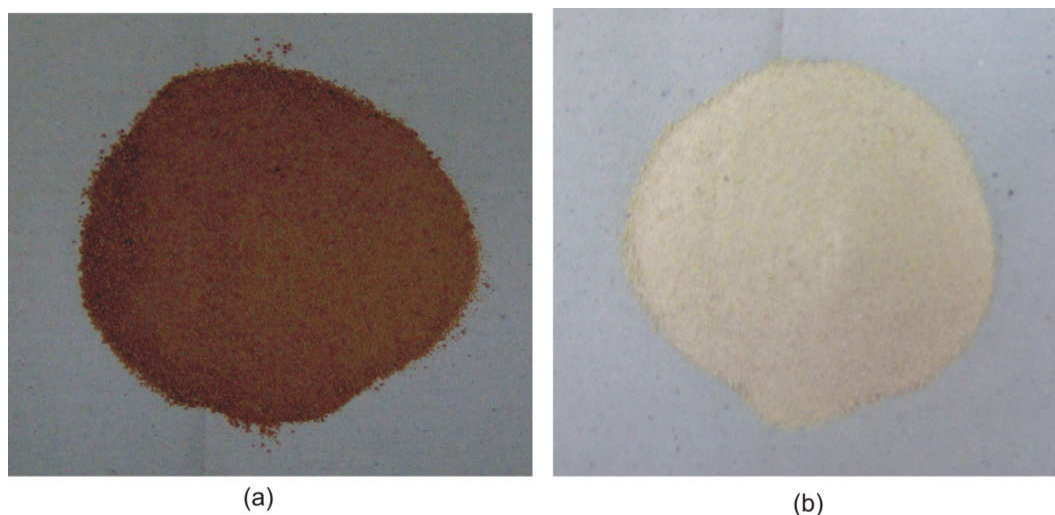


Figura 4.4. Aparência do dois solos arenosos estudados: (a) Areia Escura e (b) Areia Clara.

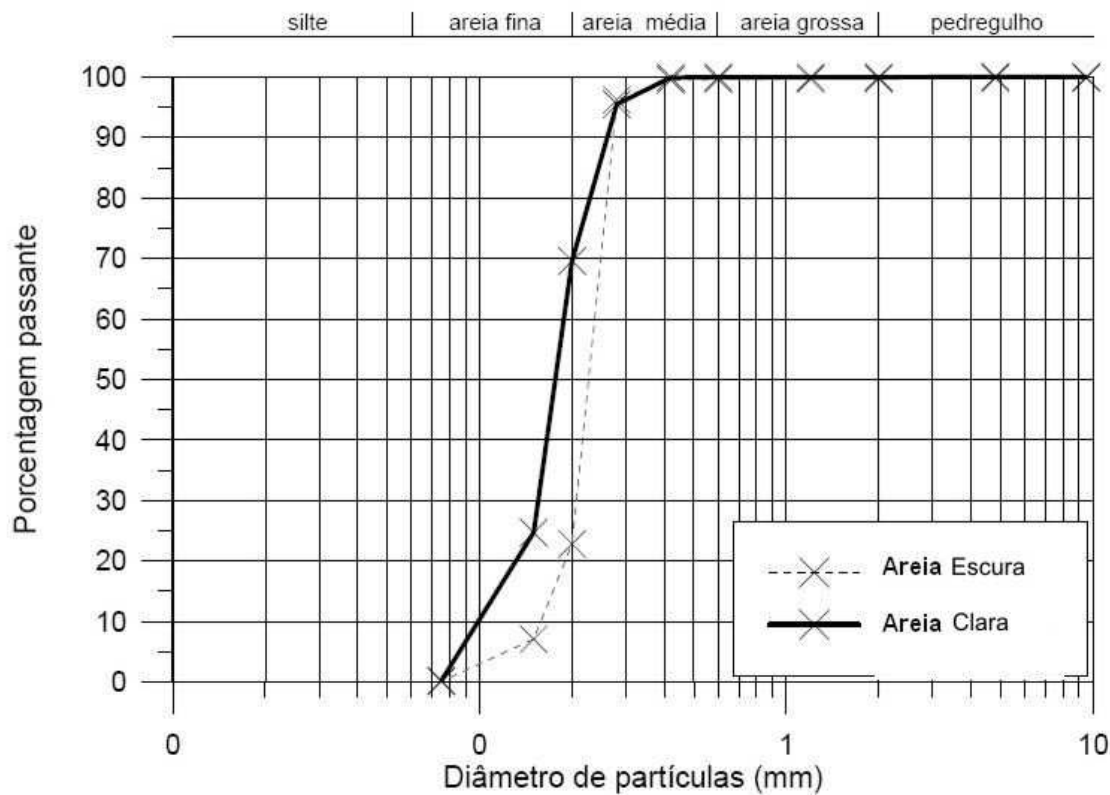


Figura 4.5. Curva granulométrica para os dois solos estudados [modificado de Marcon (2005)].

Segundo Marcon (2005), ambos os solos apresentam marcante uniformidade no tamanho dos grãos, o que pode ser constatado pelo baixo coeficiente de uniformidade. Por se tratar de solos pouco profundos e com distribuição uniforme de grãos, as areias apresentam características típicas de depósitos eólicos, comumente encontrados na região. A diferença mais significativa observada a partir da curva granulométrica refere-se à predominância da fração areia média (grãos com diâmetro entre 0,20mm e 0,60mm) no solo “Areia escura”, enquanto o solo “Areia clara” apresentou areia fina (grãos com diâmetro entre 0,06mm e 0,20mm) como fração predominante. O diâmetro efetivo médio das partículas, definido como o diâmetro correspondente à retenção de 90% dos grãos de solo no ensaio de peneiramento, encontrado para a “Areia escura” foi levemente superior ao diâmetro médio dos grãos da “Areia clara” (ver Tabela 4.1). De acordo com a Tabela 4.1, os valores de peso específico médio dos grãos foram próximos, o que sugere que ambas as areias tenham grãos com composição mineralógica semelhante.

Tabela 4.1. Caracterização dos solos estudados (Marcon, 2005).

Amostra	Teor de Umidade Natural (%)	Peso Específico dos Grãos (g/cm ³)	Diâmetro efetivo médio (d_{10}) (mm)	Coeficiente de uniformidade	Granulometria fração (%)		
					Areia grossa	Areia média	Areia fina
“Areia escura”	6,1	2,638	0,15	1,3	0,1	77,1	22,8
“Areia clara”	2,3	2,610	0,10	1,8	0,0	30,4	69,6

A fim de obter uma composição mineralógica mais precisa dos dois solos Marcon (2005) realizou alguns ensaios de caracterização especiais: difratometria de raio-X e microscopia eletrônica.

As análises difratométricas indicaram que para os dois solos o mineral predominante é o quartzo, tendo sido identificada também a presença de feldspato. Foi identificada uma porção muito pequena de finos. Na fração fina da Areia Clara foram identificados os argilominerais caulinita e ilita, e, na fração fina da Areia Escura, caulinita e vermiculita. Porém, em ambas as areias, os argilo-minerais ocorrem em quantidades muito reduzidas se comparados ao quartzo ou feldspato.

O ensaio de difratometria de raio-X não identificou nenhum outro elemento; entretanto, óxidos e hidróxidos, que podem ser componentes cimentantes, não podem ser identificados com este tipo de ensaio. A microscopia eletrônica de varredura foi então realizada por Marcon (2005) com o intuito de verificar a presença de algum material cimentante entre os grãos de areia.

A Figura 4.6 mostra a imagem de microscopia eletrônica obtida para a Areia Clara, com ampliação de 200 vezes e 600 vezes. Percebem-se grãos de formato arredondado e nenhum indício de material entre os grãos. Na imagem ampliada em 600 vezes, podem ser vistos alguns pontos de coloração clara na superfície dos grãos, que podem ser indício de algum intemperismo.

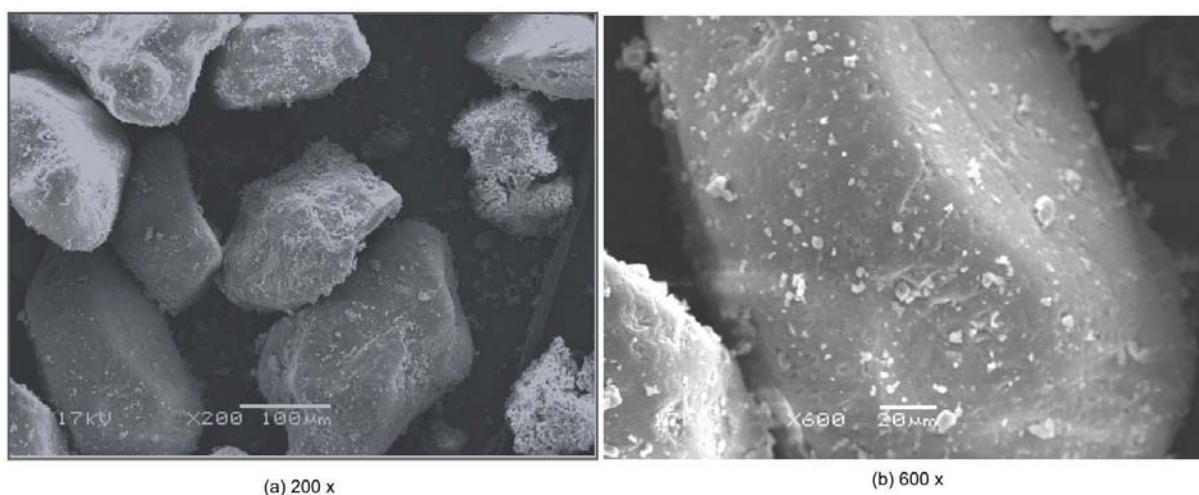


Figura 4.6. Imagens de microscopia eletrônica para a Areia Clara: (a) ampliada em 200 vezes e (b) ampliada em 600 vezes [modificado de Marcon (2005)].

A Figura 4.7 mostra a imagem de microscopia eletrônica obtida para a Areia Escura, com ampliação de 200 vezes e 600 vezes. Percebem-se grãos de formato arredondado e a presença de algum material de revestimento no grão; nota-se também a presença de material cimentante entre os grãos. Na imagem ampliada em 600 vezes, pode ser vista claramente a existência de “ligação” entre os grãos.

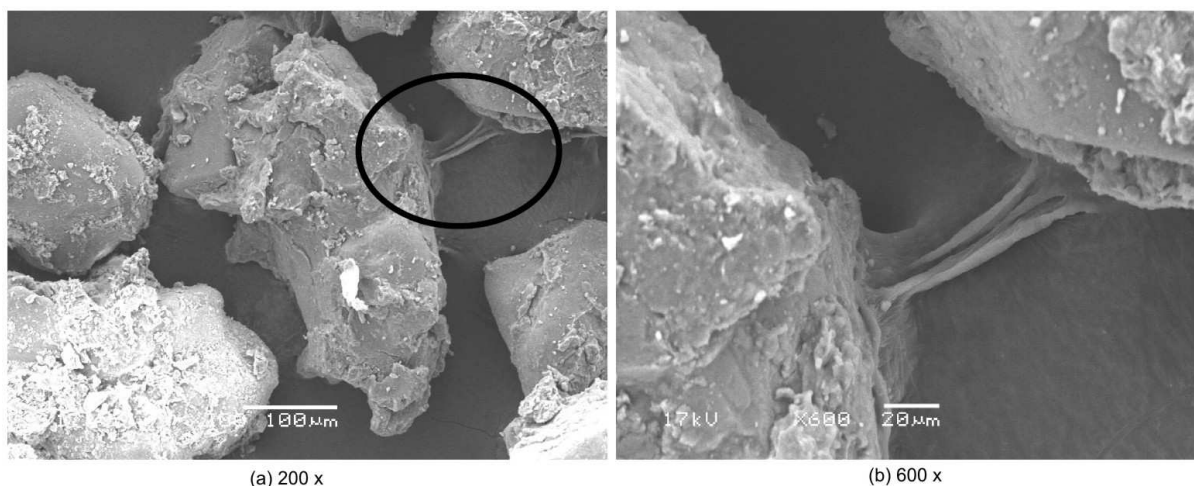


Figura 4.7. Imagens de microscopia eletrônica para a Areia Escura: (a) ampliada em 200 vezes e (b) ampliada em 600 vezes [modificado de Marcon (2005)].

Marcon (2005) sugeriu que há um grau de alteração química das areias decrescente com a profundidade. O autor observou uma variação na coloração do material, constituindo-se em uma areia com coloração mais escura próximo à superfície e tornando-se de coloração mais clara com o aumento da profundidade. Isto pode representar a presença maior de elementos depositados na superfície dos grãos nas camadas de areia mais próximas à superfície do terreno, especialmente elementos compostos por ferro, que dariam às areias superficiais a coloração avermelhada. A ação do intemperismo na alteração do solo constitui-se apenas de deposição de compostos de sílica e ferro ao longo da superfície dos grãos, sem alteração de formato ou de composição mineralógica, mantendo desta maneira o grão sem alteração e limitando a alteração da areia apenas à superfície de seus grãos, a qual se torna composta por uma camada de aspecto coloidal que se estende a outros grãos próximos e constitui-se então em uma estrutura de ligação entre grãos. A deposição dos elementos e a formação de estrutura são facilitadas pelo formato pouco anguloso e pela pequena rugosidade verificada na superfície dos grãos, o que propicia uma maior aderência entre o grão e o elemento cimentante (Marcon, 2005).

Marcon (2005) determinou as curvas de saturação x sucção para estas duas areias. Segundo o autor as curvas são bastante semelhantes para ambas às areias até graus de saturação de 25%. A partir deste valor de saturação ocorre um pronunciado incremento de sucção até valores de 30-40MPa. A partir de 25% de saturação, a Areia Escura já passa a ter

grandes valores de sucção enquanto que a Areia Clara apresenta este aumento para valores inferiores a 15%.

O material que envolve os grãos da Areia Escura, às vezes tendo um papel cimentante, apresenta um aspecto poroso e fraturado, o que faz com que esta areia tenha uma curva de sucção bastante diferenciada da Areia Clara. Para baixos níveis de umidade, formam-se meniscos capilares nos poros e fissuras no material, o que promove um aumento da resistência deste material aderido e resulta em um aumento da resistência ao cisalhamento da Areia Escura. A variação do ângulo de atrito da Areia Escura em função do grau de saturação foi de cerca de 7%. A Areia Clara não apresenta material cimentante entre os grãos, o que faz com que os meniscos sejam formados somente em um pequeno número de reentrâncias da superfície dos grãos para baixos valores de umidade. Desta forma, não há mudança do ângulo de atrito interno ente grãos para baixos teores de umidade (Marcon, 2005).

Uma discussão bastante detalhada destes ensaios de caracterização especiais é apresentada por Marcon (2005), que também realizou ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Alguns destes resultados são apresentados no capítulo 6 desta tese, de discussão e análise dos resultados dos ensaios *simple shear*.

4.2. Preparação do Corpo de Prova

Este item discute os procedimentos adotados para preparação do corpo de prova para o ensaio *simple shear*. Nesta pesquisa, os corpos de prova de ambas as areias foram moldados a partir de amostras deformadas e, com o objetivo de ensaiar as areias nos estados compacto e fofo, diferentes índices de vazios iniciais foram utilizados. Os corpos de prova foram moldados diretamente sobre o pedestal da célula de cisalhamento.

Para moldagem dos corpos de prova foram utilizados dois métodos de moldagem, dependendo do índice de vazios inicial requerido. O método do funil foi utilizado para a preparação de corpos de prova no estado inicial fofo. Para a preparação de corpos de prova no estado inicial compacto foi utilizado o método de pluviação em ar.

Os corpos de prova foram moldados com areia seca ao ar, por um período mínimo de 24h. Uma quantidade de areia suficiente para a preparação dos corpos de prova foi separada e, com o auxílio das peneiras de número 10 (malha 2mm) e 20 (malha 0,84mm), foi destorroada.

Após o material foi colocado dentro de um saco plástico e agitado lentamente para uniformizar o material separado com a utilização das peneiras.

4.2.1. Método do funil

O método utilizado para a preparação dos corpos de prova no estado inicial fofo é extremamente simples, consistindo em despejar o solo dentro do molde do corpo de prova com o auxílio de um funil. A Figura 4.8a apresenta o molde do corpo de prova preparado para o início do processo de moldagem e a Figura 4.8b apresenta o funil utilizado, já preenchido com a areia clara. O funil utilizado neste método foi o mesmo utilizado no método de pluviação em ar, apresentado no item seguinte.

A altura da ponta do funil em relação ao topo do corpo de prova foi mantida constante e foi a mínima possível, em torno de 1cm, para garantir a condição inicial de solo fofo. A Figura 4.9 ilustra o método de moldagem do funil.

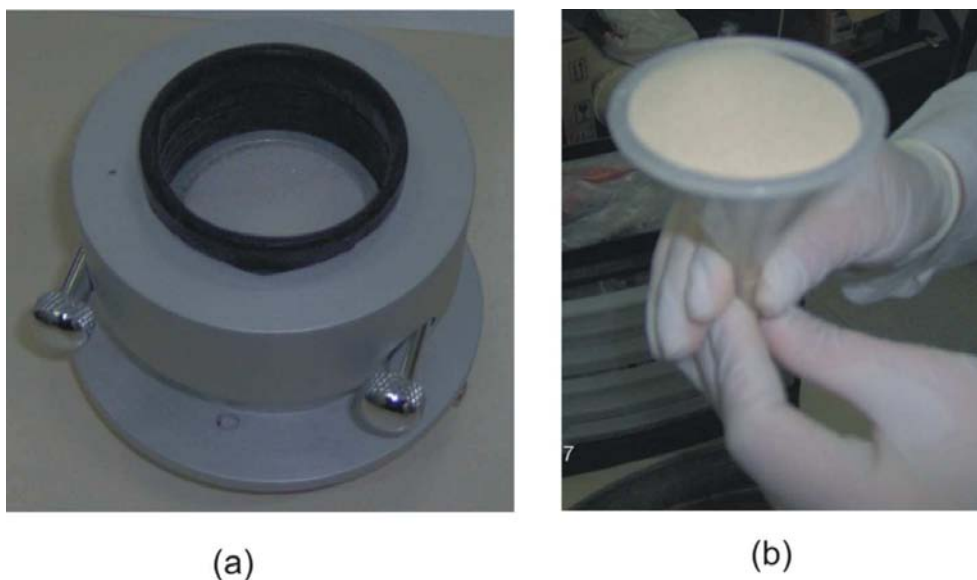


Figura 4.8. (a) Molde do corpo de prova (b) funil com a areia clara.



Figura 4.9. Moldagem do corpo de prova de areia escura pelo método do funil.

4.2.2. Método de pluviação em ar

O método consiste basicamente em gerar uma chuva de areia sobre o molde do corpo de prova. Diversos fatores levaram à utilização deste método de moldagem, conforme discutido no item 2.3.3. Este método é que melhor simula a condição de deposição eólica, encontrada *in situ*. A questão da repetibilidade, ou seja, a capacidade de produzir corpos de prova com as mesmas características, também foi considerada na escolha do método de moldagem.

A chuva de areia é gerada pela difusão uniforme da areia; para isto foi utilizado um conjunto de peneiras. O conjunto de peneiras, previamente montado, é composto de cinco peneiras, de malha 4mm colocadas em série, uma sobre a outra, estando separadas de

aproximadamente 30 mm. A Figura 4.10 apresenta o conjunto de peneiras. Na Figura 4.10a as peneiras aparecem montadas em série. Já a Figura 4.10b apresenta a vista superior do conjunto; nesta figura pode-se verificar a diferença de orientação entre as malhas das cinco peneiras, responsável pela difusão do fluxo de areia.



(a)



(b)

Figura 4.10. Conjunto de peneiras utilizado para a fabricação da “chuva de areia”: (a) vista lateral do conjunto; (b) vista superior do conjunto.

A areia previamente seca ao ar foi despejada através do conjunto de peneiras com o auxílio de um funil. A altura de queda das partículas, ou seja, a altura entre o final do conjunto

de peneiras e o molde do corpo de prova, foi mantida constante em 80cm. Foi utilizado um funil pequeno, com abertura reduzida para que a intensidade da chuva de areia fosse reduzida. Assim a areia é despejada no dissipador e cai em forma de chuva sobre o molde do corpo de prova. Este processo é feito continuamente até que a altura do corpo de prova seja atingida. A Figura 4.11 ilustra a moldagem com corpo de prova no estado inicial denso para a Areia Escura.



Figura 4.11. Moldagem do corpo de prova de Areia Escura pelo método da pluviação em ar.

4.2.3. Processo de moldagem do corpo de prova.

Inicialmente os anéis laterais foram posicionados no interior do molde do corpo de prova com o auxílio de espaçadores, para garantir o correto espaçamento (necessário para assegurar a condição de deformação plana do ensaio sem induzir deformações localizadas no corpo de prova). A membrana de látex foi então colada aos anéis com uma fina camada de borracha de silicone para evitar o enrijecimento da membrana. Este procedimento foi executado uma única vez, anterior ao início da bateria de ensaios; a mesma membrana foi utilizada para todos os ensaios.

O pedestal móvel da célula de cisalhamento era retirado do equipamento para a moldagem do corpo de prova diretamente sobre o mesmo. A membrana de látex, com os anéis laterais já colados, era posicionada no pedestal do corpo de prova com o auxílio do molde bipartido. Após o molde bipartido era alinhado ao pedestal e somente então fixado. O conjunto pedestal + membrana + molde era pesado e medições da altura entre o pedestal e o topo do molde eram realizadas.

Procedia-se então à moldagem do corpo de prova conforme discutido nos itens anteriores. Após a moldagem eram feitas novas medições, desta vez da altura entre o topo do corpo de prova e o topo do molde. O conjunto pedestal + membrana + molde + solo era pesado. A partir deste ponto dois procedimentos distintos foram seguidos: um para os ensaios preliminares e outro, mais aperfeiçoado, para os ensaios da segunda etapa.

Nos ensaios preliminares, pela diferença entre as medidas finais e as iniciais de massa e altura, determinava-se a massa de solo e a altura do corpo de prova. Com estas medidas e o teor de umidade do solo, o índice de vazios inicial do corpo de prova era calculado. O cabeçote do corpo de prova era então alinhado com o molde e o pedestal. Este alinhamento era feito por marcações executadas nas peças. Após a colocação do cabeçote, o molde bipartido era retirado e a membrana de látex presa com os anéis “*O-rings*” no cabeçote e no pedestal do corpo de prova. A Figura 4.12 ilustra a seqüência de montagem, utilizada nos ensaios preliminares, do pedestal com o cabeçote do corpo de prova. Nesta figura o método de moldagem do corpo de prova é o método do funil.

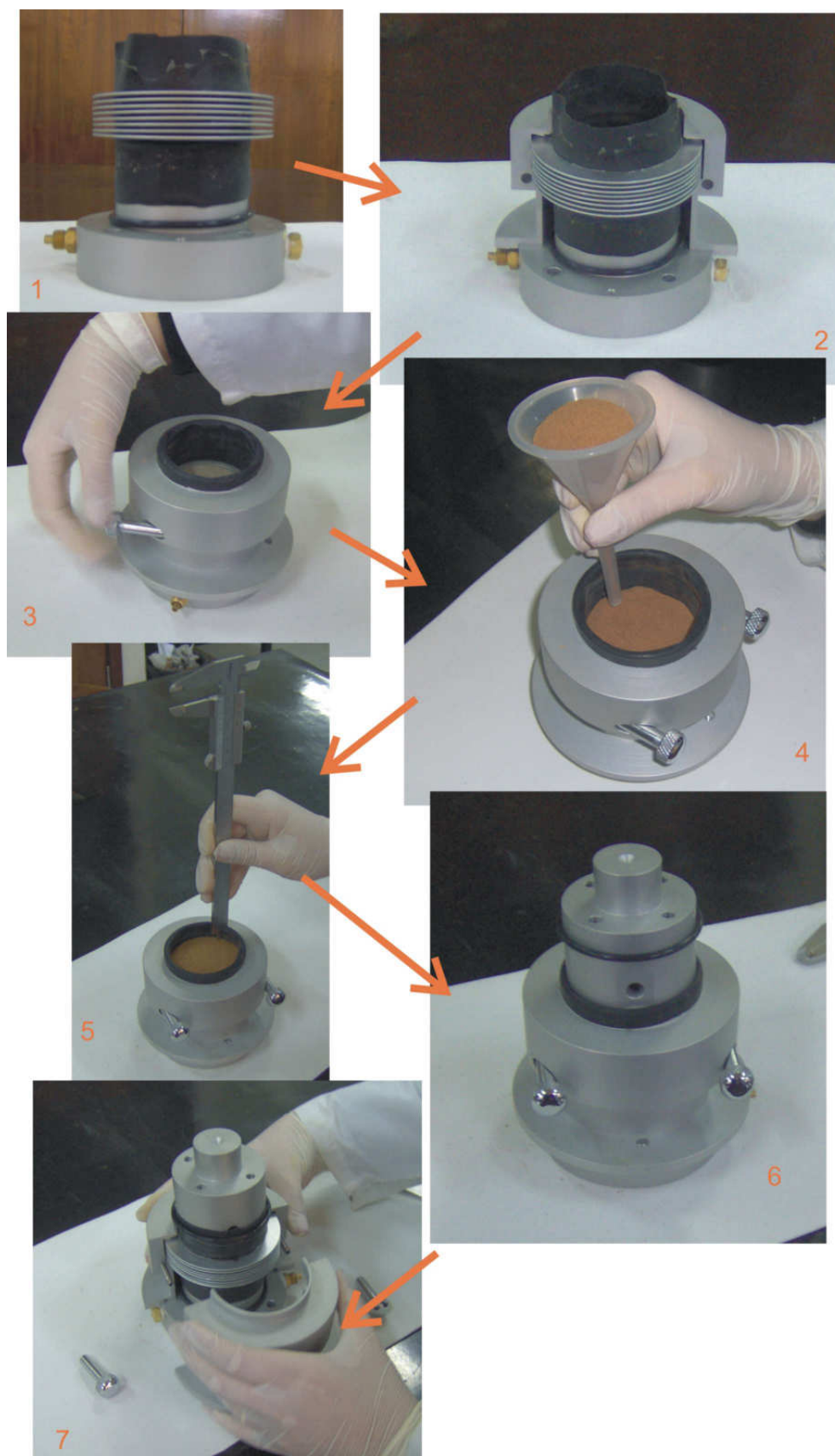


Figura 4.12. Sequência de montagem do corpo de prova nos ensaios preliminares utilizando o método do funil.

Já para os ensaios da segunda etapa, após a moldagem do corpo de prova, o cabeçote era alinhado ao pedestal e ao molde bipartido, porém este molde não era imediatamente retirado e as medidas de altura do corpo de prova eram feitas no decorrer do processo de montagem do ensaio como discutido na próxima seção. A Figura 4.13 ilustra a seqüência de moldagem do corpo de prova para os ensaios da segunda etapa. Nesta Figura, o processo de moldagem utilizado foi o de pluviação em ar.

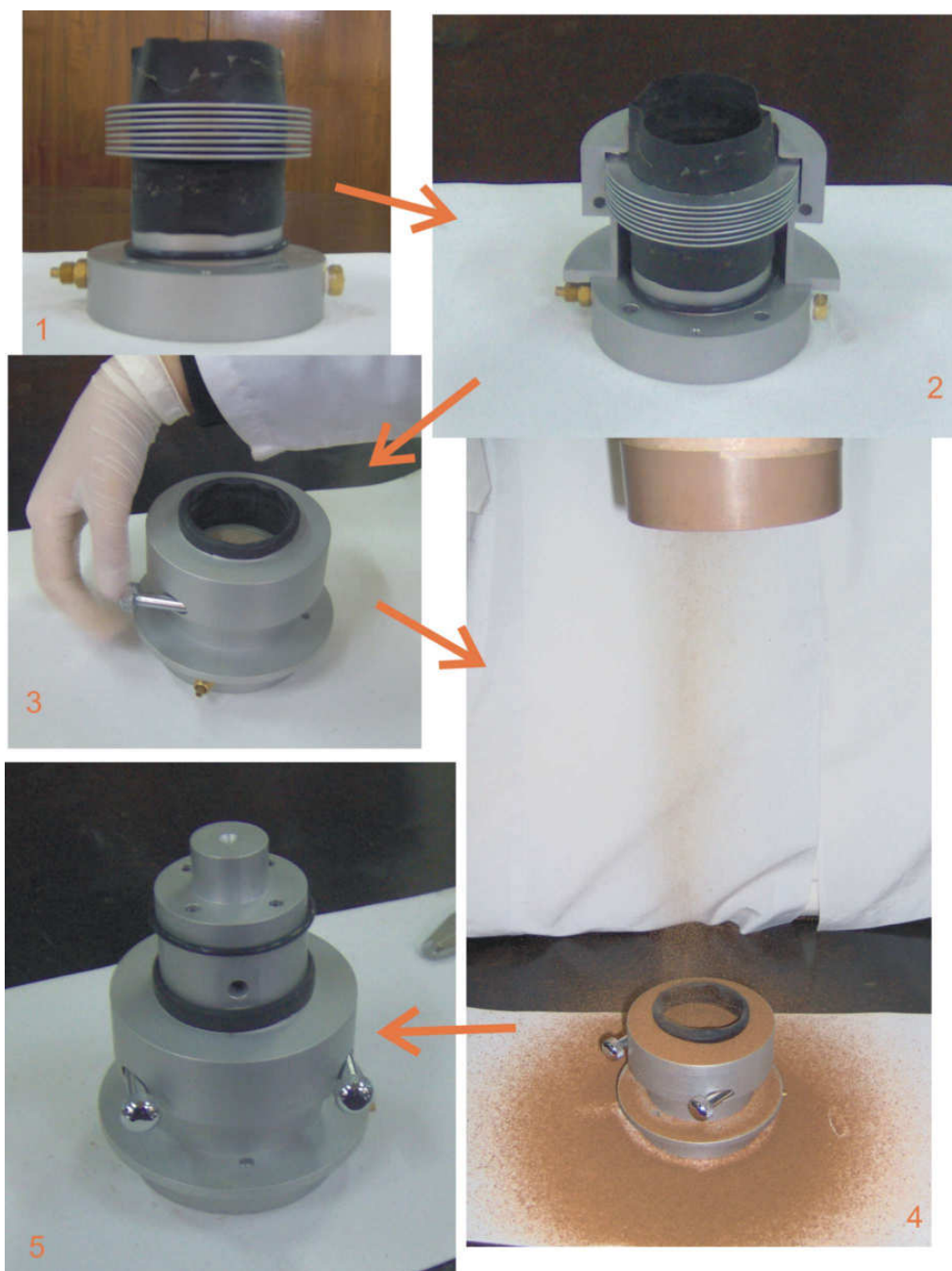


Figura 4.13. Seqüência de montagem do corpo de prova nos ensaios da segunda etapa utilizando o método de pluviação em ar.

4.3. Metodologia do Ensaio *Simple Shear*

Este item discute os procedimentos de ensaio adotados para o ensaio *simple shear*. Nesta tese foram realizados ensaios drenados em areia seca e ensaios drenados em corpos de prova inundados. Assim como a maioria dos ensaios geotécnicos para conhecimento de parâmetros de resistência ao cisalhamento, o ensaio *simple shear* se desenvolve em duas etapas. A primeira corresponde à fase inicial do ensaio, a fase de adensamento, que compreende a aplicação da tensão vertical ao corpo de prova até o valor estipulado para ensaio. A etapa final, denominada de fase de cisalhamento, é responsável por levar o corpo de prova até a ruptura, com a aplicação de deslocamento horizontal relativo entre a base e o topo do corpo de prova sob velocidade constante.

4.3.1. Preparação do ensaio

A fase de preparação do ensaio é a etapa mais sensível do procedimento de ensaio, pois envolve o correto posicionamento do corpo de prova na célula de cisalhamento; o alinhamento do conjunto é imprescindível para que as leituras do ensaio não sofram interferência de fatores externos. Esta fase envolve também o posicionamento da instrumentação do ensaio, que é toda fixada no pedestal e no cabeçote do corpo de prova. Dois métodos de preparação foram utilizados, um para os ensaios preliminares e outro para os ensaios da segunda etapa.

4.3.1.1. Preparação dos ensaios preliminares

Após a etapa de montagem do corpo de prova, apresentada na seção anterior, o conjunto pedestal + corpo de prova + cabeçote era levado ao equipamento. O pedestal era encaixado e alinhado ao carro móvel e, após, fixado com dois parafusos. O carro móvel era então alinhado com a placa em “L” manualmente, através do acoplamento flexível entre o fuso de esferas re-circulantes e o conjunto redutor de frequência.

A placa em “L” era encaixada no cabeçote do corpo de prova; o parafuso micrométrico de apoio da placa em “L” era utilizado para este fim. Com quatro parafusos o

cabeçote era fixado na placa em “L”. O fuso de esferas re-circulantes era então novamente acoplado ao conjunto redutor de frequência.

Procedia-se então à montagem da instrumentação do ensaio, que era fixada no pedestal e no cabeçote do corpo de prova. Primeiramente eram fixados os dois transdutores de deslocamento vertical e após o transdutor de deslocamento horizontal.

A Figura 4.14 ilustra a seqüência de montagem dos ensaios preliminares. Nesta Figura: (1) encaixe e alinhamento do pedestal ao carro móvel; (2) fixação do pedestal ao carro móvel; (3) alinhamento do carro móvel à placa em “L”; (4) encaixe da placa em “L” no cabeçote; (5) fixação do cabeçote à placa em “L”; (6) e (7) montagem dos transdutores de deslocamento vertical; e (8) montagem do transdutor de deslocamento horizontal.

4.3.1.2. Preparação dos ensaios da segunda etapa

A preparação dos ensaios da segunda etapa foi mais criteriosa do que a utilizada nos ensaios preliminares. Inicialmente o carro móvel era alinhado à placa em “L” através de marcações feitas nas peças. Após a moldagem do corpo de prova, o conjunto pedestal + corpo de prova + cabeçote + molde era levado ao equipamento.

O pedestal era encaixado e alinhado ao carro móvel e a placa em “L” era encaixada ao cabeçote. Após a conferência do alinhamento, o pórtico da carga vertical era colocado sobre o cabeçote e uma tensão vertical de 25kPa aplicada ao corpo de prova. Após alguns segundos necessários para a transferência da carga ao corpo de prova, a placa em “L” era fixada ao cabeçote com quatro parafusos.

A tensão vertical de 25kPa aplicada ao corpo de prova era utilizada para preservar o estado inicial da amostra. Esta tensão confere ao corpo de prova rigidez suficiente para tornar a amostra menos sensível à perturbação inerente ao processo de montagem do ensaio, sem causar adensamento acentuado.

Após a aplicação da tensão vertical, o molde era retirado e a membrana fixada no cabeçote e pedestal com os anéis “*O-rings*”. O pedestal era então fixado no carro móvel por dois parafusos.

Seguia-se a montagem da instrumentação do ensaio. Primeiramente eram fixados os dois transdutores de deslocamento verticais e, após, era fixado o transdutor de deslocamento horizontal. Concluída a montagem do ensaio eram realizadas medições de altura, entre o carro móvel e a placa em “L”; por diferença entre as medidas das peças, calculava-se a altura do corpo de prova.

Somente então, com a medida de altura do corpo de prova obtida, juntamente com a massa e o teor de umidade do corpo de prova, medidos anteriormente, calculava-se o índice de vazios inicial do corpo de prova.

A Figura 4.15 apresenta a seqüência de montagem dos ensaios realizados na segunda etapa. Na Figura 4.15: (1) alinhamento do carro móvel com a placa em “L” utilizando marcações pré-existentes nos espaçadores; (2) posicionamento do corpo de prova no carro móvel, sendo o alinhamento feito através de três marcações no molde e no carro móvel; (3) posicionamento da placa em “L”; (4) aplicação da tensão vertical de 25kPa; (5) retirada do molde bipartido e fixação da membrana com anéis “*O-rings*” ao pedestal e cabeçote; (6) fixação do pedestal ao carro móvel com dois parafusos; e (7) fixação dos dois transdutores de deslocamento verticais e do transdutor de deslocamento horizontal.

4.3.2. A fase de adensamento

Os pesos necessários para aplicação da tensão vertical de adensamento selecionada eram colocados no pórtico para aplicação da tensão vertical. Como os solos estudados são arenosos, o adensamento ocorre rapidamente, e o intervalo de tempo entre a aplicação da força vertical e o final do adensamento é pequeno. Isto não leva mais do que alguns minutos para os solos arenosos.

Durante esta fase, todos os instrumentos de leitura do ensaio eram monitorados, e os dados gravados. Um gráfico de deslocamento vertical versus tempo era plotado em tempo real, durante esta etapa, para auxiliar na decisão de quando iniciar a fase de cisalhamento.

A variação volumétrica no corpo de prova é decorrente da variação de altura, uma vez que diametralmente nenhuma variação é possível. A Equação 4.1 apresenta a correlação entre a deformação vertical e variação volumétrica. Com a variação de altura do corpo de prova calculava-se o índice de vazios ao final da fase de adensamento.

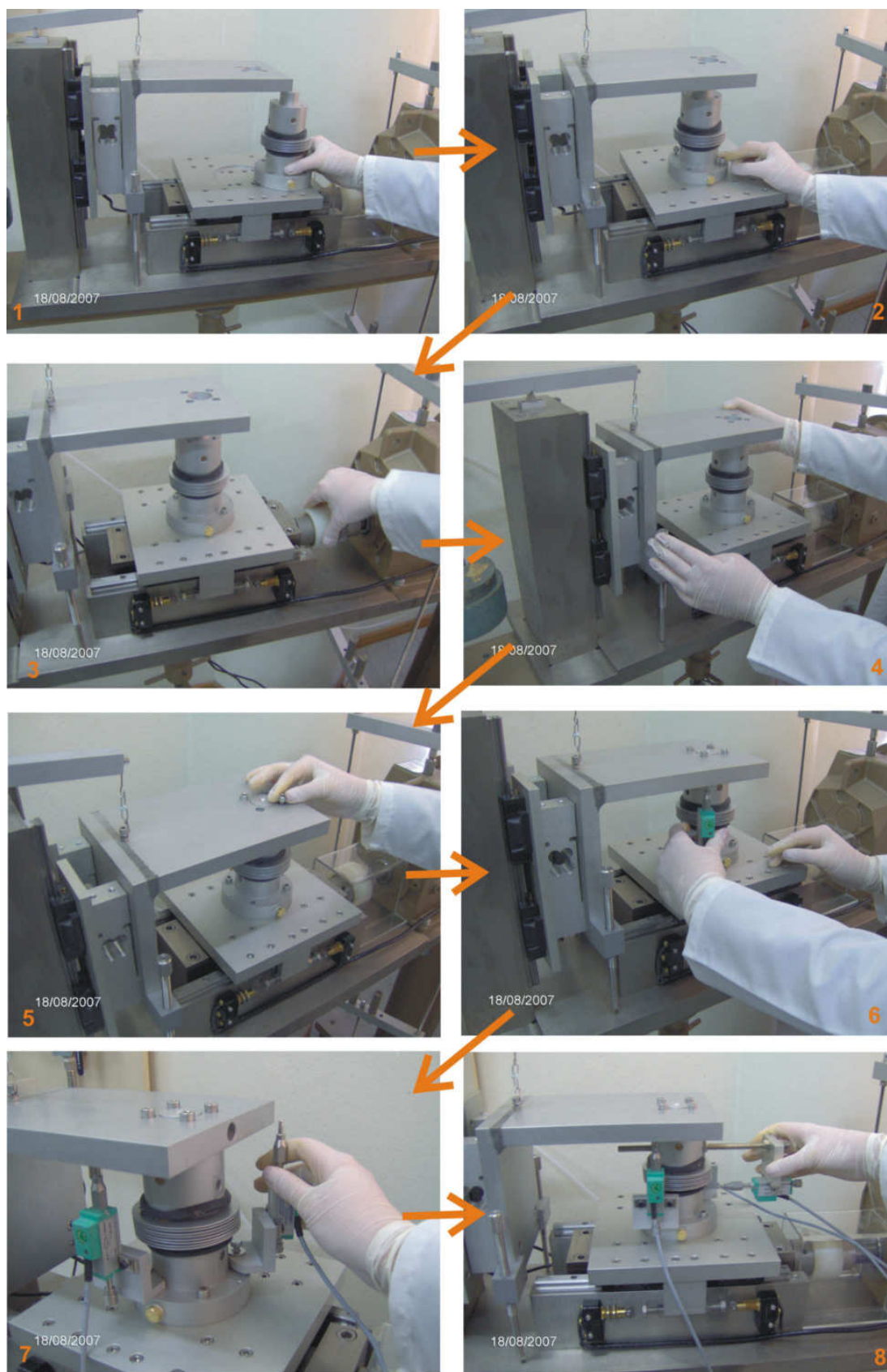


Figura 4.14. Sequência de montagem dos ensaios preliminares.



Figura 4.15. Seqüência de montagem dos ensaios da segunda etapa.

$$\Delta V = 2827,43 \cdot \Delta_v \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

ΔV = variação volumétrica no corpo de prova (mm^3).

Δ_v = deslocamento vertical do corpo de prova (mm).

4.3.2.1. Percolação

Os ensaios inundados, realizados na terceira etapa de ensaios, na Areia Escura, tiveram, após a fase de adensamento, uma fase de percolação de água desaerada pelo corpo de prova. Após o adensamento do corpo de prova, eram conectados, nos sistemas de drenagem existentes no cabeçote e o pedestal, duas buretas graduadas. Um volume de água de aproximadamente 500ml, correspondente a oito (8) vezes o volume do corpo de prova, era então percolado pela amostra (da base para o topo). A intenção desta percolação não era garantir a saturação da amostra e sim, apenas neutralizar os possíveis efeitos da sucção neste solo, devido à baixa umidade do corpo de prova.

Após a percolação e durante toda a etapa de cisalhamento do corpo de prova, uma altura de água de 10cm (em relação ao centro do corpo de prova), era mantida em cada bureta, de tal modo que a pressão de água no corpo de prova ficasse em torno de 1kPa. A figura 4.16 apresenta o esquema utilizado para a percolação, com as duas buretas conectadas ao corpo de prova.

4.3.3. A fase de cisalhamento

Após a etapa de adensamento, e a de percolação nos ensaios inundados, os corpos de prova eram cisalhados. A velocidade de deslocamento horizontal imposta ao solo foi constante e definida em 0,74mm/h, ou seja, aplicava-se ao solo uma deformação de cisalhamento de aproximadamente 3,7%/hora. Para os ensaios realizados, a deformação de

cisalhamento máxima foi de 30%, correspondente a um deslocamento horizontal máximo de 6mm. A duração de cada ensaio foi em torno de 8 horas.



Figura 4.16. Esquema de percolação utilizado nos ensaios inundados.

Também, durante esta fase, todos os instrumentos de leitura do ensaio *simple shear* eram monitorados, e os dados gravados. O programa de ensaio permite que, com a inserção das constantes de calibração, os dados já sejam exportados em unidades de trabalho, assim não é necessário o trabalho posterior dos dados. Dois gráficos, sendo um de deslocamento horizontal versus tensão de cisalhamento e o outro de deformação vertical versus deformação de cisalhamento, eram plotados em tempo real para acompanhamento do ensaio.

Nos ensaios drenados realizados em areia seca, os canais de drenagem permaneceram abertos. Nenhuma correção de área é necessária no ensaio *simple shear*, pois a condição de não deformação lateral é assegurada pelos anéis de confinamento; a variação volumétrica do ensaio é obtida pela variação de altura do corpo de prova, dada pelos transdutores de deslocamento vertical. Uma média das leituras dadas pelos dois transdutores verticais foi utilizada.

A deformação vertical (ε_v) é calculada como a razão entre o deslocamento vertical (Δ_v) e a altura inicial do corpo de prova (h), sendo apresentada em porcentagem, conforme a Equação 4.2.

$$\varepsilon_v = 100 \cdot \frac{\Delta_v}{h} \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde:

ε_v = deformação vertical (%)

Δ_v = deslocamento vertical do corpo de prova (mm)

h = altura inicial do corpo de prova (mm)

A deformação de cisalhamento (γ) é calculada como a razão entre o deslocamento horizontal (Δ_h) e a altura inicial do corpo de prova (h), sendo apresentada em porcentagem, conforme a Equação 4.3.

$$\gamma = 100 \cdot \frac{\Delta_h}{h} \quad \text{Equação 4.3}$$

onde:

γ = deformação de cisalhamento (%)

Δ_h = deslocamento horizontal do corpo de prova (mm)

h = altura inicial do corpo de prova (mm)

A média das leituras das células de carga foi utilizada para o cálculo da tensão de cisalhamento e a medição do transdutor de deslocamento horizontal fornece os dados para que o gráfico de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento seja plotado. A Equação 4.4 fornece a relação entre a tensão de cisalhamento e a força obtida pela média das leituras das células de carga (lcc).

$$\tau = \frac{lcc}{28,2743 \times 10^{-4}} \quad \text{Equação 4.4}$$

Onde:

τ = tensão de cisalhamento (kPa).

lcc = média das leituras das células de carga (kN)

$28,2743 \times 10^{-4}$ = área do corpo de prova (m²)

O ângulo de atrito interno (ϕ') foi obtido através de uma envoltória de resistência ao cisalhamento retilínea, construída com resultados de ensaios *simple shear* realizados a diferentes tensões verticais. A equação de Mohr-Coulomb, Equação 4.5, foi utilizada para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento. Envoltórias bilineares também são consideradas na discussão de resultados apresentada no Capítulo 6.

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\phi') \quad \text{Equação 4.5}$$

Onde:

τ = Tensão de cisalhamento (kPa)

c' = intercepto de coesão (kPa)

σ' = Tensão normal (kPa)

ϕ' = ângulo de atrito interno (°)

O módulo de cisalhamento secante (G_{sec}) é obtido diretamente a partir do gráfico de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento. A Equação 4.6 fornece a relação entre o módulo de cisalhamento secante, a tensão de cisalhamento e a deformação de cisalhamento.

$$G_{\text{sec}} = \frac{\tau}{\frac{\gamma}{100}} \quad \text{Equação 4.5}$$

Onde:

G_{sec} = Módulo de cisalhamento secante (kPa)

τ = Tensão de cisalhamento (kPa)

γ = Deformação de cisalhamento (%)

4.3.3.1. Correção da rigidez da membrana

A membrana de látex e os anéis laterais utilizados na contenção lateral do corpo de prova foram calibrados no próprio equipamento *simple shear*. Inicialmente foram fixados no equipamento o cabeçote e o pedestal do corpo de prova. A placa em “L” foi então posicionada

de forma a garantir o espaçamento de 20mm entre as peças (ocupado no ensaio pelo corpo de prova). A membrana de látex, com os anéis laterais colados, foi posicionada e presa às peças com “*O-ring's*”, simulando um ensaio *simple shear*, sem o corpo de prova. O carro móvel foi deslocado, do mesmo modo que o utilizado no ensaio, e a força de resistência ao movimento medida pelas células de carga. A Figura 4.17 a seguir apresenta a curva de calibração da membrana. Na Figura a força de resistência foi dividida pela área do corpo de prova, desta forma obteve-se a tensão de cisalhamento resultante da presença da membrana. Verifica-se que a diferença na tensão de cisalhamento medida na condição inicial e no deslocamento horizontal final (em torno de 7mm), é inferior a 2kPa. O efeito da rigidez da membrana na tensão de cisalhamento foi inicialmente desconsiderado na análise dos resultados. No entanto, este efeito, juntamente com o efeito similar sobre a tensão vertical aplicada o corpo de prova (que não foi medido nesta calibração), foi considerado no Anexo II, visando discutir a possível origem da coesão determinada para as areias ensaiadas.

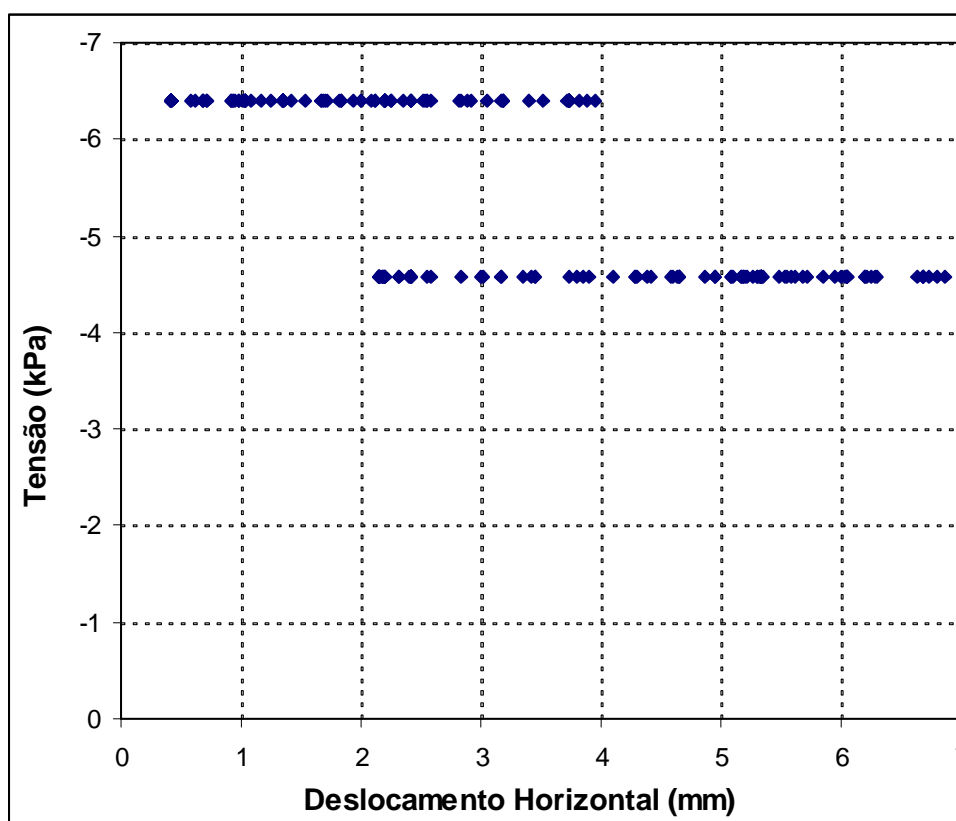


Figura 4.17. Curva de calibração da rigidez da membrana com os anéis laterais.

5. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios *simple shear* realizados nos dois solos arenosos estudados nesta tese. Na Areia Clara foram realizados ensaios *simple shear* drenados em corpos de prova de areia seca moldados a diferentes índices de vazios iniciais. Já para a Areia Escura foram realizados ensaios *simple shear* drenados em corpos de prova de areia seca e inundada, moldados a diferentes índices de vazios iniciais. Foram utilizadas diferentes tensões verticais para a obtenção de envoltórias de resistência ao cisalhamento. Os ensaios foram realizados em três baterias: os ensaios preliminares, os ensaios da segunda etapa e os ensaios inundados. Os resultados destes ensaios são apresentados a seguir. Primeiro são apresentados os resultados obtidos para a Areia Clara e em seguida os resultados obtidos para a Areia Escura.

Como já comentado, a Areia Clara e a Areia Escura foram anteriormente estudadas por Marcon (2005), que realizou ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais nestes solos. O mesmo autor realizou, para os dois solos, ensaios na condição seca e na condição inundada e observou que, para a Areia Clara, não houve diferença significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nas duas condições. Já para a Areia Escura, os parâmetros de resistência ao cisalhamento, assim obtidos, foram significativamente diferentes. Desta forma, foram realizados nesta tese ensaios *simple shear* na Areia Escura tanto na condição seca como na condição inundada.

5.1. Areia Clara

Foram realizados no total doze ensaios *simple shear* na Areia Clara, sendo seis ensaios preliminares e seis ensaios da segunda etapa. Os seis ensaios preliminares foram realizados em um estado inicial desconhecido. Na segunda etapa os seis ensaios realizados foram divididos em dois grupos, sendo três ensaios realizados com índices de vazios menores e três ensaios realizados com índices de vazios maiores. Para a Areia clara, todos os ensaios *simple shear* foram realizados em corpos de prova secos, sob tensões verticais de 50kPa, 100kPa e 200kPa.

5.1.1. Ensaios preliminares

Nos ensaios preliminares a medição de altura do corpo de prova (para possibilitar o cálculo do índice de vazios inicial, da deformação de cisalhamento e da deformação vertical durante o ensaio) foi realizada após a preparação do corpo de prova, mas anteriormente ao processo de montagem do ensaio. Após a análise dos resultados desses ensaios, constatou-se que os valores de altura medidos não podiam ser considerados precisos devido à possibilidade de perturbação da amostra durante a fase montagem do ensaio, causada principalmente pelas pequenas vibrações aplicadas durante o manuseio e transporte de cada corpo de prova. Embora os corpos de prova tivessem sido moldados claramente buscando atingir os estados fofo e compacto, durante a montagem suas dimensões seguramente sofreram alterações, de modo que esses corpos de prova apresentaram-se em um estado inicial desconhecido. O procedimento de montagem dos ensaios preliminares seguiu o detalhamento apresentado no item 4.3.1.1, do Capítulo 4.

A Tabela 5.1, abaixo, apresenta o estado inicial do corpo de prova para cada um dos seis ensaios preliminares realizados na Areia Clara. Os dados iniciais apresentados nessa Tabela referem-se à condição do corpo de prova imediatamente após a moldagem, porém antes da montagem do ensaio. Na Tabela 5.1 ensaios referenciados por “A” correspondem aos corpos de prova moldados com índices de vazios maiores (em torno de 0,80) e os referenciados por “B” aos corpos de prova moldados com índices de vazios menores (em torno de 0,55).

Tabela 5.1. Condição inicial dos corpos de prova nos ensaios preliminares realizados na Areia Clara.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Massa (g)	Altura (mm)	Índice de vazios de moldagem
A	50	81,10	20,00	0,82
	100	83,35	20,00	0,77
	200	83,28	20,53	0,82
B	50	98,39	20,23	0,52
	100	95,81	19,96	0,54
	200	95,03	20,16	0,57

A Figura 5.1 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, obtidas para os seis

ensaios preliminares realizados na Areia Clara. Este é o mesmo formato de apresentação de resultados geralmente utilizado para o ensaio de cisalhamento direto.

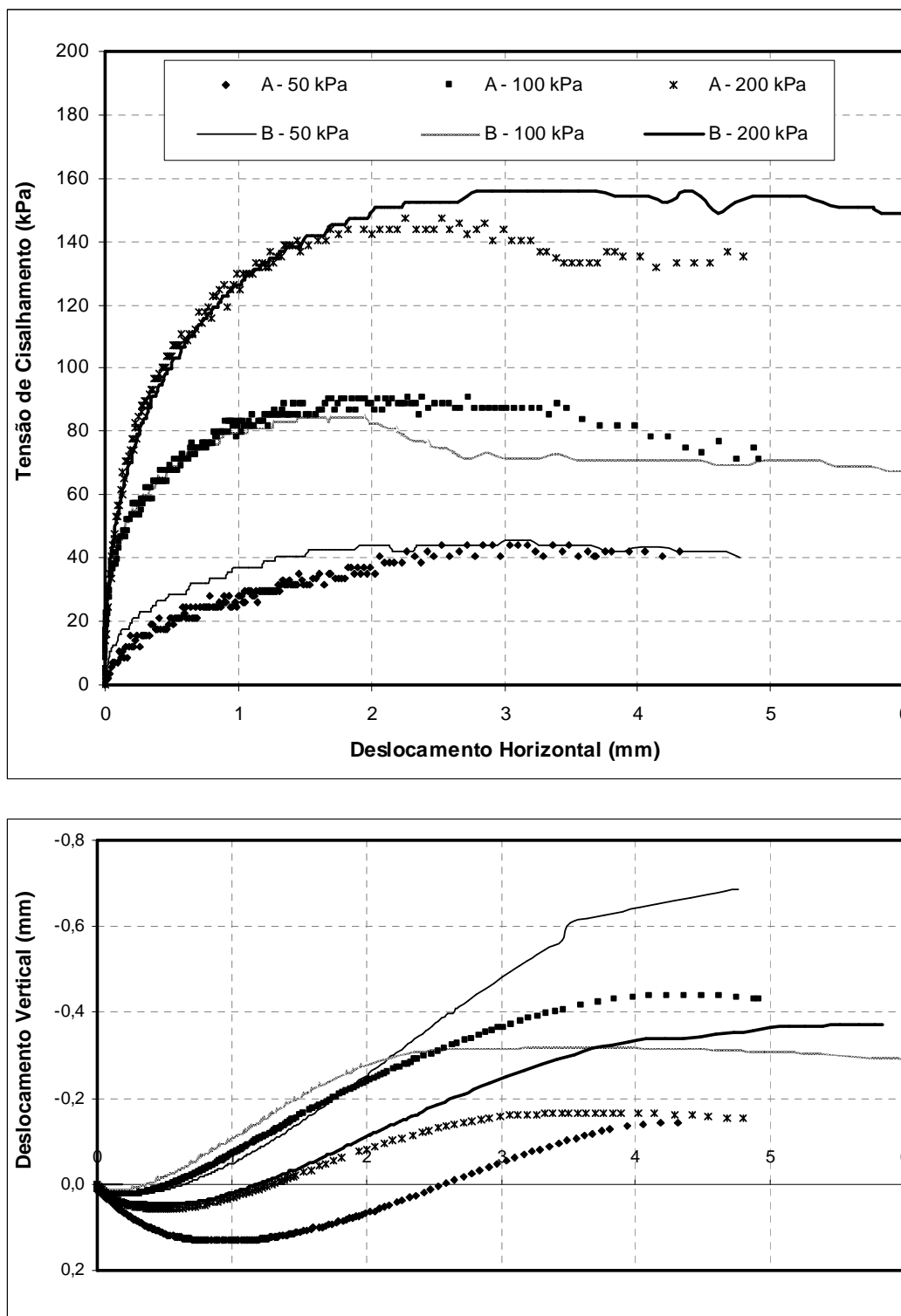


Figura 5.1. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal, para os ensaios preliminares na Areia Clara.

A apreciação das curvas da Figura 5.1 mostra que todos os ensaios apresentaram um comportamento dilatante, independente da tensão vertical aplicada. A análise das curvas permite identificar a estabilização da variação volumétrica (representada pelo deslocamento vertical) para deslocamento horizontal acima de 3,5mm ou 4mm em todos os ensaios. Nos ensaios *simple shear* a deformação lateral é admitida nula, então a variação volumétrica pode ser representada pela variação na altura do corpo de prova.

Através das curvas da Figura 5.1, verifica-se que a ruptura ocorreu para deslocamento horizontal de aproximadamente 2mm. Nos ensaios B – 100kPa e A – 200kPa, percebe-se a ocorrência de um pico de resistência. Os demais ensaios não apresentam um pico de resistência ao cisalhamento claramente definido, apesar de, em alguns, a resistência ao cisalhamento reduzir após a ruptura. A tensão de cisalhamento permanece praticamente estável para deslocamento horizontal superior 3mm em todos os ensaios.

A Figura 5.2 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Clara, considerando os resultados dos ensaios preliminares. Foram traçadas duas envoltórias: a primeira considera as tensões de cisalhamento de pico, ou de ruptura para todos os ensaios realizados (representado por AB) e; a segunda envoltória considera os valores das tensões de cisalhamento finais, ou a grandes deformações (representado por GD). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da Areia Clara, obtidos para as duas condições representadas pelas envoltórias traçadas, estão apresentados na Figura 5.2.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento, apresentadas na Figura 5.2, foram calculadas pelo método da regressão linear. Na regressão não foi forçada a passagem da curva pela origem, ou seja, foi admitida a existência de intercepto coesivo. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico obtidos foram $c' = 8,75$ kPa e $\phi' = 35,6^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento a grandes deformações foram $c' = 7$ kPa e $\phi' = 33,3^\circ$.

A Tabela 5.2 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios apresentados na Figura 5.1. Na Tabela são apresentadas as condições de resistência ao cisalhamento na ruptura e ao final do ensaio para cada um dos seis ensaios *simple shear* preliminares realizados na Areia Clara.

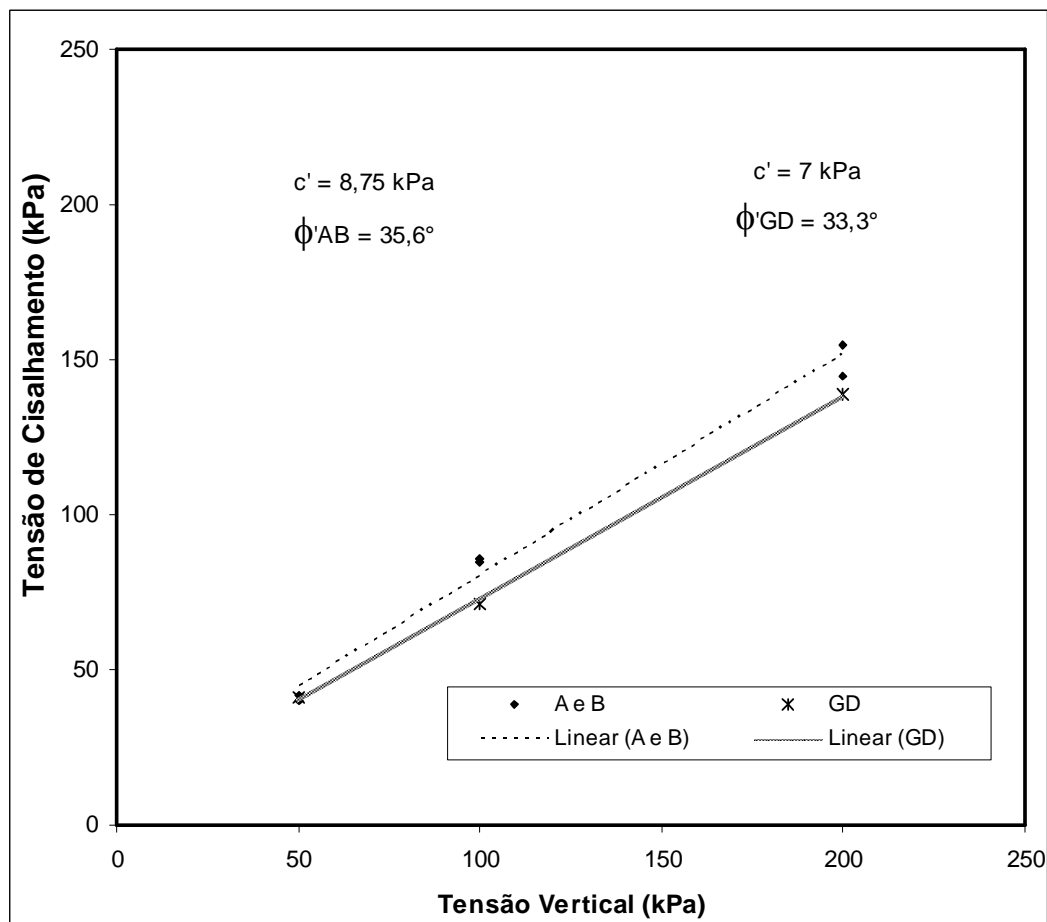


Figura 5.2. Envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios preliminares da Areia Clara.

Tabela 5.2. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* preliminares realizados na Areia Clara.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deslocamento horizontal final (mm)	Tensão de cisalhamento final (kPa)
A	50	3,0	42	4,4	42
	100	1,5	86	4,9	72
	200	2,0	145	4,9	138
B	50	3,0	45	4,8	40
	100	1,5	85	6,0	70
	200	3,0	158	6,0	146

5.1.2. Ensaaios da segunda etapa

Para os ensaios *simple shear* da segunda etapa, a medição da altura de cada corpo de prova (para possibilitar o cálculo do índice de vazios inicial, da deformação de cisalhamento e da deformação vertical durante o ensaio) foi realizada após a moldagem do corpo de prova e a montagem do ensaio. Os valores obtidos apresentam uma maior confiabilidade e pode ser considerado que os índices de vazios medidos correspondem aos efetivamente encontrados nos corpos de prova ensaiados. Os procedimentos de ensaio utilizados nos ensaios da segunda etapa foram apresentados no item 4.3.1.2, do Capítulo 4.

A Tabela 5.3 abaixo apresenta a condição inicial de cada um dos seis ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara, na segunda etapa de ensaios. Na Tabela 5.3, o índice de vazios inicial refere-se ao valor obtido ao final do processo de montagem do ensaio. Na Tabela 5.3 ensaios referenciados por “A” correspondem aos corpos de prova moldados com índices de vazios maiores (em torno de 0,72) e os referenciados por “B” aos corpos de prova moldados com índices de vazios menores (em torno de 0,55).

Tabela 5.3. Condição inicial dos ensaios *simple shear* da segunda etapa realizados na Areia Clara.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Massa (g)	Altura (mm)	Índice de vazios de moldagem	Índice de vazios após o adensamento
A	50	81,22	18,99	0,73	0,72
	100	81,75	19,32	0,75	0,73
	200	80,92	18,53	0,69	0,67
B	50	98,33	20,88	0,57	0,56
	100	107,47	22,52	0,55	0,54
	200	99,43	21,03	0,56	0,55

A Figura 5.3 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal; deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e índice de vazios versus deslocamento horizontal. A Figura 5.4 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento; deformação vertical versus deformação de cisalhamento e índice de vazios versus deformação de cisalhamento. Estas figuras correspondem aos ensaios *simple shear* do tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios, nas três tensões verticais ensaiadas.

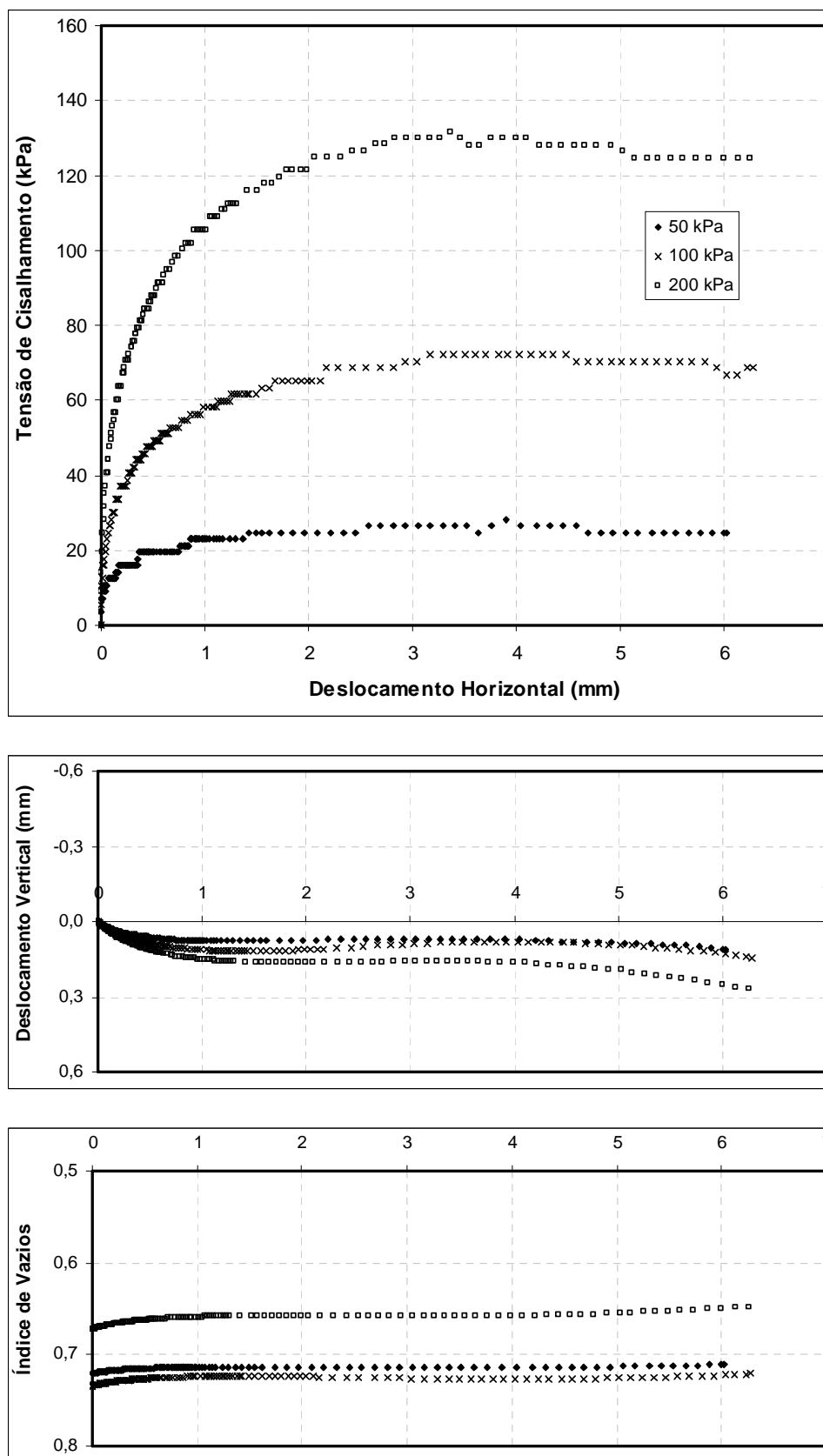


Figura 5.3. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Clara.

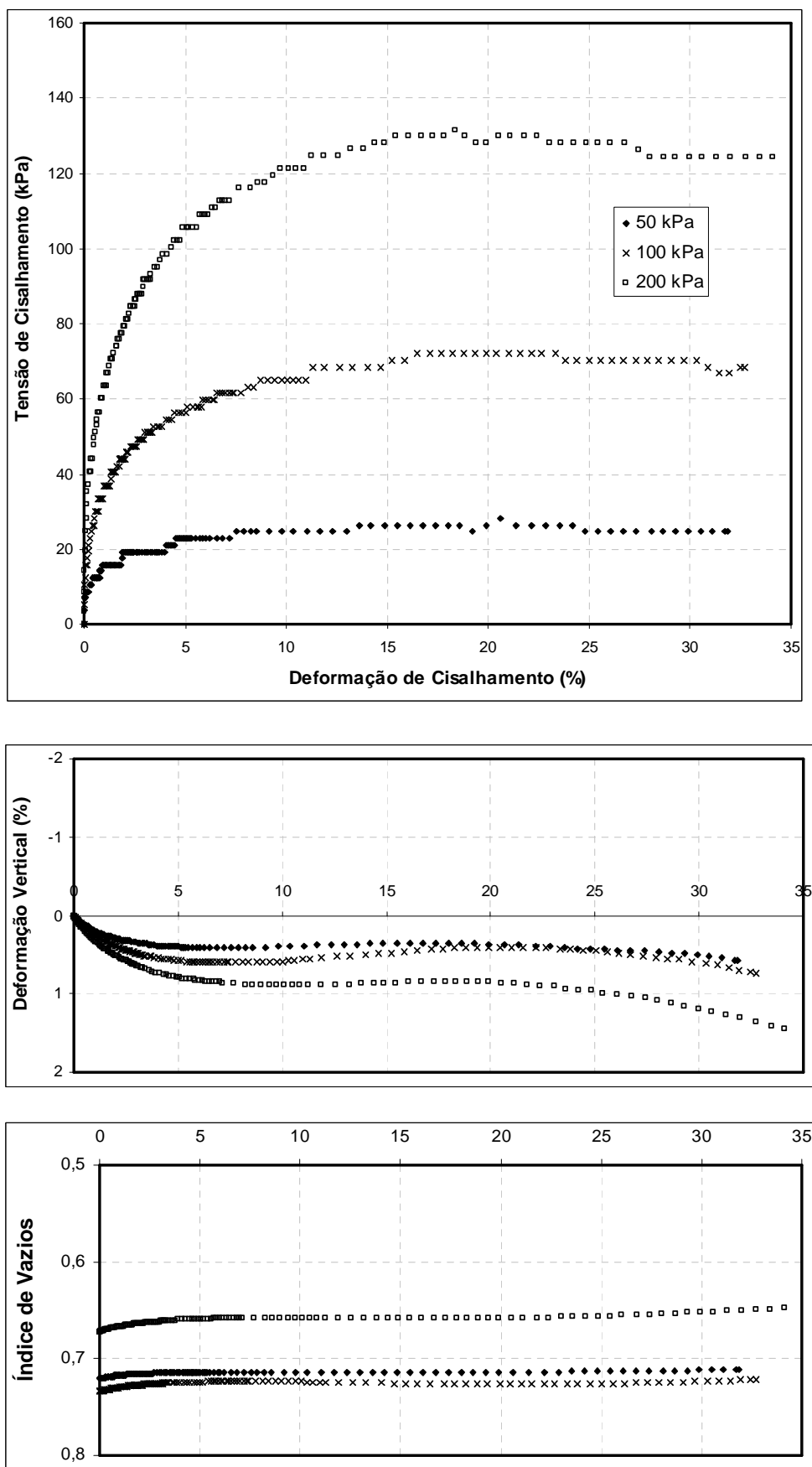


Figura 5.4. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Clara.

As curvas apresentadas nas Figura 5.3 e 5.4 apresentam um comportamento compressivo. A redução no índice de vazios ocorre até níveis de deformação de cisalhamento de 5%, permanecendo praticamente estável após. A partir de um nível de deformação de 25%, uma nova tendência de contração é observada. Verifica-se pequena variação no índice de vazios do começo ao fim do ensaio.

As curvas da Figura 5.4. apresentam o aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento, sem apresentar pico de resistência ao cisalhamento. Com a tensão de cisalhamento aumentando com o aumento da tensão vertical aplicada ao corpo de prova. A ruptura ocorreu a níveis crescentes de deformação de cisalhamento, em torno de 8% para o ensaio realizado com tensão vertical de 50kPa e passando para 15% para os ensaios realizados com as tensões verticais de 100kPa e 200kPa. A tensão de cisalhamento após a ruptura permaneceu estável.

A Figura 5.5 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e índice de vazios versus deslocamento horizontal, dos ensaios tipo “B” realizados na areia clara. A Figura 5.6 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, deformação vertical versus deformação de cisalhamento e índice de vazios versus deformação de cisalhamento. Estas figuras correspondem aos ensaios *simple shear* do tipo “B” realizados na segunda etapa, nas três tensões verticais ensaiadas.

As curvas de deformação volumétrica (Figuras 5.5 e 5.6) apresentam inicialmente tendência de contração, até níveis de deformação de cisalhamento em torno de 2,5% e logo após um comportamento expressivamente dilatante até níveis de deformação de cisalhamento em torno de 17% quando voltam a apresentar comportamento de contração. A variação volumétrica (representada pela deformação vertical), não apresenta propriamente uma estabilização. A variação no índice de vazios no decorrer do ensaio é mais expressiva.

Nota-se, pela análise das curvas da Figura 5.6, o aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento. A tensão de cisalhamento apresenta pico de resistência ao cisalhamento definido somente para o ensaio realizado na tensão vertical de 200kPa, apesar de, para as outras duas tensões verticais ensaiadas (50kPa e 100kPa) apresentar pequena redução após a ruptura.

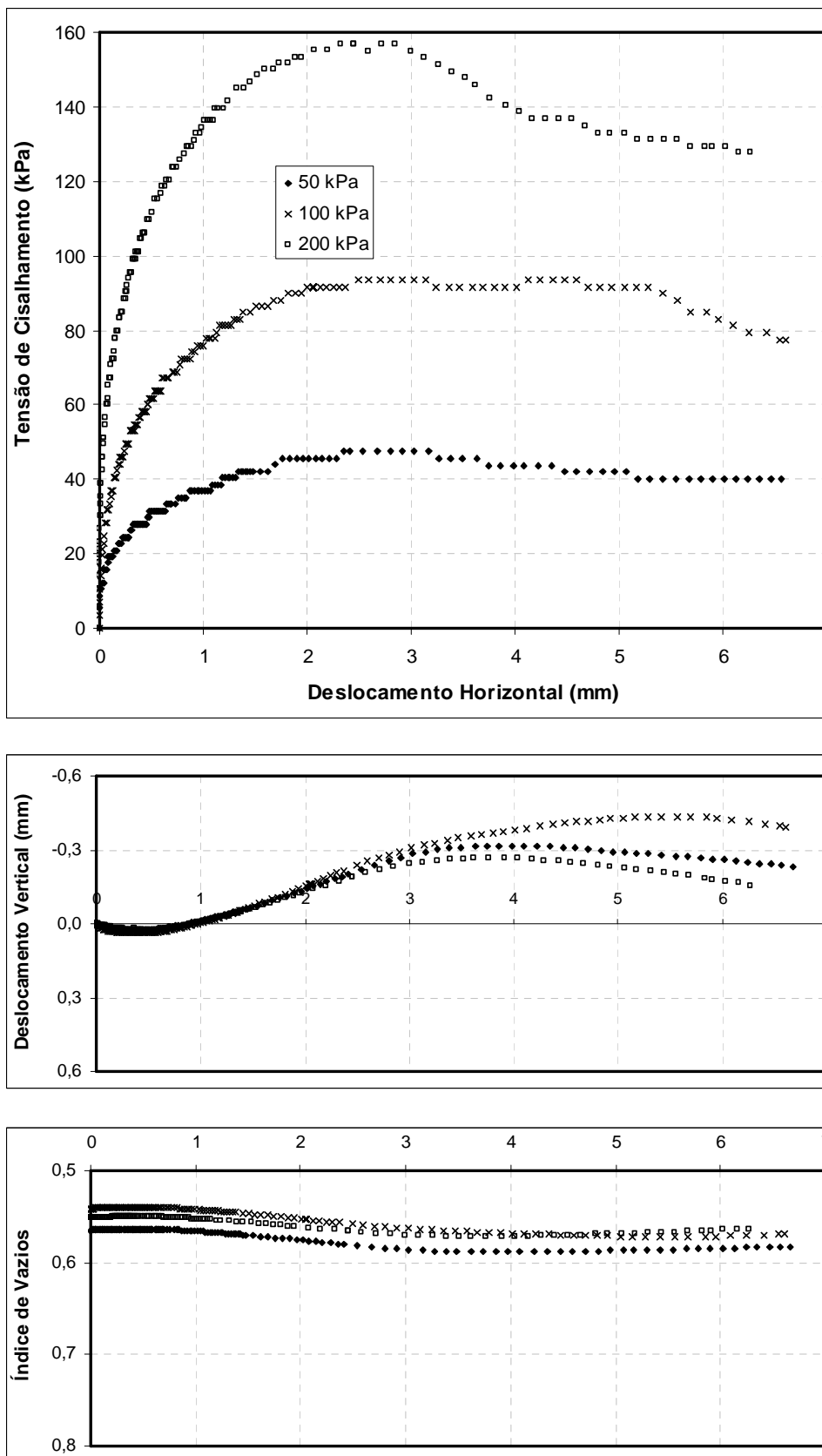


Figura 5.5. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Clara.

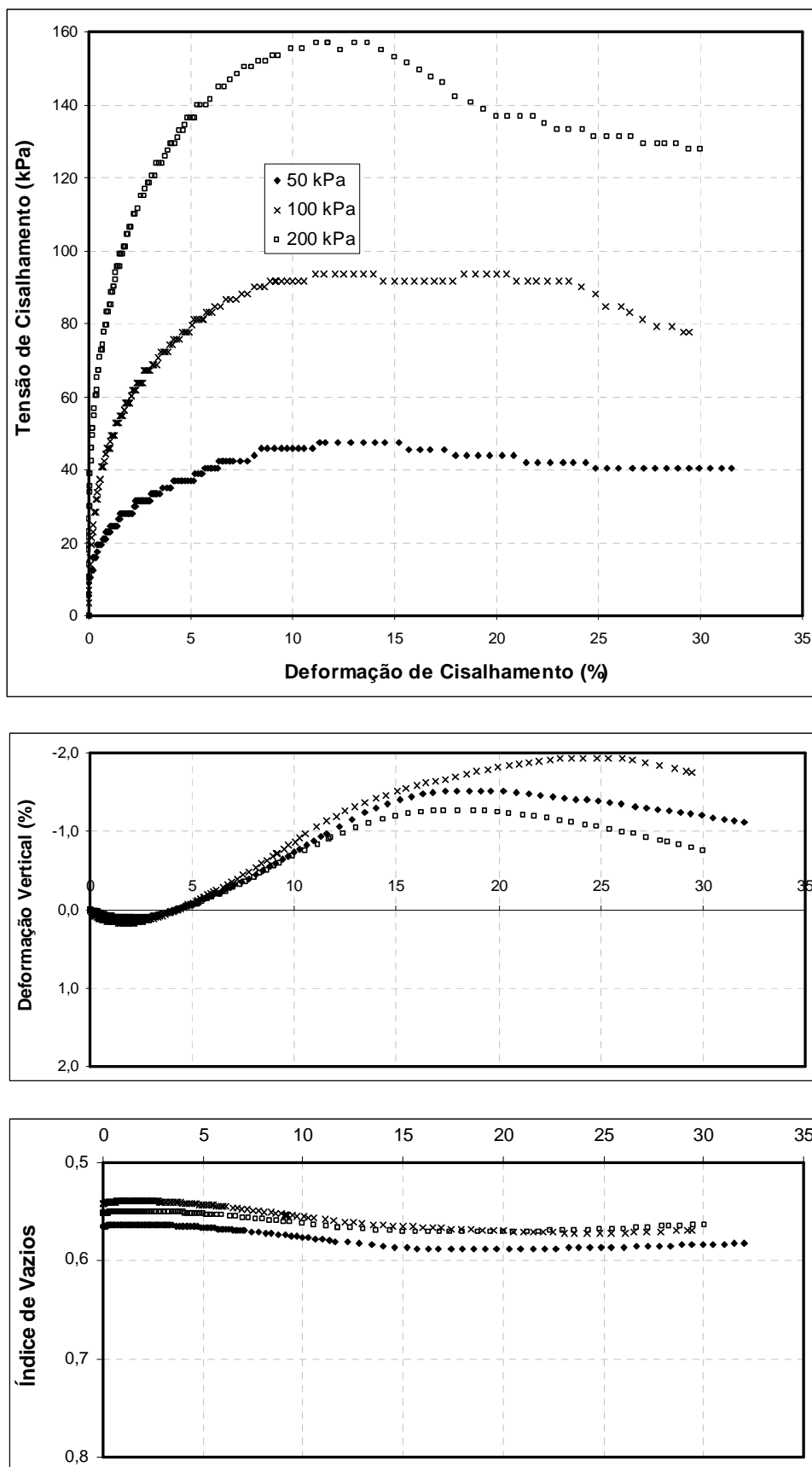


Figura 5.6. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Clara.

As curvas da Figura 5.6 ainda mostram que a tensão de cisalhamento aumenta com o aumento da tensão vertical aplicada ao corpo de prova. A ruptura ocorreu para níveis de deformação de cisalhamento em torno de 12% para todos os ensaios.

A Tabela 5.4 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios simple shear da segunda etapa, realizados na Areia Clara e apresentados nas Figuras 5.5 a 5.6. A condição de resistência ao cisalhamento na ruptura e a condição ao final do ensaio, para cada um dos seis ensaios, é apresentada na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* da segunda etapa realizados na Areia Clara.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Deformação de cisalhamento na ruptura (%)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deformação de cisalhamento final (%)	Tensão de cisalhamento final (kPa)
A	50	8	25	32	25
	100	15	70	33	70
	200	15	130	34	128
B	50	12	48	32	40
	100	12	92	29	79
	200	12	158	30	128

A Figura 5.7 re-apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para a Areia Clara, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%, considerando os três ensaios tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios *simple shear* na Areia Clara.

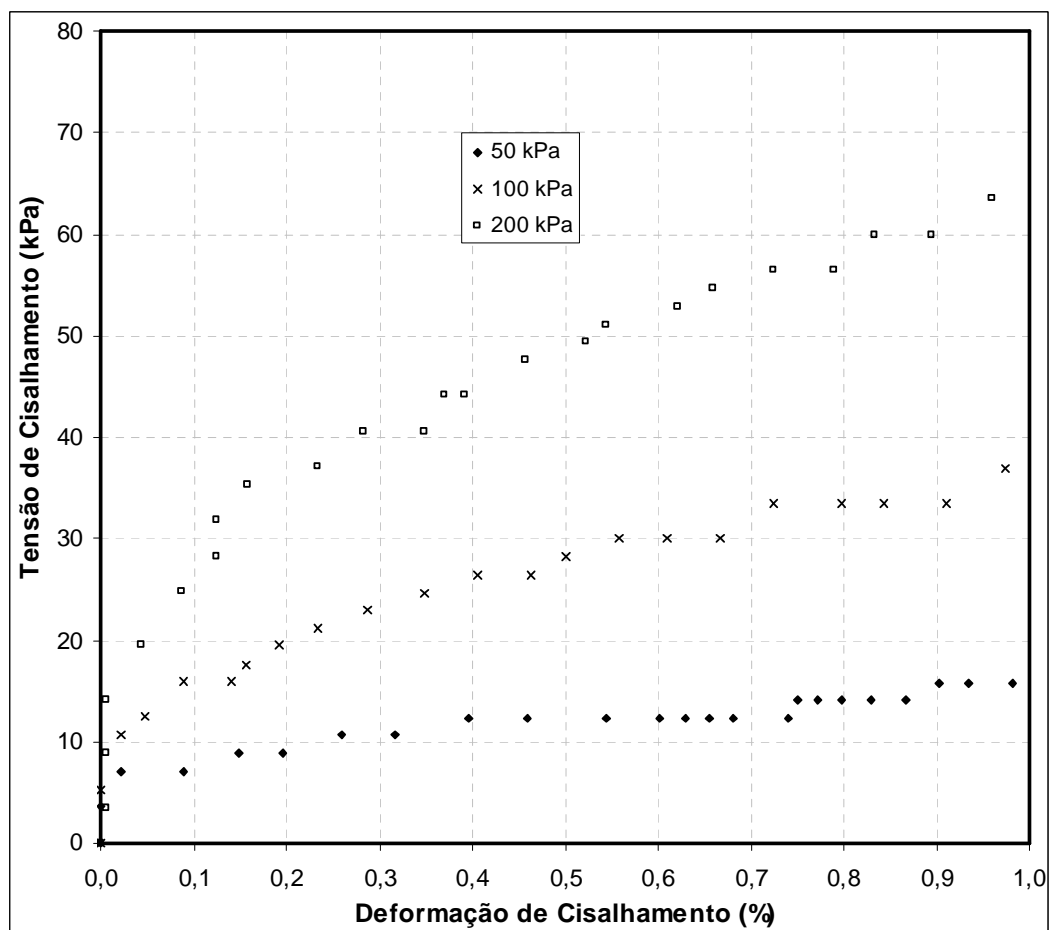


Figura 5.7. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “A” realizados na Areia Clara, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.

A Figura 5.8 re-representa as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os três ensaio do tipo “B”, realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Clara, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.

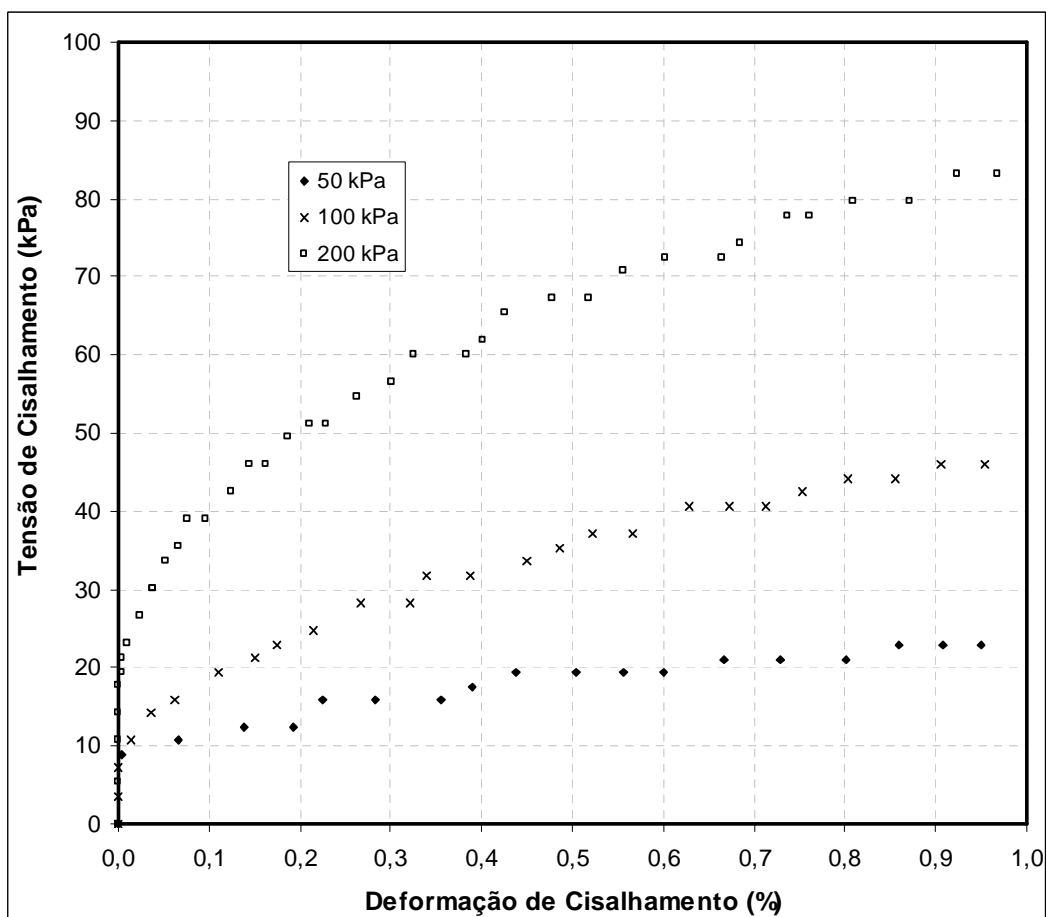


Figura 5.8. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “B” realizados na Areia Clara, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.

A Figura 5.9 apresenta as correspondentes curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os três ensaios *simple shear* do tipo “A”, realizados na segunda etapa de ensaios da Areia Clara. Nota-se a redução nos valores de módulo com o aumento da deformação de cisalhamento. As curvas apresentam redução expressiva nos valores de módulo de cisalhamento até a deformação de cisalhamento de 0,1%. Com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio verifica-se, nas curvas apresentadas na Figura 5.9, o aumento da magnitude dos valores do módulo de cisalhamento.

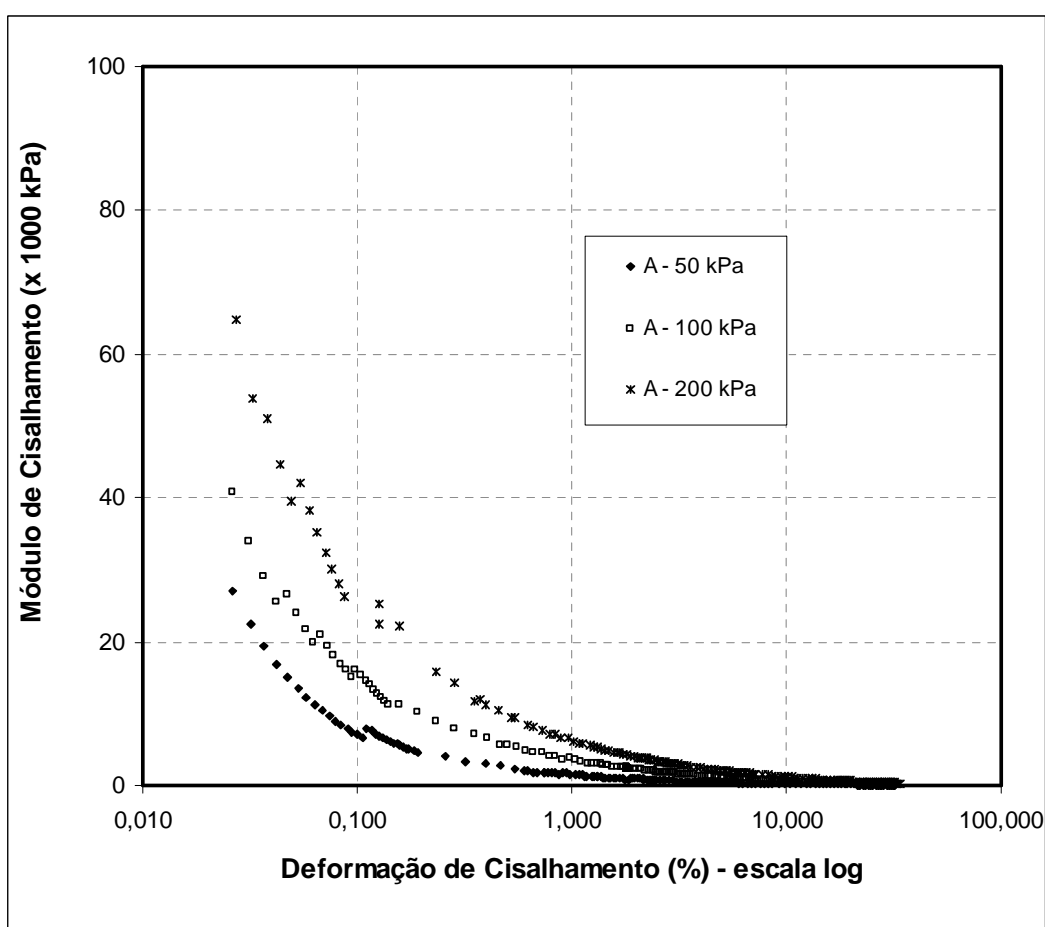


Figura 5.9. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “A” realizados na Areia Clara.

A Figura 5.10 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os três ensaios do tipo “B”, realizados na Areia Clara. As curvas apresentadas na Figura 5.10 apresentam redução expressiva nos valores de módulo de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento até deformações de cisalhamento entre 0,1% e 0,2%, após a redução torna-se menos significativa. Para os ensaios realizados sob tensões verticais de 50kPa e 100kPa, a magnitude dos valores de módulo de cisalhamento não apresenta diferenças acentuada. Já os valores de módulo de cisalhamento obtidos nos ensaios realizados sob tensão vertical de 200kPa apresentam-se maiores.

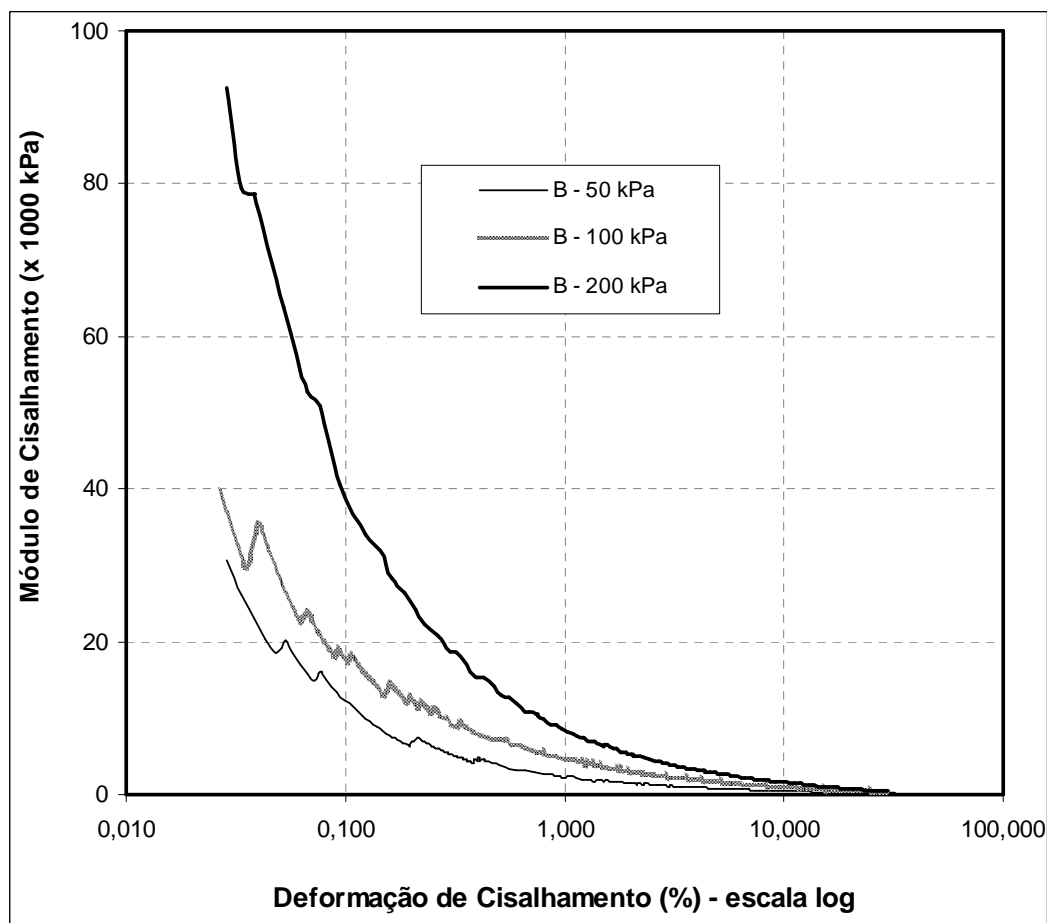


Figura 5.10. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “B” realizados na Areia Clara.

A Figura 5.11 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento na ruptura para a Areia Clara, considerando os resultados dos ensaios do tipo “A”. Foram traçadas duas envoltórias de resistência ao cisalhamento, considerando os valores de tensão de cisalhamento na ruptura. As envoltórias foram definidas pelo método de regressão linear, considerando duas situações: (i) passando obrigatoriamente pela origem e (ii) admitindo a existência de intercepto coesivo.

Na primeira situação, o ângulo de atrito interno do solo foi, $\phi' = 33,1^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na segunda situação, ou seja, admitindo a possibilidade da existência de intercepto coesivo foram $c' = -4\text{kPa}$ e $\phi' = 34,2^\circ$. Percebe-se que resulta um valor de intercepto coesivo negativo, ou seja, teoricamente inexistente para a Areia Clara na condição fofa. Percebe-se também a pequena variação nos valores de ângulo de atrito interno, obtidos nas duas situações.

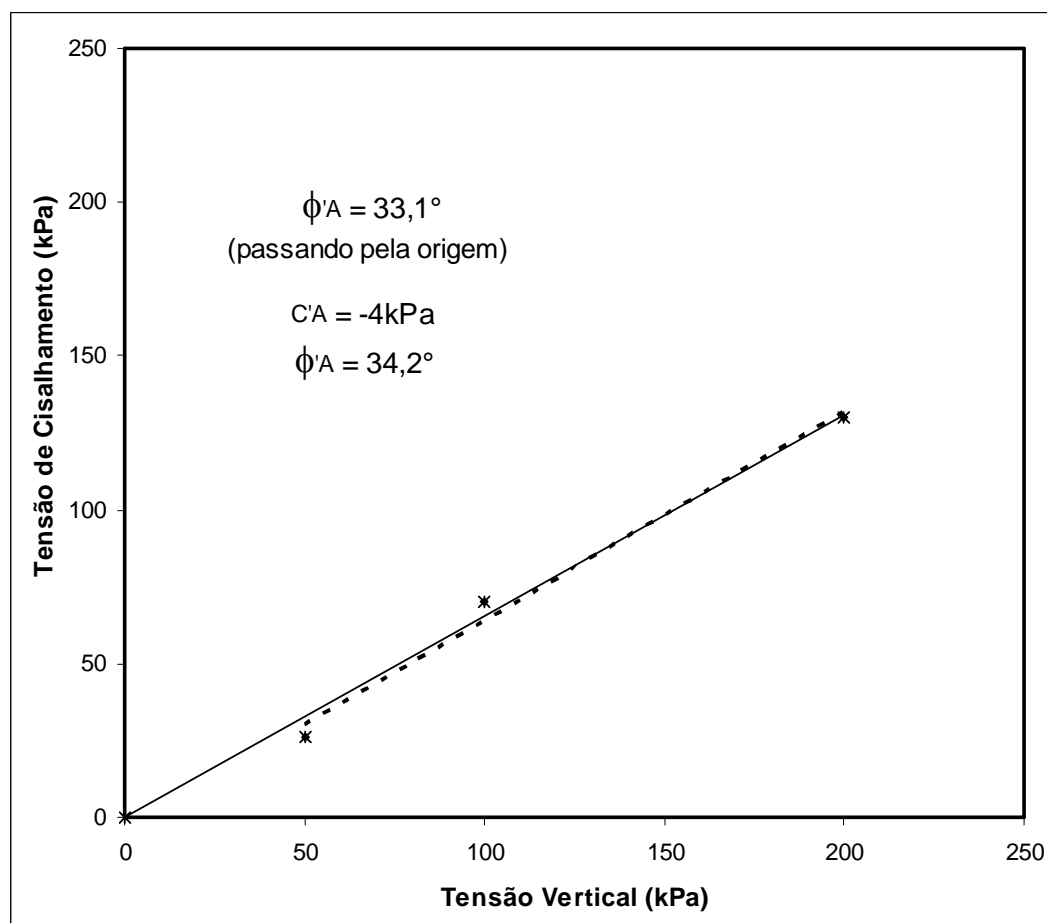


Figura 5.11. Envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios do tipo “A” na Areia Clara.

As curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento apresentadas na Figura 5.4 e os resultados resumidos na Tabela 5.4 indicam que, para os ensaios do tipo “A”, não há diferença entre as envoltórias de resistência ao cisalhamento na ruptura e a grandes deformações. Por isto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento, na ruptura e a grandes deformações foram considerados os mesmos, apresentados na Figura 5.11.

As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios do tipo “B”, realizados na Areia Clara, considerando as resistências de pico, ou na ruptura e as resistências finais ou a grandes deformações, respectivamente. Os ângulos de atrito interno para as duas condições representadas pelas envoltórias traçadas estão apresentados nas Figuras 5.12 e 5.13. Os valores foram obtidos pelo método de regressão linear, considerando duas situações: (i) passando obrigatoriamente pela origem e (ii) admitindo a existência de intercepto coesivo.

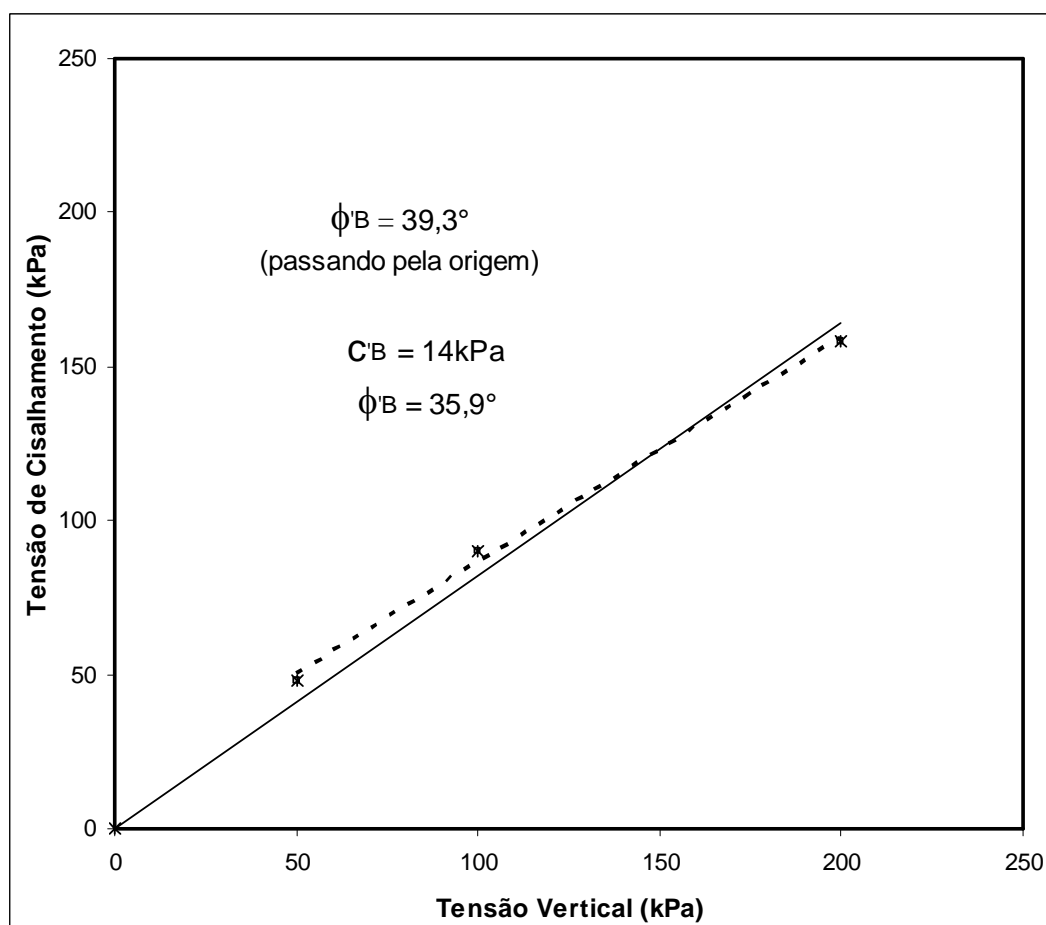


Figura 5.12. Envoltória de resistência ao cisalhamento de pico, para os ensaios do tipo “B” realizados na Areia Clara.

Na primeira situação (Figura 5.12), ou seja, sem intercepto coesivo, o ângulo de atrito interno do solo foi, $\phi' = 39,3^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na segunda situação foram $c' = 14\text{kPa}$ e $\phi' = 35,9^\circ$. Nota-se maior diferença entre os ângulos de atrito interno obtidos pelos dois métodos, indicando para a Areia Clara, na condição inicial compacta, a possível existência de uma envoltória de resistência ao cisalhamento na ruptura inicialmente curva.

Considerando as condições finais dos ensaios (Figura 5.13), os ângulos de atrito interno, nas duas condições representadas pelas envoltórias traçadas estão apresentados na Figura 5.13. Na primeira situação, o ângulo de atrito interno do solo foi $\phi' = 34,1^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na segunda situação, ou seja, admitindo a possibilidade da existência de intercepto coesivo foram $c' = 15,5\text{kPa}$ e $\phi' = 29,8^\circ$.

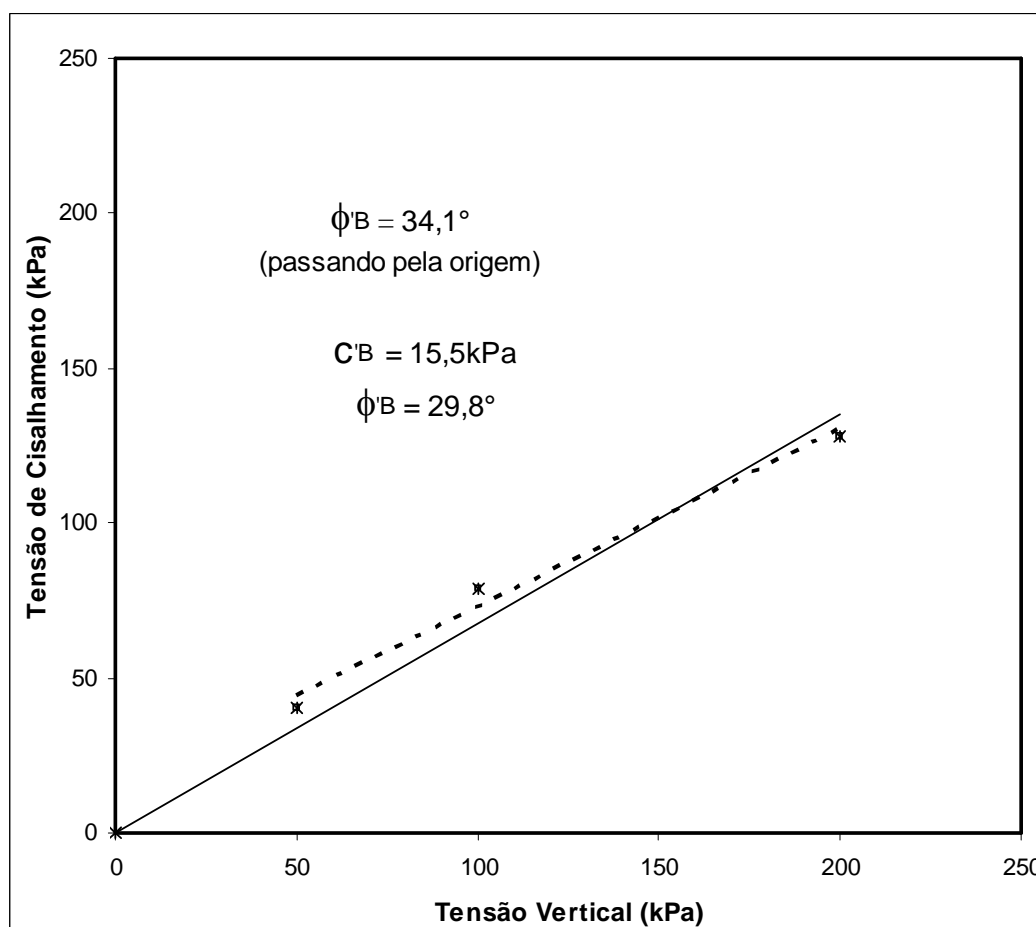


Figura 5.13. Envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações para os ensaios do tipo “B” para a Areia Clara.

5.2. Areia Escura

Para a Areia Escura foram realizadas três baterias de ensaios *simple shear* drenados em corpos de prova moldados a diferentes estados iniciais e submetidos a diferentes tensões verticais. A primeira bateria de ensaios foi denominada de “ensaios preliminares” e a segunda bateria de ensaios, de “ensaios da segunda etapa”; nestas duas etapas iniciais foram realizados ensaios *simple shear* em corpos de prova secos. Na terceira bateria de ensaios na Areia Escura, denominada de “ensaios inundados”, foram realizados ensaios *simple shear* drenados em corpos de prova inundados. Os resultados desses ensaios são apresentados a seguir.

5.2.1. Ensaios preliminares

Identicamente ao descrito na seção anterior para a Areia Clara, nos ensaios preliminares, realizados com a Areia Escura, as medições de altura do corpo de prova visando o cálculo do índice de vazios inicial foram realizadas após a preparação do corpo de prova e anteriormente à montagem do ensaio. Devido à perturbação do corpo de prova durante o processo de montagem do ensaio, estes valores não estavam condizentes com a condição real do corpo de prova no início do ensaio. A Tabela 5.5 apresenta a condição inicial de cada um dos seis ensaios *simple shear* preliminares realizados em corpos de prova da areia escura, em um estado inicial desconhecido. Na Tabela 5.5 o índice de vazios inicial refere-se ao final do processo de moldagem. Na Tabela 5.5 ensaios referenciados por “A” correspondem aos corpos de prova moldados com índices de vazios maiores (em torno de 1,1) e os referenciados por “B” aos corpos de prova moldados com índices de vazios menores (em torno de 0,8).

Tabela 5.5. Condição inicial dos corpos de prova nos ensaios *simple shear* preliminares realizados na Areia Escura.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Massa (g)	Altura (mm)	Índice de vazios inicial
A	50	74,01	20,16	1,05
	100	71,32	20,00	1,10
	200	72,78	20,60	1,12
B	50	81,12	19,80	0,83
	100	82,53	19,45	0,77
	200	86,82	20,75	0,79

A Figura 5.14 apresenta as curvas tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal e deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para os seis ensaios preliminares realizados, para as três tensões verticais ensaiadas.

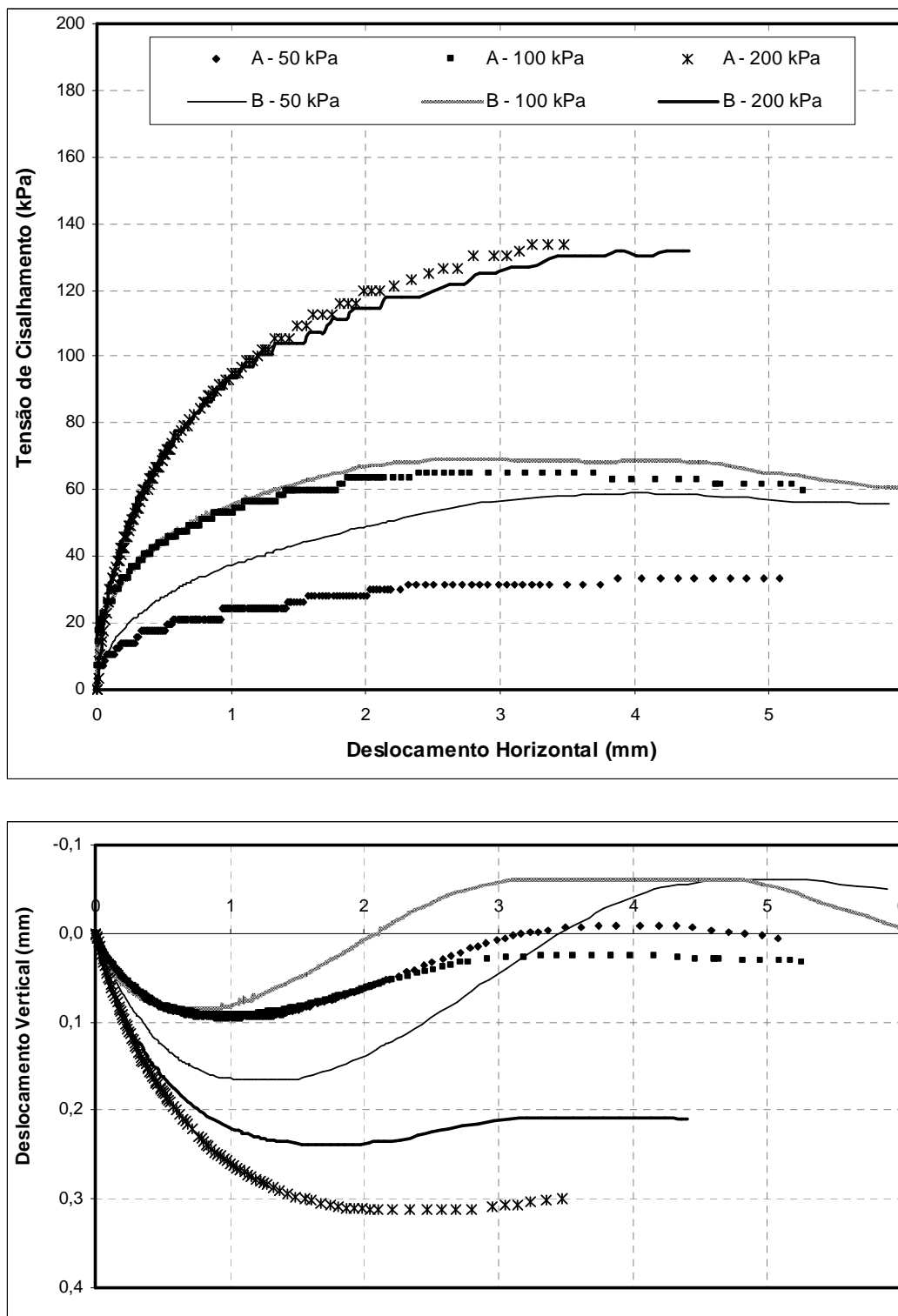


Figura 5.14. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal e deslocamento vertical x deslocamento horizontal, para os ensaios preliminares na Areia Escura.

A apreciação das curvas apresentadas na Figura 5.14 mostra que todos os ensaios realizados apresentam inicialmente tendência de contração. Para os ensaios realizados nas tensões verticais de 50 e 100kPa, após a fase inicial de contração verifica-se uma expressiva tendência dilatante; já os ensaios realizados à tensão vertical de 200kPa apresentam basicamente um comportamento de contração.

A tensão de cisalhamento aumenta com o aumento da deformação de cisalhamento. Em nenhum dos ensaios foi detectado pico de resistência ao cisalhamento. A ruptura para os ensaios realizados nas tensões de 50 e 100kPa ocorreu com deslocamento horizontal entre 2mm e 3mm. Para os ensaios realizados sob tensão vertical de 200kPa, não houve propriamente uma estabilização da tensão vertical. A partir do deslocamento horizontal de 3mm, a variação volumétrica (representada pelo deslocamento vertical) nos ensaios permanece aproximadamente estabilizada (Figura 5.14).

A Figura 5.15 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento, obtidas para a Areia Escura com os resultados dos ensaios *simple shear* preliminares. Duas envoltórias de resistência ao cisalhamento foram definidas, considerando a resistência ao cisalhamento de pico (ou de ruptura) (representada por AB) e considerando a resistência ao cisalhamento ao final do ensaio ou a grandes deformações (representada por GD). As envoltórias foram determinadas através do método de regressão linear, admitindo a existência de intercepto coesivo, ou seja, sem forçar a passagem das envoltórias pela origem.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, obtidos para a Areia Escura, foram $c' = 8,25$ kPa e $\phi' = 31,6^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da Areia Escura a grandes deformações foram $c' = -4$ kPa e $\phi' = 33,6^\circ$. Aqui novamente vê-se a indicação de um pequeno valor de intercepto coesivo negativo, ou seja, inconsistente para a Areia Escura a grandes deformações. Percebe-se que a variação nos ângulos de atrito interno, obtidos nas duas situações, não foi significativa.

A Tabela 5.6 a seguir, apresenta um resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* apresentados na Figura 5.14. Na Tabela 5.6 são apresentadas as condições de ruptura e as condições finais de cada um dos seis ensaios preliminares realizados na Areia Escura.

Tabela 5.6. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* preliminares realizados na Areia Escura.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Deslocamento horizontal na ruptura (mm)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deslocamento horizontal final (mm)	Tensão de cisalhamento final (kPa)
A	50	2,5	31	5,1	31
	100	2,5	62	5,2	60
	200	3,0	135	3,5	135
B	50	3,5	59	5,8	56
	100	2,5	70	6,0	60
	200	3,5	130	4,4	130

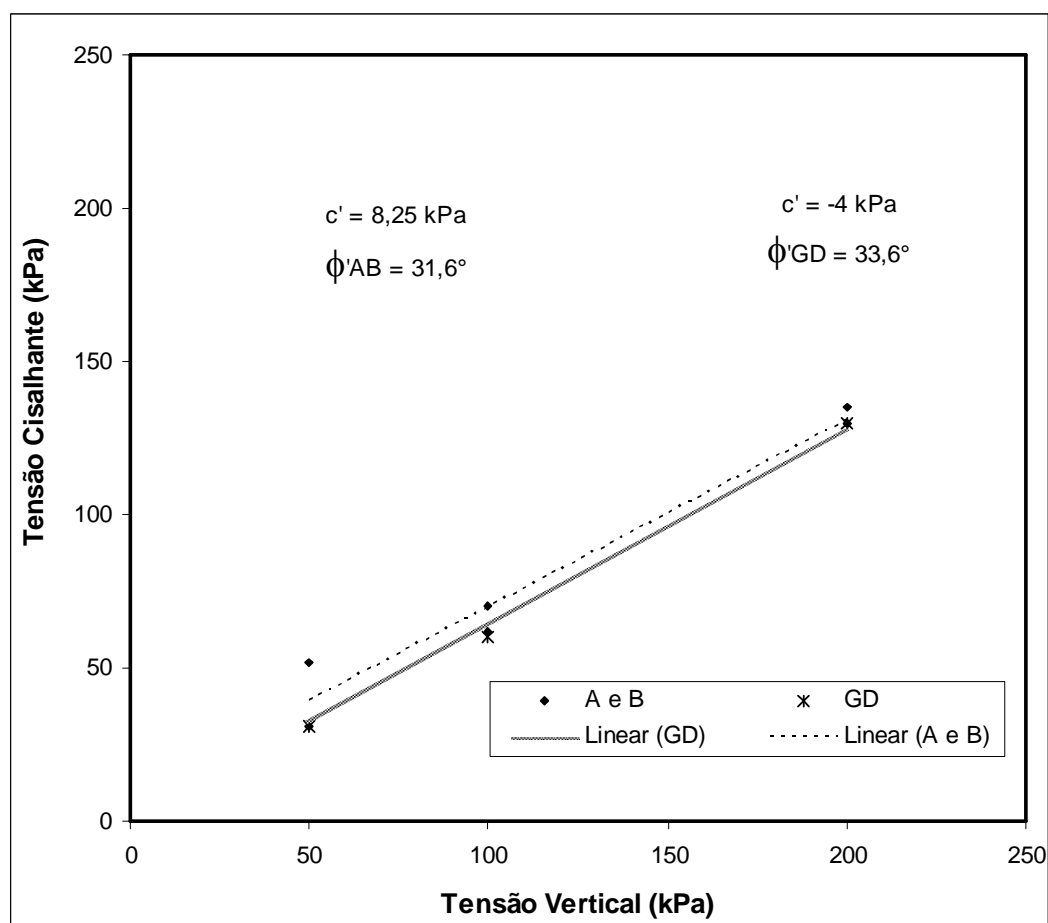


Figura 5.15. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios preliminares realizados na Areia Escura.

5.2.2. Ensaaios da segunda etapa

Assim como descrito na seção 5.1 para a Areia Clara, para os ensaios da segunda etapa, realizados com a Areia Escura, as medições de altura do corpo de prova, visando o cálculo do índice de vazios inicial, foram realizadas após a moldagem do corpo de prova e a montagem do ensaio, conforme procedimento descrito no item 4.3.1.2, do Capítulo 4. Os valores obtidos apresentaram boa confiabilidade e pode ser considerado que espelham os índices de vazios encontrados em cada corpo de prova. A Tabela 5.7 abaixo apresenta a condição inicial de cada um dos seis ensaios *simple shear* realizados na Areia Escura, na segunda etapa de ensaios. Na Tabela 5.7 ensaios referenciados por “A” correspondem aos corpos de prova moldados com índices de vazios maiores (em torno de 1,0) e os referenciados por “B” aos corpos de prova moldados com índices de vazios menores (em torno de 0,8).

Tabela 5.7. Condição inicial dos ensaios *simple shear* da segunda etapa realizados na Areia Escura.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Massa (g)	Altura (mm)	Índice de vazios inicial	Índice de vazios após o adensamento
A	50	70,00	18,92	1,03	1,00
	100	68,38	18,14	0,99	0,94
	200	69,54	18,64	1,01	0,92
B	50	86,46	20,91	0,82	0,80
	100	90,41	21,90	0,82	0,79
	200	88,65	21,37	0,81	0,76

Para a Areia Escura, a Figura 5.16 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e índice de vazios versus deslocamento horizontal. A Figura 5.17 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, deformação vertical versus deformação de cisalhamento e índice de vazios versus deformação de cisalhamento. Estas figuras correspondem aos ensaios *simple shear* tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura, nas três tensões verticais ensaiadas.

As curvas apresentadas nas Figuras 5.16 e 5.17 apresentam comportamento de contração, sem estabilização da deformação vertical durante o ensaio. A variação do índice de vazios do início ao final de ensaio é expressiva, e também não apresenta estabilização.

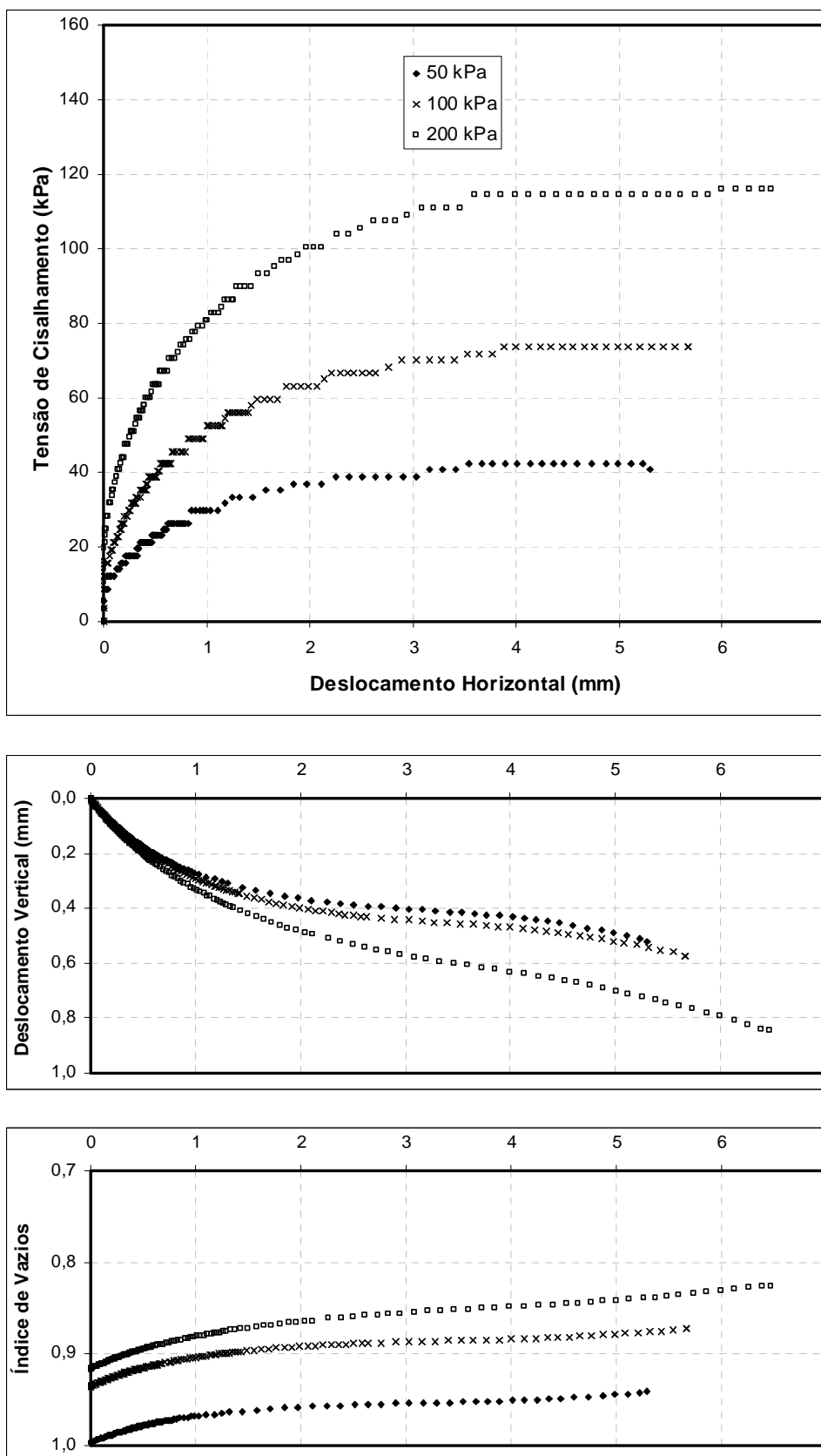


Figura 5.16. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.

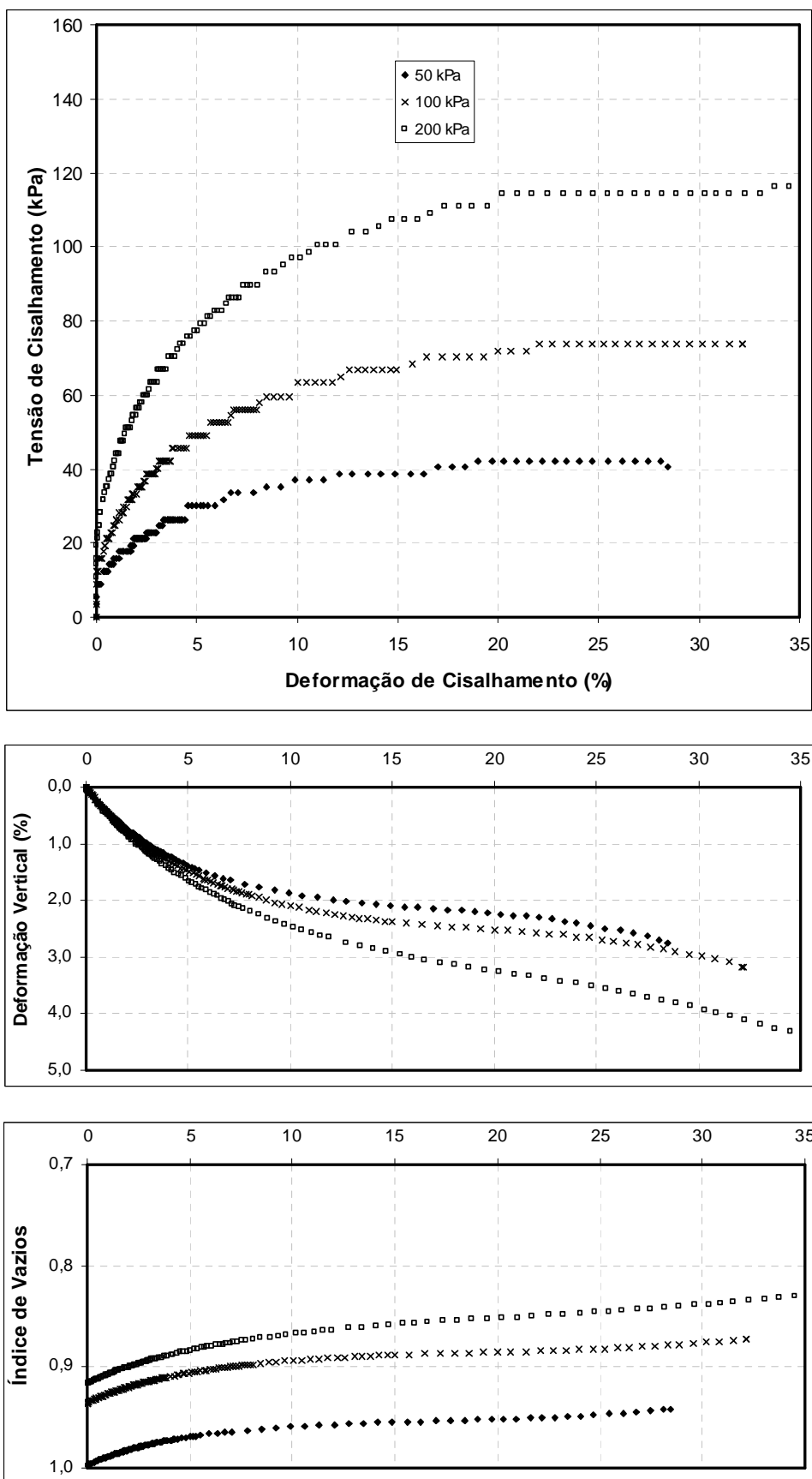


Figura 5.17. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “A” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.

Na Figura 5.17 a tensão de cisalhamento apresenta-se crescente com deformação de cisalhamento até níveis de deformação entre 10% e 20%, quando ocorre a ruptura, não apresentando pico de resistência ao cisalhamento. Verifica-se também o aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio.

A Figura 5.18 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e índice de vazios versus deslocamento horizontal. A Figura 5.19 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, deformação vertical versus deformação de cisalhamento e índice de vazios versus deformação de cisalhamento. Estas figuras correspondem aos ensaios *simple shear* tipo “B” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura, nas três tensões verticais ensaiadas.

A Figura 5.19 apresenta curvas com comportamento expressivamente de contração até níveis de deformação de cisalhamento entre 3,5% e 7%, depois do que há uma leve tendência expansiva até níveis de deformação de aproximadamente 20%, quando praticamente ocorre a estabilização da deformação vertical. A variação no índice de vazios é pequena no decorrer do ensaio. As curvas, na Figura 5.19, apresentam o aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento e não apresentam um pico de resistência ao cisalhamento. A ruptura acontece para níveis crescentes de deformação de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio, variando entre 12 e 20%. Após a ruptura a tensão de cisalhamento permanece praticamente estável.

A Tabela 5.8 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* apresentados nas Figuras 5.16 e 5.19. Na Tabela 5.8 são apresentadas as condições de resistência ao cisalhamento na ruptura e as condições de final de ensaio para cada um dos ensaios *simple shear* realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.

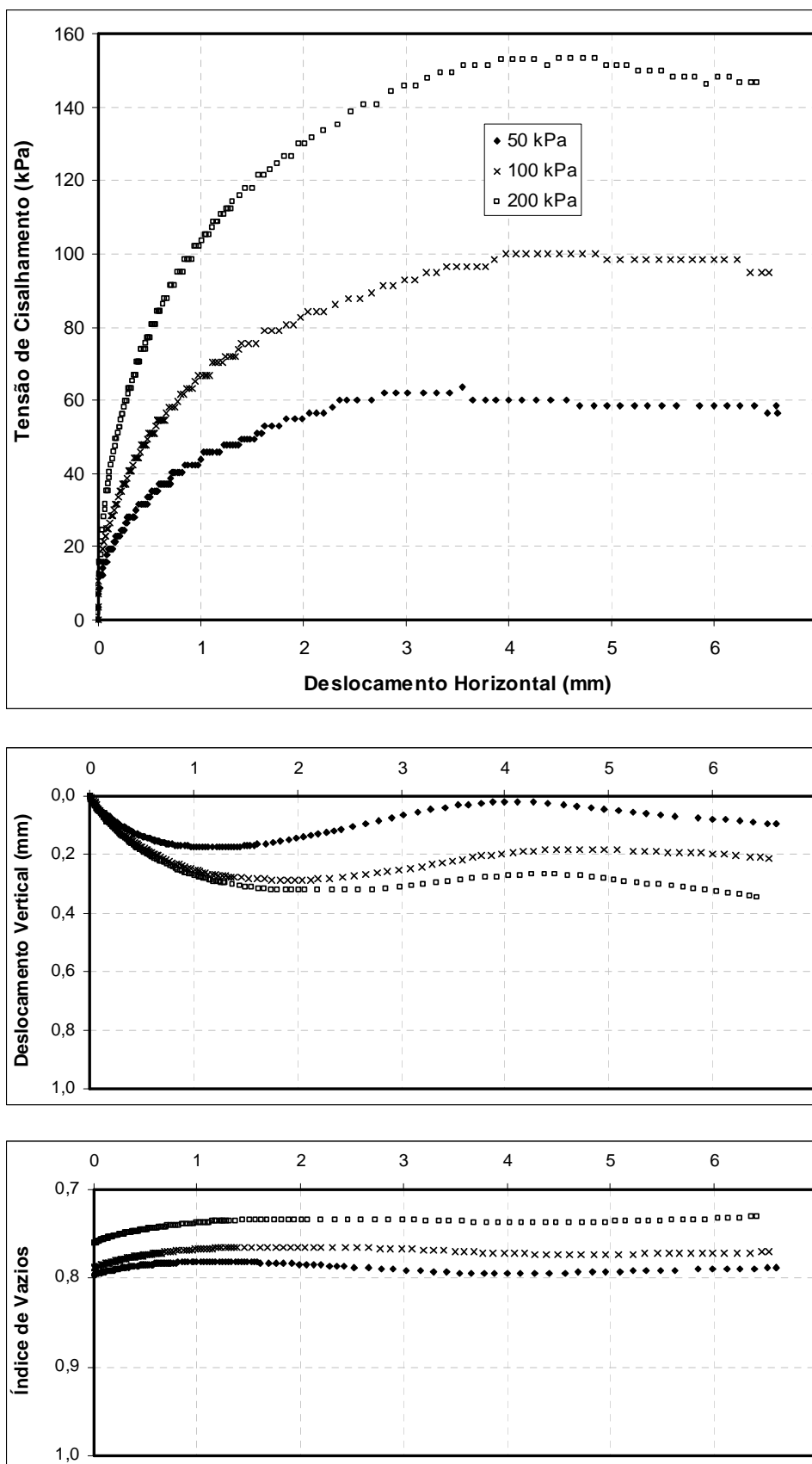


Figura 5.18. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para os ensaios tipo “B” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.

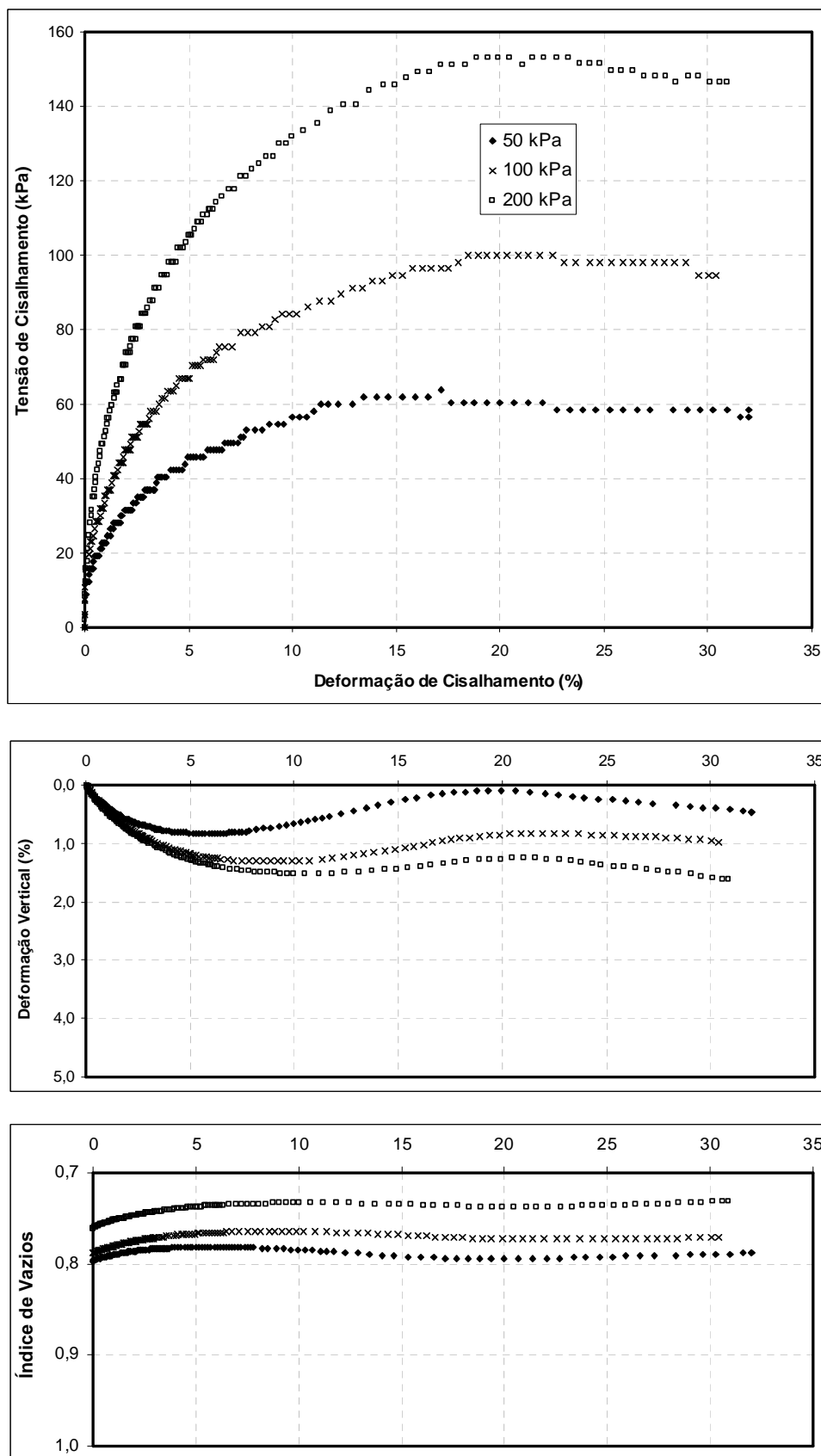


Figura 5.19. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para os ensaios tipo “B” realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Escura.

Tabela 5.8. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* da segunda etapa realizados na Areia Escura.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Deformação de cisalhamento na ruptura (%)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deformação de cisalhamento final (%)	Tensão de cisalhamento final (kPa)
A	50	12	39	28	39
	100	15	73	33	73
	200	20	116	35	116
B	50	12	60	32	59
	100	18	100	31	98
	200	20	152	32	148

A Figura 5.20 re-apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Escura, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%, na segunda etapa de ensaios *simple shear*.

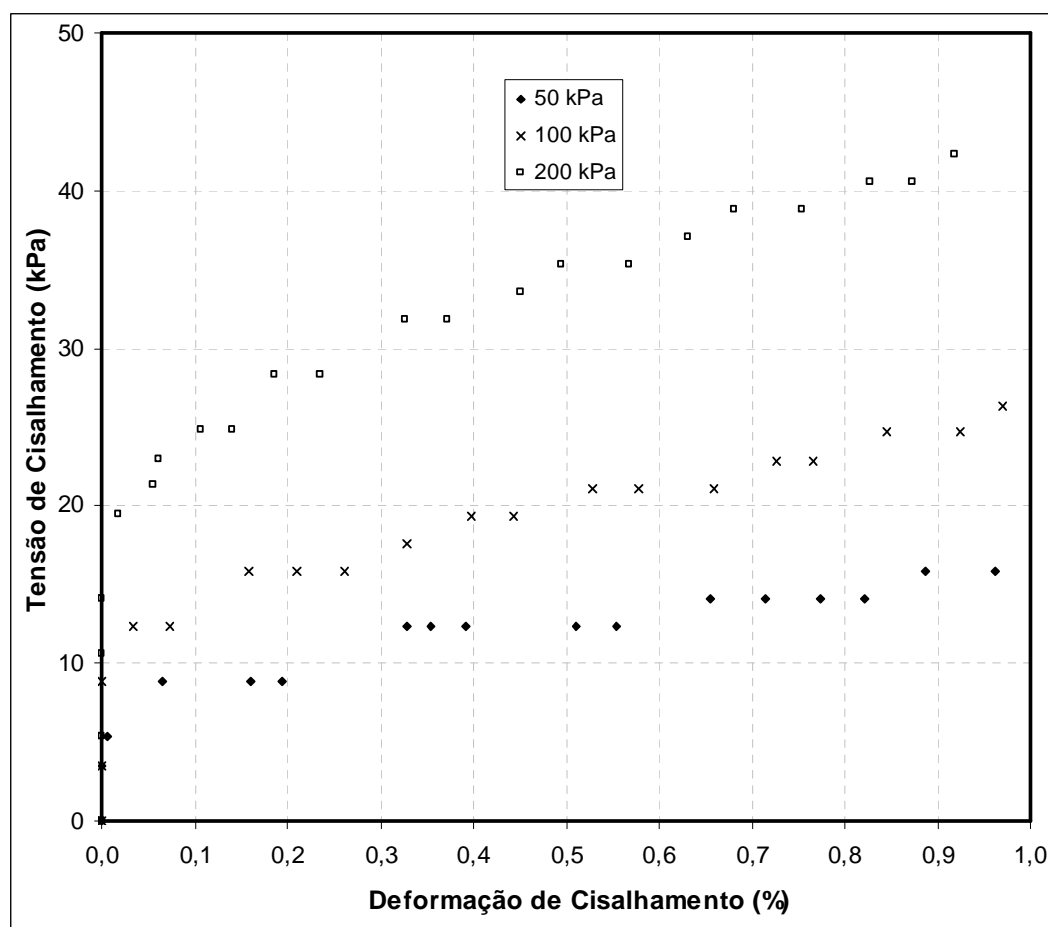


Figura 5.20. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Escura, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.

A Figura 5.21 re-apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%, na segunda etapa de ensaios *simple shear*.

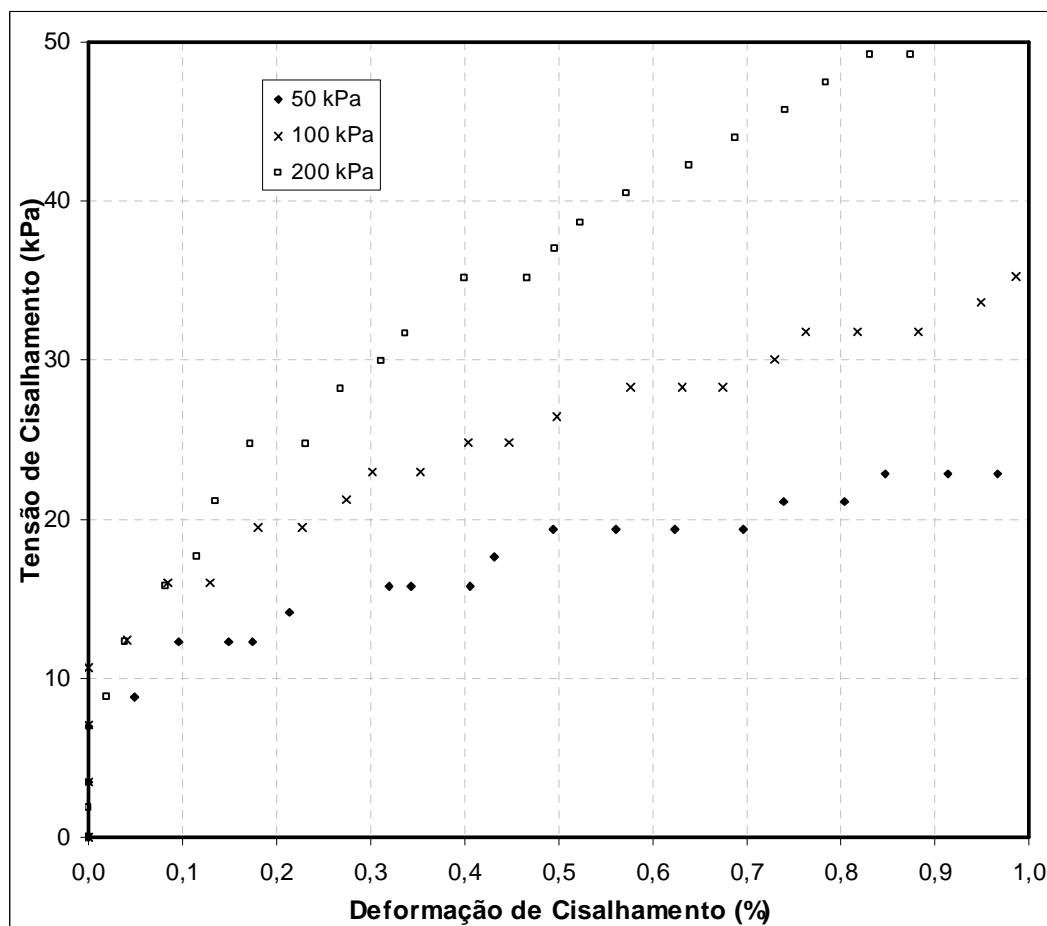


Figura 5.21. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura, para deformações de cisalhamento inferiores a 1%.

A Figura 5.22 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “A” da Areia Escura. As curvas mostram a redução nos valores de módulo com o aumento da deformação de cisalhamento; a redução é bastante acentuada para deformações de cisalhamento de até 0,1%. As curvas mostram o aumento dos valores de módulo de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada.

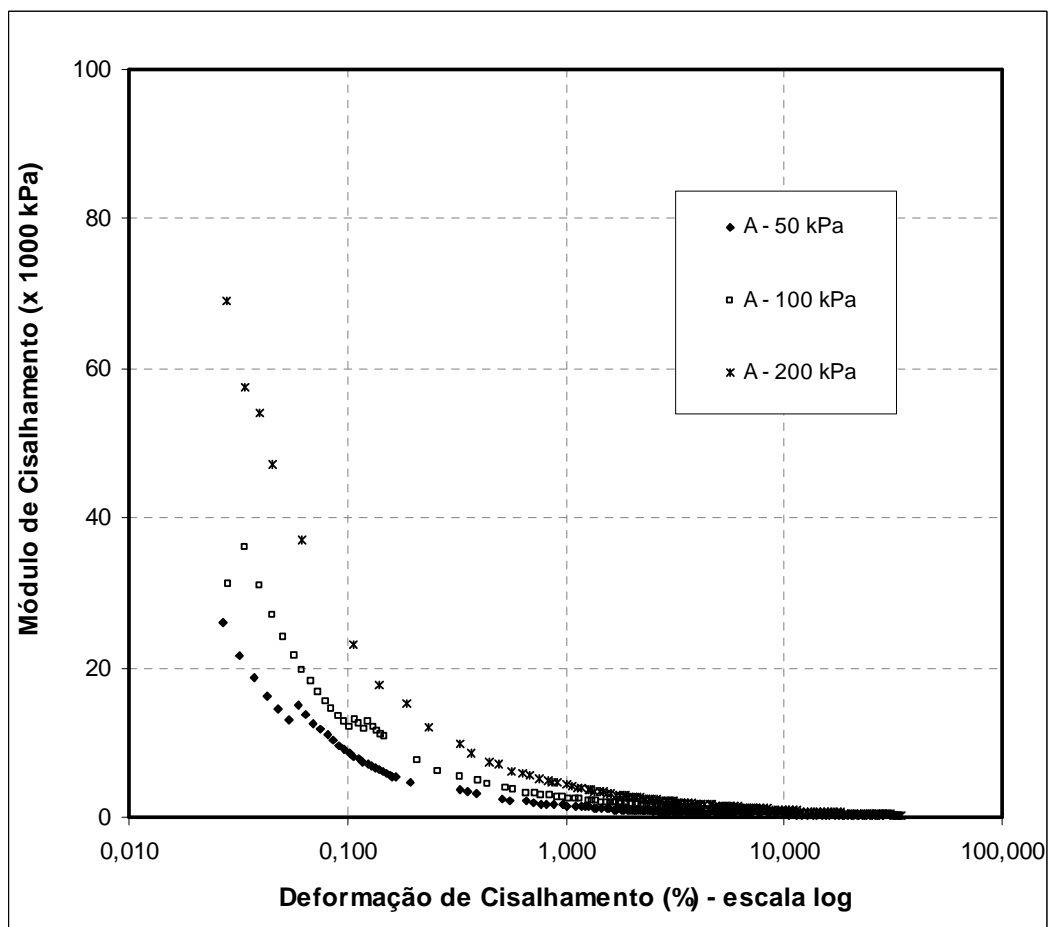


Figura 5.22. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios do tipo “A” realizados na Areia Escura.

A Figura 5.23 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura compacta. As curvas mostram valores muito próximos de módulo de cisalhamento para os três ensaios realizados. Verifica-se também a redução dos valores de módulo de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento. A redução nos valores dos módulos é bastante acentuada até níveis de deformação de cisalhamento de 0,1% para todos os ensaios; após continua reduzindo, porém em menor taxa.

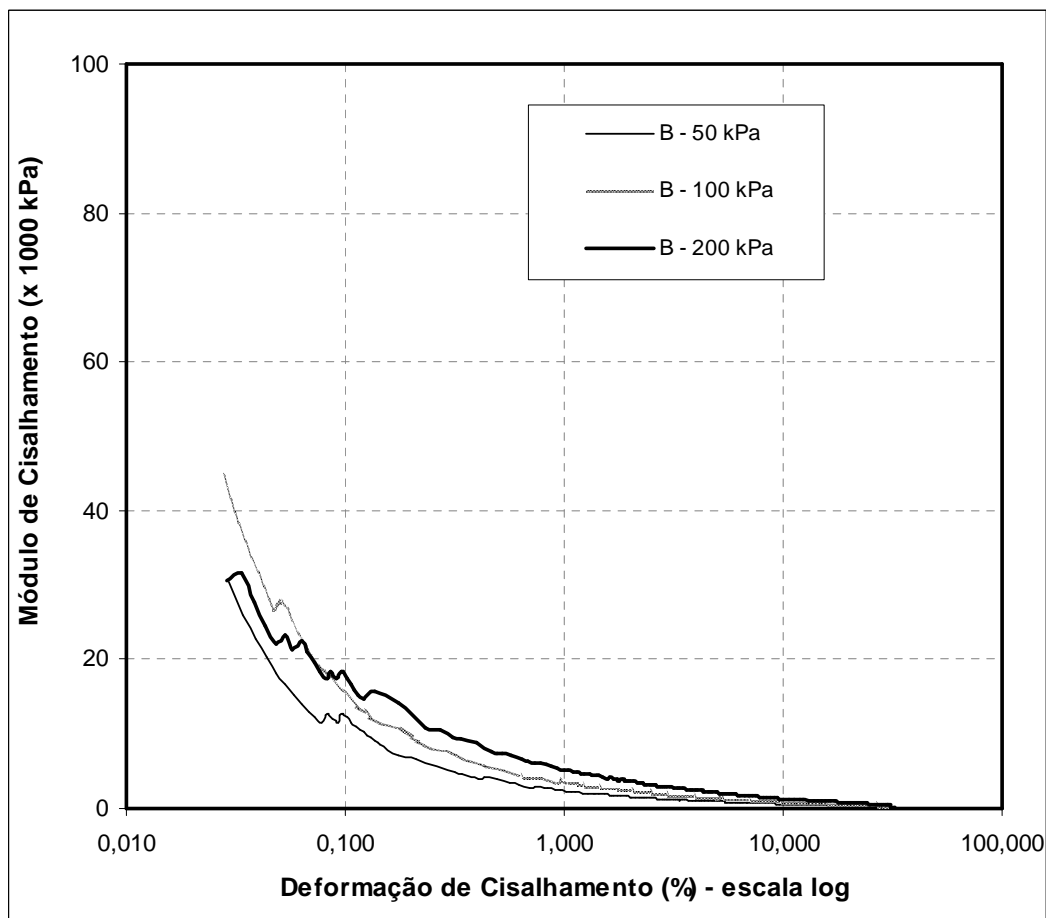


Figura 5.23. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura.

Na Figura 5.24 são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “A” realizados na Areia Escura. As envoltórias foram calculadas utilizando o método de regressão linear, considerando duas situações: (i) passando obrigatoriamente pela origem e (ii) admitindo a existência de intercepto coesivo.

Na primeira situação, ou seja, sem intercepto coesivo, o ângulo de atrito interno do solo foi $\phi' = 31,7^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na segunda situação, ou seja, admitindo a possibilidade da existência de intercepto coesivo foram $c' = 17,5\text{kPa}$ e $\phi' = 26,4^\circ$. Percebe-se a variação nos valores de ângulo de atrito interno, obtidos pelos dois critérios, e a indicação, na Figura 5.24, da existência de uma envoltória de resistência ao cisalhamento inicialmente curva.

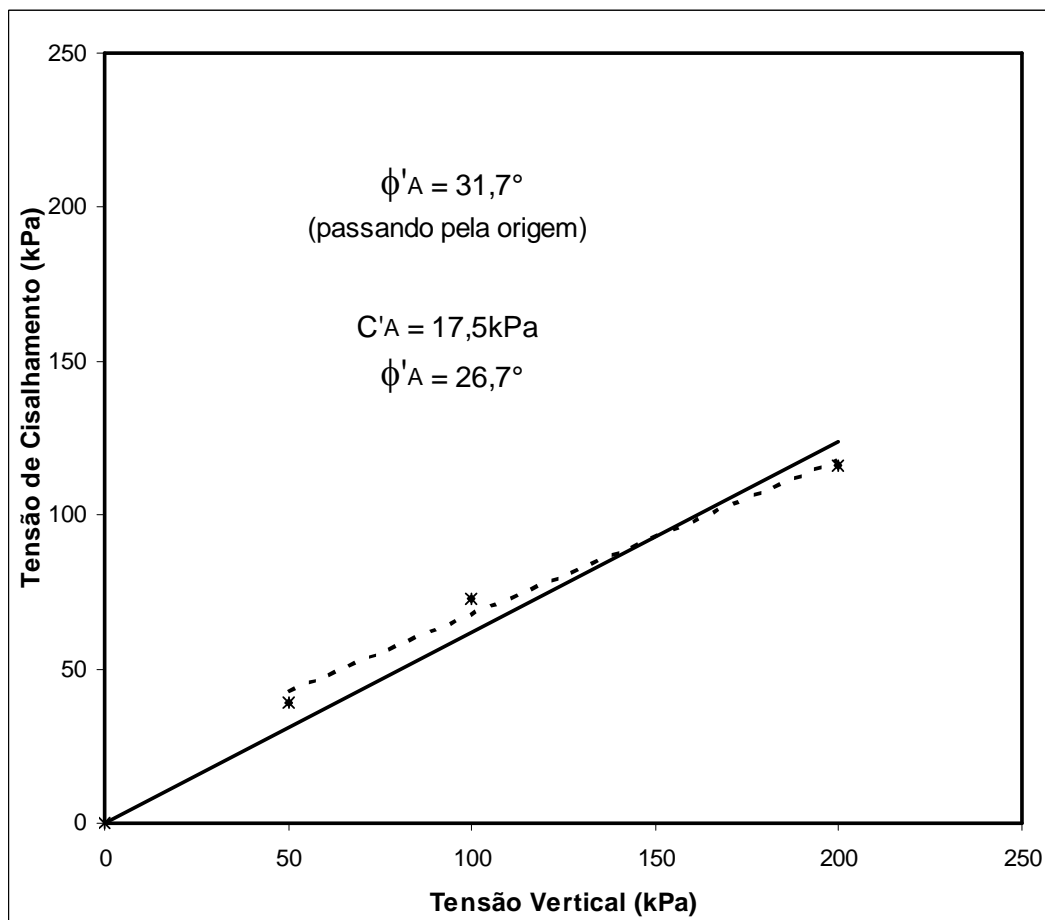


Figura 5.24. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “A” na Areia Escura.

A Figura 5.25 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura. Foram traçadas duas envoltórias, considerando as tensões de cisalhamento na ruptura. As envoltórias foram calculadas utilizando o método de regressão linear, considerando duas situações: (i) passando obrigatoriamente pela origem e (ii) admitindo a existência de intercepto coesivo.

Na primeira situação, ou seja, sem intercepto coesivo, o ângulo de atrito interno do solo foi $\phi' = 39,6^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na segunda situação, ou seja, admitindo a possibilidade da existência de intercepto coesivo foram $c' = 36 \text{ kPa}$ e $\phi' = 30,5^\circ$. A grande diferença encontrada nos valores de ângulo de atrito interno e o valor expressivo de intercepto coesivo calculado sugerem que a envoltória de resistência ao cisalhamento de pico, indicada na Figura 5.25, para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura, é inicialmente curva.

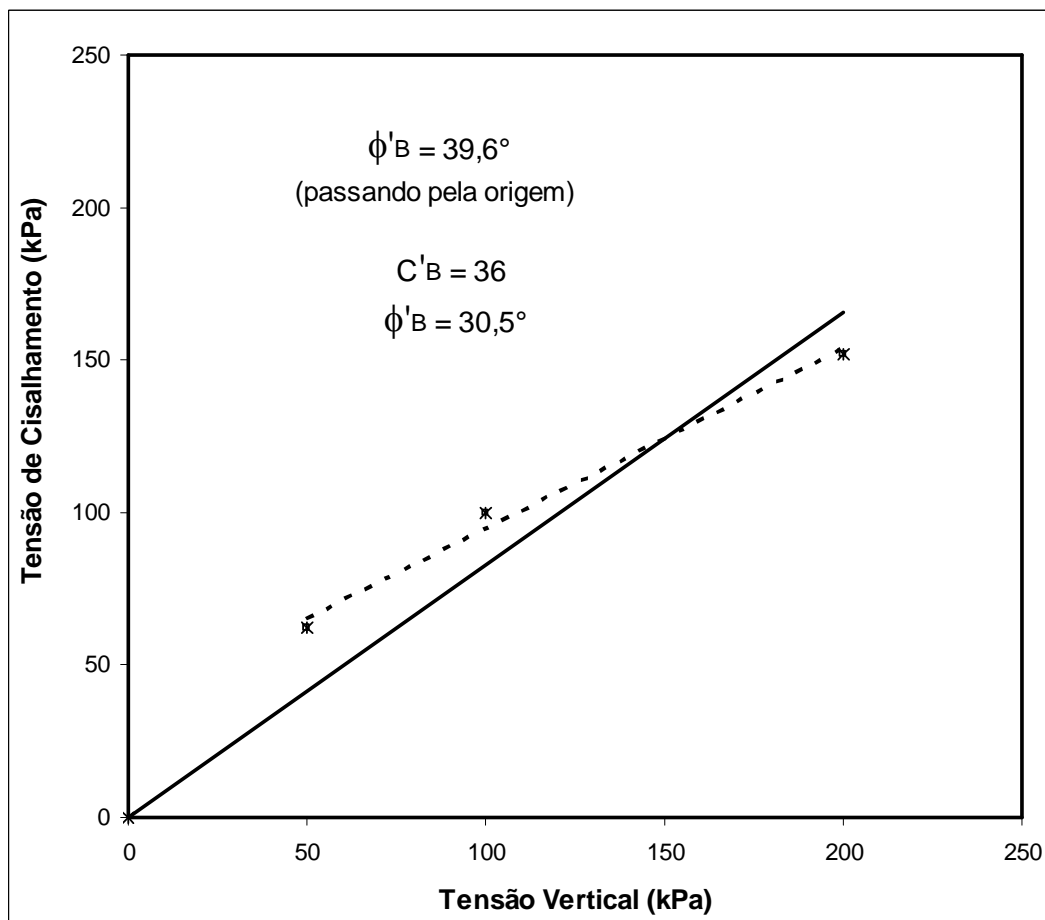


Figura 5.25. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “B” realizados na Areia Escura.

5.2.3. Ensaios inundados

Para a Areia Escura também foram realizados ensaios *simple shear* inundados. Estes ensaios, realizados na terceira etapa de ensaios, foram drenados e adensados sob as tensões verticais de 50kPa, 100kPa e 200kPa. Identicamente ao realizado nas etapas anteriores, foram moldados três corpos de prova com índices de vazios maiores (em torno 0,90) e três corpos de prova com índices de vazios menores (em torno de 0,70). Os procedimentos de ensaio adotados nesta etapa são os mesmos utilizados nos ensaios da segunda etapa, apenas incluindo os procedimentos referentes à inundação do corpo de prova, descritos no item 4.3.2.1 do Capítulo 4.

A Tabela 5.9, a seguir, apresenta a condição inicial dos corpos de prova dos ensaios *simple shear* inundados, realizados na Areia Escura. Nesta etapa de ensaios, o adensamento foi realizado anteriormente à etapa de percolação do ensaio. É identificado na Tabela 5.9 o índice de vazios após a percolação. Na Tabela 5.9 os ensaios identificados por “A” indicam os corpos de prova moldados com índices de vazios maiores, os ensaios indicados por “B” se referem aos corpos de prova moldados com índices de vazios menores.

Tabela 5.9. Condição inicial dos ensaios *simple shear* inundados realizados na Areia Escura.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Massa (g)	Altura (mm)	Índice de vazios inicial	Índice de vazios após a percolação
A	50	61,97	17,08	1,07	0,72
	100	67,76	17,11	0,90	0,71
	200	67,36	16,70	0,86	0,65
B	50	87,20	19,76	0,70	0,67
	100	82,98	18,90	0,71	0,59
	200	81,45	19,36	0,79	0,62

Os valores apresentados na Tabela 5.9 indicam que as condições iniciais do ensaio (índice de vazios), após a fase de percolação não foram mantidas. Percebe-se, pela análise da Tabela 5.9, a grande variação no índice de vazios (do tipo colapso) após a fase de percolação para os seis ensaios realizados.

A Figura 5.26 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, deslocamento vertical versus deslocamento horizontal e índice de vazios versus deslocamento horizontal. A Figura 5.27 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, deformação vertical versus deformação de cisalhamento e índice de vazios versus deformação de cisalhamento, obtidas para os ensaios inundados realizados na Areia Escura. As curvas apresentam comportamento de contração, sem estabilização da deformação vertical durante o ensaio. Verifica-se também a variação expressiva no índice de vazios do início ao fim do ensaio.

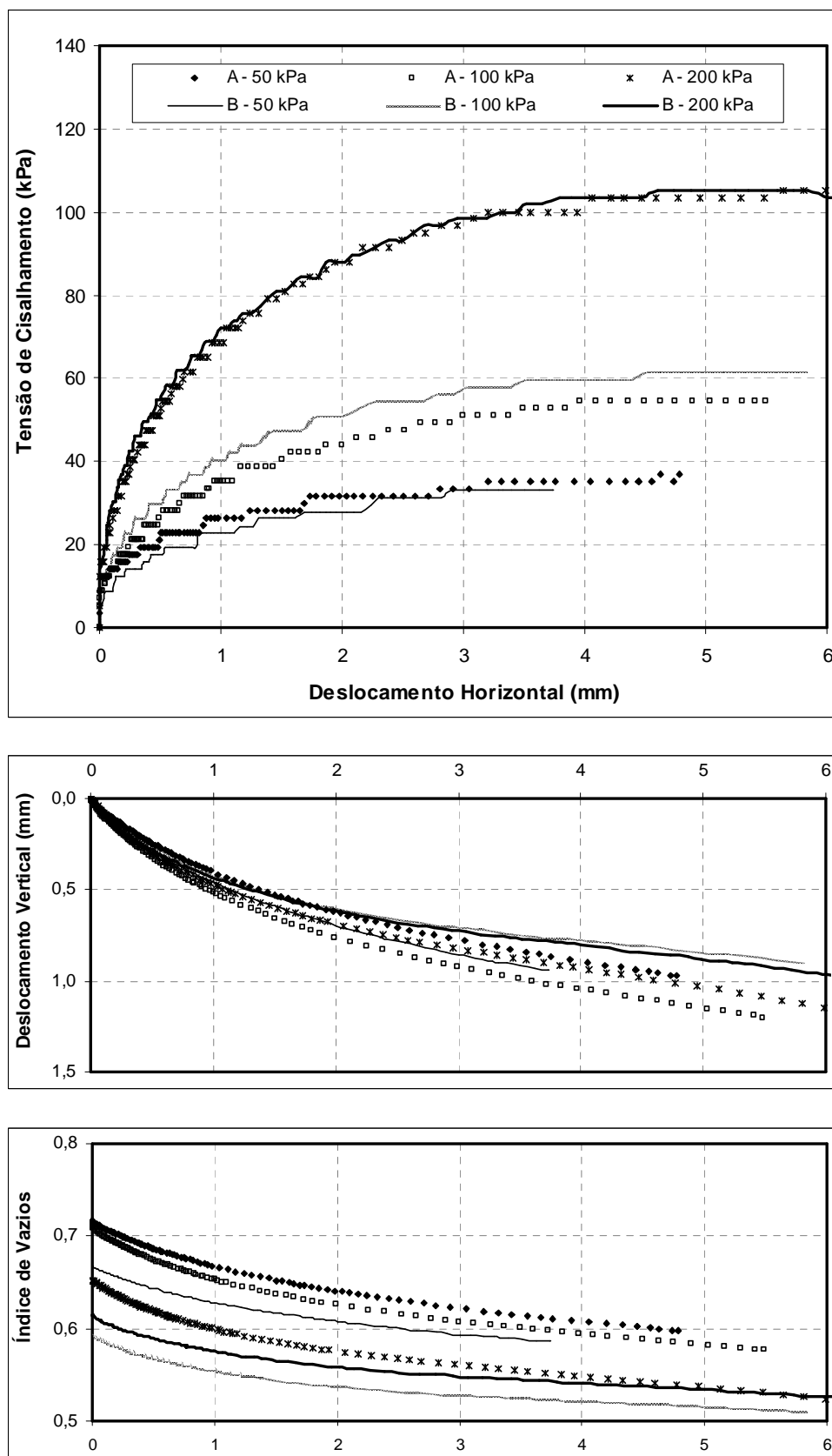


Figura 5.26. Curvas de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal, deslocamento vertical x deslocamento horizontal e índice de vazios x deslocamento horizontal, para a Areia Escura inundada.

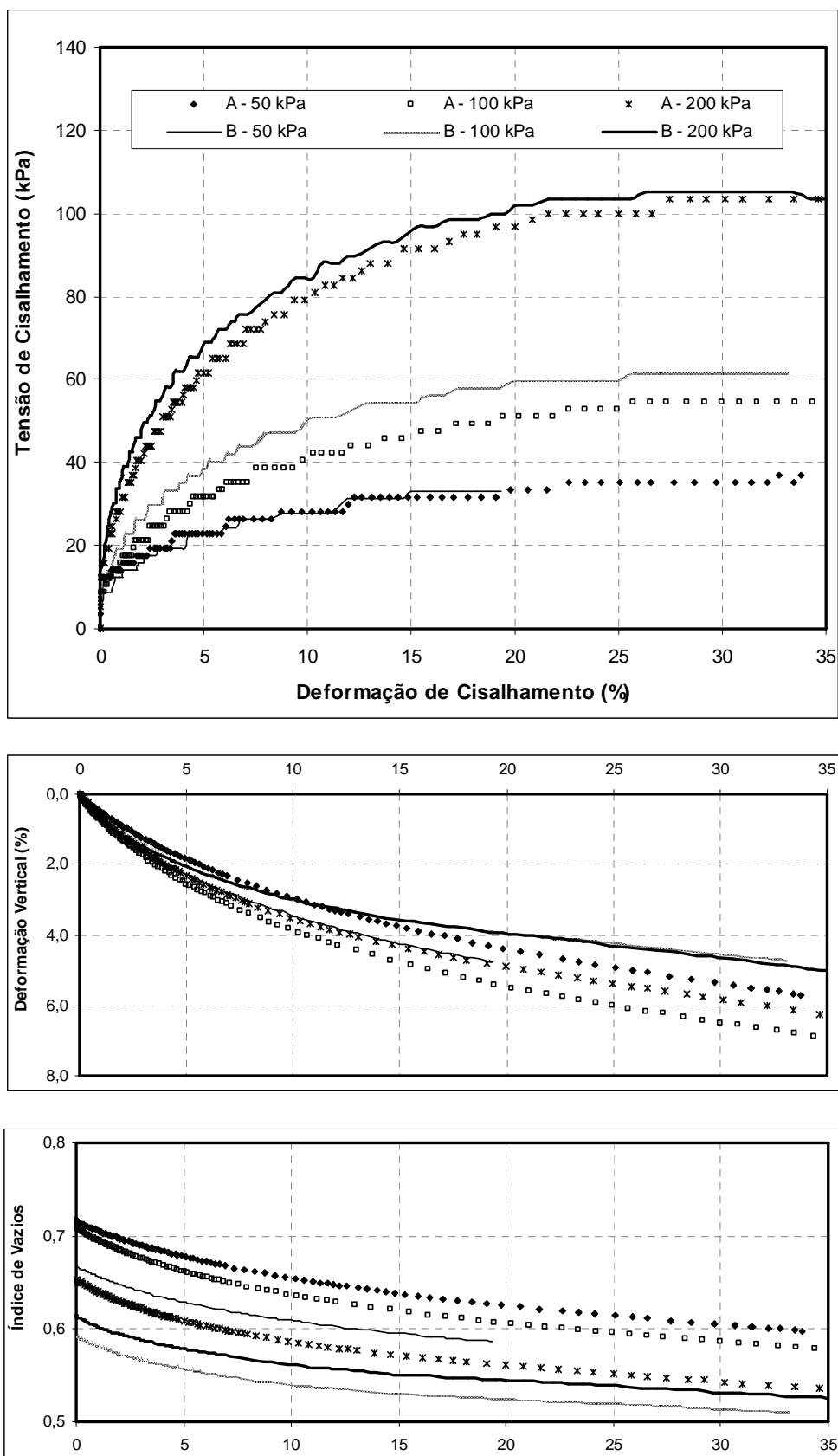


Figura 5.27. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, deformação vertical x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento, para a Areia Escura inundada.

Nota-se o aumento da tensão de cisalhamento com a deformação de cisalhamento até níveis de deformação de aproximadamente 20% a 25%, quando ocorre a ruptura. Na figura 5.18 verifica-se ainda a ausência de pico de resistência em qualquer dos ensaios e o aumento da tensão de cisalhamento com a tensão vertical no ensaio. À exceção dos ensaios realizados sob tensão vertical de 100kPa, não há diferença nos valores de tensão de cisalhamento para os ensaios realizados em corpos de prova moldados em diferentes condições iniciais, identificados por “A” e “B”.

Verifica-se na Tabela 5.9 que os ensaios realizados sob tensão vertical de 100kPa foram os que apresentaram maior diferença no índice de vazios após a percolação. Também foram os que apresentaram maior diferença nos valores de tensão de cisalhamento (Figuras 5.26 e 5.27).

A Tabela 5.10 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios apresentados nas Figuras 5.26 e 5.27. Na Tabela 5.10 são apresentadas as condições de resistência ao cisalhamento na ruptura e as condições de resistência ao cisalhamento no final de ensaio para cada um dos ensaios *simple shear* inundados realizados na Areia Escura.

Tabela 5.10. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* inundados realizados na Areia Escura.

Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Deformação de cisalhamento na ruptura (%)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deformação de cisalhamento final (%)	Tensão de cisalhamento final (kPa)	Índice de vazios final
A	50	23	35	34	35	0,60
	100	25	55	36	55	0,58
	200	22	104	41	104	0,52
B	50	15	33	19	33	0,59
	100	20	60	34	60	0,51
	200	22	106	35	106	0,53

A Figura 5.28 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento obtidas com os ensaios inundados realizados na Areia Escura, para as deformações menores do que 0,1%.

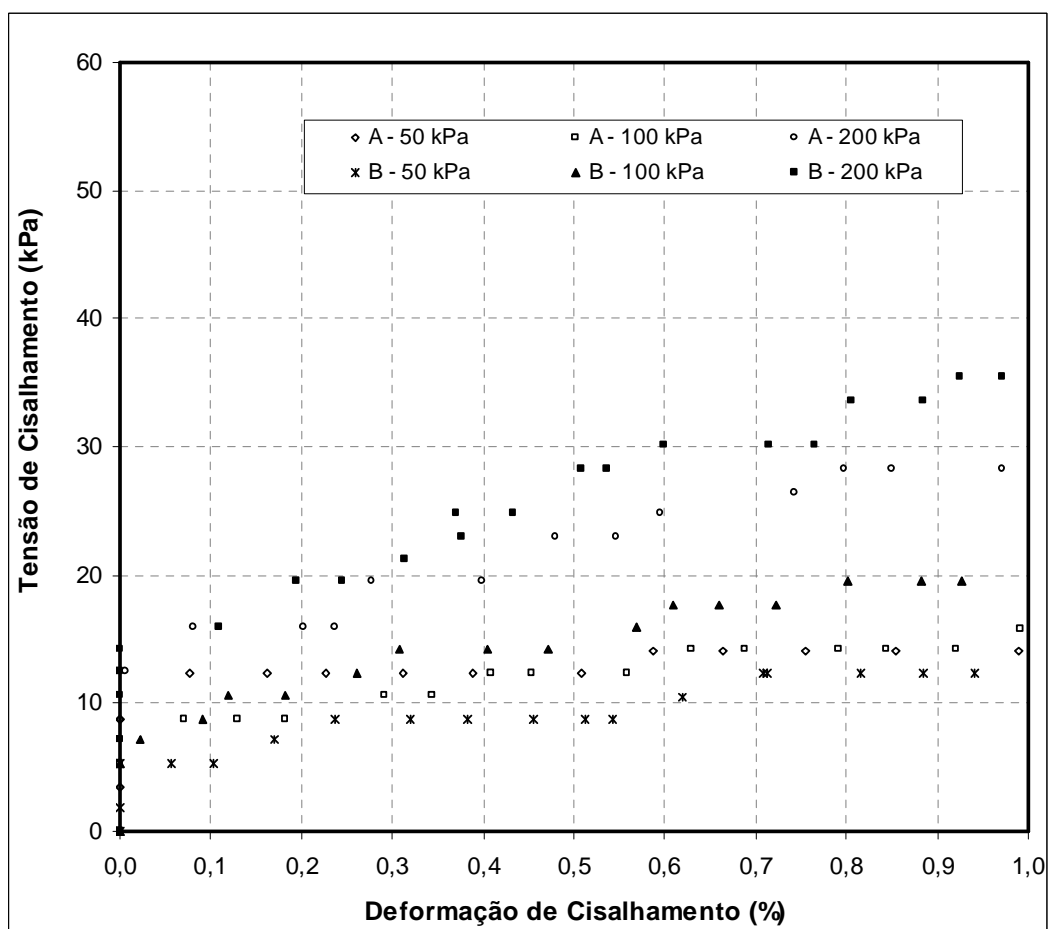


Figura 5.28. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para deformações de até 0,1%, para a Areia Escura inundada.

A Figura 5.29 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para a Areia Escura. As curvas mostram a redução nos valores de módulo com o aumento da deformação de cisalhamento; a redução é bastante acentuada para deformações de cisalhamento de até 0,1%. As curvas apresentam o aumento no módulo de cisalhamento com o aumento da tensão vertical de ensaio. Porém não é verificada diferença nos valores de módulo de cisalhamento para as diferentes condições de moldagem do ensaio.

As curvas apresentadas nas Figuras 5.26 e 5.27 mostram que, para os ensaios inundados, assim como para os ensaios secos, realizados na Areia Escura, não existem diferenças entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e a grandes deformações.

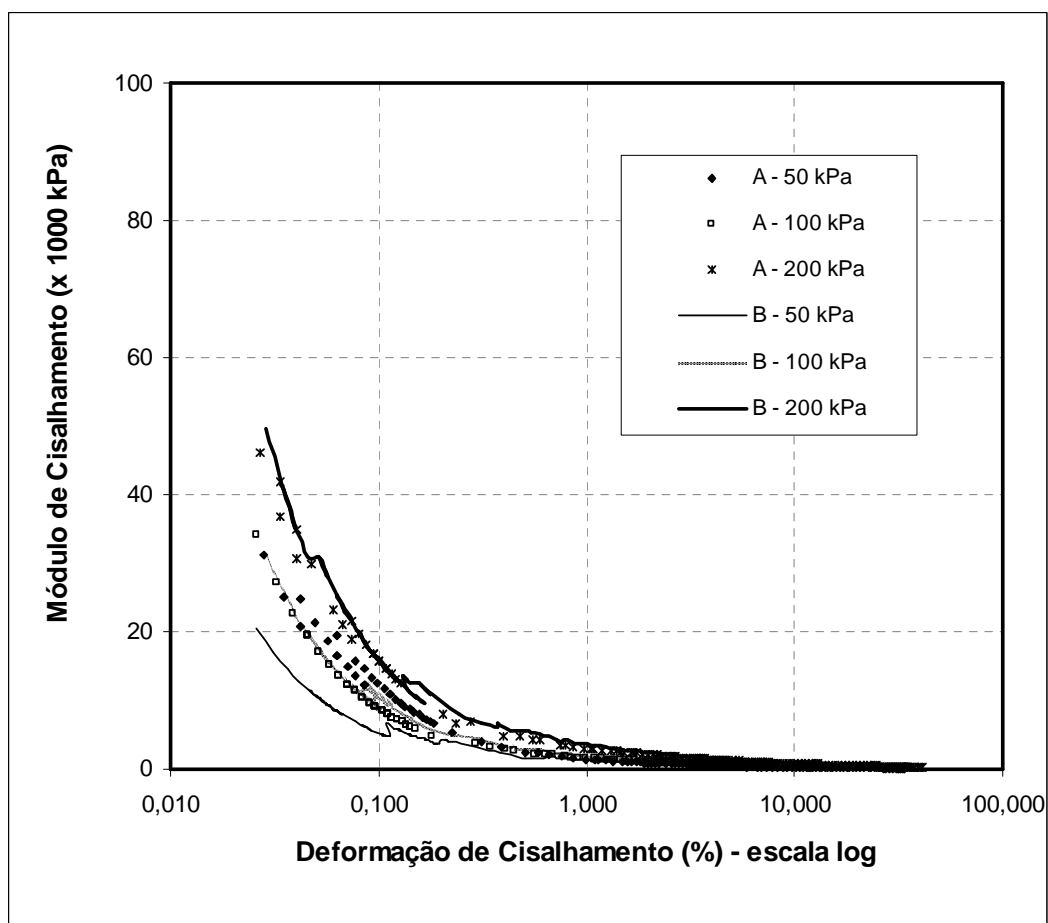


Figura 5.29. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura inundada.

A Figura 5.30 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura, considerando os resultados dos ensaios inundados. Duas envoltórias de resistência ao cisalhamento foram calculadas, considerando as tensões de cisalhamento na ruptura. As envoltórias foram calculadas utilizando o método de regressão linear, considerando duas situações: (i) passando obrigatoriamente pela origem e (ii) admitindo a existência de intercepto coesivo.

Na primeira situação, ou seja, sem intercepto coesivo, o ângulo de atrito interno do solo foi $\phi' = 28,5^\circ$. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na segunda situação, ou seja, admitindo a possibilidade da existência de intercepto coesivo foram $c' = 11,5\text{kPa}$ e $\phi' = 25,2^\circ$.

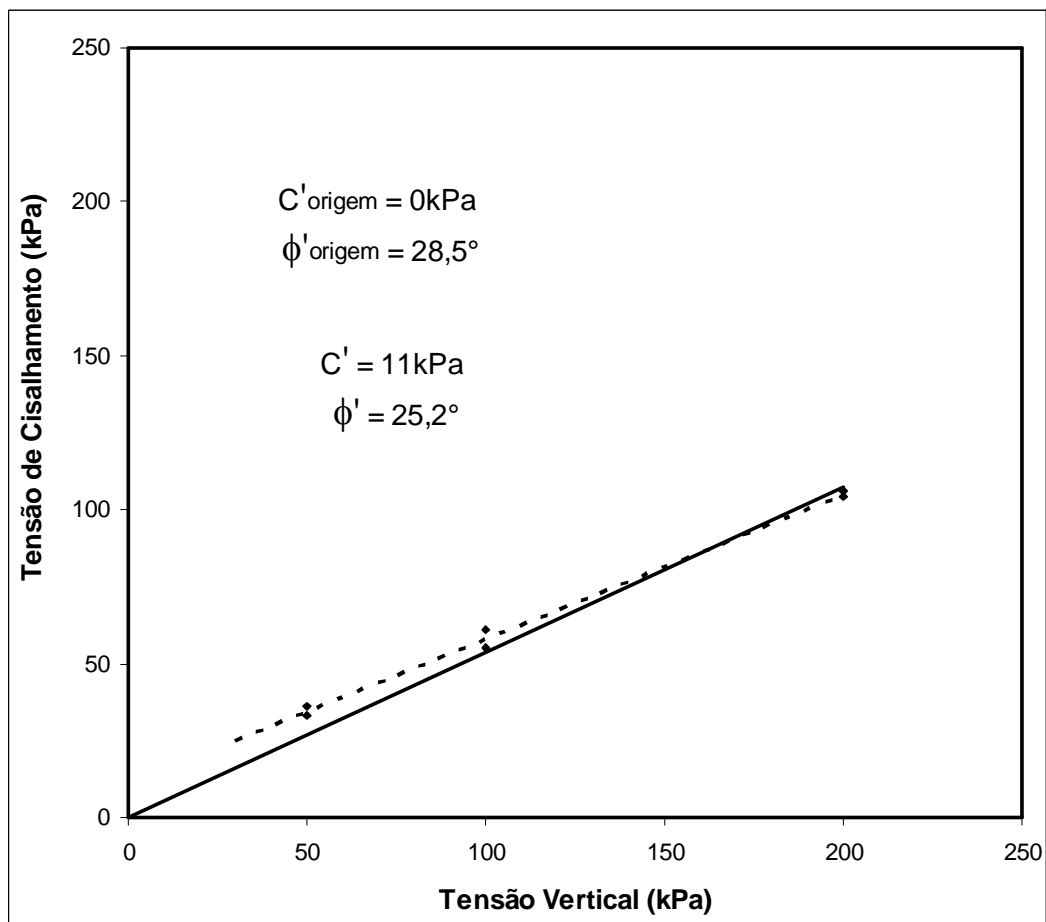


Figura 5.30. Envoltória de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura inundada.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo tem por finalidade discutir e analisar os resultados dos ensaios *simple shear*, realizados nos dois solos arenosos estudados nesta tese e apresentados no Capítulo 5. Estes resultados são comparados entre si e com os resultados de outros ensaios, triaxiais e cisalhamento direto, realizados nos mesmos solos por Marcon (2005). Outro objetivo desta análise de resultados é avaliar o desempenho do equipamento para ensaios *simple shear* construído no Laboratório de Geotecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte desta tese.

6.1. Os Ensaio Preliminares

Após a realização dos ensaios preliminares foram traçadas as curvas apresentadas nas Figuras 5.1 e 5.14. Estes resultados foram então questionados devido ao processo de montagem do ensaio, que, como explicado no item 4.3.1, poderia causar grande perturbação à amostra ensaiada, com indesejada variação do índice de vazios inicial. Um artifício bastante utilizado na literatura (Whang, 2001) é a aplicação de vácuo logo após a moldagem do corpo de prova, para garantir a preservação do índice de vazios inicial do corpo de prova durante o processo de montagem do ensaio. Nesta tese, a aplicação de vácuo foi substituída por uma tensão vertical aplicada inicialmente ao corpo de prova. Este procedimento, descrito no item 4.3.1, parece ser suficiente para garantir que pelo menos os estados iniciais, obtidos no processo de moldagem principalmente dos corpos de prova de areia limpa, fossem preservados até o início dos ensaios *simple shear*. Desta forma, os ensaios preliminares, apesar de terem sido apresentados no Capítulo 5 como exemplos ilustrativos do processo de aperfeiçoamento da técnica de ensaio no decorrer desta tese, não foram utilizados na presente análise de resultados.

6.2. Análise dos Resultados dos Ensaios *Simple Shear*

Neste item são comparados os resultados dos ensaios *simple shear* realizados na segunda etapa de ensaios para a Areia Clara. Para a Areia Escura, a mesma comparação é feita entre os resultados dos ensaios *simple shear* realizados, porém na Areia Escura foram realizados ensaios em amostras secas e inundadas.

6.2.1. Areia Clara

Este item compara os resultados dos ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara. A Figura 6.1 apresenta todas as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento e deformação vertical versus deformação de cisalhamento para todos os ensaios *simple shear* realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Clara. Na Figura entre parênteses é apresentado o índice de vazios de cada corpo de prova ensaiado, o valor refere-se à medição de altura realizada imediatamente antes do início da fase de cisalhamento do ensaio *simple shear*.

Na Figura 6.1 percebe-se a qualidade adequada dos resultados obtidos com o equipamento *simple shear* desenvolvido, com os valores de tensão de cisalhamento praticamente dobrando quando a tensão vertical de ensaio é dobrada. Os ensaios *simple shear* tipo “A” ($e \sim 0,71$), realizados na Areia Clara, apresentam o comportamento típico esperado dos solos arenosos no estado inicial fofo, com aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento, até a ruptura, permanecendo a tensão de cisalhamento praticamente constante depois disto. Já os resultados dos ensaios *simple shear* tipo “B” ($e \sim 0,55$), realizados na Areia Clara não apresentaram, à exceção do ensaio realizado à tensão vertical de 200kPa, um pico de resistência ao cisalhamento claramente definido, apesar de apresentarem alguma redução na tensão de cisalhamento após a ruptura.

Com relação à deformação volumétrica na fase de cisalhamento, representada na Figura 6.1 pela deformação vertical, verifica-se um comportamento típico de solos arenosos para todos os ensaios realizados. Estes apresentaram comportamento basicamente de contração para os ensaios realizados com os maiores índices de vazios e comportamento expressivamente dilatante para os ensaios realizados com os menores índices de vazios.

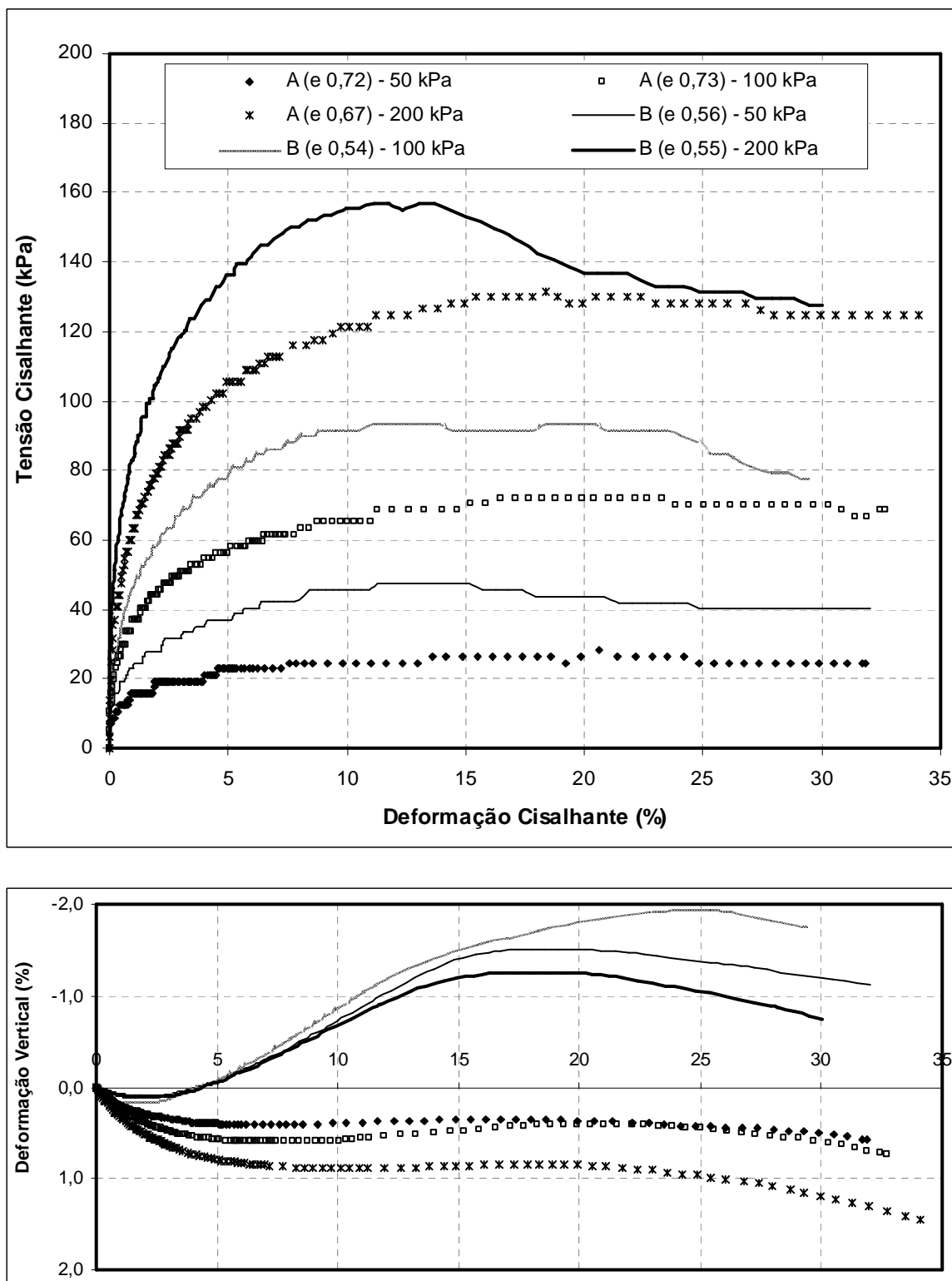


Figura 6.1. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e deformação vertical x deformação de cisalhamento, para a Areia Clara.

A Figura 6.2 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Clara, considerando os resultados dos ensaios realizados na segunda etapa. As envoltórias apresentadas na Figura 6.2 foram obtidas pelo método de regressão linear, considerando que para a obtenção da envoltória de resistência ao cisalhamento dos ensaios tipo “A”, a envoltória deve passar obrigatoriamente pela origem, ou seja, não é admitido intercepto coesivo nesta situação. Esta hipótese foi suportada, conforme apresentado anteriormente na Figura 5.11 (do Capítulo 5).

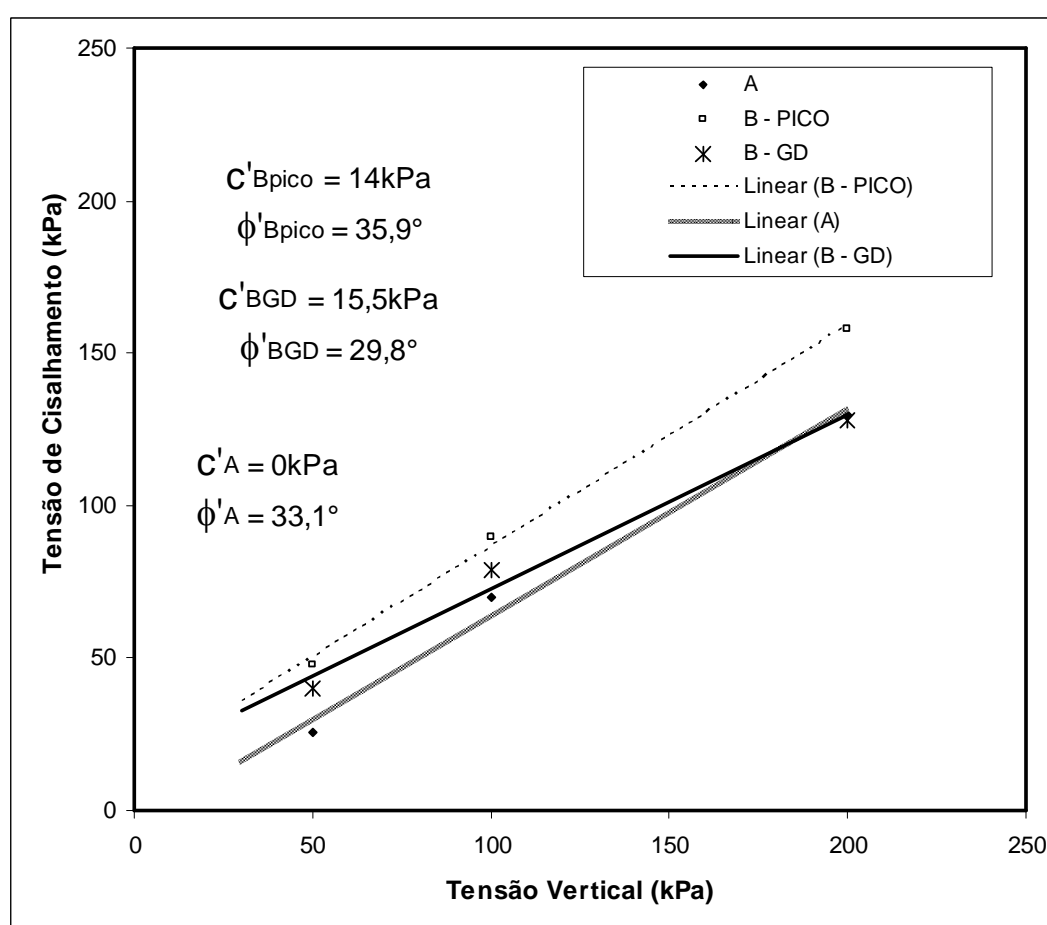


Figura 6.2. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara.

Para a Areia Clara, ensaios tipo “A”, no intervalo de tensões verticais entre 50 kPa e 200 kPa, o ângulo de atrito interno encontrado foi $\phi' = 33,1^\circ$ (representado na Figura 6.2 pela legenda “A”). Para os ensaios tipo “B”, foi admitida a existência de intercepto coesivo. Para as condições de ruptura, no mesmo intervalo de tensões verticais, os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos foram: $c' = 14$ kPa e $\phi' = 35,9^\circ$ (representado na Figura 6.2 pela legenda “BPICO”). Considerando a ruptura em grandes deformações, os parâmetros de resistência ao cisalhamento, assim encontrados, foram: $c' = 15,5$ kPa e $\phi' = 29,8^\circ$ (representado na Figura 6.2 pela legenda “BGD”). O intercepto coesivo encontrado para a Areia Clara (ensaios tipo B) é resultante do maior travamento entre as partículas e está associado à tendência deste solo apresentar uma envoltória de resistência ao cisalhamento aparentemente curvilínea (sugerindo que os valores de ângulo de atrito interno sejam maiores para as tensões verticais próximas à origem), ilustrada pela Figura 6.3.

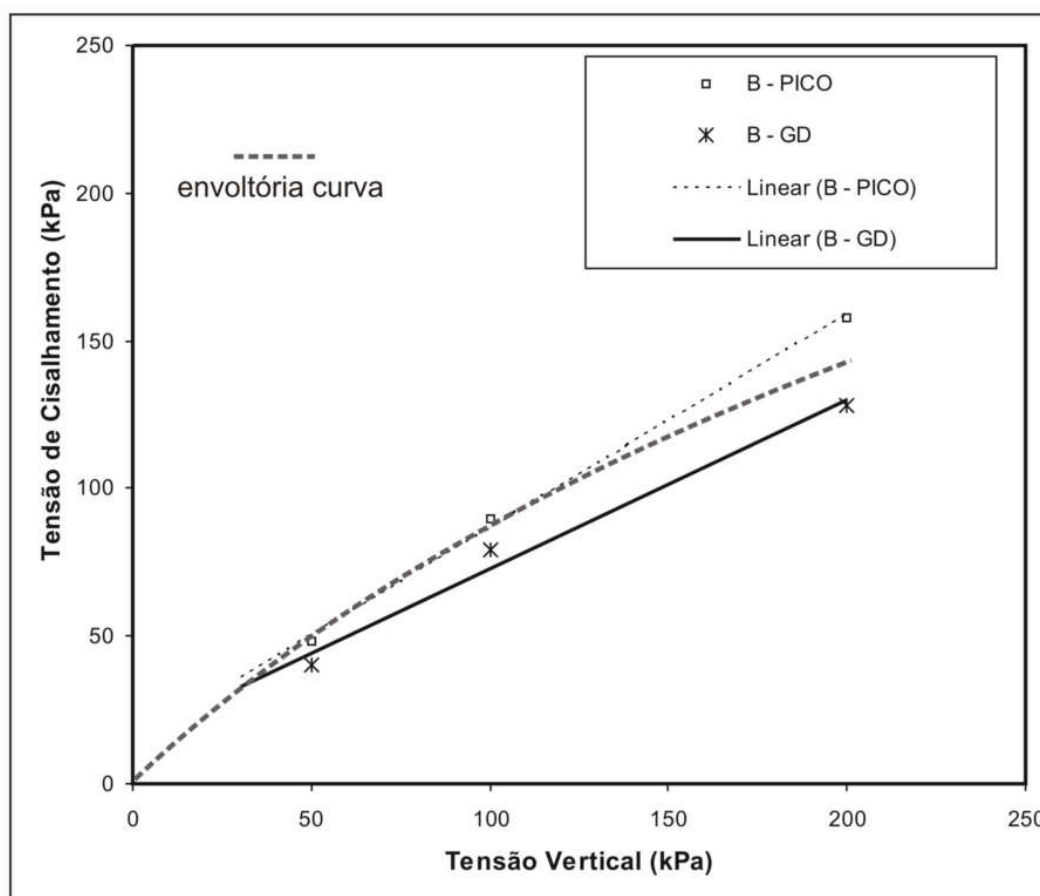


Figura 6.3. Envoltórias de resistência ao cisalhamento curvilíneas para os ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara com os menores índices de vazios.

A Figura 6.4 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para todos os ensaios realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Clara. Na Figura 6.4 todo o espectro útil das deformações de cisalhamento é apresentado, ou seja, as deformações de cisalhamento variando de 0,03% a 30% são apresentadas na Figura 6.4. Como a deformação de cisalhamento é apresentada na escala logarítmica, são enfatizadas as pequenas deformações, isto é, as deformações de cisalhamento inferiores a 0,1%. Deve-se notar que valores de módulo de cisalhamento para deformações inferiores a 0,03% não são considerados por serem inferiores à resolução nominal dos transdutores de deslocamento utilizados.

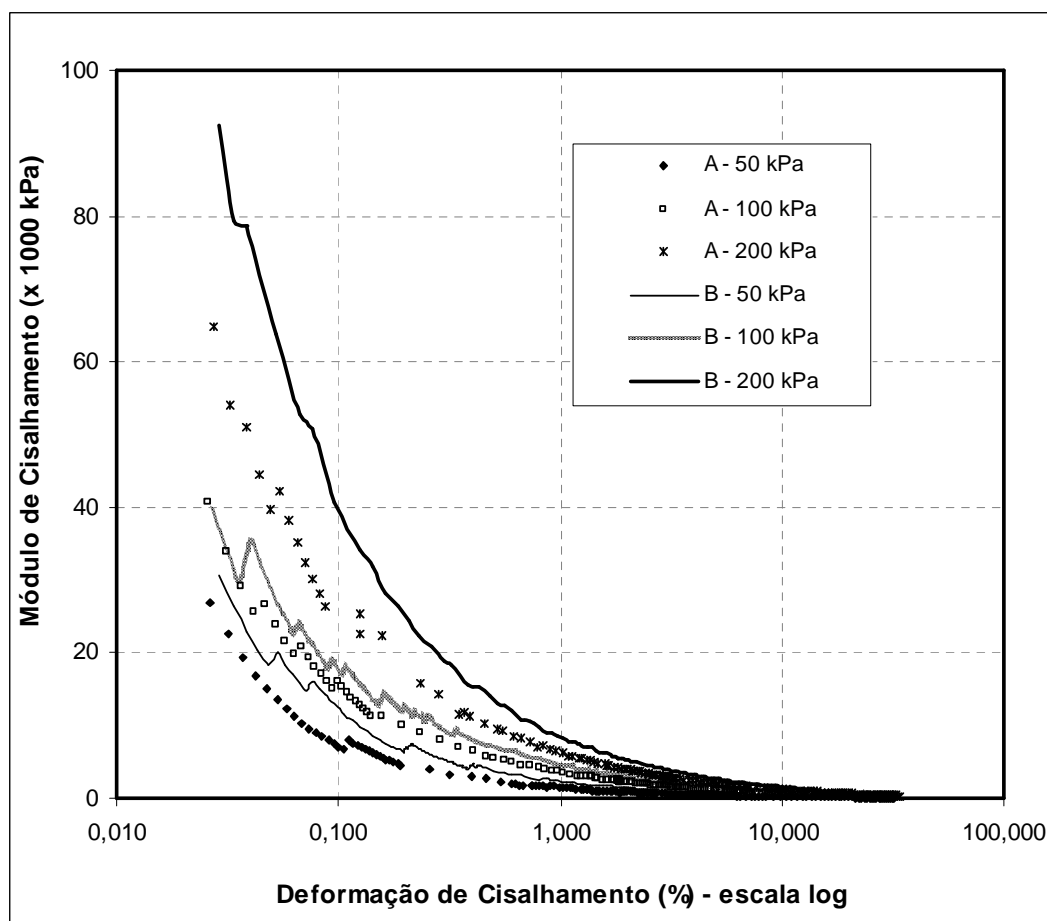


Figura 6.4. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Clara (evidenciando pequenas deformações).

Para as pequenas deformações apresentadas na Figura 6.4 nota-se alguma dispersão nas curvas de módulo de cisalhamento, apresentando, entretanto, correlação nítida com a tensão vertical de ensaio ou com o estado inicial do corpo de prova. Em linhas gerais, percebe-se o aumento na magnitude dos valores de módulo de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio. Também se percebe o aumento do módulo de cisalhamento com a redução do índice de vazios inicial do corpo de prova. A redução nos valores de módulo de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento é expressiva até níveis de deformação de cisalhamento de 0,1%.

A Figura 6.5 também apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para todos os ensaios realizados na segunda etapa de ensaios na Areia Clara. Porém a Figura 6.5 apresenta um “zoom” da Figura 6.4. São apresentadas as deformações de cisalhamento variando de 0,1% até 10%, correspondendo à faixa de deformações de maior interesse na maioria das aplicações práticas que não envolvem comportamento dinâmico de obras geotécnicas.

A Figura 6.5 apresenta valores de módulo de cisalhamento muito menores, isto é, em torno de 40% dos valores máximos apresentados na Figura 6.4, os quais foram obtidos para as menores deformações de cisalhamento determinadas com aceitável resolução (cerca de 0,03%). Entretanto, as curvas de módulo de cisalhamento apresentam padrões bem definidos, com reduções suaves nos valores de módulo com o aumento da deformação de cisalhamento. Percebe-se também o aumento nos valores de módulo com o aumento da tensão vertical. Para a mesma tensão vertical aplicada, os valores de módulo de cisalhamento obtidos nos ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara com os menores índices de vazios (tipo “B”) são maiores do que os obtidos nos ensaios realizados com os maiores índices de vazios (tipo “A”).

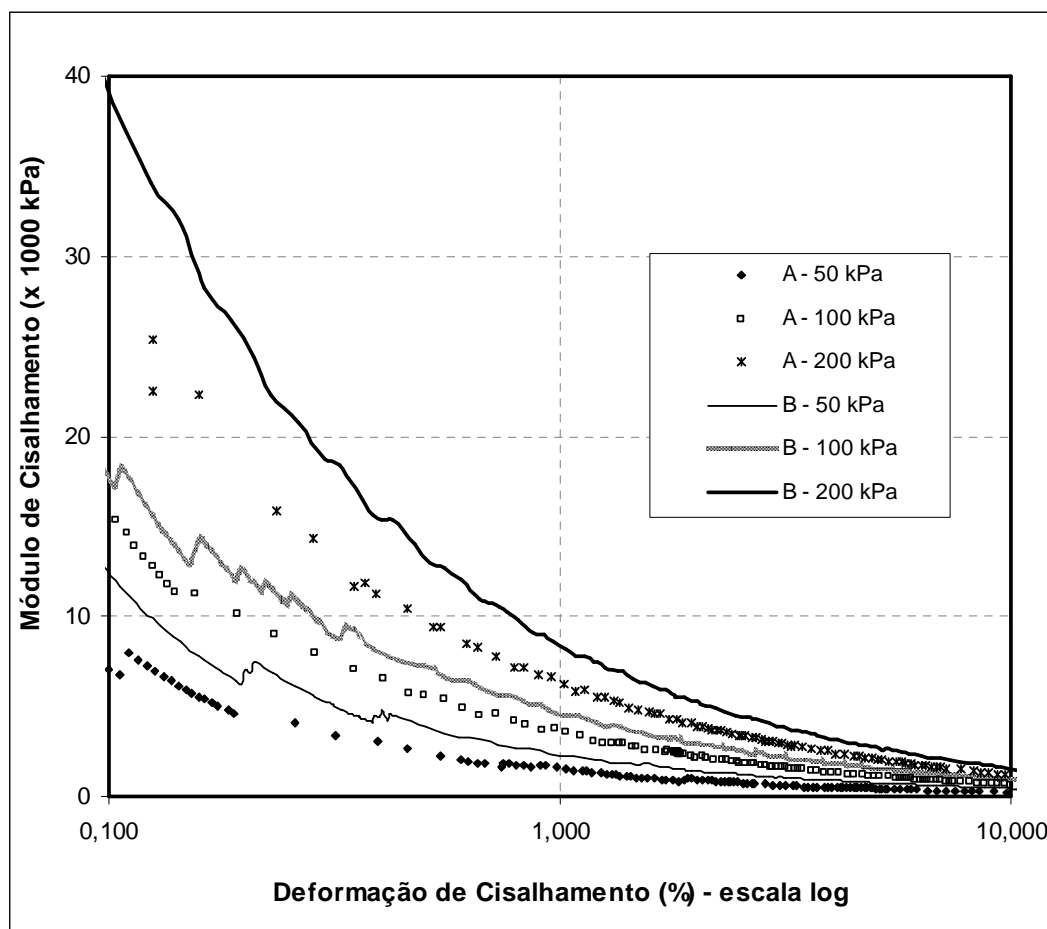


Figura 6.5. Módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Clara (evidenciando deformações entre 0,1% e 10%).

6.2.2. Areia Escura

Como já comentado, a Areia Clara e a Areia Escura foram anteriormente estudadas por Marcon (2005), que realizou ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais nestes solos. O mesmo autor realizou, para os dois solos, ensaios na condição seca e na condição inundada e observou que, para a Areia Clara, não houve diferença significativa nos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nas duas condições. Já para a Areia Escura, os parâmetros de resistência ao cisalhamento, assim obtidos, foram significativamente diferentes. Desta forma, foram realizados nesta tese ensaios *simple shear* na Areia Escura tanto na condição seca como na condição inundada. Os resultados apresentados por Marcon (2005) são comparados com os obtidos nos ensaios *simple shear* desta tese nas seções 6.4 e 6.5.

A seguir os resultados dos ensaios *simple shear* realizados na Areia Escura são comparados. Primeiramente são comparados entre si os resultados dos ensaios realizados nos corpos de prova moldados na condição seca ao ar (teor de umidade de aproximadamente 0,7%) e cisalhados nesta condição (a seguir denominados “Areia Escura seca”); depois são feitas as comparações entre os resultados dos ensaios *simple shear* realizados nos corpos de prova moldados na condição seca ao ar, mas cisalhados na condição inundada (a seguir denominados “Areia Escura inundada”).

6.2.2.1. Areia Escura seca

A Figura 6.6 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento obtidas com os ensaios *simple shear* realizados na segunda etapa para a Areia Escura seca. Os ensaios identificados por “A” correspondem aos corpos de prova com maiores índices de vazios ($e \sim 0,95$) e os ensaios identificados por “B” aos menores índices de vazios ($e \sim 0,78$). As curvas apresentam aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da deformação de cisalhamento até a ruptura, sem apresentar pico de resistência claramente definido ou qualquer redução na tensão de cisalhamento após a ruptura. Verifica-se na análise destas curvas o aumento da tensão de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio e, para uma mesma tensão vertical, identificam-se valores maiores de tensão de cisalhamento para os ensaio tipo “B”.

Na Figura 6.6, a deformação volumétrica, representada pela deformação vertical, apresenta comportamento basicamente de contração para os ensaios tipo “A”, sem apresentar, entretanto, estabilização a grandes deformações. Para os ensaios tipo “B”, o comportamento variou, apresentando basicamente contração para as tensões mais elevadas, com uma leve tendência dilatante para deformações de cisalhamento próximas à ruptura.

Na Figura 6.6 também se observa a qualidade adequada dos resultados apresentados, com curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento que apresentam aumento na magnitude da tensão de cisalhamento com o aumento da tensão vertical de ensaio. Além disto, para uma mesma tensão vertical, a magnitude da tensão de cisalhamento é maior para os ensaios realizados com os menores índices de vazios (ensaios tipo “B”).

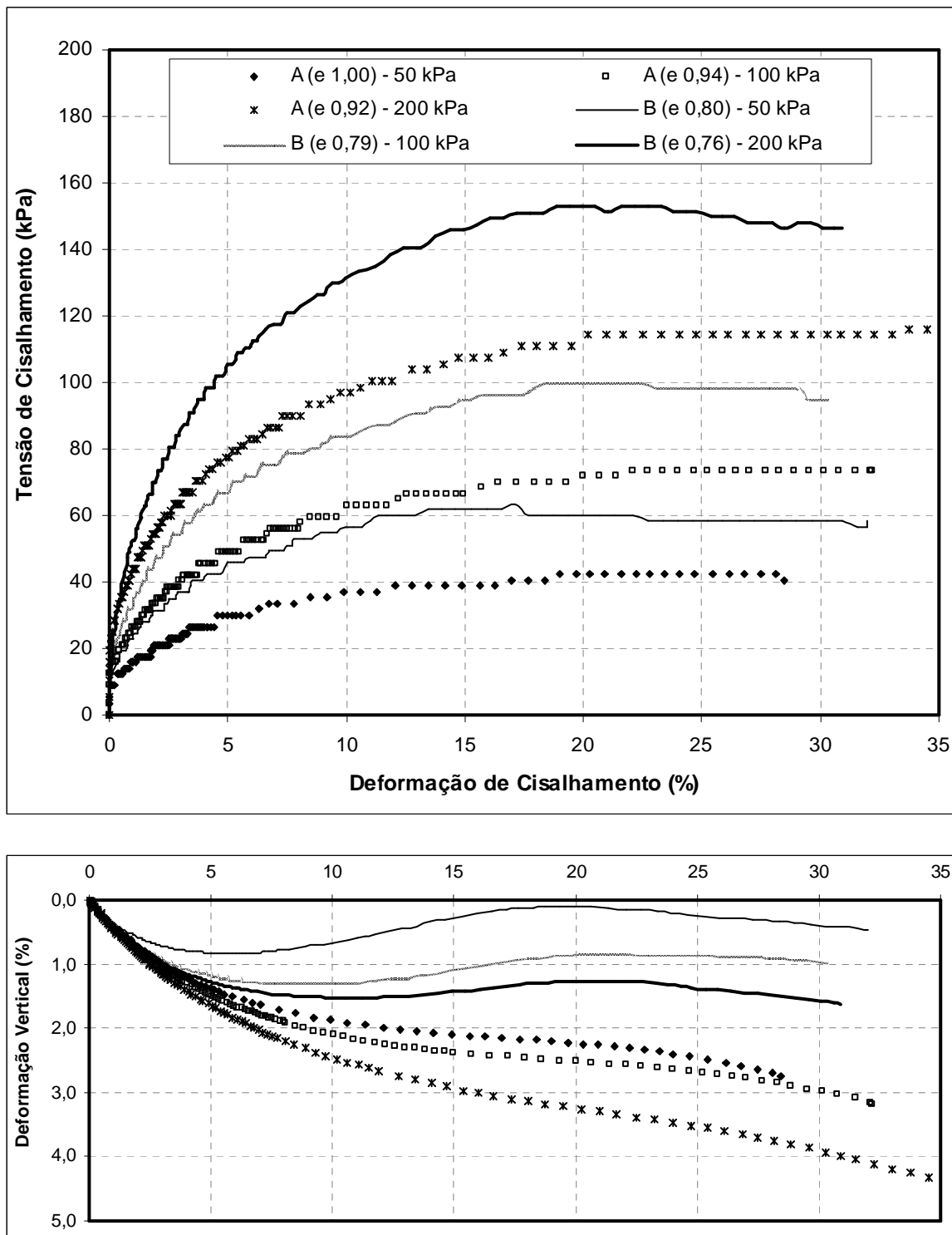


Figura 6.6. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e deformação vertical x deformação de cisalhamento, para a Areia Escura seca.

Os resultados apresentados nas Figuras 6.1 e 6.6 são, em linhas gerais, os resultados esperados para o comportamento tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento nos solos arenosos. Esta é uma boa indicação de que os resultados encontrados com os ensaios *simple shear* representam o comportamento geomecânico destes solos, para as trajetórias de tensões correspondentes ao ensaio *simple shear*.

A Figura 6.7 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura seca; foram considerados os ensaios *simple shear* realizados na segunda etapa. As envoltórias apresentadas na Figura 6.7 foram obtidas pelo método de regressão linear, admitindo a existência de intercepto coesivo. Para os ensaios tipo “A” foram encontrados $c' = 17,5$ kPa e $\phi' = 26,7^\circ$, correspondendo ao intervalo de tensões verticais entre 50 kPa e 200 kPa. A envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios tipo “B” é representada por $c' = 36$ kPa e $\phi' = 30,5^\circ$, no mesmo intervalo de tensões verticais.

Na Areia Escura seca, em ambos os estados iniciais, a presença de intercepto coesivo está relacionada com a sucção (presente no solo com baixa umidade) e com o material de recobrimento encontrado sobre os grãos (ver Figura 4.8, no Capítulo 4), segundo Marcon (2005). Este material de recobrimento dos grãos, aliado à sucção, é responsável por ligações fracas entre os grãos, com características de cimentação. Esta cimentação aparentemente provoca, sob tensões verticais baixas, aumentos significativos na rigidez e na resistência ao cisalhamento do solo (ver Figuras 6.14 e 6.15) e, assim, os valores de tensão de cisalhamento mobilizados nos ensaios de cisalhamento direto ou *simple shear* são comparativamente bastante altos. Para as tensões verticais mais altas, esta cimentação não parece ter grande influência e os valores de tensão de cisalhamento encontrados são comparativamente baixos. Esta combinação de fatores reduz a inclinação da envoltória de ruptura e provoca o aparecimento de intercepto coesivo. Nos ensaios tipo “B”, menores índices de vazios, além da sucção e do efeito cimentante, o maior travamento entre as partículas contribui para o maior valor de intercepto coesivo neste estado.

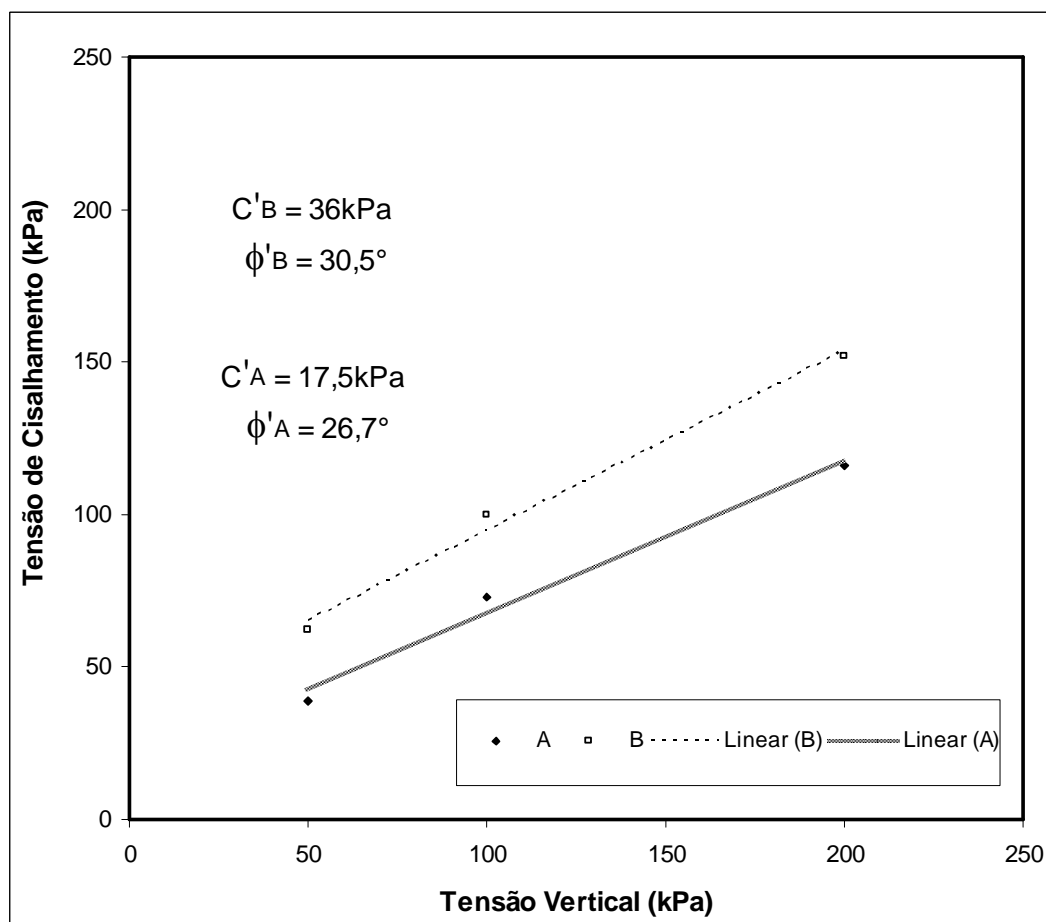


Figura 6.7. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura seca.

As Figuras 6.8 e 6.9 apresentam as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento obtidas para os ensaios realizados na Areia Escura seca na segunda etapa de ensaios. A Figura 6.8 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento para as deformações de cisalhamento variando de 0,03% até 30%, abrangendo todo o intervalo de ensaio. Como a deformação de cisalhamento é apresentada na escala logarítmica, são enfatizadas as pequenas deformações, ou seja, as deformações de cisalhamento inferiores a 0,1%. Como antes, os valores de módulo de cisalhamento apresentam acentuada redução para deformações de cisalhamento inferiores a 0,1%. Verifica-se, também, que não há correlação bem estabelecida com a tensão vertical de ensaio nem com o estado inicial do corpo de prova, para este intervalo inicial de deformações.

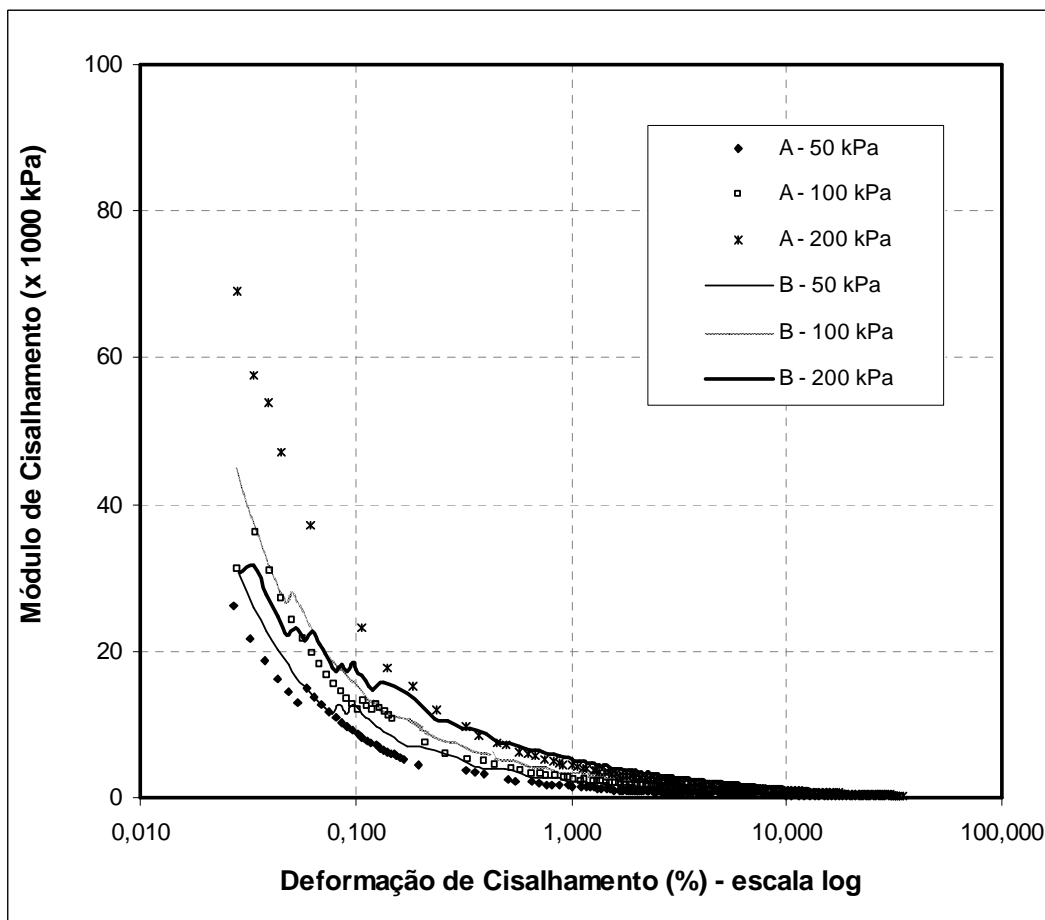


Figura 6.8. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura seca (ênfatisadas as pequenas deformações).

A Figura 6.9 apresenta um “zoom” da Figura 6.8. Na Figura são apresentadas as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, porém são ênfatisadas as deformações maiores, variando de 0,1% até 10%. Percebe-se a melhor correlação entre as curvas de módulo de cisalhamento, apresentadas na Figura 6.9, com os valores de módulo de cisalhamento aumentando com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio e, para a mesma tensão vertical, os valores de módulo de cisalhamento se apresentam maiores para os ensaios realizados na condição inicial compacta. Nota-se, também, que os maiores valores de módulo de cisalhamento apresentados na Figura 6.9 ficam em torno de 40% dos valores máximos apresentados na Figura 6.8.

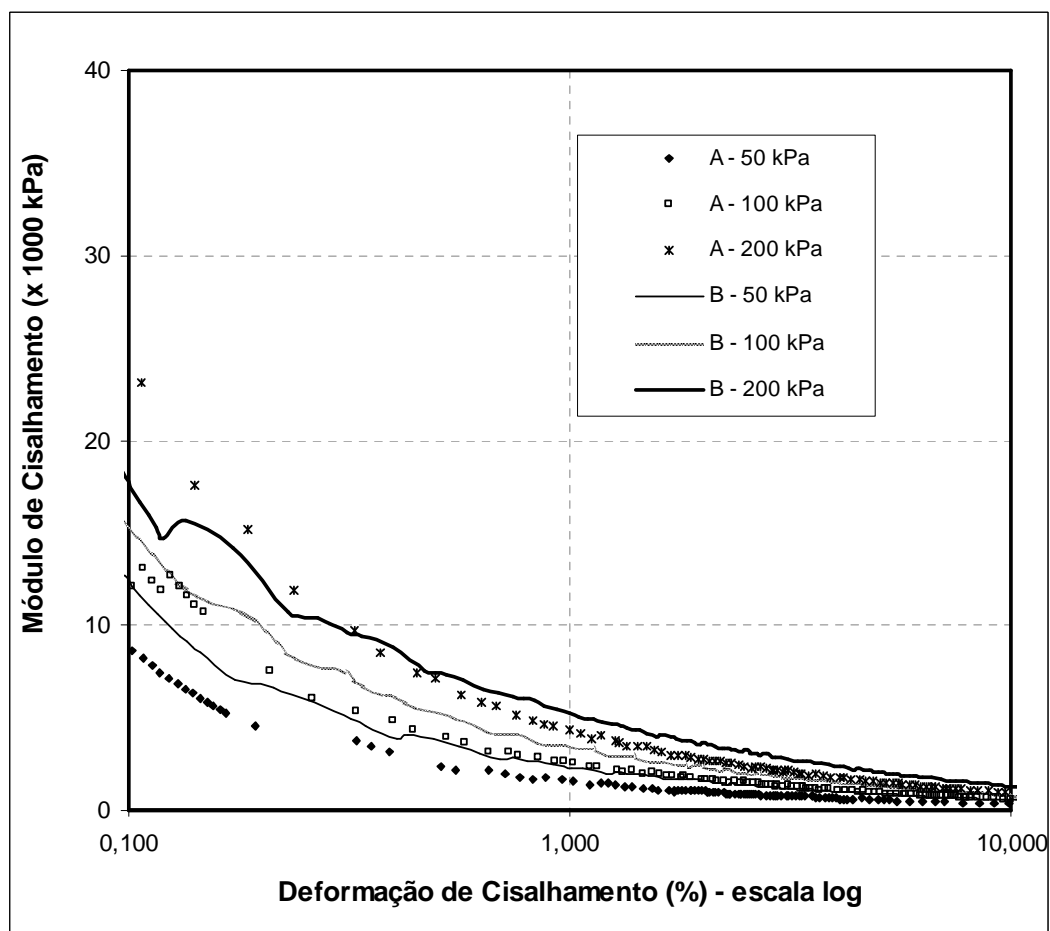


Figura 6.9. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura seca (ênfatisadas as deformações entre 0,1% e 10%).

6.2.2.2. Areia Escura inundada

Como apresentado no Capítulo 5, os ensaios *simple shear* realizados na Areia Escura na condição inundada não apresentaram diferenças significativa no índice de vazios. Apesar de os diferentes estados iniciais desejados terem sido claramente obtidos no procedimento de moldagem dos corpos de prova, estes estados não puderam mais ser diferenciados devido à ocorrência de colapso na fase de percolação. A redução no índice de vazios dos corpos de prova após estas etapas terem sido completadas foi muito grande, tornando todos os corpos de prova efetivamente compactos. As curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento apresentadas na Figura 6.10 ilustram todos os seis ensaios realizados na Areia Escura inundada. Na Figura 6.10 os ensaios representados por “A” referem-se aos corpos de

prova moldados com os maiores índices de vazios ($e \sim 0,69$) e os ensaios representados por “B” referem-se aos corpos de prova moldados com os menores índices de vazios ($e \sim 0,63$).

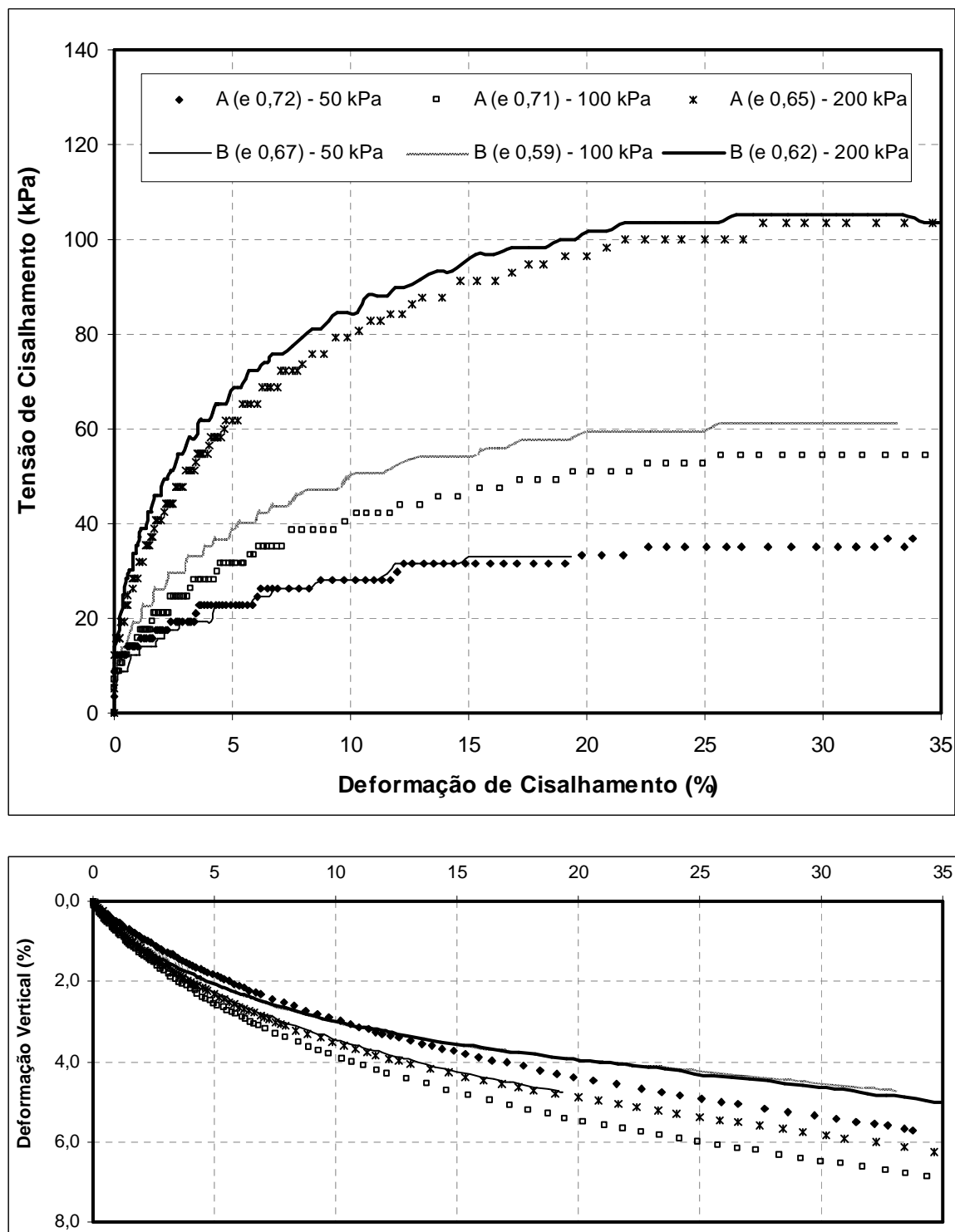


Figura 6.10. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e deformação vertical x deformação de cisalhamento, para a Areia Escura inundada.

A Figura 6.11 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento obtidas com os ensaios inundados para a Areia Escura. Na Figura 6.11 são apresentadas as deformações de cisalhamento variando de 0,03% até 30%, abrangendo todo o intervalo de ensaio. Os valores de módulo de cisalhamento apresentam acentuada redução para deformações de cisalhamento inferiores a 0,1%. Nota-se, em linhas gerais, o aumento do módulo de cisalhamento com a tensão vertical aplicada. Como os valores do índice de vazios inicial de todos os ensaios com amostras inundadas apresentam-se dentro de um intervalo relativamente estreito (entre 0,59 e 0,72), estes não apresentam influência clara nos módulos de cisalhamento apresentados na Figura 6.11.

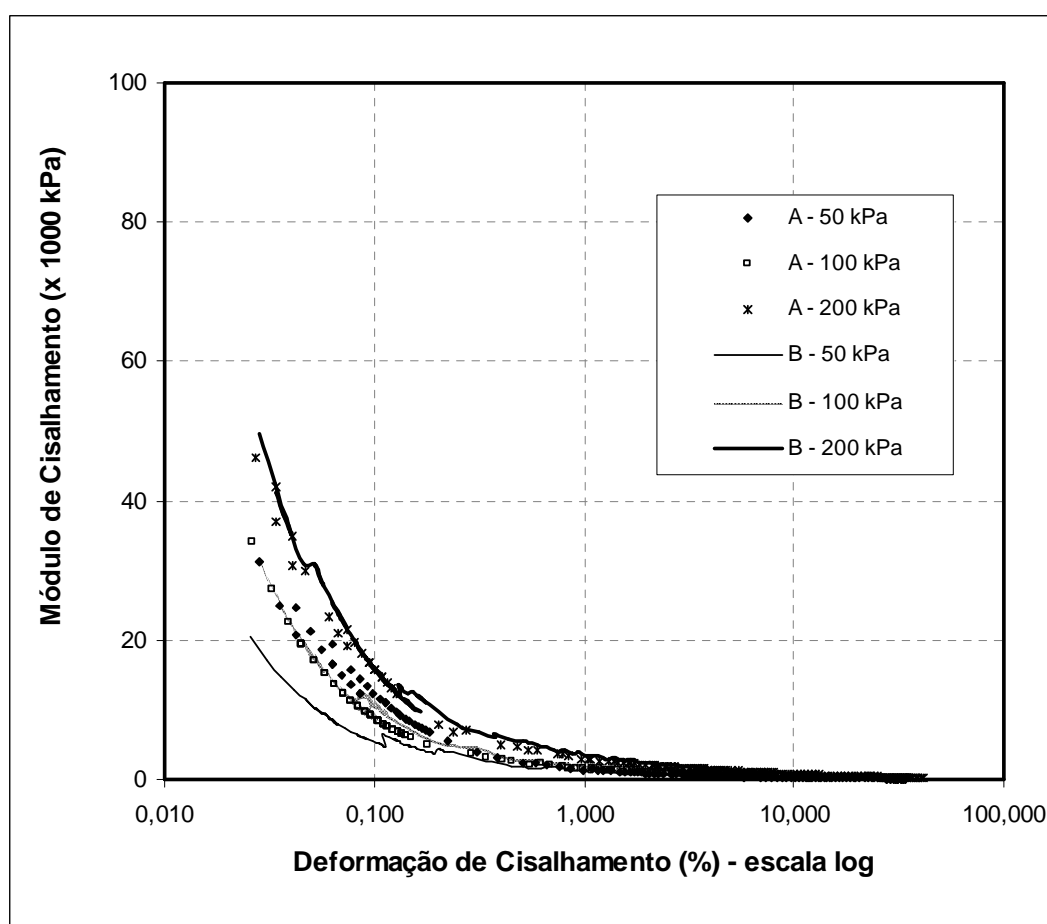


Figura 6.11. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura inundada (ênfatisadas as pequenas deformações).

A Figura 6.12 também apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, porém são enfatizadas as maiores deformações, variando de 0,1% até 10%. Os maiores valores de módulo de cisalhamento apresentados na Figura 6.12 são em torno de 35% dos valores máximos apresentados na Figura 6.11. Identifica-se ainda, nas Figuras 6.11 e 6.12, o aumento do módulo de cisalhamento com o aumento da tensão vertical de ensaio. Os ensaios identificados por “B” apresentaram índices de vazios ligeiramente menores do que os ensaios identificados por “A” (ver Tabela 6.1). Assim, como se pode verificar nas curvas apresentadas na Figura 6.10 e 6.12, os valores de tensão de cisalhamento na ruptura e de módulo de cisalhamento são pouco maiores para estes ensaios.

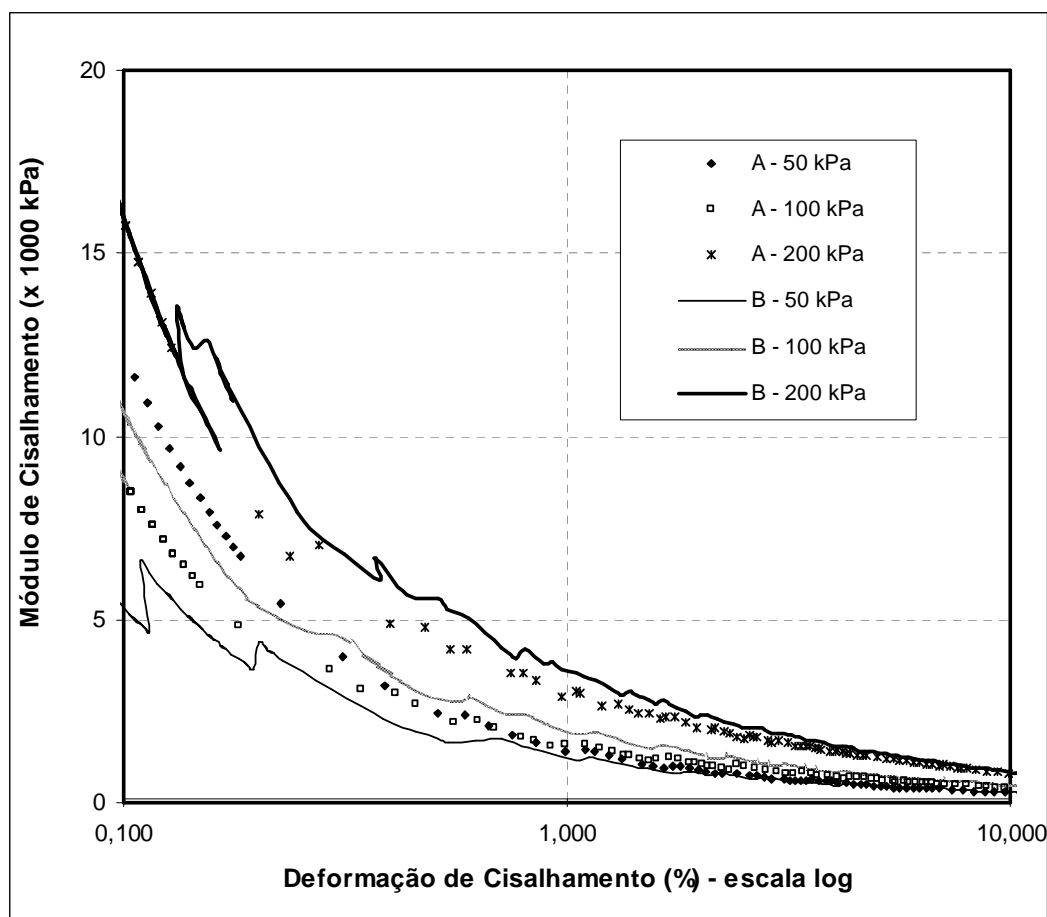


Figura 6.12. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura inundada (grandes deformações).

6.2.2.3. Comparação dos resultados dos ensaios *simple shear* realizados na Areia Escura, nas condições seca e inundada.

A seguir são comparados os resultados dos ensaios *simple shear* com a Areia Escura seca e inundada. A Tabela 6.1 apresenta um resumo das condições dos corpos de prova desses ensaios. Na Tabela 6.1 o índice de vazios inicial refere-se ao valor no início da fase de cisalhamento.

Tabela 6.1. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* realizados na Areia Escura.

Areia	Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	Deformação de cisalhamento na ruptura (%)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deformação de cisalhamento final (%)	Tensão de cisalhamento final (kPa)
Escura (seco)	A	50	1,00	12	39	28	39
		100	0,94	15	73	33	73
		200	0,92	20	116	35	116
	B	50	0,80	12	60	32	59
		100	0,79	18	100	31	98
		200	0,76	20	152	32	148
Escura (inundado)	A	50	0,72	23	35	34	35
		100	0,71	25	55	36	55
		200	0,65	22	104	41	104
	B	50	0,67	15	33	19	33
		100	0,59	20	60	34	60
		200	0,62	22	106	35	106

Percebe-se a grande diferença no índice de vazios inicial desses ensaios; os ensaios realizados na Areia Escura com os corpos de prova inundados apresentaram valores de índice de vazios inicial bem menores do que os ensaios realizados em corpos de prova secos. Vale ressaltar que o processo de moldagem dos corpos de prova foi feito com areia seca em todos os ensaios e os índices de vazios de moldagem são similares para os corpos de prova “A” e para os corpos de prova “B”. A redução no índice de vazios dos ensaios inundados ocorreu na fase de percolação dos ensaios. Os valores altos de índice de vazios inicial, encontrados nos corpos de prova de areia seca, são resultantes da presença do material de recobrimento do grão e da sucção associada aos baixos teores de umidade. A evidência disto é que, quando o corpo de prova é inundado, a redução no índice de vazios pode alcançar 30%.

Apesar dos ensaios com corpos de prova inundados apresentarem índices de vazios até menores do que os ensaios com corpos de prova secos “B”, o comportamento se assemelha ao obtido nos ensaios com corpos de prova secos “A”. A Figura 6.13 apresenta a comparação das curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento e de índice de vazios versus deformação de cisalhamento, para os ensaios realizados na Areia Escura, com corpos de prova inundados (representados por “A_{inun}” e “B_{inun}” e corpos de prova secos, somente os ensaio tipo “A” (representados somente por “A”).

Na Figura 6.13 verifica-se que, apesar dos índices de vazios iniciais dos corpos de prova nos ensaios inundados serem menores que os índices de vazios iniciais nos ensaios com corpos de prova secos tipo “A”, as tensões de cisalhamento na ruptura, atingidas nos ensaios inundados, são menores, para todas as tensões verticais ensaiadas. Nota-se também que, em todos os ensaios, a tendência é apresentarem comportamento de contração, com grande variação no índice de vazios.

A Tabela 6.2 apresenta uma comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura, considerando todos os ensaios *simple shear* realizados.

Tabela 6.2. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura.

Areia	Ensaio	c' (kPa)	φ' (°)
Escura (seco)	A	17,5	26,7
	B	36	30,5
Escura (inundado)	A e B	11	25,2

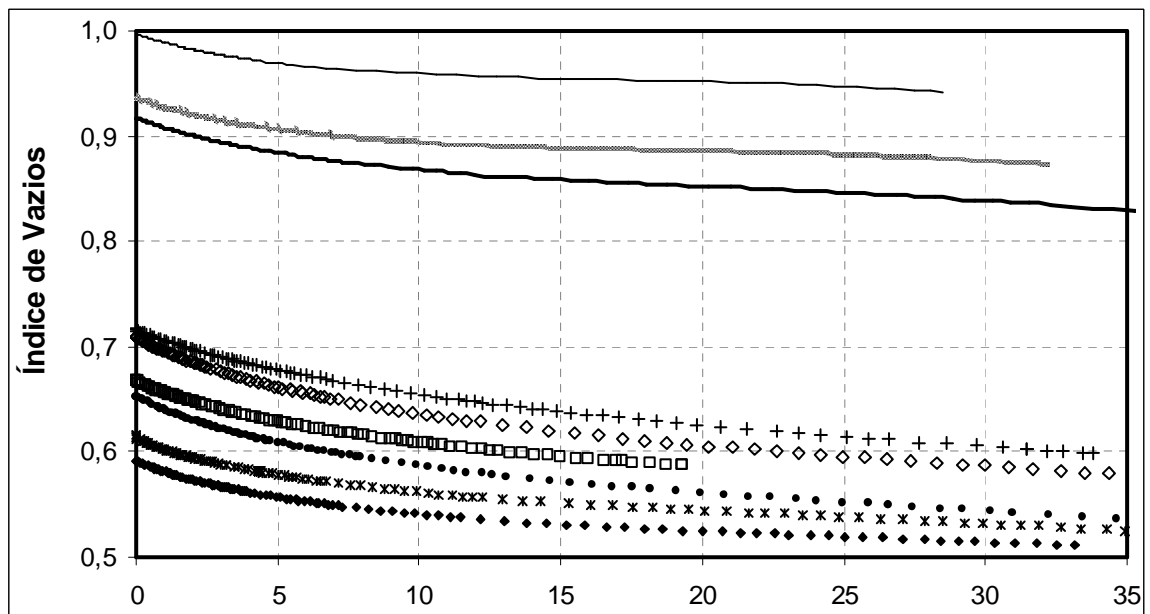
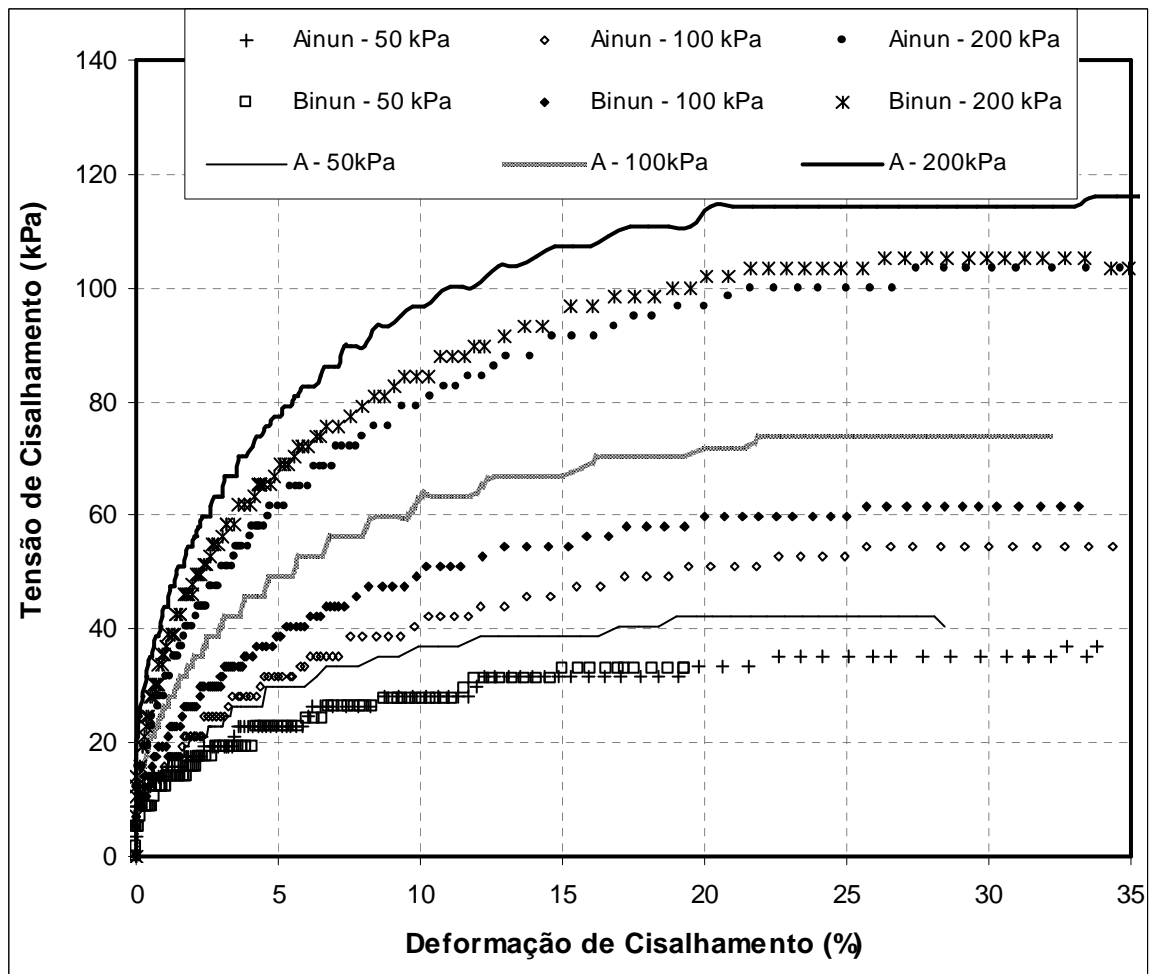


Figura 6.13. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e índice de vazios x deformação de cisalhamento para a Areia Escura.

Na Figura 6.14, são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura obtidas com os ensaios *simple shear* em corpos de prova secos e inundados. Verifica-se, na Figura 6.14, que essas envoltórias são aproximadamente paralelas, porém a envoltória de resistência ao cisalhamento dos ensaios com corpos de prova inundados apresenta valor de intercepto coesivo bem menor. Na Figura 6.14 verifica-se que a presença de intercepto coesivo nas envoltórias de resistência ao cisalhamento ocorre nas três condições ensaiadas, não podendo, portanto, ser associada somente à sucção (presente quando o solo está com baixa umidade, mas praticamente eliminada na inundação). O material de recobrimento dos grãos também parece ser responsável por uma parte desse intercepto coesivo, resultando em uma envoltória de resistência ao cisalhamento não linear no caso inundado.

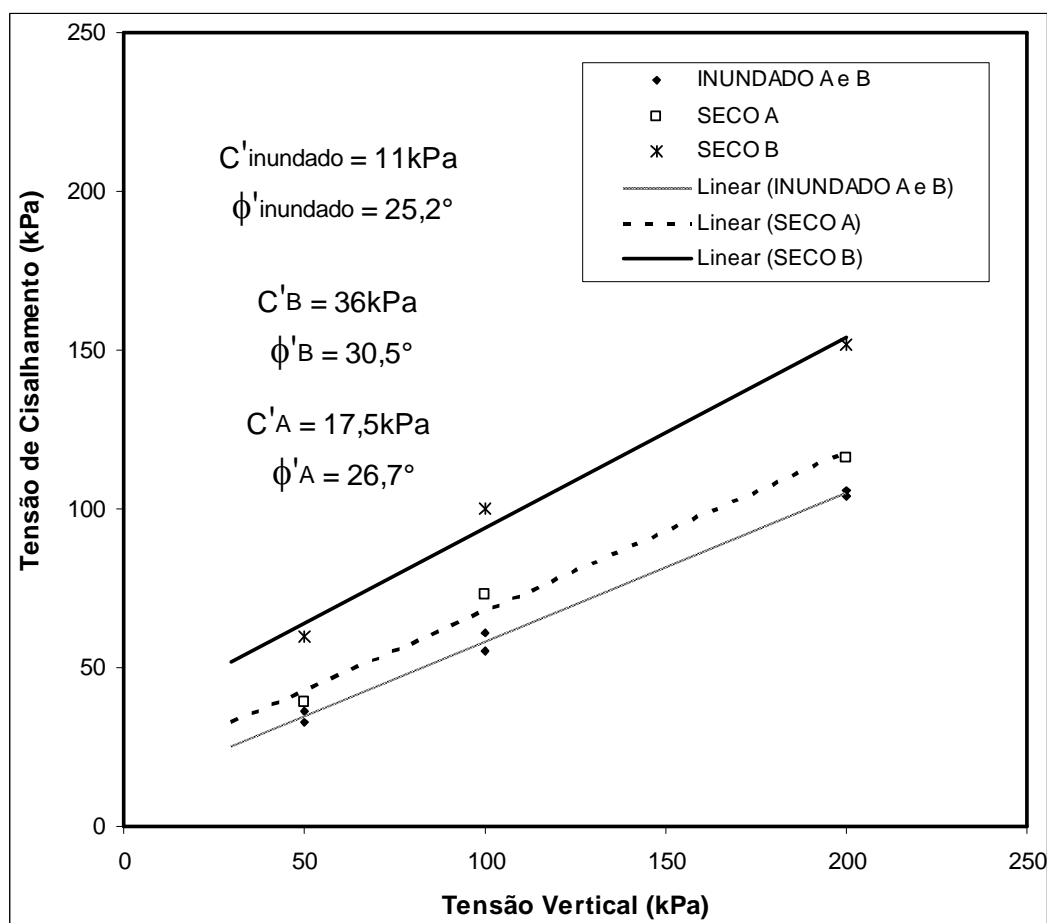


Figura 6.14. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Escura.

Na Figura 6.15 são comparadas as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento obtidas para a Areia Escura, considerando os ensaios *simple shear* com corpos de prova inundados e os ensaios com corpos de prova secos “A”. São consideradas nesta comparação as deformações de cisalhamento maiores que 0,1 %. Nas curvas apresentadas na Figura 6.15, verifica-se que os valores de módulo de cisalhamento são menores para os ensaios com corpos de prova inundados, quando comparados com os ensaios com corpos de prova secos “A”, ambos realizados sob a mesma tensão vertical. Esta redução na rigidez, mesmo com a grande redução no índice de vazios dos corpos de prova inundados, indica que a sucção e a micro-estrutura devida à cimentação são os parâmetros principais na definição do comportamento da Areia Escura.

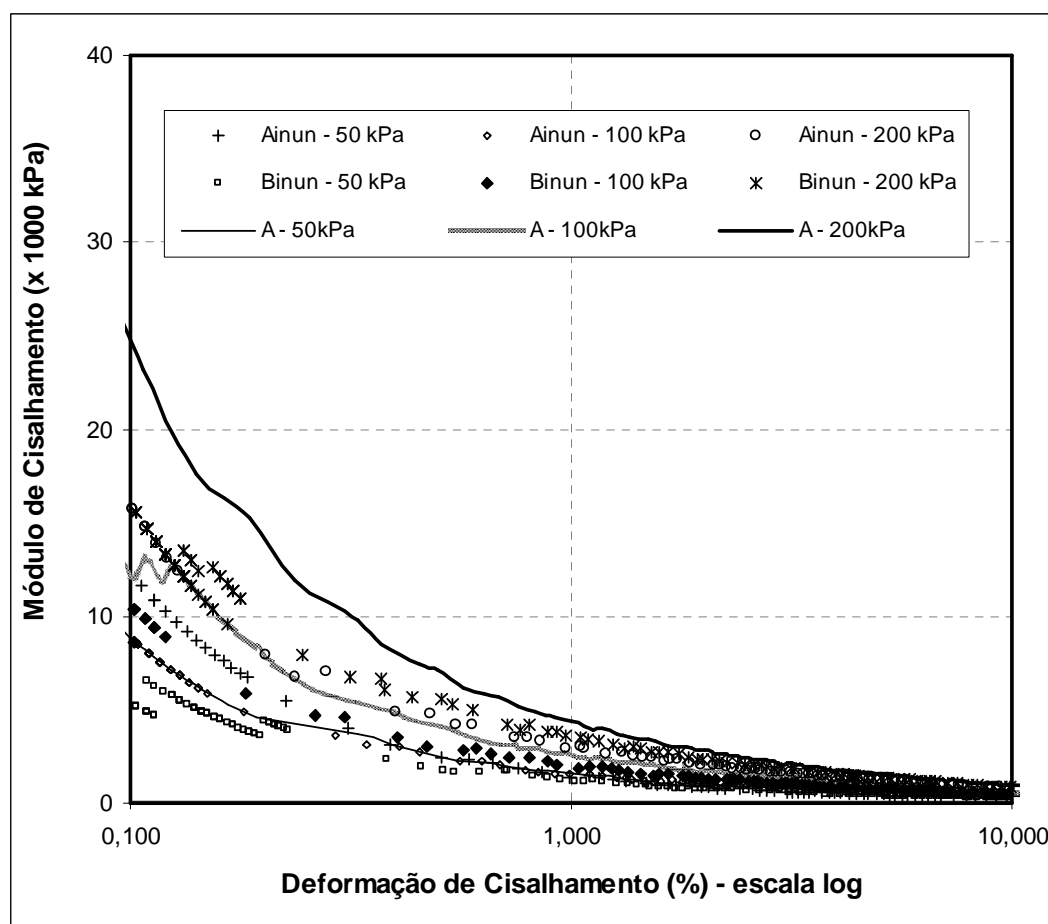


Figura 6.15. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento para a Areia Escura.

6.3. Comparação entre os Resultados Obtidos para a Areia Clara e para a Areia Escura

A seguir, os resultados dos ensaios *simple shear* obtidos para a Areia Clara e para a Areia Escura, apresentados no Capítulo 5 e já comentados nas seções anteriores são comparados entre si. A discussão dos resultados, a seguir, considera apenas os resultados dos ensaios *simple shear* realizados. Nas próximas seções, os resultados dos ensaios *simple shear* desta tese são comparados com outros ensaios (triaxiais e cisalhamento direto) realizados na Areia Clara e na Areia Escura por Marcon (2005).

A Tabela 6.3 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios *simple shear*, realizados na segunda etapa de ensaios, nos dois solos arenosos estudados nesta tese. Estes resultados foram apresentados nas Figuras 6.1, 6.6, 6.9 e 6.13, referentes às curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento. Na Tabela 6.3 são apresentados os valores correspondentes às condições de ruptura de pico e de grandes deformações. Os valores de índice de vazios, apresentados na Tabela 6.3, correspondem aos valores no início da fase de cisalhamento, isto é, após terem sido completados o adensamento e a percolação nos ensaios com corpos de prova de Areia Escura inundados.

A Figura 6.16 apresenta os valores de resistência ao cisalhamento versus tensão vertical, determinados com ensaios *simple shear* realizados nas duas areias, para a ruptura em grandes deformações. Nota-se que esses valores de tensão de cisalhamento na ruptura, quando encontrados nos ensaios com corpos de prova secos, realizados com os menores índices de vazios, “B”, para os dois solos, foram maiores que os valores encontrados para os ensaios com corpos de prova secos, realizados com os menores índices de vazios, “A”. Os ensaios com corpos de prova inundados, realizados na Areia Escura, apresentaram os menores valores de resistência ao cisalhamento nessa condição, em relação a qualquer outro ensaio.

A Tabela 6.4 apresenta um resumo dos resultados apresentados nas Figuras 6.2 e 6.7 e 6.14, referentes aos parâmetros de resistência ao cisalhamento para a Areia Clara e para a Areia Escura. Na Tabela 6.4 são apresentados os parâmetros obtidos nas condições de ruptura de pico e nas condições finais (isto é, a grandes deformações) para os dois solos na condição seca. São também apresentados os parâmetros encontrados nos ensaios inundados, para a Areia Escura.

Tabela 6.3. Resumo dos resultados dos ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara e na Areia Escura.

Areia	Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	Deformação de cisalhamento na ruptura (%)	Tensão de cisalhamento na ruptura (kPa)	Deformação de cisalhamento final (%)	Tensão de cisalhamento final (kPa)
Clara	A	50	0,72	8	25	32	25
		100	0,73	15	70	33	70
		200	0,67	15	130	34	128
	B	50	0,56	12	48	32	40
		100	0,54	12	92	29	79
		200	0,55	12	158	30	128
Escura (seco)	A	50	1,00	12	39	28	39
		100	0,94	15	73	33	73
		200	0,92	20	116	35	116
	B	50	0,80	12	60	32	59
		100	0,79	18	100	31	98
		200	0,76	20	152	32	148
Escura (inundado)	A	50	0,72	23	35	34	35
		100	0,71	25	55	36	55
		200	0,65	22	104	41	104
	B	50	0,67	15	33	19	33
		100	0,59	20	60	34	60
		200	0,62	22	106	35	106

Tabela 6.4. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios da segunda etapa realizados na Areia Clara e na Areia Escura.

Areia	Ensaio	c'_{pico} (kPa)	ϕ'_{pico} (°)	c'_{GD} (kPa)	ϕ'_{GD} (°)
Clara	A			0	33,1
	B	14	35,9	15,5	29,8
Escura (seca)	A			17,5	26,7
	B			36	30,5
Escura (inundada)	A e B			11	25,2

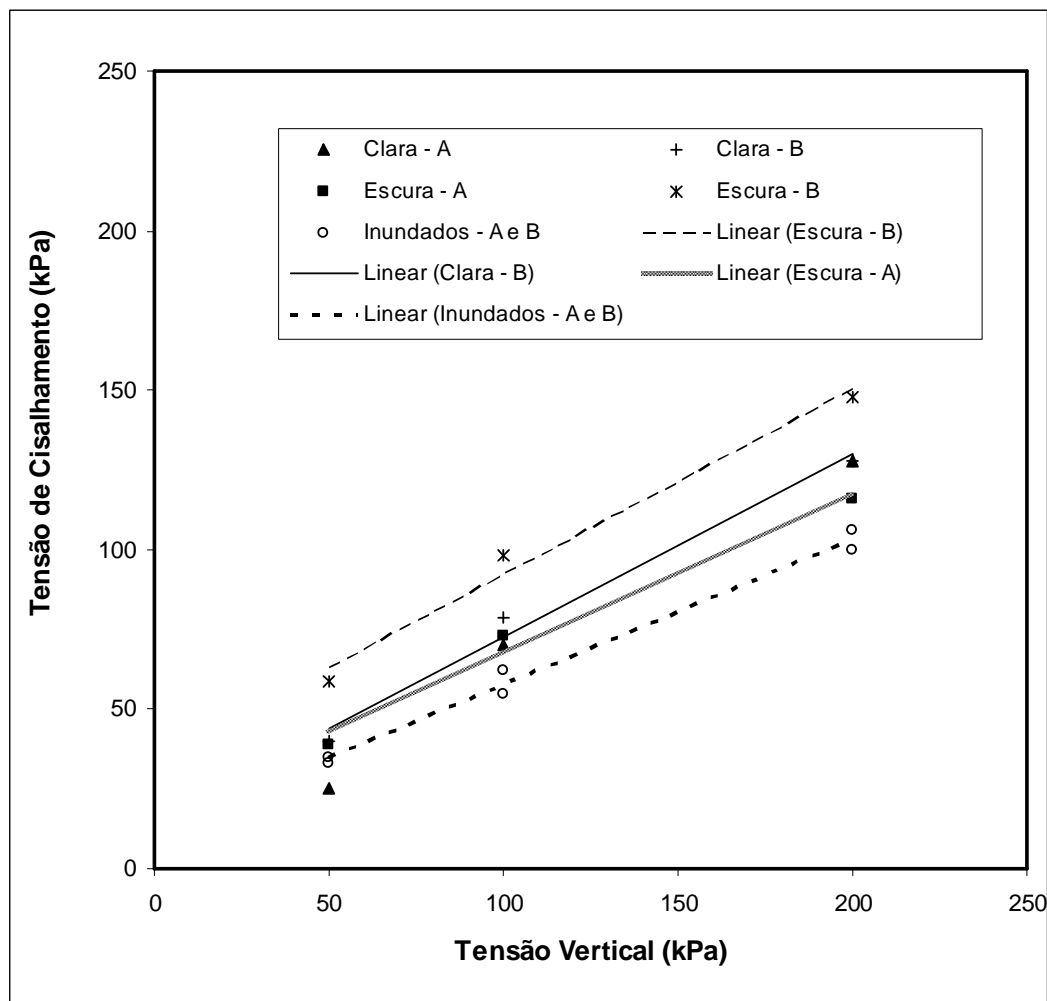


Figura 6.16. Valores de resistência ao cisalhamento x tensão vertical para os ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara e na Areia Escura (ruptura em grandes deformações).

As Figuras 6.17 e 6.18 apresentam as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento. Na Figura 6.17 são apresentadas as curvas obtidas para os ensaios em corpos de prova secos, tipo “A”, ou seja, realizados com os maiores índices de vazios, tanto na Areia Clara como na Areia Escura. As curvas apresentadas na Figura 6.17 mostram que, para a tensão vertical de 50kPa, os valores de módulo de cisalhamento são idênticos nos dois solos; já para as tensões verticais maiores de 100kPa e 200kPa, os valores de módulo de cisalhamento obtidos são maiores para a Areia Clara. Nota-se também o aumento, quase proporcional, do valor do módulo de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio.

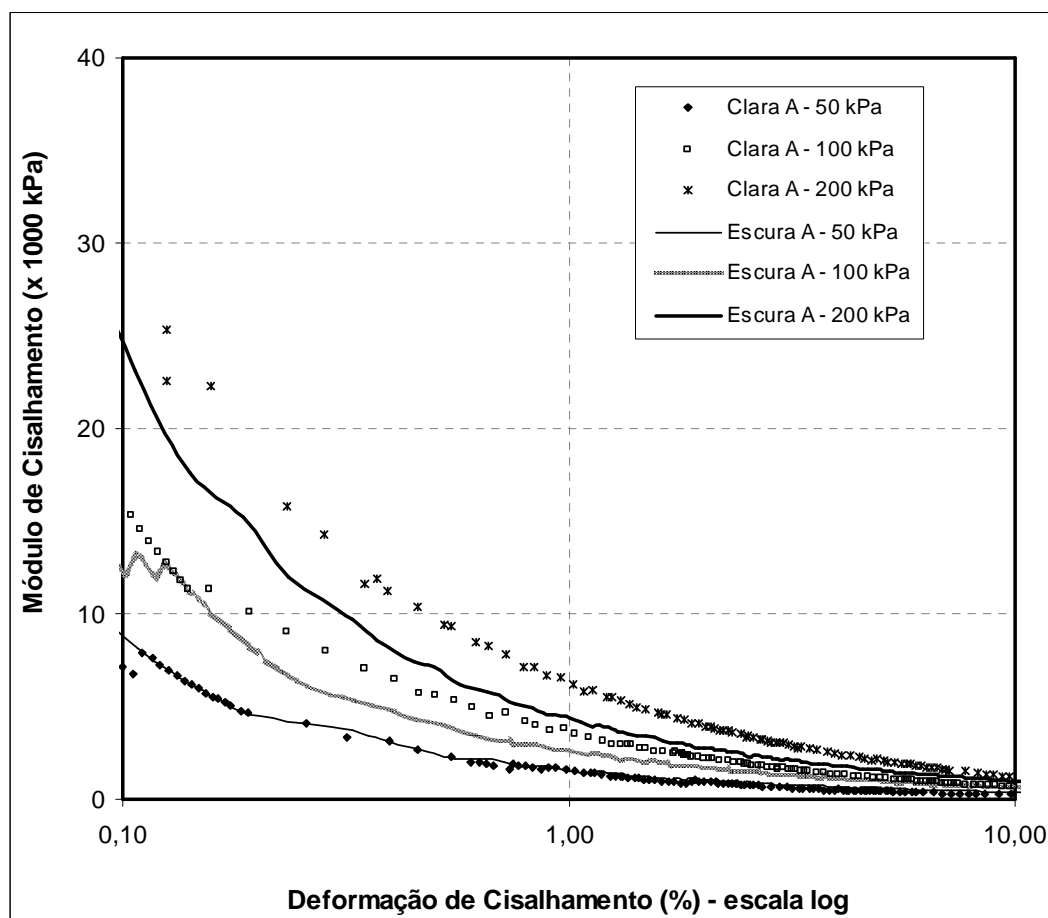


Figura 6.17. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para os ensaios da segunda etapa realizados na Areia Clara e na Areia Escura, com os maiores índices de vazios.

A mesma situação é verificada na Figura 6.18, que apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento para os ensaios em corpos de prova secos realizados com os menores índices de vazios, para a Areia Clara e para a Areia Escura. Na tensão vertical de 50kPa, os valores de módulo de cisalhamento são idênticos nos dois solos; já para as tensões verticais maiores de 100kPa e 200kPa, os valores de módulo de cisalhamento obtidos são maiores para a Areia Clara. A diferença entre os valores de módulo para os dois solos, em ensaios realizados na mesma tensão vertical, é maior para os ensaios em corpos de prova compactos, como pode ser visto na Figura 6.18.

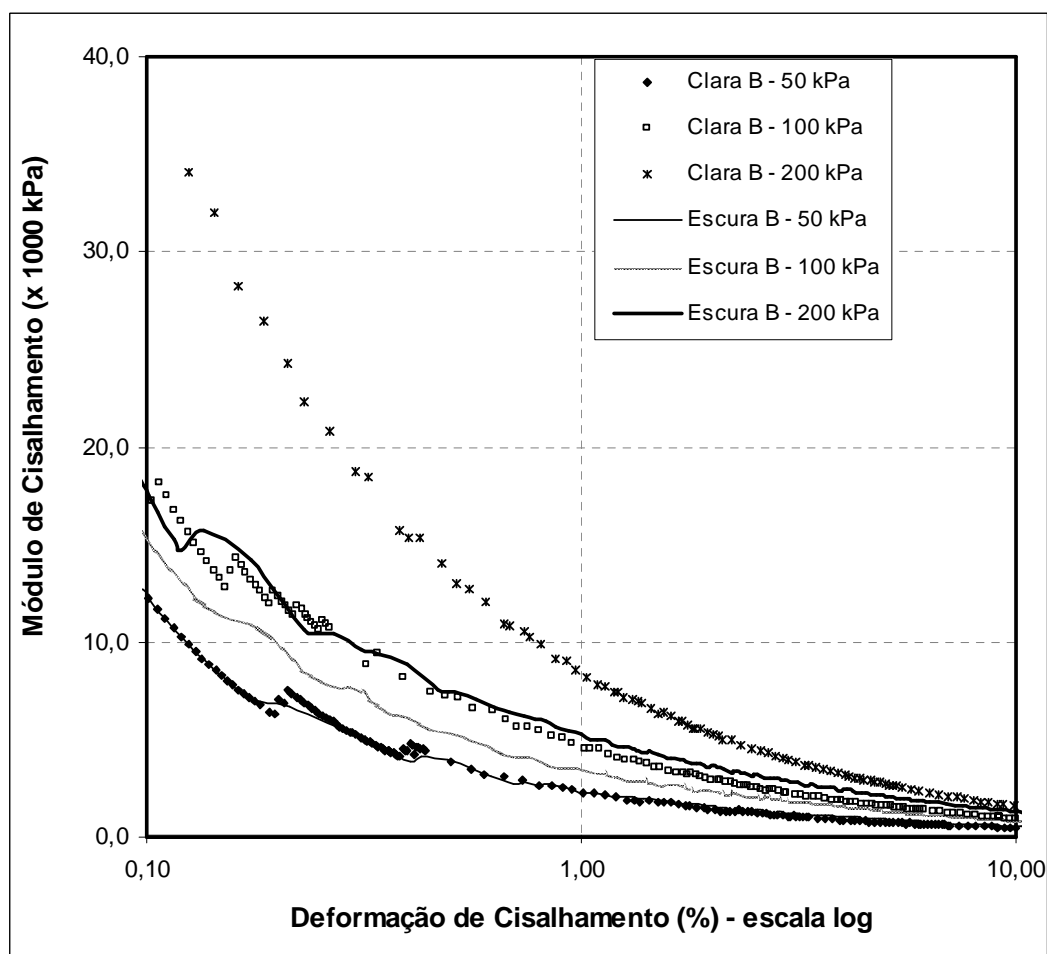


Figura 6.18. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para os ensaios da segunda etapa realizados na Areia Clara e na Areia Escura, com os menores índices de vazios.

Nas Figuras 6.17 e 6.18, somente foram plotadas as deformações de cisalhamento maiores de 0,1%. Para as deformações de cisalhamento menores do que 0,1% os resultados nos valores de módulo de cisalhamento tem uma razoável dispersão, o que pode ser causado pelas imprecisões nas medições realizadas no ensaio, especialmente com relação às deformações. As medidas de deslocamento e carga são feitas externamente ao corpo de prova, como indicado nos Capítulos 3 e 4, o que torna pouco precisas as medidas realizadas a deformações muito pequenas. Além disto, a resolução dos transdutores de deslocamento do tipo resistivo, utilizados nestes ensaios, não possibilita medições confiáveis para deformações de cisalhamento inferiores a cerca de 0,03%.

A Tabela 6.5 apresenta um resumo dos resultados apresentados nas Figuras 6.4, 6.5, 6.8, 6.9, 6.11 e 6.12, referentes aos valores de módulo cisalhamento encontrados para os ensaios em corpos de prova secos e inundados, realizados nas Areias Clara e Escura.

Tabela 6.5. Resumo dos valores de módulo cisalhamento obtidos nos ensaios *simple shear* realizados na Areia Clara e na Areia Escura.

Areia	Ensaio	Tensão vertical (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	Módulo de cisalhamento a 0,03% (MPa)	Módulo de cisalhamento a 0,1% (MPa)	Módulo de cisalhamento a 1% (MPa)
Clara	A	50	0,72	27	7	2
		100	0,73	41	16	4
		200	0,67	65	26	6
	B	50	0,56	31	12	2
		100	0,54	40	18	5
		200	0,55	93	41	8
Escura (seca)	A	50	1,00	26	9	2
		100	0,94	37	13	3
		200	0,92	69	23	4
	B	50	0,80	30	13	2
		100	0,79	45	15	4
		200	0,76	38	18	5
Escura (inundada)	A	50	0,72	31	12	1
		100	0,71	34	9	2
		200	0,65	42	16	3
	B	50	0,67	21	5	1
		100	0,59	31	11	2
		200	0,62	41	16	4

A Figura 6.19, que correlaciona os valores de módulo de cisalhamento para uma deformação de cisalhamento de 0,1% (apresentados nas Figuras 6.10 e 6.12) com o índice de vazios inicial do corpo de prova, mostra comportamento coincidente, quando considerados os ensaios em corpos de prova secos, realizados na Areia Clara e na Areia Escura. Para um mesmo solo, na mesma condição inicial, verifica-se aumento nos valores de módulo de cisalhamento com o aumento da tensão vertical aplicada no ensaio. Para uma mesma tensão vertical, verifica-se aumento nos valores de módulo para os ensaios realizados com os menores índices de vazios. Apenas um ponto, referente ao ensaio tipo “B” realizado na Areia Escura, sob uma tensão vertical de 200kPa, não obedece ao padrão. Entre os dois solos, os

valores de módulo de cisalhamento foram maiores para a Areia Clara, em ambos os estados iniciais; neste caso há também uma exceção, referente ao ensaio tipo “A” realizado na Areia Clara, sob tensão vertical de 50kPa.

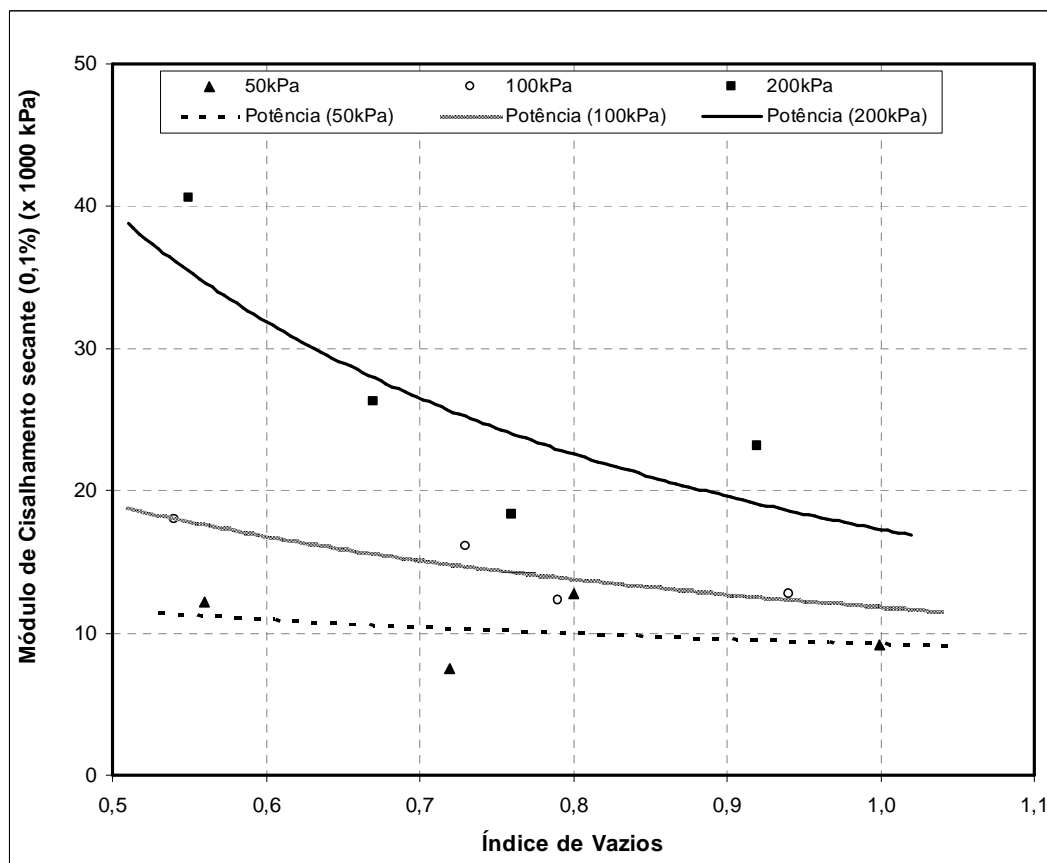


Figura 6.19. Correlação entre o módulo de cisalhamento, na deformação de cisalhamento de 0,1%, e o índice de vazios do corpo de prova, para os ensaios na condição seca realizados na Areia Clara e na Areia Escura.

Como comentado anteriormente e apresentado no Capítulo 4, as duas areias estudadas apresentam composição mineralógica semelhante, sem a presença significativa de finos. Entretanto, na Areia Escura foi detectado material cimentante entre os grãos, composto basicamente de hidróxidos de ferro (responsáveis pela tonalidade do solo) e sílica, que formam ligações entre os grãos de areia; estas ligações resistem mesmo após a manipulação do solo no laboratório. Além disto, a Areia Escura seca apresenta sucção.

As ligações entre grãos parecem influenciar mais intensamente o comportamento da Areia Escura quando ensaiada sob baixas tensões verticais (50kPa e 100kPa). Como comentado anteriormente e visualizado nas Figuras 6.16 e 6.17, a Areia Escura apresenta grande rigidez inicial, com valores de módulo de cisalhamento similares aos encontradas para a Areia Clara, tanto com os ensaios realizados com os menores índices de vazios (Figura 6.17) como com os maiores índices de vazios (Figura 6.16). Para as tensões verticais superiores de 100kPa e 200kPa, a Areia Escura apresenta valores de rigidez muito inferiores aos apresentados pela Areia Clara.

Outro fator de influência no comportamento da Areia Escura é a sucção, apesar de não quantificado nesta tese. Os ensaios em corpos de prova inundados, realizados na Areia Escura, mostraram comportamento diverso do encontrado nos ensaios realizados na condição seca. A Figura 6.20 correlaciona os valores de módulo de cisalhamento com o índice de vazios inicial para os ensaios realizados na Areia Escura, em corpos de prova secos e inundados. (apresentados nas Figuras 6.15, 6.17 e 6.18).

Apesar de o intervalo de índice de vazios inicial dos ensaios *simple shear* inundados na Areia Escura ser bastante estreito para definir uma tendência clara de variação do módulo com o índice de vazios para este solo, os ensaios em corpos de prova inundados apresentaram menor rigidez, mesmo apresentando menor índice de vazios. Esta figura indica que grande parte da rigidez encontrada na Areia Escura seca é ocasionada pela sucção. Quando o solo é umedecido e a sucção deixa de existir, os valores de módulo de cisalhamento são menores.

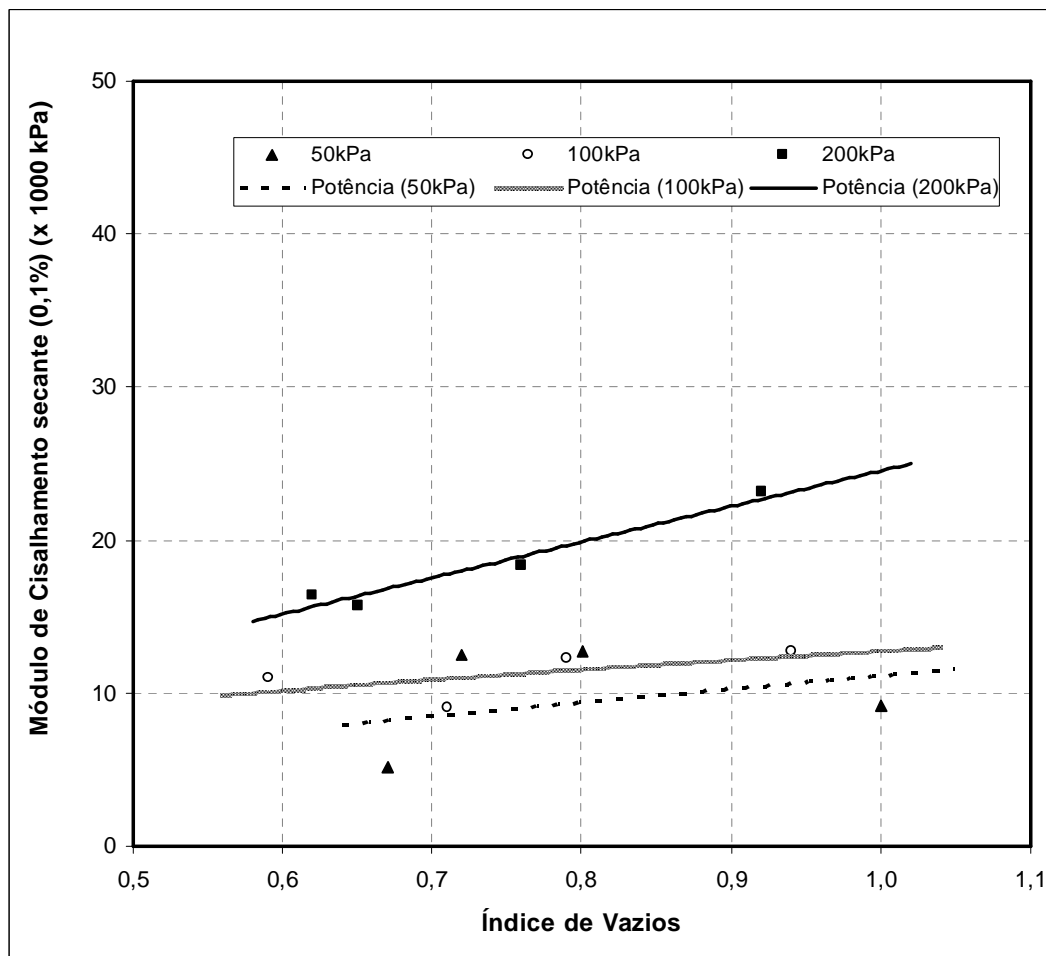


Figura 6.20. Correlação entre o módulo de cisalhamento, na deformação de cisalhamento 0,1%, e o índice de vazios inicial do corpo de prova, para os ensaios realizados na Areia Escura.

A seguir os resultados dos ensaios realizados na Areia Escura inundados são comparados com os ensaios tipo “A”, com os maiores índices de vazios, realizados na Areia Clara. A Areia Clara, como comentado no início do Capítulo não apresentou, segundo os resultados apresentados por Marcon (2005), efeito resultante de sucção. Se, como suposto anteriormente, o comportamento da Areia Escura seca é influenciado pela sucção, quando este fator é eliminado (nos ensaios inundados), o comportamento da Areia Escura deve ser similar ao comportamento da Areia Clara. Note que o índice de vazios médio dos ensaios em corpos de prova inundados, realizados na Areia Escura, foi em torno de 0,70, valor equivalente ao índice de vazios médio dos ensaios tipo “A” realizados na Areia Clara. A Figura 6.21 compara as curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento e índice de vazios versus deformação de cisalhamento.

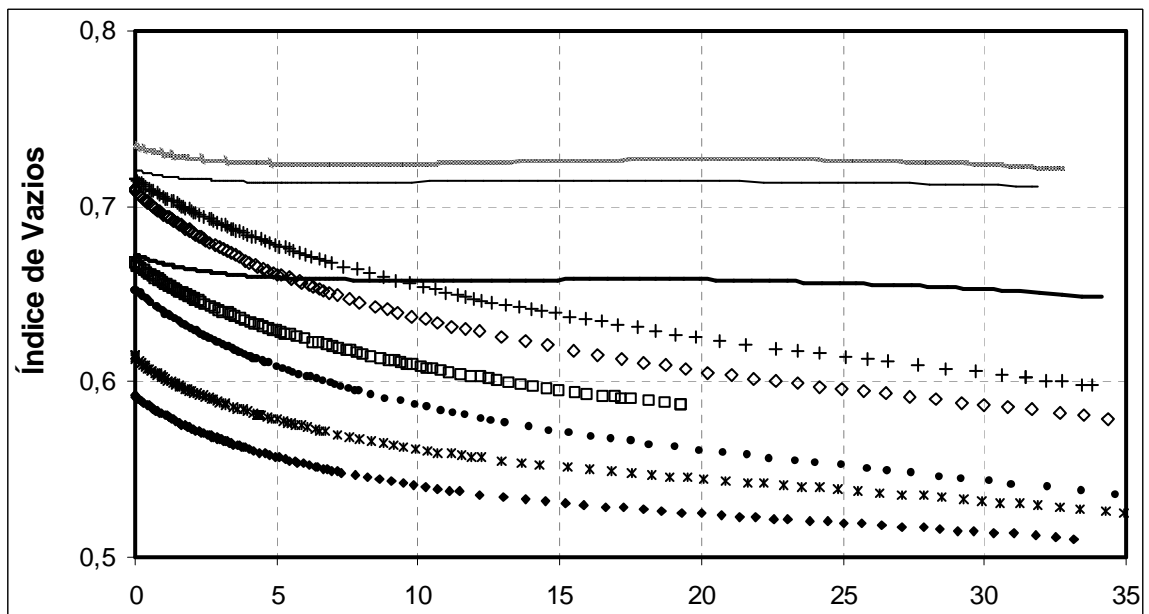
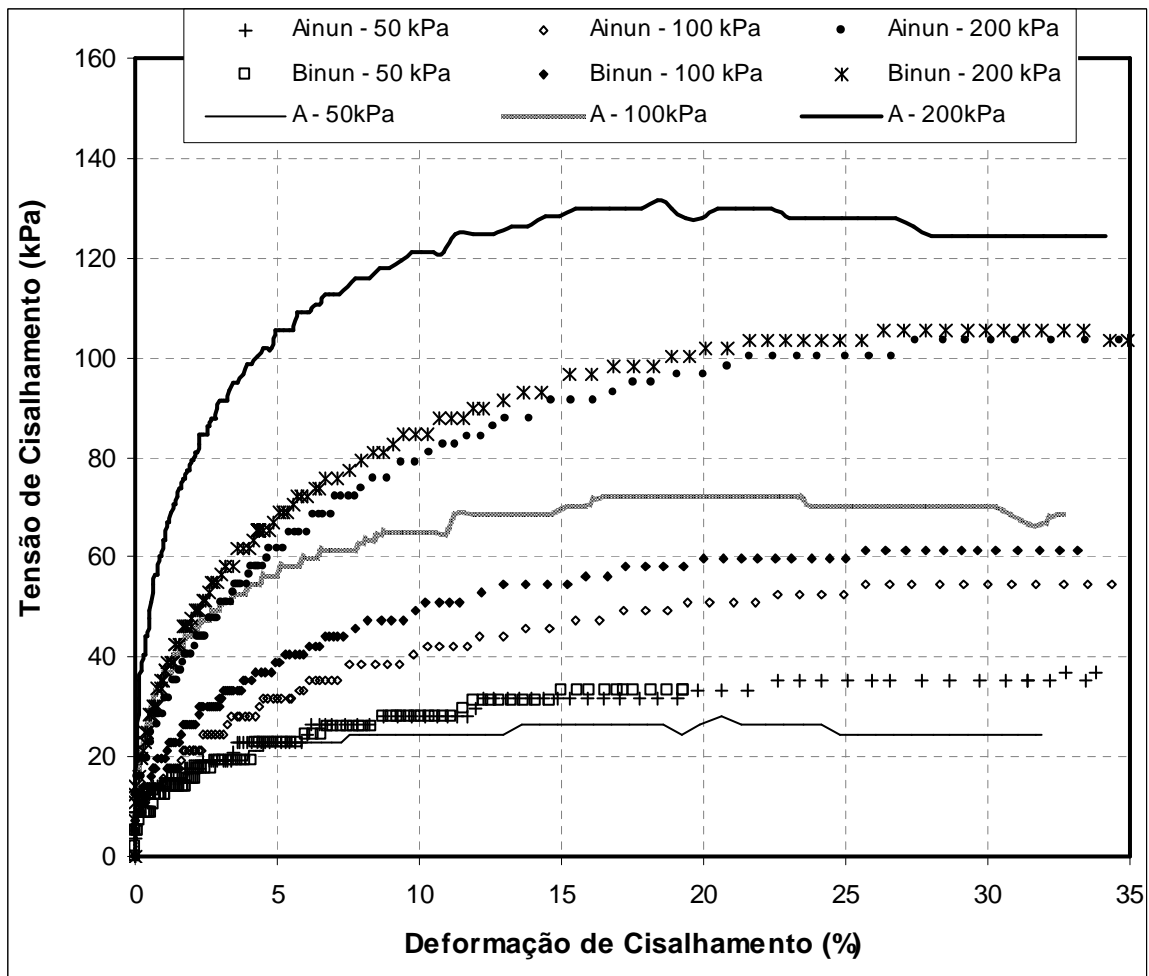


Figura 6.21. Curvas de tensão de cisalhamento x deformação de cisalhamento e de índice de vazios x deformação de cisalhamento para a Areia Escura, na condição inundada, e para a Areia clara tipo "A".

As curvas apresentadas na Figura 6.21 mostram que, para a Areia Clara, os valores de tensão de cisalhamento na ruptura são maiores do que os encontrados nos ensaios realizados na Areia Escura inundada. A Figura 6.22 apresenta as curvas de módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento.

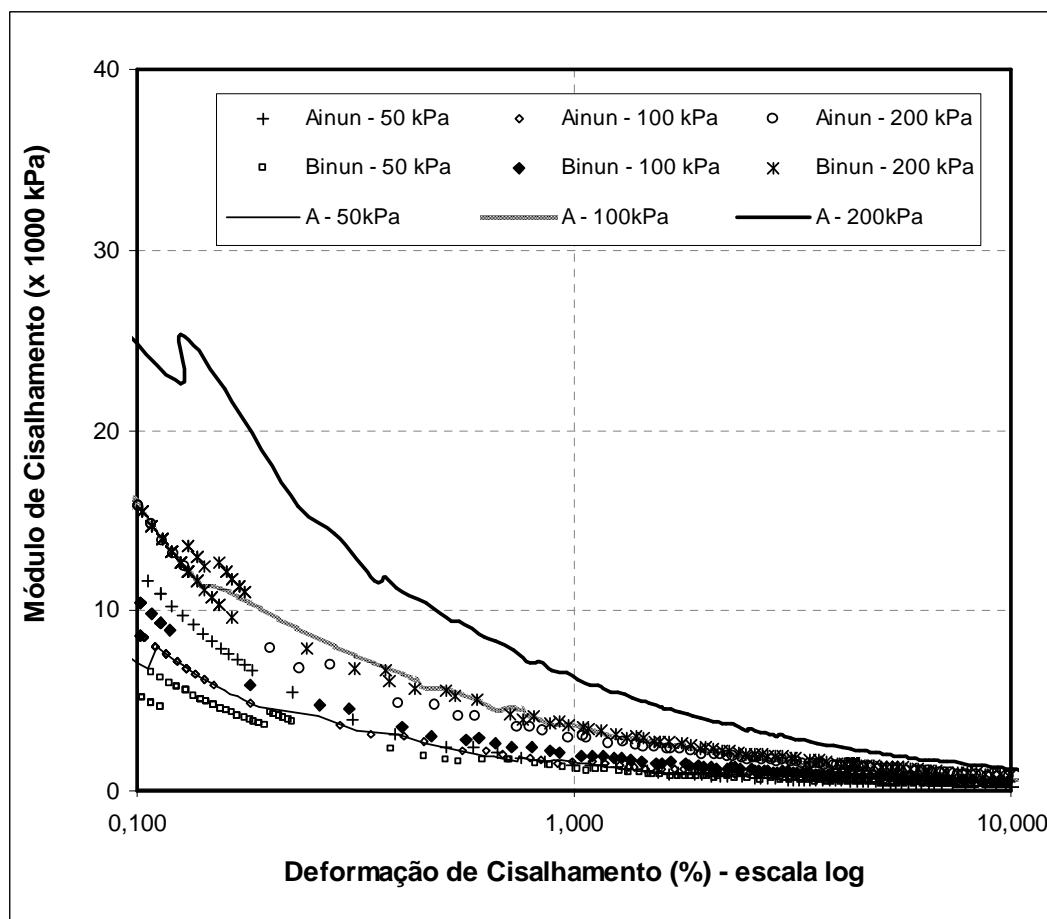


Figura 6.22. Curvas de módulo de cisalhamento x deformação de cisalhamento, para os ensaios realizados na Areia Clara (tipo “A”) e na Areia Escura inundada (grandes deformações).

Na Figura 6.22, percebe-se valores de módulo de cisalhamento maiores para os ensaios realizados na Areia Clara do que os valores encontrados nos ensaios realizados na Areia Escura inundada, sob a mesma tensão vertical. As Figuras 6.21 e 6.22 mostram que, sem a influência da sucção nos resultados, sob aspectos de resistência ao cisalhamento e deformabilidade, os resultados dos ensaios realizados na Areia Escura apresentam menor resistência e menor rigidez que os ensaios realizados na Areia Clara. Fica claro que o material de recobrimento dos grãos, existente na Areia Escura, influencia o comportamento geotécnico

do material. Este comportamento diferenciado não é causado somente pela sucção sob baixa umidade do solo, pois a influência no comportamento ocorre também quando a sucção não está presente.

A Figura 6.23 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento para a Areia Clara e para a Areia Escura inundada. Nota-se, que na envoltória de resistência ao cisalhamento da Areia Clara não há intercepto coesivo, mas na envoltória de resistência ao cisalhamento da Areia Escura inundada observa-se uma pequena coesão, mesmo na condição inundada livre dos efeitos da sucção. Ou seja, pelo menos parte do intercepto coesivo encontrado na Areia Escura é resultante de alguma ligação entre os grãos.

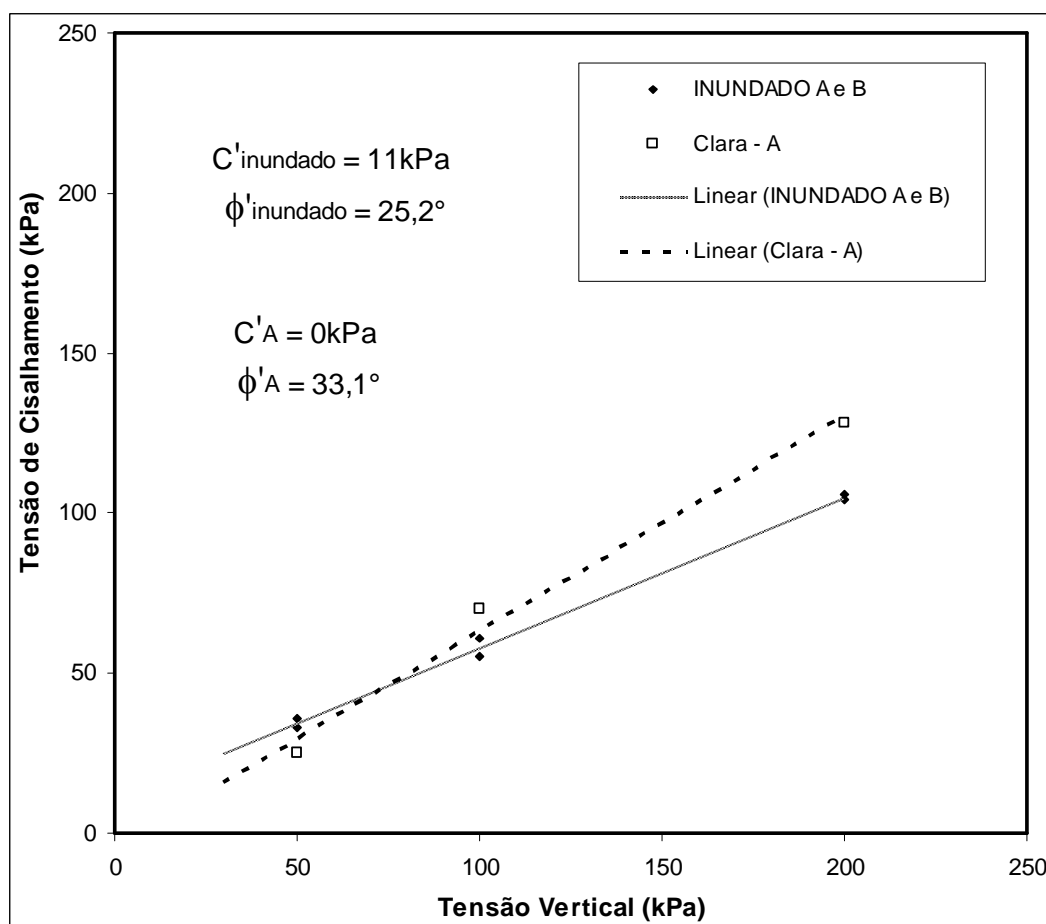


Figura 6.23. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para os ensaios realizados na Areia Clara (tipo “A”) e na Areia Escura inundada.

6.4. Comparação entre os Resultados dos Ensaios *Simple Shear* e Triaxiais

Nesta seção os resultados dos ensaios *simple shear* são comparados com resultados dos ensaios triaxiais realizados por Marcon (2005) na Areia Clara e na Areia Escura. Na comparação foram utilizados os resultados dos ensaios *simple shear* em corpos de prova secos, realizados na Areia Clara, e os resultados dos ensaios *simple shear* em corpos de prova inundados, realizados na Areia Escura. Como já discutido no Capítulo 2, a comparação entre os resultados obtidos através destes dois tipos de ensaios de laboratório não pode ser feita de forma direta e a comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, assim obtidos, deve ser feita com cautela, pois os ensaios não impõem ao corpo de prova a mesma trajetória de tensões. Como não foi utilizada a técnica de medição local de deformações nos ensaios triaxiais realizados por Marcon (2005), não são feitas comparações de módulos de deformabilidade entre ensaios *simple shear* e triaxiais.

Conforme apresentado no Capítulo 2, a comparação dos parâmetros de resistência do solo obtidos por diferentes ensaios deve assegurar que ambos os resultados representem a mesma condição de ruptura. A condição mais propícia seria a do estado crítico. No estado crítico, o cisalhamento do solo continua ocorrendo numa velocidade de deformação constante, enquanto as tensões e o volume permanecem constantes. Apesar de, ao final de todos os ensaios *simple shear* realizados, a tensão de cisalhamento permanecer constante, ainda é verificada variação volumétrica (geralmente pequena) em praticamente todos os ensaios. Isto pode estar associado a algum efeito de rigidez da membrana em grandes deformações, que modifica o estado de tensões aplicado pelo equipamento ao corpo de prova, mas este efeito é ainda pouco conhecido, não tendo sido considerado neste capítulo. Entretanto a deformação de cisalhamento, ao final dos ensaios, atingiu cerca de 35% e foi admitido que o estado crítico foi alcançado. A mesma dificuldade de identificação do estado crítico foi observada por Marcon (2005) nos resultados dos ensaios triaxiais, mesmo para uma deformação axial final de cerca de 20 %, particularmente para a Areia Escura.

Marcon (2005) realizou ensaios triaxiais drenados em corpos de prova da Areia Clara e da Areia Escura. As tensões confinantes utilizadas pelo autor foram de 50kPa, 100kPa e 200kPa. A Tabela 6.6 apresenta o índice de vazios no início do ensaio, ou seja, no final do adensamento e a tensão de cisalhamento final para cada ensaio triaxial realizado por Marcon (2005). Apresenta também os mesmos valores encontrados nos ensaios *simple shear*.

Na análise da Tabela 6.6, nota-se que, para a Areia Clara, não há diferença nos índices de vazios encontrados nos ensaios *simple shear* e os encontrados por Marcon (2005). Já para a Areia Escura, os valores são substancialmente diferentes. Ressalta-se aqui, que os valores de índices de vazios apresentados por Marcon (2005) se assemelham aos encontrados nos ensaios *simple shear* em amostras secas. No ensaio triaxial, durante a fase de percolação de água pelo corpo de prova, que ocorre anteriormente ao adensamento dos corpos de prova, na maioria dos ensaios a variação volumétrica nesta etapa não é medida. Como já comentado anteriormente, foi durante o processo de inundação de cada corpo de prova de Areia Escura que, no ensaio *simple shear*, ocorreu a maior redução no índice de vazios. Isto indica que, para os ensaios triaxiais descritos por Marcon (2005), talvez os índices de vazios apresentados não correspondam aos realmente existentes nos corpos de prova no início da fase de cisalhamento.

Tabela 6.6. Comparação entre os resultados obtidos no *simple shear* realizados nesta tese e os resultados de ensaios triaxiais apresentados por Marcon (2005).

Areia	Ensaio	<i>Simple Shear</i>			Triaxial (Marcon, 2005)		
		Tensão vertical (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	Tensão de cisalhamento final (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	s_{GD} (kPa)	t_{GD} (kPa)
Clara	A	50	0,72	25	0,71	144	91
		100	0,73	70	0,71	260	160
		200	0,67	128	0,68	462	265
	B	50	0,56	40	0,57	161	107
		100	0,54	79	0,57	277	171
		200	0,55	128	0,57	482	289
Escura (inundada)	A	A - 50	0,72	36	0,96	108	58
		A - 100	0,71	55	0,97	201	101
		A - 200	0,65	100	0,96	411	211
	B	B - 50	0,67	33	0,73	67	117
		B - 100	0,59	61	0,75	128	228
		B - 200	0,62	106	0,77	259	459

A Tabela 6.7 apresenta a comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos para a Areia Clara e para a Areia Escura, através dos ensaios triaxiais realizados por Marcon (2005) e através dos ensaios *simple shear* realizados nesta tese. A comparação foi feita com os parâmetros a grandes deformações. Foram utilizados nesta comparação os ensaios *simple shear* inundados realizados na Areia Escura.

Tabela 6.7. Comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios *simple shear* realizados nesta tese e nos ensaios triaxiais apresentados por Marcon (2005).

Areia	Ensaio	c'_{GD} (kPa)	ϕ'_{GD} (°)	ϕ'_{GD} (°) sem intercepto coesivo	ϕ'_{triaxial} (°) (Marcon, 2005)
Clara	A		33,1	33,1	35,9
	B	15,5	29,8	34,1	37,4
Escura	A		25,2	28,5	30,9
	B	11	25,2	28,5	34,3

Marcon (2005) apresenta envoltórias de resistência ao cisalhamento, para a Areia Clara e para a Areia Escura, obtidas com os resultados dos ensaios triaxiais realizados pelo autor. Estas envoltórias são lineares, passando pela origem, ou seja, não indicam a existência de intercepto coesivo. No entanto, para a análise dos resultados dos ensaios *simple shear* esta hipótese também foi considerada. Foram traçadas envoltórias de resistência ao cisalhamento, uma considerando o “melhor ajuste”, ou seja, permitindo o intercepto coesivo (representa na Tabela 6.7 por c'_{GD} e ϕ'_{GD}) e outra sem admitir a existência de intercepto coesivo (representa na Tabela 6.7 por ϕ'_{GD} sem intercepto coesivo).

Os valores dos ângulos de atrito interno, encontrados pelos dois tipos de ensaio, apresentam-se substancialmente diferentes, em qualquer das hipóteses empregadas no cálculo do ângulo de atrito interno. Se considerados os dados obtidos através do “melhor ajuste”, a diferença entre os valores apresenta em média um ângulo de atrito interno 15% menor para os resultados dos ensaios *simple shear* em comparação com os resultados dos ensaios triaxiais. Já os dados de ângulo de atrito obtidos, com os ensaios *simple shear*, sem admitir o intercepto são em média 10% menores do que os apresentados nos ensaios triaxiais.

O item 2.3.6, no Capítulo 2, apresentou algumas comparações entre resultados de ensaios *simple shear* e ensaios triaxiais encontradas na literatura, especialmente os resultados experimentais de Atkinson *et al.* (1991). Diferenças são assim esperadas tanto entre os formatos das envoltórias de resistência ao cisalhamento como entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento, quando determinados através dos dois ensaios. A literatura relata que a resistência ao cisalhamento e a rigidez, obtidas através dos ensaios *simple shear*, podem ser subestimadas em torno de 10%. Ao mesmo tempo, os resultados apresentados na literatura mostram que a resistência ao cisalhamento pode ser superestimada nos ensaios triaxiais. Além disso, envoltórias de resistência ao cisalhamento de forma curvilínea, com ocorrência de intercepto coesivo, para os ensaios *simple shear* realizados em areias limpas, e, por outro lado, envoltórias de resistência ao cisalhamento de forma linear, para os ensaios triaxiais realizados em areias limpas, têm sido claramente relatadas na literatura (ver Figura 2.27, Atkinson *et al.*, 1991).

Os resultados experimentais em areias limpas, obtidos nos ensaios *simple shear* realizados nesta tese, são, portanto, amplamente consistentes com os padrões de resultados experimentais descritos na literatura. Entretanto, uma hipótese, levantada e desenvolvida no Anexo II desta tese, é que a não-linearidade observada na envoltória de resistência ao cisalhamento e, também, a presença de coesão determinada nos ensaios *simple shear* realizados em areias limpas sejam, pelo menos em parte, devidas às restrições da membrana, principalmente em grandes deformações de cisalhamento e em material granular dilatante. Um método simplificado para correção dessa restrição da membrana é proposto e apresentado no Anexo II. Quando aplicado aos resultados experimentais desta tese, este método resulta em alguma redução da não-linearidade da envoltória de resistência ao cisalhamento e na redução aproximada da coesão pela metade.

6.5. Comparação entre os Resultados dos Ensaios *Simple Shear* e Cisalhamento Direto

Nesta seção, os resultados dos ensaios *simple shear* realizados nesta tese são comparados com resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados por Marcon (2005), na Areia Clara e na Areia Escura. Para a Areia Escura foram realizadas comparações com os ensaios realizados em corpos de prova secos e inundados. Na Areia Clara, apenas corpos de prova secos foram ensaiados.

Considerando que os ensaios de laboratório devem simular as situações de campo com a maior fidelidade possível, o ensaio *simple shear* se presta a simular situações onde a ruptura seja por deslocamento translacional, como, por exemplo, em um escorregamento de talude infinito. Esta mesma situação é comumente estudada com ensaios de cisalhamento direto. Entretanto, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, como já discutido no Capítulo 2, não fornecem informações pré-ruptura de qualidade, pois este ensaio impõe uma superfície de ruptura ao solo. Além disto, a distribuição de deformações no interior do corpo de prova não é uniforme. Contudo, apenas os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos por Marcon (2005) são comparados com os parâmetros obtidos nos ensaios *simple shear*.

Marcon (2005) realizou ensaios de cisalhamento direto com amostras secas e inundadas das Areias Clara e Escura. As tensões verticais utilizadas pelo autor foram de 50kPa, 100kPa, 200kPa e 300kPa. A Tabela 6.8 apresenta um resumo das condições de início de ensaio, dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados por Marcon (2005) dos resultados dos ensaios *simple shear* realizados nesta tese.

Na Tabela 6.8, os índices de vazios no início do ensaio correspondem aos valores no final do adensamento e da fase de percolação. Os índices de vazios iniciais dos ensaios de cisalhamento direto, realizados por Marcon (2005), especialmente com relação aos ensaios realizados na condição inicial compacta, são diferentes dos índices de vazios iniciais dos ensaios *simple shear* realizados nesta tese, tanto para a Areia Clara como para a Areia Escura.

Tabela 6.8. Comparação entre os resultados obtidos no *simple shear* com os resultados de cisalhamento direto apresentados por Marcon (2005).

Areia	Ensaio	<i>Simple Shear</i>		Cisalhamento Direto (Marcon, 2005)		
		Tensão vertical (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	Tensão de cisalhamento final (kPa)	Índice de vazios no início do cisalhamento	Tensão de cisalhamento final (kPa)
Clara	A	50	0,72	25	0,73	37
		100	0,73	70	0,70	71
		200	0,67	128	0,73	127
		300			0,67	217
	B	50	0,56	40	0,48	37
		100	0,54	79	0,45	72
		200	0,55	128	0,43	138
		300			0,43	203
Escura (seco)	A	50	1,00	39	0,93	43
		100	0,94	73	0,97	78
		200	0,92	116	0,89	167
		300			0,84	245
	B	50	0,80	59	0,69	49
		100	0,79	98	0,58	91
		200	0,76	148	0,55	174
		300			0,45	231
Escura (inundado)	A	50	0,72	35	0,72	34
		100	0,71	55	0,72	66
		200	0,65	104	0,57	130
		300			0,46	189
	B	50	0,67	33	0,58	30
		100	0,59	60	0,47	60
		200	0,62	106	0,46	122
		300			0,49	199

A Tabela 6.9 compara os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios *simple shear* com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto apresentados por Marcon (2005). A comparação deve ser feita com algum cuidado, devido à não-linearidade da envoltória de resistência ao cisalhamento, quando determinada com ensaios *simple shear*. Os valores dos ângulos de atrito interno, encontrados para os ensaios de cisalhamento direto são correspondentes aos obtidos nos ensaios *simple shear*, quando desconsiderado o intercepto coesivo. Uma exceção são os valores obtidos para a Areia Escura, com os maiores índices de vazios (ensaios “A”), na condição seca, que, nos resultados apresentados por Marcon (2005) são idênticos aos obtidos para a Areia Escura com os menores índices de vazios (ensaios “B”).

Tabela 6.9. Comparação entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios *simple shear* e nos ensaios cisalhamento direto apresentados por Marcon (2005).

Areia	Ensaio	c'_{GD} (kPa)	ϕ'_{GD} (°)	ϕ'_{GD} (°) sem intercepto coesivo	ϕ'_{GD} (°) (Marcon, 2005)
Clara	A		33,1		34,9
	B	15,5	29,8	34,1	34,5
Escura (seco)	A	17,5	26,6	31,7	39,1
	B	36	30,5	39,6	39,4
Escura (inundado)	A				32,5
	B	11	25,2	28,5	32,7

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste Capítulo são apresentadas as conclusões desta tese, relacionadas com os solos estudados, mas, especialmente, relacionadas com o equipamento *simple shear* desenvolvido nesta tese. Na seqüência são apresentadas as sugestões para estudos futuros.

7.1. Quanto ao Comportamento das Areias Estudadas

Os resultados encontrados nesta tese confirmam que as areias estudadas (Areia Clara e Areia Escura) apresentam comportamento geomecânico diferente. Estes materiais já tinham sido objeto de estudos anteriores (Marcon, 2005) e as conclusões encontradas nesta tese não diferem essencialmente das anteriormente relatadas pelo citado autor.

As duas areias estudadas apresentam composição mineralógica semelhante, sem a presença significativa de finos. Entretanto, na Areia Escura foi detectado por Marcon (2005) material de recobrimento dos grãos, compostos basicamente de hidróxidos de ferro (responsável pela tonalidade do solo) e sílica, que formam ligações entre os grãos de areia. As ligações entre os grãos resistem mesmo após a manipulação do solo no laboratório. Estas ligações e o material de recobrimento encontrado na Areia Escura, além da sucção, são responsáveis pelo maior índice de vazios deste solo, quando comparado com a Areia Clara.

As ligações influenciam o comportamento da Areia Escura, especialmente quando ensaiada sob baixas tensões verticais. Os resultados dos ensaios *simple shear* mostraram para a Areia Escura grande rigidez inicial, apresentando valores de módulo de cisalhamento e tensão de cisalhamento similares aos encontradas para a Areia Clara, para todos os índices de vazios ensaiados. Para as tensões verticais superiores de 100kPa e 200kPa, a Areia Escura apresentou rigidez e, particularmente, valores de resistência ao cisalhamento mais baixos que a Areia Clara; isto explica a presença de intercepto coesivo nas envoltórias de resistência ao cisalhamento e os menores ângulos de atrito interno encontrados para a Areia Escura quando comparada com a Areia Clara.

Na presença de água, sem portanto a influência da sucção, os ensaios *simple shear* realizados na Areia Escura apresentaram considerável redução no índice de vazios e redução

nos valores de resistência ao cisalhamento e módulo de cisalhamento. Contudo, o intercepto coesivo permanece nas envoltórias de resistência ao cisalhamento, sugerindo que as ligações entre os grãos na Areia Escura não sejam totalmente destruídas na presença d'água.

A Areia Clara apresentou um comportamento clássico de solos arenosos limpos, com picos de resistência ao cisalhamento para os ensaios *simple shear* realizados em corpos de prova com menores índices de vazios, vinculados ao comportamento dilatante do corpo de prova. Também apresentou comportamento de contração, sem picos de resistência ao cisalhamento para os ensaios realizados nos corpos de prova com maiores índices de vazios. As envoltórias de resistência ao cisalhamento também apresentaram o comportamento tipicamente esperado para solos arenosos: (a) linear, quando considerados os resultados dos ensaios *simple shear* realizados em corpos de prova com índices de vazios grandes, (b) curvilínea, quando considerados os resultados dos ensaios *simple shear* realizados em corpos de prova com índices de vazios pequenos. No entanto, se forçada uma envoltória linear, aparece o intercepto coesivo (para as baixas tensões verticais). Este comportamento é consistente com resultados experimentais publicados na literatura geotécnica, relativos a ensaios *simple shear* em areias.

7.2. Quanto ao Equipamento *Simple Shear*

Os resultados dos ensaios *simple shear* apresentados no Capítulo 5 indicam que o equipamento está apresentando resultados consistentes e de qualidade adequada. A análise dos resultados (Capítulo 6), mostra que, quando os resultados dos ensaios *simple shear* são comparados com resultados de outros ensaios de laboratório, são encontrados resultados similares aos descritos na literatura e comentados no Capítulo 2.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, determinados a partir dos resultados de ensaios *simple shear*, são subestimados em torno de 15% quando comparados com os valores encontrados a partir dos resultados de ensaios triaxiais; entretanto, estes ensaios não impõem ao solo a mesma trajetória de tensões nem a mesma condição de ruptura.

Quando os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos a partir dos resultados dos ensaios *simple shear*, são comparados aos obtidos a partir dos resultados de ensaios de

cisalhamento direto, não foram encontradas grandes diferenças, ou seja, os valores de ângulo de atrito interno, obtidos pelos dois ensaios, foram similares.

O ensaio de cisalhamento direto tem sido utilizado há bastante tempo nos estudos de estabilidade de taludes e os resultados obtidos com estes ensaios têm sido aceitos com boa confiabilidade em projetos de engenharia civil. Os ensaios *simple shear* apresentam, em relação aos ensaios de cisalhamento direto, claramente a vantagem de que, além dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, os valores de módulo de cisalhamento e outras informações quanto à deformabilidade do solo, como a deformação lenta sob tensão de cisalhamento constante, podem ser conhecidas.

Quanto à instrumentação utilizada no equipamento *simple shear*, as medições realizadas com os transdutores de deslocamento apresentaram boa qualidade, desde que a magnitude dos deslocamentos medidos seja suficientemente maior que a resolução desses transdutores. Entretanto, as células de carga apresentaram certa oscilação nas medições, com saltos de leituras e alguma dispersão nos valores medidos, dificuldades talvez associadas à rigidez do conjunto membrana-anéis, quando este se encontra confinado. Nas curvas de tensão de cisalhamento versus deformação de cisalhamento, apresentadas no Capítulo 5, a oscilação e os saltos de tensão são perceptíveis.

A preparação dos corpos prova, a montagem e a execução dos ensaios *simple shear* não apresentam grandes dificuldades. No entanto, os resultados obtidos com o equipamento *simple shear* mostraram ser muito dependentes da atenção do operador aos detalhes dos procedimentos de ensaio, especialmente quanto à preparação de corpos de prova arenosos.

O estudo do comportamento ao cisalhamento de solos, sujeitos a deformações de cisalhamento horizontais, como no caso de solicitações sísmicas, ou sujeitos a deformações de cisalhamento inclinadas, como no caso da estabilidade de taludes, parece ser a vocação do equipamento *simple shear*. E a facilidade de obtenção dos valores de módulo de cisalhamento parece ser o ponto forte do equipamento *simple shear*.

7.3. Sugestões para Trabalhos Futuros

Apesar dos ensaios realizados no equipamento *simple shear* terem apresentado bons resultados, a implementação de técnicas de medições locais, no interior dos anéis de confinamento lateral ou no interior da membrana de látex que circunda o corpo de prova, podem auxiliar nas medições de módulo cisalhante a deformações menores do que as possíveis com a configuração atual.

A determinação da tensão horizontal, através de um sistema de instrumentação baseado em “*strain gages*” colados na superfície dos anéis de confinamento lateral, possibilitaria o conhecimento do completo estado de tensões aplicado ao corpo de prova. Além disto, propiciaria mais informações ao estudo da influência da rigidez do conjunto membrana-anéis nos resultados dos ensaios *simple shear*.

Ensaio *simple shear* drenados, realizados com corpos de prova saturados, onde seja possível a medição da variação volumétrica do corpo de prova durante o ensaio, podem ser úteis na confirmação da condição de deformação lateral zero, presumida na interpretação dos resultados deste ensaio.

A variação mais ampla na velocidade do ensaio também pode ser interessante nos ensaios *simple shear* em diferentes tipos solos. Para tanto é necessário o refinamento do “*driver*” do motor de passos, para possibilitar que outras velocidades de deformação de cisalhamento possam ser impostas ao corpo de prova.

Sugere-se também realizar ensaios de laboratório dinâmicos, do tipo “*bender elements*”, nas duas areias para determinar o módulo de cisalhamento máximo (G_{max}) em deformações muito pequenas ($\sim 10^{-4}\%$), visando comparar com os módulos de cisalhamento, obtidos em deformações maiores, com o ensaio *simple shear*.

Ainda sugere-se que mais ensaios *simple shear* sejam realizados nos mesmos solos arenosos testados nesta tese, para verificar a repetibilidade do ensaio e a confiabilidade do equipamento.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AIREY, D.W.; BUDHU, M.; WOOD, D.M. (1985). Some aspects of the behavior of soils in simple shear. **Proceedings** Symposium on Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering. P.K. Banerjee and R. Butterfield (eds.), vol. 2, p. 185-213.
2. AIREY, D.W.; WOOD, D.M. (1984). Discussion on specimen size effect in simple shear test. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 110, nº GT3, p. 439-442.
3. AIREY, D.W.; WOOD, D.M. (1986). Pore pressures in simple shear. **Soils and Foundations**, vol. 26, nº 2, p. 91-96.
4. AIREY, D.W.; WOOD, D.M. (1987). An evaluation of direct simple shear tests on clay. **Géotechnique**, vol. 37, nº 1, p. 25-35.
5. ALARCON, A.G.; CHAMEAU, J.L.; LEONARDS, G.A.; FROST, J.D. (1989). Shear modulus and cyclic undrained behavior of sands. **Soils and Foundations**, vol. 29, nº 4, p. 105-119.
6. ALARCON, A.G.; CHAMEAU, J.L.; LEONARDS, G.A. (1986). A new apparatus for investigating the stress-strain characteristics of sands. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 9, nº 4, p. 204-212.
7. ANDERSEN, K.H.; POOL, J.H.; BROWN, S.F.; ROSENBRAND, W.F. (1980). Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay. **Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)**, vol. 106, nº GT5, p. 499-529.
8. ARTHUR, J.R.F.; CHUA, K.S.; DUNSTAN, T.; DEL C, J.I.R. (1980). Principal stress rotation: a missing parameter. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, vol. 106, nº GT4, p. 419-433.
9. ATKINSON, J.H.; BRANSBY P.L. (1978). **The Mechanics of Soil - An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. McGraw-Hill, London, 375p.
10. ATKINSON, J.H.; LAU, W.H.W.; POWELL, J.J.M. (1991). Measurement of soil strength in simple shear tests. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 28, nº 2, p. 255-262.
11. BALDI, G.; HIGHT, D.; THOMAS, D. (1988). A reevaluation of conventional triaxial test method. **Proceedings** Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, ASTM, Philadelphia, p. 219-263.
12. BARTON, (1993). Cohesive sands: the natural transition from sands to sandstone. **Proceedings** International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks, Athens. A. A. Balkema, Rotterdam, Vol. 1, p. 367-374.
13. BEEN, K.; JEFFERIES, M.G. (1985). A state parameter for sands. **Géotechnique**, vol. 35, nº 2, p. 99-112.
14. BELLOTTI, R.G.; JAMIOLKOWSKI, R.W. (1989). Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter test in sand. **Géotechnique**, vol. 39, p. 269-292.
15. BERNARDES, J.A. (2006). Desenvolvimento de um equipamento hollow cylinder torsional para o estudo de tensões e deformações em subleitos. **Exame de Qualificação de Doutorado**, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 132p.

16. BERRE, T. (1982). Triaxial testing at Norwegian Geotechnical Institute. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 5, nº 1-2, p. 3-17.
17. BICA, A.V.D. (1991). A study of free embedded cantilever walls in granular soil. **PhD Thesis**, University of Surrey, Guildford, Reino Unido, 475p.
18. BICA, A.V.D., BRESSANI, L.A., CLAYTON, C.R.I., SOARES, J.M.D., FORMOSO, M.T. (1994). Algumas aplicações de sensores de efeito Hall em instrumentação geotécnica. **Anais 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Foz do Iguaçu, ABMS, São Paulo, vol. 2, p. 327-334.
19. BISHOP, A.W., HENKEL, D.J. (1962). **The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test**, 2nd Edition. Edward Arnold, London, 227p.
20. BJERRUM, L.; LANDVA, A. (1966). Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay. **Géotechnique**, vol. 16, nº 1, p. 1-20.
21. BOLTON, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, vol. 36, nº 1, p. 65-78.
22. BOULANGER, R.W.; CHAN, C.K.; SEED, R.B.; SOUSA, J. (1993). A low-compliance bi-directional cyclic simple shear apparatus. **Geotechnical Testing Journal (ASTM)**, vol. 16, nº 1, p. 36-45.
23. BRESSANI, L.A. (1990). Experimental properties of bonded soils. **PhD Thesis**, University of London, London, 459p.
24. BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D.; PINHEIRO, R.J.B.; RIGO, M.L. (2001). Residual shear strength of some tropical soils from Rio Grande do Sul. **Solos e Rochas**, vol. 24, nº 2, p. 103-113.
25. BUDHU, M. (1984a). Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 20, p. 125-137.
26. BUDHU, M. (1984b). On comparing simple shear and triaxial test results. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 110, nº 12, p. 1809-1814.
27. BUDHU, M. (1985). Lateral stresses observed in two simple shear apparatus. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 111, nº 6, p. 698-711.
28. BUDHU, M.; BRITTO, A. (1987). Numerical analysis of soils in simple shear devices. **Soils and Foundations**, vol. 27, nº 2, p. 31-41.
29. BUDHU, M. (1988a). Failure state of a sand in simple shear. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 25, p. 395-400.
30. BUDHU, M. (1988b). The mechanism of failure under cyclic simple shear strain. **Soils and Foundations**, vol. 28, nº 4, p. 119-129.
31. BURLAND, J.B. (1989). The small is beautiful – the stiffness of soils at small strains, IX Laurits Bjerrum Memorial Lecture, **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 26, p. 499-516.
32. CARRARO, J.A.H.; PREZZI, M. (2007). Sands containing fines: a new slurry-based method of specimen preparation and limiting void ratios. **Geotechnical Testing Journal** (artigo submetido para publicação).
33. CAVALLARO, A.; LANZO, G.; PAGLIAROLI, A.; MAUGERI, M.; Lo PRESTI, D.C.F., (2003). A comparative study on shear modulus and damping ratio of cohesive soil

- from laboratory tests. **Proceedings** Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon. A. A. Balkema, Rotterdam, p. 257-265.
34. CHU, H.H.; VUCETIC, M., (1992). Settlement of compacted clay in a cyclic direct simple shear device. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 15, nº 4, p. 371-379.
 35. CLAYTON, C.R.I.; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J. (1992). Progressive destruction of Bothkennar clay: implication for sampling and re-consolidation procedures. **Géotechnique**, vol. 42, nº 2, p. 219-239.
 36. CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S. A.; BICA, A.V.D. (1989). The use of the Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, vol.12, nº 1, p. 69-76.
 37. CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; SHAFFI RAD, N. (1981). Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering** (ASCE), vol. 107, nº GT6, p. 799-817.
 38. COOP, M. R. (1997). Back to Basics. **Ground Engineering**, vol. 30, nº 6, p. 24-25.
 39. COOP, M.R.; LEE, I.K. (1993). The behavior of granular soils at elevated stress. **Proceedings** C.P. WROTH Memorial Symposium – Predictive Soil Mechanics, Oxford. Thomas Telford, London, p. 186-198.
 40. CUCCOVILLO, T.; COOP, M.R. (1997). Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Géotechnique**, vol. 47, nº 3, p. 491-508.
 41. CRESSWELL, A.; BARTON, M.E.; BROWN, R. (1999): Determining the maximum density of sands by pluviation. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 22, nº 4, p. 324-328.
 42. CUNHA, R.P.; COSTA, A.F.; PASTORE, E.L. (2000). Ensaios pressiométricos em ardósia alterada para o estudo do prolongamento do metrô em Brasília, DF. **Solos e Rochas**, vol. 23, nº 1, p. 57-67.
 43. De ALBA, P.; CHAN, C.K.; SEED, H.B. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear tests. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 102 GT9, p. 909-927.
 44. DOROUDIAN, M.; VUCETIC, M., (1995). A direct simple shear device for measuring small-strain behavior. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 18, nº 1, p. 69-85.
 45. DYVIK, R.; BERRE, T.; LACASSE, S.; RAADIM, S. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. **Géotechnique**, vol. 37, nº 1, p. 3-10.
 46. DUNCAN, J.M.; DUNLOP, P. (1969). Behavior of soils in simple shear tests. **Proceedings** 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 1, p. 101-109.
 47. FERREIRA, P.M.V. (1998). Estudo de um solo residual de arenito Botucatu da RS239 – Ensaios servo-controlados. **Dissertação de Mestrado**, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 138p.
 48. FERREIRA, P.M.V. (2002). Estudo do comportamento mecânico de um solo residual de arenito da Formação Botucatu. **Tese de Doutorado**, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 234p.
 49. FINN, W.D.; PICKERING, D.J.; BRANSBY, P.L. (1971). Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, vol. 97, nº SM4, p. 639-659.

50. FRANKE, E.; KIEBUSCH, M. SCHUPPENER, B. (1979). A new direct simple shear device. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 2, n° 4, p. 190-199.
51. FRETTI, C.; LO PRESTI, D.C.F.; PEDRONI, S. (1995). A pluvial deposition method to reconstitute well-graded sand specimens. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 18, n° 2, p. 292-298.
52. GERMAINE, J. T.; LADD, C. C. (1988). Triaxial testing of cohesive soils. **Proceedings Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil And Rock**, ASTM STP 977, ASTM Philadelphia, p. 421-459.
53. GIOVANNINI, C.A. (1995). **Informações básicas para gestão territorial do litoral norte do Rio Grande do Sul**. Programa LINORS, Série Ordenamento Territorial – Porto Alegre, vol. 22, CPRM.
54. HARDIN, B.O.; DRNEVICH, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: measurement and parameters effects. **Journal of Soil Mechanics and Foundation**, vol. 98, n° SM6, p. 603-624.
55. HIGHT, D.W.; GENS, A.; SYMES, M.J. (1983). The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils. **Géotechnique**, vol 33, n° 4, p. 355-383.
56. HIGHT, D.W., BOND, A.J.; LEGGE, J.D. (1992). Characterization of the Bothkennar clay: an overview. **Géotechnique**, vol. 42, n° 2, p. 303-602.
57. HIGHT, D.W.; LEROUEIL, S. (2003). Characterization of soils for engineering purpose. In: Characterization and engineering properties of natural soils, Tan et al (eds.) Swets e Zeitlinger, Lisse. p. 255-360.
58. ISHIHARA, K.; YAMAZAKI, F. (1980). Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading. **Soils and Foundations**, vol. 20, n° 1, p. 45-59.
59. IWASAKI, T.; TATSUOKA, F.; TAKAGI, Y. (1978). Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. **Soils and Foundations**, vol. 18, n° 1, p. 39-56.
60. JEFFERIES, M.G.; BEEN, K. (1987). Use of critical state representations of sand in the method of stress characteristics. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 24, n° 3, p. 441-446.
61. KAMMERER, A.; WU, J.; RIEMER, M.; PESTANA, J.; SEED, R. (2001). Use of cyclic simple shear testing in evaluation of the deformation potential of liquefiable soils. **Proceedings 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn**. San Diego, USA.
62. KELLY, B.C.O.; NAUGHTON, P.J. (2005): Engineering properties of wet-pluviated hollow cylindrical specimens. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 28, n° 6, p. 1-7.
63. KISHIDA, H.; UESUGI, M. (1987). Tests of interface between sand and steel in the simple shear apparatus. **Géotechnique**, vol. 37, n° 1, p. 45-52.
64. KJELLMAN, W. (1951). Testing the shear strength of clay in Sweden. **Géotechnique**, vol. 2, n° 3, p. 225-232.
65. KUERBIS, R.; VAID, Y.P. (1988). Sand sample preparation – the slurry deposition method. **Soils and Foundations**, vol. 28, n° 4, p. 107-118.

66. LACASSE e BERRE (1987). Triaxial testing methods for soils. In Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, ASTM, Philadelphia, p. 264-289.
67. La ROCHELLE, P. (1981). Limitations of direct simple shear test devices. **Proceedings** Symposium on Laboratory Shear Strength of Soils, Chicago. R.N. Young and F.C. Townsend (eds.) ASTM STP 740, ASTM, Philadelphia, p. 653-658.
68. LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIX-LEROUX, L.; TAVENAS, F. (1988). Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. **Proceedings** Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, ASTM, Philadelphia, vol. 1, p. 715- 731.
69. LADD, C.C. (1973). Discussion. **Proceedings** 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscou, Vol. 2, p. 108-115.
70. LADD, C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. (1977). Stress deformation and strength characteristics. **Proceedings** 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 3, p. 421-494.
71. LANZO, G.; VUCETIC, M.; DOROUDIAN, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 123, n° 11, p. 1035-1042.
72. LAMBE, T.W. (1951). **Soil Testing for Engineers**. John Wiley & Sons, New York, 350p.
73. LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons, New York, 553p.
74. LEROUEIL, S. (1997). Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. M. Almeida (ed.). **Proceedings** Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro. A. A. Balkema, Rotterdam, p. 41-80.
75. LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. (1990). The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, vol. 40, n° 3, p. 467-488.
76. LEROUEIL, S.; HIGHT, D.W. (2003). Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. **Proceedings** Symposium on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, Tan et al. (eds.). Swets e Zeitlinger, Lisse. p. 29-254.
77. Lo PRESTI, D.C.F.; PEDRONI, S.; CRIPPA, V. (1992). Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D4253-83: a comparative study. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 15, n° 2, p. 180-189.
78. Lo PRESTI, D.C.F.; BERARDI, R.; PEDRONI, S.; CRIPPA, V. (1993). A new travelling sand pluviator to reconstitute specimens of well-graded silty sands. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 16, n° 1, p. 18-26.
79. LUCKS, A.S.; CHRISTIAN, J.T.; BRANDOW, G.E.; HOEG, K. (1972). Stress conditions in NGI simple shear test. **Journal of Soil Mechanics and foundations Division** (ASCE), vol. 98, n° 1, p. 155-160.
80. MARCON, L.P. (2005). Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS. **Dissertação de Mestrado**, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 148p.
81. MARTINS, F.B. (1994). Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados. **Dissertação de Mestrado**, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 133p.

82. MARTINS, F.B. (2001) Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente cimentado. **Tese de Doutorado**, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 303p.
83. MATTHEWS, M.C. (1988). The engineering application of direct and simple shear testing. **Ground Engineering**, vol. 21, n° 2, p. 13-21.
84. MAYNE, P.W.; KULHAWY, M. (1982). K_0 -OCR relation in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, vol. 108, n° GT6, p. 851-872.
85. MAYNE, P.W. (1985). A review of undrained strength in direct simple shear. **Soils and Foundations**, vol. 25, n° 3, p. 64-72.
86. MITCHELL, J. K. (1993). **Fundamentals of Soil Behavior**. 2nd. Ed., John Wiley Interscience, New York, 422p.
87. MITCHELL, J.K.; SOLYMAR, Z.V. (1984). Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand. **Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)**, vol. 110, n° GT11, p. 1559-1576.
88. MIURA, S.; TOKI, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. **Soils and Foundations**, vol. 22, n° 1, p. 61-77.
89. MIURA, S.; TOKI, S.; TANIZAWA, F. (1984). Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation strength behaviors of anisotropic sand. **Soils and Foundations**, vol. 24, n° 2, p. 58-74.
90. MULILIS, J.P.; SEED, H.B.; CHAN, C.K.; MITCHELL, J.K.; ARULANANDAN, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, vol. 103, n° GT2, p. 91-108.
91. ODA, M. (1975). On the relations $\tau/\sigma_n = K_0 \cdot \tan \psi$ in the simple shear test. **Soils and Foundations**, vol. 15, n° 4, p. 35-41.
92. ODA, M.; KOISHIKAWA, I.; HIGUCHI, T. (1978). Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test. **Soils and Foundations**, vol. 18, n° 1, p. 25-38.
93. OHARA, S.; MATSUDA, H. (1988). Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear. **Soils and Foundations**, vol. 28, n°3, p. 103-113.
94. PINTO, C.S. (2000). **Curso básico de mecânica dos solos**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 247p.
95. POROVIC, E.; JARDINE, R.J. (1994). Some observations on the static and dynamic shear stiffness of Ham River sand. **Proceedings Symposium on Pre-Failure Deformation of Geomaterials**, Hokkaido. A. A. Balkema, Rotterdam, p. 25-30.
96. POTTS, D.M.; DOUNIAS, G.T.; VAUGHAN, P.R. (1987). Finite element analysis of the direct shear box test. **Géotechnique**, vol. 37, n° 1, p. 11-23.
97. PRADO, R.L.; SHUKOWSKY, W. (2000). O emprego do método sísmico crosshole na cidade de São Paulo: discussão de procedimentos de ensaio e resultados. **Solos e Rochas**, vol. 23, n° 2, p. 79-92.
98. RAD, N.S.; TUMAY, M.T. (1987). Factors affecting sand specimen preparation by raining. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 10, n° 1, p.31-37.
99. RAMPOLLO, S.; SILVESTRI, (1993). The stress-strain behavior of natural and reconstituted samples of two overconsolidated clays. **Proceedings Symposium on**

- Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks. Anagstopoulos et al. (eds.), A. A. Balkema, Rotterdam, vol.1, p. 769-778.
100. ROSCOE, K.H. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. **Proceedings** 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich. Vol. 1, p. 186-191.
 101. ROSCOE, K.H. (1970). Tenth Rankine Lecture: The influence of strains in soil mechanics. **Géotechnique**, vol. 20, p. 129-170.
 102. SAADA, A.S.; TOWNSEND, F.C. (1981). State of the art: Laboratory testing of soils. **Proceedings** Symposium on Laboratory Shear Strength of soils, Chicago. R.N. Young and F.C. Townsend (eds.), ASTM STP 740, ASTM, Philadelphia, p. 7-77.
 103. SAADA, A.S.; FRIES, G.; KER, C.C. (1983a). Stress induced in short cylinders subject to axial deformation. **Soils and Foundations**, vol. 23, n° 1, p. 114-118.
 104. SAADA, A.S.; FRIES, G.; KER, C.C. (1983b). An evaluation of laboratory testing techniques in soil mechanics. **Soils and Foundations**, vol. 23, n° 2, p. 381-395.
 105. SCHNAID, F. (2002). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 189p.
 106. SCHMERTMANN, J.H. (1991). The mechanical aging of soils. **Journal of Geotechnical Engineering** (The Twenty-Fifth Karl Terzaghi Lecture), vol. 117, n° 9, p. 1288-1330.
 107. SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. (1968). **Critical State Soil Mechanics**. McGraw Hill, London.
 108. SHAW, P.; BROWN, S.F. (1986). Cyclic simple shear testing of granular materials. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 9, n° 4, p. 213-220.
 109. SHEN, C.K.; SADIGH, K.; HERRMANN, L.R. (1978). An analysis of NGI simple shear apparatus for cyclic load testing. **Proceedings** Symposium on Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, ASTM, Philadelphia, PA, p. 148-162.
 110. SILVEIRA, F.G. (2005). Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de Gnaise da cidade de Porto Alegre. **Dissertação de Mestrado**, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 159p.
 111. SILVER, M.L.; TATSUOKA, F.; PHUKUNHANPHAN, A.; AVRAMIDIS, A.S. (1980). Cyclic undrained strength of sand by triaxial test and simple shear test. **Proceedings** 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 3, p. 281-288.
 112. SLADEN, J.A.; D' HOLLANDER, R.D.; KRAHN, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 22, n° 4, p. 564-578.
 113. TANAKA, Y. (2003). Evaluation of undrained cyclic strength of gravelly soil by shear modulus. **Soils and Foundations**, vol. 43, n° 4, p. 149-160.
 114. TATSUOKA, F.; SILVER, M. (1981). Undrained stress-strain behavior of sand under irregular loading. **Soils and Foundations**, vol. 21, n° 1, p. 51-66.
 115. TATSUOKA, F.; TOKI, S.; MIURA, S.; KATO, H.; OKAMOTO, M.; YAMADA, S.; YASUDA, S.; TANIZAWA, F. (1986a). Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. **Soils and Foundations**, vol. 26, n° 3, p. 99-116.

116. TATSUOKA, F.; OCHI, K.; FUJII, S.; OKAMOTO, M. (1986b). Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods. **Soils and Foundations**, vol. 26, n° 3, p. 23-41.
117. TATSUOKA, F.; KOHATA, Y. (1995). Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications. **Report** of the Institute of Industrial Science, Tokyo: The University of Tokyo, vol. 38, n° 5, 1995.
118. TOMAZELLI, L.J.; VILWOCK, J.A.; LOSS, E.L.; DEHNHARDT, E.A. (1982). Caracterização de um depósito praial pleistocênico na província costeira do Rio Grande do Sul. **Anais 32º Congresso Brasileiro de Geologia**, vol. 4, p. 1514-1523.
119. UENG, T.S.; CHEN, T.J. (2000) Energy aspects of particle breakage in drained shear of sands. **Géotechnique**, vol. 50, n° 1, p. 65-72.
120. UESUGI, M.; KISHIDA, H. (1986a). Influential factors of friction between steel and dry sands. **Soils and Foundations**, vol. 26, n° 2, p. 33-46.
121. UESUGI, M.; KISHIDA, H. (1986b). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. **Soils and Foundations**, vol. 26, n° 4, p. 139-149.
122. VAID, Y.P.; NEGUSSEY, D. (1984). Relative density of air and water pluviated sand. **Soils and Foundations**, vol. 24, n° 2, p. 101-105.
123. VAID, Y.P.; NEGUSSEY, D. (1988). Preparation of reconstituted sand specimens. **Proceedings** Symposium on Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, ASTM, Philadelphia, vol. 1, p. 405-417.
124. VESIC, A.S.; CLOUGH, E.W. (1968). Behavior of granular materials under high stresses. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering** (ASCE), vol. 94, n° SM3, p. 661-688.
125. VUCETIC, M.; LACASSE, S. (1982). Specimen size effect in simple shear test. **Journal of Geotechnical Engineering** (ASCE), vol. 108, n° GT12, p. 1567-1585.
126. VUCETIC, M.; LACASSE, S. (1984). Closure to Specimen size effect in simple shear test. **Journal of Geotechnical Engineering** (ASCE), vol. 110, n° 3, p. 447-453.
127. WHANG, D.H. (2001). Seismic compression of compacted soils. **PhD Thesis**, University of California, Los Angeles, 209p.
128. WOOD, D.M.; DRESCHER, A.; BUDHU, M. (1979). On the determination of stress state in the simple shear apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 2, n° 4, p. 211-221.
129. WRIGHT, D.K.; GILBERT, P.A.; SAADA, A.S. (1978). Shear devices for determining dynamic soil properties. **Proceedings** Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Reston, VA, vol 2, p. 1056-1075.
130. WROTH, C.P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. **Géotechnique**, vol. 34, n° 4, p. 449-489.
131. WROTH, C.P. (1987). The behavior of normally consolidated clay as observed in undrained direct shear tests. **Géotechnique**, vol. 37, n° 1, p. 37-43
132. YAMAMURO, J.A.; BOPP, P.A.; LADE, P.V. (1996). One-dimensional compression of sands at high pressure. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 122, n° 2, p. 147-154.

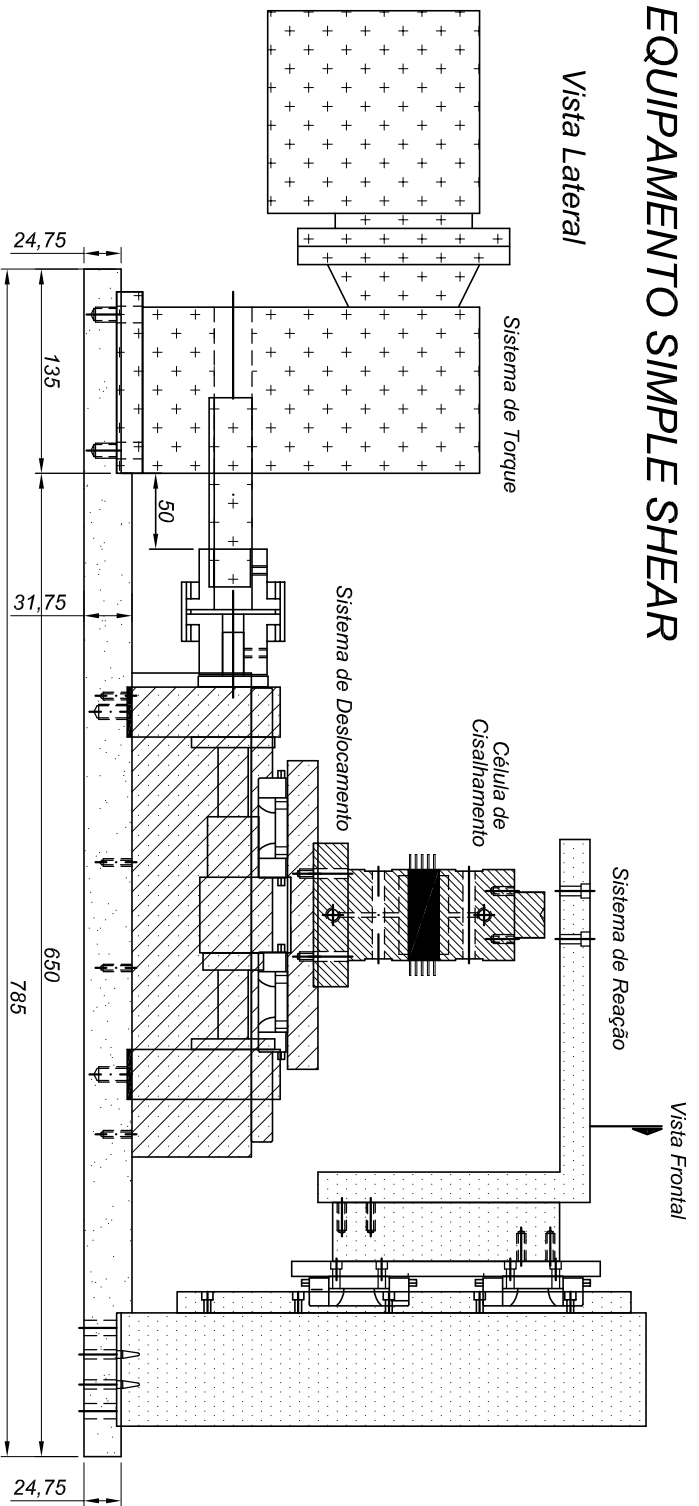
ANEXO I

Projeto do Equipamento *Simple Shear*

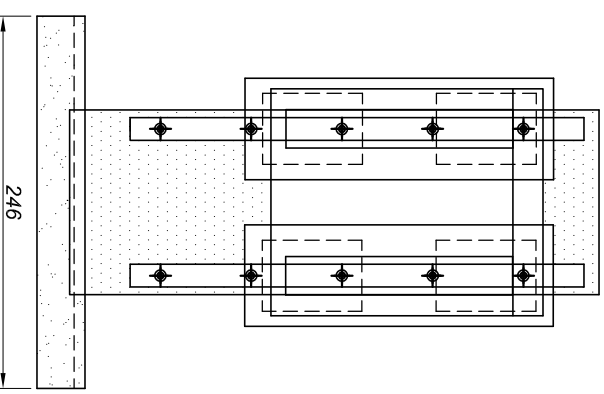
PRANCHA	DESCRIÇÃO
01	Esquema do Equipamento <i>Simple Shear</i>
02	Placa de Base do Equipamento
03	Sistema de Geração de Torque
04	Sistema de Geração de Torque
05	Motor de Passo / Acoplamento Motor/Redutor
06	Junção Motor / Redutor
07	Flange do Eixo do Redutor
08	Sistema de Torque e Deslocamento
09	Proteção Acoplamento Redutor
10	Mancal de Finalização
11	Mancal de Passagem
12	Mancal Central
13	Porcas
14	Acoplamento Redutor/ Fuso / Rolamento Interno dos Mancais
15	Fuso de Esferas Recirculantes
16	Sistema de Deslocamento
17	Sistema de Torque e Deslocamento
18	Trilhos e Patins
19	Espaçador Direito
20	Espaçador Esquerdo
21	Carro Móvel
22	Célula de Cisalhamento
23	Corpo de Prova / Anéis
24	Pedestal
25	Cabeçote
26	Alterações / Cabeçote e Pedestal
27	Medidas de Deslocamento
28	Suporte para Transdutores
29	Colocador de Membrana
30	Colocador de Membrana / Montagem
31	Sistema de Deslocamento e Reação
32	Sistema de Deslocamento e Reação
33	Poste e Transmissores
34	Viga de Reação
35	Apoio da Viga em “L”
36	Trilhos e Patins / Células de Carga
37	Sistema de Contrapesos
38	Sistema de Contrapesos
39	Peças do Contrapeso
40	Alterações / Sistema de Contrapeso
41	Pórtico Carga Vertical
42	Vigotas do Pórtico Vertical
43	Acessórios ao Pórtico Vertical

EQUIPAMENTO SIMPLE SHEAR

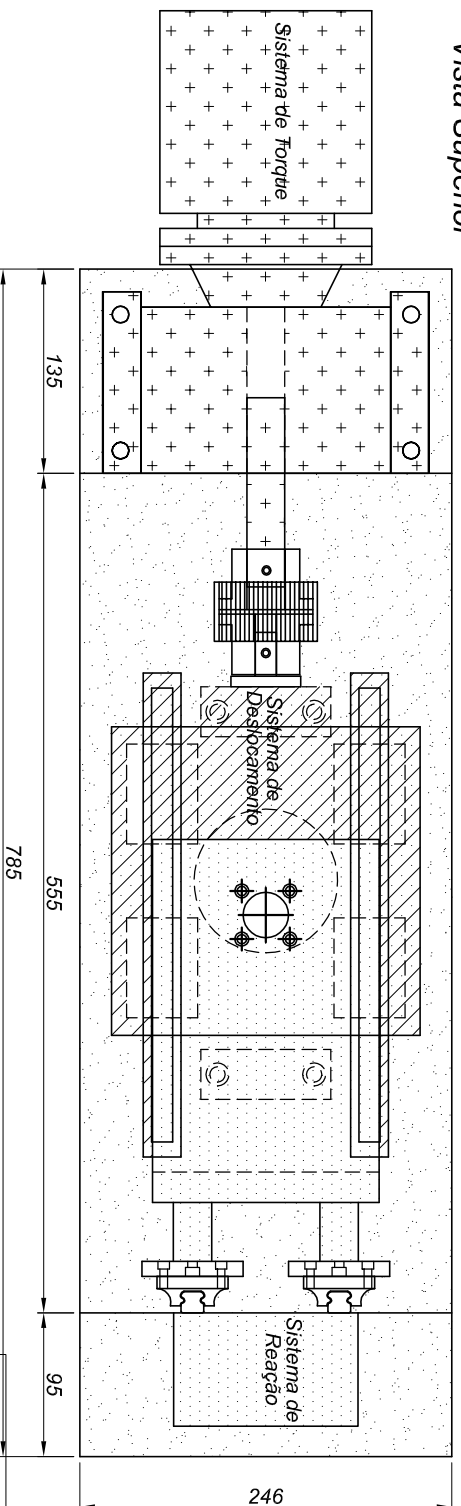
Vista Lateral



Vista Frontal



Vista Superior

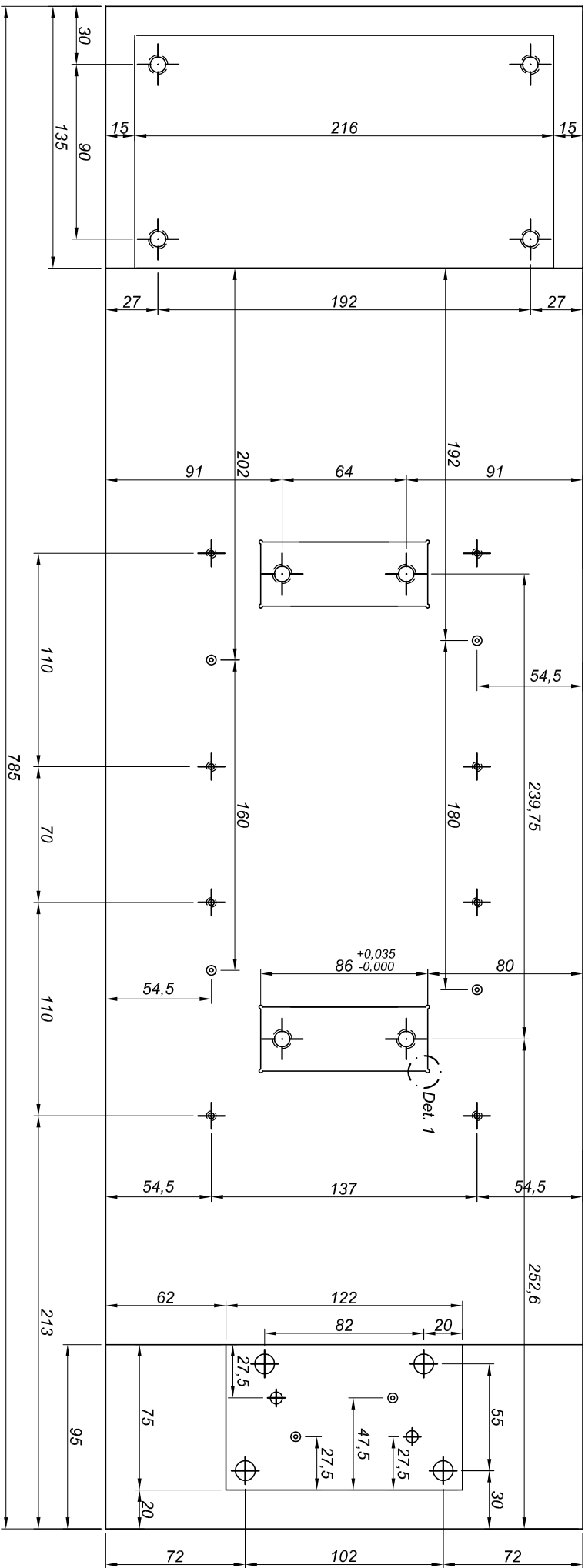


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

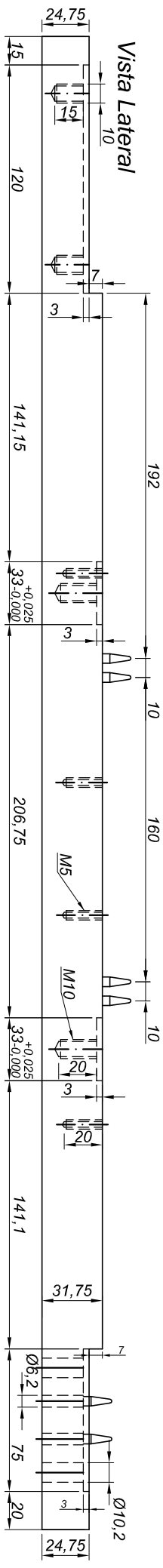
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Equipamento SIMPLE SHEAR		Prancha
Responsável	Lilian		Data	12/12/2004		01
			Unidade	mm		
			Escala	1/5		

Vista Superior

PLACA DE BASE

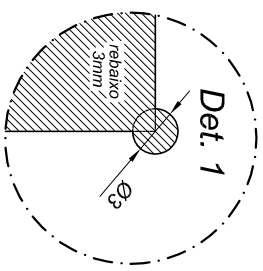


Vista Lateral

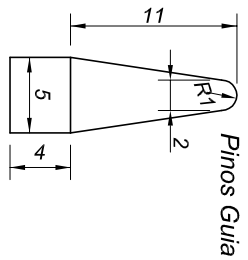


Esc 2/1

Det. 1



Det. 1

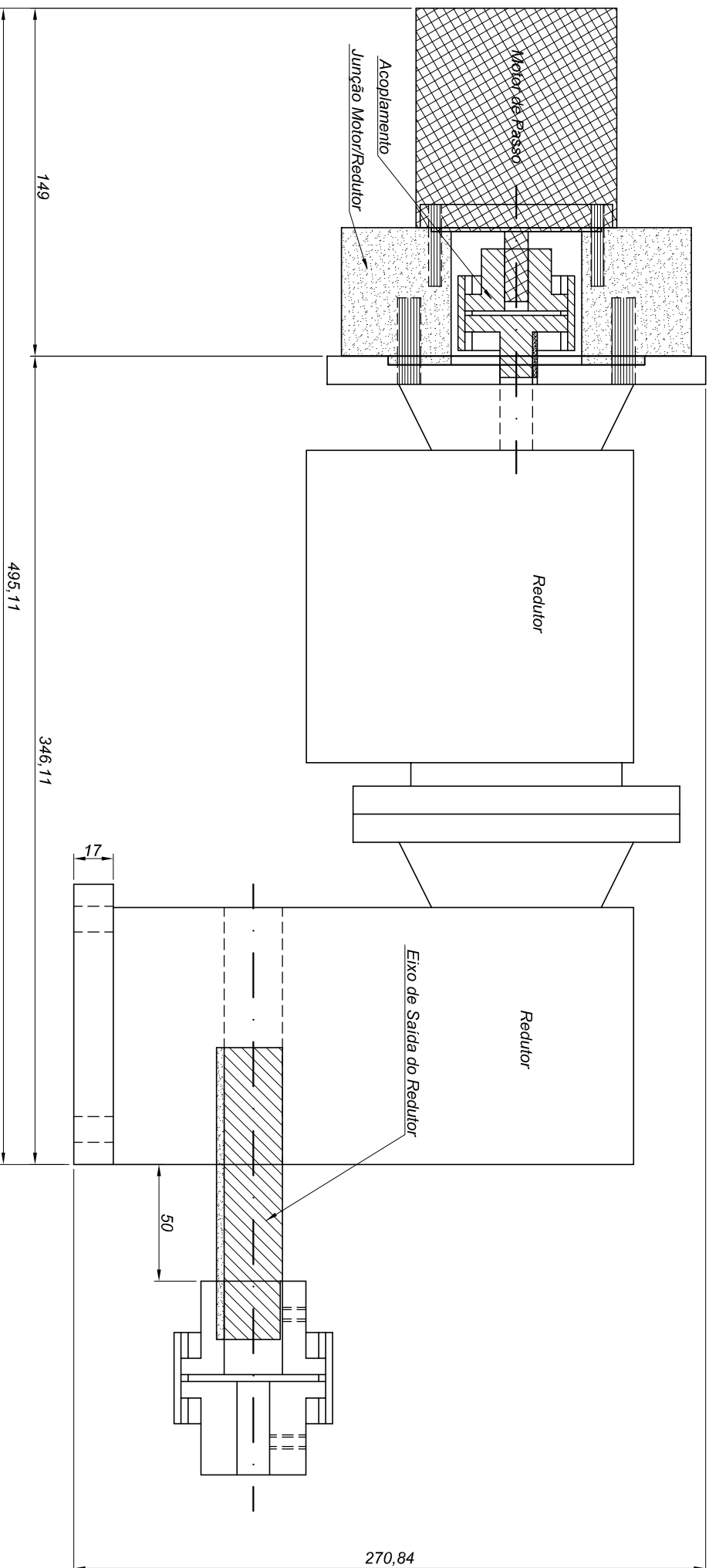


Pinos Guia

<p>UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC</p>			
Projeto	Detalhe	Prancha	02
Responsável	Placa de Base		
Lilian	mm		
Data	Unidade	Escala	
18/05/2004	mm	1/3	

SISTEMA DE TORQUE

Vista Lateral

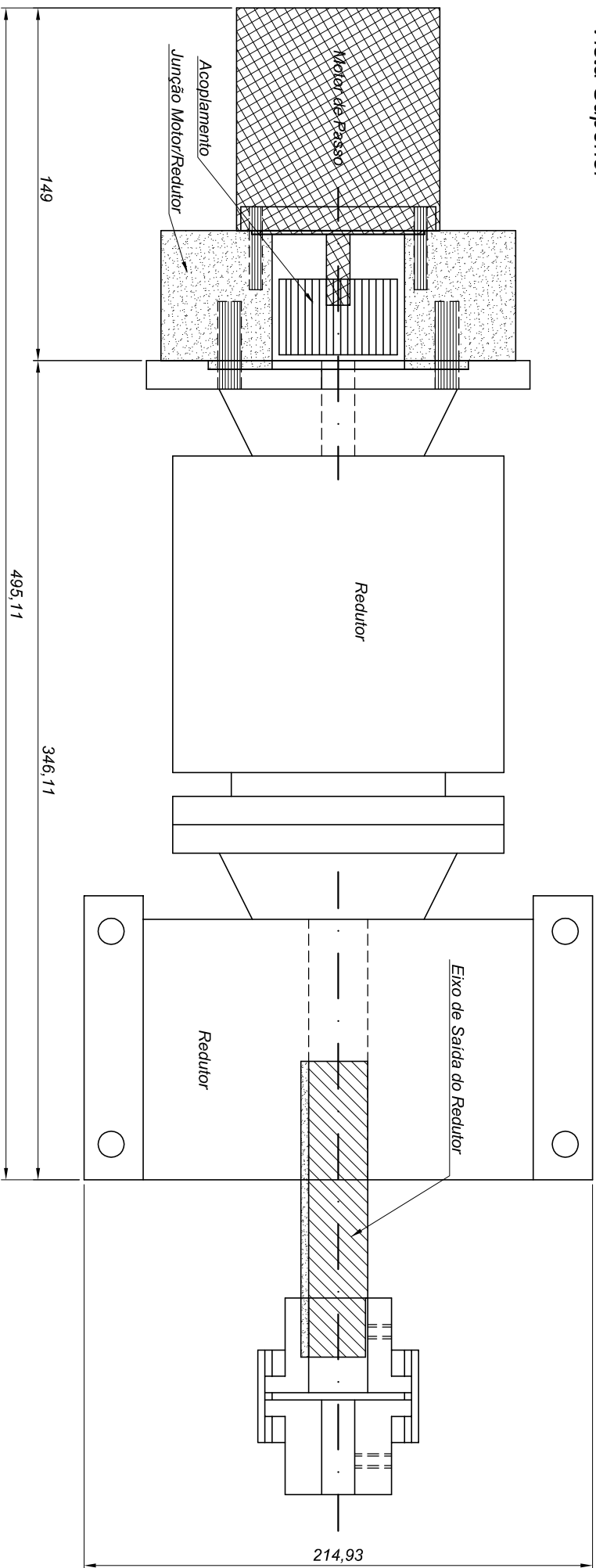


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha
Responsável	Unidade	Escala
Lilian	mm	1/2,5
Data		
18/05/2004		
Projeto		
SIMPLE SHEAR		
Sistema de Geração de Torque		
03		

SISTEMA DE TORQUE

Vista Superior



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

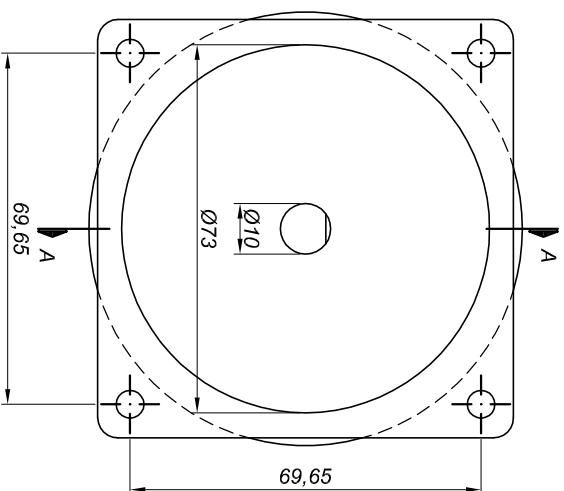
Projeto: **SIMPLE SHEAR** | Detalhe: **Sistema de Geração de Torque**

Responsável: **Lilian** | Data: **18/05/2004** | Unidade: **mm** | Escala: **1/2,5**

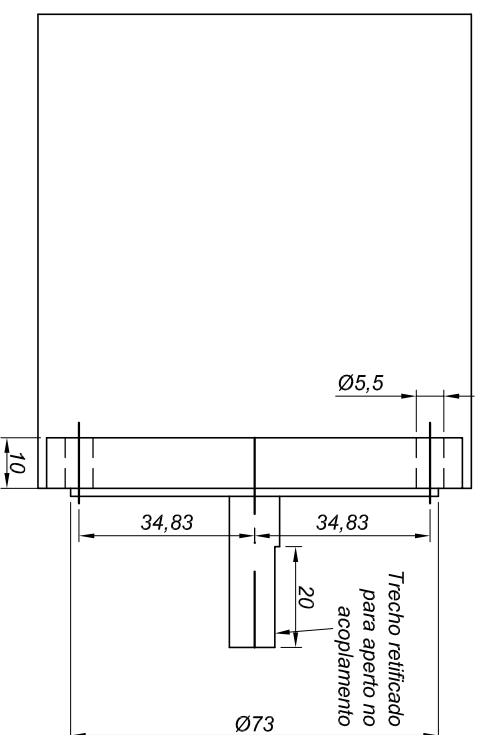
Prancha: **04**

MOTOR DE PASSOS

Vista Frontal

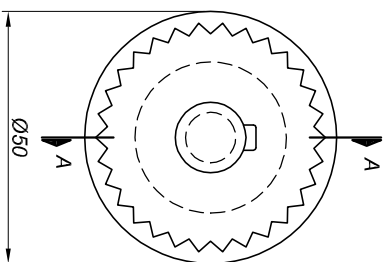


Vista Lateral

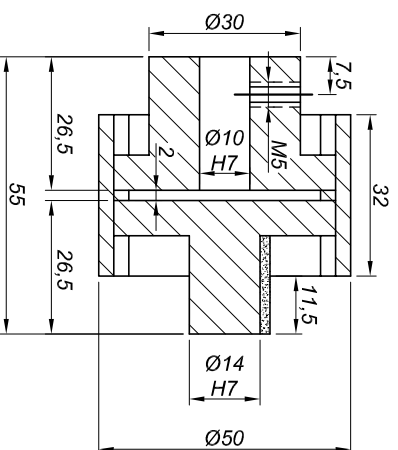


ACOPLAMENTO

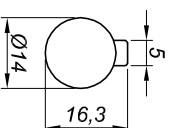
Vista Frontal



Corte AA



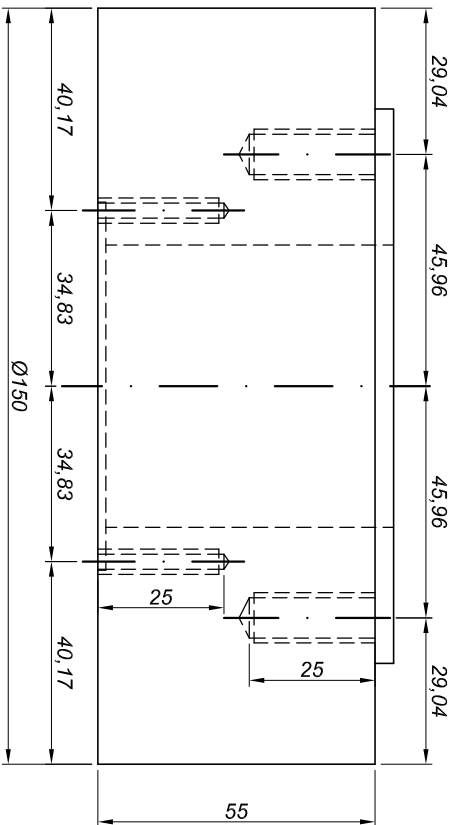
Detalhe da Chaveta



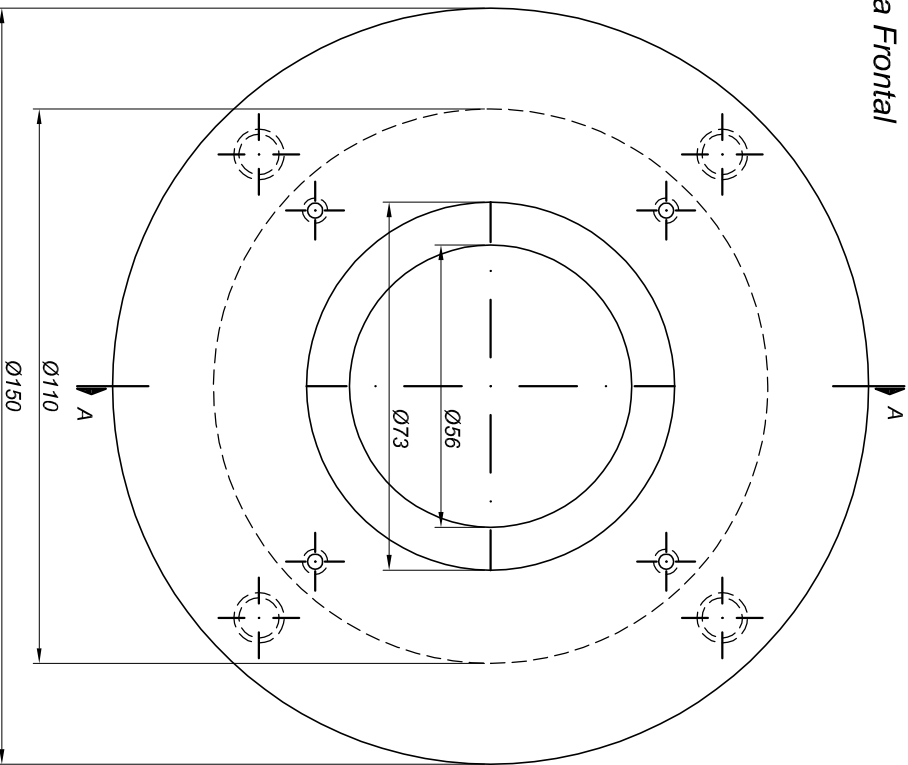
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Motor de Passo		Prancha
Responsável	Data	Unidade	Escala	
Lilian	18/05/2004	mm	1/1,5	05
SIMPLE SHEAR		Acoplamento Motor/Redutor		

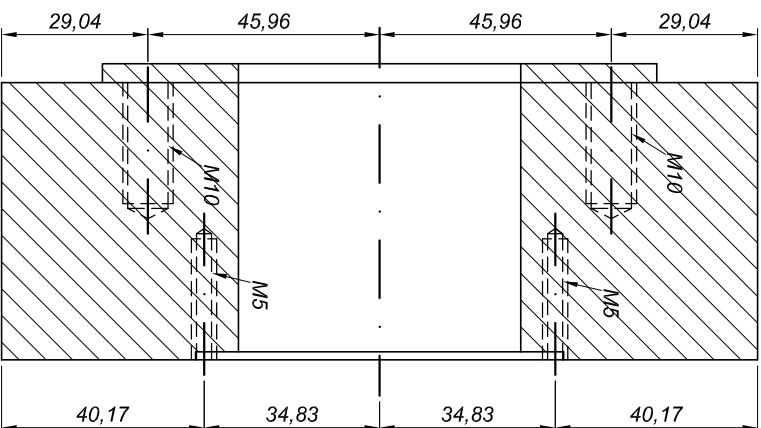
Vista Superior



Vista Frontal



Corte AA



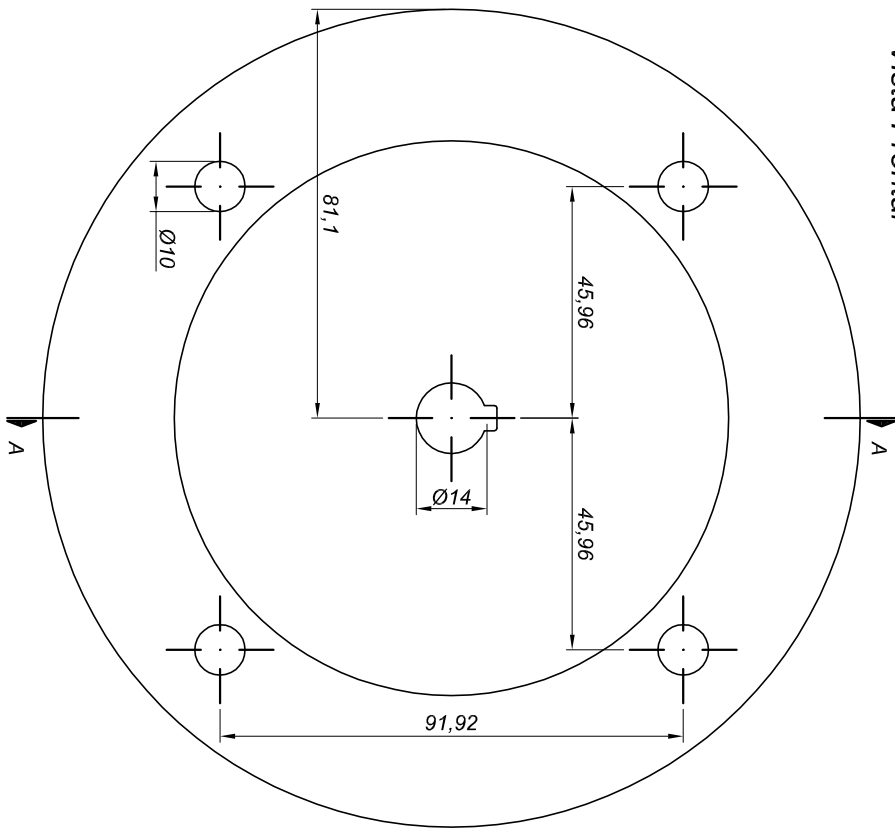
JUNÇÃO MOTOR/REDUTOR

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

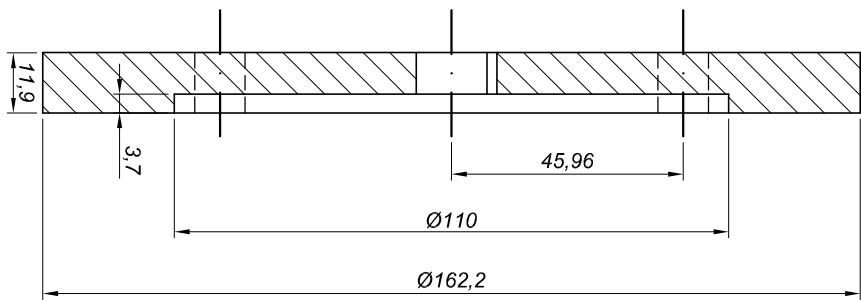
Projeto	Detalhe	Prancha
Responsável	Unidade	Escala
Lilian	mm	1/1,5
SIMPLE SHEAR		06
Jungão Motor/Redutor		
Data		
18/05/2004		

FLANGE DO REDUTOR

Vista Frontal

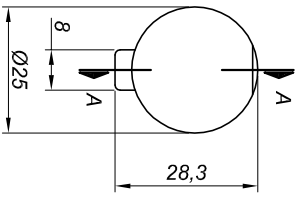


Corte AA

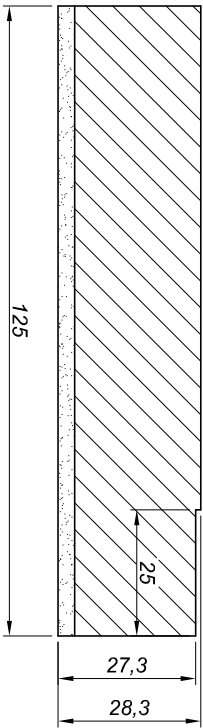


EIXO DE SAÍDA DO REDUTOR

Vista Frontal



Corte AA



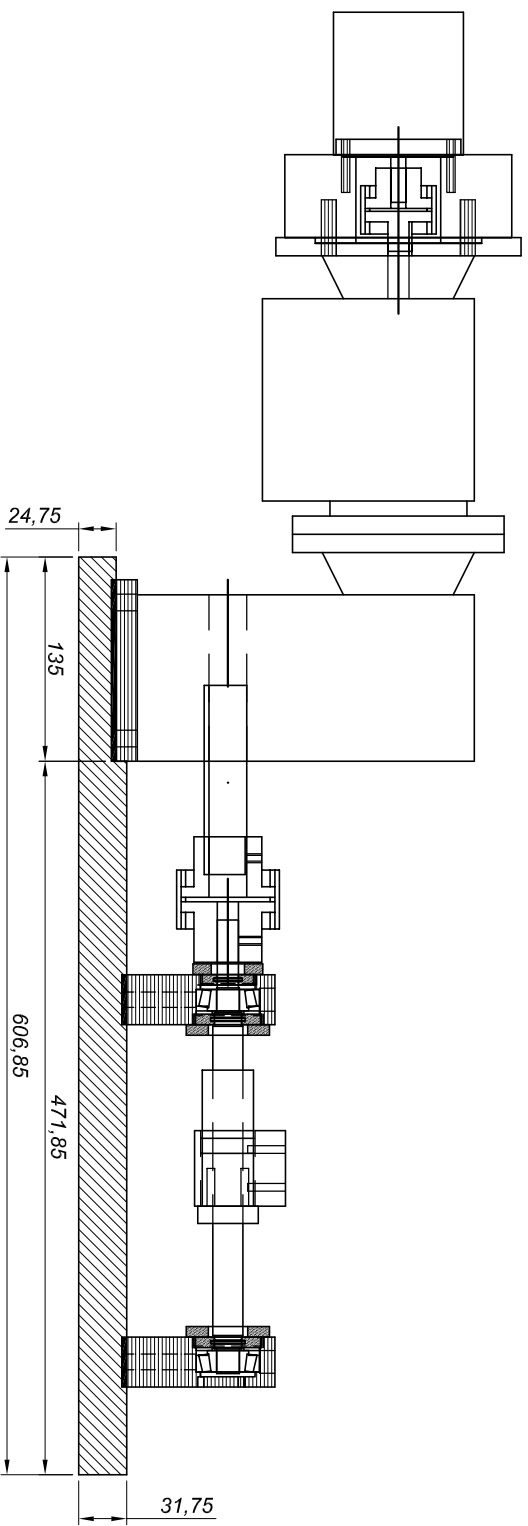
Techo retificado para aperto no acoplamento

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

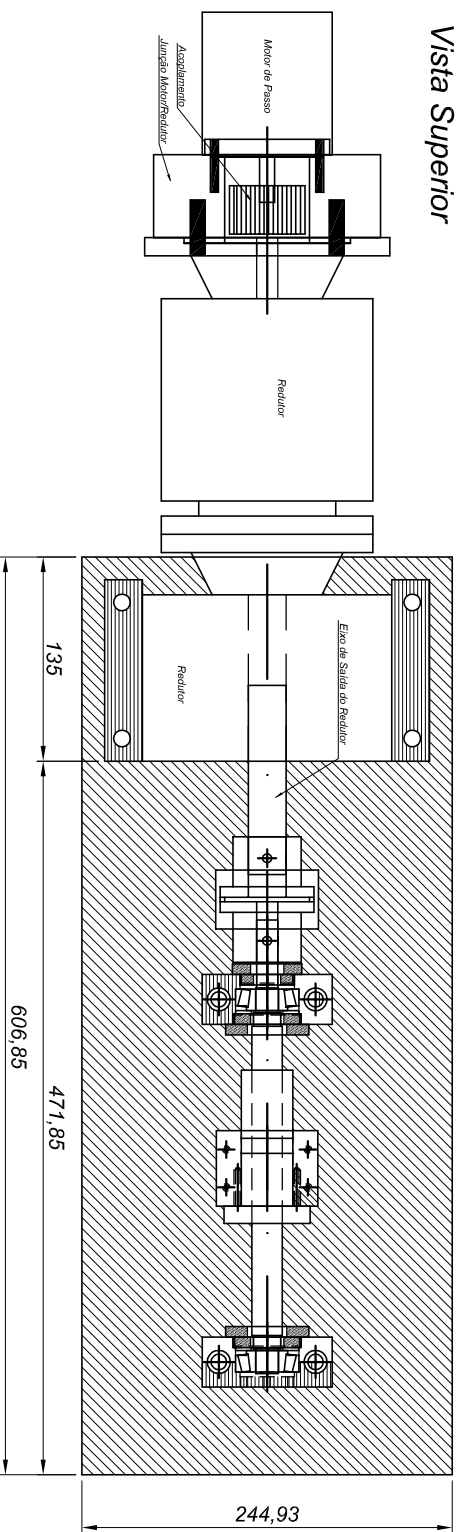
Projeto	Detalhe	Prancha	
Responsável	Data	Flange do Eixo do Redutor	07
Lilian	18/05/2004	mm	1/1,5

SISTEMA DE TORQUE E DESLOCAMENTO

Vista Lateral



Vista Superior

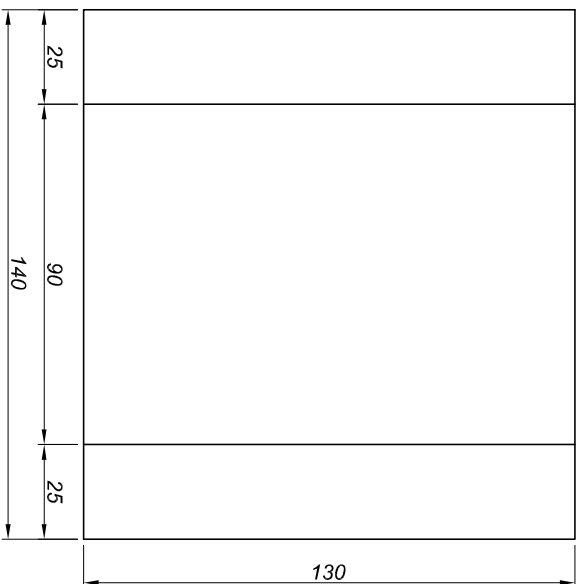


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

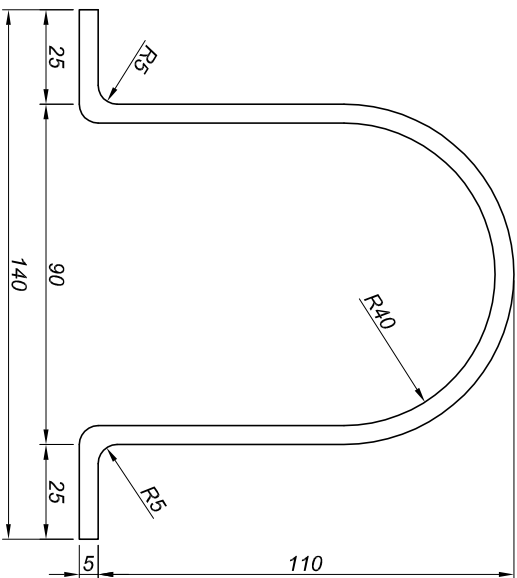
Projeto	SIMPLE SHEAR			Detalhe	Sistema de Torque e Deslocamento		Prancha
Responsável	Lilian			Data	18/05/2004		08
	Unidade	mm		Escala	1/5		

PROTECTOR DO REDUTOR esc 1/2

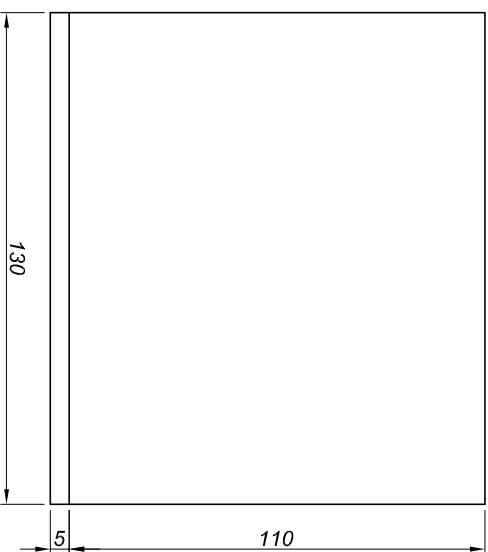
Vista Superior



Vista Frontal

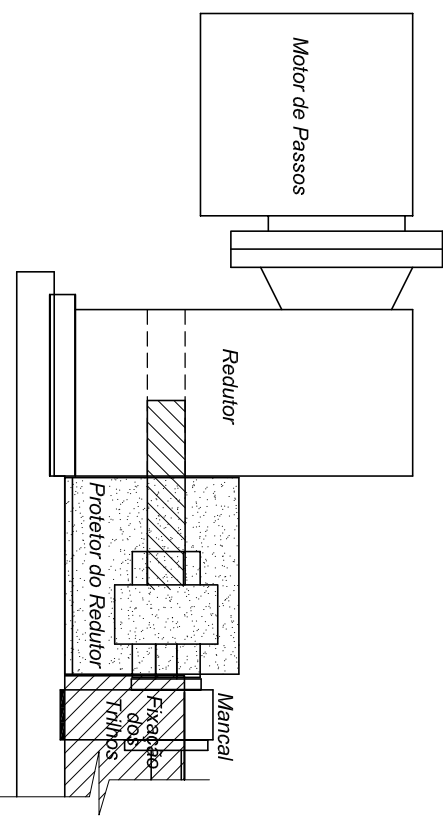


Vista Lateral

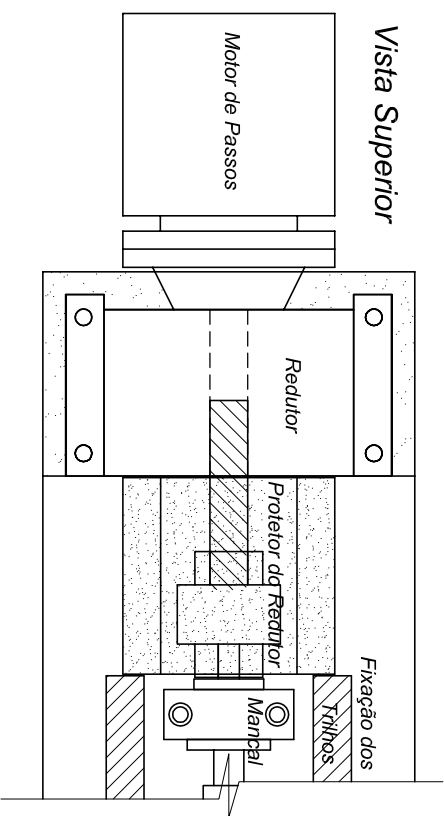


PROTECTOR DO REDUTOR esc 1/5

Vista Lateral



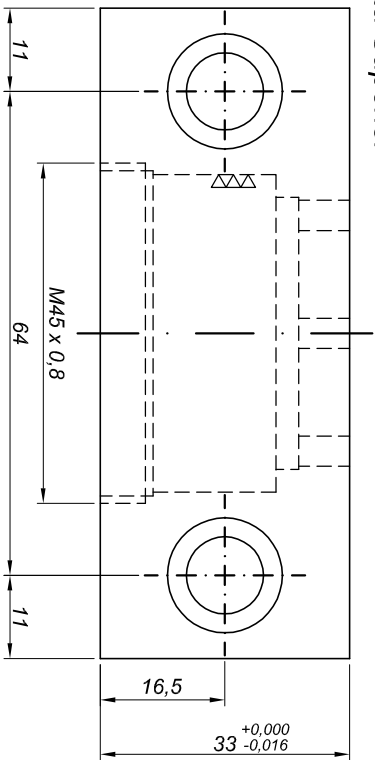
Vista Superior



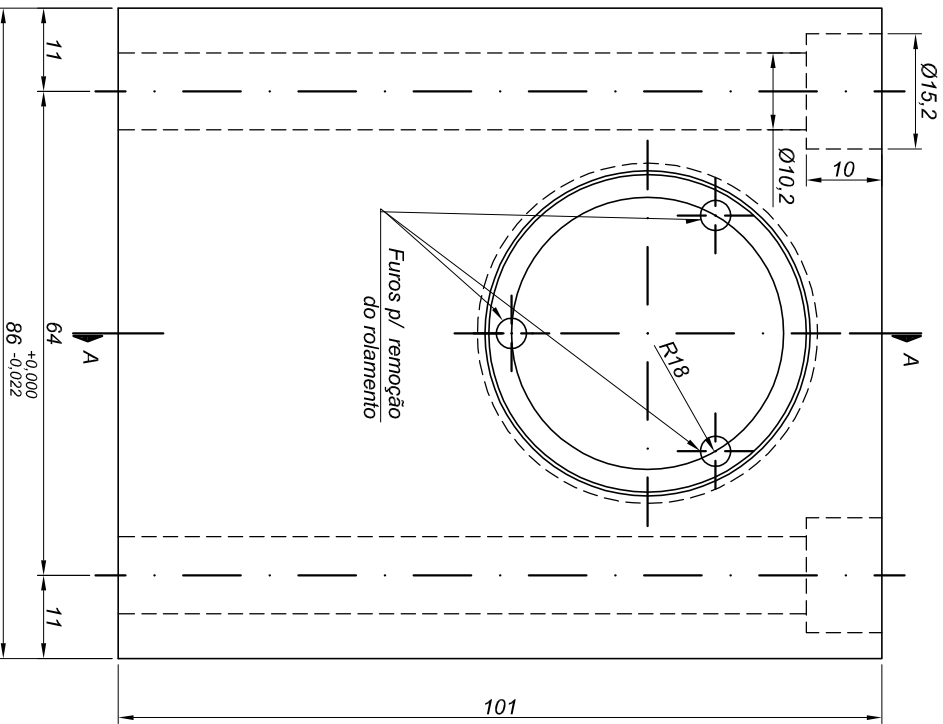
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe		Prancha
Responsável	Projeto	Proteção Acoplamento/Redutor	09
Lilian	Projeto	Proteção Acoplamento/Redutor	
	Data	Unidade	Escala
	23/03/2005	mm	Indicada

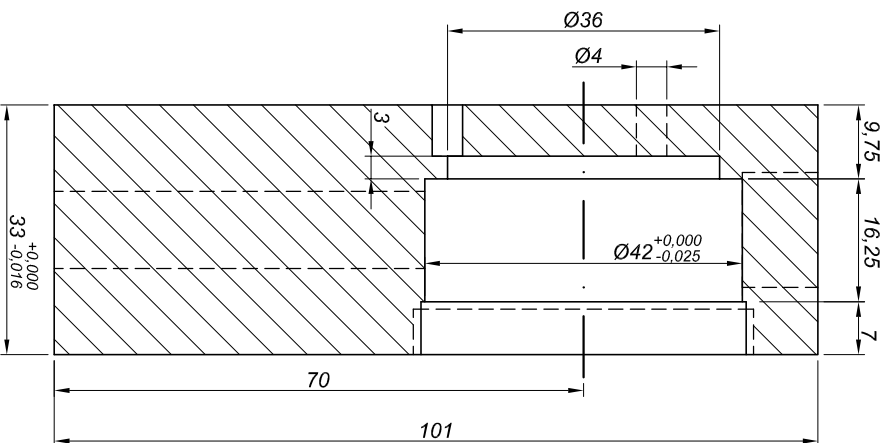
Vista Superior



Vista Frontal



Corte AA



MANCAL DE FINALIZAÇÃO

NOTAS:

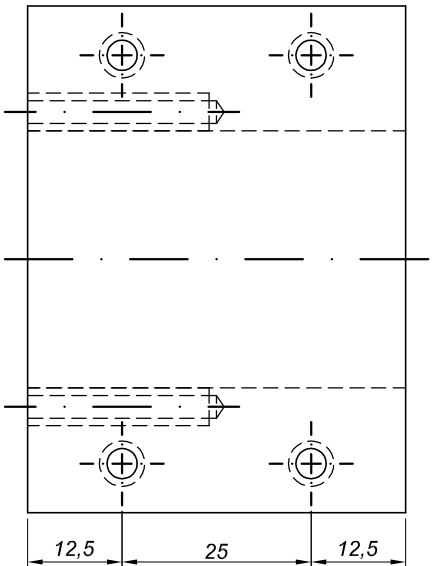
- 1 - Deverá ser executada uma peça, em aço 1045.
- 2 - A cavidade para o mancal, na placa de base, deverá ter as seguintes medidas:
 - 86 +0.035 / -0.000
 - 33 +0.025 / -0.000

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

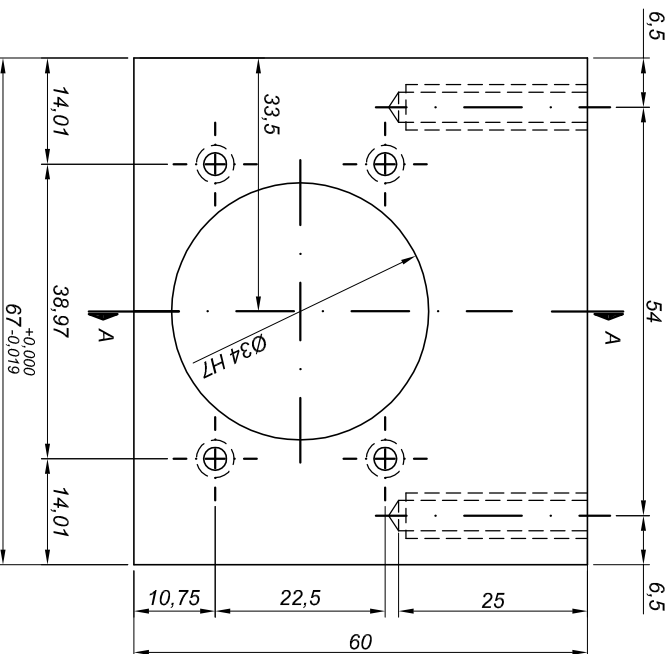
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Mancal de Finalização		Prancha
Responsável	Lilian		Data	18/05/2004		10
	Unidade	mm	Escala	1/1		

MANCAL CENTRAL

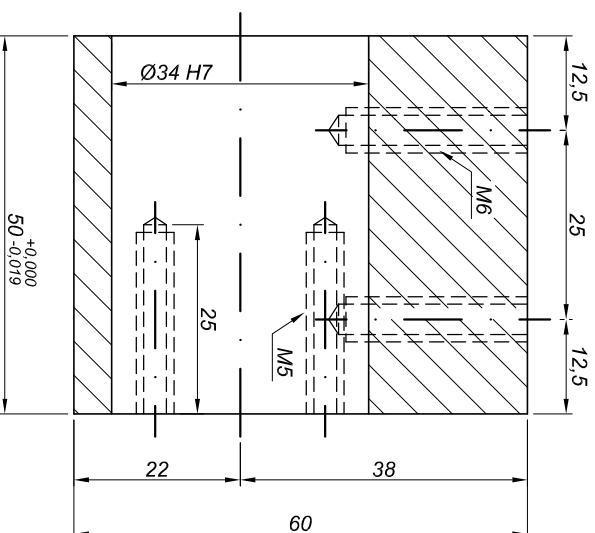
Vista Superior



Vista Frontal



Corte AA



NOTAS:

- 1 - Deverá ser executada uma peça, em aço 1045.
- 2 - A cavidade para o mancal, no carro superior, deverá ter as seguintes medidas:
 - 67 +0,030
 - 67 -0,000
 - 50 +0,030
 - 50 -0,000

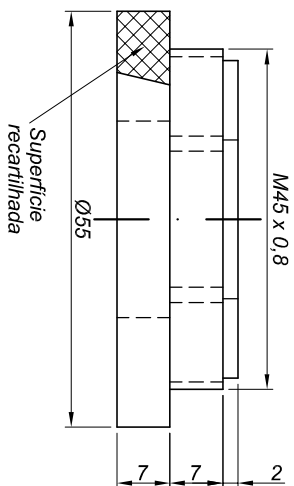
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalle		Prancha
Responsável	Mancal Central		12
Lilian	18/05/2004	mm	1/1

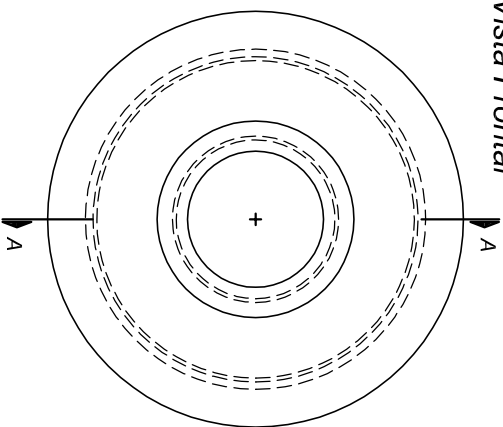
PORCA P/ FINALIZAÇÃO

PORCA P/ PASSAGEM

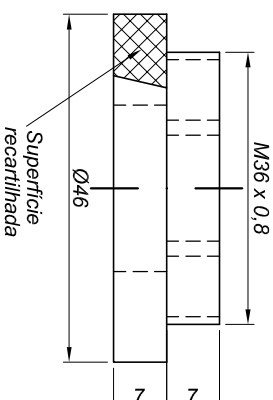
Vista Superior



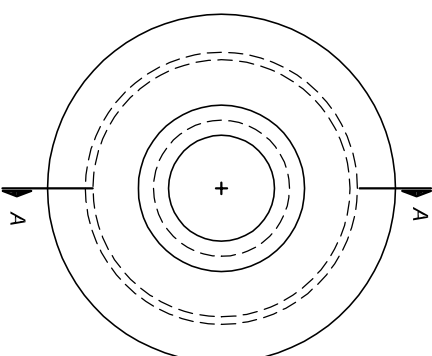
Vista Frontal



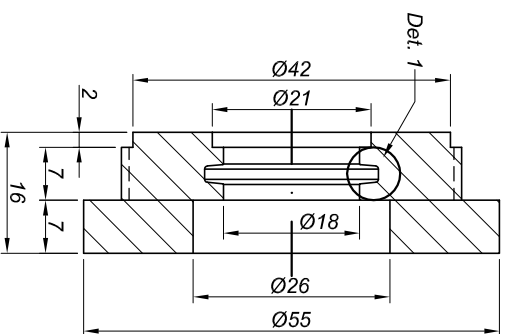
Vista Superior



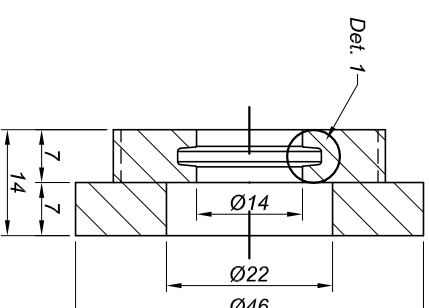
Vista Frontal



Corte AA



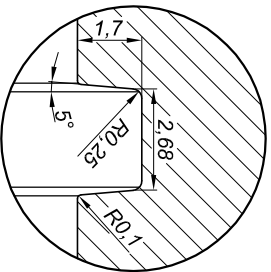
Corte AA



DET. 1

Alojamento para O-ring

Esc. 5/1



NOTAS:

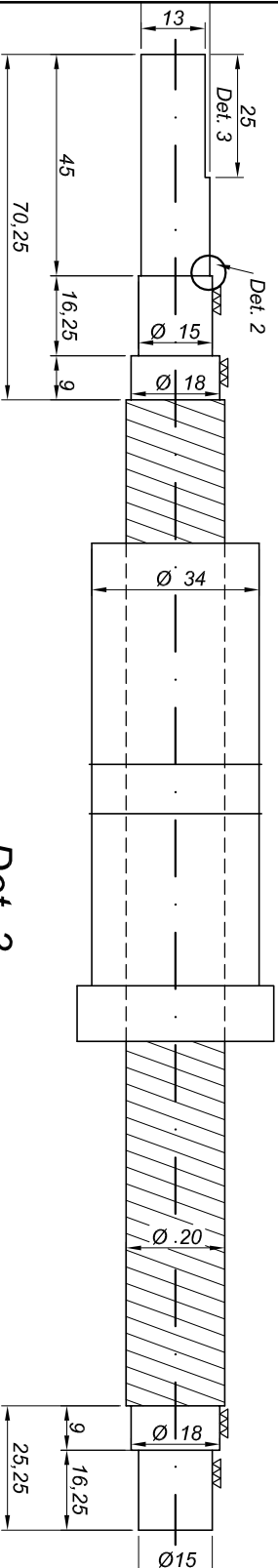
- 1 - Deverão ser executadas duas porcas para finalização, em aço 1045.
- 2 - Deverá ser executada uma porca para passagem, em aço 1045.
- 3 - O Detalhe 1, mostra o alojamento para os O-rings e é idêntico para as duas porcas.
- 4 - O O-ring utilizado na porca de finalização será o 11.107.
- 5 - O O-ring utilizado na porca de passagem será o 11.816.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha
Responsável	Porcas	13
Lilian		
Data	Unidade	Escala
18/05/2004	mm	1/1

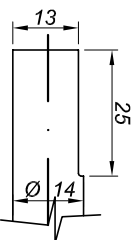
FUSO

Vista Lateral



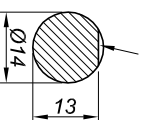
Det. 3

Vista Lateral

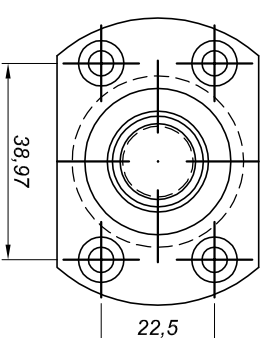


Vista Frontal

Trecho retificado para aberto no acoplamento



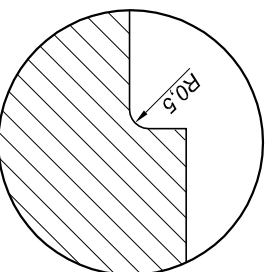
Vista Frontal



DET. 2

Raios de concordância

Esc. 5/1



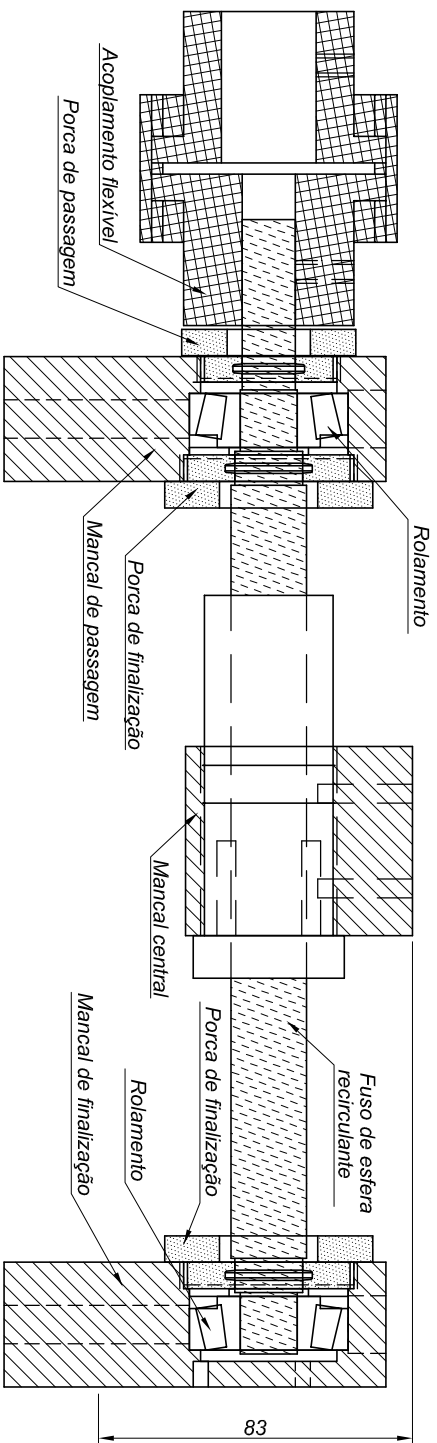
- NOTAS:**
- 1 - O fuso de esfera recirculante representado aqui é da marca TBI, modelo DF12005-4.
 - 2 - O diâmetro do fuso é de 20mm, conforme apresentado. As outras dimensões deverão ser executadas, com a superfície retificada, onde indicado.
 - 3 - Deverá ser executada uma "chaveta", conforme indicado.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

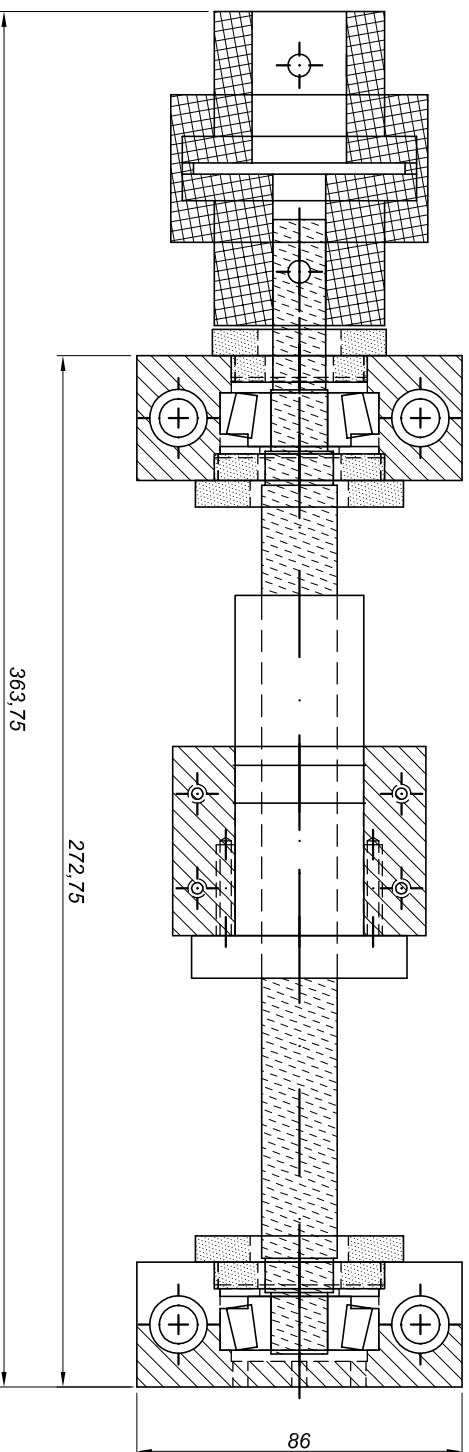
Projeto	Detalle		Prancha
SIMPLE SHEAR	Fuso de esfera re-circulante		15
Responsável	Data	Unidade	Escala
Lilian	18/05/2004	mm	1/1,5

SISTEMA DE DESLOCAMENTO

Vista Lateral



Vista Superior

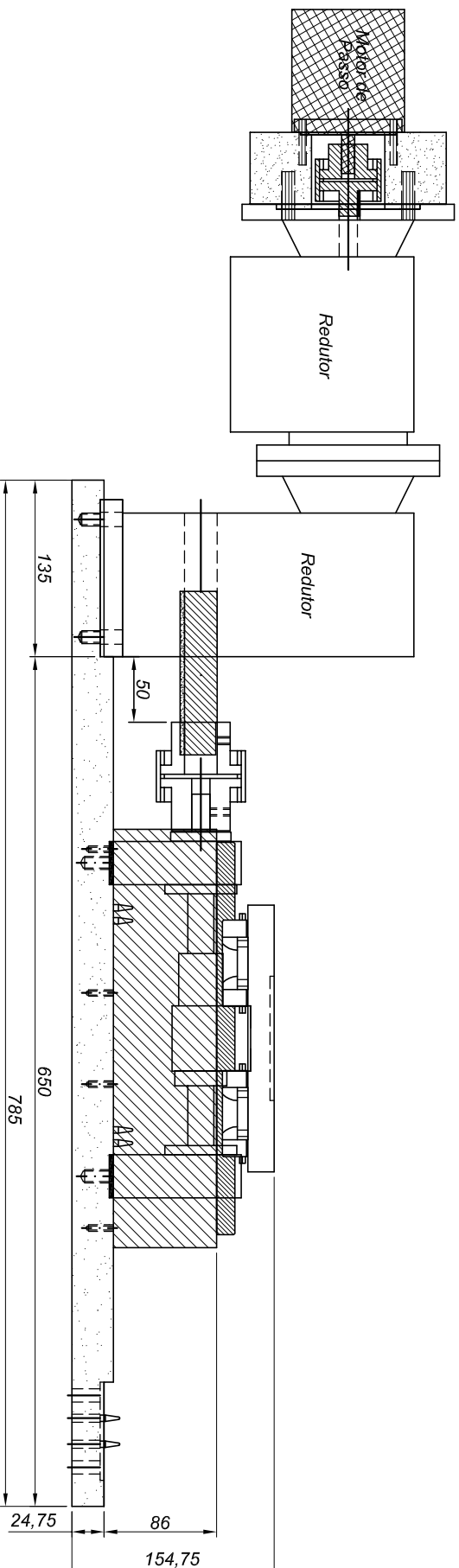


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

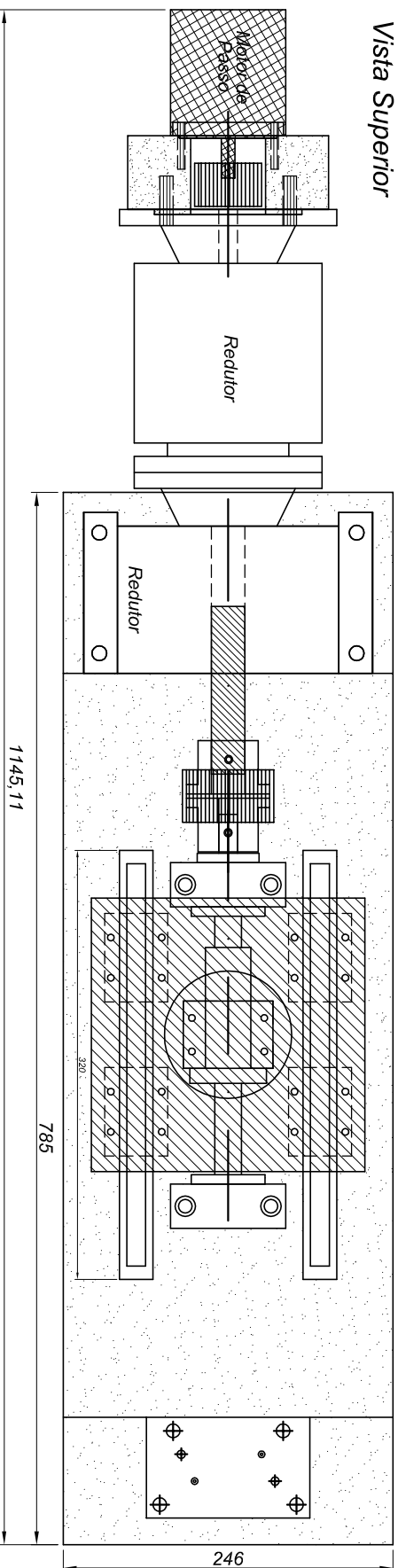
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Sistema de Deslocamento		Prancha
Responsável	Lilian		Data	18/05/2004		
			Unidade	mm		
			Escala	1/2		
						16

SISTEMA DE TORQUE E DESLOCAMENTO

Vista Lateral



Vista Superior

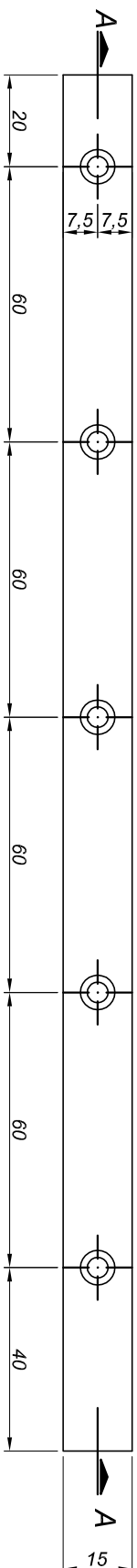


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

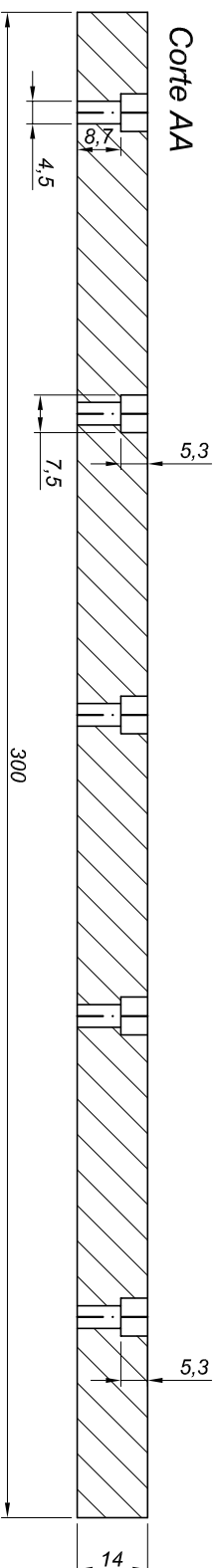
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Sistema de Torque e Deslocamento		Prancha
Responsável	Lilian		Data	18/05/2004		17
	Unidade	mm	Escala	1/5		

TRILHOS

Vista Superior

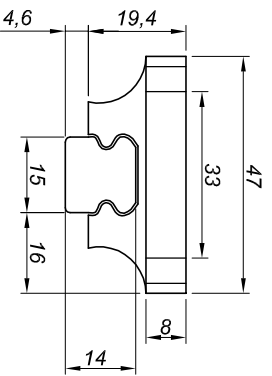


Corte AA

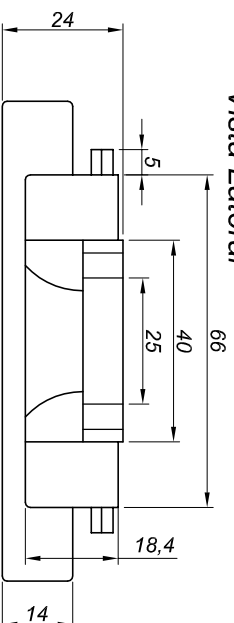


PATINS + TRILHOS

Vista Frontal



Vista Lateral



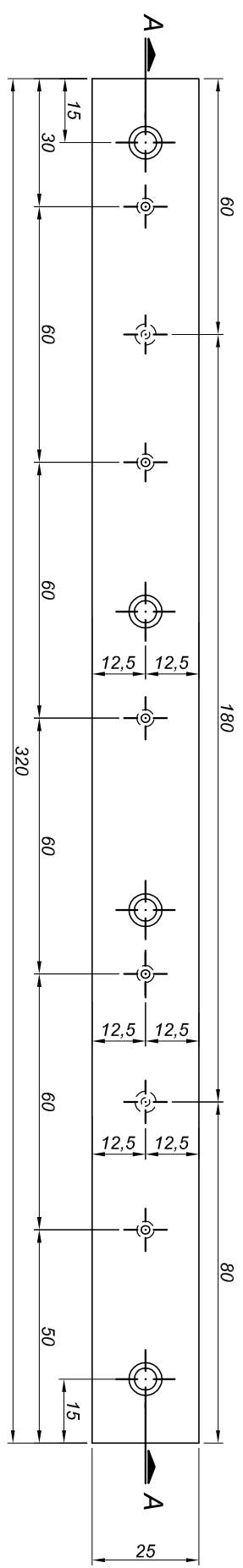
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto: SIMPLE SHEAR
Detalhe: Trilhos e Patins

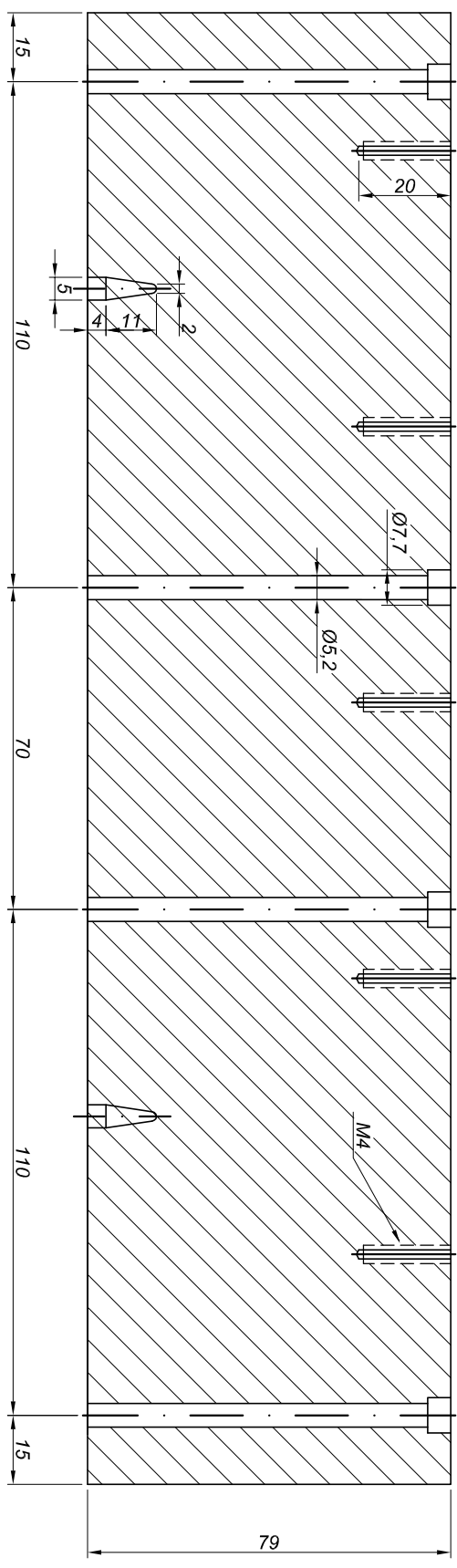
Responsável: Lilian
Data: 18/05/2004
Unidade: mm
Escala: 1/1,5
Prancha: 18

ESPAÇADOR DIREITO

Vista Superior



Corte AA

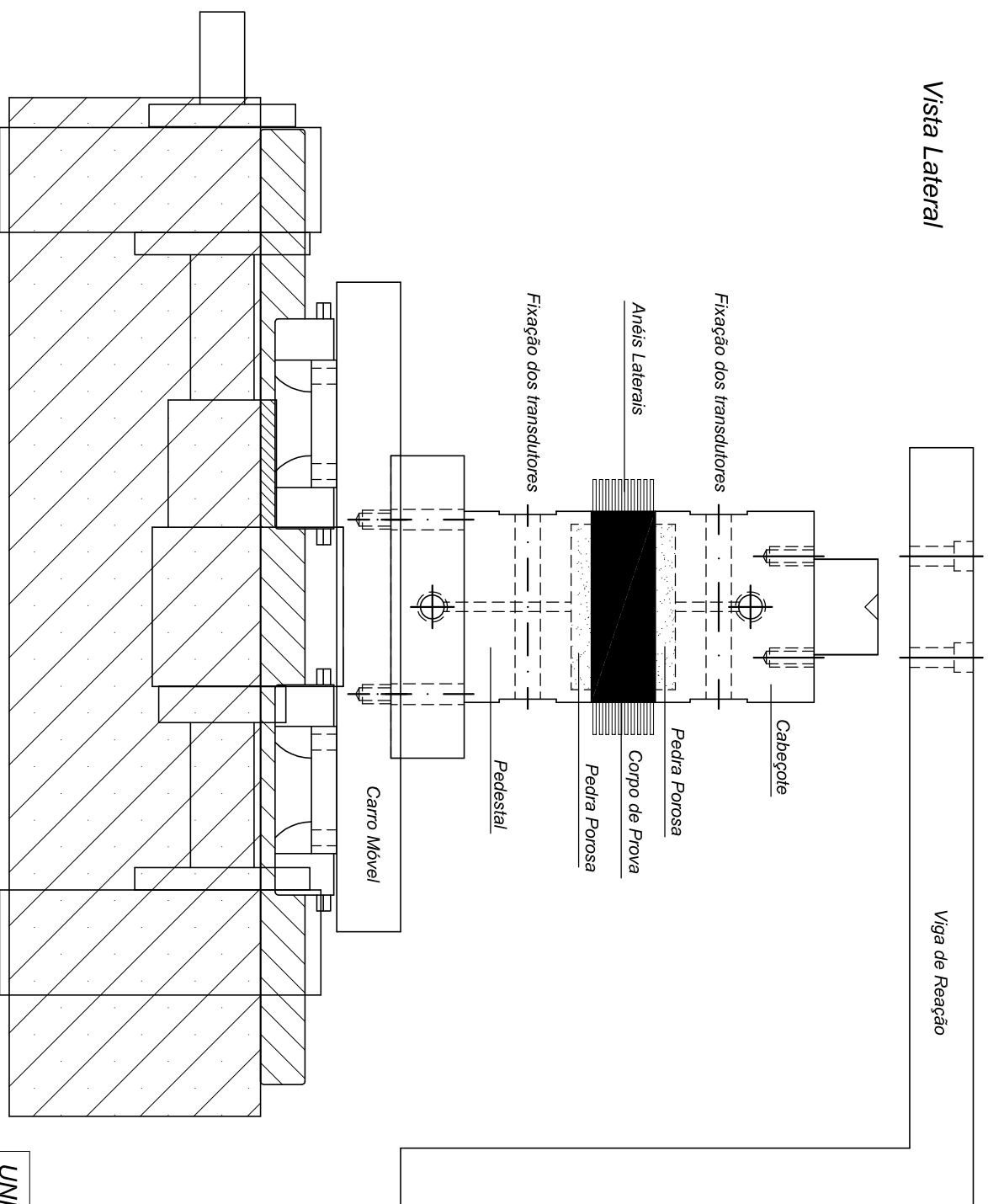


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Espaçador Direito		Prancha
Responsável	Lilian		Data	18/05/2004		19
	mm		Escala	1/1,5		

CÉLULA DE CISALHAMENTO

Vista Lateral

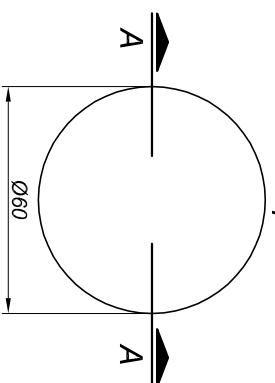


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

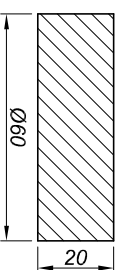
Projeto	SIMPLE SHEAR			Prancha
Responsável	Lilian			
Data	12/11/2004	Detalhe	Célula de Cisalhamento	
Unidade	mm	Escala	1/2	

CORPO DE PROVA esc 1/2

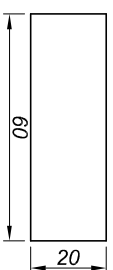
Vista Superior



Corte AA

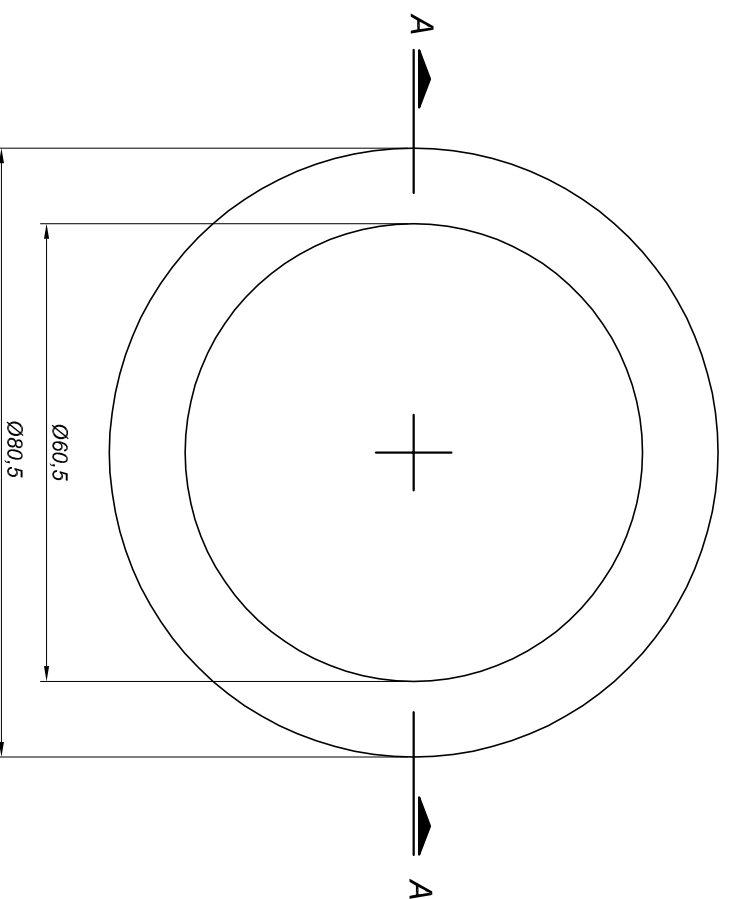


Vista Frontal

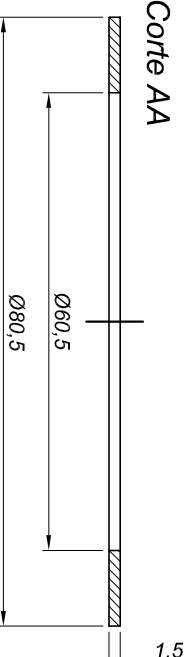


ANÉIS LATERAIS esc 1/1

Vista Superior



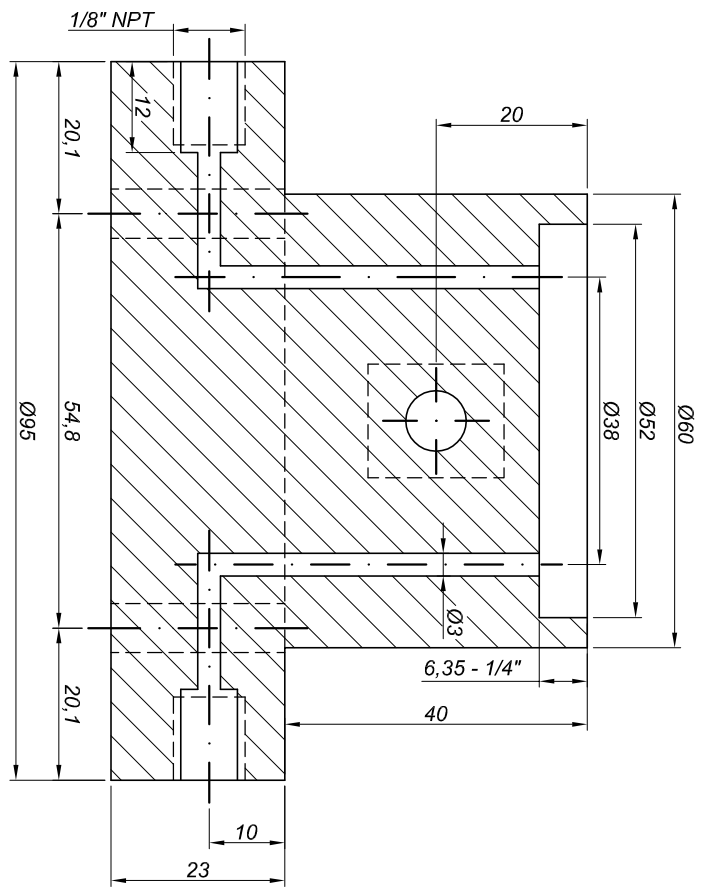
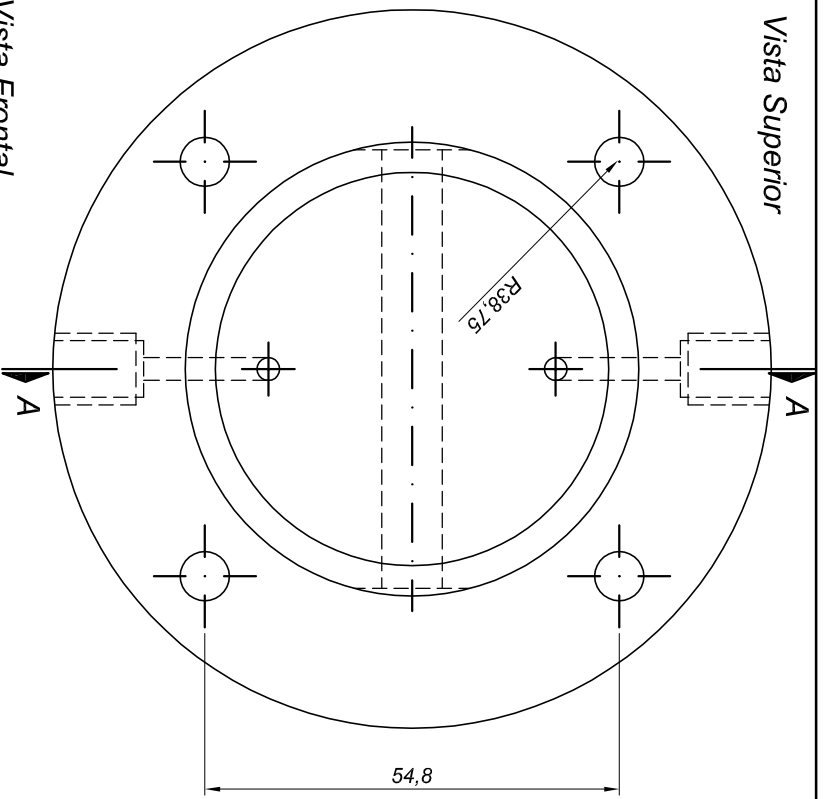
Corte AA



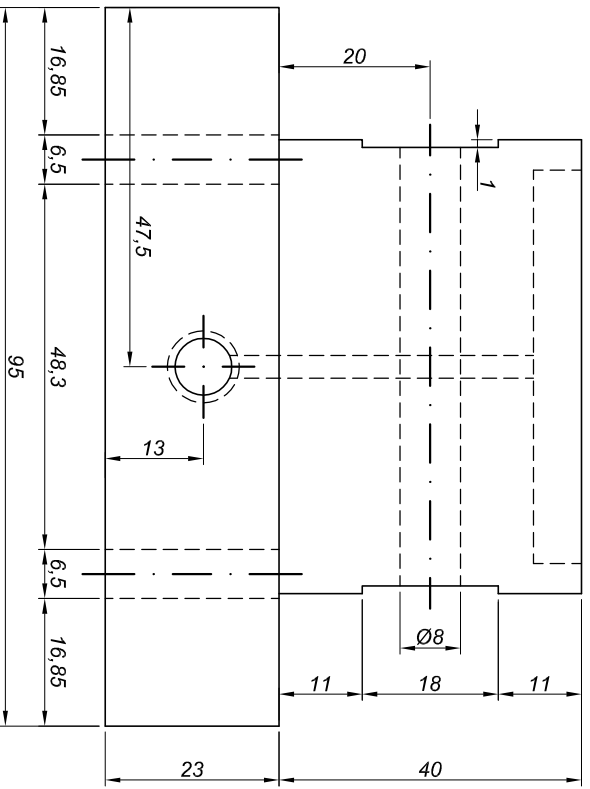
Anéis de alumínio
10 unidades

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha		
SIMPLE SHEAR	Corpo de Prova/Anéis			
Responsável	Data	Unidade	Escala	
Lilian	12/12/2004	mm	indicada	



Vista Frontal



Corte AA

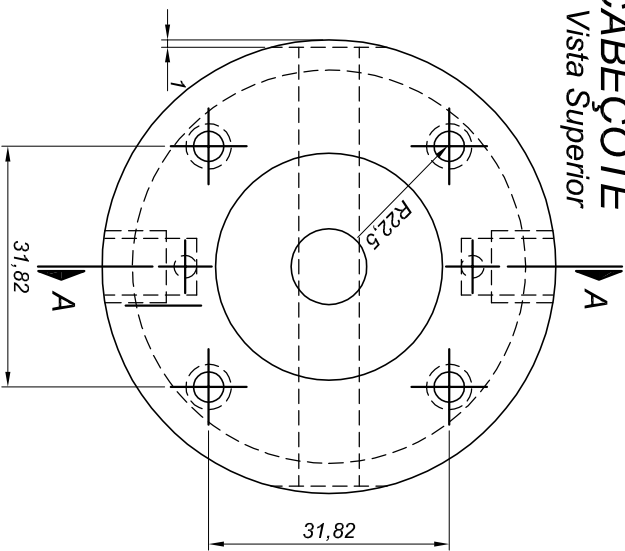
PEDESTAL

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

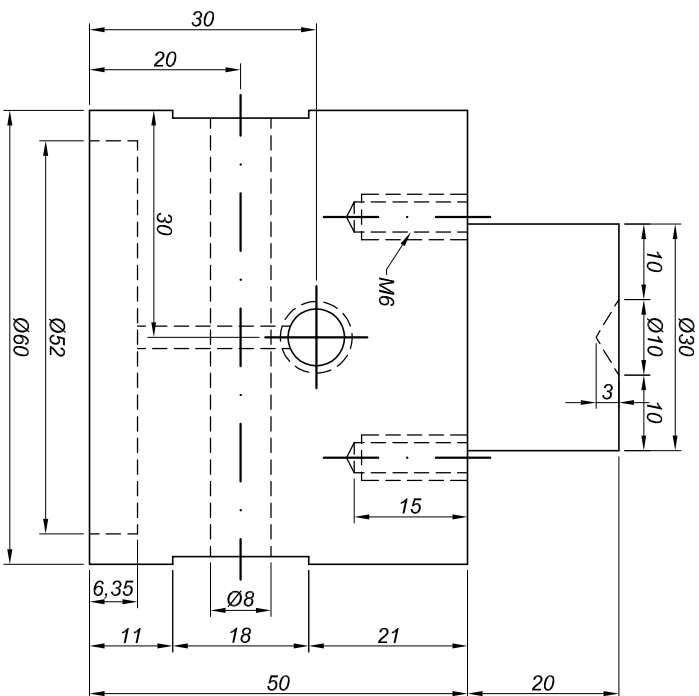
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Pedestal		Prancha
Responsável	Lilian		Data	12/12/2004		24
	Unidade	mm	Escala	1/1		

CABEÇOTE

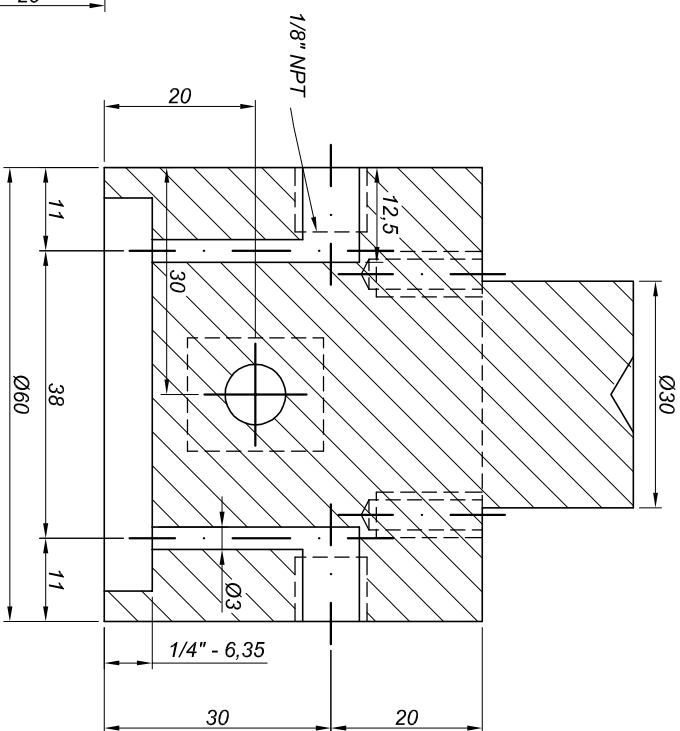
Vista Superior



Vista Frontal



Corte AA

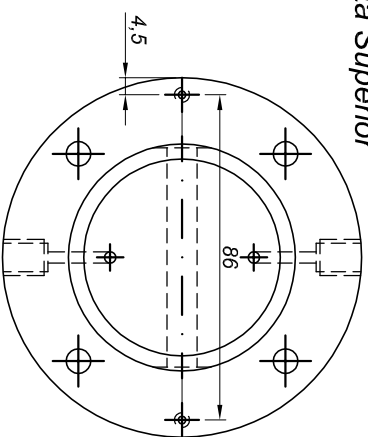


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

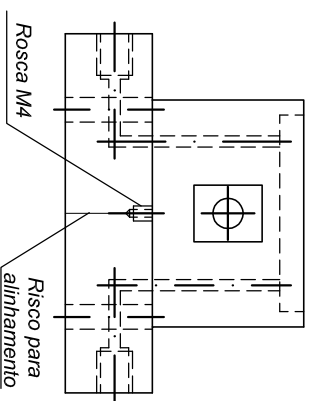
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Cabecote		Prancha
Responsável	Lilian		Data	12/12/2004		25
			Unidade	mm		
			Escala	1/1		

ALTERAÇÕES

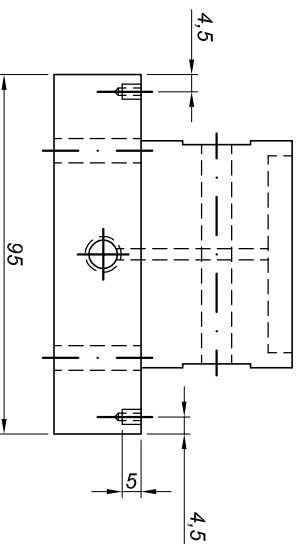
Cabecote
Vista Superior



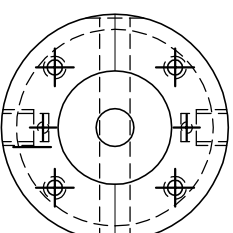
Vista Lateral



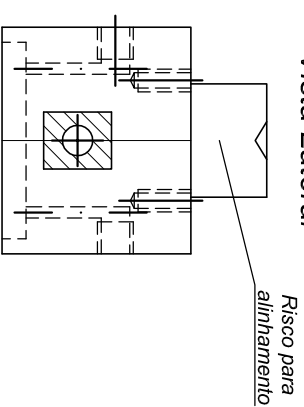
Vista Frontal



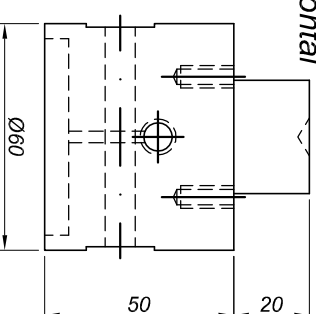
Cabecote
Vista Superior



Vista Lateral



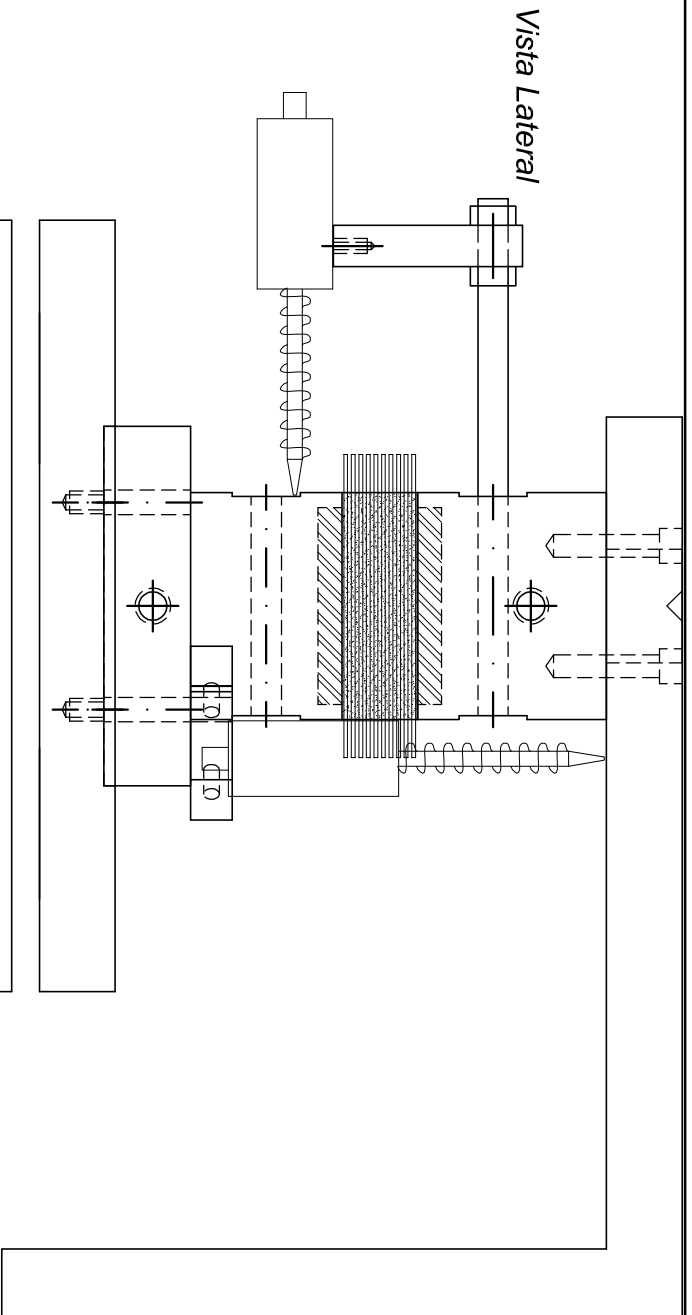
Vista Frontal



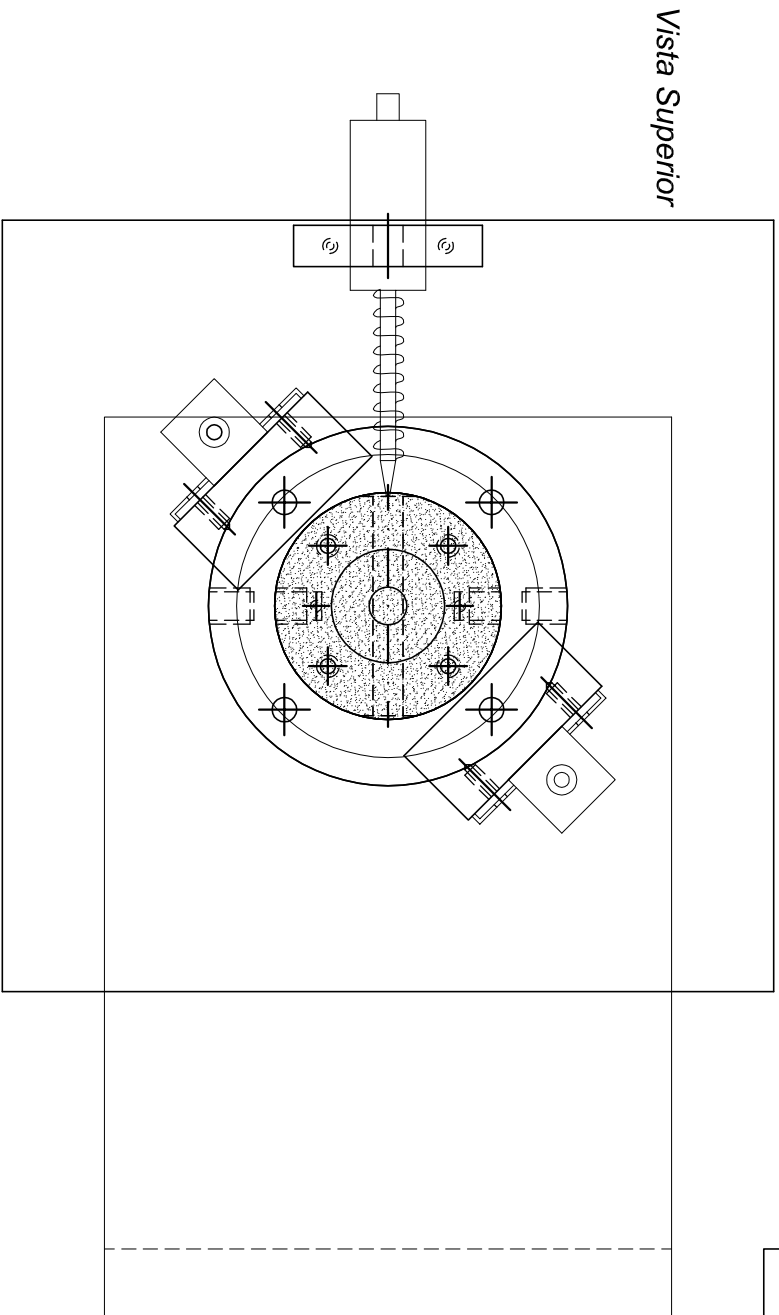
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Alterações Cabecote e Pedestal		Prancha
Responsável	Lilian		Data	12/12/2004		26
	Unidade	mm	Escala	1/2		

SISTEMA DE MEDIÇÃO



Vista Lateral



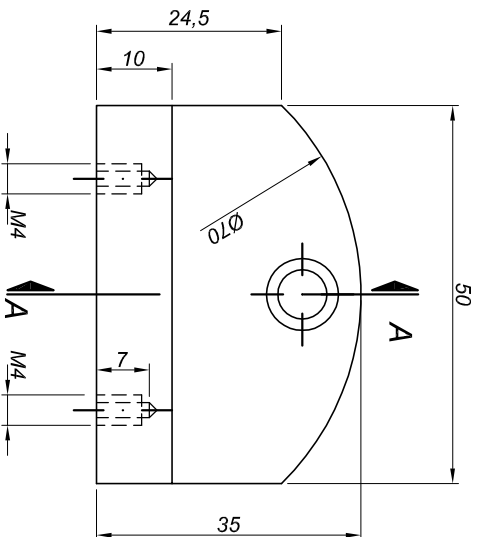
Vista Superior

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

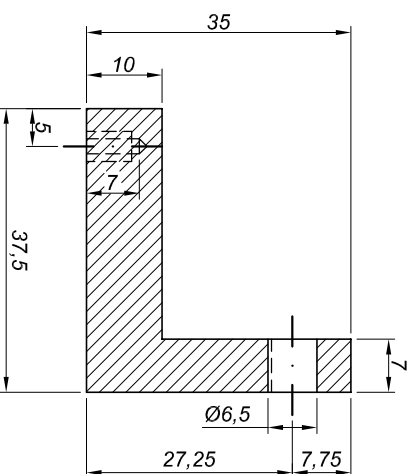
Projeto		Detalhe		Prancha	
SIMPLE SHEAR		Medidas de Deslocamento		27	
Responsável	Data	Unidade	Escala		
Lilian	12/11/2004	mm	1/2		

SUPORTES PARA OS TRANSDUTORES VERTICAIS (2)

Vista Superior

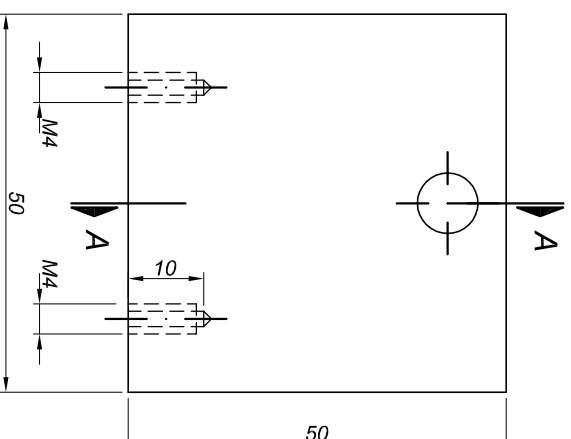


Corte AA

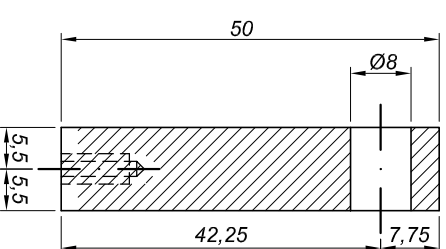


HORIZONTAL (1)

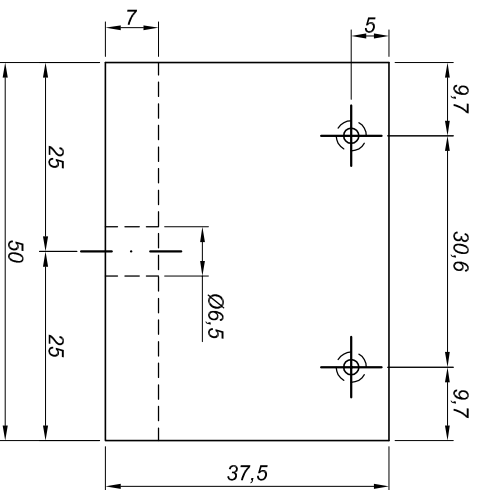
Vista Superior



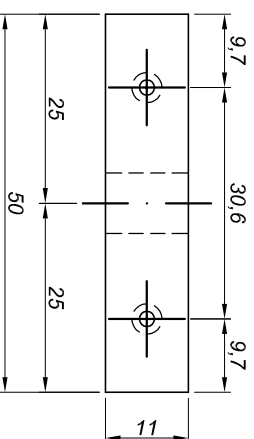
Corte AA



Vista Frontal



Vista Frontal

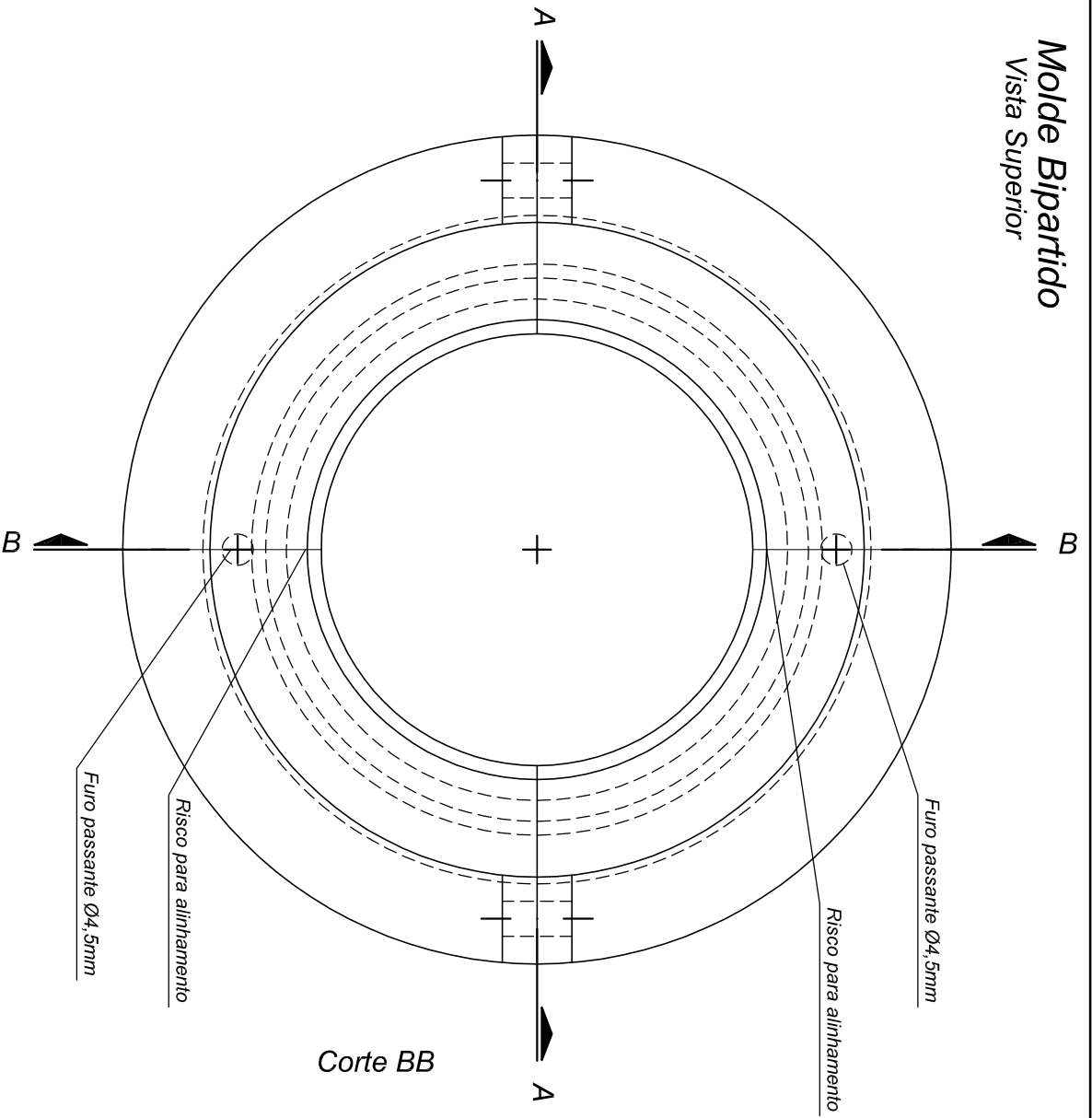


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

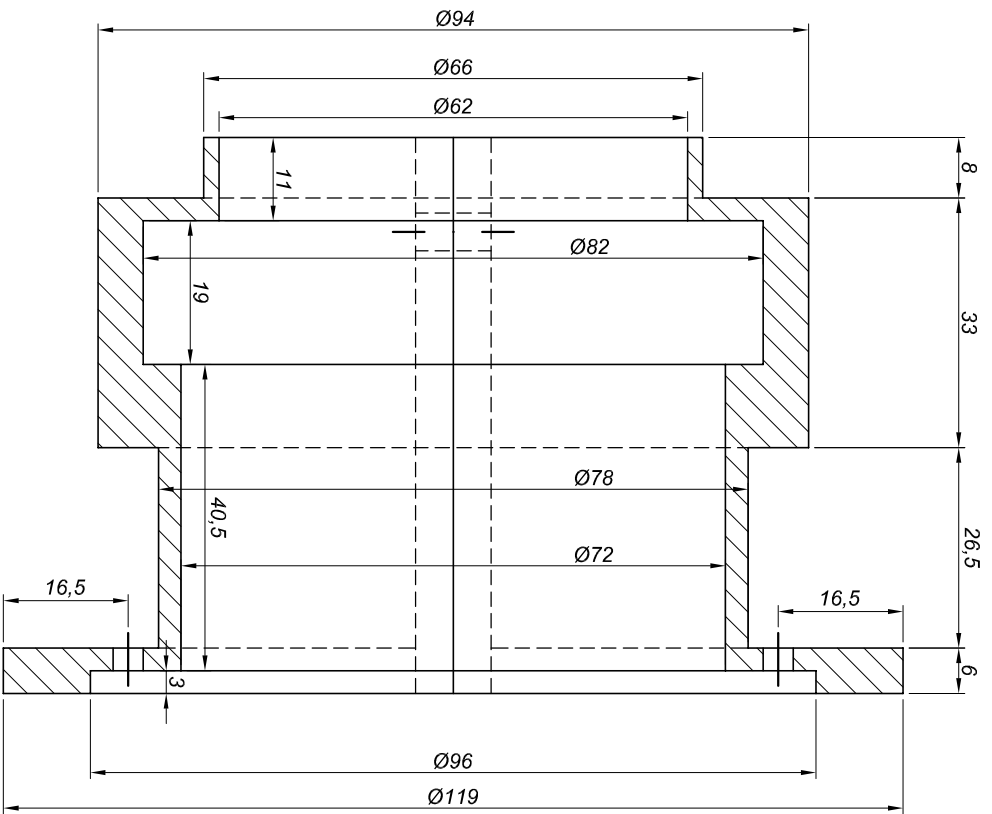
Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Suporte para Transdutores		Prancha
Responsável	Lilian		Data	12/12/2004		28
	Unidade	mm	Escala	1/1		

Molde Bipartido

Vista Superior



Corte BB

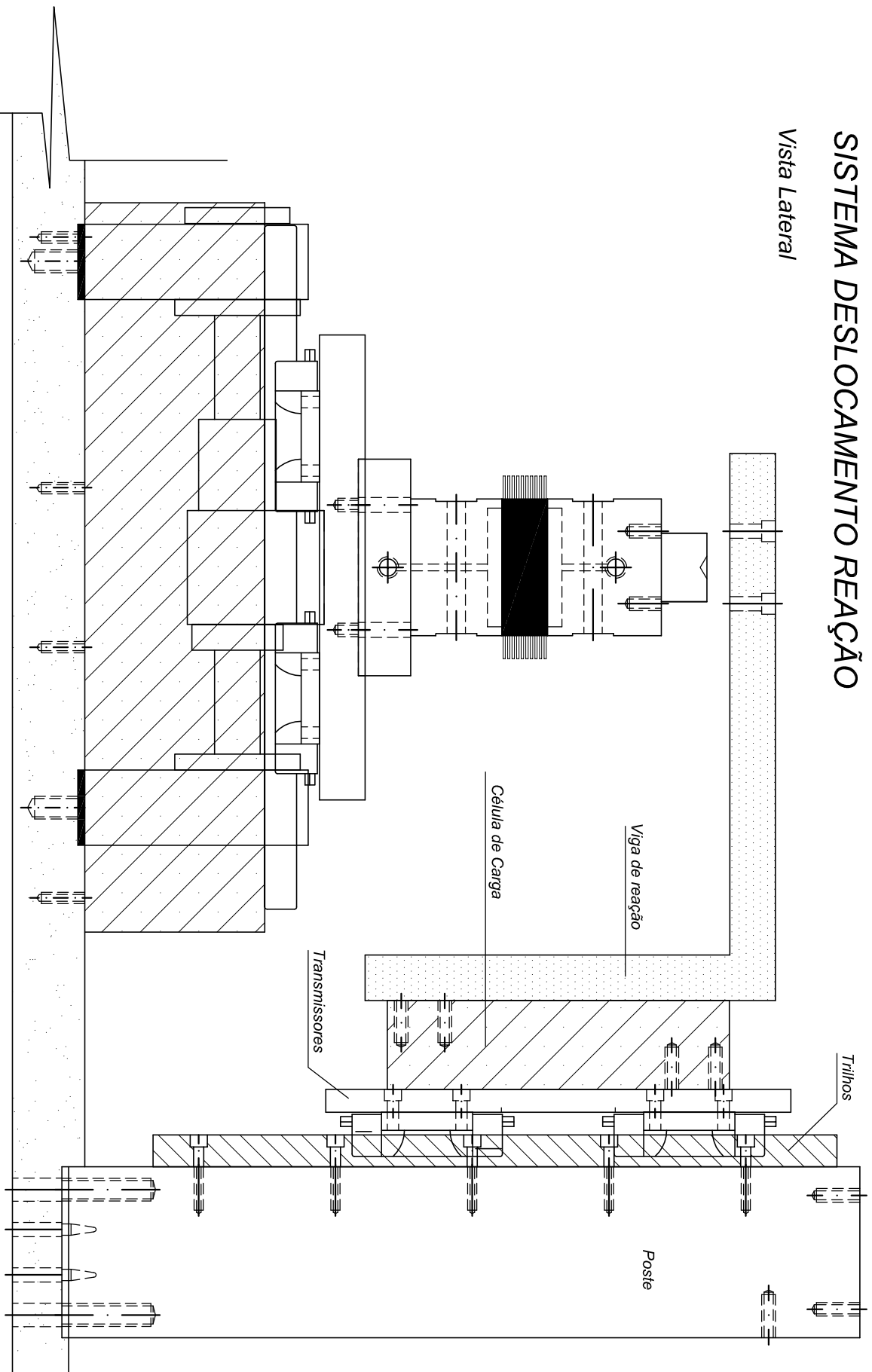


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Colocador de Membrana	Prancha
Responsável	Lilian		Data	12/12/2004	Unidade
				mm	Escala
					1/1
					29

SISTEMA DESLOCAMENTO REAÇÃO

Vista Lateral

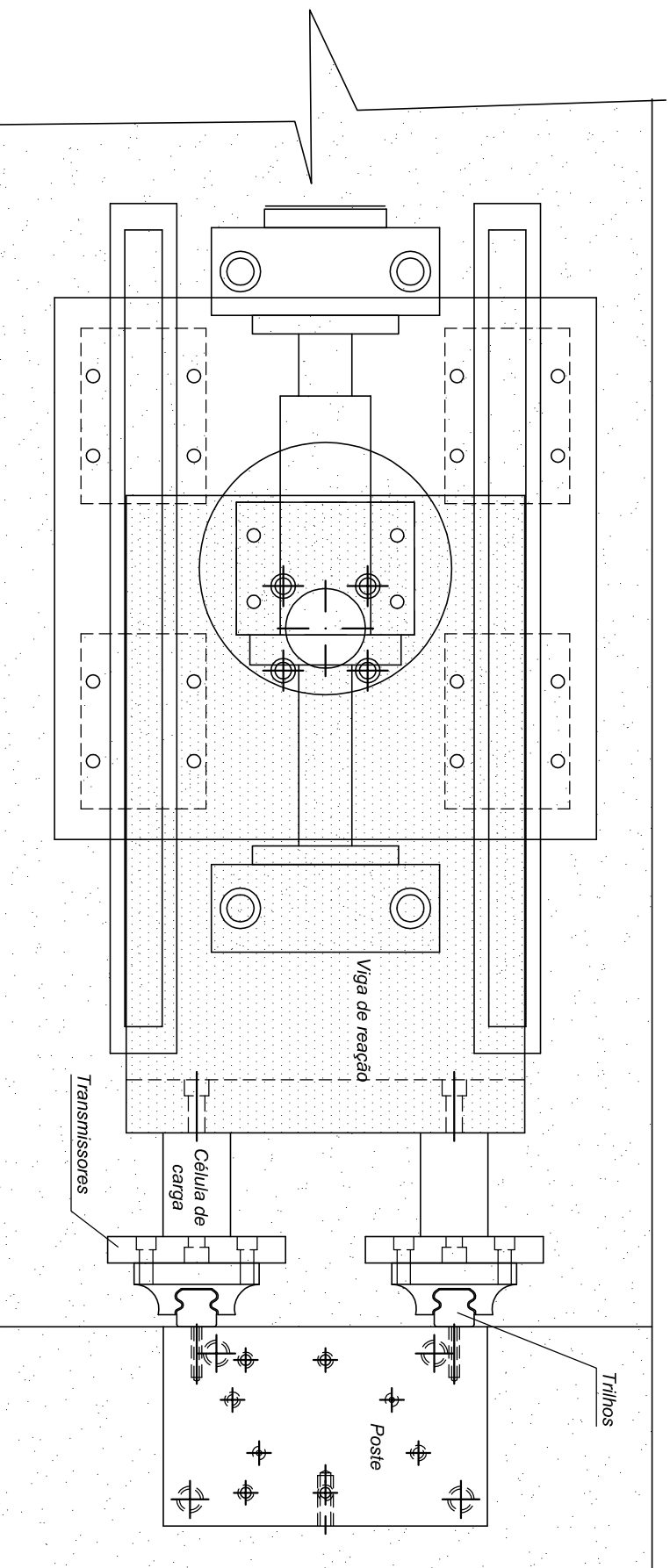


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha	
SIMPLE SHEAR	Sistema de Deslocamento e Reação	31	
Responsável	Data	Unidade	Escala
Lilian	12/11/2004	mm	1/2,5

SISTEMA DESLOCAMENTO REAÇÃO

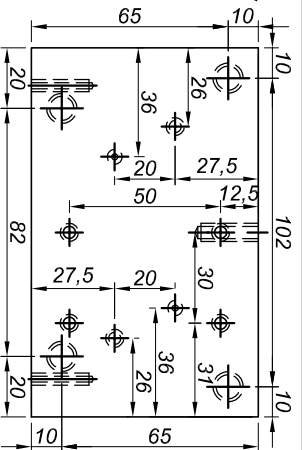
Vista Superior



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha	
SIMPLE SHEAR	Sistema de Deslocamento e Reação	32	
Responsável	Data	Unidade	Escala
Lilian	12/12/2004	mm	1/2,5

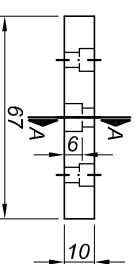
Vista Superior



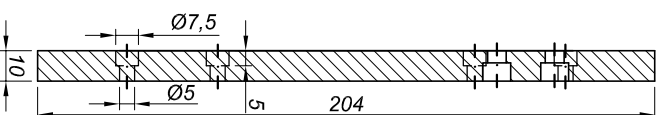
POSTE

TRANSMISSORES

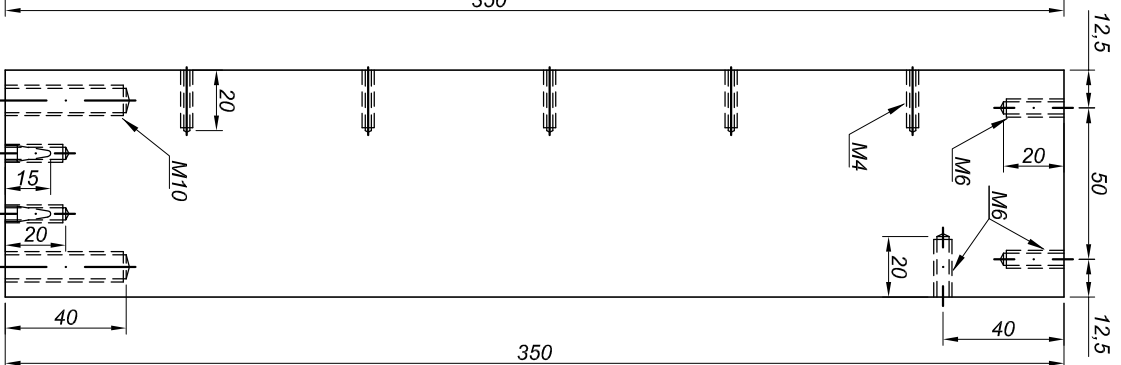
Vista Superior



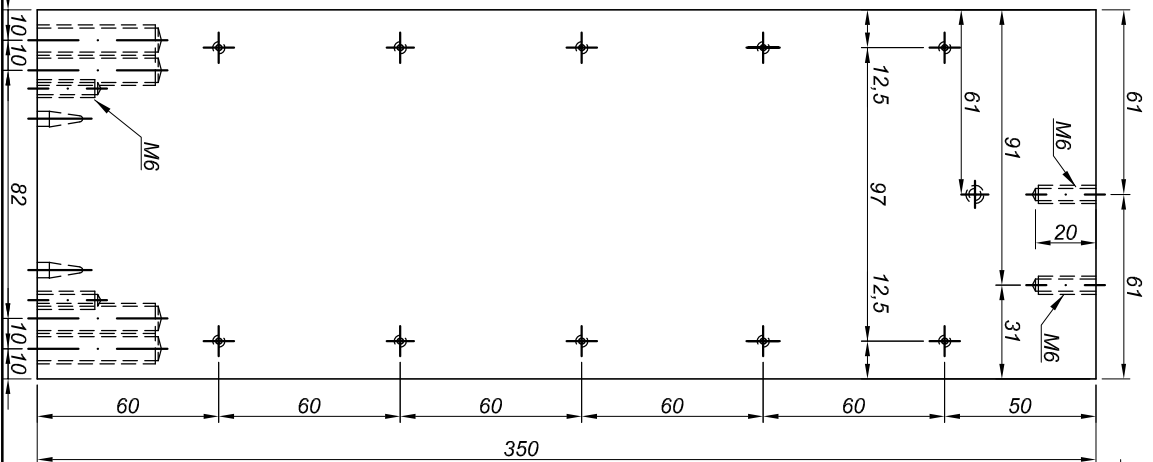
Corte AA



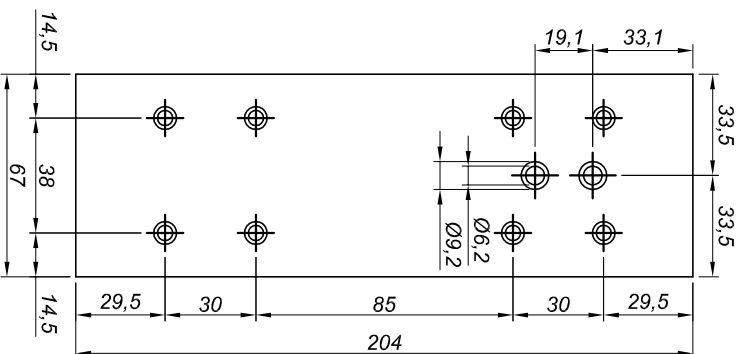
Vista Lateral



Vista Frontal



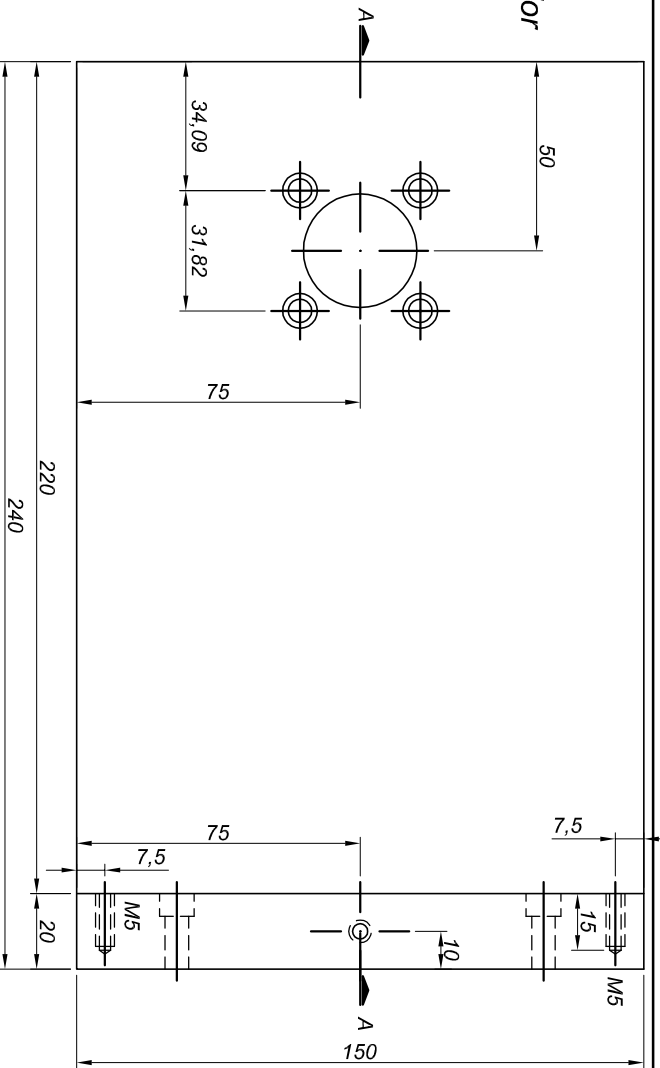
Vista Frontal



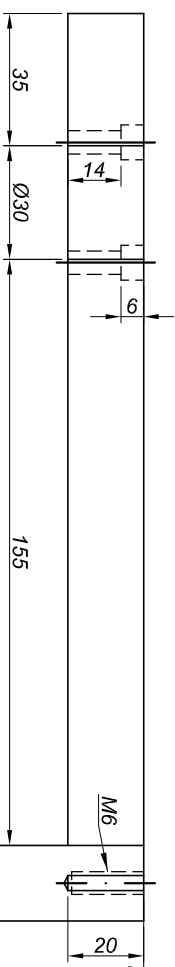
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto		Detalhe		Prancha	
SIMPLE SHEAR		Poste e Transmissores		33	
Responsável	Data	Unidade	Escala		
Lilian	12/12/2004	mm	1/2,5		

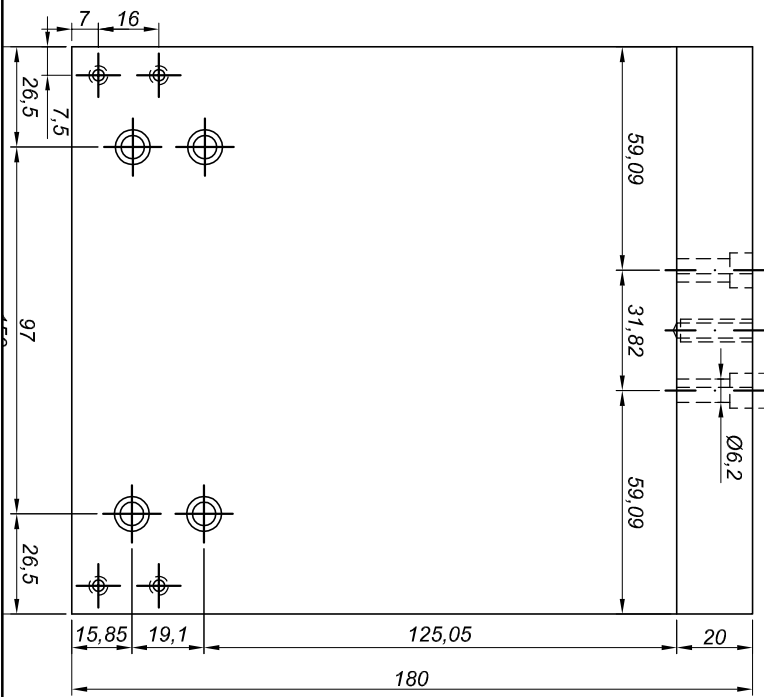
Vista Superior



Corte AA



Vista Frontal



VIGA DE REAÇÃO

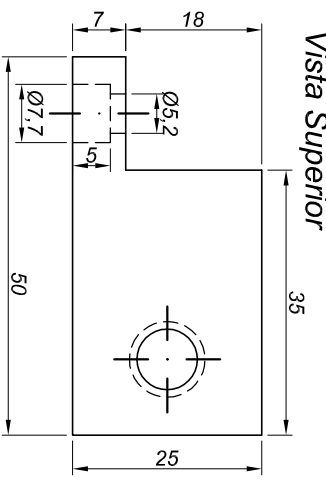
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	SIMPLE SHEAR		Detalhe	Viga de Reação	Prancha
Responsável	Lilian	Data	12/11/2004	Unidade	mm
				Escala	1/2
					34

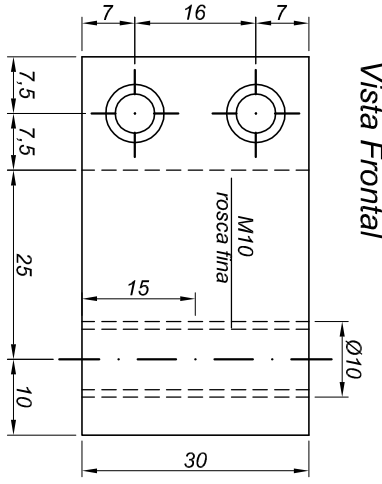
APOIO DA VIGA "L"

esc 1/1

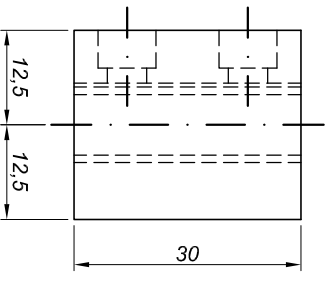
(alumínio)



Vista Superior

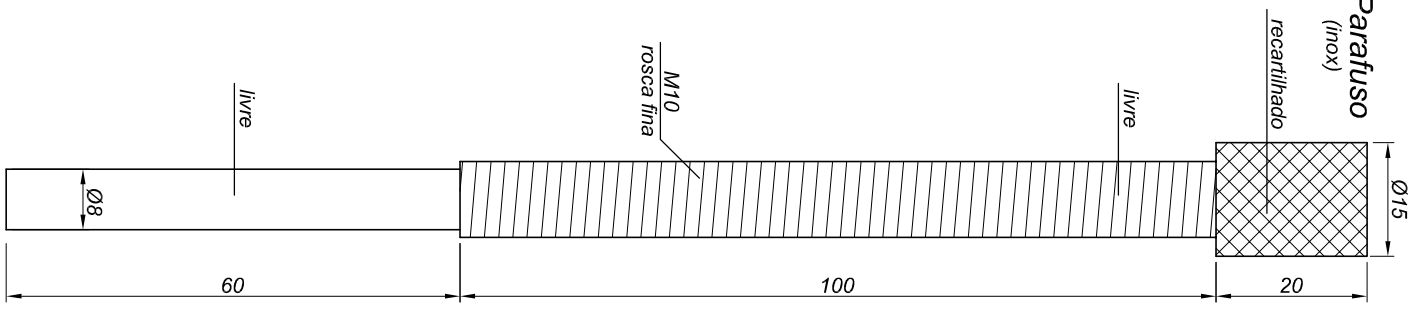


Vista Frontal

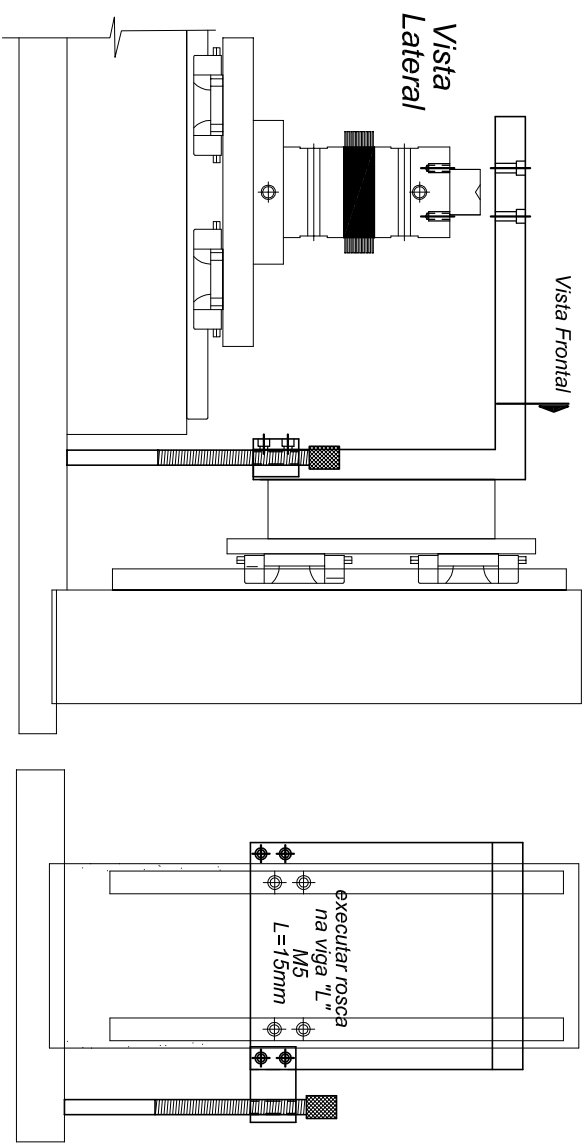


Vista Lateral

Parafuso (inox)

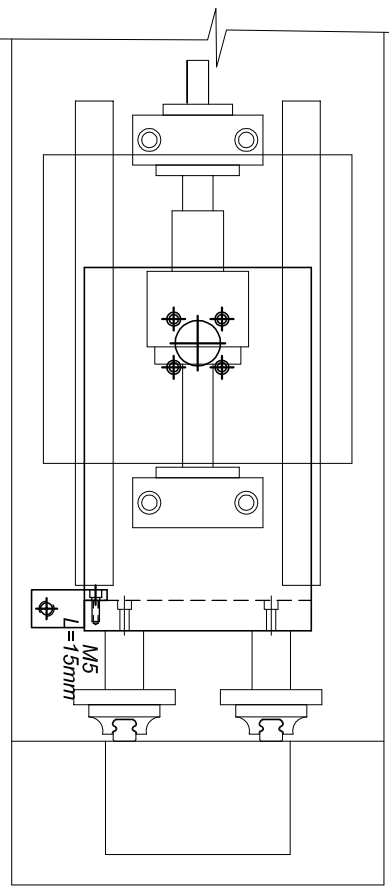


APOIO DA VIGA "L" esc 1/5



Vista Frontal

Vista Superior

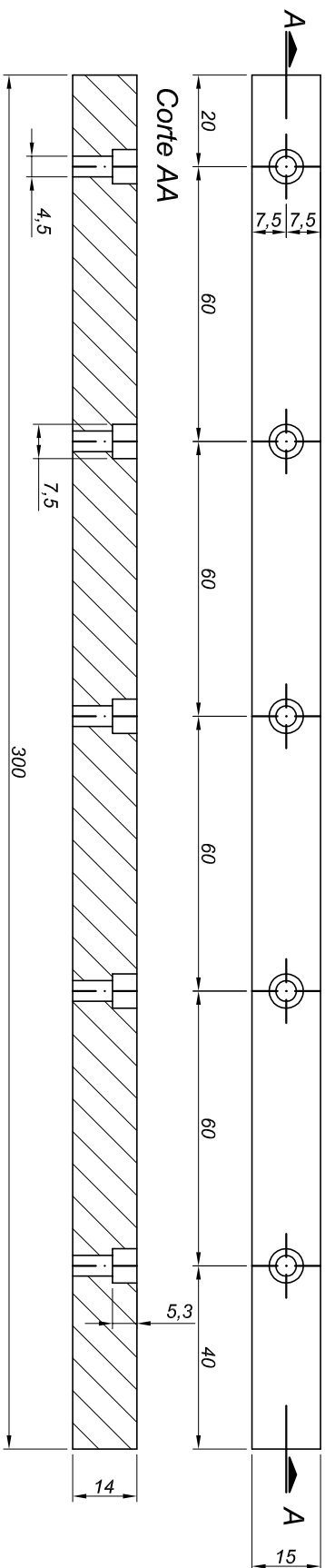


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha
Responsável	Apóio da Viga em "L"	35
Lilian	mm	indicada
Data	Escala	
12/11/2004	indicada	

TRILHOS

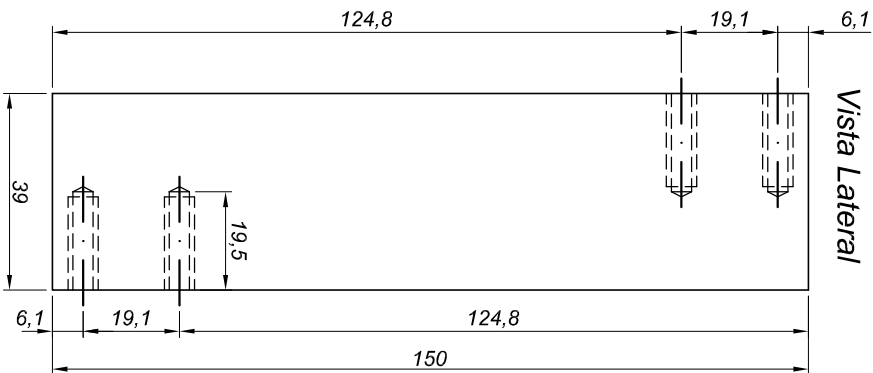
Vista Superior



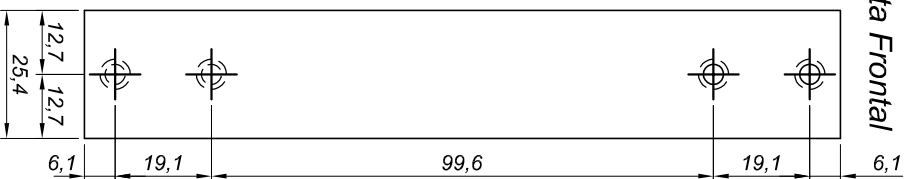
Corte AA

CÉLULA DE CARGA

Vista Lateral

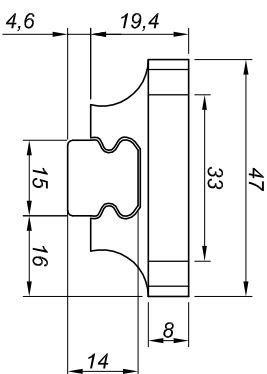


Vista Frontal

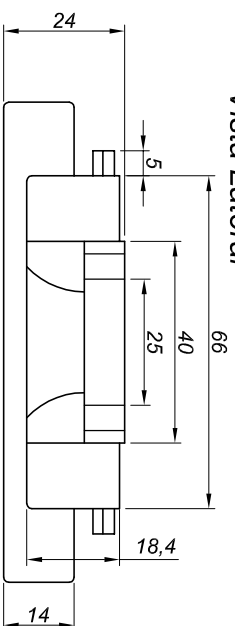


PATINS + TRILHOS

Vista Frontal



Vista Lateral



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto
SIMPLE SHEAR

Detalhe
Trilhos e Patins
Células de Carga

Responsável

Lilian

Data

12/12/2004

Unidade

mm

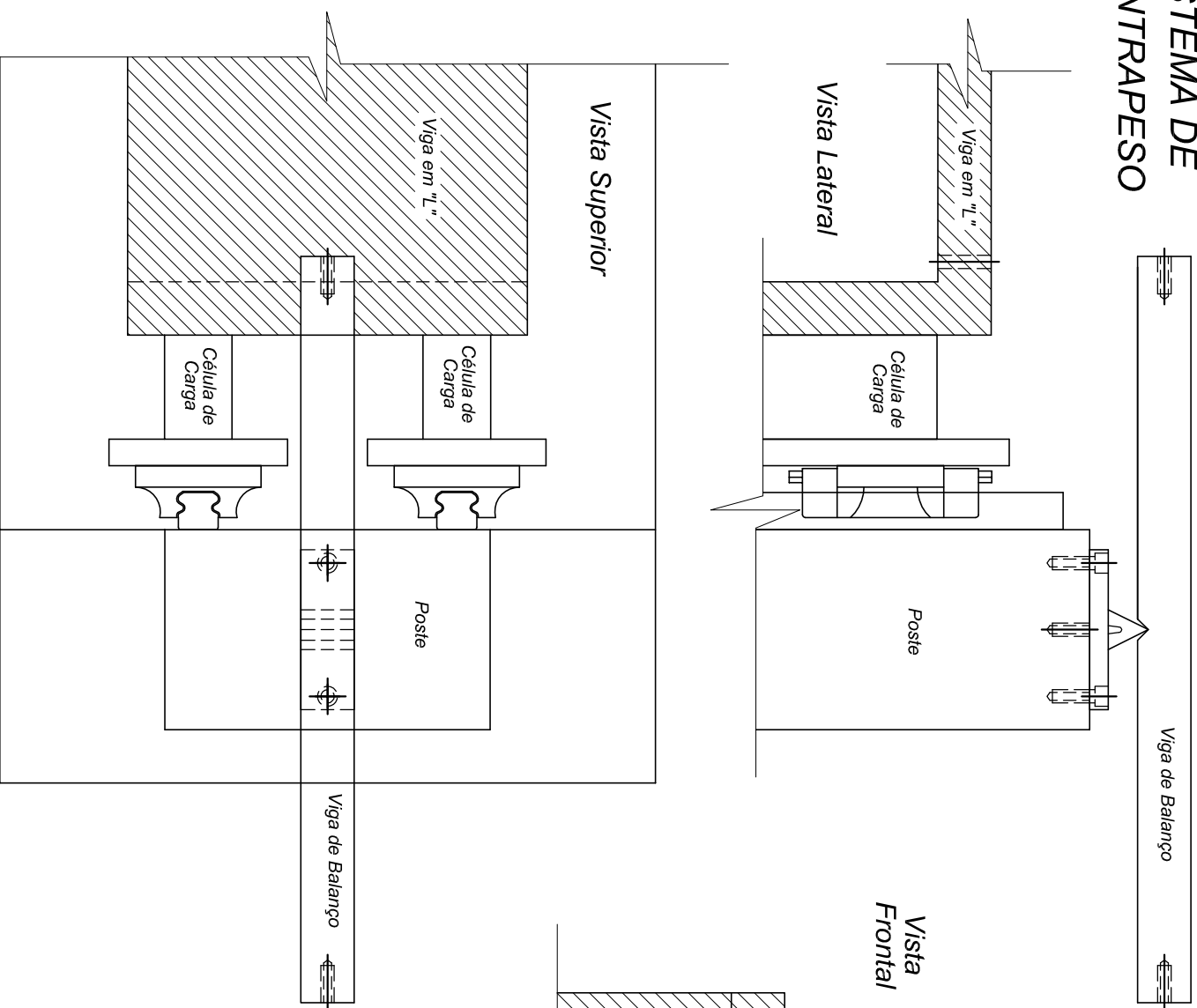
Escala

1/1,5

Prancha

36

SISTEMA DE CONTRAPESO



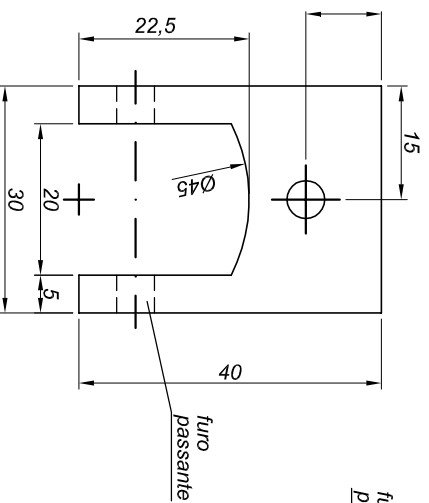
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe		Prancha
SIMPLE SHEAR	Sistema de Contrapesos		37
Responsável	Data	Unidade	Escala
Lilian	23/03/2005	mm	1/2,5

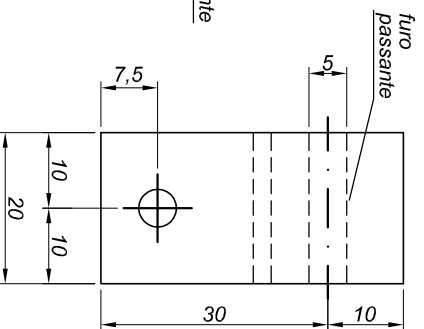
ENCAIXE (esc 1/1)

viga de balanço / prato

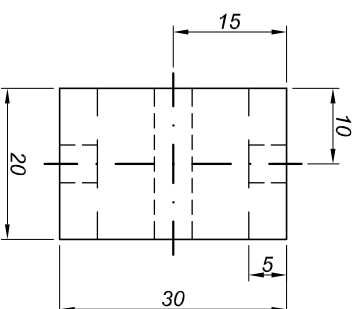
Vista Frontal



Vista Lateral

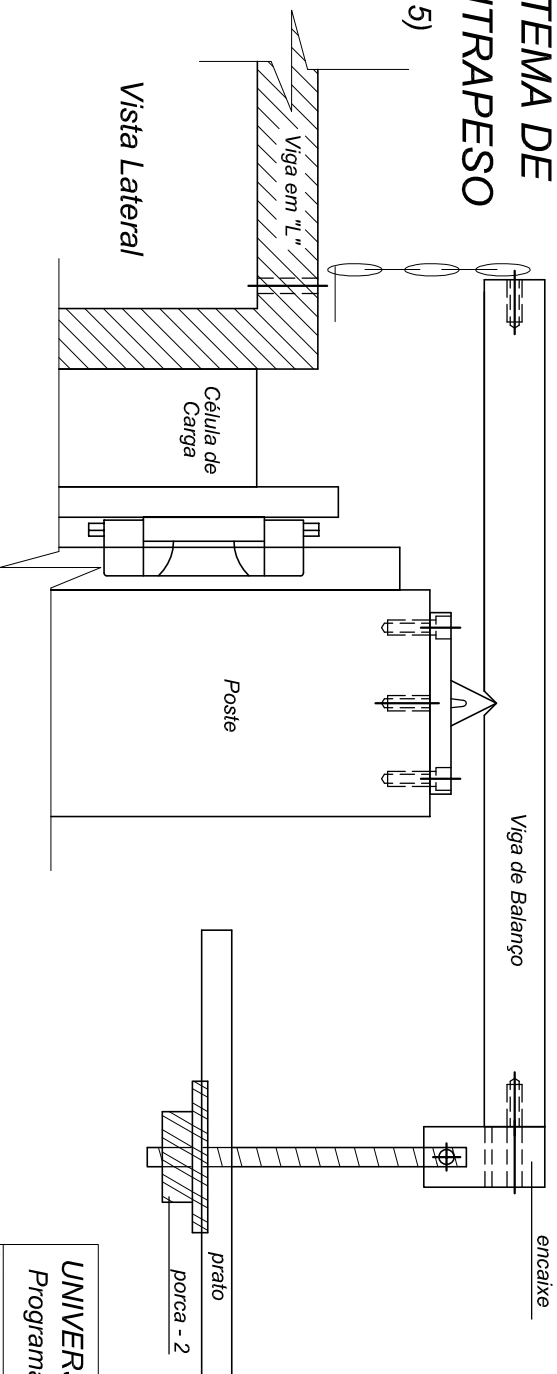


Vista Superior



SISTEMA DE CONTRAPESO

(esc 1/2,5)



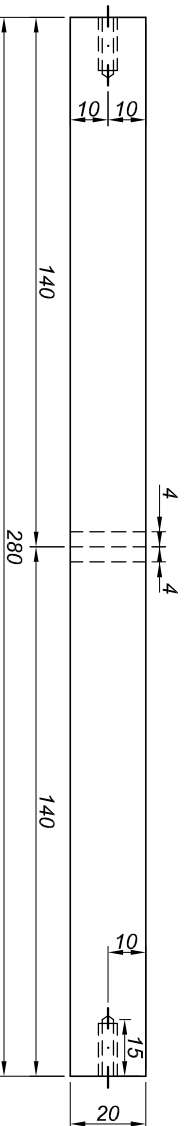
- NOTAS:
- 1 - A barra rosqueada será presa ao encaixe através de um olhal.
 - 2 - O olhal será fixo ao encaixe por um eixo com $\varnothing 5\text{mm}$.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

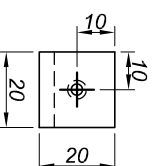
Projeto	Detalhe	Prancha
Responsável	Sistema de Contrapesos	
Lilian	Data	23/03/2005
	Unidade	mm
	Escala	indicada
		38

VIGA DE BALANÇO esc 1/2

Vista Superior

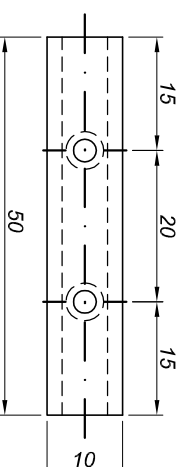


Vista Frontal



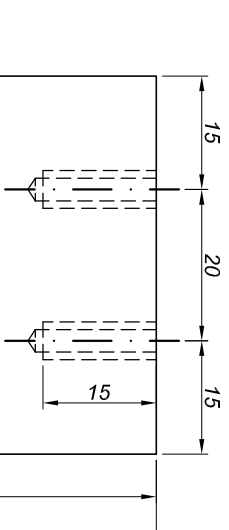
Microsuíts esc 1/1

Vista Superior

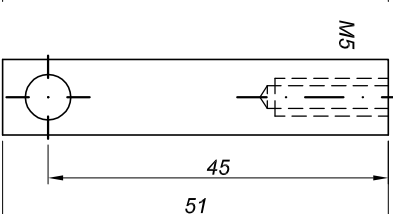


Vista Frontal

Vista Frontal

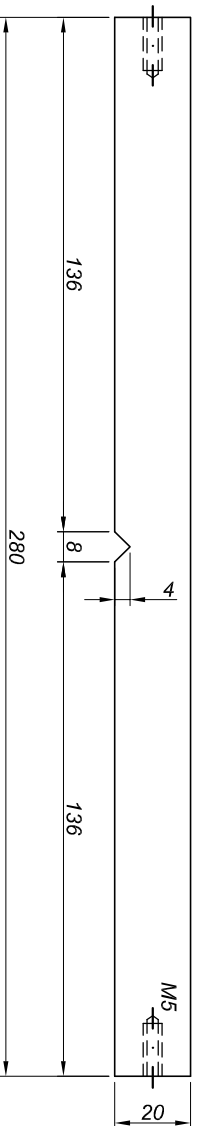


Vista Lateral

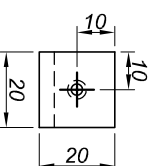


Base esc 1/1

Vista Superior

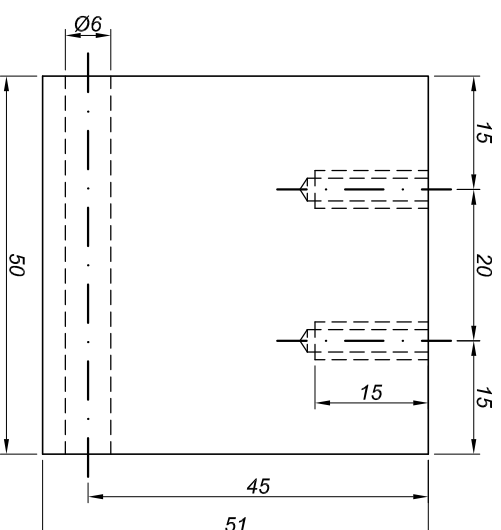


Vista Frontal

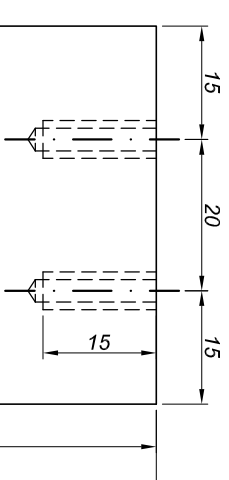


Porcas esc 1/1

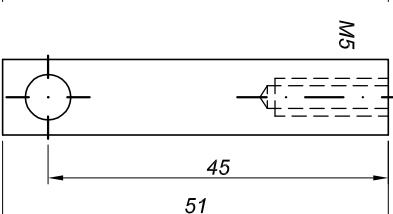
Vista Superior



Vista Frontal

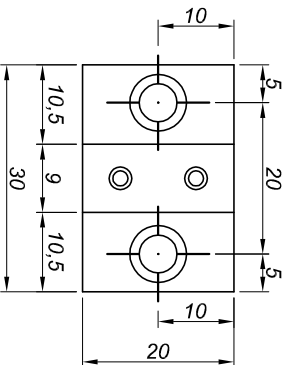


Vista Lateral

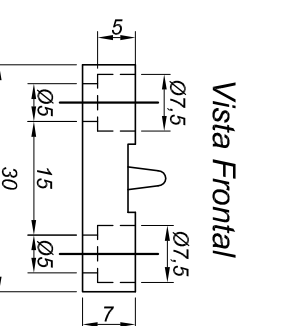


Triângulo esc 1/1

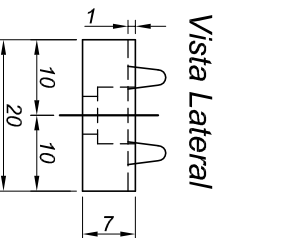
Vista Superior



Vista Frontal

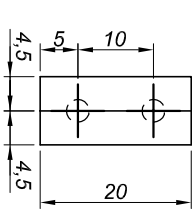


Vista Lateral

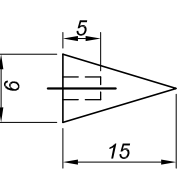


Base esc 1/1

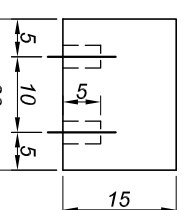
Vista Superior



Vista Frontal



Vista Lateral



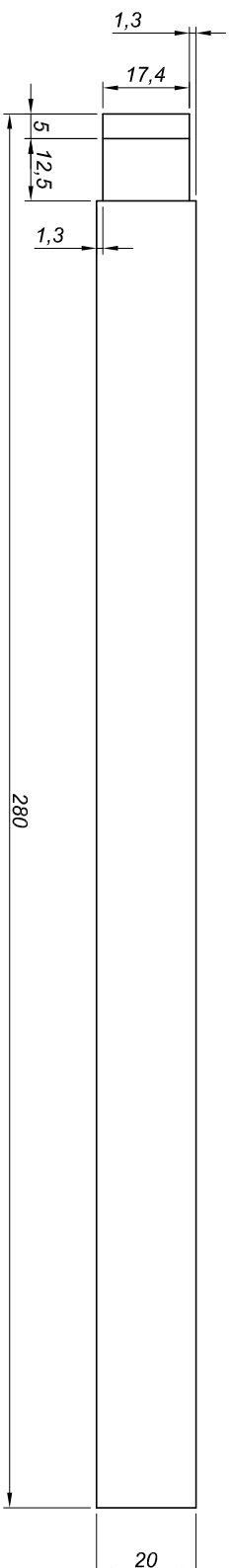
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	Detalhe	Prancha
Responsável	Peças do Contrapeso	39
Lilian	mm	
Data	Escala	
12/12/2004	indicada	

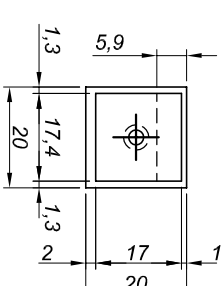
VIGA DE BALANÇO

esc 1/1.5 - alterações

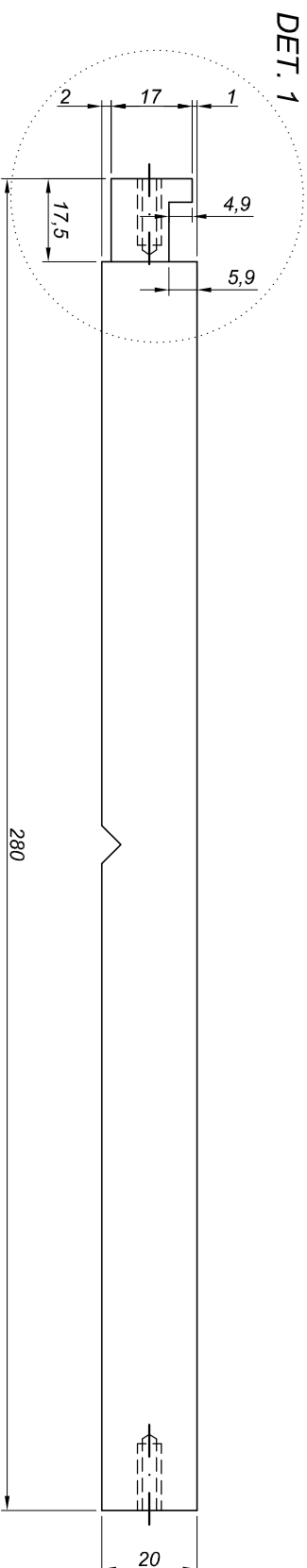
Vista Superior



Vista Frontal

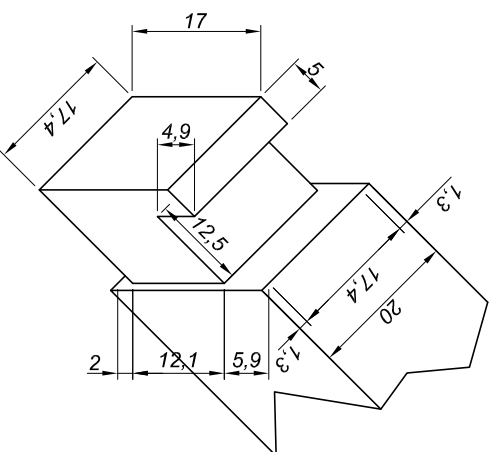


Vista Lateral



DET. 1

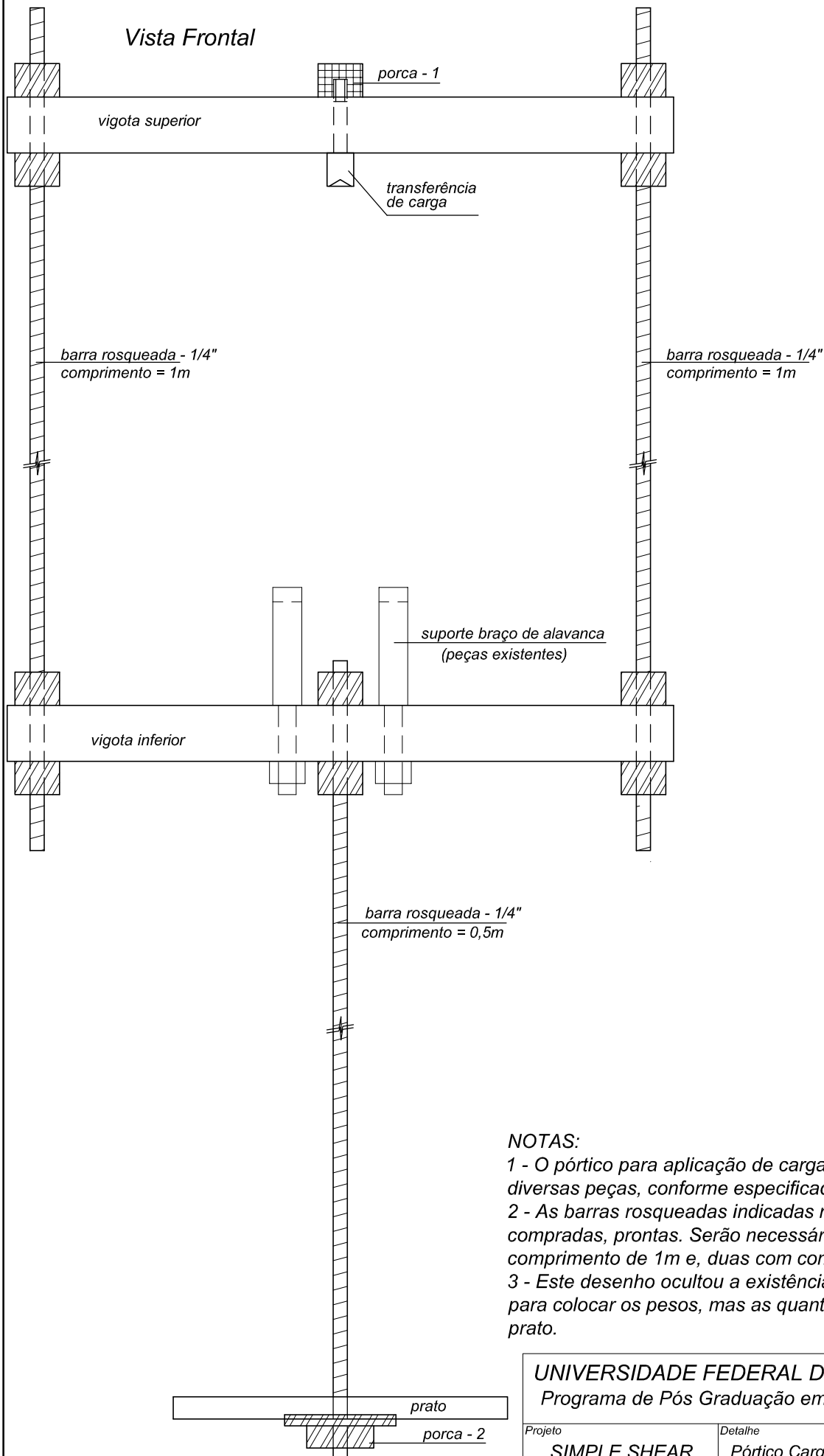
esc 1/1



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto		Detalhe		Prancha	
SIMPLE SHEAR		Alterações Sistema de Contrapeso		40	
Responsável	Data	Unidade	Escala		
Lilian	12/12/2004	mm	indicada		

PÓRTICO PARA APLICAÇÃO DA CARGA VERTICAL



NOTAS:

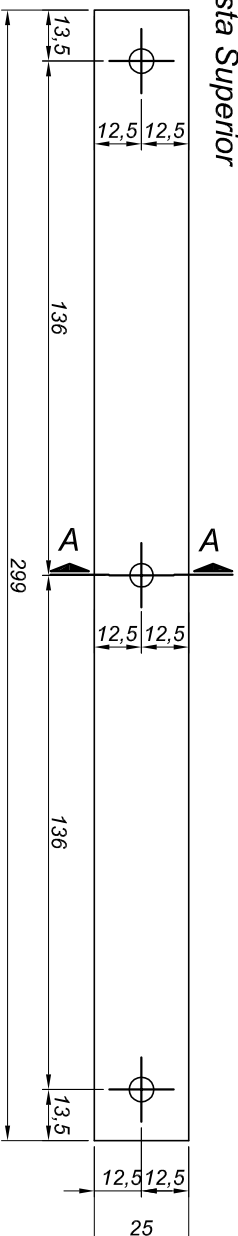
- 1 - O pórtico para aplicação de carga vertical é composto por diversas peças, conforme especificado no desenho.
- 2 - As barras rosqueadas indicadas no desenho serão compradas, prontas. Serão necessárias duas barras com comprimento de 1m e, duas com comprimento de 0,5m.
- 3 - Este desenho ocultou a existência de um segundo prato para colocar os pesos, mas as quantidades consideram este prato.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

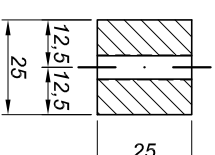
Projeto	Detalhe	Prancha	
SIMPLE SHEAR	Pórtico Carga Vertical	41	
Responsável	Data	Unidade	Escala
Lilian	12/12/2004	mm	1/5

VIGOTA SUPERIOR

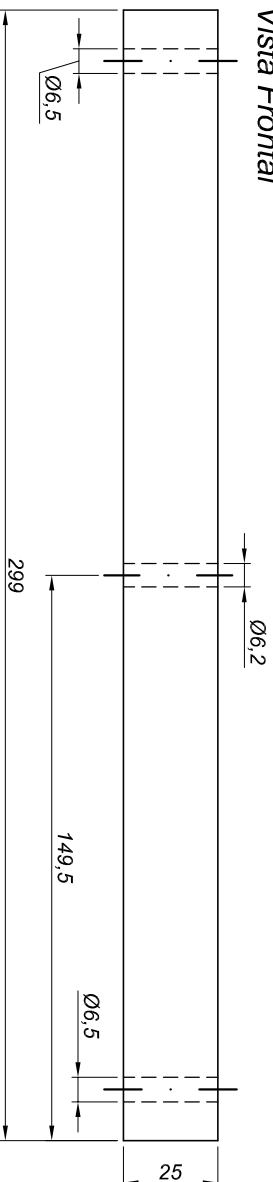
Vista Superior



Corte AA

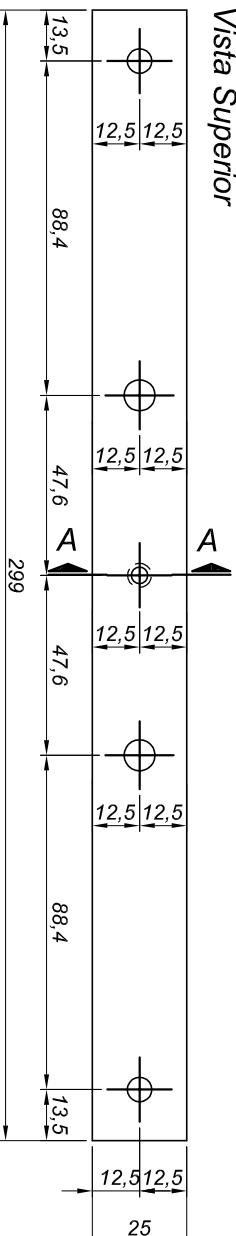


Vista Frontal

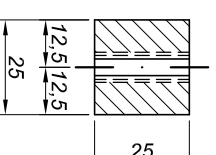


VIGOTA INFERIOR

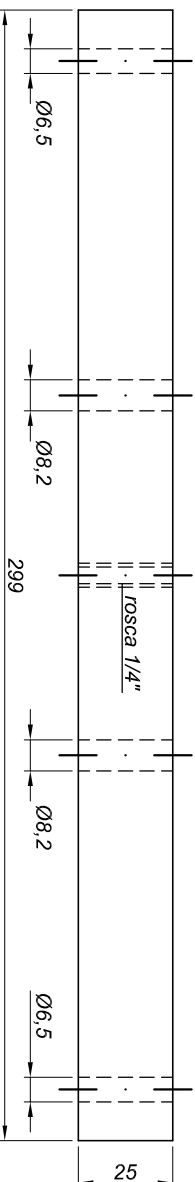
Vista Superior



Corte AA



Vista Frontal

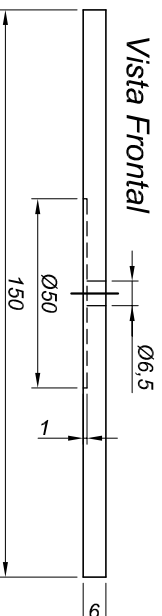
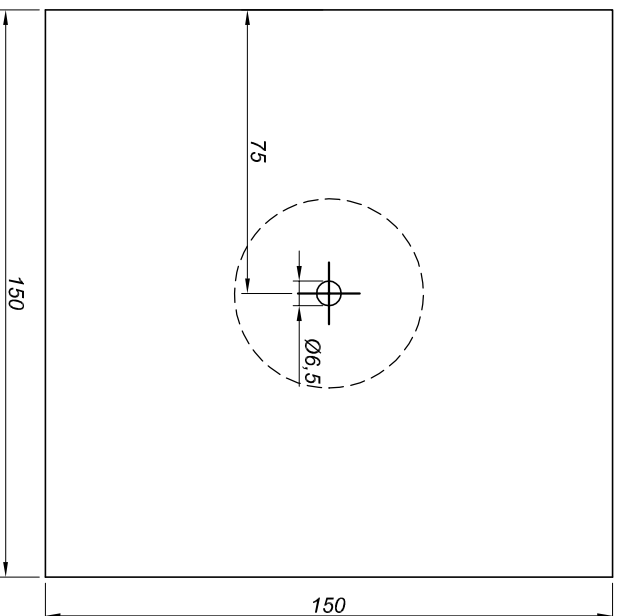


NOTAS:
1 - Deverá ser executada uma vigota superior e uma vigota inferior, em alumínio.

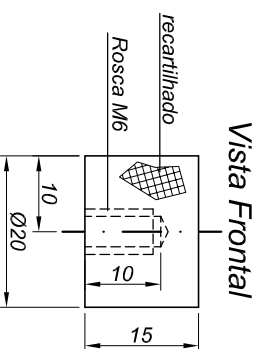
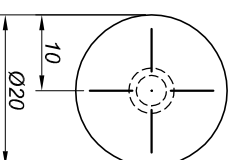
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	SIMPLE SHEAR			Detalhe	Vigotas do pórtico Vertical		Prancha
Responsável	Lilian			Data	12/12/2004		42
		Unidade	mm		Escala	1/2	

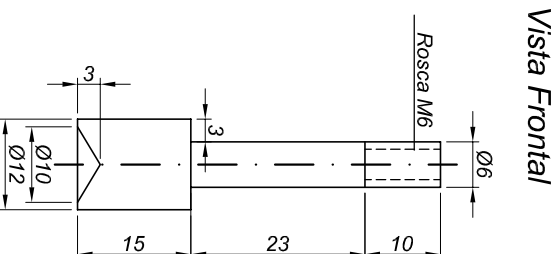
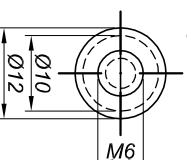
PRATO esc 1/2
Vista Superior



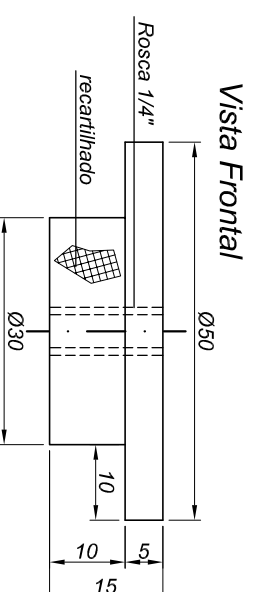
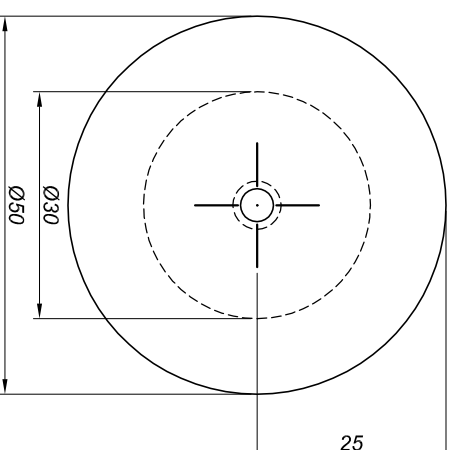
PORCA - 1
Vista Superior



TRANSFERÊNCIA DE CARGA
Vista Superior



PORCA - 2
Vista Superior



- NOTAS:**
- 1 - Deverão ser executadas duas peças do tipo prato, em alumínio.
 - 2 - Deverá ser executada uma peça do tipo porca - 1, em aço inox.
 - 3 - Deverá ser executada uma peça do tipo transferência de carga, em aço inox.
 - 4 - Deverão ser executadas duas peças do tipo porca - 2, em aço inox.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - PPGEC

Projeto	SIMPLE SHEAR			Detalhe	Acessórios ao Pórtico Vertical		Prancha
Responsável	Lilian			Data	12/12/2004		43
				Unidade	mm		Escala
							indicada

ANEXO II

Correção da Rigidez da Membrana no Ensaio *Simple Shear*

A membrana reforçada com anéis metálicos, utilizada no ensaio simple shear, é submetida a deformações de tração crescentes à medida que aumentam as deformações de cisalhamento aplicadas ao corpo de prova. Esse “esticamento” da membrana gera: (i) aumento da tensão vertical efetivamente aplicada ao corpo de prova e (ii) diminuição da tensão de cisalhamento efetivamente aplicada ao corpo de prova. Para estimar a magnitude deste efeito, utilizou-se um método de cálculo da tensão de tração na membrana do ensaio simple shear, adaptado do método desenvolvido por Bishop e Henkel (1962) para o ensaio triaxial. Caso não seja corrigido, o efeito desse “esticamento” da membrana nos parâmetros de resistência ao cisalhamento medidos no ensaio simple shear é o aumento da coesão.

A equação para o cálculo da tensão de compressão na membrana confinada do ensaio triaxial (σ_m), conforme Bishop e Henkel (1962), é:

$$\sigma_m = \frac{H \cdot D \cdot \varepsilon_m \cdot M}{A_c}$$

onde:

H = altura do corpo de prova;

D = diâmetro do corpo de prova;

ε_m = deformação de compressão aplicada à membrana (suposta igual à deformação de compressão do corpo de prova ε_a durante o ensaio triaxial, isto é, a membrana é suposta perfeitamente aderida ao corpo de prova, não havendo escorregamento nem enrugamento da membrana);

A_c = área corrigida do corpo de prova;

M = módulo de rigidez da membrana (em unidades de kN/m) determinado conforme o procedimento experimental sugerido por Bishop e Henkel (1962).

O valor de A_c é calculado por:

$$A_c = \frac{A}{1 - \varepsilon_a}$$

onde:

A = área inicial do corpo de prova.

No caso do ensaio *simple shear*, a área do corpo de prova é constante durante o ensaio. Tem-se, portanto:

$$\sigma_m = \frac{H \cdot D \cdot \varepsilon_m \cdot M}{A}$$

onde:

σ_m = tensão de tração na membrana;

ε_m = deformação de tração aplicada à membrana durante o ensaio *simple shear*.

Admite-se que a membrana somente deforme por tração nos trechos, ao longo da altura do corpo de prova, que não estão colados aos anéis. Nos demais trechos, admite-se que membrana está perfeitamente colada aos anéis e não se deforma. Então, tem-se:

$$\varepsilon_m = \frac{\Delta L_m}{H - n \cdot t}$$

onde:

ΔL_m = o esticamento da membrana durante o ensaio *simple shear*;

n = número de anéis metálicos utilizados;

t = espessura do anel.

O valor de ΔL_m é calculado em função do deslocamento horizontal (ΔL) entre o cabeçote e o pedestal do corpo de prova durante o ensaio *simple shear* e do correspondente deslocamento vertical (ΔH) devido à dilatação ou contração do corpo de prova, com ΔH positivo no caso de dilatação e ΔH negativo no caso de contração. Então, tem-se:

$$\Delta L_m = \sqrt{(\Delta L)^2 + (H + \Delta H)^2} - H$$

À medida que o corpo de prova deforma por cisalhamento, o eixo do corpo de prova é desviado da vertical de um ângulo α , dado por:

$$\alpha = \operatorname{arctg}\left(\frac{\Delta L}{H + \Delta H}\right)$$

Pode-se então calcular o aumento de tensão vertical no corpo de prova $\Delta\sigma$ (com sinal positivo) e a diminuição de tensão de cisalhamento no corpo de prova $\Delta\tau$ (com sinal negativo), devidos à rigidez da membrana, da seguinte forma:

$$\Delta\sigma = \sigma_m \cdot \cos\alpha$$

$$\Delta\tau = -\sigma_m \cdot \operatorname{sen}\alpha$$

de onde:

$$\sigma_c = \sigma + \Delta\sigma$$

$$\tau_c = \tau + \Delta\tau$$

onde:

σ_c = tensão normal corrigida;

τ_c = tensão de cisalhamento corrigida.

A Tabela I.1 a seguir apresenta os valores corrigidos de tensão normal e tensão de cisalhamento para todos os ensaios realizados na Areia Clara, considerando as equações apresentadas anteriormente. Nos cálculos, para os ensaios *simple shear* realizados, foram utilizados os seguintes parâmetros:

$$D = 0,06 \text{ m};$$

$$A = 28,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2;$$

$$t = 0,001 \text{ m};$$

$$n = 8;$$

$M \approx 0,75 \text{ kN/m}$ (estimado com base na experiência anterior do LAGEO com relação à correção de membrana em ensaios triaxiais).

Como mostra a tabela I.1 abaixo, a correção da membrana é significativa para grandes deformações de cisalhamento e grandes dilatações, como no caso de Areia Clara compacta. A correção é praticamente nula em solos que apresentam grande contração durante o cisalhamento, como no caso da Areia Clara fofa e da Areia Escura, pois esta contração compensa quase totalmente o esticamento da membrana devido à deformação de cisalhamento.

A tendência de tracionamento da membrana com o aumento da deformação de cisalhamento é em parte compensada pela simultânea contração da Areia Clara fofa. O efeito da rigidez da membrana sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento é então pequeno neste caso. Para a Areia Escura, a tendência de tracionamento da membrana com o aumento da deformação de cisalhamento é compensada pela expressiva contração deste solo. O efeito da rigidez da membrana sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento é então muito pequeno, não sendo realizada qualquer correção.

A tendência de tracionamento da membrana com o aumento da deformação de cisalhamento é aumentada pela simultânea dilatação da Areia Clara compacta. O efeito da rigidez da membrana sobre os parâmetros de resistência ao cisalhamento é então mais importante neste caso, na condição de ruptura de pico mas principalmente na condição de ruptura em grandes deformações (o efeito da membrana causa um aumento na tensão vertical e uma redução na tensão de cisalhamento efetivamente aplicadas ao corpo de prova). Além disso, o efeito sobre a resistência ao cisalhamento é proporcionalmente mais importante quando os ensaios *simple shear* são realizados sob pequenas tensões verticais.

A Tabela I.2 apresenta os efeitos da correção da rigidez da membrana nos parâmetros de resistência ao cisalhamento da Areia Clara. A comparação realizada na Tabela mostra que o efeito da correção da rigidez da membrana é sensível basicamente no parâmetro coesão, onde mostrou variação de quase 50%, para menos, quando se considera o efeito da membrana. Já para o ângulo de atrito a máxima variação obtida foi de 4%, considerada não expressiva.

Referência: Bishop, A. W. e Henkel, D. J. (1962). “The Triaxial Test”, 2nd Edition. Ed. Edward Arnold, London.

Tabela I.1: Cálculo da correção da rigidez da membrana.

<i>Estado inicial</i>	<i>Condição</i>	σ (kPa)	H (mm)	γ_r (%)	τ_r (kPa)	ΔH (mm)	ΔL (mm)	ΔL_m (mm)	ε_m (%)	$\Delta\sigma_m$ (kPa)	α ($^\circ$)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\Delta\tau$ (kPa)	σ_c (kPa)	τ_c (kPa)
Fofa	Ruptura	50	18,99	15	26	- 0,1	2,9	0,12	1,1	0,55	8,7	0,5	- 0,1	50,5	25,9
	Ruptura	100	19,32	10	72	- 0,1	1,9	≈ 0	≈ 0	0	-	0	0	100,0	72
	Ruptura	200	18,53	15	129	- 0,2	2,8	≈ 0	≈ 0	0	-	0	0	200,0	129
Compacto	Pico	50	20,88	12	45	+ 0,2	2,5	0,35	2,7	1,35	6,8	1,3	- 0,2	51,3	44,8
	Pico	100	22,52	12	92	+ 0,3	2,7	0,46	3,2	1,60	6,7	1,6	- 0,2	101,6	91,8
	Pico	200	21,03	12	157	+ 0,2	2,5	0,35	2,7	1,35	6,7	1,3	- 0,2	201,3	156,8
	GD	50	20,88	32	40	+ 0,3	6,7	1,33	10,3	5,15	13,7	5,0	- 1,2	55,0	38,8
	GD	100	22,52	29	78	+ 0,4	6,5	1,30	9,0	4,5	11,1	4,4	- 0,9	104,4	77,1
	GD	200	21,03	30	128	+ 0,2	6,3	1,11	8,5	4,25	11,3	4,2	- 0,8	204,2	127,2

onde: γ_r e τ_r são a deformação de cisalhamento e a tensão de cisalhamento na condição de ruptura adotada.

Tabela I.2: Comparação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos, sem considerar a correção da rigidez da membrana e considerando a correção da rigidez da membrana.

<i>Areia Clara</i>		<i>sem correção</i>				<i>com correção</i>				<i>variação</i>	
<i>Estado inicial</i>	<i>Condição</i>	σ (kPa)	τ_r (kPa)	c (kPa)	ϕ ($^\circ$)	σ_c (kPa)	τ_c (kPa)	c_c (kPa)	ϕ_c ($^\circ$)	Δc (%)	$\Delta\phi$ (%)
Fofa	Ruptura	50	26	0	33,1	50,5	25,9	0	32,9		0,6
	Ruptura	100	72			100,0	72				
	Ruptura	200	129			200,0	129				
Compacto	Pico	50	45	14	35,9	51,3	44,8	8	37,3	42,9	3,9
	Pico	100	92			101,6	91,8				
	Pico	200	157			201,3	156,8				
	GD	50	40	15,5	29,8	55,0	38,8	9	30,7	41,9	3
	GD	100	78			104,4	77,1				
	GD	200	128			204,2	127,2				