

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios *Simple Shear*

Marina Bellaver Corte

Porto Alegre
2016

MARINA BELLAVER CORTE

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

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestra em Engenharia.

Porto Alegre
2016

MARINA BELLAVER CORTE

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

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRA EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 31 de março de 2016

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof^a. Karla Salvagni Heineck
Dr^a pela Universidade Federal do
Rio Grande do Sul
Coorientadora

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Michéle Dal Toé Casagrande
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Fernando Schnaid
Ph. D. pela University of Oxford, Inglaterra

Dedico este trabalho aos meus pais, Adenai e Luis,
por todo apoio, incentivo e amor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ph.D. Nilo Cesar Consoli por todo o incentivo e motivação demonstrados ao longo do desenvolvimento desta dissertação e de minha iniciação científica. Desde a escolha do tema, sou grata pela orientação que recebi durante a pesquisa. Estendo meus cumprimentos à Prof^a. Dr^a. Karla Salvagni Heineck.

Aos demais professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil que, de alguma forma, contribuíram para esta dissertação envio meus agradecimentos.

À minha família, em especial aos meus pais e minha irmã, por todo amor, carinho e compreensão durante minha ausência. Mãe, obrigada por todo o incentivo, desde pequena, aos estudos, sem você jamais teria chegado ao final do mestrado.

Ao Lucas, meu amor, agradeço todo o incentivo, confiança e companheirismo. Obrigada por toda a ajuda, especialmente por explicar como funciona um equipamento *simple shear*, por me ajudar a projetá-lo e estar sempre disposto a sanar todas as minhas dúvidas. És um professor maravilhoso! Obrigada, ainda mais, por ser um ótimo namorado, dedicado e atencioso. Que estes sete anos ao teu lado só se multipliquem. “*Não tem mais volta...*”

Aos meus amigos, novos e antigos, muito obrigada pelos momentos de descontração, que só trouxeram boas energias para a finalização da dissertação. Gabi e Bru, muito obrigada por não saberem nada de engenharia, permitindo que assuntos mais interessantes pudessem fluir em nossas conversas.

Mariucha, obrigada por estar presente desde sempre. Agradeço a ajudinha fundamental no final do mestrado. Carlo e Alberto, por todos os risos e por provarem que a amizade permanece e o tempo não nos afasta.

Agradeço minha amiga e colega Mariane, por toda ajuda durante a graduação e pelos momentos de descontração fora das aulas. Agradeço pelos churrascos, pelos incentivos e pela companhia sempre que preciso.

Dani, por todos os momentos de descontração durante as aulas, pelas cervejas, quentões e visitas na madrugada. Vê se volta logo!

Aos colegas da pós-graduação, por todo o apoio. Sérgio, sem você a rotina deste equipamento ainda não estaria pronta, serei eternamente grata. Jorge, Ale, Lidi, Luis, David, obrigada por estarem sempre disponíveis. Laboratorista João Nelson Diniz, obrigada pela ajuda e companhia.

Aos colegas Thaís, Eduardo e Guilherme, que fizeram com que a adaptação ao ambiente do mestrado fosse o melhor possível. Obrigada pela parceria em todos os momentos.

Meus sinceros e imensos agradecimento à Capes e ao CNPq pela concessão de bolsas de estudo, permitindo o crescimento e a continuidade dos estudos acadêmicos no país.

Ao Guri, por estar sempre feliz em me ver.

A Deus, pela vida, obrigada.

Há muitas maneiras de avançar, mas só uma maneira de
ficar parado.

Franklin D. Roosevelt

RESUMO

CORTE, M. B. **Desenvolvimento de equipamento para ensaios *simple shear***. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Em virtude da presença cada vez mais frequente de solicitações cíclicas nas estruturas de engenharia e do aprimoramento da análise de projetos, os ensaios em solos sob carregamentos cíclicos tiveram seu interesse renovado nos últimos anos. Os ensaios de laboratório são realizados de forma que simulem, da melhor maneira possível, as condições observadas em campo. Tais condições auxiliam na escolha dos ensaios a serem conduzidos para a determinação de parâmetros geotécnicos relevantes a cada situação observada em campo. Dentre os ensaios empregados na Engenharia Geotécnica, destaca-se o *simple shear*. Este ensaio é conhecido e utilizado para medir a resistência ao cisalhamento e a rigidez de solos. Este é o único ensaio de laboratório capaz de submeter uma amostra a condições de deformação plana sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Tais condições são frequentemente representativas em diversas situações em campo como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca ou sob plataformas *offshore* com base gravitacional. Nesse contexto, um equipamento foi desenvolvido para a realização de ensaios do tipo *simple shear*. O aparato conta com uma câmara, na qual é aplicada pressão à amostra de solo. Diferenciando-se do equipamento comercial para tais ensaios, que emprega uma membrana com anéis metálicos, a amostra de solo neste equipamento é envolta por uma membrana de látex, o que possibilita a consolidação de forma isotrópica ou anisotrópica. Quanto ao carregamento, o equipamento desenvolvido permite que o carregamento seja realizado de forma monotônica ou cíclica. Quando do carregamento cíclico, este pode ainda ser realizado de forma a se manter a tensão controlada ou a deformação. Foram conduzidos ensaios de calibração e validação do equipamento empregando-se uma areia fina de granulometria uniforme cujas propriedades são amplamente conhecidas através de outros ensaios. Os resultados obtidos foram então comparados com estudos no mesmo material em equipamentos triaxiais, cisalhamento direto e outro *simple shear*. Os resultados mostraram-se satisfatórios, validando o equipamento desenvolvido.

Palavras-chave: *simple shear*; carregamento estático, carregamento cíclico, areia.

ABSTRACT

CORTE, M. B. **Desenvolvimento de equipamento para ensaios *simple shear***. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

In view of the ever more frequent presence of the cyclic solicitations on Engineering structures and the enhancement of design analysis, the soil testing under cyclic loading conditions had its interest renewed in the last years. The laboratory tests are conducted in a way that simulates, in the best way possible, the observed field conditions. Said conditions aid on the choice of the tests to be conducted in order to determinate the relevant geomechanics parameters to each situation observed on the field. Among the employed tests in Geotechnical Engineering, it is highlighted the simple shear. This test is known and used to measure the shear strength and soil rigidity. This is the only laboratory test capable of submitting the sample to plane strain conditions under constant volume and allows the main stress rotations. Said conditions are frequently representative in many field situations, such as, the adjacent shear mechanism to the shaft of a pile or, under offshore platforms with gravitational base. In this context, a equipment was developed to perform simple shear tests. The apparatus has a chamber, in which it is applied confining pressure to the soil sample. Contrasting from the commercial equipment for said tests, that uses a membrane with metallic rings, in this equipment the soil sample is involved by a latex membrane, allowing the consolidation being carried out isotropically or anisotropically. The loading on this equipment can be conducted on monotonic or cyclic conditions. The cyclic loading can even be conducted by controlling the deformation or the stress. Calibration and validation testes where conducted on the equipment using a fine sand of uniform granulometry which properties are largely known through other tests. The obtained results where then compared to other tests carried out on the same material in triaxial tests, direct shear and other simple shear, The results obtained were considered satisfactory, validating the developed equipment.

Key-words: *simple shear, monotonic loading, cyclic loading, sand.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	20
1.2	OBJETIVOS E METAS	21
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	23
2.2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS.....	23
2.2.1	Ensaio de laboratório	24
2.2.1.1	Ensaio de compressão simples.....	24
2.2.1.2	Ensaio de cisalhamento direto	25
2.2.1.3	Ensaio de compressão triaxial.....	26
2.2.1.4	Ensaio <i>ring shear</i>	28
2.2.1.5	<i>True triaxial</i>	29
2.2.1.6	<i>Hollow cylinder torsional</i>	30
2.2.1.7	Ensaio <i>simple shear</i>	30
2.3	HISTÓRICO DO EQUIPAMENTO.....	32
2.4	OS DIFERENTES EQUIPAMENTOS PARA ENSAIOS <i>SIMPLE SHEAR</i>	33
2.4.1	Equipamentos “ <i>simple shear</i> ”	34
2.4.2	Equipamentos <i>simple shear</i> bi-direcionais.....	43
2.4.3	Equipamentos <i>simple shear</i> de corpo de prova duplo.....	46
2.5	O ENSAIO <i>SIMPLE SHEAR</i>	47

2.5.1	O estado de tensões no ensaio <i>simple shear</i>	54
2.5.2	Comparação com outros tipos de ensaios	57
3	DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO.....	59
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	59
3.2	CONCEPÇÃO DO EQUIPAMENTO <i>SIMPLE SHEAR</i>	60
3.2.1	Sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal.....	62
3.2.2	Sistema de aplicação da força vertical	63
3.2.3	Sistema de geração e aplicação de pressão confinante na câmara.....	64
3.2.3.1	A câmara	64
3.2.3.2	A válvula proporcional	65
3.2.4	Sistema de contrapressão.....	68
3.2.5	Célula de cisalhamento.....	70
3.2.5.1	Corpo de prova.....	70
3.2.5.2	Pedestal	71
3.2.5.3	Cabeçote.....	71
3.2.6	Instrumentação e controle do ensaio	71
3.2.7	Calibração da instrumentação	76
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	84
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	84
4.2	MATERIAIS	84
4.2.1	Solo.....	84
4.2.2	Água.....	86
4.3	MÉTODOS.....	86
4.3.1	Preparação das amostras.....	86

4.3.2 Ensaio <i>simple shear</i>	88
4.3.3 Procedimento de Ensaio	88
4.3.3.1 Preparação da ensaio	90
4.3.3.2 Fase de percolação	90
4.3.3.3 Fase de saturação	90
4.3.3.4 Fase de consolidação	90
4.3.3.5 Fase de cisalhamento	91
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	92
5.1 ENSAIOS MONOTÔNICOS	92
5.2 ENSAIOS CÍCLICOS.....	99
5.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	102
5.4 VALIDAÇÃO DO EQUIPAMENTO	107
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109
6.1 QUANTO AO EQUIPAMENTO	109
6.2 QUANTO AO COMPORTAMENTO DA AREIA ESTUDADA.....	110
6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	111
REFERÊNCIAS	112
APÊNDICE A PROJETO DO EQUIPAMENTO <i>SIMPLE SHEAR</i>.....	119

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema do ensaio de compressão simples.....	25
Figura 2.2 – Ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do equipamento; (b) representação de resultado típico do ensaio (PINTO, 2000).....	26
Figura 2.3 – Esquema do equipamento triaxial (PINTO, 2000).....	27
Figura 2.4 – Envoltória de ruptura e círculos de Mohr obtida em um equipamento de ensaios triaxiais (PINTO, 2000).....	28
Figura 2.5 – Amostra de ensaio <i>ring shear</i> (BISHOP <i>et al.</i> , 1971)	29
Figura 2.6 – Esquema de carregamento no ensaio <i>true triaxial</i>	29
Figura 2.7 – Esquema de carregamento no ensaio <i>hollow cylinder torsional</i> (NISHIMURA <i>et al.</i> , 2008).....	30
Figura 2.8 – Resumo dos ensaios para obter-se a trajetória de tensões do solo (modificado de LAMBE e WHITMAN, 1979)	32
Figura 2.9 – Equipamento <i>simple shear</i> NGI apresentado por Bjerrum e Landva (1966).....	35
Figura 2.10 – Equipamento <i>simple shear</i> de Cambridge, apresentado por Roscoe (1953 <i>apud</i> PERAZZOLO, 2008)	36
Figura 2.11 – Equipamento <i>simple shear</i> de BAW (Federal Institute for Waterways Engineering) apresentado por Franke <i>et al.</i> (1979)	38
Figura 2.12 – Câmara de pressão para <i>simple shear</i> NGI, por Dyvik <i>et al.</i> (1987)	39
Figura 2.13 – <i>Simple shear</i> apresentado por Chu e Vucetic (1992).....	41
Figura 2.14 – Equipamento desenvolvido por Perazzolo (2008)	42
Figura 2.15 – Colocação da amostra no <i>simple shear</i> apresentado na UWA (FESTUGATO <i>et al.</i> , 2015).....	43
Figura 2.16 – <i>Simple shear</i> bi-direcional de Ishihara e Yamazaki (1980)	44
Figura 2.17 – Montagem da mesa vertical para permitir o carregamento bi-direcional (BOULANGER <i>et al.</i> , 1993).....	45
Figura 2.18 – Equipamento <i>simple shear</i> bi-direcional apresentado por Whang (2001).....	45
Figura 2.19 – Equipamento <i>simple shear</i> de corpo de prova duplo (DOROUDIAN e VUCETIC, 1995)	47
Figura 2.20 – Tensões atuantes em um elemento de <i>simple shear</i> idealizado (DOHERTY e FAHEY, 2011b)	48

Figura 2.21 – Tipos de condições de contorno em ensaios <i>simple shear</i> (modificado de Doherty e Fahey, 2011a)	49
Figura 2.22 – Comparação da resistência ao cisalhamento, tensão vertical efetiva e variação da poro-pressão para as diferentes condições de contorno (modificado de Doherty e Fahey, 2011a)	51
Figura 2.23 – Definições básicas da análise do <i>simple shear</i>	52
Figura 2.24 – Elementos característicos do solo em condições típicas de carregamento: (a) e (b) direção das tensões principais durante a consolidação e ruptura; (c) e (d) condições de carregamento abaixo de uma plataforma gravitacional offshore (FRANKE <i>et al.</i> , 1980)	54
Figura 2.25 – Rotação das tensões principais na análise de um talude (LEROUEIL e HIGHT, 2003).....	55
Figura 2.26 – Estado de tensões do solo adjacente a uma estaca submetida a um carregamento vertical (modificado de RANDOLPH e WROTH, 1981)	55
Figura 2.27 – Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento no estado crítico determinada com ensaios <i>simple shear</i> e triaxial (ATIKSON <i>et al.</i> , 1991)	58
Figura 3.1 – Visão esquemática do equipamento <i>simple shear</i>	61
Figura 3.2 – Esquema de aplicação do deslocamento vertical, onde: (1) amostra; (2) pedestal; (3) pino de cisalhamento; (4) célula de carga – 2 toneladas; (5) patin; (6) fuso de esferas; (7) redutor; (8) servomotor; (9) trilho.....	63
Figura 3.3 – Visão esquemática da aplicação do carregamento vertical no equipamento <i>simple shear</i> , onde: (1) amostra; (2) célula de carga – 2 toneladas; (3) patin; (4) pistão de carregamento vertical; (5) câmara; (6) pilares de reação; (7) medidor de deslocamento horizontal.....	64
Figura 3.4 – Esquema de aplicação da pressão interna à câmara	65
Figura 3.5 – Esquema do sistema de aplicação automatizado da pressão confinante	66
Figura 3.6 – Válvula proporcional utilizada na construção do equipamento <i>simple shear</i>	67
Figura 3.7 – Fluxograma do controle das válvulas proporcionais (DALLA ROSA, 2009).....	68
Figura 3.8 – Desenho esquemático do controlador da contrapressão (MARQUES, 2014)	69
Figura 3.9 – Visão esquemática da célula de cisalhamento	70
Figura 3.10 – Placa de aquisição (PCI-2517) e borneira TB-100	72
Figura 3.11 – Esquema da instrumentação interna à câmara: (1) corpo de prova; (2) células de carga; (3) medidores de deslocamento	73
Figura 3.12 – Transdutores de pressão	74

Figura 3.13 – Célula de carga para duas toneladas.....	74
Figura 3.14 – Transdutor de deslocamento	74
Figura 3.15 – Visão da rotina do ensaio	75
Figura 3.16 – Curvas de calibração do transdutor de deslocamento horizontal.....	76
Figura 3.17 – Curvas de calibração do transdutor de deslocamento vertical.....	77
Figura 3.18 – Curvas de calibração dos transdutores de pressão	78
Figura 3.19 – Curvas de calibração da célula de carga vertical	79
Figura 3.20 – Curvas de calibração da célula de carga horizontal.	80
Figura 3.21 – Curvas de calibração do medidor volumétrico.....	81
Figura 3.22 – Curva de calibração do motor vertical	81
Figura 3.23 – Curva de calibração do motor horizontal.....	82
Figura 3.24 – Equipamento <i>simple shear</i> com ensaio em andamento	82
Figura 3.25 – Equipamento <i>simple shear</i> com a descrição de seus componentes.....	83
Figura 4.1 – Município de Osório/RS (Dalla Rosa, 2009).....	85
Figura 4.2 – Curva granulométrica da areia de Osório (Festugato, 2009).....	85
Figura 4.3 – Procedimento de preparação das amostras: (a) colocação da pedra porosa sobre o pedestal; (b) colocação do papel filtro; (c) preparação da membrana no molde tripartido; (d) inserção do molde ao pedestal com aplicação de vácuo; (e) compactação da amostra; (f) finalização da amostra e limpeza da superfície; (g) colocação do <i>top cap</i> ; (h) inserção da amostra no equipamento; (i) amostra após o cisalhamento.	87
Figura 4.4 - Ilustração esquemática dos procedimentos realizados no ensaio <i>simple shear</i> : (a) condições da amostra antes do ensaio; (b) consolidação; (c) aplicação da tensão de deformação; (d) medição da condição de deformação; (e) condição ‘real’ imposta à amostra (Festugato et al., 2013).....	89
Figura 5.1 - Curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 50$ kPa	92
Figura 5.2 – Trajetórias de tensão, p' e q , para $\sigma'_{v, inicial} = 50$ kPa	93
Figura 5.3 – Incremento tensão vertical efetiva, $\sigma'_{v,}$ e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 50$ kPa	93
Figura 5.4 – Tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, $\sigma'_{v,}$ para $\sigma'_{v, inicial} = 50$ kPa.....	94
Figura 5.5 – Curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 100$ kPa	95

Figura 5.6 – Trajetórias de tensão, p' e q , para $\sigma'_{v, inicial} = 100$ kPa	95
Figura 5.7 – Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 100$ kPa	96
Figura 5.8 – Tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v , para $\sigma'_{v, inicial} = 100$ kPa	96
Figura 5.9 – Curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 150$ kPa	97
Figura 5.10 – Trajetórias de tensão, p' e q , para $\sigma'_{v, inicial} = 150$ kPa	98
Figura 5.11 – Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 150$ kPa	98
Figura 5.12 – Tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v , para $\sigma'_{v, inicial} = 150$ kPa	99
Figura 5.13 – Curvas da tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v , – carregamento cíclico	100
Figura 5.14 – Decréscimo da tensão vertical efetiva com o aumento do número de ciclos, para o Ensaio 1	101
Figura 5.15 – Decréscimo da tensão vertical efetiva com o aumento do número de ciclos, para o Ensaio 2	101
Figura 5.16 – Curvas de tensão cisalhante <i>versus</i> deformação cisalhante	103
Figura 5.17 – Invariantes de tensões, p' e q	103
Figura 5.18 – Curvas tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v	104
Figura 5.19 – Curvas de módulo cisalhante, G , em função da deformação cisalhante, γ	104
Figura 5.20 – Invariantes de tensão, p' e q	105
Figura 5.21 – Curvas tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v	106
Figura 5.22 – Apresentação dos parâmetros de resistência do ensaio cíclico	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção do <i>simple shear</i>	60
Tabela 4.1 – Índices físicos da areia de Osório (Festugato, 2009).....	86
Tabela 5.1 – Ensaio analisado para a comparação entre os parâmetros de resistência da areia de Osório obtidos nesta pesquisa.....	107

LISTA DE SÍMBOLOS

δ	Relativo a incrementos
ε_a	Deformação axial
ε_r	Deformação radial
ε_s	Deformação distorcional
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
γ_s	Peso específico real dos grãos
ν	Coefficiente de Poisson
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
σ_a, σ_r	Tensões principais axial e radial
ω	Teor de umidade
'	Relativo a tensões efetivas
c'	Intercepto coesivo efetivo
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidade
D_{10}	Diâmetro efetivo das partículas
D_{50}	Diâmetro médio das partículas
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
G	Módulo de cisalhamento
G_0	Módulo de cisalhamento inicial ou elástico
K_0	Coefficiente de empuxo sob condições de deformações radiais nulas
p'	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ou $(\sigma_a + 2\sigma_r)/3$
q	Tensão desvio, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ou $(\sigma_a - \sigma_r)$
q_t	Resistência à compressão diametral
q_u	Resistência à compressão simples
Δu	Incremento de poro-pressão
γ	Deformação cisalhante
σ'_v	Tensão vertical efetiva

σ'_v inicial	Tensão vertical efetiva inicial
τ	Tensão cisalhante
$\tau_{cíc\ máx}$	Tensão cisalhante cíclica máxima
$\tau_{cíc\ mín}$	Tensão cisalhante cíclica mínima

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
LACER	Laboratório de Materiais Cerâmicos
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
NGI	<i>Norges Geotekniske Institutt</i>
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UWA	<i>University of Western Australia</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Os ensaios de laboratório são realizados de forma que simulem, da melhor forma possível, as condições observadas em campo. Essas condições, auxiliam a escolha do ensaio a ser realizado para a determinação dos parâmetros geotécnicos relevantes a cada situação observada em campo, visto que nenhum ensaio existente é capaz de reproduzir todos os aspectos de uma situação de carregamento particular. Numerosos ensaios são empregados na engenharia geotécnica a fim de se obter a resistência de solos sob diferentes condições de carregamento. Dentre estes ensaios, destaca-se o *simple shear*.

O ensaio *simple shear* é muito conhecido e utilizado para medir a resistência e a rigidez de solos. Este ensaio é o único ensaio de laboratório capaz de submeter uma amostra a condições de deformações planas sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Tais condições são frequentemente representativas em diversas situações em campo como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca (Randolph e Wroth , 1981) ou sob plataformas *offshore* com base gravitacional (Andresen *et al.*, 1979).

O ensaio *simple shear* também permite o carregamento cíclico nas amostras de solo. Ainda como exemplo, tem-se as ferrovias de alta velocidade, rodovias e aerovias, onde os carregamentos provocados pelos seus modais são cíclicos (Festugato, 2011). Os ensaios em solos sob carregamentos cíclicos tiveram seu interesse renovado nos últimos anos em virtude da presença mais frequente de solicitações cíclicas nas estruturas de engenharia e do aprimoramento da análise de seus projetos.

O Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, juntamente com seus professores e alunos, destaca-se mundialmente por ser referência no conhecimento de solos melhorados. Todavia, o laboratório ainda não possui um equipamento que permita ensaios em amostras sob condições de deformações planas.

Nesse contexto, o desenvolvimento de um equipamento para ensaios *simple shear*, com carregamento cíclico e monotônico, foi o objetivo central desta dissertação de mestrado desenvolvida no PPGEC/UFRGS.

1.2 OBJETIVOS E METAS

O desenvolvimento de um equipamento que possibilite a realização de ensaios *simple shear* é o objetivo geral da pesquisa. Dentro do objetivo principal estão inseridos os seguintes objetivos específicos:

- a) projetar e construir o equipamento para ensaios *simple shear*;
- b) instrumentar e calibrar o equipamento;
- c) realizar a programação do equipamento;
- d) validar o equipamento desenvolvido através da comparação com outros ensaios, realizados em materiais cujas características sejam amplamente conhecidas.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho estará dividido em seis capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas. É iniciado com este capítulo introdutório, Capítulo 1, seguido do Capítulo 2, onde é apresentada uma revisão da literatura existente, compreendida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

O Capítulo 3 apresenta o detalhamento da concepção, do projeto e da execução do equipamento *simple shear* que está sendo desenvolvido para a realização desta pesquisa.

No Capítulo 4, o programa experimental é exposto e a descrição dos materiais utilizados e dos métodos de ensaios é apresentada.

O Capítulo 5 apresenta os resultados e análises desenvolvidos na pesquisa.

Por fim, no Capítulo 6, tem-se as considerações finais deste trabalho.

São apresentadas as referências bibliográficas ao final dos capítulos.

São apresentados os projetos das peças usinadas para a montagem do equipamento nos anexos.

No apêndice, é exposto o projeto desenvolvido por Marques (2014) utilizado nesta pesquisa para aplicar a contrapressão no ensaio.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

É apresentada, neste capítulo, uma síntese acerca da resistência ao cisalhamento dos solos e uma revisão da literatura sobre os ensaios *simple shear*. Um breve histórico dos primeiros equipamentos e utilizações são relatados, assim como os demais equipamentos desenvolvidos com o passar dos anos. São apresentadas as vantagens e desvantagens deste tipo de ensaio em relação a demais ensaios geotécnicos de laboratório.

2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Sabe-se que a resistência ao cisalhamento de um solo, τ_r , pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo (Pinto, 2000).

Terzaghi (conhecido como o “pai” da Mecânica dos Solos) conceituou essa resistência como consequência imediata da pressão normal ao plano de ruptura correspondente a pressão grão a grão ou pressão efetiva. Isto é, anteriormente considerava-se a pressão total, o que não correspondia ao real fenômeno de desenvolvimento de resistência interna, mas na nova conceituação, amplamente constatada, conclui-se que somente as pressões efetivas mobilizam resistência ao cisalhamento, por atrito de contato grão a grão, donde escreve-se a Equação 2.1:

$$\tau'_r = c' + \sigma' tg\phi' = c' + (\sigma - u)tg\phi' \quad \text{Equação 2.1}$$

Por dependerem da condição a que os solos estão submetidos e da utilização proposta ao material, sabe-se que os parâmetros c' e ϕ' não são características simples de obtenção dos solos. Desta forma, partiu-se para a sofisticação dos ensaios de laboratório, na tentativa de simular as situações as quais o solo está sendo solicitado para a melhor determinação dos parâmetros de interesse.

No item 2.2.1 são apresentados alguns ensaios empregados para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Também são mostrados alguns resultados obtidos nestes ensaios.

2.2.1 Ensaios de laboratório

São muitos os tipos de ensaios de laboratório que buscam, com diferentes graus de sofisticação, representar as condições possíveis de ocorrências, dentre estes, tem-se:

- a) ensaio de compressão simples;
- b) ensaio de cisalhamento direto;
- c) ensaio de compressão triaxial;
- d) ensaio *ring shear*;
- e) ensaio triaxial cúbico;
- f) ensaio *hollow cylinder*;
- g) ensaio *simple shear*.

Dependendo da importância da obra a realizar, das características dos solos e das condições de ocorrência, é justificada a realização de ensaios com a finalidade específica de obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ'). Nos próximos itens é apresentada uma descrição conceitual dos ensaios.

2.2.1.1 Ensaio de compressão simples

Consiste na ruptura por compressão axial de um corpo de prova cilíndrico sem confinamento. Através do ensaio obtém-se a resistência à compressão do material. Alguns autores empregam a resistência à compressão simples para a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada para materiais finos. No Brasil, a norma 12025:2012 refere-se a este ensaio.

A ilustração apresentada na Figura 2.1 esquematiza um ensaio de compressão simples em uma amostra de solo cilíndrica, onde o carregamento é dado por σ_1 .



Figura 2.1 – Esquema do ensaio de compressão simples

2.2.1.2 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. O primeiro equipamento deste tipo foi desenvolvido por Alexandre Collin, por volta de 1980. No ensaio, aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

Para o ensaio, um corpo de prova do solo é colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, ficando com a sua metade superior dentro de um anel, como se mostra esquematicamente na Figura 2.2 (Pinto, 2000).

Aplica-se inicialmente uma força vertical N . Uma força tangencial T é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, ou um deslocamento é provocado, medindo-se a força suportada pelo solo. As forças T e N , divididas pela área da seção transversal do corpo de prova, indicam as tensões σ e τ que nele estão ocorrendo. A tensão τ pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento, como se mostra na Figura 2.2b, onde se identificam a tensão de ruptura, τ_{\max} , e

a tensão residual, que o corpo de prova ainda sustenta, após ultrapassada a situação de ruptura, τ_{res} . O deslocamento vertical durante o ensaio também é registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento.

O ensaio é muito prático, porém o ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e o controle de condições de drenagem é difícil, pois não há como impedi-la, assim não permite a obtenção dos valores de poro-pressão. Entretanto, pela sua simplicidade, ele é muito útil quando se deseja medir simplesmente a resistência do solo (Pinto, 2000).

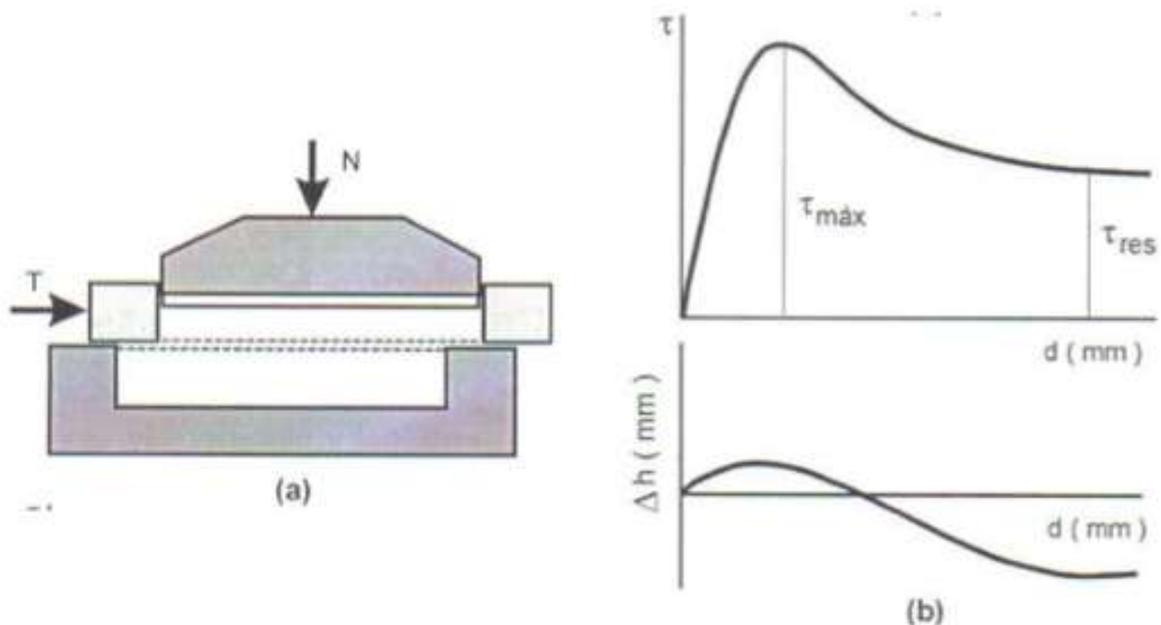


Figura 2.2 – Ensaio de cisalhamento direto: (a) esquema do equipamento; (b) representação de resultado típico do ensaio (PINTO, 2000)

2.2.1.3 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio triaxial é um dos mais versáteis ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo. O corpo de prova é colocado em uma câmara, cujo esquema é apresentado na Figura 2.3, e envolto por uma membrana de borracha. A câmara é cheia de água, à qual aplica-se uma pressão de confinamento. A pressão de confinamento atua em todas as direções, inclusive na vertical.

O carregamento axial é feito por meio da aplicação de forças no pistão que penetra na câmara, sendo este um ensaio com carga controlada. Já em um ensaio com deformação controlada, coloca-se a câmara em uma prensa que se desloca para cima, pressionando o pistão.

Como não há tensões de cisalhamento nas bases e nas geratrizes do corpo de prova, os planos vertical e horizontal são os planos principais. Durante o carregamento, medem-se o acréscimo de tensão e de deformação da amostra. É possível também obter-se a variação volumétrica e a geração de poro-pressão. O ensaio pode ser realizado de forma drenada ou não drenada.

O ensaio triaxial é capaz de submeter amostras de solos a diferentes trajetórias, sendo possível a realização de ensaios com compressão vertical da amostra e também ensaios de extensão lateral. Assim, os equipamentos usuais permitem a rotação das tensões a um ângulo de 90°.

O LEGG conta com três equipamentos para ensaios triaxiais, sendo que um deles é capaz de submeter os corpos de prova a carregamentos cíclicos. Um quarto equipamento está sendo desenvolvido, o qual permitirá aplicar-se tensões confinantes da ordem de 10 MPa (Marques, 2014). Na Figura 2.4 é apresentado um resultado típico de um ensaio triaxial.

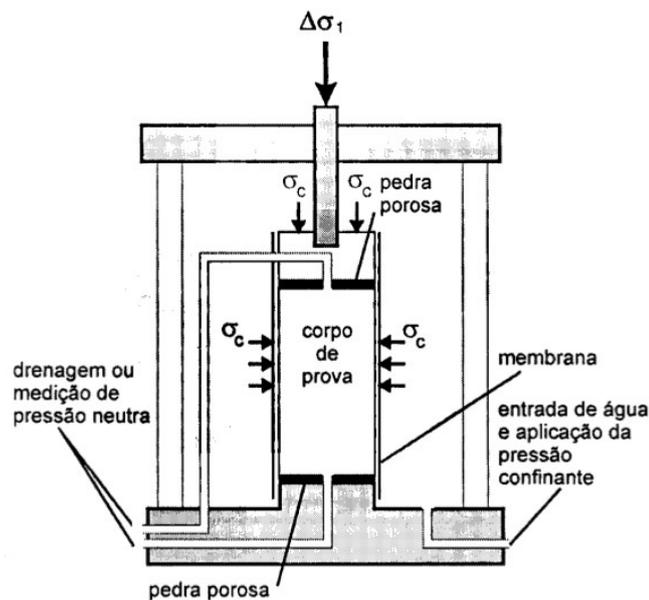


Figura 2.3 – Esquema do equipamento triaxial (PINTO, 2000)

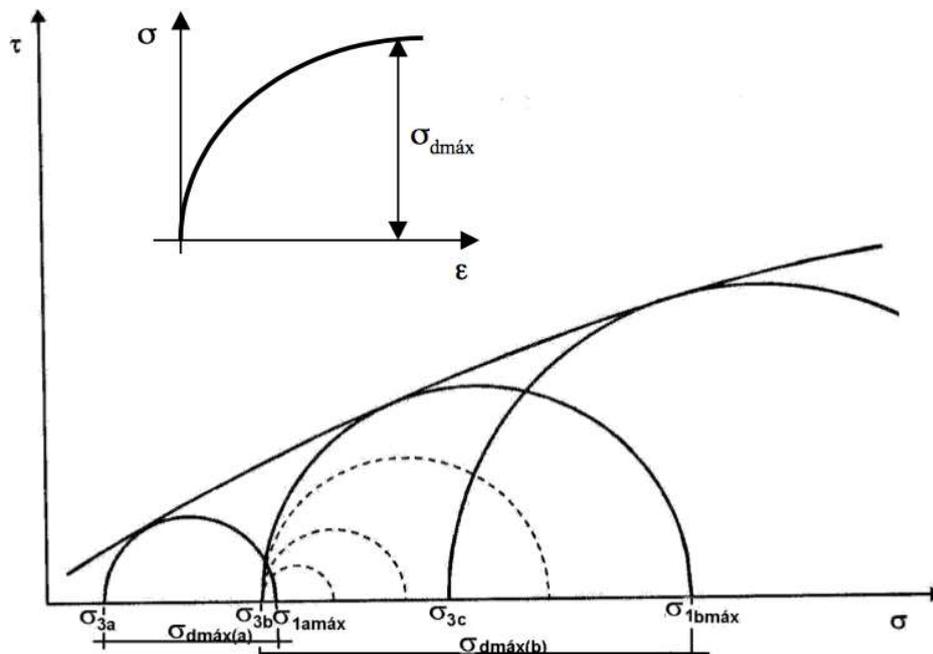


Figura 2.4 – Envoltória de ruptura e círculos de Mohr obtida em um equipamento de ensaios triaxiais (PINTO, 2000)

2.2.1.4 Ensaio *ring shear*

O ensaio do tipo *ring shear* é um ensaio de cisalhamento realizado até deslocamentos horizontais bem superiores aos usualmente obtidos com ensaios de cisalhamento direto, onde busca-se identificar a resistência ao cisalhamento do material após a formação de um plano de cisalhamento bem definido (CASAGRANDE *et al.*, 2006 e CONSOLI *et al.*, 2007)

No ensaio *ring shear*, um corpo de prova em formato de anel é submetido à rotação em torno de seu eixo central. Este equipamento busca a obtenção da resistência ao cisalhamento a grandes deformações, ou resistência residual (τ_{res}) no caso das argilas, após a imposição de grandes deslocamentos (SKEMPTON, 1985). A envoltória de resistência é determinada pelo ângulo de atrito interno residual (ϕ'_{res}), uma vez que a coesão efetiva residual (c'_{res}) é praticamente nula (VASCONCELOS, 1992). O LEGG conta com um equipamento *ring shear* desenvolvido por Santos (2012).

Na Figura 2.5, é apresentado um esquema de uma amostra submetida a um ensaio *ring shear*.

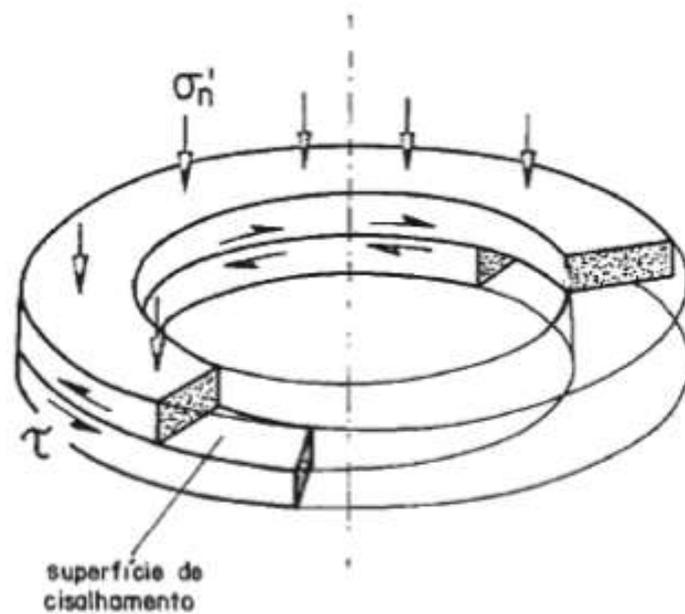


Figura 2.5 – Amostra de ensaio *ring shear* (BISHOP *et al.*, 1971)

2.2.1.5 *True triaxial*

Consiste em um equipamento triaxial, com corpo de prova cúbico, que permite a aplicação de tensões de confinamento distintas nas faces da amostra. A grande vantagem deste ensaio triaxial é a possibilidade de carregamentos distintos nas faces de uma amostra cúbica, sendo $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$. Na Figura 2.6 é apresentado um esquema do carregamento no *true triaxial*.

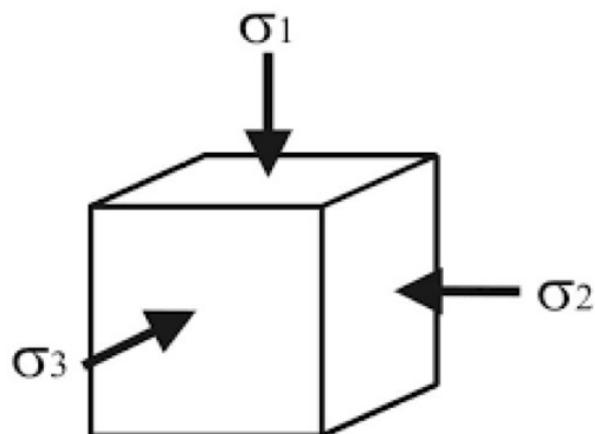


Figura 2.6 – Esquema de carregamento no ensaio *true triaxial*

2.2.1.6 *Hollow cylinder torsional*

Com uma amostra em forma de um cilindro vazado, o ensaio simula a rotação das tensões principais no solo. O ensaio permite o controle da magnitude e da direção das tensões do equipamento (Bernardes, 2008). Um esquema do carregamento imposto à amostra é apresentado na Figura 2.7.

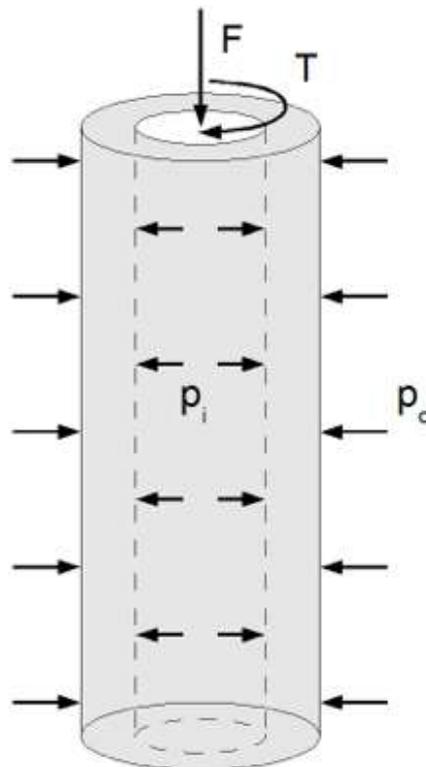


Figura 2.7 – Esquema de carregamento no ensaio *hollow cylinder torsional* (NISHIMURA *et al.*, 2008)

2.2.1.7 Ensaio *simple shear*

No equipamento *simple shear*, o corpo de prova é usualmente consolidado 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 (Perazzolo, 2008).

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, ou por uma câmara de pressão, e 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 usualmente com este arranjo de anéis, ou com a pressão imposta à amostra. O ensaio *simple shear*, por utilizar corpos de prova relativamente finos, consegue atingir uma deformação de cisalhamento relativamente uniforme (Bjerrum e Landva, 1966).

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 consolidação deste ensaio, a tensão principal maior é igual à tensão de consolidação 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.

O equipamento para ensaios *simple shear*, que é o centro deste trabalho de dissertação é apresentado nos próximos itens, bem como seu histórico, funcionamento, vantagens e desvantagens.

Lambe e Whitman (1979) apresentaram um resumo dos ensaios apresentados, mostrando os caminhos de tensões obtidos para cada ensaio, seus principais usos e condições de deformação. Este resumo está apresentado na Figura 2.8.

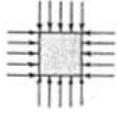
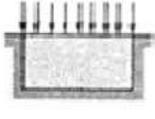
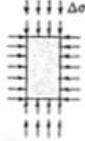
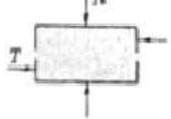
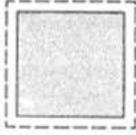
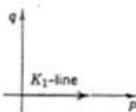
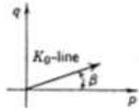
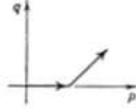
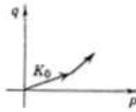
Ensaio	Compressão Isotrópica	Compressão Oedométrica	Compressão Triaxial	Cisalhamento Direto
Condições Básicas	 $\sigma_1 = \sigma_2$	 Sem movimento horizontal	 σ_c constante com $\Delta\sigma_c$ aplicado	 N constante com T aplicado
Tipo de Deformação	Volumétrico 	Principalmente volumétrico mas com alguma distorção 	Distorção e volumétrico 	Principalmente distorção mas com alguma deformação 
Trajectoria de Tensão	 K_1 -line	 K_0 -line β		 K_0
Usos	Para estudo da deformação volumétrica	Muito simplificado; aproxima-se a algumas condições de campo	Ensaio mais comum para o estudo da tensão-deformação e das propriedades de resistência	Ensaio simples para medir resistência

Figura 2.8 – Resumo dos ensaios para obter-se a trajetória de tensões do solo (modificado de LAMBE e WHITMAN, 1979)

2.3 HISTÓRICO DO EQUIPAMENTO

O primeiro equipamento para ensaios de cisalhamento direto foi construído em 1840 por Alevanxer Collin, que buscava a medição da resistência ao cisalhamento de argilas para estudos de estabilidade de taludes. Todavia, este tipo de equipamento apresenta alguns tipos de problemas, tais como a criação de um plano de ruptura e a não-uniformidade de deformações (Pott *et al.*, 1987). Com o intuito de superar estes problemas, em 1936, no *Royal Swedish Geotechnical Institute* (NGI), Kjellman desenvolveu o primeiro equipamento para ensaios *simple shear*. O equipamento de Kjellman (1951) sofreu uma série de contestações, mas como a ideia do equipamento, de sujeitar um corpo de prova ao cisalhamento puro, foi bastante atraente. Roscoe, nos anos 50, na Universidade de Cambridge, desafiou-se a desenvolver um equipamento para ensaios *simple shear*, que será detalhado na próxima seção.

Após Roscoe, outros pesquisadores de Cambridge realizaram modificações no equipamento. Mais de trinta anos após a NGI apresentar seu primeiro equipamento *simple shear*, Bjerrum e Landva (1966) modificaram parâmetros do equipamento, como o tamanho das amostras

ensaiadas e incluíram o reforço de anéis à membrana de borracha, e passaram a denomina-lo de “Equipamento NGI”.

Nos anos 30, a Geotecnia viu serem introduzidos os equipamentos para ensaios triaxiais. Tais ensaios possuíam diversas vantagens sobre o ensaio de cisalhamento direto, tais como a facilidade de interpretação, a não-orientação de uma superfície de ruptura, a medição das poro-pressões geradas, entre outras. Entretanto, o triaxial convencional possuía algumas limitações referentes a certas situações de campo, como a incapacidade de permitir a rotação das tensões principais a intervalos menores que 90° e a incapacidade de impor um modo cisalhante de deformação plana. Estas limitações são superadas pelos equipamentos *simple shear*.

Os equipamentos descritos pela NGI e pela Universidade de Cambridge foram alvo de diversas discussões relacionadas a suas vantagens e desvantagens durante as décadas de 70 e 80. O equipamento para ensaios *simple shear*, desenvolvido pela NGI, tornou-se popular devido à sua simplicidade e facilidade com que as condições de campo fossem simuladas. Já o equipamento desenvolvido na Universidade de Cambridge, naqueles anos, permaneceu apenas como uma ferramenta de pesquisa, não sendo aceito pela indústria de ensaios comerciais em solos, devido a sua maior complexidade.

Com base nos dois primeiros equipamentos para ensaios *simple shear*, a partir da década de 80, numerosos equipamentos foram projetados. Grande parte destes equipamentos é empregada por pesquisadores no estudo do comportamento de solos submetidos a carregamento cíclicos, oriundos da propagação de ondas causadas por terremotos, vibrações por máquinas ou pelo tráfego de veículos, entre outros (Mao e Fahey, 2003; Porcino *et al.*, 2008; Kang *et al.*, 2015; Monkul *et al.*, 2015; Westberg, 2015; Zulkuf e Erken, 2015).

2.4 OS DIFERENTES EQUIPAMENTOS PARA ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

Neste item, são descritos os diferentes aspectos dos equipamentos *simple shear* existentes, onde serão comentadas suas principais características, particularidades, vantagens e desvantagens.

2.4.1 Equipamentos “*simple shear*”

Kjellman (1951) descreveu o equipamento *simple shear* NGI, que 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. Um motor elétrico era acoplado em uma caixa de engrenagens que rotava um fuso, aplicando a força horizontal ao cabeçote do corpo de prova. 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, assim como a horizontal. O ensaio era realizado sob tensão controlada.

Como problema deste ensaio, tinha-se a membrana de borracha reforçada com anéis metálicos, uma vez que esta não era suficientemente rígida para minimizar a deformação radial do corpo de prova sob a ação do estado de tensões aplicado. A distribuição de tensões nas superfícies de topo e base do corpo de prova não poderia ser considerada uniforme (Bjerrum e Landva, 1966).

A contribuição de Bjerrum e Landva (1966) introduziu ao equipamento a modalidade de cisalhamento por deformação controlada, diminuiu a razão altura/diâmetro (h/D) do corpo de prova de $1/3$ para $1/8$ e, também, trocou os anéis de metal de reforço por um fio de metal na forma espiral, o qual era incorporado a uma membrana de borracha. Os autores consideraram que a distribuição de tensões de cisalhamento seria mais uniforme para baixas razões de (h/D). Os sistemas de aplicação do deslocamento horizontal e da tensão vertical foi mantido.

Devido à plastificação da membrana durante o ensaio, a variação do volume dos corpos de prova não podia ser medido com precisão, sendo este o maior problema do equipamento NGI. Essa plastificação da membrana colocava em dúvida a habilidade do equipamento em manter uma condição K_0 (deformação lateral nula) durante a fase de adensamento e as condições de deformação plana durante o cisalhamento. Na Figura 2.9, apresenta-se um esquema do equipamento apresentado por Bjerrum e Landva (1966).

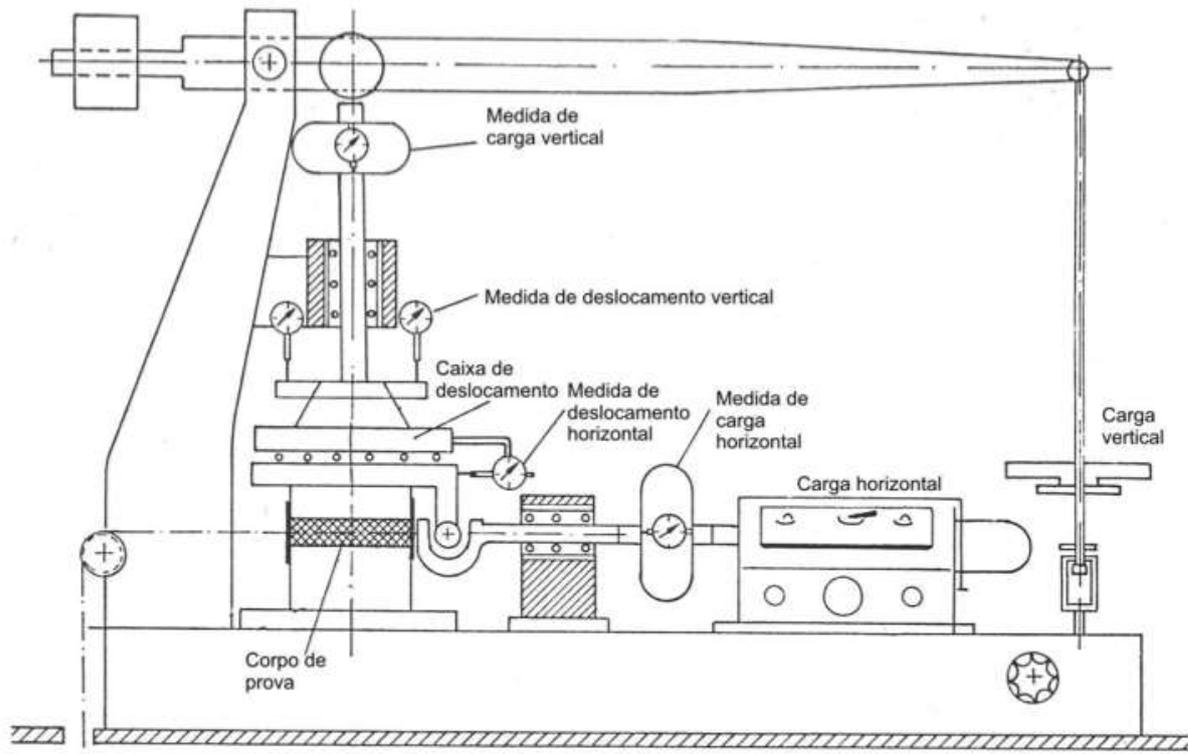


Figura 2.9 – Equipamento *simple shear* NGI apresentado por Bjerrum e Landva (1966)

O equipamento descrito visava a realização de ensaios em *quick clays*, solos característicos dos países nórdicos. Os ensaios *simple shear* eram realizados de forma consolidada a volume constante. Bjerrum e Landva (1966) verificaram que os valores de resistência ao cisalhamento, a volume constante realizado no *simple shear* em amostras não amolgadas e consolidadas a valores próximos ao encontrado em campo, apresentaram resistência inferior aos ensaios realizados em triaxiais. Todos os ensaios foram conduzidos de forma não-drenada.

A partir do equipamento descrito por Kjellman (1951), Roscoe, em 1953, desenvolveu o equipamento *simple shear* da Universidade de Cambridge. Este equipamento utilizava amostras cúbicas com paredes laterais rígidas e forçava o corpo de prova a deformar em forma de um paralelogramo, através da rotação de dois pares de placas de metal rotuladas, denominadas de *hinged end-flaps*. O intuito deste equipamento era aplicar deformações de cisalhamento uniformes nas faces verticais e horizontais à amostra. A Figura 2.10 apresenta um esquema do equipamento apresentado por Roscoe (1953, *apud* Perazzolo, 2008).

Com o avanço das pesquisas, o equipamento sofreu diversas modificações pelos pesquisadores 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 de cisalhamento fossem determinadas. Contudo, foi observado que as tensões de cisalhamento nas superfícies de base e topo caíam a zero nas extremidades do corpo de prova, resultando uma distribuição de tensões normais não-uniforme nestas superfícies (Airey *et al.*, 1985)

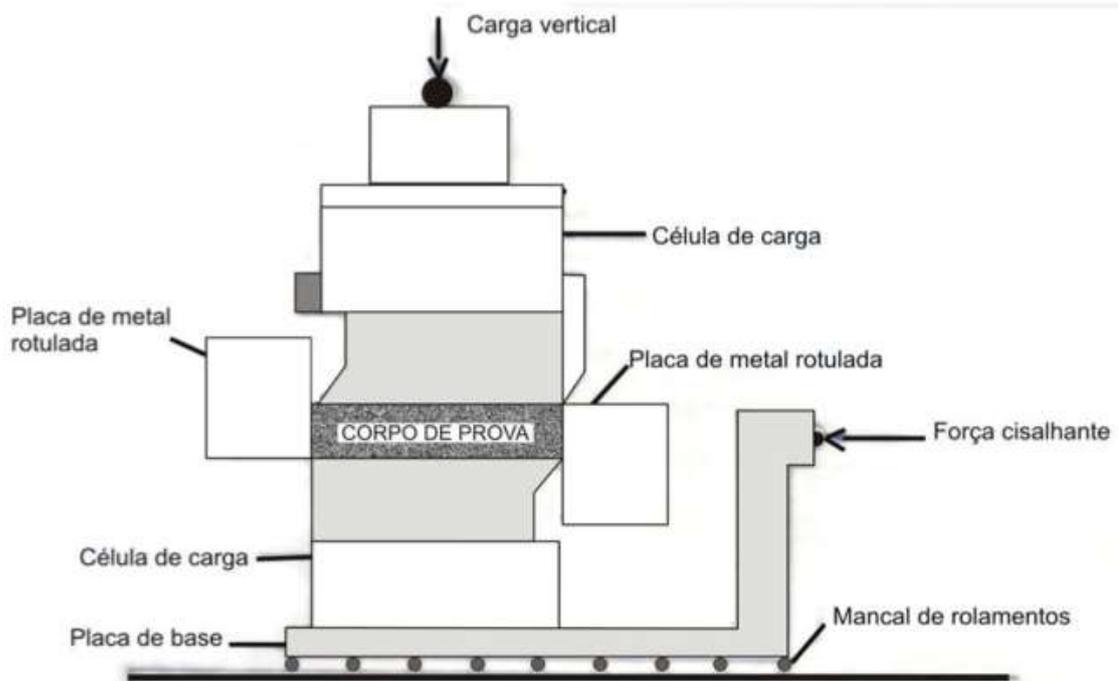


Figura 2.10 – Equipamento *simple shear* de Cambridge, apresentado por Roscoe (1953 *apud* PERAZZOLO, 2008)

Os equipamentos apresentados nas Figuras 2.11 e 2.12 serviram de modelo para outros *simple shear* apresentados subsequentemente. A partir do equipamento desenvolvido por Roscoe (1953), autores como Ansell e Brown (1978), Peacock e Seed (1968), e Finn *et al.* (1971) desenvolveram ajustes e aprimoramentos no *simple shear*. Já autores como Casagrande (1976) e DeAlba *et al.* (1976), realizaram modificações a partir do equipamento desenvolvido pela NGI. Diversas modificações e aprimoramentos foram feitos e vários deles serão apresentados nos próximos itens.

Casagrande e Rendon (1978 *apud* Perazzolo, 2008) foram os primeiros pesquisadores a implantar no equipamento uma câmara de pressão. Com essa câmara era possível saturar a amostra pela aplicação de contrapressão e a poro-pressão no interior do corpo de prova poderia ser medida. Os autores utilizaram um corpo de prova cilíndrico confinado por uma membrana de borracha, suportada lateralmente por uma mola externa de forma espiralada, e colocado em uma célula de pressão. Este equipamento *simple shear* era chamado de equipamento giratório.

Autores como Tatsuoka e Silver (1979), 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 em uma câmara de pressão.

Franke *et al.* (1979) desenvolveram um equipamento *simple shear* com o intuito de realizar ensaios não drenados. Neste ensaio, a amostra cilíndrica era envolta em uma membrana de borracha e colocada sobre uma célula de pressão, na qual, as tensões normais verticais e horizontais eram aplicadas como em um equipamento triaxial. As tensões de cisalhamento eram transmitidas ao corpo de prova através de um *top cap* carregado horizontalmente. As condições de deformação lateral nula durante o cisalhamento eram garantidas através de um sistema de regulagem automáticos. Através desse sistema, era evitado o embarrigamento lateral do corpo de prova, 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 2.11 apresenta o equipamento *simple shear* desenvolvido por Franke *et al.* (1979).

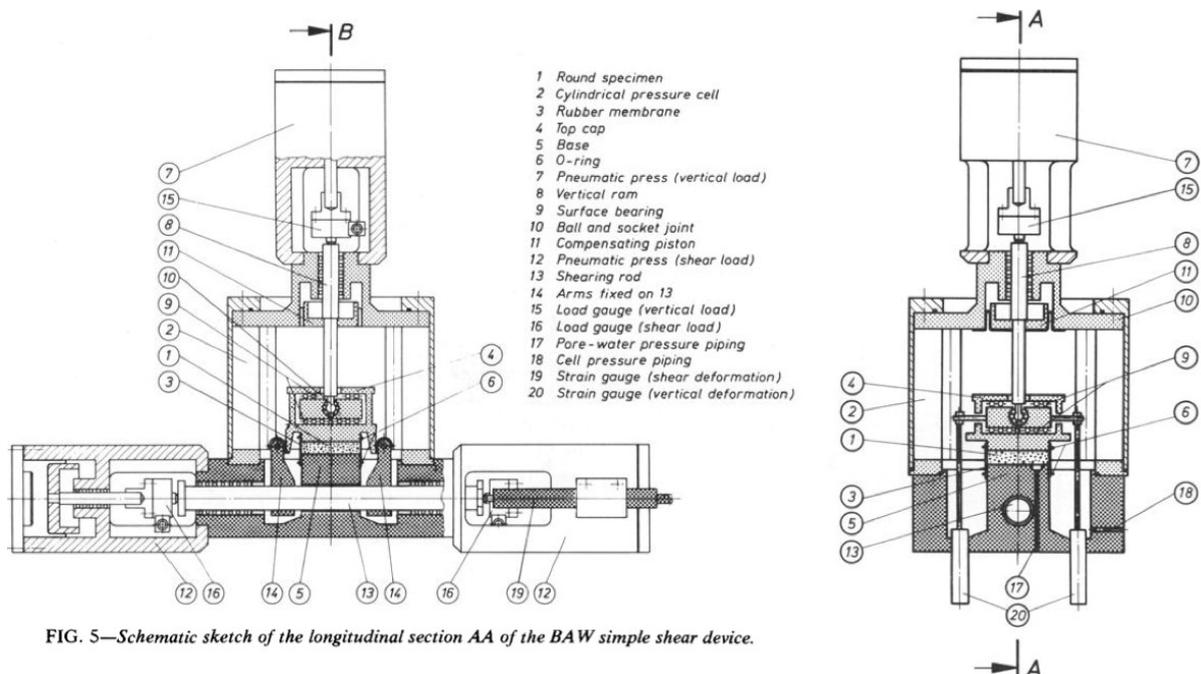


FIG. 5—Schematic sketch of the longitudinal section AA of the BAW simple shear device.

Figura 2.11 – Equipamento *simple shear* de BAW (Federal Institute for Waterways Engineering) apresentado por Franke et al. (1979)

Dyvik *et al.* (1987) desenvolveram uma câmara para ser incorporada ao *simple shear* da NGI, que permitia a realização de ensaios não drenados com a medição da poro-pressão gerada. A câmara foi desenvolvida para que se ajustasse a qualquer equipamento *simple shear* comercializado pela empresa Geonor sem qualquer necessidade de modificações. Tal câmara permitia a aplicação de uma pressão confinante exterior à amostra e a aplicação de uma pressão de confinamento dentro do corpo de prova. Dessa maneira, a total saturação do corpo de prova seria alcançada e o excesso de poro-pressão seria medido durante o cisalhamento não-drenado. Na Figura 2.12, é apresentado um corte da câmara desenvolvida pelos autores. Um dos componentes chave da adaptação feita foi a inserção de uma vedação com *bellofram*, proporcionando o isolamento da câmara ao redor do corpo de prova enquanto permitia as deformações verticais durante a consolidação e as deformações horizontais durante o cisalhamento. Outra grande alteração desta câmara foi a inserção de uma célula de carga situada entre o pedestal da amostra e a placa de base da câmara, permitindo uma medida direta e simultânea das forças vertical e horizontal (tensões normais e de cisalhamento).

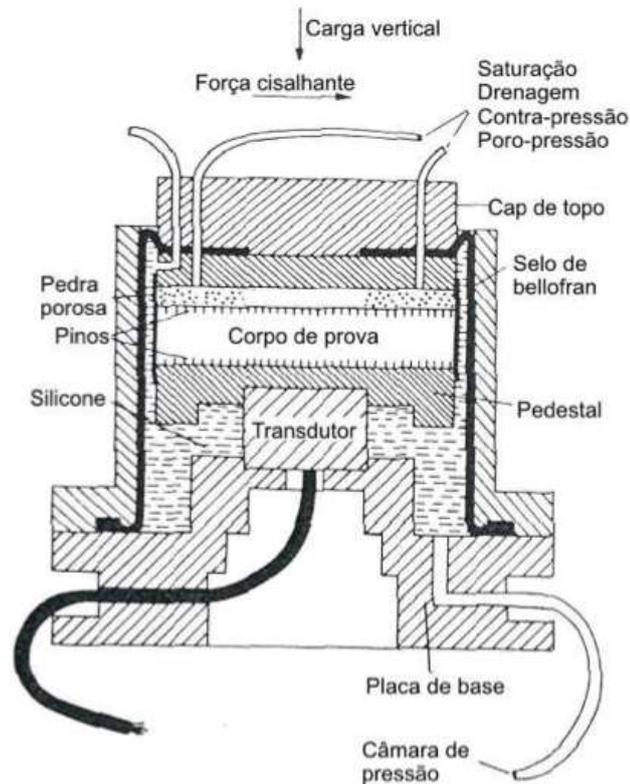


Figura 2.12 – Câmara de pressão para *simple shear* NGI, por Dyvik *et al.* (1987)

Budhu (1984) descreveu modificações no equipamento NGI, permitindo que amostras de argilas saturadas fossem ensaiadas. Price e Torok (1989) apresentaram um equipamento *simple shear* capaz de causar deformações em rochas medianamente resistentes, assim como em solos e outros materiais com resistências similares. Guo (2008) alterou um *simple shear* a fim de realizar ensaios anisotrópicos em areias. Shaw e Brown (1986) desenvolveram o equipamento chamado de *simple shear* MKS, criado para estudar tensões geradas em bases de pavimento pela passagem do tráfego. As alterações feitas por Boyland e Long (2008) os permitiram a realizar ensaios *simple shear* em solos de turfa.

A inovação de Chu e Vucetic (1992) garantiu-lhes a primeira versão do equipamento *simple shear* para ensaios cíclicos. A carga era aplicada por um cilindro pneumático com o pistão fixado no cabeçote do equipamento, que podia deslizar verticalmente ao longo de duas colunas rígidas. Um regulador de pressão era responsável por ajustar a carga vertical, esta medida por uma célula de carga, fixada abaixo do pedestal do corpo de prova. O deslocamento vertical da amostra é medido através de um LVDT preso entre o cabeçote e o pedestal do equipamento. Visto que a carga vertical era transmitida através do cabeçote e do

pedestal e as superfícies de contato eram mantidas constantes durante todo o ciclo cisalhante, falsas deformações não poderiam ocorrer na direção vertical. Quanto aos deslocamentos horizontais, estes era aplicados ao pedestal por um eixo horizontal movido por um motor elétrico, enquanto o cabeçote era mantido fixo. Uma célula de carga média a carga horizontal, e era fixada entre o pistão horizontal e o pedestal. A base do equipamento então escorregava sobre mancais de rolamento.

Nesta configuração apresentada por Chu e Vucetic (1992) a célula de carga horizontal media o atrito dos rolamentos e a transmissão do deslocamento cíclico era muito flexível, sendo estes dois problemas do equipamento (Perazzolo, 2008). Desta forma, um determinado deslocamento, ao ser aplicado ao eixo horizontal, discordava do deslocamento medido entre o cabeçote e o pedestal. Mesmo assim, as variações de deformações 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 da amostra, era medido por um transdutor de deslocamento tipo LVDT. As únicas peças situadas entre os dois pontos de medição, contribuindo para deformações falsas, eram as pedras porosas, o pedestal, o cabeçote e seus contatos. As pedras porosas eram feitas de bronze, enquanto as demais peças eram confeccionadas em aço, desta maneira as deformações falsas eram consideradas negligenciáveis. O corpo de prova era confinado por uma membrana de borracha reforçada com arame. Na Figura 2.13 apresenta-se o equipamento apresentado pelos autores.

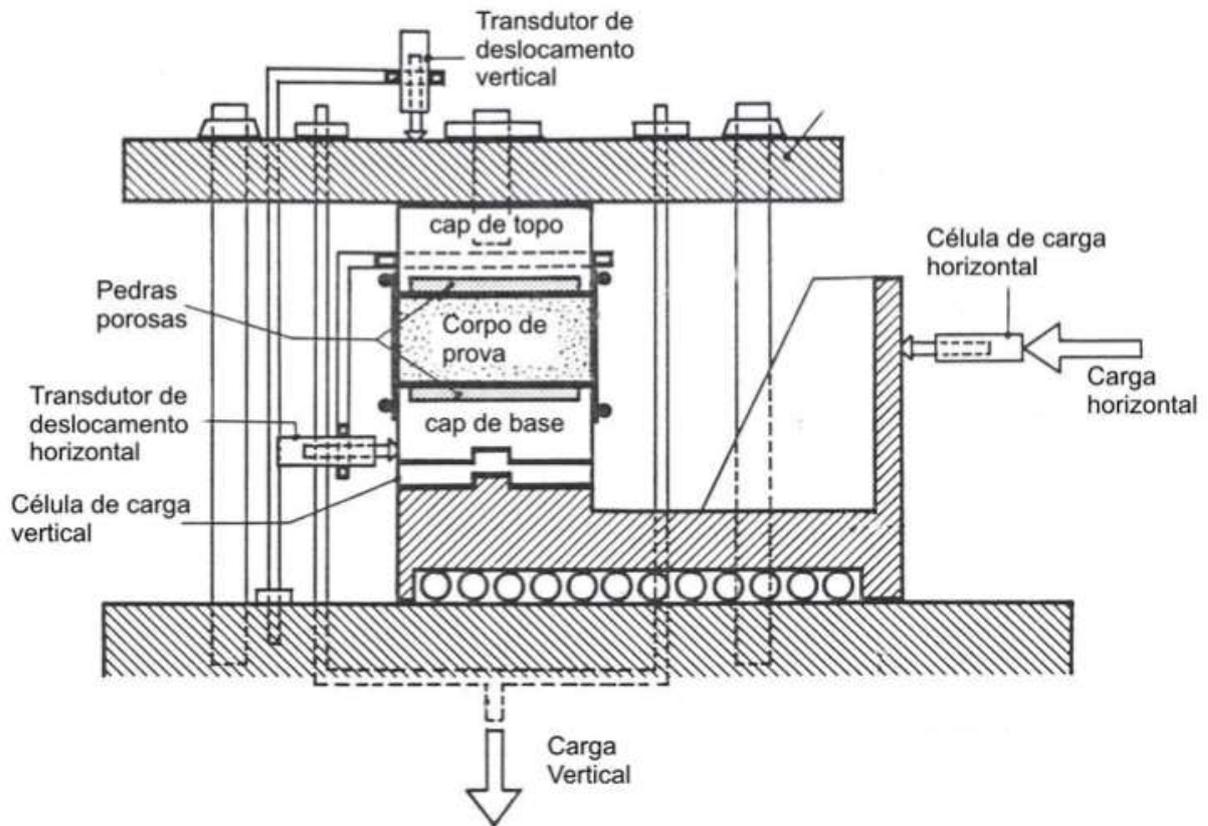


Figura 2.13 – *Simple shear* apresentado por Chu e Vucetic (1992)

Harris e Bakker (1994) realizaram alterações no equipamento de modo a permitir que os esforços normais, a tensão de cisalhamento e o volume da amostra pudessem ser controlados separadamente. Isso permitia que caminhos de tensão arbitrários pudessem ser aplicados à amostra de solo, permitindo uma medição rápida dos parâmetros de estado crítico e de resposta do solo. Dois conjuntos de motores de passo eram empregados para realizar e medir as forças de deslocamentos. O equipamento era capaz de realizar ensaios a volume, a tensão constante e com reversibilidade de tensões cisalhantes.

Em 2008, nesta universidade, Perazzolo desenvolveu um *simple shear*. O equipamento elaborado foi projetado para trabalhar apenas com deformação controlada. A tensão vertical é aplicada através da inserção de pesos no topo do corpo de prova e o corpo de prova é envolto em uma membrana de látex reforçadas com anéis metálicos, responsáveis pelo confinamento. O equipamento não permite a realização de ensaios cíclicos. Não há medidas das propressões geradas no ensaio. A Figura 2.14 apresenta uma imagem do equipamento descrito.

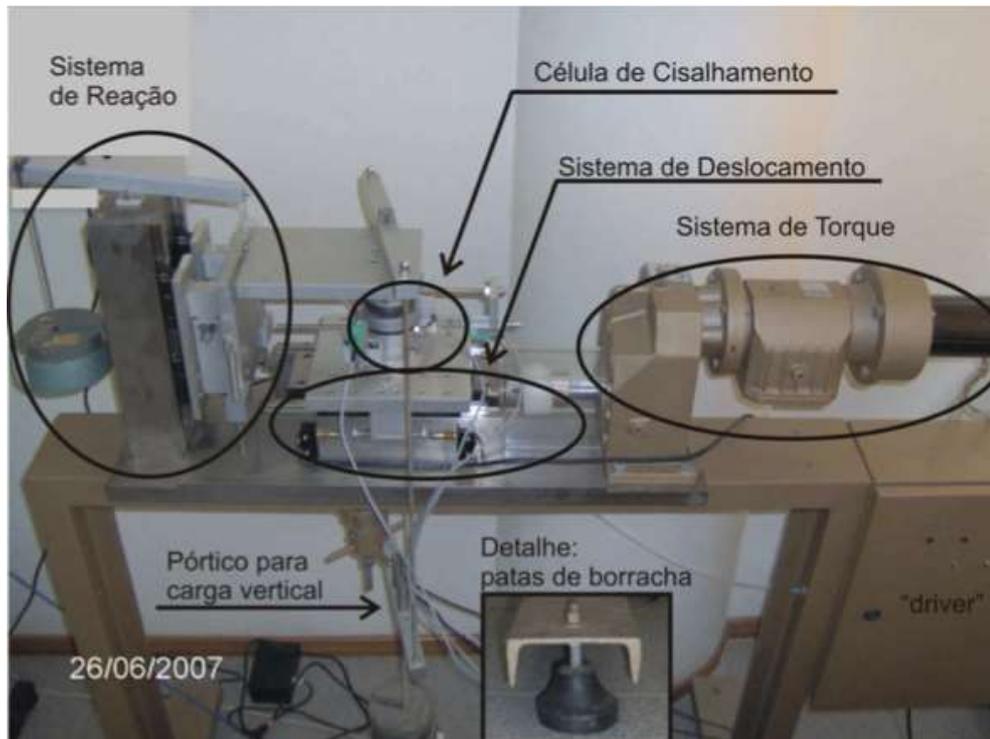


Figura 2.14 – Equipamento desenvolvido por Perazzolo (2008)

Na Universidade de Western Austrália (UWA), outra alteração foi aplicada ao equipamento. Mao e Fahey (2003) desenvolveram um equipamento para ensaios *simple shear* com características muito semelhantes a um ensaio triaxial. Primeiramente, a amostra era fechada em uma membrana de látex, sem reforço e vedada por *o-rings*, e colocada em uma câmara pressurizada. As pressões verticais e a câmara de pressão são controladas separadamente. Um sistema de aquisição permite que a tensão vertical fosse registrada durante toda a fase de cisalhamento, mantendo a altura da amostra constante. Isto é conseguido mantendo-se fixo o pistão do carregamento vertical, enquanto é usado um sistema de aplicação de pressão na câmara, mantendo a tensão vertical total constante.

Sendo a altura e o volume das amostras fixos, juntamente com as condições de volume constante impostas pelo fluido nos poros, é evitado qualquer mudança na área de corte transversal à amostra (Doherty e Fahey, 2011a). O equipamento conta ainda com todas as etapas iniciais vistas em um ensaio triaxial: percolação, saturação e consolidação, sendo possível aplicar, além da pressão de confinamento na amostra, contrapressão. Todas as medidas de deslocamento e resistência são feitas no interior da câmara, minimizando possíveis erros associados. Na Figura 2.15, é apresentado o esquema do equipamento

(Festugato *et al.*, 2015). O equipamento desenvolvido na UWA foi escolhido como base para o equipamento *simple shear* desenvolvido nesta dissertação.



Figura 2.15 – Colocação da amostra no *simple shear* apresentado na UWA (FESTUGATO *et al.*, 2015)

2.4.2 Equipamentos *simple shear* bi-direcionais

Os equipamentos *simple shear* bi-direcionais permitem a aplicação de deslocamentos verticais em duas direções. A principal finalidade destes aparatos é a simulação das condições de carregamento cíclico impostas por terremotos.

Ishihara e Yamazaki (1980) apresentaram um equipamento que permitia a aplicação de deslocamentos em direções horizontais perpendiculares, simultaneamente, através de dois eixos de aplicação de carga. A câmara de pressão possibilitava a aplicação de pressão

confinamento na célula de cisalhamento e contrapressão no interior do corpo de prova. A Figura 2.16 apresenta um esquema do equipamento.

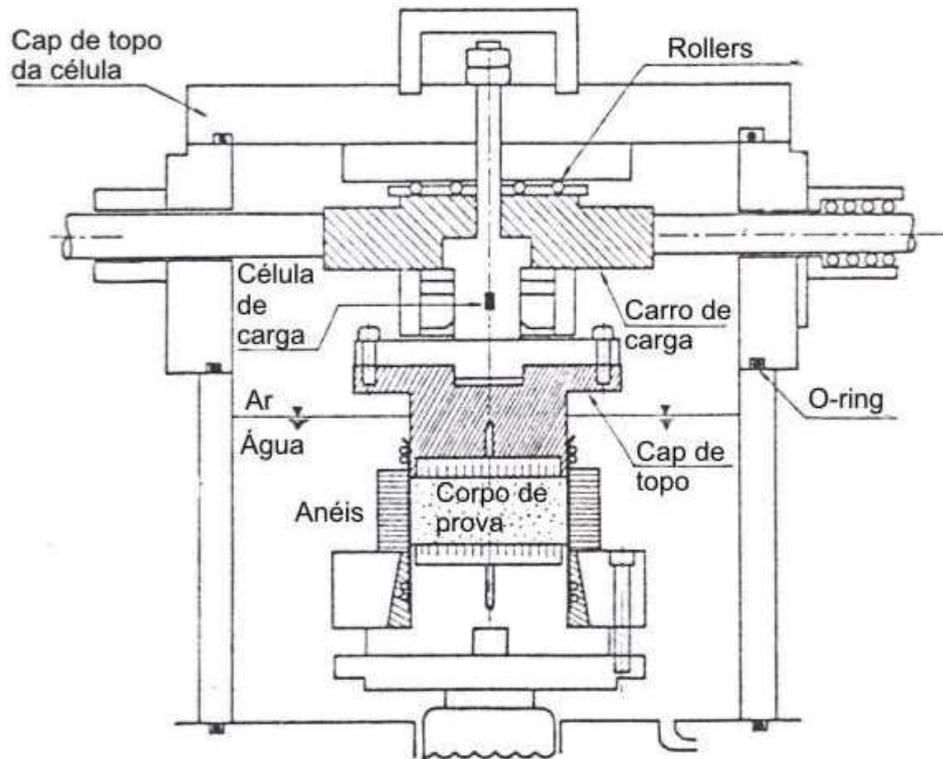


Figura 2.16 – *Simple shear* bi-direcional de Ishihara e Yamazaki (1980)

Whang (2001) e Duku *et al.* (2007) realizaram algumas modificações no projeto originalmente apresentado por Boulanger *et al.* (1993). Tais alterações solucionaram modificações visando solucionar algumas limitações do projeto original. Foi incluída uma célula de pressão, permitindo a saturação do corpo de prova por contrapressão, a redução da deformabilidade do equipamento foi reduzida para melhor reproduzir as condições de contorno do tipo *simple shear* e a capacidade de carregamento bi-direcional. Na Figura 2.17 é apresentado um esquema da aplicação de deslocamentos horizontais (Boulanger *et al.*, 1993). O equipamento descrito por Whang (2001) é apresentado na Figura 2.18.

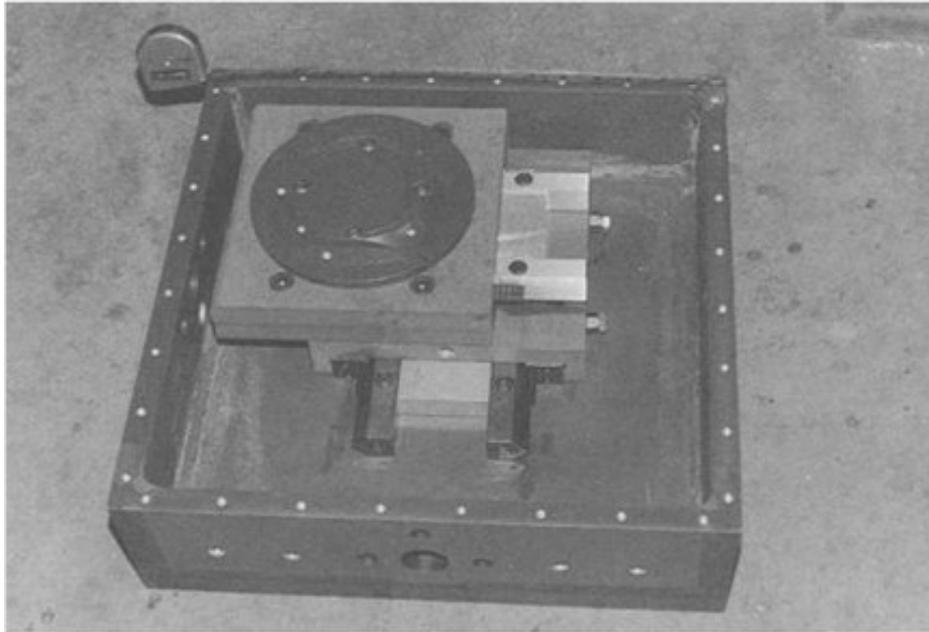


Figura 2.17 – Montagem da mesa vertical para permitir o carregamento bi-direcional (BOULANGER *et al.*, 1993)

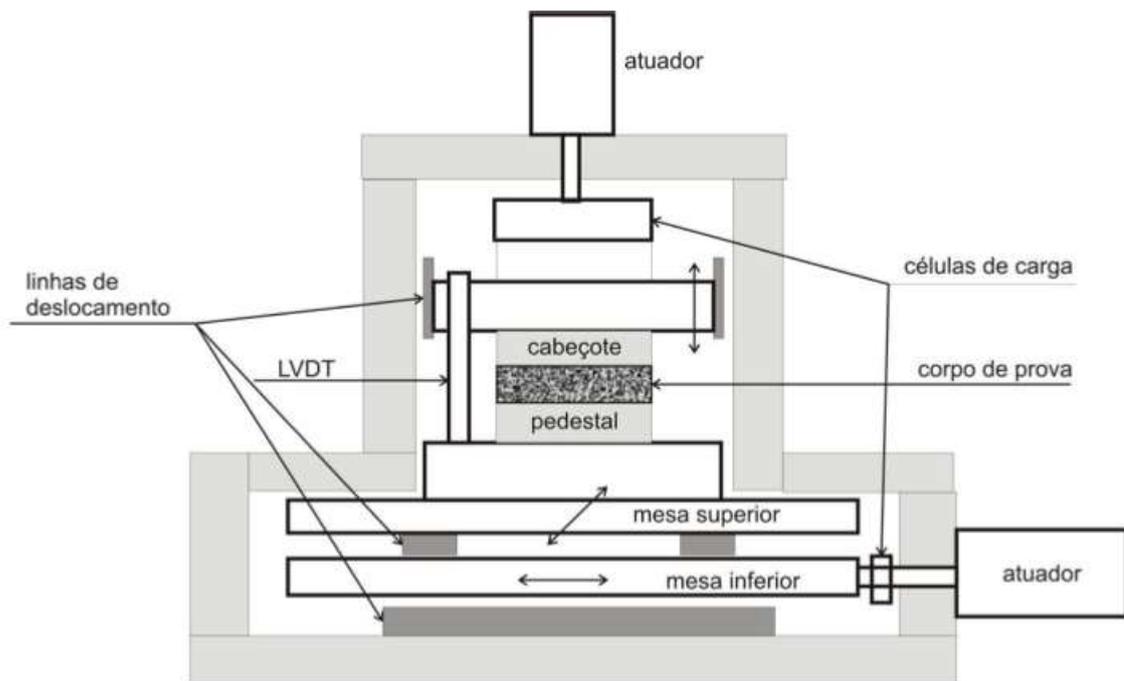


Figura 2.18 – Equipamento *simple shear* bi-direcional apresentado por Whang (2001)

2.4.3 Equipamentos *simple shear* de corpo de prova duplo

Com o intuito de minimizar os problemas e limitações de realizar ensaios *simple shear* com pequeníssimas deformações (devido a elevada deformação do equipamento e o atrito existente no mecanismo de carga), Douroudian e Vucetic (1995) desenvolveram um equipamento com uma característica distinta. Na configuração clássica do equipamento, a tensão de cisalhamento causada pelo atrito nos roletes 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 (Perazzolo, 2008).

Os autores desenvolveram um equipamento denominado de “equipamento *simple shear* de corpo de prova duplo”. Neste equipamento, o atrito no mecanismo de aplicação de carga foi eliminado através da introdução de um outro corpo de prova. Todo o equipamento foi construído em aço inoxidável de grande espessura visando minimizar os níveis de deformação. As tensões de equipamento 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 o corpo de prova superior e o eixo do cilindro pneumático. A Figura 2.19 apresenta o esquema do equipamento de corpo de prova duplo descrito por Doroudian e Vucetic (1995).

Para Lanzo *et al.* (1997) e Cavallaro *et al.* (2003), a utilização de dois corpos de prova, provenientes da mesma amostra de solo, ensaiadas ao mesmo tempo, foi a grande particularidade do equipamento. Essa característica, juntamente com a grande rigidez do equipamento, almejava eliminar os problemas associados com deformações falsas, devido a deformabilidade do sistema e ao atrito entre componentes. Como resultado, tensões e deformações muito pequenas podem ser aplicadas e medidas com grande exatidão, de maneira controlada.

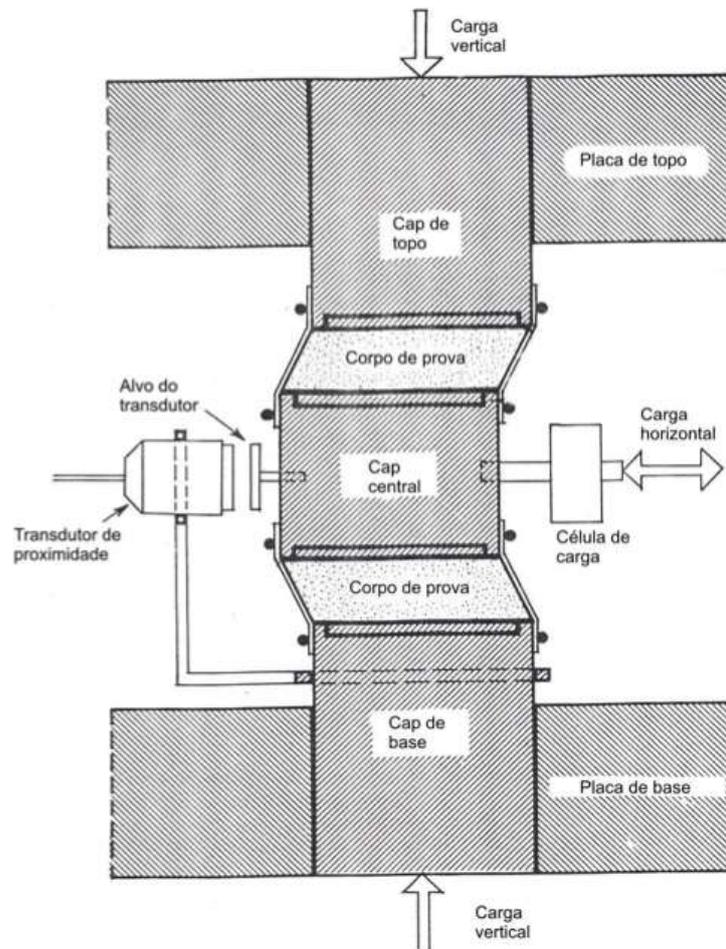


Figura 2.19 – Equipamento *simple shear* de corpo de prova duplo (DOROUDIAN e VUCETIC, 1995)

2.5 O ENSAIO *SIMPLE SHEAR*

O ensaio *simple shear* é conhecido e utilizado para a medição da resistência e rigidez do solo. Ele é o único ensaio laboratorial que submete uma amostra de solo a condições planas de deformação enquanto o volume da amostra é mantido constante e, além disso, permite a rotação das tensões principais. Tais condições, muitas vezes, são representativas de estados de tensão em situações típicas de campo.

No caso mais geral de tensão tridimensional, um elemento pode estar sujeito a três tensões normais efetivas (σ'_{xx} , σ'_{yy} e σ'_{zz}) e a três tensões cisalhantes (τ_{xy} , τ_{xz} e τ_{zy}), com os correspondentes componentes de deformação normal (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} e ϵ_{zz}) e cisalhante (γ_{xy} , γ_{xz} e γ_{zy}). Um ensaio de *simple shear* idealizado permitiria a consolidação de uma amostra prismoidal sob condições de tensão e deformação perfeitamente uniformes, com controle independente

das tensões efetivas normal (σ'_{zz}) e horizontais (σ'_{xx} e σ'_{yy}). Condições de deformação plana com volume constante implicam em $\delta\varepsilon_{xx} = \delta\varepsilon_{yy} = \delta\varepsilon_{zz} = \delta\gamma_{xy} = \delta\gamma_{xz} = 0$, com $\delta\gamma_{zy} \neq 0$ (Airey e Wood, 1986) através da aplicação de uma tensão cisalhante ($\delta\tau_{zy}$) nas superfícies de topo e de base, ao passo que uma tensão cisalhante complementar é gerada nas superfícies verticais “de rotação”, como mostra a **Erro! Fonte de referência não encontrada.** (Doherty e Fahey, 2011b).

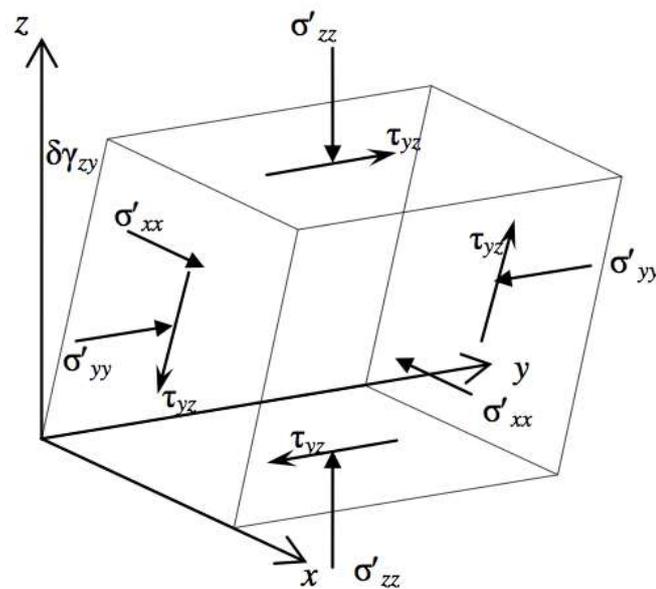


Figura 2.20 – Tensões atuantes em um elemento de *simple shear* idealizado (DOHERTY e FAHEY, 2011b)

De acordo com Doherty e Fahey (2011a), uma série de aparelhos de ensaio *simple shear* distintos foi desenvolvida ao longo das últimas décadas, por exemplo, pelo Instituto Norueguês de Geotecnia (Kjellman 1951; Bjerrum e Landva 1966), da Universidade de Cambridge (Roscoe 1953), da Universidade da Califórnia em Berkeley (Villet et al., 1985) e da Universidade de Western Australia (Mao e Fahey 2003). Doherty e Fahey (2011a) afirmaram que condições de volume constante e deformações planas constantes podem ser conseguidas usando um de quatro métodos.

O primeiro envolve um elemento que é livre para drenar, mas com condições de contorno externas adequadas adotadas para assegurar que a amostra não sofra qualquer alteração na altura ou área de secção transversal, e, portanto, sem mudança de volume (Cambridge e NGI feito lentamente). No segundo método, a drenagem de fluido dos poros do elemento pode ser

impedida. A rigidez do fluido (que normalmente é muitas ordens de grandeza maior do que a da matriz de solo) evita a alteração de volume por meio da geração de excesso de poropressão. Para impor condições de deformação plana a altura é fixa, que, juntamente com as condições de volume constante impostas pelo fluido dos poros, impede qualquer alteração na área transversal (Berkeley, UWA e o presente trabalho). No terceiro método, os limites laterais podem ser fixados, que, mais uma vez, juntamente com as condições de volume constante impostas pelo fluido dos poros, obriga a altura a permanecer constante. Por este método, a rotação do *top cap* deve ser impedida, sem alterar a força vertical total (nunca feito). Outra possibilidade é a realização de ensaios do tipo um em condições não drenadas (tipo quatro). Para tal, o carregamento deve ser realizado de forma muito acelerada. Na Figura 2.21 é apresentado um quadro comparativo entre os quatro métodos de ensaios apresentado por Doherty e Fahey (2011a).

Tipo de SS	Drenado/ Não drenado	Altura Constante Imposta	Área Transversal Constante Imposta	Exemplo
1	Drenado	Não	Sim	Cambridge e NGI (feito lentamente)
2	Não drenado	Sim	Não	UWA, Berkeley, presente trabalho
3	Não drenado	Não*	Sim	Nunca feito
4	Não drenado	Sim	Sim	Cambridge e NGI (feito rapidamente)

Figura 2.21 – Tipos de condições de contorno em ensaios *simple shear* (modificado de Doherty e Fahey, 2011a)

* Rotação do *top cap* deve ser impedida.

Os equipamentos *simple shear* tradicionais (tipo 1) utilizam uma membrana de borracha reforçada com anéis e partem da hipótese básica de que a consolidação da amostra é realizada através da condição K_0 , deformação lateral nula. O cisalhamento, então, é realizado no plano horizontal, permitindo assim aplicar ao corpo de prova uma distorção por cisalhamento em apenas uma direção (Perazzolo, 2008). Durante o ensaio *simple shear*, a amostra de solo é uniformemente deformada em cisalhamento simples com uma condição de deformação plana.

O corpo de prova, confinado por membranas de borracha reforçada com anéis, pode sofrer variações na sua altura, já a variação no diâmetro é impossibilitada.

Os resultados em tensões efetivas apresentados Figura 2.22 para um *simple shear* ideal são idênticos independentemente do tipo das condições de contorno empregadas para impor condições de volume constante e deformação plana, listados na Figura 2.21. Isso acontece porque todos os tipos de condição de contorno impõe a mesma trajetória de deformação, e, como o material é controlado pelas tensões efetivas, isso resulta em uma trajetória de tensão efetiva única. Tal verificação, confirmou a observação experimental de Dyvik *et al.* (1987) que, independentemente do tipo de condição de contorno imposto, todos os tipos de *simple shear* podem submeter as amostras aos mesmos caminhos de deformação e, portanto, são capazes de impor os mesmos caminhos de tensões efetivas.

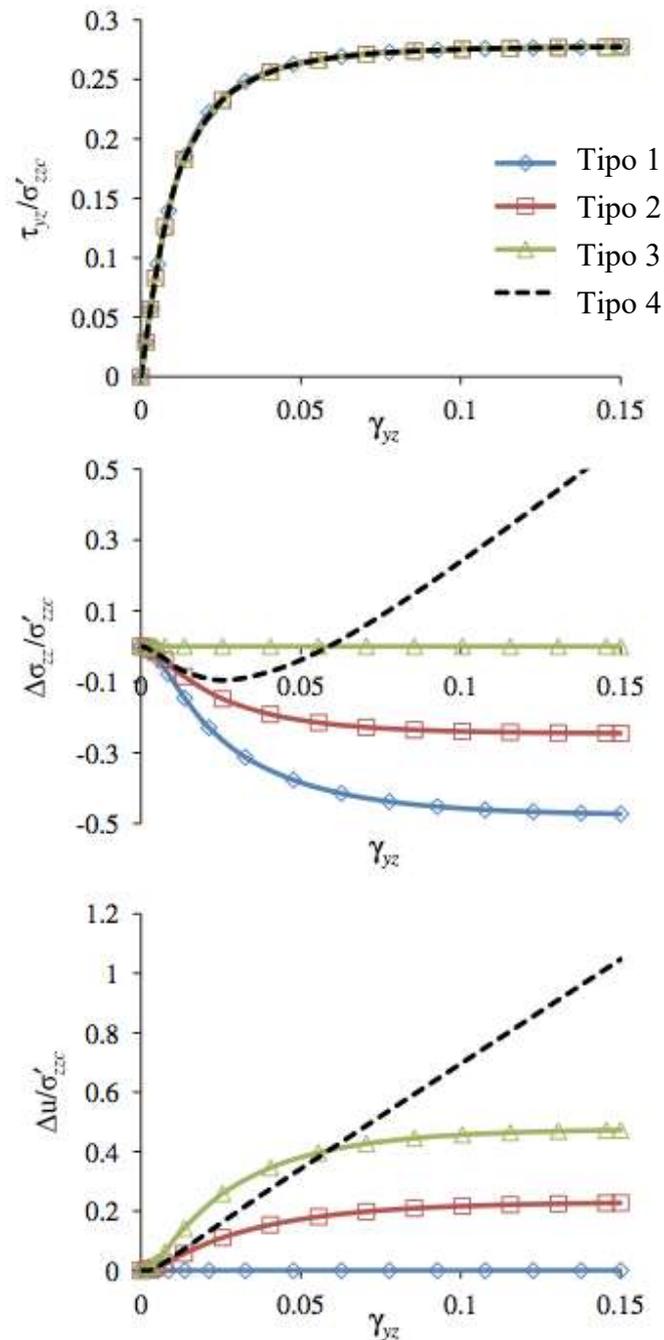


Figura 2.22 – Comparação da resistência ao cisalhamento, tensão vertical efetiva e variação da poro-pressão para as diferentes condições de contorno (modificado de Doherty e Fahey, 2011a)

A Figura 2.23 elucida as definições básicas do ensaio tipo 2. Na 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. O equipamento desenvolvido na presente pesquisa é deste tipo.

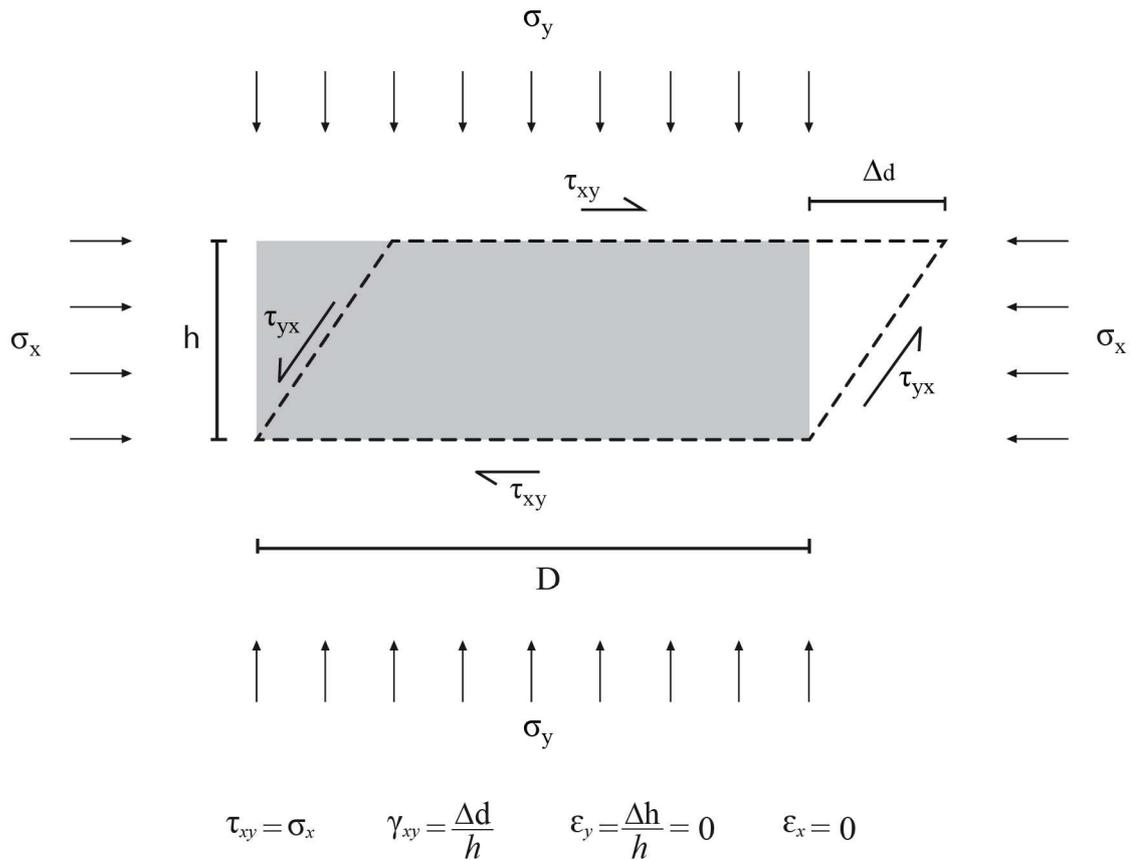


Figura 2.23 – Definições básicas da análise do *simple shear*

No ensaio *simple shear* realizado no equipamento tipo 2 (base dessa pesquisa), para estabelecer condições planas de deformação, a altura da amostra é fixa, o que, juntamente com as condições de volume constante impostas pelo fluido dos poros, evita qualquer mudança na área de corte transversal (Doherty e Fahey 2011a). O equipamento aplica um carregamento vertical através de um conjunto servomotor com uma célula de carga acoplada, impedindo a variação de altura e registrando o carregamento imposto, enquanto no diâmetro da amostra há uma membrana de látex que permite a aplicação de uma pressão de confinamento.

Em contraste com o equipamento triaxial, que é baseado no controle das tensões principais, o equipamento *simple shear* controla as condições de deformação, enquanto direção e magnitude das tensões principais são desconhecidas. Durante a fase de consolidação nos equipamentos envoltos por uma membrana reforçada, a tensão principal maior é igual a tensão vertical (σ_v) e a tensão horizontal (σ_h) é igual a ($K \sigma_v$). Já nos equipamentos envoltos

por uma membrana de látex, a consolidação pode ser conduzida de forma isotrópica ou seguindo alguma trajetória K. O aumento de tensão de cisalhamento τ_{xy} no plano horizontal causa uma rotação da tensão principal maior e uma variação na sua magnitude.

Trabalhos experimentais sobre o comportamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos podem ser 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 (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 comportamentos cíclicos.

A Figura 2.24 (a) e (b) ilustra uma das inúmeras situações onde há uma rotação contínua da direção da tensão principal maior efetiva σ_1' (que forma um ângulo α com a direção vertical). Na Figura 2.24 (c) e (d), é representada a condição observada em plataformas *offshore* com base gravitacional, onde tais estruturas são submetidas a carregamentos cíclicos causados pelas ondas (Franke *et al.*, 1980).

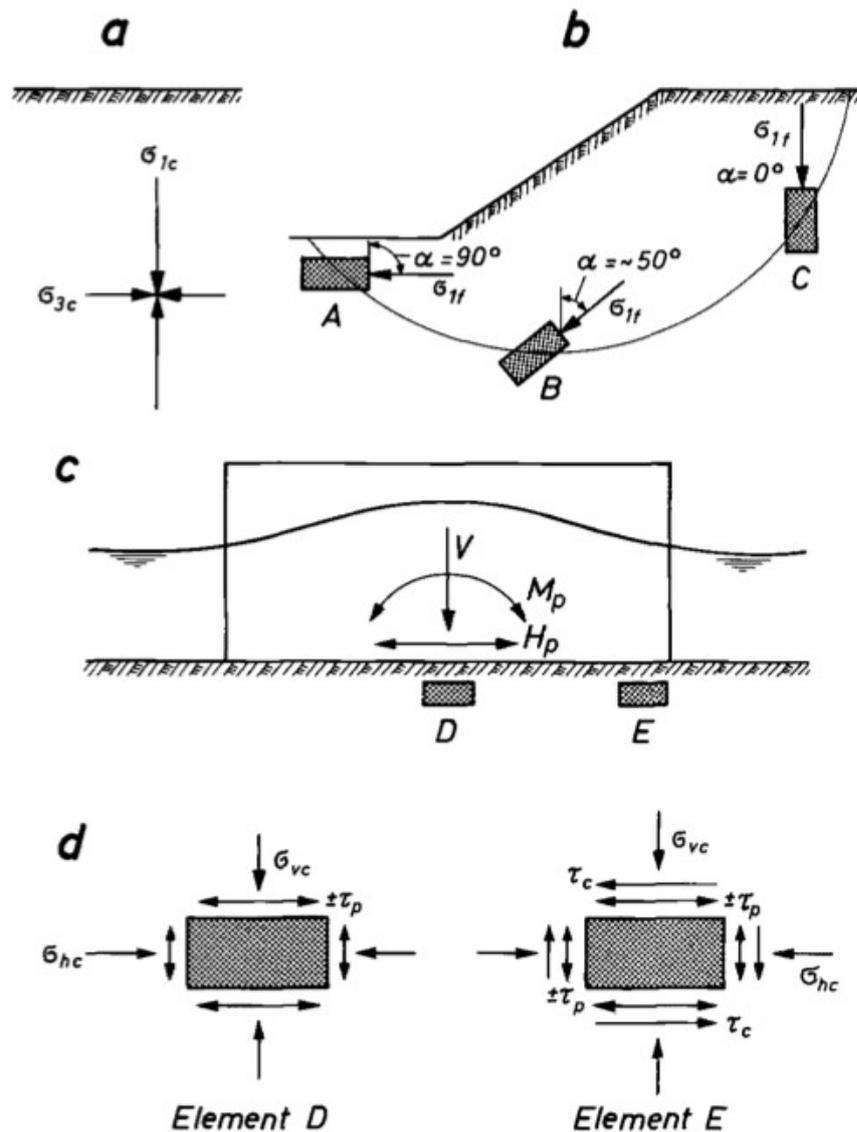


Figura 2.24 – Elementos característicos do solo em condições típicas de carregamento: (a) e (b) direção das tensões principais durante a consolidação e ruptura; (c) e (d) condições de carregamento abaixo de uma plataforma gravitacional offshore (FRANKE *et al.*, 1980)

A Figura 2.25 apresenta um esquema da rotação das tensões principais durante a análise de um talude. O ângulo desta rotação das tensões, neste exemplo descrito por ψ , varia de 0° a 90° . As condições impostas ao solo nos ângulos apresentados de 0° e 90° podem ser analisadas através de ensaios triaxiais de compressão e de extensão lateral, respectivamente. Todavia a rotação das tensões em ângulos diferentes dos retos não pode ser obtida em ensaios triaxiais.

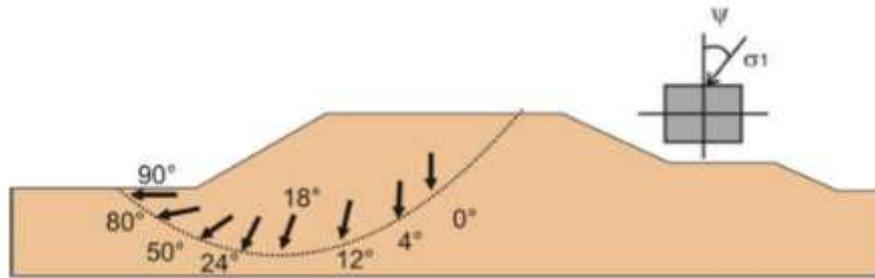


Figura 2.25 – Rotação das tensões principais na análise de um talude (LEROUEIL e HIGHT, 2003)

Na Figura 2.26 (b), é mostrado um esquema de uma estaca sendo submetida a um carregamento vertical. Tem-se, como resposta ao carregamento aplicado, o estado de tensões imposto ao solo adjacente a estaca. Aplicado na figura, percebe-se que o estado de tensões visualizado é o muito semelhante ao estado visualizado quando há um carregamento em um ensaio *simple shear*, Figura 2.26 (a).

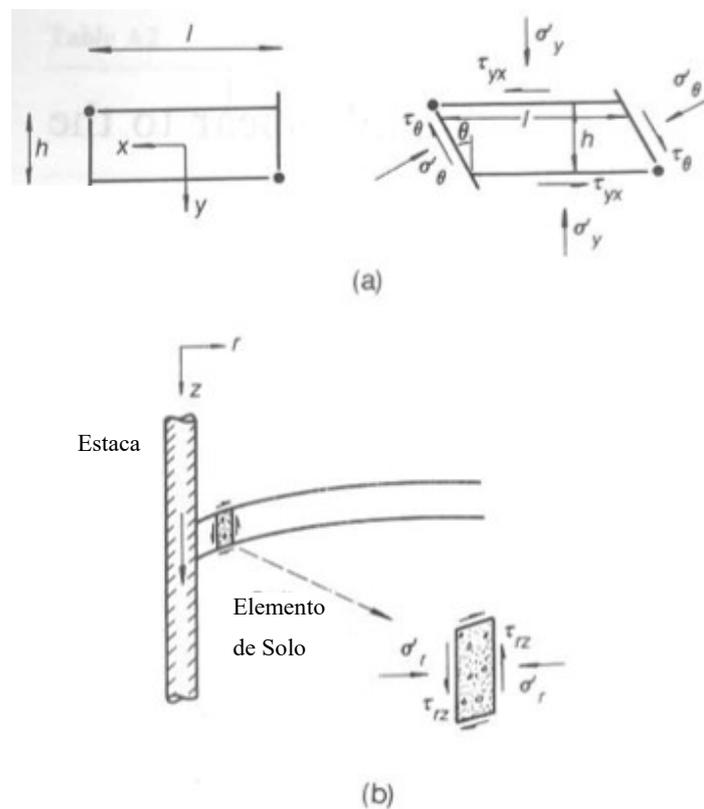


Figura 2.26 – Estado de tensões do solo adjacente a uma estaca submetida a um carregamento vertical (modificado de RANDOLPH e WROTH, 1981)

2.5.1 O estado de tensões no ensaio *simple shear*

A interpretação dos resultados no *simple shear* da UWA, semelhante ao desenvolvido nesta pesquisa, devido à sua instrumentação, fornece diretamente os valores de τ , γ , σ'_v e σ'_h . Como são medidas as poro-pressões, todas as tensões podem ser representadas em termos efetivos.

No ensaio, a amostra cilíndrica é colocada em uma membrana de látex não reforçada, aplica-se tensão confinante e uma tensão de cisalhamento é aplicada aos planos superior e inferior da amostra. Não há tensões cisalhantes complementares nos planos verticais da amostra. Internamente à câmara de pressão, são medidos os deslocamentos horizontais e verticais junto à amostra e os carregamentos aos quais o corpo de prova é submetido.

Na interpretação dos resultados, a tensão cisalhante, τ , é calculada como a tensão de cisalhamento na direção horizontal, enquanto que a deformação gerada pelo cisalhamento, γ , é a relação entre o deslocamento horizontal da amostra e a altura desta.

Para se traçar os resultados no plano $q - p'$, a partir de resultados de ensaios *simple shear*, determina-se primeiramente as tensões principais do ensaio, que são dependentes das tensões efetivas vertical e horizontal, σ'_v e σ'_h , Equação 2.2.

$$\sigma'_V = PC + q - PP, \quad \sigma'_H = PC - PP \quad \text{Equação 2.2}$$

Sendo, PC a pressão confinante, PP a poro-pressão e q a tensão desviatória.

As tensões principais efetivas ($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$) podem ser obtidas, então a partir da Equação 2.3.

$$\sigma'_{1,3} = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}\right)^2 + \tau^2}, \quad \sigma'_2 = \sigma'_h \quad \text{Equação 2.3}$$

onde σ'_v e σ'_h são as tensões efetivas vertical e horizontal e τ é o cisalhamento no plano horizontal.

Por fim, na Equação 2.4 são expressos q e p' .

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3, \quad p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} \quad \text{Equação 2.4}$$

2.5.2 Comparação com outros tipos de ensaios

A verificação dos resultados obtidos em equipamentos *simple shear* e triaxiais foi estudada por Budhu (1984a), Budhu (1984b), Duncan e Dunloo (1969), Germaine e Ladd (1986), Leroueil (1997), Andersan *et al.* (1980), entre outros. Todavia, todas as análises estudadas retratam a comparação entre triaxiais e equipamentos do tipo NGI ou de Cambridge, que possuem interpretação diferenciada do aparato proposto nesta pesquisa.

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 variáveis. 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 ambiguidade (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. 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.

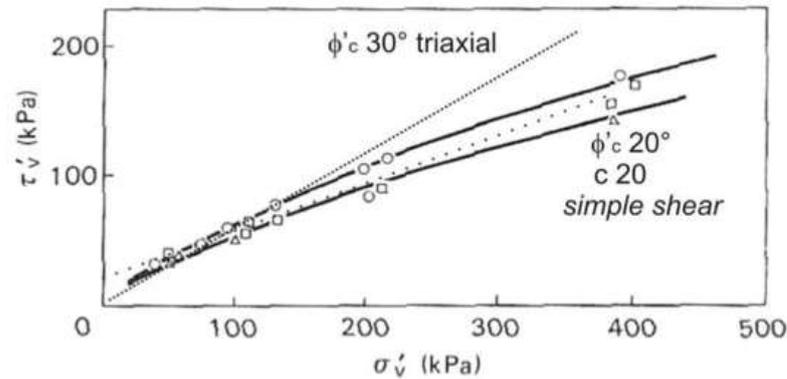


Figura 2.27 – Comparação das envoltórias de resistência ao cisalhamento no estado crítico determinada com ensaios *simple shear* e triaxial (ATIKSON *et al.*, 1991)

Mayne (1985) apresentou uma coletânea de resultados experimentais de resistência ao cisalhamento não drenada, obtidos em solos argilosos. Mayne concluiu que a resistência ao cisalhamento não drenada obtida no *simple shear* corresponde a um valor entre 55 e 95% da resistência não drenada obtida em ensaios de compressão triaxial.

Percebe-se que os resultados dos ensaios *simple shear* não são 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*. Airey e Wood (1987) mostraram 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*.

Analisando-se todas as comparações encontradas na literatura entre os ensaios triaxiais e os ensaios *simple shear*, pôde-se perceber que os valores de resistência encontrados no *simple shear* tendem a apresentar valores menores aos encontrados em triaxiais.

3 DESENVOLVIMENTO DO EQUIPAMENTO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os avanços nas áreas de eletrônica e de microcomputação tem possibilitado a implementação de equipamentos capazes de realizar rotinas cada vez mais complexas, que anteriormente demandariam muito tempo para a execução de ensaios geotécnicos elaborados (Festugato, 2011). Ainda, a necessidade de equipamento automatizados, capazes de executar ensaios com controle automático de pressões ao longo de sua realização é fundamental. A coleta automática de dados, uma vez programada para ser realizada em curtos intervalos de tempo, permite uma melhor identificação do comportamento de materiais geotécnicos.

Para a análise da resposta monotônica e cíclica de amostras de solo indeformadas, reconstituídas ou o desenvolvimento de novos materiais geotécnicos, sendo estes com o emprego de fibras, cal, cimento ou outros materiais, foi necessário o projeto e a construção de um equipamento para ensaios do tipo *simple shear*.

Foram empregados dois tipos de matérias na confecção das peças: aço e alumínio. Para as peças onde seriam necessárias maiores resistências, utilizou-se o aço inox. Já peças onde as cargas suportadas seriam menores, foi empregado o alumínio. Esta distinção foi feita para diminuir custos e o peso do conjunto total do equipamento, uma vez que o alumínio possui valor de mercado muito menor que o aço e seu peso também é mais baixo. As propriedades mecânicas adotadas para o dimensionamento estão apresentados na Tabela 3.1. O equipamento foi concebido permitindo o emprego de 3 tamanhos distintos de corpos de prova.

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção do *simple shear*

Propriedades mecânicas			
	Módulo de Young	Tensão de escoamento	Coefficiente de Poisson
Material	E (MPa)	(MPa)	(ν)
Aço	210000	210	0,25
Alumínio	70000	200	0,25

São descritos, neste capítulo, os procedimentos de concepção, projeto e execução do equipamento *simple shear*.

3.2 CONCEPÇÃO DO EQUIPAMENTO *SIMPLE SHEAR*

O equipamento *simple shear* construído no Laboratório de Ensaio Geotécnicos e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte deste trabalho de dissertação, foi baseado na revisão de literatura apresentada no capítulo 2. Novos conceitos, entretanto, foram empregados em 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, podendo-se empregar três tamanhos distintos de amostras. Os diâmetros empregados são de 100, 70 e 50 milímetros, enquanto as alturas de cada uma destes diâmetros corresponde, usualmente, ao valor do raio de cada amostra, podendo variar. O corpo de prova é envolto em uma membrana de látex. O cisalhamento pode ser monotônico ou cíclico. Sendo cíclico, o carregamento pode ser aplicado na modalidade de tensão controlada ou deformação controlada. Este carregamento é aplicado por um conjunto servo motor-redutor associado a um fuso de esferas que faz o pedestal da amostra andar sobre patins e trilhos. A tensão de cisalhamento é obtida através de uma célula de carga inserida dentro da câmara, acoplada ao sistema de aplicação do cisalhamento. A tensão vertical também é aplicada através de um conjunto servo motor-

reductor com uma célula de carga acoplada ao pistão de carregamento. Os instrumentos de medição dos deslocamentos verticais e horizontais são todos internos e fixados o mais próximo possível da amostra ensaiada.

Para facilitar a descrição apresentada nesta seção, o equipamento *simple shear* foi dividido em seis conjuntos fundamentais: (1) o sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal, (2) o sistema de aplicação da força vertical, (3) o sistema de geração de pressão na câmara, (4) o sistema de contrapressão, (5) a célula de cisalhamento, (6) o sistema de instrumentação e controle do ensaio. Cada um destes sistemas é detalhado nos itens seguintes. A Figura 3.1 – Visão esquemática do equipamento *simple shear* apresenta uma visão geral deste equipamento.

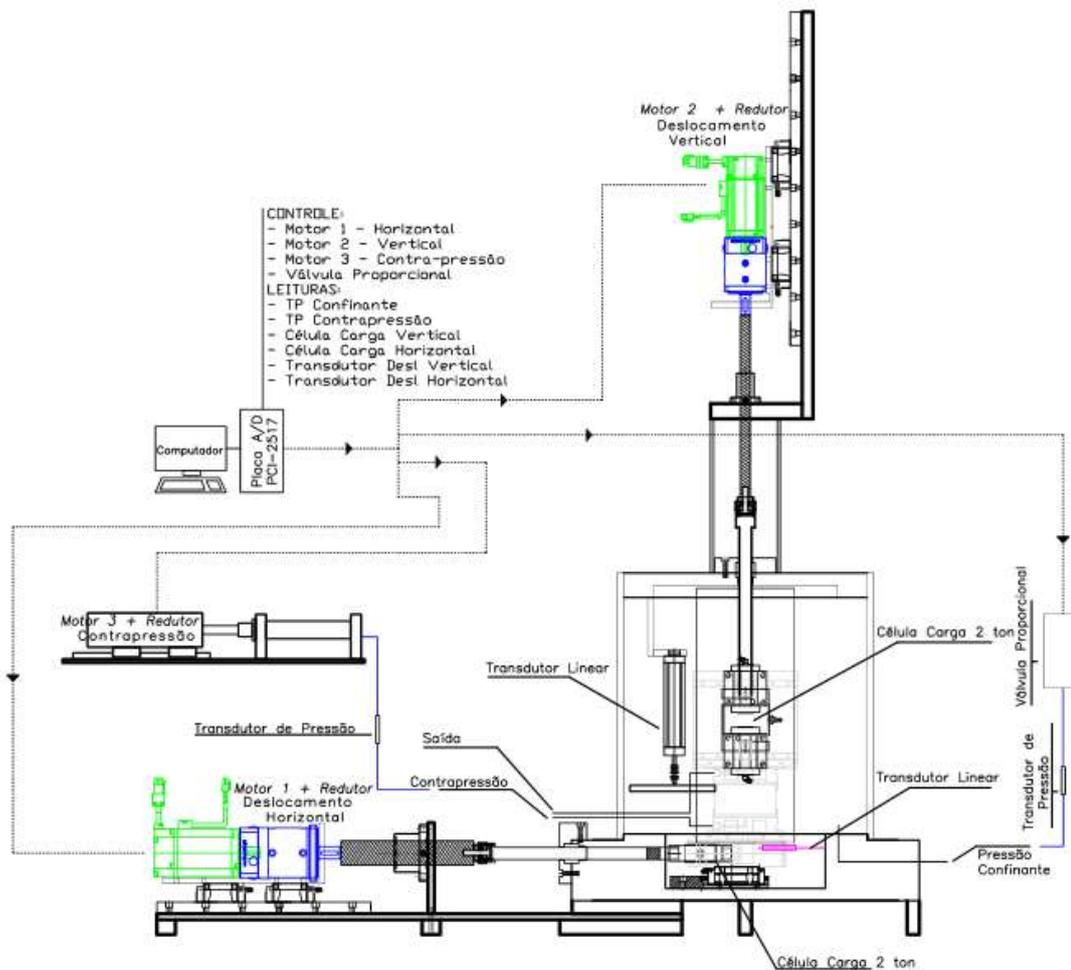


Figura 3.1 – Visão esquemática do equipamento *simple shear*

3.2.1 Sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal

A geração do deslocamento horizontal é feita por um conjunto motor-reductor. A rotação do eixo do motor é transformada em deslocamento horizontal por um fuso de esferas recirculantes, sendo este deslocamento transmitido ao suporte do pedestal do corpo de prova por patins e trilhos. Junto ao suporte do pedestal foi colocada uma célula de carga. A Figura 3.2 apresenta um esquema do sistema de geração e aplicação do deslocamento horizontal.

Para a escolha do sistema de aplicação do carregamento horizontal, determinou-se que o maior ângulo de atrito de solo a ser ensaiado seria $\phi = 50^\circ$. Sendo assim, verificou-se que o motor de passo deveria suportar uma força no eixo de 18,7kN e um torque de aproximadamente 18Nm. A este carregamento foi aplicado um fator de segurança de 30%.

Para que as peças suportassem o carregamento horizontal que estariam submetidas, verificou-se que nenhuma delas deveria possuir espessura inferior a 6 mm. O pino que une a amostra de solo ao pistão responsável pelo cisalhamento e o pistão em questão foram confeccionados em aço inox 304, com tratamento térmico. Os demais componentes foram feitos em alumínio anodizado.

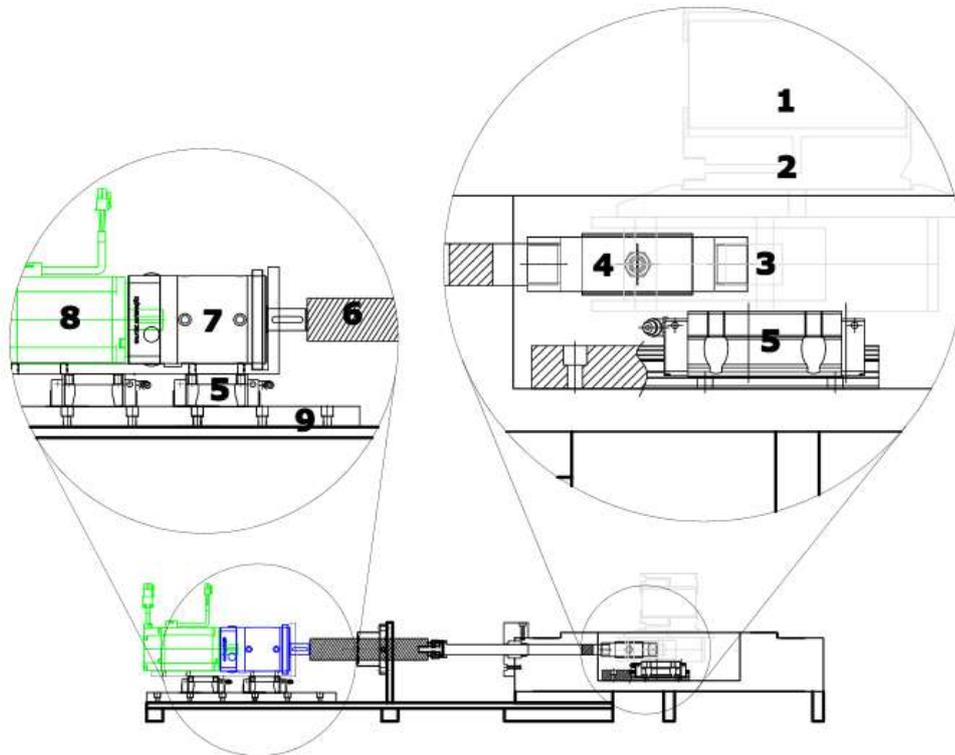


Figura 3.2 – Esquema de aplicação do deslocamento vertical, onde:
 (1) amostra; (2) pedestal; (3) pino de cisalhamento; (4) célula de carga
 – 2 toneladas; (5) patin; (6) fuso de esferas; (7) redutor;
 (8) servomotor; (9) trilho

3.2.2 Sistema de aplicação da força vertical

A força vertical é aplicada ao cabeçote do corpo de prova também por um conjunto motor-reductor. Determinou-se que a pressão confinante máxima de projeto a ser empregada no equipamento seria de 1000 kPa. Sendo a maior amostra possível de ser ensaiada com diâmetro de 10 mm, a maior resistência que o motor precisaria exercer seria de 15,7 kN. Para simplificação, adotou-se o mesmo motor empregado no deslocamento horizontal, onde a força era de 18,5 kN.

Como mostrado na Figura 3.3, junto à extremidade do pistão acoplado ao motor está instalada uma célula de carga para leitura da força aplicada ao cabeçote do corpo de prova. Para determinar a tensão vertical no corpo de prova, a força vertical aplicada é dividida pela área do corpo de prova. As peças do conjunto foram executadas em alumínio anodizado, sendo o pistão e o cabeçote da amostra exceções, executados em aço inox 304. Além disso, um sistema de roldanas com contrapesos é responsável auxiliar na movimentação da câmara, no início e ao final de cada ensaio.

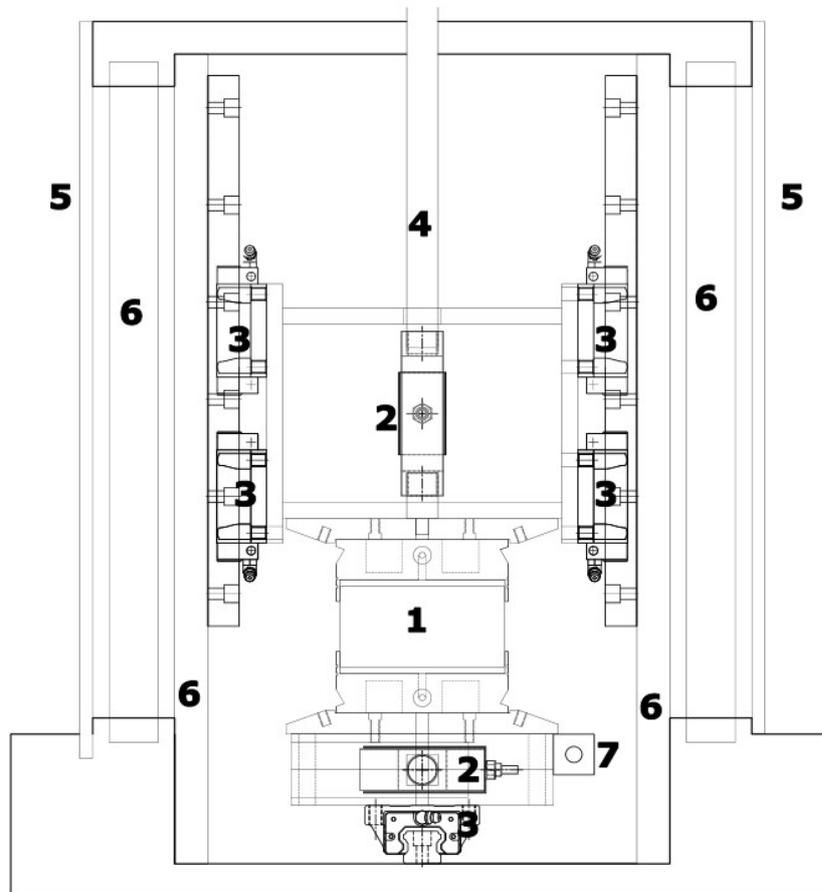


Figura 3.3 – Visão esquemática da aplicação do carregamento vertical no equipamento *simple shear*, onde: (1) amostra; (2) célula de carga – 2 toneladas; (3) patin; (4) pistão de carregamento vertical; (5) câmara; (6) pilares de reação; (7) medidor de deslocamento horizontal

3.2.3 Sistema de geração e aplicação de pressão confinante na câmara

O equipamento *simple shear* desenvolvido baseou-se na aplicação de ar como fluido de pressão confinante no ensaio. O dimensionamento da câmara de pressão teve de ser verificado, a fim de impedir o vazamento de ar durante os ensaios.

O ar é comprimido através de um compressor de ar. O ar oriundo do compressor é recebido por uma válvula proporcional, responsável pela automatização e envio da pressão solicitada pela rotina do ensaios.

3.2.3.1 A câmara

A câmara possui diâmetro interno de 400 mm e altura de 440 mm. A espessura da parede do cilindro de alumínio adotada foi de 10 mm.

Esta espessura foi definida através da equação 3.1. Sabendo-se que a pressão máxima aplicada ao sistema seria de 1000 kPa, aplicou-se um fator de segurança de 2 neste carregamento. Foi obtida uma espessura mínima de 2 mm. Por motivos de construtivos adotou-se uma espessura de 10 mm. A câmara foi confeccionada em alumínio anodizado. Na Figura 3.4 está apresentado um esquema que foi empregado no cálculo da espessura e na equação 3.1 a base de cálculo adotada.

$$P_i \cdot D = 2 \cdot e \cdot \sigma_y \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde P_i é a pressão interna à câmara, D o diâmetro interno, e é a espessura a ser definida e σ_y é a resistência do material.

O fluido utilizado no confinamento neste equipamento é o ar.

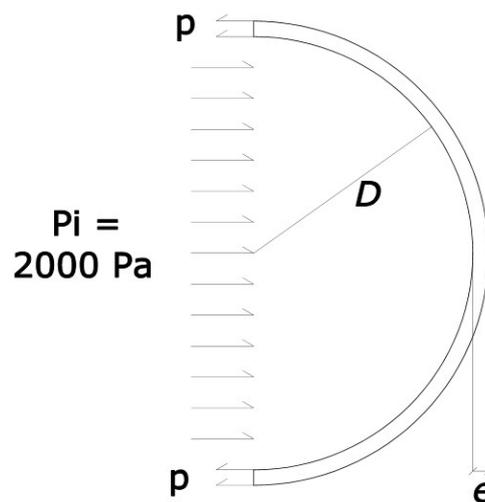


Figura 3.4 – Esquema de aplicação da pressão interna à câmara

3.2.3.2 A válvula proporcional

O sistema responsável pela aplicação das pressões no interior da câmara do *simple shear* é composto por uma válvula proporcional acoplada a uma rede de ar comprimido. Por sua vez, essa válvula está conectada diretamente a entrada da câmara, uma vez que o fluido responsável pela pressão confinante é o ar, conforme apresentado na Figura 3.5.

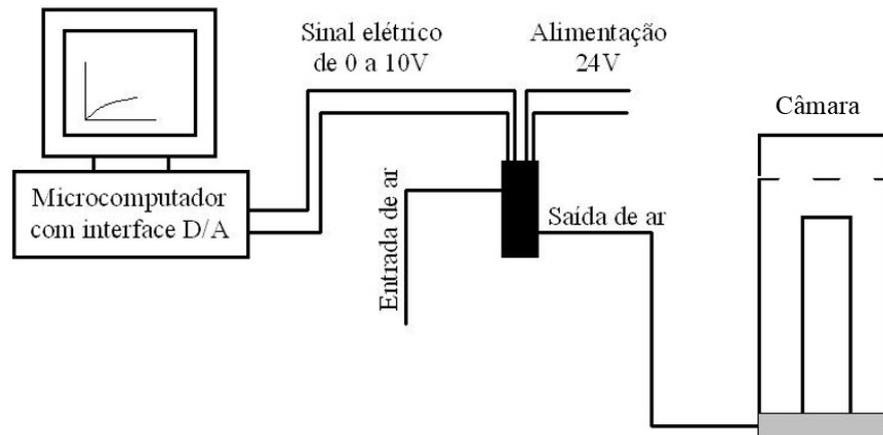


Figura 3.5 – Esquema do sistema de aplicação automatizada da pressão confinante

A válvula utilizada na concepção do equipamento é da marca NORGREN, série VP 51 (Figura 3.6), com capacidade nominal de aplicar pressões na faixa de 0 a 1000 kPa (0 a 10 bar) com uma precisão de 2kPa (20mbar). Por serem automatizadas e ajustadas de acordo com os transdutores de pressão, foi necessário definir a faixa de variação da pressão. Adotou-se o intervalo de 2 kPa para mais ou para menos da pressão desejada.

A válvula é alimentada com uma tensão contínua de 24V e seu consumo de energia é relativamente muito baixo (da ordem de 1W). Por ser válvula proporcional, esta alterna as pressões de acordo com o sinal de entrada. Neste caso, a válvula possui uma faixa de entrada de 0 a 10V, correspondendo à mínima e à máxima pressão, respectivamente.



Figura 3.6 – Válvula proporcional utilizada na construção do equipamento *simple shear*

Na Figura 3.7 é apresentado um fluxograma que demonstra o funcionamento da válvula proporcional no equipamento *simple shear*. Inicialmente, o sistema realiza a leitura do respectivo transdutor de pressão para posteriormente realizar a comparação com a pressão necessária para o estágio definido.

Ao verificar se a pressão é maior ou menor do que a pressão desejada, o programa automaticamente realiza incrementos ou decrementos do sinal de tensão nas portas digital/analógica (D/A) da placa de aquisição dados e automação com o objetivo de regular a pressão. Esse ciclo é realizado em intervalos periódicos que se estendem ao longo de todo o ensaio *simple shear*.

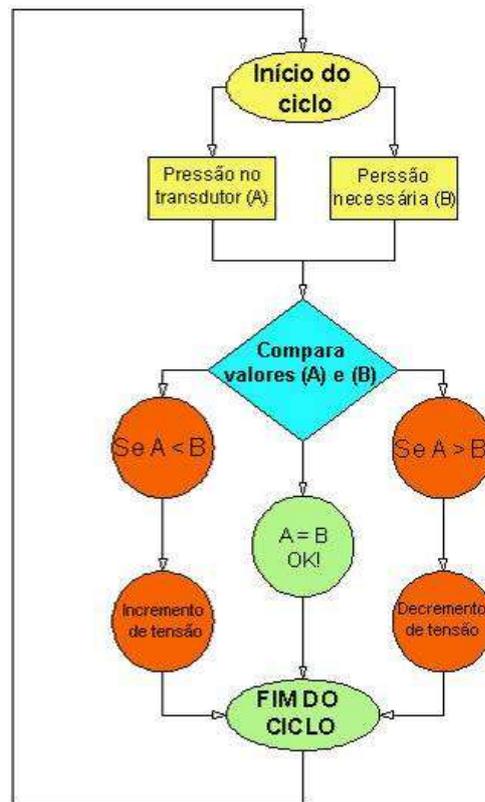


Figura 3.7 – Fluxograma do controle das válvulas proporcionais (DALLA ROSA, 2009)

3.2.4 Sistema de contrapressão

Para o sistema de contrapressão, teve como base o controlador de pressões anteriormente desenvolvido por Marques (2014) para seu equipamento triaxial. O princípio de aplicação de contrapressão é composto por um sistema propulsionado por um pistão, que é deslocado com o auxílio de um servomotor acoplado a uma caixa de redução e um fuso de esferas. A Figura 3.8 mostra uma visão geral do sistema desenvolvido por Marques (2014) após a sua construção.

Os princípios de funcionamento podem ser observados na Figura 3.8, onde um fluido é pressurizado e deslocado por um pistão em movimento no interior do cilindro. O pistão é acionado através de uma castanha que transforma a rotação produzida pelo conjunto servomotor e redutor, que se deslocam sobre uma trilha, e repassada para um fuso de esferas, em movimento linear. O fluido pressurizado, antes de entrar na câmara do *simple shear*, passa por um transdutor de pressão que, através de um algoritmo faz o controle do servomotor, fazendo este buscar a pressão alvo através do avanço ou recuo do pistão. Como o diâmetro

interno do cilindro é conhecido e é possível fazer a leitura da posição do servomotor, o controlador de pressão também possui a função de medidor volumétrico.

Marques (2014) dimensionou-o de maneira iterativa de modo a se conseguir atingir o seu principal propósito – aplicação de pressões de 0 até 10 MPa num fluido – de modo confiável e econômico. Deste modo o autor definiu, inicialmente, a capacidade volumétrica do cilindro hidráulico em 200 cm³, a mesma utilizada por Menzies (1988) no seu equipamento para as mesmas pressões de trabalho. Partindo desse valor, foi-se procurar o menor diâmetro interno do cilindro de modo a garantir que a carga aplicada pelo pistão seja a menor possível, e consequentemente o torque do conjunto servomotor-redutor será a menor também, para se atingir a pressão máxima de 10 MPa.

A determinação do diâmetro interno estava delimitado por algumas condicionantes como o diâmetro mínimo em que era possível a usinagem da peça (25 mm), o diâmetro do fuso de esferas que tivesse capacidade de carga dinâmica necessária e o diâmetro e a capacidade de carga dos rolamentos axiais, utilizados para eliminar os movimentos de rotação do pistão. Assim, e após uma análise iterativa chegou-se a valores de 32 mm para o diâmetro interno e 250 mm para o comprimento do cilindro hidráulico.

No sistema desenvolvido para o *simple shear* os diâmetros internos e externos do cilindro e o pistão foram mantidos os mesmos. Devido à necessidade de uma contrapressão de apenas 1000 kPa, um servomotor que atendesse essa necessidade ao melhor custo benefício foi escolhido.

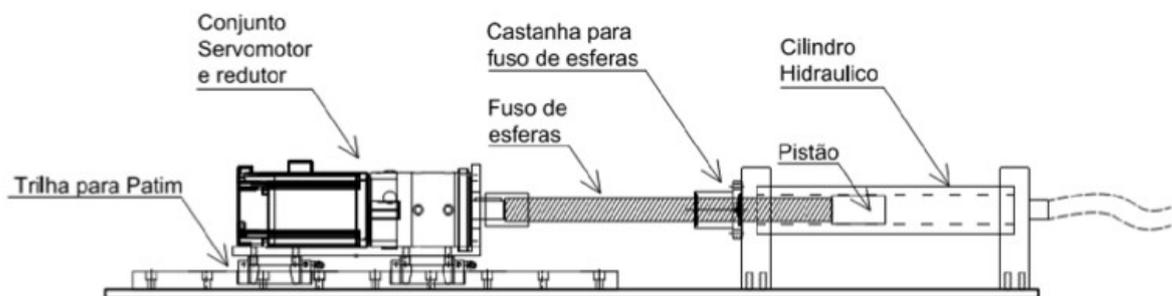


Figura 3.8 – Desenho esquemático do controlador da contrapressão (MARQUES, 2014)

3.2.5 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 pelo isolamento da amostra de solo. Esta célula permite a drenagem do corpo de prova, pelo topo e pela base, e além disso permite a aplicação de pressão confinante e contrapressão. A Figura 3.9 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 dois transdutores de deslocamento, do tipo resistivo, acoplados: um na base do pedestal do corpo de prova e o outro na parte superior do *top cap*.

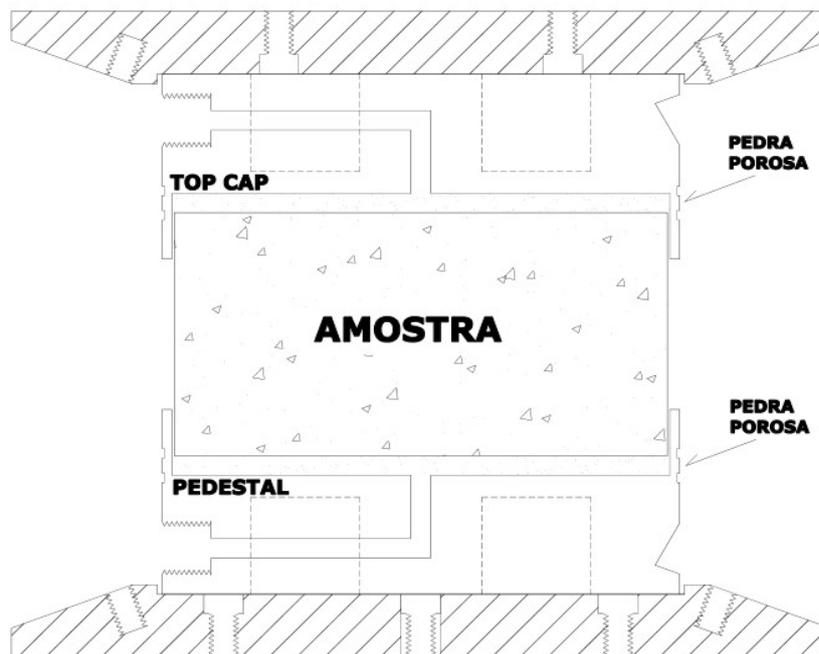


Figura 3.9 – Visão esquemática da célula de cisalhamento

3.2.5.1 Corpo de prova

Neste equipamento podem ser ensaiados corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 100, 70 ou 50 mm de diâmetros, sendo possível, caso desejado, alterar-se o diâmetro com a simples construção de um novo pedestal para a amostra compatível com a base existente. As alturas

do corpo de prova podem variar, mas usualmente utiliza-se a altura igual a metade do diâmetro da amostra, ou relação diâmetro/altura igual a dois ($D/h = 2$). 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. Tal relação D/h é empregada na UWA, sendo possível a comparação de resultados futuros.

O corpo de prova é confinado por uma membrana de látex e vedada com o-rings, igualmente ao empregado em ensaios triaxiais. Essa membrana impede a entrada de ar (uma vez que o confinamento é feito com este fluido) e, diferentemente da maioria dos equipamentos para ensaios *simple shear*, a membrana não é empregada para evitar que ocorram deformações laterais na amostra.

3.2.5.2 Pedestal

O pedestal do corpo de prova foi usinado em aço inoxidável, para evitar que a presença de água provoque algum dano à peça. Na parte superior foi executado um rebaixo de 5 mm para acomodar a pedra porosa e o papel filtro.

No pedestal foi executado um canal para drenagem, utilizado na saturação da amostra e na aplicação da contrapressão. Nas laterais do pedestal é feita a fixação ao topo do carro móvel, responsável pelo deslocamento horizontal.

3.2.5.3 Cabeçote

De forma análoga ao pedestal, o cabeçote seguiu os mesmos preceitos técnicos. Também o cabeçote conta com uma pedra porosa, um furo para drenagem e uma ranhura ao longo do diâmetro permitindo a fixação a parte superior do equipamento.

Assim como o pedestal, o cabeçote também é fixado a parte superior por quatro parafusos, os quais impedem o deslocamento relativo entre as peças e o giro do cabeçote.

3.2.6 Instrumentação e controle do ensaio

Atualmente é incondicional a presença de softwares capazes de realizar a automação e a coleta de dados durante a realização de ensaios de laboratório. Essa instrumentação é empregada na identificação do comportamento mecânico de materiais geotécnicos. Dessa maneira, o *simple shear* que é construído nesta dissertação necessita de um software capaz de

realizar as tarefas de coleta de dados dos sensores, concomitantemente à automação dos dispositivos que controlam as ações do próprio equipamento.

Sabendo-se desta automação, serão descritos os equipamentos de medições, os equipamentos de controle e o software empregado neste equipamento.

O sistema de aquisição de dados e de automação é composto por uma placa de aquisição do modelo PCI-2517 produzida pela MC Measurement Computing®. A placa é composta por oito canais diferenciais analógicos de entrada. A taxa de amostragem máxima é de 1000kHz, e é capaz de realizar medições em diferentes faixas de tensões, $\pm 10V$; $\pm 5V$; $\pm 2V$; $\pm 1V$; $\pm 0,5V$; $\pm 0,2V$; $\pm 0,1V$. Esses canais são responsáveis pela leitura das duas células de carga, dos dois transdutores de pressão e dos dois medidores de deslocamento.

A placa possui quatro canais analógicos de saída com a resolução de 16 bits. A tensão é de $\pm 10V$. A acurácia da placa é da ordem de 0,031%. Os canais de saída são responsáveis pelo controle da válvula proporcional e do servomotor da contrapressão. A placa possui ainda vinte e quatro canais digitais (I/O) e quatro contadores e dois *timers*. Nas saídas digitais são empregados os limitadores, interruptores de fim de curso, para a parada do motor e o controle da direção dos motores vertical e horizontal. A placa é mostrada na Figura 3.10.



Figura 3.10 – Placa de aquisição (PCI-2517) e borneira TB-100

Este equipamento usa três servomotores com diferentes funções. Um deles é responsável pelo controle da contrapressão do ensaio, outro aplica o deslocamento horizontal da amostra e o terceiro deles aplica o carregamento vertical ao corpo de prova. Tem-se também a válvula

proporcional, responsável pela aplicação da pressão de confinamento na câmara. Ainda, é necessária a implementação de uma instrumentação que permita a coleta de dados durante a realização do ensaio. No esquema apresentado na Figura 3.11, verifica-se o uso de duas células de carga, dois medidores de deslocamento resistivos, todos internos à câmara, e, ainda, dois transdutores de pressão que não são apresentados no esquema.

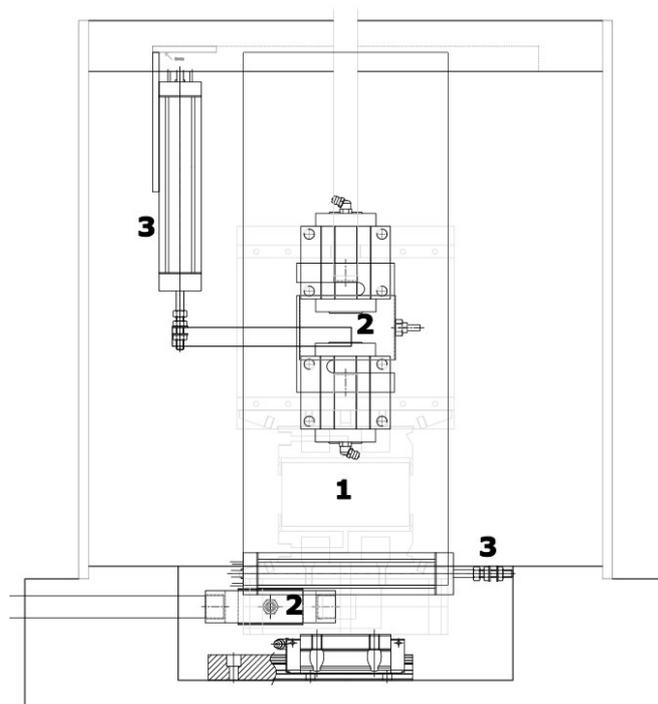


Figura 3.11 – Esquema da instrumentação interna à câmara: (1) corpo de prova; (2) células de carga; (3) medidores de deslocamento

Os transdutores de pressão (Figura 3.12) são responsáveis pela verificação da pressão confinante e da contrapressão. Um deles é da marca ASHCROFT, modelo K1, que consegue ler pressões entre 0 e 145 psi (10 bar) com uma resolução de 0,5%; o outro é da KSL, modelo KTP-V, também com capacidade entre 0 e 145 psi (10 bar) com uma resolução de 0,5%. As células de carga (Figura 3.13) modelo S40AC3, da marca HBM, com capacidade máxima nominal de 2 toneladas e com uma tolerância de sensibilidade inferior a 2 mV/V, são responsáveis pela medição da tensão de cisalhamento e da tensão vertical. Os transdutores de deslocamento (Figura 3.14) são da marca GEFTRAN, um deles é do modelo PY2-F, com curso de 50 mm lineares, que é empregado no deslocamento horizontal. O outro é do modelo LT100, com 200 mm de curso, é usado na medição do deslocamento vertical da amostra.



Figura 3.12 – Transdutores de pressão



Figura 3.13 – Célula de carga para duas toneladas



Figura 3.14 – Transdutor de deslocamento

Para a realização do controle dos servomotores e da válvula proporcional e a aquisição dos dados é usada a placa apresentada na Figura 3.10. A placa atua como a interface entre o computador e os sinais exteriores, funcionando como um dispositivo que digitaliza sinais analógicos de entrada de forma a que um computador possa interpretá-los.

Para a medição do sinal são usados circuitos eletrônicos de condicionamento de sinais, conversor analógico-digital (ADC) e o barramento do computador. Para que a comunicação entre o usuário-computador-placa seja possível, é necessária a utilização de um software programável que facilite a aquisição, análise, apresentação e armazenamento dos dados da medição (Marques, 2014). Para esta aplicação será utilizado o LabVIEW 2013. O software possui uma linguagem gráfica de programação e pertence a National Instruments, funcionando de acordo com o modelo de fluxo de dados, o que oferece a esta linguagem vantagens para a aquisição de dados e para sua manipulação. Os programas em LabVIEW são chamados de instrumentos visuais ou VI, são compostos pelo painel frontal, que contém a interface, e pelo diagrama de blocos, que contém o código gráfico do programa.

A partir da rotina de ensaio a ser desenvolvida, foi possível automatizar a válvula proporcional e os motores e ainda realizar a aquisição de dados dos dispositivos durante a execução dos ensaios. Na Figura 3.15, é apresentada uma visão que o operador do equipamento possui do andamento do ensaio.



Figura 3.15 – Visão da rotina do ensaio

3.2.7 Calibração da instrumentação

Todos os instrumentos utilizados para as medições, bem como os motores, foram previamente calibrados para transformar os sinais de saída de volts para unidades físicas de engenharia. Durante a calibração de cada um dos sensores, todos os outros instrumentos, motores e válvula proporcional eram mantidos ligados, a fim de manter as mesmas condições obtidas durante os ensaios.

A calibração dos transdutores de deslocamento foi feita com um relógio comparador em contato direto com a caixa de deslocamento da amostra. Este relógio possui uma amplitude pequena tendo em vista o deslocamento total dos transdutores, por este motivo, utilizou-se também um paquímetro, para realizar uma calibração da amplitude total dos transdutores.

Para cada um dos transdutores de deslocamento foram realizadas pelo menos três medições independentes em ambos sentidos (“ida e volta”). Na Figura 2.17, é apresentada a calibração realizada no transdutor de deslocamento horizontal. O deslocamento total deste sensor é de 50 mm. Para a constante de calibração do instrumento, foi obtida a média das constantes obtidas nas diferentes calibrações.

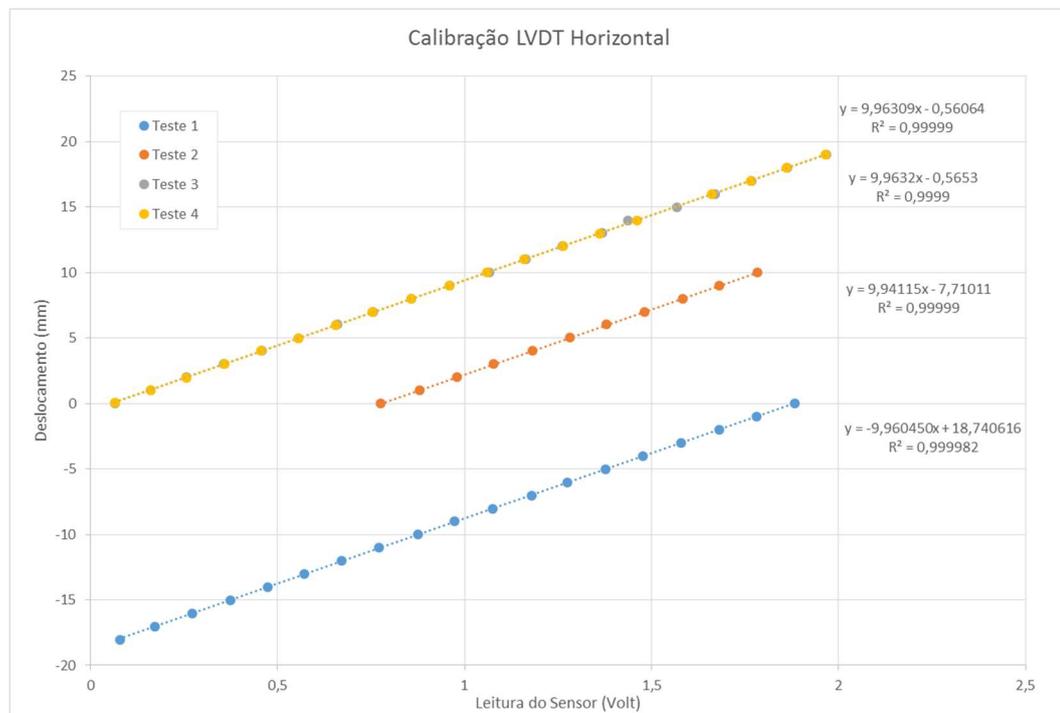


Figura 3.16 – Curvas de calibração do transdutor de deslocamento horizontal

A calibração obtida para o transdutor de deslocamento vertical é apresentada na Figura 3.17. O deslocamento total deste transdutor é de 200 mm. As calibrações de 1 a 4 foram realizadas com um relógio comparador. Já as calibrações 5 e 6 foram obtidas com um paquímetro acoplado ao sistema. A constante de calibração final do equipamento foi obtida pela média das curvas realizadas.

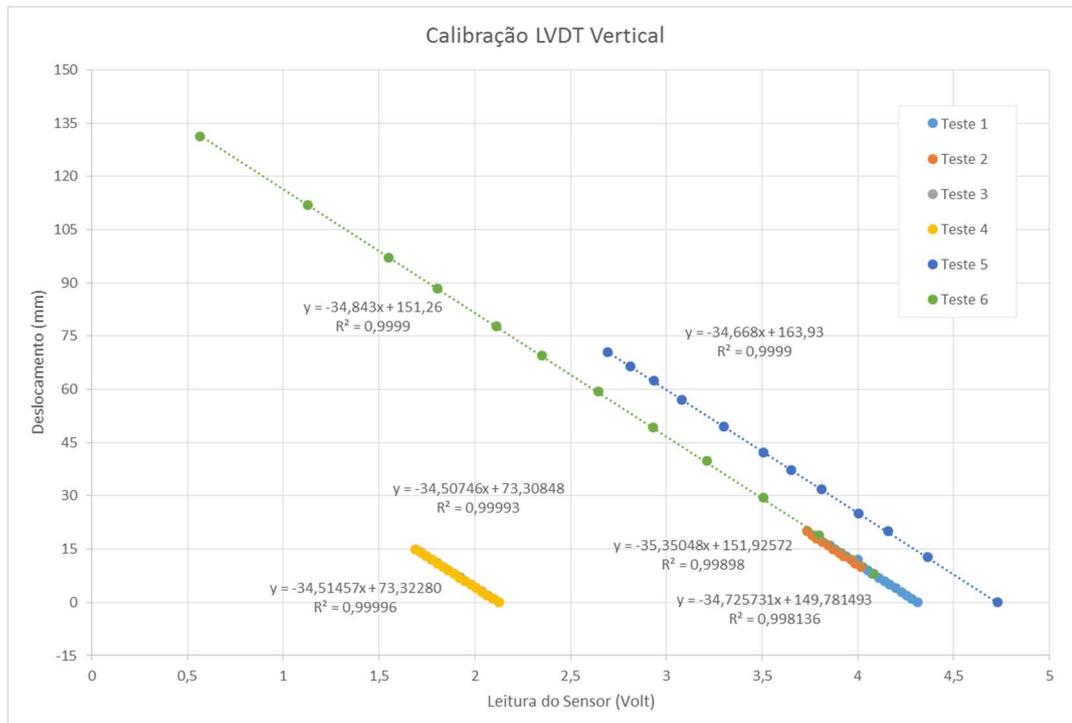


Figura 3.17 – Curvas de calibração do transdutor de deslocamento vertical

A calibração dos transdutores de pressão foi feita através de um transdutor de pressão recentemente calibrado. Os transdutores foram calibrados para pressões entre 0 e 750 kPa. As curvas de calibração obtidas para os sensores estão apresentadas na Figura 3.18.

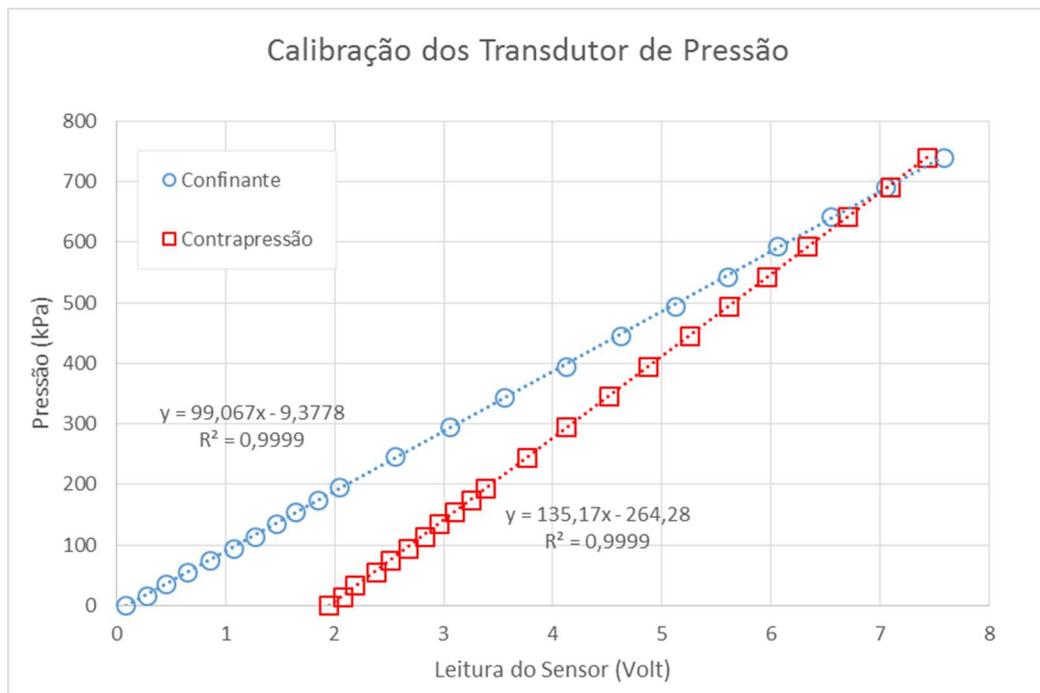


Figura 3.18 – Curvas de calibração dos transdutores de pressão

A célula de carga vertical foi calibrada com o posicionamento de um anel dinamométrico com capacidade para 50 toneladas, previamente calibrado, no mesmo local onde as amostras de solo seriam posicionadas. Entre o topo do anel e a base da célula de carga, foi posicionada uma esfera de aço maciça. Através do motor vertical, foram então aplicados deslocamentos no conjunto. Estes deslocamentos impuseram um carregamento sobre a célula de carga. Foram realizados ciclos de carregamentos e descarregamentos, obtendo-se seis curvas de calibração. A constante obtida foi definida pela média das seis curvas obtidas. O resultado obtido está apresentado na Figura 3.19.

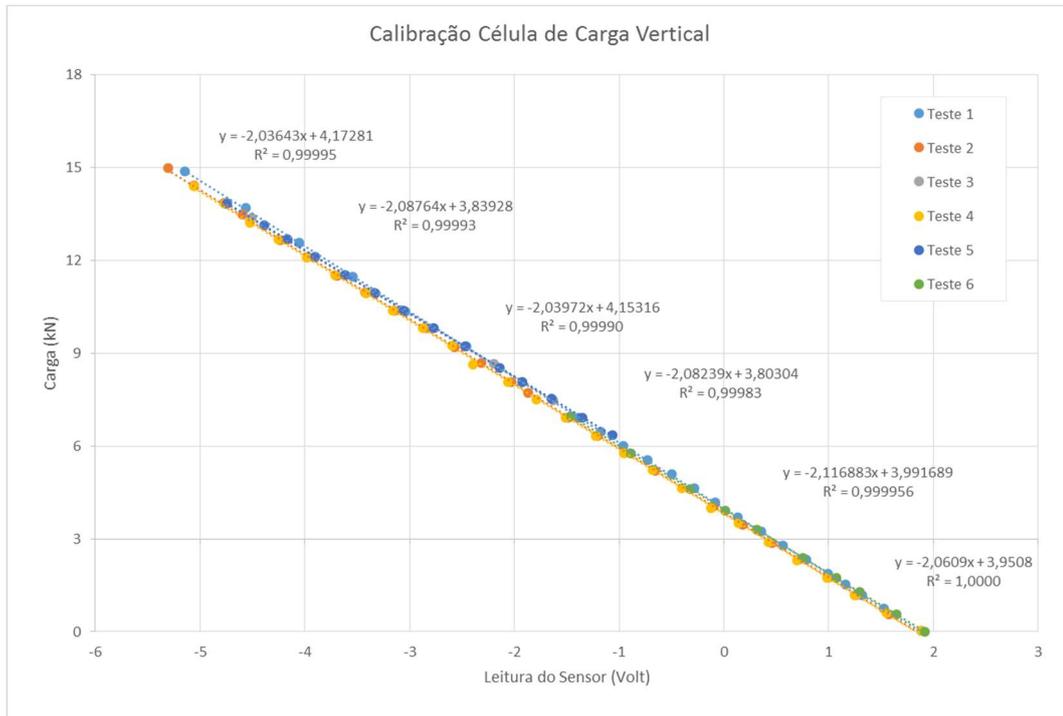


Figura 3.19 – Curvas de calibração da célula de carga vertical

Devido à falta de espaço para o posicionamento do anel dinamométrico para a realização da calibração da célula de carga horizontal, utilizou-se a célula de carga vertical, previamente calibrada, para a calibração da célula horizontal. A célula de carga vertical foi posicionada entre a base responsável pelo deslocamento horizontal e a parede da câmara, no contato entre as peças foi posicionada uma esfera de aço maciça. Através do motor horizontal, foram realizados ciclos de carregamento e descarregamento nas células de carga. Na Figura 3.20, são apresentadas as curvas de calibração obtidas para a célula de carga horizontal.

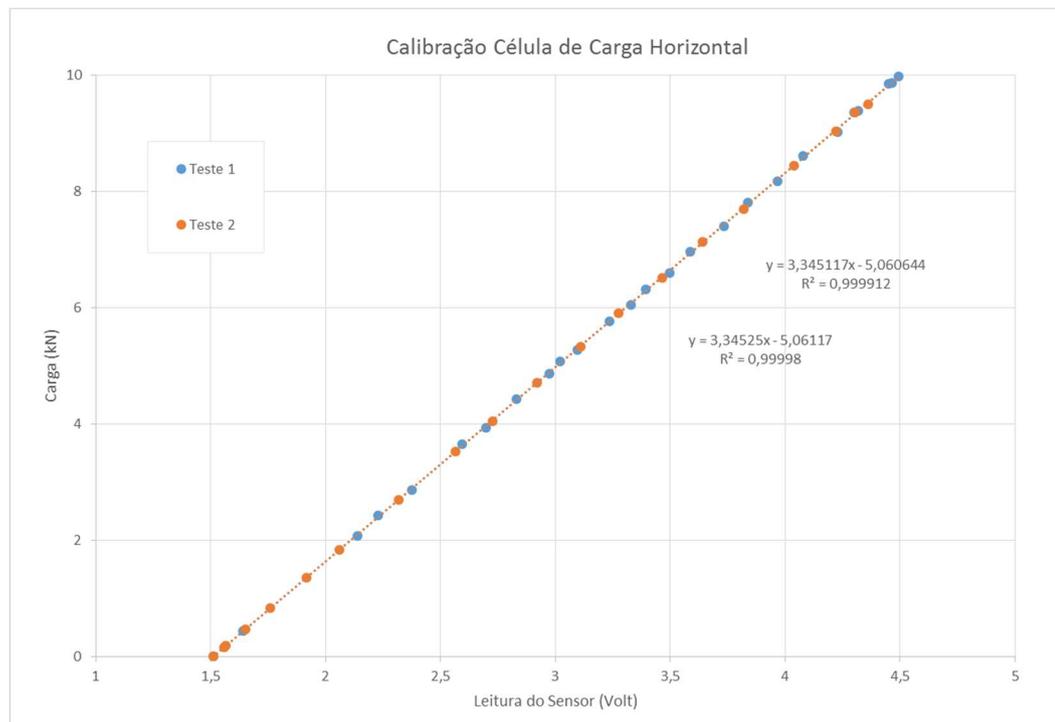


Figura 3.20 – Curvas de calibração da célula de carga horizontal.

O conjunto servomotor responsável pela aplicação da contrapressão foi calibrado para a obtenção da variação volumétrica durante o ensaio. Para isso, num primeiro momento, o pistão acoplado ao conjunto era posicionado de forma que o cilindro de água estivesse completamente cheio, esta era a posição zero. O motor então era acionado até a posição máxima alcançada, cerca de 19. Sabendo-se o valor do posicionamento máximo do motor, a faixa de trabalho desde foi dividido em vinte partes.

Na segunda etapa da calibração, foi posicionado um copo de Becker sobre uma balança com resolução de 0,01 gramas na saída do cilindro de água. O motor foi colocado novamente na posição zero e a balança tarada. A cada avanço do motor, a água que o pistão empurrava para fora do sistema era medido através do copo de Becker. Ao final do processo, foram obtidas curvas da variação volumétrica em função da posição do conjunto servomotor. Foram feitas leituras para cada uma das vinte partes obtidas do posicionamento do motor. As curvas obtidas são apresentadas na Figura 3.21.

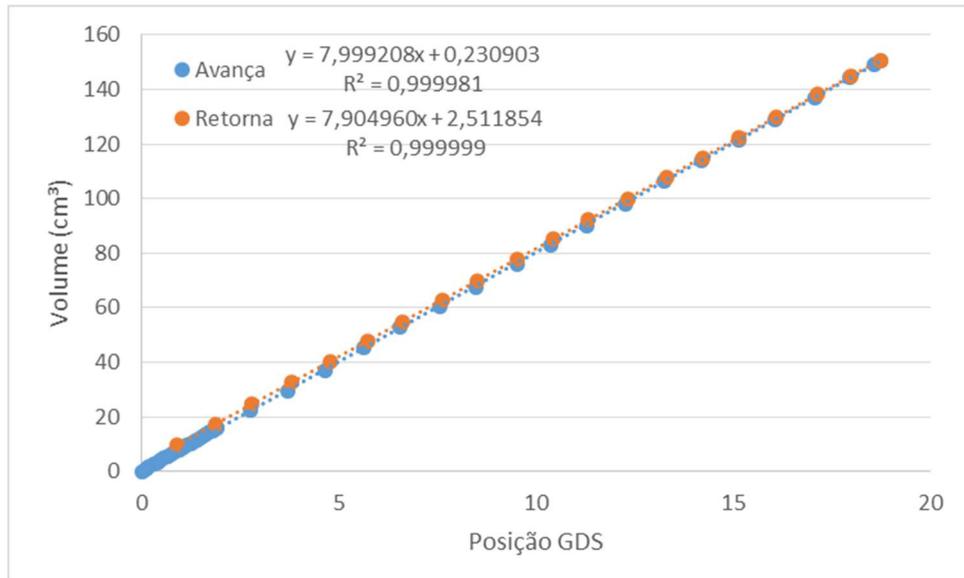


Figura 3.21 – Curvas de calibração do medidor volumétrico

Os motores vertical e horizontal também foram calibrados com o intuito de transformar a velocidade em rotações por minuto em milímetros por segundo, referências para o ensaio. Para a calibração, era imposta uma velocidade em RPM e lido o deslocamento obtido no transdutor de deslocamento bem como o tempo em que o deslocamento era realizado. Com isso, era calculada a velocidade linear do motor.

Nas Figura 3.22 e Figura 3.23 são apresentadas as curvas de calibração obtidas para os motores.

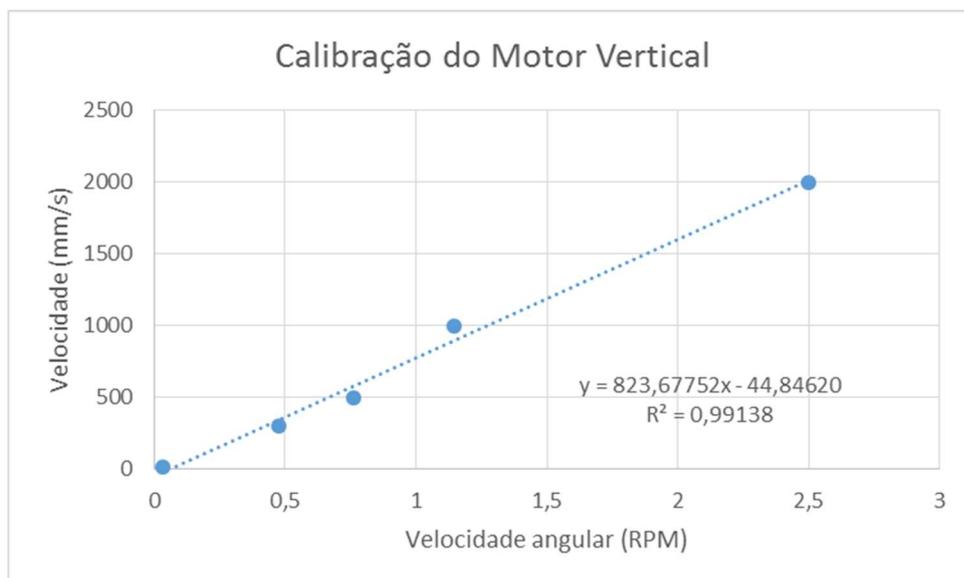


Figura 3.22 – Curva de calibração do motor vertical

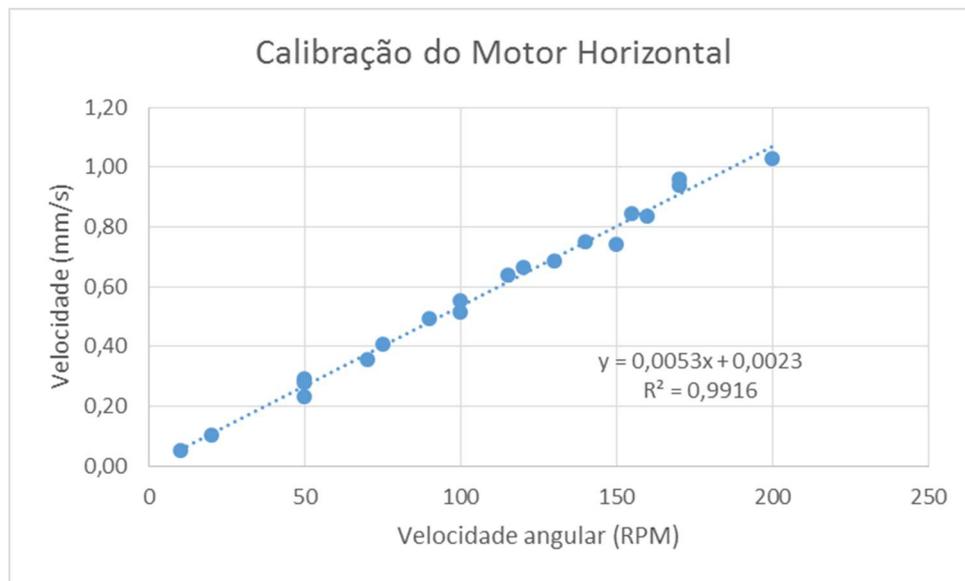


Figura 3.23 – Curva de calibração do motor horizontal

Na Figura 3.24, é apresentada uma imagem do equipamento *simple shear*.

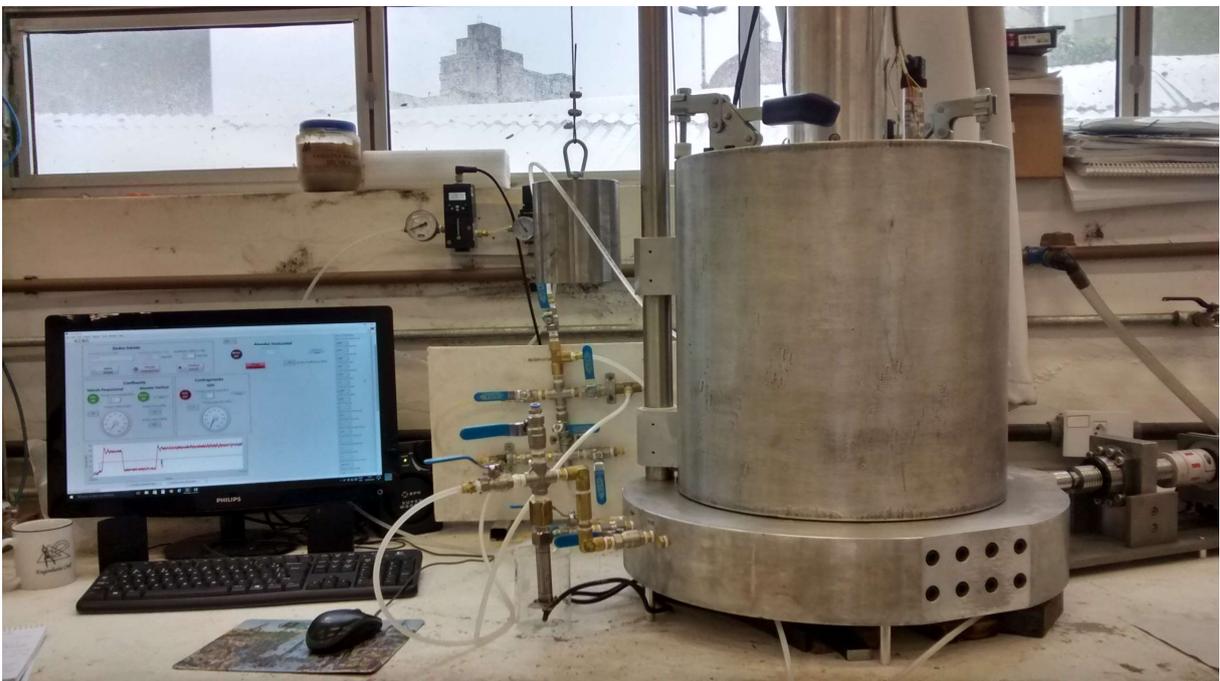


Figura 3.24 – Equipamento *simple shear* com ensaio em andamento

Na Figura 3.24, é apresentada uma imagem do equipamento *simple shear* com o posicionamento dos componentes.

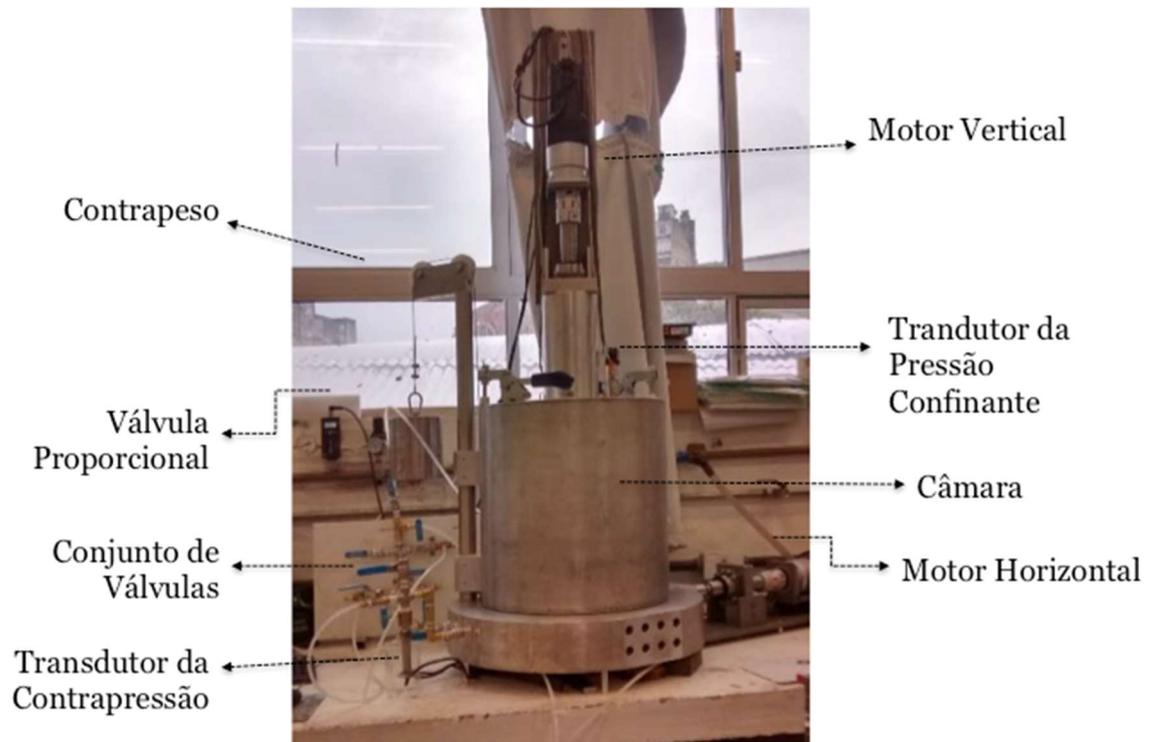


Figura 3.25 – Equipamento *simple shear* com a descrição de seus componentes

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental estabelecido tem como objetivo principal validar o equipamento *simple shear* desenvolvido. Para isso, foi estabelecido um material com características amplamente conhecidas.

Os materiais empregados na pesquisa, a preparação das amostras e os detalhes relevantes da execução dos ensaios são descritos.

4.2 MATERIAIS

A areia de Osório é um material amplamente estudado e conhecido no Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geotecnologia Ambiental. Características relacionadas à sua matriz (granulometria, índice de vazios, umidade, entre outros) e quanto à sua característica mecânica (módulo, resistência, deformabilidade) já foram amplamente apresentadas e determinadas.

Autores como Casagrande (2001 e 2005), Specht (2000), Cruz (2008), Dalla Rosa (2006 e 2009), Floss (2012), Festugato (2008) e Sachetti (2014) analisaram o comportamento da areia de Osório sob variadas características, como densidades relativas e teores de umidade, através de diferentes ensaios e tipos de reforços.

Por um material amplamente estudado e com suas características mais conhecidas, a presente dissertação busca validar o equipamento desenvolvido através de ensaios na areia de Osório.

4.2.1 Solo

A areia utilizada no trabalho provém de uma jazida localizada no município de Osório – RS (Figura 4.1). O material caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – ABNT, 1995; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme. Segundo Spinelli (1999), o quartzo é o material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. A presença de matéria orgânica não é observada. A curva granulométrica do material, apresentada na Figura 4.2, foi determinada a

laser no Laboratório de Materiais Cerâmicos LACER da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Os índices físicos do material são determinados e apresentados na Tabela 4.1.



Figura 4.1 – Município de Osório/RS (Dalla Rosa, 2009)

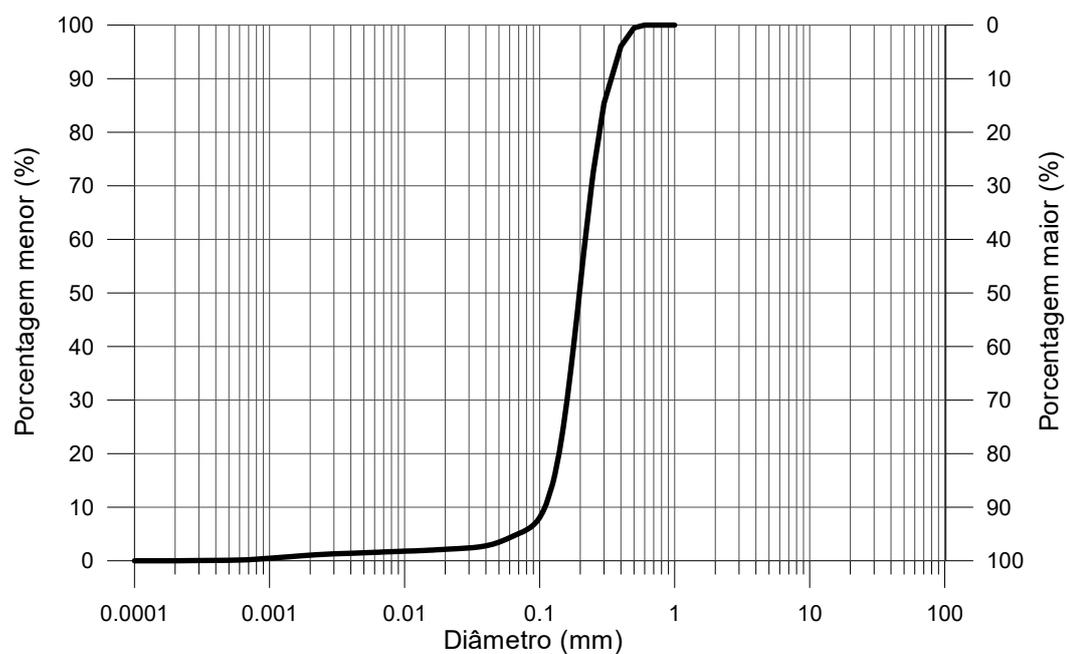


Figura 4.2 – Curva granulométrica da areia de Osório (Festugato, 2009)

Tabela 4.1 – Índices físicos da areia de Osório (Festugato, 2009)

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos (γ_s)	26,2kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,0
Coefficiente de curvatura, C_c	1,1
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,11mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,20mm
Índice de vazios mínimo, $e_{\text{mínimo}}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{\text{máximo}}$	0,9

4.2.2 Água

Água destilada foi utilizada na preparação das amostras e na realização dos ensaios.

4.3 MÉTODOS

4.3.1 Preparação das amostras

A moldagem dos corpos de provas para os ensaios *simple shear* é realizada em um molde bipartido, semelhante a um colocador de membrana com dimensões suficientes para confecção de amostras com 100mm de diâmetro e 50mm de altura. A membrana de látex é posicionada junto ao molde que é posto sobre o pedestal utilizado no ensaio. No interior da membrana são feitas marcações, sendo possível a realização da compactação em duas camadas. Para a fixação da membrana na parede do molde é empregada uma bomba de vácuo durante toda a moldagem. Dois *o-rings* são posicionados para a fixação da membrana ao pedestal da amostra, já com a colocação da pedra porosa e do papel filtro.

A mistura dos materiais (areia e água) é realizada até a completa homogeneização visual. O teor de umidade foi mantido constante e igual a 10%. Através das medidas da massa de mistura adicionada e da altura das camadas, a densidade relativa desejada é obtida ($D_r = 50\%$).

Ao terminar-se a compactação do corpo de prova, o molde é retirado e, com extremo cuidado, coloca-se o cabeçote, juntamente com a pedra porosa e o papel filtro, sobre a amostra de solo. Após, são posicionados os anéis de vedação da amostra no cabeçote. O conjunto é então posicionado na câmara de cisalhamento.

Na Figura 4.3, são apresentadas imagens que elucidam o procedimento de preparação das amostras para realização de ensaios no *simple shear*.

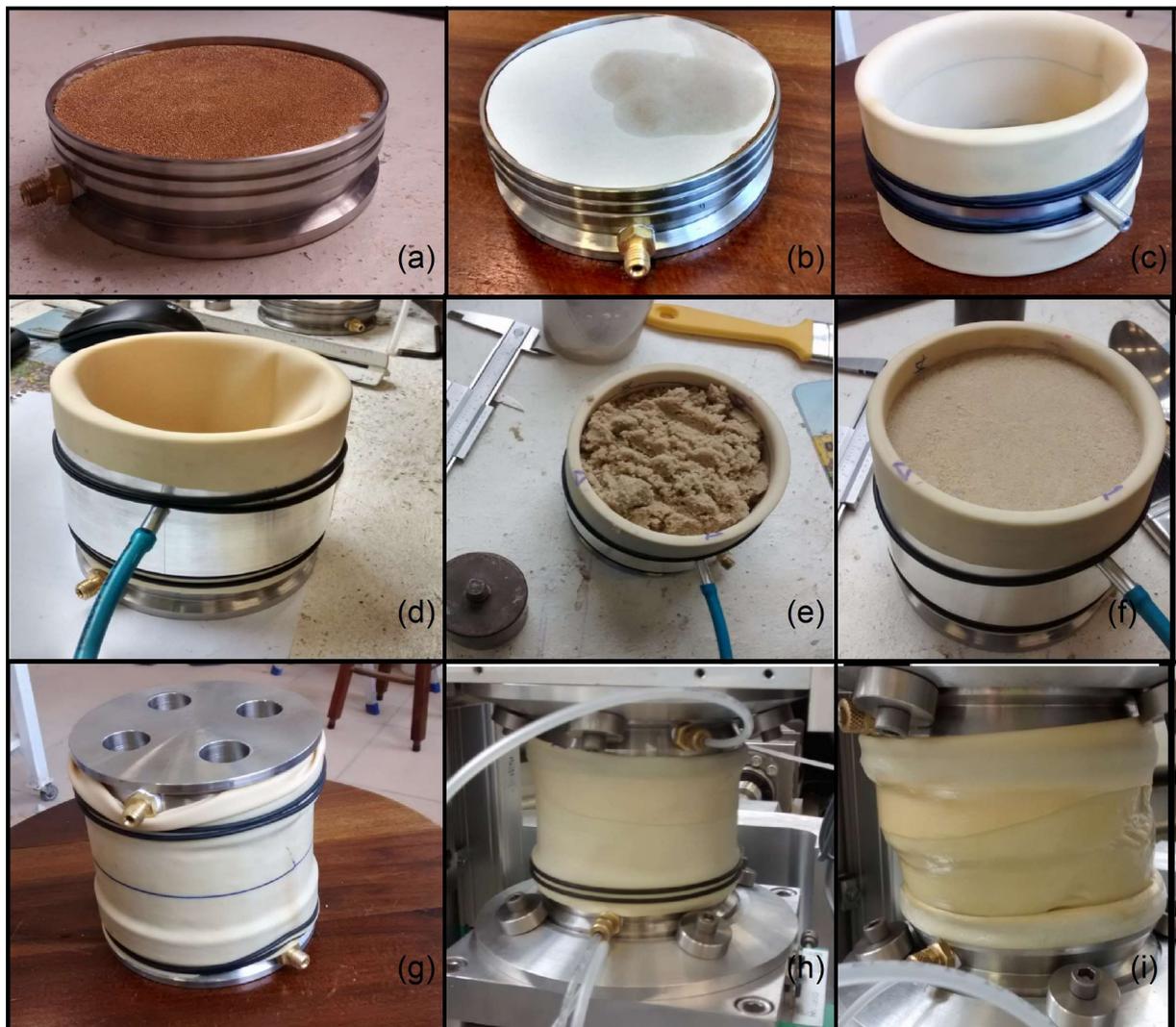


Figura 4.3 – Procedimento de preparação das amostras: (a) colocação da pedra porosa sobre o pedestal; (b) colocação do papel filtro; (c) preparação da membrana no molde tripartido; (d) inserção do molde ao pedestal com aplicação de vácuo; (e) compactação da amostra; (f) finalização da amostra e limpeza da superfície; (g) colocação do *top cap*; (h) inserção da amostra no equipamento; (i) amostra após o cisalhamento.

Os critérios adotados para a aceitação dos corpos de prova em relação aos parâmetros de compactação, como peso específico aparente seco e umidade, foram respectivamente de 1 % e 0,5 % de tolerância para mais ou para menos.

4.3.2 Ensaio *simple shear*

O principal enfoque da realização dos ensaios foi a validação do equipamento desenvolvido. Dessa forma, foram realizados ensaios com carregamento monotônico e cíclico.

Foram feitos ensaios em amostras com densidade relativa igual a 50%. As tensões efetivas iniciais dos ensaios serão de 50, 100 e 150 kPa, para os carregamentos monotônicos. O carregamento não drenado foi realizado a uma taxa de 0,1 mm/s.

Quanto ao carregamento cíclico, foi empregado o valor de 100 kPa para a tensão efetiva inicial. O ensaio cíclico foi realizado com deformação controlada. Determinou-se como condição de controle $\pm 2,5\%$ da deformação cisalhante. Os ensaios foram realizados na condição não drenada e a frequência dos ciclos nos ensaios foi de 0,1 Hz.

Com os resultados dos ensaios *simple shear* monotônicos, foram obtidas como resposta, curvas de resistência cisalhante, de variação da poro-pressão e de variação da tensão vertical efetiva em relação à deformação cisalhante, e trajetórias de tensões. Dos resultados dos ensaios *simple shear* cíclicos, são obtidas, como resposta, curvas de resistência cisalhante em relação à deformação cisalhante, de resistência cisalhante e de deformação cisalhante em função do número de ciclos de esforços, de variação da poro-pressão e de variação da tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, e trajetórias de tensões. A partir das curvas, são definidos os parâmetros de resistência, ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , e deformabilidade, módulo cisalhante, G , dos materiais.

4.3.3 Procedimento de Ensaio

O procedimento de ensaio envolve o posicionamento da amostra cilíndrica de solo entre cabeçotes rígidos de topo e de base com saliências nas bordas para garantir adequada acomodação da amostra. Uma fina membrana de látex (0,5 mm) envolve a amostra.

As etapas de realização do ensaio *simple shear* são análogas às de um ensaio de compressão triaxial. Inicialmente, um fluxo ascendente de água é estabelecido através da amostra para

expulsão de possíveis bolhas de ar. Em seguida, incrementos de pressão confinante e de contrapressão são aplicados para saturação da amostra até o alcance de um parâmetro B satisfatório. A amostra é consolidada e, finalmente, o cisalhamento é iniciado.

Festugato *et al.* (2013) esquematiza o procedimento do ensaio *simple shear*, bem como as condições às quais o corpo de prova está submetido. Este esquema está apresentado na Figura 4.4. Em 4.3a, tem-se a amostra de solo sem qualquer tipo de carregamento. Em 4.4b, visualiza-se a fase de consolidação da amostra. A aplicação de uma tensão de deformação é elucidada em 4.4c. A medição da tensão de cisalhamento é apresentada em 4.4d. As condições reais impostas a amostra são apresentadas em 4.4e.

O procedimento completo de realização do ensaio é descrito a seguir.

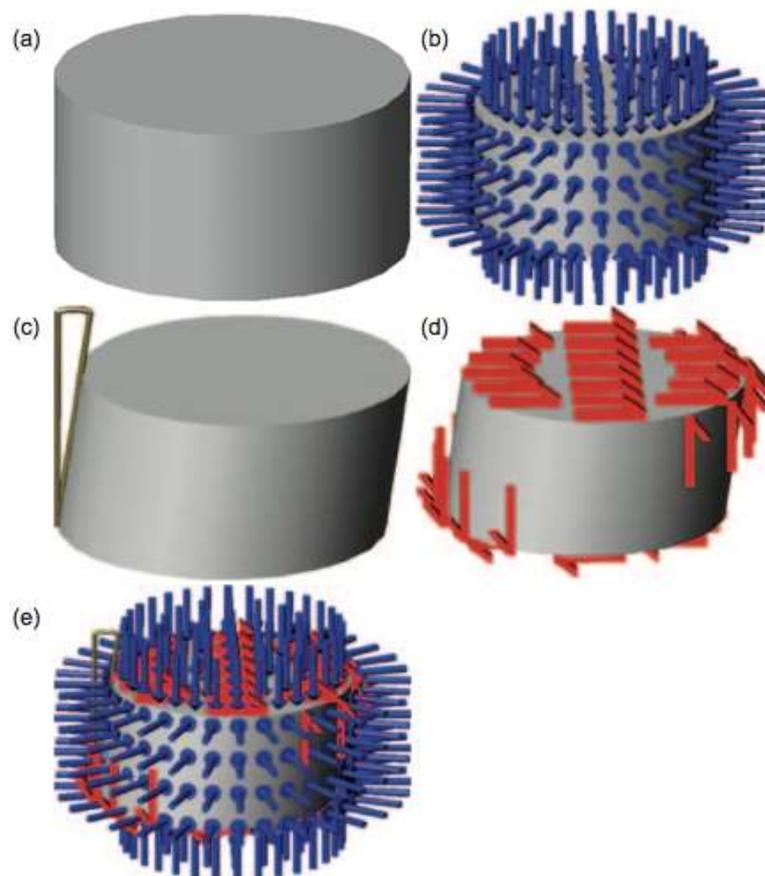


Figura 4.4 - Ilustração esquemática dos procedimentos realizados no ensaio *simple shear*: (a) condições da amostra antes do ensaio; (b) consolidação; (c) aplicação da tensão de deformação; (d) medição da condição de deformação; (e) condição ‘real’ imposta à amostra (Festugato et al., 2013)

4.3.3.1 Preparação da ensaio

Uma vez que a amostra é colocada no interior da câmara do equipamento, o conjunto é fixado com quatro parafusos na base e quatro parafusos no topo, impedindo assim qualquer deslocamento não desejado. Finas mangueiras de náilon são acopladas no cabeçote e no pedestal do equipamento, permitindo o fluxo de água e a aplicação de contrapressão durante o ensaio.

A câmara é finalmente fechada e são feitas as leituras iniciais do ensaio (zeros).

4.3.3.2 Fase de percolação

Uma vez sabendo-se os valores iniciais do ensaio, verifica-se qual é a pressão de água exercida pelo reservatório na base da amostra. Nos ensaios realizados essa pressão esteve sempre em torno de 20 kPa. Aplica-se então uma tensão de confinamento maior que a pressão de água do reservatório (40 kPa), uma vez atingida esta pressão de confinamento, abrem-se as válvulas para permitir a percolação da água do reservatório.

Quando o volume percolado de água atinge duas vezes o volume de vazios da amostra de solo, deu-se por finalizada a fase de percolação.

4.3.3.3 Fase de saturação

Tendo-se finalizada a percolação do corpo de prova, inicia-se a saturação da amostra de solo. Neste momento, fecha-se o reservatório e a saída de água da percolação e posiciona-se as mangueiras oriundas do controlador da contrapressão.

Os incrementos realizados foram de 10 kPa, até o valor de 300 kPa de pressão confinante e 280 kPa de contrapressão. A confirmação da saturação era feita através do parâmetro B de Skempton.

4.3.3.4 Fase de consolidação

Finalizando-se a fase de saturação, inicia-se a última fase da preparação do ensaio. A consolidação da amostra é então feita até que seja atingida a tensão efetiva inicial do ensaio, sendo esta de 50, 100 ou 150 kPa.

4.3.3.5 Fase de cisalhamento

Após as etapas iniciais do ensaio, inicia-se a fase do cisalhamento da amostra. Neste momento a amostra é isolada, devido ao fato de o ensaio ser realizado de forma não drenada e o transdutor de contrapressão, inserido junto a amostra, passa a ser fundamental nas leituras das poro-pressões geradas.

O cisalhamento monotônico ou cíclico é aplicado.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos dos ensaios realizados para a validação do equipamento *simple shear*.

5.1 ENSAIOS MONOTÔNICOS

Os ensaios monotônicos foram realizados na condição não drenada, com velocidade de deslocamento constante de 0,1 mm/min, equivalente a uma taxa de deformação cisalhante constante de aproximadamente 0,2 %/min.

Nas próximas figuras são apresentados os resultados do ensaio monotônico realizado em uma amostra de areia, sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. Na Figura 5.1, a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Na Figura 5.3, através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Na Figura 5.3 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, o incremento da poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_{v} , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente na Figura 5.4, a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva σ'_{v} .

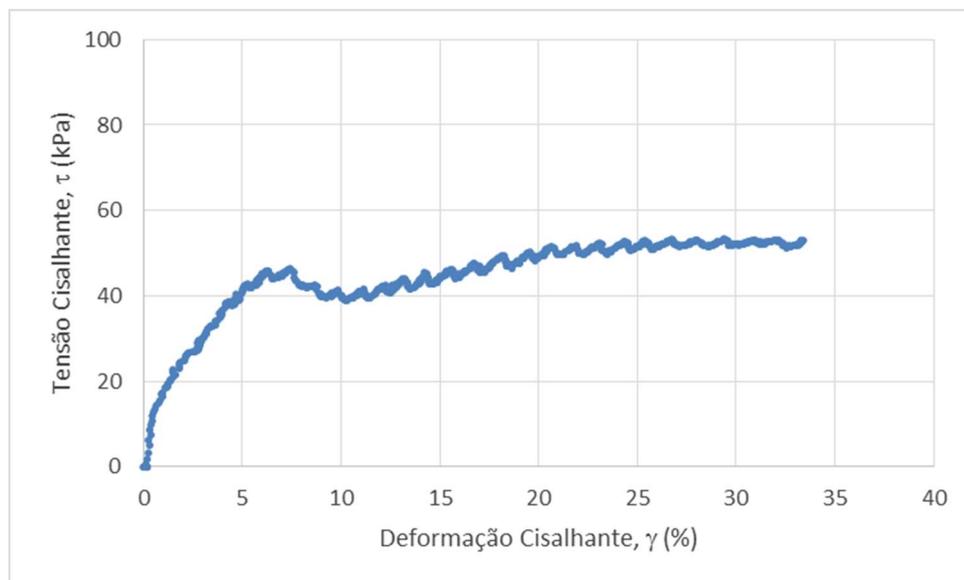


Figura 5.1 - Curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 50$ kPa

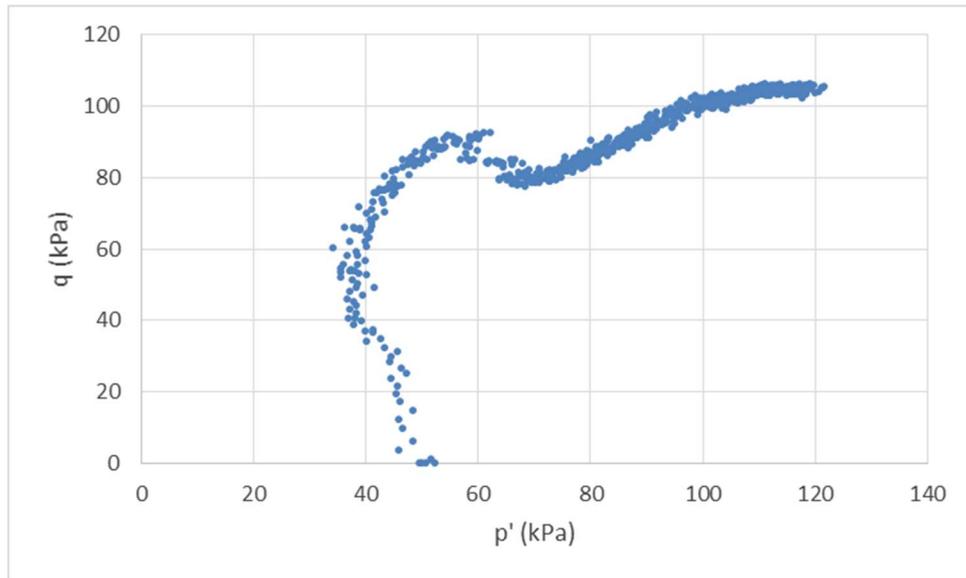


Figura 5.2 – Trajetórias de tensão, p' e q , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 50$ kPa

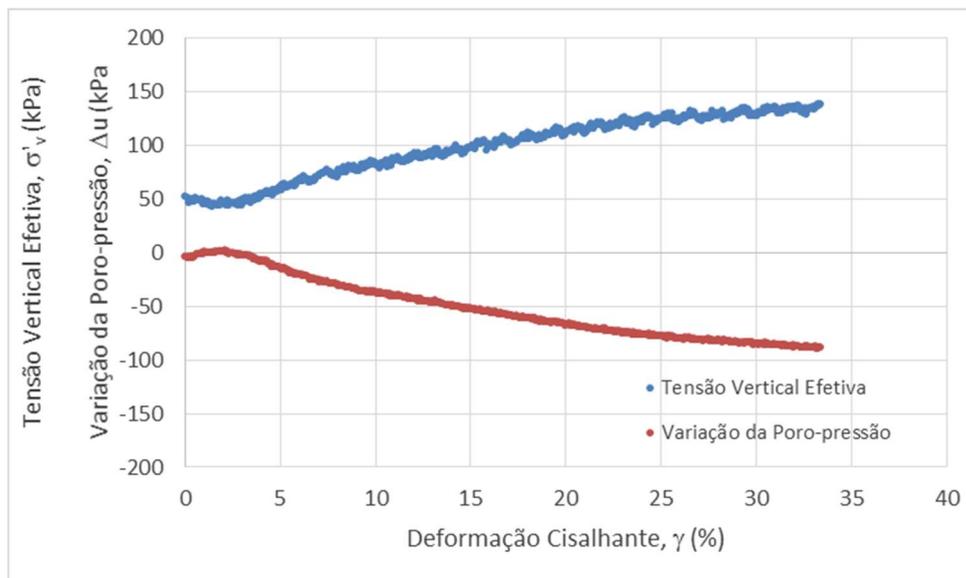


Figura 5.3 – Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 50$ kPa

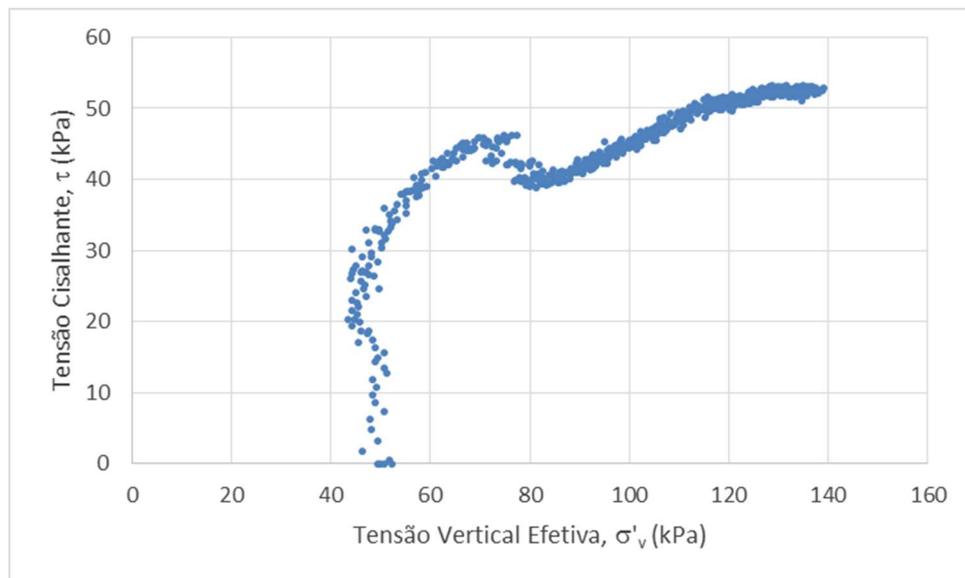


Figura 5.4 – Tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 50$ kPa

A matriz arenosa com índice de vazios intermediário, sob condições de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante cresce até um patamar próximo a 50 kPa caindo para cerca de 40 kPa até uma deformação de 10%. Após esta queda, a amostra de areia volta a ganhar resistência concomitantemente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão aumenta até próximo a 7 kPa a uma deformação de 3%. Depois disso a poro-pressão diminui até o final do ensaio, quando chega a -90 kPa. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 50 kPa, é reduzida até 43 kPa, a uma deformação de 3%. Depois disso sofre um aumento progressivo, chegando a 130 kPa a uma deformação de 33%.

Nas próximas figuras são apresentados os resultados do ensaio monotônico realizado em uma amostra de areia, sob tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Na Figura 5.5, a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Na Figura 5.6, através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Na Figura 5.7, o incremento da poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente na Figura 5.8, a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva σ'_v .

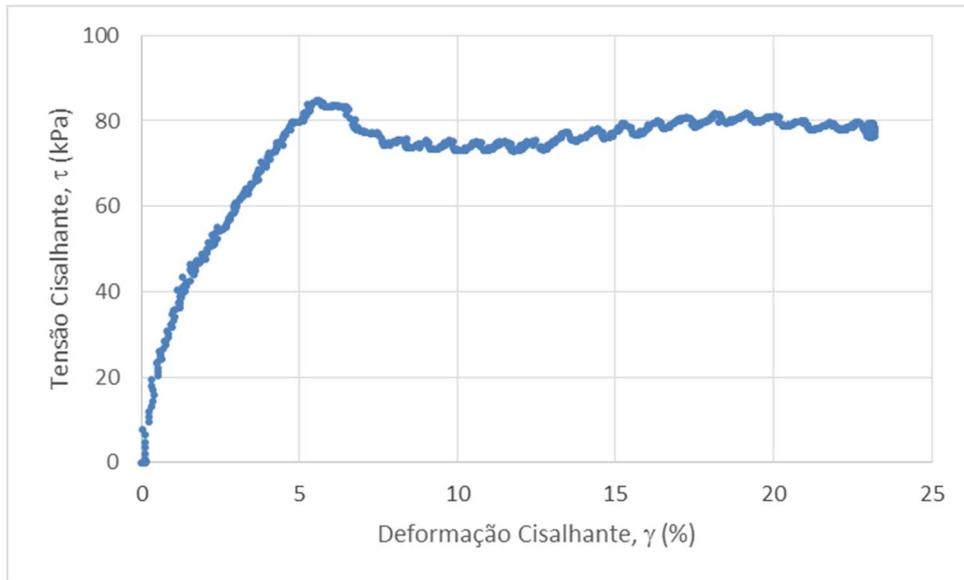


Figura 5.5 – Curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 100$ kPa

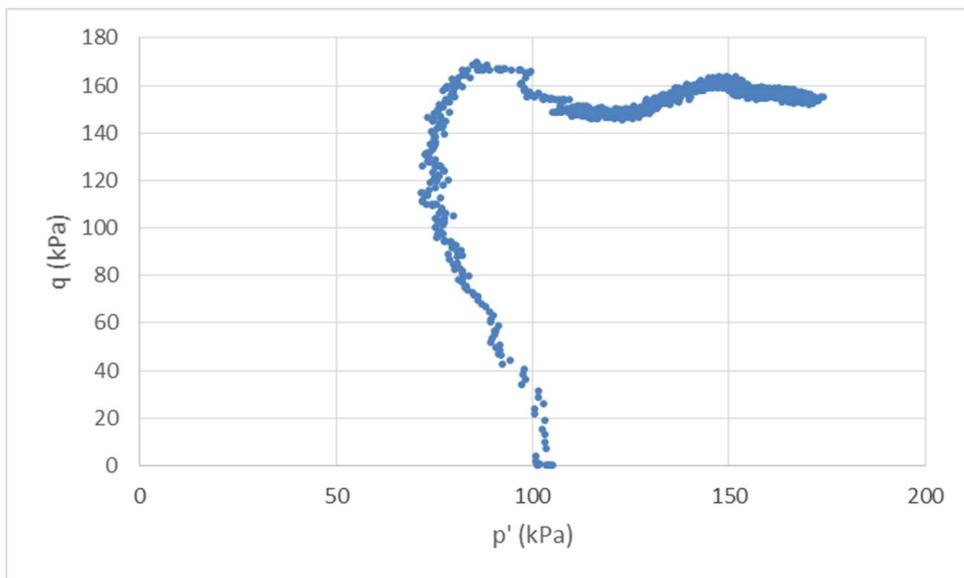


Figura 5.6 – Trajetórias de tensão, p' e q , para $\sigma'_{v, inicial} = 100$ kPa

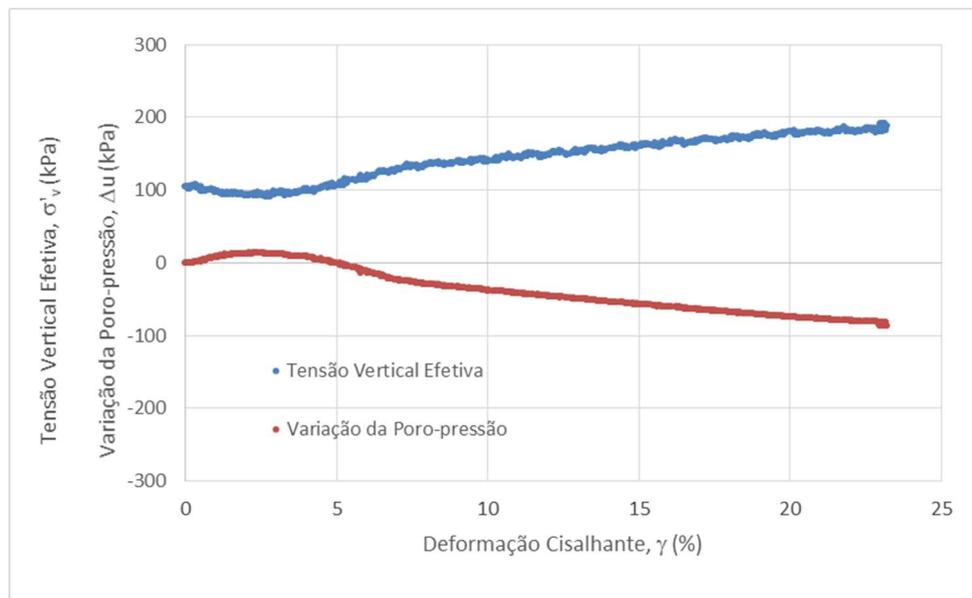


Figura 5.7 – Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 100$ kPa

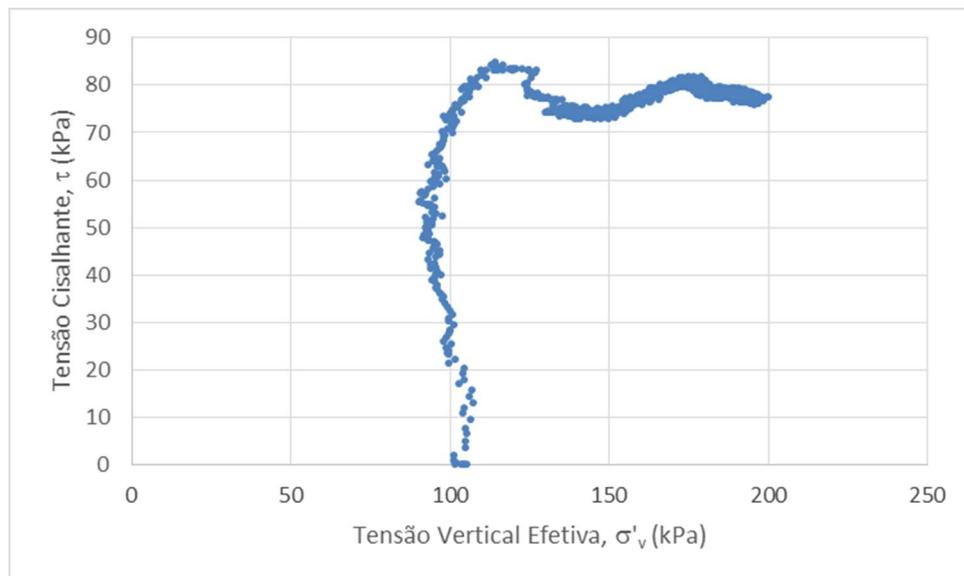


Figura 5.8 – Tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 100$ kPa

Semelhante ao comportamento apresentado no ensaio com 50 kPa, foi o resultado obtido com 100 kPa de tensão vertical efetiva inicial. A matriz arenosa com elevado índice de vazios, sob condições de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante cresce até o patamar de 87 kPa caindo para cerca de 80 kPa até uma deformação de 22%. Concomitantemente ao ganho de resistência, a variação da poro-

pressão aumenta até um patamar de 15 kPa, reduzindo-se a -80 kPa ao atingir a deformação de 20% e segue diminuindo até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 100 kPa, é reduzida até 90 kPa, chegando a 190 kPa a uma deformação de 20%.

Semelhante aos resultados obtidos para as tensões de 50 e 100 kPa, os resultados com tensão vertical efetiva de 150 kPa são apresentados a seguir. Na Figura 5.5, a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Na Figura 5.6, através dos invariantes de tensão, p' e q , a trajetória de tensões é apresentada. Na Figura 5.7, o incremento da poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente na Figura 5.8, a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva σ'_v .

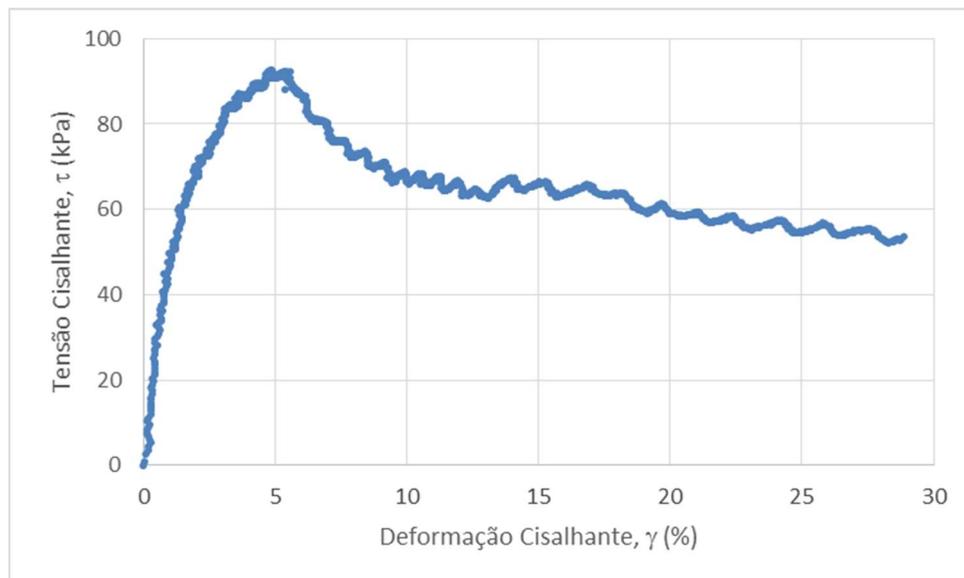


Figura 5.9 – Curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v, inicial} = 150$ kPa

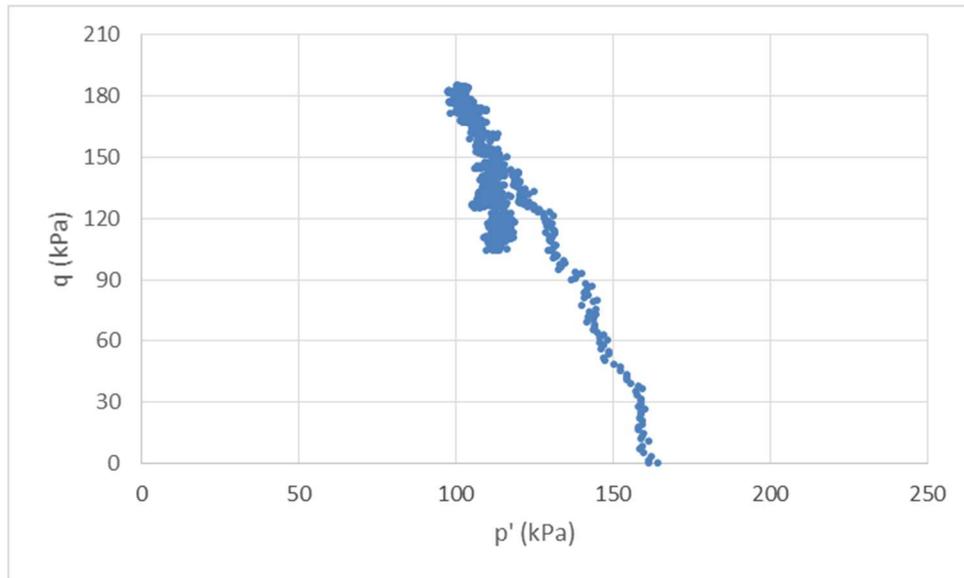


Figura 5.10 – Trajetórias de tensão, p' e q , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 150$ kPa

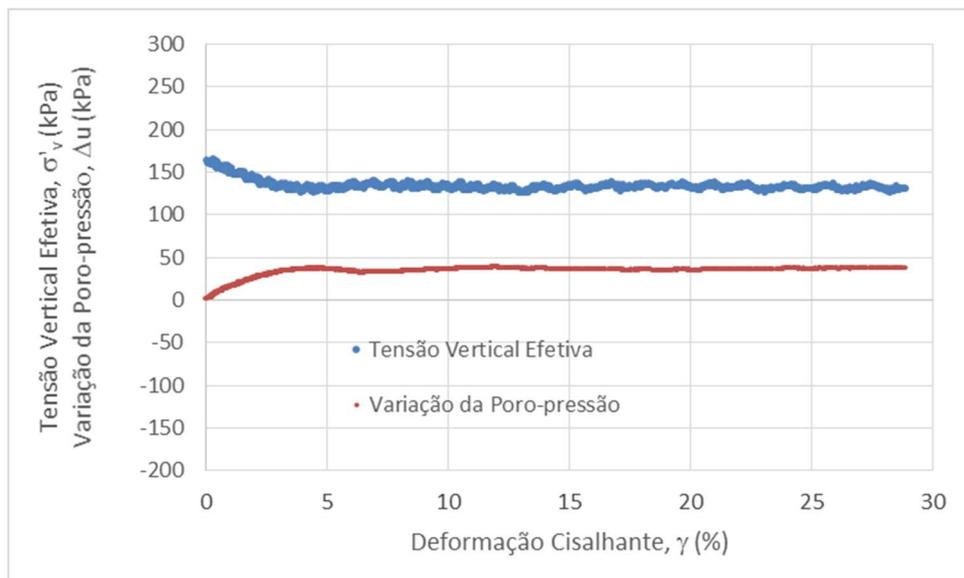


Figura 5.11 – Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 150$ kPa

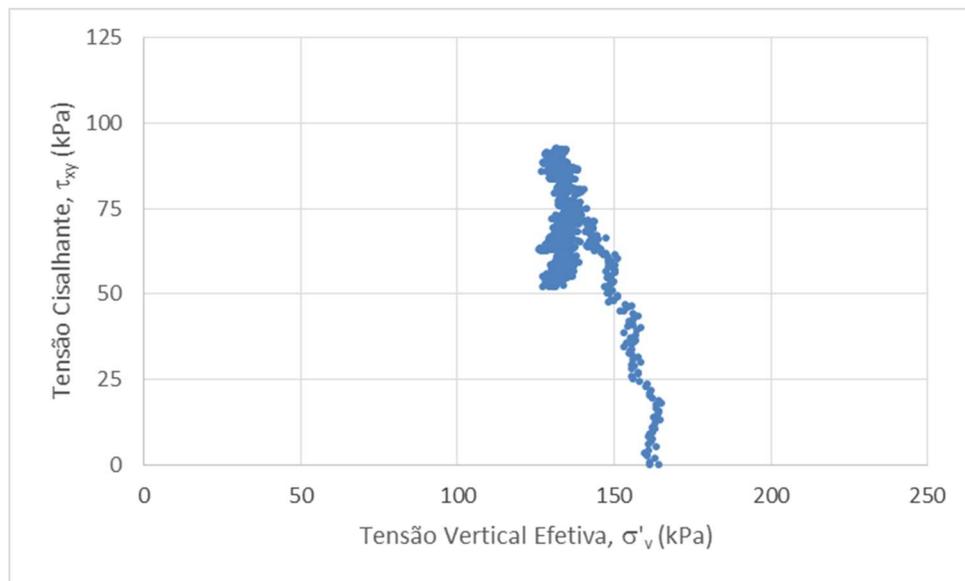


Figura 5.12 – Tensão cisalhante, τ , em relação à tensão vertical efetiva, σ'_v , para $\sigma'_{v,\text{inicial}} = 150$ kPa

O comportamento do ensaio realizado a uma tensão vertical efetiva inicial de 150 kPa também apresentou comportamento semelhante ao esperado. A tensão cisalhante cresce até um patamar próximo a 100 kPa caindo para cerca de 60 kPa até uma deformação de 28%. Simultaneamente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão aumenta até um patamar de 40 kPa, a 5% de deformação, onde permanece constante até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 150 kPa, é reduzida até 130 kPa, até o final do ensaio.

5.2 ENSAIOS CÍCLICOS

Os ensaios cíclicos realizados na pesquisa foram realizados para validar a proposta inicial do desenvolvimento do equipamento, a realização de carregamentos cíclicos. Foram realizados ensaios com a tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa.

O carregamento cíclico foi realizado com deformação controlada. A frequência de ciclos adotada foi de 0,1 Hz e a variação de $\pm 2,5$ % da deformação cisalhante.

Na Figura 5.13, são apresentadas as curvas obtidas nos dois ensaios cíclicos que relacionam a tensão cisalhante, τ , e a tensão vertical efetiva, σ'_v . É observado que no início da ciclagem os

valores de resistência apresentam seus maiores valores em módulo. Com o aumento do número de ciclos é verificado o decréscimo deste valor. Ao final dos ensaios, verifica-se tanto a diminuição da tensão cisalhante quanto da tensão vertical efetiva.

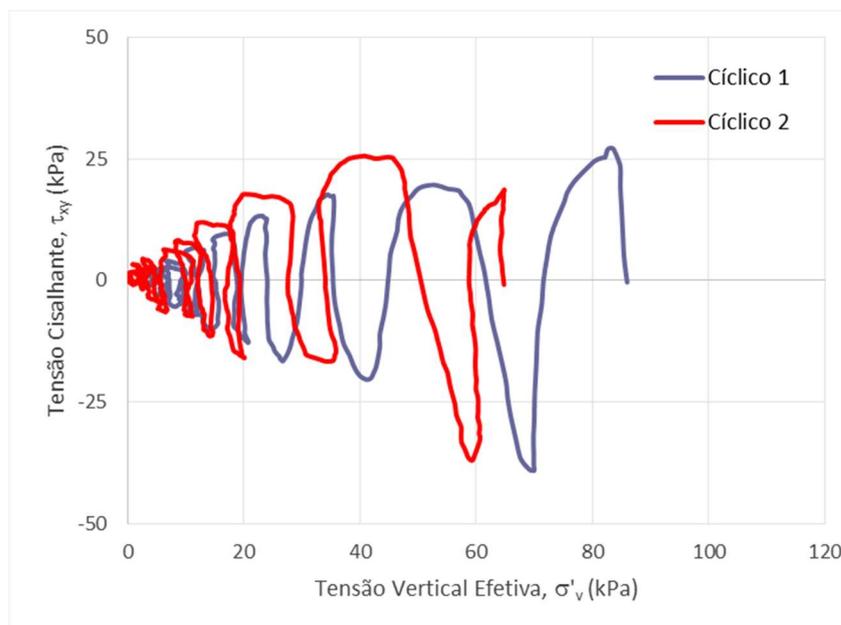


Figura 5.13 – Curvas da tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v , – carregamento cíclico

A diminuição da tensão vertical efetiva ao longo do ensaio pode ser verificada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e 5.15. Esta redução da tensão vertical efetiva é bastante pronunciada ao longo do ensaio. Tal diminuição é resposta do comportamento verificado na curva de variação da poropressão. Observa-se o aumento da variação da poropressão com o aumento dos ciclos, acarretando na redução da tensão vertical efetiva, para os dois ensaios realizados

A ruptura e final do ensaio foi definido aos nove ciclos, para o Ensaio 1, e doze ciclos, para o Ensaio 2. Isso se deu devido à redução da tensão vertical efetiva a zero ao final dos ensaios, como resposta ao aumento da poro-pressão gerada no cisalhamento cíclico. Este comportamento também é visto nas Figuras 5.14 e 5.15.

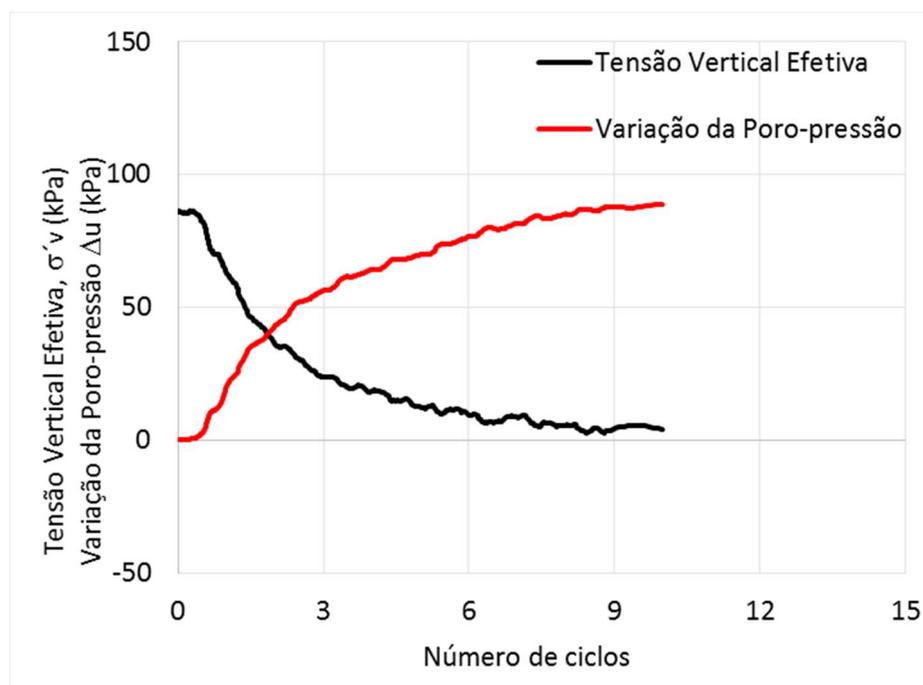


Figura 5.14 – Decréscimo da tensão vertical efetiva com o aumento do número de ciclos, para o Ensaio 1

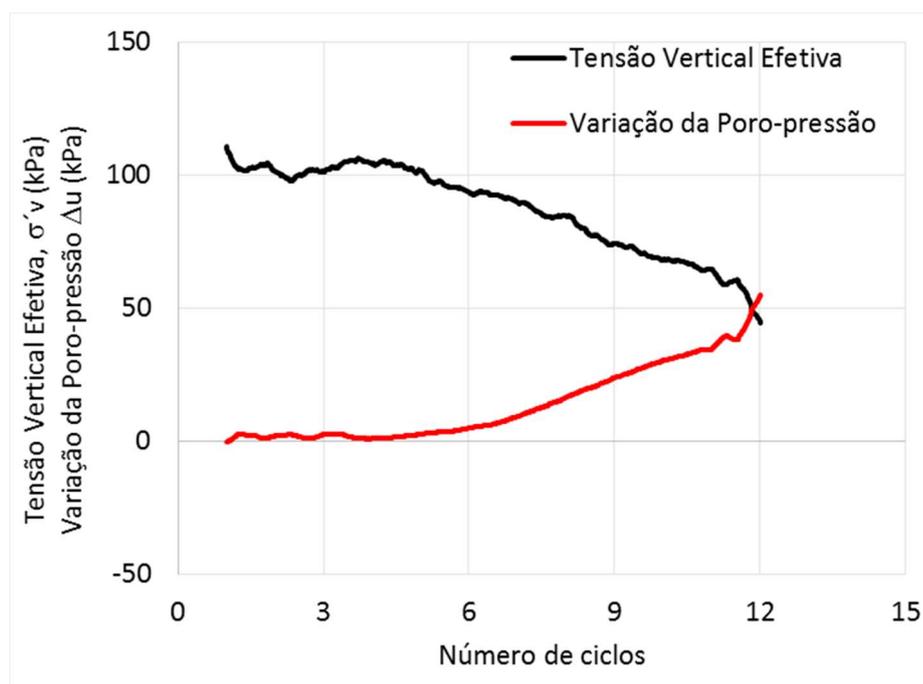


Figura 5.15 – Decréscimo da tensão vertical efetiva com o aumento do número de ciclos, para o Ensaio 2

5.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Para a análise do comportamento da areia estudada, foram analisados juntamente os ensaios realizados a diferentes tensões verticais efetivas iniciais. Os resultados são apresentados a seguir.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta as curvas de tensão de cisalhamento *versus* a deformação cisalhante. Observa-se um pico de resistência a uma deformação média de 5 a 7 % e, após esse pico, a resistência desce a um patamar, dependente da tensão vertical efetiva inicial, onde se mantém constante. Tal comportamento é esperado em areias medianamente compactas.

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, são apresentadas através dos invariantes de tensões, p e q' , as trajetórias de tensões para cada um dos ensaios. Já na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, são apresentadas as curvas de tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v . Para a análise do parâmetro de resistência, ϕ' , foi traçada uma reta de ajuste nos pontos de máxima tensão de cisalhamento para cada uma das tensões verticais efetivas iniciais. O ângulo de atrito interno obtido foi de $35,0^\circ$ e o intercepto coesivo de zero.

As curvas de módulo cisalhante, G , pela deformação cisalhante foram apresentadas na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Observa-se que as três tensões analisadas apresentaram comportamento de módulo cisalhante muito semelhantes.

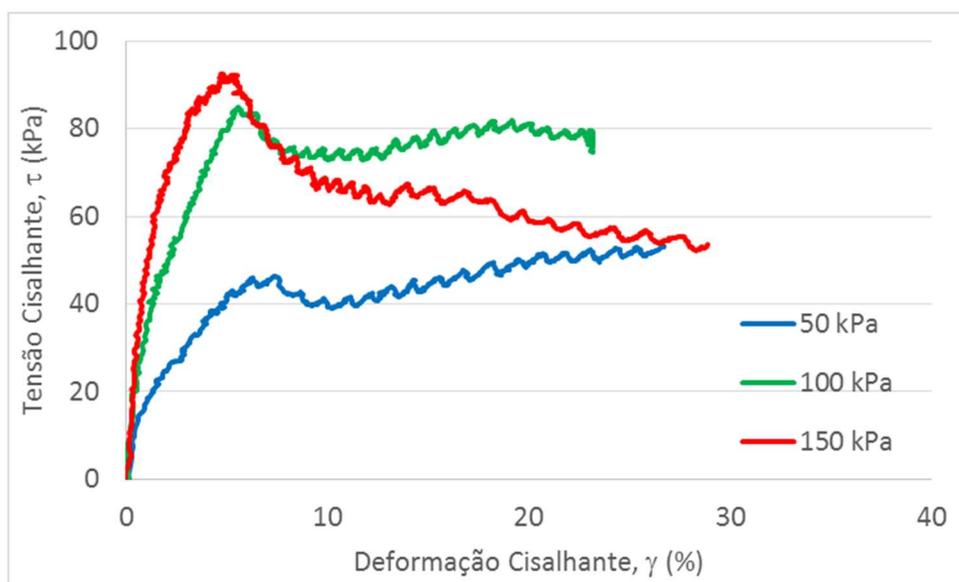


Figura 5.16 – Curvas de tensão cisalhante *versus* deformação cisalhante

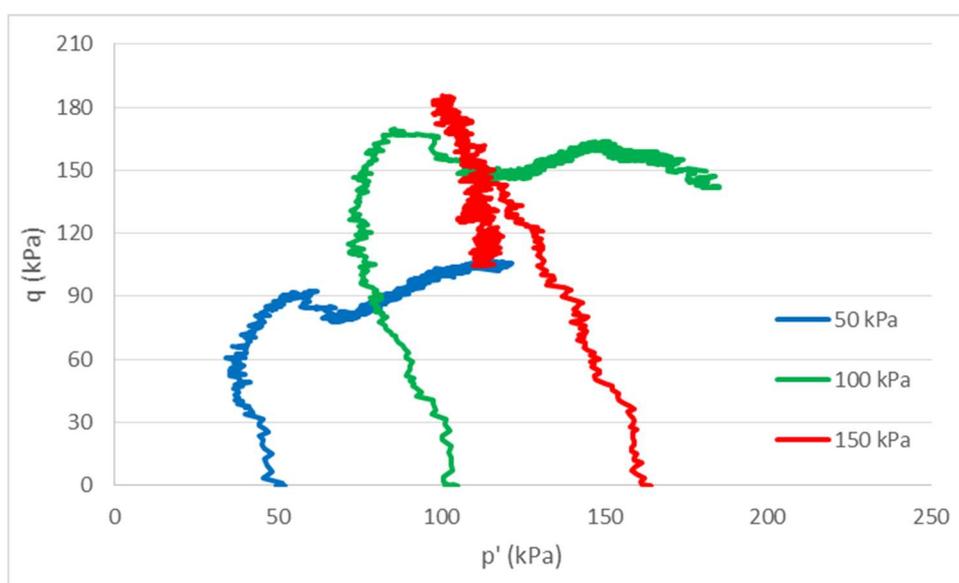


Figura 5.17 – Invariantes de tensões, p' e q

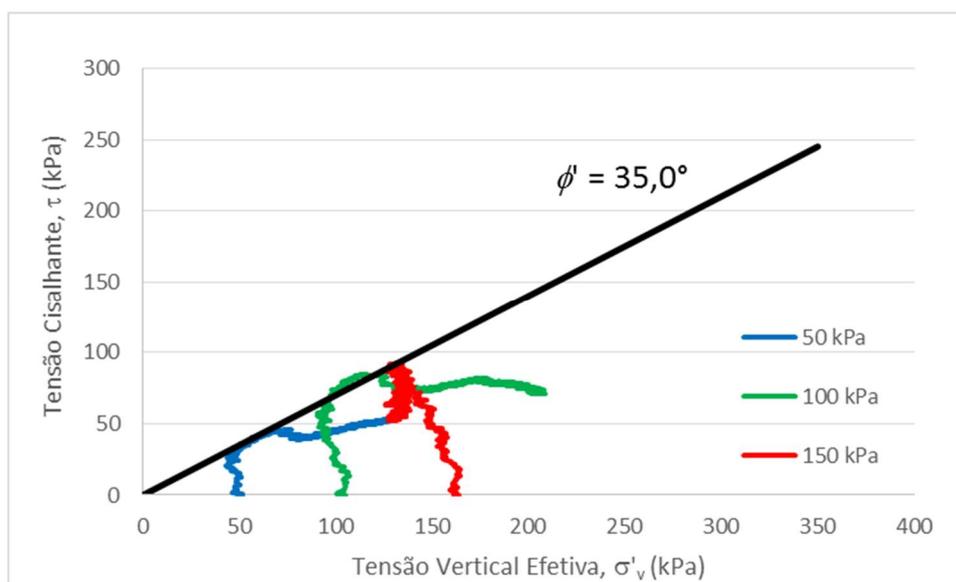


Figura 5.18 – Curvas tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v

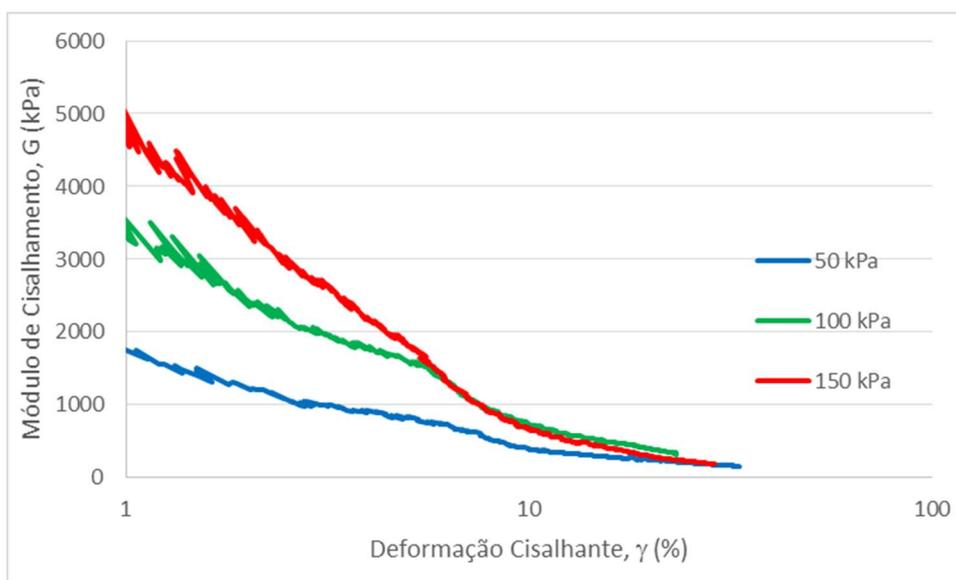


Figura 5.19 – Curvas de módulo cisalhante, G , em função da deformação cisalhante, γ

Os invariantes de tensão obtidos para os ensaios cíclicos são apresentados juntamente com os obtidos na análise monotônica do material, Figura 5.20. Na Figura 5.21, são apresentados os resultados das curvas de tensão cisalhante e tensão vertical efetiva juntamente com os resultados obtidos nos ensaios cíclicos. Percebe-se que os ensaios estão dentro da envoltória obtida para os ensaios monotônicos.

Nos primeiros ciclos dos ensaios, parte a direita, é verificado que a amostra não atingiu a envoltória de ruptura com a deformação cisalhante proposta. Já a partir do quarto ciclo de carregamento, a curva de tensão cisalhante e tensão vertical passa a atingir a envoltória de ruptura. O ensaio foi conduzido até o momento em que a tensão vertical efetiva inicial foi reduzida a zero, para ambos ensaios.

Na Figura 5.22 é expresso o primeiro ensaio cíclico realizado, onde observa-se que ele se ajusta à envoltória de ruptura obtida para os ensaios monotônicos. O ângulo de atrito interno efetivo foi de 35° .

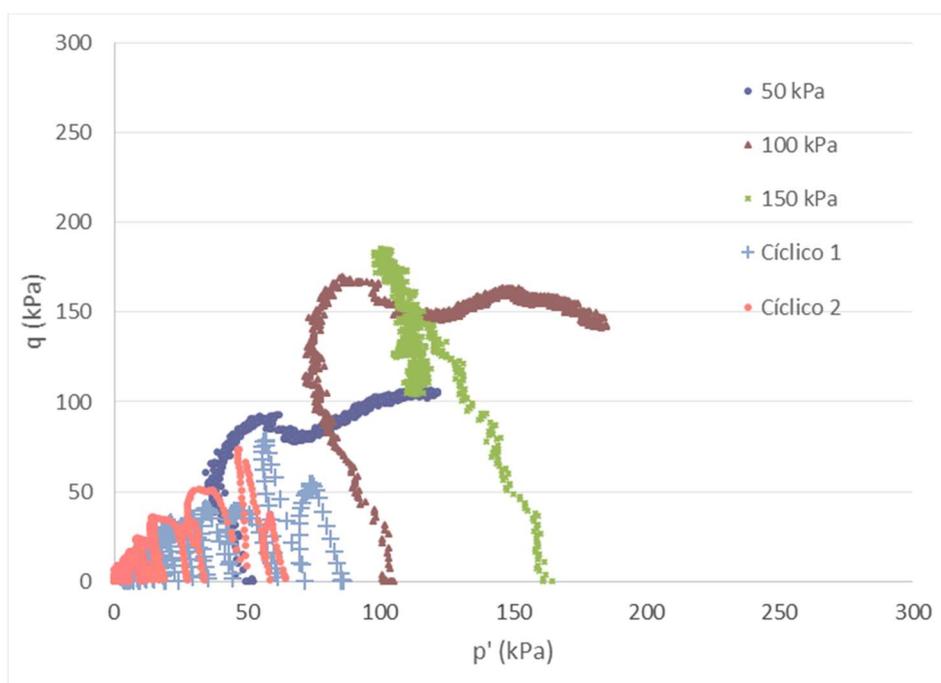


Figura 5.20 – Invariantes de tensão, p' e q

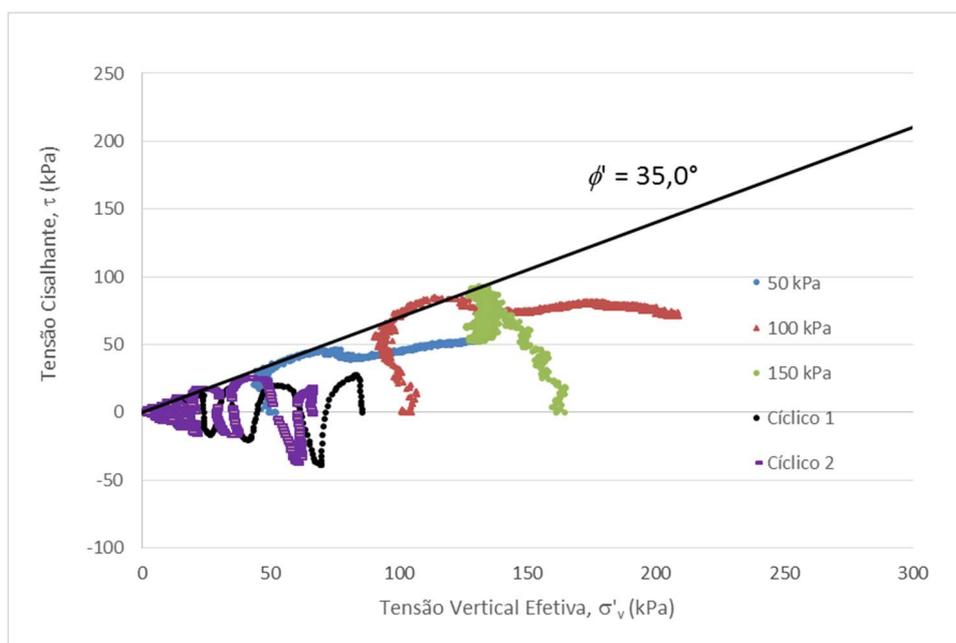


Figura 5.21 – Curvas tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v

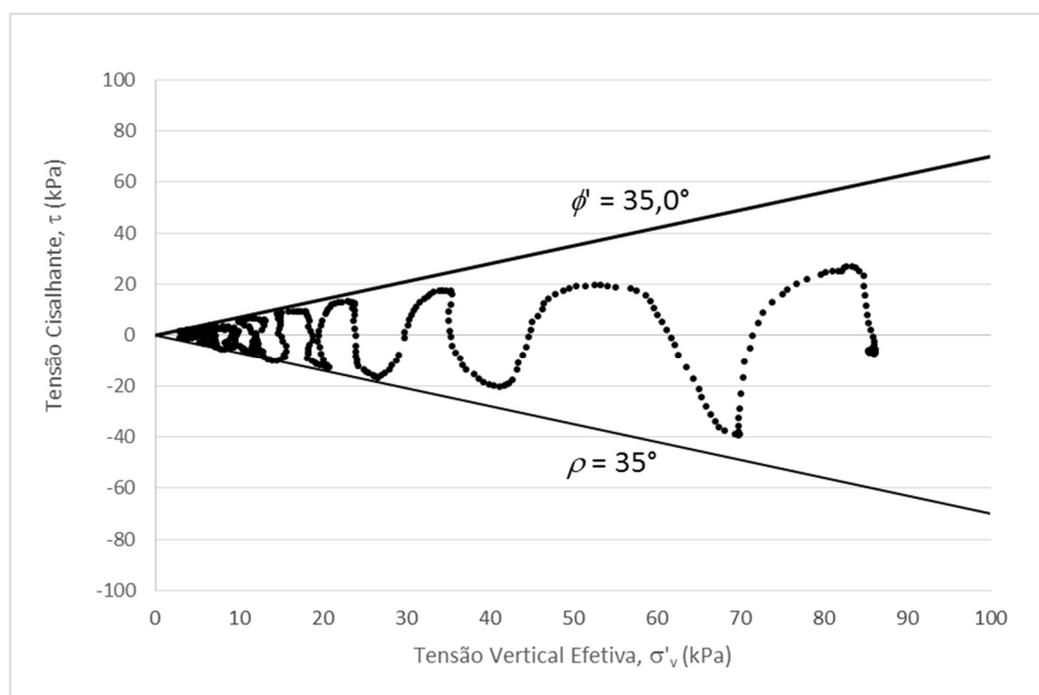


Figura 5.22 – Apresentação dos parâmetros de resistência do ensaio cíclico

5.4 VALIDAÇÃO DO EQUIPAMENTO

Com o intuito de validar o equipamento desenvolvido nesta pesquisa, verificou-se a compatibilidade dos resultados obtidos na areia de Osório no *simple shear* com estudos anteriores neste mesmo material. Foram avaliados dados de quatro trabalhos distintos. Três destes realizaram ensaios triaxiais e um deles realizou ensaios *simple shear* (membrana rígida).

Nos ensaios triaxiais drenados conduzidos por Marcon (2005) o ângulo de atrito encontrado foi de 35,9°. O índice de vazios médio na pesquisa foi de 0,71 e as tensões verticais iniciais eram de 50, 100 e 200 kPa. O autor também realizou ensaios de cisalhamento direto, obtendo um ângulo de atrito de 34,9°.

Casagrande (2005) analisou o comportamento da areia com densidade relativa de 50%. A autora utilizou as tensões de 20, 100, 200 e 400 kPa. A autora obteve o ângulo de atrito interno de 33,7°. Os ensaios foram conduzidos em equipamentos triaxiais de forma drenada.

Festugato (2008) analisou o comportamento da areia de Osório sob os carregamentos de 50, 100 e 200 kPa em ensaios triaxiais drenados. O autor também empregou a densidade relativa da areia de 50%. Festugato obteve o ângulo de atrito interno igual a 37,0°.

Os resultados descritos são apresentados, juntamente com o do presente estudo, na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Ensaios analisados para a comparação entre os parâmetros de resistência da areia de Osório obtidos nesta pesquisa

Autor	Ensaio	e (%)	σ'_v (kPa)	ϕ (°)
Casagrande (2005)	Triaxiais	0,75	20, 100, 200 e 400	33,5
Festugato (2008)	Triaxiais	0,75	50, 100 e 200	37,0
Marcon (2005)	Triaxiais	0,71	50, 100 e 200	35,9

Marcon (2005)	Cisalhamento Direto	0,71	50, 100 e 200	34,9
---------------	---------------------	------	---------------	------

Presente Estudo	<i>Simple Shear</i>	0,75	50, 100 e 150	35,0
-----------------	---------------------	------	---------------	------

Através dos resultados apresentados, pode-se verificar que os ângulo de atrito interno efetivo obtido no equipamento *simple shear*, proposto nesta pesquisa, é bastante condizentes com os valores de referencia encontrados na bibliografia.

Houve uma pequena variação dos valores obtidos, podendo ser explicado pelos diferentes tipos de ensaios realizados e também pelas variadas maneiras as quais cada ensaio foi conduzido.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões dessa dissertação, relacionadas ao comportamento da areia estudada, mas, principalmente, com relação ao desenvolvimento do equipamento *simple shear*. No final do capítulo serão apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

6.1 QUANTO AO EQUIPAMENTO

Os resultados dos ensaios *simple shear* apresentados no Capítulo 5 desta dissertação indicam que o equipamento apresenta resultados consistentes e de qualidade adequada. A análise dos resultados mostra que, quando os resultados dos ensaios *simple shear* são comparados com resultados de outros ensaios de laboratório, são encontrados valores semelhantes aos obtidos na literatura. Diferentemente dos ensaios triaxiais, o *simple shear* possui a vantagem de permitir, quando do interesse, simular a rotação completa do estado de tensões impondo uma condição plana de deformação.

O parâmetro de resistência ao cisalhamento, ϕ' , obtido em ensaios triaxiais apresentou pequenas variações quando comparados com o valor encontrado no *simple shear*. Entretanto, deve-se salientar que os ensaios não impõe as mesmas trajetórias de tensões ao solo, nem mesmo a mesma condição de ruptura.

Quando comparado ao ensaio de cisalhamento direto, o ângulo de atrito interno obtido nos ensaios *simple shear* variaram muito pouco em relação a este tipo de ensaio. Frente aos ensaios de cisalhamento direto, o *simple shear* apresenta claramente a vantagem de que, além dos parâmetros de resistência, são obtidos os módulos cisalhantes e informações de deformabilidade do solo.

Quanto ao comportamento cíclico, observou-se que o ensaio apresentado está coerente com o ângulo de atrito interno obtido no carregamento monotônico. O comportamento observado da tensão cisalhante e da tensão vertical efetiva foi considerado adequado.

Referente à instrumentação utilizada no equipamento *simple shear*, observou-se que o comportamento da válvula proporcional, juntamente com o transdutor de pressão confinante

apresentaram um ótimo desempenho, mantendo a pressão de confinamento com poucas variações. Quanto ao conjunto servomotor e transdutor de contrapressão, o comportamento dos dois foi muito bom. As pressões mantiveram-se estáveis durante todo o ensaio, sem perdas ou vazamentos.

As células de carga e os transdutores de deslocamento apresentaram comportamento dentro do esperado. Pequenas oscilações puderam ser constatadas durante a análise dos resultados, devido a indução eletromagnética criada pelos drivers dos motores. Essas oscilações não afetaram os resultados.

A calibração dos motores mostrou-se adequada e o comportamento dos mesmos foi bastante satisfatório para a realização dos ensaios *simple shear*.

A confecção dos corpos de prova, a montagem e realização dos ensaios *simple shear* não apresentaram grandes dificuldades. Todavia, todas estas etapas demandam de muita atenção do operados aos detalhes e cuidados necessários nos procedimentos de ensaio.

O conhecimento das características e propriedades do solo através de ensaios *simple shear* mostrou-se bastante satisfatório. Através do equipamento desenvolvido é possível avaliar o comportamento de solos quando submetidos a carregamentos cíclicos, através da avaliação das deformações de cisalhamento horizontais. O *simple shear* ainda permite a análise de deformações de cisalhamento inclinadas, como em análises da estabilidade de taludes. Todas as análises obtidas neste tipo de equipamento *simple shear* são obtidas em tensões efetivas e, ainda, pode-se avaliar diferentes amostras consolidadas de forma isotrópica ou seguindo a trajetória “K” de interesse.

6.2 QUANTO AO COMPORTAMENTO DA AREIA ESTUDADA

Os ensaios realizados nesta pesquisa empregaram a areia de Osório na análise da confiabilidade dos resultados obtidos no *simple shear*. Tal material foi, anteriormente, fonte de estudos de seu comportamento geomecânicos.

A análise dos resultados mostrou que a areia apresentou um comportamento clássico de solos arenosos medianamente compactos. Observou-se um pequeno pico de resistência ao

cisalhamento, τ , com a manutenção da resistência pós pico até o final do nível de deformações estudadas.

Os resultados obtidos nesta mesma areia fina e uniforme, por outros autores, em diferentes equipamentos para ensaios laboratoriais, corroboram com os resultados obtidos no *simple shear*. Devido a isto, o equipamento foi considerado adequado para estudos futuros.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Uma vez confirmada a validade do equipamento desenvolvido através de ensaios em areias, sugere-se a avaliação do comportamento de outros materiais geotécnicos.

O estudo de solos estabilizados com agentes cimentantes ou mesmo reforçados através da inserção de fibras, poderiam ter sua análise realizada através de ensaios *simple shear* sob carregamentos cíclicos ou mesmo monotônicos, possibilitando a análise da inserção de cada elemento na resposta cisalhante da nova mistura.

Pode-se, ainda, realizar ensaios em diferentes tamanhos de amostras, permitindo a inserção de fibras maiores ou menores como reforço ao solo.

Uma análise da variação da velocidade do ensaio pode também ser realizada, verificando a influência da velocidade dos carregamentos para cada tipo de solo.

Por fim, sugere-se que mais ensaios sejam realizados na areia estudada, avaliando-se a repetibilidade do ensaio e garantindo ainda mais a confiabilidade do equipamento.

REFERÊNCIAS

- 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.
- AIREY, D. W.; WOOD, D. M. (1984). Discussion on specimen size effect in *simple shear* test. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. GT3, p. 439-442.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: **D 2487**. Philadelphia, p.11, 1993.
- 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)**, v. 106, n. GT5, p. 499-529.
- ANSELL, P.; BROWN, S. F. (2008). A cyclic *simple shear* apparatus for dry granular materials. **Geotechnical Testing Journal**. v. 1, n. 2, , pp. 82-92.
- 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**, v. 106, n. GT4, p. 419-433.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Rochas e solos – Terminologia: **NBR 6502**. Rio de Janeiro, 1995.
- _____. Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpo de prova cilíndricos – Método de ensaio: **NBR 12025**. Rio de Janeiro, 2012.
- ATKINSON, J. H.; LAU, W. H. W.; POWELL, J. J. M. (1991). Measurement of soil strength in *simple shear* tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 28, n. 2, p. 255-262.
- BERNARDES, J. A. (2008). **Desenvolvimento de um equipamento hollow cylinder torsional para o estudo de tensões e deformações em subleitos**. 320 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- BISHOP, A.W.; GREEN, G.E.; GARGA, V.K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J.D. (1971). A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. **Géotechnique**, v, 21, n 4, p. 273-328.
- BJERRUM, L.; LANDVA, A. (1966). Direct *simple shear* tests on a Norwegian quick clay. **Géotechnique**, v. 16, n. 1, p. 1-20.
- 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)**, v. 16, n. 1, p. 36-45.

BOYLAND, N.; LONG, M. (2009). Development of a direct *simple shear* apparatus for peat soils. **Geotechnical Testing Journal**, v. 32, n. 2, p. 126-138.

BUDHU, M. (1984a). Nonuniformities imposed by *simple shear* apparatus. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, p. 125-137.

BUDHU, M. (1984b). On comparing *simple shear* and triaxial test results. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 110, n. 12, p. 1809-1814.

BUDHU, M. (1985). Lateral stresses observed in two *simple shear* apparatus. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 6, p. 698-711.

BUDHU, M. (1988a). Failure state of a sand in *simple shear*. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, p. 395-400.

BUDHU, M. (1988b). The mechanism of failure under cyclic *simple shear* strain. **Soils and Foundations**, v. 28, n. 4, p. 119-129.

BUDHU, M.; BRITTO, A. (1987). Numerical analysis of soils in *simple shear* devices. **Soils and Foundations**, v. 27, n. 2, p. 31-41.

CASAGRANDE, A. Liquefaction and cyclic deformation of sands – a critical review. **Harvard Soil Mechanics Series**, Harvard University, Cambridge, Mass., n. 88, Jan 1976.

CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. 2005, 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CASAGRANDE, M. D. T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. 2001, 95 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

CASAGRANDE, M.D.T.; CONSOLI, N.C.; COOP, M.R. (2006). Behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, n. 11, v. 132, p. 1505-1508.

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.

CHU, H. H.; VUCETIC, M., (1992). Settlement of compacted clay in a cyclic direct *simple shear* device. **Geotechnical Testing Journal**, v. 15, n. 4, p. 371-379.

CONSOLI, N.C.; CASAGRANDE, M.D.T.; COOP, M.R. (2007). Performance of a fibre-reinforced sand under large shear strains. **Geotechnique**, n. 9, v. 57, p. 751-756.

CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008. 208 f. Tese (Doutorado em

Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

DALLA ROSA, F. **Comportamento Mecânico de um Solo Cimentado Curado Sob Tensão em Ensaios Triaxiais**. 2006. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2009. 191 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2009. 190 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

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.

de ALBA, P.; SEED, H. B.; CHAN, C. K. (1976). Sand liquefaction in large-scale *simple shear* tests. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **Proceedings** (ASTM), New York, v. 102, n. GT 9. p. 909-927.

DESTRADE, M.; MURPHY, J. G.; SACCOMANDI, G. (2012). *Simple shear* is not so simple. **International Journal of Non-Linear Mechanics**, v. 47, n. 2, p. 210-214.

DOHERTY, J. P.; FAHEY, M. (2011a). A three-dimensional finite element study of the direct *simple shear* test. **Proceedings**. 2nd Int. Symp. on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG2, Perth, Western Australia 1, 341–346.

DOHERTY, J. P.; FAHEY, M. (2011b). Three-dimensional finite element analysis of the direct *simple shear* test. **Computer and Geomechanics**, v. 38, n. 7, p. 917-924.

DOROUDIAN, M.; VUCETIC, M., (1995). A direct *simple shear* device for measuring small-strain behavior. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 1, p. 69-85.

dos SANTOS, V.R. **Desenvolvimento de equipamento *ring shear* para avaliação do comportamento de solos a grandes deformações**. 2012. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

DOUNIAS, G. T.; POTTS, D. M. (1993). Numerical analysis of drained direct and *simple shear* tests. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 13, p. 1870-1891.

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, v. 1, p. 101-109.

DYVIK, R.; BERRE, T.; LACASSE, S.; RAADIM, S. (1987). Comparison of truly undrained and constant volume direct *simple shear* tests. **Géotechnique**, v. 37, n. 1, p. 3-10.

FESTUGATO, L. **Comportamento de novos compósitos geotécnicos fibrosos submetidos a carregamentos cíclicos**. 2009. 110 f. . Exame de Qualificação de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

FESTUGATO, L. **Comportamento mecânico de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2011. 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. (2015). Cyclic shear behavior of fibre-reinforced mine tailings. **Geosynthetics International**, v. 22, n. 2, p. 196-206.

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. (2013). Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. **Géotechnique Letters**, v. 3, n. 1, p. 5-12.

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**, v. 97, n. SM4, p. 639-659.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. 188 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FRANKE, E.; KIEBUSCH, M. SCHUPPENER, B. (1979). A new direct *simple shear* device. **Geotechnical Testing Journal**, v. 2, n. 4, p. 190-199.

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.

GUO. P. Modified direct *simple shear* for anisotropic strength of sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York: ASCE, v. 134, n. 9, p. 1311-1318, Sep 2008.

HARRIS, H. D.; BAKKER, D. M., 1994. A servo controlled *simple shear* box. **Soil & Tillade Research**, United Kingdom, v. 31, p 23-35.

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**, v. 33, n. 4, p. 355-383.

ISHIHARA, K.; YAMAZAKI, F. (1980). Cyclic *simple shear* tests on saturated sand in multi-directional loading. **Soils and Foundations**, v. 20, n. 1, p. 45-59.

- KANG, X.; CHENG, Y.; GE, L. (2015). Radial strain behaviours and stress state interpretation of soil under direct simple shear. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 43, n. 6, p. 1-8.
- KAYA, Z.; ERKEN, A. (2015). Cyclic and post-cyclic monotonic behavior of Adapazari soils. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 77, p. 83-96.
- KJELLMAN, W. (1951). Testing the shear strength of clay in Sweden. **Géotechnique**, v. 2, n. 3, p. 225-232.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons, New York, 553p.
- LANZO, G.; VUCETIC, M.; DOROUDIAN, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in *simple shear*. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 11, p. 1035-1042.
- 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.
- 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.
- 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)**, v. 98, n. 1, p. 155-160.
- MAO, X., FAHEY, M. Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic *simple shear*. **Géotechnique**, v. 53, n. 8, p. 715–727, 2003.
- MARCON, L. P. **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS**. 2005. 148 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- MARQUES, S. F. V. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial para estudo do comportamento de uma areia artificialmente cimentada a altas tensões de confinamento**. 2014. 192 f. Exame de Qualificação de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- MAYNE, P.W.; KULHAWY, M. (1982). K₀-OCR relation in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 108, n. GT6, p. 851-872.
- MONKUL, M. M., GÜLTEKIN, C.; GÜLVER, M.; AKIN, Ö.; ESELLER-BAYAT, E. (2015). Estimation of liquefaction potential from dry and saturated sandy soils under drained constant volume cyclic simple shear loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 75, p. 27-36.

- NISHIMURA, S.; JARDINE, R.J.; BROSSE, A. (2008). Simple shear testing of London Clay in hollow cylinder apparatus. **Proceedings** of the 4th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials.
- NUNES, L. C. S.; MOREIRA, D. C. *Simple shear* under large deformation: experimental and theoretical analyses. **European Journal of Mechanics A/Solids**, London, v. 42, p. 315-322, July 2013.
- ODA, M. (1975). On the relations $\tau/\sigma_n = K_0 \tan \psi$ in the *simple shear* test. **Soils and Foundations**, v. 15, n. 4, p. 35-41.
- PEACOCK, W. H.; SEED, H. B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, **Proceedings** (ASTM), New York, v. 94, n. SM 3, p. 689-708.
- PERAZZOLO, L. **Equipamento para ensaios *simple shear***. 2008. 243 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- PINTO, C. S. (2000). **Curso básico de mecânica dos solos**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 247p.
- PORCINO, D.; CARIDI, G.; GHIONNA, V. N. (2008). Undrained monotonic and cyclic simple shear behavior of carbonate sand. **Géotechnique**, v. 58, n. 8, p. 635-644.
- POTTS, D.M.; DOUNIAS, G.T.; VAUGHAN, P.R. (1987). Finite element analysis of the direct shear box test. **Géotechnique**, v. 37, n. 1, p. 11-23.
- PRICE G. P.; TOROK, P. A. (1989). A new *simple shear* deformation apparatus for rocks and soil. **Tectonophysics**, ELSIVIER SPBV, Amsterdam, v. 158, p. 291-309.
- RANDOLPH, M. F., WROTH, C. P. Application of the failure state in undrained *simple shear* shaft capacity of driven piles. **Géotechnique**, v. 31, n. 1, p. 143–157, 1981.
- ROSCOE, K.H. (1970). Tenth Rankine Lecture: The influence of strains in soil mechanics. **Géotechnique**, v. 20, p. 129-170.
- SAADA, A.S.; FRIES, G.; KER, C.C. (1983a). Stress induced in short cylinders subject to axial deformation. **Soils and Foundations**, v. 23, n. 1, p. 114-118.
- SACHETTI, A S. **Nova abordagem para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2014. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- SHAW, P.; BROWN, S.F. (1986). Cyclic *simple shear* testing of granular materials. **Geotechnical Testing Journal**, v. 9, n. 4, p. 213-220.
- 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.

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, v. 3, p. 281-288.

SKEMPTON, A.W. (1985). **Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory**. *Géotechnique*, vol, 35, no 1, p. 3-18.

SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidos a carregamentos estáticos visando à pavimentação**. 2000. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SPINELLI, L.F. **Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados**. 1999. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

TATSUOKA, F.; SILVER, M. (1981). Undrained stress-strain behavior of sand under irregular loading. **Soils and Foundations**, v. 21, n. 1, p. 51-66.

VASCONCELOS, M.F.C. (1992). **A resistência residual de solos determinada através do ensaio de cisalhamento por torção**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 1992.

VUCETIC, M.; LACASSE, S. (1982). Specimen size effect in *simple shear* test. **Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)**, v. 108, n. GT12, p. 1567-1585.

VUCETIC, M.; LACASSE, S. (1984). Closure to Specimen size effect in *simple shear* test. **Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)**, v. 110, n. 3, p. 447-453.

WESTERBERG, B.; MÜLLER, R.; LARSSON, S. (2015). Evaluation of undrained shear strength of Swedish fine-grained sulphide soils. **Engineering Geology**, v. 188, p. 77-87.

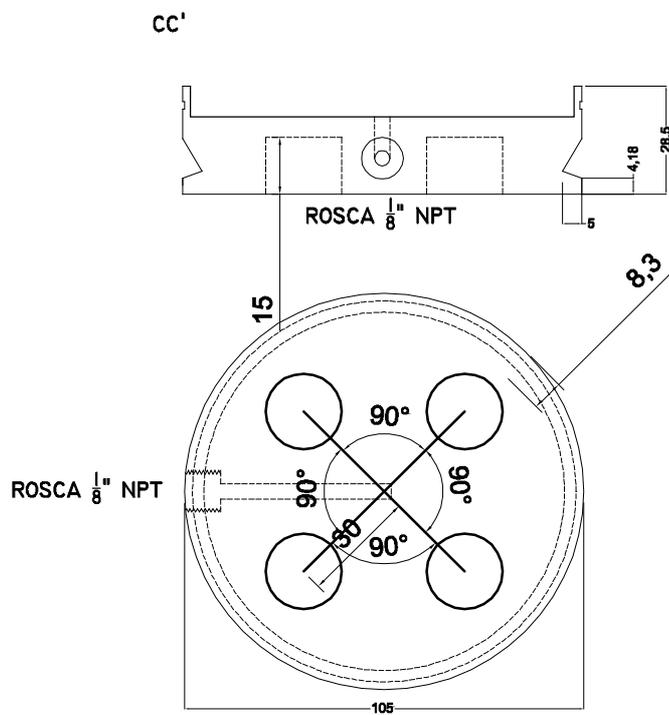
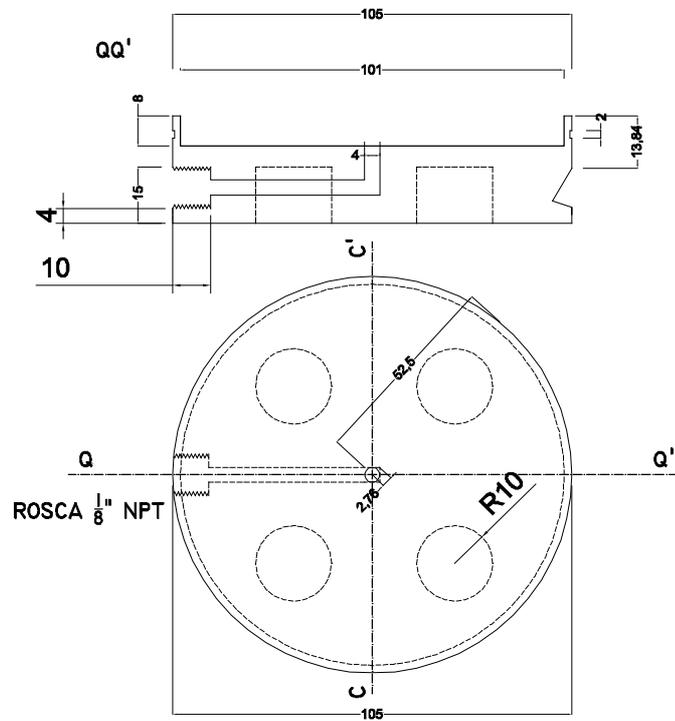
WHANG, D.H. (2001). **Seismic compression of compacted soils**. PhD Thesis, University of California, Los Angeles, 209p.

WOOD, D.M.; DRESCHER, A.; BUDHU, M. (1979). On the determination of stress state in the *simple shear* apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, v. 2, n. 4, p. 211- 221.

WROTH, C.P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. **Géotechnique**, v. 34, n. 4, p. 449-489.

WROTH, C.P. (1987). The behavior of normally consolidated clay as observed in undrained direct shear tests. **Géotechnique**, v. 37, n. 1, p. 37-43

APÊNDICE A
PROJETO DO EQUIPAMENTO *SIMPLE SHEAR*



MODIFICADO RASGO DA PEÇA
INTERNO DE 4 PARA 8 MM

SIMPLE SHEAR

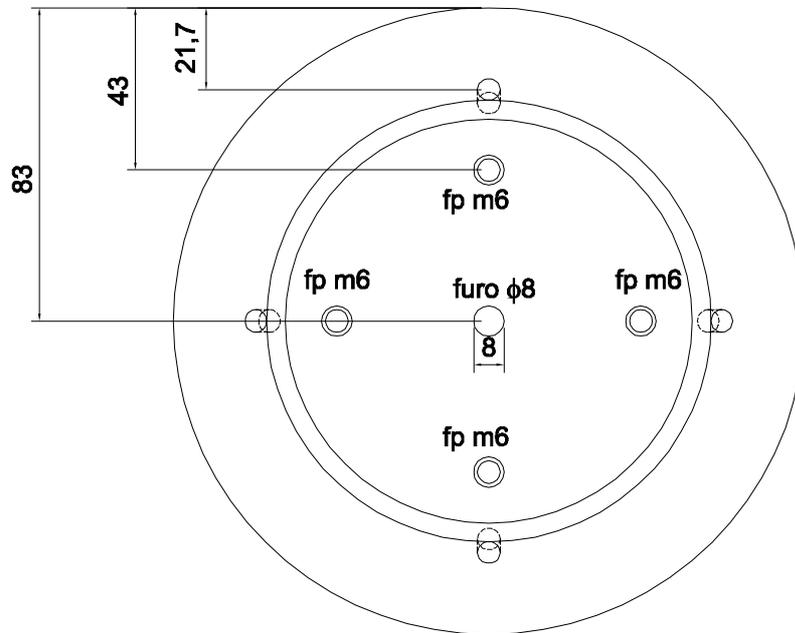
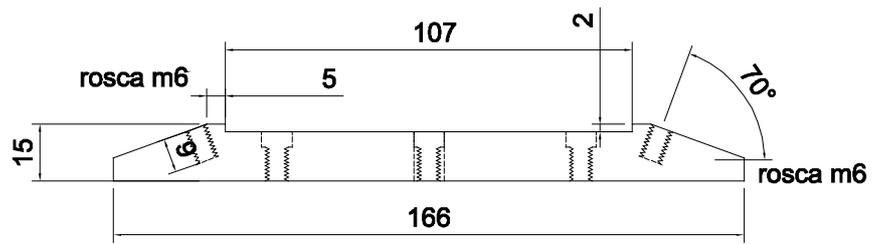
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
cabeçote 100 mm - 2 peças

1:2

a4

tc01



SIMPLE SHEAR

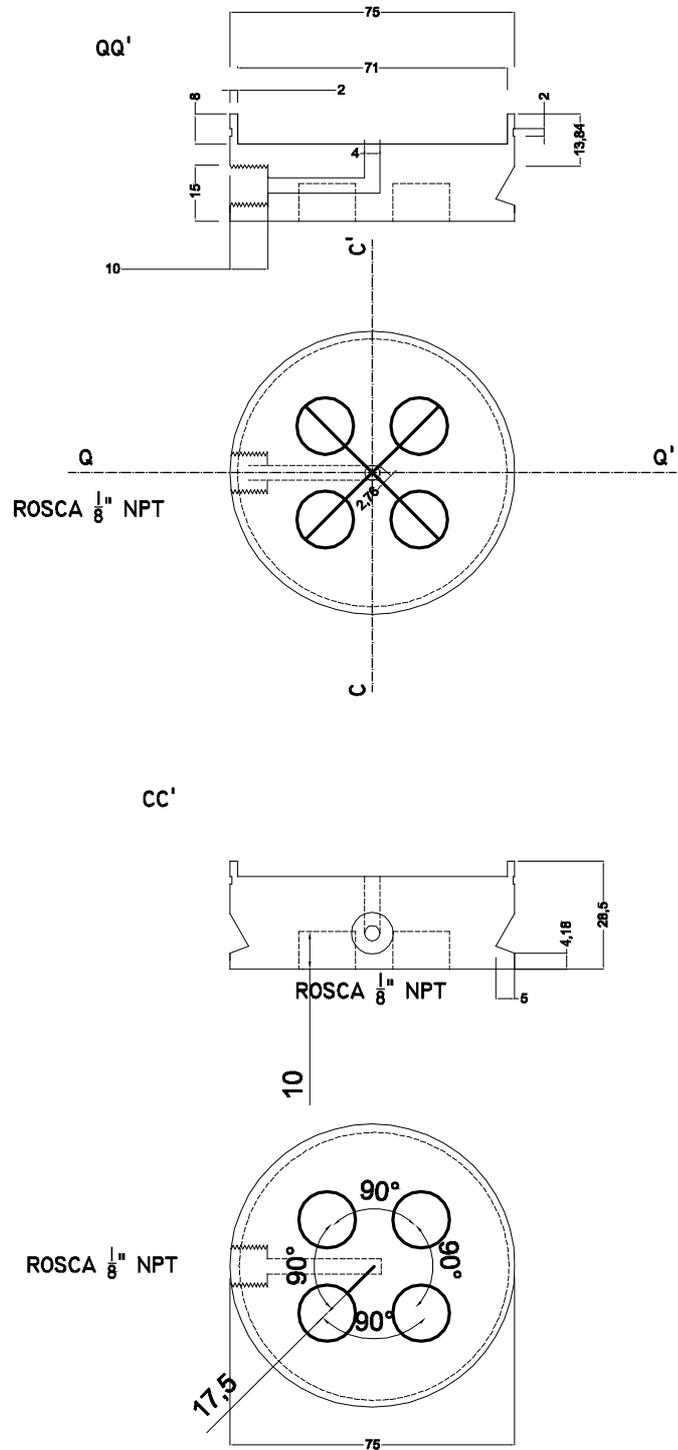
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
pedestal 100 mm - 2 peças

1:2

a4

tc02



MODIFICADO RASGO DA PEÇA
INTERNO DE 4 PARA 8 MM

SIMPLE SHEAR

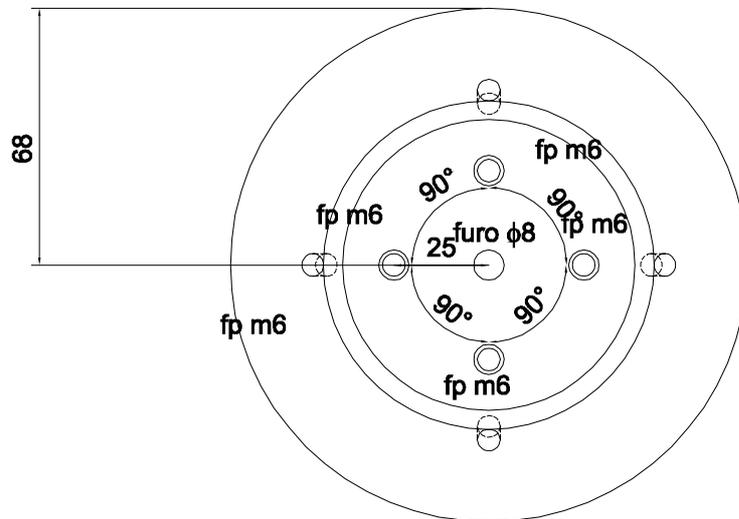
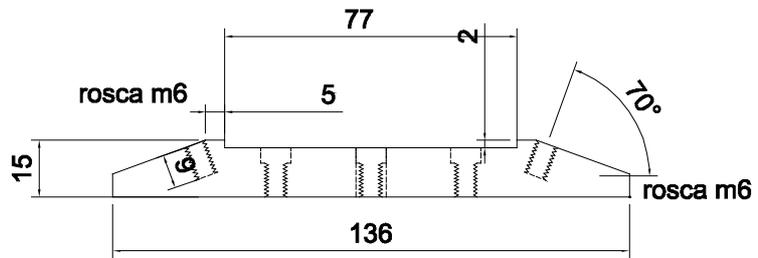
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
cabeçote 70 mm - 2 peças

1:2

a4

tc03



SIMPLE SHEAR

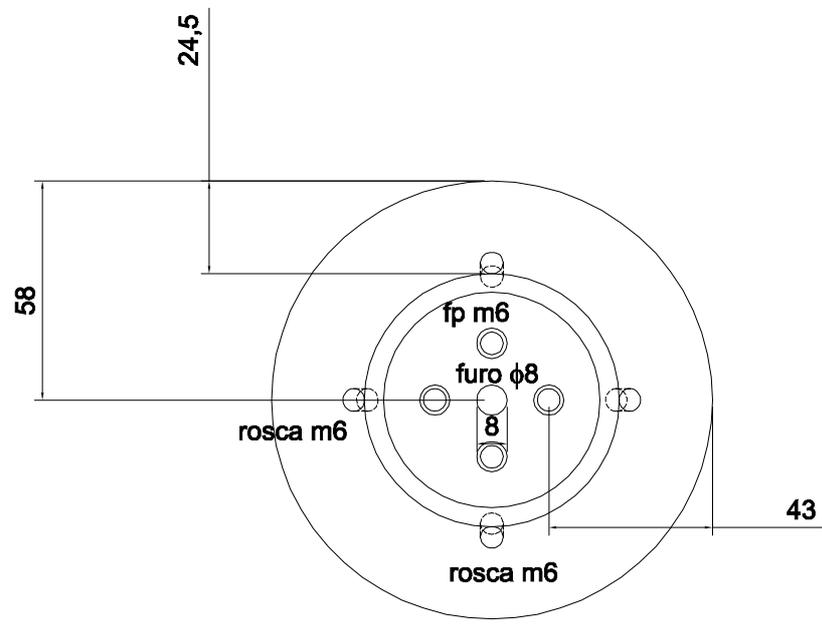
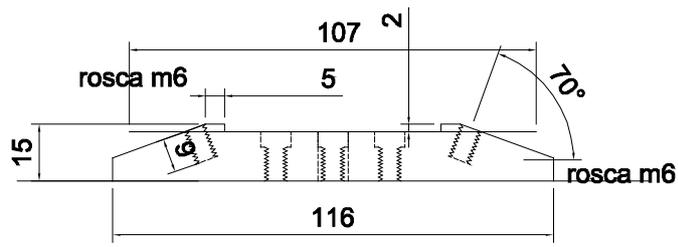
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
pedestal 70 mm - 2 peças

1:2

a4

tc04



SIMPLE SHEAR

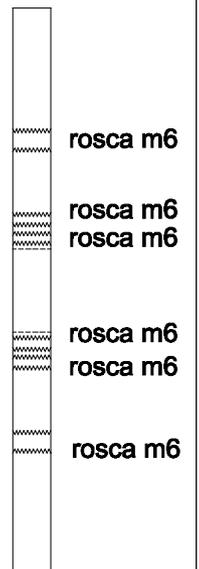
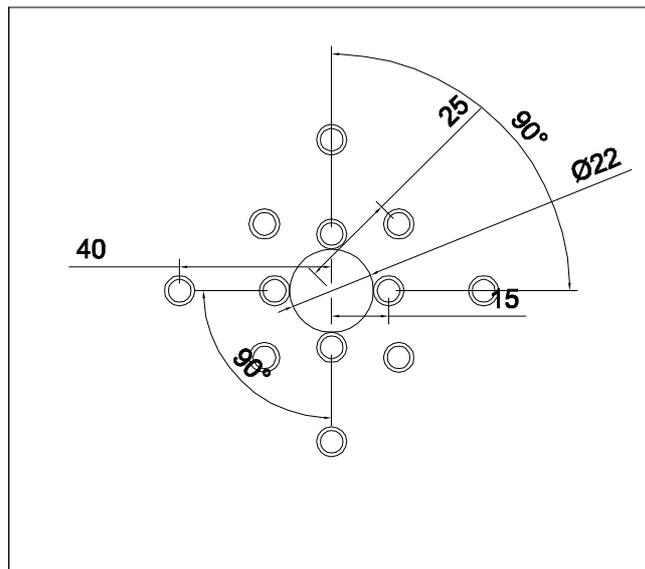
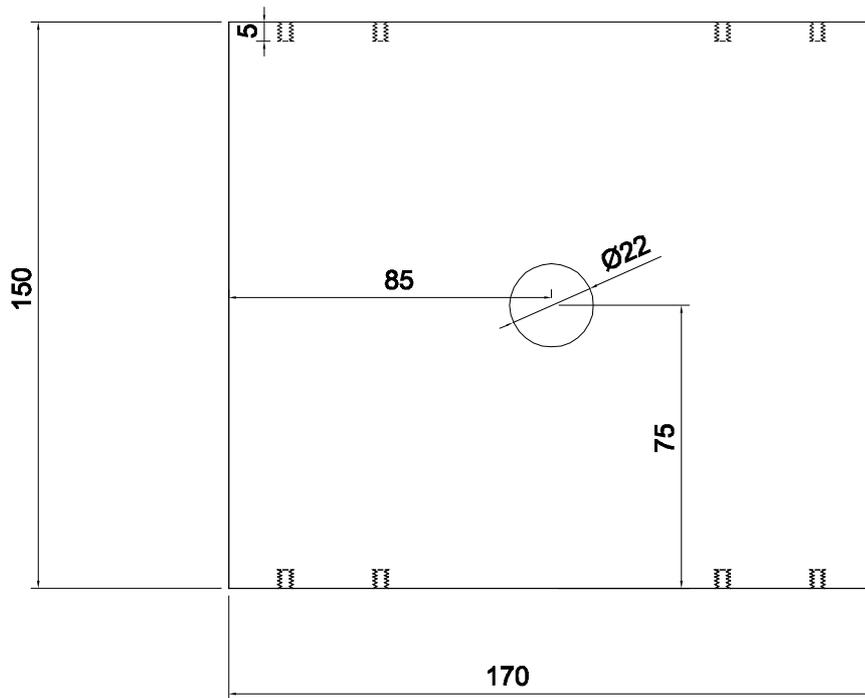
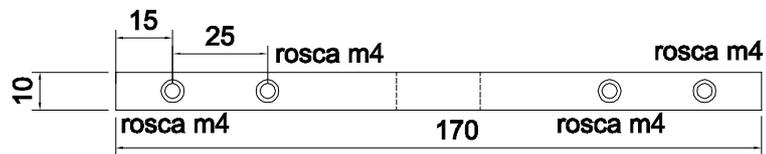
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
pedestal 50 mm - 2 peças

1:2

a4

tc06



SIMPLE SHEAR

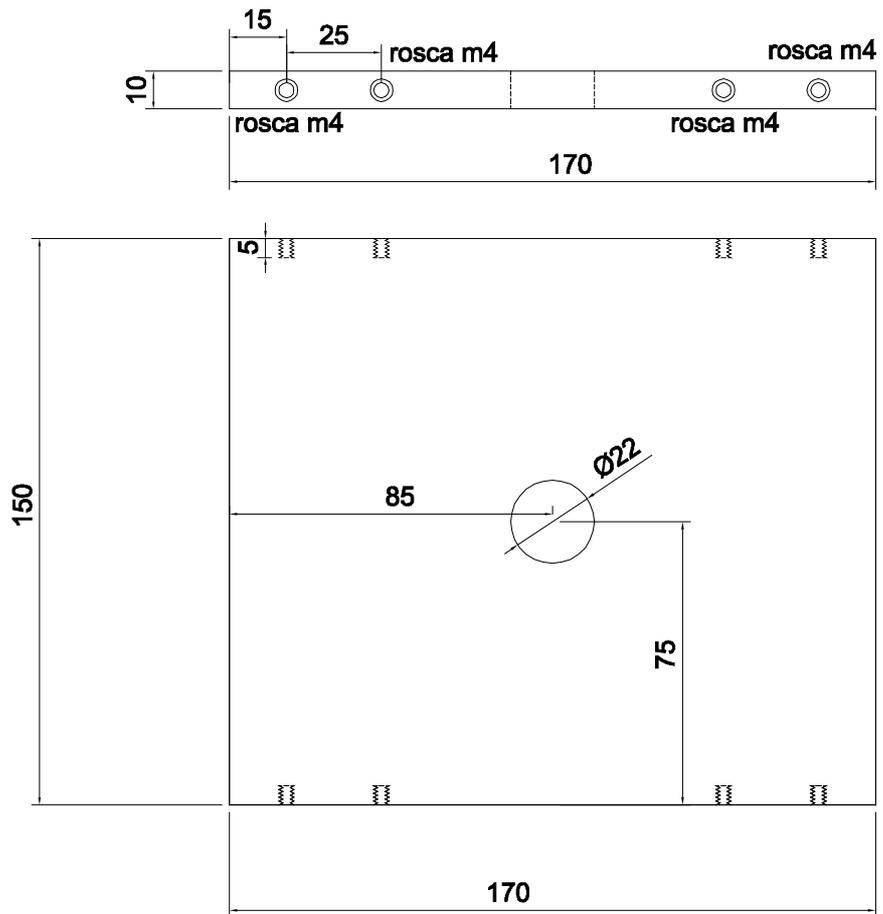
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
Suporte superior amostra

l:2

a4

tc07



SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

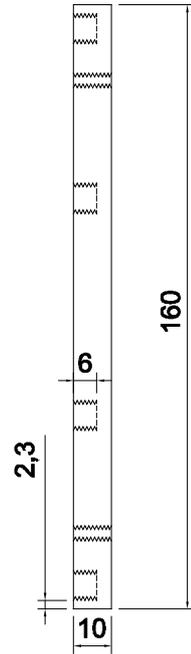
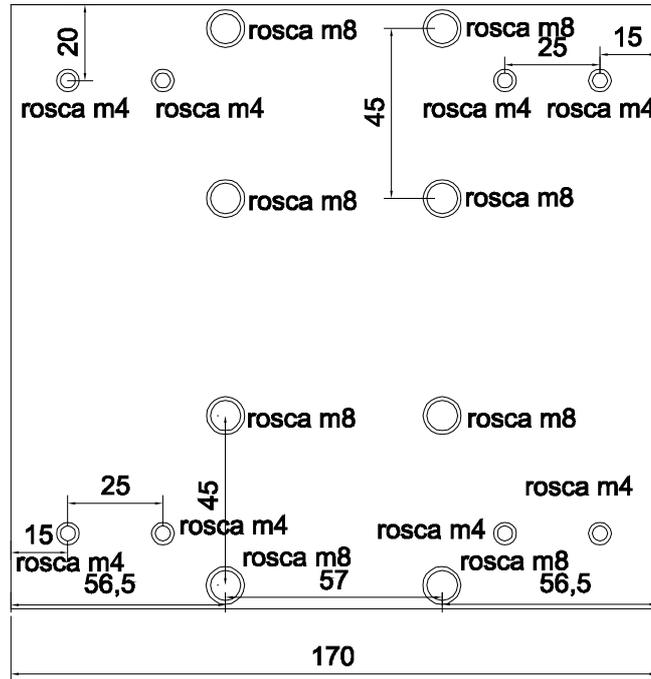
ALUMÍNIO ANODIZADO
Suporte desl vertical superior

1:2

a4

tc08

VERTICAL 2 PEÇAS



SIMPLE SHEAR

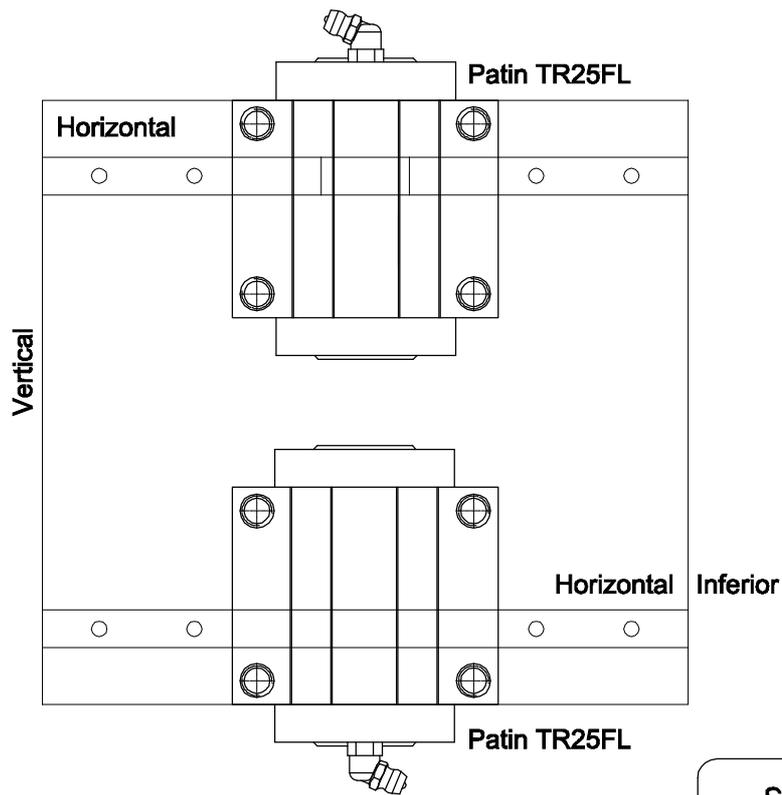
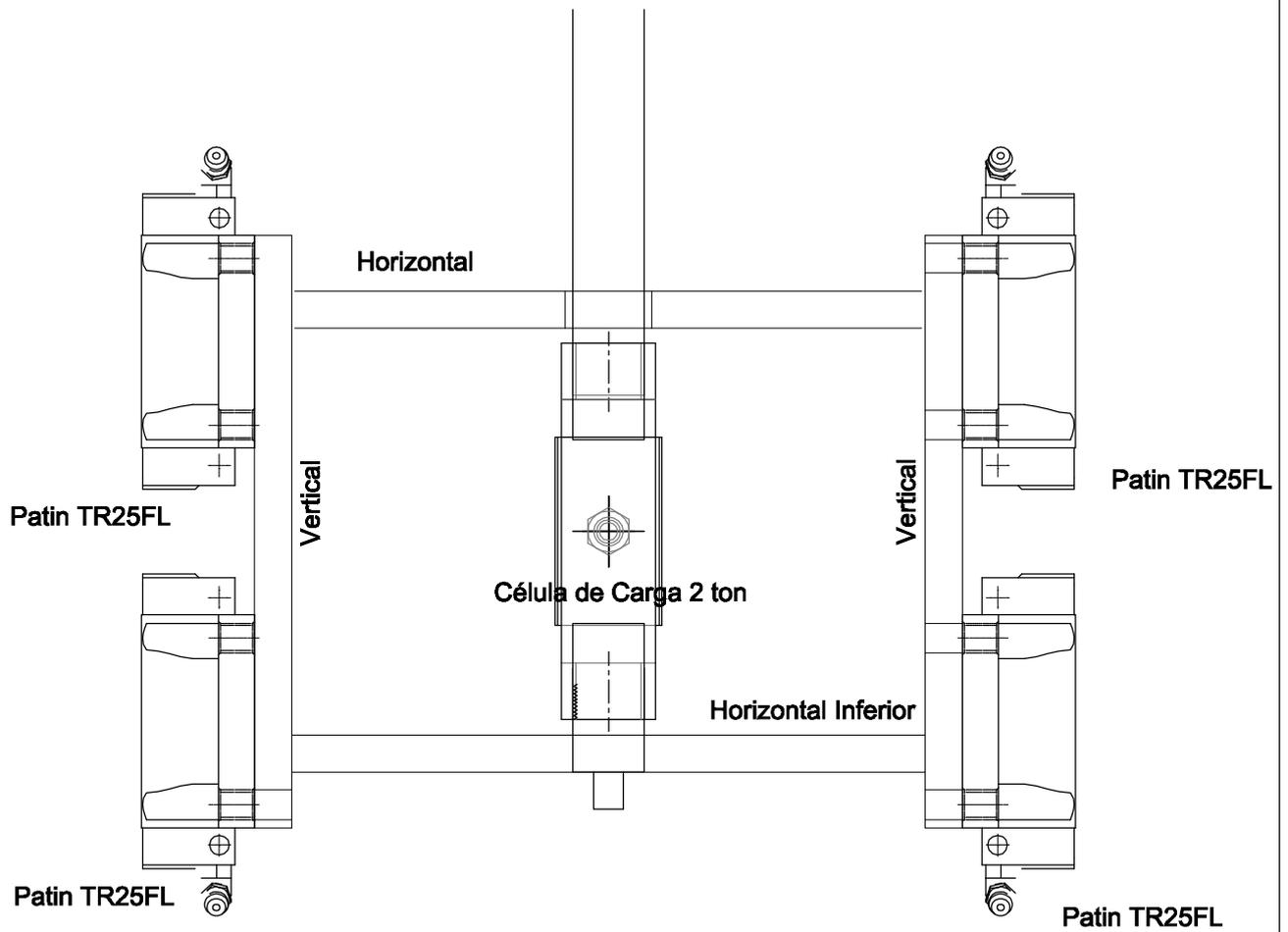
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
Suporte desl horizontal - 2 peças

l:2

a4

tc09



SIMPLE SHEAR

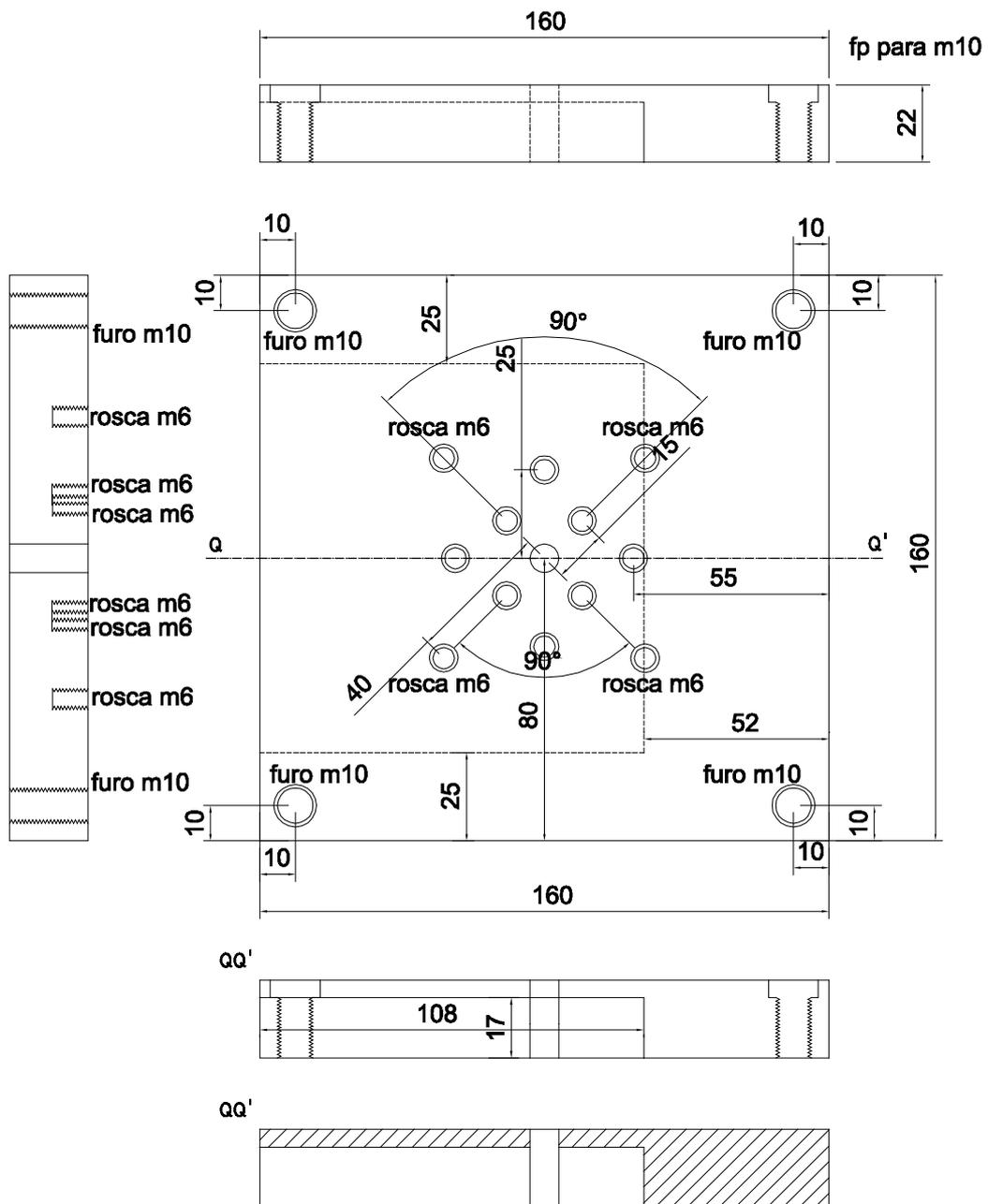
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

MONTAGENS PEÇAS 3 E 4

1:2

a4

tc10



SIMPLE SHEAR

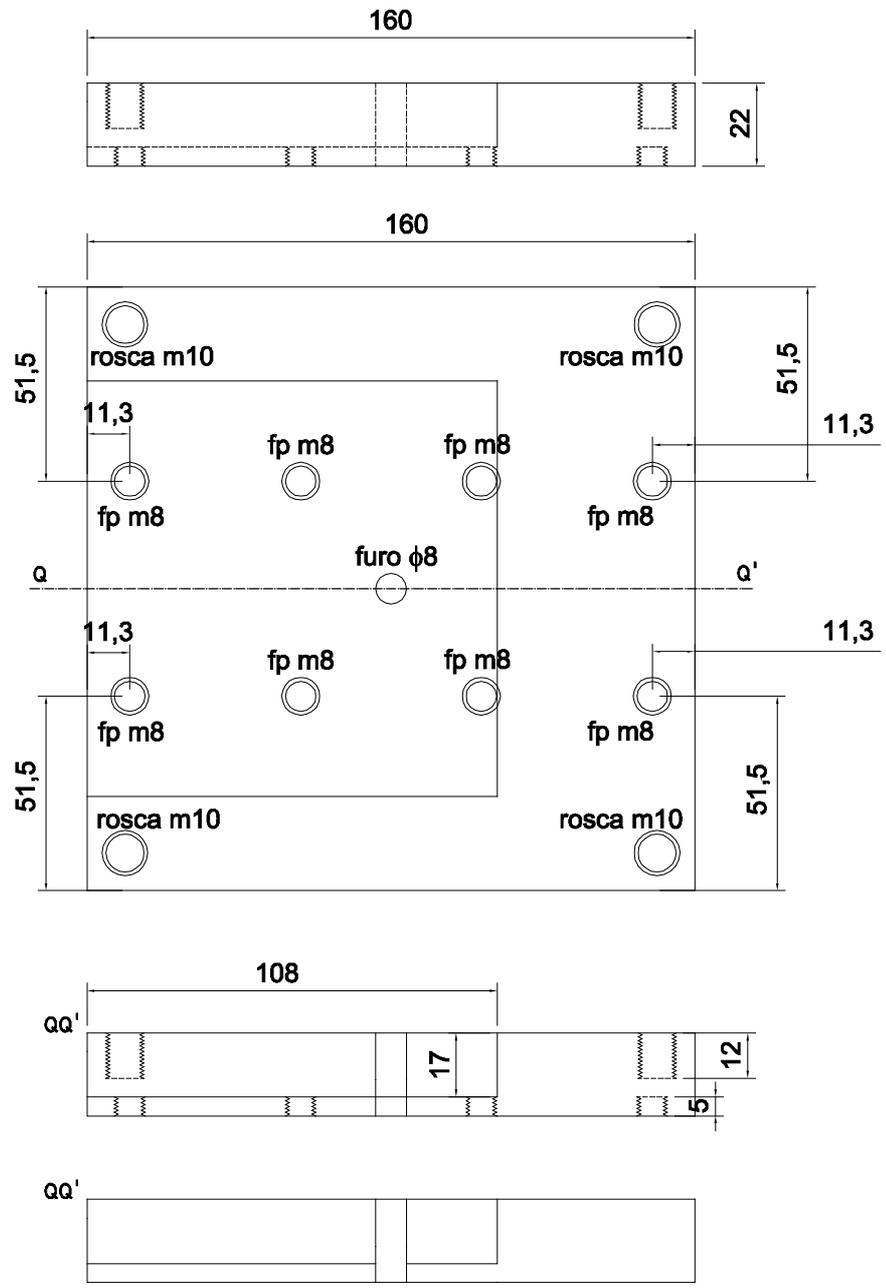
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
Cisalhamento - Base Superior

l:2

a4

tc11



SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

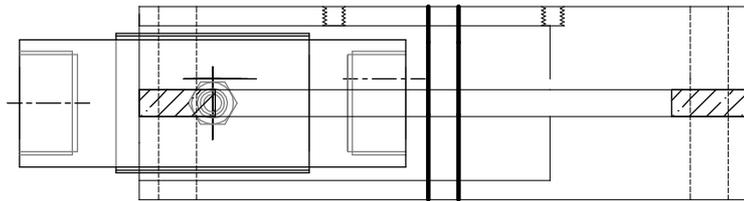
ALUMÍNIO ANODIZADO
Cisalhamento - Base Inferior

l:2

a4

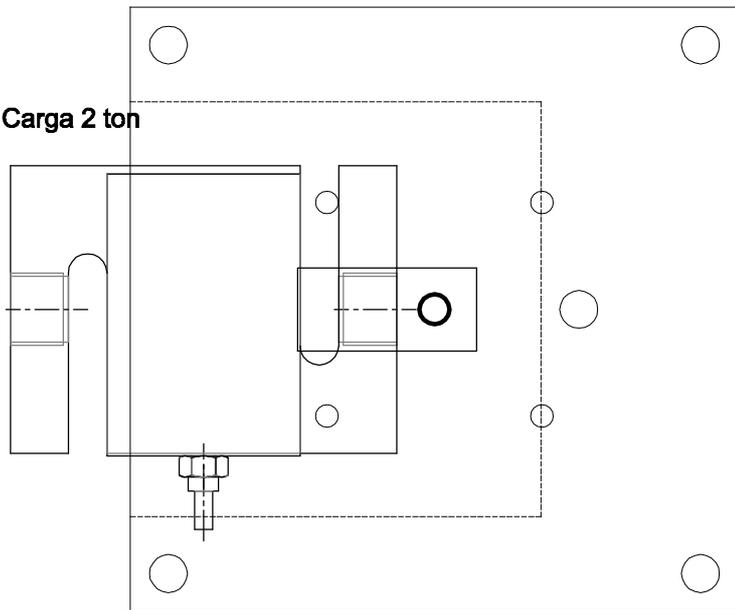
tc12

Célula de Carga 2 ton

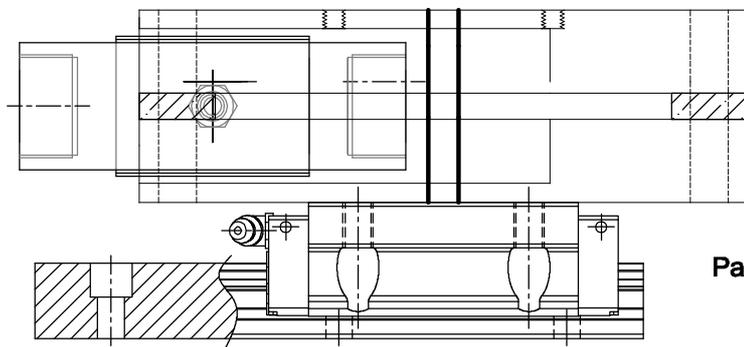


4x Arruela
altura 7 mm
diâmetro 10mm

Célula de Carga 2 ton



Célula de Carga 2 ton



Patin TR25FL

SIMPLE SHEAR

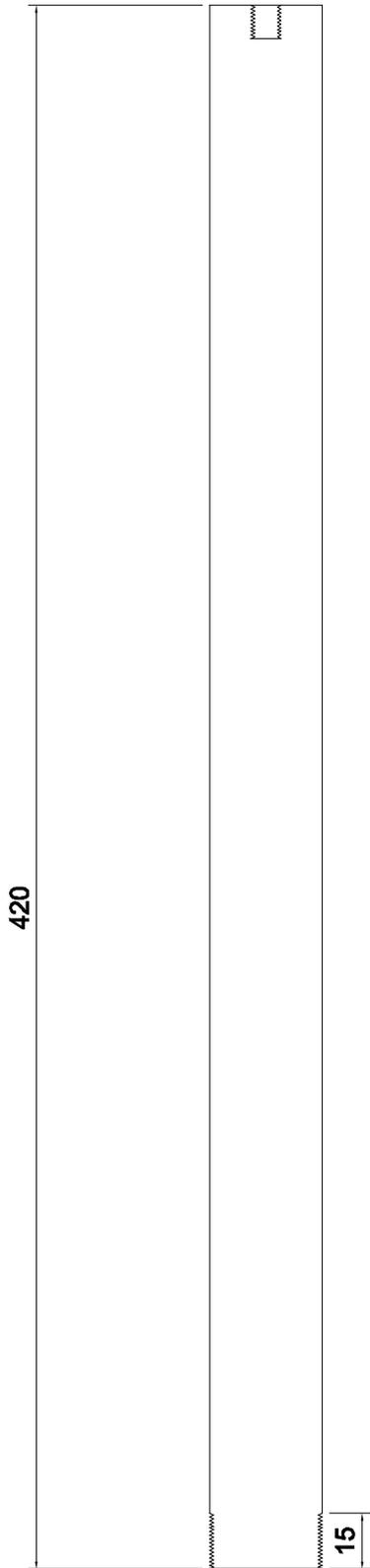
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

**ESQUEMA DE MONTAGEM DAS
PEÇAS 6 E 7 COM ARRUELA**

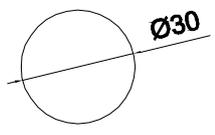
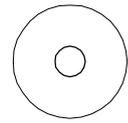
l:2

a4

tc13



rosca m8



rosca diametro 30 passo 1/2

SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
Hastes internas a câmara - 2 pçs

l:2

a4

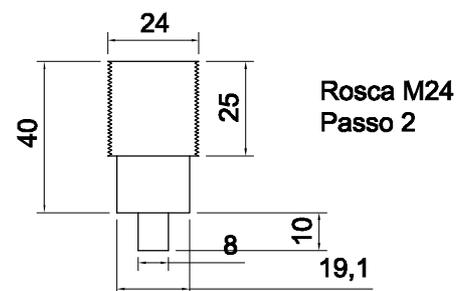
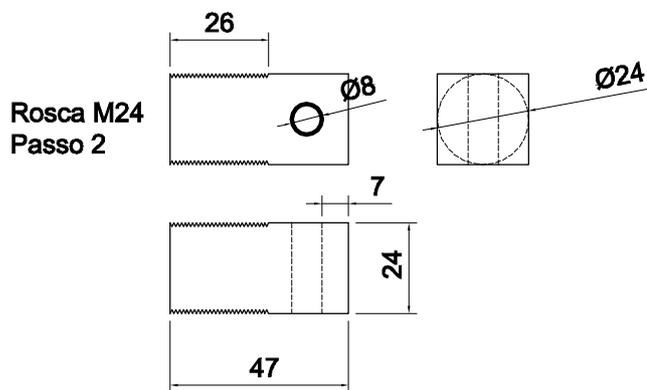
tc14

PINO DE CISALHAMENTO

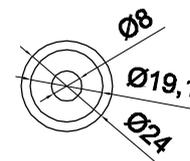
Comprimento referente a uma arruela com 7 mm de altura



CÉLULA DE CARGA HORIZONTAL



CÉLULA DE CARGA VERTICAL - INFERIOR



SIMPLE SHEAR

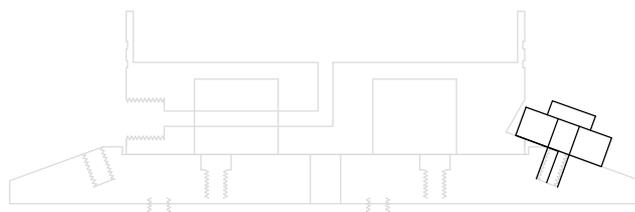
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AO INOXIDÁVEL
Conexões com célula de carga

l:2

a4

tc15



Discos para fixas peças da:
Total de discos 32
tc01 com tc02
tc03 com tc04
tc05 com tc06

SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

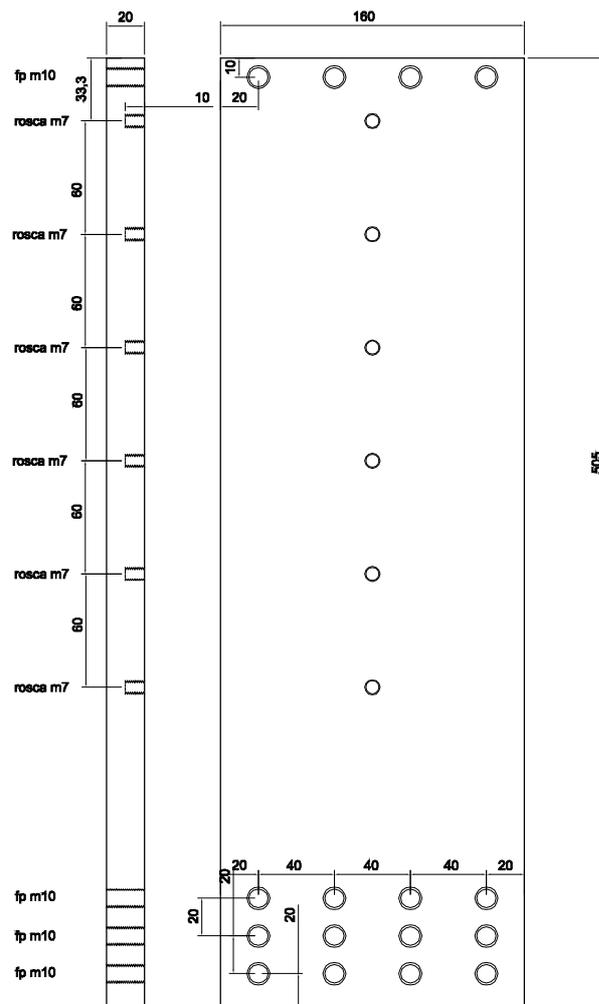
AÇO INOXIDÁVEL
Disco fixação - 32 pçs

l:2

a4

tc16

REAÇÃO AO CARREGAMENTO VERTICAL E ESPERA PARA TRILHOS - 2 PEÇAS



SIMPLE SHEAR

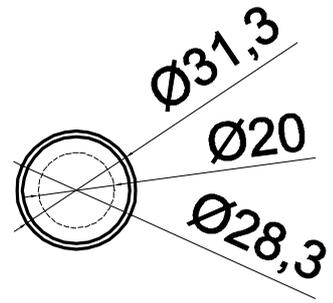
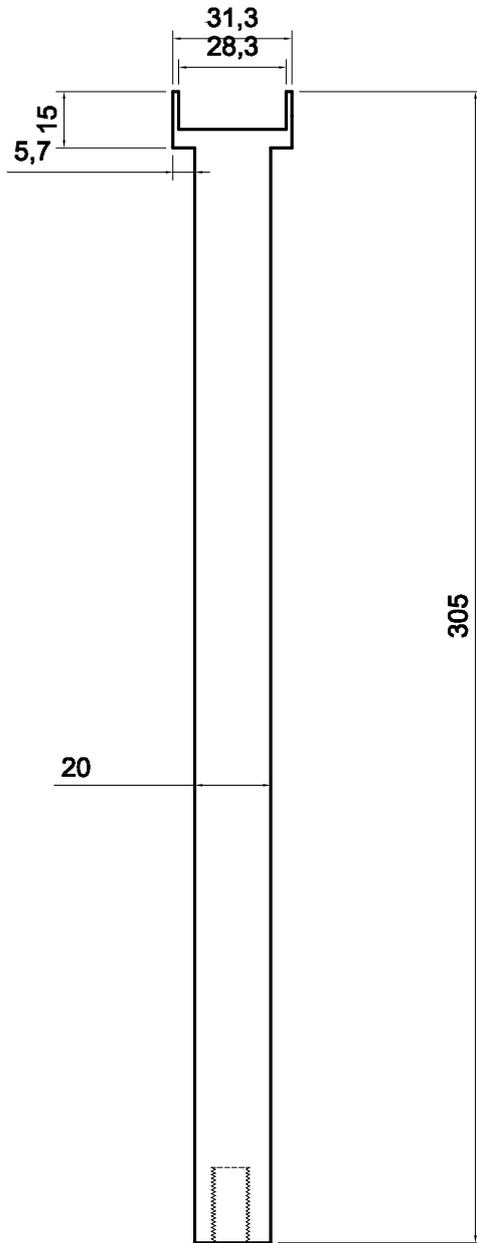
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Reação carregamento vertical- 2 pçs

l:4

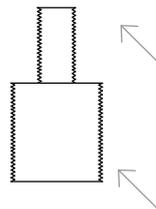
a4

tc17



M10 Passo 2

Acoplamento para célula de carga



M10 Passo 2

M24 Passo 2

SIMPLE SHEAR

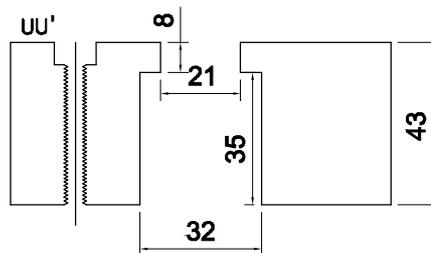
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
Deslocamento vertical

1:2

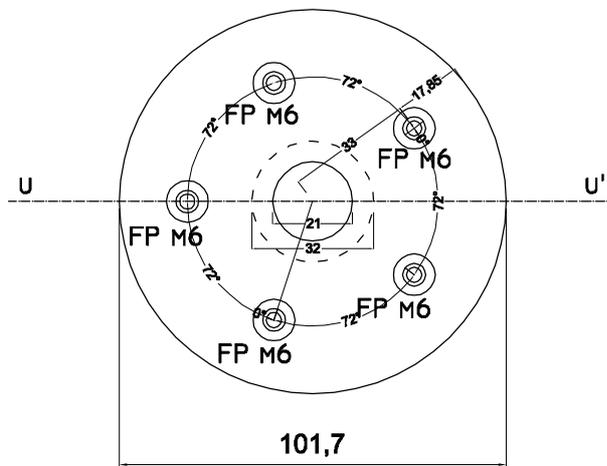
a4

tc18



PASSANTE M6

ENCAIXE PARA
ROLAMENTO LINEAR SKF OU NSK
D=32
DR=20
L=24



SIMPLE SHEAR

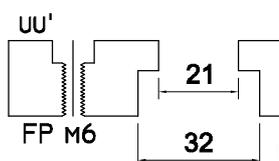
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ÁÇO INOXIDÁVEL
Sobre-tampa Vertical

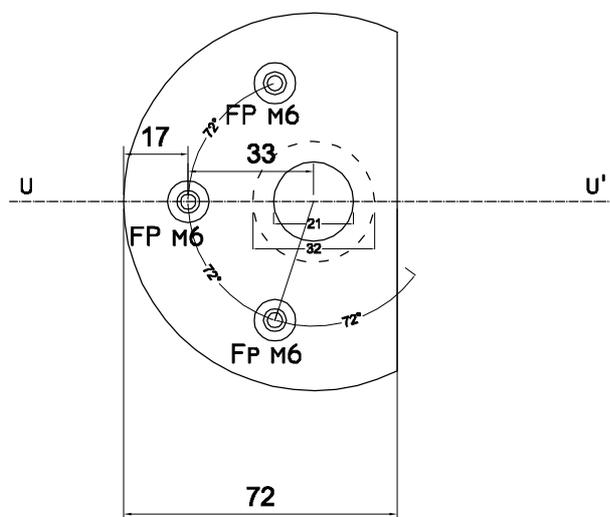
l:2

a4

tc19



ENCAIXE PARA
 ROLAMENTO LINEAR SKF OU NSK
 D=32
 DR=20
 L=24



SIMPLE SHEAR

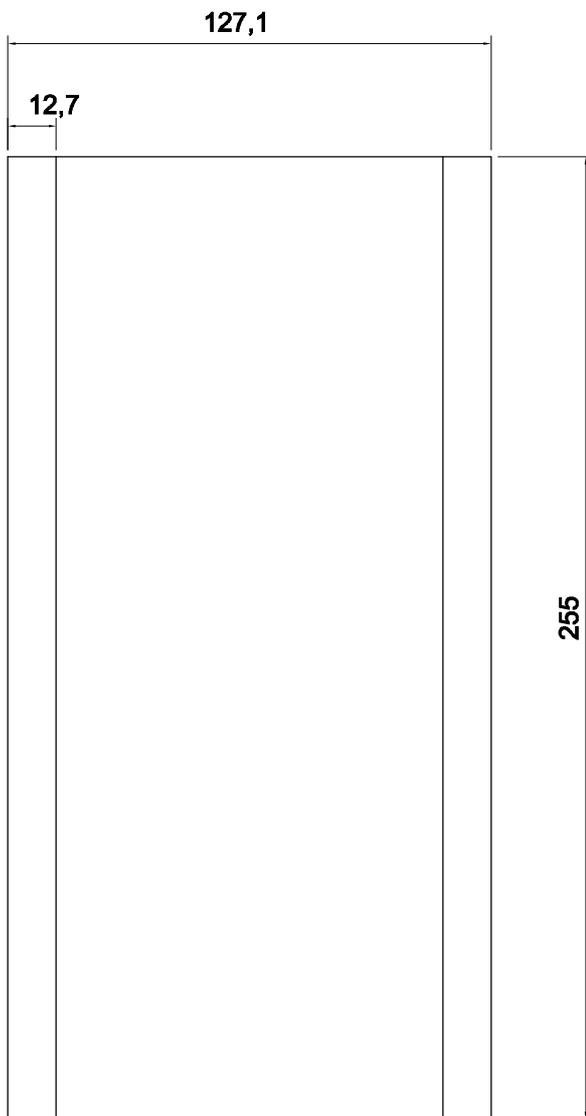
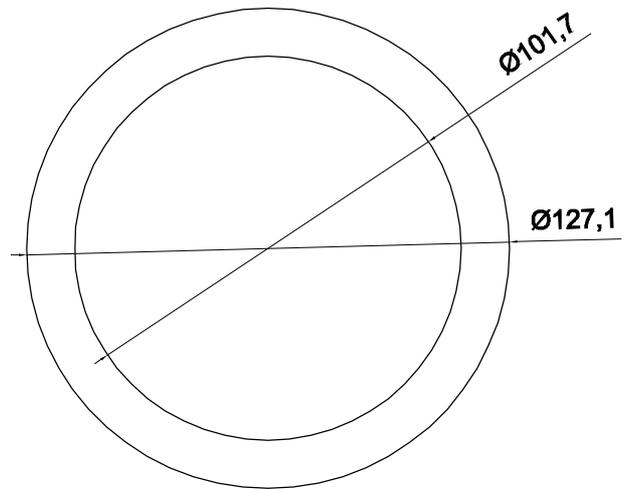
MARINA BELLAVER CORTE
 CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
 Sobre-tampa Horizontal

l:2

a4

tc20



DIÂMETRO INTERNO DEVE SER DE 101,7
 EXTERNO PODE VARIAR

SIMPLE SHEAR

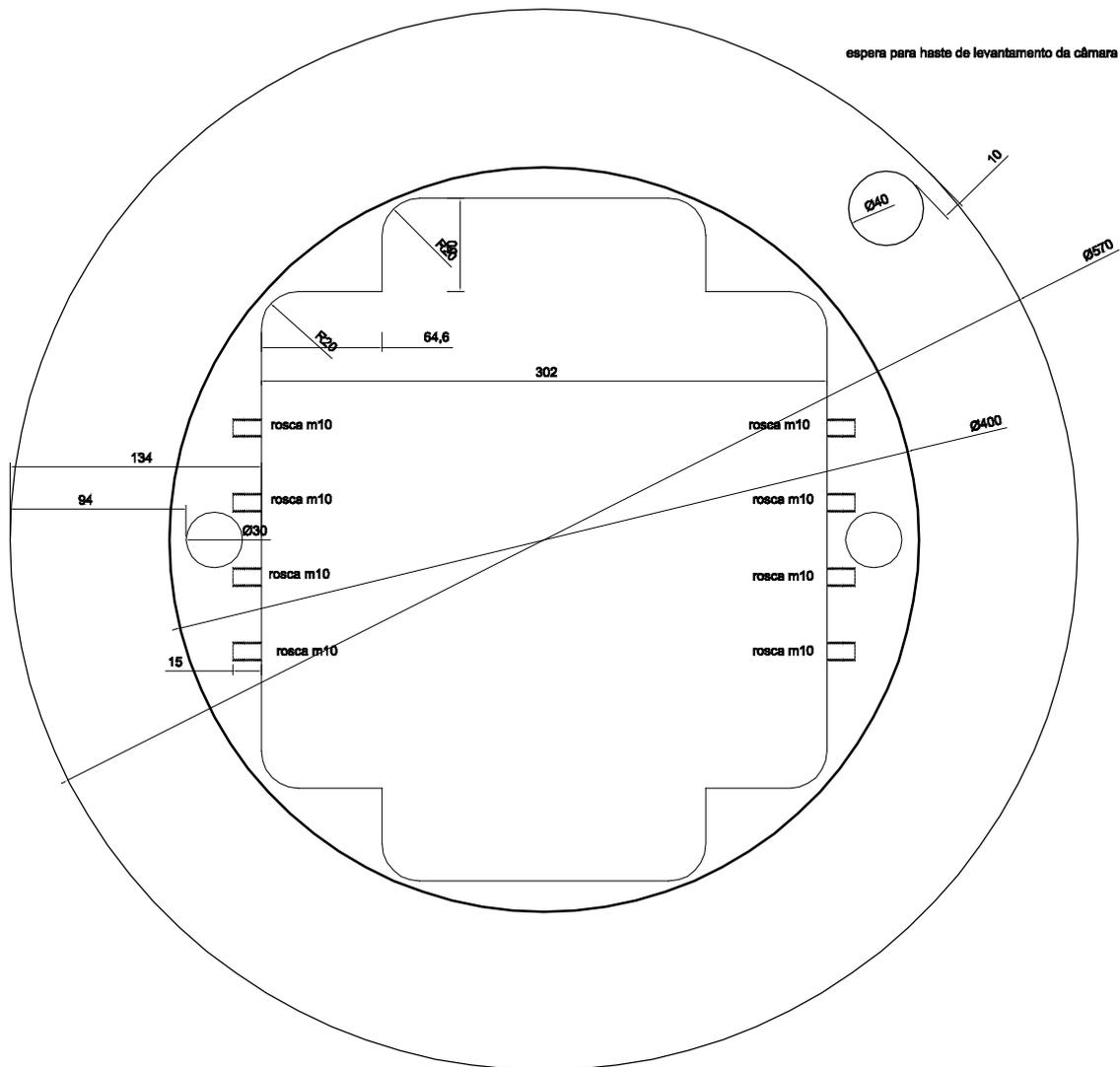
MARINA BELLAVER CORTE
 CREA-RS 198430

PEÇA COMPRADA-DIAMETRO PADRÃO
 Suporte para sobre-tampa

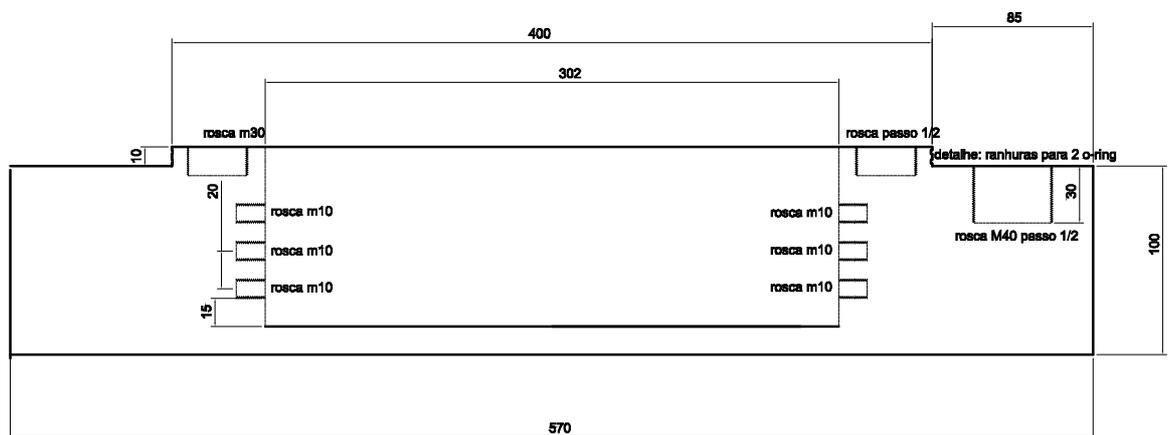
1:2

a4

tc21



LADO A



SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Base da Câmara

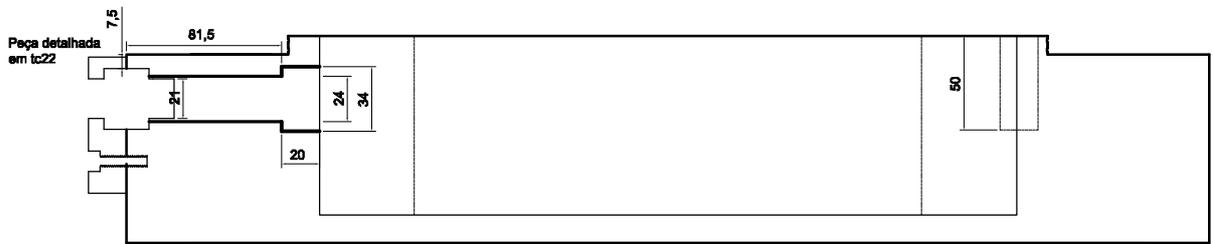
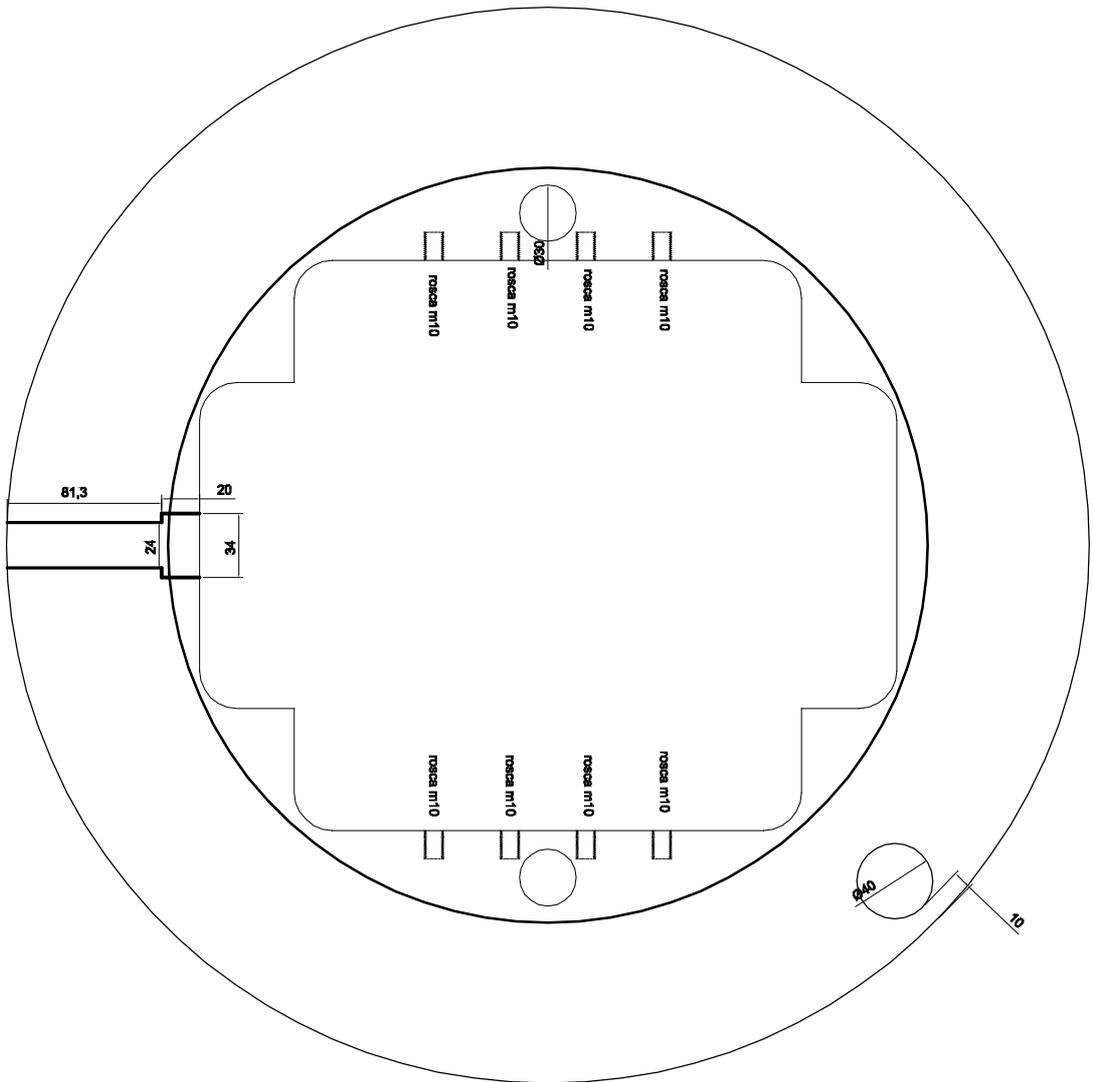
1:4

a4

tc22

LADO A

Furo para
entrada do pistão



Peça detalhada
em tc22

SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

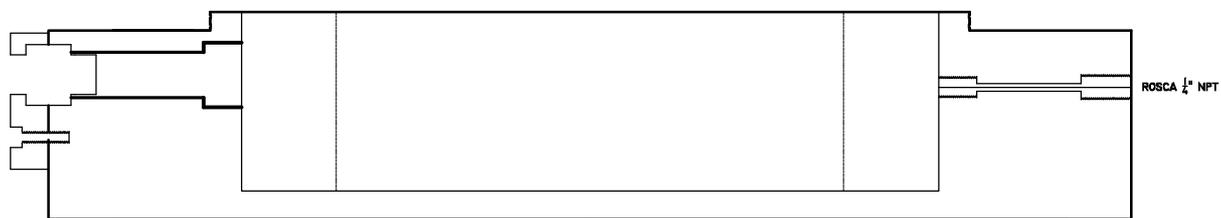
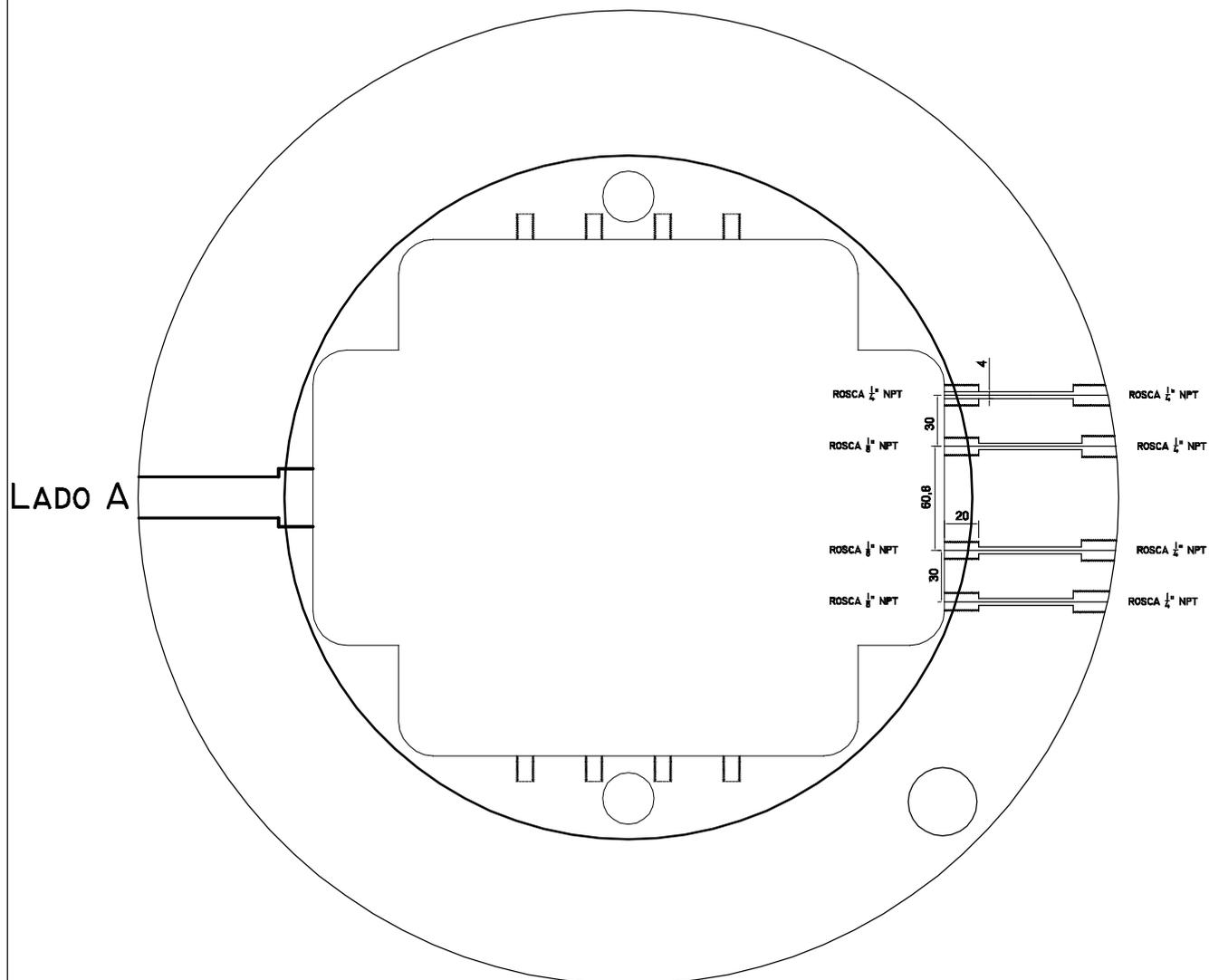
ALUMÍNIO INODIZADO
Base da Câmara

1:4

a4

tc23

ATENÇÃO: TAMANHOS DISTINTOS DE ENTRADA E SAÍDA!

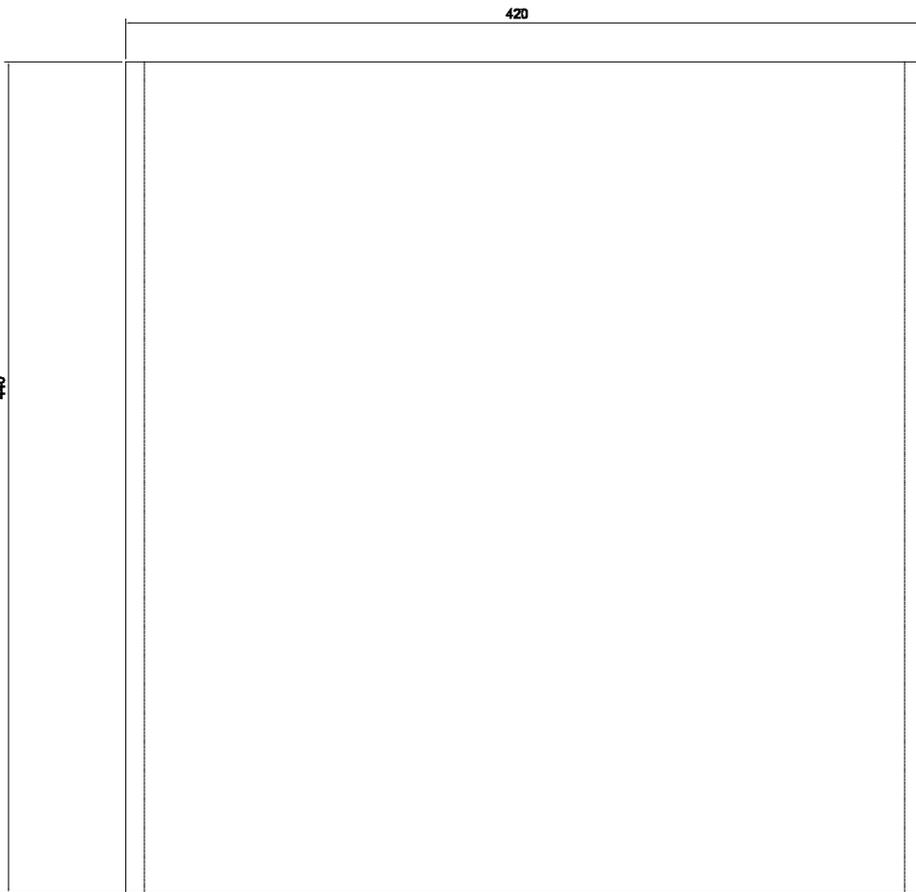
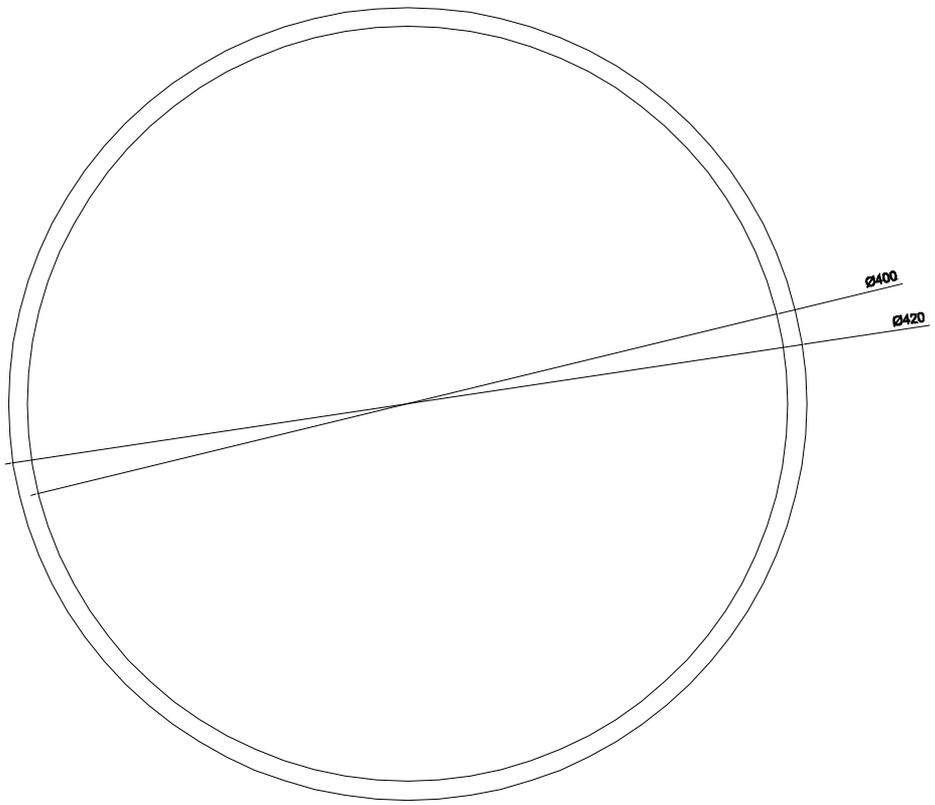


SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Base da Câmara

1:4 a4 tc24



SIMPLE SHEAR

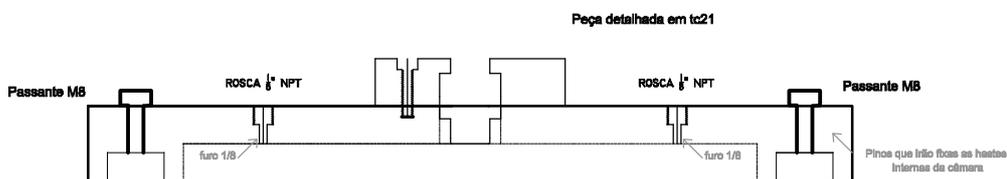
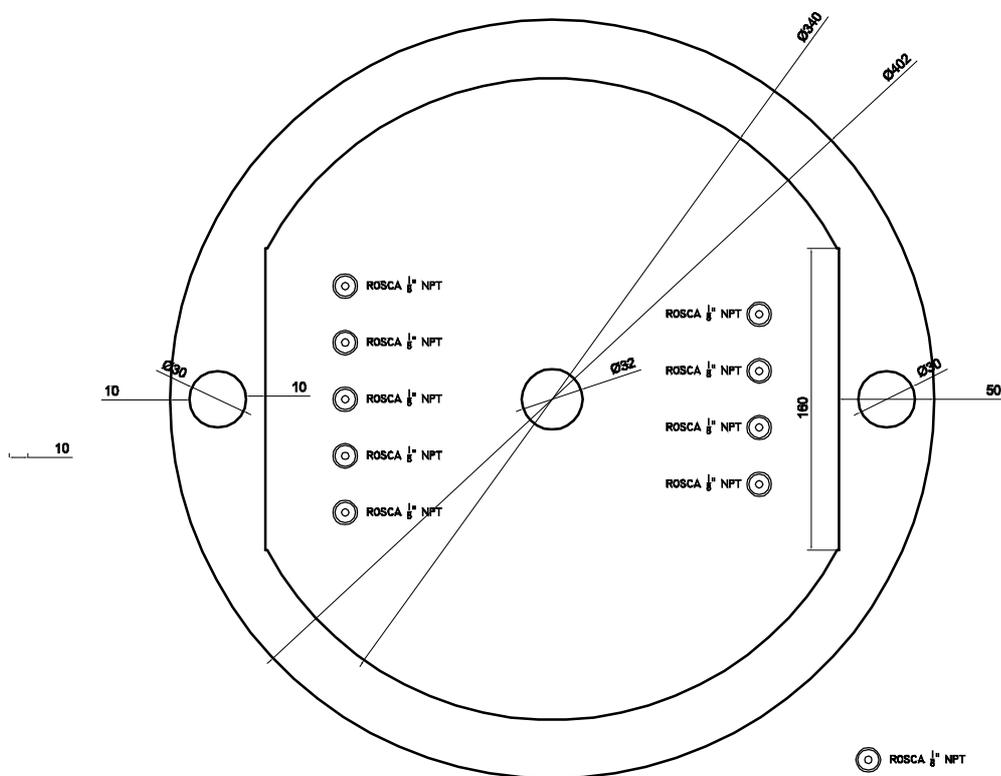
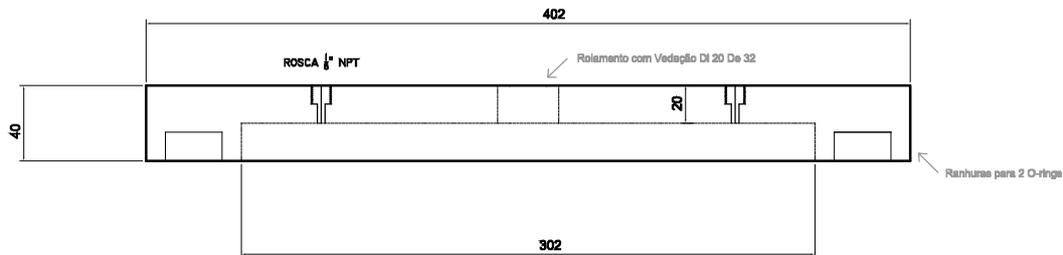
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Câmara

1:4

a4

tc25



SIMPLE SHEAR

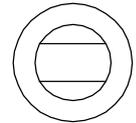
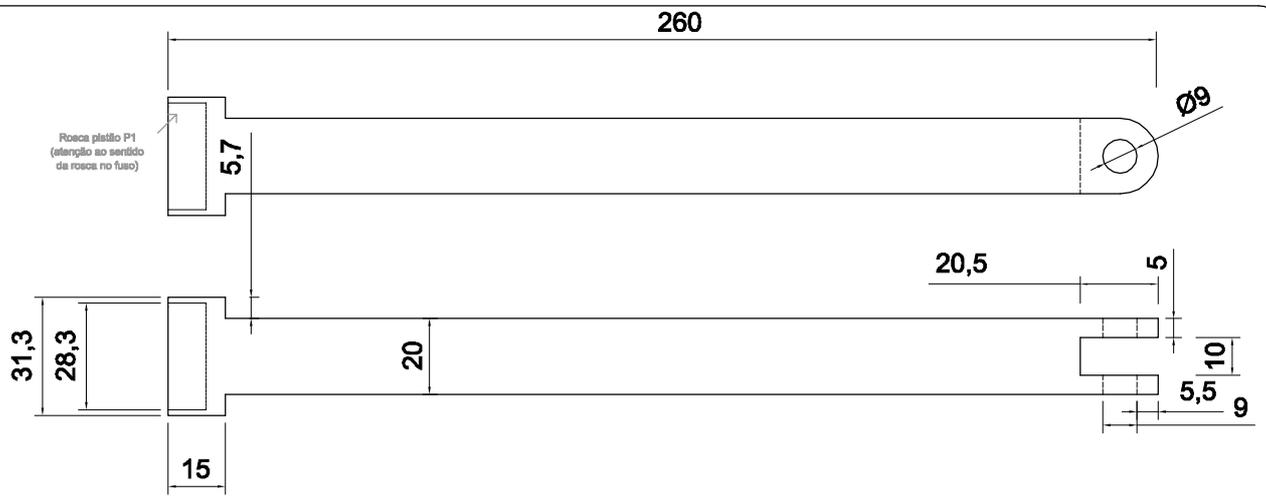
MARINA BELLAVER CORTE
 CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
 Topo Câmara

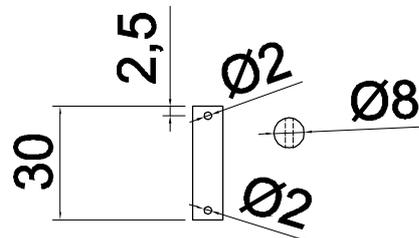
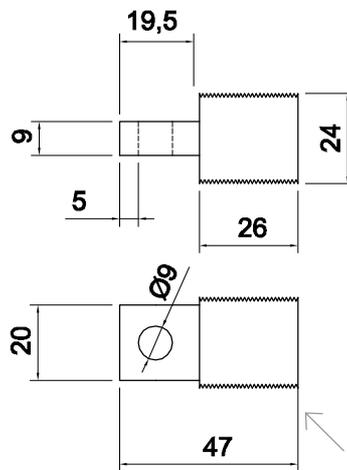
1:4

a4

tc27



Feita alteração:
Engates em peça quadrangular



SIMPLE SHEAR

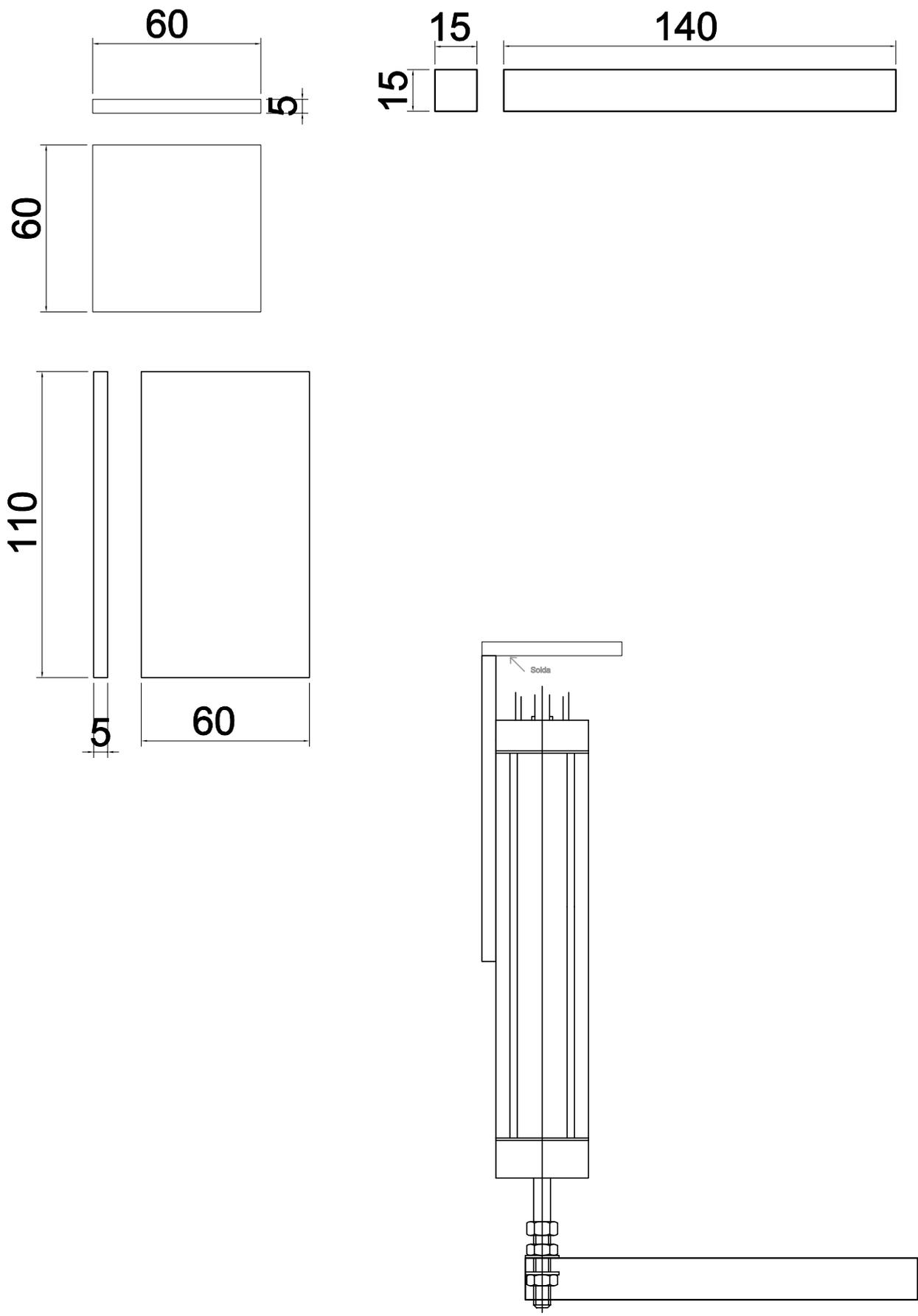
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
Hastes de deslocamento

1:2

a4

tc28



SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

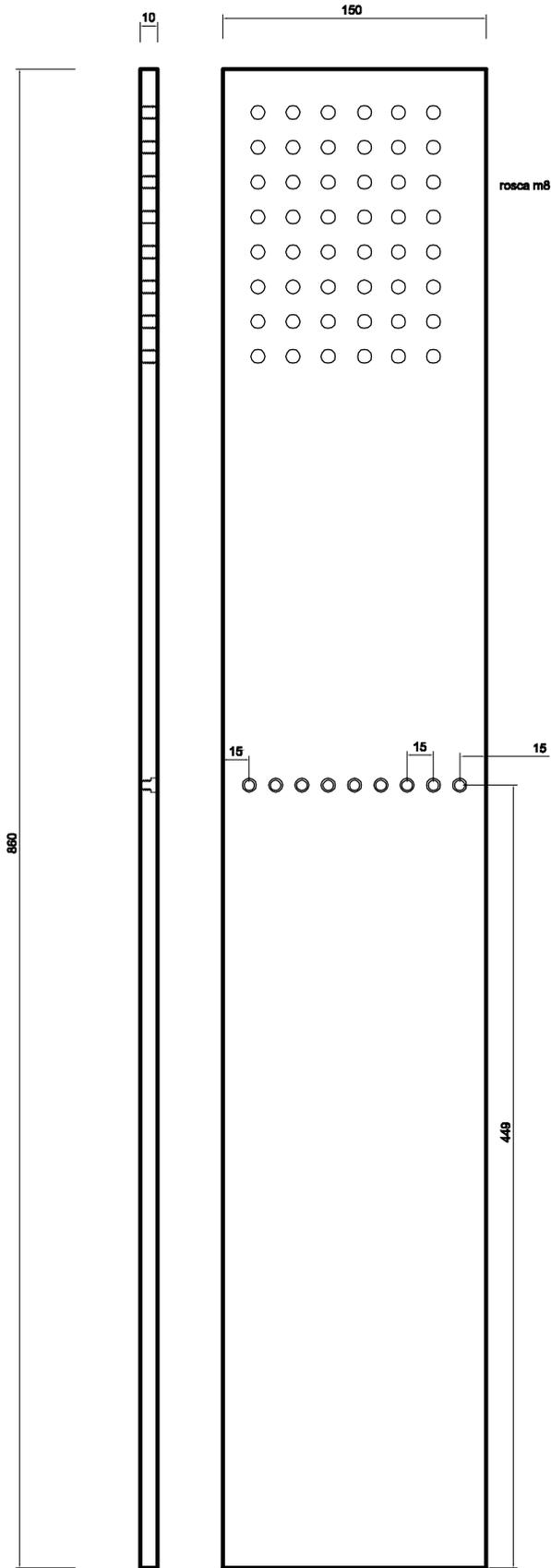
AÇO INOXIDÁVEL
Suporte LVDT

1:2

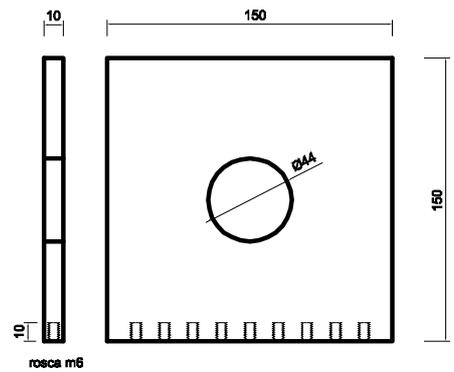
a4

pç29

PEÇA 1



PEÇA 2



SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

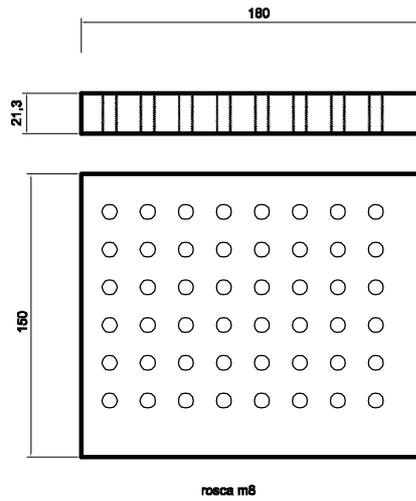
ALUMÍNIO INODIZADO
Deslocamento horizontal - base

1:4

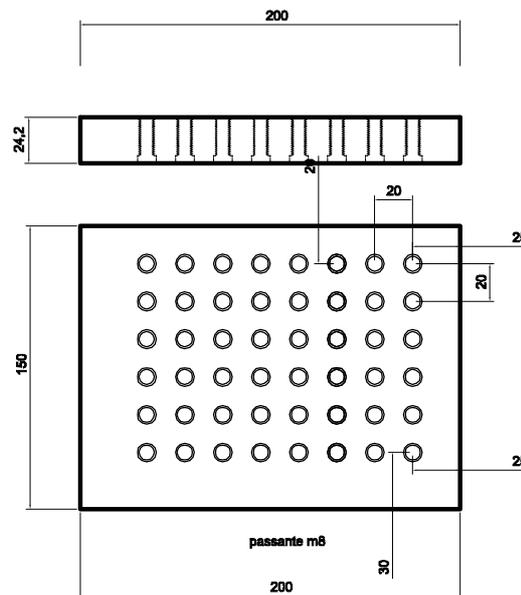
a4

tc30

ESSA PEÇA SERÁ UMA DAS ÚLTIMAS A SER FEITA,
 VERIFICAR SUA ESPESSURA COM O MOTOR



PEÇA 3



PEÇA 4

SIMPLE SHEAR

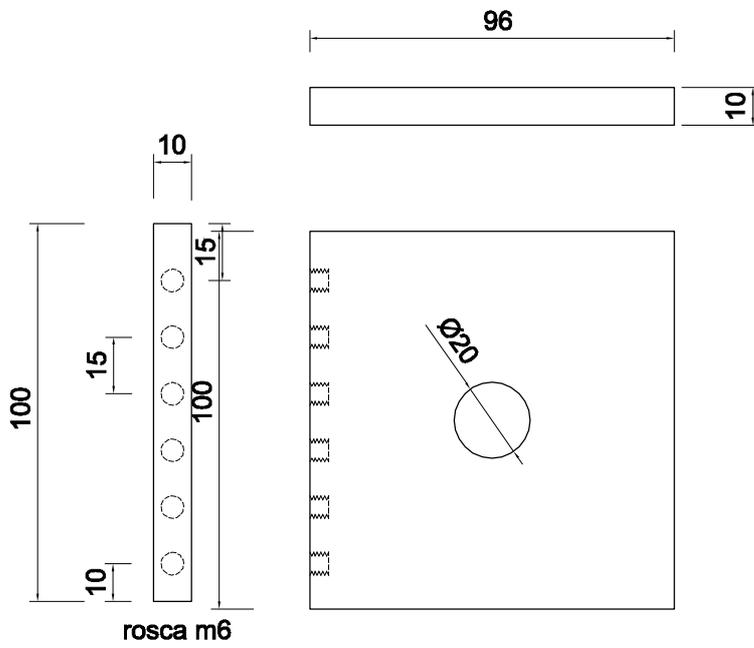
MARINA BELLAVER CORTE
 CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
 Montagem suporte motor superior

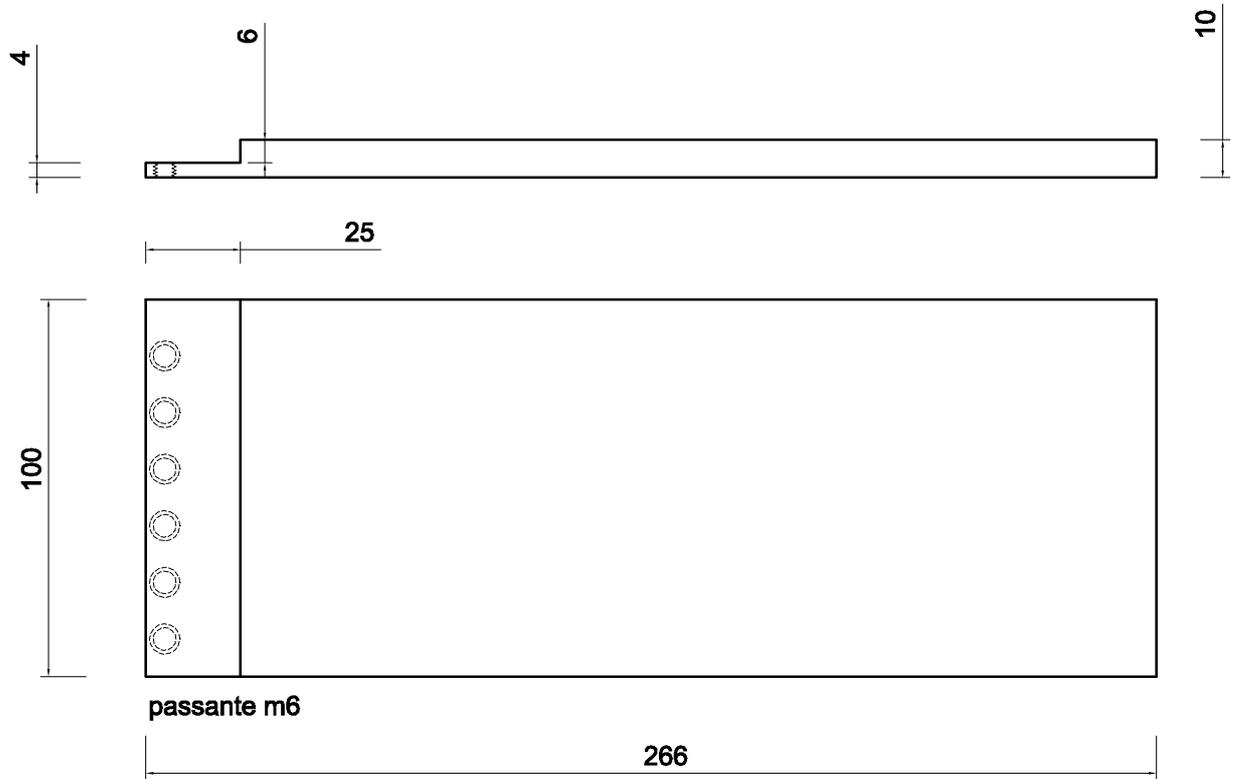
1:4

a4

tc31



PEÇA 1



PEÇA 2

SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

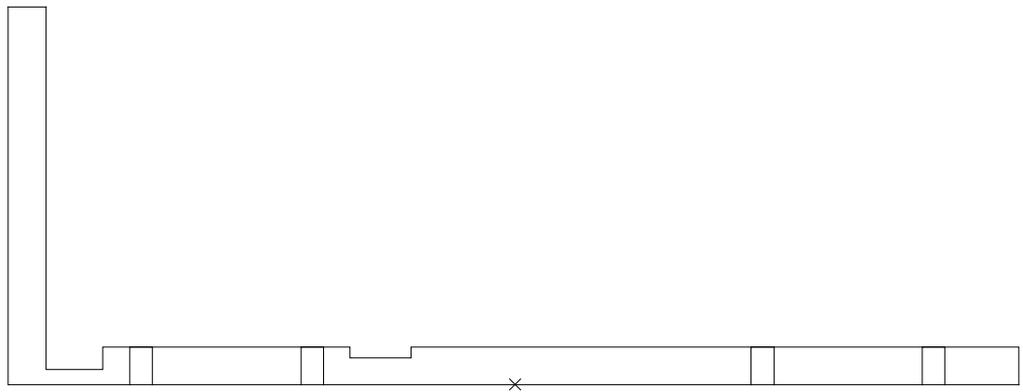
AO INOXIDÁVEL
Suporte motor-reductor 3 PEÇAS

1:2

a4

tc32

PEÇA 1



PEÇA 2

SIMPLE SHEAR

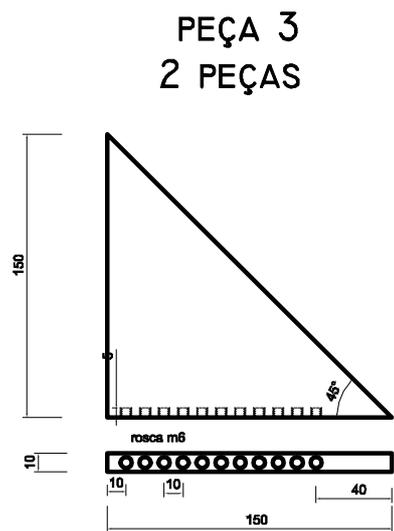
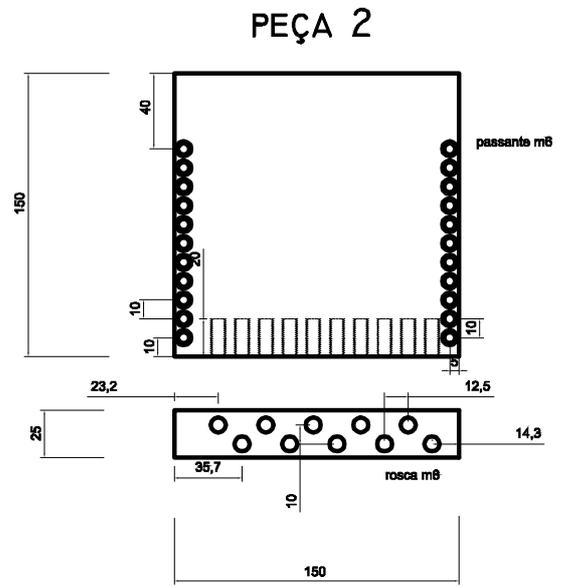
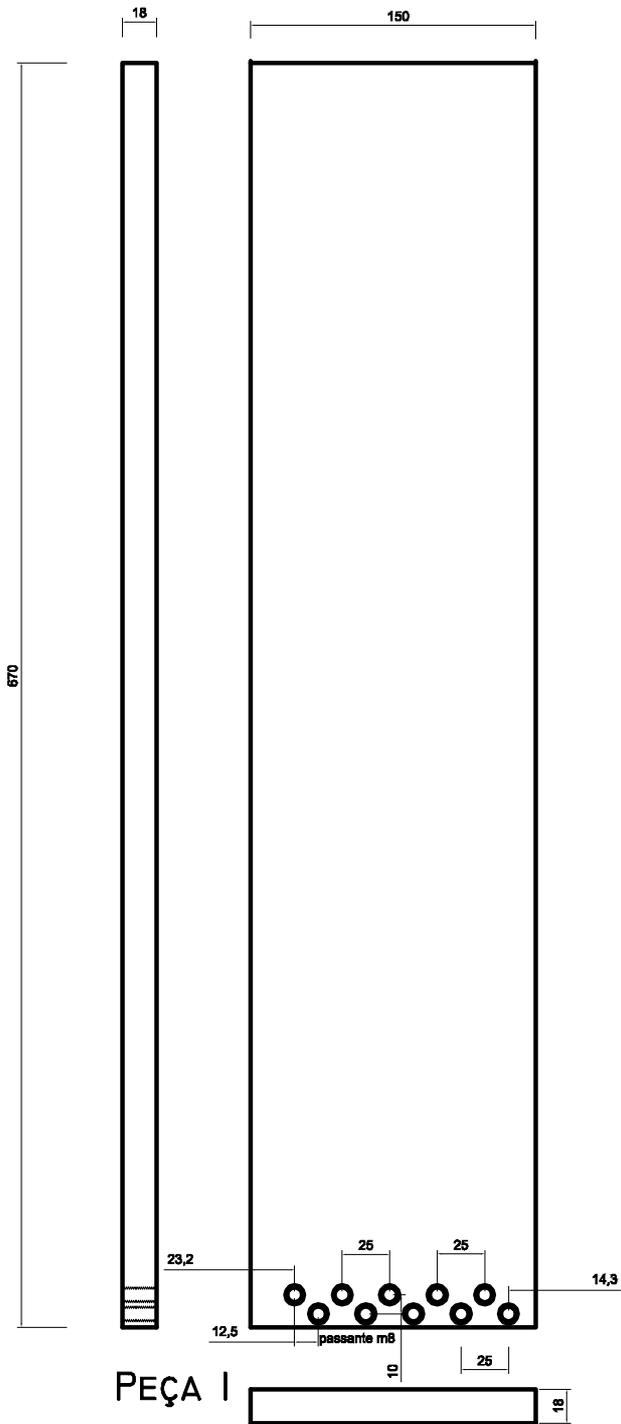
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

AÇO INOXIDÁVEL
Montagem motor-redutor vertical

1:2

a4

tc33



SIMPLE SHEAR

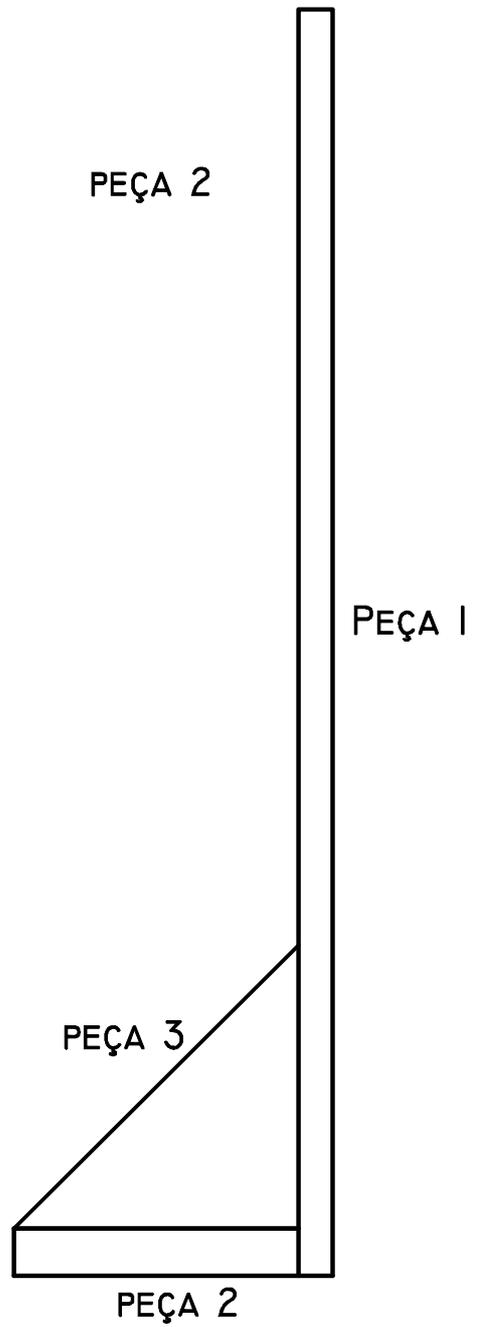
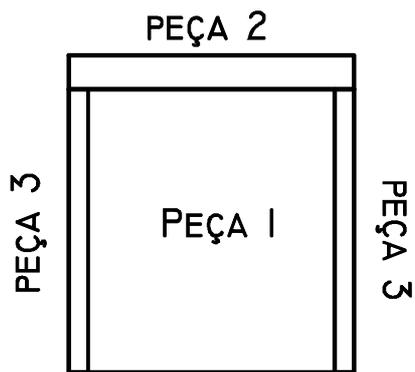
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Suporte motor superior

1:4

a4

tc34



SIMPLE SHEAR

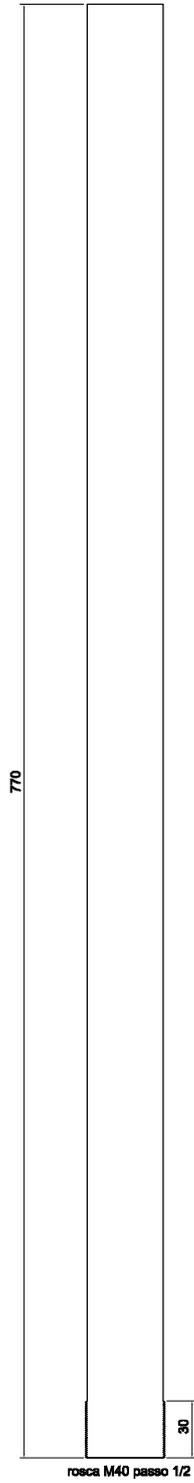
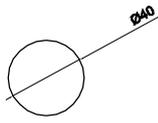
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Montagem suporte motor superior

1:4

a4

tc35



SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

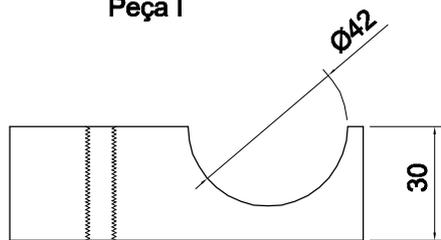
ALUMÍNIO INODIZADO
Haste para elevação da câmara

1:4

a4

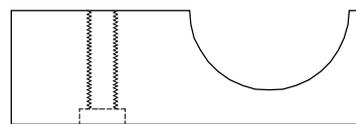
tc36

Peça I



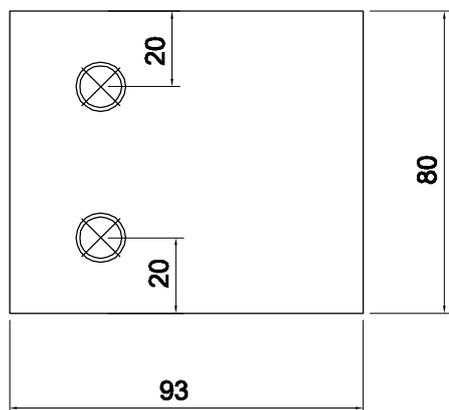
rosca m6

Peça II

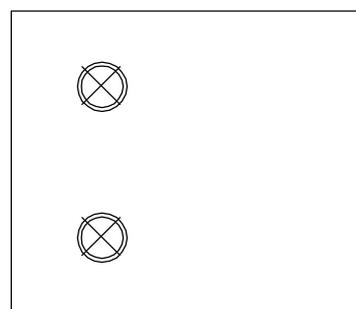


Passante m6

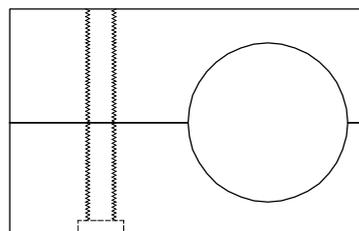
rosca m6



rosca m6



Montagem



SIMPLE SHEAR

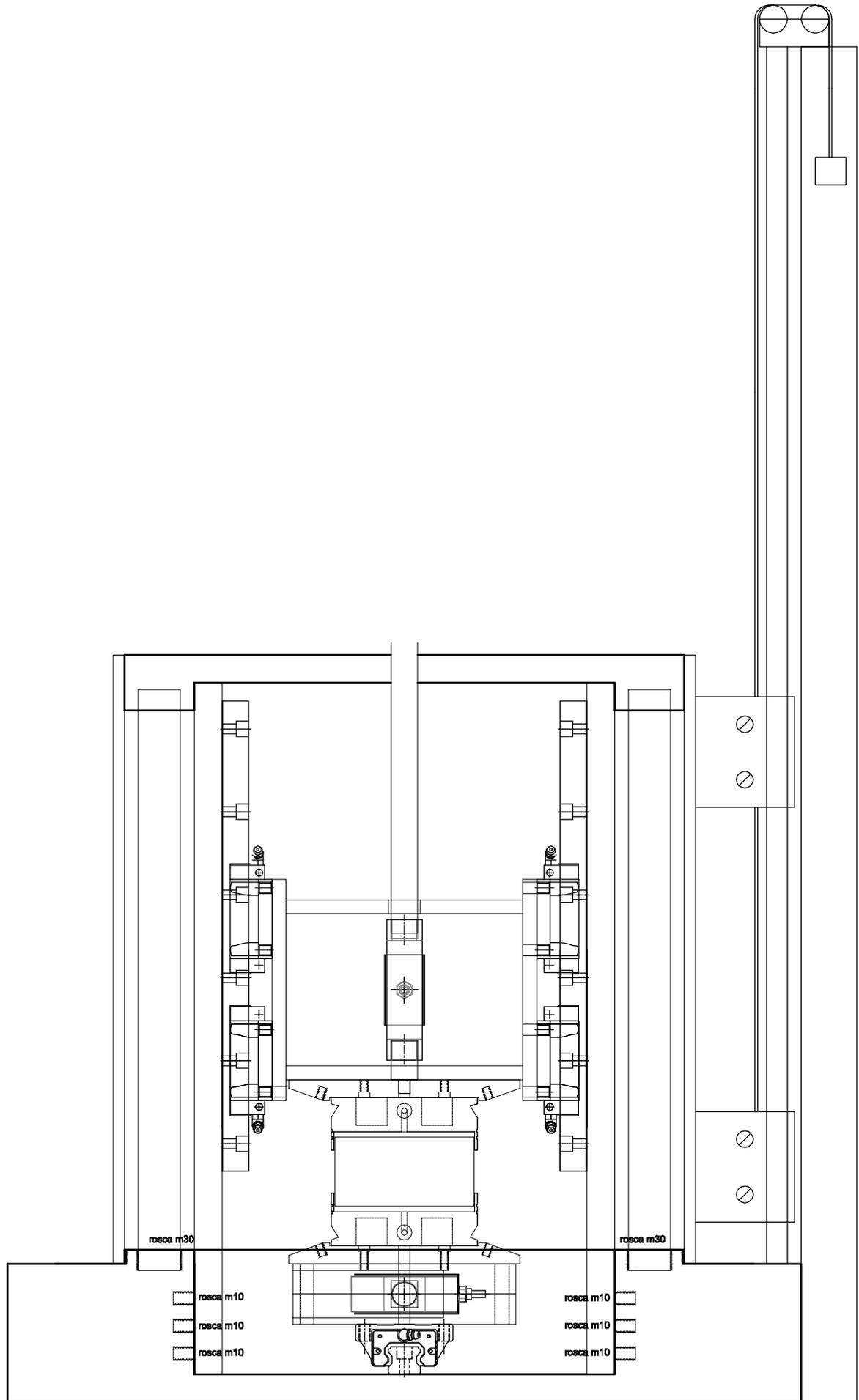
MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO ANODIZADO
Montagem motor-reductor vertical

1:2

a4

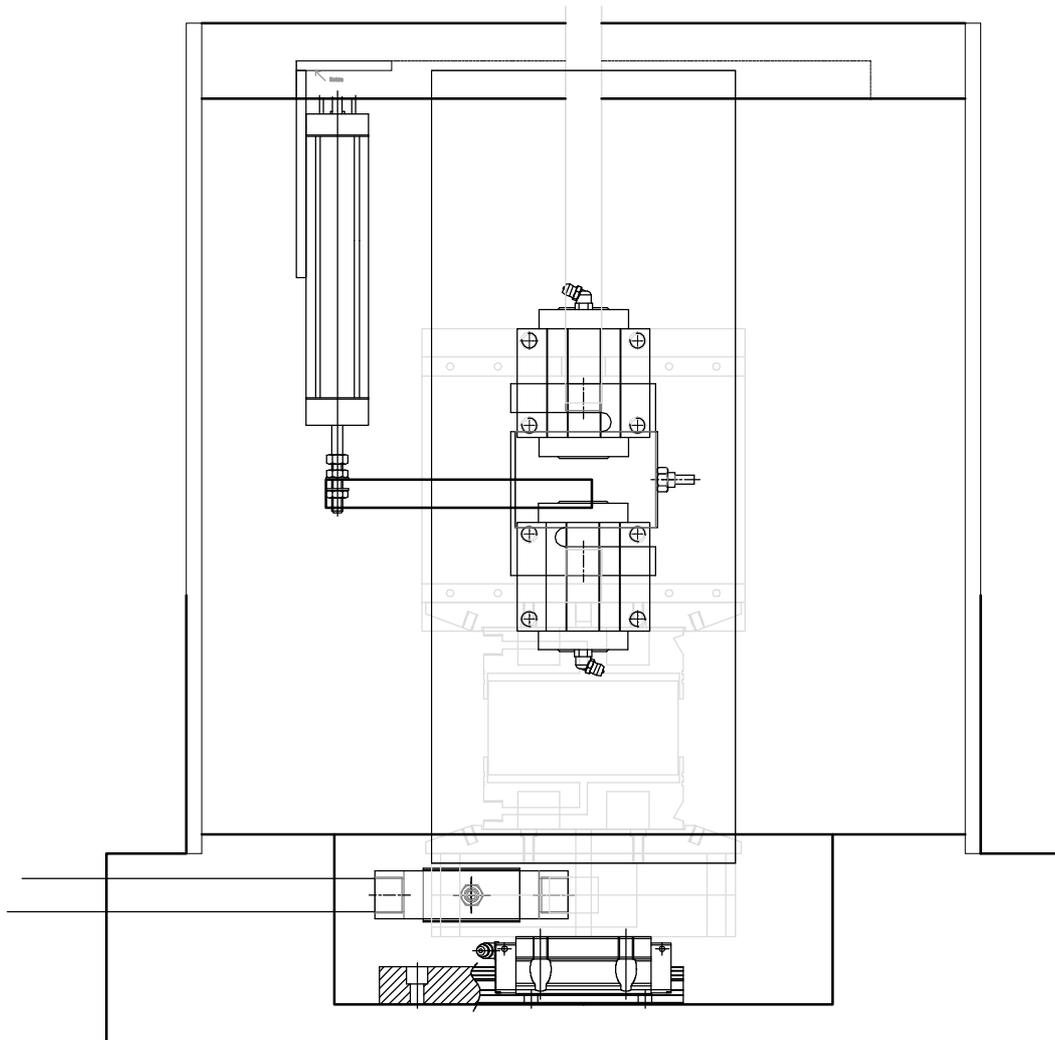
tc37



MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

PVC E ALUMÍNIO
Sistema de levantamento da câmara

a4 tc38

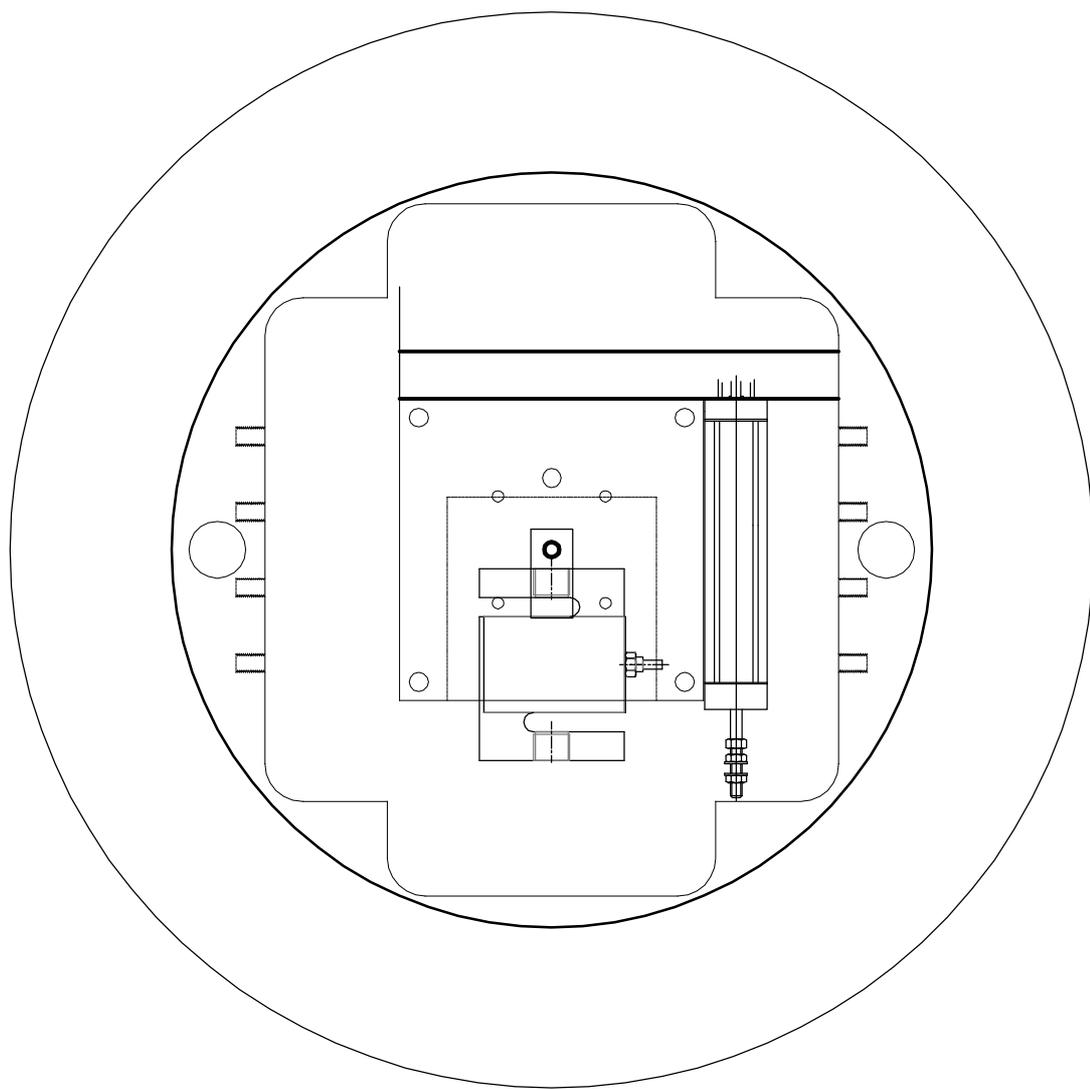


SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Câmara

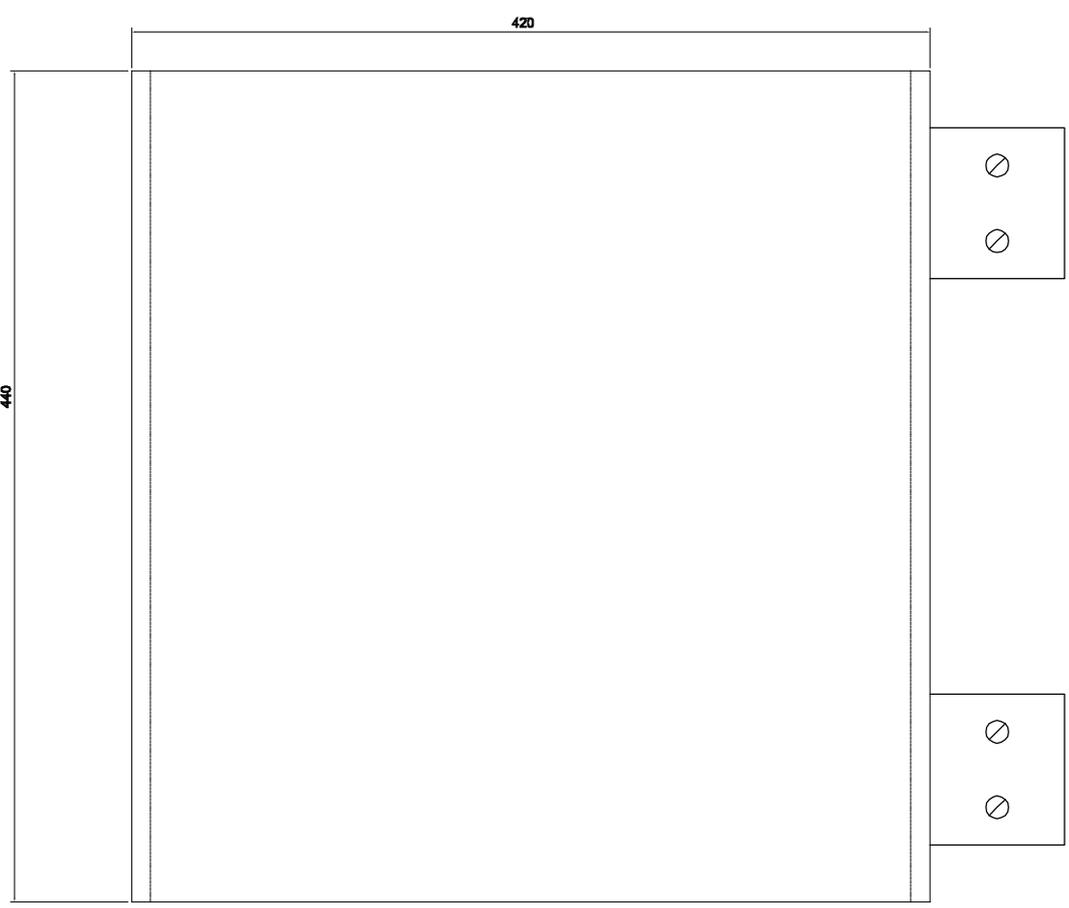
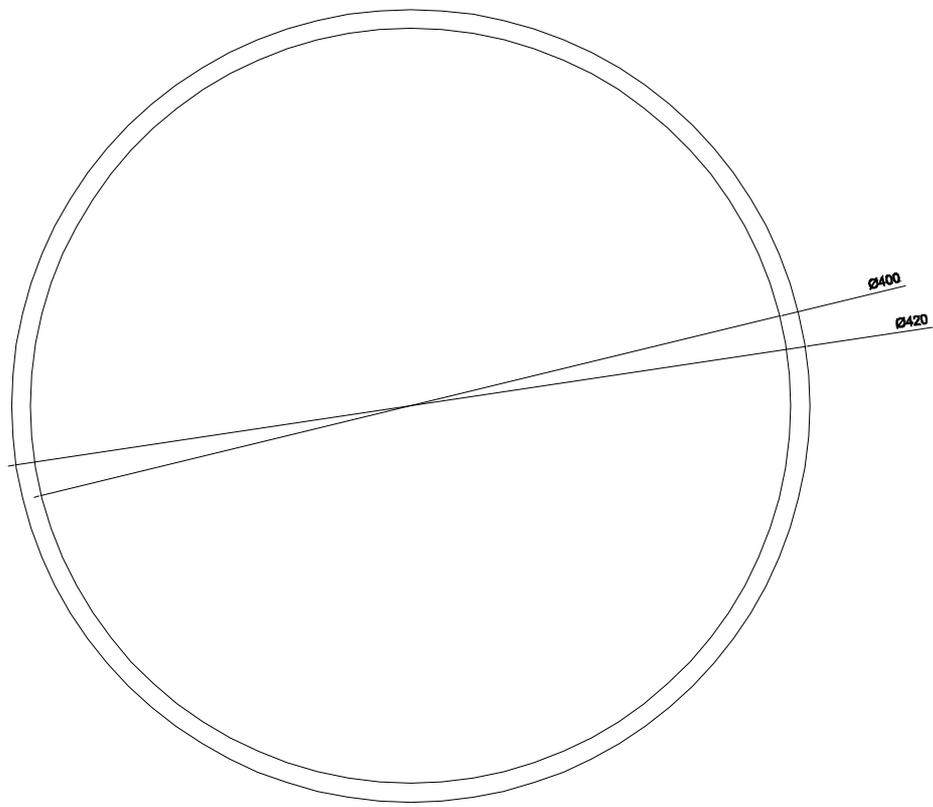
a4 tc39



MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

VISTA INTERNA DA CÂMARA

a4 tc40



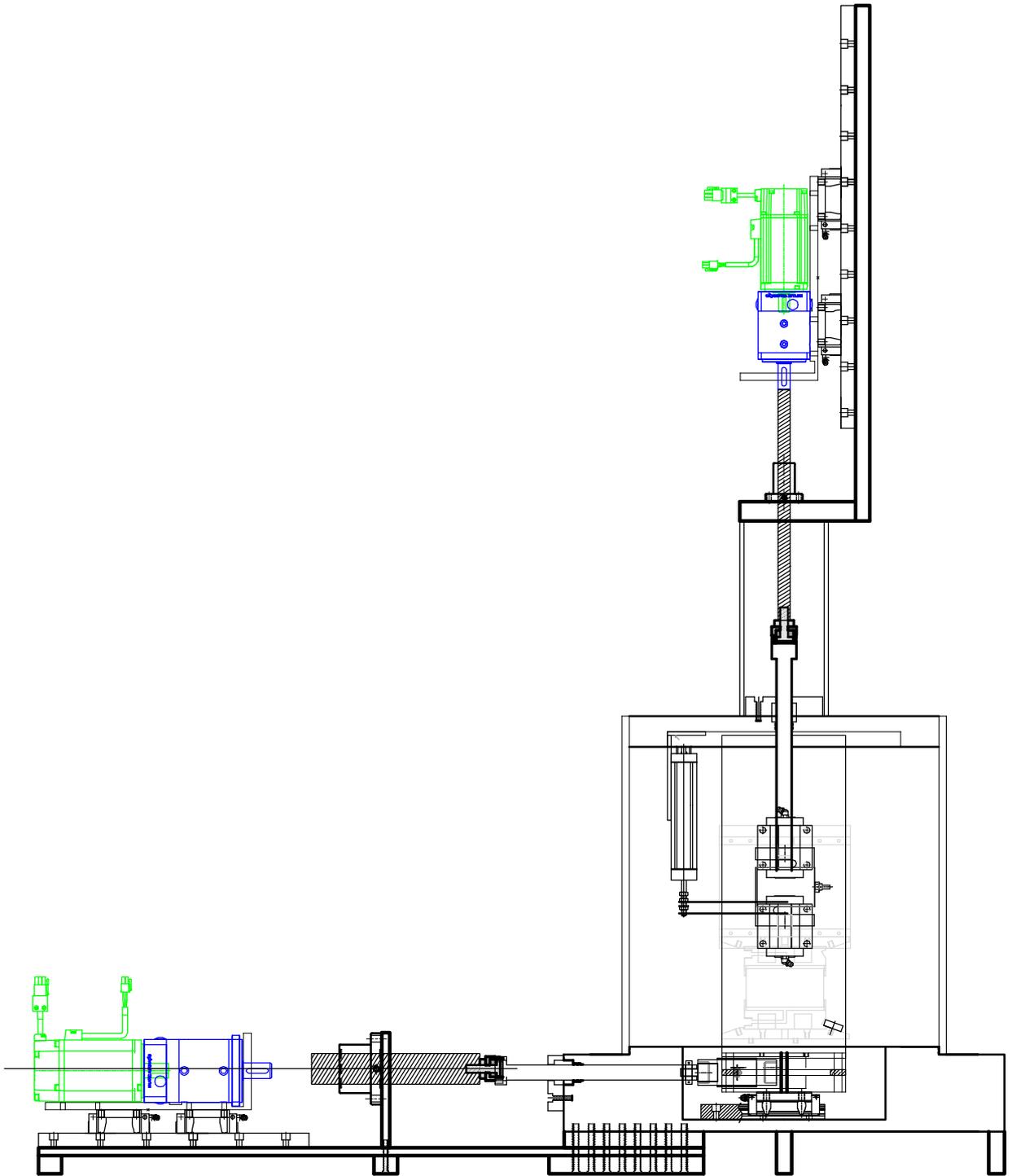
SIMPLE SHEAR

MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

ALUMÍNIO INODIZADO
Câmara

a4

tc41



MARINA BELLAVER CORTE
CREA-RS 198430

MONTAGEM DO EQUIPAMENTO

1:16 a4 tc42

ANEXO A
PROJETO DO CONTROLADOR DE CONTRAPRESSÕES
MARQUES (2014)

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS

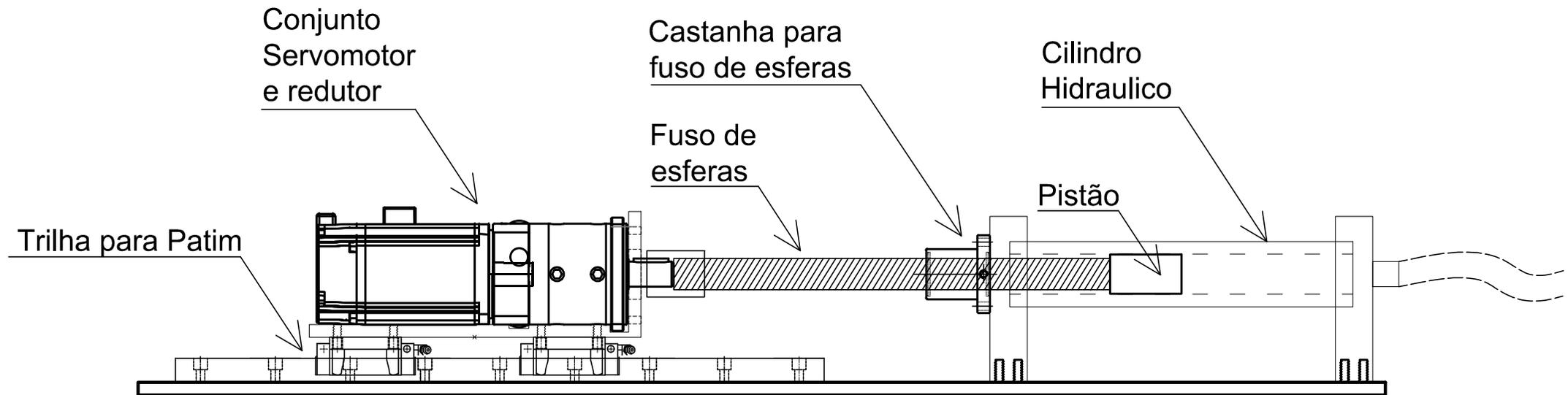
Esquema Geral

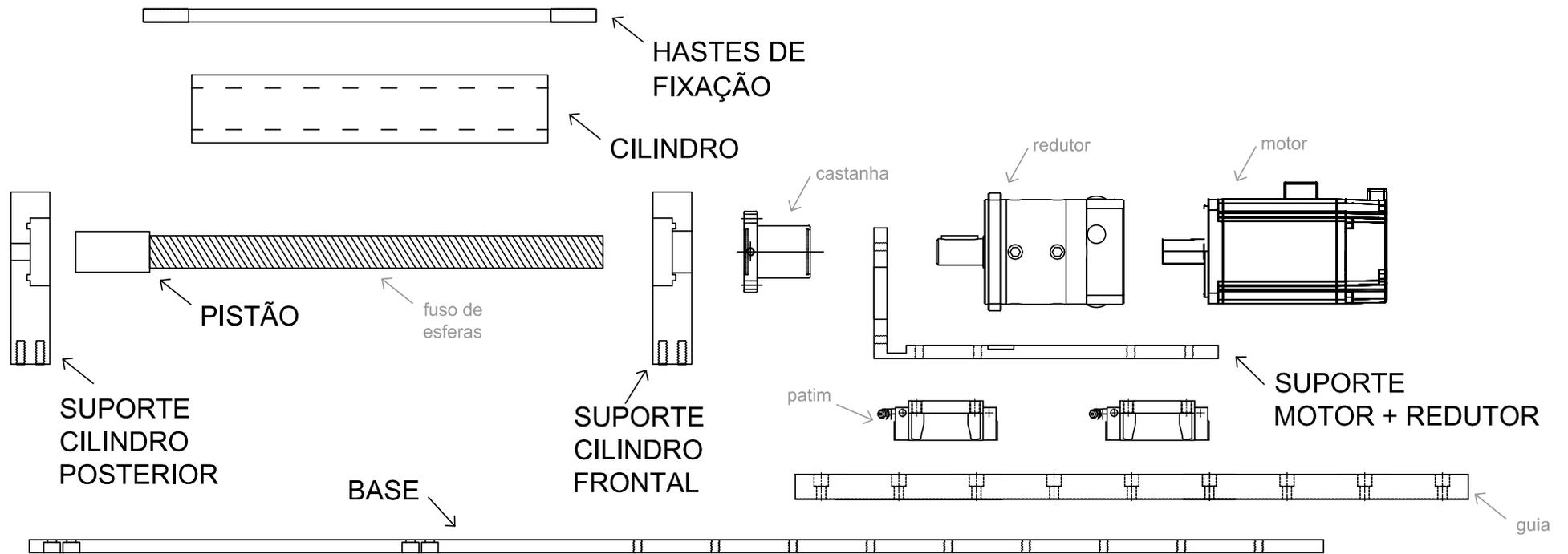
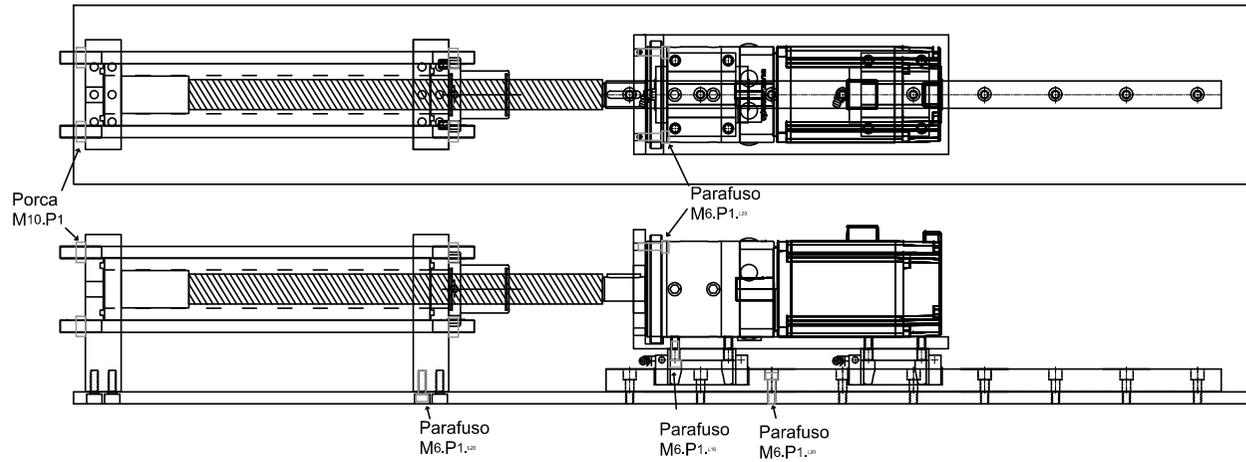
Projeto:
Sérgio Marques
smarques@ufrgs.br

Sem Escala

Data
08/08/2013

Desenho N.º
1/

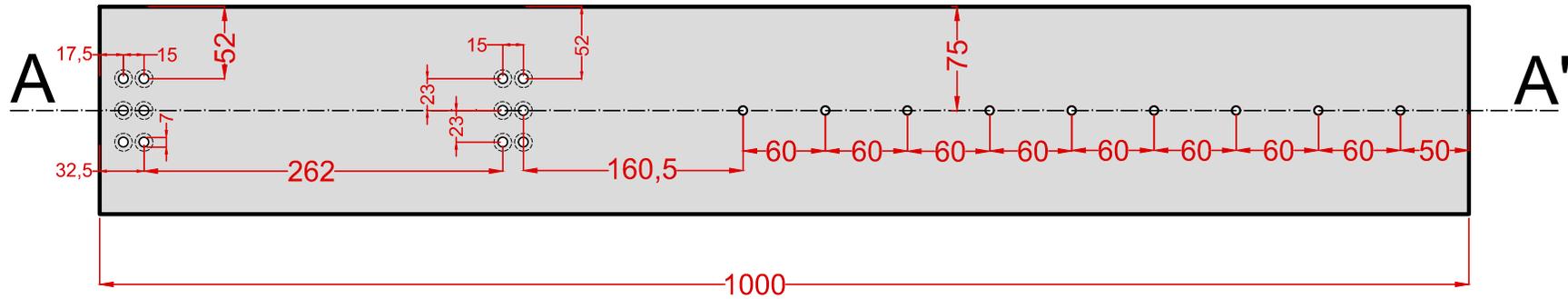




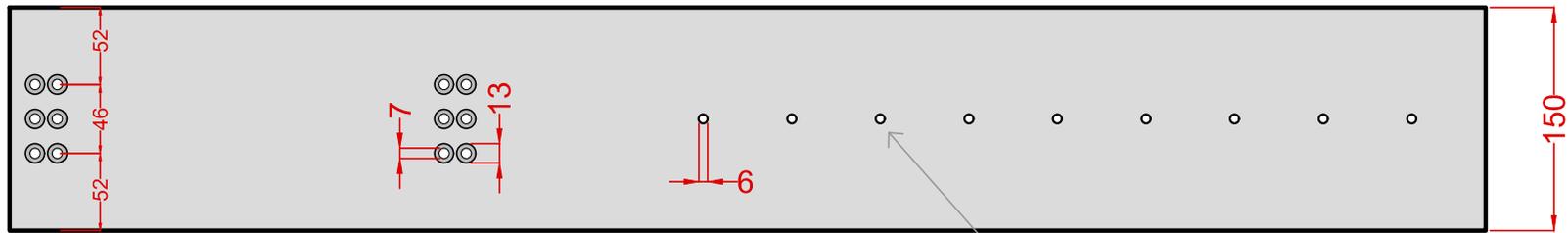
Legenda:
-PEÇAS A FAZER
 -equipamento comprado

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade:
Controlador de Pressão.			Material:
Esquema Geral			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Sem Escala	Data Agosto/2013	Desenho N.º 1/9

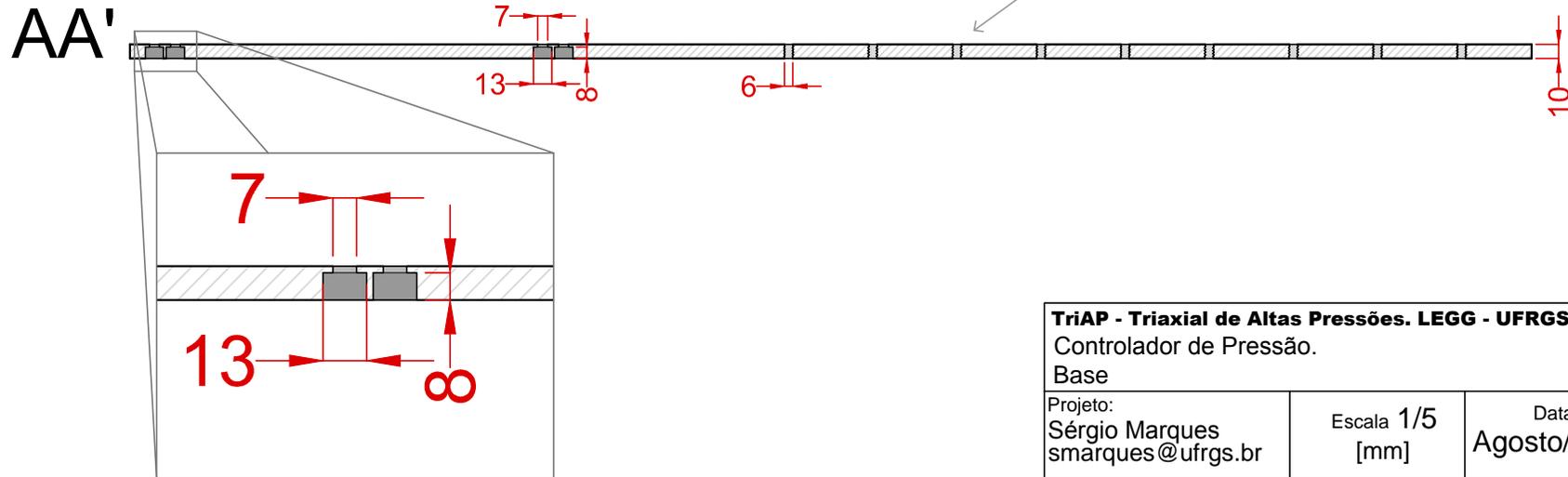
Vista Superior



Vista Inferior



Rosca para Parafuso Allen M6.P1._{L20}

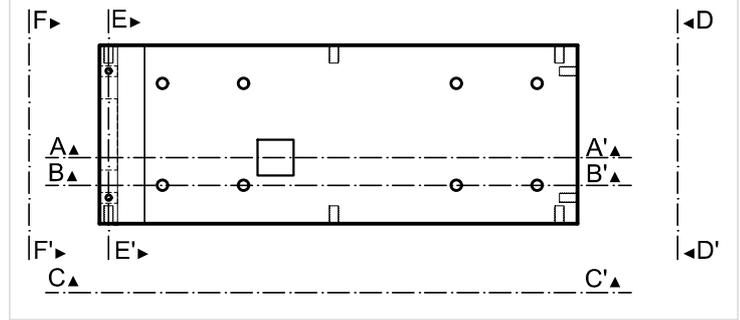


Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diametro
P - Passo

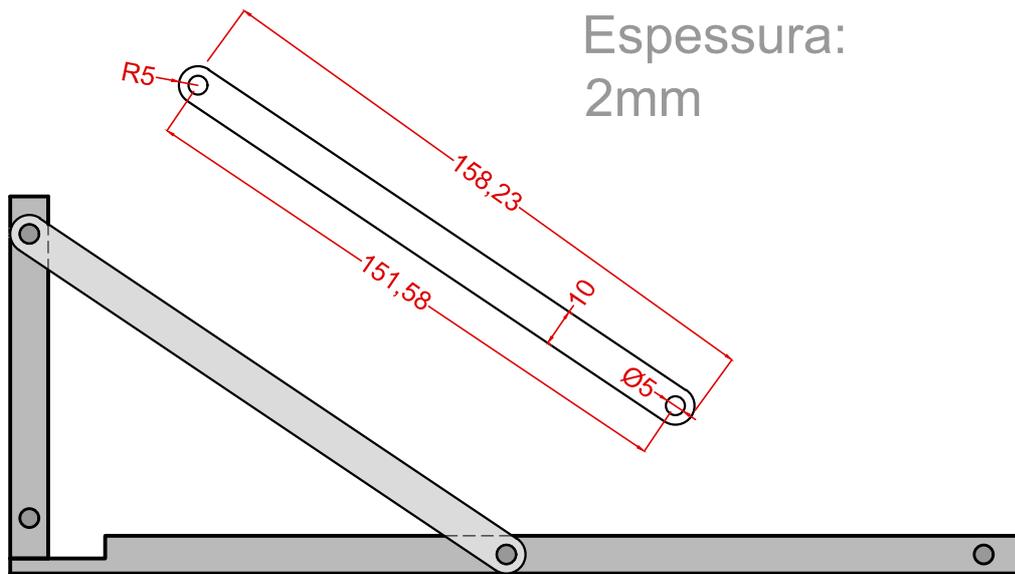
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Base			Desenho N.º 2/9
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/5 [mm]	Data Agosto/2013	

Cortes

(Vista Superior)



CC'



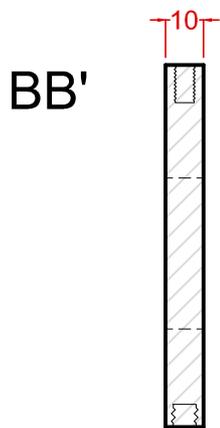
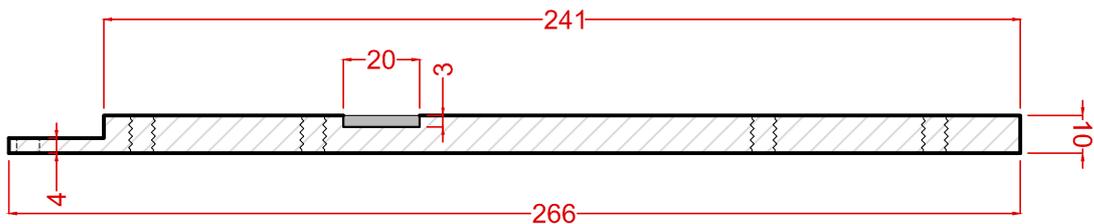
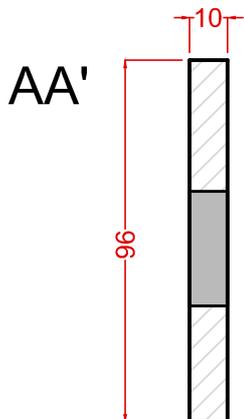
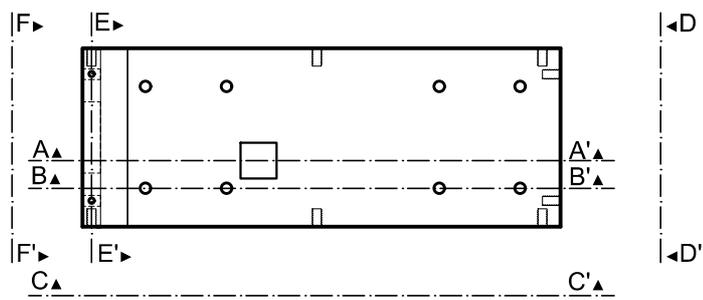
Reforço a aplicar nos 2
lados do suporte

Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diâmetro
P - Passo

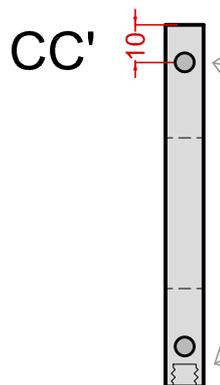
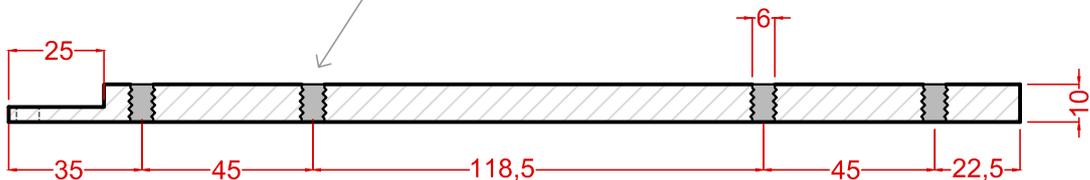
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 4
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Reforço para Suporte para <i>Motor+Redutor</i> .			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Set/2013	Desenho N.º 4.1/9 3/4

Cortes

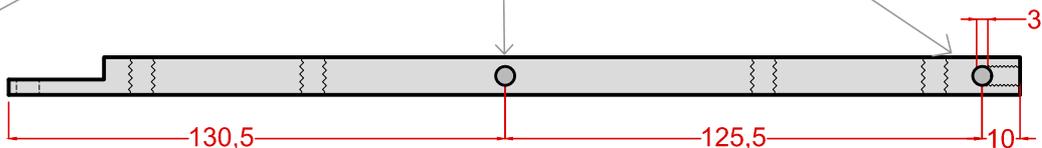
(Vista Superior)



Rosca para Parafuso Allen M6.P1.^{L16}

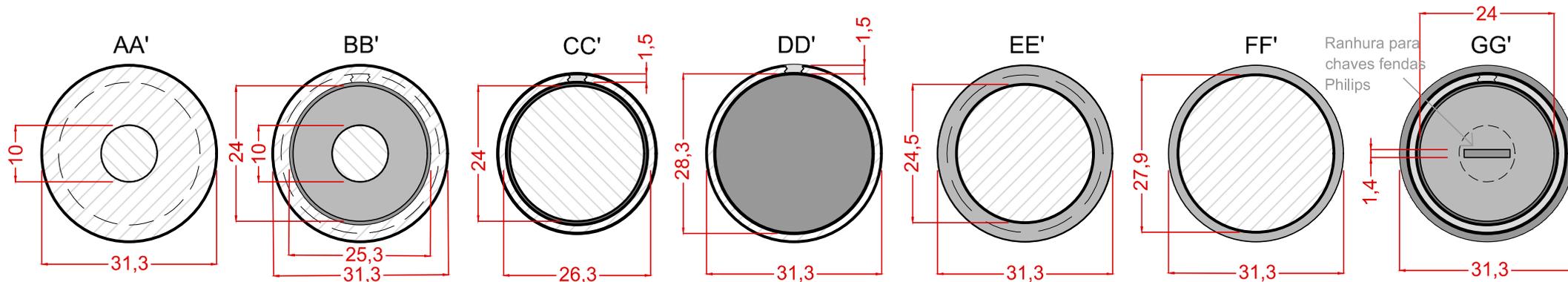
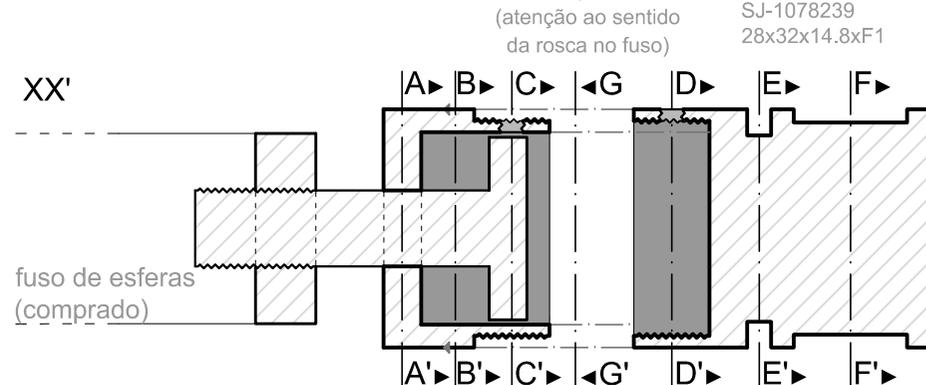
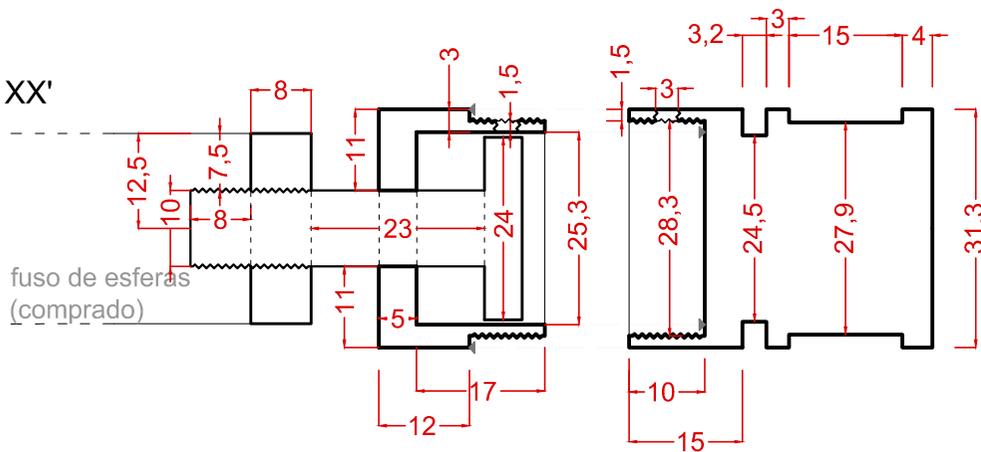
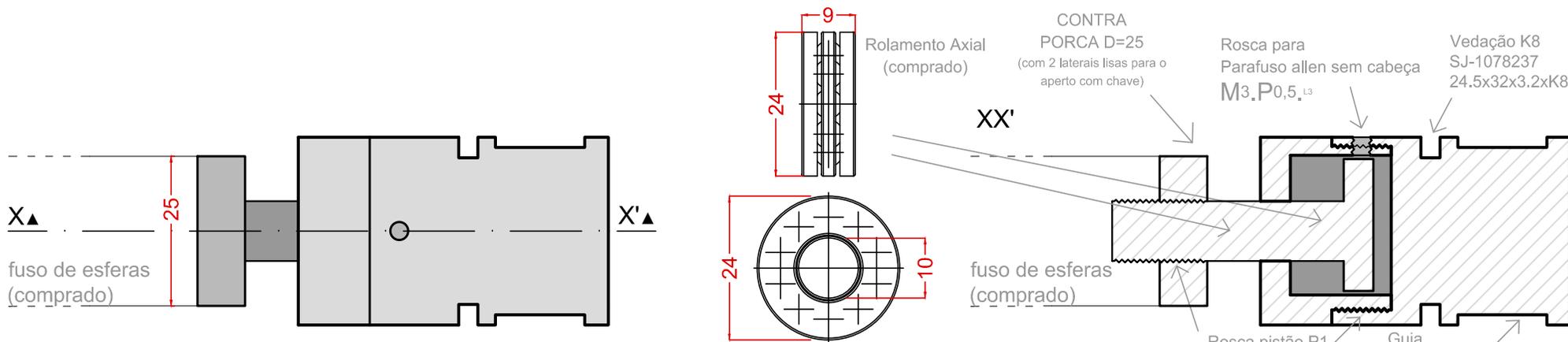


Rosca para Parafuso Allen M5.P1.^{L10} cabeça abulada



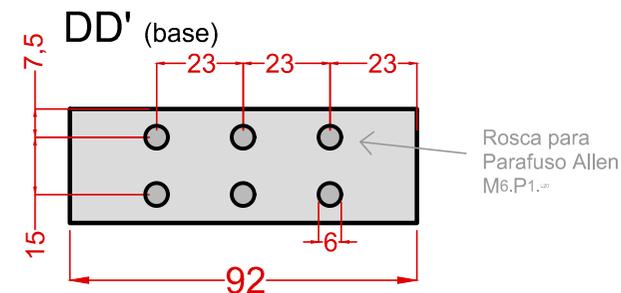
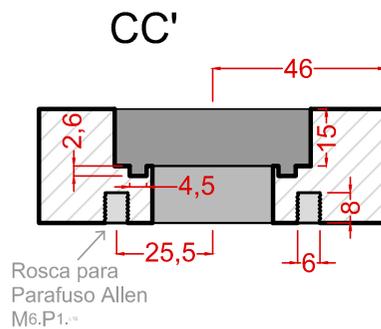
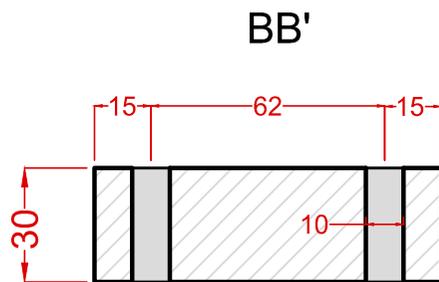
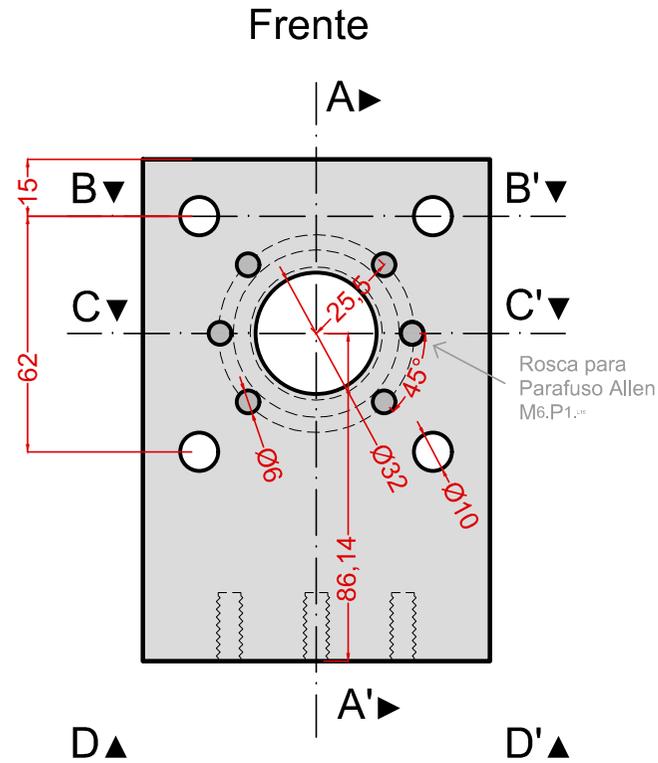
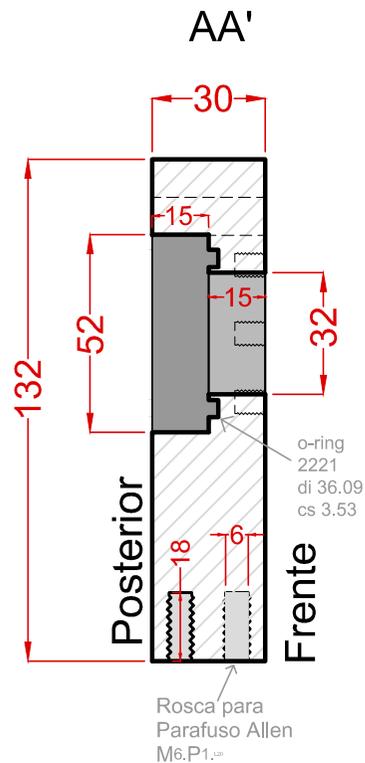
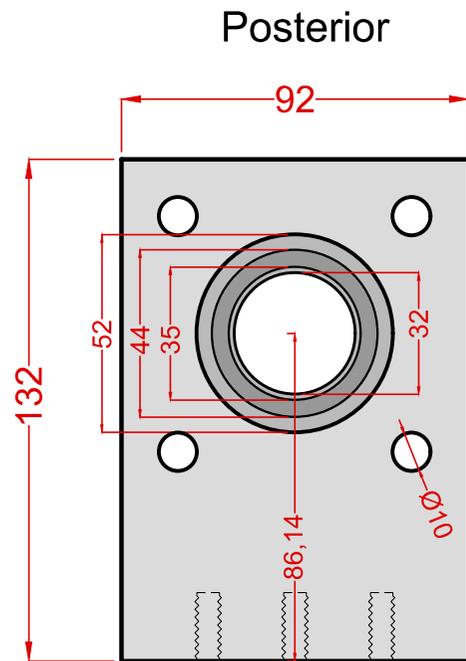
Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diâmetro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			MATERIAL: Aço Inox
Suporte para Motor+Redutor.			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Set/2013	4/9 2/4
			Versão: 2



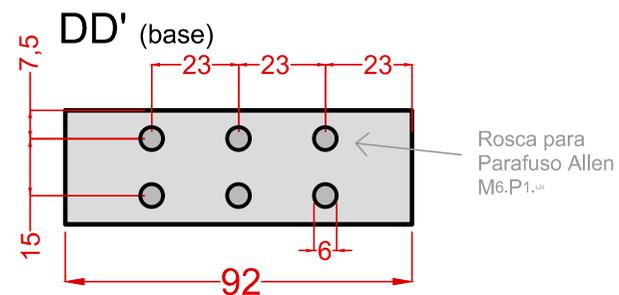
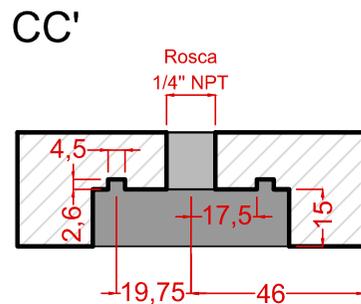
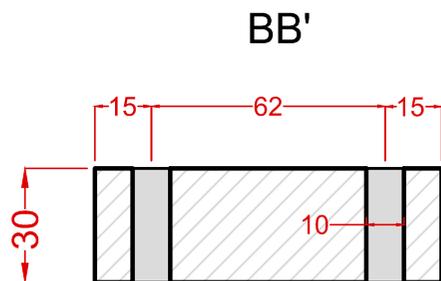
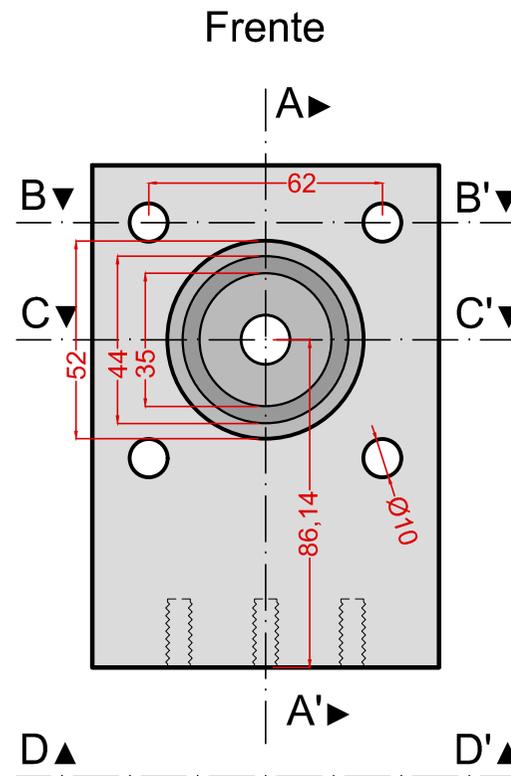
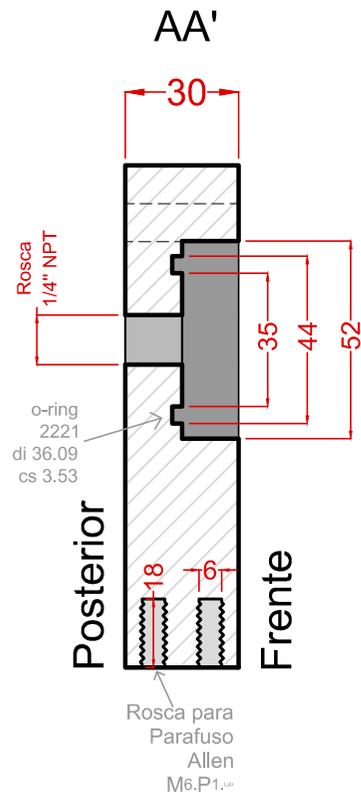
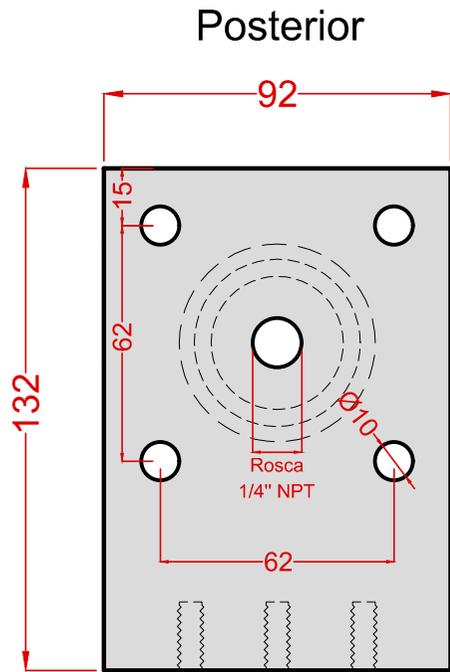
Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Pistão			Desenho N.º 6/9
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/1 [mm]	Data Set/2013	Versão: 2



Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Suporte Cilindro Frontal			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 7/9

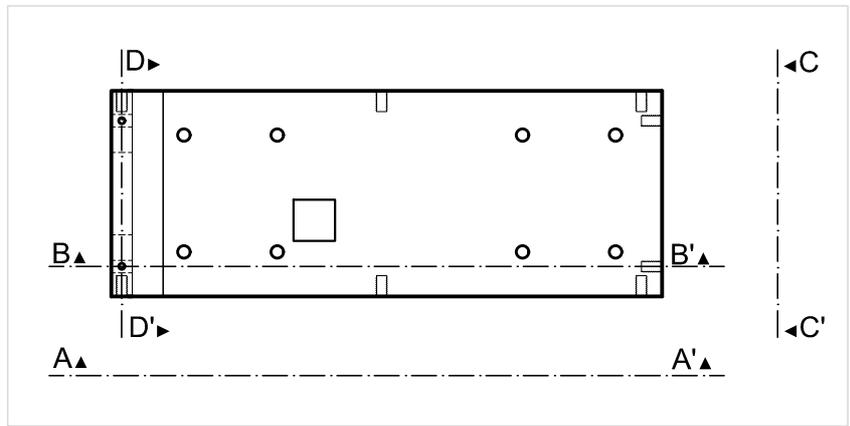


Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diâmetro
 P - Passo

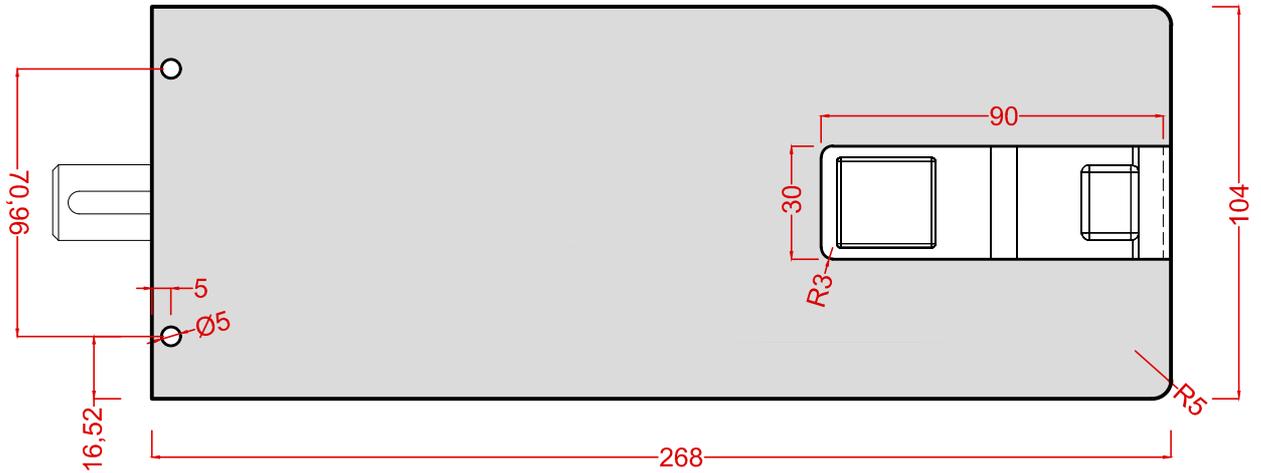
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Suporte Cilindro Posterior			
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Agosto/2013	Desenho N.º 8/9

Cortes

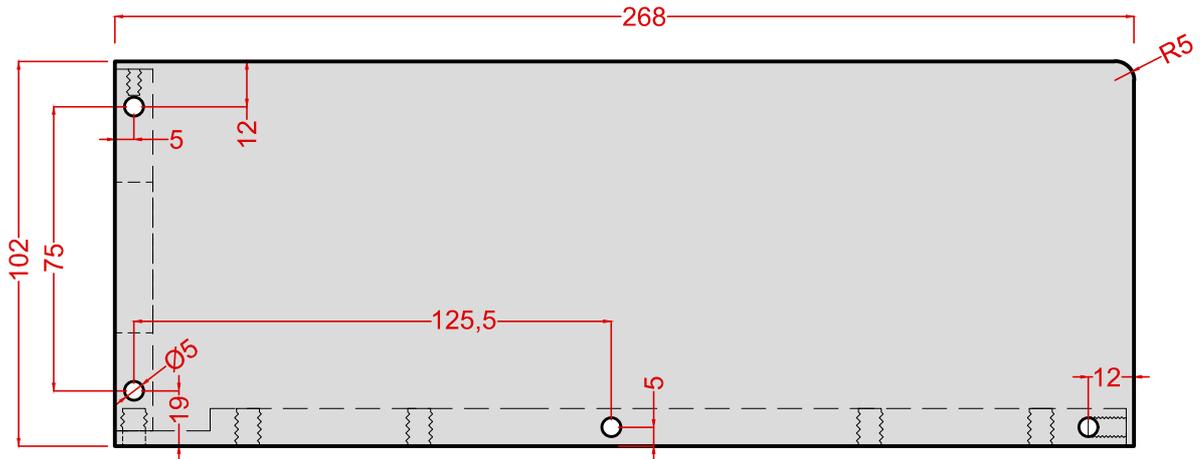
(Vista Superior)



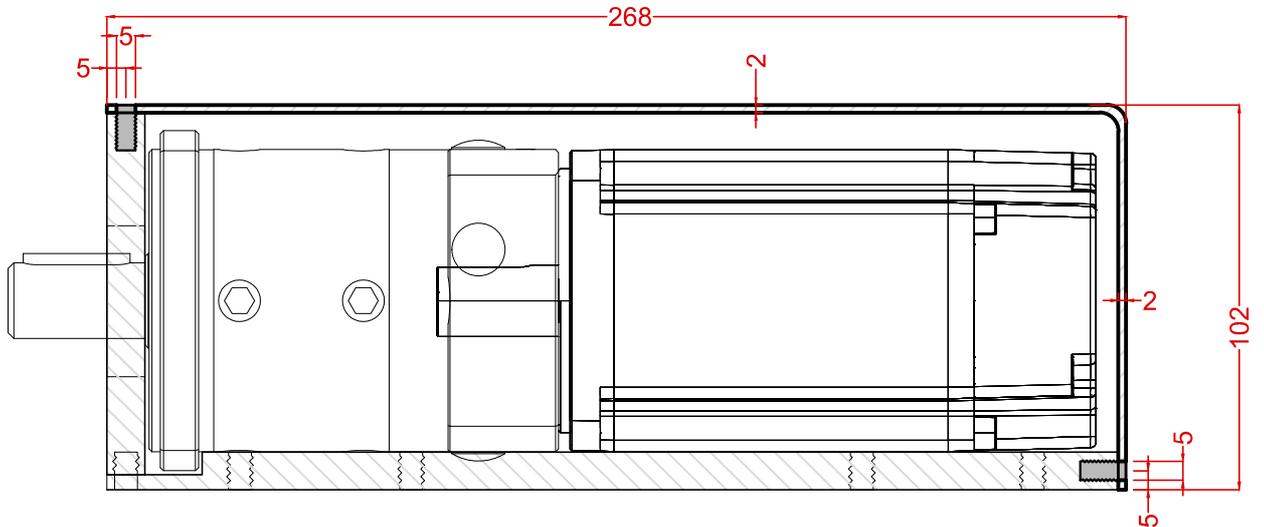
Vista Superior



AA'



BB'

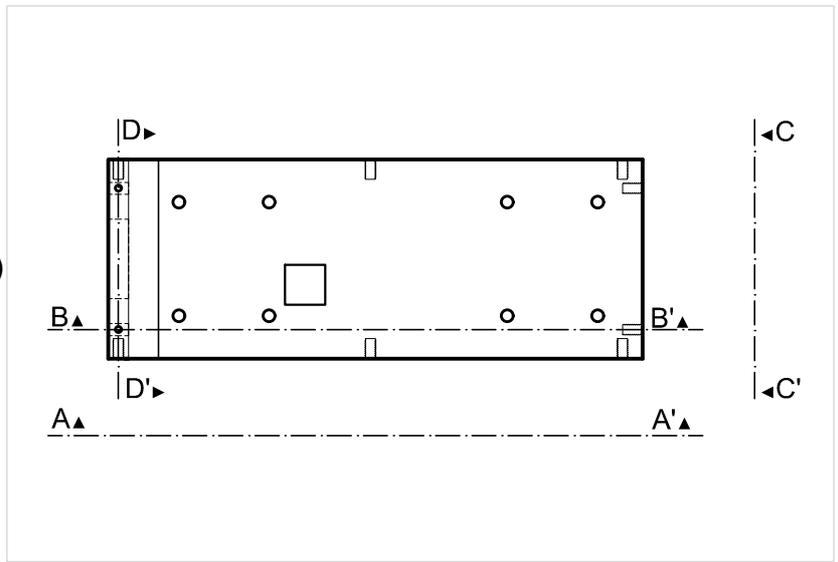


Legenda [mm]:
 Mx.Py
 M - Diametro
 P - Passo

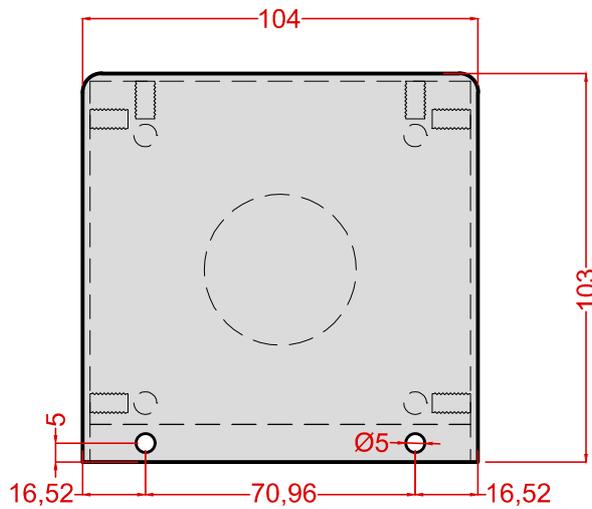
TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Tampa de proteção do <i>Motor+Redutor</i> .			Desenho N.º
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Fev/2014	10/11 1/2
			Versão: 1

Cortes

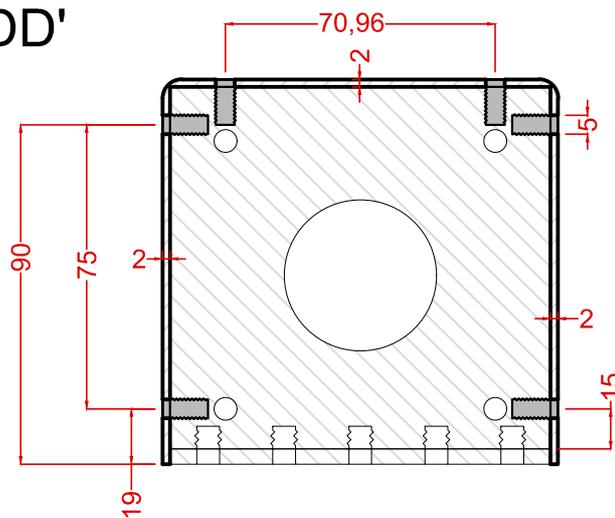
(Vista Superior)



CC'



DD'



Legenda [mm]:
Mx.Py
M - Diametro
P - Passo

TriAP - Triaxial de Altas Pressões. LEGG - UFRGS			Quantidade: 2
Controlador de Pressão.			Material: Aço Inox
Tampa de proteção do <i>Motor+Redutor</i> .			Desenho N.º 11/11 2/2
Projeto: Sérgio Marques smarques@ufrgs.br	Escala 1/2 [mm]	Data Fev/2014	Versão: 1