

MODELAGEM FÍSICA DE ESCORREGAMENTOS SUBMARINOS  
A DIFERENTES NÍVEIS DE ACELERAÇÃO GRAVITACIONAL

**GABRIEL SAMARÃO DA MOTTA**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE

DARCY RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

AGOSTO - 2016

MODELAGEM FÍSICA DE ESCORREGAMENTOS SUBMARINOS  
A DIFERENTES NÍVEIS DE ACELERAÇÃO GRAVITACIONAL

**GABRIEL SAMARÃO DA MOTTA**

“Dissertação apresentada ao Centro de Ciências e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, cumprindo as exigências para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil.”

Orientador: Prof. Dr. Sérgio Tibana

Co-orientador: Prof. Dr. Fernando Saboya de Albuquerque Júnior

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

AGOSTO - 2016

# MODELAGEM FÍSICA DE ESCORREGAMENTOS SUBMARINOS A DIFERENTES NÍVEIS DE ACELERAÇÃO GRAVITACIONAL

“Dissertação apresentada ao Centro de Ciências e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, cumprindo as exigências para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil.”

Aprovada em 04 de Agosto de 2016.

---

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida (Ph. D.) –COPPE/UFRJ

---

Prof. Antônio Abel González Carrasquilla (D. Sc.) –LENEP/UENF

---

Prof. Fernando Saboya de Albuquerque Júnior (D. Sc.) – Co-orientador, UENF

---

Prof. Sérgio Tibana (D. Sc.) – Orientador, UENF

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pois sem sua presença, sua mão acolhedora, nada disso seria possível, eu não seria nada do que sou.

Aos meus pais, Olney Vieira da Motta e Solange Silva Samarão, por todo o apoio e paciência durante não só o período deste projeto, mas por toda minha vida.

Ao meu irmão Thiago Samarão da Motta, por sempre me mover a desafios, e me motivar, com sua própria metodologia.

Ao Professor Sérgio Tibana, por toda paciência durante esta jornada, todo conhecimento compartilhado, e pelos vários conselhos que me deu durante todo esse tempo.

Aos membros da banca pela compreensão, pela lisura e pela honestidade em todos os momentos da apresentação e da avaliação.

Aos meus colegas do laboratório da centrífuga geotécnica: Lucas, Walber, Matheus, Junior e André por toda a ajuda e orientação que recebi durante o período de ensaios. Sem vocês, eu não teria feito metade do que fiz.

À minha companheira, Gabriela Barreto Gomes, que esteve sempre comigo, me apoiando e não me deixando desanimar nos momentos difíceis, e por todo amor que recebi, algo fundamental para minha caminhada profissional e pessoal. Obrigado por tudo, eu te amo, e essa vitória é nossa.

Gabriel Samarão da Motta

## RESUMO

Escorregamentos submarinos são fenômenos naturais que podem causar uma série de problemas econômicos e ambientais, como a formação de tsunamis ou rompimentos de tubulações de transporte de material proveniente da exploração *offshore*. O objetivo deste trabalho foi observar, através de modelos reduzidos em centrífuga geotécnica, o comportamento desses escorregamentos, e realizar possíveis associações dos resultados dos ensaios realizados com propriedades geotécnicas do material do fluxo, mais precisamente a resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ). Foram realizados ensaios de cravação do penetrômetro barra-T, para obter os valores de  $S_u$  para cada escorregamento modelado. Os ensaios de abertura da comporta foram monitorados por transdutores de tensão total e de poropressão, e foram filmados por uma câmera de alta velocidade. Foram comparados os resultados das imagens com os valores lidos pelos instrumentos, estes fixados numa rampa de acrílico revestida com uma lixa P50, simulando a rugosidade encontrada no leito marinho. Também foi calculado o número densimétrico de *Froude* ( $F_{rd}$ ), parâmetro que determina a ocorrência ou não da hidroplanagem, e seus valores foram comparados aos demais resultados. O solo utilizado foi uma mistura de metacaulim-caulim, com teores de umidade diferentes para os 3 primeiros ensaios, e para os ensaios posteriores, variou-se a gravidade induzida na centrífuga em 40, 30, 20 e 10g. Os resultados mostraram que a resistência não drenada, apesar de variar em solos com teores de umidade diferentes, não apresentou indícios que correlacionem diretamente o parâmetro com a presença de hidroplanagem. Os resultados dos transdutores foram compatíveis com os cálculos de  $F_{rd}$ , mostrando que nos ensaios 1 e 6 a hidroplanagem não ocorreu. Particularmente para o ensaio 6, executado a 10g, nenhum dos fatores determinantes indicaram a hidroplanagem, mostrando que ensaios desta espécie executados nessa gravidade não são recomendados.

## ABSTRACT

Submarine landslides are natural phenomena which can cause several economic and environmental problems, like the formation of tsunamis, or disruptions of offshore pipelines and structures. The aim of this study was to observe, through geotechnical centrifuge reduced models, the behavior of these landslides in different circumstances, and make associations of the experiment results with geotechnical properties of the flow material, more precisely, the undrained shear strength of the soil ( $S_u$ ). T-Bar penetrometer tests were carried out, in order to obtain  $S_u$  values of each landslide model. The floodgate opening tests were monitored by total stress and pore pressure transducers, fixed in an acrylic ramp coated with sandpaper, simulating rugosity of the seabed, and filmed by a high speed camera. The results of the images were compared with the values measured by the instruments. The densimetric *Froude* number ( $F_{rd}$ ), parameter that determines the presence or absence of hydroplaning, was also calculated, and their values were compared to the other results. A kaolin-metakaolin mixture was used with different moisture contents, and for the subsequent tests, the induced gravity was varied in the values of 40, 30, 20 and 10g. The T-Bar results showed that the undrained shear strength, despite varying in soils with different moisture contents, showed no evidence that directly correlates this parameter with the hydroplaning presence. The results obtained by the transducers were compatible with the  $F_{rd}$  calculations, indicating that for the test 1 and 6 there are no presence of hydroplaning. Particularly for the test 6, executed in 10g, none of the determinant factors indicated hydroplaning, revealing that these kind of tests performed under this gravity are not recommended.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	v
1 - INTRODUÇÃO .....	1
1.1 – Considerações Iniciais.....	1
1.2 – Histórico .....	2
1.3 – Objetivos .....	3
1.4 – Metodologia.....	4
1.5 – Justificativa.....	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 – Escorregamentos Submarinos .....	6
2.2 – Tipos de Escorregamentos Submarinos .....	7
2.3 – Possíveis condições de contorno e comportamento do fluxo.....	7
2.4 – Transformações de fluxo .....	9
2.5 – Mecanismos de Ruptura.....	10
2.6 – Hidroplanagem em Escorregamentos Submarinos.....	11
2.6.1 – Número de <i>Froude</i> .....	13
2.7 – Análise Dimensional .....	14
2.8 – Modelagem Física .....	16
2.9 – Modelagem Física em Escorregamentos Submarinos.....	18
3 – MATERIAIS E MÉTODOS .....	22
3.1 – Centrífuga Geotécnica.....	22
3.2 – Mini penetrômetro barra-T ( <i>T-Bar</i> ).....	25
3.3 – Solo Utilizado nos Ensaios .....	26
3.2.1 – Ensaios de Caracterização .....	27
3.4 – Aparelhagem.....	28
3.4.1 – Transdutores.....	29
3.4.2 – Célula de Carga .....	29
3.4.3 – Sistema de Aquisição de Dados .....	31
3.5 – Métodos Experimentais .....	32
3.3.1 – Ensaios de Cravação do Penetrômetro Barra-T.....	32
3.3.2 – Ensaios da Abertura da Comporta .....	34
4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS E DISCUSSÕES.....	36
4.1 – Ensaios de Determinação da Resistência Não Drenada .....	36

4.2 – Ensaios de Escorregamento: Abertura da Comporta.....	39
4.3 – Imagens da Câmera .....	46
4.4 – Determinação das Pressões de Estagnação e Normal.....	52
4.5 – Determinação do Número Densimétrico de <i>Froude</i> ( $F_{rd}$ ) .....	55
4.6 – Resultados Finais.....	56
5 – CONCLUSÕES.....	58
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	59
ANEXO I – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	64
ANEXO II – CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS.....	68
ANEXO III – PRODECIMENTOS PARA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS.....	72
ANEXO IV – RESULTADOS DOS ENSAIOS SEM TRATAMENTO.....	75



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Riscos geológicos offshore, com o escorregamento submarino destacado em vermelho (Modificada – NGI, 2005 apud Gue, 2012). .....	6
Figura 2.2: Diagrama esquemático que mostra a geração de uma corrente de turbidez (fluxo em suspensão) por forças de arrasto sobre a superfície, a elevação potencial do lobo frontal que conduz ao processo de hidroplanagem, a tensão de cisalhamento basal causando erosão e deposição (Modificada - Locat e Lee, 2000). .....	8
Figura 2.3: Quatro transformações de fluxo descritas no texto: a = transformação de corpo; b = transformação gravitacional; c = transformação de superfície; transformação por elutriação (Fischer, 1983). .....	9
Figura 2.4: Causas de escorregamentos submarinos segundo o banco de dados (Hance, 2003 apud Pardo, 2015). .....	10
Figura 2.5: Pressão de estagnação e pressão normal do fluxo de lama geradas na parte frontal do deslizamento (Modificado - Mohrig <i>et al.</i> , 1999). .....	11
Figura 2.6: Perfis esquemáticos das frentes de corridas de lama observadas. E.V. é exagero vertical, que é de 5x em cada desenho. O principal ponto ou ponto de estagnação s está marcado em cada frente (Mohrig <i>et al.</i> , 1998). ...	13
Figura 2.7: Tensões inerciais num modelo de centrífuga induzidos por rotação em um eixo fixo correspondem a tensões gravitacionais no protótipo correspondente (Taylor, 1995). .....	16
Figura 2.8: Comparação da variação de tensão com a profundidade em um modelo de centrífuga e seu protótipo correspondente (Taylor, 1995). .....	17
Figura 2.9: Duto modelo instrumentado (Sahdi et al., 2014). .....	18
Figura 2.10: Modelo centrífugo de um talude submarino consistindo em camadas interpostas de argila e areia (Zhang et al., 2015). .....	19
Figura 2.11: Visão geral dos instrumentos utilizados no tanque onde foram realizados os ensaios (Zhang et al., 2015). .....	20
Figura 3.1: Fotografia da centrífuga geotécnica de dois cestos da UENF. ....	21
Figura 3.2: Operador da centrífuga geotécnica da UENF. ....	23
Figura 3.3: À esquerda a vista frontal; e à direita, a vista superior da caixa teste (Pardo, 2015). .....	23
Figura 3.4: Esquema do penetrômetro barra-T utilizado nos ensaios. ....	24

Figura 3.5: À direita, o misturador coloidal do laboratório da centrífuga geotécnica do LECIV. ....	26
Figura 3.6: Esquema da caixa teste, contendo a rampa de acrílico, com inclinação de 5%. ....	27
Figura 3.7: Rampa de acrílico com a lixa já fixada, juntamente com os transdutores de tensão total. Os transdutores de poropressão se encontram em um recipiente com água para que eles se mantenham saturados. ....	28
Figura 3.8: Aparato utilizado para calibrar células de carga. Uma haste com suporte para os pesos está ligada a duas hastes auxiliares que transmitem a carga para o ponto superior da barra, este que transmite o carregamento para a célula de carga. ....	29
Figura 3.9: Esquemático do aparato de calibração da célula de carga. ....	30
Figura 3.10: Vista em detalhe do penetrômetro barra-T já acoplado à célula de carga e ao atuador elétrico. ....	32
Figura 3.11: Estrutura montada para a execução do ensaio de cravação do penetrômetro barra-T. ....	32
Figura 3.12: Detalhe com as posições dos transdutores de tensão total (TTT), e os de poropressão (TPP). ....	33
Figura 3.13: Vista em detalhe, com toda a estrutura do atuador hidráulico, para a execução do ensaio da abertura da comporta (fotografia autoral). ....	34
Figura 3.14: Detalhe da estrutura da câmera de alta velocidade para a filmagem dos ensaios, com a iluminação ativada (fotografia autoral). ....	34
Figura 4.1: Gráfico do ensaio 2, da resistência não drenada do solo em função da profundidade do ensaio 2. ....	35
Figura 4.2: Perfil da resistência ao cisalhamento não drenada em função da profundidade do solo dos ensaios 3 e 4, que foram executados em gravidades induzidas de 40 e 30g, respectivamente. ....	36
Figura 4.3: Resultados dos ensaios 5 e 6, que foram executados em gravidades induzidas de 20 e 10g, respectivamente. ....	36
Figura 4.4: Resultados do ensaio 1 (umidade de 56,2%, 40G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa. ....	38
Figura 4.5: Resultados do ensaio 2 (umidade de 67,4%, 40G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa. ....	39

Figura 4.6: Resultados do ensaio 3 (umidade de 84,3%, 40G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa. ....	40
Figura 4.7: Resultados do ensaio 4 (umidade de 84,3%, 30G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa. ....	41
Figura 4.8: Resultados do ensaio 5 (umidade de 84,3%, 20G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa. ....	42
Figura 4.9: Resultados do ensaio 6 (umidade de 84,3%, 10G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa. ....	43
Figura 4.10: Imagens do ensaio de escorregamento 1 (umidade de 56,2%, 40G). ....	45
Figura 4.11: Imagens do ensaio de escorregamento 2 (umidade de 67,4%, 40G). ....	46
Figura 4.12: Detalhe da Figura 4.11(e), do momento em que a massa frontal se eleva. ....	46
Figura 4.13: Imagens do ensaio de escorregamento 3 (umidade de 84,3%, 40G). ....	47
Figura 4.14: Imagens do ensaio de escorregamento 4 (umidade de 84,3%, 30G). ....	48
Figura 4.15: Detalhe da Figura 4.14(e), do momento em que a massa frontal se eleva. ....	48
Figura 4.16: Imagens do ensaio de escorregamento 5 (umidade de 84,3%, 20G). ....	49
Figura 4.17: Imagens do ensaio de escorregamento 6 (umidade de 84,3%, 10G). ....	50
Figura 4.18: Velocidade frontal em função do limite de liquidez. ....	50
Figura 4.19: Velocidade frontal em função da gravidade induzida (g). ....	50

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores de escala na modelagem centrífuga. ....	14
Tabela 3.1 – Percentuais e massas dos componentes de cada ensaio. ....	25
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios dos limites de consistência. ....	26
Tabela 4.1 – Valores de $S_u$ máximo para cada ensaio executado. ....	37
Tabela 4.2 – Velocidade frontal calculada de cada escorregamento. ....	51
Tabela 4.3 – Resultados da pressão de estagnação e tensão normal equivalente. ....	52
Tabela 4.4 – Resultados da determinação no número densimétrico de <i>Froude</i> . .....	53
Tabela 4.5 – Resumo dos resultados finais dos fatores determinantes. ....	53

## LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$A$  – área do cilindro

AC/DC – corrente alternada/corrente contínua

$C_h$  – coeficiente de adensamento horizontal

$d$  – diâmetro da barra cilíndrica horizontal

$F$  – carga atuante

$F_{rd}$  – número densimétrico de *Froude*

$g$  – aceleração da gravidade

$h_a$  – altura média do escorregamento

$h_m$  – altura do modelo

$h_p$  – altura do protótipo

IP – índice de plasticidade

$l$  – distância percorrida

$K$  – coeficiente de empuxo

$K_0$  – coeficiente de empuxo no repouso

LECIV – Laboratório de Engenharia Civil

LL – limite de liquidez

LP – limite de plasticidade

$N$  – fator de multiplicação da gravidade

NGI – *Norwegian Geotechnical Institute*

$N_b$  – fator da barra

$P$  – força por unidade de comprimento atuante no cilindro

$p_f$  – pressão de estagnação hidrodinâmica na frente da pasta fluida

$p_d$  – tensão normal do fluido do escorregamento

rpm – rotações por minuto

$S_u$  – resistência ao cisalhamento não drenada do solo

TPP – transdutor de tensão total

TTT – transdutor de poropressão

UENF – Universidade Estadual do Norte Fluminense

$V$  – velocidade normalizada

$v$  – velocidade de cravação do penetrômetro

$v_f$  – velocidade frontal da corrida de lama

$\alpha$  – fator de aderência

$\gamma$  – taxa de cisalhamento  
 $\gamma_0$  – taxa de cisalhamento correspondente  
 $\delta$  – ângulo de atrito efetivo entre o solo e o fuste da estaca  
 $\Delta\rho$  – diferença de densidades  
 $\Theta$  – ângulo de inclinação do substrato de base do escorregamento (rampa)  
 $\Phi'_a$  – ângulo de atrito efetivo do solo amolgado  
 $\eta$  – viscosidade dinâmica  
 $K$  – viscosidade estática  
 $\rho$  – densidade de um fluido  
 $\rho_d$  – densidade da pasta fluida (solo)  
 $\rho_w$  – densidade da água  
 $\sigma_v$  – tensão vertical  
 $\sigma_{vm}$  – tensão vertical no modelo  
 $\sigma_{vp}$  – tensão vertical no protótipo  
 $\sigma'_{v0}$  – tensão vertical efetiva inicial  
 $\sigma'_h$  – tensão horizontal efetiva  
 $\tau$  – resistência ao fluxo  
 $\tau_c$  – tensão cisalhante  
 $\tau_{l,ult}$  – atrito lateral da haste do penetrômetro

## 1 - INTRODUÇÃO

### 1.1 – Considerações Iniciais

A demanda energética mundial força cada vez mais ao ser humano a buscar fontes de energia em locais cada vez mais remotos, e com o setor de petróleo isso não é diferente: A cada dia, a exploração se dá em poços cada vez mais profundos e distantes do continente, onde tubulações percorrem o leito marinho para transportar a matéria-prima obtida das extrações.

No Golfo do México, na África Ocidental, na costa do Brasil e mais recentemente fora da Austrália, a evolução na exploração tem feito com que as sondas alcancem lâminas d'água superiores a 1000 m de profundidade. Estes desenvolvimentos em águas profundas geralmente consistem de instalações flutuantes atracadas, que são fixadas ao fundo do mar através de um sistema de ancoragem (Randolph *et al.* 2010).

Os escorregamentos submarinos são fenômenos que ocorrem de forma natural no leito marinho, e se tornaram objeto de estudo devido às atividades no ramo de exploração de petróleo e gás em águas profundas no mundo inteiro. Diversos escorregamentos já foram documentados e estudados, em diversas áreas do globo, para uma melhor compreensão de como esse tipo de fenômeno pode afetar a atividade de exploração, extração e transporte de petróleo e gás natural.

Este tipo de fenômeno pode alcançar áreas de centenas de quilômetros quadrados, sendo praticamente impossível realizar uma previsão do local a ser atingido. O período de duração de um escorregamento submarino desta espécie pode durar milhares de anos para chegar a um nível de estabilidade aceitável, em que o escorregamento pare.

Além da importância de conhecer o comportamento desses escorregamentos, já foi relatado um acidente envolvendo uma tsunami, esta causada por um escorregamento submarino, o caso do escorregamento de 18 de Novembro de 1929 na região de Grand Banks, na província de Newfoundland, no Canadá. O terremoto gerado no local desencadeou um escorregamento submarino com um volume de 200 km<sup>3</sup>, este que se transformou uma corrente de turbidez que se deslocou mais de 1000 km a velocidades entre 60 e 100 km/h, rompendo diversos cabos submarinos de telecomunicação. O tsunami causado pela falha

matou 28 pessoas, tornando este acontecimento o mais catastrófico tsunami na história do Canadá (Fine et al., 2004). O tsunami foi observado em outras partes do Canadá, Estados Unidos e até na costa portuguesa.

A utilização da modelagem física para o estudo desses escorregamentos ainda é limitada. E para estudar um fenômeno dessa magnitude a modelagem física vem como grande ajuda na observação da frente de corrida e do percurso do escorregamento em geral, assim como na obtenção das tensões geradas pelo processo.

## **1.2 – Histórico**

Diversos escorregamentos submarinos datados foram descobertos e estudados mais recentemente, porém o período em que esses fenômenos ocorreram foi muito anterior ao início dos estudos. Vale à pena ressaltar que as dimensões dos escorregamentos podem variar bruscamente, podendo ter áreas de influência com o tamanho de centenas de quilômetros a dezenas de milhares de quilômetros quadrados.

O escorregamento na região de Nice, na França, no noroeste do Mediterrâneo em 16 de Outubro de 1979. O local de origem era a região do rio Var, que acumulou sedimentos em uma plataforma muito estreita. Devida à natureza íngreme do leito da região, a instabilidade não pode ser descartada como um potencial mecanismo de gatilho concorrente. Além disso, as falhas nos sedimentos no largo de Nice são favorecidas pela ocorrência comum de camadas subconsolidadas de solo, embora a formação de cumes normalmente e sobre adensados também poderia estar envolvida. Uma corrente de turbidez foi formada e foram registradas velocidades de 40 km/h, cabos de telecomunicação foram rompidos, e a movimentação do solo submarino gerou um tsunami. Como consequência do evento, parte de uma área preenchida de terra recuperada do mar para ampliar o aeroporto de Nice foi destruída, escavadeiras foram arrastadas profundamente no mar e várias pessoas foram mortas (Malinverno *et al.*, 1988; Cochonat *et al.*, 1993; Klauke e Cochonat, 1999; Mulder *et al.*, 1993; Mulder *et al.*, 1994; Gennesseaux *et al.*, 1980; Savoye, 1991; Mulder *et al.*, 1997 apud Canals *et al.*, 2004).

O escorregamento na costa de Agulhas, relatado por Dingle (1977), na África do Sul, ocorreu na era Pós-Plioceno, e é o maior escorregamento submarino já



estudado até hoje. Ele teve uma área de influencia de aproximadamente 79500 km<sup>2</sup>, e um volume de terra envolvido de 20000 km<sup>3</sup>. Apesar de ser desconhecido o motivo que acarretou o escorregamento, um mecanismo de disparo sísmico é tentativamente proposto: A região encontra-se em duas grandes zonas de falhas cujas extensões são conhecidas por serem sismicamente ativas (falha Cabo Fold Belt e a zona de fratura marginal de Agulhas).

O escorregamento Gebra, localizado na península Trinity, na Antártica, aconteceu em torno de 13500 a 14500 anos atrás, teve uma área afetada de 230 km<sup>2</sup>, e um volume de terra envolvido de aproximadamente 20 km<sup>3</sup>. A causa do deslocamento de terra é imprecisa, mas sabe-se que foram geradas poropressões acima do normal devido a uma camada de cinzas coesivas e argilosas combinadas com um efeito de descarga por camadas de gelo do período de deglaciação. Tremores e/ou terremotos podem ter auxiliado no processo de iniciação (Imbo *et al.*, 2003).

O escorregamento de Storegga, que está localizado no Mar do Norte, na Bacia Norueguesa, teve sua última movimentação a aproximadamente 8200 anos atrás, mas já se desloca a mais de 200 mil anos. Teve uma área atingida de 34000 km<sup>2</sup>, com uma distância de corrida de 400 km. Seu gatilho está intimamente relacionado à reativação de um profundo sistema de falhas do período de transição entre Jurássico e Cretáceo. A carga de deglaciação de sedimentos gerou terremotos de comprimento e magnitude que adicionam cargas dinâmicas e excessos de poropressão que são suficientes para iniciar a ruptura nas camadas de argila marinha (Bryn *et al.*, 2005).

O escorregamento Ruatoria, encontrado na margem norte de Hikurangi, Nova Zelândia, é considerado um escorregamento relativamente novo, ocorrido a aproximadamente 350 anos atrás. Teve uma área de influência de 8000 km<sup>2</sup>, com uma distância de corrida de 100 km, e foi o resultado da subducção do monte marinho da região, juntamente com fraturas no leito submarino e fluxos de lama no local (Collot *et al.* 2001).

### **1.3 – Objetivos**

O objetivo do presente estudo é executar, através da modelagem física, um escorregamento submarino e estudar o seu comportamento no leito

marinho, em ocasiões de ocorrência ou ausência do processo de hidroplanagem. É esperado observar as diferentes características de escorregamentos submarinos em diferentes níveis gravitacionais induzidos pela centrífuga geotécnica. A variação da gravidade servirá para determinar uma melhor sensibilidade do ensaio, em termos de visualização da hidroplanagem e do escorregamento em si.

Com a execução de ensaios de determinação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo, espera-se observar uma associação direta dos parâmetros geotécnicos do solo com os dados obtidos nos instrumentos instalados no ensaio de escorregamento.

#### **1.4 – Metodologia**

O modelo será colocado em uma centrífuga geotécnica, envolvido em um contêiner de alumínio, que será instrumentado com transdutores de tensão total e de poropressão, contendo um compartimento separado com uma comporta para o lançamento do solo, contendo um transdutor de tensão total no fundo.

A argila utilizada será submetida ao ensaio de determinação da resistência não drenada do solo com um penetrômetro barra-T, esse executado durante o período de “voo” da centrífuga com aceleração correspondente ao ensaio do escorregamento. Além disso, os ensaios serão filmados em câmeras de alta velocidade para melhor observação do fenômeno.

No projeto proposto serão realizados ensaios em gravidade aumentada na centrífuga geotécnica do LECIV, nas gravidades alteradas de 10, 20, 30 e 40g,. Será utilizado um atuador hidráulico para abertura da comporta com a massa de solo e um atuador elétrico que terá acoplado a ele a haste do penetrômetro *T-Bar*, em escala reduzida para medir a resistência não drenada do solo ( $S_u$ ), para a caracterização da lama a ser utilizada. Para operar os instrumentos e leitura dos transdutores, será utilizado o *software LabVIEW™*.

#### **1.5 – Justificativa**

A configuração do leito marinho pode ser bruscamente modificada quando um escorregamento marinho ocorre na região. E com a exploração do petróleo em águas profundas sendo executada em larga escala nos dias de hoje, o transporte do material explorado se dá por tubulações que se

encontram próximas ou até em contato com o fundo do mar. Uma movimentação do solo onde um desses tubos se encontra pode acarretar em graves acidentes, trazendo prejuízos econômicos, sociais e principalmente ambientais.

Saber como o solo de uma região estratégica pode se comportar quando envolvido em algum tipo de deslizamento e minimizar acidentes em regiões de transporte de matéria-prima obtidas por extração em alto mar é de grande importância para as empresas envolvidas, para o meio ambiente e para todos os outros fatores envolvidos.

Para estudos mais aprofundados, podem ser sugeridos mecanismos que possam medir o impacto de uma frente de lama. Também pode ser desenvolvido um mecanismo para minimizar a influência dos escorregamentos submarinos nas estruturas de transporte do material explorado em águas profundas.

## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 – Escorregamentos Submarinos

Como dito anteriormente, os escorregamentos submarinos são considerados atualmente riscos geológicos, devido ao seu impacto em equipamentos de exploração offshore de óleo e gás. Na Figura 2.1, retirada de Gue (2012), é ilustrado em destaque o escorregamento submarino, o fenômeno a ser estudado.

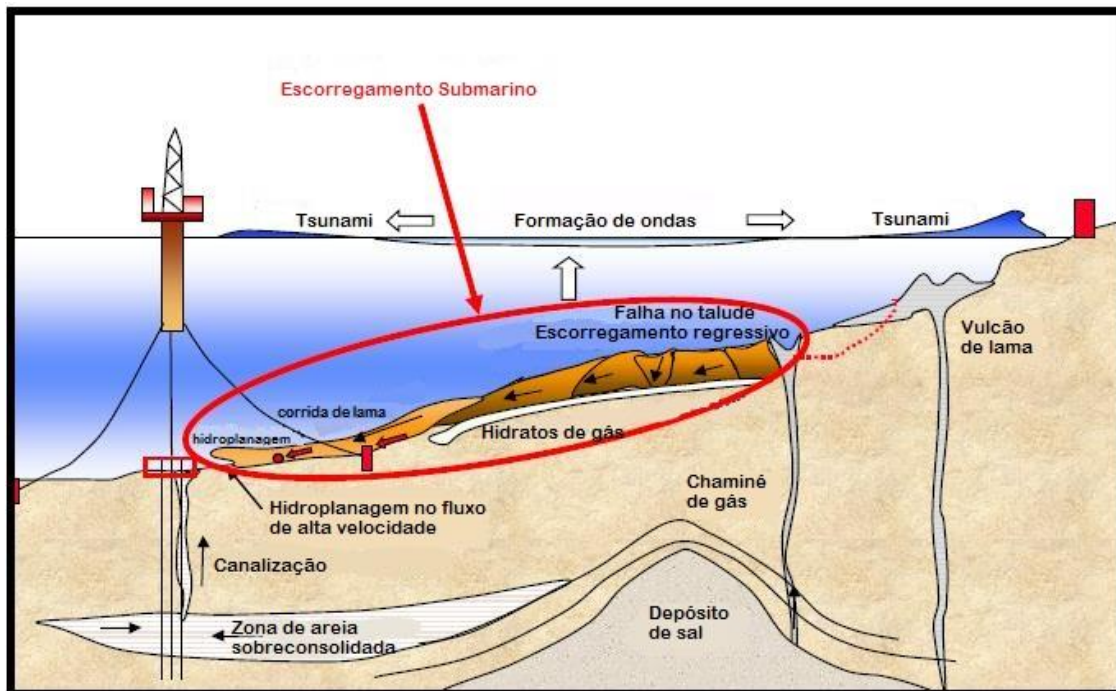


Figura 2.1: Riscos geológicos offshore, com o escorregamento submarino destacado em vermelho (Modificada – NGI, 2005 apud Gue, 2012).

Segundo Gue (2012), as características únicas dos deslizamentos de terra submarinos, que são distintos dos deslizamentos normais de terra na superfície, podem ser resumidas da seguinte forma:

- a) Dimensões enormes, envolvendo grandes volumes de movimentos de massa;
- b) Distância longa de corrida;
- c) A ruptura pode ocorrer em inclinações de talude bem suaves.

Vale lembrar que, independente da motivação dos deslizamentos, todos iniciam quando o componente de tensão cisalhante vertical do talude exceder a resistência ao cisalhamento do solo (Sawyer *et al.*, 2012).

## **2.2 – Tipos de Escorregamentos Submarinos**

Os escorregamentos submarinos nem sempre possuem as mesmas características. Existem diversos tipos de escorregamentos dessa espécie, dentro deles estão: A avalanche ou o tombamento de rochas subaquáticas; o efeito de *creep*; o escorregamento de translação; os escorregamentos rotacionais; o fluxo de lama e as correntes de turbidez.

Sabe-se pouco sobre as avalanches ou tombamentos de rochas, mas esses tombamentos são importantes em áreas de topografia íngreme, como as paredes de fiordes e cânions submarinos.

O *creep* é o nome dado à fluência do solo, que se dá por movimentos periódicos e muito lentos, sem a geração de poropressão ou tensão efetiva, que deixam uma topografia com forma de escada em seu rastro. Esse tipo de comportamento também é encontrado em taludes comuns.

Os escorregamentos de translação se movem de forma mais comum em planos de ruptura bem definidos. E é conhecido que esses fenômenos podem ser o estágio inicial para eventos de ruptura em escalas maiores.

Os escorregamentos rotacionais tipicamente deixam um rastro de forma circular. A massa deslocada geralmente é inclinada pra trás (contra a inclinação do talude), como resultado da rotação da massa de terra.

O fluxo de lama é definido como um transporte induzido por gravidade de sedimentos bem-graduados, em que os grãos são suportados pela resistência do fluido circundante. Aparentemente, corridas de lama são processos bem comuns capazes de transportar sedimentos em grandes distâncias mesmo em taludes de baixa declividade.

As correntes de turbidez são misturas e velozes de fluidos viscosos com densidade maior do que a da água do ambiente. Pensa-se que essas correntes são resultado das deformações de depressões de taludes. Depósitos resultantes dessas correntes são característicos e têm sido rotulados como turbiditos. Estes exibem uma estratificação graduada em cinco camadas, variando a partir de materiais de grãos maiores nas camadas inferiores para sedimentos bem graduados na superior.

## **2.3 – Possíveis condições de contorno e comportamento do fluxo**

Como citado no trabalho de Locat e Lee (2000), as prováveis condições de contorno durante um fluxo de um escorregamento submarino são dispostas

de acordo com a Figura 2.2. Na figura, é possível observar que o material de fluxo é dividido em dois componentes: o material denso e o material em suspensão. A parte densa do fluxo é geralmente associada à corrida de lama propriamente dita, enquanto ao fluxo em suspensão é gerado pelas forças de arraste agindo na superfície superior na parte densa do fluxo, causando desprendimento de material (Gue, 2012).

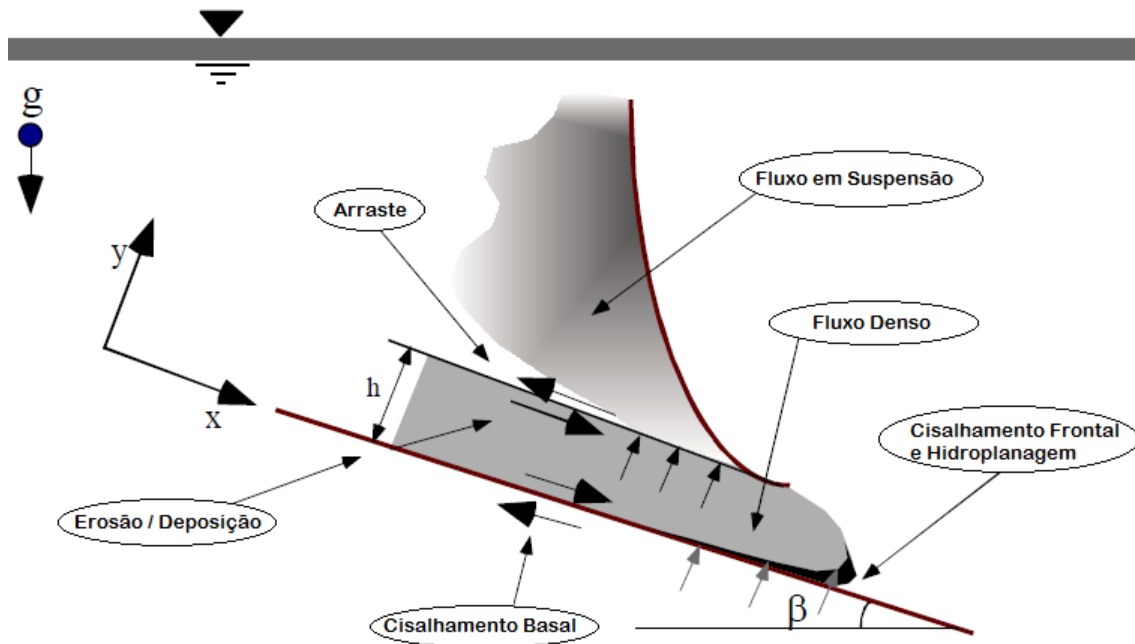


Figura 2.2: Diagrama esquemático que mostra a geração de uma corrente de turbidez (fluxo em suspensão) por forças de arrasto sobre a superfície, a elevação potencial do lobo frontal que conduz ao processo de hidroplanagem, a tensão de cisalhamento basal causando erosão e deposição (Modificada - Locat e Lee, 2000).

Supõe-se que, uma vez que um fluxo denso é gerado (isto é, no caso em que a velocidade do fluxo de material é suficientemente rápida), este se mantém sob condições não drenadas. Em tal cenário, considerando a elevada velocidade, o fenômeno é comumente descrito por meio da mecânica dos fluidos ao invés da mecânica dos solos (Locat e Lee, 2000). Para o caso das corridas de lama, o comportamento do fluxo pode ser representado por três tipos de fluidos (Locat, 1997):

Um fluido de Bingham, proposto pela Equação 2.1;

$$\tau = \tau_c + \eta\dot{\gamma}^n \quad (2.1)$$

Um fluido de Hershel-Bulkley, proposto pela equação 2.2;

$$(\tau - \tau_c) = K\dot{\gamma}^n \quad (2.2)$$

Um fluido bilinear, proposto pela equação 2.3:

$$\tau = \tau_c + \eta\gamma + \left(\frac{c}{\gamma + \gamma_0}\right) \quad (2.3)$$

Em que  $\tau$  é a resistência ao fluxo,  $\tau_c$  é a tensão cisalhante,  $\eta$  a viscosidade dinâmica (MPa),  $\gamma$  a taxa de cisalhamento, e  $\gamma_0$  a taxa de cisalhamento correspondente à resistência do modelo do fluido bilinear.  $K$  é correspondente à viscosidade estática. O fluido é classificado como pseudoplástico para  $n < 1$ , como um fluido dilatante para  $n > 1$ , e como um fluido de Bingham para  $n = 1$ .

Em um estudo de vários escorregamentos submarinos, Norem et al (1990) propôs utilizar um modelo visco plástico, como descrito na Equação 2.4 a seguir:

$$\tau = \tau_c + \sigma(1 - r_u)\tan \phi' + \eta\gamma^n \quad (2.4)$$

Em que  $\sigma$  é a tensão total,  $r_u$  a taxa de poropressão e  $\phi'$  o ângulo de atrito. Essa equação constitutiva é como se fosse um modelo híbrido. Os primeiro e terceiro termos da equação estão relacionados com o componente de viscosidade do fluxo, como nas Equações 2.1, 2.2 e 2.3. O segundo termo é um termo de plasticidade descrito pela tensão efetiva e o ângulo de atrito.

Um aspecto interessante desta abordagem é que esta pode ser ajustada para várias condições de fluxo. Por exemplo, se considerarmos um fluxo granular rápido, estaríamos utilizando o terceiro termo com um valor de  $n$  maior do que um. No caso de um fluxo de lama (não drenado), os termos um e dois seriam utilizados, mas o valor de  $n$  no terceiro termo seria menor ou igual à unidade. Para fluxos onde a velocidade permite a dissipação de poropressão, o segundo termo seria dominante, e para avalanches de rochas, os últimos dois termos seriam considerados.

Mesmo que possa ser considerado em termos da fluidodinâmica, o fluxo de solo ainda pode mostrar comportamento geotécnico em alguns casos (Gue, 2012).

#### **2.4 – Transformações de fluxo**

Durante o desenvolvimento de um escorregamento submarino, muitos processos podem ocorrer no seu interior, estes chamados de transformações de fluxo, ou mudanças de regimes, em que os mais importantes e menos compreendidos processos que ocorrem no interior do fluxo (Shanmugam, 2000

apud Brum Júnior, 2015). Fischer (1983) mostra quatro transformações de fluxos que podem ocorrer durante um fluxo submarino (Figura 2.3). São elas:

- Transformação do corpo: ocorre quando o fluxo é alterado entre laminar e turbulento, sem que haja adição ou perda de fluido do corpo do escorregamento;

- Transformação gravitacional: ocorre quando as partículas que são carregadas pelo fluxo são segregadas pela gravidade, e por consequência, o regime turbulento, que inicialmente se desenvolve em todo o fluxo, passa a cessar na região basal, desenvolvendo, junto ao fundo, uma região altamente concentrada, onde o fluxo é essencialmente laminar, sendo que, ao mesmo tempo, o fluxo diluído acima dessa região se mantém turbulento;

- Transformação de superfície: ocorre quando o fluido ambiente é incorporado à camada superior, devido ao cisalhamento na interface corrente-fluido ambiente ou quando o fluido ambiente entra pela superfície frontal inferior do escorregamento formando o seu nariz;

- Transformação por elutriação: desenvolvida pelo movimento ascendente do fluido intersticial, o qual carrega partículas finas, que saem da região mais densa, junto ao fundo, para produzir uma camada mais diluída e turbulenta acima dessa camada mais densa.

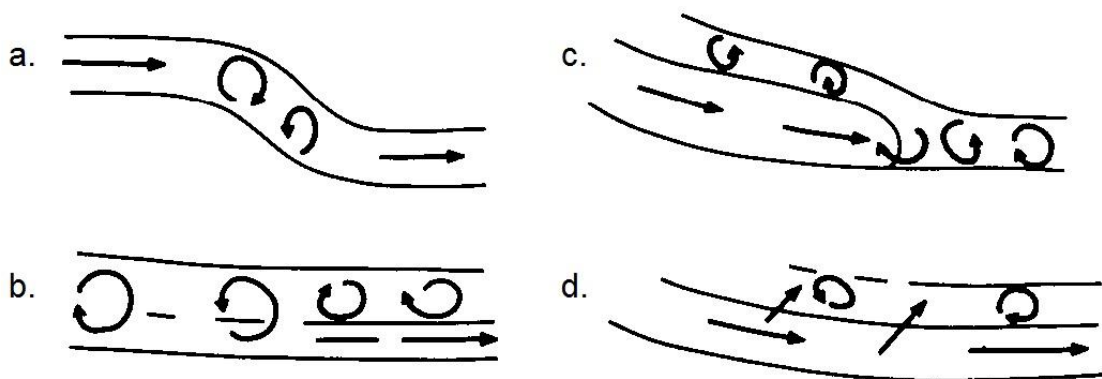


Figura 2.3: Quatro transformações de fluxo descritas no texto: a = transformação do corpo; b = transformação gravitacional; c = transformação de superfície; transformação por elutriação (Fischer, 1983).

## 2.5 – Mecanismos de Ruptura

Para um talude submarino estável se tornar instável, esse pode ser influenciado por diversos fatores, internos ou externos, podendo gerar sua ruptura, e conseqüentemente, iniciar um escorregamento.



Segundo Locat e Lee (2000), existem diversos possíveis mecanismos de gatilho para o início desses escorregamentos, como por exemplo: o excesso de pressão induzida por sedimentação; ações sísmicas, como terremotos; carregamentos de ondas de tempestades; acumulação rápida do solo e sobreconsolidação; dissociação de hidratos de gás; marés baixas; infiltração; efeitos da erosão; carregamentos glaciais; desprendimento de camadas frágeis de solo; entre outras.

Um estudo realizado por Hance (2003) sobre os deslizamentos submarinos ocorridos ao longo do tempo analisa o gatilho em 399 falhas em taludes submarinos encontradas na literatura. Os resultados concluem que 40% dos deslizamentos são atribuídos a terremotos, 25% a processos de sedimentação, 9% a processos de erosão; dissociações de hidratos de gás se mostraram a causa de 11% dos escorregamentos; atividades vulcânicas foram citadas em torno de 10% dos casos, e carregamentos de ondas, eventos de maré e atividades humanas se mostraram como menos de 5% das causas. Pardo (2015) mostra uma figura referente ao estudo realizado por Hance (2003), colocada a seguir como a Figura 2.3.

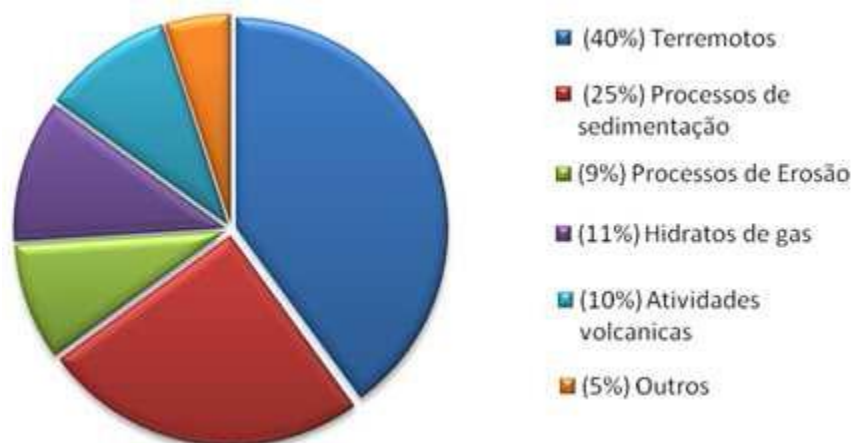


Figura 2.4: Causas de escorregamentos submarinos segundo o banco de dados (Hance, 2003 apud Pardo, 2015).

## 2.6 – Hidroplanagem em Escorregamentos Submarinos

A hidroplanagem de um fluxo de detritos ou de um escorregamento requer que o meio circundante seja suficientemente impermeável para suportar tensão normal do fluido para assim se sustentar na camada relativamente fina de água que penetra por baixo do fluxo denso (Mohrig *et al.*, 1998).

Pesquisas experimentais recentes sugerem que uma camada de lubrificação basal de água associada com a hidroplanagem separa os sedimentos a partir do leito, o que resulta numa redução dramática das tensões cisalhantes na base (Harbitz, 2003).

Para a hidroplanagem ocorrer, a pasta fluida não pode transformar-se em uma suspensão turbulenta. Ao mesmo tempo, a lama tem de ser suficientemente móvel de modo a atingir a velocidade crítica para o início do efeito. Se estas condições forem satisfeitas, a hidroplanagem ocorre quando a pasta fluida não pode deslocar o fluido ambiente (água, no caso) suficientemente rápido, isto é, aproximadamente quando a pressão de estagnação hidrodinâmica na frente da pasta fluida,  $p_f$  (Equação 2.5), for igual ou superior ao peso por unidade de superfície submersa da pasta fluida, ou a pressão normal,  $p_d$  (Equação 2.6).

$$p_f = \frac{\rho_w v_f^2}{2} \quad (2.5)$$

$$p_d = (\rho_d - \rho_w) g h_a \cos \theta \quad (2.6)$$

Em que  $\rho_w$  e  $\rho_d$  são as densidades da água e da pasta fluida, respectivamente,  $v_f$  é a velocidade frontal da pasta com espessura  $h_a$ ,  $g$  é a aceleração da gravidade, e  $\theta$  é a inclinação do talude (Modificado - Harbitz, 2003).

Para uma melhor visualização de como a hidroplanagem se inicia, a Figura 2.4 ilustra as tensões normal e de estagnação, e o mecanismo do início da hidroplanagem.

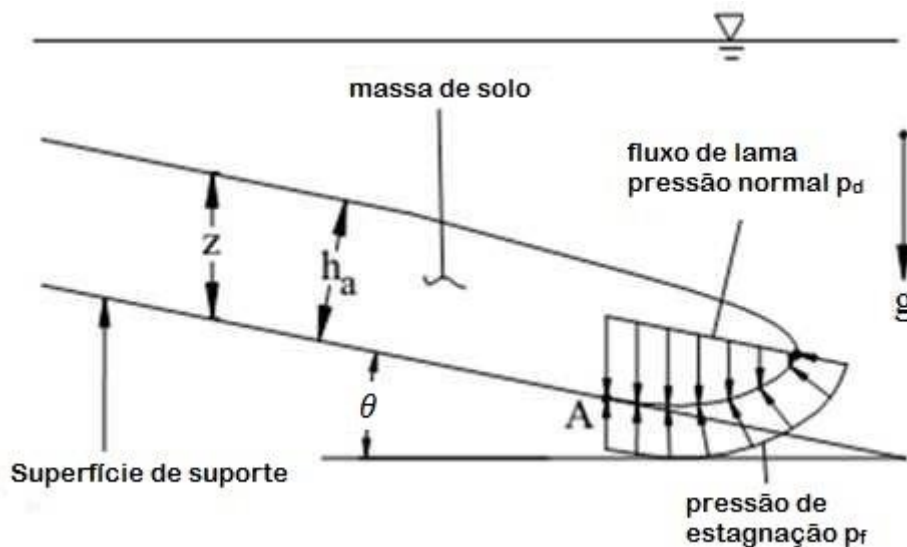


Figura 2.5: Pressão de estagnação e pressão normal do fluxo de lama geradas na parte frontal do deslizamento (Modificado - Mohrig *et al.*, 1999).

### 2.6.1 – Número de *Froude*

Um parâmetro que também é usado para determinar a ocorrência ou não da hidroplanagem é o valor do número densimétrico de *Froude*. Foi descrita a condição necessária para a extensão da hidroplanagem de fluxo de detritos com um número densimétrico de *Froude*,  $F_{rd}$ , este especificamente responsável pela flutuação do fluido ambiente em (Mohrig *et al.*, 1998):

$$F_{rd} = \frac{v_f}{\sqrt{\left(\frac{\rho_d}{\rho_w} - 1\right)gh_a \cos\theta}} \quad (2.7)$$

A partir desse estudo, foi possível observar uma relação entre o  $F_{rd}$  e a ocorrência de hidroplanagem. Um parâmetro adimensional utilizado para caracterizar o fluxo dominado por uma força gravitacional envolvendo dois líquidos com densidades ligeiramente diferentes, e é expresso como (Mohrig *et al.* 1998 apud Pardo, 2015):

$$F_{rd} = \frac{v_f}{\sqrt{gl\left(\frac{\Delta\rho}{\rho}\right)}} \quad (2.8)$$

Em que  $v_f$  é a velocidade frontal do fluxo de lama,  $\Delta\rho$  é a diferença de densidades entre os dois fluidos,  $\rho$  é a densidade de um dos fluidos,  $g$  é a aceleração da gravidade e  $l$  é a distância percorrida pelo solo. Utilizando as variáveis de seus experimentos, os mesmos autores modificaram a Equação 2.1 em termos de pressão de estagnação do fluido  $p_f$  e tensão normal  $p_d$ , assim:

$$F_{rd} = \sqrt{2\left(\frac{p_f}{p_d}\right)} \quad (2.9)$$

Os autores calcularam o  $F_{rd}$  para todos os testes, concluindo que o número mínimo de  $F_{rd}$  para que a hidroplanagem ocorra deve ser superior a 0,30. Lembrando também que a hidroplanagem ocorre quando a pressão hidrodinâmica a qual é proporcional ao  $p_f$  excede a tensão normal média dada por  $p_d$ . Para valores de  $F_{rd}$  maiores do que este valor, a cabeça do fluxo de detritos torna-se significativamente deformada (Mohrig *et al.*, 1998 apud Pardo, 2015).

A partir disso, o número de *Froude* passa a descrever o comportamento do fluxo de lama no escorregamento, no que diz respeito à altura da “cabeça” do fluxo, como está descrito na Figura 2.6. No primeiro caso (2.6a), trata-se da

forma que é compartilhada por todos os fluxos sem hidroplanagem, terrestres ou submarinos, no qual o número densimétrico de Froude,  $F_{rd}$  é menor que 0,3. No segundo caso (2.6b), é mostrada a forma da frente de detritos logo no início da hidroplanagem, sendo o valor de  $F_{rd}$  aproximadamente 0,35. A deformação hidrodinâmica da frente faz com que ocorra o desenvolvimento de uma cabeça bulbosa, em que  $H_c$  é a espessura máxima de detritos na cabeça. E por último (2.6c), é mostrada a forma de uma frente de detritos com hidroplanagem. O estrangulamento no fluxo de trás da cabeça é devido ao fluxo de atenuação entre a frente lubrificada, e o corpo mais ligado ao leito. Uma estimativa da altura média da camada de solo  $H$  é marcada em cada perfil esquemático (Mohrig *et al.*, 1998).

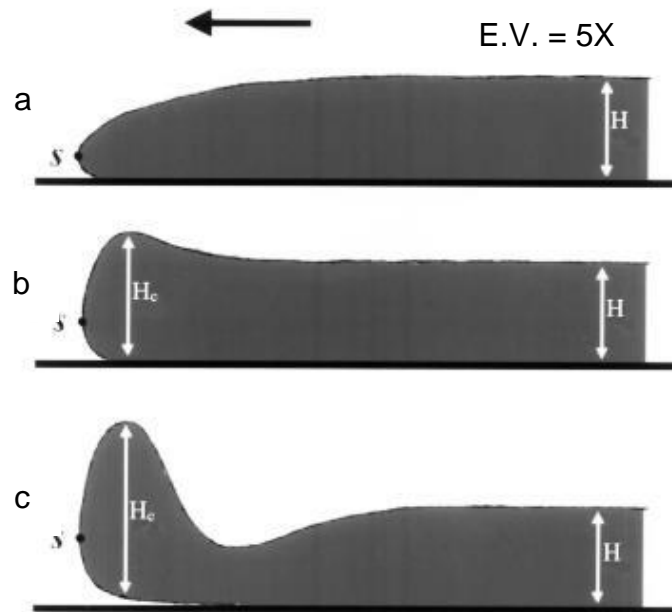


Figura 2.6: Perfis esquemáticos das frentes de corridas de lama observadas. E.V. é exagero vertical, que é de 5x em cada desenho. O principal ponto ou ponto de estagnação  $s$  está marcado em cada frente (Mohrig *et al.*, 1998).

## 2.7 – Análise Dimensional

Hoje sabemos que dois processos são semelhantes quando das características encontradas em um deles se podem deduzir as características do outro por um simples cálculo, semelhante, por exemplo, ao de uma troca de sistema de unidades de medida. Para que isso seja possível, é necessário conhecer os “fatores de escala”. As condições de semelhança física estabelecem, entre esses fatores, relações que devem ser obedecidas. Essas

condições de semelhança física são expressas, atualmente, através da igualdade, no modelo e no protótipo, de parâmetros adimensionais, formados por produtos de potências dos parâmetros originais do problema e conhecidos como números  $\pi$  (Penereiro, 2010).

De acordo com Carneiro (1993), o princípio da homogeneidade dimensional consiste em que toda equação que exprima uma lei física ou descreva um processo físico deve ser homogênea, relativamente a cada grandeza de base. Desse modo a equação continuará válida, se forem mudadas as magnitudes das unidades fundamentais.

Uma das principais aplicações da análise dimensional é o estabelecimento das condições de semelhança física, que devem relacionar os protótipos com os modelos utilizados nas experiências, o que é o caso da utilização de modelos reduzidos colocados em centrífugas na engenharia geotécnica (Modificado – Carneiro, 1993).

Na Tabela 2.1 são listadas as leis de escala em centrífuga importantes para este projeto, sendo N a razão entre as dimensões do protótipo e o modelo em escala reduzida. O fator de escala modificado para a distância de corrida leva em conta o trabalho realizado por Gue (2012), explicado num item posterior deste trabalho.

Tabela 2.1 – Fatores de escala na modelagem centrífuga.

Grandeza	Fator de Escala (N)
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Distância de Corrida	1/N <sup>3</sup>
Densidade	1
Massa	1/N <sup>3</sup>
Área	1/N <sup>2</sup>
Tempo (T)	1/N <sup>2</sup>
Tensão	1

Os eventos que ocorrem no modelo e no protótipo devem ser semelhantes e a similaridade precisa ser relacionada com leis de escala apropriadas. Se o solo usado no modelo e no protótipo é o mesmo, a relação de densidade entre eles

é de 1:1. Para que as tensões em gravidade aumentada sejam as mesmas, a relação entre a gravidade do modelo e do protótipo deve ser de N:1, relação que é explicada no item seguinte. Nos fatores de escala de comprimento, densidade e gravidade podem-se derivar as relações de escala para outras grandezas físicas, como a massa, a força, tensão, deformação e o tempo (Melo, 2015).

## **2.8 – Modelagem Física**

A modelagem física é uma ferramenta utilizada para poder simular em laboratório um evento real, em escala reduzida, podendo ter maior controle e melhor observação do fenômeno a ser estudado.

Os testes de modelos de centrífuga representam uma grande ferramenta para o engenheiro geotécnico, já que esses permitem o estudo e a análise de problemas usando materiais geotécnicos. A centrífuga geotécnica é uma sofisticada estrutura onde amostras de solo podem ser testadas de diversas formas (Taylor, 1995).

Uma característica especial da modelagem geotécnica é a necessidade de reproduzir o comportamento em termos de resistência e rigidez. Na engenharia geotécnica pode haver uma grande variedade de comportamentos relevantes para um determinado problema. Existem duas razões principais para isso: os solos são originalmente depositados em estratos ou camadas, e por isso é possível encontrar diferentes tipos de solo em um local que pode afetar um problema particular de diferentes formas; e tensões *in situ* mudam com a profundidade, e é de conhecimento notório que o solo se comporta em função do nível e do histórico de tensões. É pela segunda razão que a modelagem em centrífuga é de grande uso para o engenheiro geotécnico. Modelos de solos colocados na extremidade braço de uma centrífuga podem ser acelerados, então são submetidos a um campo de aceleração radial inercial que o modelo sentirá como um campo de aceleração gravitacional, porém diversas vezes maior que a gravidade terrestre (Modificado – Taylor, 1995).

Basta olharmos um exemplo de modelo dado por Taylor (1995). Levando em conta a análise dimensional, as leis básicas de escala partem do princípio da necessidade de garantir a similaridade de tensões entre o modelo e o protótipo. Se uma aceleração de N vezes a gravidade da Terra ( $g$ ) é aplicada a um

material de densidade  $\rho$ , então a tensão vertical,  $\sigma_v$  a uma profundidade  $h_m$  no modelo é dada pela Equação 2.9:

$$\sigma_{vm} = \rho N g h_m \quad (2.10)$$

Já no protótipo, indicado pelo subscrito p, será como na Equação 2.10:

$$\sigma_{vp} = \rho g h_p \quad (2.11)$$

Assim, por  $\sigma_{vm} = \sigma_{vp}$ , então  $h_m = h_p N^{-1}$  e o fator de escala entre o modelo e protótipo por dimensões lineares é 1:N. Desde que o modelo é uma representação linear em escala do protótipo, então os deslocamentos também terão um fator de escala 1:N. A representação ilustrativa de como funciona a centrífuga geotécnica para este modelo segue abaixo na Figura 2.7, juntamente com a comparação da evolução das tensões entre modelo e protótipo, representada no gráfico da Figura 2.8.

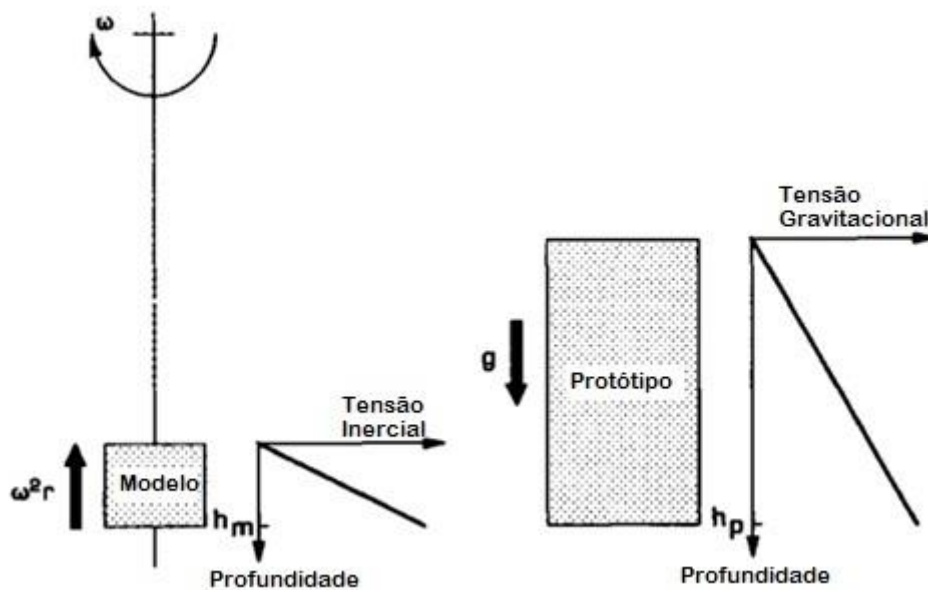


Figura 2.7: Tensões inerciais num modelo de centrífuga induzidos por rotação em um eixo fixo correspondem a tensões gravitacionais no protótipo correspondente (Taylor, 1995).

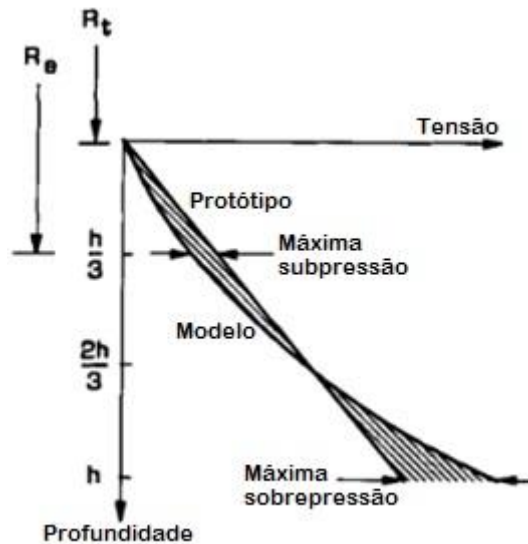


Figura 2.8: Comparação da variação de tensão com a profundidade em um modelo de centrífuga e seu protótipo correspondente (Taylor, 1995).

## 2.9 – Modelagem Física em Escorregamentos Submarinos

Na bibliografia existem alguns trabalhos envolvendo modelagem física de escorregamentos submarinos, mas poucos envolvendo centrífugas geotécnicas. Com o uso deste equipamento ou não, os trabalhos submetidos envolvendo a modelagem da instabilidade de taludes submarinos (Mohrig et al., 1998; Mohrig et al., 1999; Mohrig e Marr, 2003; Iltad et al.; 2004) sugerem, em todos eles, que o motivo principal para a mobilidade de grandes escorregamentos submarinos em taludes de inclinação suave é a hidroplanagem.

O primeiro trabalho sobre escorregamentos submarinos modelado em centrífuga geotécnica foi o trabalho feito por Boylan et al. (2010), onde eles tiram conclusões preliminares sobre estudos nessa área, sobre a diferença de distância entre escorregamentos submarinos e subaéreos, e também concluem que exames nas propriedades do solo do deslizamento podem fornecer informações sobre a história prévia de movimentos de solo no leito marinho.

Um trabalho recente feito em centrífuga geotécnica por Gue (2012) apresentou um estudo de fluxos de escorregamentos submarinos. Uma bateria de ensaios foi feita em diferentes acelerações de gravidade (30, 40, 50 e 60 g) para entender e reavaliar as leis de escalas envolvidas na simulação de uma corrente de fluxo submarino. O talude foi instrumentado com sensores de



poropressão em diferentes localizações, assim como câmeras digitais para capturar a imagem do fluxo de escorregamento em voo.

O mesmo autor conclui em seu estudo com uma lei de escalas para os fluxos submarinos diferente da lei de escala usual, considerando a distância do fluxo de detritos apresentando uma relação com o protótipo de  $N^3$  vezes o valor no modelo centrifugado. Além disso, os valores foram compatíveis com a modelagem numérica realizada no mesmo estudo.

Sahdi et al. (2014) realizou um trabalho em que são descritos resultados de um programa de testes realizados em centrífuga que visaram estudar as forças de impacto exercidas por um escorregamento submarino em uma tubulação *offshore*. Isto foi possível movendo um modelo de duto a velocidades variáveis através de um solo bem-graduado em vários graus de consolidação, assim, apresentando propriedades medidas a partir do fluido, trazendo para os domínios da geotecnia, propriedades estas correspondentes ao estado do material do escorregamento submarino.

Para simular as elevadas taxas de deformação experimentadas pelo solo ao mesmo tempo em que este flui em torno de um tubo num percurso de um escorregamento submarino, os testes foram conduzidos em velocidades do conjunto duto/solo de até 4.2 m/s, em uma gravidade induzida de 40 g. Foi desenvolvido um modelo de duto próprio para os experimentos, que segue na Figura 2.9 abaixo.

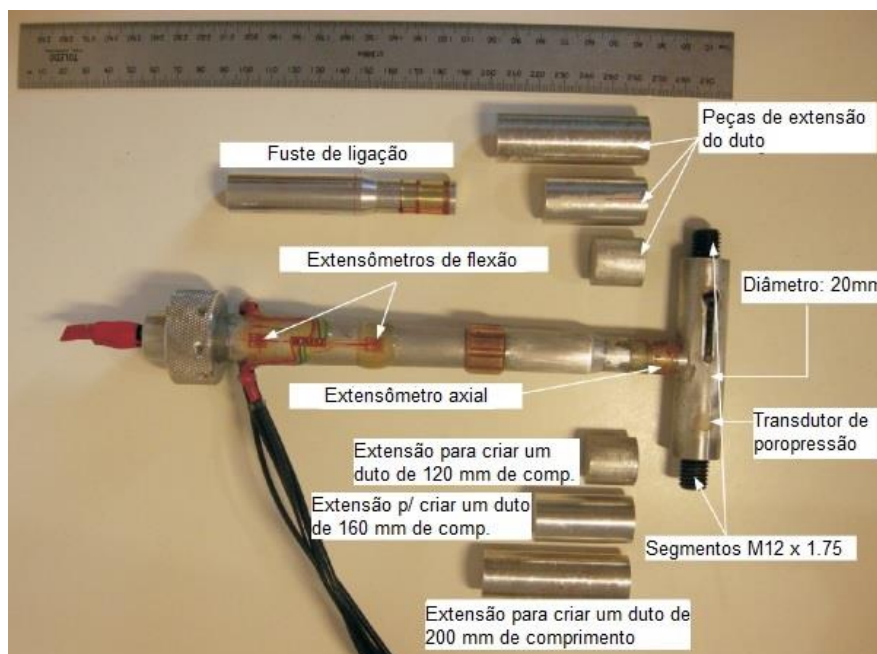


Figura 2.9: Duto modelo instrumentado (Sahdi et al., 2014).

A densidade variável e a resistência ao cisalhamento das amostras foram calculadas a partir dos resultados dos testes com o penetrômetro *T-bar*. Foi desenvolvida uma abordagem híbrida combinando componentes de resistência de arrasto horizontal da geotecnia e da fluido-mecânica.

A abordagem deste trabalho de Sahdi et al. (2014) proporcionou um método melhorado para aliar a densidade e a resistência do material do escorregamento com a força aplicada sobre o duto. Além do ajuste dos presentes observações, o método fornece uma releitura melhorada de dados semelhantes da literatura.

Outro trabalho interessante realizado foi o de Zhang et al. (2015). Neste estudo, escorregamentos submarinos acionados por elevada poropressão associada à dissociação de hidrato de gás foram estudados por modelagem centrífuga e análises de declives submarinos em águas salinas. A água pressurizada foi introduzida na areia para simular o aumento da poropressão causada pela dissociação de hidrato de gás, durante o voo da centrifuga numa gravidade induzida de 50 g. A estrutura montada está disposta pelas Figuras 2.9 e 2.10 a seguir.

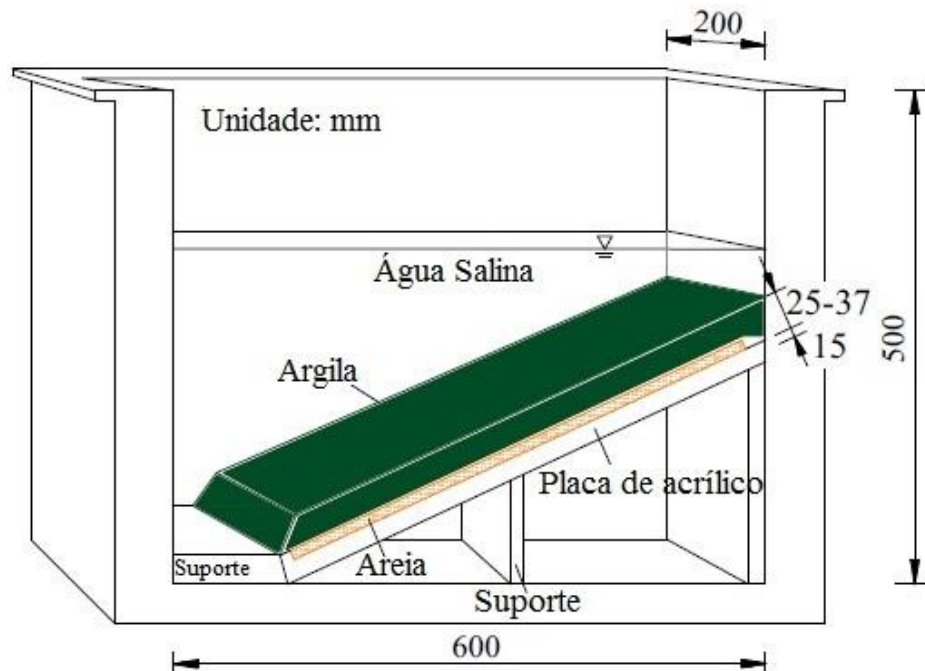


Figura 2.10: Modelo centrífugo de um talude submarino consistindo em camadas interpostas de argila e areia (Zhang et al., 2015).

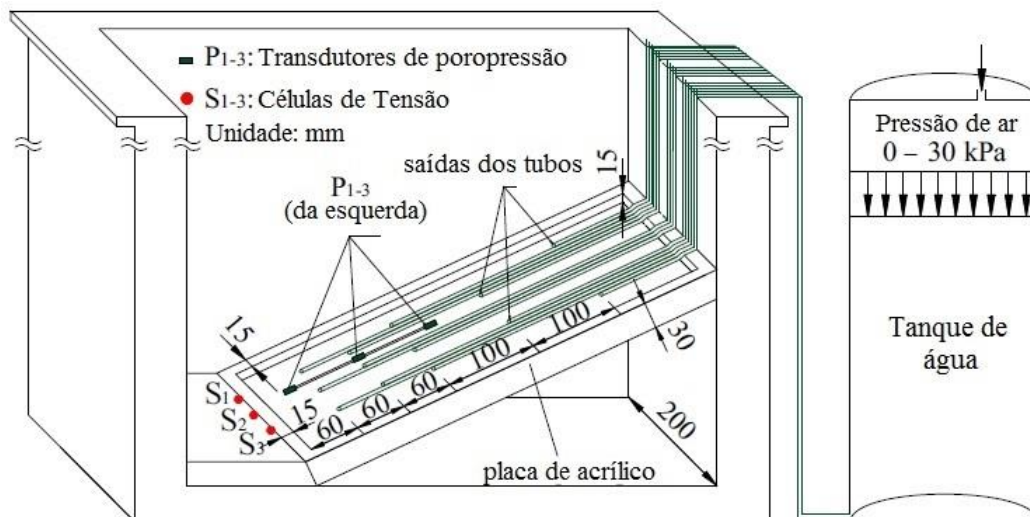


Figura 2.11: Visão geral dos instrumentos utilizados no tanque onde foram realizados os ensaios (Zhang et al., 2015).

Os resultados do teste e das análises destacaram dois mecanismos: (a) A acumulação de alta poropressão rupturas por tração associadas. Os declives suaves e a argila grossa favoreceu o acúmulo da poropressão. A liberação desta poropressão acumulada resultou em grandes crateras causadas pelas rupturas por tração. As poropressões no momento da ruptura foram até 2,2 vezes a tensão efetiva vertical do solo. A massa rompida estava intacta e mostrou pouca mobilidade. (b) A fratura na argila e a ruptura por cisalhamento associada. Fraturas facilmente se formaram nas encostas íngremes ou na argila fina durante o seu movimento descendente, permitindo a dissipação da poropressão. O acúmulo de poropressão na ruptura esteve próximo ou inferior à tensão efetiva vertical do solo. A massa rompida se liquefez e atingiu alta velocidade devido à mistura com água.

Vale lembrar que há também diversos trabalhos com modelagem numérica de escorregamentos submarinos envolvendo diversos modelos matemáticos diferentes (Jostad e Andresen, 2004; Troncone, 2005; Gue, 2012; Locat et al., 2013; Bonadies et al., 2014; Dutta et al., 2015; Dey et al., 2016; Wang et al., 2016), que servem como grandes ferramentas no desenvolvimento e confirmação de teorias desenvolvidas tanto pela modelagem física, como pela própria modelagem numérica.

### 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão sumarizados e descritos os materiais utilizados no experimento, incluindo a centrífuga e os *softwares* de execução e tratamento de dados. Também serão descritos neste capítulo os procedimentos realizados para a realização da bateria de ensaios.

#### 3.1 – Centrífuga Geotécnica

Para executar a modelagem física, e com isso, avaliar as leis de escala através da simulação das gravidades alteradas, nos escorregamentos submarinos em laboratório, foi utilizada a Centrífuga Geotécnica do Laboratório de Engenharia Civil, da UENF.

A centrífuga geotécnica da UENF é a primeira centrífuga de raio longo a ser instalada no Brasil. Ela possui um raio de 3,8 metros de comprimento, de modelo de cesto duplo, tendo em seu centro um acoplamento em eixo girante. Possui carga útil de 1000 quilogramas, com uma velocidade máxima de 227 rotações por minuto, podendo gerar um campo gravitacional de até 100 vezes o valor da gravidade terrestre. A fotografia da centrífuga se encontra abaixo na Figura 3.1.



Figura 3.1: Fotografia da centrífuga geotécnica de dois cestos da UENF.

Nas extremidades destes braços existem duas plataformas basculantes, com dimensões de 90 centímetros de altura, 90 centímetros de comprimento e 1 metro de altura. Nestas plataformas são acomodados os contêineres ou caixas

testes, sendo uma para cada lado do braço, podendo ensaiar dois modelos de forma simultânea, e devido ao tamanho das plataformas, os ensaios podem ser modelados de forma mais representativa.

As principais características da centrífuga geotécnica da UENF são apresentadas a seguir:

- Cestas duplas com capacidade de 100g-ton cada uma;
- 3,5 metros de raio efetivo e velocidade máxima de 277 rpm;
- Amostras com dimensões máximas 0,9m (largura) x 0,9m (comprimento) x 1.0m (altura);
- Sistema de aquisição de dados da NI (*National Instruments*) *wireless*;
- *Slip-ring* elétrico que fornece 48 canais de 3 Amps 28V AC/DC, 14 linhas de força de 10 Amps 250V AC/DC, dois circuitos fechados de TV;
- Junta rotativa que fornece 4 portas para ar com 300psig ¼ polegada, 2 portas para água com 300psig ¼ polegada, 2 portas para óleo com 3000psig ¼ polegada;
- Junta rotativa com fibra ótica e multiplexador para 48 canais.

Para operar este equipamento, o operador da centrífuga se encontra na sala de controle da centrífuga em um console dedicado, como mostra a Figura 3.2. No console estão as interfaces utilizadas para o controle e uma unidade de processamento, incluindo as funções abaixo:

- Opção para executar o ensaio em modo automático ou manual;
- Potenciômetro para o controle da velocidade em modo manual;
- Tacômetro para indicação de rotações por minuto;
- Indicação de temperatura do motor.



Figura 3.2: Console de operações da centrífuga geotécnica da UENF.

A caixa teste utilizada para abrigar os modelos na centrífuga possui a capacidade máxima de uma tonelada considerando o peso de todos os componentes sobre ela. A caixa foi confeccionada em alumínio náutico e pesa 160 kg, com uma de suas faces em acrílico com espessura de 42,6 mm com função de visualizar os ensaios (Figura 3.3).

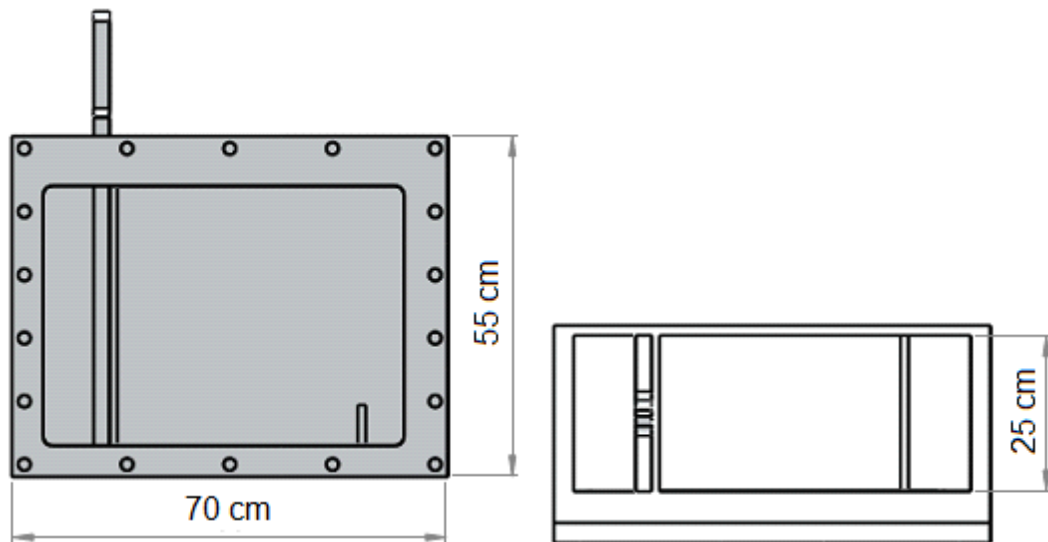


Figura 3.3: À esquerda a vista frontal; e à direita, a vista superior da caixa teste (Pardo, 2015).

### 3.2 – Mini penetrômetro barra-T (*T-Bar*)

Um penetrômetro de determinação da resistência ao cisalhamento não drenada pode ter sua ponta confeccionada no formato de uma esfera (*Ball*), de uma placa (*Flat Plate*) ou de uma barra cilíndrica horizontal (*T-Bar*). Para este estudo, foi utilizado o instrumento com a ponta de uma barra cilíndrica horizontal. O penetrômetro foi utilizado para determinar a resistência ao cisalhamento não drenada de solos coesivos em campo ou em laboratório, neste caso utilizando a modelagem em centrífuga.

A primeira vez em que este penetrômetro foi utilizado em centrífuga foi com Stewart e Randolph (1991). Eles utilizaram este instrumento com o objetivo de conseguir um perfil contínuo de resistência não drenada ( $S_u$ ) em solos coesivos moles. A seguir é encontrado, na Figura 3.4, o esquema do penetrômetro utilizado neste estudo, baseado no estudo de Stewart e Randolph (1991).

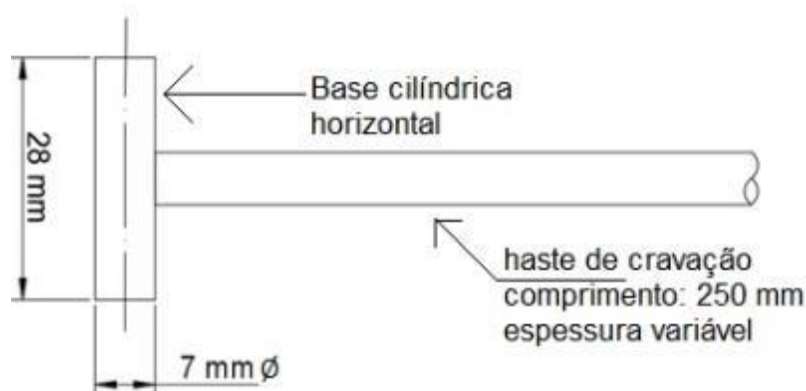


Figura 3.4: Esquema do penetrômetro barra-T utilizado nos ensaios.

A solução analítica para realizar a interpretação do ensaio com o penetrômetro é baseada na solução analítica de Randolph e Houlsby (1984). Os autores analisaram o problema de carregamento transversal em estacas utilizando a Teoria da Elasticidade para estabelecer a relação entre a força por unidade de comprimento ( $P$ ), atuante no cilindro, e a resistência ao cisalhamento não drenada do solo. Esta relação é descrita na Equação 3.1 a seguir. Na solução utilizada pelos autores, a barra cilíndrica move-se lateralmente pelo solo coesivo, tendo os autores definido um fator da barra ( $N_b$ ) através dos teoremas dos limites superior e inferior. A obtenção do  $S_u$  utilizando este procedimento é considerada por ter somente uma pequena margem de erro (Melo, 2015).

$$\frac{P}{S_u \cdot d} = N_b \quad (3.1)$$



Em que  $P$  é a força por unidade de comprimento atuante no cilindro,  $d$  é o diâmetro da barra cilíndrica horizontal, e  $N_b$  é o fator da barra.

Este fator da barra depende da rugosidade da barra cilíndrica, que é representada pelo fator de aderência  $\alpha$ . Os limites superiores e inferiores da solução de plasticidade coincidem em aproximadamente 12 para uma barra totalmente rugosa e diverge ligeiramente em valores mais baixos de  $\alpha$ , com um  $N_b$  mínimo de valor 9 (Modificado – Stewart e Randolph, 1994).

Considerando que o fator de aderência dificilmente se aproxima de 0 ou de 1 (barra perfeitamente lisa e barra rugosa, respectivamente), Randolph e Houlsby (1984) sugerem o emprego de  $N_b$  com o valor de 10,5, valor que foi usado também por Stewart e Randolph (1994). E considerando as referências anteriores, o valor utilizado do fator de barra neste estudo também foi de 10,5.

### 3.3 – Solo Utilizado nos Ensaio

Para a execução dos ensaios realizados na centrífuga, foi utilizado um solo composto por metacaulim (60%) e caulim (40%), variando o teor de umidade em função do valor do limite de liquidez (LL). Os percentuais e massas de cada componente da mistura para cada ensaio se encontram na Tabela 3.1. Posteriormente, de acordo com a análise dos ensaios realizados, foi mantido um valor de umidade na mistura, para assim observar o comportamento da dessa durante os escorregamentos em diferentes gravidades alteradas.

Tabela 3.1 – Percentuais e massas dos componentes de cada ensaio.

Ensaio N°	Água (kg)	Teor de umidade (%)	Teor de umidade (xLL)
1	5,06	56,2	1xLL
2	6,07	67,4	1,2xLL
3	7,59	84,3	1,5xLL
4	7,59	84,3	1,5xLL
5	7,59	84,3	1,5xLL
6	7,59	84,3	1,5xLL

O metacaulim utilizado nas misturas deste estudo foi um metacaulim de coloração marrom da marca HP Ultra, de composição química de silicato de alumínio (CAS 1332-58-7 -  $Al_2Si_2O_7$ ), normatizado pela NBR 15894/2010. Sua



caracterização completa se encontra no Anexo I. O caulim utilizado nas misturas deste estudo foi o caulim da marca Monte Pascoal, do tipo Coat 87, de coloração branca. O valor em massa do metacaulim foi determinado como 5,4 kg, enquanto o valor para o caulim ficou estabelecido em 3,6 kg.

### 3.2.1 – Ensaio de Caracterização

Para realizar uma dosagem da mistura de solo com melhor acurácia, foram realizados ensaios de caracterização completos do metacaulim, do caulim e da mistura destes dois componentes.

Sua caracterização completa se encontra no Anexo I. Os resultados dos ensaios para a determinação dos limites de consistência são encontrados a seguir na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios dos limites de consistência.

Material	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Índice de Plasticidade (IP)
Metacaulim	-	NP	NP
Caulim	66,6	34,6	32,0
Mistura	56,2	36,9	19,2

Para realizar a mistura dos componentes do solo do escorregamento, foi utilizado o misturador coloidal do laboratório da centrífuga geotécnica do LECIV, como mostrado na Figura 3.5 a seguir.



Figura 3.5: À direita, o misturador coloidal do laboratório da centrífuga geotécnica do LECIV.

### 3.4 – Aparelhagem

Para reproduzir um escorregamento submarino em laboratório em uma centrífuga geotécnica, foi desenvolvida uma infraestrutura específica para a execução dos ensaios. A aparelhagem utilizada para a observação e análise do experimento é composta pelos seguintes componentes:

- Rampa de deslizamento com lixa simulando a rugosidade do leito marinho, com orifícios para a entrada da instrumentação, feita em acrílico, como mostra esta colocada na caixa teste na Figura 3.6;
- Lixa com classificação P50, para simular a rugosidade do leito marinho;
- Suportes e iluminação de LED's de alta potência;
- Câmera de alta velocidade *Fastec HiVision*, e seu respectivo suporte;
- Atuador hidráulico para realizar a abertura da comporta;
- Atuador elétrico para executar o ensaio de penetração com o penetrômetro barra-T;
- Suporte para os atuadores;
- Transdutores de tensão total e de poropressão;
- Célula de carga acoplada ao penetrômetro.

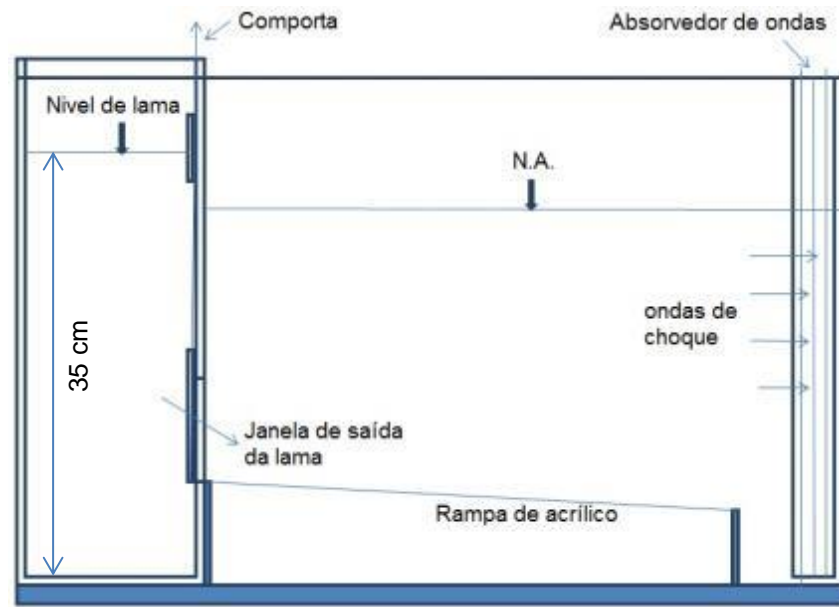


Figura 3.6: Esquema da caixa teste, contendo a rampa de acrílico, com inclinação de 5%.

### 3.4.1 – Transdutores

Para observar o comportamento do fenômeno na superfície de deslizamento, foram instalados transdutores de poropressão (TPP) e transdutores de tensão total (TTT) em orifícios da rampa de acrílico instalada na caixa teste.

O transdutor de poropressão EPB-PW foi confeccionado especificamente para ensaios em modelos reduzidos em centrífuga geotécnica. Possui um formato cilíndrico com dimensões de 6,4 mm de largura e 11,4 mm de altura, com uma pedra porosa no topo, e suporta a faixa de pressão de até 1000 psi (6,9 MPa). O EPL é um transdutor de tensão total de formato circular, com uma membrana de aço inoxidável no topo, que mede pressões na faixa de até 500 kPa.

Estes aparelhos fazem originalmente sua leitura em volts, portanto antes da execução dos ensaios, é necessário que seja feita uma calibração prévia com o auxílio do software *LabVIEW™*, calibração que é feita em voo na centrífuga utilizando a pressão da coluna d'água, para que possamos fazer a leitura correta em kPa, ou em qualquer unidade desejada. Os relatórios de calibração se encontram no Anexo II. Os transdutores instalados na rampa são mostrados na Figura 3.7.

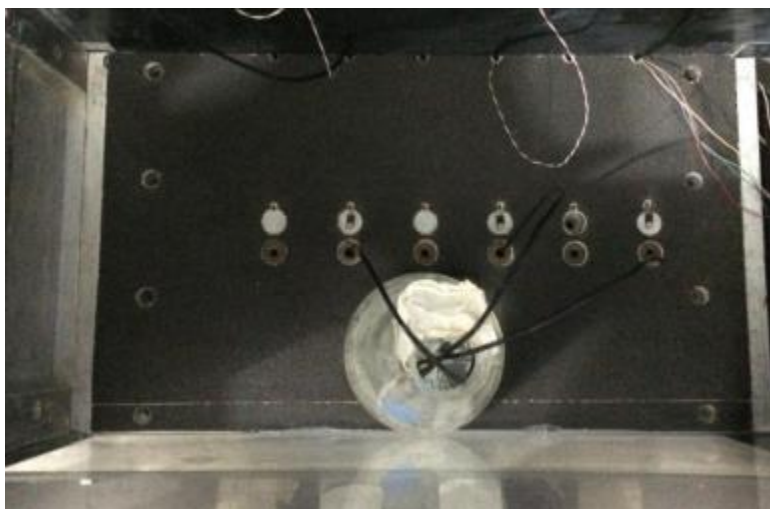


Figura 3.7: Rampa de acrílico com a lixa já fixada, juntamente com os transdutores de tensão total. Os transdutores de poropressão se encontram em um recipiente com água para que eles se mantenham saturados.

### 3.4.2 – Célula de Carga

A célula de carga utilizada para a leitura da carga do penetrômetro barra-T (Alfa Instrumentos) pode suportar uma faixa de carregamentos de até 500 Newtons.

Da mesma forma que os transdutores de tensão total e poropressão, a célula de carga originalmente faz a sua leitura em volts, logo também precisa ser calibrada. A calibração da célula de carga conta com o auxílio de um aparato projetado no Laboratório da Centrifuga Geotécnica da UENF, como mostra a Figura 3.8 a seguir, com seu esquemático na Figura 3.9. As anilhas com pesos conhecidos vão sendo colocadas na haste, e é feita a leitura em volts. Após colocar uma certa quantidade de anilhas, basta uma conversão rápida da leitura feita em volts para Newtons, esta que o próprio software *LabVIEW™* pode fazer, as leituras são lidas em newtons ou em qualquer unidade desejada, desde que seja feita a correlação de forma correta.

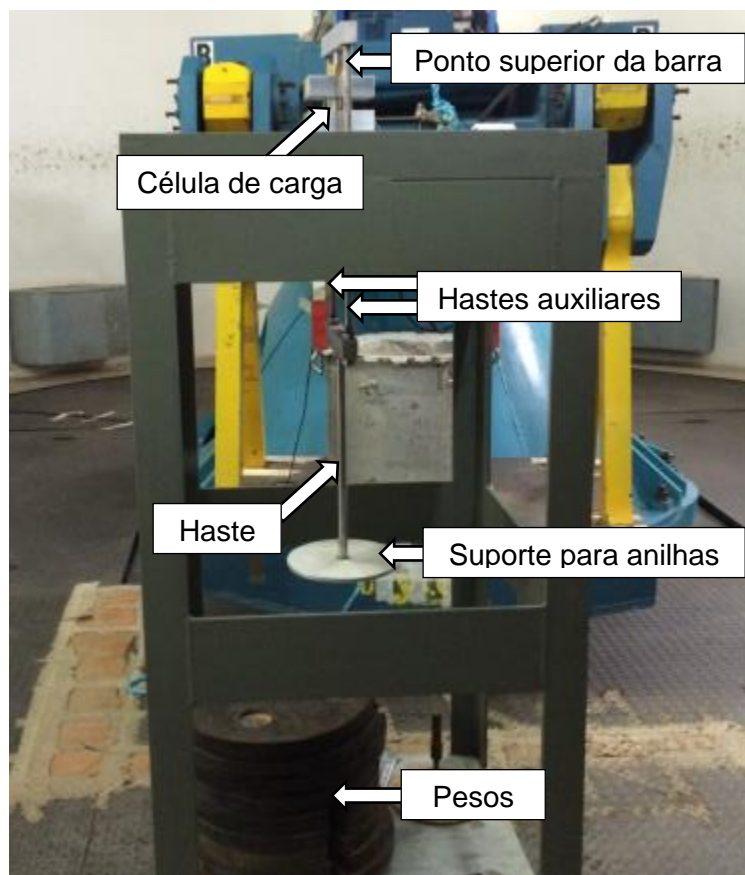


Figura 3.8: Aparato utilizado para calibrar células de carga. Uma haste com suporte para os pesos está ligada a duas hastes auxiliares que transmitem a carga para o ponto superior da barra, este que transmite o carregamento para a célula de carga.

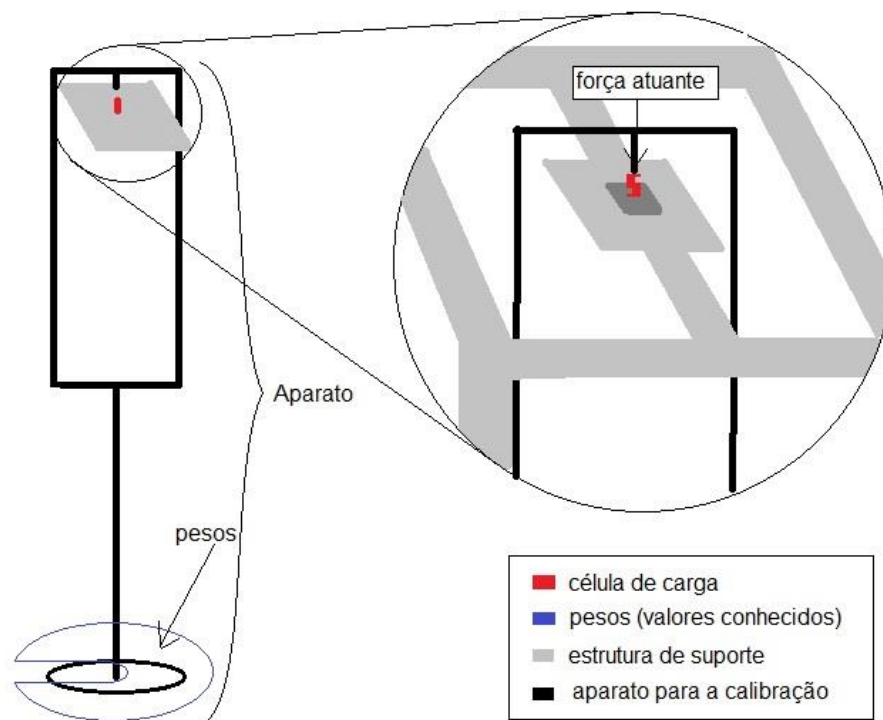


Figura 3.9: Esquemático do aparato de calibração da célula de carga.

### 3.4.3 – Sistema de Aquisição de Dados

Todos os instrumentos utilizados neste estudo, com a exceção do atuador hidráulico, que foi controlado por um sistema independente, foram monitorados e controlados pelo computador da *National Instruments*, o chassi NI PXI 1050 (que possui 8 *slots* PXI e 4 *slots* SCXI), onde foram instalados os módulos NI SCXI 1121 (utilizado para a aquisição dos dados dos transdutores de tensão total, poropressão e da célula de carga, estes possuindo amplificadores de sinal, filtros e fontes de excitação para cada canal de cada instrumento) e um módulo NI PXI 7350 (utilizado para controlar o servo-motor do atuador elétrico dos ensaios do penetrômetro barra-T).

As leituras de todos os dados são feitas pelo *software* da NI, o *LabVIEW™*. Este *software* é uma linguagem de programação gráfica que utiliza ícones ao invés de linhas de textos para criar aplicações. Comparando com linguagens de programação baseadas em textos, onde instruções determinam a execução do programa, o *LabVIEW™* usa programação por fluxo de dados, onde o fluxo dos dados determina a ordem de execução (National Instruments, 2003).

Este *software* tem a opção de realizar somente a leitura dos dados através do painel frontal, onde são colocados os gráficos e botões de acionamento, como

também salvar todos os dados lidos durante os ensaios, usando um recurso de gravação, onde todos os dados são salvos em um arquivo separado, no formato de bloco de notas.

### 3.5 – Métodos Experimentais

#### 3.3.1 – Ensaios de Cravação do Penetrômetro Barra-T

Para realizar o ensaio de cravação com penetrômetro, primeiramente a velocidade de cravação deve ser determinada, para que esta simule um carregamento na condição não drenada. Como o atuador elétrico tinha uma limitação de velocidade de até 16 mm/s, esta mesma velocidade foi testada na Equação 3.2 (Randolph e Houlsby, 1984).

$$V = \frac{v \cdot d}{C_v} \quad (3.2)$$

Em que  $V$  é a velocidade normalizada ( $V > 30$  para condição não drenada);  $v$  é a velocidade de penetração;  $d$  é o diâmetro do penetrômetro e  $C_v$  é o coeficiente de adensamento vertical. Como não foi feito nenhum ensaio de adensamento, foi utilizado o valor do coeficiente do trabalho de Melo (2015),  $1,62 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ , pois era um solo similar, composto de 60% de metacaulim e 40% de caulim. Para calcular a resistência não drenada do solo a ser utilizado, foi utilizada a Equação 3.3 a seguir:

$$S_u = \frac{F}{N_b \cdot A} \quad (3.3)$$

Em que  $S_u$  é a resistência ao cisalhamento não drenada do solo,  $F$  é a carga atuante no penetrômetro,  $A$  é a área longitudinal do cilindro, e  $N_b$  é o fator da barra. O fator da barra, como já dito anteriormente, ficou fixado com o valor de 10,5; e a área longitudinal do cilindro foi calculada em  $1,96 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ .

Com o objetivo de obter um valor da resistência não drenada do solo do escorregamento, foi acoplada à haste do penetrômetro a célula de carga, conjunto que é movimentado pelo atuador elétrico, como mostra em detalhe a Figura 3.10.

A mistura da lama é feita, esta é colocada no compartimento destinado à ela, com o balanceamento dos dois cestos da centrífuga já realizado, e o ensaio em gravidade induzida já está pronto para ser iniciado. A estrutura de montagem deste ensaio é mostrada na Figura 3.11. Os procedimentos para a execução dos ensaios estão descritos no Anexo III.





Figura 3.10: Vista em detalhe do penetrômetro barra-T já acoplado à célula de carga e ao atuador elétrico.



Figura 3.11: Estrutura montada para a execução do ensaio de cravação do penetrômetro barra-T.

### 3.3.2 – Ensaios da Abertura da Comporta

Para realizar a observação da frente da corrida de lama, a instrumentação composta pelos transdutores de tensão total e de poropressão realizaram as devidas medições, e com o auxílio destes transdutores e da câmera de alta velocidade, foi possível determinar a velocidade da frente do escorregamento. A Figura 3.12 mostra como foi esquema de colocação dos transdutores na rampa de acrílico, e um dentro da comporta colocado em ensaios posteriores.

Para a realização do ensaio, foi necessário o auxílio de um atuador hidráulico para a abertura da comporta da marca *Milwaukke Cilinder* do modelo H71, que possui uma capacidade de pressão nominal de 3000 psi (20684 Kpa). Ele foi utilizado pois o atuador elétrico não obteve potência suficiente para realizar a abertura da mesma. A Figura 3.13 mostra em detalhe a montagem do atuador hidráulico, juntamente com o transdutor de deslocamento, responsável pelo controle de posição do equipamento. Nestes ensaios, a câmera de alta velocidade realizou as filmagens dos escorregamentos. A estrutura de suporte da câmera é mostrada na Figura 3.14. Os procedimentos para a execução dos ensaios estão descritos no Anexo III.

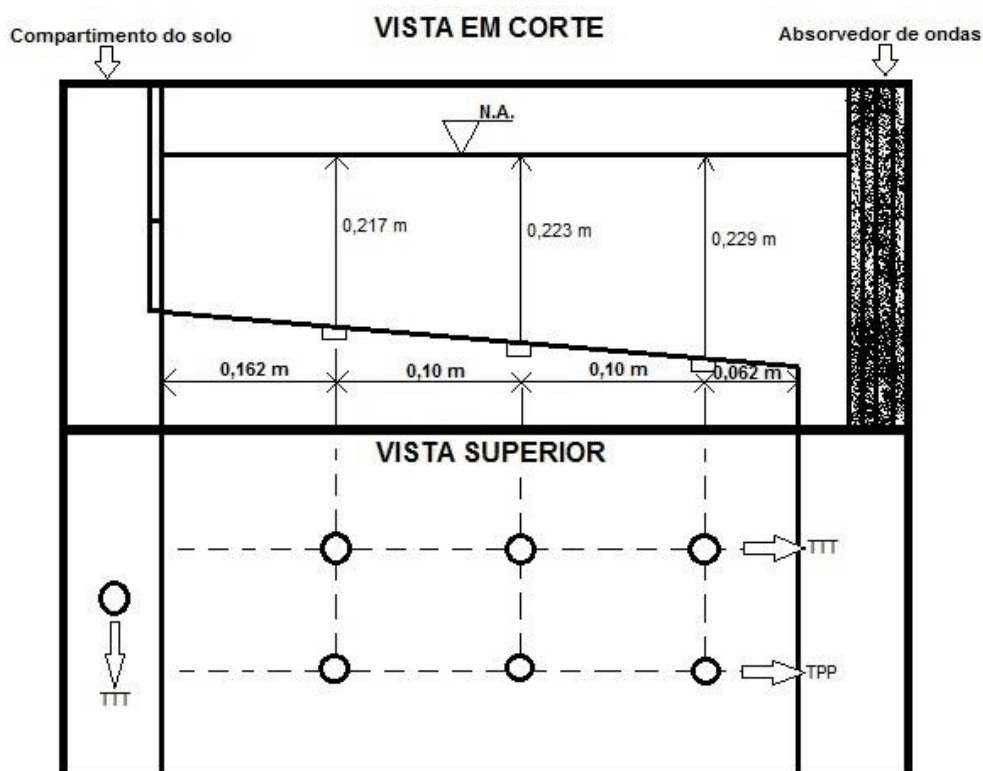


Figura 3.12: Detalhe com as posições dos transdutores de tensão total (TTT), e os de poropressão (TPP).



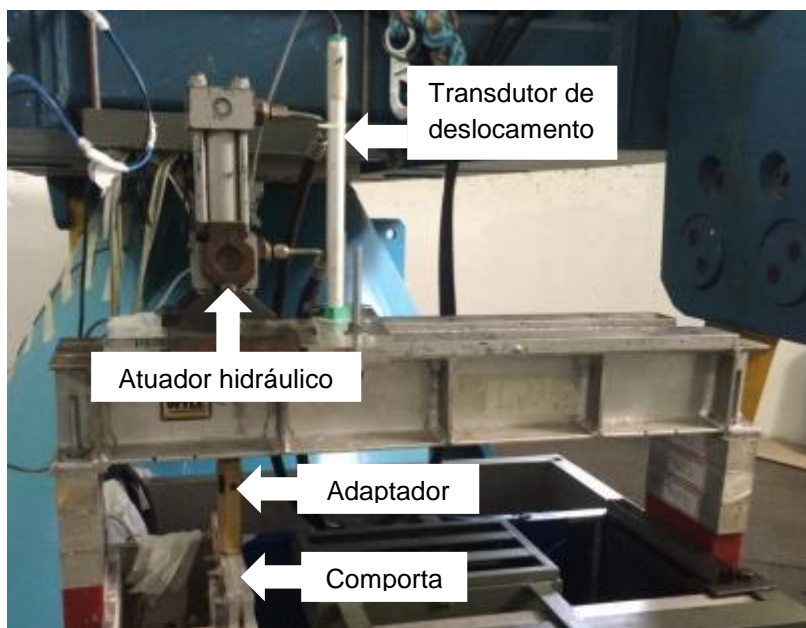


Figura 3.13: Vista em detalhe, com toda a estrutura do atuador hidráulico, para a execução do ensaio da abertura da comporta (fotografia autoral).

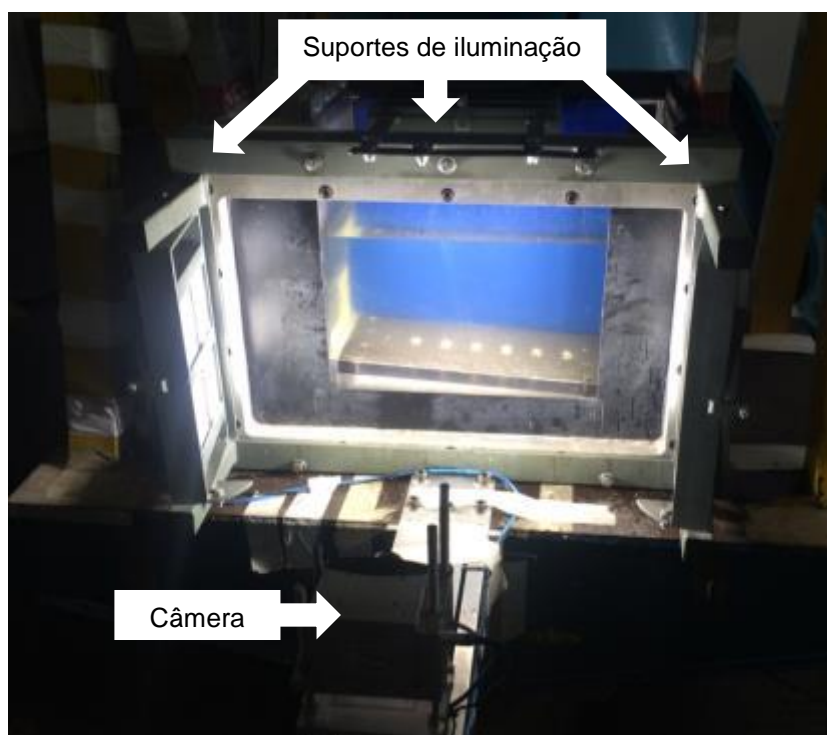


Figura 3.14: Detalhe da estrutura da câmera de alta velocidade para a filmagem dos ensaios, com a iluminação ativada (fotografia autoral).

## 4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão descritos os resultados dos ensaios realizados neste estudo, juntamente com as discussões de cada um deles. Os ensaios que serão discutidos neste estudo são os ensaios 3, 4, 5 e 6, tendo em vista que os ensaios 1 e 2 serviram como parâmetro para determinar a mistura de solo ideal para o estudo, bem como a velocidade de cravação do penetrômetro barra-T. Os gráficos completos de todos os ensaios se encontram no Anexo IV.

### 4.1 – Ensaio de Determinação da Resistência Não Drenada

Nesta seção serão apresentados os resultados dos ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo, utilizado o penetrômetro barra-T. Como a célula de carga se localiza no topo da haste, foi preciso calcular o atrito lateral desta, então os valores de  $S_u$  foram corrigidos de acordo com o método proposto por Burland (1973), tratando a haste como uma estaca cravada em solo argiloso normalmente adensado mole:

$$\tau_{l,ult} = \sigma'_h \cdot tg \delta \quad (4.1)$$

Em que  $\sigma'_h$  representa a tensão horizontal efetiva atuante na haste e  $\delta$  o ângulo de atrito efetivo entre a argila e o fuste da estaca. Como o coeficiente K representa a relação entre as tensões horizontal e vertical inicial, pode-se escrever a Equação 4.2, análoga à Equação 4.1:

$$\tau_{l,ult} = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot tg \delta \quad (4.2)$$

Para o caso de argilas moles, admite-se que  $\delta = \Phi'_a$  (Tomilson, 1971 apud Velloso e Lopes, 2011), em que  $\Phi'_a$  representa o ângulo de atrito efetivo do solo amolgado. Para uma estaca cravada, K deve ser maior do que  $K_0$ , então adota-se a igualdade entre eles, ficando à favor da segurança. Para uma argila normalmente adensada, tem-se adotado a expressão de Jaky:

$$K_0 = 1 - sen \varphi' \quad (4.3)$$

Assim, a Equação 4.1 fica na seguinte disposição, se tornando a Equação 4.4:

$$\tau_{l,ult} = [(1 - sen \varphi') tg \varphi'] \sigma'_{vo} \quad (4.4)$$

Para este estudo, foi considerado o  $\delta$  com um valor de 24,5 graus, obtido no trabalho de Melo (2015). Os gráficos sem a correção do atrito lateral podem ser encontrados no Anexo IV. A seguir seguem os gráficos correspondentes à Profundidade x  $S_u$  de cada ensaio.

Primeiramente, na Figura 4.1, encontra-se o perfil contínuo da resistência não drenada do solo em função da profundidade do ensaio 2. Este ensaio foi utilizado o solo com teor de umidade correspondente a 67,4%, correspondente a 1,2 vezes o valor do limite de liquidez. A gravidade induzida neste ensaio foi de 40g. No ensaio 1 os valores obtidos pelas leituras foram inconsistentes, e não foram acrescentados neste estudo.

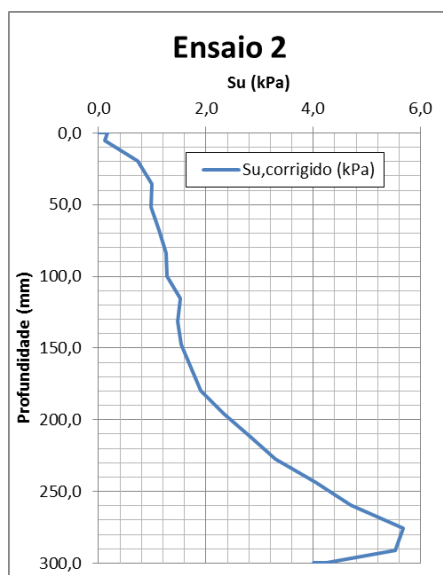


Figura 4.1: Gráfico da resistência não drenada do solo em função da profundidade do ensaio 2 (teor de umidade de 67,4%, 40g).

Nas Figuras 4.2 e 4.3 seguem os perfis contínuos da resistência não drenada dos ensaios 3 e 4, 5 e 6, respectivamente. Nestes ensaios, o teor de umidade escolhido foi do valor 84,3%, correspondente a 1,5 vezes o limite de liquidez da mistura. Os ensaios foram executados em gravidades induzidas de 40, 30, 20 e 10g, respectivamente.

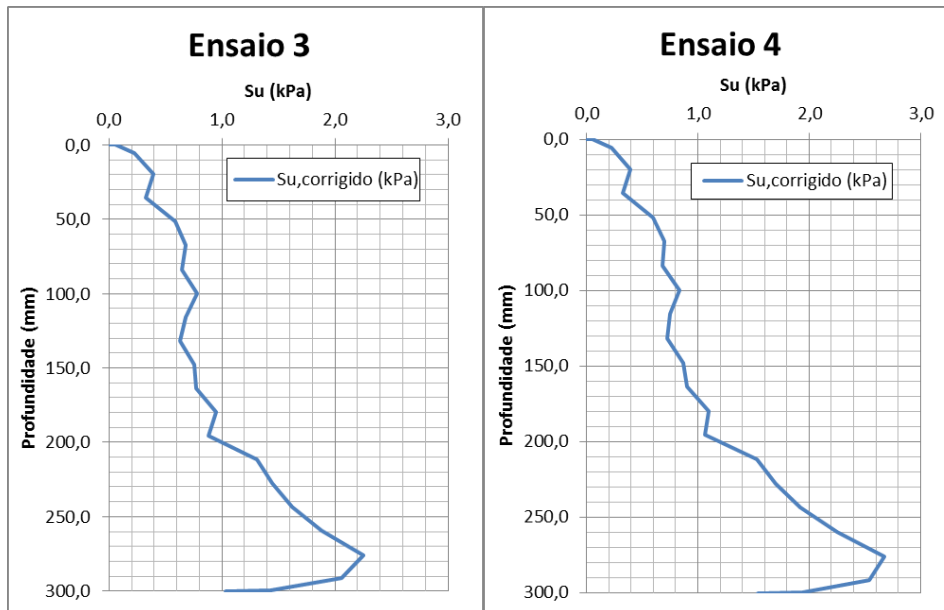


Figura 4.2: Perfil da resistência ao cisalhamento não drenada em função da profundidade do solo dos ensaios 3 e 4, que foram executados em gravidades induzidas de 40 e 30g, respectivamente, com teor de umidade de 84,3%.

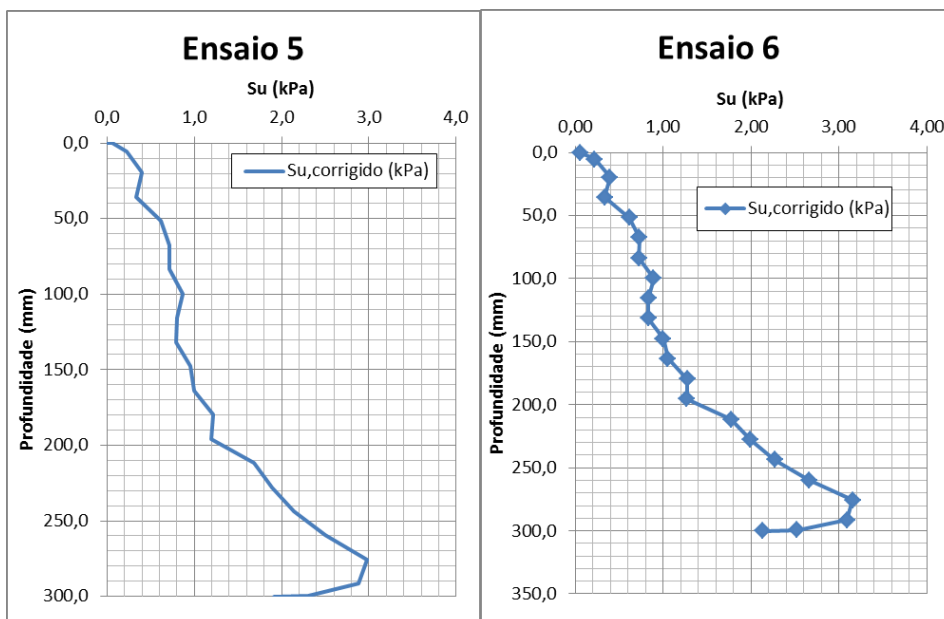


Figura 4.3: Resultados dos ensaios 5 e 6, que foram executados em gravidades induzidas de 20 e 10g, respectivamente, com teor de umidade de 84,3%.

A seguir, na Tabela 4.1, estão os resultados dos ensaios de determinação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo. Foram expostos os valores máximos lidos pela célula de carga, quase todos lidos na profundidade da faixa dos 290 mm.

Tabela 4.1 – Valores de  $S_u$  máximo para cada ensaio executado.

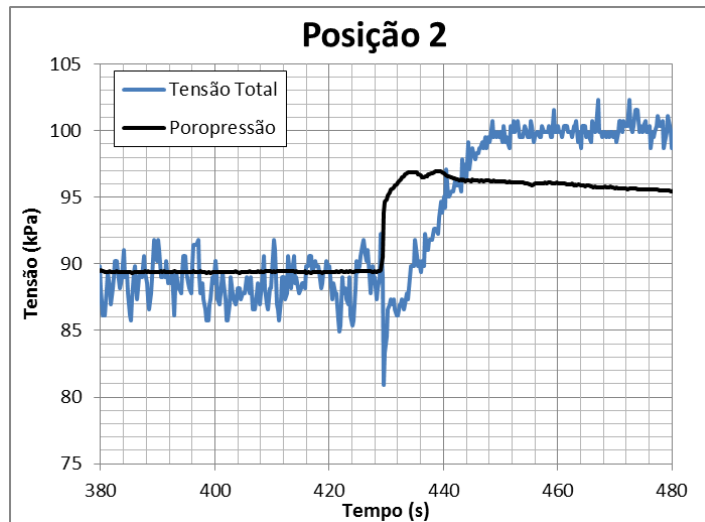
Ensaio do modelo n <sup>o</sup>	$S_u$ (kPa)	G
2	5,7	40
3	2,2	40
4	2,7	30
5	3,0	20
6	3,2	10

Mas como os ensaios dos modelos 3, 4, 5 e 6 foram executados em gravidades diferentes, a comparação entre seus dados não é pertinente, restando apenas os ensaios 2 e 3 a serem comparados, e estes nos mostram uma diferença entre seus valores de 3,5 kPa.

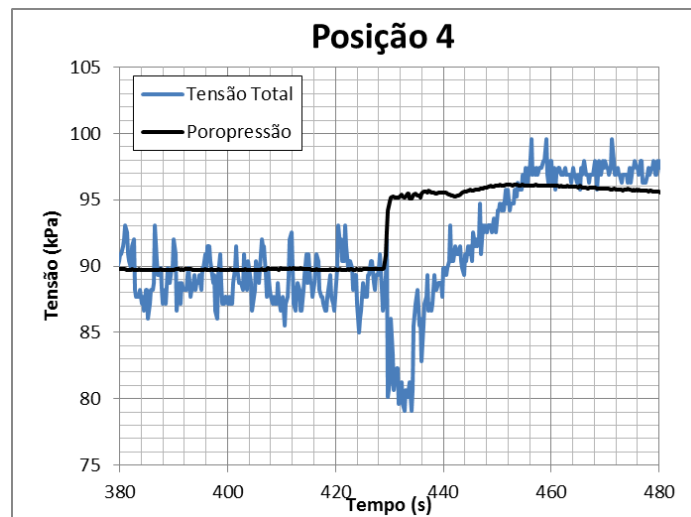
#### 4.2 – Ensaio de Escorregamento: Abertura da Comporta

Logo após dos ensaios de determinação da resistência não drenada do solo, os ensaios de abertura de comporta foram realizados nas mesmas gravidades induzidas de cada um dos ensaios. Os gráficos de cada ensaio estão dispostos nas Figuras 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9. Foram retirados do gráfico os dados dos estágios de aceleração e desaceleração da centrífuga, por isso o tempo marcado nas figuras já está avançado para o ponto em que a gravidade já está estabilizada no valor desejado. Os picos de tensão em cada gráfico representa o momento de abertura da comporta, seguido do acréscimo de tensão, indicando o depósito da lama acima dos transdutores.

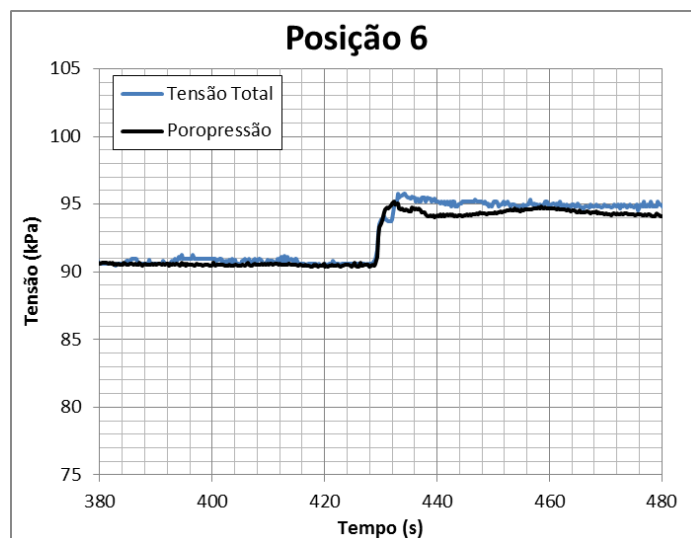
A partir do ensaio 3, o teor de umidade foi mantido em 84,3%, e a variação se ocorreu na gravidade induzida. Os ensaios 3, 4, 5 e 6 de escorregamento foram executados com gravidades induzidas de 40, 30, 20 e 10g, respectivamente.



(a)

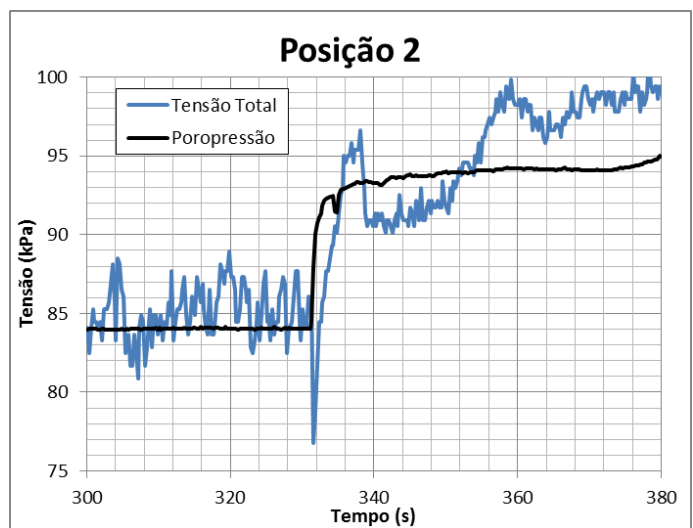


(b)

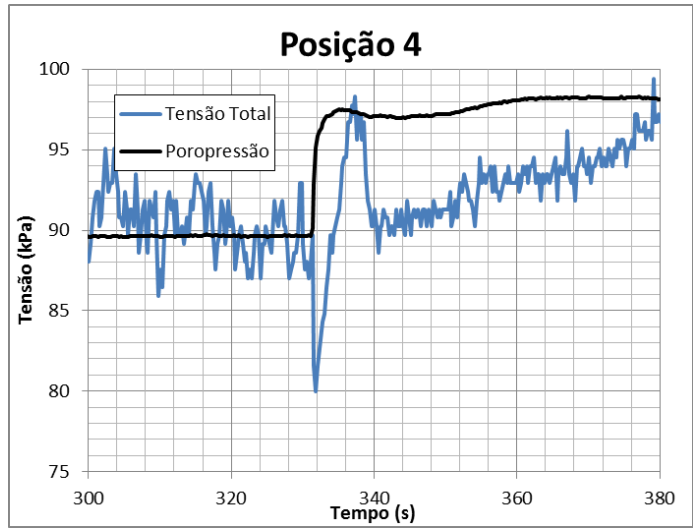


(c)

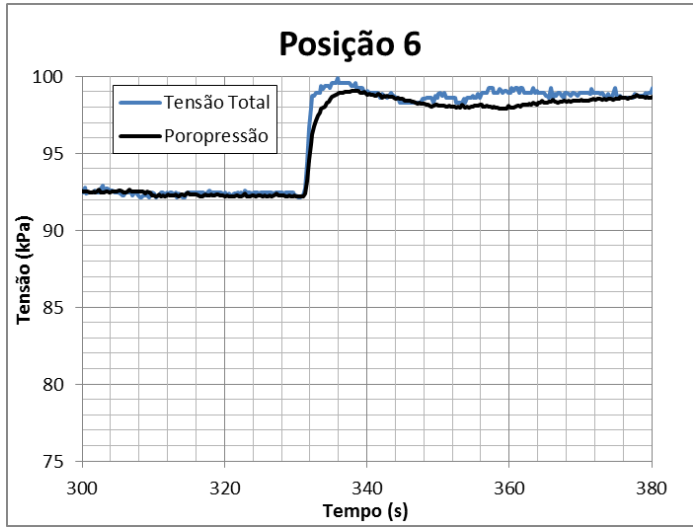
Figura 4.4: Resultados do ensaio 1 (umidade de 56,2%, 40G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa.



(a)

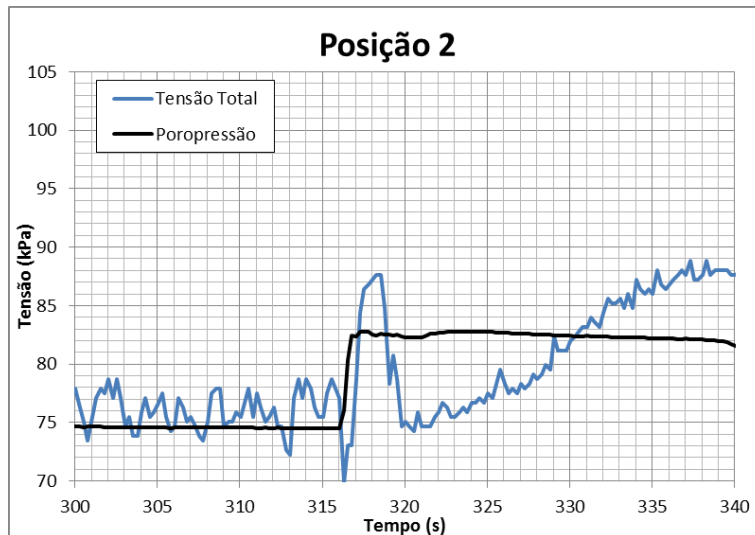


(b)

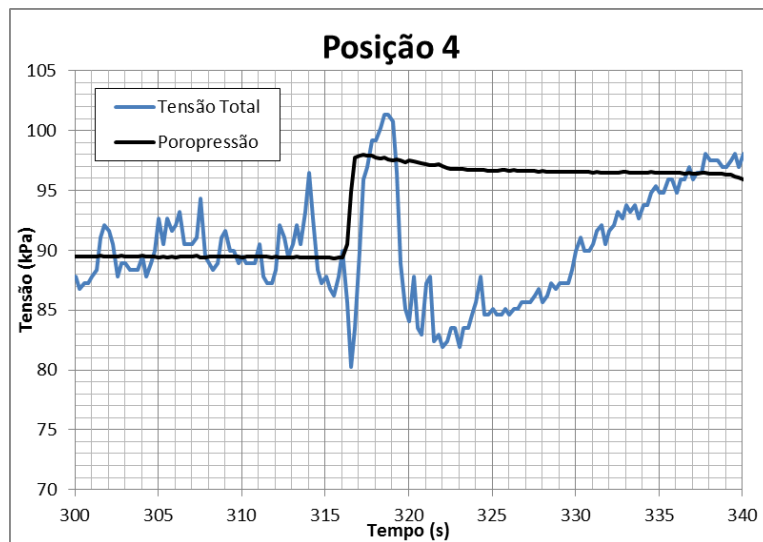


(c)

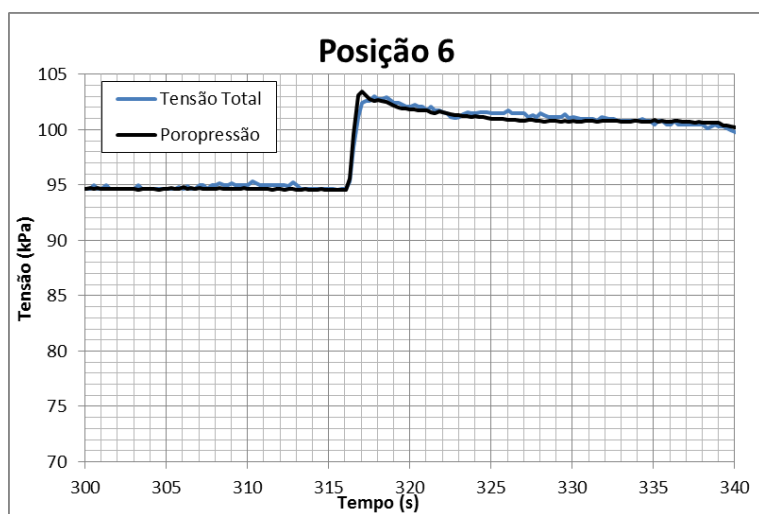
Figura 4.5: Resultados do ensaio 2 (umidade de 67,4%, 40G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa.



(a)



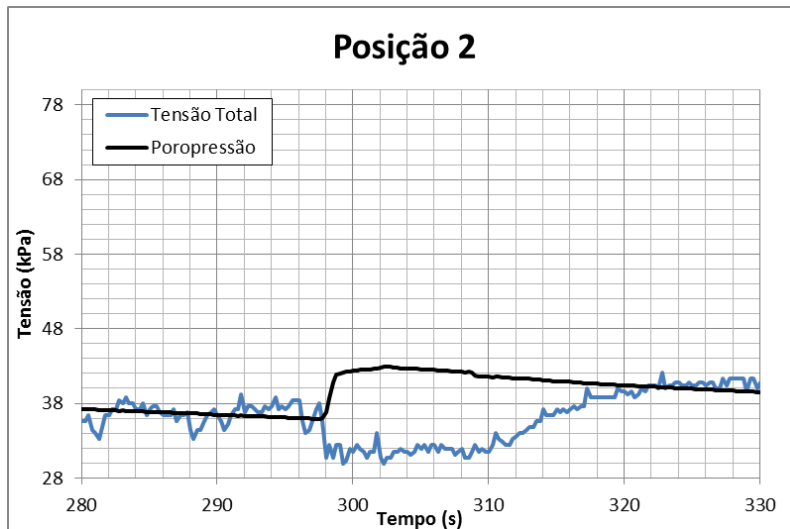
(b)



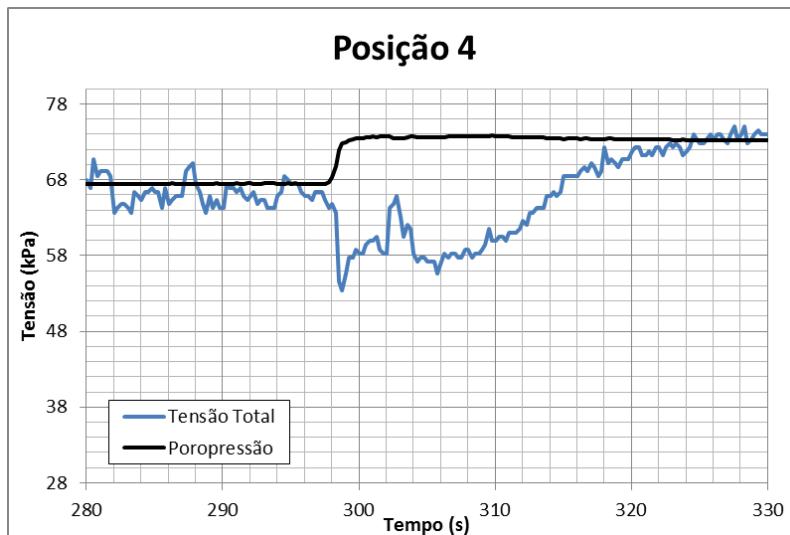
(c)

Figura 4.6: Resultados do ensaio 3 (umidade de 84,3%, 40G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa.

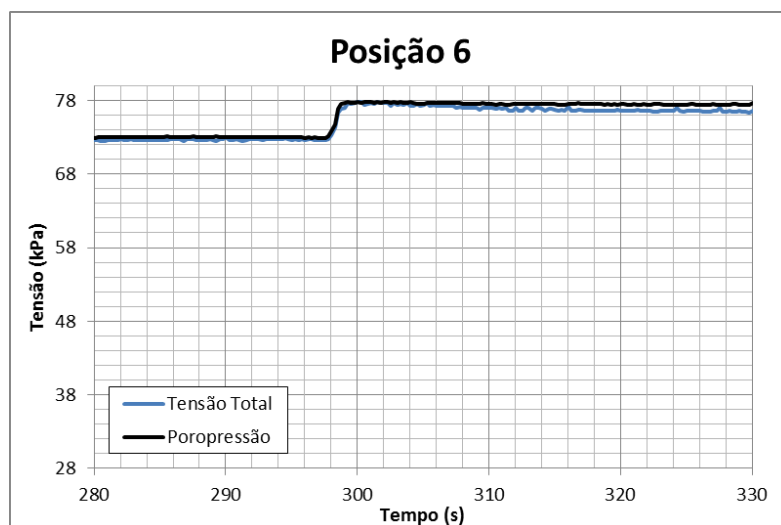




(a)

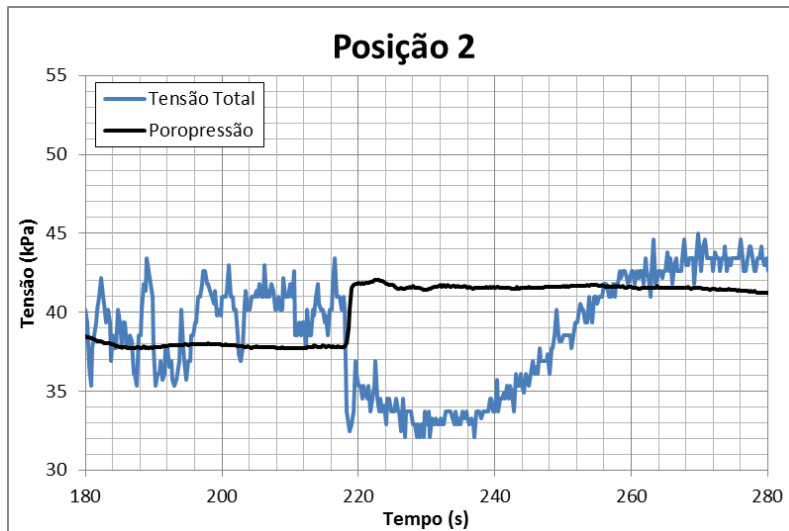


(b)

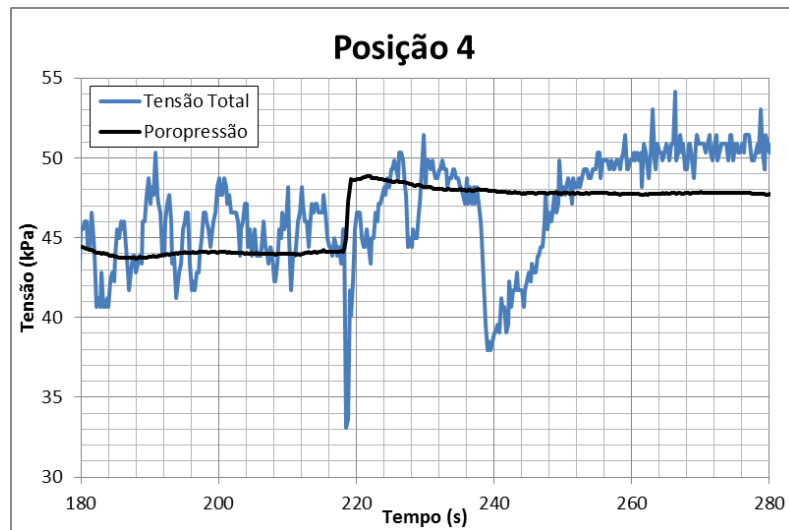


(c)

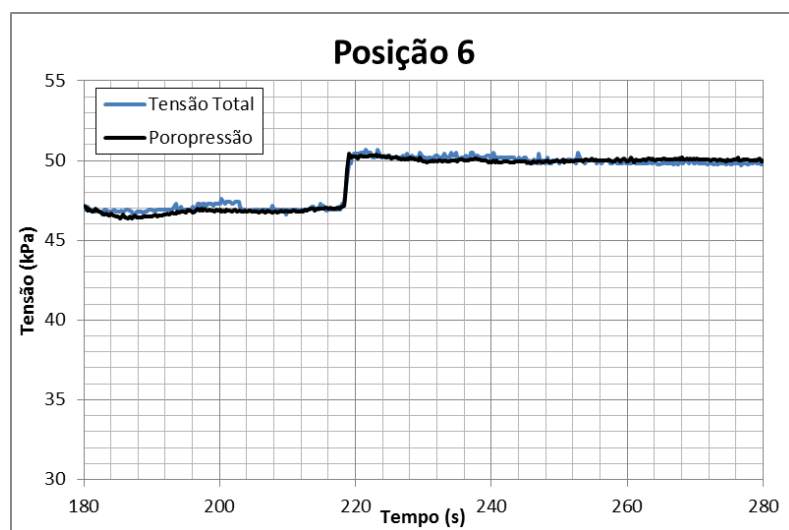
Figura 4.7: Resultados do ensaio 4 (umidade de 84,3%, 30G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa.



(a)

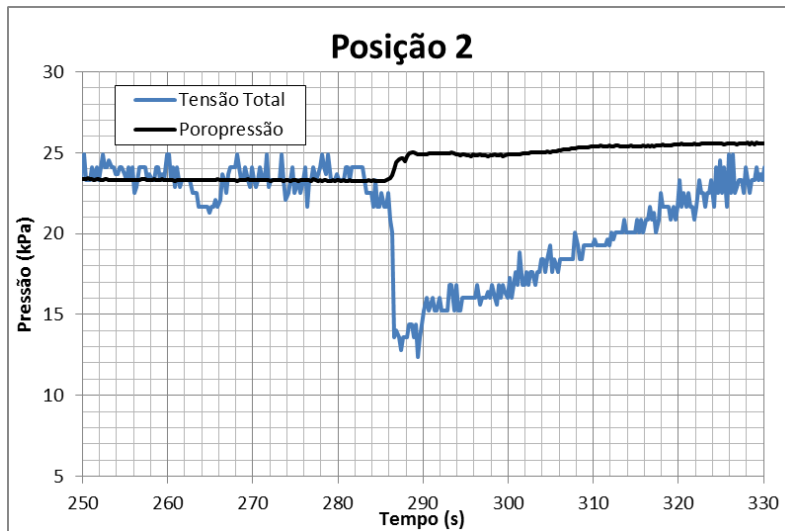


(b)

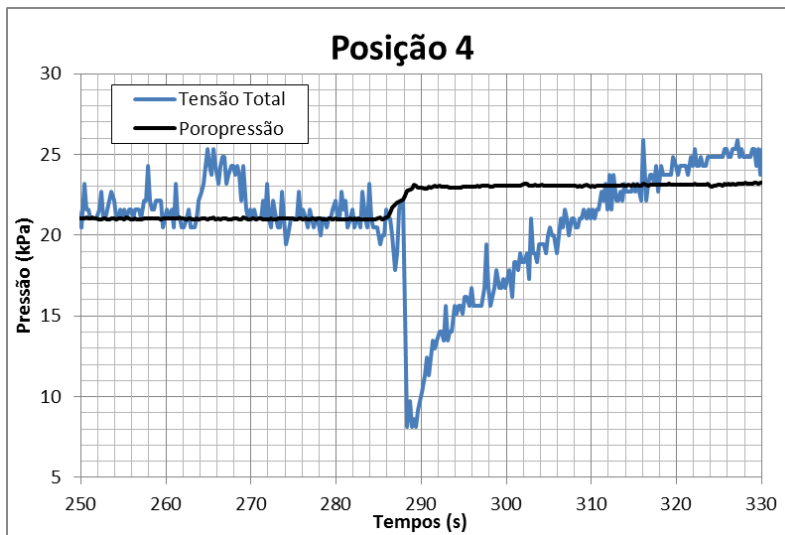


(c)

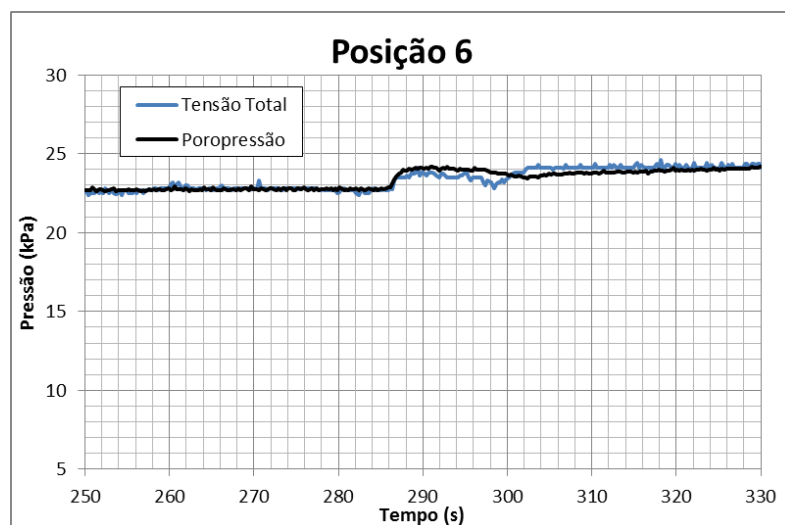
Figura 4.8: Resultados do ensaio 5 (umidade de 84,3%, 20G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.9: Resultados do ensaio 6 (umidade de 84,3%, 10G) nas posições 2 (a), 4 (b) e 6 (c) da rampa.

De acordo com os resultados obtidos pelas séries de transdutores, nas posições 2 e 4 há muita oscilação nos sinais dos transdutores de tensão total, retratando o momento de turbulência inicial na abertura da comporta, e em quase todos os ensaios a posição 6 mostrou uma constância nos valores após o momento de abertura da comporta, onde os valores de tensão sofrem um pico de elevação, e o escorregamento já está estabilizado. Os ensaios que se destacam dos demais é o de número 6 (Figura 4.9) e o de número 1 (Figura 4.4), onde na posição 6 os valores tanto de poropressão como de tensão total sofrem uma flutuação nos valores, e por momentos, a poropressão é inferior à tensão total. Isso indica um solo que não possui resistência suficiente para suportar a força cisalhante de arraste provocada pela água. Com isso estes são os ensaios que não apresentam indícios de hidroplanagem.

Em alguns casos, foi possível observar uma queda abrupta nas leituras no transdutor de tensão total, o que poderia indicar uma transformação de fluxo por elutriação, descrita no item 2.4. Esse tipo de transformação de fluxo poderia gerar uma sucção da água sobreposta ao instrumento, provocando a queda abrupta nas tensões, nos casos em que a hidroplanagem não ocorre, ou seja, não há a lâmina d'água separando a superfície basal do fluxo denso.

Mas também não pode ser descartado um possível mal funcionamento dos transdutores como causador destas quedas atípicas dos valores, que pode ser devido à elevação destes devido à movimentação da água no compartimento, como também uma possível deformação do material que fixa o transdutor na rampa.

### **4.3 – Imagens da Câmera**

Para avaliação da ocorrência de hidroplanagem, as imagens do escorregamento podem ser de grande auxílio, no que tange a observação de deformações da frente de corrida. Nesta seção são apresentados os resultados das filmagens da câmera de alta velocidade, juntamente com a discussão do que foi visto.

A seguir, seguem as imagens dos ensaios de abertura da comporta, nas Figuras 4.10, 4.11, 4.13, 4.14, 4.16 e 4.17. Foram retiradas capturas de imagem em pontos estratégicos, buscando sempre uma possível deformação da frente do escorregamento, e observando a velocidade da corrida de lama.

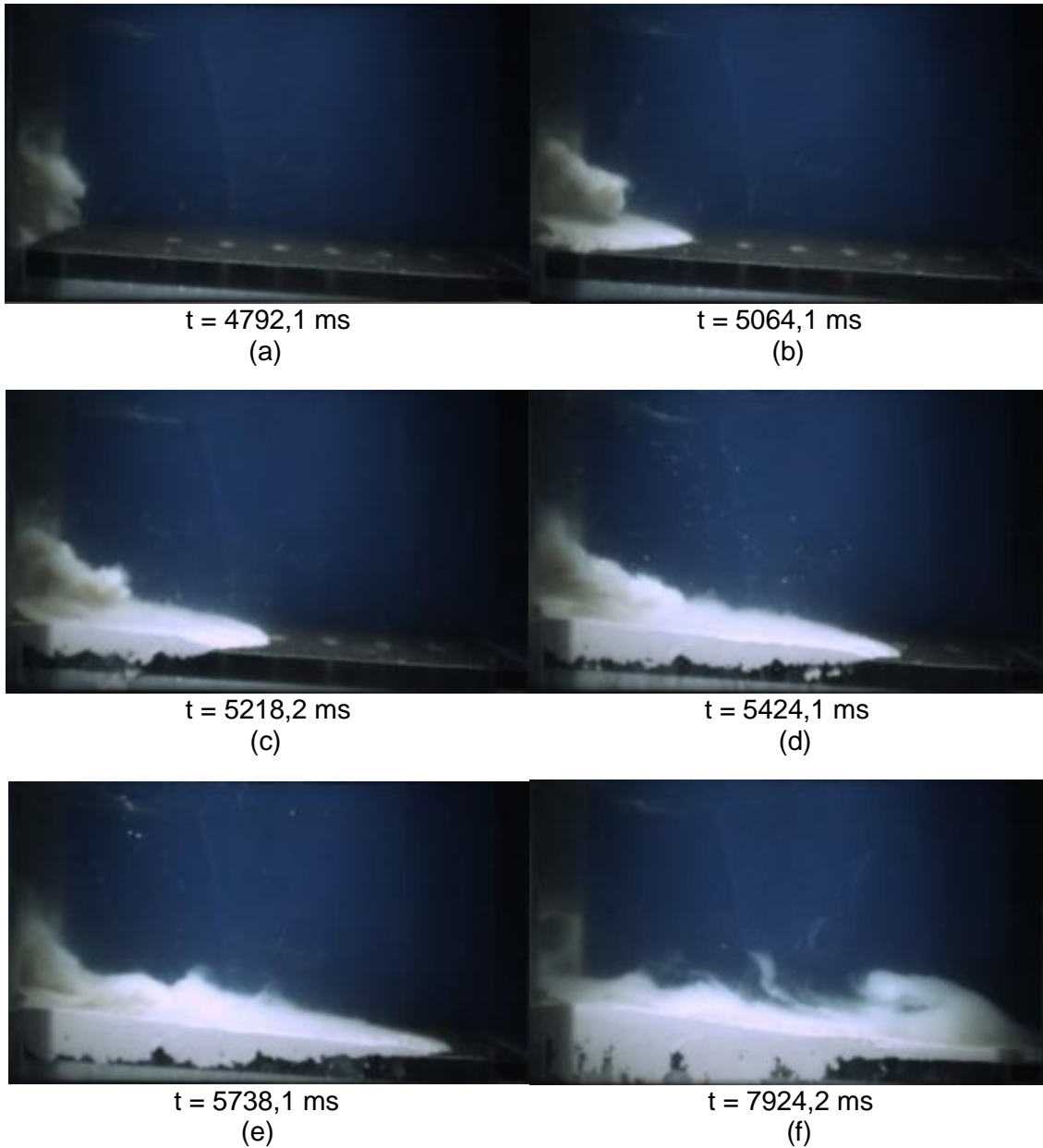


Figura 4.10: Imagens do ensaio de escorregamento 1 (umidade de 56,2%, 40G). As imagens do escorregamento 1 mostram um solo de maior densidade, onde este não consegue atingir uma velocidade suficiente para que haja formação de uma corrente de turbidez, muito menos para que ocorram indícios de hidroplanagem.

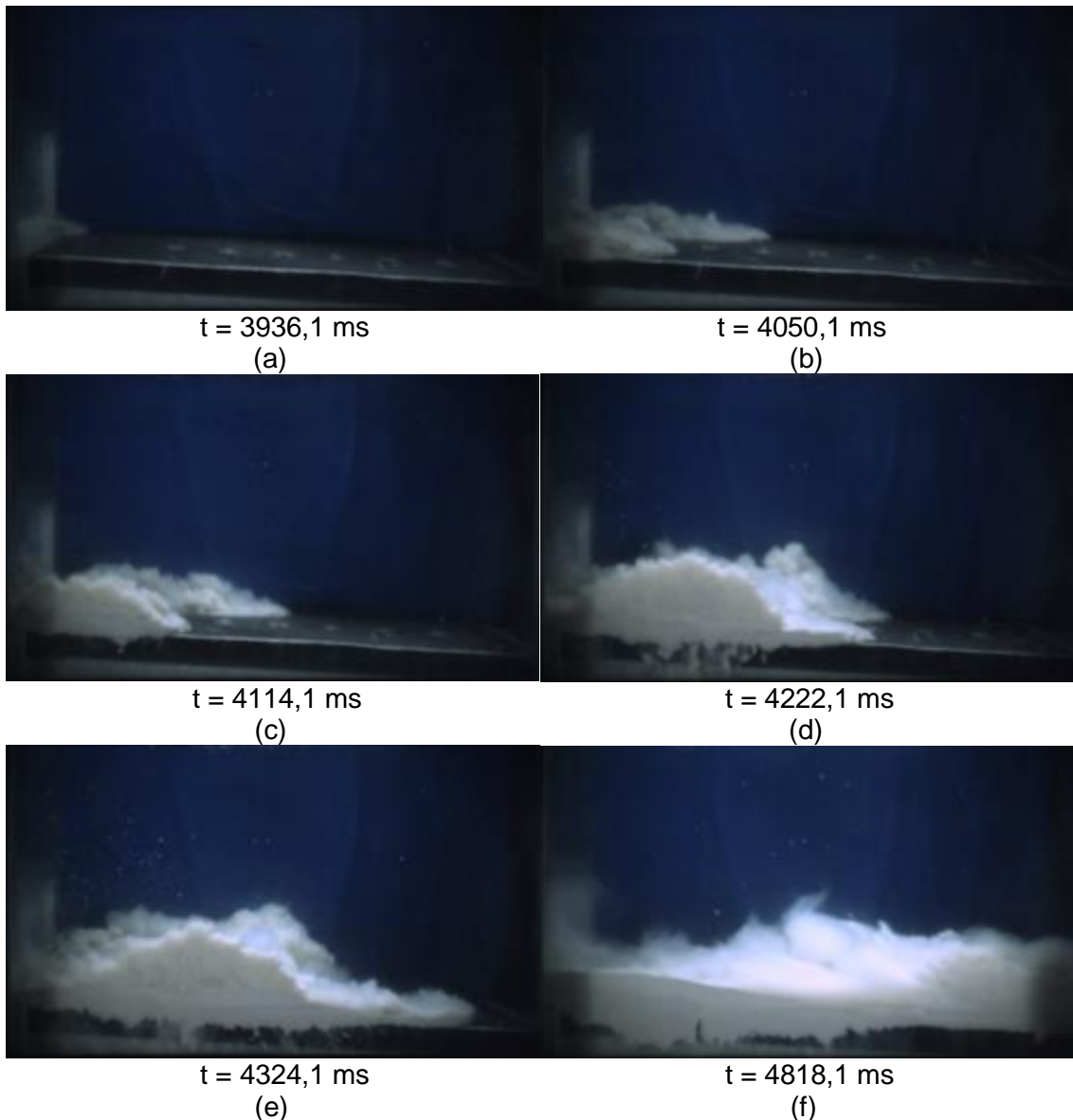


Figura 4.11: Imagens do ensaio de escorregamento 2 (umidade de 67,4%, 40G). As filmagens do ensaio 2 mostraram um solo que adquiriu maior velocidade, formando uma pequena corrente de turbidez, e indicada pela seta na Figura 4.12, pode-se observar uma pequena elevação na frente de corrida, mostrando o indício da hidroplanagem.



Figura 4.12: Detalhe da Figura 4.11(e), do momento em que a massa frontal se eleva.

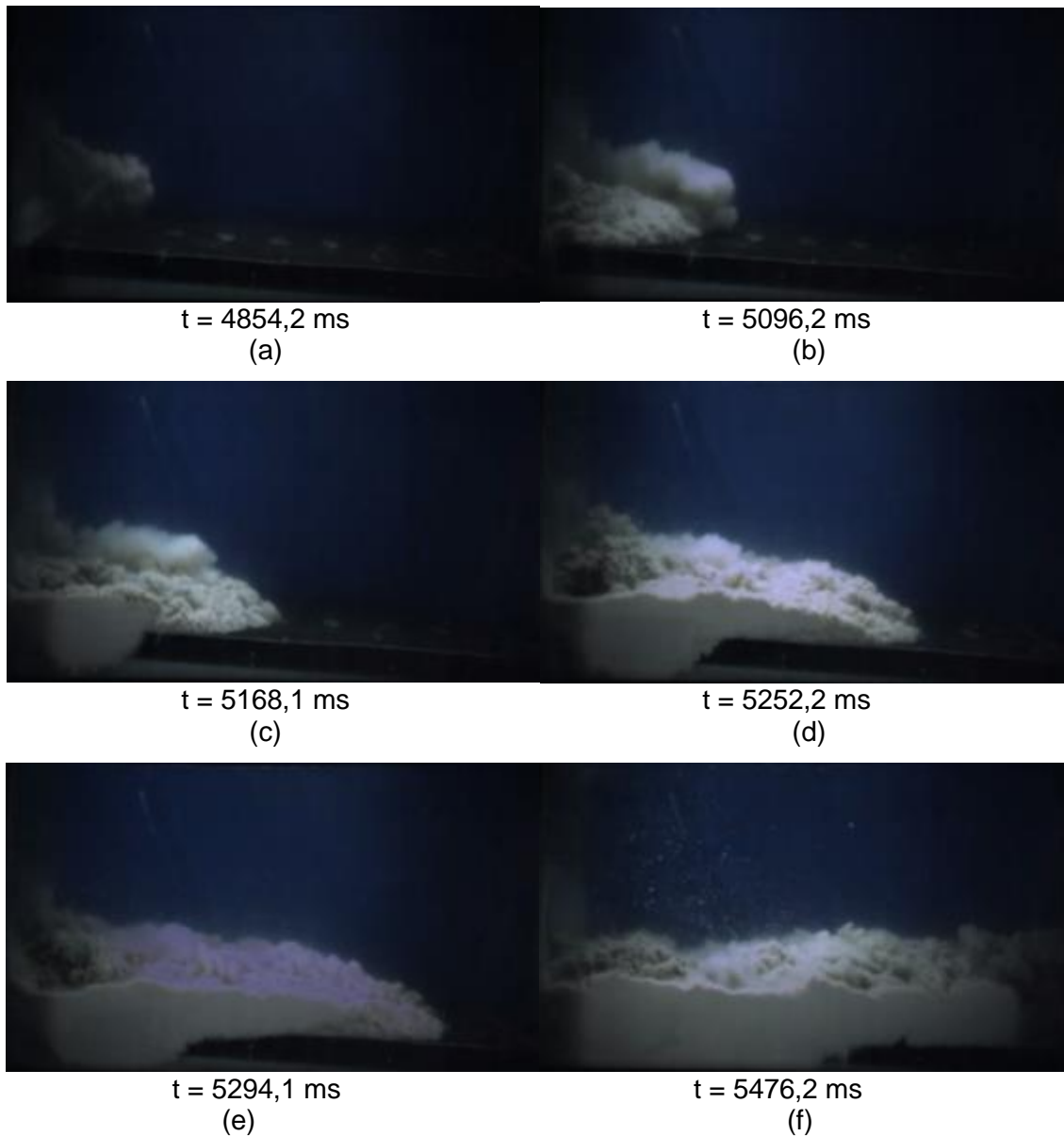


Figura 4.13: Imagens do ensaio de escorregamento 3 (umidade de 84,3%, 40G). As imagens do ensaio 3 mostraram um solo que gerou uma maior corrente de turbidez, provavelmente devido ao maior teor de umidade, porém, não foi possível observar a hidroplanagem.

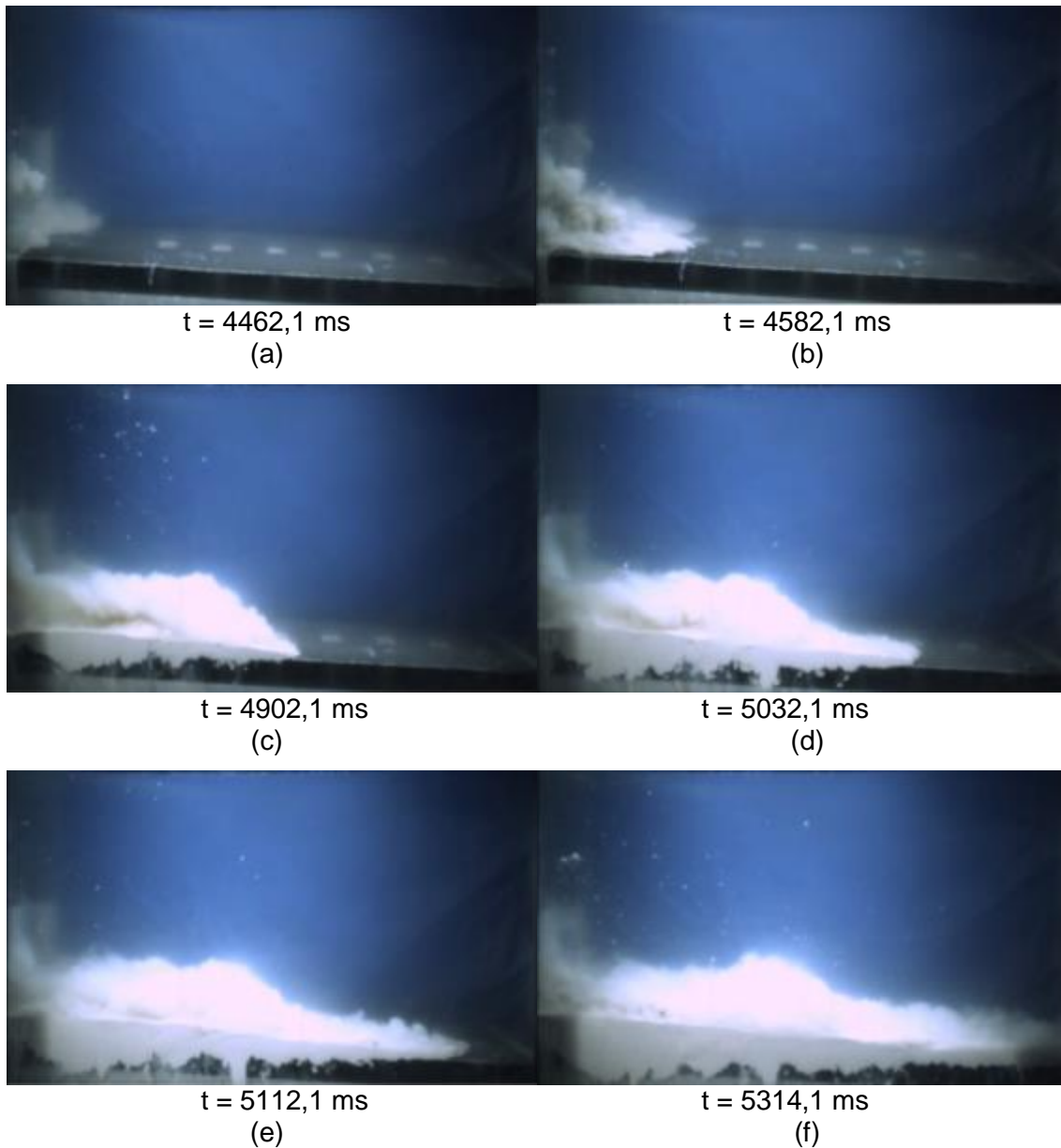


Figura 4.14: Imagens do ensaio de escorregamento 4 (umidade de 84,3%, 30G). As imagens do ensaio 4 mostraram um escorregamento com comportamento parecido com o do ensaio 2, em que a corrente de turbidez é menor, mas é visível. Mesmo de forma mais discreta, foi possível observar uma pequena elevação na frente de corrida, esta destacada na Figura 4.15.



Figura 4.15: Detalhe da Figura 4.14(e), do momento em que a massa frontal se eleva.



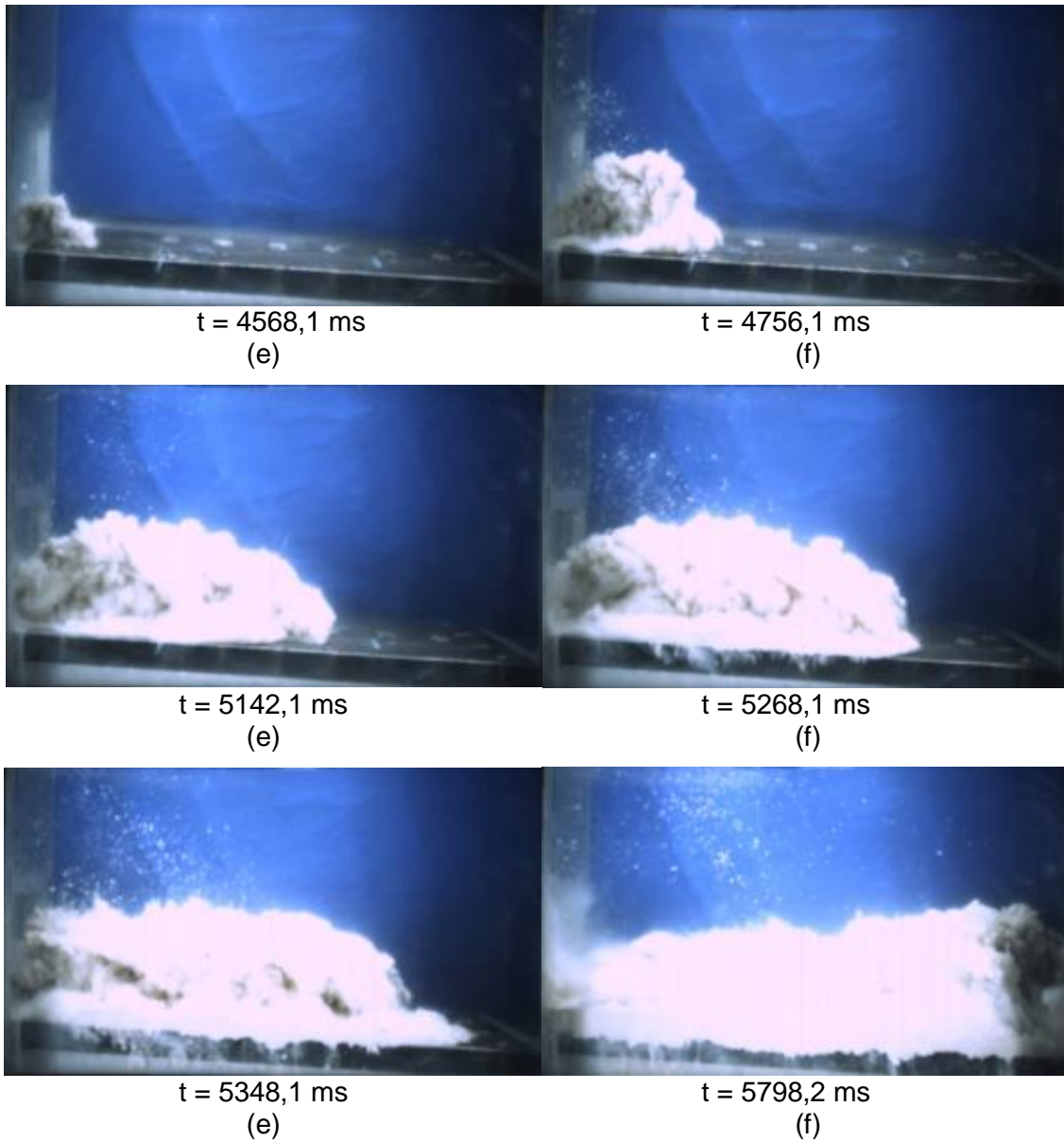


Figura 4.16: Imagens do ensaio de escorregamento 5 (umidade de 84,3%, 20G). As imagens do ensaio 5 mostraram um solo que também gerou uma maior corrente de turbidez e por um maior período de tempo, porém, não foi possível observar a hidroplanagem.

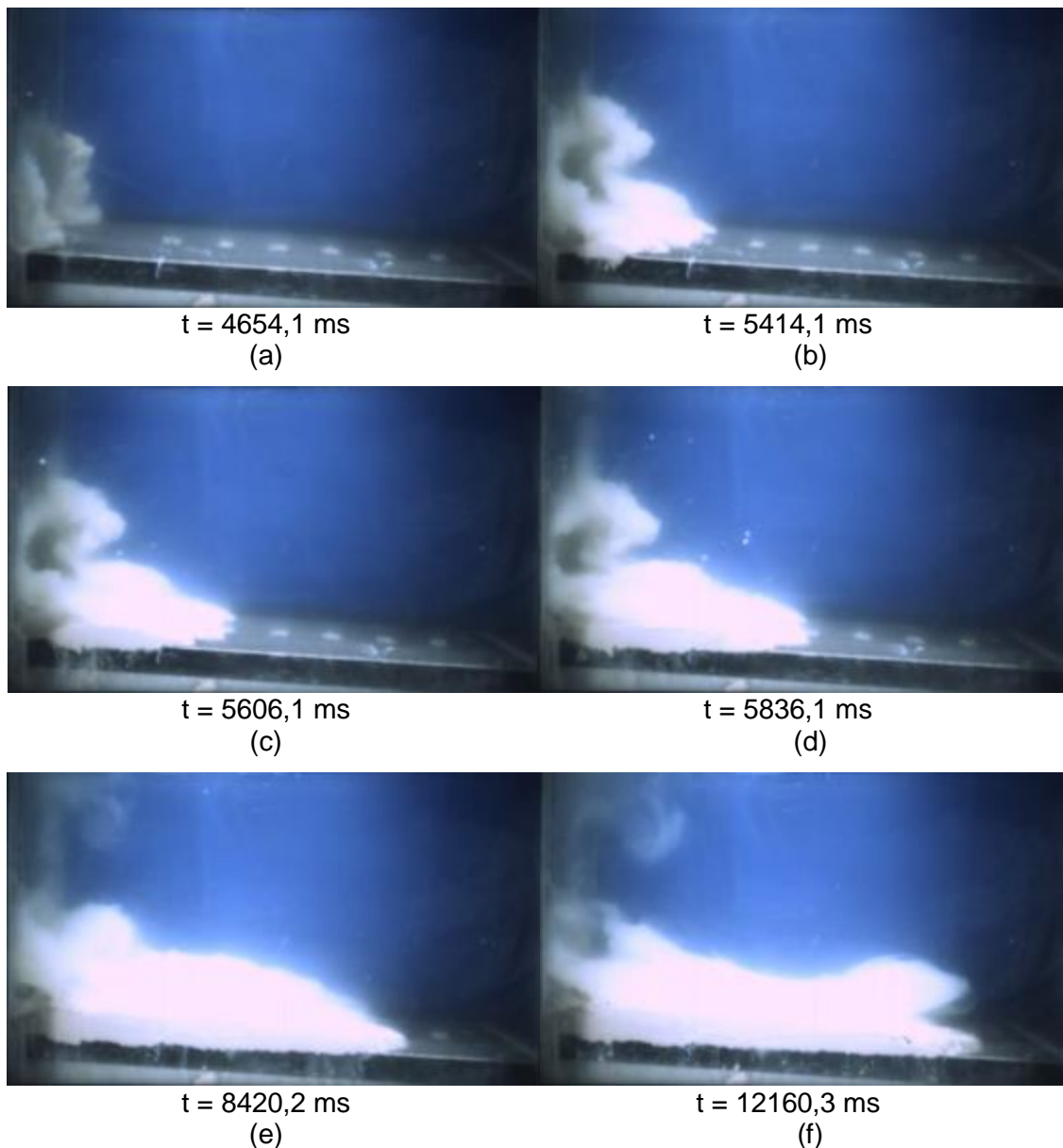


Figura 4.17: Imagens do ensaio de escorregamento 6 (umidade de 84,3%, 10G). As imagens do escorregamento 6, assim como no ensaio 1, mostram um solo que não consegue atingir uma velocidade suficiente para que haja formação de uma corrente de turbidez, muito menos para que ocorram indícios de hidroplanagem, provavelmente devido à gravidade induzida atuante no ensaio de 10g.

#### 4.4 – Determinação das Pressões de Estagnação e Normal

Com as imagens, é possível calcular a velocidade frontal de cada escorregamento executado, e com isso, calcular os valores da pressão de estagnação, e da tensão normal atuante do solo. Os valores calculados das velocidades foram dispostas na Tabela 4.2 a seguir, juntamente com os

componentes de tempo ( $\Delta t$ ) e deslocamento ( $\Delta s$ ) no modelo e no protótipo. Abaixo segue um exemplo de um dos cálculos realizados na Tabela 4.2.

$$\Delta t_m = 0,092 \text{ s}; \Delta s_m = 0,05 \text{ m}$$

$$\Delta t_p = N^2 \cdot \Delta t_m = (40)^2 \cdot 0,092 = \mathbf{147,2 \text{ s}}$$

$$\Delta s_p = N^3 \cdot \Delta s_m = (40)^3 \cdot 0,05 = \mathbf{3200 \text{ m}}$$

$$v_{fm} = \Delta s_m / \Delta t_m = 0,05 / 0,092 = 0,54 \text{ m/s}$$

$$v_p = \Delta s_p / \Delta t_p = 3200 / 147,2 = \mathbf{21,74 \text{ m/s}}$$

Tabela 4.2 – Velocidade frontal calculada de cada escorregamento.

Ensaio n°	Tempo no modelo (s)	Distância no modelo (m)	Tempo no protótipo (s)	Distância no protótipo (m)	Velocidade frontal do modelo ( $v_f$ ) (m/s)	Velocidade frontal do protótipo ( $v_f$ ) (m/s)
1	0,092	0,05	147,2	3200	0,54	21,74
2	0,080	0,10	128	6400	1,25	50
3	0,078	0,10	124,8	6400	1,28	51,28
4	0,052	0,05	46,8	1350	0,96	28,84
5	0,0639	0,05	25,56	400	0,78	15,64
6	0,748	0,05	74,8	50	0,066	0,66

Desta tabela foi possível observar duas situações diferentes, que estão expostas nos gráficos das Figuras 4.18 e 4.19. A primeira compara a velocidade frontal com o limite de liquidez, e é possível observar, que quando ultrapassado o valor do limite de liquidez, o teor de umidade faz com que a mistura ganhe uma velocidade consideravelmente maior. Já a segunda compara a velocidade frontal com a gravidade induzida, que mostra um padrão linear bem visível.

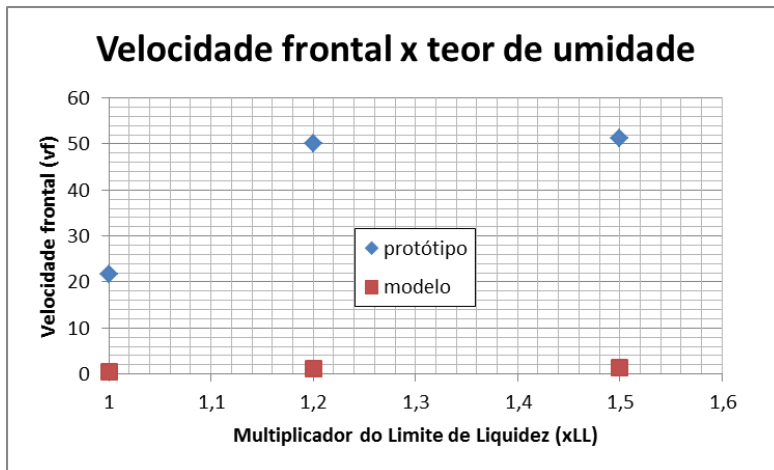


Figura 4.18: Velocidade frontal em função do limite de liquidez.

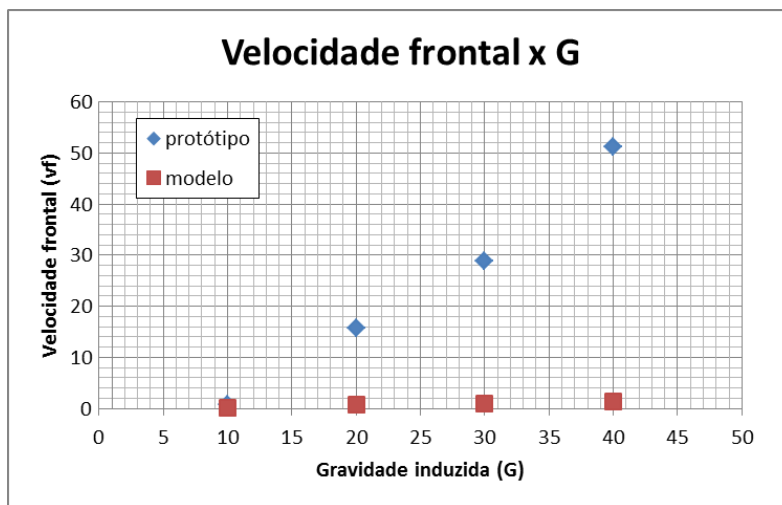


Figura 4.19: Velocidade frontal em função da gravidade induzida (g).

Segundo Harbitz (2003), no momento em que a pressão de estagnação se torna maior do que a tensão normal há o ambiente propício para o início da hidroplanagem. A Tabela 4.3 dispõe a seguir as pressões de estagnação e tensões normais, estas que foram calculadas pelas Equações 2.1 e 2.2, respectivamente, como está exemplificado no exemplo a seguir.

$$\rho_d = 1535,7 \text{ kg/m}^3; h_{ap} = 1,00 \text{ m}; \rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$p_f = (\rho_w \cdot v_f^2) / 2$$

$$\Theta = 5^\circ$$

$$p_d = (\rho_d - \rho_w) g \cdot h_a \cdot \cos \Theta$$

então:

$$p_f = (1000) \cdot (21,74)^2 / 2 = \mathbf{236,29 \text{ kPa}}$$

$$p_d = (1535,7 - 1000) \cdot (9,8) \cdot (1,00) \cdot (0,9969) = 5232 \text{ Pa} = \mathbf{5,232 \text{ kPa}}$$

$p_f > p_d$ : há hidroplanagem!

Tabela 4.3 – Resultados da pressão de estagnação e tensão normal equivalente.

Ensaio n°	Densidade do solo, $\rho_d$ (kg/m <sup>3</sup> )	Espessura média do escorregamento no protótipo, $h_a$ (m)	Pressão de estagnação, $p_f$ (kPa)	Tensão normal do fluido, $p_d$ (kPa)	Evidência de Hidroplanagem
1	1535,7	1,00	236,29	5,232	Sim
2	1521,2	0,254	1250	1,329	Sim
3	1491,1	0,8	1314,9	3,833	Sim
4	1489,9	0,381	416,05	1,821	Sim
5	1491,1	0,38	122,45	1,821	Sim
6	1489,9	0,22	0,2234	1,053	Não

#### 4.5 – Determinação do Número Densimétrico de *Froude* ( $F_{rd}$ )

Outra condição, demonstrada por Mohrig *et al.* (1998), para que haja evidências da hidroplanagem é o cálculo do número de *Froude*, o  $F_{rd}$ , cujo cálculo foi executado pela Equação 2.3. Os resultados destes cálculos estão dispostos na Tabela 4.4 a seguir. Um exemplo destes cálculos está disposto a seguir.

$$F_{rd} = \frac{v_f}{\sqrt{\left(\frac{\rho_d}{\rho_w} - 1\right) g h_a \cos\theta}}$$

$$p_d = 236,29 \text{ kPa}$$

$$p_f = 5,232 \text{ kPa}$$

então:

$$F_{rd} = \frac{21,74}{\sqrt{\left(\frac{1535,7}{1000} - 1\right) (9,8) \cdot (1) \cdot (0,9969)}}$$

$$F_{rd} = \mathbf{0,21}$$

**Não** há hidroplanagem!

Tabela 4.4 – Resultados da determinação no número densimétrico de *Froude*.

Ensaio n <sup>o</sup>	Pressão de estagnação, $p_f$ (kPa)	Tensão normal do fluido, $p_d$ (kPa)	Número densimétrico de <i>Froude</i> , $F_{rd}$ (adim.)	Evidência de Hidroplanagem
1	236,29	5,232	0,21	Não
2	1250	1,329	0,34	Sim
3	1314,9	3,833	0,36	Sim
4	416,05	1,821	0,44	Sim
5	122,45	1,821	0,44	Sim
6	0,2234	1,053	0,05	Não

#### 4.6 – Resultados Finais

Nesta seção serão apresentados todos os resultados dispostos neste capítulo, com os fatores determinantes indicando se houve ou não evidências do fenômeno da hidroplanagem, que estão organizados na Tabela 4.5 a seguir.

Tabela 4.5 – Resumo dos resultados finais dos fatores determinantes.

Fatores Determinantes da Hidroplanagem	Imagens	Dados dos Transdutores	$p_f > p_d$ ?	$F_{rd} > 0,30$ ?
<b>Ensaio 1</b>	Não	Não	Sim	Não
<b>Ensaio 2</b>	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>Ensaio 3</b>	Não	Sim	Sim	Sim
<b>Ensaio 4</b>	Sim	Sim	Sim	Sim
<b>Ensaio 5</b>	Não	Sim	Sim	Sim
<b>Ensaio 6</b>	Não	Não	Não	Não

Os resultados obtidos nos ensaios 2 e 4 evidenciam a formação do fenômeno de hidroplanagem em todos os fatores determinantes deste estudo: foi possível visualizar através das imagens a deformação na cabeça frontal da corrida de lama, os dados dos transdutores de tensão total e de poropressão obtiveram leituras de valores praticamente iguais, inicando uma tensão efetiva próxima de

zero, o número de *Froude* maior do que 0,30 e a pressão de estagnação maior do que a tensão normal do fluido.

Em contrapartida, o ensaio 6 não obteve indícios de hidroplanagem em nenhum dos fatores determinantes apresentados. As imagens dão a realidade do escorregamento, em que a corrida de lama não chegou a alcançar o final da rampa.

No que diz respeito ao ensaio 1, o único fator determinante que indicou a presença de hidroplanagem foi a  $p_f > p_d$ , mas pelas imagens, pelo cálculo de  $F_{rd}$ , e pelos dados apresentados pelos instrumentos da rampa, a hidroplanagem não ocorreu.

Nos demais ensaios, todos os fatores determinantes apresentaram evidências de hidroplanagem, porém não foi possível observar o mesmo fenômeno nas filmagens realizadas pela câmera de alta velocidade.

Del Rey (2006) diz que a incorporação ou a perda de sólidos em suspensão nas correntes de turbidez é uma constante durante seu deslocamento, desde sua inicialização até sua extinção. O mesmo autor fala que a concentração de sedimento nas correntes pode alterar significativamente as propriedades do fluido e do comportamento do fluxo. A densidade do fluido, a velocidade de queda dos grãos, a viscosidade, a velocidade do fluxo e a capacidade de transporte podem ser todas elas alteradas.

Tomando essa observação como base, a concentração de sedimentos pode ter modificado a velocidade de queda dos grãos, gerando uma maior região de solo em suspensão, impedindo a observação da hidroplanagem, porém com base nos outros fatores determinantes, a hidroplanagem ocorre sim nos ensaios 3 e 5 restantes.

## 5 – CONCLUSÕES

Nesta seção estão dispostas as conclusões feitas deste estudo. Foram postas em questão as condições para que a hidroplanagem ocorra em um escorregamento submarino, variando tanto o teor de umidade do solo utilizado, quanto à gravidade induzida ao qual o experimento foi submetido. Juntamente com essas variações, foram realizados ensaios de determinação da resistência ao cisalhamento não drenada do solo utilizando um penetrômetro barra-T, buscando uma possível associação do valor de  $S_u$  com as condições deste fenômeno.

Para que a hidroplanagem ocorra durante um escorregamento submarino, existem características que devem aparecer, como a deformação na frente da corrida de detritos, tensões efetivas próximas de zero, a penetração de uma camada fina de água entre o fluido e o substrato de base do escorregamento, o valor do número densimétrico de *Froude* superior a 0,3.

Um aspecto que foi mostrado no estudo foi que os valores obtidos da resistência não drenada nos ensaios não conseguiram mostrar nenhuma relação com a aparição da hidroplanagem no escorregamento. Isso mostra que o valor de  $S_u$  não influencia diretamente no comportamento do solo durante um escorregamento submarino. Indiretamente é possível que exista alguma relação, mas não foi realizado nenhum estudo desta natureza neste trabalho.

Foi confirmada a conclusão realizada por Pardo (2015), em que a diferença no teor de umidade de um solo com mesmos componentes de argila influencia na aparição da hidroplanagem, quando este teor se mostra superior ao limite de liquidez (ensaios 1 e 2), em que a mistura passa a se comportar como uma lama mais fluida.

Os resultados deste estudo são uma contribuição relevante para a área de estudo, pois grande parte dos trabalhos realizados foi executada em ambientes de gravidade normal (1g). Pode-se confirmar que é possível reproduzir em laboratório, através da modelagem física, escorregamentos submarinos com a presença da hidroplanagem.

Uma sugestão para trabalhos futuros é avaliar a presença de hidroplanagem em solos com diferentes níveis de pré-adensamento, juntamente com solos normalmente adensados. Outra sugestão é avaliar o impacto destes escorregamentos em uma estrutura fixa, ou flutuante.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BONADIES, F.; NORDAL, S.; GYLLAND, A. S.; GRIMSTAD, G.; JOSTAD, H. P.; CUOMO, S.; CASCINI, L. 2014. Numerical methods for simulation of downward progressive landslides. Em *Numerical methods in geotechnical Engineering, NUMGE 2014* (Editores: M. A. HICKS; R. B. J. BRINKGREVE; A. ROHE). Vol. 1: 579-584. Londres, Inglaterra.
- BOYLAN, N.; GAUDIN, C.; WHITE, D. J.; RANDOLPH, M. F. 2010. Modelling of submarine slides in the geotechnical centrifuge. *Physical Modelling in Geotechnics*, Londres, Inglaterra. 1095-1100.
- BRUM JÚNIOR, S. A. Desenvolvimento de simulações numéricas de fluxos gravitacionais através de elementos discretos acoplados à fluidodinâmica computacional. Tese de Doutorado – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, RJ; 235 pp.
- BRYN, P.; Berg, K.; FORSBERG, C. F.; SOLHEIM, A.; KVALSTAD, T. J.; 2005. Explaining the Storegga Slide. *Marine and Petroleum Geology*. Vol. 22; 11-19.
- BURLAND, J. B. 1973. Shaft friction of piles in clay – a simple fundamental approach. *Ground Engineering*. Vol. 6, n° 3: 30.
- CANALS, M.; LASTRAS, G.; URGELES, R.; CASAMOR, J. L.; MIENERT, J.; CATTANEO, A.; DE BATIST, M.; HAFLIDASON, H.; IMBO, Y.; LABERG, J.S.; LOCAT, J.; LONG, D.; LONGVA, O.; MASSON, D. G.; SULTAN, N.; TRINCARDI, F.; BRYN, P. 2004. Slope failure dynamics and impacts from seafloor and shallow sub-seafloor geophysical data: case studies from the COSTA project. *Marine Geology*, Vol. 213; 9-72.
- CARNEIRO, F. L.; 1993. Análise Dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos. Rio de Janeiro, UFRJ, 256p.
- COCHONAT, P.; BOURILLET, J. F.; SAVOYE, B.; DODD, L. 1993. Geotechnical characteristics and instability of submarine slope sediments, the Nice slope (N-W Mediterranean Sea). *Marine Georesources & Geotechnology*. Vol. 11; 131-151.
- COLLOT, J.-Y.; LEWIS, K.; LAMARCHE, G.; LALLEMAND, S.; 2001. The giant Ruatoria debris avalanche on the northern Hikurangi margin, New Zealand: Result of oblique seamount subduction. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 106, n° B9; 19271-19297.

- DEL REY, A. C. 2006. Simulação física de processos gravitacionais subaquosos: uma aproximação para o entendimento da sedimentação marinha profunda. Tese de Doutorado em Geociências – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – IPH/UFRGS, 229pp.
- DEY, R.; HAWLADER, B. C.; PHILLIPS, R.; SOGA, K. 2016. Numerical modelling of submarine landslides with sensitive clay layers. *Géotechnique*. Vol. 66, n° 6: 454-468.
- DUTTA, S.; HAWLADER, B.; PHILLIPS, R. 2015. Finite element modelling of partially embedded pipelines in clay seabed using coupled Eulerian-Lagrangian method. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 52, n° 1: 58-72.
- DINGLE, R.V.; 1977. The anatomy of a large submarine slump on a sheared continental margin (SE Africa). *Journal of the Geological Society*, Londres, Inglaterra. Vol. 134; 293–310.
- FINE, I. V.; RABINOVICH, A. B.; BORNHOLD, B. D.; THOMSON, R. E.; KULIKOV, E. A. 2004. The Grand Banks landslide-generated tsunami of November 18, 1929: preliminary analysis and numerical modeling. *Marine Geology*. Vol. 215, 45-57.
- FISCHER, R. V. 1983. Flow transformations in sediment gravity flows. *Geology; Boulder*. Vol. 11, 273-274.
- GENNESSAUX, M.; MAUFRETT, A.; PAUTOT, G. 1980. Les glissements sous-marins de la pente continentales niçoise et la rupture de cables em mer Ligure (Méditerranée occidentale). *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences*; Paris, França; Vol. 290 (D); 959-962.
- GUE, C. S. 2012. Submarine Landslide Flows Simulation Through Centrifuge Modelling. Tese de Doutorado – *University of Cambridge*; Cambridge, Inglaterra; 266 pp.
- HANCE, J. J. 2003. Development of a database and assessment of seafloor slope stability based on published literature. University of Texas; Austin, EUA; 269 pp.
- HARBITZ, C. B.; PARKER, G.; ELVERHOI, A.; MARR, J. G.; MOHRIG, D.; HARFF, P. A. 2003. Hydroplaning of subaqueous debris flows and glide blocks: Analytical solutions and discussion. *Journal of Geophysical Research*. Vol. 108, n° B7: 2349.

- ILSTAD, T.; MARR J. G.; ELVERHOI, A.; HARBITZ, B. 2004. Subaqueous debris flow behavior and its dependence on the sand/clay ratio: a laboratory study using particle tracking. *Marine Geology*, Vol. 213: 415-438.
- IMBO, Y.; DE BATIST, M.; CANALS, M.; PRIETO, M. J.; BARAZA, J.; 2003. The Gebra Slide: a submarine slide on the Trinity Peninsula Margin, Antarctica. *International Journal of Marine Geology*, Vol. 193: 235-252.
- JOSTAD, H. E ANDRESEN, L. 2004. Modelling of shear band propagation in clays using interface elements with finite thickness. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> International symposium on numerical models in geomechanics, NUMOG IX*, Ottawa, Canadá: 121-128.
- KLAUCKE, I. e COCHONAT, P. 1999. Analysis of past seafloor failures on the continental slope off Nice (SE France). *Geo-Marine Letters*. Vol. 19; 245-253.
- Locat, J., 1997. Normalized rheological behavior of fine muds and their flow properties in a pseudoplastic regime. Em: *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*. Water Resources Engineering Division, ASCE, pp.: 260-269.
- LOCAT, J. e LEE, H. J. 2000. Submarine Landslides: Advances and Challenges. *8<sup>th</sup> International Symposium of Landslides*. Cardiff, País de Gales. Também publicado: *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 39: 193-212.
- LOCAT, A.; JOSTAD H. P.; LEROUEIL, S. 2013. Numerical modelling of progressive failure and its implications for spreads in sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 50, n<sup>o</sup> 9: 961-978.
- MALINVERNO, A.; RYAN, W. B. F.; AUFRETT, G.; PAUTOT, G. 1988. Sonar images of the path of recent failure events on the continental margin off Nice, France. *Spec. Pap.-Geol. Soc. Am.* Vol. 229; 59-75.
- MELO, C. M. A. R. 2015. Avaliação da influência da geometria do fuste na capacidade de carga das estacas de sucção por modelos centrifugados. Tese de Doutorado em Geotecnia – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, RJ; 238 pp.
- MOHRIG, D.; WHIPPLE, K. X.; HONDZO, M.; ELLIS, C.; PARKER, G. 1998. Hydroplaning of subaqueous debris flow. *Geological Society of America Bulletin*, Vol. 110, n<sup>o</sup> 3: 387-394.

MOHRIG, D.; ELVERHOI, A.; PARKER, G. 1999. Experiments on the relative mobility of muddy subaqueous and subaerial debris flows and their capacity to remobilize antecedent deposits. *Marine Geology*, 117-129.

MOHRIG, D. e MARR, J. G. 2003. Constraining the efficiency of turbidity current generation from submarine debris flows and their capacity to remobilize antecedent deposits. *Marine and Petroleum Geology*; Vol. 20: 883-899.

MULDER, T.; TISOT, J. P.; COCHONAT, P.; BOURILLET, J. F. 1993. Stabilité des pentes sous-marines dans a la Baie des Anges, Nice, France. *Revue Française de Géotechnique*. Vol. 64; 21-30.

MULDER, T.; COCHONAT, P.; TISOT, J. P.; BOURILLET, J. F. 1994. Regional assessment of mass failure events in the Baie des Anges, Mediterranean Sea. *Marine Geology*, Vol. 122; 29-45.

MULDER, T.; SAVOYE, B.; SYVITSKI, J. P. M. 1997. Numerical modelling of a mid-size gravity flow: The 1979 Nice turbidity current (dynamics, processes, sediment budget and seafloor impact). *Sedimentology*, Vol 44, n° 2: 305-326.

NATIONAL INSTRUMENTS, 2003. *Labview User Manual*. Austin, Texas, Estados Unidos; 349pp.

PARDO, E. A. (2015). Simulação de instabilidade de taludes submarinos usando modelagem centrífuga. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro; Rio de Janeiro, RJ; 82 pp.

PENEREIRO, J. C. 2010. Algumas considerações de Galileo a respeito das teorias da semelhança física, da resistência dos materiais e das flexões. *Caderno Brasileiro de Ensino de Física*. Vol. 27, n° 2: 288-312.

RANDOLPH, M.F.; GAUDIN, C.; GOURVENEC, S. M.; WHITE, D. J.; BOYLAN, N.; CASSIDY, M. J. 2010. Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments. *Ocean Engineering*. Vol. 38: 818-834.

RANDOLPH, M. F. e HOULSBY, G. T. 1984. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Geotechnique*. Vol. 34, n° 4: 613-623.

SAHDI, F.; GAUDIN, C.; WHITE, D. J.; BOYLAN, N.; RANDOLPH, M. F. 2014. Centrifuge modelling of active slide-pipeline loading in soft clay. *Géotechnique*. Vol. 64, n° 1: 16-27.

SAVOYE, B. 1991. E´tude des avalanches sous-marines au large de Nice. *IFREMER unpublished report*, 11 pp.

- SAWYER, D. E.; FLEMINGS, P. B.; BUTTLES, J.; MOHRIG, D. 2012. Mudflow transport behavior and deposit morphology: Role of shear stress to yield strength ratio in subaqueous experiments. *Marine Geology*. 301-310.
- SHANMUGAN, G. 2000. 50 years of the turbidite paradigm 1950s-1960s. Deepwater processes and facies models: a critical perspective. *Marine and Petroleum Geology*. Guilford. Vol. 17, 285-342.
- STEWART, D. P.; RANDOLPH, M. F. 1994. T-Bar Penetration Testing in Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE. Vol. 120, n° 12: 2230-2235.
- TAYLOR, R. N.; 1995. Geotechnical Centrifuge Technology. Black Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall; Londres, Inglaterra; 301 p.
- TOMILSON, M. J. 1971. Adhesion of piles in stiff clays. *C.I.R.I.A. Report n° 26*, Londres, Inglaterra.
- TRONCONE, A. 2005. Numerical analysis of a landslide in soils with strain-softening behavior. *Géotechnique*. Vol. 55, n° 8: 585-596.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. 2011. Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 2ª Ed. Oficina de Textos; São Paulo, São Paulo – Brasil. 568 p.
- ZHANG, J. H.; LIN, H. L.; WANG, K. Z. 2015. Centrifuge modeling and analysis of submarine landslides triggered by elevated pore pressure. *Ocean Engineering*. Vol. 109: 419-429.
- WANG, Z.; LI, X.; LIU, P.; TAO, Y. 2016. Numerical analysis of submarine landslides using a smoothed particle hydrodynamics depth integral model. *Acta Oceanologica Sinica*. Vol. 35, n° 5: 134-140.

## **ANEXO I – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO**



### Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: Gabriel (mestrando)

Data: 18/12/15

Obra: -

Ensaio: 02

Furo: -

Amostra: Metacaulim

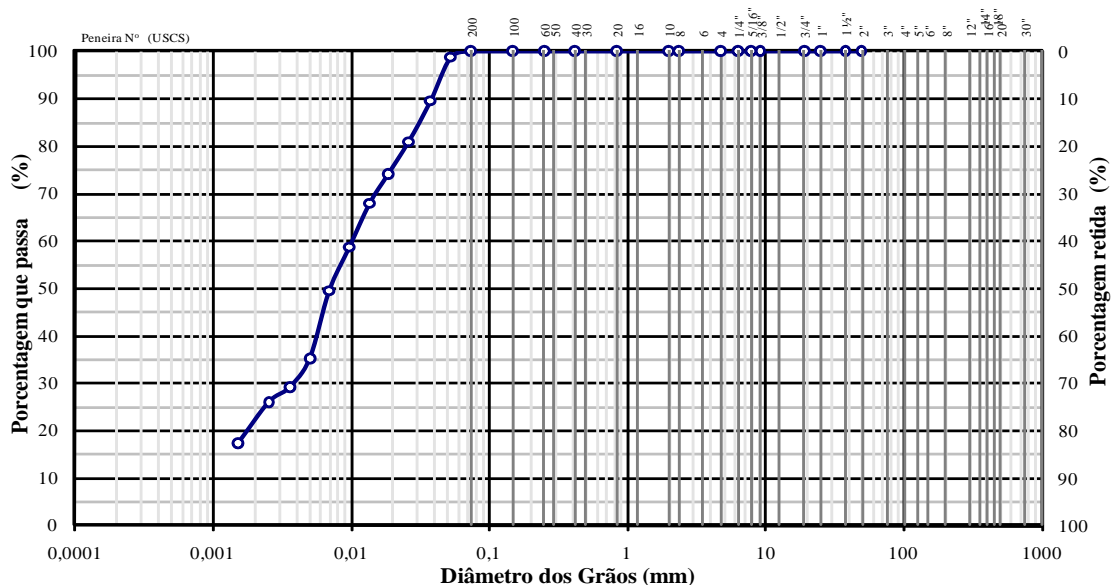
#### Características Granulométricas

##### Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	0,8	77,9	21,2	-

##### Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Cc	Cu



ABNT	Argila	Silte	Areia (fina, média, grossa)			Pedregulho (fino, médio, grosso)			Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	Areia (fina, média, grossa)			Pedregulho (1, 2, 3, 4)				
MIT	Argila	Silte	Areia (fina, média, grossa)			Pedregulho				

#### Propriedades Físicas

##### Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,44 g/cm<sup>3</sup>

##### Umidades:

Umidade Natural = 8,8 %

Umidade higroscópica = 0,4 %

##### Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = - %

Limite de Plasticidade = NP %

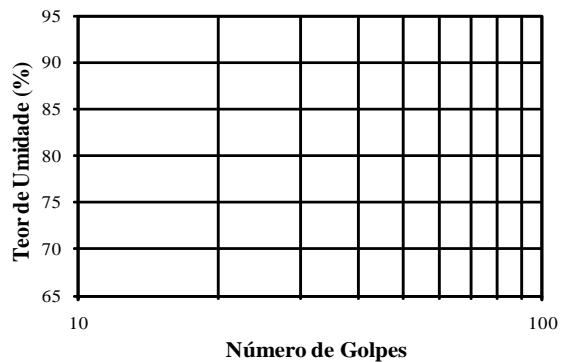
Índice de Plasticidade = NP %

Índice de Consistência = - %

##### Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = -

##### Limite de Liquidez





## Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: Gabriel (mestrando)

Data: 18/12/15

Obra: -

Ensaio: -

Furo: -

Amostra: Caulim

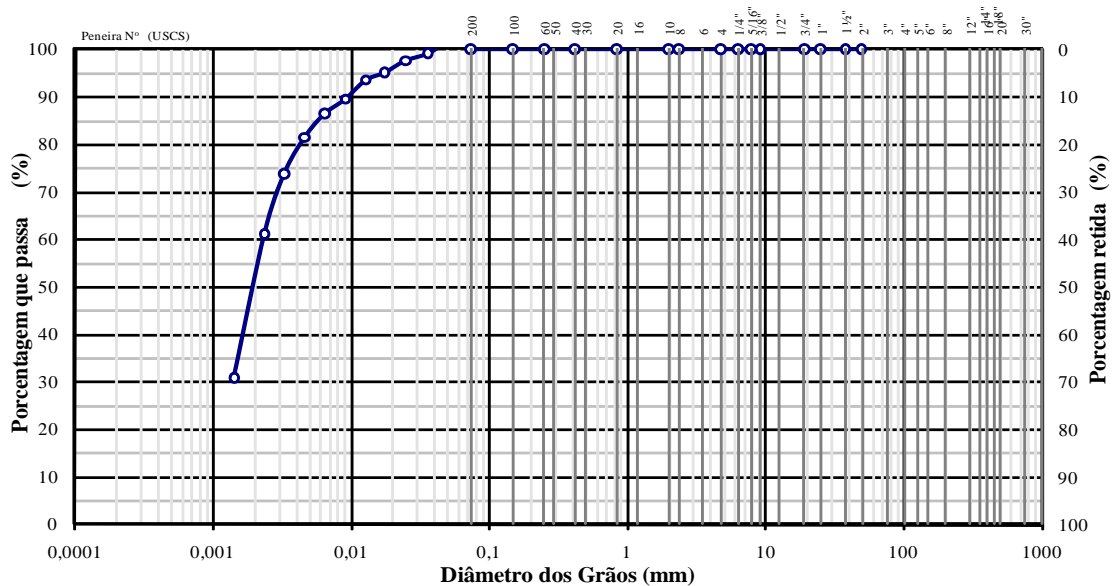
### Características Granulométricas Equivalentes

#### Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	-	53,0	49,1	-

#### Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Cc	Cu
0,0005	0,0007	0,0014	0,0020	0,0023	0,0060	5,1	1,8



ABNT	Argila	Silte	Areia (fina, média, grossa)			Pedregulho (fino, médio, grosso)			Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	Areia (fina, média, grossa)			Pedregulho (1, 2, 3, 4)				
MIT	Argila	Silte	Areia (fina, média, grossa)			Pedregulho				

### Propriedades Físicas

#### Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,56 g/cm<sup>3</sup>

#### Umidades:

Umidade Natural = - %

Umidade higroscópica = 2,0 %

#### Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = 66,6 %

Limite de Plasticidade = 34,6 %

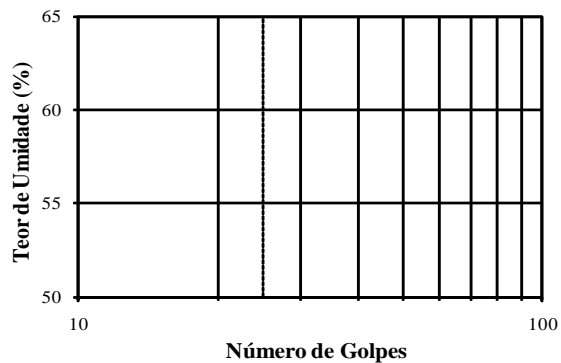
Índice de Plasticidade = 32,0 %

Índice de Consistência = - %

#### Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = 0,65 (inativa)

#### Limite de Liquidez







## Resultados de Ensaio de Caracterização Completa

Interessado: Gabriel (mestrando)

Data: 18/12/15

Obra: -

Ensaio: Mistura

Furo: -

Amostra: Caulim 40% e 60% Metacaulim

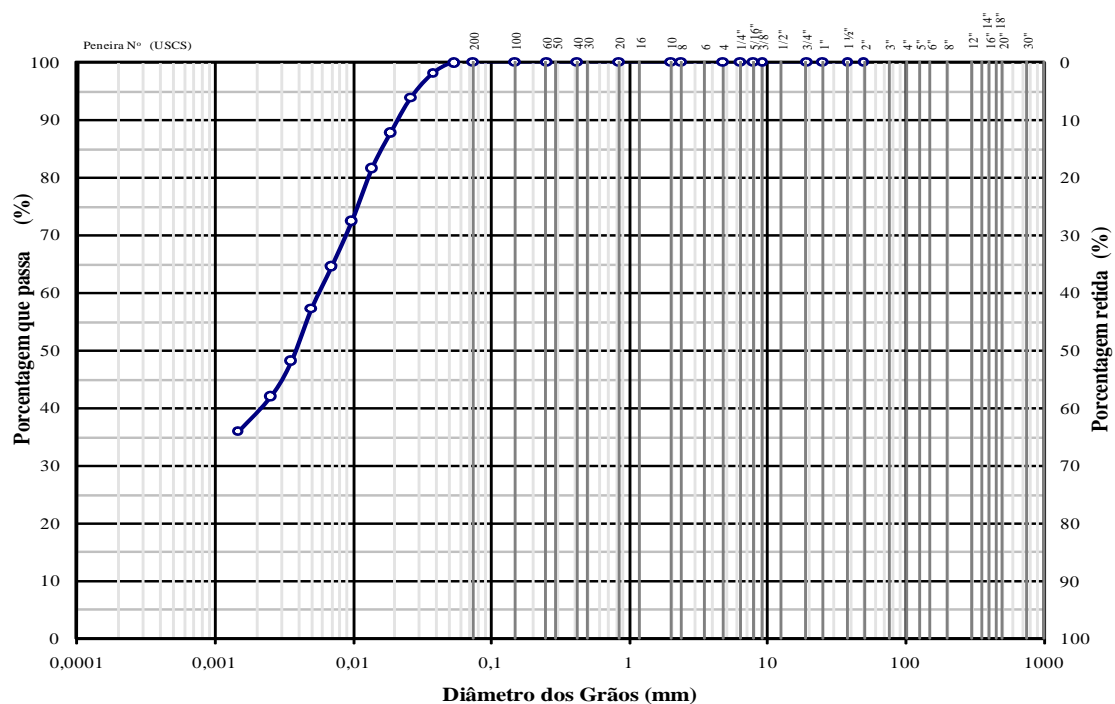
### Características Granulométricas Equivalentes

#### Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	-	60,9	39,0	-

#### Diâmetros Característicos e Coeficientes de Curvatura e Uniformidade

D <sub>10</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>85</sub>	Cc	Cu
0,0004	0,0006	0,0012	0,0038	0,0057	0,0164	14,0	0,6



ABNT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho			Pedra	Matacão
USCS	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				
MIT	Argila	Silte	Areia			Pedregulho				

### Propriedades Físicas

#### Densidade:

Densidade Real dos Grãos = 2,45 g/cm<sup>3</sup>

#### Umidades:

Umidade Natural = - %

Umidade higroscópica = 1,1 %

#### Índices de Atterberg:

Limite de Liquidez = 56,2 %

Limite de Plasticidade = 36,9 %

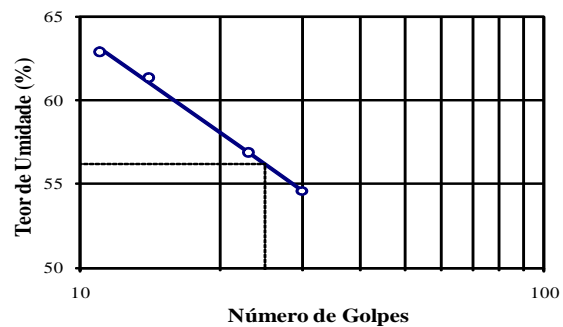
Índice de Plasticidade = 19,2 %

Índice de Consistência = - %

#### Atividade Skempton:

Atividade Coloidal = 0,49 (inativa)

#### Limite de Liquidez



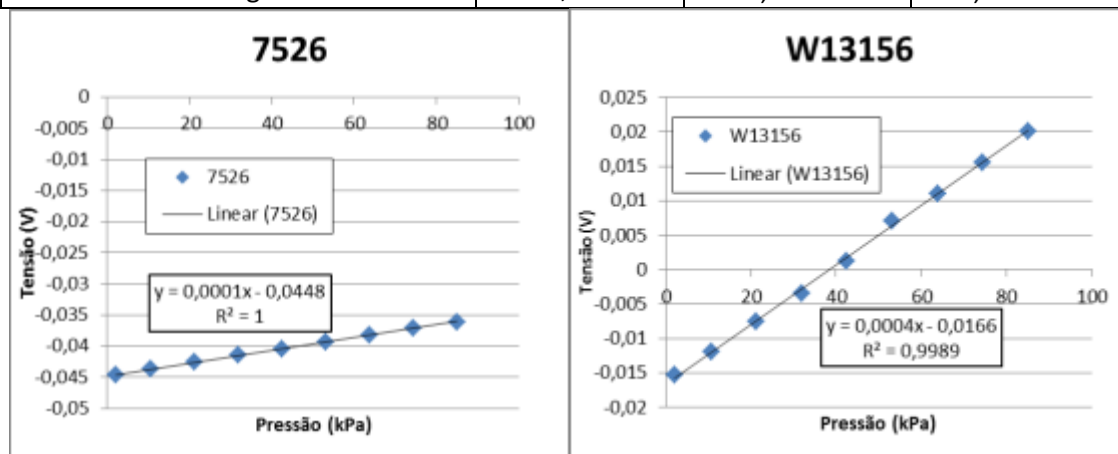
## **ANEXO II – CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS**

## CALIBRAÇÃO EM VÔO POROPRESSÃO/CÉLULAS DE TENSÃO

Ganho: 1 e 100		Bloco de terminais: NI SCXI 1321	
Alimentação: 3,33v e 10v		Projeto: Gabriel	
Alcance dos transdutores: 100 PSI, 200PSI E 500 PSI		Data: 01/12/15	
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 2 e 3)			

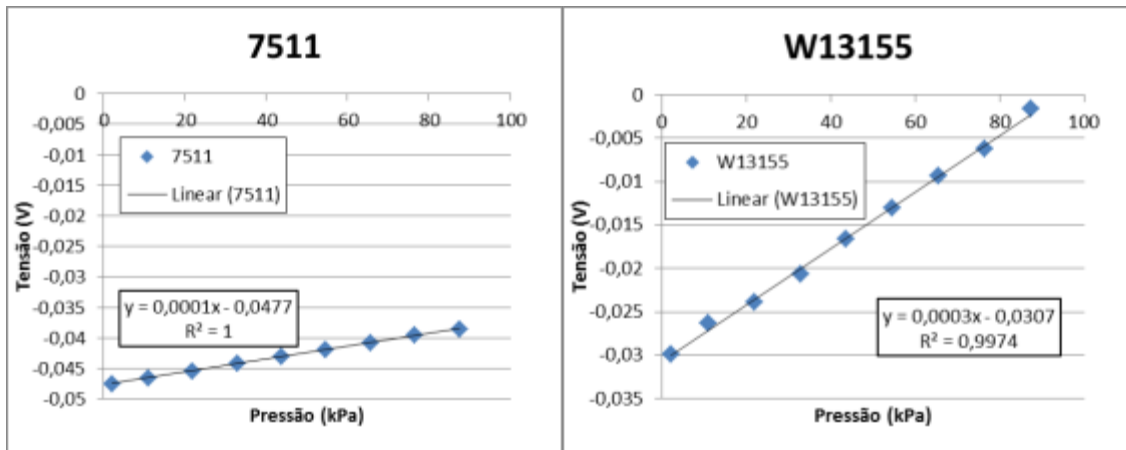
### Posição 2

Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)	
		TPP 7526	TTT W13156
0g	2,12877	-0,044581	-0,01532
5g	10,64385	-0,04367	-0,011922
10g	21,2877	-0,042597	-0,007553
15g	31,93155	-0,041503	-0,003508
20g	42,5754	-0,040427	0,001184
25g	53,21925	-0,039303	0,007009
30g	63,8631	-0,038216	0,011054
35g	74,50695	-0,03712	0,015584
40g	85,1508	-0,036088	0,020115

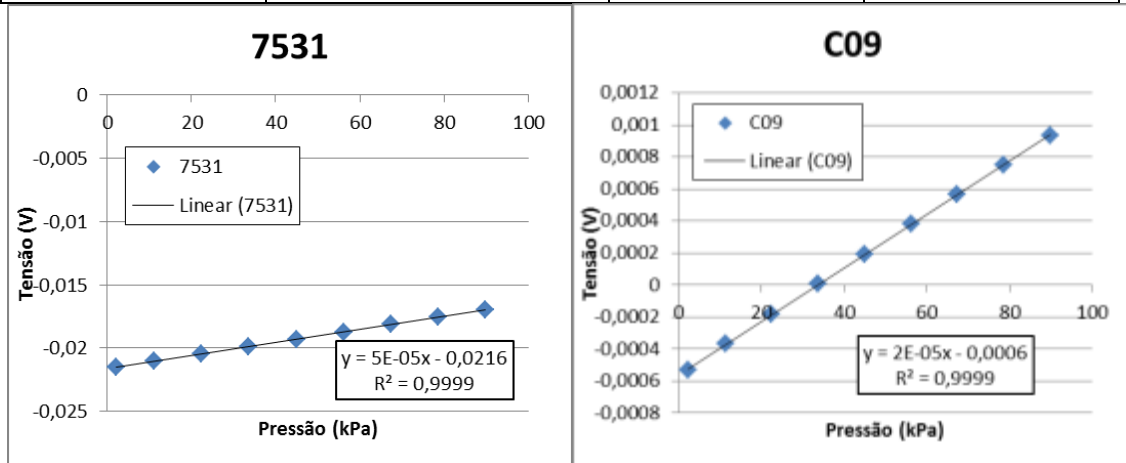


### Posição 4

Gravidade	Pressão (kPa)	Tensão de saída (V)	
		TPP 7511	TTT W13155
0g	2,18763	-0,0475	-0,029882
5g	10,93815	-0,046558	-0,026322
10g	21,8763	-0,045419	-0,023895
15g	32,81445	-0,044262	-0,020659
20g	43,7526	-0,043128	-0,016614
25g	54,69075	-0,041942	-0,013054
30g	65,6289	-0,040793	-0,009333
35g	76,56705	-0,039622	-0,006259
40g	87,5052	-0,038518	-0,001566



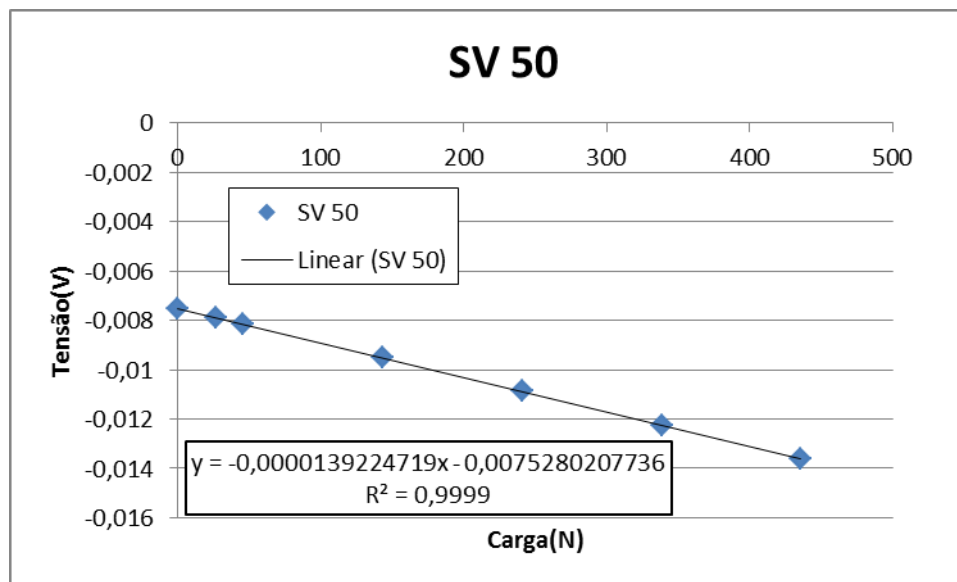
Posição 6			
		Tensão de saída (V)	
Gravidade	Pressão (kPa)	7531	C09
0g	2,24649	-0,0215	-0,000532
5g	11,23245	-0,021026	-0,000368
10g	22,4649	-0,020466	-0,000182
15g	33,69735	-0,01989	0,000007
20g	44,9298	-0,019325	0,000191
25g	56,16225	-0,018749	0,000382
30g	67,3947	-0,018129	0,000568
35g	78,62715	-0,017547	0,000751
40g	89,8596	-0,01699	0,000936



## CALIBRAÇÃO DA CÉLULA DE CARGA (T-BAR)

Ganho: 100	Bloco de terminais: NI SCXI 1321
Alimentação: 3,33v	Sentido de calibração: compressão
Alcance do transdutor: 50Kg	Tag da célula: SV50
Módulo: NI SCXI 1121 (Slot 2)	Data: 17/06/15
Canal no bloco de terminais: 0	Aluno: Gabriel Samarão

Cor dos fios	
Transdutor	Função
Vermelho	Excitação +
Preto	Excitação -
Verde	Sinal +
Branco	Sinal -
Carga (N)	Tensão (V)
0	-0,00752402
26,166	-0,0078947
45,374	-0,00816551
143,374	-0,00952225
241,276	-0,0108813
338,296	-0,0122401
436,002	-0,0135997



## **ANEXO III – PRODECIMENTOS PARA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS**

### **Procedimentos para execução dos ensaios de Barra-T:**

- 1- Determinar o tipo de solo a ser utilizado (teor de umidade, porcentagens das misturas, etc.);
- 2- Calcular a massa de cada componente da mistura, incluindo a água;
- 3- Separar a mistura e a água para facilitar a execução da lama;
- 5- Cortar a lixa no gabarito;
- 7- Colar a lixa na rampa de acrílico, e a placa na abertura da caixa de lama;
- 8- Realizar teste de estanqueidade na comporta;
- 9- Colocar os transdutores na rampa e no fundo da caixa de lama;
- 10- Colocar a rampa no contêiner;
- 11- Testar os transdutores;
- 12- Colocar a viga e o motor elétrico;
- 13- Colocar a célula de carga e a haste do penetrômetro Barra-T;
- 14- Testar a célula de carga e o motor elétrico;
- 15- Realizar a marcação do marco zero do motor (haste levantada a 44 cm);
- 16- Fixação dos componentes no contêiner;
- 17- Fazer a mistura da lama no misturador;
- 18- Colocar o papel plástico na face posterior à rampa de escorregamento;
- 19- Colocar a água no contêiner;
- 21- Colocar os LEDs, mas deixando-os desligados;
- 22- Retirar amostra da lama para determinação da umidade higroscópica;
- 23- Colocar a lama na caixa;
- 24- Colocar a lâmina d'água até atingir a altura determinada (35 cm);
- 25- Medir a altura de lama, e a altura de água colocada;
- 26- Realização do ensaio de Barra-T;

### **Procedimentos para realização dos ensaios de escorregamento:**

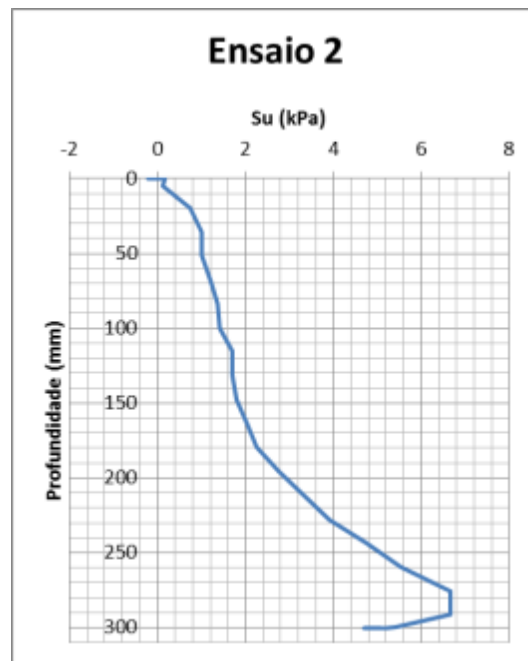
- 1- Medição da altura de lama e água após ensaio de Barra-T;
- 2- Retirada do motor elétrico, da célula de carga e da haste da Barra-T;
- 3- Colocar as estruturas da câmera;
- 4- Recolocar a viga na altura para o atuador hidráulico;
- 5- Colocar o atuador hidráulico e o transdutor de deslocamento;
- 6- Colocar a câmera;
- 7- Testar o atuador e a câmera (ligar os LEDs);

- 8- Fixar o atuador na placa da comporta;
- 9- Fixar o atuador e os seus cabos;
- 10- Ligar os LEDs;
- 11- Desligar a luz da centrífuga;
- 12- Realização do Ensaio de Escorregamento;
- 13- Medição da altura de lama na caixa;
- 14- Fotografar todas as etapas;

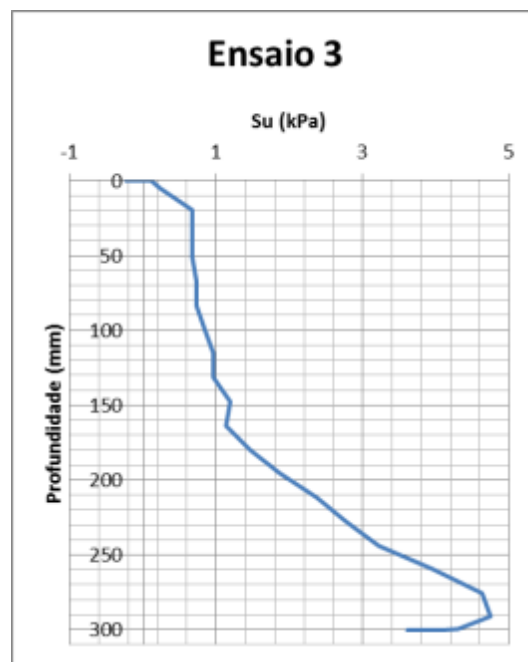


## **ANEXO IV – RESULTADOS DOS ENSAIOS SEM TRATAMENTO**

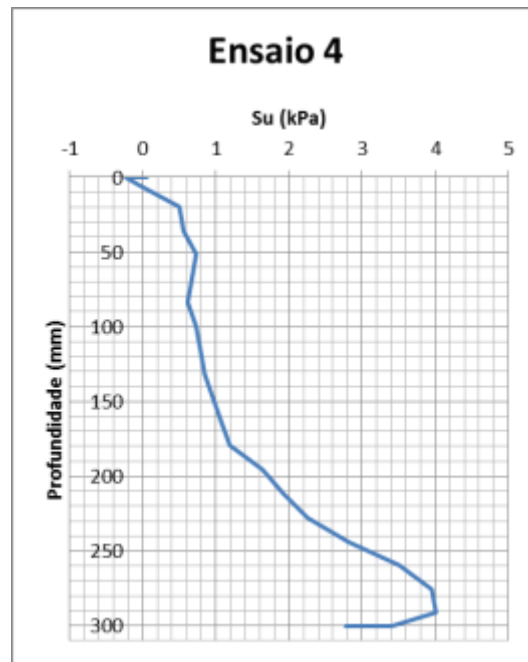
Ensaio de Determinação da Resistência não Drenada:  
Ensaio 2 – Solo a 1,2xLL, 40G



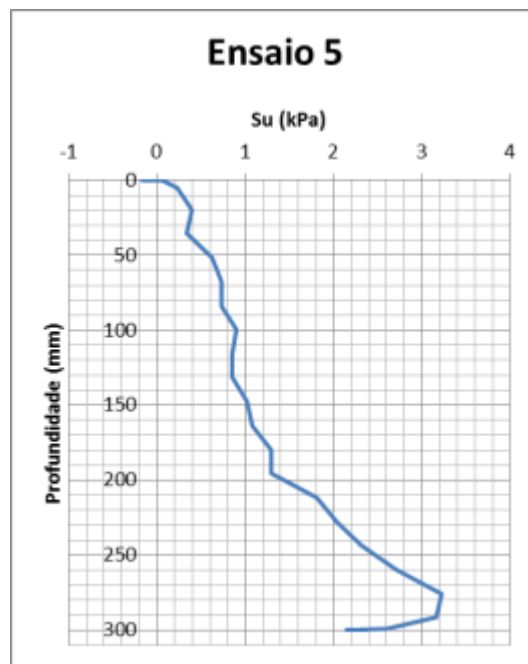
Ensaio 3 – Solo a 1,5xLL, 40G



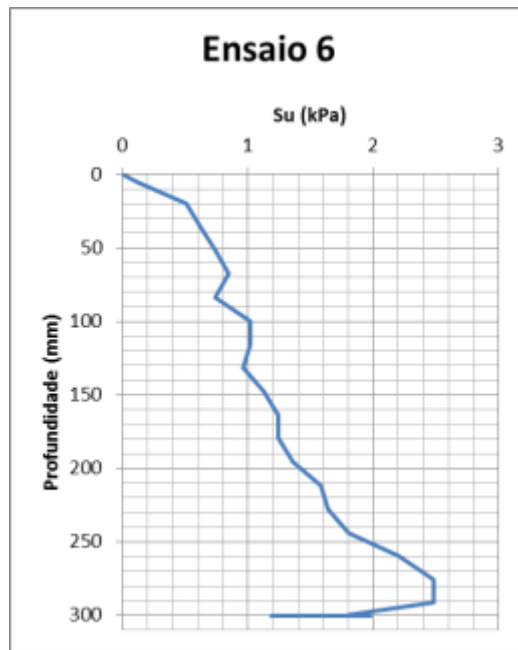
Ensaio 4 – Solo a 1,5xLL, 30G



Ensaio 5 – Solo a 1,5xLL, 20G

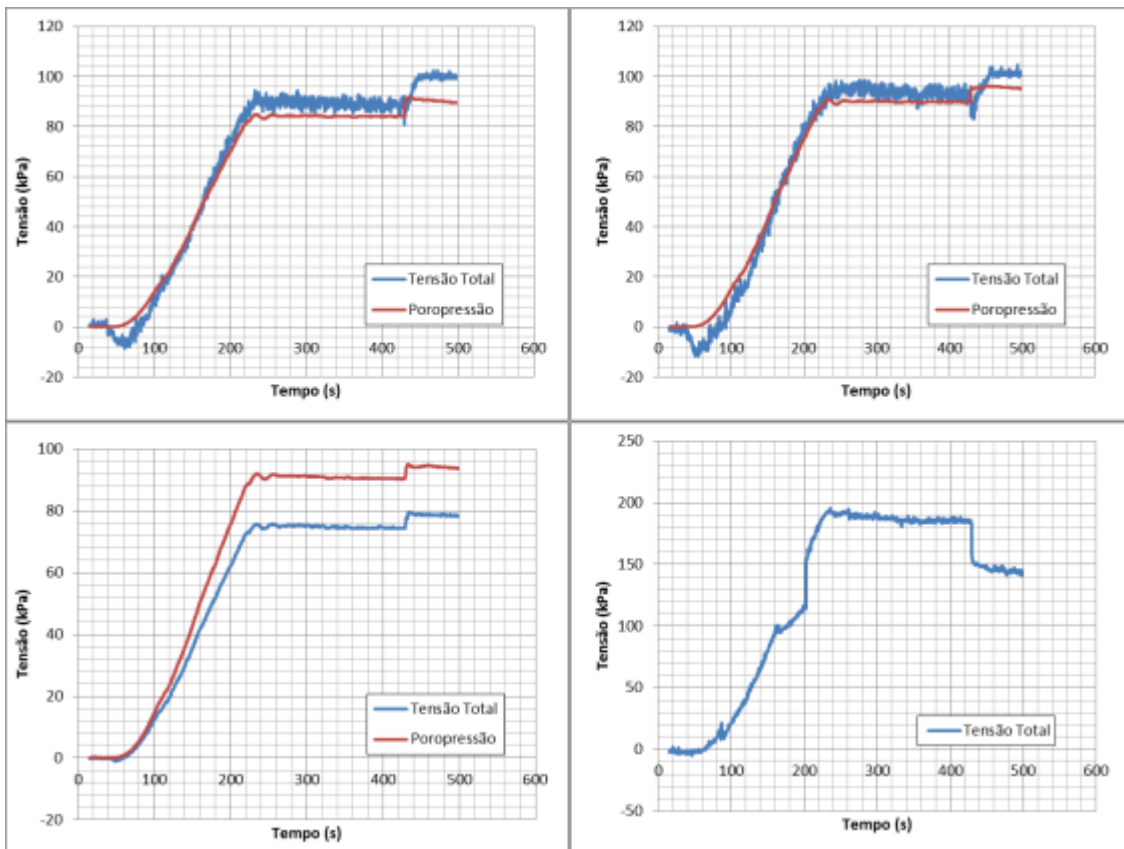


## Ensaio 6 – Solo a 1,5xLL, 10G

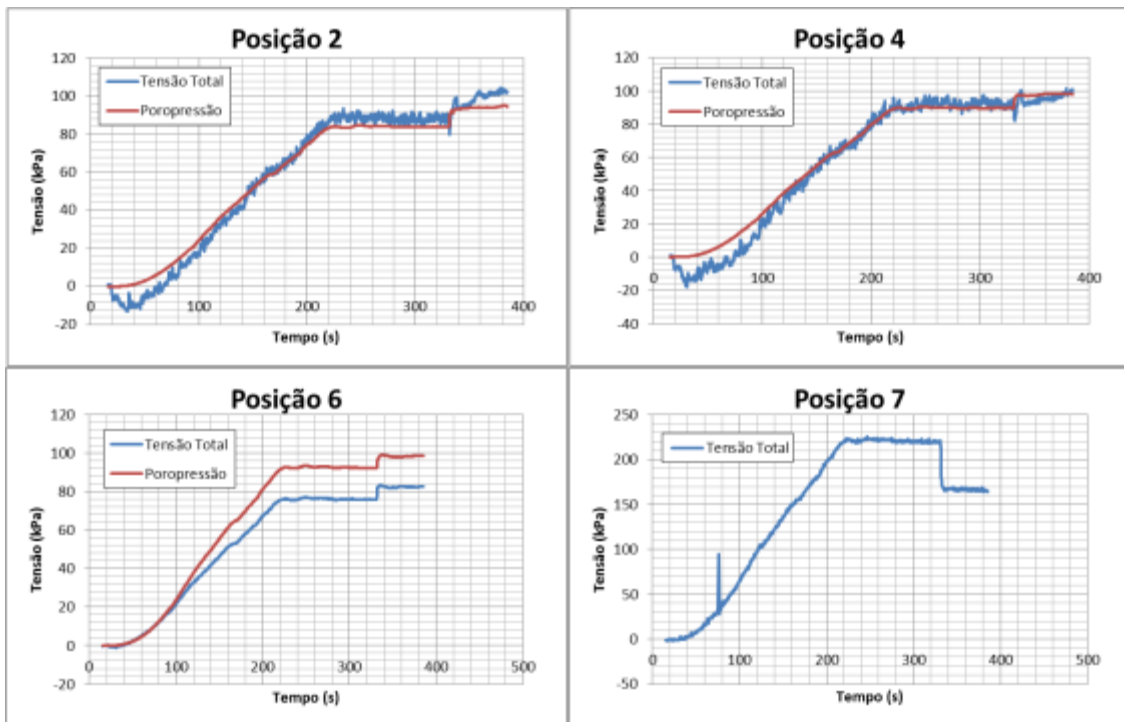


Ensaios de Abertura de Comporta:

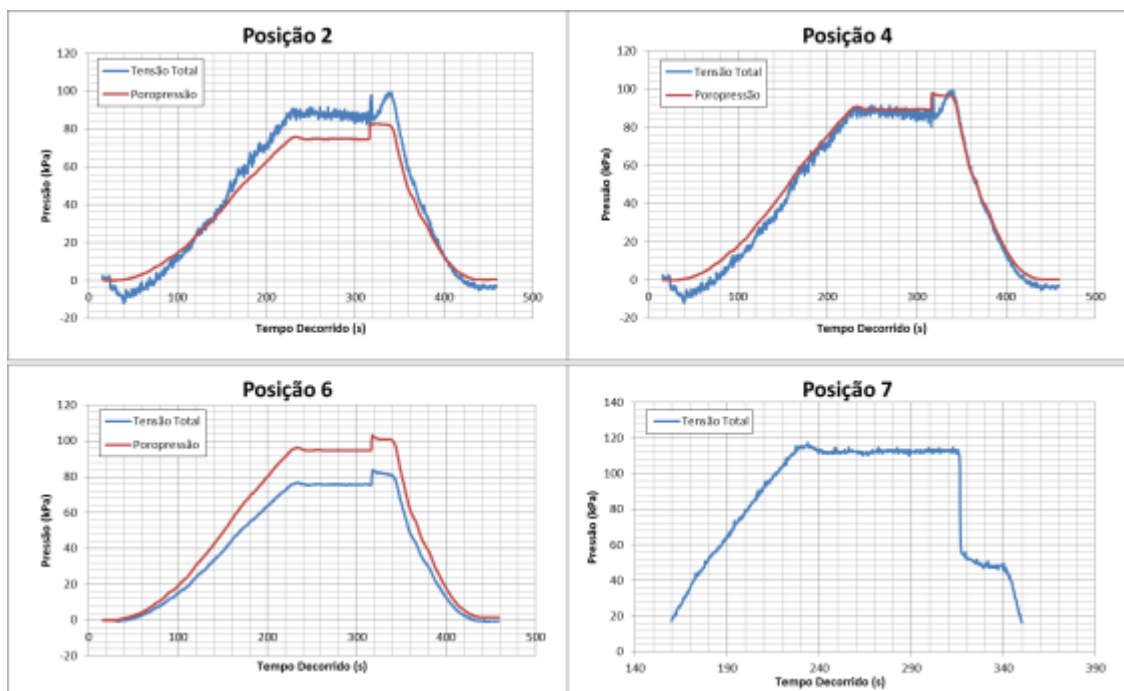
## Ensaio 1 – Solo a 1xLL, 40G



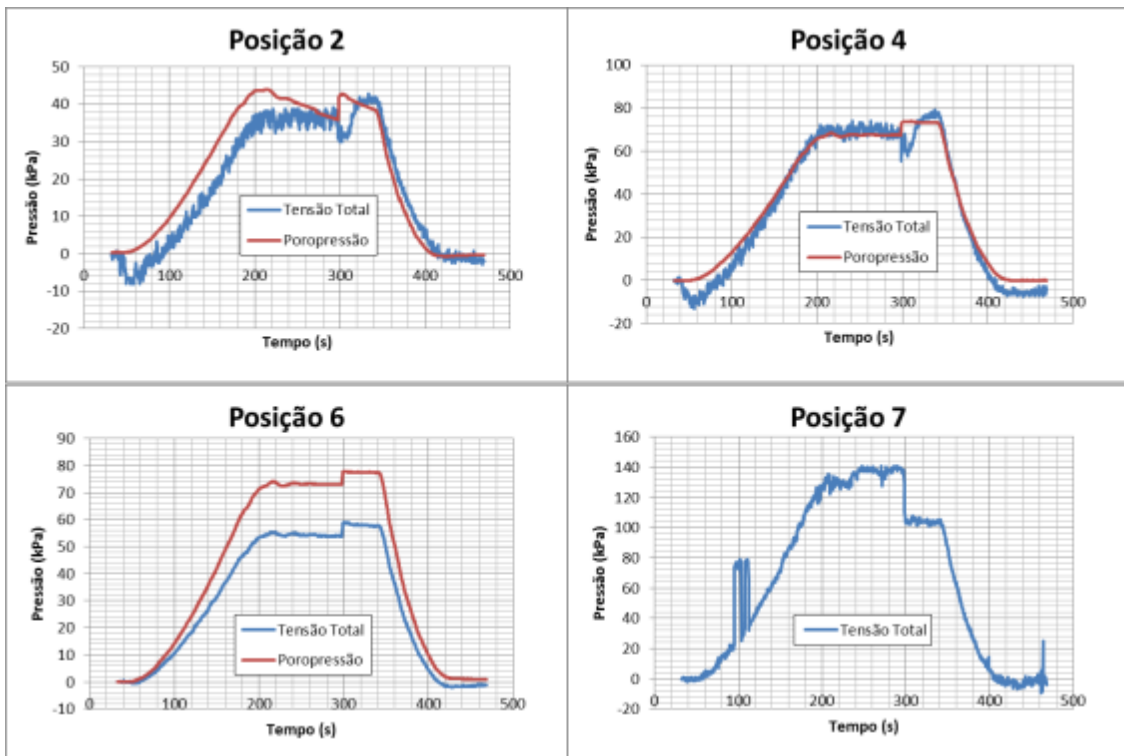
Ensaio 2 – Solo a 1,2xLL, 40G



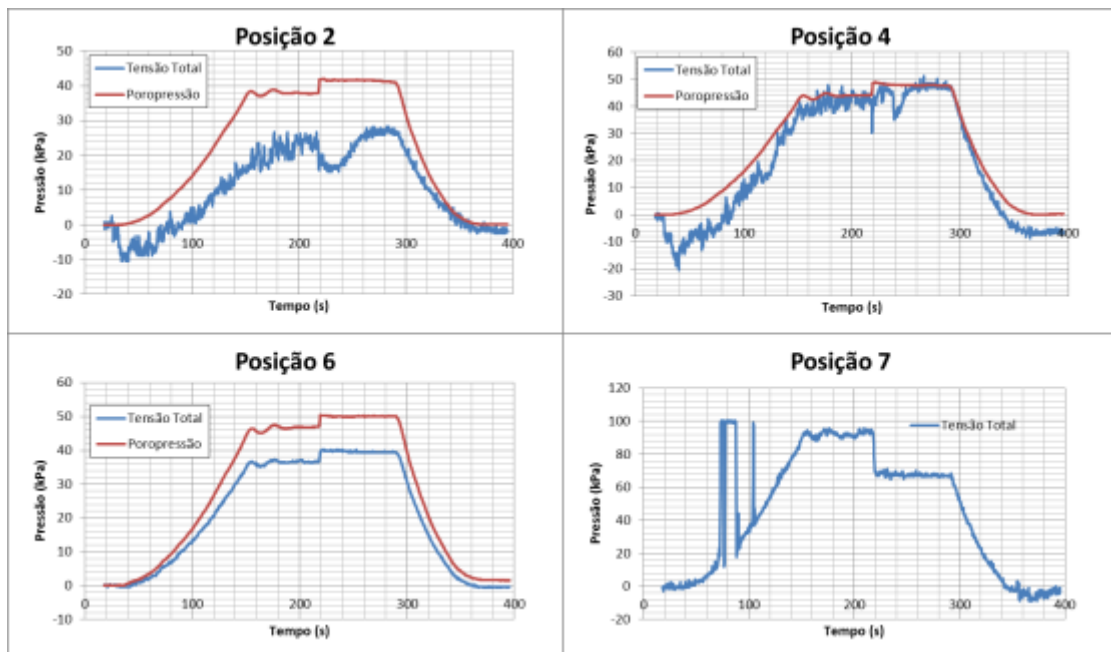
Ensaio 3 – Solo a 1,5xLL, 40G



Ensaio 4 – Solo a 1,5xLL, 30G



Ensaio 5 – Solo a 1,5xLL, 20G



## Ensaio 6 – Solo a 1,5xLL, 10G

