

## **Análise da ruptura de um aterro rodoviário construído sobre solos moles na cidade de Goiana-PE, Brasil**

**Rupture analysis of a road embankment built on soft soil in the city of Goiana-PE, Brazil**

**Análisis de la ruptura de un terraplén vial construido sobre suelos blandos en la ciudad de Goiana-PE, Brasil**

Recebido: 28/04/2022 | Revisado: 06/05/2022 | Aceito: 17/05/2022 | Publicado: 21/05/2022

**Danisete Pereira de Souza Neto**

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7069-6766>

Universidade Federal de Pernambuco, Brasil

E-mail: [daniseteneto@gmail.com](mailto:daniseteneto@gmail.com)

**Roberto Quental Coutinho**

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0471-3908>

Universidade Federal de Pernambuco, Brasil

E-mail: [roberto.coutinho@ufpe.br](mailto:roberto.coutinho@ufpe.br)

**Fabiano Queiroz de Souza**

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0812-2902>

Universidade Federal de Pernambuco, Brasil

E-mail: [queiroz001@yahoo.com.br](mailto:queiroz001@yahoo.com.br)

### **Resumo**

Depósitos de solos moles se caracterizam por apresentarem alta compressibilidade, baixa condutividade hidráulica e baixa resistência ao cisalhamento. Um trecho de 4 km da obra de duplicação da BR-101 foi construído sobre o solo mole da várzea de Goiana-PE, Brasil. O segmento do aterro em estudo está localizado entre as estacas 3474 e 3490, com extensão de 320 metros. O artigo tem como objetivo analisar os ensaios de campo e laboratório, bem como compreender e analisar a ruptura de um aterro sobre solo mole, através de métodos de controle de estabilidade consagrados na literatura técnica. Em campo, foram realizados ensaios de sondagem SPT, palheta e coleta de amostras indeformadas. No laboratório, foram realizados ensaios de caracterização física, edométrico e triaxial (UU). O perfil geológico-geotécnico apresenta uma camada superficial de argila siltosa (2,8 m), seguido de uma espessa camada de argila siltosa, muito mole, com matéria orgânica (14,0 m). As amostras indeformadas foram classificadas como muito pobre, com sensibilidade média nas regiões de coleta. A resistência não drenada obtida por ensaios de laboratório (UU) são próximas às obtidas por ensaios de palheta residual. O inclinômetro mostrou indícios de deformações horizontais significativas e suficientes para ocasionar a instabilidade do trecho (ruptura). Portanto, a má qualidade das amostras, interpretação inadequada dos resultados e falha em descrever as informações obtidas de forma clara e objetiva pode ter favorecido a ruptura do aterro).

**Palavras-chave:** Argila mole; Qualidade de amostras; Resistência não drenada; Controle de estabilidade.

### **Abstract**

Soft soil deposits are known for having high compressibility and low values of hydraulic conductivity and shear strength. During the duplication roadwork of BR-101, a 4 km stretch of was built on the soft soil of the lowland of Goiana-PE, Brazil. The embankment segment under study is located between the piles 3474 and 3490, with a length of 320 meters. This paper aims to analyze field and laboratory tests, as well as understand the failure of a embankment on soft soil through very well known stability control methods. Standard penetration test (SPT), Vane shear test and undisturbed soil sampling collection were conducted in situ while in the laboratory, soil classification, standard index, standard oedometric and triaxial (UU) tests were performed. The geological-geotechnical profile shows a superficial layer of silty clay (2.8 meters), followed by a thick layer of very soft silty clay with organic content (14.0 meters). Undisturbed samples were classified as very poor, with medium sensitivity. The undrained shear strengths obtained by triaxial tests (UU) are close to those obtained by vane shear tests. The inclinometer evidenced significant values of horizontal displacement, enough to cause the instability of the area (rupture). Therefore, the poor sampling quality, misleading interpretation of the results and lack of clarity and objective may have favored the rupture of the embankment.

**Keywords:** Soft clay; Sample quality; Undrained strength; Stability control.

## Resumen

Los depósitos de suelos blandos se caracterizan por tener alta compresibilidad, baja conductividad hidráulica y baja resistencia al corte. Se construyó un tramo de 4 km de la obra de duplicación de la BR-101 en el suelo blando de la llanura aluvial de Goiana-PE, Brasil. El tramo de terraplén en estudio se ubica entre los pilotes 3474 y 3490, con una longitud de 320 metros. El artículo tiene como objetivo analizar ensayos de campo y laboratorio, así como comprender y analizar la rotura de un terraplén en suelo blando, a través de métodos de control de estabilidad establecidos en la literatura técnica. En campo se realizaron pruebas de sondeo SPT, pick y toma de muestras no perturbadas. En laboratorio se realizaron ensayos de caracterización física, edométrica y triaxial (UU). El perfil geológico-geotécnico muestra una capa superficial de arcilla limosa (2,8 m), seguida de una capa gruesa de arcilla limosa muy blanda, con materia orgánica (14,0 m). Las muestras no deformadas se clasificaron como muy malas, con sensibilidad media en las regiones de recolección. Las resistencias no drenadas obtenidas por las pruebas de laboratorio (UU) son cercanas a las obtenidas por las pruebas de paletas residuales. El inclinómetro mostró signos de deformaciones horizontales significativas y suficientes para provocar la inestabilidad (rotura) de la sección. Por lo tanto, la mala calidad de las muestras, la interpretación inadecuada de los resultados y la falta de descripción clara y objetiva de la información obtenida pueden haber favorecido la rotura del terraplén.

**Palabras clave:** Arcillas blandas; Calidad de la muestra; Resistencia no drenada; Control de estabilidad.

## 1. Introdução

Depósitos de solos moles são comumente encontrados nas costas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas de todo mundo. No Brasil, os depósitos de solos moles são encontrados em diversas cidades, como, por exemplo: Recife-PE, Goiana-PE, Rio de Janeiro-RJ, Santos-SP, Porto Alegre-RS, Belém-PA, dentre outras cidades. Estes depósitos se caracterizam por apresentarem alta compressibilidade, baixa condutividade hidráulica e baixa resistência ao cisalhamento, resultando em um conjunto de características que constituem um desafio à Engenharia Civil.

A Região Metropolitana do Recife (RMR) é composta pela capital pernambucana, Recife, e outros 14 municípios vizinhos ou próximos, sendo a 5ª região metropolitana mais populosa do Brasil. A planície sedimentar quaternária localizada entre os municípios de Olinda, Recife e Jaboatão dos Guararapes possui presença de solos moles, tornando primordial o conhecimento da formação geológica, solos e minerais que o compõem, bem como resulta em diversidade de estudos geológicos-geotécnicos, peculiaridade do material em cada local e engenhosidade frequentemente requerida nas soluções de problemas. O município de Goiana-PE, o qual deixou de fazer parte da RMR no ano de 2020, também apresenta depósitos de solos moles, sendo objeto de estudo neste trabalho.

A urbanização desordenada e a alta densidade populacional da RMR resultaram em construções sobre espessas camadas de solos moles. Detalhes de estudos geotécnicos de depósitos de argilas moles da RMR podem ser encontrados em Coutinho (1980); Ferreira et al. (1986), Genovais et al. (1990); Coutinho e Oliveira (1994); Cavalcante et al. (1998); Coutinho et al. (2000); Oliveira (2002); Coutinho (2007); Coutinho e Bello (2011); Dias (2018); Bello et al. (2019). No município de Goiana, detalhes de estudos geológicos-geotécnicos podem ser encontrados nos trabalhos de Xavier (2007), Souza (2012), Firmino (2013) e Souza (2018).

Em geral, obras viárias são de grande extensão, percorrem mais de um ambiente geológico e muitas vezes transpõem relevos adversos, resultando em soluções de engenharia distintas para cada trecho específico. Coutinho (2005) cita que aterros construídos sobre solos fracos e muitos compressíveis dá ao projetista, geralmente, quatro alternativas: (i) evitar o solo mole através da relocação do aterro ou do uso de estrutura elevada (viadutos); (ii) remover o solo mole e substituí-lo por material adequado; (iii) tratar o solo melhorando suas propriedades; (iv) projetar o aterro de acordo com o solo fraco. A escolha da solução depende de diversos fatores, cujo perfil geológico-geotécnico é a variável mandatória. No presente estudo, ao se deparar com o solo mole, o projetista optou por projetar o aterro de acordo com as características intrínsecas do solo mole, no qual será detalhado ao longo do artigo.

No ano de 2005, o Exército Brasileiro em convênio com o DNIT iniciou uma obra de adequação da BR-101/PE, Lote

6, com uma extensão de aproximadamente 41 km, a qual percorreu ambientes geológicos distintos. Esta obra contou com a duplicação e restauração do pavimento, sendo que um trecho (4 km) do aterro para duplicação da BR-101/PE foi construído sobre solo mole da várzea de Goiana-PE. No total, foram construídos cinco aterros sobre solos moles, onde o aterro em análise no presente trabalho será denominado de Aterro 5. Este aterro está localizado entre as estacas 3474 e 3490, com extensão de 320 metros, cuja solução inicial foi de execução por etapas com utilização de geodrenos. Entretanto, em fevereiro de 2008, entre as estacas 3480 e 3488, houve o rompimento do aterro. Acerca dessa ruptura ocorrida, este artigo tem como objetivo analisar os ensaios de campo e laboratório, bem como compreender e analisar o colapso do aterro construído sobre solos moles, através de métodos de controle de estabilidade consagrados na literatura técnica.

## 2. Metodologia

Este tópico tem como objetivo detalhar a metodologia utilizada na investigação de campo, ensaios de laboratório e instrumentação geotécnica instalada, bem como descrever a área de estudo e histórico da obra. De forma geral, para elaboração deste artigo, foram analisados os seguintes ensaios / instrumentação geotécnica: (i) investigação campo: sondagens de simples reconhecimento com ensaio SPT, ensaio de palheta e coleta de amostras indeformadas com amostrador tipo shelby de parede finas; (ii) ensaios de laboratório: ensaios de caracterização física, edométrico e ensaios triaxiais UU; (iii) instrumentação geotécnica: inclinômetro.

### 2.1 Caracterização da área de estudo e histórico da obra

O presente estudo está inserido em Goiana-PE, município brasileiro do estado de Pernambuco, região Nordeste do Brasil, localizado a aproximadamente 62 km da cidade do Recife-PE, capital de Pernambuco (Figura 1). O acesso ao município é feito através das Rodovias BR-101, PE-75 e PE-62. Seus limites dão-se ao Norte com o estado da Paraíba, ao Sul com Itaquitinga, Igarassu, Itamaracá e Itapissuma, a Leste com o Oceano Atlântico e a Oeste com Condado e Itambé. Localizado no extremo nordeste do estado de Pernambuco, o município se desenvolveu em uma planície litorânea ou aluvional (flúvio-marinho), constituído por manguezais, alagados, ilhas, penínsulas e pequenas montanhas e dunas, que possuem altitudes abaixo dos 80 metros de altura (Goiana, 2022).

**Figura 1** – Localização da área de estudo e do trecho experimental.

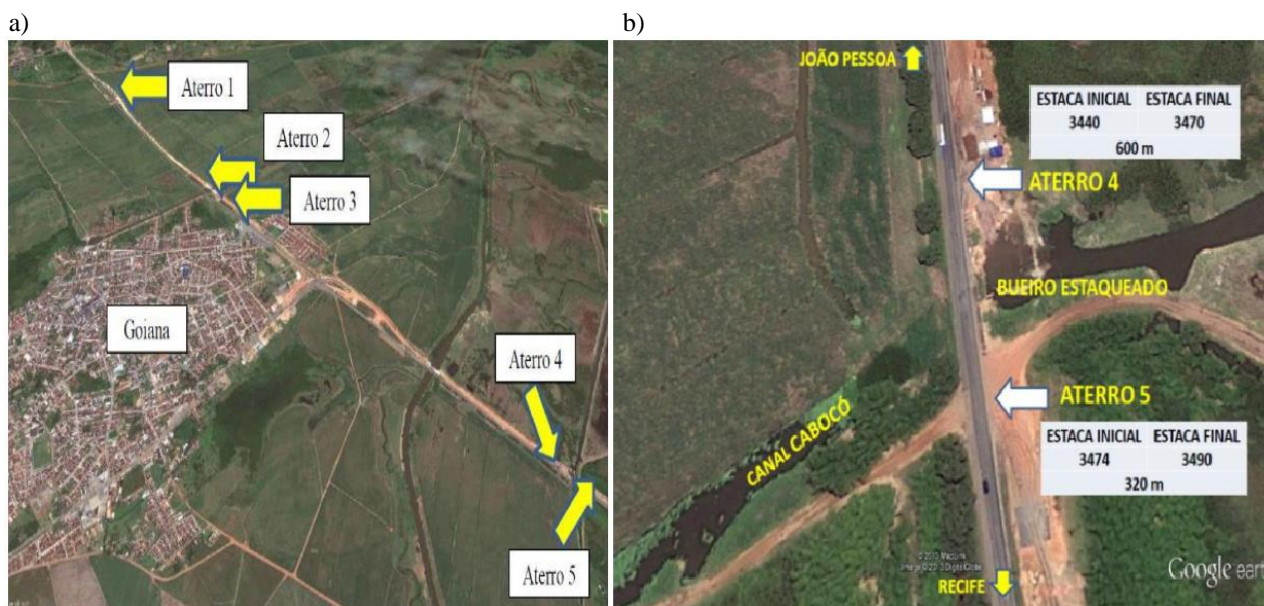


Fonte: Autores.

Geologicamente, o município de Goiana-PE encontra-se inserido na província pré-cambriana do Borborema, sendo constituído pelos litotipos dos complexos Salgadinho e Vertentes, da Formação Beberibe do Grupo Barreiras e dos Depósitos Aluvionares, Flúvio-lagunares e Flúvio-marinhos. A unidade geológica com maior ocorrência é a Formação Barreiras, sendo o embasamento cristalino representado por colinas e restrito a uma estreita faixa a oeste. Nas margens do Rio Goiana, entre o mangue e a rodovia BR-101, local onde está inserido a obra em estudo, são encontrados Depósitos flúvio-lagunares. Este Depósito agrupam os aluviões e sedimentos lagunares, deltaicos e estuarianos antigos e recentes. Os sedimentos lagunares apresentam composição argilosa e orgânica, podendo ocorrer camadas de turfas nas áreas com baixa velocidade de fluxo (Coutinho, 1995).

O aterro em estudo, denominado aterro 5, faz parte da Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE (corredor Nordeste), a qual possui uma extensão de 41,4 km. Esta obra foi concebida pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes e executada pelo Exército Brasileiro através de Termo de Cooperação Técnica entre estas instituições. Iniciada no ano de 2005, foi constatado no início da obra a existência de trechos com características técnicas especiais (presença de depósitos de solos moles), cuja Figura 2 apresenta a localização de cinco aterros construídos sobre solos moles da várzea de Goiana-PE. A Tabela 1 apresenta as nomenclaturas dos aterros, sua extensão e sua localização de acordo com eixo de locação da obra.

**Figura 2** – Vista geral da obra: a) Localização de cinco aterros sobre solos moles construídos na várzea de Goiana-PE; b) Vista detalhada dos aterros 4 e 5, sendo o aterro 5 objeto de estudo neste trabalho.



Fonte: Autores.

**Tabela 1** – Extensão dos cinco aterros e suas estacas delimitando o início e fim do trecho.

Nomenclatura do aterro	Estacas – projeto de locação do eixo da rodovia		Extensão do aterro
	Início	Final	
Aterro 1	3290	3320	600
Aterro 2	3320	3345	500
Aterro 3	3350	3365	300
Aterro 4	3440	3470	600
Aterro 5*	3474	3490	320

\*O aterro 5 corresponde ao objeto de estudo deste trabalho. Fonte: Autores.

No projeto executivo inicial dos cinco aterros sobre solo moles foram adotados dois métodos construtivos: (i) substituição do solo mole por areia; (ii) construção por etapas com utilização de geodrenos. O segmento do aterro 1, com espessura média de solo mole em torno de 4 metros, teve como solução a substituição da argila mole por areia. Os demais aterros tiveram como solução a construção por etapas com utilização de geodrenos.

Em fevereiro de 2008, pouco mais de 2 anos após o início das obras, houve uma ruptura no aterro 5 (Figura 3), compreendida entre as estacas 3480 e 3488 (160 metros). Após a ruptura, toda obra foi paralisada, sendo o aterro 1 (substituição do solo mole por areia) o único que já tinha sido finalizado. Vale salientar que a partir dessa ruptura foi iniciado um estudo de viabilidade técnica para definição de novas soluções de engenharia para os aterros sobre solos moles que estavam em construção. Este artigo não irá tratar desse estudo de viabilidade técnica. Portanto, no presente artigo, será abordado os resultados da investigação geotécnica e da instrumentação antes da ruptura do aterro 5.

**Figura 3** – Ruptura do aterro 5 – Segmento de aproximadamente 160 metros.

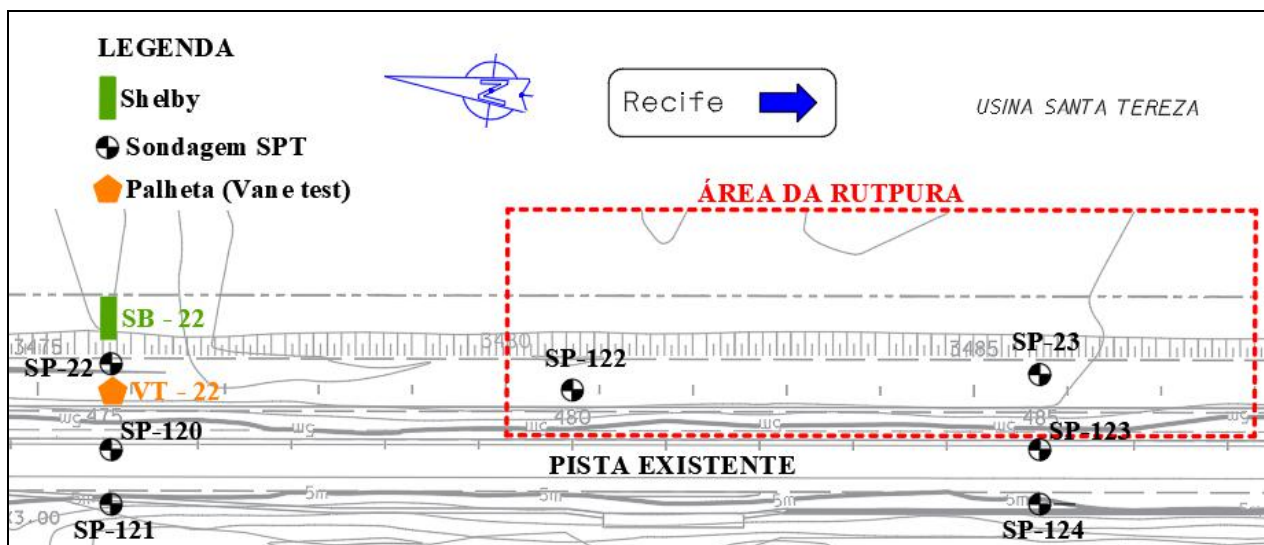


Fonte: Autores.

## 2.2 Investigação geotécnica

A caracterização geotécnica do depósito de solo mole foi composta de ensaios de campo e laboratório. Na etapa de campo foram realizadas 7 sondagens de simples reconhecimento com ensaio SPT, 1 vertical de palheta com 7 ensaios ao longo da profundidade (1,22; 3,22; 5,5; 7,5; 9,5; 11,5; 13,5 metros) e coleta de 3 amostras indeformadas, com amostrador tipo shelby de parede finas, no mesmo furo (2,0; 6,0; 11,0 metros). As localizações desses ensaios estão apresentadas na Figura 4.

Figura 4 – Localização da investigação de campo - Aterro 5.

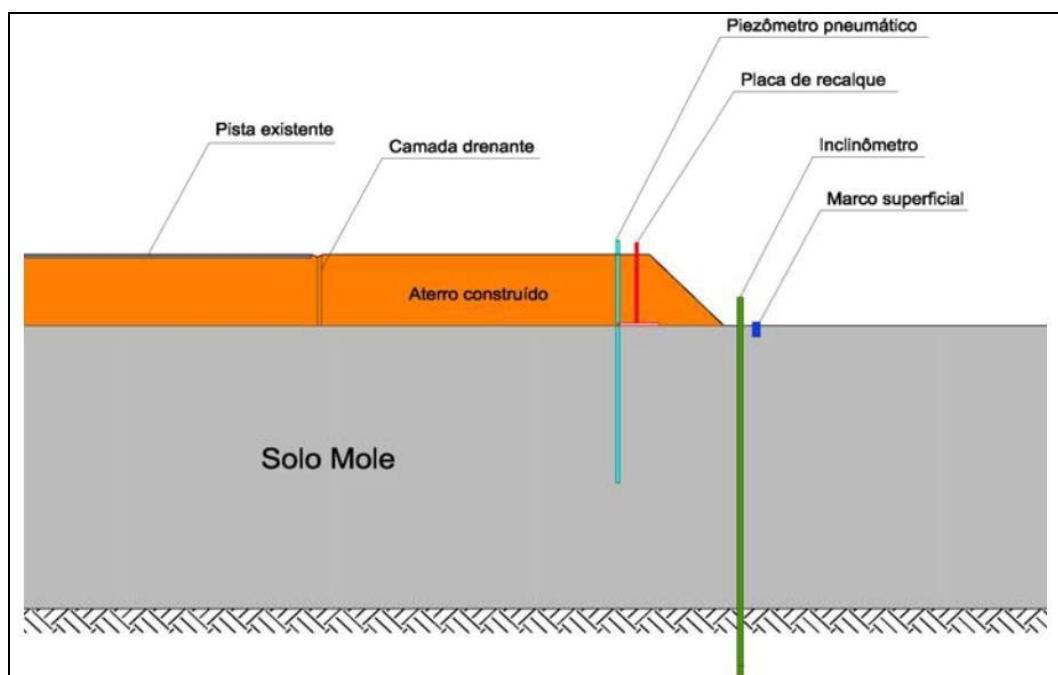


Fonte: Autores.

### 2.3 Instrumentação geotécnica instalada

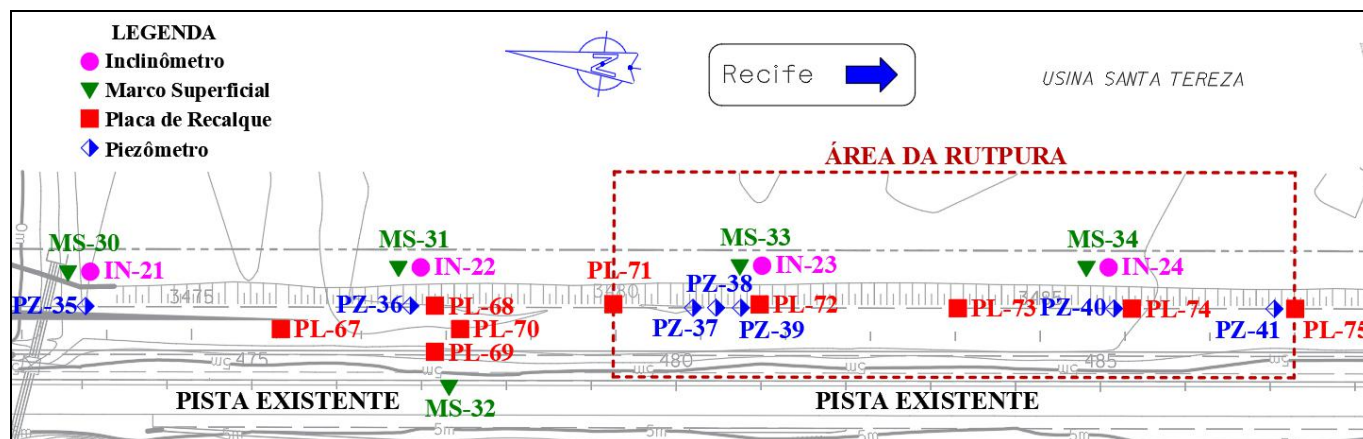
Os equipamentos instalados para o monitoramento do aterro foram: placa de recalque; marco superficial; inclinômetro e piezômetro pneumático. Apresenta-se na Figura 5 um croqui esquemático da seção típica do aterro sobre solo mole, indicando a localização da instrumentação em seção. A locação dos instrumentos é apresentada na Figura 6. Deve ser registrado que neste trabalho serão analisados apenas os resultados de deslocamento horizontal obtidos no inclinômetro, com vistas ao entendimento do controle de estabilidade do aterro.

Figura 5 - Seção típica do aterro, indicando os instrumentos instalados.



Fonte: Souza (2018).

Figura 6 – Localização da instrumentação instalada.



Fonte: Autores.

## 2.4 Métodos de controle de estabilidade para aterro sobre solo mole

O controle de estabilidade de aterros sobre solos moles contribui para evitar, ou pelo menos reduzir, o risco de ruptura, bem como possibilita uma construção de forma mais segura e econômica. A Tabela 2 apresenta um resumo das propostas de controle de estabilidade para deslocamentos horizontais. Ressalta-se que no processo de controle de estabilidade deve ser analisado todo o comportamento do aterro, não apenas o valor das medidas dos instrumentos, bem como seja utilizada mais de uma proposta de controle de estabilidade.

Tabela 2 – Resumo de propostas de controle de estabilidade a partir de deslocamentos horizontais.

Método de Análise	Classificação
Y <sub>hmax</sub> vs tempo	Máximo valor (Y <sub>hmax</sub> ) vs tempo (Kawamura, 1985) Comportamento convergente → estável Comportamento divergente → instável
	Máximo valor normalizado em função da espessura da camada de argila (Y <sub>hmax</sub> /D) vs tempo (Coutinho e Bello, 2011) Comportamento convergente → estável Comportamento divergente → instável
	Velocidade do máximo valor normalizado (ΔY <sub>hmax</sub> /D)/Δt vs tempo (Cavalcante et al., 2003) << 0,2%/dia → estável > 0,2%/dia → começo de instabilidade
Distorção angular vs tempo	Valor máximo de distorção angular (V <sub>d</sub> ) vs tempo - Valor final de construção (Cavalcante et al. 2003) < 3% - Comportamento convergente → estável > 3% - Comportamento divergente → começo de instabilidade
	Velocidade do máximo valor (V <sub>d</sub> ) vs tempo (Almeida et al. 2000) V <sub>d</sub> ≥ 1,5%/dia - Tendência à instabilidade 0,5% ≤ V <sub>d</sub> ≤ 1,5 % - Estado de alerta. Atenção especial V <sub>d</sub> ≤ 0,5%/dia - Estável, continuar a monitorar
Volume deslocado vertical / Volume deslocado horizontal	(V <sub>v</sub> /V <sub>h</sub> ) ou (ΔV <sub>v</sub> /ΔV <sub>h</sub> ) vs tempo (Sandroni et al. 2004) (ΔV <sub>v</sub> /ΔV <sub>h</sub> ) > 5 → estável (3 < ΔV <sub>v</sub> /ΔV <sub>h</sub> < 5) → médio (alerta) (ΔV <sub>v</sub> /ΔV <sub>h</sub> ) < 3 → instável
	(Johnston 1973) 3,5-4,2 < ΔV <sub>v</sub> /ΔV <sub>h</sub> ≤ 20 → estável (ΔV <sub>v</sub> /ΔV <sub>h</sub> ~ 2,4-1,8) → instável
	H <sub>at</sub> vs V <sub>h</sub> (Sandroni et al. 2004) H <sub>at</sub> vs V <sub>h</sub> aumento significativo → Instável
Y <sub>hmax</sub> /D vs FS	(Cavalcante et al. 2003) > 1,8% → Instável = 1,0% → Estável (FS ~ 1,5) < 0,8% → estável - deslocamento horizontal mínimo

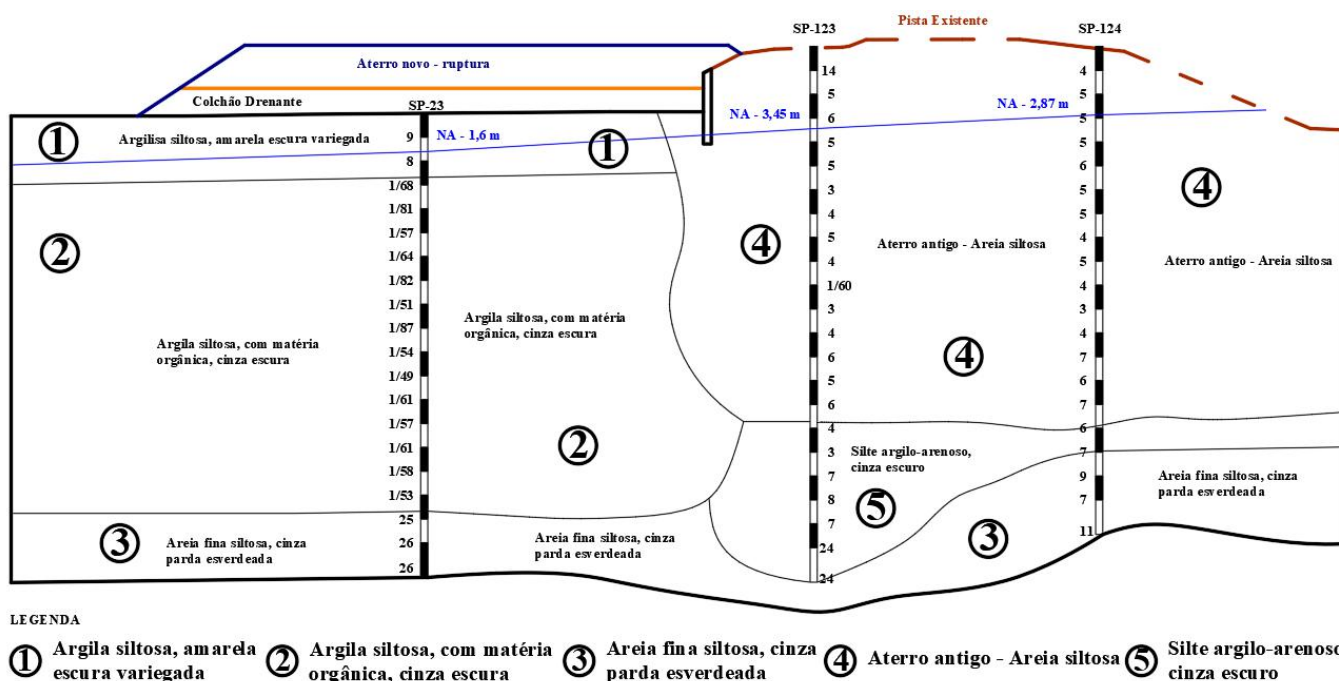
Y<sub>hmax</sub> – máximo deslocamento horizontal; D – espessura de solo mole mobilizado no deslocamento; V<sub>d</sub> – velocidade de distorção; V<sub>v</sub> – volume vertical; V<sub>h</sub> – volume horizontal H<sub>at</sub> - altura do aterro; FS – fator de segurança. Fonte: Coutinho e Bello (2011).

### 3. Resultados e discussão

#### 3.1 Perfil geológico-geotécnico

A partir da análise das sondagens SPT foi elaborado o perfil geológico-geotécnico para o aterro sobre solo mole (Figura 7). Na região abaixo do aterro em construção (local da ruptura), pode ser observado na sondagem 23 a presença de três camadas distintas: (i) camada superficial de argila siltosa (2,8 m), com  $N_{SPT}$  médio de 8; (ii) espessa camada de argila siltosa, muito mole, com matéria orgânica (14,0 m) e  $N_{SPT} \leq 1$ ; (iii) camada de areia fina, cinza parda esverdeada (2,4 m), com  $N_{SPT}$  médio de 23. Para a região abaixo da pista / aterro existente, as sondagens SPT 123 e 124 apresentaram, também, três camadas de solo distintas, a saber: (i) espessa camada de aterro antigo – areia siltosa (15,8 m), com  $N_{SPT}$  médio de 5; (ii) camada de silte argilo-arenoso, cinza escuro (1,1 a 6,7 m), com  $N_{SPT}$  médio de 11; (iii) camada de areia fina, cinza parda esverdeada (3,5 m), com  $N_{SPT}$  médio de 9.

Figura 7 – Perfil geológico-geotécnico do aterro em análise.



Fonte: Autores.

#### 3.2 Caracterização física

A caracterização física do depósito de solo mole foi realizada através de ensaios de granulometria, limites de Atterberg e massa específica dos grãos (Tabela 3). As amostras de solo coletadas em três profundidades diferentes apresentaram semelhança em seus resultados, sendo a amostra coletada mais próxima da superfície (2 m) apresentando menores valores de argila, teor de umidade natural, índice de plasticidade e índice de vazios.

A Figura 8 apresenta a comparação dos resultados do peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) versus teor de umidade natural ( $W_n$ ) e limite de liquidez (LL) versus índice de plasticidade (IP) com o banco de dados da Região Metropolitana do Recife. De forma geral, observa-se que os parâmetros de Goiana-PE, aterro 5, se enquadram nos resultados da RMR. Entretanto, é necessário realizar novos estudos nos depósitos de solos moles de Goiana para obter uma representatividade maior dos parâmetros geotécnicos do solo.

O peso específico natural (Tabela 3) com valor médio de 14,0 kN/m<sup>3</sup> indica a possibilidade de presença de matéria orgânica no solo. Na Figura 8b pode-se observar que os pontos plotados no gráfico, para o depósito de solo mole da várzea de



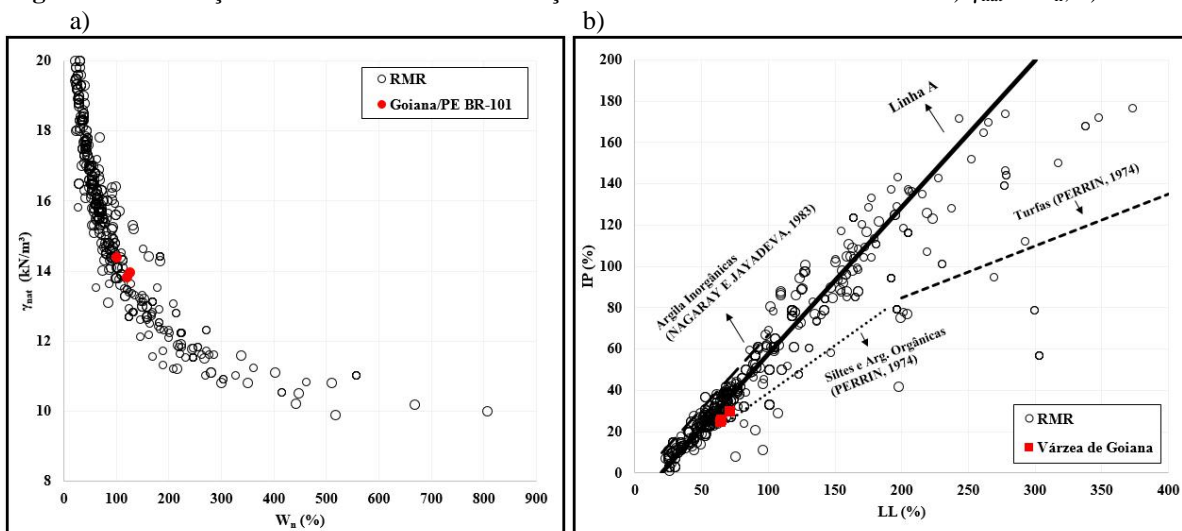
Goiana, encontram-se abaixo da linha A, reforçando a hipótese de presença de matéria orgânica. Cabe ressaltar que a descrição táctil-visual da sondagem aponta para presença de argila orgânica. Entretanto, a não realização de ensaio para determinação do teor de matéria orgânica resultou na ausência quantitativa dessa informação na caracterização física da argila mole.

**Tabela 3** – Resultados da caracterização física.

Estaca	Prof. (m)	Composição granulométrica			$W_n$ (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$e_0$	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
		C	M	SF								
3475 +14,21	2	62	28	10	99,9	64	39	25	2,6	14,4	7,2	25,9
	6	78	20	2	120,4	65	39	26	3,0	13,8	6,3	25,0
	11	74	20	6	126,3	71	41	30	3,3	14,0	6,2	26,6

C - Argila; M - Silte; SF - Areia fina;  $W_n$  – teor de umidade natural; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade;  $e_0$  – índice de vazios inicial;  $\gamma_{nat}$  – peso específico natural;  $\gamma_d$  – peso específico seco;  $\gamma_s$  – peso específico dos grãos. Fonte: Autores.

**Figura 8** – Correlação de resultados de caracterização com o banco de dados da RMR: a)  $\gamma_{nat}$  x  $W_n$ ; b) IP x LL.



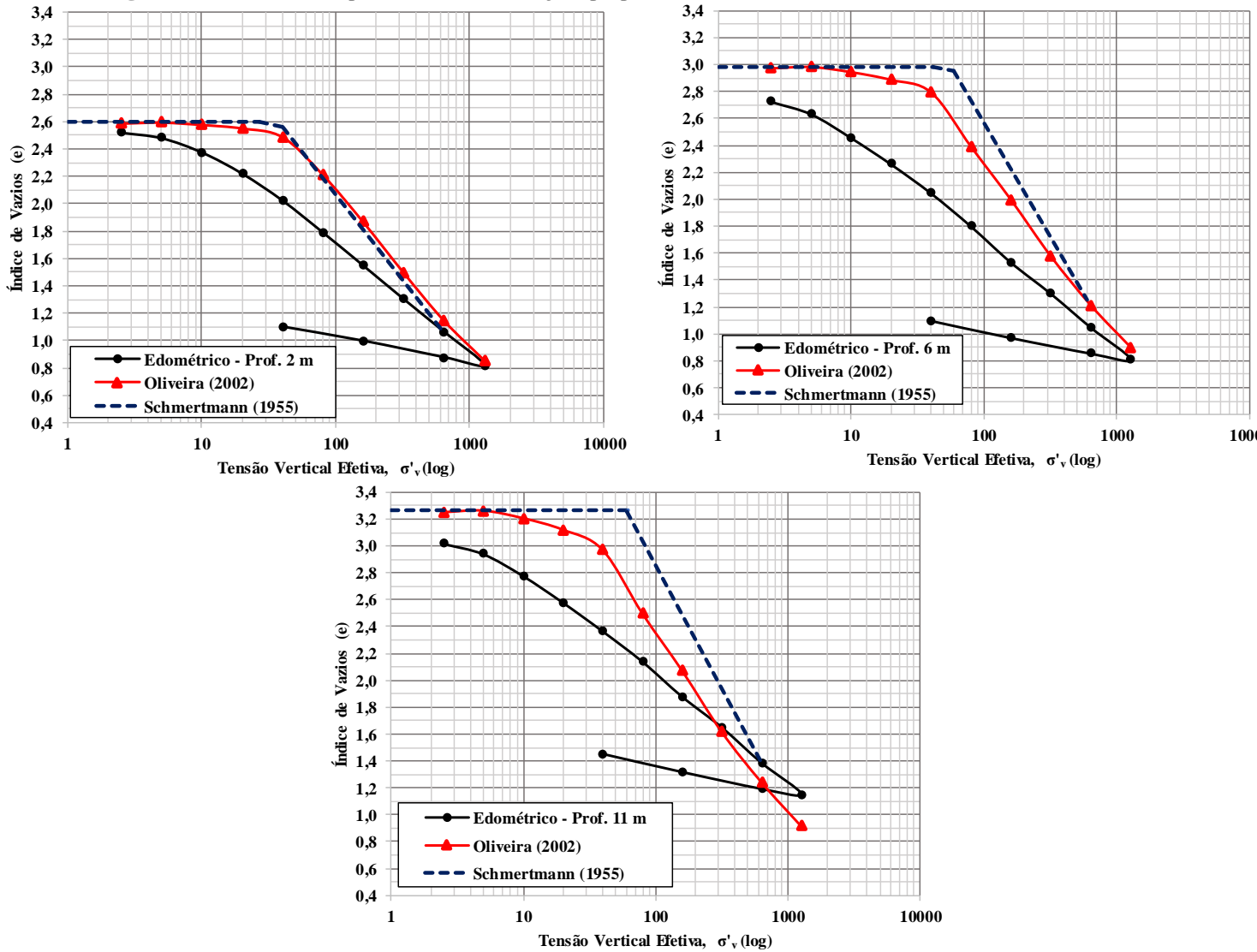
Fonte: Barbosa (2018), adaptado pelos Autores.

### 3.3 Compressibilidade do depósito de argila mole

Ao se trabalhar com solo mole é primordial avaliar a qualidade da amostra devido as inúmeras consequências negativas em um projeto que teve como base uma amostra de má qualidade. Isto ocorre porque ensaios realizados com amostras de má qualidade fornecem, por exemplo, parâmetros de compressibilidade equivocados para o depósito de solo mole em análise. A Figura 9 apresenta as curvas de variação do índice de vazios ( $e$ ) versus tensão vertical de consolidação ( $\sigma_v'$ ) obtidas em laboratório, as curvas de reconstituição de campo proposta por Schmertmann (1953) e a curva estimada pela proposta de Oliveira (2002), para o devido entendimento e análise da compressibilidade da argila.

A qualidade das amostras coletadas, de acordo com a proposta de Coutinho (2007), é classificada como muito pobre (Tabela 4). Após correção proposta por Schmertman (1995) e Oliveira (2002), observou-se uma melhora na classificação das amostras. Os parâmetros de compressibilidade corrigidos estão apresentados na Tabela 5.

**Figura 9** – Curvas de compressibilidade e correções propostas por Schmertmann (1953) e por Oliveira (2002).



Fonte: Souza (2018), adaptado pelos Autores.

**Tabela 4** – Classificação da qualidade das amostras por Coutinho (2007).

Estaca	Prof. (m)	$e_0$	$\Delta e/e_0$ (Oliveira)	Classificação (Laboratório)	Classificação (Após correção)
3475 + 14,21	2	2,59	0,17	Muito pobre	Muito boa a excelente
	6	2,98	0,32	Muito pobre	Boa a regular
	11	3,26	0,31	Muito pobre	Muito pobre

Fonte: Souza (2018), adaptado pelos Autores.

**Tabela 5** - Parâmetros de compressibilidade corrigidos segundo propostas de Schmertmann (1955) e Oliveira (2002).

Estaca	Prof. (m)	W <sub>n</sub> (%)	γ <sub>nat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	σ' <sub>v0</sub> (kPa)	e <sub>0</sub>	Metodologia	σ' <sub>vm</sub> (kPa)	OCR	c <sub>c</sub>	c <sub>s</sub>	CR	Metodologia Adotada
3475 +14,21	2	99,9	14,4	26,8	2,3	Laboratório	12	0,45	0,80	0,14	22	Oliveira (2002)
						Schmertmann (1955)	60	2,24	1,43	0,23	40	
						Oliveira (2002)	40	1,49	1,10	0,07	30	
						Laboratório	6	0,14	0,82	0,16	21	
						Schmertmann (1955)	60	0,95	2,25	0,23	56	
						Oliveira (2002)	40	1,42	1,35	0,16	33	
	6	120,4	13,8	42,1	3,0	Laboratório	7	0,11	0,84	0,16	20	Schmertmann (1955)
						Schmertmann (1955)	70	1,14	1,94	0,17	45	
						Oliveira (2002)	40	0,65	1,49	0,25	35	

W<sub>n</sub> – teor de umidade natural; γ<sub>nat</sub> – peso específico natural; σ'<sub>v0</sub> – tensão geoestática; e<sub>0</sub> – índice de vazios inicial; σ'<sub>vm</sub> – tensão de pré-adensamento; OCR – razão de pré-adensamento; c<sub>c</sub> – coeficiente de compressibilidade; c<sub>s</sub> – coeficiente expansão; CR – razão de compressão. Fonte: Souza (2018), modificado pelos Autores.

### 3.4 Resistência não drenada

Estão sumarizados na Tabela 6 os resultados de resistência não drenada para os ensaios de palheta e Triaxial UU, bem como os valores de resistência não drenada corrigidos para os ensaios de campo de palheta, conforme proposta de Bjerrum (1973). O valor corrigido de S<sub>u</sub>(corrigido) (111 kPa) na profundidade de 1,22 metros não condiz com os demais resultados. Este valor por ser explicado devido a presença de um silte argilo-arenoso com raízes vegetais e N<sub>SPT</sub> de 7 na profundidade em torno do ensaio.

De acordo com Skempton e Northey (1952), a classificação da sensibilidade (St), para a argila em análise, nas profundidades de 1,22 e 9,5 metros é sensível (St entre 4 e 8), enquanto que nas demais profundidades a sensibilidade é média (St entre 2 e 4). Os resultados de S<sub>u</sub> para os ensaios Triaxiais (UU) apresentaram valores próximos da resistência não drenada residual (S<sub>ur</sub>(palheta)), corroborando com a classificação proposta por Coutinho (2007) para a qualidade das amostras indeformadas (muito pobre). Na Figura 10

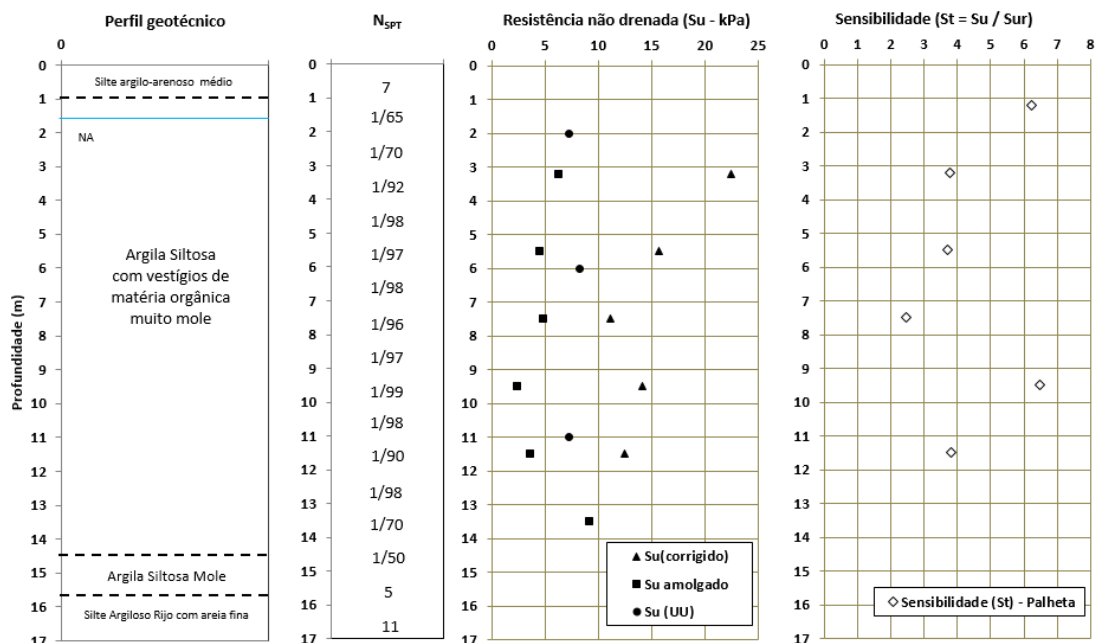
Fonte: Autores. **Figura 10** são apresentados os resultados de resistência não drenada para os ensaios de palheta e Triaxial (UU), bem como os valores de sensibilidade ao longo da profundidade.

**Tabela 6** – Valores de resistência ao cisalhamento não drenada (S<sub>u</sub>) - palheta e triaxial UU. Valores de sensibilidade.

Prof. (m)	Solo indeformado		Solo amolgado		Sensibilidade St	Correção Bjerrum (1978)			Triaxial UU S <sub>u</sub> (UU)
	Torque (kg.cm)	S <sub>u</sub> (palheta) (kPa)	Torque (kg.cm)	S <sub>ur</sub> (palheta) (kPa)		IP	μ	S <sub>u</sub> (corrigido) (kPa)	
1,22	1866,56	116,9	300,52	18,8	6,22	25	0,95	111,0	-
2,0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,3
3,22	378,24	23,7	101,04	6,3	3,76	25	0,95	22,5	-
5,5	266,84	16,7	72,54	4,5	3,71	26	0,94	15,7	-
6,0	-	-	-	-	-	-	-	-	8,3
7,5	189,12	11,8	76,42	4,8	2,46	26	0,94	11,1	-
9,5	247,41	15,5	37,56	2,4	6,46	30	0,91	14,1	-
11,0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,3
11,5	218,91	13,7	56,99	3,6	3,81	30	0,91	12,5	-
13,5	-	-	145,08	9,1	-	-	-	-	-

Fonte: Autores.

**Figura 10** – Resultados de resistência não drenada ( $S_u$ ) e sensibilidade ( $St$ ).



Fonte: Autores.

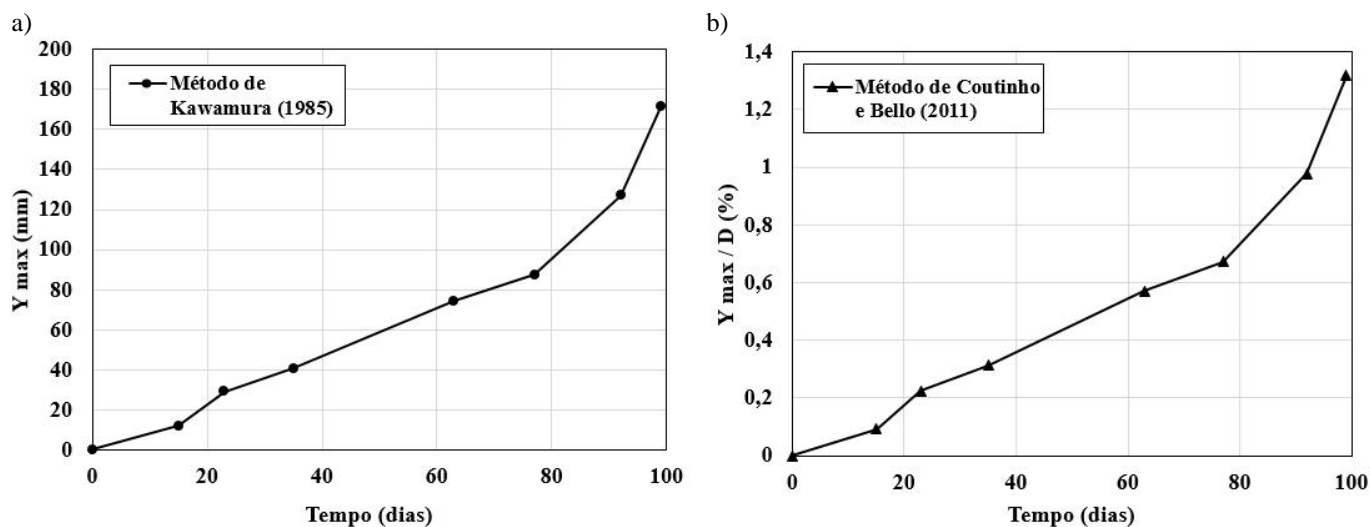
### 3.5 Análise da instrumentação

De acordo os métodos de controle de estabilidade propostos por Kawamura (1985) e Coutinho e Bello (2011), a ruptura do aterro está associada ao comportamento divergente na evolução dos deslocamentos ao longo do tempo, enquanto o comportamento convergente indica que o aterro está caminhando para a estabilização. Para Almeida et al. (2000), o controle de estabilidade do aterro pode ser realizado a partir da velocidade de distorção ( $v_d$ ), cujo autores recomendam: (i) para  $v_d > 1,5\%$  por dia, é aconselhável cautela, como a interrupção do carregamento; (ii) para  $v_d$  entre 0,5% e 1,5% por dia, atenções especiais são requeridas, uma vez que o processo de plastificação pode estar ocorrendo, mas ainda não se ter propagado totalmente; (iii) para  $v_d < 0,5\%$  por dia, não há, a princípio, grandes preocupações, merecendo apenas a continuidade no acompanhamento, até que se verifique uma estabilização.

A avaliação da estabilidade do aterro foi realizada qualitativamente com base em resultados de deslocamentos horizontais obtidos no inclinômetro 23, uma vez que o inclinômetro 24 apresentou comportamento semelhante, porém com menor intensidade. Destaca-se que o inclinômetro instalado em uma região da obra não é garantia que o mesmo irá apresentar a mesma intensidade de comportamento da obra em outra região, em razão da variabilidade estratigráfica e da velocidade de carregamento, que podem ser diferentes ao longo da obra. A Figura 11 apresenta a avaliação da estabilidade do aterro pelos métodos de Kawamura (1985) e Coutinho e Bello (2011). Na Figura 12 é apresentado a velocidade de distorção em função do tempo, de acordo com Almeida et al. (2000).

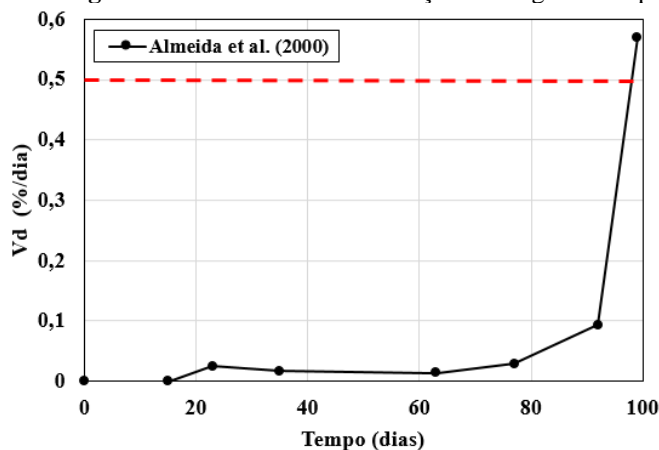
Pode-se observar na Figura 11 que as curvas estão indicando um comportamento divergente, ou seja, o aterro está caminhando para a ruptura. Esta tendência de ruptura também pode ser vista na Figura 12, onde há uma mudança significativa na velocidade de distorção, levando a última leitura para o estágio intermediário ( $v_d$  entre 0,5 e 1,5% por dia), mostrando que a situação não era tranquilizadora. Portanto, o inclinômetro mostrou indícios de deformações horizontais significativas e suficientes para ocasionar a instabilidade do trecho e a consequente ruptura.

**Figura 11** – Controle de estabilidade do aterro: a) deslocamento horizontal máximo ao longo do tempo; b) relação entre o deslocamento horizontal máximo com a espessura da camada de argila mobilizada ao longo do tempo.



Fonte: Autores

**Figura 12** – Velocidade de distorção ao longo do tempo



Fonte: Autores.

#### 4. Considerações Finais

Este trabalho apresenta resultados da investigação geotécnica de campo e laboratório em um depósito de solo mole, bem como os deslocamentos horizontais obtidos através de inclinômetro. Cabe ressaltar que uma investigação geotécnica adequada associada a um monitoramento eficiente pode reduzir os riscos de ruptura de um aterro sobre solos moles.

De forma geral, os índices físicos obtidos no presente estudo se enquadram nos resultados da Região Metropolitana do Recife. Portanto, as investigações de campo e laboratório realizadas em Goiana-PE contribuem com a atualização e aperfeiçoamento do banco de dados das argilas moles da RMR.

Um projeto geotécnico seguro e econômico, especialmente quando envolve argilas moles, depende da qualidade da amostra, a qual interfere na representatividade dos parâmetros geotécnicos do solo e estes afetam a previsão do comportamento da obra. A avaliação da qualidade da amostra pela proposta de Coutinho (2007) classificou todas as amostras como muito pobre (pior classificação). Após correções propostas por Schmertman (1995) e Oliveira (2002), observou-se uma melhora na classificação das amostras. Entretanto, as implicações do amolgamento das amostras resultam em consequências negativas

para obra, como, por exemplo, na previsão do recalque total, em razão da redução da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e no coeficiente de compressão ( $c_c$ ).

Os resultados de Su para os ensaios Triaxiais (UU) apresentaram valores próximos aos ensaios de palheta relativos ao ensaio residual ( $Sur_{(palheta)}$ ). Tais resultados podem ser explicados devido a baixa qualidade das amostras coletadas. A sensibilidade média nas regiões onde foram coletadas as amostras pode ter contribuído negativamente na baixa qualidade das amostras e, conseqüentemente, nos resultados do Triaxial (UU).

O controle de estabilidade é primordial em um projeto e construção de aterro sobre solos moles. Os resultados do inclinômetro para o aterro em estudo mostraram que o mesmo estava caminhando para a ruptura e a obra precisava parar. Entretanto, cabe ressaltar que o projetista deve avaliar o controle de estabilidade por mais de um método, em razão as muitas variáveis envolvidas no processo e para que todos os comportamentos sejam analisados. Portanto, a má qualidade das amostras, interpretação inadequada dos resultados e falha em descrever as informações obtidas de forma clara e objetiva pode ter favorecido a ruptura do aterro.

Devido as particularidades de um depósito de solo mole, e as muitas variáveis envolvidas, recomenda-se que um projeto de aterro sobre solos moles seja desenvolvido a partir de uma análise integrada dos resultados da investigação de campo e ensaios de laboratório, bem como seja monitorado através de instrumentação geotécnica adequada, com vistas a garantir a segurança da obra e auxiliar nas tomadas de decisões.

## Referências

- Almeida, M. S. S., Oliveira, J. R. M. S. & Spotti, A. P. (2000). Previsão e desempenho de aterro sobre solos moles: estabilidade, recalques e análises numéricas. In: *Encontro Técnico Previsão de Desempenho x Comportamento Real*. São Paulo, Anais. ABMS/NRSP. p. 69-94.
- Barbosa, H. T. (2018). *Banco de dados geotécnicos das argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife)*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UFPE. Recife, Brasil.
- Bello, M. I. M. C. V. Coutinho, R. Q. & Norberto, A. S. (2019). Evaluation of Sample Quality and Correction of Compressibility and Strength Parameters- Experience with Brazil Soft Soils. *Soils and Rocks*, 42 (3), São Paulo, 2019, p. 245-263.
- Bjerrum, L. (1973) Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, v. 3, p. 111-159.
- Cavalcante, E. H.; Bezerra, R. L. & Coutinho, R. Q. (1998). Avaliação da Resistência Não Drenada de um Depósito de Argila Mole Saturada a Partir do Pressiômetro Ménard. In: XI COBRAMSEG - *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, 1997. ABMS, v. 02. p. 785-792.
- Cavalcante, S.P.; Coutinho, R.Q. & Gusmão, A.D. (2003). Evaluation and control of stability in field of embank on soft soils. *Proc. XII PCSMGE*, Cambridge, pp. 2649-2660.
- Coutinho, R. Q. (1980). *Estudo da caracterização geotécnica da argila mole do Recife*. Pesquisa CNPq, relatório de atividade. Recife.
- Coutinho, R.Q. & Oliveira, J.T.R. (1994). Propriedades geotécnicas das argilas moles do Recife – Banco de dados – X COBRAMSEG, Foz do Iguaçu, ABMS, Vol.2: 563-572.
- Coutinho, R. Q. (1995). *Carta Geotécnica da Cidade do Recife*. Resumo.
- Coutinho, R.Q. Oliveira, J.T.R. & Santos, L.M. (2000). Database of in situ Test Results from Recife Soft Clays – Innovations and Applications in Geotechnical Site Characterization - Geotechnical Special Publication No. 97 – ASCE - Proceedings of GEODENVER 2000- USA-pp: 142-154.
- Coutinho, R.Q. (2007). Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoon, Hight and Leroueil, v. 3, pp. 2049-2100.
- Coutinho, R. Q. & Bello, M. I. M. C. V. (2011). Analysis and Control of the Stability of Embankments on Soft Soils: Juturnaíba and Others Experiences in Brazil. *Soils and Rocks*, v. 34:4, p. 331-351.
- Dias, A. B. F. (2018). *Análise acoplada hidromecânica da construção de aterro sobre solo mole em Ipojuca-PE*. Tese (doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.
- Ferreira, S. R. M.; Amorim Júnior, W. M. & Coutinho, R. Q. (1986) Argila Orgânica Mole do Recife - Banco de Dados. In: *VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações* - ABMS, Porto Alegre. V. 1. p. 183-196.

- Firmino, R. M. (2013). *Análise do comportamento de aterros sobre solos moles: um estudo de caso de um aterro leve com poliestireno expandido ("isopor") na rodovia BR-101, Goiana-PE*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, UFCG, Campina Grande, Brasil.
- Genevois, B., Coutinho, R.Q. & Ferreira, S. (1990). Desenvolvimento do Banco de Dados Geotécnicos da Cidade do Recife - IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ABMS, Salvador Bahia - p. 441-444.
- Goiana. (2022) *Prefeitura municipal de Goiana, Pernambuco*. <https://goiana.pe.gov.br/o-municipio/historia/>.
- Johnston, I.W. (1973). Discussion – Session 4. In: *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Halsted Press Book*, John Wiley, New York, pp. 700-702
- Kawamura, K. (1985). Methodology for landslide prediction. Proc. XI ICSMFE, San Francisco, v. 3, pp. 1155-1158.
- Oliveira J, T. R. (2002). *Influência da Qualidade da Amostragem no Comportamento Tensão- Deformação-Tempo das Argilas Moles*. Tese de Doutorado, COPPE/UF RJ – DEC-UFPE.
- Sandroni, S.; Lacerda, A.W. & Brandt, J.R.T. (2004). Método dos volumes para controle de campo da estabilidade de aterros sobre argilas moles. *Solos & Rochas*, v. 27:1, p. 37-57.
- Skempton, A. W., & Northey, R. D. (1952). The sensitivity of clays. *Géotechnique*, 3(1), 30 – 53.
- Souza, F. Q. (2012). *Avaliação da aplicabilidade de poliestireno expandido (EPS) em aterro sobre solos moles em obra de duplicação da BR 101, Goiana-PE*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, UFCG, Campina Grande, Brasil.
- Souza, F. Q. (2018). *Estudo das propriedades geotécnicas e comportamentos dos aterros sobre solos moles da BR-101 / Goiana-PE*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, UFPE. Recife, Brasil.
- Xavier, M. W. (2007). *Caracterização geomorfológica, sedimentológica e aspectos ambientais do litoral de Goiana, Pernambuco*. Dissertação de Mestrado em Geociências, UPFE, Recife, Brasil.