



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"

Programa Interunidades



Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

ANDRÉ LUÍS DE CARVALHO RODRIGUES

ESTUDO DA COMPRESSIBILIDADE E DA COLAPSIBILIDADE DE
UM PERFIL DO SUBSOLO POR MEIO DO DMT

Bauru
2021

ANDRÉ LUÍS DE CARVALHO RODRIGUES

**ESTUDO DA COMPRESSIBILIDADE E DA COLAPSIBILIDADE DE
UM PERFIL DO SUBSOLO POR MEIO DO DMT**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Bauru da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Coorientador: Prof. Dr. Breno Padovezi Rocha

Bauru
2021



R696e

Rodrigues, André Luís de Carvalho

Estudo da compressibilidade e da colapsibilidade de um perfil do subsolo por meio do DMT / André Luís de Carvalho Rodrigues. -- Bauru, 2021
122 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista (Unesp),
Faculdade de Engenharia, Bauru

Orientador: Heraldo Luiz Giacheti

Coorientador: Breno Padovezi Rocha

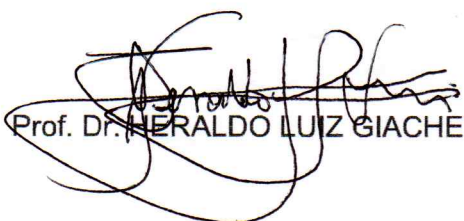
1. Investigação do subsolo. 2. Ensaio de campo. 3. Dilatômetro plano,. 4.
Dispositivo de inundação. 5. Critérios de colapsibilidade. I. Título.

Sistema de geração automática de fichas catalográficas da Unesp. Biblioteca da Faculdade de Engenharia,
Bauru. Dados fornecidos pelo autor(a).

Essa ficha não pode ser modificada.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE ANDRÉ LUÍS DE CARVALHO RODRIGUES, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 21 dias do mês de dezembro do ano de 2021, às 14:00 horas, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de ANDRÉ LUÍS DE CARVALHO RODRIGUES, intitulada **ESTUDO DA COMPRESSIBILIDADE E DA COLAPSIBILIDADE DE UM PERFIL DO SUBSOLO POR MEIO DO DMT**. A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru UNESP, Prof. Dr. ERINALDO HILARIO CAVALCANTE (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil / UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE. Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: Aprovado . Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.


Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

AGRADECIMENTOS

À Deus, sem quem nada seria possível;

Ao Mestre Dr. **Celso Charuri**, pelos ensinamentos e exemplo de vida;

Ao Prof. Dr. **Heraldo Luiz Giacheti** pela orientação, amizade, paciência e ensinamentos que viabilizaram esta pesquisa;

Ao Prof. Dr. **Breno Padovezi Rocha** pela amizade, dedicação e boa vontade depositadas ao longo desta pesquisa;

Ao apoio dos meus familiares, minha mãe **Lina**, meu pai **José** e meu irmão **Mário**.

À minha noiva **Bárbara**, que sempre acreditou, confiou e incentivou;

Aos professores do Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental, em especial ao Prof. Dr. **Roger Augusto Rodrigues**, sempre disposto a ensinar e contribuir com o crescimento dos alunos;

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Unesp de Bauru **Gustavo Pinheiro** e **Sérgio Gimenez** pelas instruções, dedicação, paciência e auxílio na execução dos ensaios;

Ao técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos da USP de São Carlos **Oscar dos Santos Neto** pela prontidão e boa vontade;

Aos colegas e amigos do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Unesp de Bauru, em especial a **Alfredo Saab**, **Diego Valverde**, **Isabela Silveira**, **Jeferson Fernandes**, **Jhaber Yacoub** e **Tamara Pascoto**;

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa concedida a qual tornou possível o desenvolvimento desta pesquisa.

RESUMO

As deformações verticais de um solo devido à carregamentos típicos, como em fundações superficiais, podem influenciar o desempenho de edificações. Elas podem causar grandes prejuízos quando não previstas adequadamente, em especial em solos colapsíveis. O estudo do colapso tem sido feito em laboratório, com ensaios de compressão confinada em amostras indeformadas com e sem inundação. O Dilatômetro Plano (DMT) tem sido utilizado para a investigação do subsolo com bons resultados para a estimativa de recalques de fundações. Poucos estudos têm sido feitos para avaliar sua aplicabilidade em solos não convencionais, como os colapsíveis. Neste trabalho avaliou-se o emprego do DMT para a previsão da curva tensão-recalque de fundações superficiais e seu uso para identificar solos colapsíveis. O estudo foi realizado para o solo do Campo Experimental da Unesp de Bauru, onde existe uma areia fina pouco argilosa, porosa e colapsível. Utilizou-se um dispositivo acoplado ao DMT para inundar o solo in situ e obter resultados na condição natural e inundada. Previsões das curvas tensão-recalque, bem como os valores de recalque para a carga de trabalho foram comparados com resultados de provas de carga em placa nestas duas condições. Dois critérios para identificação de solos colapsíveis foram aplicados e adaptações foram sugeridas para eles serem utilizados com resultados de ensaios DMT. O dispositivo acoplado ao DMT e o procedimento proposto para gerar dados na condição natural e inundada in situ é um recurso promissor para avaliar o efeito da sucção no comportamento in situ do solo. Também tem potencial para ser empregado para identificar a presença de solos colapsíveis, numa abordagem qualitativa e preliminar de investigação do subsolo.

Palavras-chave: Investigação do subsolo, ensaio de campo, dilatômetro plano, dispositivo de inundação, critérios de colapsibilidade.

ABSTRACT

The vertical deformations of a soil due to typical loads, as in shallow foundations, can influence the performance of buildings. They can cause great damage when not properly predict, particularly in collapsible soils. The study of collapse has been carried out in laboratory, with confined compression tests on undisturbed samples with and without flooding. The Flat Dilatometer (DMT) has been used for site investigation with good results for estimating foundation settlement. Few studies have been conducted to evaluate its applicability in unusual soils, such as the collapsible ones. This work evaluated the use of DMT to predict the stress-strain curve of shallow foundations and its use to identify collapsible soils. The study was carried out for the soil of the Experimental Research Site of Unesp - Bauru, where there is a porous and collapsible clayey fine sand. A device coupled to the DMT was used to flood the soil in situ and get results in the natural and flooded condition. Predictions of the stress-strain curves, as well as the settlement values for the working load were compared to plate load test results in these two conditions. Two criteria for identifying collapsible soils were applied and adaptations were suggested for their use with DMT test data. The DMT coupled device and the proposed procedure to get data at the natural and flooded in situ condition is a promising approach to evaluate the effect of suction on in situ soil behavior. It also has the potential to be used to identify the presence of collapsible soils in a qualitative and preliminary site investigation program.

Keywords: Site investigation, in situ test, flat dilatometer, flooding device, collapsibility criteria

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Lâmina do DMT. Fonte: Marchetti (2006).	4
Figura 2: Croqui de funcionamento da lâmina. Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).	5
Figura 3: Sistema geral do DMT. Fonte: adaptado de https://www.marchetti-dmt.it/ . Acesso em 18/11/2021.	6
Figura 4: Ábaco de classificação dos solos e estimativa do peso específico do solo. Fonte: Marchetti e Crapps (1981).	8
Figura 5: Curvas tensão-recalque obtidas para o solo em condição natural, nas profundidades (a) 1, (b) 2, (c) 3 e (d) 4m, para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga. Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019). ...	12
Figura 6: Curvas tensão-recalque obtidas para o solo em condição inundada, nas (a) 1, (b) 2, (c) 3 e (d) 4m, para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga. Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).	13
Figura 7: Recalques previstos (DMT) versus recalques observados (PC) para o campo experimental de Bauru. Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).	14
Figura 8: Curva tensão-recalque prevista pelo DMT e determinada pela prova de carga em época seca para as profundidades de (a) 1,5 m, (b) 4,0 m e (c) 6,0 m para o solo de São Carlos. Fonte: Costa (1999); Macacari (2001); Rocha (2018); Silva, Rocha e Giacheti (2019).	15
Figura 9: Recalque previsto pelo DMT comparado com obtido pela prova de carga em época seca e úmida para o solo de São Carlos. Fonte: Silva, Rocha e Giacheti (2019).	16
Figura 10: Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil. Fonte: Ferreira <i>et al.</i> (1989) adaptado por Saab (2016).	17
Figura 11: Relação entre compactação relativa e o desvio do teor de umidade. Fonte: Vilar e Rodrigues (2015).	19
Figura 12: Ensaio edométrico: (a) simples; (b) duplo. Fonte: Rodrigues (2007).	20
Figura 13: Curvas de compressão edométrica de amostras coletadas a 1 m e 3 m de profundidade em Pereira Barreto. Fonte: Rodrigues (2007).	22
Figura 14: Representação esquemática da primeira versão do Expansocolapsômetro. Fonte: Ferreira e Lacerda (1993).	25
Figura 15: Segunda versão do Expansocolapsômetro. Fonte: Ferreira <i>et al</i> (2002).	26

Figura 16: Curvas de deformação volumétrica específica e potencial de colapso com a tensão vertical aplicada, obtidas por meio de ensaios de laboratório (a) e em campo (b). Fonte: Torres (2014 <i>apud</i> FREITAS, 2017).....	27
Figura 17: Ábaco de colapsibilidade do solo. Fonte: Berisavljević <i>et al.</i> (2014).....	28
Figura 18: Relação G_0/M_{DMT} versus K_D para solo loésico. Fonte: Berisavljević <i>et al.</i> (2014).	29
Figura 19: Efeito da inundação para um perfil de solo siltoso. Fonte: adaptada de Lutenegger (1988).	31
Figura 20: Efeito da inundação em solo arenoso do campo experimental de Bauru. Fonte: Rocha (2018).	31
Figura 21: Relação entre os fatores de correção $R_{M,MDV}$ e $R_{M,MDMT}$ para diversos valores de I_D e K_D	33
Figura 22: Ábaco de Berisavljević <i>et al.</i> (2014) para diversas localidades.....	36
Figura 23: Localização do município de Bauru dentro do estado de São Paulo.	39
Figura 24: Locais onde foram realizados os ensaios no campo experimental da FEB/Unesp. Fonte: adaptado de Google Earth (2021).....	40
Figura 25: Resultados de ensaio de campo (SPT e CPT) e de laboratório (Distribuição granulométrica e índices físicos) representativos do campo experimental da Unesp de Bauru até 8 m de profundidade. Fonte: Rocha (2018).	41
Figura 26: (a) Perfil, (b) granulometria, (c) teor de umidade (%), (d) massa específica, (e) índice de vazios e (f) massa específica aparente seca máximo e umidade ótima para o campo experimental da Unesp de Bauru. Fonte: Giacheti, Coelho e Carvalho (1998).....	42
Figura 27: Curva de retenção para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru. Fonte: adaptado de Saab (2016) e Rocha (2018).....	43
Figura 28: Ensaios edométricos realizados para diferentes valores de sucções e para amostras coletadas em diferentes profundidades. Fonte: Saab (2016).....	44
Figura 29: Variação da tensão de pré-adensamento e índices de compressão em função da sucção e profundidade. Fonte: Saab (2016).....	45
Figura 30: Resultados das provas de carga em placa ensaiadas por Agnelli (1997).....	46
Figura 31: Cava de inundação (a) com drenos instalados e (b) o processo de inundação da mesma. Fonte: Rocha (2018).....	47
Figura 32: Perfis de I_D , K_D e E_D realizados no Campo Experimental da Unesp de Bauru. Fonte: Rocha (2018).	48

Figura 33: Perfis de umidade natural com respectiva faixa de variação nos Locais 1 e 2 e perfil de umidade após inundação para o campo experimental da Unesp de Bauru. Fonte: Rocha (2018).	49
Figura 34: Calibração da lâmina DMT em campo.	50
Figura 35: Execução do DMT em área com vegetação (a) e amostragem do solo com trado (b), campanha de fevereiro de 2021.	51
Figura 36: Trados helicoidais de 63,5 mm de diâmetro e de 0,75 m de comprimento para amostragem do solo.	51
Figura 37: DMTs e amostragem de solos realizados no campo experimental da Unesp de Bauru.	52
Figura 38: Peças 1 e 2 do dispositivo de inundação.	53
Figura 39: Anéis de proteção da saída de água do dispositivo, da esquerda para direita: pedra porosa com areia retida na peneira #50, pedra porosa com areia retida na peneira #40, anel em aço poroso e anel vazado.	54
Figura 40: Dispositivo de inundação com anel de proteção e o’rings em (a) aço poroso e (b) aço vazado.....	55
Figura 41: Anel de proteção com O’ring inserido na extremidade inferior em (a) aço poroso, (b) em aço vazado e (c) após ensaio, sem o’ring com a manta geotêxtil em destaque.	55
Figura 42: Figura esquemática do ensaio da caixa de areia realizado em laboratório	56
Figura 43: Realização do ensaio da caixa de areia realizado em laboratório em diferentes tempos.....	56
Figura 44: Curva granulométrica média para o solo local e para a areia utilizada no ensaio de laboratório. Fonte: adaptado de Saab (2016)	57
Figura 45: Bomba de 12 V e 80 W utilizada para alimentar com água o dispositivo durante o processo de inundação no campo.	58
Figura 46: Figura esquemática do ensaio utilizando o dispositivo de inundação no DMT.	60
Figura 47: Detalhe do dispositivo de inundação acoplado a lâmina do DMT.	60
Figura 48: DMT com inundação pronto para ser iniciado.....	61
Figura 49: Amostras de solo coletado para determinação do teor de umidade.	62
Figura 50: Teor de umidade para ensaios na condição inundada com 100 e 200 litros no Local 1.	66
Figura 51: Teor de umidade para ensaios na condição inundada com 25, 50 e 100 litros no Local 2.	67

Figura 52: I_D , K_D , E_D para condição natural e inundada com 100 e 200 L nas campanhas de fevereiro de 2021 (Local 1).	68
Figura 53: I_D , K_D , E_D para condição natural e inundada com 25, 50 e 100 litros nas campanhas de janeiro de 2021 (Local 2).	69
Figura 54: Comparação entre os resultados obtidos pelas inundações e na condição natural.	70
Figura 55: Perfil de umidade das campanhas de fevereiro de 2021 nas condições natural e inundada e faixa de variação natural e cava de inundação realizadas por Rocha (2018) no Local 1 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.	71
Figura 56: Perfil de umidade das campanhas de março de 2021 nas condições natural e inundada e faixa de variação natural e cava de inundação realizadas por Rocha (2018) no Local 2 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.	72
Figura 57: para inundação em 1,50 e 2,10 m de profundidade no Local 1.	73
Figura 58: Perfil I_D , K_D , E_D para inundação em 2,10 e 3,10 m de profundidade no Local 1.	74
Figura 59: Comparação dos valores de K_D e E_D na condição natural e inundada para o Local 1.	76
Figura 60: Perfil I_D , K_D , E_D para as campanhas realizadas em março de 2021 (Local 2)...	77
Figura 61: Comparação dos valores de K_D e E_D na condição natural e inundada para as campanhas realizadas em março de 2021 (Local 2).	78
Figura 62: Perfil do módulo confinado obtido pelo DMT (MDMT) e pelo ensaio edométrico (MOED), com inundação em (a) 1,5 m e 2,1 m e (b) 2,1 m e 3,1 m em fevereiro de 2021 (Local 1) do campo experimental da UNESP de Bauru.	80
Figura 63: Perfil do módulo confinado obtido pelo DMT (MDMT) e pelo ensaio edométrico (MOED), com inundação em 2,1 m, 3,1 m e 4,1 m em março de 2021 (Local 2) do campo experimental da UNESP de Bauru.	82
Figura 64: Curvas tensão-recalque em (a) 1, (b) 2, (c) 3 e (d) 4 m de profundidade das provas de carga de Agnelli (1997) e previstas por meio do DMT.	84
Figura 65: Ábaco de Marchetti e Crapps (1981) e resultados de DMTs em diferentes campanhas realizadas.	88
Figura 66: Massa específica aparente seca obtidos por meio do ábaco de Marchetti e Crapps (1981) e laboratório apresentado por Saab (2016) e massa específica aparente seca máxima do Proctor Normal determinados por Giacheti, Coelho e Carvalho (1998).	88
Figura 67: Colapsibilidade por meio do critério Vilar e Rodrigues (2015).	89

Figura 68: Ábaco de Berisavljević <i>et al.</i> (2014) adaptado para incorporar diversos tipos de solos.....	92
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Correlações para a estimativa de índices e parâmetros geotécnicos (MARCHETTI <i>et al.</i> , 2001a).	8
Tabela 2: Valores de RM em relação ao I_D . Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).	9
Tabela 3: Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS J.E.; KNIGHT, 1975).	21
Tabela 4: Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (LUTENEGGER; SABER, 1988).	21
Tabela 5: Referências de diversos locais para aplicação na proposta de Berisavljević <i>et al</i> (2014).	37
Tabela 6: Parâmetros do ajuste de van Genuchten (1980) para a curva de retenção média. Fonte: Saab (2016, <i>apud</i> Rocha, 2018).	43
Tabela 7: Material utilizado para confecção dos anéis de proteção da saída de água.	57
Tabela 8: Sumário dos ensaios nos realizados em campo, nos Locais 1 e 2.	59
Tabela 9: Recalque observado na prova de carga para a carga de trabalho do DMT, ou seja, que leva a um recalque de 12,76 mm para uma placa circular de 805 mm.	86

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS	3
2.1	OBJETIVO GERAL	3
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
3	REVISÃO DA LITERATURA	4
3.1	DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT).....	4
3.2	PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE PELO ENSAIO DMT	9
3.3	SOLOS COLAPSÍVEIS	16
3.4	A IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS	17
3.4.1	<i>Critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg.....</i>	<i>18</i>
3.4.2	<i>Ensaio de laboratório</i>	<i>19</i>
3.4.2.1	Ensaio edométrico.....	20
3.4.2.2	Ensaio triaxial	22
3.4.3	<i>Ensaio de campo.....</i>	<i>23</i>
3.4.3.1	Prova de Carga sobre Placa.....	23
3.4.3.2	Expansocolapsômetro.....	24
3.4.3.3	Dilatômetro de Marchetti (DMT).....	28
4	CONSIDERAÇÕES SOBRE O DMT PARA PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE E IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS	30
4.1	PREVISÃO DE RECALQUE.....	30
4.1.1	<i>Variação dos parâmetros intermediários com inundação.....</i>	<i>30</i>
4.1.2	<i>Diferenças entre M_{DMT} e M_{DV}.....</i>	<i>32</i>
4.2	COLAPSIBILIDADE.....	34
5	MATERIAIS E MÉTODOS.....	39
5.1	LOCAL ESTUDADO.....	39
5.2	ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	41
5.2.1	<i>Curvas de retenção.....</i>	<i>42</i>
5.2.2	<i>Ensaio edométrico.....</i>	<i>43</i>
5.2.3	<i>Ensaio de prova de carga em placa.....</i>	<i>45</i>
5.2.4	<i>DMT.....</i>	<i>46</i>
5.2.5	<i>Teor de umidade.....</i>	<i>48</i>
5.3	ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO REALIZADOS	49

5.3.1	<i>DMT</i>	49
5.3.1.1	Processo de inundação	53
5.3.1.1.1	Procedimento em laboratório	53
5.3.1.1.2	Procedimento em campo	58
5.3.2	<i>Teor de umidade</i>	61
5.4	PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE.....	62
5.5	IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÁVEIS	63
5.5.1	<i>Proposta de Vilar e Rodrigues (2015)</i>	63
5.5.1.1	Berisavljević <i>et al.</i> (2014)	64
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	65
6.1	REGIÃO INFLUENCIADA PELA INUNDAÇÃO.....	65
6.2	ESTIMATIVA DA CURVA TENSÃO RECALQUE	79
6.2.1	<i>Módulo confinado</i>	79
6.2.2	<i>Previsão da curva tensão-recalque a partir do DMT</i>	82
6.2.3	<i>Identificação de solos colapsíveis</i>	87
6.2.3.1	Critério de Vilar e Rodrigues (2015).....	87
6.2.3.2	Critério de Berisavljević <i>et al.</i> (2014)	90
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE	93
7.1	CONCLUSÕES	93
7.2	SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE.....	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95

1 INTRODUÇÃO

No projeto de fundações deve-se fazer a previsão dos recalques, que quando excessivos, podem comprometer o desempenho das obras de engenharia. Os recalques são oriundos das deformações por diminuição de volume ou mudança da forma do maciço de solo resistente (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). A estimativa de recalques pode ser feita por métodos distintos, classificados em três grandes grupos: racionais (ensaios de laboratório e de campo), semiempíricos (ensaios de penetração de campo) e empíricos (por meio de tabelas de valores regionais típicos de tensão admissível) (VELLOSO; LOPES, 2016). Pela dificuldade que se tem em coletar amostras indeformadas em solos granulares, têm se recorrido a utilização e interpretação dos ensaios em campo para realizar essa estimativa (BURLAND; BURBIDGE, 1985).

O dilatômetro plano (DMT) é um ensaio de campo que tem apresentado bons resultados para a previsão de recalques (MONACO; TOTANI; CALABRESE, 2006), uma vez que os recalques medidos e estimados apresentam boa concordância (FAILMEZGER; BULLOCK, 2011; LACASSE; LUNNE, 1986; SKILES; TOWNSEND, 1994; WOODWARD; MCINTOSH, 1993).

Contribuindo com os estudos para o uso do DMT na previsão de recalques, Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) empregaram a proposta de Décourt (1999) para a previsão da curva tensão-recalque para fundações superficiais. Assim, seguindo as recomendações de Lehane e Fahey (2004), os autores utilizaram o módulo operacional (M_{DV}) obtido pelo DMT para previsão da curva tensão-recalque. Essa proposta foi reinterpretada por Silva (2019) e Silva, Rocha e Giacheti (2019) por meio de provas de carga realizadas no campo experimental da USP de São Carlos, onde foi proposto o uso do módulo confinado (M_{DMT}) ao invés do módulo operacional (M_{DV}).

Para os solos colapsíveis, as deformações podem ser provocadas pelo umedecimento do solo, sem que haja aumento de carregamento (RODRIGUES, 2007). Os solos suscetíveis ao colapso usualmente apresentam alta porosidade, baixo teor de umidade e estrutura metaestável (FEDA, 1966; LI; VANAPALLI; LI, 2016). A ocorrência desse tipo de solo é muito comum no Brasil, e chega a cobrir mais de 70% da área do estado de São Paulo (DE LOLLO *et al.*, 2011). Os ensaios edométricos são amplamente empregados para identificar os solos colapsíveis bem como estimar o potencial de colapso desses solos.

A inundação do solo é essencial para que ocorra a alteração da estrutura e o desencadeamento do colapso. Diversos trabalhos têm estudado o comportamento do solo que ocorre no campo experimental da Unesp de Bauru, com destaque para o efeito da inundação do mesmo (AGNELLI, 1997; DOS SANTOS; ROCHA; GIACHETI, 2019; ROCHA, 2018). Rocha (2018) realizou campanhas de ensaios de campo após a inundação do solo por meio de uma cava, obtendo-se assim resultados para avaliar o efeito da inundação *in situ* no comportamento do solo.

Apesar do DMT ser um ensaio de campo que apresenta bons resultados para a estimativa de recalques de fundações, poucos trabalhos avaliaram sua aplicabilidade em solos não convencionais como os tropicais não saturados, com ênfase na colapsibilidade.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo geral dessa pesquisa é estudar a aplicabilidade do dilatômetro plano (DMT) com um dispositivo que permite a inundação do solo para a previsão da curva tensão-recalque de solos colapsíveis.

2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Adaptar e testar o desempenho de um dispositivo para a inundação do solo que acoplado ao DMT permite a realização de ensaios nessa condição.
- Prever a curva tensão-recalque a partir do DMT realizado em condição de umidade natural e inundada utilizando a proposta de Décourt (1999) para representação da curva tensão-recalque normalizada e as considerações de Lehane e Fahey (2004) quanto ao módulo confinado, sistematizado e descrito por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019), com as adequações sugeridas por Silva, Rocha e Giacheti (2019).
- Avaliar a aplicação do DMT em diferentes condições de umidade, a fim de identificar a presença de solos colapsíveis.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Dilatômetro de Marchetti (DMT)

O Dilatômetro de Marchetti ou Ensaio de Dilatômetro Plano (DMT) é um ensaio de campo desenvolvido pelo professor Silvano Marchetti na década de 1970 na Universidade de L'Aquila. O ensaio foi inicialmente desenvolvido com a finalidade de determinar da deformação do solo frente a carregamentos laterais, como o que ocorre em estacas carregadas lateralmente. Segundo Cruz (2010) o DMT é uma ferramenta versátil para a caracterização do solo e de operação simples e rápida, com geração de perfis de dados contínuos de alta precisão e reprodutibilidade.

O equipamento possui uma lâmina de aço inoxidável de 14 mm de espessura, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento, com uma membrana expansível de 60 mm de diâmetro (Figura 1). Os demais componentes do sistema são a unidade de controle e cabos elétricos e pneumáticos.

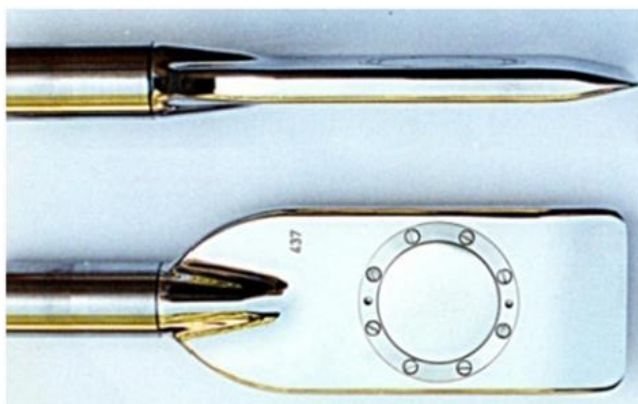


Figura 1: Lâmina do DMT. Fonte: Marchetti (2006).

O princípio do ensaio consiste na cravação estática ou dinâmica da lâmina do DMT em profundidade, que é interrompida usualmente a cada 200 mm, onde se expande a membrana (Figura 2), por meio da injeção de gás nitrogênio seco. Durante o ensaio registra-se dois valores de pressão para diferentes níveis de deslocamento da membrana. As pressões registradas são: no início do ensaio com expansão de 0,05 mm (Leitura A) e no final do ensaio na expansão de 1,1 mm (Leitura B). Tais pressões podem ser registradas manualmente ou por meio em um sistema de aquisição de dados conectado a unidade de controle. Eventualmente, efetua-se uma terceira leitura (Leitura C), que corresponde à pressão medida

quando a membrana volta a repousar sobre o disco sensível, utilizada para avaliar a pressão neutra gerada durante a expansão da membrana. Na Figura 3 tem-se a representação esquemática do layout do ensaio.

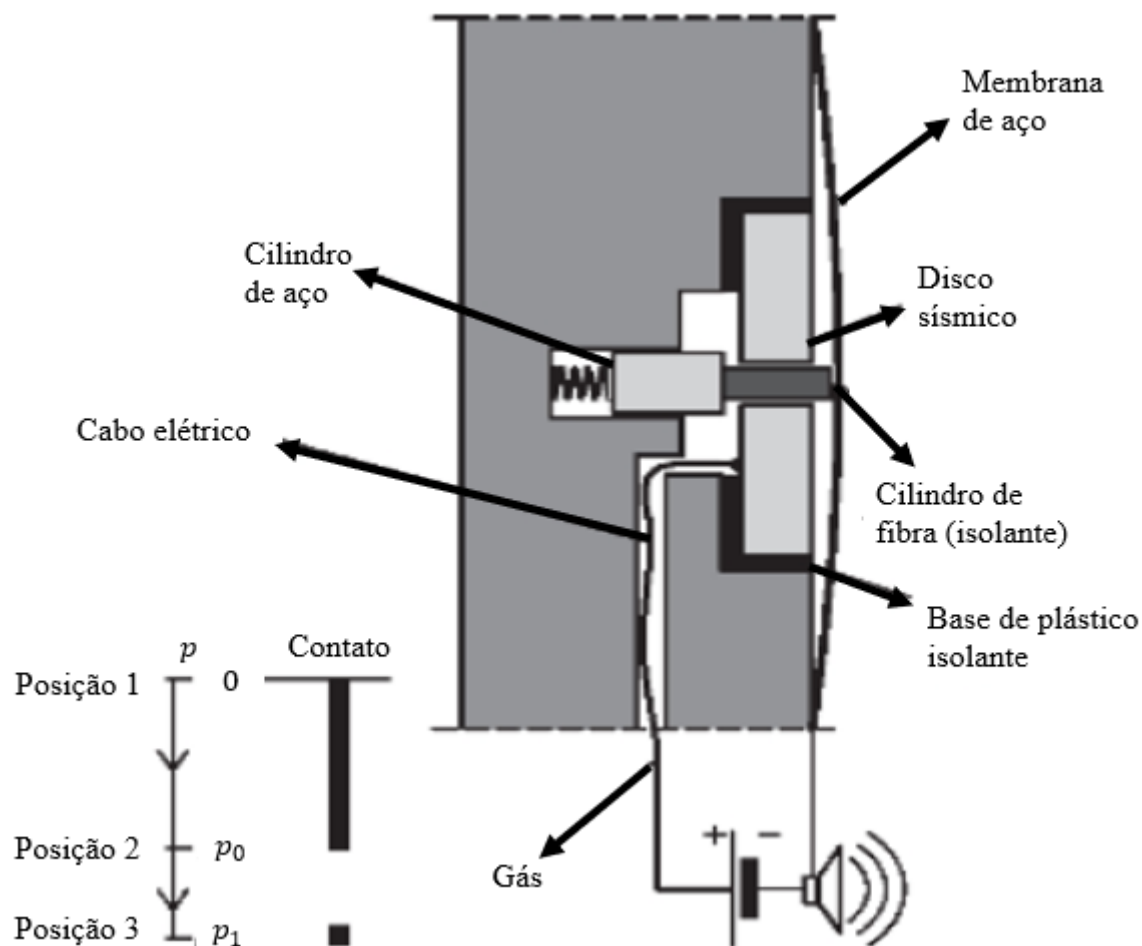
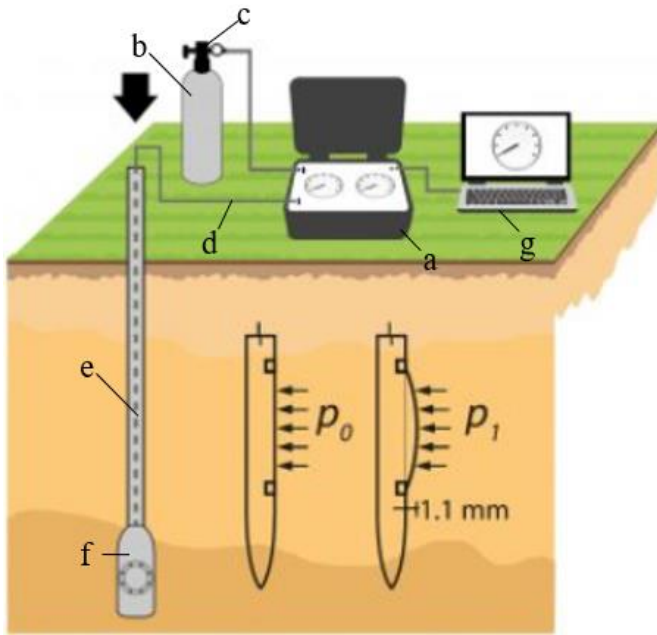


Figura 2: Croqui de funcionamento da lâmina. Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).



LEGENDA

- a: Unidade de controle;
- b: Cilindro de gás;
- c: Válvula de controle de pressão;
- d: Cabo elétrico e de pressão;
- e: Hastes;
- f: Lâmina; e
- g: Aquisição de dados.

Figura 3: Sistema geral do DMT. Fonte: adaptado de <https://www.marchetti-dmt.it/>. Acesso em 18/11/2021.

As Leituras A, B e C são corrigidas devido à rigidez da membrana, a partir de parâmetros de calibração (ΔA e ΔB) e pelo coeficiente Z_m , gerando as pressões corrigidas p_0 (Equação 1), p_1 (Equação 2) e p_2 (Equação 3).

$$p_0 = 1,05 \cdot (A - Z_m + \Delta A) - 0,05 \cdot (B - Z_m - \Delta B) \quad (1)$$

$$p_1 = B - Z_m - \Delta B \quad (2)$$

$$p_2 = C - Z_m + \Delta A \quad (3)$$

onde p_0 é a pressão corrigida referente ao deslocamento nulo da membrana, p_1 é a pressão corrigida referente ao deslocamento de 1,10 mm da membrana, p_2 é a pressão corrigida referente ao retorno da membrana a posição de repouso sobre o disco sensitivo, Z_m é a leitura do manômetro à pressão atmosférica, ΔA é a pressão externa aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 0,05 mm e ΔB é a pressão externa aplicada à membrana, levando-a a uma posição relativa ao deslocamento horizontal de 1,10 mm.

O início da interpretação do DMT é realizado por meio da determinação dos parâmetros intermediários a partir dos valores de p_0 e de p_1 . Calculam-se assim o índice do

material (I_D), módulo dilatométrico (E_D) e índice de tensões horizontais (K_D) pelas Equações 4, 5 e 6 propostas por Marchetti (1980).

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_o) \quad (4)$$

$$K_D = (p_0 - u_o)/\sigma'_{vo} \quad (5)$$

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad (6)$$

sendo u_o a poropressão e σ'_{vo} a tensões verticais efetivas in situ.

É importante destacar que a classificação do solo por meio do índice de material (I_D) não descreve o solo de acordo com a sua classificação textural, mas sim o seu comportamento mecânico frente a expansão da membrana (MARCHETTI, 1997).

Segundo Marchetti (1997) o K_D pode ser considerado o K_0 amplificado pela penetração da lâmina no solo. O perfil de K_D tem forma semelhante ao perfil da razão de sobredeamento (RSA), sendo importante na análise do histórico de tensões em solos argilosos (MARCHETTI, 1980). Ainda é importante destacar que K_D é sensível a cimentação e ao envelhecimento do solo, bem como com a densidade relativa, potencial de liquefação em areias, coeficiente de empuxo em repouso (K_0), módulo confinado (M) e a resistência não-drenada em argilas (S_u) (MARCHETTI, 2015a).

A determinação do módulo dilatométrico (E_D) se baseia na Teoria da Elasticidade (GRAVESEN, 1960). De acordo com Marchetti (1997), E_D não deve ser empregado sozinho (sempre em combinação com K_D e I_D) para a estimativa de parâmetros e nem ser confundido com o módulo de Young (E), já que não incorpora o histórico de tensões do solo.

A partir dos parâmetros intermediários, podem ser estimados índices e parâmetros mecânicos do solo, como: peso específico do solo (γ), coeficiente de empuxo em repouso (K_0), ângulo de atrito (ϕ'), módulo confinado ($M=1/m_v$), entre outros, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Correlações para a estimativa de índices e parâmetros geotécnicos (MARCHETTI *et al.*, 2001a).

Propriedade	Equações básicas		
K_0	$K_{0,DMT} = 0,376 + 0,095 \cdot K_D - 0,0017 \cdot \frac{q_c}{\sigma'_{v0}}$	(22)	$I_D > 1,8$
OCR	$OCR_{DMT} = (0,67 \cdot K_D)^{1,91}$	(23)	$1,2 < I_D < 2,0$
c_u	$c_u = 0,22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25}$	(24)	
Φ	$\phi_{DMT} = 28^\circ + 14,6^\circ \log K_D - 2,1^\circ \log^2 K_D$	(25)	$I_D > 1,8$
c_h	$c_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2/t_{flex}$	(26)	DMT
k_h	$k_{h,DMT} = \frac{c_h \cdot \gamma}{M_h}$ ($M_h \approx K_0 \cdot M_{DMT}$)	(27)	-
γ	Figura 4		-

A classificação do solo por meio do ensaio DMT é realizada empregando-se o Índice de Material (I_D) e o módulo dilatométrico (E_D) por meio do ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981) (Figura 4). Este ábaco permite também a estimativa do peso específico do solo.

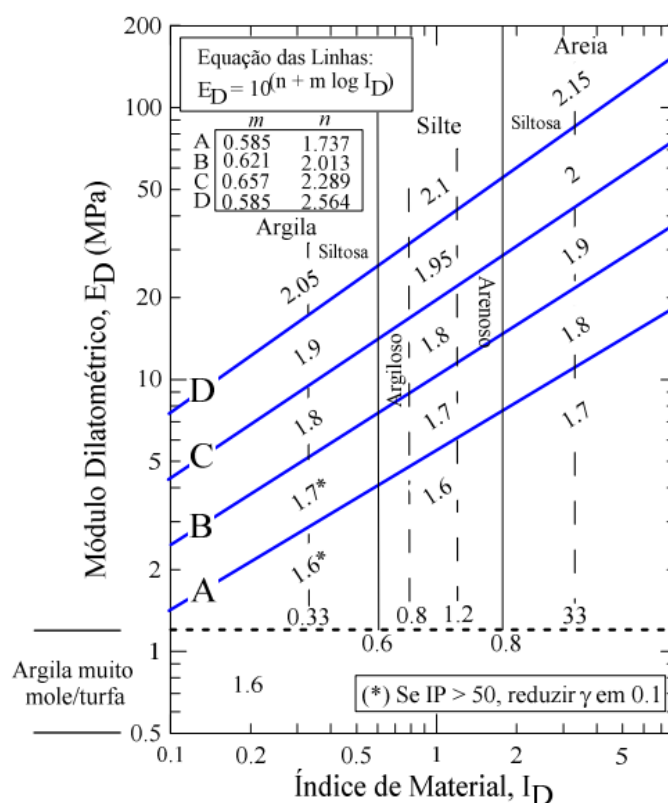


Figura 4: Ábaco de classificação dos solos e estimativa do peso específico do solo. Fonte: Marchetti e Crapps (1981).

O bom desempenho do DMT para a estimativa de parâmetros de rigidez do solo foi confirmado por meio do monitoramento em fundações e aterros (MAYNE; BROWN, 2003). Diversos autores têm demonstrado a aplicabilidade do DMT para previsão de recalques (MONACO; TOTANI; CALABRESE, 2006; SKILES; TOWNSEND, 1994). Tal previsão se baseia no cálculo do módulo confinado (M_{DMT}) (Equação 7) e nas teorias de propagação de tensões no solo. O cálculo deste módulo depende de um fator de correção R_M que é função de I_D e de K_D (MARCHETTI, 1980).

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad (7)$$

onde o M_{DMT} é o módulo confinado e R_M é o fator correção, o qual é função de I_D e K_D (Tabela 2).

Tabela 2: Valores de R_M em relação ao I_D . Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Se $I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$	(8)
Se $I_D \geq 3,0$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$	(9)
Se $0,6 < I_D < 3,0$	$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$ $R_{M,0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6) \log K_D$	(10)
Se $I_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$	(11)
Se $R_M < 0,85$	$R_M = 0,85$	(12)

Para Marchetti (1997) e Monaco *et al.* (2006) o módulo confinado (M_{DMT}) pode ser considerado equivalente ao módulo obtido por meio do ensaio edométrico. Já, o módulo de deformabilidade (E) pode ser obtido a partir do M_{DMT} e pela teoria da elasticidade através da Equação 13, para um solo com coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2.

$$E = (0,9) \cdot M_{DMT} \cong M_{DMT} \quad (13)$$

3.2 Previsão da curva tensão-recalque pelo ensaio DMT

A curva tensão-recalque representa o deslocamento vertical causado pelo acréscimo de tensão em uma fundação, e pode ser obtida por meio do ensaio de prova de carga estática. Entretanto, este ensaio apresenta custo elevado e longo tempo de execução, dificultando a

sua realização. Deste modo, diferentes abordagens foram desenvolvidas visando prever a curva tensão-recalque baseadas em ensaios SPT, CPT e DMT (AMOROSO, 2011; DOS SANTOS; ROCHA; GIACHETI, 2019; LEHANE; FAHEY, 2004; MARCHETTI *et al.*, 2008; MAYNE; ILLINGWORTH, 2010; SILVA, 2019; SILVA; ROCHA; GIACHETI, 2019).

Lehane e Fahey (2004) analisaram cinco provas de carga em solo arenoso da Austrália, a fim de realizar a previsão de recalques por meio de um módulo de deformabilidade sem aplicar correlações empíricas. Utilizando a lâmina do DMT em diferentes condições de compactidade os autores notaram que o efeito da perturbação durante a cravação da lâmina é significativo e deve ser considerado. Assim eles propuseram utilizar um módulo operacional (M_{DV}), calculado a partir dos parâmetros intermediários (E_D e K_D) do DMT, e da anisotropia do solo. Neste sentido, os autores realizaram simulações numéricas através do Método dos Elementos Finitos para determinar o módulo operacional e avaliar o efeito da expansão da membrana. Eles propuseram a Equação 14 para levar em conta o efeito da cravação da lâmina e da anisotropia do solo.

$$M_{DV} = 1,3f_{anísio} \cdot \frac{E_D}{\sqrt{K_D}} \quad \left(\frac{s}{B} = 1,8\% \right) \quad (14)$$

onde M_{DV} é o módulo operacional; $f_{anísio}$ é um fator associado a anisotropia do solo;

Estes autores consideraram que o processo de expansão da membrana do DMT poderia ser considerado como uma prova de carga em placa. Como a membrana do DMT tem 60 mm de diâmetro (B) e sua expansão durante o ensaio é de 1,1 mm (s), a razão de recalque (s/B) mobilizada é igual a 1,8%, próximo das condições de trabalho de uma fundação.

Considerando que uma fundação hipotética com a mesma largura do DMT apresentaria s/B igual a 1,8%, o módulo determinado por meio de uma prova de carga nessa fundação (M_{PC}) pode ser considerado igual ao módulo operacional (M_{DV}) e a carga virtual ($q_{virtual}$) é semelhante a carga aplicada por uma fundação (q_{app}) (Equação 15).

$$M_{PC} = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{q_{app}}{\left(\frac{s}{B} \right)} \quad (15)$$

onde M_{PC} é o módulo confinado da prova de carga, q_{app} é a carga aplicada pela prova de carga; s é o recalque e B é a base da prova de carga.

Décourt e Quaresma Filho (1996) reinterpretaram resultados de 12 provas de carga em placa realizadas por Agnelli (1992) e Agnelli e Albiero (1994) em diferentes profundidades no campo experimental da Unesp de Bauru. Seis provas de carga foram feitas em placa com diâmetro de 127 mm e as outras seis em placa com diâmetro de 805 mm. Os autores mostraram a influência da geometria e da profundidade nos resultados da curva tensão-recalque e que essas influências podem ser devidamente consideradas ao normalizar-se a curva tensão-recalque. Neste sentido, Décourt (1999, 2006) propôs a Equação 16, para a previsão da curva tensão-recalque que correlaciona as tensões aplicadas (q) normalizadas pela capacidade de carga convencional (q_{uc}) e os recalques (s) normalizados pela largura equivalente da fundação (B_{eq}), que é calculado pela raiz quadrada da área da sapata circular.

$$\log\left(\frac{q}{q_{uc}}\right) = C + C \times \log\left(\frac{s}{B_{eq}}\right) \quad (16)$$

onde C é o coeficiente de compressibilidade intrínseca.

O coeficiente C depende das características dos grãos constituintes do solo, sua distribuição granulométrica, forma, angularidade, composição mineralógica e estrutura (DÉCOURT, 1999). O coeficiente C pode ser considerado constante para um mesmo solo quando $q_{uc} < 2,9$ MPa e normalmente pode variar de 0,30 a 0,48, sendo que, para solos brasileiros, o valor de 0,42 tem sido empregado (DÉCOURT, 1999). Uma vantagem deste método é que não se exige modelos matemáticos complexos e, q_{uc} possa ser estimada por meio de correlações empíricas com dados de CPT e SPT (DÉCOURT, 1999).

Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) incorporaram a proposta de Lehane e Fahey (2004) à abordagem de Décourt (1999) com o objetivo de fazer a previsão da curva tensão-recalque utilizando o DMT (Equação 17). Para isso utilizou resultados de ensaios DMT realizados em um perfil de solo tropical arenoso de Bauru/SP, em condições natural e inundada. Os autores compararam os resultados com provas de carga em placa de 805 mm de diâmetro realizadas por Agnelli (1997) em condição natural e inundada, nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 m.

$$q_{app} = 4 \frac{\left(\frac{s}{B}\right) M_{DV}}{\pi} \quad (17)$$

onde M_{DV} é o módulo operacional, q_{app} é a tensão aplicada no solo, $\frac{s}{B}$ é a taxa de recalque, próximo de 1,8% (DOS SANTOS; ROCHA; GIACHETI, 2019).

As previsões das curvas tensão-recalque apresentadas por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) foram equivalentes àsquelas encontradas nas provas de carga em placa (Figuras 5 e 6). Os autores mostraram que os valores calculados de recalque, não diferem em mais ou menos 30% daquele medido nas provas de carga (Figura 7), em especial para a carga de trabalho.

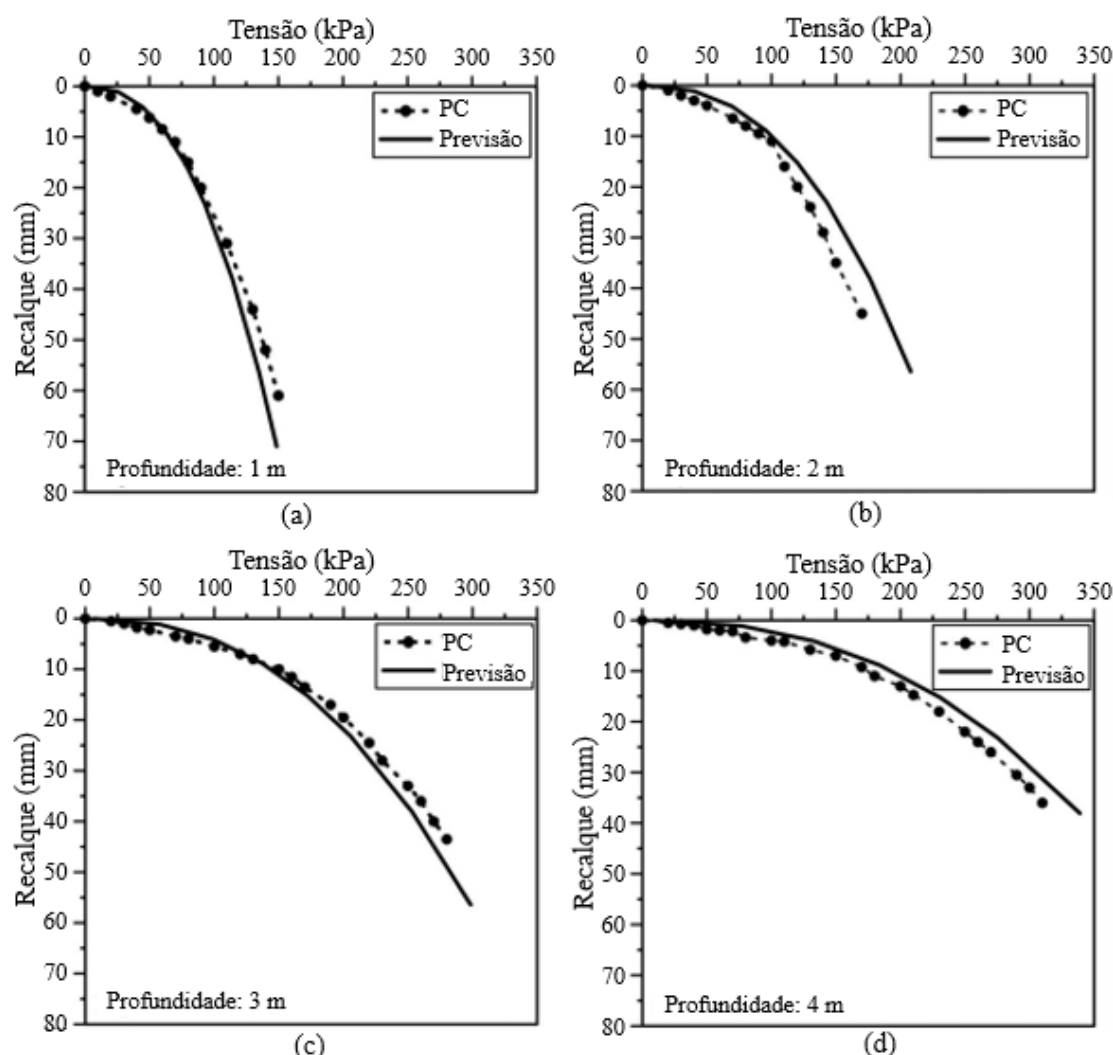


Figura 5: Curvas tensão-recalque obtidas para o solo em condição natural, nas profundidades (a) 1, (b) 2, (c) 3 e (d) 4m, para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga. Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

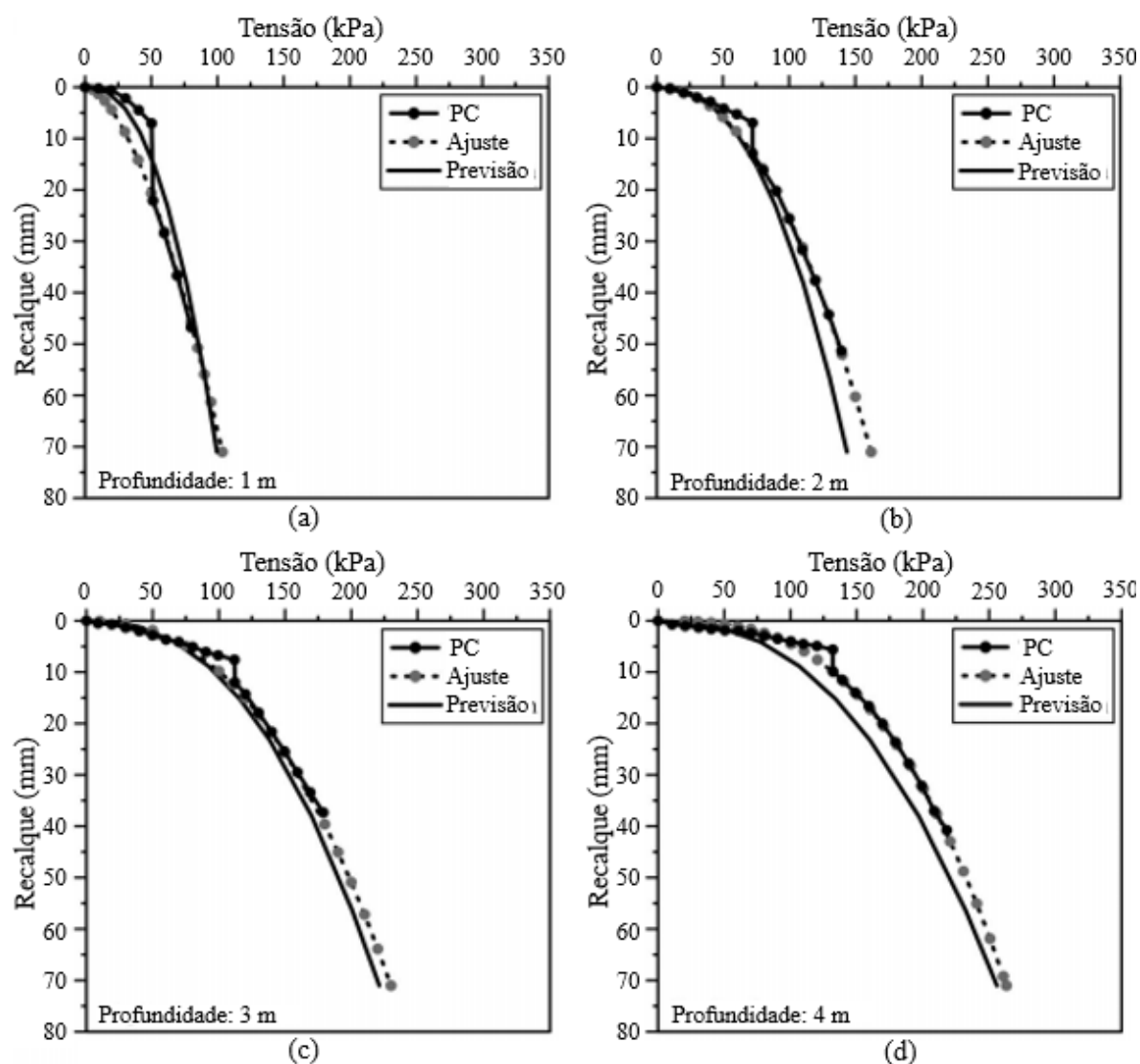


Figura 6: Curvas tensão-recalque obtidas para o solo em condição inundada, nas (a) 1, (b) 2, (c) 3 e (d) 4m, para o campo experimental da Unesp de Bauru. Previsão e resultados de provas de carga. Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

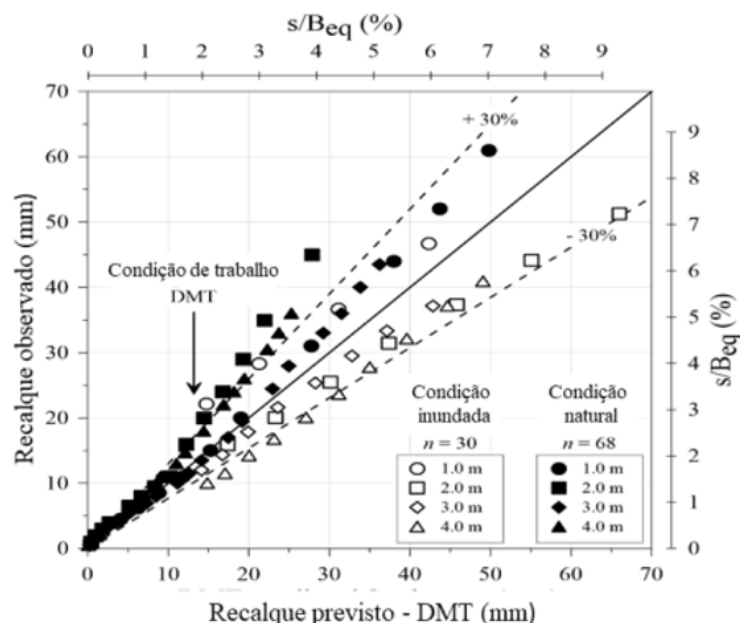


Figura 7: Recalques previstos (DMT) versus recalques observados (PC) para o campo experimental de Bauru. Fonte: Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019).

Silva, Rocha e Giacheti (2019) sugeriram modificar a proposta de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) a partir de sua aplicação para a previsão da curva tensão-recalque em provas de carga realizadas no campo experimental da USP de São Carlos-SP para diferentes condições de sucção. Observou-se boa concordância entre as curvas tensão-recalque medidas nas provas de carga e estimadas pelo DMT empregando o módulo confinado (M_{DMT}) ao invés do módulo operacional (M_{DV}) (Figura 8). Destaca-se que o módulo M_{DV} é determinado pela relação entre o módulo dilatométrico (E_D) e a raiz do índice de tensões horizontais (K_D), o que minimiza o efeito da condição não saturada em seus valores. Por outro lado, o M_{DMT} incorpora os efeitos da sucção na rigidez do solo, conforme discutido por Rocha (2018), Silva (2019) e Silva, Rocha e Giacheti (2019) possibilitando assim uma melhor previsão das curvas tensão-recalque. Deste modo, a Equação 17 passa a ser escrita como a Equação 18.

$$q_{app} = 4 \frac{\left(\frac{s}{B}\right) M_{DMT}}{\pi} \quad (18)$$

As previsões de recalques por meio do DMT realizadas por Silva, Rocha e Giacheti (2019) levaram a um valor médio da relação entre os recalques estimados pelo DMT e os medidos nas provas de carga em placa, na condição de trabalho ($s/B_{eq} = 1.8\%$, ou seja 12.84 mm), de 1,18, com variação de mais ou menos 30%, ou seja, próximo da variação encontrada

por Monaco *et al.* (2006) a partir de um extenso banco de dados de DMTs e recalques medidos (Figura 9).

A sistematização da proposta de Décourt (1999) por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) com as adaptações de Silva, Rocha e Giacheti (2019) é uma abordagem interessante pelas vantagens do uso apenas do DMT, como a obtenção de inúmeros parâmetros de projeto e a agilidade na execução desse ensaio *in situ*.

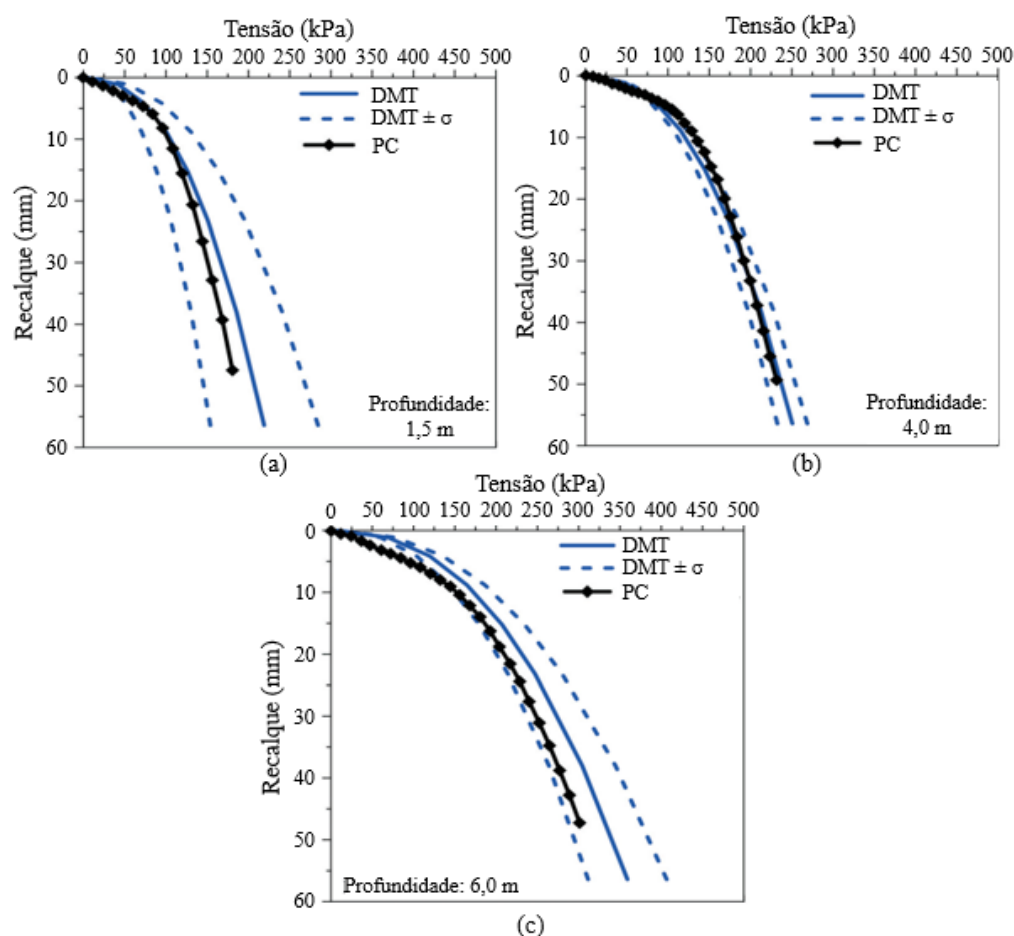


Figura 8: Curva tensão-recalque prevista pelo DMT e determinada pela prova de carga em época seca para as profundidades de (a) 1,5 m, (b) 4,0 m e (c) 6,0 m para o solo de São Carlos. Fonte: Costa (1999); Macacari (2001); Rocha (2018); Silva, Rocha e Giacheti (2019).

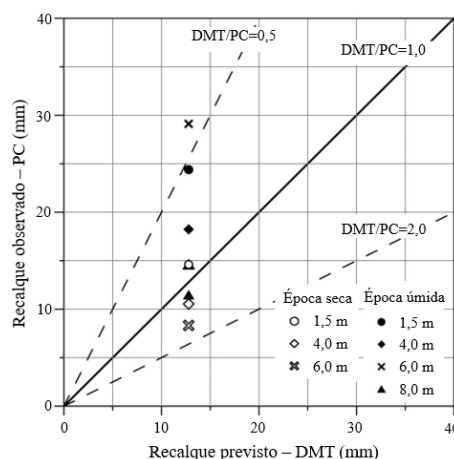


Figura 9: Recalque previsto pelo DMT comparado com obtido pela prova de carga em época seca e úmida para o solo de São Carlos. Fonte: Silva, Rocha e Giacheti (2019).

3.3 Solos colapsíveis

A formação de solos em regiões de clima tropical apresenta certas peculiaridades devido ao processo geológico típico dessas regiões em comparação com solos de clima temperado. Para Vaughan, Maccarini e Mokhtar (2009), nesse tipo de solo, a microestrutura tem maior influência do que o histórico de tensões, devido ao comportamento coesivo-friccional e condição não saturada.

Segundo Futai (2002) para caracterizar o comportamento de um solo tropical, deve ser levado em conta outros fatores, além dos convencionais limite de liquidez, plasticidade e granulometria, pois esses apresentam resistência a solicitações ligadas à sua estrutura, cimentação e características originais da rocha matriz, dificultando um modelo conceitual generalista. Sendo assim, diferem dos modelos encontrados em solos sedimentares, que apresentam boas correlações entre índices físicos e os parâmetros geotécnicos.

Os solos colapsíveis são aqueles que podem sofrer grandes deformações ao serem inundados, mesmo que não haja aumento da carga aplicada (GUTIERREZ; NÓBREGA; VILAR, 2009). Com relação a característica estrutural destes solos, pode-se classificar como porosa, com alto índice de vazios, baixos grau de saturação e estrutura metaestável (RODRIGUES, 2007). Cintra (1998) destaca que o termo colapso deve ser utilizado apenas em casos em que o fenômeno é resultado da inundação do solo.

Os solos colapsíveis podem ter várias origens, como solos residuais, aluviais, coluvionares, eólicos e, ainda, aterros mal compactados (DUDLEY, 1970; NUÑES, 1975; VILAR; GAIOTO, 1994; VILAR; RODRIGUES; NOGUEIRA, 1981). A formação desses

solos está relacionada diretamente à formação geológica, ao meio físico e aos fatores climáticos. Os fatores que propiciam a formação desse solo, como a alternância entre estações secas e chuvosas (sazonalidade), são predominantes na região centro-sul do Brasil, caracterizado como clima tropical. Tem-se encontrado os solos colapsíveis ao longo de uma grande faixa do território nacional (Figura 10) (FERREIRA *et al.*, 1989).

As variações de volume nos solos colapsíveis devido à inundação podem induzir recalques diferenciais e consequentemente trincas e fissuras afetando a estabilidade das edificações. Deste modo, é necessário identificar esses materiais na fase de investigação do subsolo, visando considerar este comportamento na realização do projeto de engenharia.

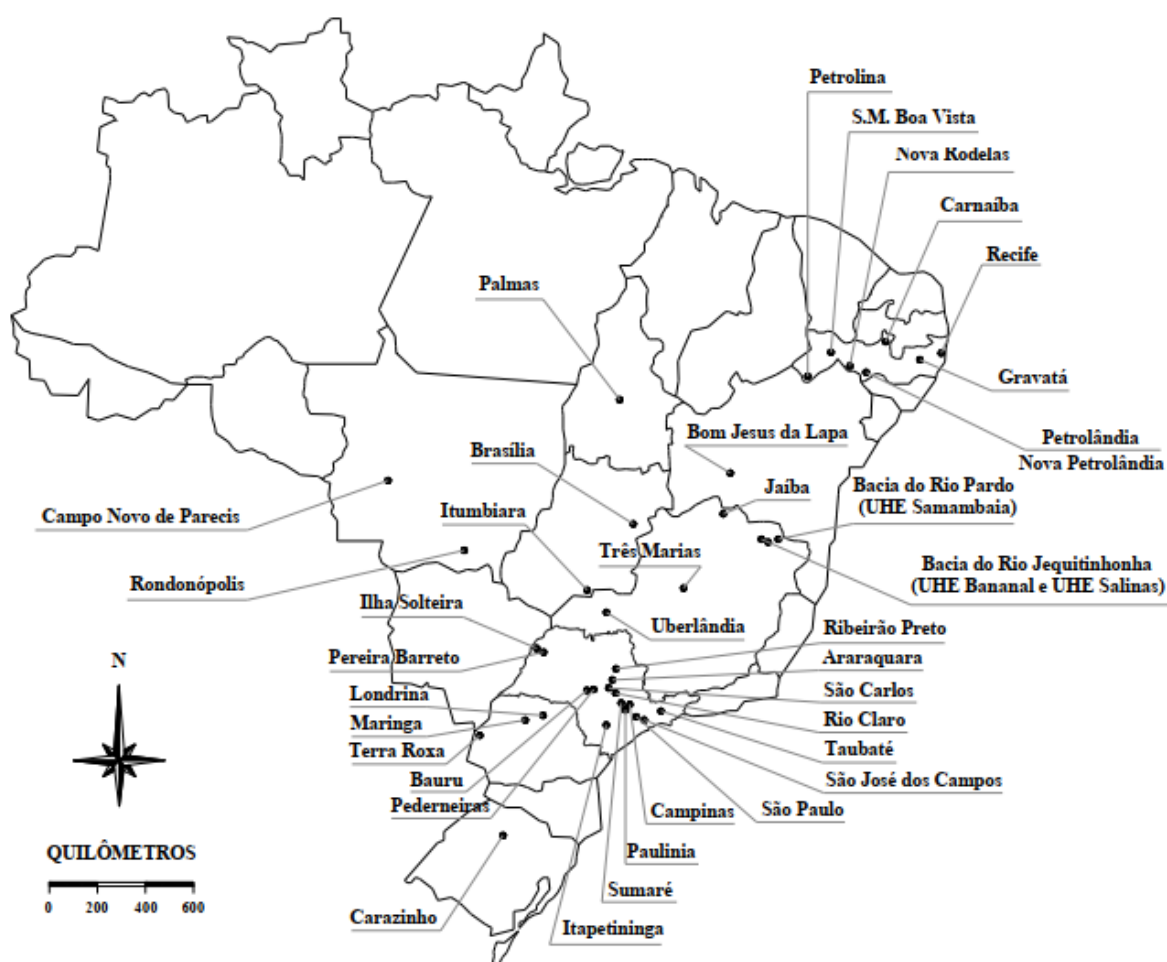


Figura 10: Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil. Fonte: Ferreira *et al.* (1989) adaptado por Saab (2016).

3.4 A identificação de solos colapsíveis

O comportamento dos solos colapsíveis pode-se tornar um problema para as estruturas apoiadas nesse tipo de solo, pois podem apresentar diversas patologias

relacionadas ao mau desempenho das fundações, tornando-se necessário à sua identificação na fase inicial de projeto.

As diferentes metodologias e critérios propostos para a identificação de solos colapsíveis podem ser categorizados em métodos diretos e indiretos e serem separados em grupos pela metodologia aplicada, como:

- a) Índices físicos e limites de Atterberg;
- b) Ensaio de laboratório; e
- c) Ensaio de campo.

3.4.1 Critérios baseados em índices físicos e limites de Atterberg

Os critérios que se baseiam em índices físicos como granulometria, teor de umidade e limites de Atterberg (limites de consistência) foram formulados, em sua maioria, como critérios empíricos e limitados aos solos dos locais estudados pelos autores, dessa forma, a escolha por estas metodologias deve ser feita com cautela. Dentre esses métodos ditos clássicos tem-se os trabalhos propostos por Denisov (1951 *apud* CONCIANI, 1997), Gibbs e Bara (1962), Feda (1966), Kassif e Henkin (1967 *apud* GUTIERREZ, 2005) e Basma e Tuncer (1992).

Se tratando de metodologias mais recentes na literatura cabe destacar a proposta de Vilar e Rodrigues (2015) que faz uma análise qualitativa quanto a colapsibilidade do solo relacionando a compactação relativa natural (RC_n) e o desvio do teor de umidade (Δw). Conforme as equações 19 e 20, é necessário conhecer o teor de umidade, peso específico seco natural e resultados do ensaio de compactação Proctor na energia normal, como teor de umidade ótimo e o peso específico seco máximo.

$$RC_n = \frac{\rho_d}{\rho_{d,máx}} * 100(\%) \quad (19)$$

$$\Delta w = w - w_{ot} \quad (20)$$

onde RC_n é a compactação relativa natural, ρ_d é o peso específico seco, $\rho_{d,máx}$ é o peso específico seco máximo, Δw é o desvio do teor de umidade w é o teor de umidade e w_{ot} é o teor de umidade ótimo.

A partir de um extenso banco de dados, os autores elaboraram um ábaco (Figura 11) com regiões para diferenciar os solos colapsíveis dos não colapsíveis. Para critério de comparação, os autores trouxeram o contorno proposto pela USBR (1998).

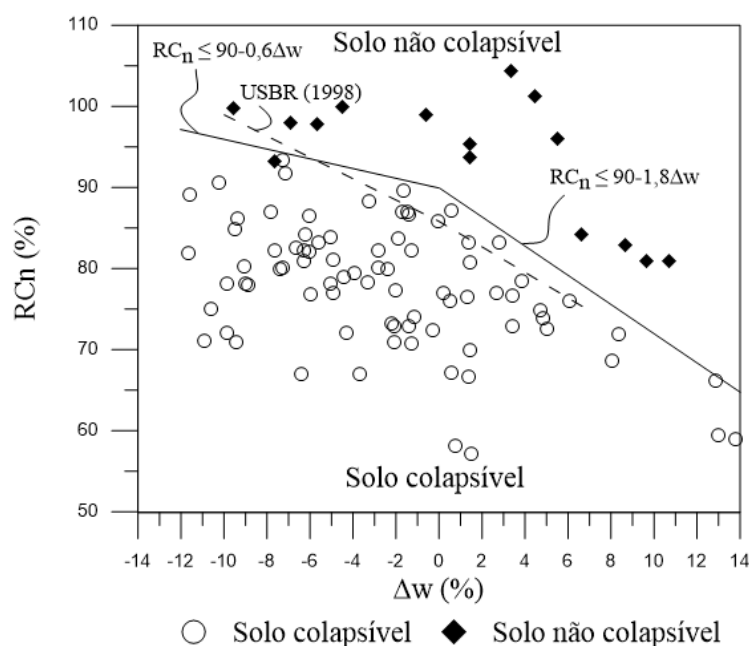


Figura 11: Relação entre compactação relativa e o desvio do teor de umidade. Fonte: Vilar e Rodrigues (2015).

Silveira (2019) estudou o comportamento colapsível de um solo arenoso compactado, localizado na cidade de Ilha Solteira utilizando os ensaios edométrico simples e com sucção controlada e a metodologia proposta por Vilar e Rodrigues (2015). A autora conclui que os fatores (RC_n e Δw) levados em conta neste método são fundamentais para a determinação do comportamento colapsível do solo, porém a metodologia não estima ou quantifica o colapso do solo.

3.4.2 Ensaios de laboratório

O colapso pode ser avaliado a partir de resultados de ensaios de laboratório como os edométricos (simples e duplo ou com sucção controlada) e os triaxiais.

3.4.2.1 Ensaios edométricos

Para avaliação do colapso em solos Jennings e Knight (1975) propuseram os ensaios edométricos simples e duplos. A execução do ensaio edométrico simples (Figura 12a) emprega um corpo de prova que é carregado até uma tensão de interesse, onde ocorre a inundação e após 24 horas de estabilização, ocorre novamente o carregamento com o solo inundado. Já, o ensaio edométrico duplo (Figura 12b) são dois corpos de prova “gêmeos”, o primeiro corpo de prova é ensaiado com umidade de campo até o fim do ensaio e o segundo é inundado até saturar antes do carregamento ser aplicado. Assim, tem-se a comparação entre o solo em condição natural e o solo saturado.

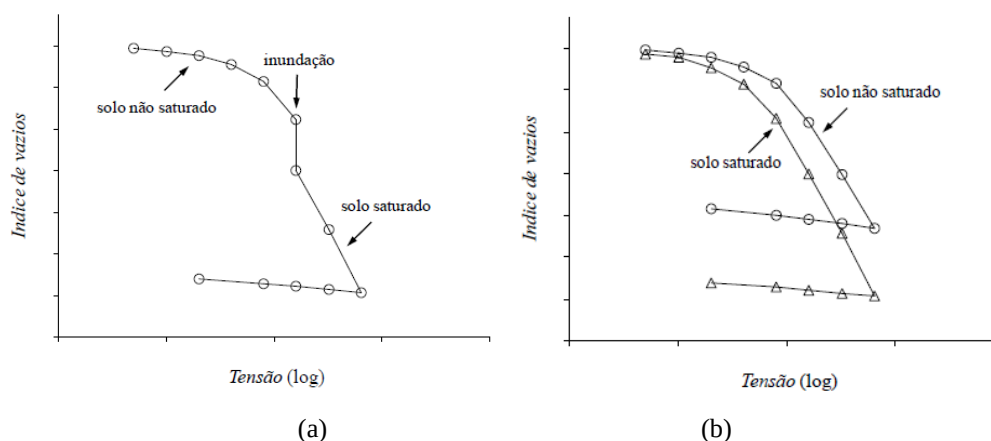


Figura 12: Ensaios edométricos: (a) simples; (b) duplo. Fonte: Rodrigues (2007).

A partir do ensaio edométrico simples, é possível determinar o potencial de colapso (PC) do solo (Equação 21), considerando uma tensão de inundação. A partir de PC é possível estimar a gravidade do problema em estruturas de engenharia, caso o colapso do solo ocorra. A Tabela 3 apresenta a gravidade do problema de acordo com o valor do potencial de colapso proposto por Jennings e Knight (1975). Para Lutenegeger e Saber (1988) a tensão de inundação deverá ser de 300 kPa onde os valores de referência estão na Tabela 4. Para Vargas (1978), independente da tensão utilizada, solos com potencial de colapso igual ou maior que 2% são considerados colapsíveis.

$$PC = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \quad (21)$$

onde PC é o potencial de colapso, Δe_c é a variação do índice de vazios e e_0 o índice de vazios inicial.

Tabela 3: Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (JENNINGS J.E.; KNIGHT, 1975).

PC (%)	Gravidade do Problema
0 a 1	inexistente
1 a 5	problema moderado
5 a 10	problemático
>20	problema muito grave

Tabela 4: Classificação da colapsibilidade nas obras de engenharia (LUTENEGGER; SABER, 1988).

PC (%)	Gravidade do Problema
2	leve
6	moderado
10	alto

Outra variável importante no estudo dos solos colapsíveis é a condição não saturada. Deste modo, a sucção deve ser incorporada na interpretação dos ensaios edométricos. Conforme descrito por Rodrigues (2007), Escário e Saez (1973) desenvolveram uma câmara edométrica onde permite-se impor e controlar a sucção meio da técnica de Translação de Eixos (HILF, 1956).

Rodrigues (2007) impôs diferentes sucções em amostras de solo típico daquele que ocorre na cidade de Pereira Barreto utilizando dessa técnica e mostrou que o solo se torna menos compressível com um aumento na sucção, aumentando assim sua rigidez com a sucção. Na Figura 13 estão apresentados alguns resultados os ensaios realizados por esse autor, para duas profundidades.

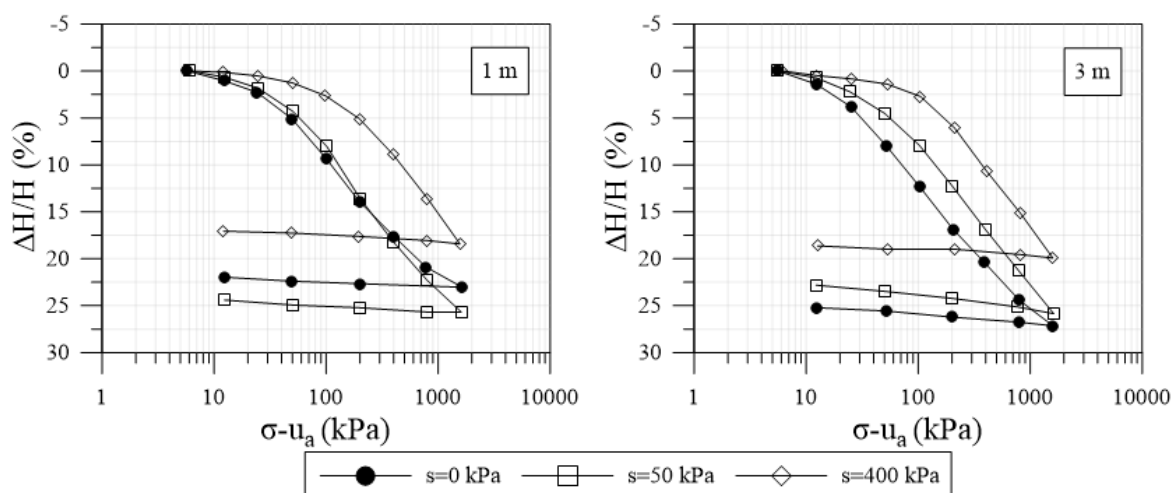


Figura 13: Curvas de compressão edométrica de amostras coletadas a 1 m e 3 m de profundidade em Pereira Barreto. Fonte: Rodrigues (2007).

3.4.2.2 Ensaio triaxial

Os trabalhos envolvendo estudo de colapso por meio de ensaios triaxiais buscam analisar as deformações axiais e laterais pelo umedecimento de amostras sob um estado de tensão definido (DAKSHANAMURTHY, 1979; DAVIES, 2000; HAERI *et al.*, 2014; LAWTON; FRAGASZY; HARDCASTLE, 1991; LOURENS; CZAPLA, 1987).

Segundo Davies (2000), as deformações triaxiais geradas por estados de solicitação triaxial representam com maior fidelidade situações reais de carregamento e deformação do solo quando inundado, principalmente no estudo do colapso onde serão consideradas as deformações verticais e laterais. O mesmo autor verificou potenciais de colapso inferiores aos encontrados em ensaios edométricos analisando o comportamento de uma amostra de areia fina argilosa de São Carlos, e apontou como uma possível causa a influência das deformações laterais na magnitude do colapso.

Haeri *et al.* (2014) utilizou um ensaio triaxial modificado para análise de colapso em um solo loésico eólico localizado no noroeste do Iran. O ensaio triaxial utilizado por Haeri *et al.* (2014) consiste em utilizar uma célula triaxial modificada com a técnica de translação de eixos de Hilf (1956) para controle de sucção, dois sensores para medição de variação de volume e teor de umidade e três reguladores e sensores de pressão. Os autores consideraram duas situações para ocorrência do colapso, a primeira por um aumento na tensão de confinamento com condição de sucção matricial constante e a segunda por meio da variação da tensão e pressão de confinamento constante, onde foi constatada a relação do colapso com o aumento do grau de saturação.

3.4.3 Ensaios de campo

Diferentes técnicas de campo podem ser empregadas na identificação de solos colapsíveis, entre elas: provas de carga em placa, expansocolapsômetro, bem como os ensaios de cravação (SPT, CPT e DMT) (BERISAVLJEVIĆ *et al.*, 2014; DECOURT, 1992; DECOURT; QUARESMA, 1994; FERREIRA; LACERDA, 1993; FREITAS, 2017; REZNIK, 1993).

3.4.3.1 Prova de Carga sobre Placa

A prova de carga sobre placas é um método semi-direto para determinar a capacidade de carga de solos sob fundações. É realizado em superfície ou em profundidade, com uma placa circular ou quadrada, com o intuito de simular o comportamento de uma fundação. Em geral, o acréscimo de carga é aplicado por meio de um macaco hidráulico.

Para Conciani (1997), que incentiva a utilização da prática, a prova de carga é um meio realístico de determinar a capacidade de carga e o recalque de fundações rasas, mas deve-se ter muita atenção nas relações e correlações admitidas para a extrapolação da tensão transmitida pela placa ao solo e a da fundação que será projetada.

A zona de influência das deformações é uma informação essencial na previsão de recalques, pois é quem irá suportar o carregamento e conseqüentemente deformar. Além disso, a frente de umedecimento também influencia nas deformações sofridas pelo solo, no caso do ensaio inundado, pois ela altera a resposta do solo ao carregamento.

Na zona de influência de deformação, as maiores deformações ocorrem até uma profundidade de $0,25 \cdot D$ (sendo D o diâmetro da placa) (CONCIANI, 1997) e, com o aumento da profundidade, essa tensão vai dissipando até chegar próxima de zero. Já, para frente de inundação, Ferreira e Lacerda (1993) definiram que essa região é de $2,75 \cdot D$. Tal valor foi definido a partir dos estudos realizados empregando o Expansocolapsômetro.

Os trabalhos de Reznik (1989, 1993) trazem contribuições para a interpretação do ensaio de carga em placa. O autor realizou tal ensaio em um solo loésico do sudoeste da Ucrânia em condição natural e inundada, verificando a redução da capacidade de carga do solo quando inundado. Outro fator importante observado pelo autor é a estabilização do grau

de saturação do solo entre 70 e 80%, o que difere dos ensaios realizados em laboratório, onde se atinge a saturação plena (REZNIK, 1993).

Além dessas contribuições, Reznik (1993) apresentou uma abordagem para determinação de potencial de colapso a partir de uma relação entre os módulos de deformabilidade do solo determinados para a condição natural e para a condição inundada (Equações 22 e 23). Conciani (1997) utilizou essa proposta para determinar o potencial de colapso do solo de Rondonópolis e Campo Novo do Parecis, no estado do Mato Grosso.

$$PC = \left(\frac{1}{E_w} - \frac{1}{E_d} \right) \cdot q \quad (22)$$

onde PC é o potencial de colapso, E_w o módulo de deformabilidade para o solo na condição inundada e E_d o módulo de deformabilidade para o solo na condição natural de umidade.

$$E = (1 - \nu^2) \cdot I_w \cdot d \cdot \left(\frac{\Delta q}{\Delta S} \right) \quad (23)$$

onde o E é o módulo de deformabilidade obtido em campo, o ν é o coeficiente de Poisson, I_w é o fator de forma (0,785 para placa circular), d é o diâmetro da placa, Δq é a diferença entre a carga aplicada e o peso próprio atuando no terreno, ΔS é o recalque medido.

3.4.3.2 Expansocolapsômetro

O expansocolapsômetro é um equipamento para uso *in situ* que foi desenvolvido por Ferreira e Lacerda (1993). É similar a uma prova de carga em placa com a possibilidade de promover a inundação local. Para isso, um furo é aberto até a profundidade pré-determinada por meio de um trado. A seguir, uma placa de menor dimensão é colocada dentro desse furo, para que seja feito o ensaio de carga em placa de modo semelhante ao ensaio edométrico simples. Assim, essa placa é carregada em estágios e, ao se atingir a tensão desejada, faz-se a inundação.

Com a primeira versão do equipamento (Figura 14) era possível impor uma tensão máxima de 200 kPa (FERREIRA; LACERDA, 1993). Após melhorias no equipamento



Figura 15: Segunda versão do Expansocolapsômetro. Fonte: Ferreira *et al* (2002).

O carregamento é feito em estágios até atingir uma tensão de interesse. A seguir, faz-se a inundação e mede-se os recalques até a estabilização. O cálculo do potencial de colapso é feito pela Equação 24.

$$CP = \left(\frac{\Delta H}{H} \right) \cdot 100 \quad (24)$$

onde CP é o potencial de colapso; ΔH é a variação da altura (recalque) devido a inundação e H é a espessura inicial da camada comprometida com o processo do colapso antes da inundação.

A espessura inicial da camada comprometida foi definida por Ferreira e Lacerda (1993) com base em duas hipóteses:

- a) a espessura do solo que foi inundado, e
- b) profundidade abaixo da placa onde o acréscimo de tensão devido ao carregamento é significativo.

Para isso, os autores determinaram o teor de umidade antes e após o ensaio a cada 10 centímetros ao longo da profundidade e constataram que não houve alteração desse índice até 275 mm abaixo da placa. Para satisfazer a segunda hipótese, eles identificaram que a 275

mm abaixo da placa a tensão máxima transmitida pela carga é cerca de 5% da tensão aplicada no topo da placa.

Assim, um $H=275$ mm satisfaz as duas hipóteses elencadas pelos autores (FERREIRA; LACERDA, 1993). Freitas (2017) utilizando o expansocolapsômetro determinou essa profundidade igual a $2,5 \cdot D$, onde D é o diâmetro da placa de carga.

Diversos autores utilizaram o expansocolapsômetro para avaliar o potencial de colapso em solos colapsíveis (BARBOSA; BANDEIRA; GUILHERME, 2016; FERREIRA *et al.*, 2002; FERREIRA; LACERDA, 1993; FREITAS, 2017; FUCALE, 2000; SOUZA NETO, 2004). Pode-se observar boa concordância entre os resultados de ensaios apresentados por Freitas (2017) (Figura 16) quando comparados com os resultados de ensaios edométricos simples. Os valores da razão CP campo/CP laboratório foram de 0,89 (FERREIRA; LACERDA, 1993) e 0,83 (FERREIRA *et al.*, 2002). Os valores de potencial de colapso obtidos por ensaio de campo são menores que os encontrados em ensaios de laboratório por meio do ensaio edométrico corroborando com a afirmação de Davies (2000), descrito no item 3.4.2.2.

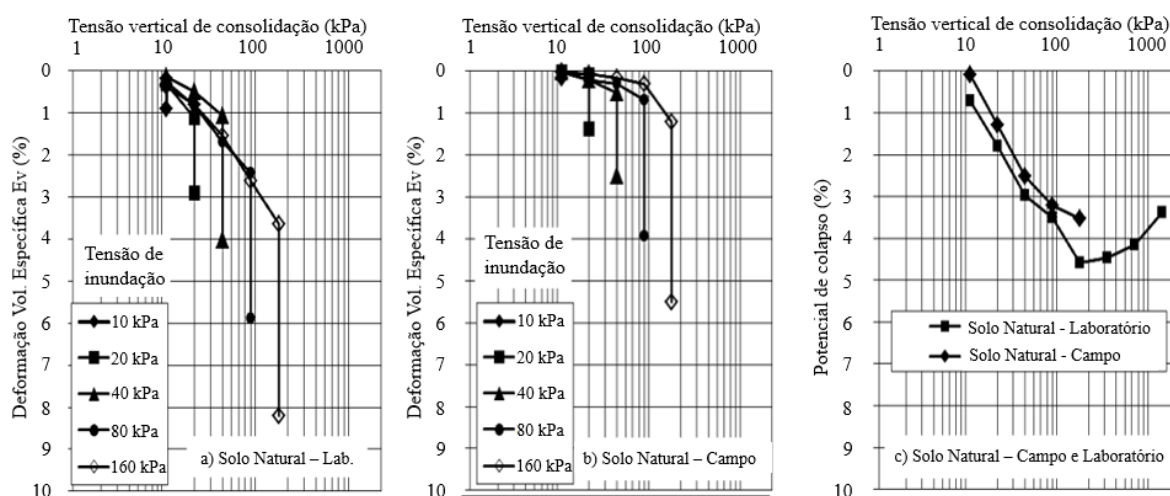


Figura 16: Curvas de deformação volumétrica específica e potencial de colapso com a tensão vertical aplicada, obtidas por meio de ensaios de laboratório (a) e em campo (b). Fonte: Torres (2014 *apud* FREITAS, 2017).

Notou-se também o maior tempo para ocorrer a estabilização dos recalques devido a inundação durante o ensaio de campo, quando comparado com aqueles observados durante os ensaios de laboratório. Esse fato se deve ao maior caminho de percolação no campo, do que no laboratório e à distribuição de tensão em campo, que varia com a profundidade, quando em laboratório tem-se a tensão uniforme e constante (FERREIRA; LACERDA, 1993; FREITAS, 2017).

3.4.3.3 Dilatômetro de Marchetti (DMT)

Berisavljević *et al.* (2014) estudaram um solo colapsível loésico nas proximidades de Belgrado (Sérvia) por meio de ensaios de campo e de laboratório. Os autores realizaram campanhas utilizando o dilatômetro sísmico (SDMT), CPT, SPT e coleta de amostras deformadas e indeformadas de solos. Eles propuseram um ábaco para a identificação de solos colapsíveis por meio dos parâmetros intermediários obtidos pelo DMT (I_D , K_D e E_D) (Figura 17). Nesta proposta, a identificação do solo colapsível é feita por meio da relação I_D/K_D e E_D/σ'_v . Os solos colapsíveis investigados apresentaram valores de I_D/K_D superiores a 5, e os valores de K_D e I_D , foram respectivamente inferiores a 0,6 e maiores do que 3. Os autores também determinaram os valores da relação G_0/M_{DMT} para o solo investigado, e verificaram que o solo colapsível apresentou valores superiores a 21 (Figura 18). Estes valores elevados estão relacionados ao fato de que os solos colapsíveis apresentam estrutura porosa, cimentada e metaestável, acarretando em elevados valores de módulo de cisalhamento máximo do solo (G_0) e baixos valores de módulo confinado determinado pelo DMT (BERISAVLJEVIĆ *et al.*, 2014).

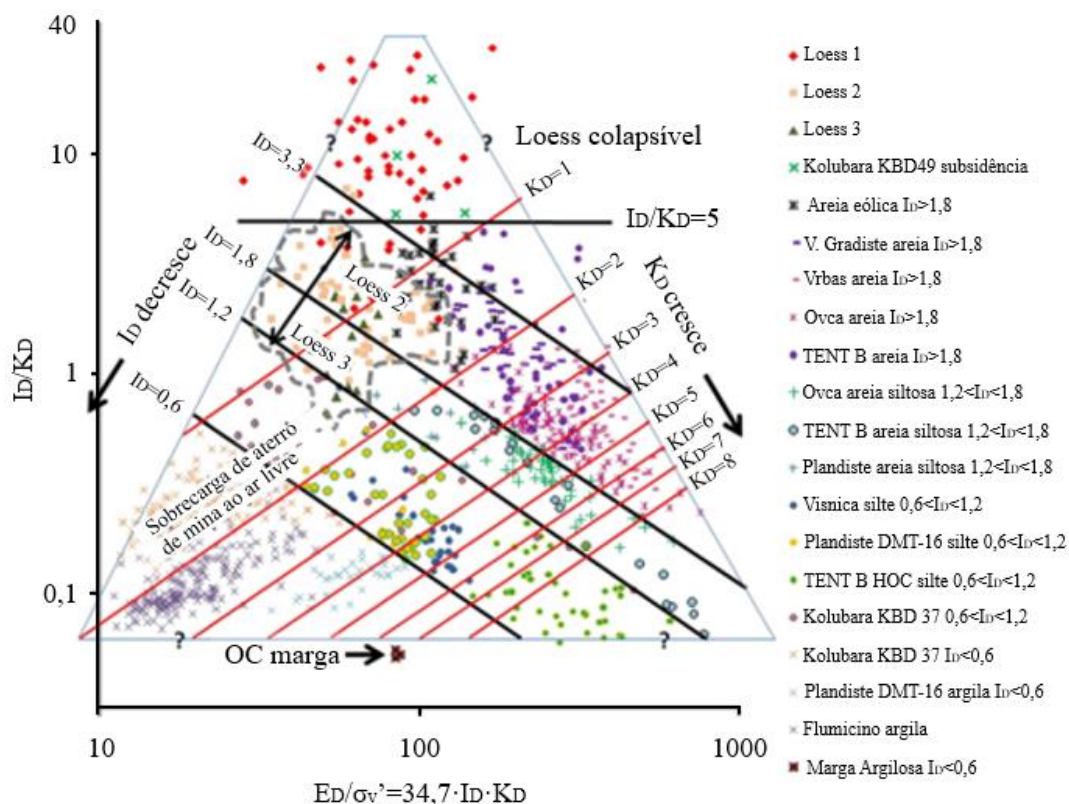


Figura 17: Ábaco de colapsibilidade do solo. Fonte: Berisavljević *et al.* (2014).

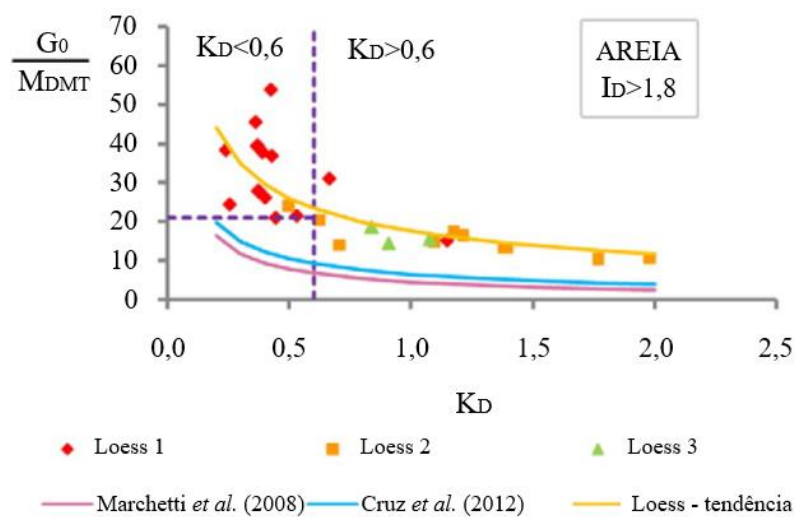


Figura 18: Relação G_0/M_{DMT} versus K_D para solo loésico. Fonte: Berisavljević *et al.* (2014).

4 Considerações sobre o DMT para previsão da curva tensão-recalque e identificação de solos colapsíveis

4.1 Previsão de recalque

Conforme apresentado e discutido na revisão da literatura (item 3.2), Silva, Rocha e Giacheti (2019) optaram em utilizar o módulo confinado (M_{DMT}) ao invés do módulo operacional (M_{DV}) na previsão da curva tensão-recalque, pois observaram que para o solo não saturado do campo experimental da USP de São Carlos que o M_{DV} minimiza a influência da sucção na rigidez do solo, prejudicando a avaliação do efeito da variabilidade sazonal na curva tensão-recalque. Neste item faz-se uma breve discussão sobre esta questão, a fim de procurar explicar melhor as diferenças entre os dois módulos (M_{DMT} e M_{DV}) e assim decidir qual é o mais adequado para uso neste trabalho.

4.1.1 Variação dos parâmetros intermediários com inundação

Alguns autores estudaram o efeito da variação do teor de umidade nos resultados do DMT. Lutenegeger (1988) apresentou resultados de I_D , K_D e E_D para um perfil de solo siltoso inundado artificialmente por duas vezes. Na Figura 19 são apresentados os parâmetros intermediários para a condição natural, primeira inundação e segunda inundação. O autor observou que o parâmetro I_D apresentou pouca variação, porém os parâmetros K_D e E_D apresentaram uma redução na primeira inundação, e uma redução ainda maior na segunda inundação. Lutenegeger (1988) também relata que resultados semelhantes foram apresentados por Schmertmann (1982) e Lacasse e Lunne (1986) em perfil de solo arenoso compactado.

Rocha (2018) realizou ensaios de campo, inclusive o DMT, em condição natural e inundada por meio de uma cava de inundação para verificar a influência da variação do teor de umidade na interpretação de ensaios de campo, conforme está descrito no item 5.2.4 deste trabalho. Esses resultados são apresentados na Figura 20, onde têm-se a média de 16 DMTs em condição natural realizados em 2016 e 2017 e 1 DMT na condição inundada. Os resultados desse autor corroboram aqueles de Lutenegeger (1988), ou seja, a inundação pouco influencia o perfil de I_D , porém tem-se uma redução significativa nos perfis de K_D e E_D .

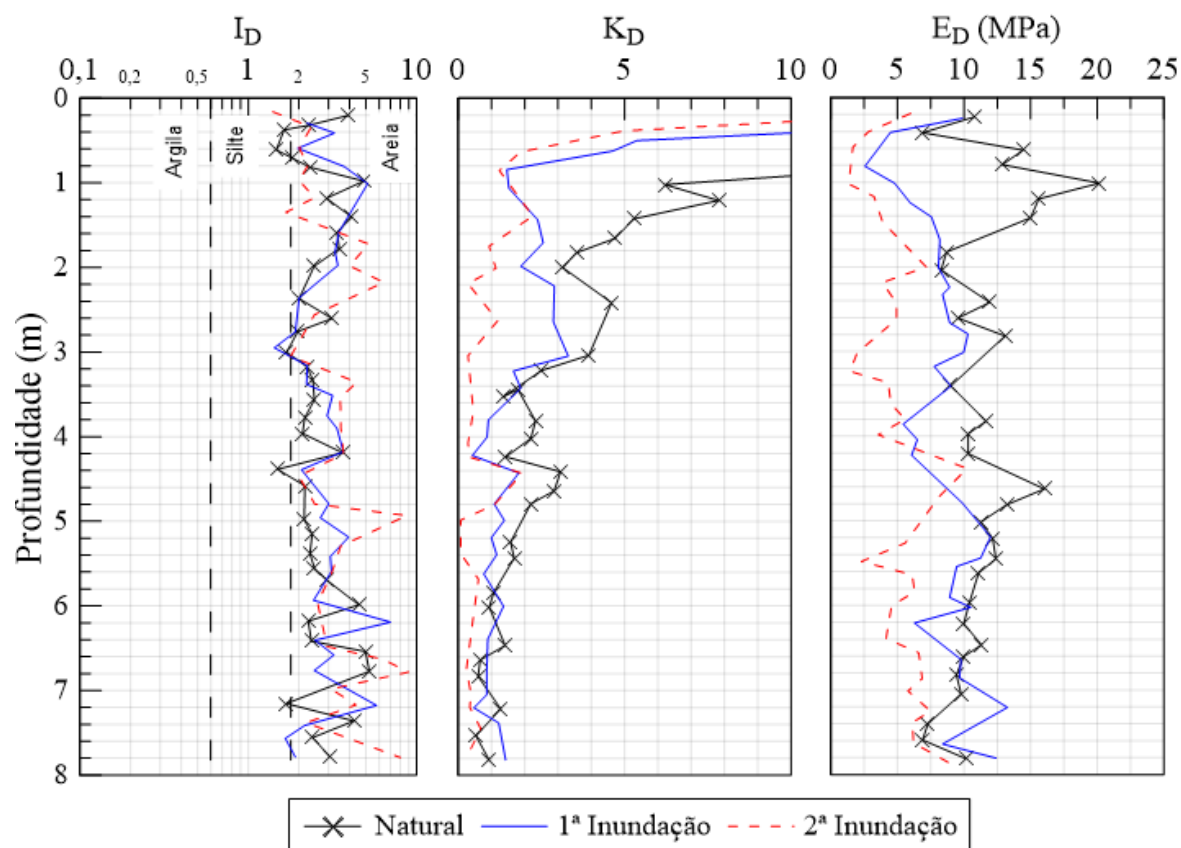


Figura 19: Efeito da inundação para um perfil de solo siltoso. Fonte: adaptada de Lutenegeger (1988).

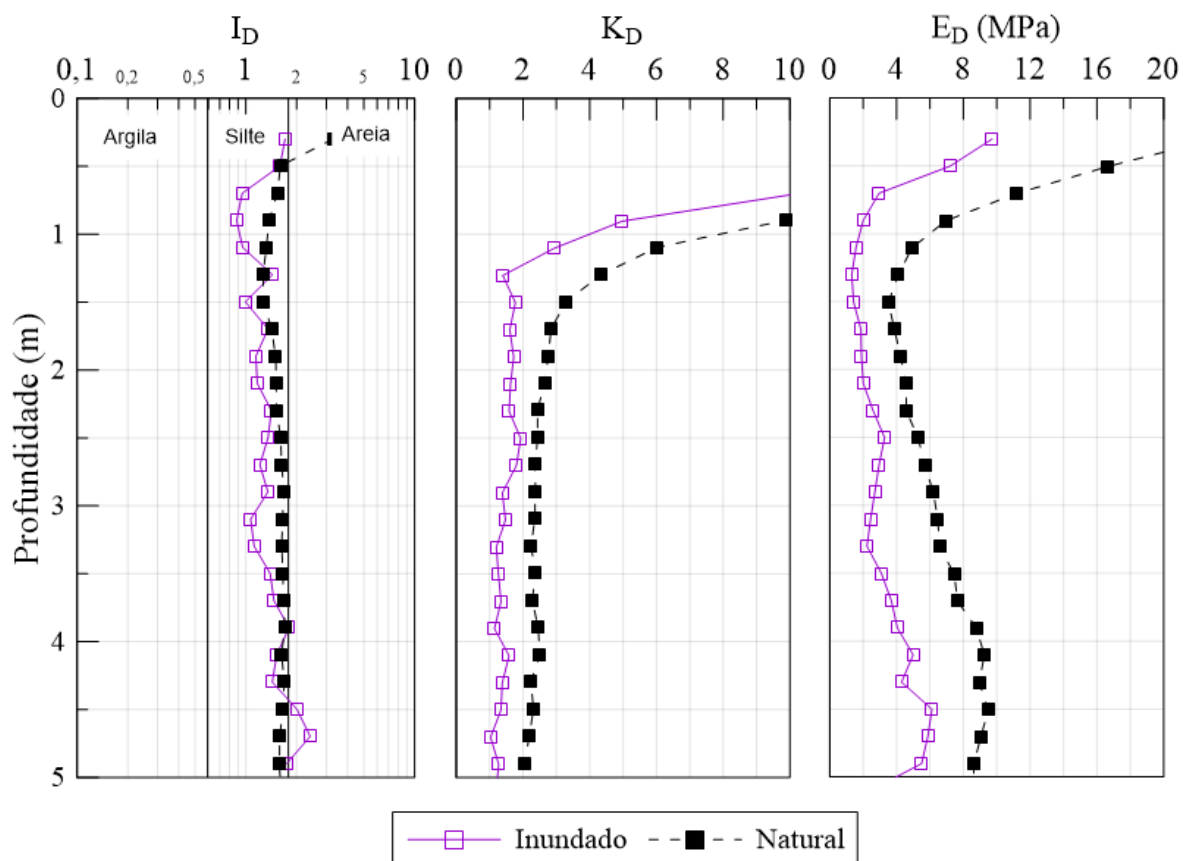


Figura 20: Efeito da inundação em solo arenoso do campo experimental de Bauru. Fonte: Rocha (2018).

4.1.2 Diferenças entre M_{DMT} e M_{DV}

A formulação apresentada por Marchetti (1980) do M_{DMT} está descrita na Equação 7 e a formulação do M_{DV} apresentada por Lehane e Fahey (2004) na Equação 14. O M_{DMT} é a multiplicação do E_D por um fator de correção R_M , que neste item será chamado de $R_{M,MDMT}$ para diferenciar do fator de correção do M_{DV} .

Para comparar M_{DV} e M_{DMT} , também se utilizará o fator de correção do M_{DV} denominado $R_{M,MDV}$, conforme Equações 25 e 26. Portanto, ambos os módulos ficarão em função da multiplicação do E_D por um fator de correção.

$$R_{M,MDV} = \frac{1,3 \cdot f_{anisio}}{\sqrt{K_D}} \quad (25)$$

$$M_{DV} = E_D \cdot R_{M,MDV} \quad (26)$$

Visando comparar os valores de $R_{M,MDMT}$ e $R_{M,MDV}$ foram atribuídos valores de I_D e K_D , considerando o solo isotrópico ($f_{anisio} = 1$) e gerado um gráfico com os valores dos fatores de correção, com o intuito de melhor compreender a correção de E_D em função da variação de I_D e K_D (Figura 21). Vale destacar que o $R_{M,MDMT}$ tem um valor mínimo de 0,85 (MARCHETTI, 1980). Já, para o $R_{M,MDV}$ não foi especificado nenhum valor mínimo por Lehane e Fahey (2004).

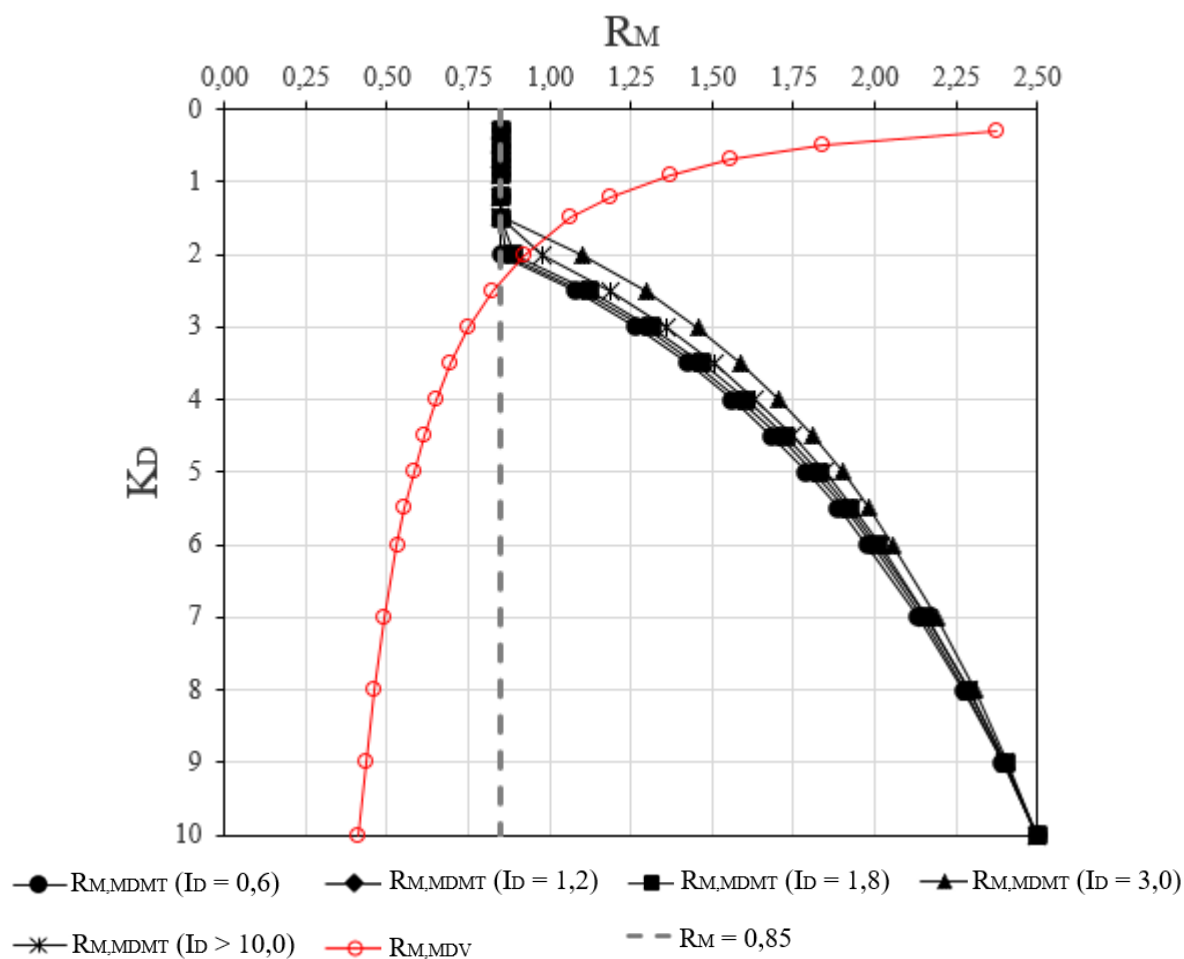


Figura 21: Relação entre os fatores de correção $R_{M,MDV}$ e $R_{M,MDMT}$ para diversos valores de I_D e K_D .

Na Figura 21 tem-se a representação da variação do R_M , para o M_{DMT} e para o M_{DV} , em função de K_D para diferentes tipos de solos, representados por meio dos I_D de 0,6, 1,2, 1,8, 3,0 e maior que 10. Da análise dessa figura pode-se destacar alguns aspectos relevantes:

- 1- A influência de I_D no fator de correção ($R_{M,MDMT}$) é mais significativo para valores de K_D entre 2 e 4. A diferença em função do tipo de solo vai diminuindo com o aumento no valor de K_D . Quando se atinge um valor de K_D igual a 10, temos valores de $R_{M,MDMT}$ próximos de 2,5, independentemente do valor de I_D ;
- 2- O $R_{M,MDMT}$ aumenta com o aumento do valor de K_D ;
- 3- De forma geral, para valores de K_D menores que 2 tem-se $R_{M,MDMT}$ igual a 0,85;
- 4- O $R_{M,MDV}$ é inversamente proporcional ao valor de K_D ;
- 5- Para valores K_D maior que 2,5 tem-se valores de $R_{M,MDV}$ menores que 0,85;
- 6- Os valores de $R_{M,MDMT}$ e $R_{M,MDV}$ estão próximos entre $1,8 < K_D < 2,3$;

- 7- Havendo a inundação, reduz-se a rigidez do solo, com diminuição dos valores de K_D e E_D , conforme mostra a Figura 19. Assim, o $R_{M,MDMT}$ tem seu valor reduzido e o $R_{M,MDV}$ tem seu valor aumentado;
- 8- Comparando com os dados apresentados na Figura 19 por Lutenege (1988), em 3 m de profundidade o valor de K_D reduz de 4 para um valor menor do que 1 devido a inundação. Como resultado disso tem-se, nesse exemplo, que o $R_{M,MDMT}$ que vale 1,6 passa a valer 0,85 e $R_{M,MDV}$ vai de 0,6 para 1,3, na direção inversa. Importante destacar que, nesse caso o aumento no valor de $R_{M,MDV}$ leva a um acréscimo no valor do módulo, o que não está de acordo com o que se observa com a inundação do terreno;
- 9- Um aspecto interessante também foi apresentado por Marchetti (2015b) para solos compactados em que ele destaca os trabalhos de Schmertmann (1986) e Jendebay (1992) onde foram ensaiadas areias compactadas. O autor relata o aumento do valor do módulo confinado (M_{DMT}) devido, principalmente, ao aumento de K_D . Assim, o aumento de K_D levaria a uma redução do M_{DV} , o que não está de acordo com o que foi encontrado pelos autores;
- 10- Em se tratando de resultados de DMT em um solo não convencional, como aquele apresentado por Berisavljević *et al.* (2014), onde se tem um K_D de 0,6, o valor de E_D é majorado em cerca de 1,80 pelo $R_{M,MDV}$ para obtenção do módulo confinado e minorado pelo fator de correção de 0,85 pelo $R_{M,MDMT}$.

Neste sentido, verificou-se que o M_{DV} minimiza o efeito da sucção na rigidez do solo, e suaviza a influência da inundação, ao contrário do que foi observado para o M_{DMT} . Assim, para o desenvolvimento deste trabalho será utilizada a proposta de Silva (2019) e Silva, Rocha e Giacheti (2019) que modificaram o que foi sugerido por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) para a previsão da curva tensão-recalque completa por meio de resultados de DMT.

4.2 Colapsibilidade

Elaborou-se um banco de dados com resultados de DMT realizados em diferentes tipos de solos onde se tem conhecimento se ele é ou não colapsível, com base nas informações da literatura. O objetivo é avaliar a possibilidade de identificar solos colapsíveis

a partir da proposta de Berisavljević *et al.* (2014). Berisavljević *et al.* (2014) encontrou a relação I_D/K_D superior a 5 para o solo colapsível empregando um ábaco de I_D/K_D versus E_D/σ'_{v0} determinados pelo DMT. Neste trabalho será avaliada a utilização deste ábaco a fim de empregá-lo como um critério de identificação de solos colapsíveis. Assim, na Figura 22 tem-se o ábaco de Berisavljević *et al.* (2014) com dados de solos de várias localidades do mundo (Tabela 5), com o intuito de verificar onde esses solos se posicionam neste ábaco.

Os solos que ocorrem nos campos experimentais de São Carlos e Campinas foram separados em dois grupos. No primeiro estão aqueles classificados como colapsíveis, que vão até 6 m de profundidade para São Carlos e 8 m para Campinas. A partir dessas profundidades, esses solos são classificados como não colapsíveis, segundo Machado (1998) e Monacci (1995), respectivamente. Por isso foram denominados como São Carlos 1 e Campinas 1 para os solos colapsíveis e São Carlos 2 e Campinas 2 como solos não colapsíveis.

É possível observar na Figura 22, que diversos solos colapsíveis apresentam valores da relação I_D/K_D menor que 5. Assim, apesar desse valor ter sido adequado para separar o solo loésico colapsível e não colapsível, é necessário ser reavaliado para utilização com outros tipos de solo.

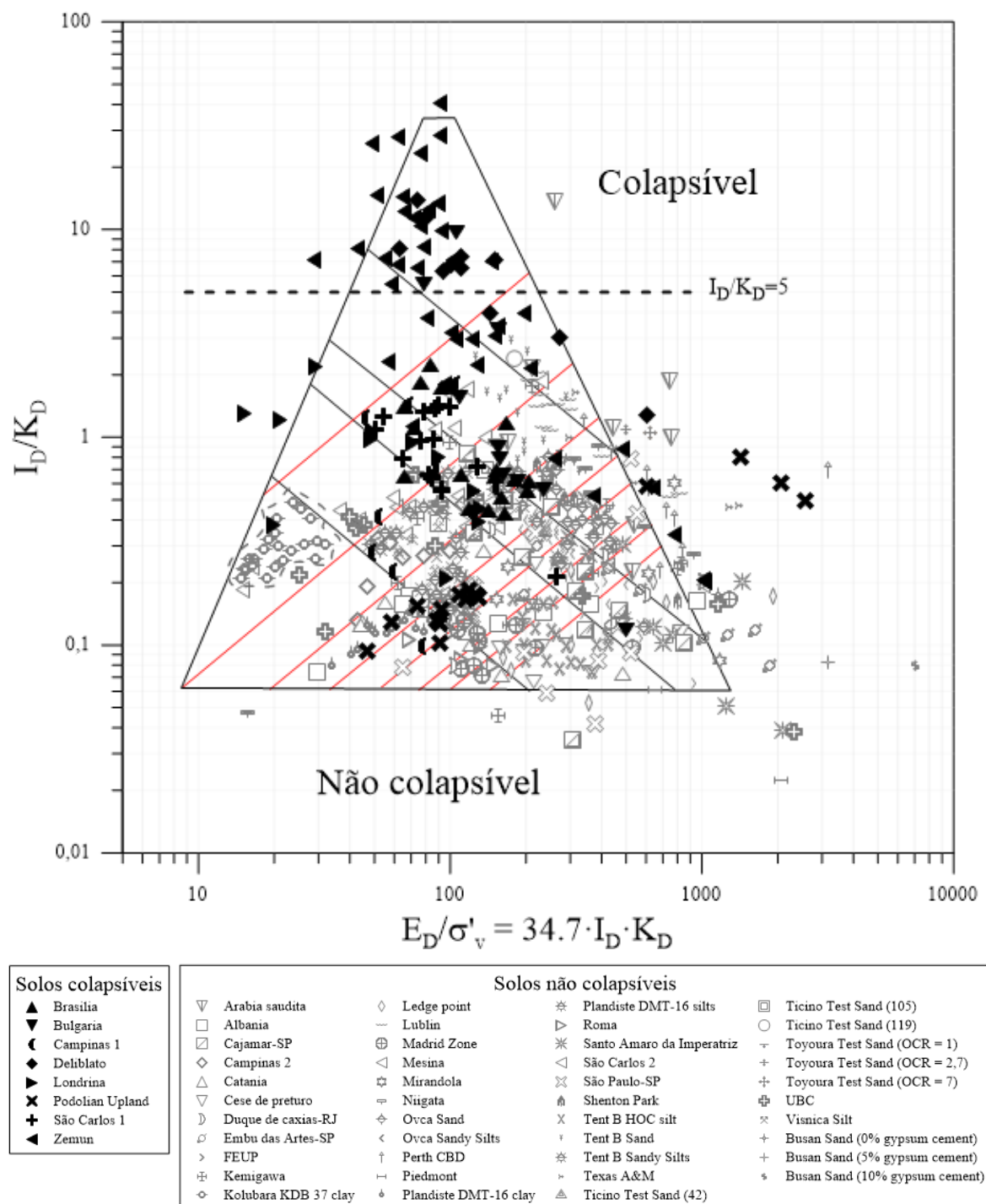


Figura 22: Ábaco de Berisavljević *et al.* (2014) para diversas localidades.

Tabela 5: Referências de diversos locais para aplicação na proposta de Berisavljević *et al* (2014).

Local	Referência	Local	Referência	Local	Referência
Brasília (Brasil)	<i>Mota</i> (2003)	Arábia Saudita	<i>Marchetti</i> (1980)	FEUP (Portugal)	<i>Da Fonseca e Santos</i> (2008)
Bulgária	<i>Hamamdshiev e Lutenegger</i> (1985)	Busan Sand (Coréia do Sul) (0% gypsum)	<i>Lee et al.</i> (2010)	Kemigawa (Japão)	<i>Tanaka e Tanaka</i> (1998)
Campinas (Brasil)	<i>Giacheti et al.</i> (2006)	Busan Sand (Coréia do Sul) (5% gypsum)	<i>Lee et al.</i> (2010)	Kolubara KDB 37 clay (Sérvia)	<i>Berisavljević et al.</i> (2014)
Deliblato (Sérvia)	<i>Berisavljević, Rakic e Susic</i> (2015)	Busan Sand (Coréia do Sul) (10% gypsum)	<i>Lee et al.</i> (2010)	Ledge Point (Austrália)	<i>Amoroso et al.</i> (2014)
Londrina (Brasil)	<i>Teixeira et al.</i> (2006)	Cajamar (Brasil)	<i>Penna</i> (2006)	Lublin (Polônia)	<i>Nepelski</i> (2019)
Podolian Upland (Polônia)	<i>Mlynarek, Wierzbicki e Manka</i> (2015)	Catania (Itália)	<i>Cavallaro, Grasso e Maugeri</i> (2006)	Mirandola (Itália)	<i>Amoroso et al.</i> (2016)
São Carlos (Brasil)	<i>Rocha</i> (2018)	Cese di preturo (Itália)	<i>Monaco et al.</i> (2012)	New Madrid Zone (EUA)	<i>Hryciw</i> (1992)
Zemun (Sérvia)	<i>Berisavljević et al.</i> (2014)	Duque de caixas (Brasil)	<i>Penna</i> (2006)	Niigata (Japão)	<i>Tanaka e Tanaka</i> (1998)
Albania	<i>Kosho et al.</i> (2015)	Embu das Artes (Brasil)	<i>Penna</i> (2006)	Ovca Sand (Sérvia)	<i>Berisavljević et al.</i> (2014)

Tabela 5: Referências de diversos locais para aplicação na proposta de Berisavljević *et al.* (2014) (Continuação).

Local	Referência	Local	Referência	Local	Referência
Ovca Sandy Silt (Sérvia)	<i>Berisavljević et al. (2014)</i>	Shenton Park (Austrália)	<i>Amoroso et al (2014)</i>	Toyoura Sand (OCR=1)	<i>Bellotti et al. (1994)</i>
Perth CBD (Austrália)	<i>Amoroso (2014)</i>	Tent B HOC Silt (Sérvia)	<i>Berisavljević et al. (2014)</i>	Toyoura Sand (OCR=2,7)	<i>Bellotti et al. (1994)</i>
Piedmont (EUA)	<i>Mayne e Brown (2003)</i>	Tent B Sandy Silts (Sérvia)	<i>Berisavljević et al. (2014)</i>	Toyoura Sand (OCR=7)	<i>Bellotti et al. (1994)</i>
Plandiste DMT-16 Clay (Sérvia)	<i>Berisavljević et al. (2014)</i>	Texas A&M (EUA)	<i>Briaud e Gibbens (1994)</i>	UBC (Canada)	<i>Cruz (2009)</i>
Roma (Itália)	<i>Pepe et al. (2015)</i>	Ticino Test Sand (42)	<i>Baldi et al. (1986)</i>	Visnica Silt (Sérvia)	<i>Berisavljević et al. (2014)</i>
Santo Amaro da Imperatriz-SC (Brasil)	<i>Silva (2015)</i>	Ticino Test Sand (105)	<i>Baldi et al. (1986)</i>		
São Paulo (Brasil)	<i>Penna (2006)</i>	Ticino Test Sand (119)	<i>Baldi et al. (1986)</i>		

5 MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 Local estudado

O campo experimental da Unesp de Bauru está inserido na Bacia Sedimentar do Paraná, com formação rochosa do Grupo Bauru (Formação Marília e Adamantina) e a Formação Serra Geral (FERREIRA *et al.*, 1993) (Figura 23). Segundo Giacheti, Coelho e Carvalho (1998) o subsolo consiste em uma areia fina a média, pouco argilosa de comportamento laterítico até 13 m de profundidade e não laterítico a partir daí, não tendo sido encontrado o nível d'água até a profundidade de 30 m.

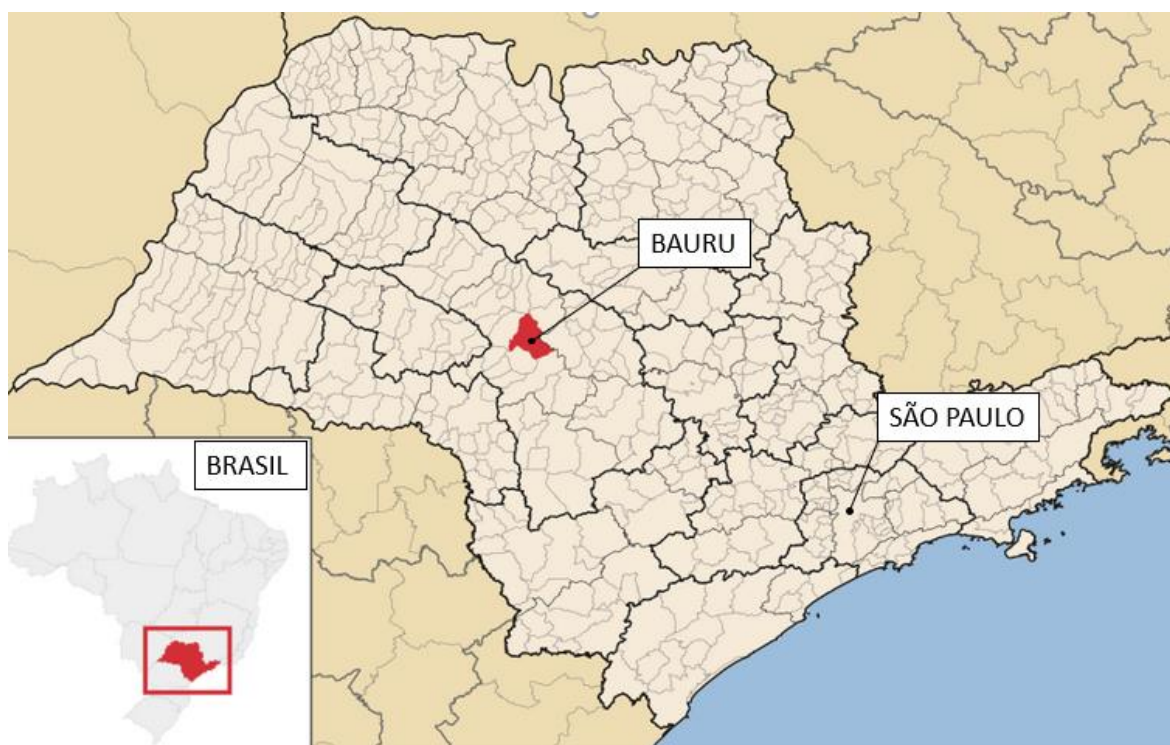


Figura 23: Localização do município de Bauru dentro do estado de São Paulo.

Segundo IPT (1981) a Formação Adamantina (Grupo Bauru) é constituída por arenitos de granulação fina a média, siltito arenosos, argilitos, arenitos micáceos e conglomeráticos. Já, a Formação Marília é composta por arenitos de granulação fina a grossa, conglomerados e lamitos. Há uma cimentação carbonática presente nos arenitos, que é distribuída na forma de concreções. Para De Mío (2005) a distribuição aleatória de teores de cimento carbonático afeta à resistência e a permeabilidade do solo.

De Mio (2005) por meio de ensaios de campo CPT e SPT identificou a variação vertical e horizontal do solo ao longo do perfil. O autor constatou a existência de horizontes relacionados à época de formação do solo abaixo de 13 m de profundidade, indicando dois horizontes, um superficial até 13 m de profundidade desenvolvido por processo de colúviação e outro a partir de 13 m formado por solo residual.

Diversos autores constataram o comportamento colapsível do solo de Bauru, como Lobo (1991) que verificou a perda de até 50% da capacidade de carga de estacas curtas quando ensaiadas em condição inundada. Agnelli (1997) verificou a influência da inundação de vários líquidos na resistência do solo em ensaios de laboratório e de campo, enquanto Saab (2016) avaliou o potencial de colapso do solo por meio de ensaios edométricos simples e duplos.

Os ensaios realizados nesta pesquisa estão todos localizados no campo experimental da Unesp-Bauru ($22^{\circ}21'05.9''S$; $49^{\circ}01'56.0''O$). Nesse local tem-se solos tropicais arenosos não saturados típicos que ocorrem no interior do Estado de São Paulo. Conforme apontado na Figura 24, estes ensaios foram realizados em 2 locais, bem próximos, onde já foram realizados diversos ensaios de campo e de laboratório.

A região denominada Local 1 é uma área próxima ao Laboratório de Mecânica dos Solos da FEB/Unesp onde há árvores dispersas, enquanto o Local 2 é próximo à Secretaria da Pós-graduação da FEB/Unesp e é uma área aberta, sem árvores.



Figura 24: Locais onde foram realizados os ensaios no campo experimental da FEB/Unesp. Fonte: adaptado de Google Earth (2021).

5.2 Ensaios de Campo e Laboratório

Neste item serão apresentados resultados de ensaios realizados previamente no campo experimental da Unesp de Bauru, que darão suporte para a interpretação dos resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa.

Rocha (2018) apresentou resultados de ensaios SPT, CPT e de laboratório. A variação do N_{60} do SPT, da resistência de ponta do cone (q_c), da distribuição granulométrica, do peso específico aparente seco (γ_d), do índice de vazios (e) e do limite de liquidez (W_L) ao longo da profundidade são apresentados na Figura 25. O peso específico dos sólidos (γ_s), o peso específico seco (γ_d) e o índice de vazios podem ser considerados constantes e a distribuição granulométrica uniforme ao longo da profundidade. Os valores de N_{60} e q_c crescem com a profundidade. O limite de liquidez (W_L) é de 17 % para a amostra coleta a 1 m de profundidade e tende a aumentar com a profundidade. O solo apresenta comportamento não plástico, e este fato está relacionado a presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (GIACHETI *et al.*, 2019).

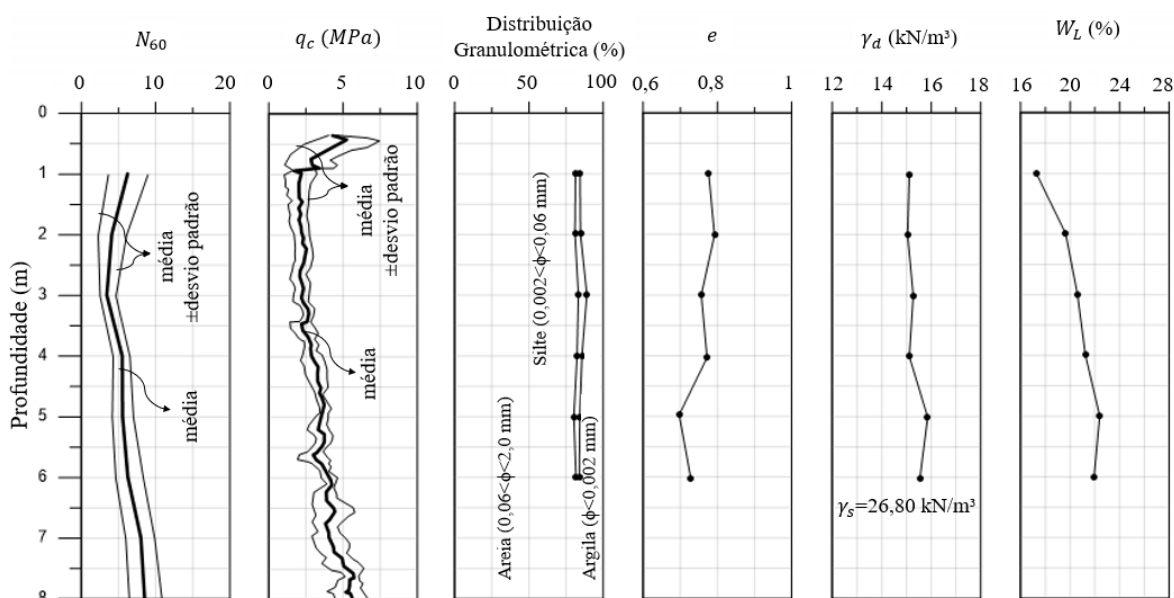


Figura 25: Resultados de ensaio de campo (SPT e CPT) e de laboratório (Distribuição granulométrica e índices físicos) representativos do campo experimental da Unesp de Bauru até 8 m de profundidade. Fonte: Rocha (2018).

Giacheti, Coelho e Carvalho (1998) caracterizaram este perfil de solo por meio de ensaios de granulometria conjunta, compactação, índices físicos, mini-MCV e adsorção por azul de metileno. Os autores determinaram a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima de amostras coletadas até 20 m de profundidade Figura 26.

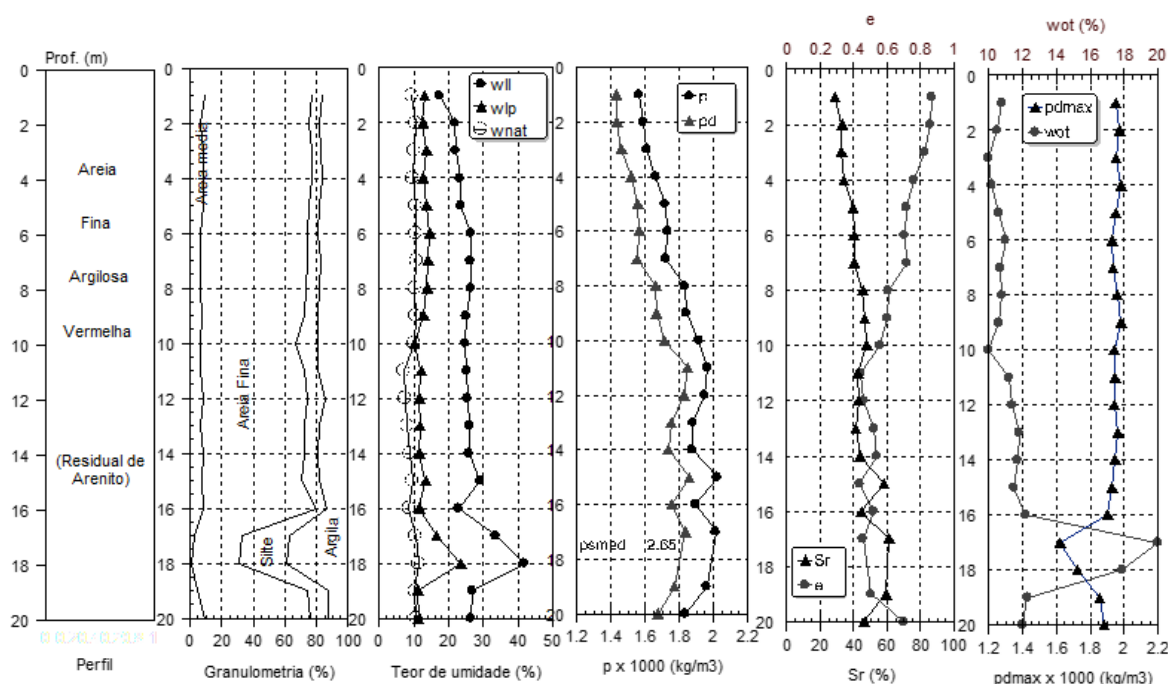


Figura 26: (a) Perfil, (b) granulometria, (c) teor de umidade (%), (d) massa específica, (e) índice de vazios e (f) massa específica aparente seca máxima e umidade ótima para o campo experimental da Unesp de Bauru. Fonte: Giacheti, Coelho e Carvalho (1998).

5.2.1 Curvas de retenção

Saab (2016) determinou a curva de retenção para amostras coletadas em 1,5, 3,0 e 5,0 m de profundidade no campo experimental da Unesp de Bauru e Rocha (2018) sugeriu uma curva de retenção média representativa desse perfil (Figura 27) que foi ajustada de acordo com a equação de Van Genuchten (1980). Na Tabela 6 encontram-se os parâmetros e valores do coeficiente de determinação dos ajustes dessa curva.

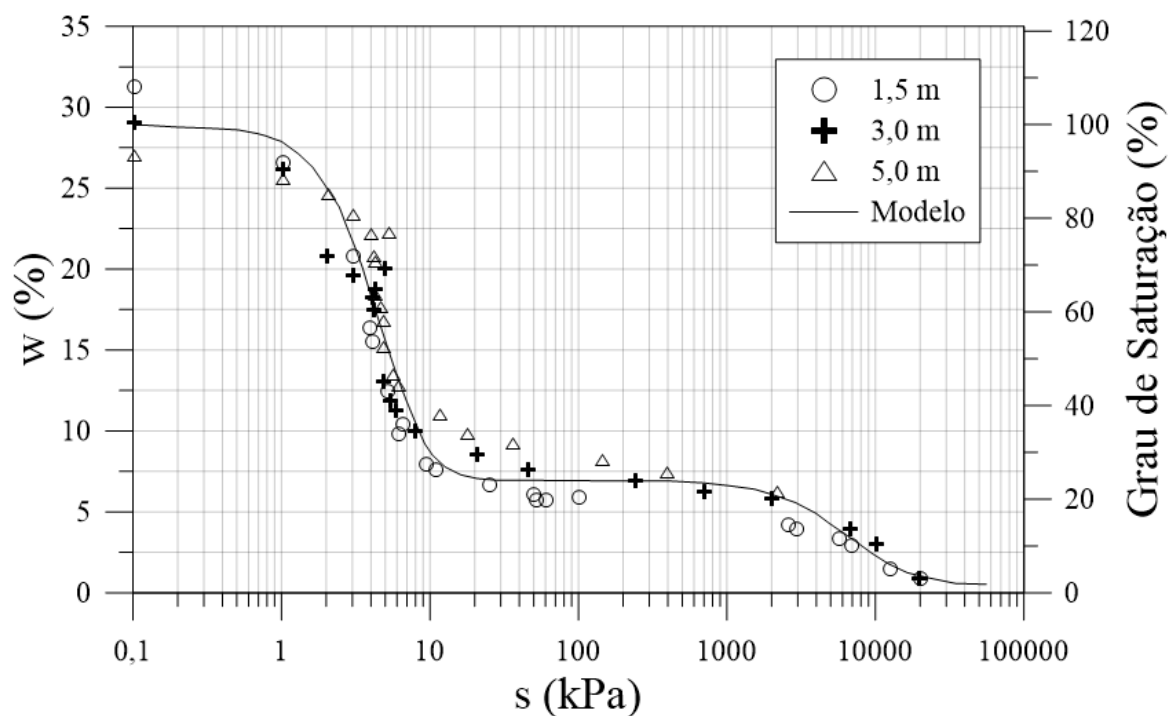


Figura 27: Curva de retenção para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru. Fonte: adaptado de Saab (2016) e Rocha (2018).

Tabela 6: Parâmetros do ajuste de van Genuchten (1980) para a curva de retenção média. Fonte: Saab (2016, *apud* Rocha, 2018).

Trecho	A (kPa ⁻¹)	m	n	w _r (%)	w _s (%)	R ²
1	0,1489	2,159	2,052	7,00	28,90	0,918
2	0,0001	1,806	1,578	0,50	7,00	0,928

5.2.2 Ensaios edométricos

Ensaios edométricos foram realizados por Saab (2016) para amostras indeformadas coletadas a 1,0, 2,0, 3,0, 4,0 e 5,0 m de profundidade. Os ensaios foram realizados em condição saturada e não saturada. Para os ensaios não saturados, os valores de sucção utilizados foram: 50, 100, 200 e 400 kPa. Os corpos de prova foram moldados em anéis metálicos com diâmetro de aproximadamente 70 mm e 25 mm de altura, sendo a parte inferior do anel biselada, para facilitar a cravação na amostra. A Figura 28 apresenta as curvas de compressão confinada em termos de índices de vazios normalizados (e/e_0) versus a tensão vertical líquida ($\sigma - u_a$) para as cinco profundidades ensaiadas.

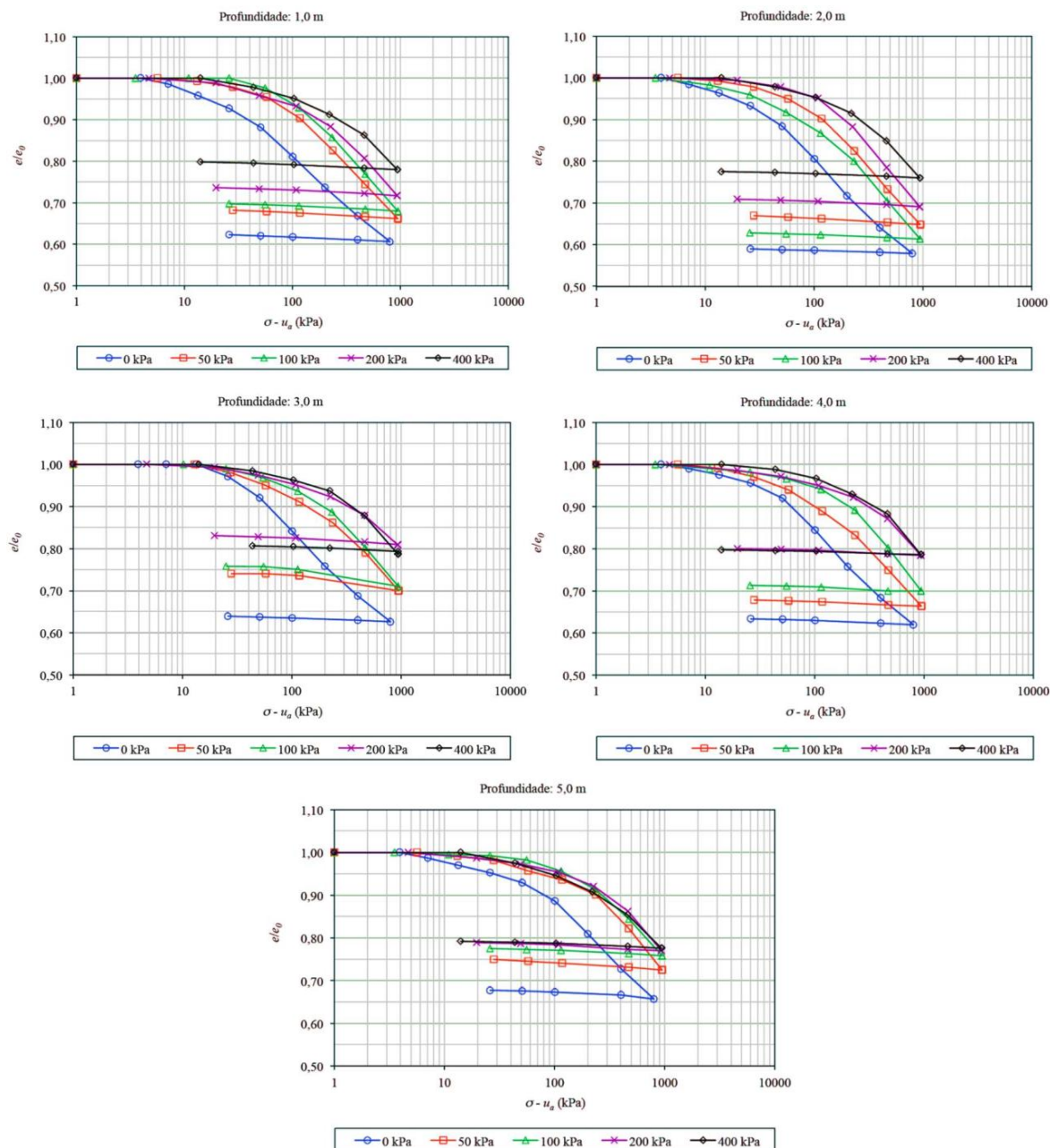


Figura 28: Ensaios edométricos realizados para diferentes valores de sucções e para amostras coletadas em diferentes profundidades. Fonte: Saab (2016).

A Figura 29 apresenta os valores de tensões geostáticas e das tensões de pré-adensamento com a sucção ao longo da profundidade. Os valores de tensão de pré-adensamento tendem a aumentar para cada intervalo de sucção ao longo da profundidade, ou seja, o solo torna-se mais rígido. Para a amostra de 2 m de profundidade, a tensão de pré-adensamento varia de 35 kPa (sucção = 0 kPa) até aproximadamente 210 kPa (sucção = 400 kPa). A Figura 29 demonstra também que o aumento da sucção acarreta uma mudança nos índices de compressão (C_c) do solo.

Importante destacar que as tensões geostáticas são aproximadamente iguais ou ligeiramente inferiores à tensão de pré-adensamento em condição saturada. Este comportamento indica a possibilidade de ocorrência de deformações por colapso devido ao peso próprio, caso haja a saturação do solo. Entretanto, tal situação é pouco provável.

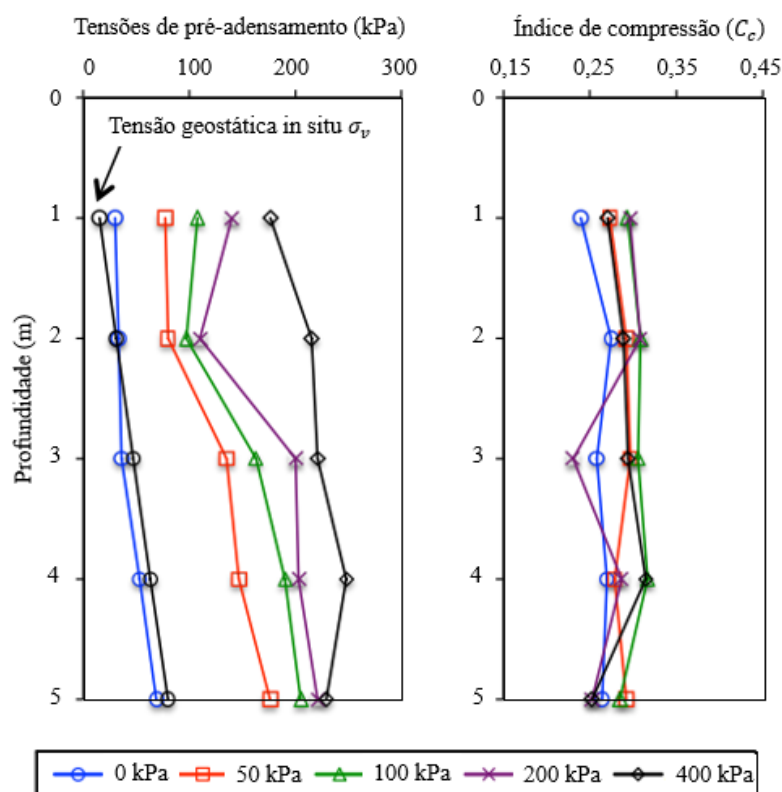


Figura 29: Variação da tensão de pré-adensamento e índices de compressão em função da sucção e profundidade. Fonte: Saab (2016).

5.2.3 Ensaios de prova de carga em placa

Agnelli (1997) realizou ensaios de prova de carga em placa de 0,80 m de diâmetro com carregamento tipo rápido em condição natural e inundada em profundidades de 1,0, 2,0, 3,0 e 4,0 metros próximo ao local estudado (Figura 30). Durante as provas de carga não houve o monitoramento dos valores de sucção. Durante a execução de algumas das provas de carga, houve a inundação em tensões pré-estabelecidas, sendo estas definidas como as tensões próximas a provável tensão admissível a partir de resultados de ensaios SPT. O autor impôs uma vazão média de 100 litros/hora para realização do processo de inundação.

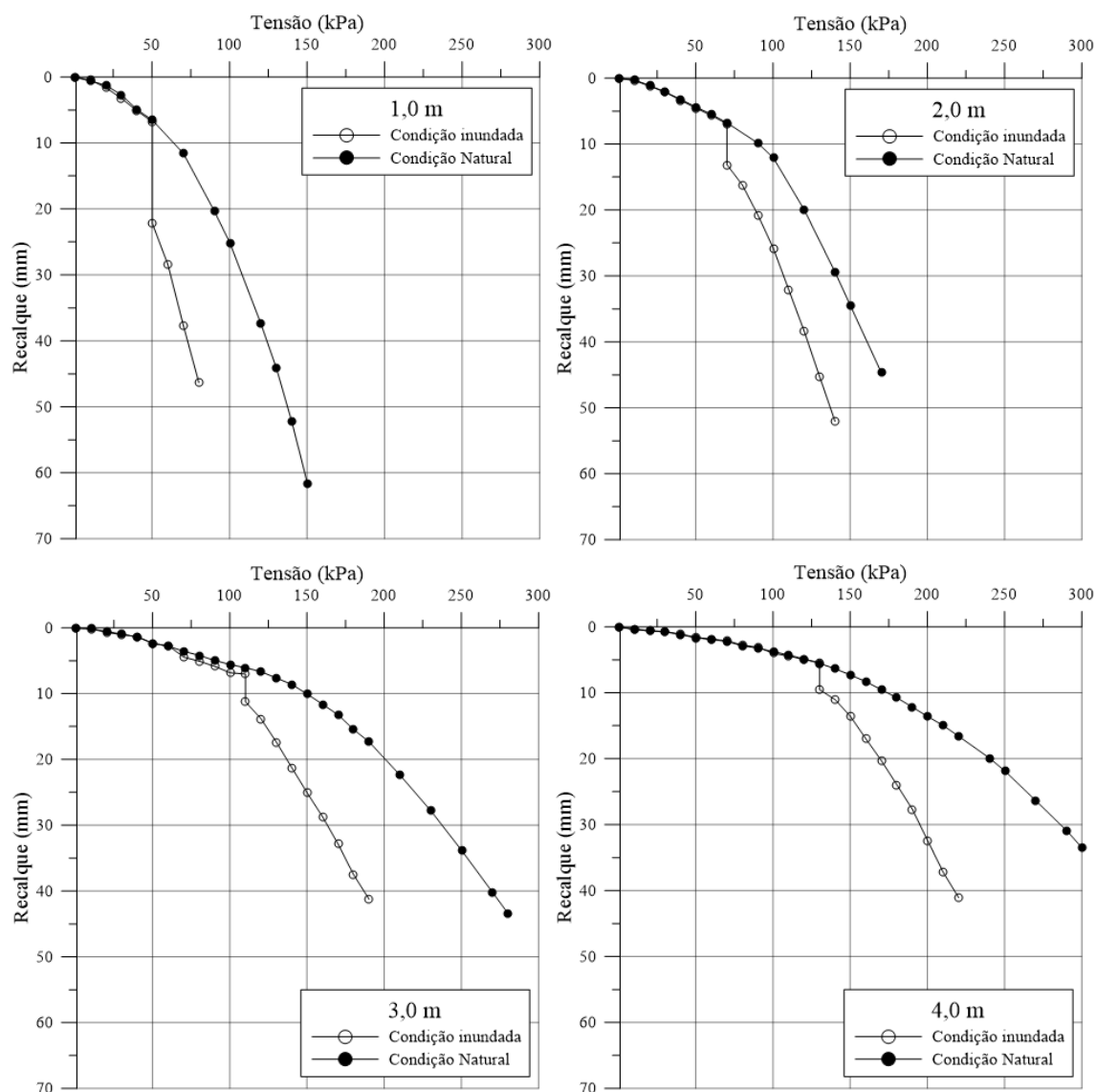


Figura 30: Resultados das provas de carga em placa ensaiadas por Agnelli (1997).

5.2.4 DMT

Neste item serão apresentadas as campanhas de ensaio de campo realizadas por Rocha (2018) nesse campo experimental, em épocas mais secas e mais úmidas do ano, e em condição inundada do solo. Estes ensaios foram realizados no local arborizado (Local 1) e na área aberta (Local 2), exceto os ensaios em condição inundada que foram realizados no Local 2. Essas campanhas foram realizadas em abril e novembro de 2016 e abril, setembro e julho de 2017. Em cada campanha foram realizados dois ensaios SDMT (dilatômetro sísmico), um DMT e uma amostragem do solo com auxílio de trado, exceto a campanha de julho de 2017, onde foi realizado apenas um DMT após inundação prévia do terreno.

A inundação prévia do terreno foi realizada por meio de uma cava de 2 x 3 m e profundidade de 0,15 m (Figura 31). A fim de facilitar a infiltração de água no solo, foram construídos oito drenos preenchidos com brita 2 e uma lâmina de 0,10 m de água foi mantida durante 24 horas antes da execução dos ensaios. Depois disso, um DMT e dois CPTs foram realizados no interior da cava bem como a amostragem de solo por meio de trado helicoidal. A posição dos ensaios realizados por Rocha (2018) será apresentada a seguir, no item 5.3.1 desse trabalho, em conjunto com os resultados desses ensaios.

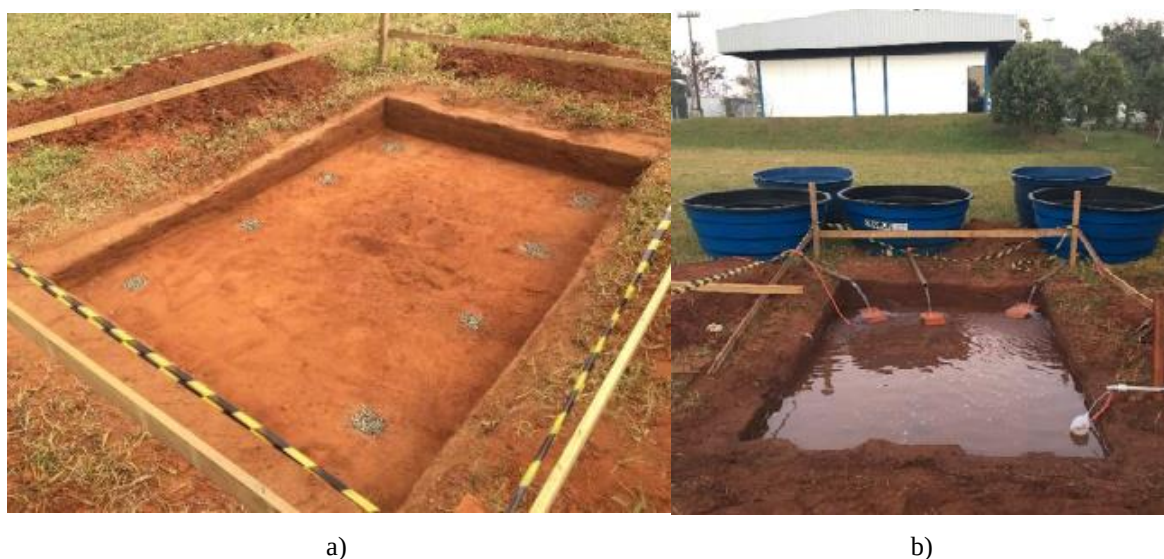


Figura 31: Cava de inundação (a) com drenos instalados e (b) o processo de inundação da mesma. Fonte: Rocha (2018).

A construção dessa cava e o processo de inundação é de difícil realização e, para que se consiga aumentar a saturação do solo e mantê-la, é necessário um consumo elevado de água, impossibilitando seu uso em situações de rotina.

Os parâmetros intermediários (I_D , K_D e E_D) do DMT para o perfil do subsolo foram determinados por Rocha (2018) até 18 m de profundidade. Neste trabalho serão considerados os resultados até 5 m de profundidade, conforme apresentado na Figura 32, onde se destaca a faixa de variação dos valores de I_D , K_D e E_D para a condição natural e para a condição inundada.

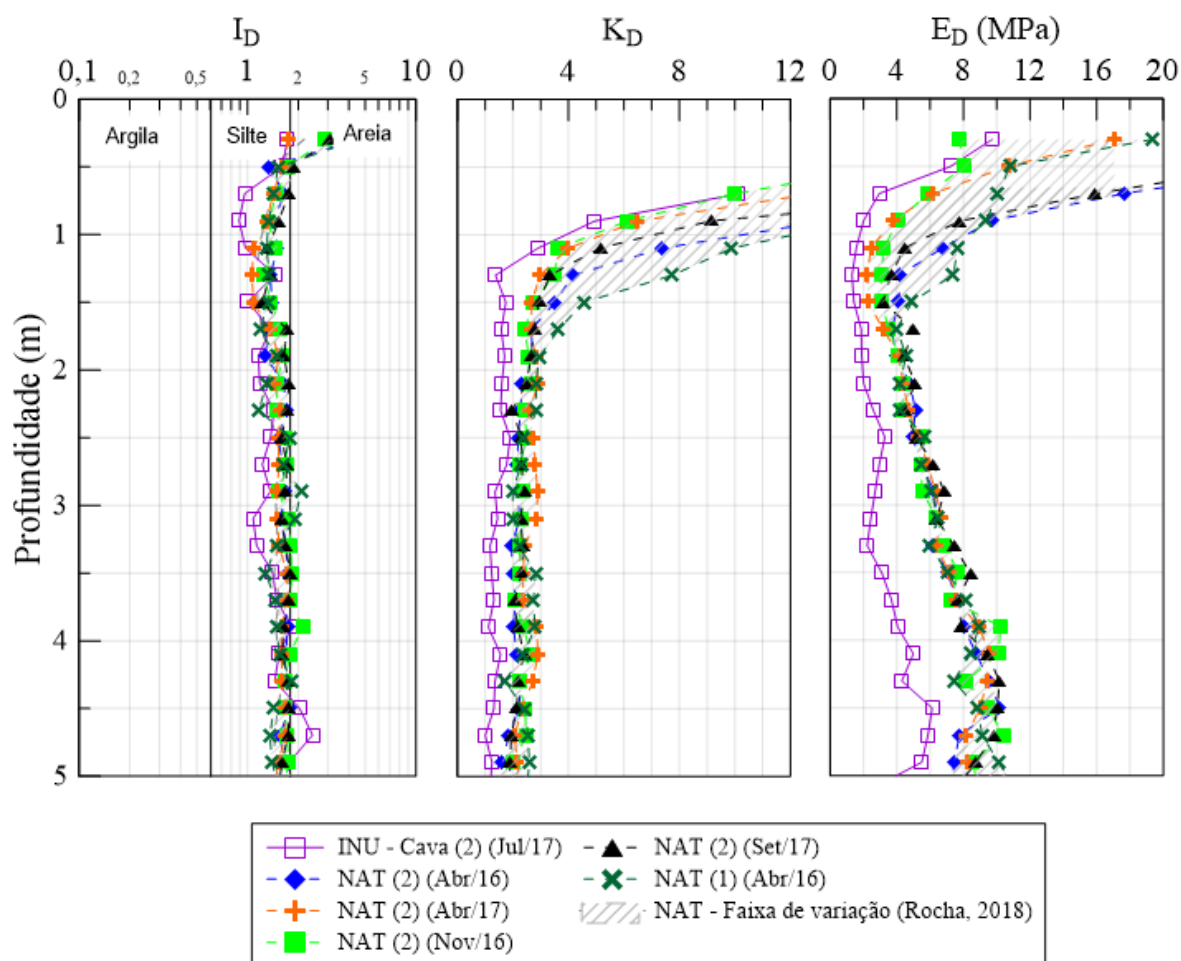


Figura 32: Perfis de I_D , K_D e E_D realizados no Campo Experimental da Unesp de Bauru. Fonte: Rocha (2018).

5.2.5 Teor de umidade

Rocha (2018) coletou amostras para determinação do perfil de umidade em épocas secas e úmidas. A campanha de abril de 2016 (Local 1) e as campanhas de abril e novembro de 2016 e abril e setembro de 2017 (Local 2) foram realizadas na condição de umidade natural enquanto a campanha de julho de 2017 foi realizada na condição inundada. Os perfis de umidade são representados na Figura 33, onde se tem a faixa de variação da umidade natural até 5,6 m de profundidade. Optou-se pela representação de uma faixa de umidade para facilitar a visualização dos resultados bem como para facilitar a comparação com os perfis de umidade determinados em outras campanhas. Tem-se também nessa figura o perfil de umidade para a campanha inundada “INU Cava (2) (Rocha, 2018)” e a faixa de variação dos perfis de umidade para a condição natural.

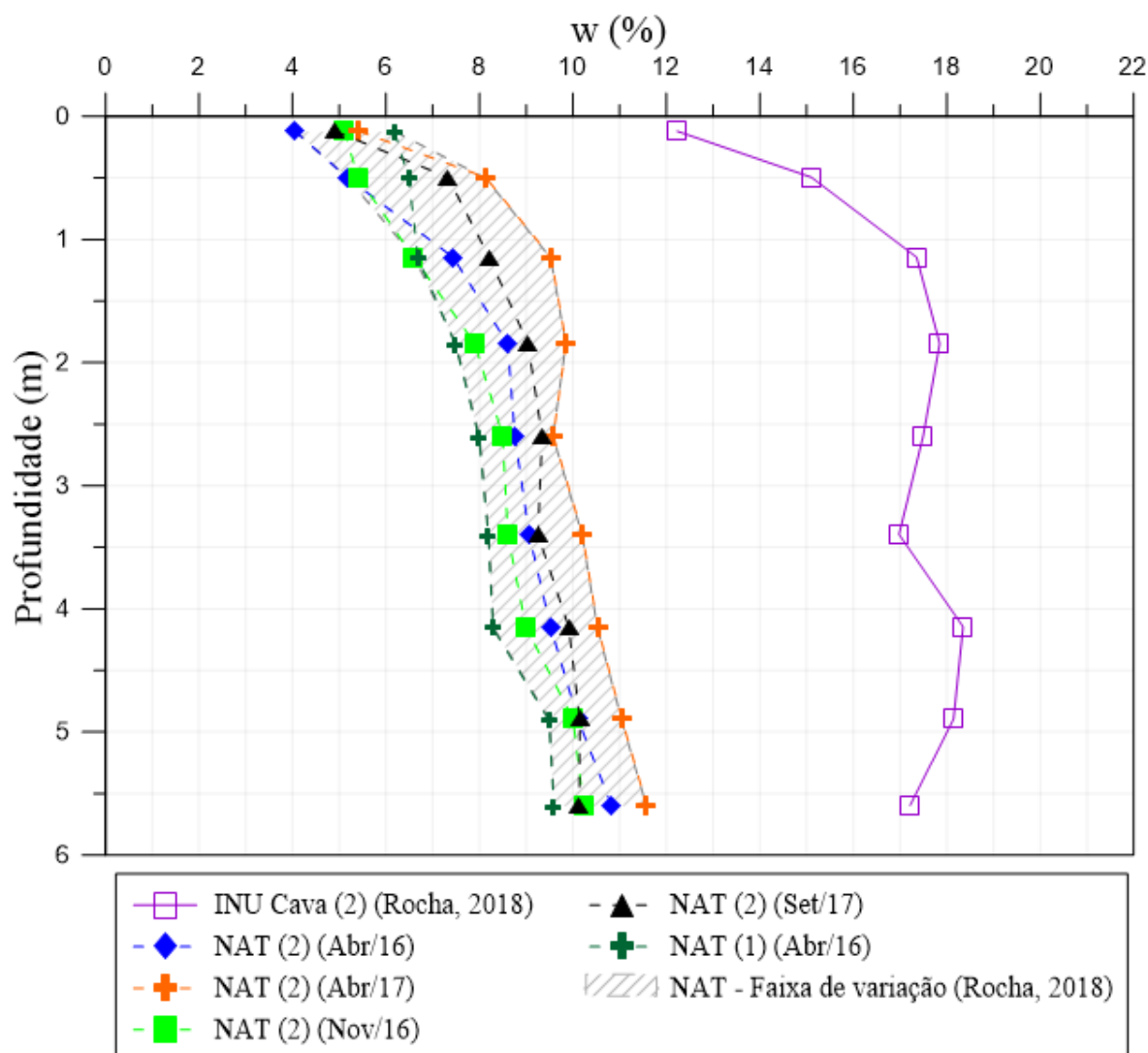


Figura 33: Perfis de umidade natural com respectiva faixa de variação nos Locais 1 e 2 e perfil de umidade após inundação para o campo experimental da Unesp de Bauru. Fonte: Rocha (2018).

5.3 Ensaios de campo e laboratório realizados

Este item será apresentado a metodologia empregada em todos os ensaios realizados para desenvolvimento desta pesquisa.

5.3.1 DMT

Foram realizadas campanhas de DMT em condição natural e inundada seguidas de amostragem do solo nos meses de janeiro, fevereiro e março de 2021. Os DMTs foram realizados empregando um penetrômetro multi-função (Modelo Pagani TG 63 – 150 DP)

com capacidade de 150 kN. Estes ensaios foram realizados de acordo com a norma ASTM D6635 (2015). A Figura 34 apresenta a calibração da lâmina do DMT para a execução do ensaio. Este procedimento deve ser realizado antes e após a realização do ensaio, para a determinação de p_0 e p_1 .



Figura 34: Calibração da lâmina DMT em campo.

Para aplicação das pressões A e B, utilizou-se um cilindro de gás nitrogênio e a aquisição dos dados foi manual, em intervalos de 20 cm para todas as campanhas exceto na campanha de março de 2021 no Local 1, onde o ensaio realizado para a condição inundada foi feito a intervalos de 10 cm, conforme será discutido no item 5.3.1.1.2 deste trabalho.

Na Figura 35 é possível visualizar uma campanha de DMT realizada em fevereiro de 2021 com a coleta de amostra de solo a trado. Na Figura 36 tem-se uma foto dos trados helicoidais utilizados para amostragem de solo.



Figura 35: Execução do DMT em área com vegetação (a) e amostragem do solo com trado (b), campanha de fevereiro de 2021.



Figura 36: Trados helicoidais de 63,5 mm de diâmetro e de 0,75 m de comprimento para amostragem do solo.

Na Figura 37 são apresentados os locais onde as campanhas de ensaios foram realizadas, destacando as posições dos ensaios realizados neste trabalho e nas campanhas de Rocha (2018).

5.3.1.1 Processo de inundação

Visando avaliar o efeito da inundação na compressibilidade do solo, e consequentemente nos valores de p_0 e p_1 foi desenvolvido um dispositivo que foi acoplado a lâmina do DMT para permitir a inundação local do solo. Para isso, inicialmente foram realizados testes em laboratório com o intuito de estabelecer um procedimento adequado de inundação para realização do DMT em condição natural e inundada.

5.3.1.1.1 Procedimento em laboratório

Devido as dificuldades de execução de uma cava de inundação, como discutido por Rocha (2018), um dispositivo para inundação local foi construído e testado para ser utilizado em conjunto com o DMT. Esse dispositivo é composto por duas peças que se conectam: a primeira (Peça 1) com rosca macho-fêmea conecta-se nas hastes do DMT e a segunda (Peça 2) é uma haste vazada com rosca fêmea-fêmea que se conecta a primeira peça e à ponteira do DMT (Figura 38).

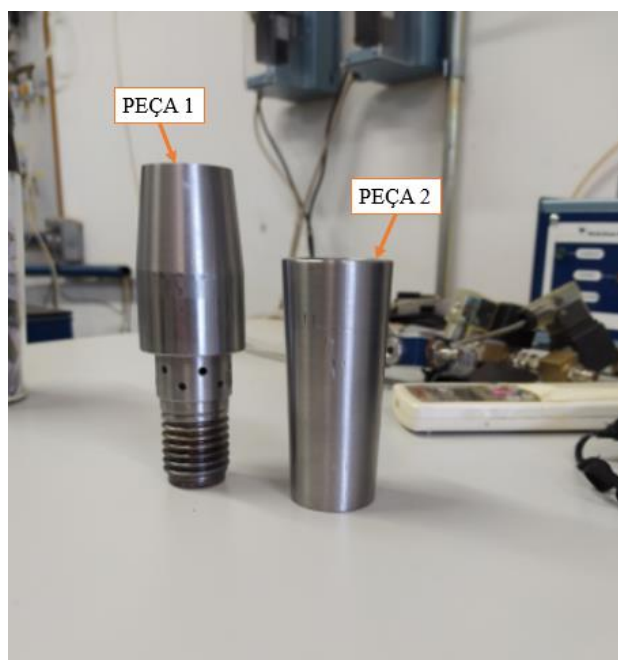


Figura 38: Peças 1 e 2 do dispositivo de inundação.

Testes foram realizados em laboratório para encontrar a melhor maneira de promover a inundação do solo pelos furos na Peça 1 deste dispositivo. Para isso, foram testados

diferentes dispositivos, sendo eles: um anel em aço vazado, um anel em aço poroso e anel de pedra porosa com diferentes composições (Figura 39).



Figura 39: Anéis de proteção da saída de água do dispositivo, da esquerda para direita: pedra porosa com areia retida na peneira #50, pedra porosa com areia retida na peneira #40, anel em aço poroso e anel vazado.

Foram utilizados dois o’rings chatos na parte superior e inferior do anel (Figura 40a). Já, para os dispositivos em aço, foram utilizados o’rings internos e manta geotêxtil tipo GEOFORT 100% propileno GR 200 cinza da Ober S/A Indústria e Comércio, com gramatura de 200 g/m² (Figura 40 e Figura 41).

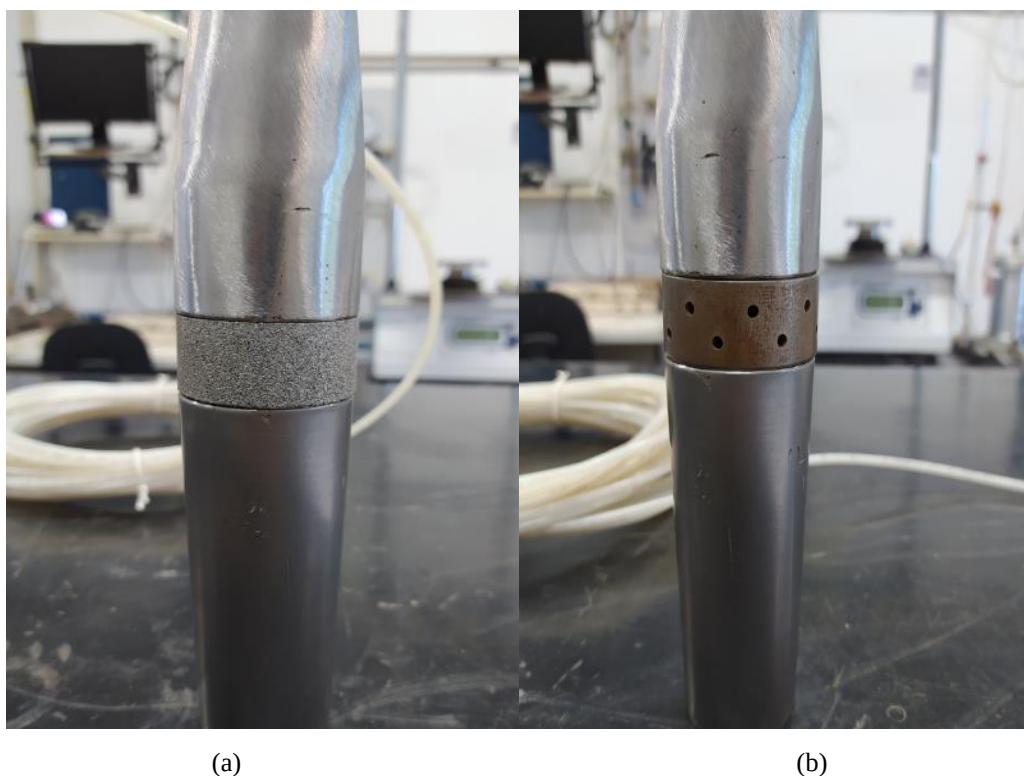


Figura 40: Dispositivo de inundação com anel de proteção e o' rings em (a) aço poroso e (b) aço vazado.

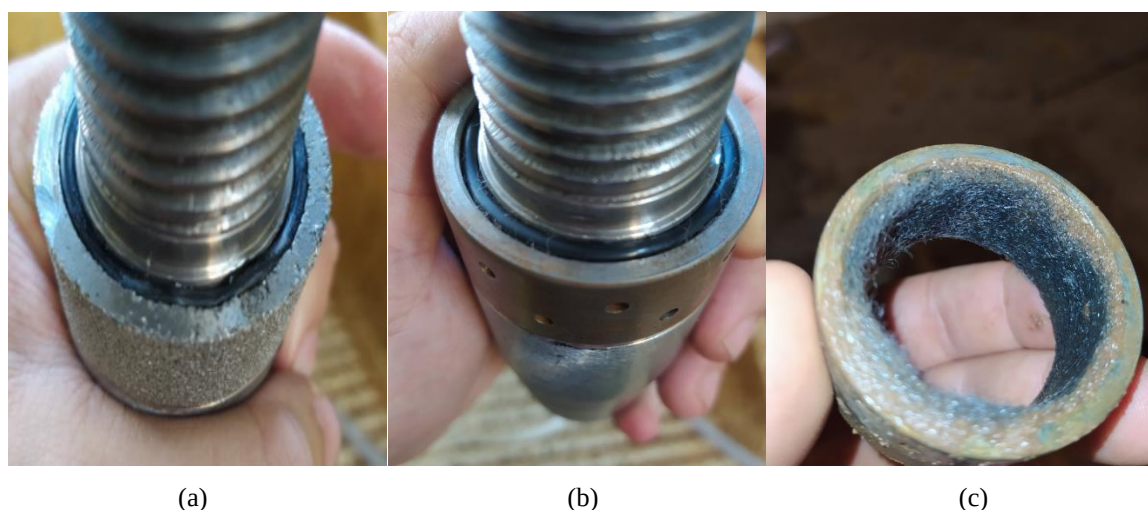


Figura 41: Anel de proteção com O'ring inserido na extremidade inferior em (a) aço poroso, (b) em aço vazado e (c) após ensaio, sem o'ring com a manta geotêxtil em destaque.

As pedras porosas foram confeccionadas no Laboratório de Mecânica dos Solos da FEB/Unesp usando um molde com formato anelar. Elas tiveram diferentes granulometrias de areia lavada, e com a proporção de 4,5% do peso de areia em cola epóxi.

As duas granulometrias testadas estão apresentadas na Tabela 7, onde também se encontram os resultados dos testes realizados com os anéis de aço poroso e aço vazado. Nessa tabela tem-se as vazões obtidas por meio de ensaio de permeabilidade a carga

constante, com esquema representado na Figura 42. Na Figura 43 é possível verificar o avanço da frente de inundação com o tempo, em um dos ensaios realizados.

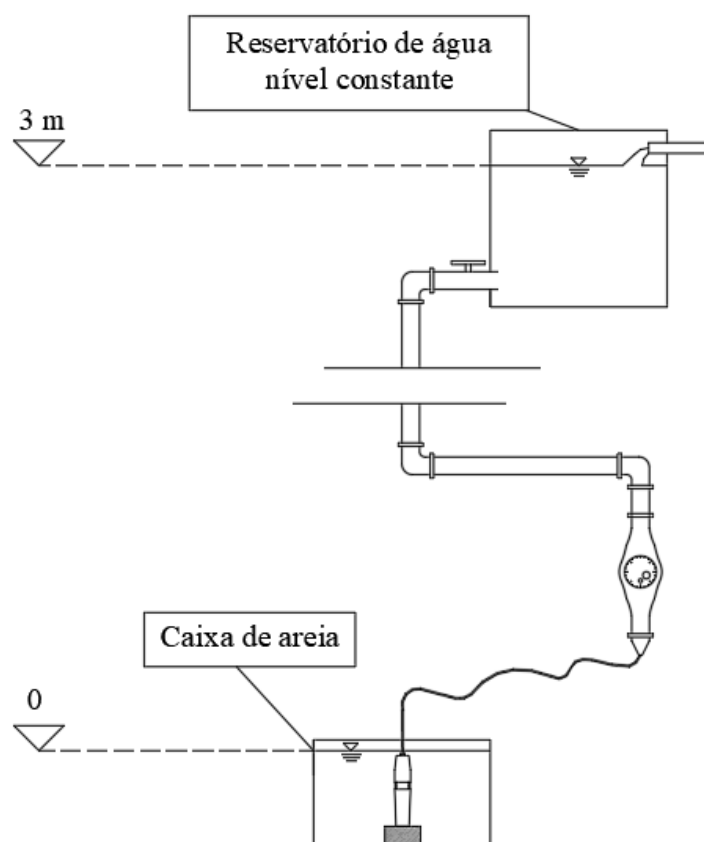


Figura 42: Figura esquemática do ensaio da caixa de areia realizado em laboratório

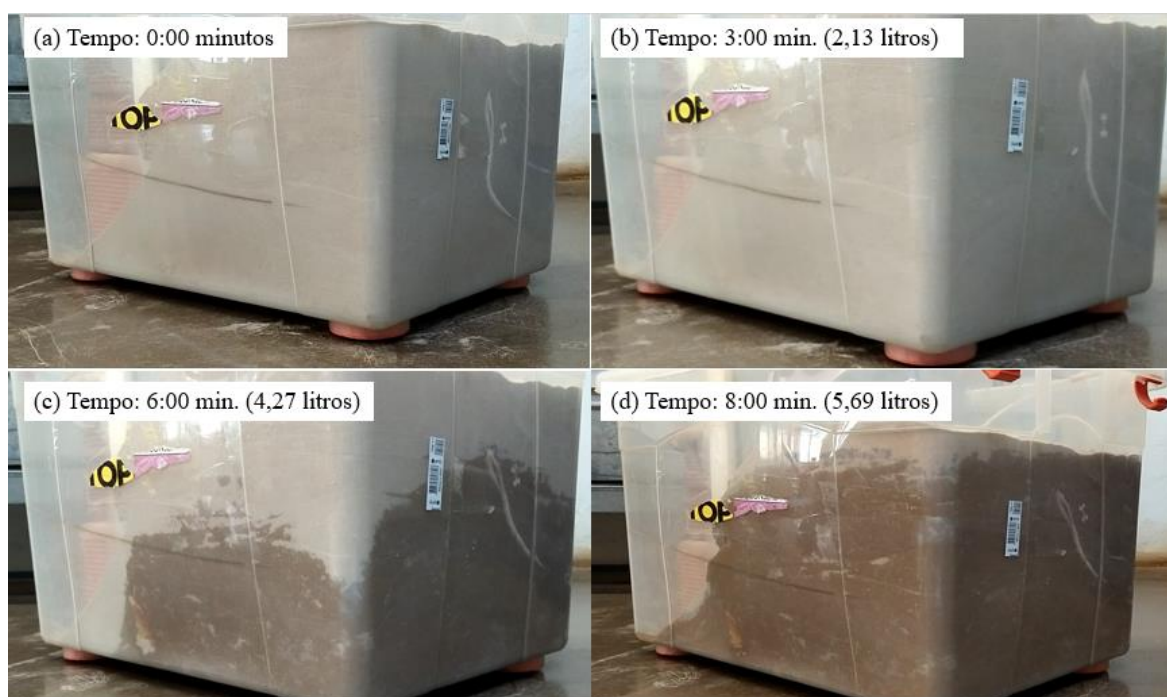


Figura 43: Realização do ensaio da caixa de areia realizado em laboratório em diferentes tempos.

A curva granulométrica da areia empregada na caixa plástica durante o ensaio de laboratório está na Figura 44 junto com uma curva granulométrica média representativa do solo local, sendo esta última determinada por Saab (2016).

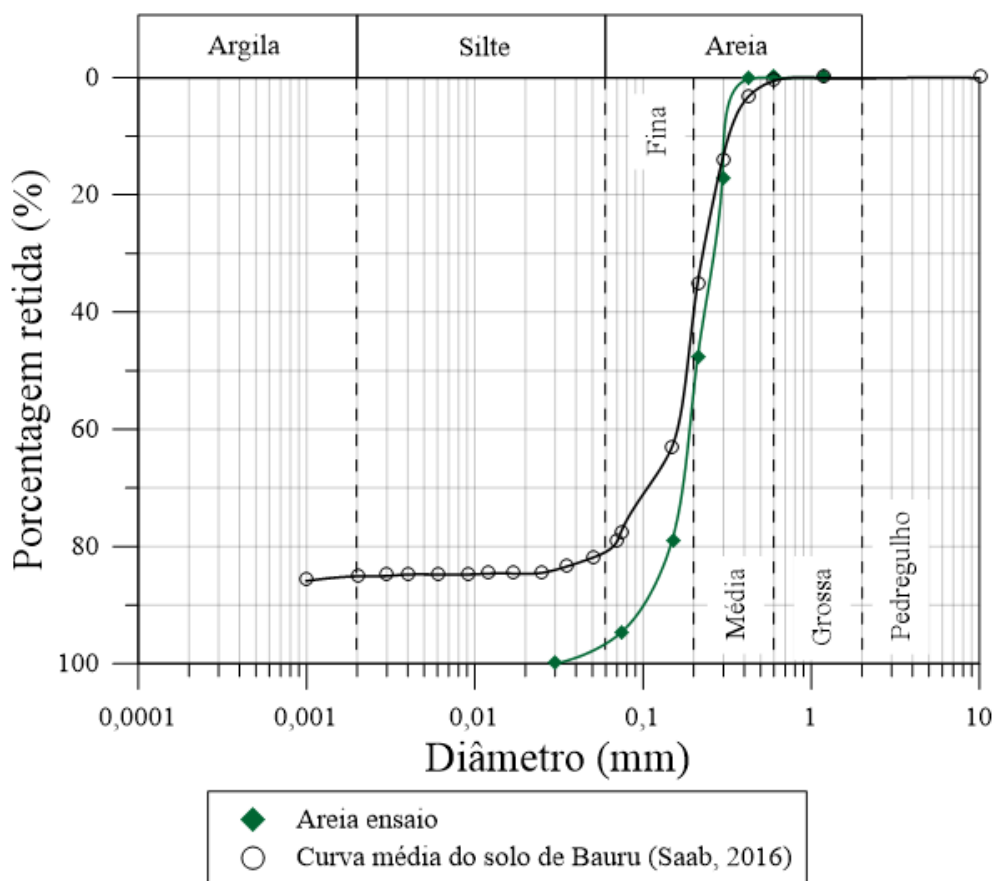


Figura 44: Curva granulométrica média para o solo local e para a areia utilizada no ensaio de laboratório.
Fonte: adaptado de Saab (2016)

Tabela 7: Material utilizado para confecção dos anéis de proteção da saída de água.

Material	Peneira passante	Peneira retida	Dimensões			Vazão (l/min)	Auxílio da bomba
			h (mm)	De (mm)	Di (mm)		
Areia	#100 (0,149 mm)	#200 (0,074 mm)	16	45	33	0,711	Não
Areia	#40 (0,420 mm)	#50 (0,297 mm)	16	45	36	0,558	Sim
Aço Poroso	-	-	20	45	36	0,561	Sim
Aço vazado	-	-	20	45	36	0,556	Sim

Apesar da boa vazão durante os ensaios em laboratório, as pedras porosas não apresentaram bom desempenho nos testes em campo apresentando rupturas durante ou logo após o ensaio. Deste modo, neste trabalho, optou-se pela utilização dos anéis de aço para a inundação local do terreno em campo.

Outro ponto verificado durante os testes em campo, foi a necessidade de se empregar uma bomba para injeção de água, pois mesmo com uma carga hidráulica de 3 m.c.a., equivalente aquela utilizada em laboratório, não foi possível garantir fluxo constante no campo. Assim, selecionou-se uma bomba portátil de 12 V e 80W de potência (Figura 45) e alimentada por uma fonte. Essa bomba permitiu garantir uma vazão constante, conforme se observa na Tabela 7.



Figura 45: Bomba de 12 V e 80 W utilizada para alimentar com água o dispositivo durante o processo de inundação no campo.

5.3.1.1.2 Procedimento em campo

Após os testes realizados com o dispositivo em laboratório e em campo, procurou-se estabelecer um procedimento de ensaio para a inundação do solo durante a execução do DMT. O primeiro passo foi definir o volume de água a ser utilizado para atingir grau de saturação de cerca de 70%, uma vez que conforme indicado na curva de retenção (Figura 27), para este valor de grau de saturação, tem-se baixo valor de sucção, da ordem de 3 kPa.

Inundações com 25, 50, 100 e 200 litros de água foram realizadas em campo e após a inundação, amostras de solo foram retiradas por meio de trado helicoidal para se determinar

o teor de umidade (NBR 6457/16) e assim avaliar a frente de inundação e seu efeito nas leituras do DMT, em função do volume de água empregado na inundação.

Na Tabela 8 tem-se o local, a data, condição, número de ensaios, profundidade de inundação e a volume de água injetada durante a execução dos ensaios DMT com o emprego do dispositivo de inundação local do solo.

Tabela 8: Sumário dos ensaios nos realizados em campo, nos Locais 1 e 2.

Local	Data	Condição	Número de ensaios	Profundidade de Inundação (m)	Volume de água (litros)
1	Fev/21	Natural	2	-	-
	Fev/21	Inundado	1	1,5 e 2,1	100
	Fev/21	Inundado	2	2,1 e 3,1	100
	Fev/21	Inundado	1	2,1	200
2	Jan/21	Natural	2	-	-
	Jan/21	Inundado	1	1,3 e 2,1	25
	Jan/21	Inundado	1	1,9 e 2,9	50
	Jan/21	Inundado	1	1,3 e 2,3	100
	Mar/21	Natural	3	-	-
	Mar/21	Inundado	1	2,1, 3,1 e 4,1	100

O procedimento empregado durante o DMT com o dispositivo acoplado consiste em realizar o ensaio na condição natural a intervalos de 20 cm, até que se atinja a profundidade de interesse, e a partir daí inicia-se a inundação do solo com o volume de água pré-estabelecido. Após a inundação, dá-se sequência a cravação da lâmina, em intervalos de 20 cm, até atingir a outra profundidade em que se repetira o processo de inundação. A título de ilustração, em função da vazão da bomba empregada, a injeção de 100 litros de água no solo demandava aproximadamente 3 horas.

Na campanha realizada no Local 2 em março de 2021, fez-se medidas de p_0 e p_1 do DMT a intervalos de 10 cm com o intuito avaliar com mais detalhes as variações dessas pressões devido a alteração no teor de umidade pelo processo de inundação empregado. Vale destacar que o intervalo entre as realizações dessas medidas devem ser de no mínimo 10 cm, conforme estabelece Marchetti *et al.* (2001b).

Na Figura 46 tem-se uma representação esquemática do DMT com o dispositivo de inundação. É possível visualizar esse dispositivo acoplado à lâmina do DMT na Figura 47. O conjunto lâmina e dispositivo pronto para iniciar um ensaio está na Figura 48.

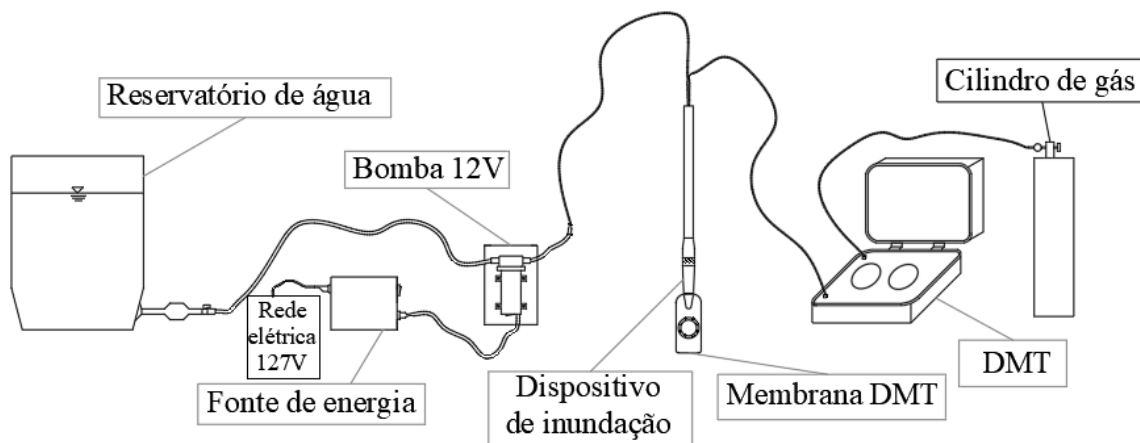


Figura 46: Figura esquemática do ensaio utilizando o dispositivo de inundação no DMT.



Figura 47: Detalhe do dispositivo de inundação acoplado a lâmina do DMT.



Figura 48: DMT com inundação pronto para ser iniciado.

5.3.2 Teor de umidade

Campanhas de amostragem de solo com um trado helicoidal instalado no terreno com o penetrômetro multi-função (Figura 35b) foram realizadas até 5,50 m de profundidade com o objetivo de determinar o perfil de da umidade gravimétrica pela estufa elétrica (NBR 6457/2016; ASTM, 2016).

A primeira coleta de amostras de solo é realizada nos 25 centímetros mais superficiais, em sequência é realizado a coleta de amostras em um intervalo de 75 cm até a penúltima profundidade de interesse em 5,25 m, a última coleta consistia em uma amostra de 25 cm de profundidade, completando os 5,50 m. Para determinação da profundidade optou-se pela média entre os pontos de coleta, por exemplo, a primeira coleta de 25 cm foi representada nos gráficos de teor de umidade como a profundidade de 12,5 cm. As coletas posteriores com intervalos de 75 cm (0,5, 1,125, 1,875, 2,625, 3,375, 4,125 e 4,875 m). A última amostra por ter espessura de 25 cm entre 5,25 e 5,50 m de profundidade foi determinada como 5,375 m.

Para cada coleta, retirou-se conteúdo suficiente para preencher 3 capsulas, previamente pesadas (Figura 49), e após pesagem, iam para a estufa elétrica. Após 24 horas

secando na estufa, o material foi pesado novamente, possibilitando mensurar a massa de água perdida e assim determinar o teor de umidade.



Figura 49: Amostras de solo coletado para determinação do teor de umidade.

5.4 Previsão da curva Tensão-Recalque

Conforme discutido no item 3.2, neste trabalho a previsão da curva tensão-recalque a partir do DMT foi feita utilizando a proposta de Décourt (1999), sistematizada e descrita por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019), com as adequações sugeridas por Silva, Rocha e Giacheti (2019).

Conforme a proposta de Décourt (1999), utiliza-se o parâmetro de capacidade de carga de Terzaghi (1943), onde a tensão de ruptura convencional (q_{uc}) corresponde a um recalque de 10% do diâmetro da placa (D). Para os ensaios de prova de carga em placa realizados por Agnelli (1997) em que não se atingiu a tensão de ruptura ($0,1D = 0,08$ m) utilizou-se da equação da curva tensão-recalque encontrada por meio da proposta de Décourt (1999) para a extrapolação da prova de carga até atingir o valor de recalque para uma tensão de ruptura convencional (q_{uc}).

A seguir será apresentada a abordagem sugerida por Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) seguindo a sistematização em nove passos para que se possa determinar a curva tensão-recalque com as considerações de Silva, Rocha e Giacheti (2019):

- 1) Usar os dados do DMT e as equações para determinar os parâmetros ao longo do perfil do subsolo;
- 2) Calcular o valor médio do módulo confinado (M) ao longo da região de influência da placa, normalmente considerado igual a $2B$ (duas vezes a dimensão da base);
- 3) Considerar que $M_{DMT} = M$ (SILVA, 2019; SILVA; ROCHA; GIACHETI, 2019);
- 4) Calcular o coeficiente q_{app} (Equação 18);
- 5) Assumir o valor do coeficiente C igual a 0,42 (DÉCOURT, 2008);
- 6) Assumir então a relação $\frac{q_{app}}{q_{uc}}$ igual a 0,486;
- 7) Calcular q_{uc} a partir dos resultados dos passos 4 e 6;
- 8) Assumir que a dimensão equivalente da base (B_{eq}), caso for um elemento circular, deverá ser igual a raiz quadrada da área do elemento (DÉCOURT, 1999);
- 9) Construir a curva tensão-recalque baseada na Equação 16.

Como será discutido no capítulo 6, constatou-se que o processo de inundação com 100 litros atinge pelo menos 60 cm em profundidade. Por isso, no passo 2, optou-se em assumir uma área de influência igual a 60 cm. Assim, utilizaram-se três valores (obtidos a cada 20 cm) ou seis valores (obtidos a cada 10 cm) para se fazer o cálculo do valor do M_{DMT} médio ($M_{DMT,m}$).

5.5 Identificação de solos colapsáveis

5.5.1 Proposta de Vilar e Rodrigues (2015)

Para a aplicação da proposta de Vilar e Rodrigues (2015), é necessário a determinação da compactação relativa natural (RC_n) e do desvio do teor de umidade (Δw).

Neste sentido, para determinar RC_n (Equação 19) estimou-se a massa específica natural do solo (ρ) pelo ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981) (Figura 4). Já, para a determinação do desvio do teor de umidade utilizou-se o teor umidade natural (w) obtido por meio da amostragem do solo a trado. Os parâmetros ótimos da curva de compactação de Proctor Normal (w_{ot} e $\rho_{d,m\acute{a}x}$) para o local foram obtidos por Giacheti, Coelho e Carvalho (1998) e se encontram apresentados na Figura 26. Com esses dados e os dos DMTs realizados foi possível fazer o gráfico equivalente aquele representado na Figura 11.

5.5.1.1 Berisavljević *et al.* (2014)

Berisavljevic *et al.* (2014) apresentaram uma proposta para a identificação de solos colapsíveis por meio dos parâmetros intermediários determinados no ensaio DMT (Figura 17). Neste trabalho, avaliou-se a aplicabilidade desta abordagem por meio dos dados de DMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru, além disso, também será discutido mais adiante um extenso banco de dados de solos colapsíveis e não colapsíveis onde ensaios DMT foram realizados, com o intuito de propor um novo limiar para separar os solos potencialmente colapsíveis dos solos potencialmente não colapsíveis.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste item procurou-se identificar a região de influência gerada pela inundação por meio do dispositivo acoplado ao DMT. Para isso foram feitos vários ensaios com diferentes quantidades de água injetadas no solo e avaliou-se a variação do teor de umidade dos resultados do DMT. Posteriormente estimaram-se as curvas tensão-recalque conforme previamente descrito e estudou-se a colapsibilidade do solo por meio de propostas qualitativas de Vilar e Rodrigues (2015) e Berisavljević *et al.* (2014).

6.1 Região influenciada pela inundação

Foram realizadas 4 campanhas variando o volume de água injetada de 25, 50, 100 e 200 litros para a definição do volume de água a ser injetado pelo dispositivo acoplado ao DMT. Nesta análise, se considerou o tempo necessário para a infiltração da água no solo, bem como a região afetada por esse processo de inundação. Ela foi avaliada por meio da variação nos teores de umidade do solo determinados através de amostras coletadas com trado helicoidal.

Para a campanha de Fevereiro/2021, 200 L de água foram injetados a 2,1 m de profundidade, e 100 L a 2,1 e 3,1 m de profundidade. Já, na campanha de Janeiro/2021, 25 L foram injetados a 1,3 e 2,1 m de profundidade, 50 L a 1,9 e 2,9 m de profundidade, 100 L a 1,3 e 2,3 m de profundidade.

Os resultados do teor de umidade para os ensaios com inundações de 100 e 200 litros na campanha de Fevereiro/2021 (Local 1) e 25, 50 e 100 litros na campanha de Janeiro/2021 (Local 2) estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 50 e 51. Os valores de umidade determinados correspondentes aos valores médios ao longo do comprimento de cada haste do trado do helicoidal utilizado, que é de 75 cm.

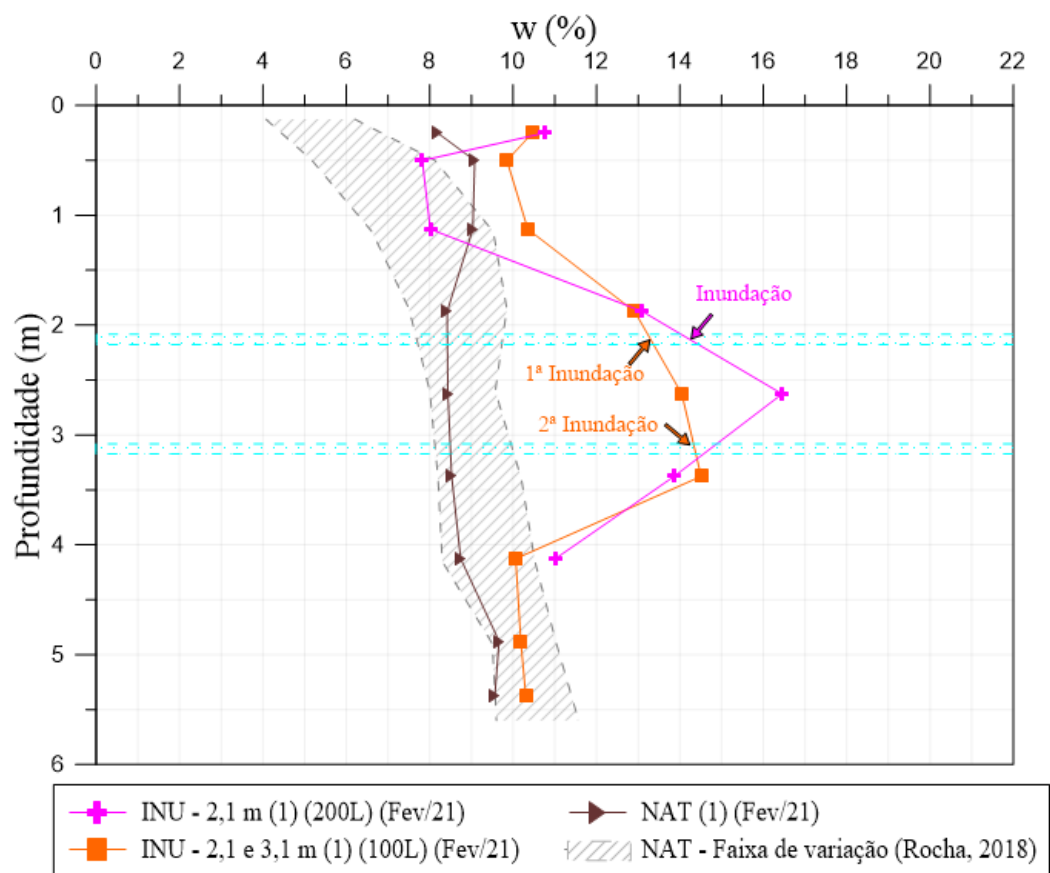


Figura 50: Teor de umidade para ensaios na condição inundada com 100 e 200 litros no Local 1.

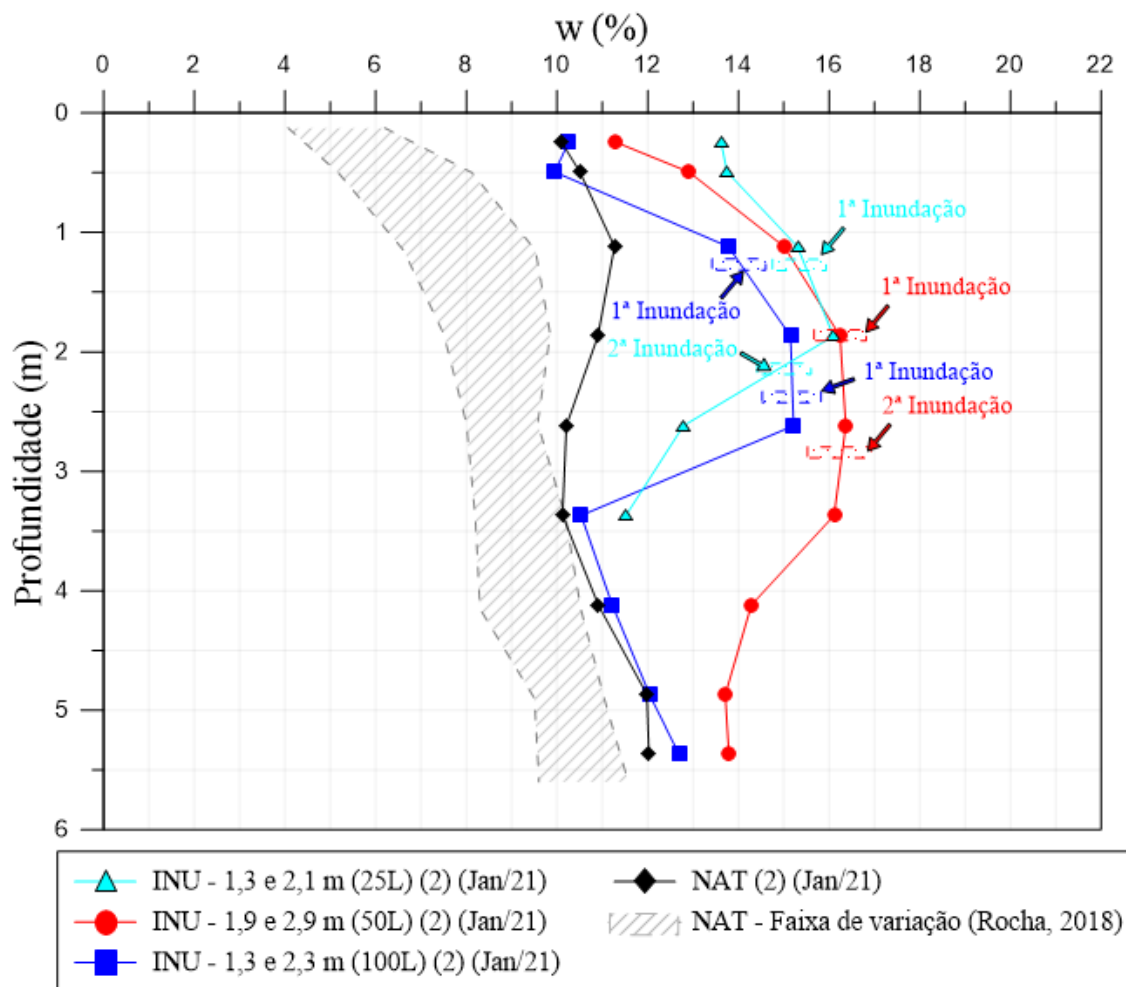


Figura 51: Teor de umidade para ensaios na condição inundada com 25, 50 e 100 litros no Local 2.

Observa-se na Figura 50 e Figura 51 que os valores de teor de umidade atingidos após as inundações, para os dois locais, são semelhantes. Para o Local 1 (Figura 50), a inundação com 200 litros, realizada a 2,1 m de profundidade, proporcionou um teor de umidade máximo de 16,4% há 2,6 m de profundidade. Enquanto, para a inundação de 100 litros realizada a 2,1 e 3,1 m de profundidade, o valor máximo de teor de umidade foi de 14,5% a 3,4 m de profundidade.

No Local 2 (Figura 51) a inundação de 25 litros atingiu 16% de teor de umidade próximo da profundidade de 2 metros, assim como a inundação de 50 litros, que atingiu valores máximos de 16,4% nas profundidades entre 2 e 4 metros, sendo esses teores de umidade superiores aos 15% encontrados na inundação com 100 litros.

Vale ressaltar que a inundação foi realizada com vazão constante de 0,556 l/min, e a retirada de amostras para determinação dos teores de umidade ocorreu cerca de 1 hora, 2 horas, 3 horas e 6 horas após o início da inundação para 25, 50, 100 e 200 litros

respectivamente, o que pode justificar teor de umidade superior encontrado nos ensaios com menor quantidade de água.

Os gráficos de teor de umidade (Figuras 50 e 51) e curva de retenção (Figura 27) demonstram que a partir do processo de inundação, os valores de sucção do solo tendem a valores muito baixos, próximos de zero, demonstrando que o processo de inundação foi efetivo. Analisando as Figuras 50 e 51 observa-se também que nas profundidades subsequentes (entre 60 e 90 cm) a inundação o teor de umidade tende a voltar à condição natural e por serem médias de 75 cm de profundidade, as curvas apresentam uma certa variação brusca na volta à condição natural.

Além do teor de umidade, pode-se observar a variação dos parâmetros obtidos nos ensaios para as 2 inundações no Local 1 (Figura 52) e 3 inundações no Local 2 (Figura 53). A partir das Figuras 52 e 53, pode-se observar que o processo de inundação do solo proporcionou reduções nos valores de K_D e E_D , e pouca influência em I_D . Este comportamento também foi verificado por Lutenegeger (1988), Rocha (2018) e Rocha, Rodrigues e Giacheti (2021).

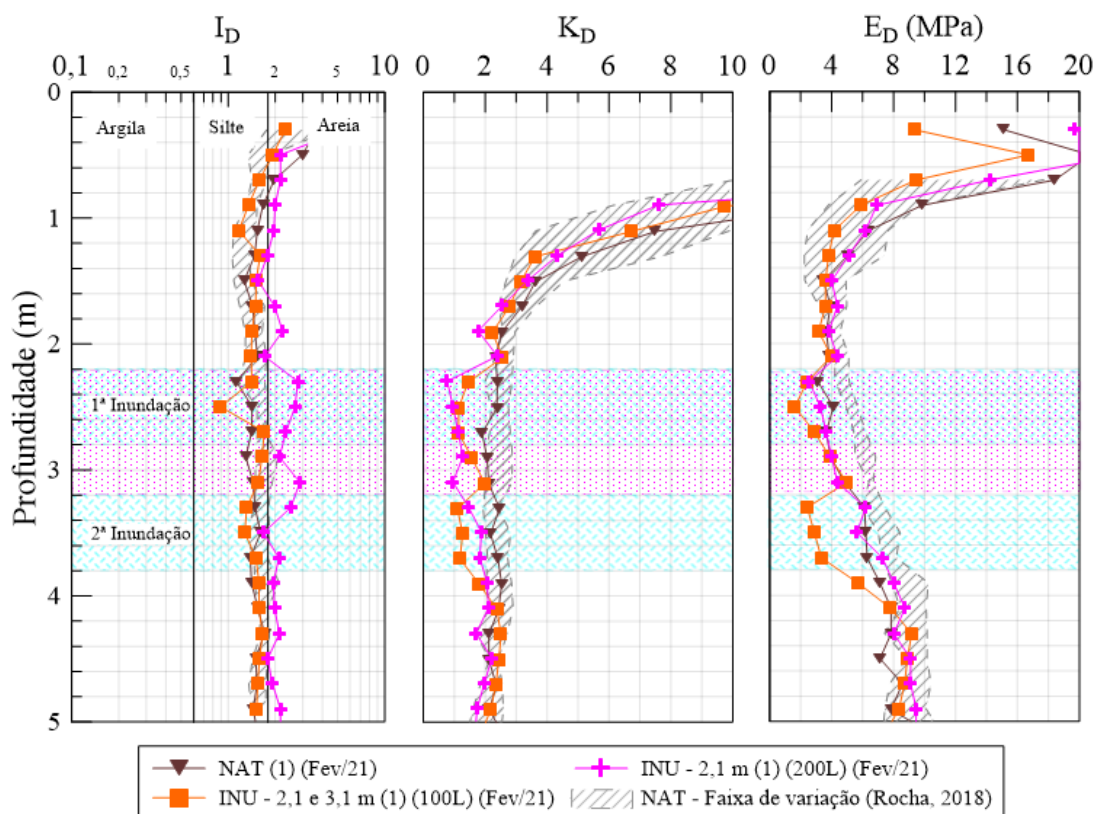


Figura 52: I_D , K_D , E_D para condição natural e inundada com 100 e 200 L nas campanhas de fevereiro de 2021 (Local 1).

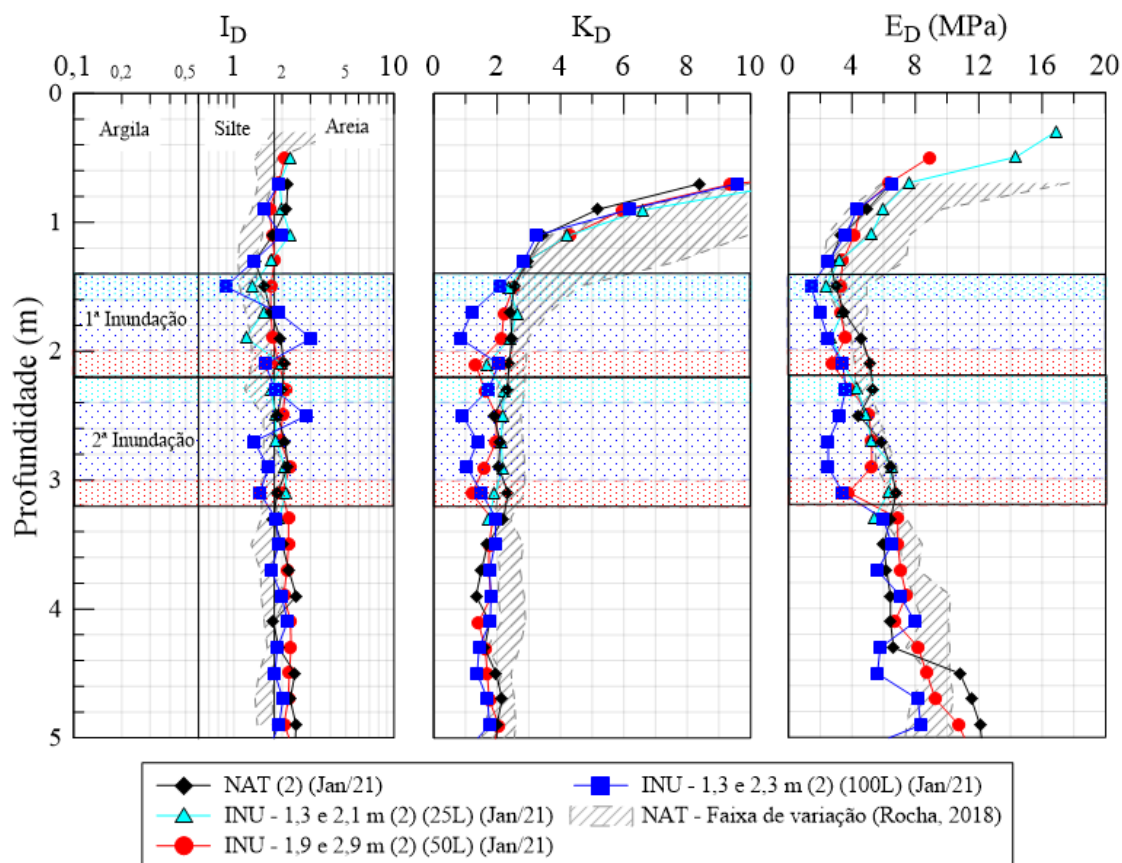


Figura 53: I_D , K_D , E_D para condição natural e inundada com 25, 50 e 100 litros nas campanhas de janeiro de 2021 (Local 2).

Ainda analisando os efeitos da inundação nos parâmetros intermediários, com enfoque em K_D e E_D , avaliou-se a redução dos valores após as inundações com o dispositivo acoplado ao DMT, comparando-os aos valores determinados através de ensaios DMT realizados em condição natural durante as campanhas de Janeiro e Fevereiro de 2021 (Figura 54). Em cada campanha foi realizado um ensaio DMT.

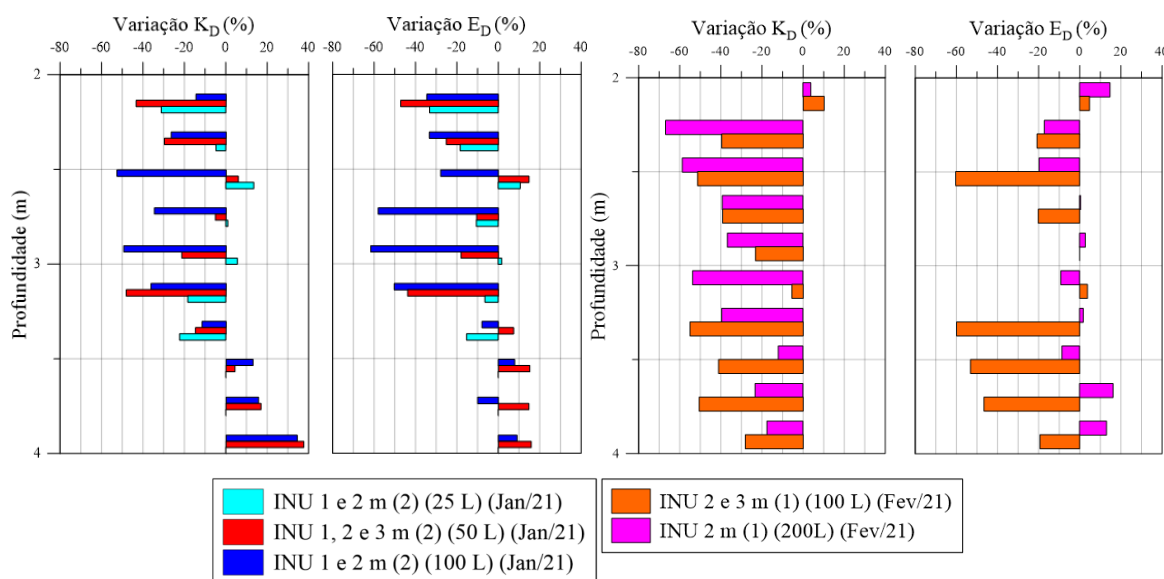


Figura 54: Comparação entre os resultados obtidos pelas inundações e na condição natural.

O efeito das inundações observados na Figura 54 demonstram que apesar de apresentar um teor de umidade maior (Figura 51), as inundações com 25 litros e 50 litros apresentaram pouca variação de K_D e E_D .

Analisando o K_D a inundação de 25 litros gerou uma redução de cerca de 30% para a profundidade de 2,10 m e pouca variação após essa profundidade ($<20\%$). Na inundação de 50 litros observou-se uma redução maior que 20% para os 40 cm após profundidade de inundação. Na inundação com 100 litros obteve-se resultados mais significativos, atingindo uma redução superior a 20% do K_D ao longo de 60 cm do ponto de inundação. Enquanto no ensaio com 200 litros também se observou uma redução maior que 20% para o K_D ao longo de quase 120 cm do ponto de inundação.

O parâmetro E_D não apresentou a mesma sensibilidade que o K_D com a inundação, com reduções menores ou inexistentes nas campanhas de Janeiro com 25 e 50 litros e Fevereiro com 200 litros. Entretanto, para as inundações de 100 litros de Janeiro e Fevereiro chegaram a apresentar uma redução do ED maior que 40% nas profundidades afetadas pela inundação.

Deste modo, após interpretação da região afetada pelos diferentes volumes de água nas diferentes profundidades, optou-se em definir que as campanhas de ensaio DMT com o dispositivo de inundação acoplado seriam realizadas com a inundação de 100 litros, uma vez que para este volume obteve-se a redução dos parâmetros K_D e E_D e que pela vazão constante utilizadas nos ensaios (0,556 l/min) poderia ser realizado 2 a 3 inundações em um dia de ensaio.

Após a definição do volume a ser inundado, realizou-se mais 3 ensaios em condição natural e 1 ensaio em condição inundada com 100 litros nas profundidades 2,1, 3,1 e 4,1m no Local 1. Já, para o Local 2 realizou-se 1 ensaio com inundação de 100 litros nas profundidades de 1,5 e 2,1 metros e 2 ensaios com inundação em 2,1 e 3,1 m. O teor de umidade desses ensaios nas condições naturais e inundadas estão apresentados nas Figuras 55 e 56. Estes ensaios realizados no Local 1 e Local 2 foram comparados com os ensaios realizados em condição natural e em condição inundada (cava) realizados por Rocha (2018). Para facilitar as análises os resultados em condição natural obtidos por Rocha (2018) foram plotados por meio de faixa de variação, e estão apresentados nas Figuras 55, 56, 57, 58 e 60.

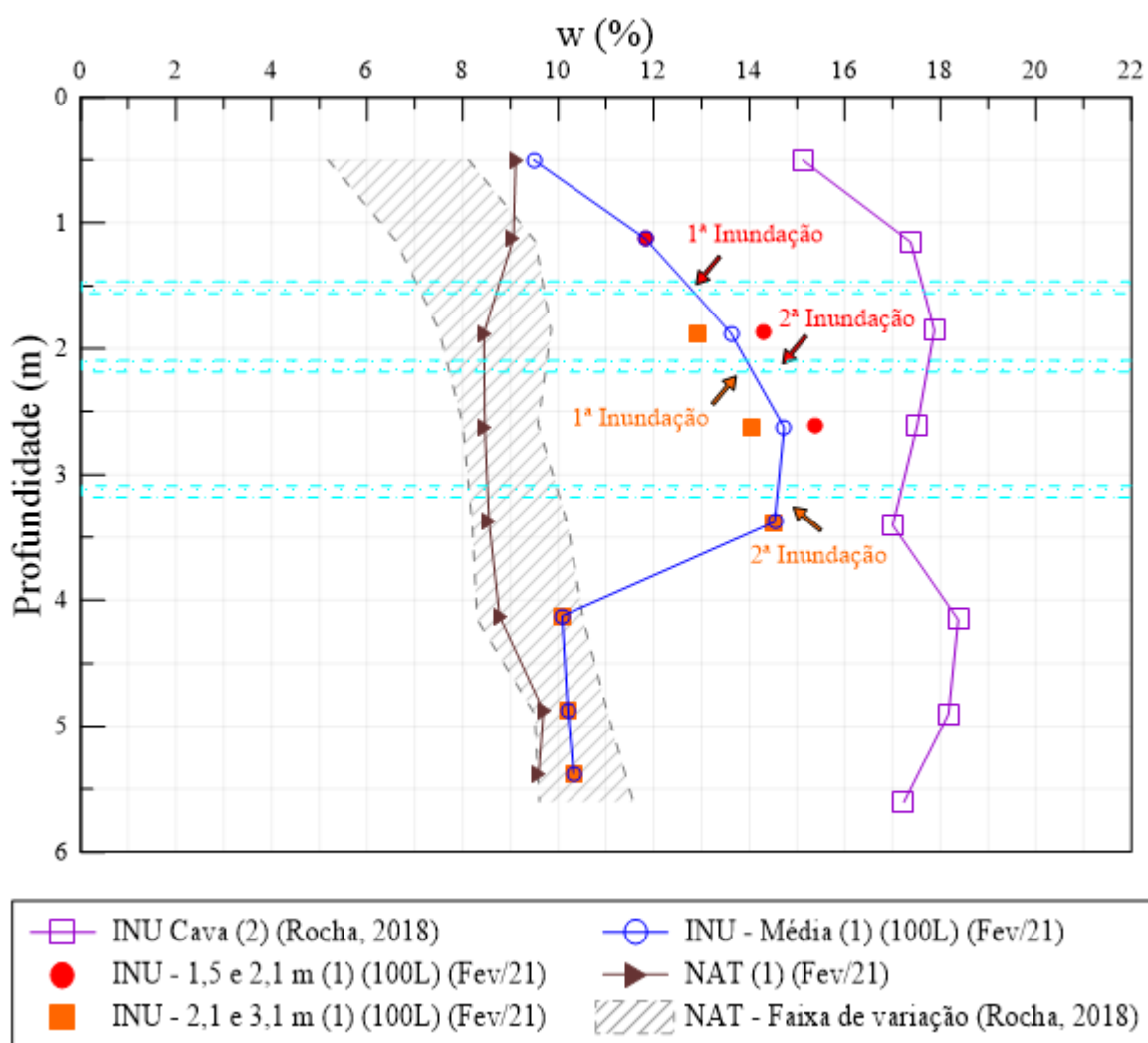


Figura 55: Perfil de umidade das campanhas de fevereiro de 2021 nas condições natural e inundada e faixa de variação natural e cava de inundação realizadas por Rocha (2018) no Local 1 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.

Para a definição do perfil de umidade ao longo da profundidade na condição inundada para a campanha de Fevereiro de 2021, considerou-se 3 ensaios, um com inundação em 1,5

e 2,1 m e outro com a média de 2 ensaios com inundação em 2,1 e 3,1 m, portanto nas medidas de umidade anteriores a 1 metro de profundidade, utilizou-se dados do ensaio com inundação até 2,10 m, entre 1 e 3 m de profundidade considerou-se uma média entre esses dois ensaios e nas medidas abaixo de 3 metros foram consideradas o teor de umidade do ensaio com inundação até 3,10 m.

Analizando a Figura 55 é possível constatar que o perfil de umidade da campanha em condição natural apresenta teor de umidade dentro da faixa de variação apresentada por Rocha (2018). Já, para o ensaio inundado o teor de umidade médio ficou entre 13,5% e 15% nas profundidades de 1,5 à 3,5 m, representando um aumento de 5% e 6,5% para as profundidades de 2 e 3 metros respectivamente.

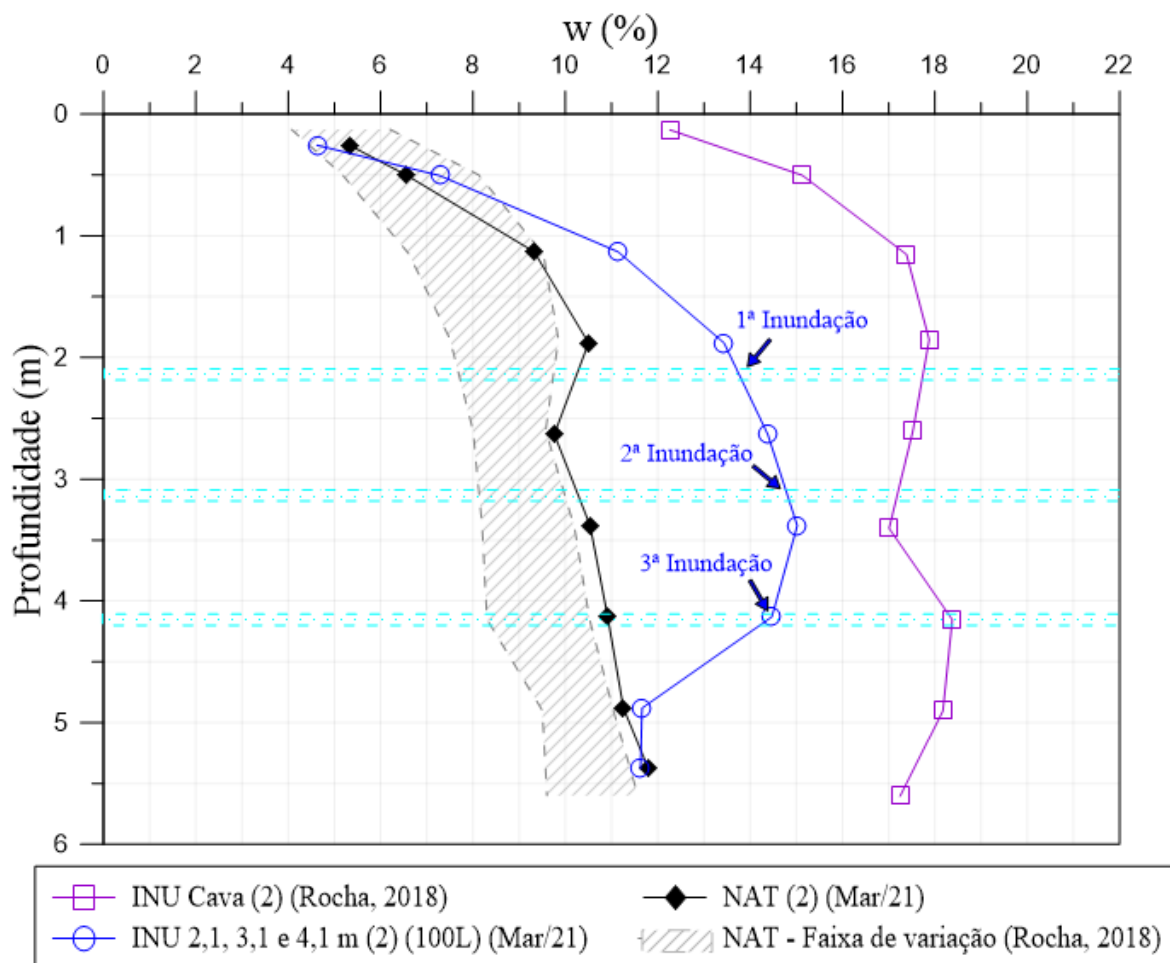


Figura 56: Perfil de umidade das campanhas de março de 2021 nas condições natural e inundada e faixa de variação natural e cava de inundação realizadas por Rocha (2018) no Local 2 do Campo Experimental da Unesp de Bauru.

Na Figura 56 podemos observar que o solo em condição natural, a partir de 1 metro de profundidade, apresentou um teor de umidade superior aos encontrados por Rocha (2018)

variando entre 8,5% e 12%. Para a condição inundada em 2,1, 3,1 e 4,1 m obteve-se um teor de umidade variando entre 13,5% e 15% apresentando um aumento de 3% na profundidade de 2 m e chegando a um incremento de aproximadamente 4,5% na medida próxima de 3,5 m de profundidade. Ainda assim, observa-se que os valores obtidos pela inundação são inferiores aqueles apresentados por Rocha (2018) utilizando a cava de inundação.

Foram plotados os parâmetros de projeto I_D , K_D , E_D para as condições naturais e inundadas nas Figuras 57 e 58 (Local 1) e 60 (Local 2).

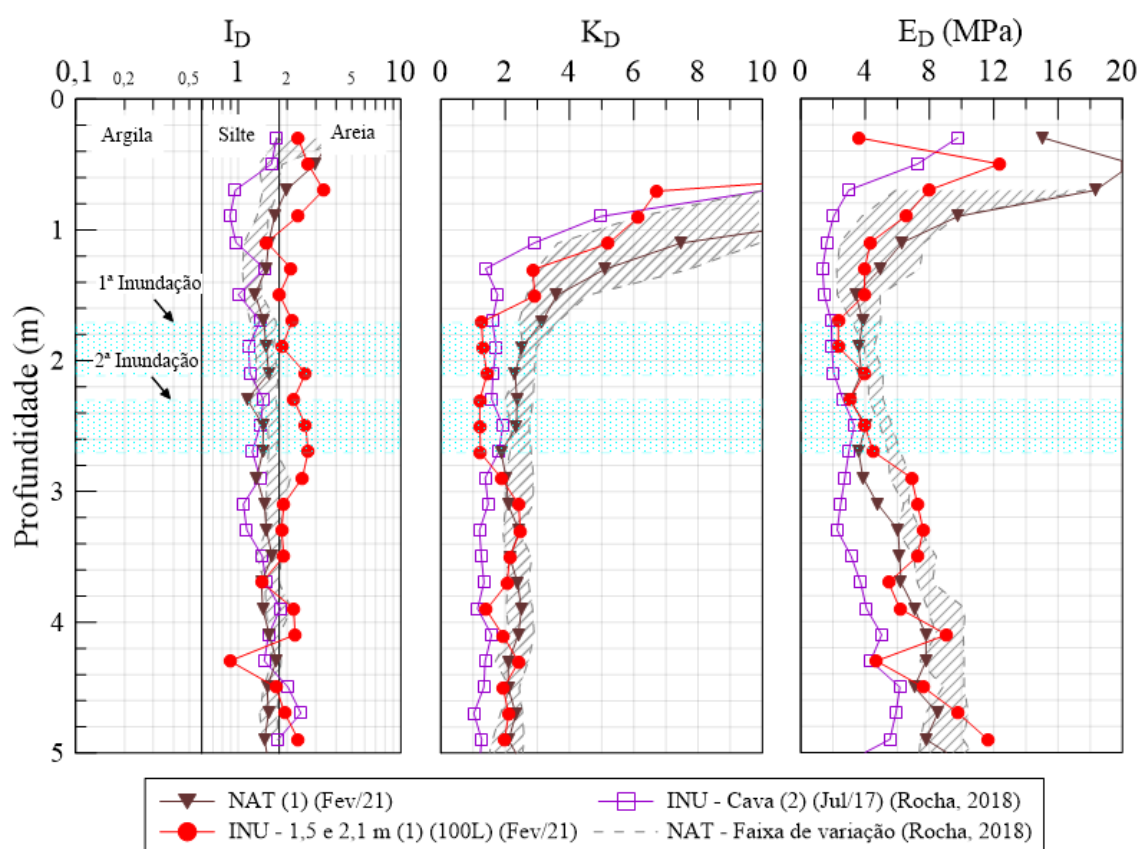


Figura 57: para inundação em 1,50 e 2,10 m de profundidade no Local 1.

Na Figura 57 o perfil de I_D o solo em condição natural apresenta uma classificação de silte arenoso após 0,70 m de profundidade. O ensaio com inundação em 1,5 m e 2,1 m de profundidade apresentou um perfil até 2 metros de profundidade de silte arenoso e areia siltosa, de 2 a 3 m areia siltosa e de 3 a 5 m oscilou entre areia siltosa e silte arenoso.

No perfil de K_D (Figura 57) a condição natural apresenta valores dentro da faixa de variação apresentada por Rocha (2018), com valores de 3,5 na profundidade de 1,5 m e reduz até 1,7 m para 2,5 e mantém uma variação entre 2 e 2,5 até 5 m. Já, para o perfil inundado em 1,5 m e 2,1 m, atinge valores próximos entre 1 e 1,5 até a profundidade de 3,10 m, onde

apresenta valores próximos aos encontrados na condição natural variando entre 2 e 2,5 até 5 m, com exceção de um ponto, em 3,9 m, que marcou 1,5. A redução de K_D em 1,70 m até 2,70 m atinge valores de 35% a 60%.

Para o E_D (Figura 57) as variações apresentadas pela inundação foram significativas apenas em duas medidas em 1,70m e 1,90 atingindo 40% e 35% do valor encontrado na condição natural, respectivamente. Entre 2,90 e 3,50 os valores do ensaio com inundação apresentam um incremento no valor superando o ensaio na condição natural e ficando dentro da faixa de variação natural apresentada por Rocha (2018), sendo razoável considerar que nessa profundidade pode haver um material um pouco mais rígido do que aquele encontrado no ensaio natural. Para os valores restantes, os dois ensaios apresentaram valores bem próximos variando entre 4 e 12 MPa, aumentando conforme aumenta a profundidade.

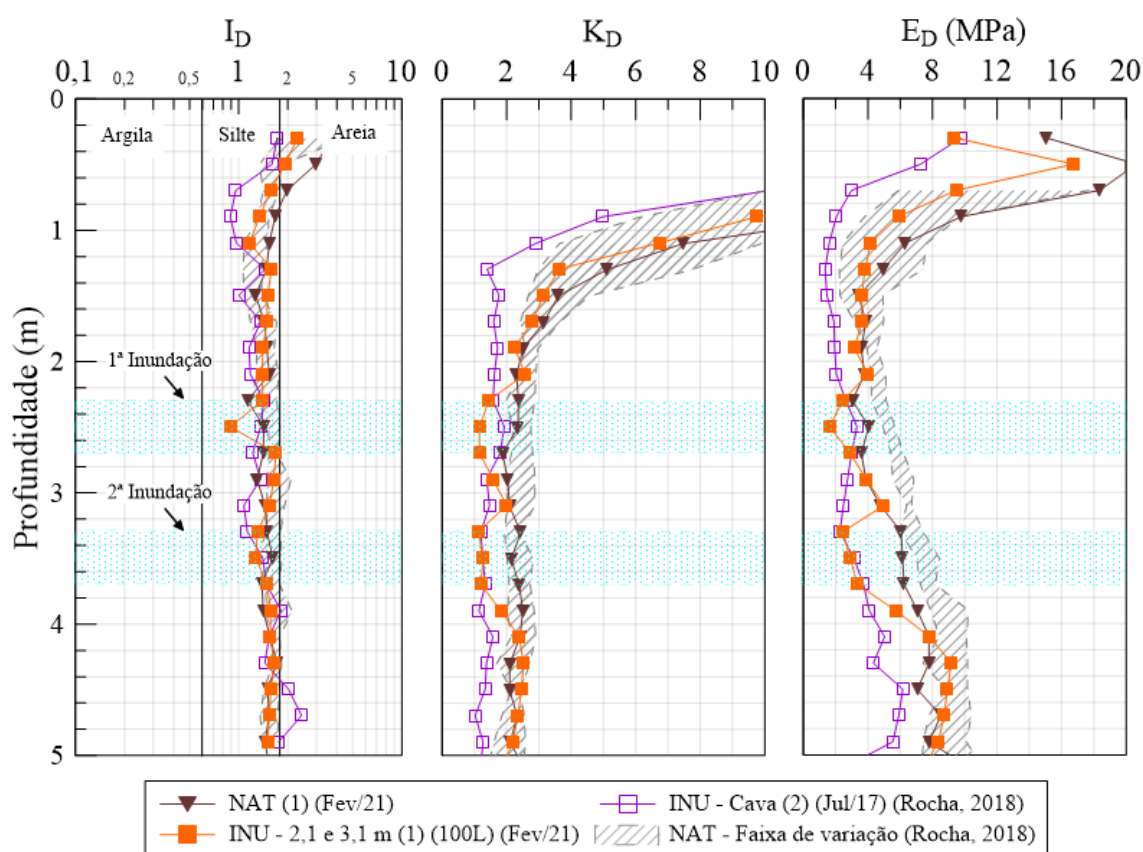


Figura 58: Perfil I_D , K_D , E_D para inundação em 2,10 e 3,10 m de profundidade no Local 1.

Como citado anteriormente nas outras duas situações o I_D não apresenta variações significativas entre os ensaios na condição natural e com inundação. Com o solo sendo classificado como silte arenoso por todo o perfil até 5 m de profundidade.

Para o K_D , o solo na condição natural e inundado, apresentam valores próximos até o ponto de inundação em 2,1 m. Quando ocorre a inundação os valores de K_D sofrem uma redução na ordem de 40% e 50% nos 60 cm subsequentes (2,7 m) e volta a encontrar o valor do ensaio na condição natural em 3,1 m quando é inundado novamente e volta apresentar uma redução na mesma ordem (40 a 55%) até 4,1 m que mantém valor próximo ao ensaio na condição natural. Para a condição natural o K_D varia entre 2 e 3 a partir de 1,5 m. Já, o solo na condição inundada atinge valores próximos de 1 ao serem inundados e retornam aos valores naturais com o aumento da profundidade. É importante ressaltar que os valores apresentados ficam abaixo dos valores encontrados na faixa de variação apresentada por Rocha (2018).

Para o E_D os ensaios apresentaram valores próximos a 4 MPa nas duas condições a partir de 1,5 m até a inundação em 2,1 m, quando ocorre a inundação e uma redução de aproximadamente 50% nas 3 medidas posteriores e retorna ao valor da condição natural em 3,1 m atingindo valor de 4 MPa novamente, quando ocorre a segunda inundação e assim, reduz-se novamente o valor de E_D para cerca de 2 MPa e vai aumentando até encontrar o valor da condição natural de aproximadamente 8 MPa em 4,1 m de profundidade.

A Figura 59 apresenta os valores da condição natural e respectiva redução tanto do E_D , como do K_D para os dois ensaios inundados no Local 1.

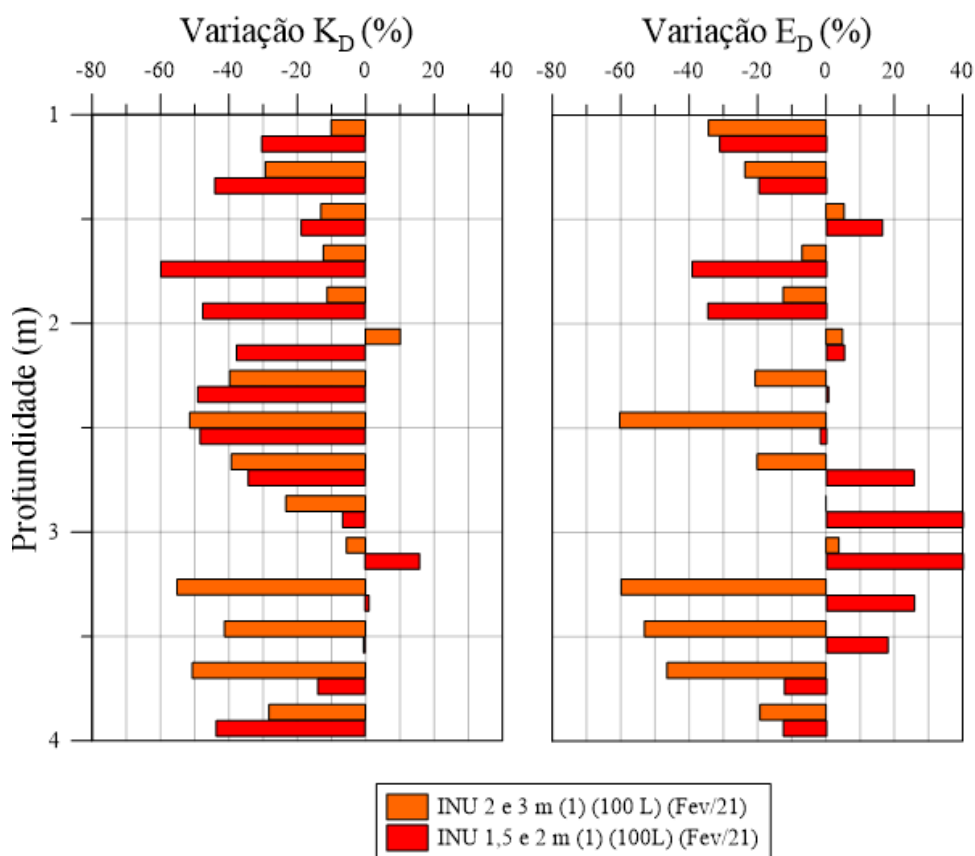


Figura 59: Comparação dos valores de K_D e E_D na condição natural e inundada para o Local 1.

Na Figura 60 estão apresentados os resultados de I_D , K_D , E_D na condição natural e inundada no Local 2 com inundação em 2,1 m e 3,1 m e 4,1 m, respectivamente. Para a inundação em 2,1 m, não houve medição dos valores nas profundidades 2,2 e 2,3 m por problemas operacionais.

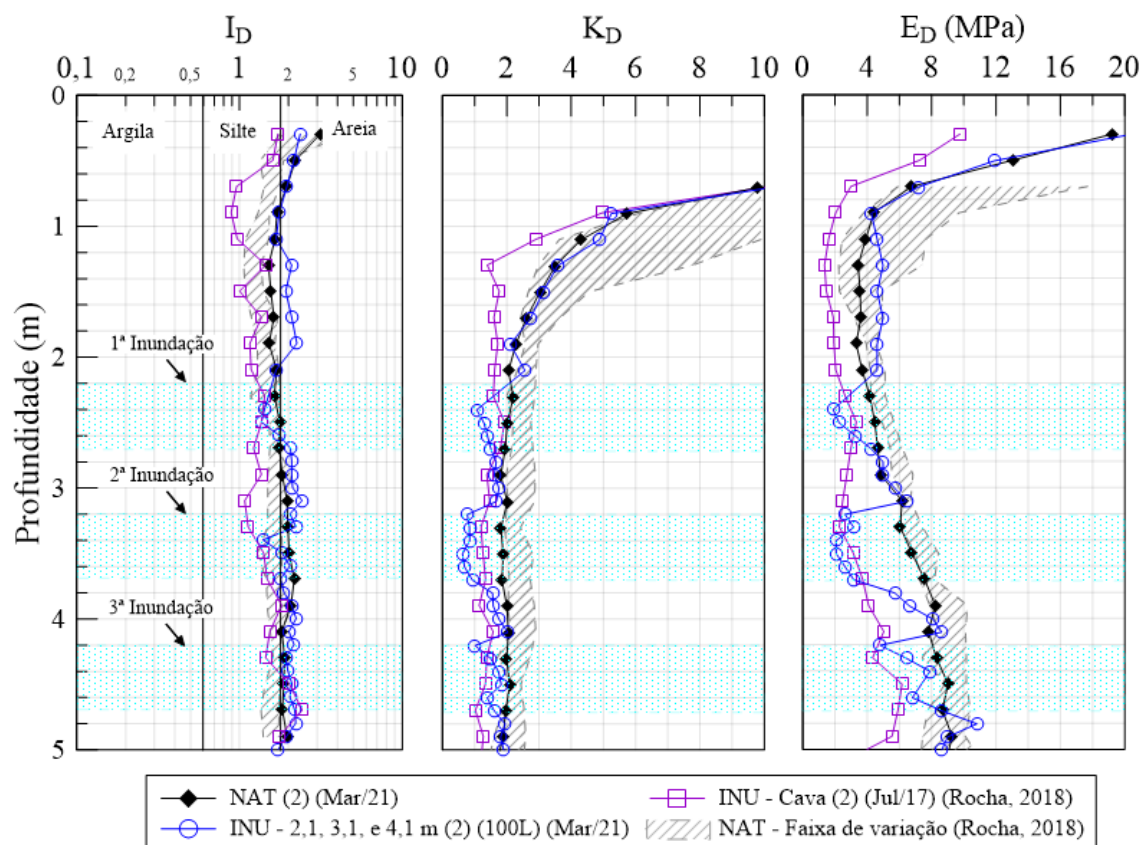


Figura 60: Perfil I_D , K_D , E_D para as campanhas realizadas em março de 2021 (Local 2).

Para as campanhas de março de 2021 (Local 2) o solo foi classificado como silte arenoso e areia siltosa ao longo do perfil de 5 metros, com o índice do material (I_D) variando entre 1 e 1,8 (silte arenoso) e de 1,8 à 3,3 (areia siltosa) e não apresentando alterações significativas quando inundado.

Os valores de K_D até 2,1 m, onde ocorre a inundação podem ser considerados naturais e apresentam valores superiores a 3 até 1,5 m de profundidade, a partir desta profundidade para os ensaios em condição natural os valores de K_D reduzem até 2 (em 2,1 metros de profundidade) e mantém-se próximo desse valor com poucas variações até os 5 metros de profundidade, apresentando comportamento bem semelhante ao limite inferior da variação apresentada por Rocha (2018). As medidas posteriores à inundação, apresentam redução significativa do valor de K_D , com valores caindo de 2 para 1,3 (-35%), 1,8 para 0,8 (-55%) e 2 para 1,5 (-25%) nas profundidades de 2,5, 3,3 e 4,3 m respectivamente. A inundação em 4,1 metros, apesar de apresentar uma redução do valor de K_D na ordem de 2 para 1, também apresentando uma redução aproximada de 50% na primeira medida após a inundação (4,2 m) apresenta uma “recuperação” do valor do módulo superior aquelas encontradas nas inundações em 2,1 e 3,1 m, com um incremento significativo nesse valor nas medidas de 4,4

e 4,5 chegando a valores próximos da condição natural, podendo indicar uma variação do material do solo naqueles pontos (material mais rígido) ou inundação não eficiente, contudo para a segunda hipótese temos para as profundidade 4,60 e 4,70 m valores menores do que os encontrados nas duas medidas anteriores, indicando que, apesar de mais profundos, a inundação foi, aparentemente, eficiente nesses pontos analisados.

Para o módulo dilatométrico (E_D) também é possível observar a variabilidade com a inundação, com perfil ascendente com o aumento da profundidade, iniciando em torno de 4 MPa em 1 m de profundidade e chegando a valores próximos de 9 MPa em 5 m de profundidade para a condição natural. Assim como ocorre para o K_D os valores de E_D apresentados nos ensaios posteriores a inundação são menores que os valores na condição natural, com uma redução de 50%, 48% e 23% em 2,5, 3,3 e 4,3 m de profundidade, respectivamente.

Os valores da redução dos parâmetros K_D e E_D por influência da inundação no Local 2 estão apresentados na Figura 61.

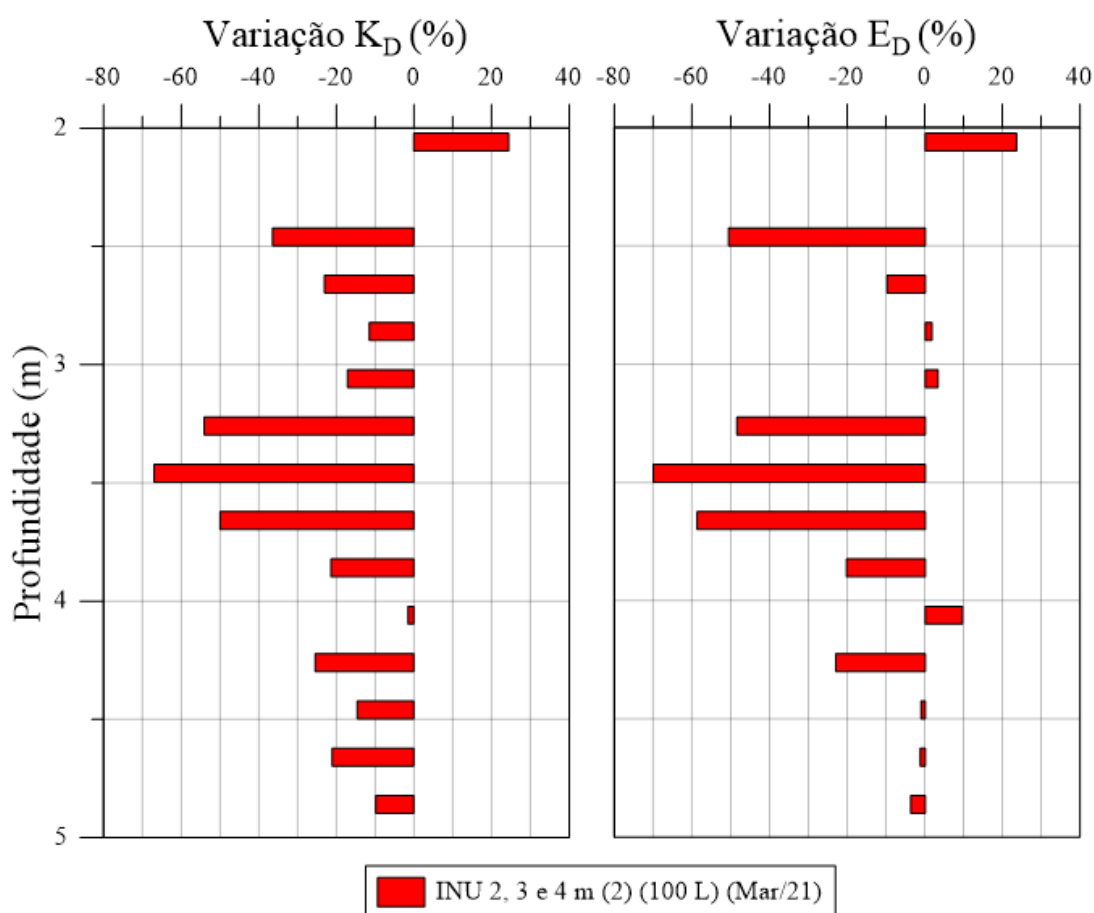


Figura 61: Comparação dos valores de K_D e E_D na condição natural e inundada para as campanhas realizadas em março de 2021 (Local 2).

A fim de comparação nas mesmas profundidades entre a condição natural (medições a cada 20 cm) e a condição inundada (medições a cada 10 cm), foi necessário dividir a cada 20 cm os ensaios na condição inundada. Destaca-se que as primeiras medidas após a inundação apresentam maiores variações do que as apresentadas na Figura 61.

Tanto a Figura 59 como Figura 61 mostram que as inundações de 100 litros reduzem significativamente os valores de K_D e E_D nos 60 cm posteriores a inundação, sendo as medidas realizadas nesse intervalo (até 60 cm) as que apresentam maior variação, a medida em 80 cm apresenta uma tendência a condição natural e a 100 cm não se percebe a influência da inundação.

6.2 Estimativa da curva tensão recalque

Para a estimativa da curva tensão-recalque por meio do DMT faz-se necessária a determinação do módulo confinados ao longo de uma profundidade. Após a determinação dos módulos confinados é possível realizar a estimativa conforme a proposta de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) com as adaptações de Silva, Rocha e Giacheti (2019) (conforme item 5.4).

6.2.1 Módulo confinado

Os módulos confinados obtidos em laboratório por meio de ensaio edométrico (Saab, 2016) e por meio do DMT na condição natural (fevereiro e março de 2021), faixa de variação para os ensaios realizados em condição natural (Rocha 2018) e na condição inundada pelo dispositivo (fevereiro e março de 2021) e pela cava (Rocha, 2018), estão apresentados nas Figuras 62 e 63. Saab (2016) realizou ensaios edométricos com sucção controlada de 0 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa até 5 m de profundidade. Os ensaios estão identificados como M_{OED} para ensaios edométricos e “S=0kPa” para sucção de 0 kPa, “S=50kPa” para sucção igual a 50 kPa e assim por diante. O M_{DMT} são os módulos obtidos por meio do DMT nas condições naturais e inundada.

Na Figura 62 estão expostos os módulos confinados (M_{DMT}) obtidos nas campanhas de fevereiro de 2021 (Local 1) e ensaios edométricos (M_{OED}).

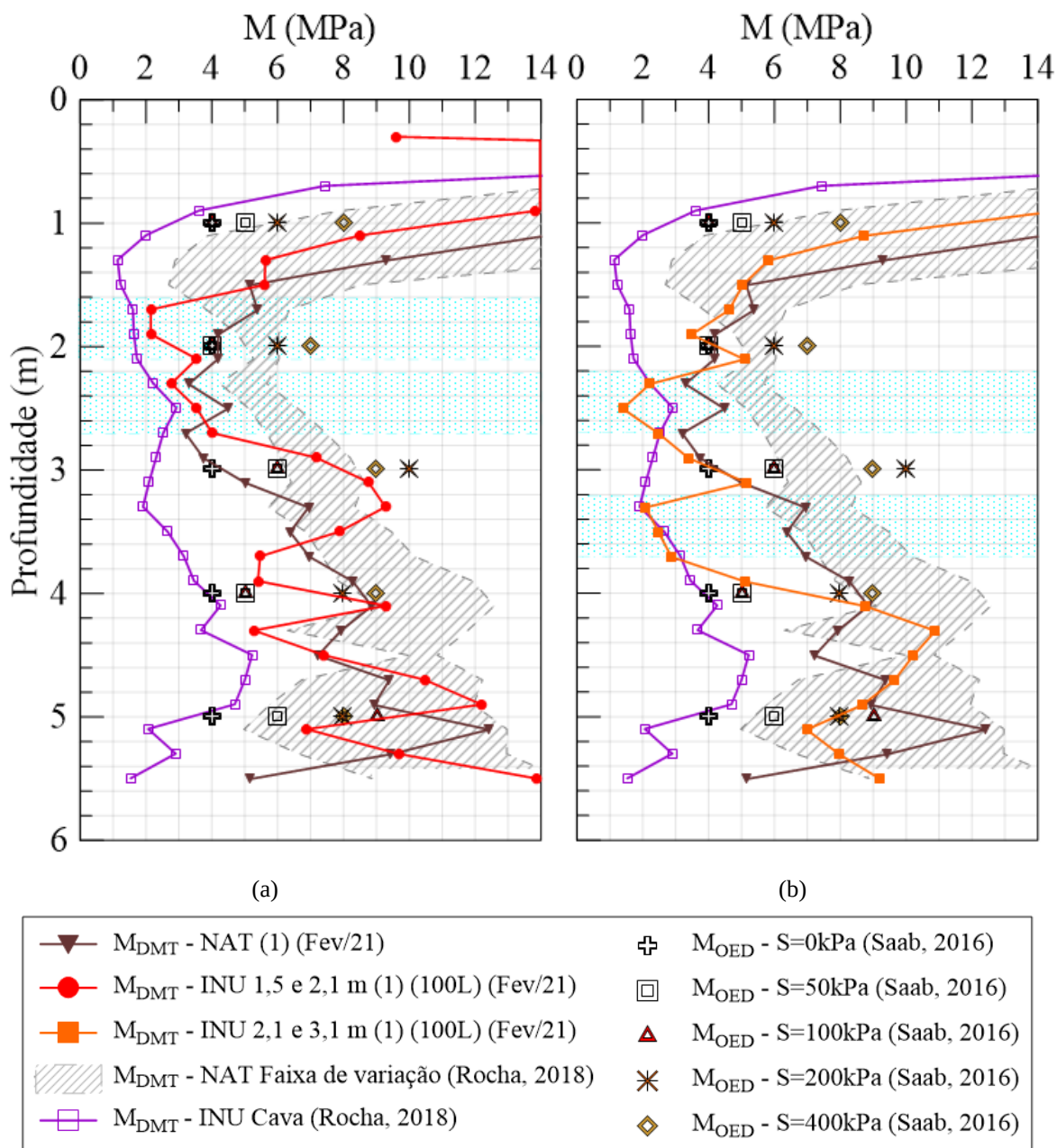


Figura 62: Perfil do módulo confinado obtido pelo DMT (M_{DMT}) e pelo ensaio edométrico (M_{OED}), com inundação em (a) 1,5 m e 2,1 m e (b) 2,1 m e 3,1 m em fevereiro de 2021 (Local 1) do campo experimental da UNESP de Bauru.

Observando a Figura 62 percebe-se que o M_{DMT} encontrado na condição natural em fevereiro de 2021 apresenta valores inferiores à faixa de variação de Rocha (2018), indicando uma influência do teor de umidade, já que a umidade natural foi superior às mesmas encontradas nas campanhas anteriores. O fenômeno de redução do módulo com o incremento da umidade também é visto nos ensaios inundados por meio do DMT com cava e dispositivo de inundação local e nos ensaios de laboratório (SAAB, 2016).

Os valores encontrados por meio do dispositivo de inundação são semelhantes com aqueles encontrados na cava e ensaios edométricos. Há uma redução de módulo após a

inundação em 1,5 m de 62,5% chegando a um valor próximo de 2,5 MPa enquanto a condição natural apresenta valores na ordem de 6,61 MPa. A inundação em 2,1 m também apresenta uma redução no valor do módulo de 10% e 45% e se aproxima dos valores obtidos pela cava, porém vale destacar que a condição natural também apresenta um valor baixo, inferior a 4 MPa, quando comparados com os ensaios de Rocha (2018).

A redução do módulo com a inundação em 3,1 m chegou a 63%. Os valores são semelhantes aos encontrados na cava (profundidade de 3,3 à 3,7 m). Em relação aos ensaios edométricos o ensaio na condição natural em 1 metro de profundidade o módulo apresentado pelo DMT é superior a sucção de 400 kPa. Para as profundidades de 2 e 3 metros temos os ensaios edométricos com sucção de 0 e 50 kPa mais próximos. Enquanto em 4 e 5 metros os ensaios com sucção de 200 e 400 kPa ficam mais próximos dos ensaios DMT. Para condição inundada em 1,5 e 2,1 m (Figura 62a) os resultados ficaram próximos de ensaio edométrico com sucção igual a 0 kPa e 50 kPa (em 2 m de profundidade). Com inundação em 2,1 e 3,1 m (Figura 62b) apresentaram módulos próximos daqueles ensaios edométricos com sucção igual a 0 kPa.

O módulo confinado para os ensaios realizados em março de 2021 (Local 2) estão apresentados na Figura 63.

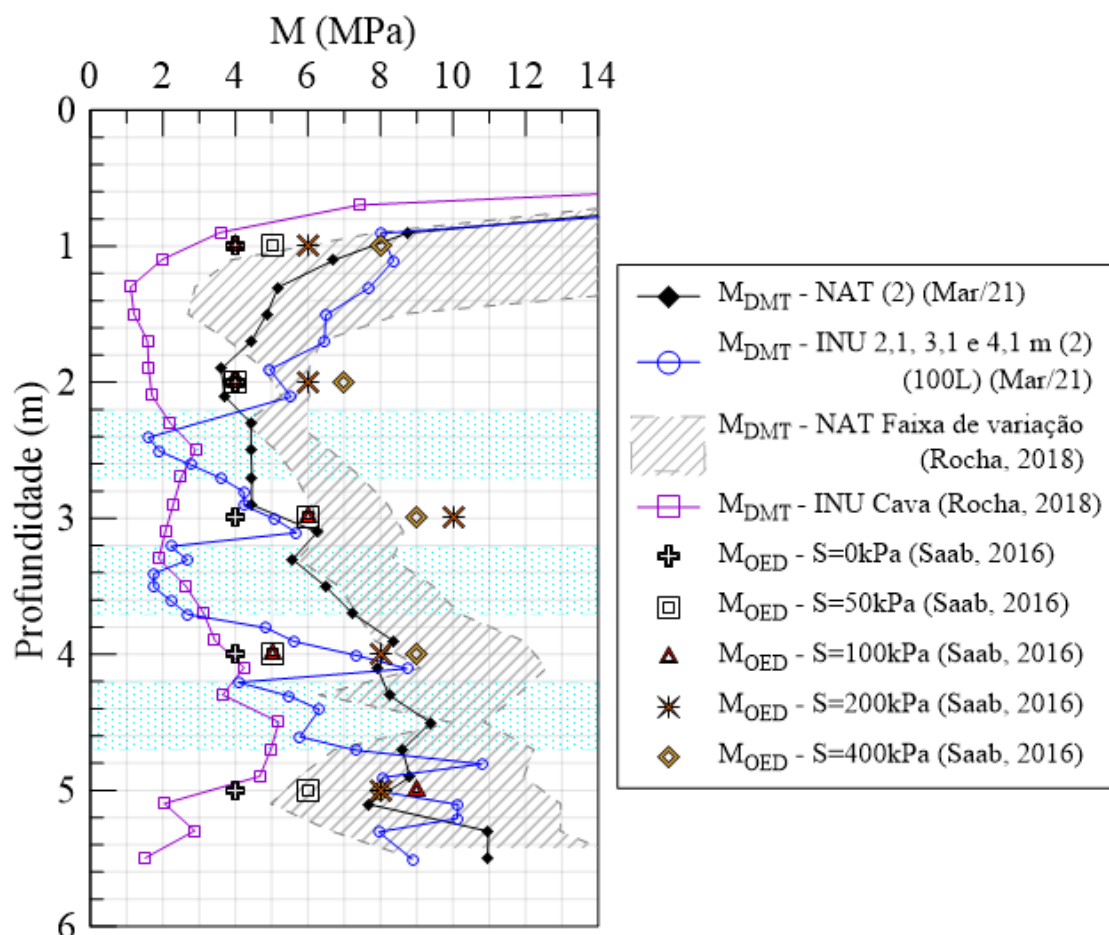


Figura 63: Perfil do módulo confinado obtido pelo DMT (M_{DMT}) e pelo ensaio edométrico (M_{OED}), com inundação em 2,1 m, 3,1 m e 4,1 m em março de 2021 (Local 2) do campo experimental da UNESP de Bauru.

Os ensaios com o dispositivo de inundação realizados em março de 2021 (Local 2) apresentam intervalos de 10 em 10 cm, conforme dito anteriormente (vide item 5.3.1.1.2). O módulo confinado em condições naturais apresenta boa concordância com os ensaios apresentados por Rocha (2018) e ensaio edométrico com sucção controlada de 50 kPa. As inundações em 2,1, 3,1 e 4,1 m provocaram a redução do módulo até valores bem próximos daqueles encontrados utilizando a cava. Pode-se observar que há uma boa concordância para os ensaios saturados obtidos por meio do ensaio edométrico e o DMT na condição inundada, principalmente nas profundidades 3 e 4 metros.

6.2.2 Previsão da curva tensão-recalque a partir do DMT

No local estudado foram realizadas campanhas de DMT em fevereiro e março de 2021. Além disso, foram reinterpretados resultados de DMTs realizados por Rocha (2018),

a fim de definir a faixa de variação para a condição natural e após a inundação do solo. Para possibilitar avaliar a aplicabilidade do DMT para previsão da curva tensão-recalque utilizaram-se como referência resultados de ensaios de prova de carga em placa de Agnelli (1997). Tais ensaios foram realizados em placa com diâmetro de 805 mm nas profundidades de 1, 2, 3 e 4 m, tanto para a condição de umidade natural e como inundada.

Nestes ensaios houve a necessidade de prolongar as curvas para se atingir 10% do diâmetro equivalente, ou seja, 70,9 mm. Além disso, também foram necessários fazer outros ajustes para adequar o resultado da prova de carga inundada, pois Agnelli (1997) realizou a inundação após o início do ensaio, ao atingir uma determinada tensão (Figura 30). Assim, as provas de carga inundadas foram ajustadas para uma curva tensão-recalque como se fossem inundadas desde o início utilizando a proposta de Décourt (1999).

As campanhas de DMT realizadas na condição natural de umidade contaram com 5 ensaios, sendo representados aqui pela média de 2 DMT para fevereiro de 2021 e a média de 3 DMT para março de 2021. Enquanto as campanhas com inundações contaram com 1 DMT inundado em 1,5 m e 2,1 m de profundidade, e com a média de 2 DMTs inundados em 2,1 e 3,1 m de profundidade (fevereiro de 2021) e 1 DMT inundado em 2,1, 3,1 e 4,1 m de profundidade (março de 2021). As referências para fim de comparação são os resultados das provas de carga de Agnelli (1997): 4 em condição natural e 4 inundadas, de metro em metro, até 4.0 m de profundidade.

Na Figura 64 tem-se as curvas tensão-recalque de Agnelli (1997) e previstas pelo DMT a partir do valor de M_{DMT} . As provas de carga estão identificadas como PC seguida a condição natural (N) ou inundada (I) e o respectivo diâmetro da placa (805 mm). As curvas previstas pelo DMT foram identificadas pela condição natural (N) ou inundada (I).

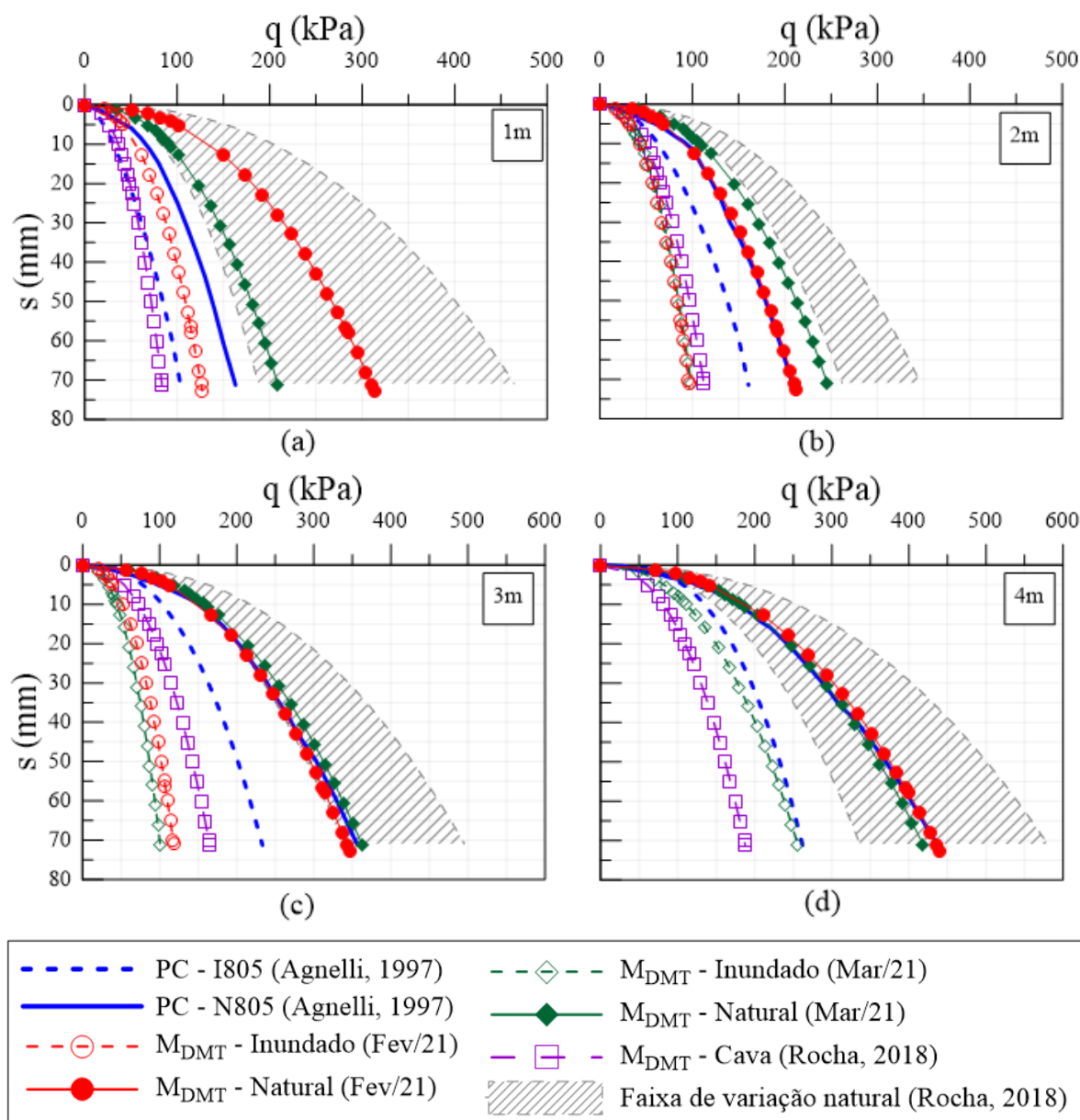


Figura 64: Curvas tensão-recalque em (a) 1, (b) 2, (c) 3 e (d) 4 m de profundidade das provas de carga de Agnelli (1997) e previstas por meio do DMT.

A faixa de variação das curvas tensão-recalque a 1 m de profundidade (Figura 64a) obtidas a partir dos ensaios realizados por Rocha (2018) para a condição natural de umidade tem uma grande variabilidade, associada a variações do solo mais próxima a superfície do terreno. As curvas previstas pelas campanhas realizadas em condição natural, em fevereiro e março de 2021, estão dentro dessa faixa (Figura 64a). Observa-se que a curva da prova de carga de referência para a condição natural está um pouco abaixo dessa faixa. Para a condição inundada, a curva prevista pelo DMT realizado na cava tem boa concordância com a de referência. Já, a curva prevista para a condição inundada com o dispositivo (campanha de fevereiro de 2021) ficou mais rígida que previsão realizada por meio da cava. A campanha

para a condição natural de fevereiro de 2021 foi realizada em local com vegetação, podendo haver outros efeitos de outras variáveis como de raízes de árvores nessa profundidade. Talvez por isso o processo de inundação com dispositivo, apesar de efetivo, tenha resultado em uma curva mais rígida. Além disso, a inundação com dispositivo não foi realizada na campanha de março de 2021 a 1 m de profundidade por problemas operacionais.

A faixa de variação das curvas tensão-recalque a 2 m de profundidade (Figura 64b) para a condição de umidade natural apresenta menor variabilidade. Observa-se nessa figura que as campanhas de DMT realizadas em condição natural em fevereiro e março de 2021, ficam próximas e tem boa concordância com a prova de carga de referência, no entanto estão fora da faixa de variação das campanhas de Rocha (2018). Na condição inundada as campanhas de fevereiro e março de 2021 e da cava tem boa concordância, porém todas menos rígidas que a curva de referência de Agnelli (1997).

Para a Figura 64c têm-se as curvas das provas de carga e as previstas pelo DMT para a 3 m de profundidade. Para a condição natural essas curvas têm boa concordância e estão no limite inferior da faixa obtida com os dados de Rocha (2018). Já, as duas curvas para a condição inundada por dispositivo (fevereiro e março de 2021) são similares, porém menos rígidas do que aquela determinada por meio da cava e todas essas três são bem menos rígidas do que a de referência para essa condição. Isto se deve aos baixos valores de M_{DMT} para a condição inundada por dispositivo nessa profundidade, com valores de K_D e E_D inferior àqueles encontrados pela cava, conforme se observa nas Figuras 62 e 63.

Em 4 m de profundidade (Figura 64d), a curva de prova de carga de referência e aquelas previstas pelo DMT para a condição de umidade natural apresentam boa concordância e estão dentro da faixa de variação prevista por meio dos ensaios de Rocha (2018). Para a condição inundada a curva prevista pelo DMT com dispositivo (março de 2021) foi equivalente a prova de carga inundada, enquanto aquela obtida a partir dos ensaios na cava foi bem menos rígida. Tal diferença se deve a menor do solo rigidez para a campanha de DMT com inundação pela cava (Figuras 62 e 63). Também neste caso não foi possível realizar a inundação a 4 m de profundidade na campanha de fevereiro de 2021, por problemas operacionais.

A Tabela 9 foi elaborada para mostrar as diferenças entre os recalques previstos pelo DMT para condição de trabalho ($\delta/B=1,8\%$) e aqueles observados nas provas de carga para esse mesmo nível de tensão.

Tabela 9: Recalque observado na prova de carga para a carga de trabalho do DMT, ou seja, que leva a um recalque de 12,76 mm para uma placa circular de 805 mm.

Campanha	Condição	Profundidade (m)	Recalque na PC (mm)	DMT/PC
Fevereiro de 2021	Natural	1	61,0	0,2
		2	12,3	1,0
		3	12,5	1,0
		4	15,1	0,9
	Inundado	1	29,9	0,4
		2	6,4	2,0
		3	2,4	5,3
Março de 2021	Natural	1	25,6	0,5
		2	19,4	0,7
		3	14,5	0,9
		4	13,5	1,0
	Inundado	2	6,4	2,0
		3	1,5	8,5
		4	8,0	1,6

Observa-se nessa tabela uma razoável concordância entre os valores dos recalques previstos pelo DMT para a condição de trabalho e observados na prova de carga, pois a grande maioria (71%) dos resultados se encontra dentro uma faixa satisfatória, onde os recalques previstos estão entre metade e o dobro dos observados (MONACO; TOTANI; CALABRESE, 2006).

As maiores diferenças ocorreram para os ensaios realizados a 1 m de profundidade na condição natural e inundada (fevereiro de 2021), e a 3 m de profundidade na condição inundada nas campanhas de março e fevereiro de 2021. É interessante salientar que para 3 m de profundidade a estimativa pelo DMT forneceu uma previsão conservativa de recalque. Apenas para a campanha de 1 m de profundidade de fevereiro de 2021 apresentou valores DMT/PC inferiores a 0,5 indicando uma maior rigidez do solo no ensaio DMT, conforme discutido anteriormente. Estes resultados destacam o potencial do DMT para previsão de

recalques para níveis de tensão equivalentes a carga nas condições de trabalho das fundações, com a vantagem de não ser necessário coletar amostras indeformadas e realizar ensaios de laboratório.

6.2.3 Identificação de solos colapsíveis

Para a identificação de solos colapsíveis utilizaram-se duas abordagens: a de Vilar e Rodrigues (2015) e uma adaptação a proposta de Berisavljević *et al.* (2014).

6.2.3.1 Critério de Vilar e Rodrigues (2015)

Para a análise qualitativa do comportamento colapsível dos solos por meio da proposta de Vilar e Rodrigues (2015) foi necessário estimar a massa específica do solo a partir do DMT. Neste sentido, empregou-se o ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981). Foram utilizadas as campanhas realizadas nas condições natural e inundada. Para a condição natural, utilizaram-se as campanhas de fevereiro e março de 2021 e àquelas anteriormente realizadas por Rocha (2018). Para a condição inundada, consideraram-se as campanhas de fevereiro e março de 2021 e toda a campanha com cava de inundação (ROCHA, 2018). Os resultados estão apresentados na Figura 65.

Os valores de massa específica variam entre 1,60 e 1,70 g/cm³ para os ensaios realizados na condição inundada. Esses valores variam entre 1,60, 1,70 e 1,80 g/cm³, com uma concentração maior em 1,70 g/cm³ para a condição natural de umidade. Neste ábaco (Figura 65), é possível observar que o solo é classificado entre um silte arenoso e areia siltosa.

A partir da massa específica (Figura 65) e dos teores de umidade (Figuras 55 e 56), pôde-se determinar a massa específica aparente seca do solo (ρ_d) e, a partir daí, comparar esses valores com aqueles obtidos em laboratório por Saab (2016), bem como compará-los com os valores de massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,máx}$) do Proctor Normal determinado por Giacheti, Coelho e Carvalho (1998). Os valores de ρ_d estão apresentados na Figura 66.

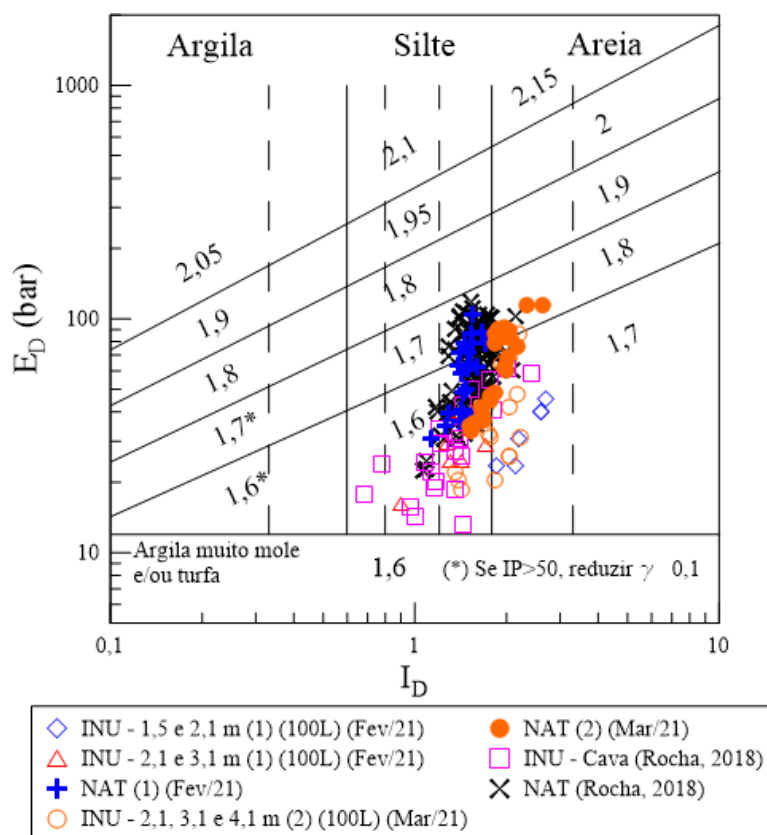


Figura 65: Ábaco de Marchetti e Crapps (1981) e resultados de DMTs em diferentes campanhas realizadas.

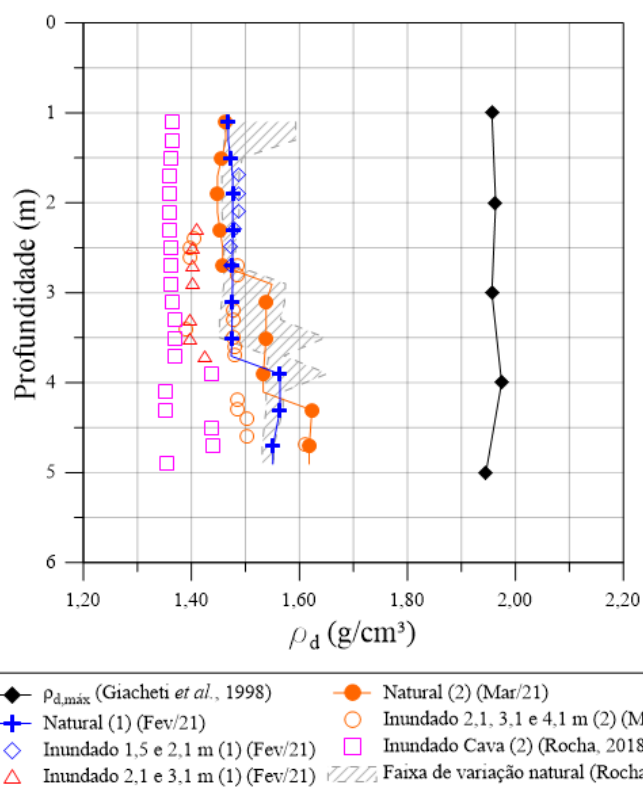


Figura 66: Massa específica aparente seca obtidos por meio do ábaco de Marchetti e Crapps (1981) e laboratório apresentado por Saab (2016) e massa específica aparente seca máxima do Proctor Normal determinados por Giacheti, Coelho e Carvalho (1998).

Até 5 m de profundidade, a massa específica aparente seca (ρ_d) variou entre 1,45 e 1,65 g/cm³ para a condição natural. Para a condição inundada, se observa uma variação entre 1,40 e 1,50 g/cm³ para as campanhas de fevereiro e março de 2021. Já, para os ensaios realizados na cava de inundação, os valores de massa específica foram de 1,35 g/cm³, com exceção das profundidades de 3,9, 4,5 e 4,7 m, que apresentaram valores de aproximadamente 1,45 g/cm³. Já, os valores de $\rho_{d,max}$ apresentados por Giacheti, Coelho e Carvalho (1998) ficaram em torno de 1,95 g/cm³ ao longo dos 5 metros de profundidade.

A massa específica aparente seca (ρ_d) e a umidade para uso do critério expedito de Vilar e Rodrigues (2015) estão apresentadas nas Figuras 55, 56 e 66. O ábaco está apresentado na Figura 67 e indica que o solo investigado é colapsível até 5 m de profundidade tanto no limite estabelecido pelos autores, como pela USBR (1998).

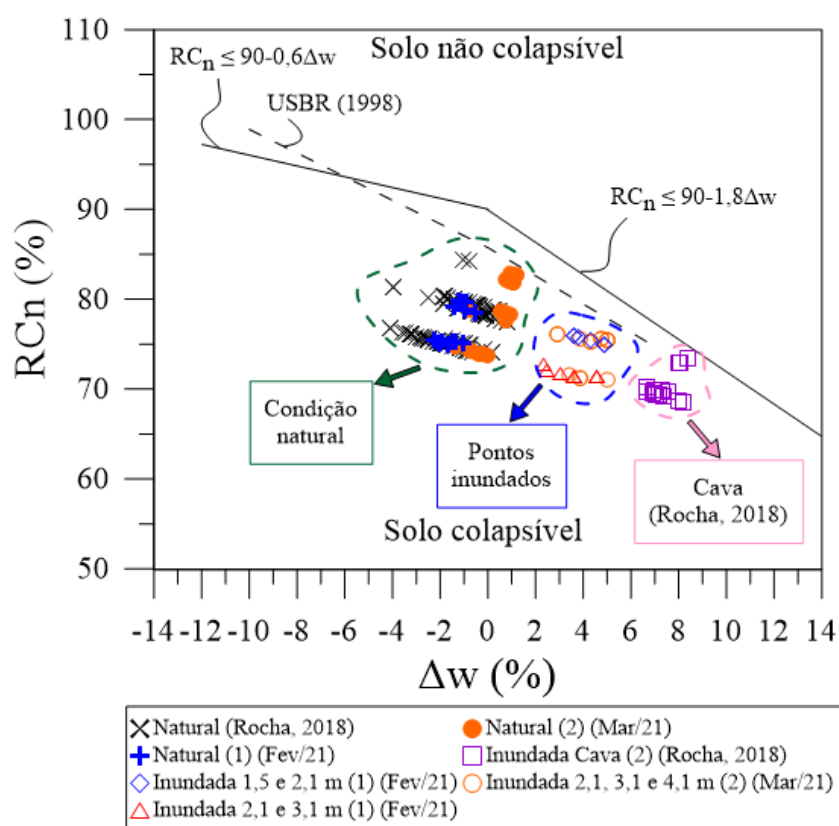


Figura 67: Colapsibilidade por meio do critério Vilar e Rodrigues (2015).

Verifica-se também que há uma maior proximidade da linha limite para o solo de 5 m de profundidade, enquanto as amostras mais próximas da superfície do terreno estão mais distantes desta linha, o que é um indicativo da diminuição da colapsibilidade do solo com o aumento da profundidade.

O aumento da umidade do solo desloca os pontos para a direita do ábaco, onde é possível observar que os pontos inundados das campanhas de fevereiro e março de 2021 estão mais próximas dos dados obtidos na cava de inundação de Rocha (2018). Destaca-se que a cava de inundação levou a um maior aumento no teor de umidade do solo do que aquele que se atingiu com o dispositivo, estando mais deslocados para a direita do ábaco.

6.2.3.2 Critério de Berisavljević *et al.* (2014)

Berisavljevic *et al.* (2014) apresentaram uma proposta para a identificação de solos colapsíveis por meio dos parâmetros intermediários determinados com o DMT (Figura 17). A partir de ensaios DMT realizados no campo experimental da Unesp de Bauru, observou-se pela proposta inicial de Berisavljević *et al.* (2014), que o solo do campo experimental é classificado como não colapsível. Tal classificação não está de acordo com os estudos realizados na área (AGNELLI, 1997; LOBO, 1991; SAAB, 2016) bem como com a proposta de Vilar e Rodrigues (2015) previamente aplicada para esse solo.

A proposta dos autores se baseia no fato de que os valores do índice de tensão horizontal (K_D) e do índice de material (I_D), bem como a “distância relativa” entre eles pode ser um indicativo de regiões com risco ao colapso. O solo loésico colapsível investigado pelos autores foram classificados como materiais arenosos, cujos valores de I_D foram superiores a 3, e os valores de K_D foram baixos, da ordem de 0,6. A partir desses valores os autores propuseram que solos colapsíveis apresentaram valores da relação I_D/K_D maior do que 5.

Os baixos valores de K_D observados podem estar relacionados ao fato de que K_D é sensível à densidade relativa (D_r), histórico de tensões, envelhecimento e cimentação (MARCHETTI, 2015c; ROBERTSON; CAMPANELLA, 1986). Um alto valor K_D é um indicativo do efeito combinado desses fatores. Entretanto, quando K_D é baixo, nenhum destes fatores é alto, e pode ser um indicativo de solos colapsíveis.

Para o solo do campo experimental da Unesp de Bauru, apenas os ensaios DMT realizados na campanha de Março/2021 apresentaram valores de K_D inferiores a 1,0. Estes valores foram observados entre 3,0 e 4,0 m de profundidade, sendo o solo inundado a 3,1 m. Já, I_D não sofreu influência significativa da variação do teor de umidade, ficando em torno de 1,8, ou seja, a classificação do solo ficou entre um silte arenoso e uma areia siltosa ao longo do perfil, com uma relação I_D/K_D abaixo de 5.

Assim, além dos resultados de DMT realizados na área de estudo, levantaram-se dados na literatura a fim de montar um banco de dados com solos que apresentam a relação I_D/K_D menor que 5, com comportamento diferente de areias ($I_D < 3,3$) e são sabidamente colapsíveis (item 4.2) e analisá-los junto a proposta inicial de Berisavljević *et al.* (2014). Assim, na Figura 68 é possível observar que a grande maioria dos solos potencialmente colapsíveis estão em uma região, e os solos potencialmente não colapsíveis em outra, neste ábaco. Tais resultados, interpretados em conjunto, permitiram que se sugerisse um novo limite para separar os solos potencialmente colapsíveis dos solos potencialmente não colapsíveis. Este limite, definido pela Equação 27, foi estabelecido empiricamente para separar qualitativamente esses dois conjuntos de dados: os solos potencialmente colapsíveis daqueles potencialmente não colapsíveis.

$$\frac{I_D}{K_D} = 0,126 + 0,0023 \cdot \frac{E_D}{\sigma'_v} + 3,29 \cdot 10^{-7} \cdot \left(\frac{E_D}{\sigma'_v}\right)^2 + 1,08 \cdot 10^{-10} \cdot \left(\frac{E_D}{\sigma'_v}\right)^3 \quad (27)$$

Importante destacar que alguns desses solos não estão adequadamente separados pelo limite definido, ou seja, tal inconsistência nesta proposta empírica pode estar relacionada a fatores como compressibilidade do solo, anisotropia, tensão horizontal, cimentação, e envelhecimento dos solos (SCHNAID; NIERWINSKI; ODEBRECHT, 2020; SCHNAID; YU, 2007).

Observa-se na Figura 68, que a maioria dos solos potencialmente colapsíveis tem valores de K_D inferiores a 1,5. Quando se consideram os fenômenos do colapso e da liquefação em materiais metaestáveis, observa-se que o limite sugerido para os solos colapsíveis ($K_D \leq 1,5$) é equivalente aquele proposto por (MONACO *et al.*, 2005) para materiais não susceptíveis a liquefação em regiões sem a ocorrência de abalos sísmicos ($K_D \geq 1,7$). Destaca-se ainda que os solos potencialmente colapsíveis, apresentam, de forma geral, valores da relação I_D/K_D maiores que 0,4 quando comparados àqueles não colapsíveis.

A análise de todos os dados apresentados e a adequação sugerida na proposta de Berisavljević *et al.* (2014) indicam o potencial de se utilizar apenas o DMT para identificar qualitativamente solos potencialmente colapsíveis. Esta proposta é interessante, uma vez que permite tal identificação sem a necessidade de amostras indeformadas e a realização de ensaios de laboratório.

Importante destacar que esta abordagem tem a finalidade de auxiliar a identificação de áreas susceptíveis ao colapso, com caráter qualitativo, para ser utilizada na fase de

concepção preliminar do projeto geotécnico, a fim de orientar ao invés de substituir os métodos mais apropriados, baseados em resultados de ensaios edométricos, para caracterizar e identificar os solos colapsíveis.

Deve-se destacar, mais uma vez, o fato de se classificar o solo como “potencialmente” nesta proposta pois, em alguns casos, alguns solos não estão adequadamente separados pelo limite definido entre solo colapsível e não colapsível.

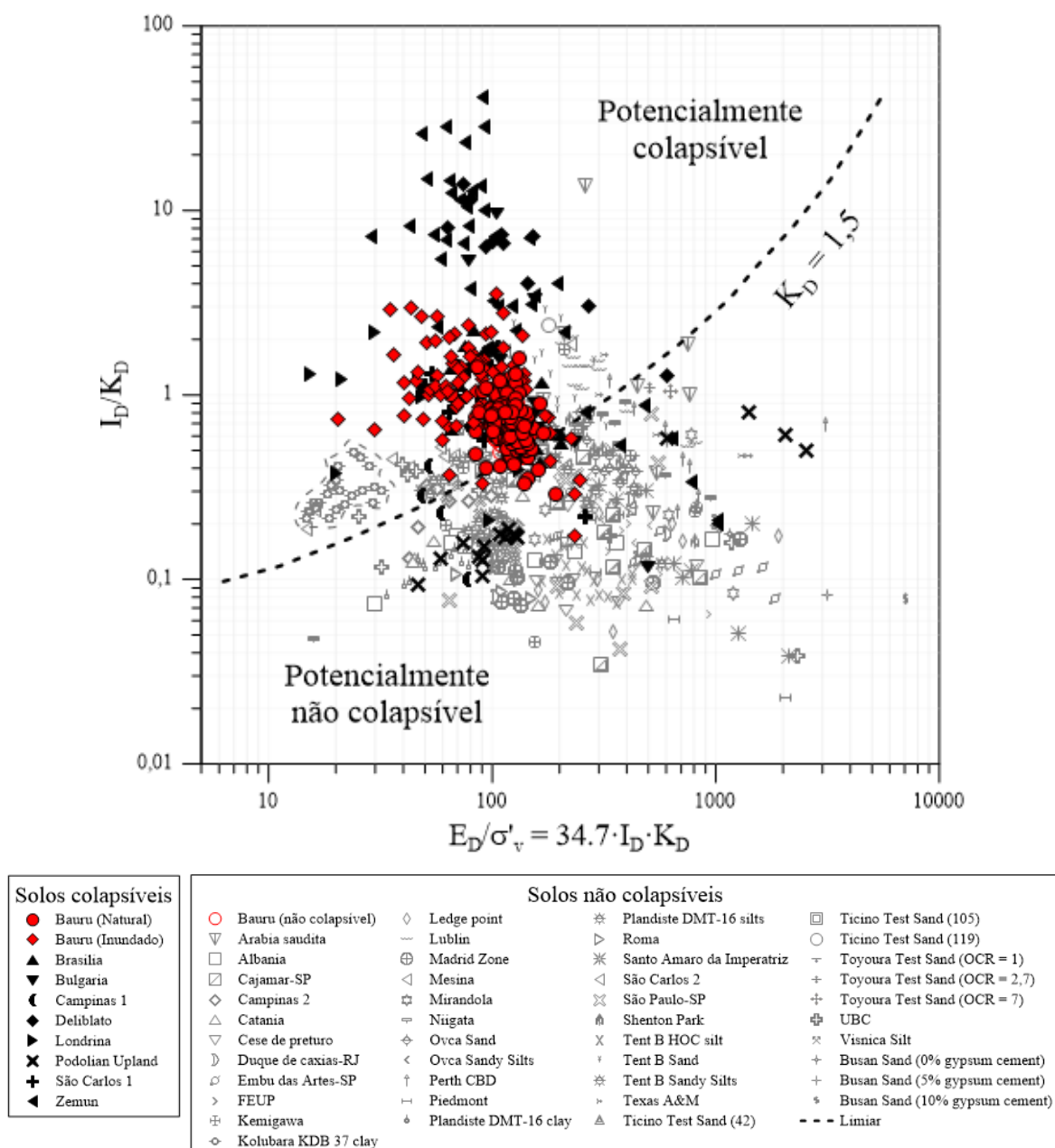


Figura 68: Ábaco de Berisavljević *et al.* (2014) adaptado para incorporar diversos tipos de solos.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE

7.1 Conclusões

- As curvas tensão-recalque obtidas por meio do DMT, a partir da proposta de Dos Santos, Rocha e Giacheti (2019) e adaptada por Silva, Rocha e Giacheti (2019) apresentaram resultados satisfatórios quando comparados os resultados ensaios de prova de carga em placas realizadas no campo experimental da Unesp de Bauru.
- Construiu-se e testou-se um dispositivo que pode ser acoplado a lâmina do DMT para realizar a inundação do solo. Em 3 horas de inundação, conseguiu-se injetar 100 L de água e esse processo atingiu uma área de influência de 60 cm de profundidade abaixo do ponto inundado.
- Os ensaios utilizando o dispositivo de inundação e o procedimento recomendado apresentaram resultados que estão de acordo com os de Rocha (2018) em condição inundada através do uso de uma cava de inundação. Esta técnica de inundação, mais rápida e de menor custo, tem potencial para ser empregada para simular as condições do subsolo com pouca influência da sucção em campo.
- Fez-se uma adaptação na proposta de Vilar e Rodrigues (2015) para identificação de solos colapsíveis a fim de usar dados do DMT e medida in situ do teor de umidade. Esta proposta indicou que os 5 m do perfil do subsolo da área estudada é colapsível e está de acordo com o que se conhece do comportamento desse solo.
- A proposta de Berisavljević *et al.* (2014) que emprega a relação I_D/K_D versus E_D/σ'_v para identificar solos colapsíveis não foi adequada para o perfil do solo estudado. Fez-se uma adequação nessa proposta a partir de um banco de dados disponível na literatura e os resultados obtidos agora são mais promissores.

7.2 Sugestões para continuidade

- Melhorar o dispositivo e o procedimento de inundação, em especial o elemento poroso, para uma maior eficiência no processo de inundação, se possível com menor tempo.

- Realizar um número maior de ensaios com inundação local com esse dispositivo, ou um atualizado, a fim de se criar um banco de dados e verificar a eficiência do processo de inundação.
- Realizar ensaios DMT em diferentes profundidades e em diferentes épocas do ano, com o intuito de avaliar o efeito da condição natural e inundada no comportamento mecânico do solo.
- Realizar ensaios com prova de carga em placa de 30 cm de diâmetro em condição natural e inundada e comparar com os resultados apresentados pela estimativa da curva tensão-recalque, com vista ao estudo do potencial de colapso do solo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGNELLI, N. **Estudo da colapsividade do solo de Bauru (SP) através de provas de carga diretas**. 1997. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. 1992. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.
- AGNELLI, N.; ALBIERO, J. H. **Estudo da colapsividade do solo de Bauru (SP) através de provas de carga diretas**. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. **Anais...**Foz do Iguaçu: 1994.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6635-15 2015. Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer**. West Conshohocken, PA, USA: [s.n.].
- AMOROSO, S. **G- γ Decay curves by seismic dilatometer (SDMT)**. 2011. Tese de doutorado (PhD Thesis) - University of L'Aquila, L'Aquila, 2011
- AMOROSO, S. *et al.* Examination of the Potential of the Seismic Dilatometer (SDMT) to Estimate In Situ Stiffness Decay Curves in Various Soil Types. **Soil and Rocks**, v. 3, p. 177–194, dez. 2014.
- AMOROSO, S. *et al.* **Preliminary results of P-wave and S-wave measurements by seismic dilatometer test (SPDMT) in Mirandola (Italy)**. In: Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489: Prova de Carga direta sobre Terreno de Fundação**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.

- BALDI, G. *et al.* **Flat dilatometer tests in calibration chambers.** Use of in situ tests in geotechnical engineering. **Anais...ASCE**, 1986.
- BARBOSA, H. T.; BANDEIRA, A. P. N.; GUILHERME, L. C. Identificação de Potenciais de Colapso de Solos de um Trecho da Obra do Cinturão das Águas do Ceará. **XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2016.
- BASMA, A. A.; TUNCER, E. R. Evaluation and Control of Collapsible Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 10, p. 1491–1504, out. 1992.
- BELLOTTI, R. *et al.* **Flat dilatometer tests in Toyoura sand.** International conference on soil mechanics and foundation engineering. **Anais...**1994.
- BERISAVLJEVIĆ, D. *et al.* Characterization of collapsing loess by seismic dilatometer. **Engineering Geology**, v. 181, p. 180–189, 1 out. 2014.
- BERISAVLJEVIC, D.; RAKIC, D.; ŠUŠIĆ, N. **SDMT - a Tool for in Situ Identification of Collapsible Soils.** The 3rd International Conference on the Flat Dilatometer. **Anais...**Rome, Italy: 1 jan. 2015.
- BRIAUD, J.; GIBBENS, R. M. **Predicted and measured behavior of five spread footings on sand.** GSP Geotechnical Special Publication (GSP) 41. **Anais...ASCE**, 1994.
- BURLAND, J. B.; BURBIDGE, M. C. Settlement of foundations on sand and gravel. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London)**, v. 78, n. pt 1, p. 1325–1381, dez. 1985.
- CAVALLARO, A.; GRASSO, S.; MAUGERI, M. **Clay soil characterization by the new seismic dilatometer Marchetti test (SDMT).** Proceedings of the 2nd International Conference on the Flat Dilatometer. **Anais...**2006.
- CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis.** [s.l.] EESC/USP, 1998.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** [s.l.] Oficina de Textos, 2011.

CONCIANI, W. **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. 1997. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

CRUZ, I. R. **An evaluation of seismic flat dilatometer and lateral stress seismic piezocone**. 2009. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - University of British Columbia, Vancouver, 2009.

CRUZ, N. B. F. **MODELLING GEOMECHANICS OF RESIDUAL SOILS WITH DMT TESTS**. 2010. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade do Porto, Porto, 2010.

DA FONSECA, A. J. P. V.; SANTOS, J. A. Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. International Prediction Event-Experimental Site-ISC'2. **International Prediction Event-Experimental Site-ISC'2**, 2008.

DAKSHANAMURTHY, V. A Stress-Controlled Study of Swelling Characteristics of Compacted Expansive Clays. **Geotechnical Testing Journal**, v. 2, n. 1, p. 57–60, 1979.

DAVIES, G. I. **Análise e Modelagem do Comportamento colapsível de um solo arenoso**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

DE LOLLO, J. A. *et al.* Use of electrical resistivity to identify collapsible soils in Brazil. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 70, n. 2, p. 299–307, 18 maio 2011.

DE MIO, G. **Condicionantes geológicos na interpretação de ensaios de piezocone para identificação estratigráfica na investigação geotécnica e geoambiental**. 2005. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

DECOURT, L. **SPT in non classical materials-US-Brazil Geotechnical Workshop on “Applicability of classical soil mechanics principles to structured soils.”** Proc. US/Brazil Geot. Workshop. **Anais...**Belo Horizonte: 1992.

DÉCOURT, L. **Behavior of foundations under working load conditions**. 11th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. **Anais...**Foz do Iguaçu: 1999.

DÉCOURT, L. Discussion of “Estimation of Bearing Capacity of Circular Footings on Sands Based on Cone Penetration Test” by Junhwan Lee and Rodrigo Salgado. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 11, p. 1511–1513, nov. 2006.

DECOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, SPT-T; Present stage and future trends**. International conference on soil mechanics and foundation engineering. **Anais...**1994.

DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. R. **ESTABELECIMENTO DAS CURVAS CARGA-RECALQUE DE FUNDAÇÕES ATRAVÉS DE PROVAS DE CARGA EM MINI PLACA**. 3o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. **Anais...**SEFE III, 1996.

DOS SANTOS, R. A.; ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. DMT for load-settlement curve prediction in a tropical sandy soil compared to plate load tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 43, n. 1, p. 113–131, 1 jan. 2019.

DUDLEY, J. H. Review of Collapsing Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 96, n. 3, p. 925–947, maio 1970.

ESCARIO, V.; SAEZ, J. **Gradual collapse of soils originated by a suction decrease**. Proceedings of the 8th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Moscow. **Anais...**1973.

FAILMEZGER, R. A.; BULLOCK, P. J. **Owner Involvement—Choosing Risk Factors for Shallow Foundations**. Geo-Risk 2011: Risk Assessment and Management. **Anais...**2011.

FEDA, J. Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice. **Engineering Geology**, v. 1, n. 3, p. 201–219, mar. 1966.

FERREIRA, A. A. *et al.* **Solos do interior de São Paulo: mesa redonda.** São Paulo: ABMS, 1993.

FERREIRA, R. C. *et al.* **Some aspects on the behavior of Brazilian collapsible soils.** Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ABMS, v. suppl. **Anais...**1989.

FERREIRA, S. R. M. *et al.* Volume change measurements due to wetting in collapsible soils by laboratory and field tests. **Unsaturated Soils, Jucá, de Campos & Marinho (eds)© 2002 Swets & Zeitlinger, Lisse**, p. 577–581, 2002.

FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variações de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de laboratório e campo. **Solos e Rochas**, v. 4, p. 245–253, dez. 1993.

FREITAS, M. L. R. A. **Comportamento Geomecânico de um Solo Colapsível de Petrolina-Pe Avaliado por Meio de Ensaio de Campo e Laboratório.** 2017. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

FUCALE, S. P. **Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco.** 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

FUTAI, M. M. **Estudo Teórico-Experimental do Comportamento de Solos Tropicais Não-Saturados: Aplicação a um Caso de Voçorocamento.** 2002. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

GIACHETI, H. L. *et al.* **Flat dilatometer testing in Brazilian tropical soils.** Proceedings from the Second International Flat Dilatometer Conference. ASCE,[online]. **Anais...**2006.

GIACHETI, H. L. *et al.* Seasonal influence on cone penetration test: An unsaturated soil site example. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 11, n. 2, p. 361–368, 1 abr. 2019.

GIACHETI, H. L.; COELHO, V.; CARVALHO, D. Caracterização geotécnica de dois perfis de solos tropicais com base em ensaios de laboratório. **XI COBRAMSEG, Brasília**, v. 1, p. 195–202, 1998.

GIBBS, H. J.; BARA, J. P. Predicting Surface Subsidence from Basic Soil Tests. In: **Field Testing of Soils**. 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959: ASTM International, 1962. p. 231-231–17.

GRAVESEN, S. Elastic Semi-Infinite Medium Bounded by a Rigid Wall with a Circular Hole. **Copenhagen: Laboratoriet for Bygningsteknik – Danmarks Tekniske Højskole**, v. 30, p. 93–111, 1960.

GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T.; VILAR, O. M. Influence of the microstructure in the collapse of a residual clayey tropical soil. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 68, n. 1, p. 107–116, 23 fev. 2009.

HAERI, S. M. *et al.* Assessing the Hydro-Mechanical Behavior of Collapsible Soils Using a Modified Triaxial Test Device. **Geotechnical Testing Journal**, v. 37, n. 2, p. 20130034, mar. 2014.

HAMAMDSHIEV, K. B.; LUTENEGGER, A. J. **STUDY OF OCR (OVERCONSOLIDATION RATIO) OF LOESS BY FLAT DILATOMETER**. PROCEEDINGS OF THE ELEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. **Anais...**San Francisco: ago. 1985.

HILF, J. W. **An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils**. [s.l.] University of Colorado at Boulder, 1956.

HRYCIW, R. D. Flat Dilatometer (DMT), Cone Penetrometer (CPT) and Seismic Cone (SCPT) Evaluation of Select New Madrid Liquefaction Sites. **Seismological Research Letters**, v. 63, n. 3, p. 357–366, 1 jul. 1992.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). **Mapa Geológico do Estado de São Paulo**. São Paulo: [s.n.]. v. 1. 1981.

JENDEBY, L. **Deep Compaction by Vibrowing**. Proceedings, Nordic Geotechnical Meeting NGM-92. **Anais...**1992.

JENNINGS J.E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse” of grain structure**. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics & Foundation Engineering. **Anais...**Durban, South Africa: 1975.

KOSHO, A. *et al.* Geotechnical characterization of Albanian soils by in situ and laboratory tests. In: **Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development**. [s.l: s.n.]. p. 2963–2968.

LACASSE, S.; LUNNE, T. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. **ASCE**, p. 686–699, 1986.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HARDCASTLE, J. H. Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 117, n. 5, p. 714–730, maio 1991.

LEE, M. J. *et al.* Evaluation of deformation modulus of cemented sand using CPT and DMT. **Engineering Geology**, v. 115, n. 1–2, p. 28–35, set. 2010.

LEHANE, B.; FAHEY, M. **Using SCPT and DMT data for settlement prediction in sand**. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne (eds.). **Anais...**2004.

LI, P.; VANAPALLI, S.; LI, T. Review of collapse triggering mechanism of collapsible soils due to wetting. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 8, n. 2, p. 256–274, abr. 2016.

LOBO, A. S. **Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte**. 1991. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

LOURENS, J. P.; CZAPLA, H. Prediction of collapse settlement of a high embankment. **Civil Engineering= Siviele Ingenieurswese**, v. 1987, n. 2, p. 49–57, 1987.

LUTENEGGER, A. J. **Current status of the Marchetti dilatometer test**. Special Lecture. In Proceedings of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1. **Anais...**Orlando, Fla: 1988.

LUTENEGGER, A.; SABER, R. Determination of Collapse Potential of Soils.

Geotechnical Testing Journal, v. 11, n. 3, p. 173, 1988.

MACHADO, S. L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados.**

1998. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Journal of the Geotechnical**

Engineering Division, ASCE, v. 106, n. GT3, Proc. Paper, 15290, p. 299–321, 1980.

MARCHETTI, S. The flat dilatometer design applications. In: **Proc. Third International Geotechnical Engineering Conference**. Cairo, 1997. P. 421-448.

MARCHETTI, S. *et al.* **The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations.**

PROCEEDINGS FROM THE SECOND INTERNATIONAL FLAT DILATOMETER CONFERENCE. **Anais...**2001a.

MARCHETTI, S. *et al.* **The DMT in soil investigations. A report by the ISSMGE TC**

16. Proc., Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories.

Anais...Parahyangan Catholic Univ. Bandung, Indonesia, 2001b.

MARCHETTI, S. **Origin of the Flat Dilatometer.** PROCEEDINGS FROM THE

SECOND INTERNATIONAL FLAT DILATOMETER CONFERENCE.

Anais...Washington, DC.: 2006.

MARCHETTI, S. *et al.* In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT). **ASCE**

Geotechnical Special Publication, v. 170, 9 mar. 2008.

MARCHETTI, S. **Some 2015 Updates to the TC16 DMT Report 2001.** DMT '15 3rd Int.

Conf. on the Flat Dilatometer. . **Anais...**Rome, Italy: 2015a.

MARCHETTI, S. Flat dilatometer (DMT). Applications and recent developments. In:

Proc. of the Indian Geotechnical Conference, Pune, India. 2015. p. 16-19.

MARCHETTI, S. Incorporating the Stress History Parameter KD of DMT into the

Liquefaction Correlations in Clean Uncemented Sands. **Journal of Geotechnical and**

Geoenvironmental Engineering, v. 142, n. 2, fev. 2015c.

MARCHETTI, S.; CRAPPS, D. K. **Flat dilatometer manual**. Internal Report of G.P.E. Inc. 1981.

MAYNE, P. W.; BROWN, D. A. Site characterization of Piedmont residuum of North America. **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**, v. 2, p. 1323–1339, 2003.

MAYNE, P. W.; ILLINGWORTH, F. **Direct CPT method for footing response in sands using a database approach**. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. **Anais...**Huntington Beach, CA.: 2010.

MŁYNAREK, Z.; WIERZBICKI, J.; MAŃKA, M. **Geotechnical parameters of loess soils from CPTU and SDMT**. International Conference on the Flat Dilatometer DMT. **Anais...**2015.

MONACCI, M. D. **Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola – UNICAMP**. 1995. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1995.

MONACO, P. *et al.* **Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT)**. Proc. 16th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. **Anais...**Rotterdam, The Netherlands: Mill Press, 2005.

MONACO, P. *et al.* Geotechnical Aspects of the L'Aquila Earthquake. In: **Special topics in earthquake geotechnical engineering**. [s.l.] Springer, 2012. p. 1–66.

MONACO, P.; TOTANI, G.; CALABRESE, M. **DMT-predicted vs observed settlements: a review of the available experience**. PROCEEDINGS FROM THE SECOND INTERNATIONAL FLAT DILATOMETER CONFERENCE. **Anais...**2006.

MOTA, N. M. B. **Ensaio avançados de campo na argila porosa não saturada de Brasília: interpretação e aplicação em projetos de fundação**. 2003. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

NEPELSKI, K. Interpretation of CPT and SDMT tests for Lublin loess soils exemplified by Cyprysowa research site. **Budownictwo i Architektura**, v. 18, p. 63–72, 2019.

NUÑES, E. **Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación.** Congreso Panamericano de Mecánica dos Suelos e Ingeniería de Fundaciones. **Anais...**Buenos Aires: 1975.

PENNA, A. **Some recent experience obtained with DMT in Brazilian soils.** 2nd International Conference on the Flat Dilatometer. **Anais...**Virginia: 2006.

PEPE, G. *et al.* **SDMT testing for the estimation of in situ G decay curves in soft alluvial and organic soils.** Rome: Proceedings of the 3rd International Conference on the Flat Dilatometer, 2015.

REZNIK, Y. Discussion of Determination of Collapse Potential of Soils by A. J. Lutenegeger and R. T. Saber. **Geotechnical Testing Journal**, v. 12, n. 3, p. 248-249. 1989.

REZNIK, Y. M. PLATE-LOAD TESTS OF COLLAPSIBLE SOILS. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 3, p. 608–615, 1993.

ROBERTSON, P.; CAMPANELLA, R. Estimating Liquefaction Potential of Sands Using the Flat Plate Dilatometer. **Geotechnical Testing Journal**, v. 9, n. 1, p. 38–40, 1986.

ROCHA, B. P. **CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS NÃO SATURADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO.** 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

ROCHA, B. P.; RODRIGUES, R. A.; GIACHETI, H. L. The flat dilatometer test in an unsaturated tropical soil site. **Geotechnical and Geological Engineering**, 39, p. 5957-5969. 2021.

RODRIGUES, R. A. **MODELAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES POR COLAPSO DEVIDAS À ASCENSÃO DE LENÇOL FREÁTICO.** 2007. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

SAAB, A. L. **INFLUÊNCIA DA SUÇÃO NOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE DE UM SOLO NÃO SATURADO**. 2016. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (Unesp), Bauru, 2016.

SCHMERTMANN, J. H. **A method for determining the friction angle in sands from the Marchetti dilatometer test (DMT)**. 2nd European Symp. on Penetration Testing. *Anais...*1982.

SCHMERTMANN, J. H. **Dilatometer to compute foundation settlement**. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering. *Anais...*New York: ASCE, 1986.

SCHNAID, F.; NIERWINSKI, H. P.; ODEBRECHT, E. Classification and State-Parameter Assessment of Granular Soils Using the Seismic Cone. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 146, n. 8, ago. 2020.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. [s.l.] Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F.; YU, H. S. Interpretation of the seismic cone test in granular soils. **Géotechnique**, v. 57, n. 3, p. 265–272, abr. 2007.

SILVA, N. M. **PREVISÃO DA CURVA TENSÃO-RECALQUE A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO E AVALIAÇÃO DO EFEITO DA CONDIÇÃO NÃO SATURADA EM UM PERFIL DE SOLO TROPICAL**. 2019. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

SILVA, F. K. **Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss por meio de ensaio de campo e laboratório – Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2015. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SILVA, N. M.; ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. Prediction of Load-Settlement Curves by the DMT in an Unsaturated Tropical Soil Site. **Soils and Rocks**, v. 42, n. 3, p. 351–361, 31 dez. 2019.

SILVEIRA, I. A. **ESTUDO DA COLAPSIBILIDADE EM FUNÇÃO DAS CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO DE UM SOLO ARENOSO NÃO SATURADO.**

2019. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (Unesp), Bauru, 2016.

SKILES, D. L.; TOWNSEND, F. C. **Predicting Shallow Foundation Settlement in Sands from DMT.** Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. **Anais...ASCE**, 1994.

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (Colapso).** 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

TANAKA, H.; TANAKA, M. Characterization of Sandy Soils Using CPT and DMT. **Soils and Foundations**, v. 38, n. 3, p. 55–65, set. 1998.

TEIXEIRA, R. S.; SOBRINHO, V. M.; COSTA BRANCO, C. J. M. **Avaliação do Perfil Estratigráfico Obtido por meio de SPTs, CPTs e DMTs Executados em Solo Laterítico da Cidade de Londrina/PR.** XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba-PR. **Anais...2006.**

TERZAGHI, K. V. Theoretical soil mechanics. **johnwiley & sons**, p. 11–15, 1943.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR BUREAU OF RECLAMATION. **EARTH MANUAL - PART 1.** U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 1989.

VAN GENUCHTEN, M. TH. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892–898, set. 1980.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soil. In: **Selected papers on geotechnical engineering by P R Vaughan.** [s.l.: s.n.]. p. 196–211.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações.** [s.l.] Oficina de textos, 2016. v. único

VILAR, O. M.; GAIOTO, N. Comportamento colapsível de um solo laterítico compactado. **II Simpósio sobre solos não saturados**, v. 1, p. 185–190, 1994.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos Colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia**, v. 1, p. 209–224, 1981.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Revisiting Classical Methods to Identify Collapsible Soils. **Soils and Rocks**, p. 265–278, 2015.

WOODWARD, M. B.; MCINTOSH, K. A. **Case history: shallow foundation settlement prediction using the Marchetti dilatometer**. ASCE Annual Florida Section Meeting. **Anais...**1993.