



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FLÁVIO ALEXANDRE DOS ANJOS
HÉDMUN MATIAS DA CRUZ

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA DO SOLO COLAPSÍVEL DE
PETROLINA COM E SEM INUNDAÇÃO.

RECIE

2016



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
COORDENAÇÃO DO CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ATA DA DEFESA DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO PARA CONCESSÃO
DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL**

CANDIDATO(S): 1 – HÉDMUN MATIAS DA CRUZ
2 – FLÁVIO ALEXANDRE DOS ANJOS

BANCA EXAMINADORA:

Orientador: SÍLVIO ROMERO DE MELO FERREIRA
Examinador 1: WASHINGTON MOURA DE AMORIM JUNIOR
Examinador 2: MARTA LUCIA ROLIM DE ALMENDRA FREITAS

TÍTULO DO TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA DO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLINA
COM E SEM INUNDAÇÃO**

LOCAL: LABORATÓRIO DE SOLS E INSTRUMENTAÇÃO - SALA DE REUNIÕES.
DATA: 19 / 07 / 2016 **HORÁRIO DE INÍCIO:** 10:15.

Em sessão pública, após exposição de cerca de 30 minutos, o(s) candidato(s) foi (foram) arguido(s) oralmente pelos membros da banca com NOTA: 7,93 (deixar 'Exame Final', quando for o caso).

1) ☒ **aprovado(s)** (nota $\geq 7,0$), pois foi demonstrado suficiência de conhecimento e capacidade de sistematização no tema da monografia e o texto do trabalho aceito.

As revisões observadas pela banca examinadora deverão ser corrigidas e verificadas pelo orientador no prazo máximo de 30 dias (o verso da folha da ata poderá ser utilizado para pontuar revisões).

O trabalho com nota no seguinte intervalo, $3,0 \leq \text{nota} < 7,0$, será reapresentado, gerando-se uma nota ata; sendo o trabalho aprovado na reapresentação, o aluno será considerado **aprovado com exame final**.

2) ☐ **reprovado(s)**. (nota $< 3,0$)

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que é assinada pelos membros da banca e pelo(s) candidato(s).

Recife, 19 de julho de 2016

Orientador:

Avaliador 1:

Avaliador 2:

Candidato 1:

Candidato 2:

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

- A599a Anjos, Flávio Alexandre dos.
Avaliação da resistência de ponta do solo colapsível de Petrolina com e sem inundação. / Flávio Alexandre dos Anjos, Hédmun Matias da Cruz. - 2016.
47 folhas, il.
- Orientador: Prof. Dr. Sílvio Romero de Melo Ferreira.
TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Graduação em Engenharia Civil, 2016.
Inclui Referências.
1. Engenharia Civil. 2. Resistência de ponta. 3. DLP, PE. 4. Petrolina. I. Ferreira, Sílvio Romero de Melo (Orientador). II. Cruz, Hédmun Matias da. III. Título.
- 624 CDD (22. ed.) UFPE/BCTG/2016-219

Dedicatória

Aos nossos pais, amigos e familiares

AGRADECIMENTOS

Aos nossos pais e familiares pelos grandes esforços feitos para que eu pudesse estudar.

Ao professor Silvio Romero pela paciência e apoio dados, muitas vezes fazendo além das suas obrigações.

Aos colegas do curso da graduação da UFPE, especialmente Geovane.

E a todos aqueles que sempre estiveram do meu lado apoiando e dando uma palavra amiga para continuar nesta luta. A qual não foi fácil.

Aos colegas Wiliam, Jesce e Marta que participaram na realização dos ensaios de campo em Petrolina.

ANJOS, F. A. e CRUZ, H. M. (2016). Avaliação da resistência de ponta do solo colapsível de Petrolina com e sem inundação. Trabalho de Conclusão do Curso, graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (DECIV), Centro de Tecnologia e Geociências (CTG), Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife / PE.

RESUMO

Solos colapsíveis têm seu comportamento relacionado à instabilidade volumétrica, quando o estado de tensão no solo é alterado reduzindo os vazios. Quando solos colapsíveis não são identificados na fase de projeto a probabilidade do risco de ocorrer acidentes é alta, por isso a investigação geotécnica é uma etapa essencial para a elaboração de projeto de engenharia, a utilização de um programa adequado minimiza os problemas estruturais decorrentes do colapso do solo, como já ocorreu em projetos de conjuntos habitacionais de Petrolina e várias outras cidades do sertão pernambucano. O presente estudo visa analisar a resistência de ponta de um solo colapsíveis de Petrolina com e sem inundação previa do conjunto Residencial Nova Petrolina. Em campo, os ensaios foram realizados utilizando os seguintes equipamentos: Penetrômetros dinâmico – DPL (Dynamic Penetrometer Light), Penetrômetro estático - PE (cone). Em laboratório, foram realizados ensaios para a caracterização física (distribuição dos grãos, consistência e compactação). O solo é preponderantemente arenoso e a fração de areia é maior que 90%, sua resistência de ponta cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para profundidade de 1,20 m, a inundação reduz a resistência em torno de 84%. Ao se compactar o solo na umidade ótima o peso específico aparente seco máximo deixa de ser colapsível, para os valores das tensões aplicadas. Os valores da resistência de ponta obtidos a partir dos ensaios com os penetrômetros são similares os obtidos por meio de correlação com o N_{spt} . Concluiu-se que os potenciais de colapso crescem com o acréscimo da tensão vertical de consolidação, apresentando comportamento de pico e os penetrômetros DPL e Estático é uma técnica de investigação promissora para avaliar a perda de resistência do solo colapsível devido à inundação em solos colapsíveis superficiais.

PALAVRAS CHAVES: Resistência de ponta. DPL, PE. Petrolina

ANJOS, F. A. and CRUZ, H. M. (2016). Tip resistance Evaluation of collapsible soil Petrolina with and without flood. Final Course Work, graduation in Civil Engineering, Department of Civil Engineering and Environmental (DECIV), Center of Technology and Geosciences (CTG), Federal University of Pernambuco (UFPE). Recife / PE.

ABSTRACT

collapsible soils have their related volume instability behavior when the stress state in the soil is changed by reducing empty. When collapsible soils are not identified in the design phase the probability of the risk of occurring accidents is high, so the geotechnical research is an essential step for the development of engineering design, the use of an appropriate program minimizes the structural problems arising from the collapse soil, as happened in project housing Petrolina and several other cities in the Pernambuco backlands. This study aims to analyze the tip resistance of a collapsible soil Petrolina with and without flood provided the Residential New Petrolina set. In the field, the tests were performed using the following equipment: Dynamic Penetrometers - DPL (Dynamic Penetrometer Light), Static - PE (cone). In laboratory tests were performed for the physical characterization (distribution of grain, consistency and compaction). The sandy soil is mainly sand fraction and greater than 90%, the tip strength increases with depth, reaching a mean value of 12.85 MPa to 1.20 m depth, flooding reduces the resistance around 84%. By compacting the soil at optimum moisture content and maximum dry apparent specific weight it ceases to be collapsible, to the values of the applied voltages. The tip resistance values obtained from the tests with the penetrometer are similar to those obtained by correlation with the NSPT. It was concluded that the potential collapse grow with the increase in vertical stress consolidation, peaking behavior and penetrometer DPL and Static is a promising research technique to evaluate the loss of collapsible soil resistance due to flood in surface collapsible soils.

KEYWORDS: Tip Resistance. DPL, PE. Petrolina.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelos propostos para estruturas instáveis de solos colapsíveis - Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) apud Ferreira (1995).	3
Figura 2 - Localização aproximada de ocorrências de solos colapsíveis registradas no Brasil (Ferreira, 2008).	7
Figura 3 - Carta Derivada de Suscetibilidade à Expansão e Colapso no Estado de Pernambuco com base na Pedologia	8
Figura 4 - Localização de Petrolina no Brasil e em Pernambuco - Wikipédia (2016).	8
Figura 5- Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima - SILVA (2003).	9
Figura 6 - Corte esquemático do penetrômetro dinâmico - STOLF et al. (1983); STOLF (1984).	11
Figura 7 - Variação do índice de penetração com a profundidade e compactidade do solo.	12
Figura 8 - Corte esquemático do funcionamento do penetrômetro dinâmico - STOLF (1991).	13
Figura 9 - Penetrômetro Estático (CPT) Mecânico - Portátil - Para Uso Agrícola – TORRES (2014).	17
Figura 10 - Localização do ensaio de campo - Google earth, imagem registrada em 20/07/2016.	18
Figura 11 - Representação esquemática dos ensaios de campo.	19
Figura 12 - Ensaio com o Penetrômetro Dinâmico	21
Figura 13 - Locação dos furos do ensaio do DPL.	22
Figura 14 - Trena a Laser DLE-70 Profissional	23
Figura 15 - Locação dos furos do ensaio com o PE.	24
Figura 16 - Penetrômetro Estático – PE.	24
Figura 17 - Representação esquemática da locação dos pontos onde foram realizados os ensaios de peso específico do solo.	26
Figura 18 - Ensaio do peso específico natural - inserção do anel no solo por pressão.	26

Figura 19 - Caracterização física do solo: a) Distribuição granulometria eb) curvas de compactação e saturação.	27
Figura 20 - Resultados relacionados as área.....	29
Figura 21 - Resistência de ponta com Penetrômetro Estático no solo natural	30
Figura 22 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático no solo natural, TORRES (2014).	31
Figura 23 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático no solo inundado, comparando com de TORRES(2014).....	31
Figura 24 - Comparação variação da resistência de ponta em campo e laboratório.	32
Figura 25 - A correlação entre a resistência de ponta média obtida em campo e obtida em laboratório cresce com a profundidade.....	33
Figura 26 - Resistência de ponta do solo com diferentes graus de compactação e umidades de moldagem: a) antes da inundação, b) imediatamente após a inundação, c) após de inundação e nova cravação do cone	34
Figura 27 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo natural e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).....	35
Figura 28 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo inundado e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).	36
Figura 29 - Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$): a) razão K_w obtida neste estudo e b) razão K_w obtida por TORRES (2014). 37	37
Figura 30 - Perfil e variação do N_{spt} com a profundidade.....	37
Figura 31 - Resistências de Ponta e Correlações obtidos pelos ensaios com o penetrômetro dinâmico e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt–Quaresma (1978).....	40
Figura 32 - Resistências de Ponta e Correlações obtidos pelos ensaios com o penetrômetro dinâmico e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt–Quaresma (1978) – TORRES (2014).....	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Métodos de investigação de solos colapsíveis, adaptado por NETO (2011) - FERREIRA (2008).	4
Tabela 2- Ocorrência de solos colapsíveis em diversos países- Medero (2001), Vilar (2015).....	6
Tabela 3- Fórmulas para o cálculo da Resistência de Ponta do DPL.	14
Tabela 4 - Média geral de todos os ensaios: fórmula de Sanders, dos Holandeses e de Brix aplicadas aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional (1).	15
Tabela 5 - Média de cada ensaio. Fórmula dos Holandeses aplicada aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional.	16
Tabela 6 - Profundidade de coleta de amostra.....	25
Tabela 7 - Resultado do ensaio de umidade.	28
Tabela 8 - Resultados do ensaio de peso específico natural.....	29
Tabela 9 - Resultado do ensaio com e sem defloculante.	30
Tabela 10 - Valores atribuídos à variável K empregada no método de Decourt e Quaresma.	38
Tabela 11 - Valores atribuídos ao coeficiente α empregado no método de Decourt e Quaresma.	38
Tabela 12 - Coeficiente do O método de Aoki e Velloso (1975).	39
Tabela 13 - Valores mínimos, médios e máximos da Índice de Resistência a Penetração (NSPT) da Resistência de Ponta obtidos pelos ensaios com os penetrômetros e os obtidos pelos métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt–Quaresma (1978).....	39
Tabela 14 - Correlações da Resistência de Ponta obtidos pelos ensaios com o penetrômetro e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt–Quaresma (1978).	40
Tabela 15 - Correlações das Resistências de Ponta obtidos pelos ensaios com o penetrômetro e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt–Quaresma (1978) - TORRES (2014).	41

SUMÁRIO

CAPÍTULO I.....	1
INTRODUÇÃO	1
1. Justificativa e Motivação	1
1.1. Objetivos gerais e Específicos.....	1
CAPÍTULO II	2
REFERENCIAL TEÓRICO	2
2. Solos Colapsíveis	2
2.1. Métodos de identificação	4
2.2. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis	5
2.2.1. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis no mundo	5
2.2.2. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis no Brasil	6
2.2.3. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis em Pernambuco.....	7
2.2.4. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis em Petrolina	8
2.2.5. Cartas de suscetibilidade de solos colapsíveis	9
2.3. Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (DPL)	10
2.3.1. Origem	10
2.3.2. Procedimento de ensaio do DPL	10
2.3.2.1. Fórmulas para o cálculo da resistência de ponta do DPL.....	13
2.3.3. Penetrômetro Estático (PE).....	16
2.3.3.1. Origem	16
2.3.3.2. Procedimento de ensaio do PE	17
CAPÍTULO III	18
MATERIAIS E MÉTODOS	18
3. Introdução	18
3.1. Localização do ensaio de campo	18
3.2. Avaliação da Resistência de ponta através do uso de Penetrômetros Estático e Dinâmico.	20
3.2.1. Penetrômetro Dinâmico – DPL	20
3.2.2. Penetrômetro Estático - PE.....	23
3.2. Ensaio de Caracterização física.....	24
3.3. Ensaio de umidade do solo.....	25
3.4. Ensaio do peso específico natural.....	25
3.5. Ensaio de granulometria.....	26
CAPÍTULO IV.....	27
RESULTADOS	27

4. Introdução	27
4.1. Caracterização física	27
4.1.1 Granulometria.....	27
4.1.2. Umidade do solo	28
4.1.3.Peso específico natural	29
4.2. Avaliação da resistência de ponta	30
4.2.1. Avaliação da resistência de ponta – obtida com o PE	30
4.2.2. Avaliação da resistência de ponta – obtida com o PE - Laboratório	32
4.2.3. Avaliação da resistência de ponta – obtida com o DPL.....	35
4.2.3.1. Avaliação da resistência de ponta – método de Decourt e Quaresma (1978).....	38
4.2.3.2.Avaliação da resistência de ponta – O método de Aoki e Velloso (1975)....	39
CAPÍTULO V	41
5. CONCLUSÕES.....	42
5.1. Principais conclusões	42
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	43

CAPÍTULO I INTRODUÇÃO

1. Justificativa e Motivação

Petrolina é um importante centro de desenvolvimento socioeconômico do estado de Pernambuco, está atraindo nos últimos anos investimentos significativos do Governo Federal e de Empresas Privadas, o que lhe concedeu uma posição de destaque entre os outros municípios da região. Várias obras de engenharia estão sendo realizadas e muitos problemas têm sido relatados, devido à presença de solos colapsíveis não identificados ainda na fase de projeto, como aconteceu no Conjunto Habitacional Massangana (CHM), onde cerca de 50 % das casas construídas apresentaram problemas de fissuras e trincas (ARAGÃO E MELO, 1982). Na construção do Canal Pontal Azul (CPA) com cerca de 35 Km de extensão, também ocorreram problemas estruturais decorridos da presença do solo colapsível (FUCALE, 2000).

A predominância de solo colapsível no município torna-o um excelente campo experimental para o desenvolvimento de pesquisas. Outro fator importante para a escolha foi o seu crescimento imobiliário, que fez surgir várias construções de conjuntos habitacionais decorrentes do Programa do Governo Federal Minha Casa Minha Vida. O ensaio de campo foi realizado em um desses conjuntos, o Residencial Nova Petrolina.

1.1. Objetivos gerais e Específicos

Este trabalho de conclusão de curso tem por objetivo avaliar a resistência de pontade um solo colapsível de Petrolina com e sem inundação, através da realização de ensaio de campo.

Tem como objetivos específicos:

- Avaliar a variação de resistência de ponta, em campo;
- Caracterização física;
- Comparar a resistência de ponta do solo através de resultados de campo e de laboratório.

CAPÍTULO II

REFERENCIAL TEÓRICO

Serão abordados temas relacionados à pesquisa, os conceitos e características dos solos colapsíveis, como também os principais ensaios de campo realizados para esse tipo de solo e apresentar as características do município de Petrolina – PE, evidenciando o seu grande crescimento imobiliário através de habitações populares decorrentes do programa do Governo Federal Minha Casa Minha Vida.

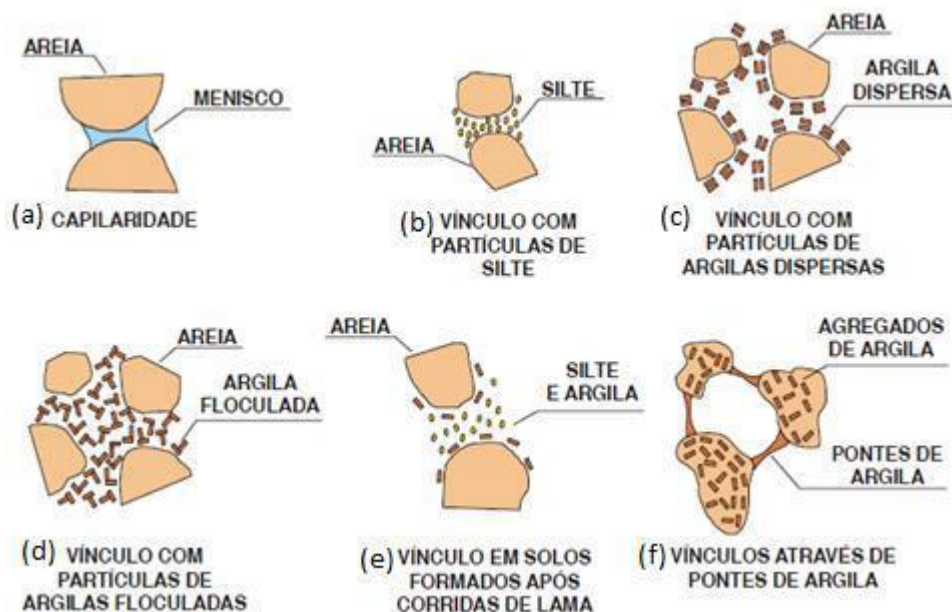
2. Solos Colapsíveis

Em 1976, na convenção anual da American Society of Civil Engineers (ASCE), na Filadélfia, definiu-se o conceito de solos colapsíveis como “o solo não saturado que experimenta um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume quando inundado, com ou sem carga adicional (CLEMENCE; FINBARR, 1981). Podendo ser resumido como solos que apresentam uma considerável redução de volume quando há aumento de umidade.

Utilizando os trabalhos de BARDEN et al. (1973) e MITCHELL (1976), LAWTON et al. (1992) e MOACY (2014). Descrevem quatro fatores necessários para que ocorra o colapso:

- Ocorrência de solo não saturado, com estrutura aberta a parcialmente estável;
- Tensões totais suficientes para que ocorra o colapso;
- Presença de agentes de ligação intergranular ou cimentante que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas;
- Ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio) e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

Figura 1 - Modelos propostos para estruturas instáveis de solos colapsíveis - Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) apud Ferreira (1995).



A Figura 1(a) expressa a situação em que a resistência temporária está relacionada com a tensão capilar, pois quando o solo atinge um teor de umidade abaixo do limite de contração, a capilaridade atua como uma força contrária à tensão de água, fazendo com que a tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento aumentem (DUDLEY, 1970 apud VERÍSSIMO, 2016).

Comumente a resistência adicional conferida ao solo colapsível está relacionada com a presença de um agente cimentante. A Figura 1(b) apresenta grãos de areia ligados por silte, mantendo a estrutura devido à sucção atuante nos contatos entre as partículas. Quando os grãos de areias estão ligados por partículas de argila, podemos encontrar diversos tipos de arranjos dependendo do processo de formação dos grãos de argila. A Figura 1(c) ilustra as camadas finas e paralelas de argilominerais ao redor dos grãos de areia, 1(d) as partículas de argila se encontram floculadas entre os grãos de areia, 1(e) as partículas de argila e silte estabelecem um vínculo entre os grãos de areia e 1(f) estabelecem um vínculo através das pontes de argilas entre os grãos de areia.

2.1. Métodos de identificação

Os ensaios edométricos são utilizados nos métodos diretos para medir o potencial de colapso e prever os recalques do solo. Já os ensaios de índices físicos, limites de consistência, parâmetros ligados à textura facilmente obtidos nos ensaios de campo e laboratório são utilizados nos métodos indiretos através correlações. Os métodos diretos e indiretos estão demonstrados na Tabela 1.

Tabela 1- Métodos de investigação de solos colapsíveis, adaptado por NETO (2011) - FERREIRA (2008).

Métodos Indiretos		
SUBDIVISÕES	BASE	REFERÊNCIAS
IDENTIFICATIVO	MEV	Collins e McGown (1974), Wolle et al (1978)
ORIENTATIVO	Pedologia	Ferreira (1990) e Ferreira (1993)
	Ensaio expedito	Arman e Thornton (1972) e Jennings e Knight (1975)
QUALITATIVO	Índices físicos	Denisov (1951), Priklonskij (1952) ¹ , Gibbs e Bara (1962 E 1967), Código de Obras da URSS (1962) ³ , Feda (1966), Kassif e Henkin (1967), Design of Small Dams (1960 e 1974) ² , Código de Obras da URSS (1977) ⁴
		Código de Obras URSS (1977)
QUANTITATIVO	Ensaio de campo - cone	Décourt e Quaresma Filho (1994)
	Ensaio SPT-T	Basma e Tuncer (1992), Futai (2000)
Métodos diretos		
AVALIATIVO	Ensaio edométrico duplo	Reginatto e Ferrero (1973)
QUANTITATIVO	Ensaio edométrico simples	Abelev (1948) ⁵ , Bally et al (1973), Jennings e Knight (1975), Vargas (1978) Lutenneger e Saber (1988)
	Ensaio de campo	Ferreira e Lacerda (1993)

¹Citado por Feda (1966); ²BUREAU OF RECLAMATION; ³ Citado por Reginatto (1970); ⁴ Citado por Resnik (1989); ⁵ Citado por Lutenneger e Saber (1988).

2.2. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis ocorrem principalmente em depósitos de idade geológica relativamente recente e em regiões de climas áridos e semiáridos, porém muitos autores já relataram a existência destes solos em várias partes do mundo e nos mais variados climas.

2.2.1. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis no mundo

As regiões de clima tropical facilitam o desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, tanto pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais, onde ocorre alternância de estações secas e úmidas, quanto pela acentuada deficiência de umidade dos solos que se desenvolvem nestas regiões (PRESA, 1997).

Os primeiros registros de ocorrência de colapso referem-se a algumas obras assentadas sobre loess, (um tipo de solo formado após transporte eólico), o qual é um solo de ampla ocorrência em vários países.

A crescente ocupação de outras regiões com solos de baixa densidade e não saturados, como na Califórnia, na África e na América do Sul, permitiu constatar que o problema pode se originar em qualquer tipo de solo, inclusive nos (mal) compactados, desde que o solo esteja não saturado e apresente baixa densidade, condições essenciais para a manifestação do fenômeno. (VILAR & FERREIRA, 2015).

Ferreira (1995) cita a presença desses solos em alguns países como: Estados Unidos, Espanha e Reino Unido, Angola, Etiópia, Gana, Quênia, Nigéria, África do Sul, Tanzânia, Zíbia, Canadá, Argentina, Peru, Venezuela, Austrália, China, Índia, Romênia, Israel, Jordânia e Arábia Saudita, Além destes países, Cuba, Iran, México, Marrocos e Turquia. Além destes, menciona também França, países baixos, Alemanha, Sibéria, China, Nova Zelândia e Uruguai.

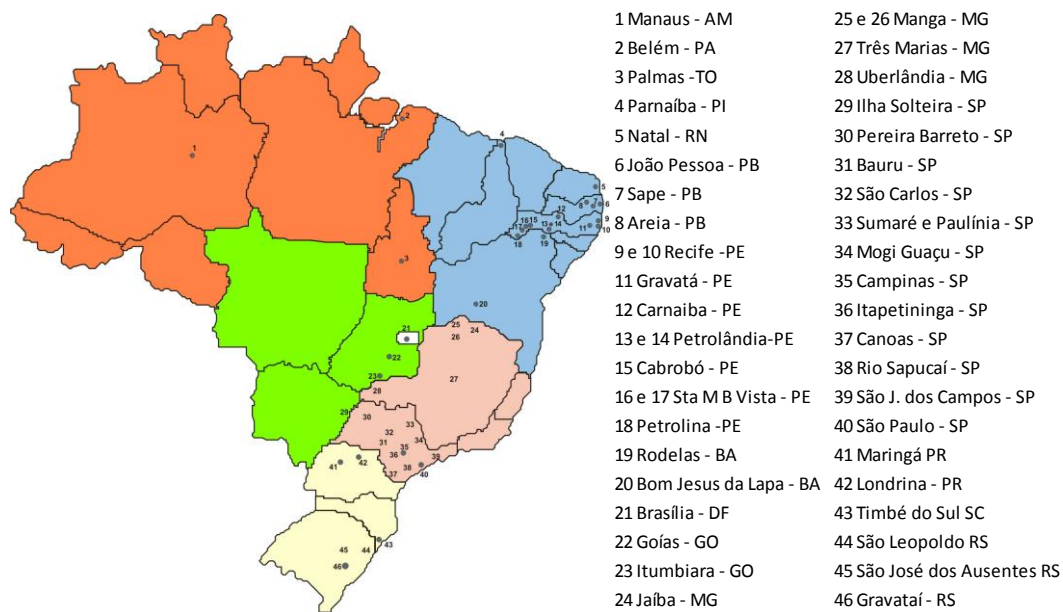
Tabela 2 - Ocorrência de solos colapsíveis em diversos países- Medero (2001), Vilar (2015).

Local de Ocorrência	Tipo de Solo	Referências
Ucrânia	Loess	Abeloff (1938)
Estados Unidos	Loess	Peck & Peck (1948)
Budapeste		Joly (1948)
África do Sul		Jennings & Knight (1957)
Córdoba (Argentina)		Nadeo & Videla (1975)
Zaporozhye (ex- URSS)	Loess	Abeloff & Askalenov (1957)
Hungria		Rathati (1961)
Nebraska e Kansas (Estados Unidos)	Loess	Holtz e Hilf (1961)
Transvaal e Sul da África	Eólico	Dudley (1970)
Lusanda (Angola)	"Macequa" (Solo ferruginoso contendo caulinita)	Dudley (1970)
Nevada (Estados Unidos)	Solo Aluvional bem graduado	Dudley (1970)
Nordeste da Rodésia	Solo residual de granito	Dudley (1970)
Estados Unidos, França, Alemanha, Europa Oriental, Rússia, Sibéria e China	Loess de cor avermelhada e bruno-amarela	Dudley (1970)
África do Sul	Eólico (areia vermelha)	Borden & Collins (1973)
Arizona (Estados Unidos)	Aluvião	Borden & Collins (1973)
Canal de San Luis (Califórnia, Estados Unidos)		Knodel (1981)
Romênia	Loess	Belles & Stanculescu (1961) e Pompeanu (1986)
China e Sudeste da Inglaterra	Loess	Derbyshire & Mellors (1988)
China	Loess	Lin & Wang (1988)
San Diego (Califórnia, Estados Unidos)	Aluvião	Day (1990)
Khon Kaen (Tailândia)	Argila	Phien-Wej <i>et al</i> (1992)
Odesa	Loess	Razanik (1995)
São Paulo (Brasil)	Coluvial	Vilar & Rodrigues (2015)

2.2.2. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis no Brasil

Ainda segundo Ferreira (1995), são encontrados solos colapsíveis em depósitos eólicos, aluviais e coluviais, em solos residuais e solos vulcânicos. Apesar de uma maior ocorrência associada aos solos de depósitos recentes, principalmente eólicos, em regiões áridas e semi-áridas, estes solos podem ocorrer também sob diferentes condições.

Figura 2 - Localização aproximada de ocorrências de solos colapsíveis registradas no Brasil (Ferreira, 2008).

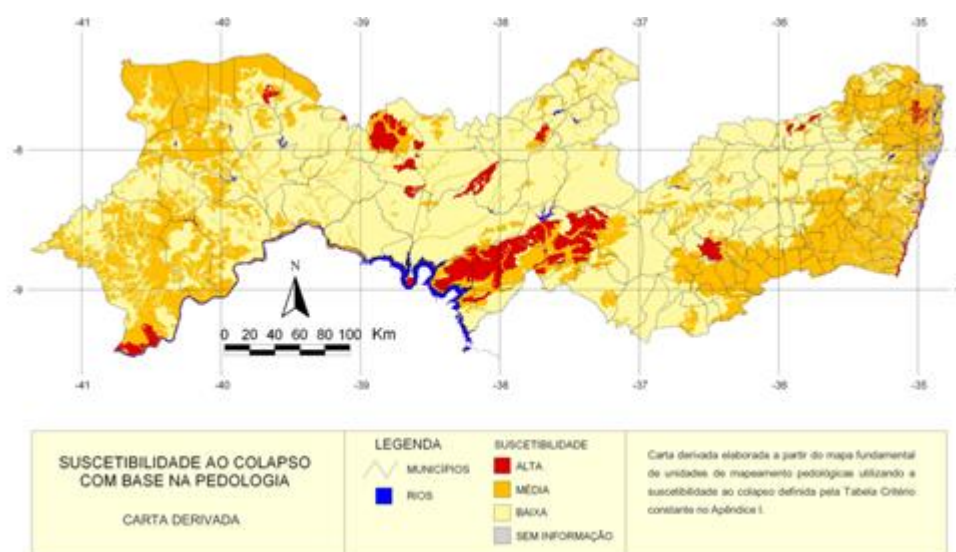


No território nacional, este tipo de solo é encontrado em vários estados, tais como Amazonas, Bahia, Ceará, Minas Gerais, Paraná, Pernambuco, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Distrito Federal e estão distribuídos em 6,50% nas regiões Norte e Centro-Oeste, 37% nas Regiões Nordeste e Sudeste e 13% na Região Sul (FERREIRA, 2008). Estes solos são representados por aterros mal compactados e por depósitos aluviais, coluviais e residuais muito lixiviados. Os solos da região centro-Sul, principalmente do interior de São Paulo e Paraná são solos porosos que englobam solos residuais típicos, solos sedimentares ou colúvios (RODRIGUES & LOLLO, 2008).

2.2.3. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis em Pernambuco

A figura 3 mostra os locais de estado de Pernambuco onde a ocorrência de solos colapsíveis.

Figura 3 - Carta Derivada de Suscetibilidade à Expansão e Colapso no Estado de Pernambuco com base na Pedologia



2.2.4. Locais de Ocorrência dos Solos Colapsíveis em Petrolina

Petrolina é um município brasileiro do interior do estado de Pernambuco, Região Nordeste do país, Figura 4. Segundo a CPRM (2005), o município de Petrolina está localizado na mesorregião São Francisco e na Microrregião Petrolina do Estado de Pernambuco, limitando-se a norte com Dormentes, a sul com o Estado da Bahia, a leste com Lagoa Grande, e a oeste com o Estado da Bahia e Afrânio. A área municipal ocupa 4737,1 km² e representa 4.81 % do Estado de Pernambuco. Está inserido nas Folhas SUDENE de Riacho do Caboclo, Cristália, Itamotinga e Petrolina na escala 1:100.000. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, o IBGE, em 2015 sua população foi estimada em 293.962 habitantes.

Figura 4 - Localização de Petrolina no Brasil e em Pernambuco - Wikipédia (2016).



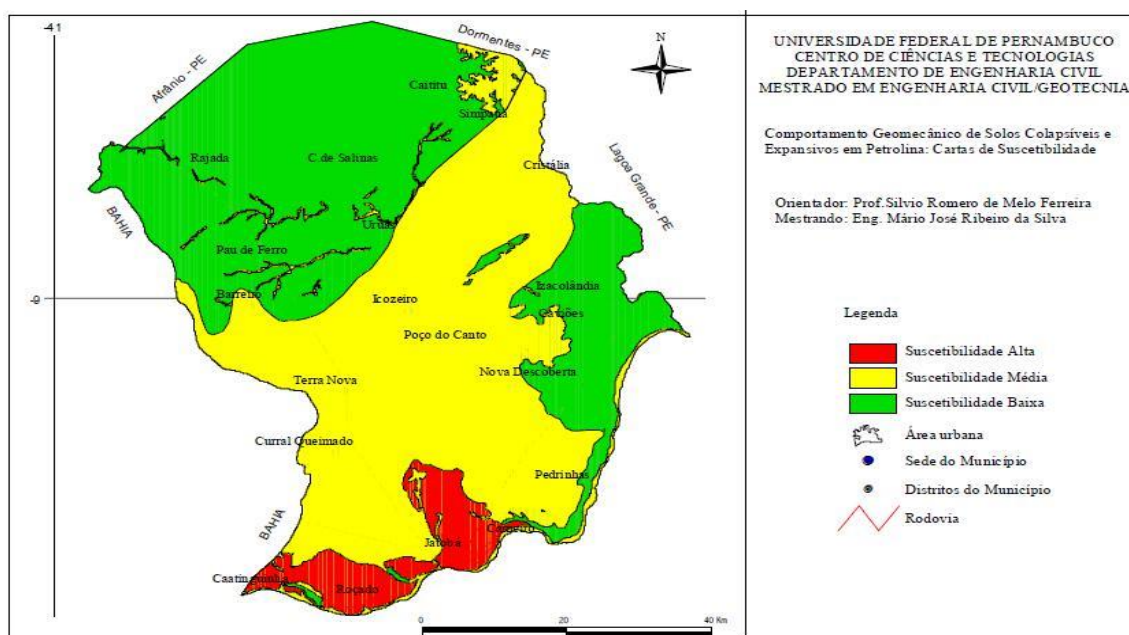
Os solos colapsíveis analisados estão associados a implantação de três grandes obras de engenharia. Na primeira, os solos foram identificados na construção do Conjunto Habitacional Massangana (CHM) onde foram construídas 1.200 casas nas quais cerca de 50 % apresentaram problemas de fissuras e trincas, ARAGÃO e MELO (1982). Na segunda, estudos dos solos colapsíveis foram realizados para a elaboração do Canal Pontal Azul (CPA) com cerca de 35 Km de extensão, e na terceira, para a construção do Conjunto Habitacional Privê Village (CHPV).

2.2.5. Cartas de suscetibilidade de solos colapsíveis

SILVA (2003) elaborou cartas de zoneamento do município de Petrolina considerando os levantamentos climatológicos, pedológicos e geológicos, indicando a área do município com três níveis de suscetibilidade ao colapso: alto (6%), médio (44%) e baixo (50%).

Como se observa no mapa da Figura 5, a sede do município de Petrolina está sob uma área de suscetibilidade alta de ocorrência de solos colapsíveis. Esta área é onde se concentra a maior parte da população do município e, conseqüentemente, a que mais se desenvolve, devendo, portanto, demandar os maiores cuidados por parte dos engenheiros, construtores e prefeitura do município, devendo-se verificar sempre a possibilidade de colapso (SILVA, 2003).

Figura 5- Carta de Suscetibilidade de Ocorrência de Solos Colapsíveis com Base na Geologia, Pedologia e Clima - SILVA (2003).



2.3. Penetrômetro Dinâmico Ligeiro (DPL)

2.3.1. Origem

O ensaio de penetração dinâmica (Dynamic Probing Light-DPL) foi proposto em 1956 por Scala, na Austrália, PEREIRA (2010). Esta versão foi modificada por Van Vuuren no Zimbabwe em 1969. Na África do Sul, desde 1973, o DPL é usado para medições de resistência dos solos “in situ” e em camadas de pavimentos, na área de infraestrutura rodoviária. Na década de oitenta, o DPL foi utilizado em muitas aplicações KLEYN et al. (1982), HARISON (1986), LIVNEH e ISHAI (1988), conforme citado por PEREIRA (2010). ALVES (2002) comenta que os Sul-africanos De Beer, Kleyn e Savage, em 1988, desenvolveram um método empírico que permite avaliar a capacidade de suporte de um pavimento utilizando o DPL (DE BEER et al., 1988). No Brasil, esta técnica de investigação é bastante utilizada em estudos agronômicos (CLAUS, 2014 apud BORGES 2016).

Penetrômetros são aparelhos destinados a determinar a resistência do meio no qual penetram dividindo-se em função do princípio de penetração, de estáticos, em que o conjunto é pressionado contra o solo, e a resistência a penetração (RP) é registrada em um dinamômetro e, de dinâmicos, em que a haste penetra no solo em decorrência do impacto de um peso que cai em queda livre de uma altura constante (STOLF, 1991).

2.3.2. Procedimento de ensaio do DPL

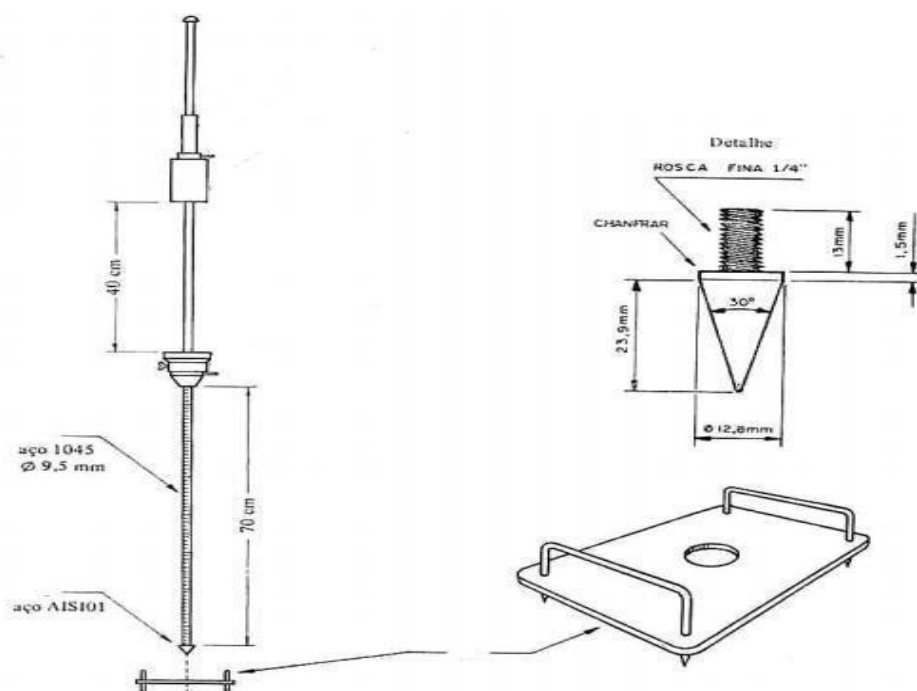
O princípio do penetrômetro dinâmico é baseado na resistência do solo à penetração de uma haste. Este ensaio determina o número de impactos aplicados sobre uma ponteira que conduz à penetração de um determinado comprimento. Os impactos são proporcionados pela queda livre, de uma determinada altura constante, de um peso sobre um batente associado a uma vara com ponta cônica que penetra no solo. São utilizadas duas pessoas na execução, sendo uma delas para operar o penetrômetro, soltando a peça de ferro de cima para baixo, promovendo o impacto, e a outra para fazer a leitura, anotando o intervalo de penetração da haste, graduada em centímetros e o número de impactos correspondente (CLAUS, 2014 apud BORGES, 2016).

O diâmetro da haste que penetra no solo é inferior ao da base da ponteira cônica, para que a resistência à penetração resulte apenas das forças de reação do terreno sobre a superfície cônica da ponta (TORRES, 2014 apud BORGES, 2016).

O modelo utilizado IAA/Planalsucar – STOLF (Figura 6) apresenta as seguintes características:

- Peso que provoca impacto: 4 kg;
- Curso de queda livre: 400 mm (40 cm);
- Cone: ângulo sólido 30° , área da base $0,2 \text{ pol}^2$ (12,8 mm de diâmetro);
- Diâmetro da haste que penetra no solo: 9,5 mm;
- Peso do conjunto: cerca de 6 kg.

Figura 6 - Corte esquemático do penetrômetro dinâmico - STOLF et al. (1983); STOLF (1984).

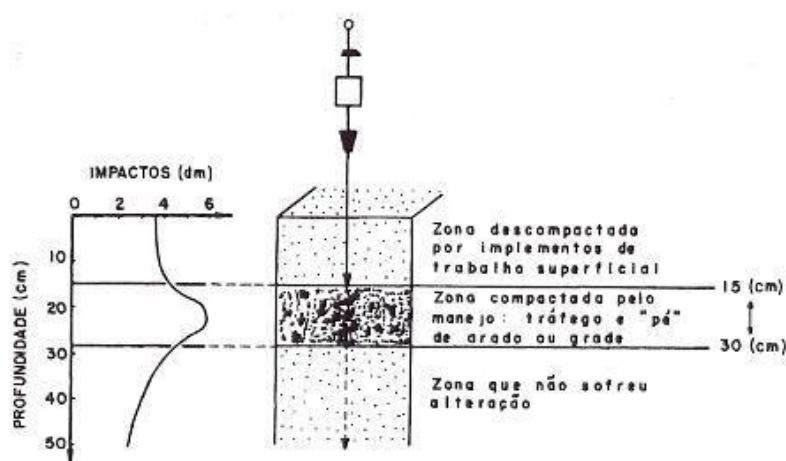


Para calcular o número de impactos/dm, divide-se o número de impactos pela correspondente variação de profundidade em cm e multiplica-se esse valor por 10. A unidade do resultado é, portanto: nº impacto/cm x 10 ou nº impacto/dm. A razão de multiplicar por 10 é apenas para não obter valores muito pequenos, o que dificultaria a colocação nos gráficos. A Tabela de levantamento em campo pode ser verificada na Tabela 4, onde a primeira e segunda coluna são dados de leitura em campo, a terceira e a quarta coluna são valores calculados, penetração em cm, e impactos/dm (CLAUS, 2014 apud BORGES, 2016). Abaixo segue a fórmula de cálculo utilizada:

$$\frac{\text{Nº de Impactos} \times 10}{\text{Penetração (cm)}} = \frac{\text{Nº de Impactos}}{\text{Penetração (dm)}} \quad \text{Eq.1}$$

A figura 7 mostra uma representação esquemática do perfil e a representação gráfica dos dados do aparelho (STOLF et al. 1983; STOLF 1984), uma forma alternativa de representar os resultados obtidos, evidenciando o índice de penetração. Quando o índice de penetração não varia em função da profundidade, pode significar que existe uma uniformidade das propriedades do material. Ao contrário, quando há variações pode significar que existe variação do teor em água nos solos, ou na sua compactidade, ou mesmo mudança de tipo de material.

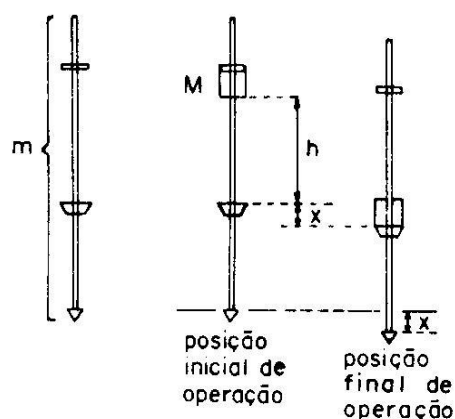
Figura 7 - Variação do índice de penetração com a profundidade e compactidade do solo.



2.3.2.1. Fórmulas para o cálculo da resistência de ponta do DPL

Existem diversas metodologias (Sanders, Holandeses e Brix) para o cálculo da resistência dos solos com o uso de Penetrômetros. No entanto, o equipamento utilizado (Figura 8) nas diferentes metodologias é o mesmo.

Figura 8 - Corte esquemático do funcionamento do penetrômetro dinâmico - STOLF (1991).



A fórmula de Sanders foi elaborada por volta de 1850, e considera a ocorrência de um choque perfeitamente elástico, sem perda de energia. Já a fórmula dos Holandeses, a mais utilizada, trata-se da equação de Sanders, levando-se em conta perdas de energia devido ao impacto entre as massas (M e m), considerando-se a ocorrência de um choque totalmente inelástico, sem deformações permanentes, (STOLF, 1991).

A fórmula de Brix acrescenta a formula dos Holandeses o fator de perda devido à frenagem de M . Ou seja, após o choque a massa M é detida, impedindo seu avanço durante a penetração, deixando a fração de energia cinética por responsabilidade da massa m (CLAUS, 2014).

Tabela 3 - Fórmulas para o cálculo da Resistência de Ponta do DPL.

Fórmula	Considerações	Equações
Sanders	Choque	
	perfeitamente elástico, sem perdas de energia.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \frac{Mgh}{x}}{A}$
Holandeses	Choque totalmente inelástico, sem deformações permanentes.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \left(\frac{M}{M+m}\right) \frac{Mgh}{x}}{A}$
	Incorpora perda devido à frenagem de M.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{mg + \left(\frac{M}{M+m}\right) \left(\frac{m}{M+m}\right) \frac{Mgh}{x}}{A}$

Simbologia: q_c : Resistência de Ponta; F: força de resistência do solo (kgf); A: área da base do cone (cm²); M: massa que provoca impacto (kg); m: massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (kg); M + m: massa total (kg); g: aceleração da gravidade; Mg e mg: pesos das massas consideradas; h: altura de queda da massa que provoca o impacto (cm); x: penetração unitária ocasionada por um impacto (cm/impacto)

Para se obter a força por unidade de área através dessas fórmulas, elas devem ser divididas pela área da base do cone de penetração ($R=F/A$).

Como o penetrômetro de impacto modelo Stolf possui as seguintes características:

$$\begin{aligned}
 M &= 3,992 \text{ kg (M.g = 3,992 kgf)} & m &= 2,444 \text{ kg (m.g = 2,444 kgf)} \\
 (M+m).g &= 6,436 \text{ kgf} & M / (M+m) &= 0,620 \\
 h &= 40 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Aplicando-se esses valores, obtém-se $F(\text{kgf}) = 6,436 + 99,043/x$. A ponta adotada no mencionado penetrômetro segue o padrão ASAE para solo duro:

$$A = 1,29\text{cm}^2 \text{ (0,2 pol}^2\text{)}. \text{ Portanto, } R(\text{kgf/cm}^2) = 4,989 + 76,778/x. \quad \text{Eq. 2}$$

Como x (penetração em centímetro/impacto), na prática, utiliza-se o inverso:

$$N \text{ (impactos/dm, ou seja, impactos/10cm)}. \text{ Assim, } x = 10/N. \quad \text{Eq. 3}$$

$$\text{Portanto a fórmula final torna-se: } R(\text{kgf/cm}^2) = 4,989 + 76,778N \quad \text{Eq. 4}$$

O penetrômetro dinâmico utilizado neste estudo é o mesmo que foi aplicado nos trabalhos realizados por TORRES (2014) e CLAUS (2014). Portanto, o procedimento descrito é específico para o penetrômetro considerado, conforme a fórmula dos holandeses. Segundo TORRES (2014), no caso de aplicação da fórmula de Sanders os resultados seriam quase o dobro e menos da metade se comparados à aplicação da fórmula de Brix. Contudo, todas têm o mesmo objetivo: determinar a resistência dinâmica.

Ao analisar-se os resultados obtidos com as diferentes metodologias aplicadas (Tabela 4), os dados revelam que a fórmula dos Holandeses apresentou menor coeficiente de variação. Assim, os dados obtidos nesta metodologia apresentam maior independência em relação à geometria do aparelho, variada pela utilização de diferentes massas de impacto (TORRES, 2014).

Tabela 4 - Média geral de todos os ensaios: fórmula de Sanders, dos Holandeses e de Brix aplicadas aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional ⁽¹⁾.

Fórmulas	Penetrômetro de Impacto					Média	CV (%)
	Massas de Impacto (kg)						
	2	3	4	5	6		
Sanders (Kgf/cm²)	46,1	39,7	35,6	32,6	31,8	37,2	15,8
Holandeses (Kgf/cm²)	20,0	21,4	22,0	22,0	22,9	21,7	4,9
Brix (Kgf/cm²)	12,3	11,1	9,8	8,6	8,0	10,0	17,7

⁽¹⁾ Média do penetrômetro convencional (kgf/cm²) 19,1.

Na Tabela 5 encontram-se os dados dos três ensaios para confronto do penetrômetro convencional com o de impacto, considerando, apenas a fórmula dos holandeses.

Ao se analisar os resultados obtidos com as diferentes metodologias aplicadas (Tabela 5), os dados revelam que a fórmula dos Holandeses apresentara menor coeficiente de variação. Assim, os dados obtidos nesta metodologia apresentam maior independência em relação à geometria do aparelho, variada pela utilização de diferentes massas de impacto.

Tabela 5 - Média de cada ensaio. Fórmula dos Holandeses aplicada aos cinco tratamentos de massa de impacto; tratamento penetrômetro convencional.

Ensaio	Penetrômetro de Impacto										Média	Penetrômetro convencional Média
	Massas de Impacto (kg)											
	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6		
	-----Impactos/dm-----					-----kgf/cm²-----						
Arenoso fofo	4,8	2,8	1,8	1,4	0,83	15,6	17,2	18,0	19,1	17,2	17,4	18,7
Arenoso compacto	6,3	3,6	2,4	1,8	1,3	19,1	20,8	22,2	22,9	22,3	21,5	25,2
Argiloso fofo PF	3,4	1,5	1,1	0,63	0,56	12,2	11,7	13,2	12,3	14,0	12,7	11,9
Argiloso fofo PG	11,1	6,3	3,5	2,5	2,0	12,3	13,2	11,8	12,0	12,7	12,4	9,7
Argiloso compacto	15,3	8,8	5,7	4,0	3,4	40,6	44,3	44,7	43,9	48,5	44,4	30,2

PF: posta fina; PG: posta grossa.

A tabela acima demonstra que, segundo a teoria, em solos incompressíveis de pouca elasticidade (solos arenosos), a força estática e dinâmica aplicadas ao solo se confundem, em virtude de a resistência do meio não variar com o aumento de velocidade de penetração. Já nos meios sujeito acompressão elástica a resistência dinâmica deve-se apresentar maior que a estática. Na comparação com a utilização do penetrômetro convencional, a resistência apresentada com solo arenoso fofo apresenta menor variação.

2.3.3. Penetrômetro Estático (PE)

2.3.3.1. Origem

O ensaio de penetração estática, conhecido por Cone Penetration Test (CPT) ou por ensaio do Cone Holandês, foi referenciado as primeiras vezes na década de 30 do século XX, na Holanda.

O ensaio de cone holandês, penetração estática, ensaio de cone ou Cone Penetration Test (CPT) se desenvolveu a partir da década de 30, no laboratório de Mecânica dos solos de Delft, na Holanda, ABMS/ABEF (2002). Na ocasião, dois equipamentos foram desenvolvidos. O primeiro para estudos de implantação de estradas e o segundo para estudos de fundação em estacas. O CPT permite uma avaliação contínua das resistências

do solo, proporcionando a descrição detalhada da estratigrafia das camadas em profundidade, além de possibilitar a previsão da capacidade de carga de fundações.

2.3.3.2. Procedimento de ensaio do PE

O princípio de funcionamento deste ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica no solo, à velocidade constante. Segundo PEREIRA (2010) os CPT's são classificados em três grupos: cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, com transferência mecânica pela haste, dos esforços necessários para a cravação da ponta cônica (q_c) e para vencer o atrito lateral (f_s); cone elétrico: medições da resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral (f_s) a partir de células de carga elétricas, estrategicamente colocadas no equipamento; piezocone: equipamento que, além das medições elétricas de q_c e f_s , permite a medição da pressão de água nos poros que se gera durante a cravação.

Os cones mecânicos são equipamentos mais simples, podendo ser equipamentos portáteis ou mais robustos. Os portáteis são operados manualmente sem a luva de atrito lateral, determinando apenas a resistência de ponta (q_c). São comumente empregados em estudos agrícolas e constituídos de um guidão na parte superior e, em sequência um anel dinamométrico e uma haste com ponta cônica no extremo inferior (CLAUS, 2014 apud BORGES, 2016). Na Figura 9 está representado o penetrômetro estático (cone mecânico).

Figura 9 - Penetrômetro Estático (CPT) Mecânico - Portátil - Para Uso Agrícola – TORRES (2014).



CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

3. INTRODUÇÃO

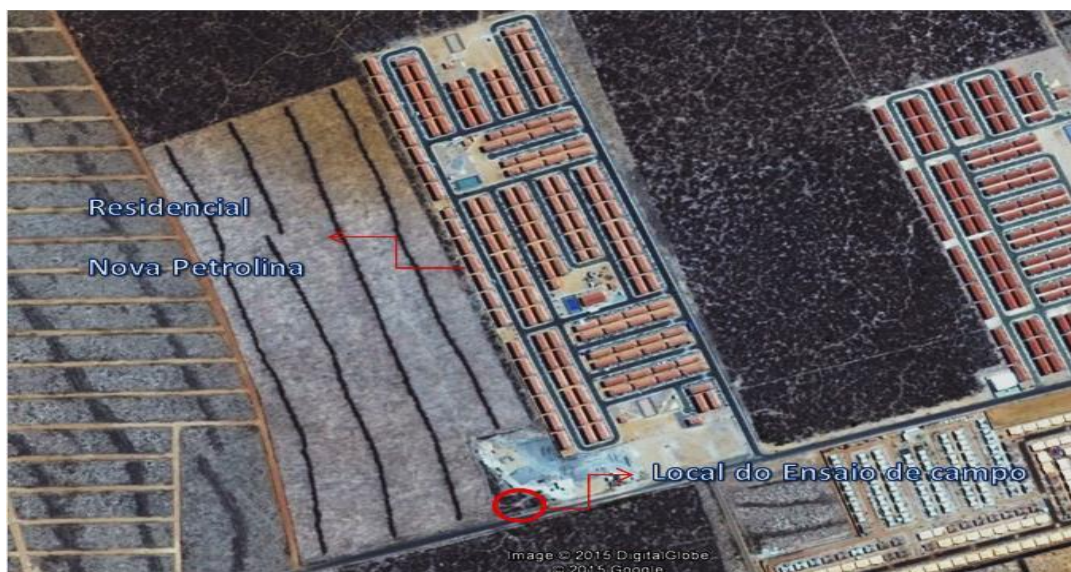
Serão descritos, neste capítulo, os ensaios de campo, a coleta das amostras deformadas e os ensaios de laboratório. O programa de investigação geotécnica em campo foi realizado no mês de agosto de 2015, próximo ao conjunto habitacional do Programa do Governo Federal Minha Casa Minha Vida no município de Petrolina-PE, conhecido como Residencial Nova Petrolina. As amostras coletadas em campo foram levadas ao Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

Em campo foram realizados os ensaios de umidade, peso específico natural e utilização do Penetrômetros Dinâmico DPL (Dynamic Petermeter Light) e Estático (cone) no solo natural e inundado. Em laboratório, ocorreu a realização dos ensaios: de umidade, peso específico natural, limites de consistência e granulometria.

3.1. Localização do ensaio de campo

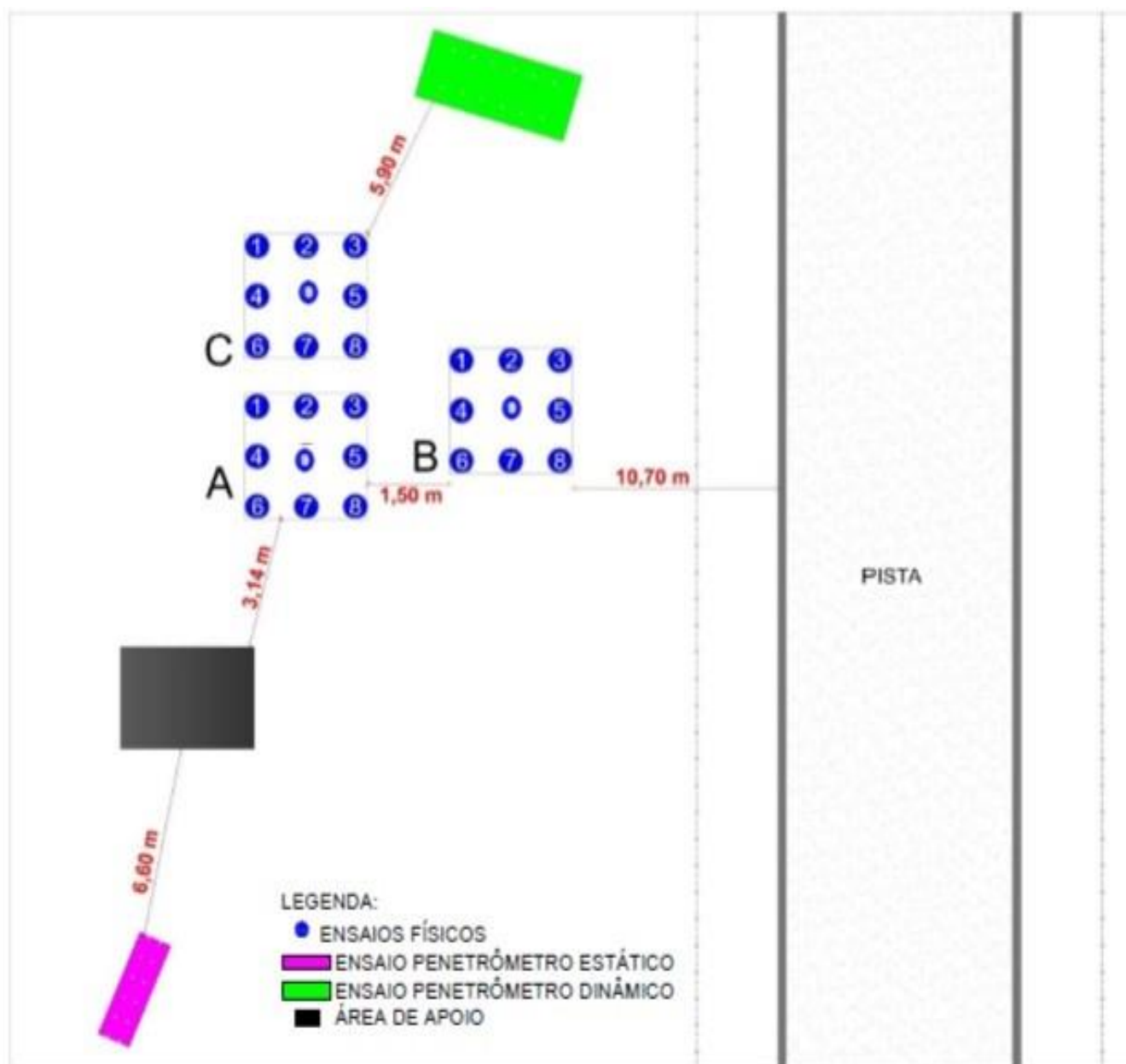
Os ensaios de campo foram realizados no local próximo ao Residencial Nova Petrolina. A Figura 10 mostra a vista de satélite do local de ensaio obtida através do Google Earth conforme as coordenadas -9.406110, -40.560272 (9° 24'21.41"S; 40°33'36.79"O).

Figura 10 - Localização do ensaio de campo - Google earth, imagem registrada em 20/07/2016.



A Figura 11 será exposto o sistema de locação de cada ensaio: ensaio Penetrômetro Dinâmico – DPL, ensaio Penetrômetro Estático – PE e ensaios Físicos. Podemos resumir o trabalho de campo em 6 áreas, onde apenas 3 serão nomeadas. São elas:

Figura 11 - Representação esquemática dos ensaios de campo.



3.2. Avaliação da Resistência de ponta através do uso de Penetrômetros Estático e Dinâmico.

3.2.1. Penetrômetro Dinâmico – DPL

O penetrômetro utilizado apresenta o diâmetro da haste que penetra no solo inferior ao da base da ponteira cônica, para que a resistência à penetração resulte apenas das forças de reação do terreno sobre a superfície cônica da ponta.

À medida que o penetrômetro atinge camadas mais adensadas, a penetração por impacto é menor, possibilitando assim a localização dessas zonas no perfil. A leitura da penetração é feita na própria haste, que é graduada em centímetros. O detalhamento das peças que compõem o Penetrômetro Dinâmico de STOLF pode ser verificado na Figura 12.

O DPL utilizado no ensaio de campo apresenta as seguintes características:

- Modelo: IAA / Planalsucar – Stolf;
- Peso que provoca impacto: 3,992 kg;
- Curso de queda livre: 40,00 cm;
- Cone: ângulo sólido 30°, área da base 1,290 cm² (1,280 cm de diâmetro);
- Diâmetro da haste que penetra no solo: 0,950 cm;
- Peso do conjunto: 6,436 kg.

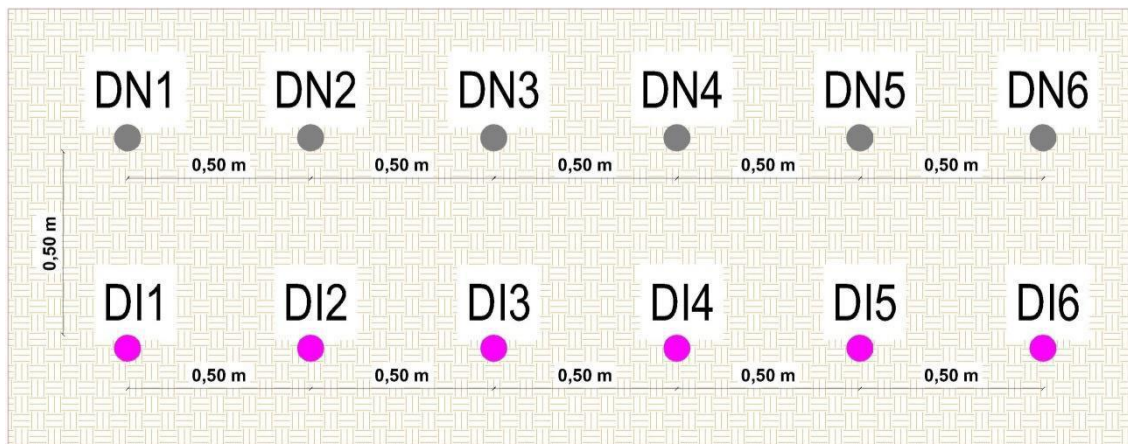
Figura 12 - Ensaio com o Penetrômetro Dinâmico



No campo foram realizados 6 ensaios com umidade natural e afastamento de 0,5 m um do outro com penetração contínua e, no solo inundado previamente, foram realizados 6 ensaios com o mesmo afastamento. Foram estabelecidas duas linhas para a realização dos ensaios. Uma linha com a realização do ensaio dinâmico com o solo no estado natural e outra linha na condição inundada.

Assim, foram utilizadas a nomenclatura DN e DI, onde “D” significa dinâmico, “N” natural, “I” inundado. A Figura 13 sistematiza o procedimento de execução dos furos realizado para as condições natural e inundado. Desta forma, observa-se o procedimento de locação e realização dos ensaios de campo com o uso do DPL. Na fase de inundação, o furo foi inundado de forma lenta e progressiva até formar uma película de água na superfície do furo. Antes da realização dos ensaios, foram executadas três etapas de inundação para cada furo.

Figura 13 - Localização dos furos do ensaio do DPL.



Transformação dos valores da penetração da haste do aparelho no solo (cm/impacto) em resistência à penetração foi obtida pela fórmula dos “holandeses”, segundo Stolf (1991), Equação.1

$$RP = \frac{Mg + mg + \left(\frac{M}{M+m}\right) \frac{Mgh}{x}}{A} \text{ Eq.1}$$

Onde:

RP = qc - resistência à penetração, kgf cm⁻²;

M - massa do êmbolo (3,992 kg);

m - corresponde a massa do aparelho sem êmbolo (2,444 kg para profundidades até 0,70 m, 2,754 kg para profundidades até 1,20 m e 3,295 Kg para profundidades até 1,70 m)

h - altura de queda do êmbolo (40 cm),

x - penetração da haste do aparelho (cm . impacto⁻¹);

A - área do cone 1,29 cm² e g é a aceleração da gravidade.

No ensaio DN1, a verificação da penetração foi feita através da régua. Já nos demais ensaios com o DPL, utilizou-se a trena eletrônica (Figura 14) visto que era mais prático e assim há diminuição da margem de erro nas medições. Características da Trena a Laser DLE-70 Profissional:

Figura 14 - Trena a Laser DLE-70 Profissional



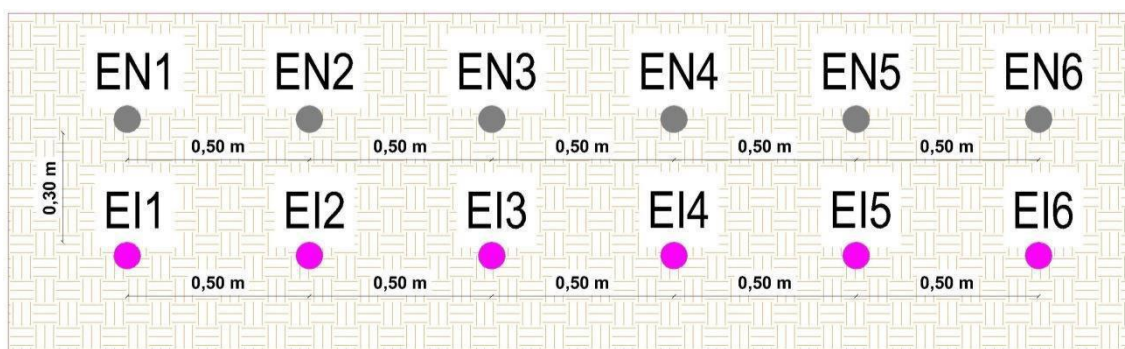
Também foi no ensaio DN1 que ocorreu o acréscimo da haste (união da haste de 70 cm com a haste de 50 cm, resultando no comprimento total de 1,20 m) e permanecendo com a união para o restante dos ensaios com o DPL.

3.2.2. Penetrômetro Estático - PE

A resistência à penetração foi avaliada com o Penetrômetro Estático (PE) utilizando um cone com área de 63300 mm². O valor do deslocamento medido no anel (y em mm) foi transformado força (kgf) pela equação de calibração do aparelho (0,505 kgf/divisão) que corresponde a uma resistência de ponta $P_q = 0,00782y$ (Mpa).

A nomenclatura utilizada para o Penetrômetro Estático foi EN e EI, onde “E” significa estático, “N” natural, “I” inundado. Segue a representação esquemática do ensaio conforme a Figura 15. Na fase de inundação, o furo foi inundado de forma lenta até que se formou uma película de água na superfície do furo. Antes da realização dos ensaios, foram executadas três etapas de inundação para cada furo.

Figura 15 - Locação dos furos do ensaio com o PE.



No solo, na umidade natural, foram realizados 6 ensaios afastados de 0,50 m um do outro. Para o solo inundado, também foram realizados 6 ensaios conforme descrito anteriormente. Os resultados com os penetrômetros (PE e DPL) foram comparados com os valores encontrados por TORRES (2014) e VERÍSSIMO(2016).

Figura 16 - Penetrômetro Estático – PE.



3.2. Ensaios de Caracterização física.

Os ensaios de Caracterização Física das amostras da areia amarelo avermelhada utilizadas neste trabalho foram os seguintes: granulometria com peneiramento e sedimentação - ABNT NBR 6459, Limite de Liquidez - ABNT NBR 7180, Limite de Plasticidade - ABNT NBR 6508, Massa Específica dos Grãos - ABNT NBR 6457, Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização e ABNT NBR 7182.

3.2.1. Ensaio de umidade do solo

Realizou-se a coleta das amostras nos pontos conforme apresentado na Tabela 6

Utilizou-se o trado manual para alcançar as profundidades desejadas, assim como foram utilizadas cápsulas metálicas para recolher as amostras do solo e uma balança para fazer a pesagem das amostras. A preparação das amostras dos solos foi realizada segundo a ABNT NBR 6457:1986.

Tabela 6 - Profundidade de coleta de amostra.

Coleta de amostra do solo			
Área B	Área C		
Ponto B6	Ponto C2	Ponto C3	Ponto C7
Profundidade (m)	Profundidade (m)	Profundidade (m)	Profundidade (m)
0,07	0,07	0,07	0,07
0,31	0,20	0,20	0,20
0,45	0,30	0,38	0,33
0,75	0,42	0,47	0,45
1,17	0,48	0,56	0,53

Foram coletadas duas amostras para cada profundidade, com exceção do ponto B6 da Área B.

3.2.2. Ensaio do peso específico natural

O método utilizado para a realização do ensaio do peso específico natural do solo foi o do anel volumétrico. Trata-se de um método simples e relativamente rápido, consiste na inserção do anel no solo por pressão. Em seguida, realiza-se a pesagem das amostras coletadas para depois calcular os valores do peso específico do solo. Foram realizados os ensaios de peso específico nas áreas B e C nos pontos demonstrados na Figura 17.

Figura 17 - Representação esquemática da locação dos pontos onde foram realizados os ensaios de peso específico do solo.



Figura 18 - Ensaio do peso específico natural - inserção do anel no solo por pressão.



3.2.3. Ensaio de granulometria

Para o ensaio de granulometria, foram coletadas amostras deformadas do solo em um saco plástico e, em seguida, transportadas para o laboratório de solos da UFPE. O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com a ABNT NBR 7181. Realizou-se o ensaio de granulometria com e sem defloculante.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4. INTRODUÇÃO

Serão demonstrados neste capítulo os resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório e os ensaios de campo executados nas áreas de estudo. Por fim, as análises, comparações e correlações.

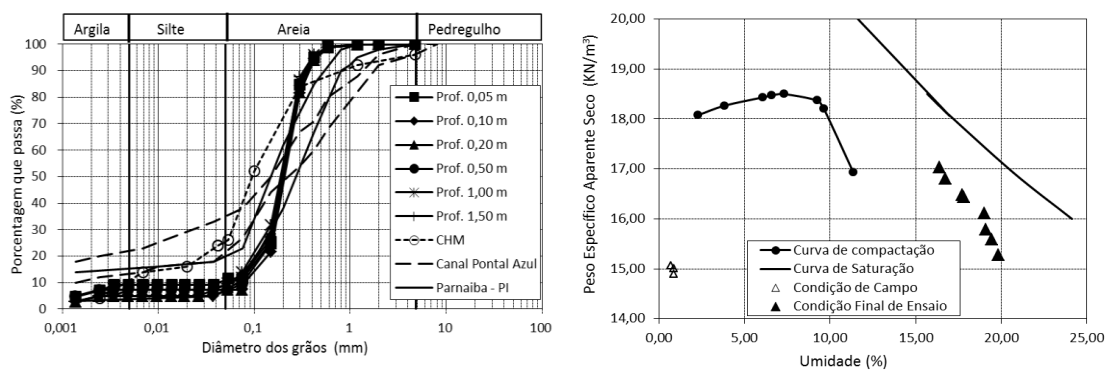
4.1. Caracterização física

Serão apresentados os resultados dos ensaios de umidade, granulometria e peso específico natural de campo.

4.1.1 Granulometria

O solo é essencialmente arenoso com mais de 90% de areia, com fração argilosa <8% e praticamente sem silte (< 2%). O solo é mau graduado ($C_u < 5\%$). O valor do peso específico dos grãos ($G_s = 26,32 \text{ kN/m}^3$). É não líquido e não plástico e se enquadrando no grupo SM, Areia Siltosa, na classificação do SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos).e o valor do peso específico aparente seco máximo, obtido na energia do Proctor Normal, é de $18,70 \text{ kN/m}^3$, na umidade ótima de 7,2%, conforme Figura 19.

Figura 19 - Caracterização física do solo: a) Distribuição granulometria eb) curvas de compactação e saturação.



4.1.2. Umidade do solo

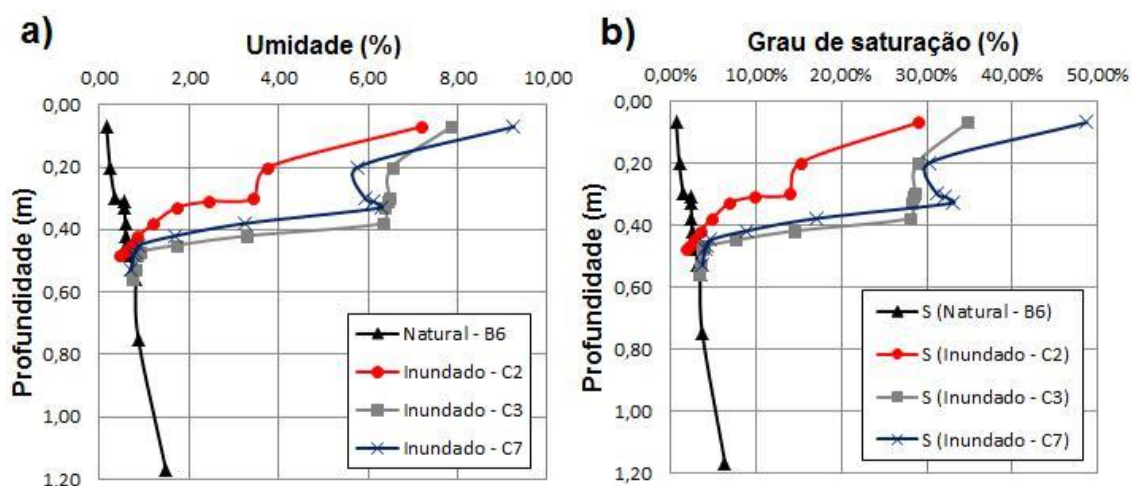
Na Tabela 7 são apresentados os resultados de umidade das áreas onde foram coletadas as amostras. Percebe-se que a umidade do solo na condição natural (Área B – B6) aumenta com a profundidade. Para a área que foi inundada, verifica-se que a inundação atingiu uma profundidade de 0,42 m e que a partir desta profundidade o solo volta a sua umidade natural. As nomenclaturas B6, C2, C3 e C7 representam, respectivamente, a área de estudo e o número do ponto dentro da área.

Tabela 7 - Resultado do ensaio de umidade.

	Área B - B6 (Natural)	Área C - C2 (Inundado)	Área C - C3 (Inundado)	Área C - C7 (Inundado)
Prof. (m)	Umidade (%)	Umidade (%)	Umidade (%)	Umidade (%)
0,07	0,15	7,18	7,86	9,26
0,20	-	3,76	6,53	5,76
0,30	-	3,44	-	-
0,31	0,54	-	-	-
0,33	-	-	-	6,29
0,38	-	-	6,32	-
0,42	-	0,85	-	-
0,45	0,60	-	-	0,87
0,47	-	-	0,89	-
0,53	-	-	-	0,71
0,46	-	-	0,74	-
0,75	0,86	-	-	-
1,17	1,48	-	-	-

Na Figura 20 apresenta os valores de umidade x profundidade para o ponto 6 da área B, representando o solo na sua umidade natural. Já o solo na condição inundada está representado pelos valores de umidade dos pontos 2, 3 e 7 da área C. Percebe-se que a umidade natural apresenta valores próximos de 0,80%.

Figura 20 - Resultados relacionados as área.



4.1.3. Peso específico natural

Os resultados do ensaio do peso específico através do método volumétrico constam na Tabela 8. O peso específico natural do solo varia de 15,85 a 17,48 kN/m³, enquanto para TORRES (2014) varia de 14,97 a 15,10 kN/m³.

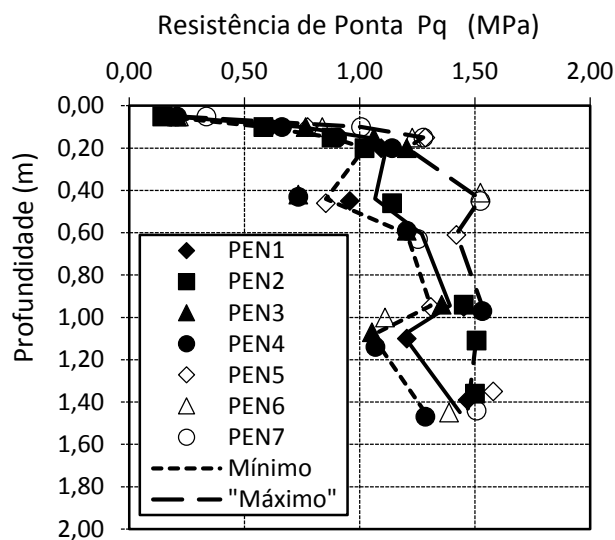
Tabela 8 - Resultados do ensaio de peso específico natural.

Local	Peso específico natural (kN/m ³)
Área C - CI2	15,88
Área C - CI3	16,45
Área C - CI7	17,48
Área B - BN6	16,26
Área B - BN8	15,85

Percebe-se que, no ensaio sem defloculante, a porcentagem de areia fina cresce enquanto a de argila decresce, Tabela 9.

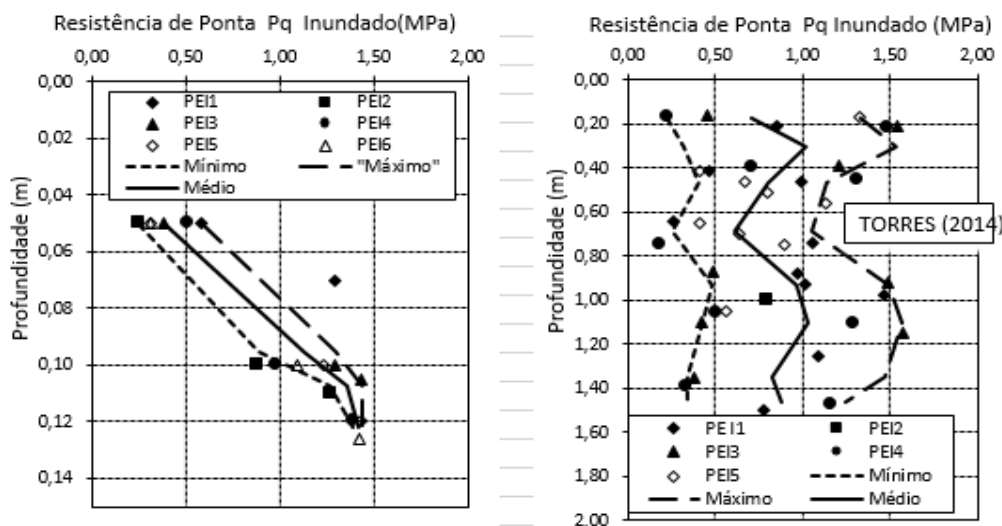
O resultado de TORRES (2014), para a mesma profundidade, apresenta resistência de ponta no valor de 0,91 MPa. Também verifica-se um crescimento linear com a profundidade até 0,20 m, chegando a uma resistência de 1,11 Mpa.

Figura 22 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático no solo natural, TORRES (2014).



Não foi possível estabelecer uma análise comparativa dos resultados para a mesma profundidade na situação de inundação prévia do solo, pois os resultados de TORRES (2014) estão dispostos apenas para profundidades superiores a 0,17 m, sendo que o estudo realizado foi feito até a profundidade de 0,13 m, como mostra a figura 23.

Figura 23 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático no solo inundado, comparando com de TORRES(2014).



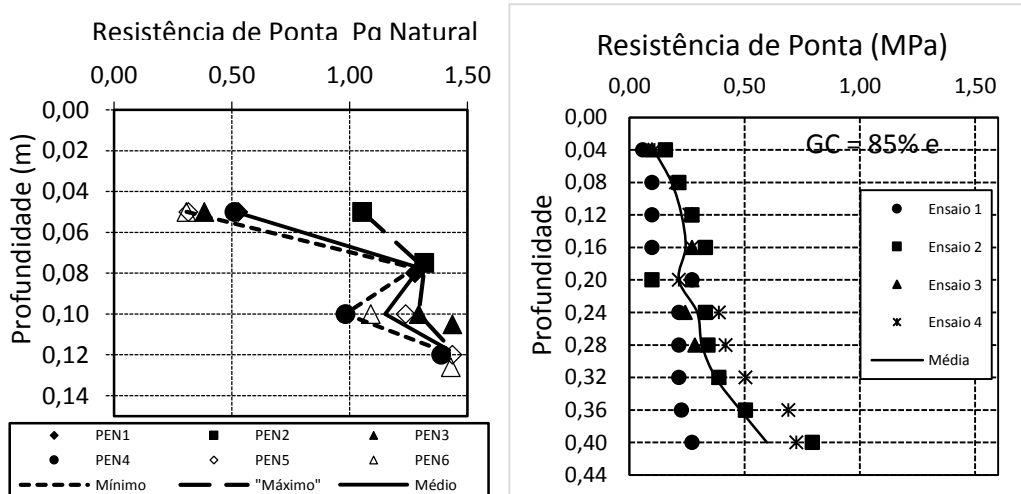
Verificou-se no estudo que a resistência de ponta com a inundação variou de 0,31 a 1,43 MPa, para a profundidade de 0,05 a 0,13 m. TORRES (2014) identificou que não há evidência de crescimento da resistência de ponta com a profundidade no caso da inundação, apresentando uma variação de 0,30 a 1,50 MPa para a profundidade de 0,17 a 1,40 m, respectivamente.

4.2.2. Avaliação da resistência de ponta – obtida com o PE - Laboratório

Os valores médios da resistência de ponta (P_q), determinados com o penetrômetro estático, em laboratório por VERÍSSIMO (2016), até a profundidade de 0,40 m, no solo na umidade natural, 0,22% com grau de compactação de 85% foram os mais próximos da condição de campo, cresce com a profundidade, variando de 0,10 MPa e 0,68 MPa, os valores médios encontrados no estudo até a profundidade de 0,13 metros variou de 0,52 MPa a 1,42 MPa. A resistência de ponta média obtida nos ensaios em campo é cerca de 5,5 vezes maior do que a obtida em laboratório, nos lisímetros com o solo compactado nas mesmas condições de campo.

A comparação entre a resistência de ponta média obtida em campo e obtida em laboratório cresce com a profundidade, Figura 24.

Figura 24 - Comparação variação da resistência de ponta em campo e laboratório.



A correlação entre a resistência de ponta média obtida em campo e obtida em laboratório cresce com a profundidade, Figura 25.

Figura 25 - A correlação entre a resistência de ponta média obtida em campo e obtida em laboratório cresce com a profundidade

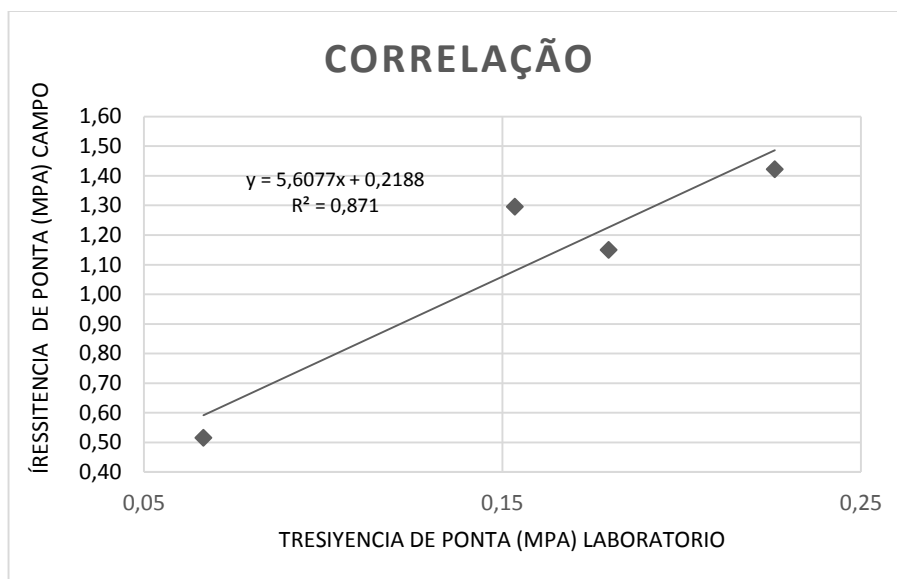


Figura 26 apresenta os resultados obtidos por VERRISIMO (2016) da resistência de ponta avaliados no solo compactado no cilindro Proctor, na umidade natural em graus de compactação desejados, antes da inundação (Figura 26a), imediatamente após a inundação (Figura 26b) e após de inundação e nova cravação do cone (Figura 26c).

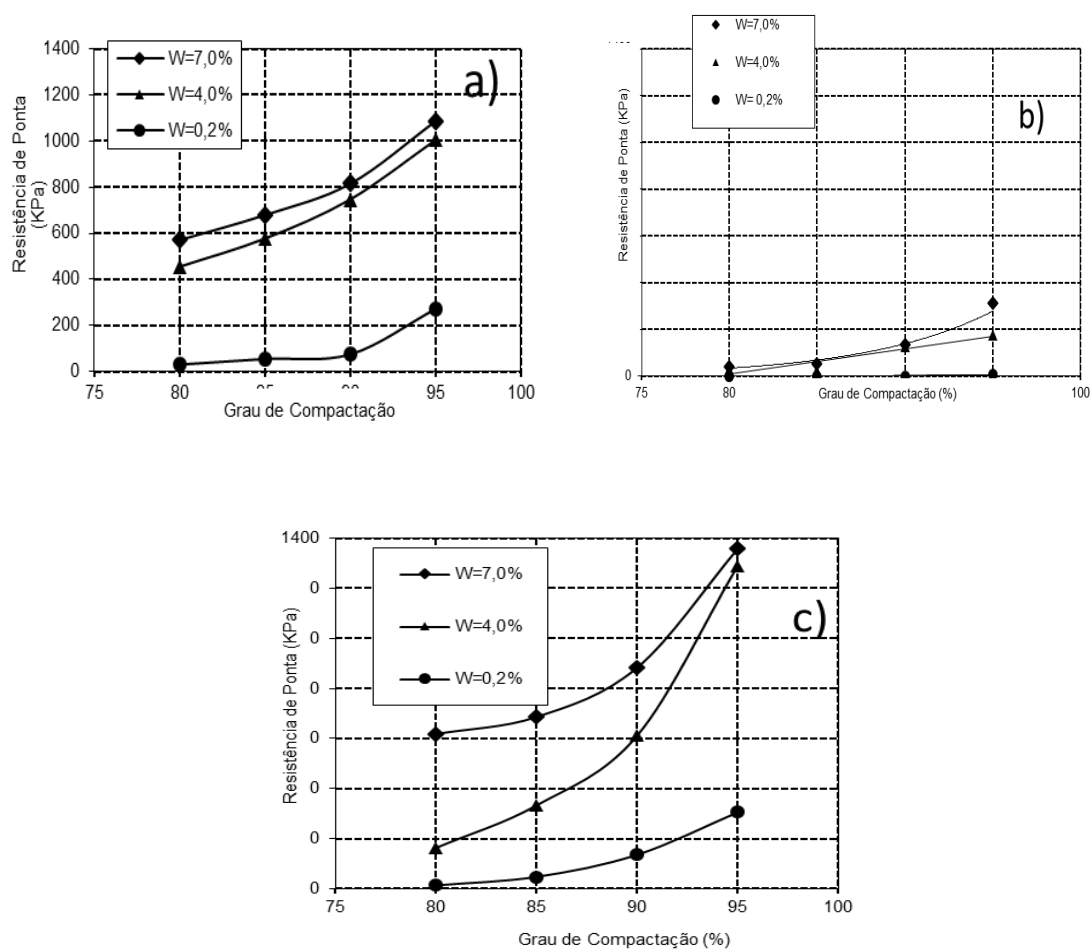
No solo não saturado compactado em cilindro Proctor, a resistência de ponta antes da inundação cresce com o grau de compactação, atingindo o valor (29,89 kPa) na umidade de 0,2% e GC= 85%, Figura 26a.

Com o cone cravado no solo não saturado, percebe-se a perda progressiva da resistência de ponta do solo imediatamente após a inundação (de baixo para cima), chegando a ficar nula nas amostras de GC= 85%, 90%, 95% quando a umidade natural de compactação, Figura 26b. Durante esse processo foi possível observar a saída de bolhas de ar do solo, o que provocou um certo abatimento na amostra.

Após a inundação e nova cravação, a resistência de ponta cresce com acréscimo do grau de compactação e nas amostras compactadas inicialmente com GC= 95% a resistência de

ponta é maior do que no solo não saturado chegando a um acréscimo máximo de 270 kPa, comparado com as resistências obtidas antes da inundação, Figura 26c. Isto se deve ao fato de que a inundação causou o colapso e o colapso aumentou o grau de compactação inicial tornando o solo mais resistente a penetração.

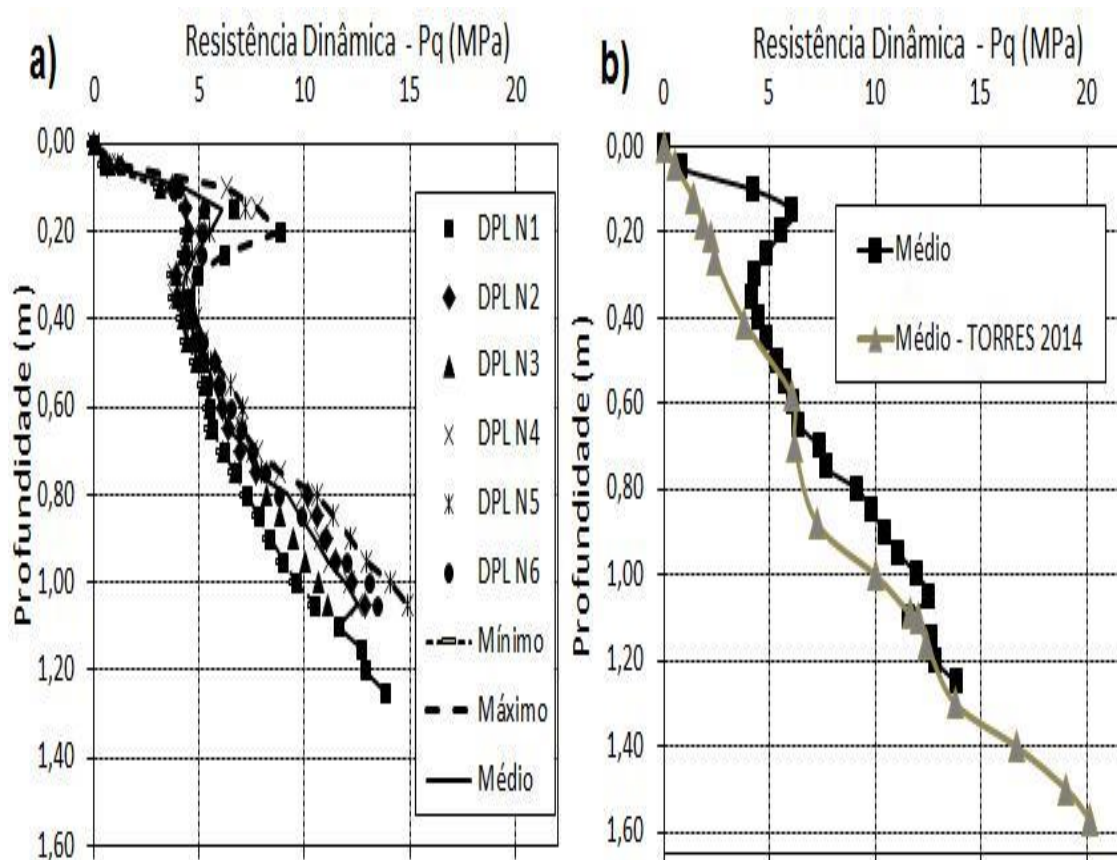
Figura 26 - Resistência de ponta do solo com diferentes graus de compactação e umidades de moldagem: a) antes da inundação, b) imediatamente após a inundação, c) após de inundação e nova cravação do cone



4.2.3. Avaliação da resistência de ponta – obtida com o DPL

Os valores da resistência de ponta (P_q) determinados com o penetrômetro dinâmico DPL até a profundidade de 1,20 m, no solo na umidade natural e inundado são mostrados na Figura 27 e Figura 28 respectivamente e a relação entre as duas resistências na figura 29, além do comparativo dos resultados obtidos por TORRES (2014).

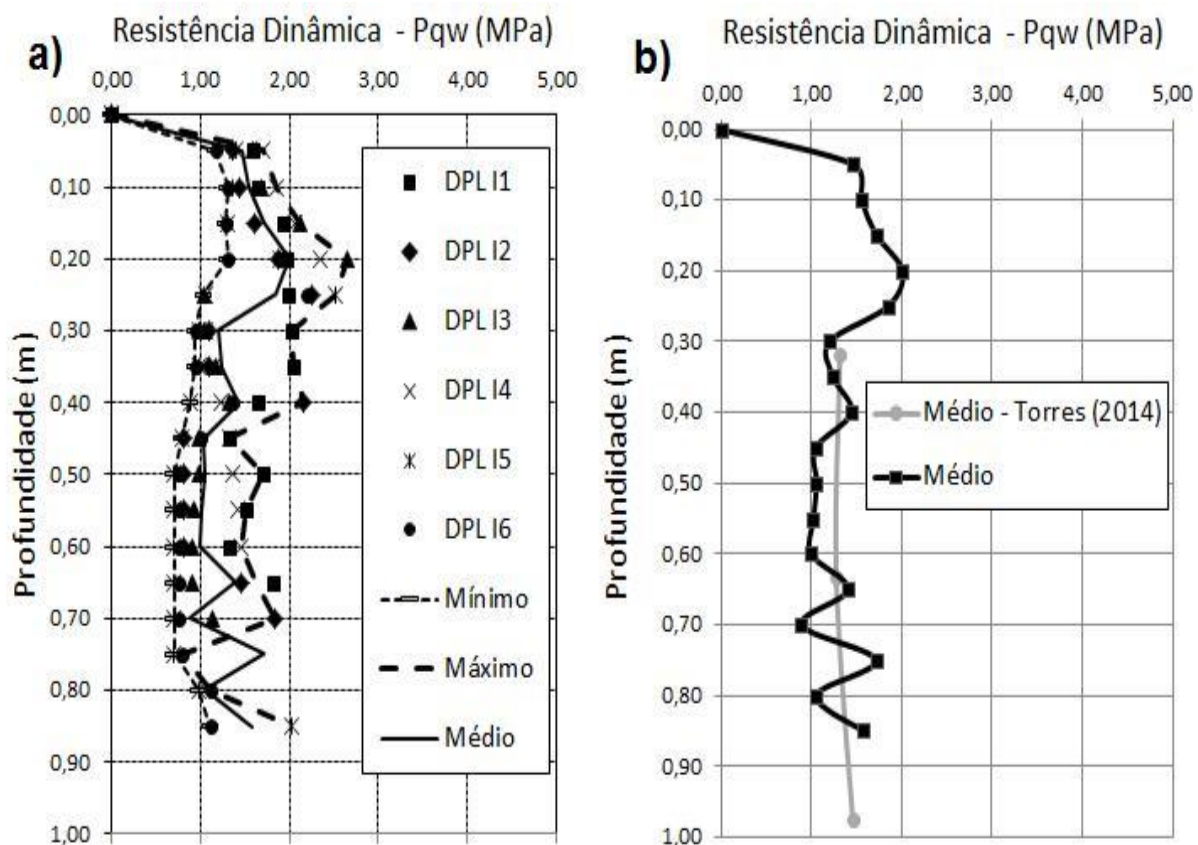
Figura 27 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo natural e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).



A resistência de ponta no solo na umidade natural cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para a profundidade de 1,20 m, bastante semelhante aos obtidos por TORRES (2014) que foi de 12,80 MPa. Na camada mais próxima da superfície, foi verificado um pico na resistência. Este comportamento diferenciado se deve à diferente metodologia adotada na realização do ensaio de campo, pois o ensaio realizado neste trabalho se deu apenas com a remoção do material vegetal da superfície.

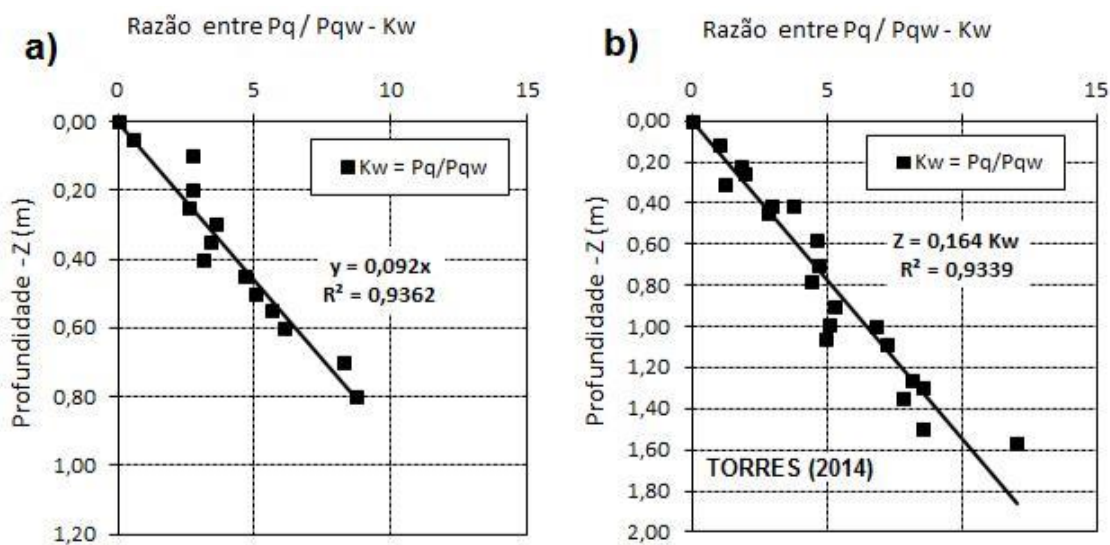
Além disso, cabe destacar que a localização da área de estudo desta dissertação encontrava-se em um local de passagem, ou seja, uma área com solo apresentando maior densidade e consequentemente maior resistência. TORRES (2014) realizou o preparo da área de ensaio com uma escavação do solo a 0,30 m, o que justifica a ausência de pico na camada superficial.

Figura 28 - Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico: a) Resultado para o solo inundado e b) Comparação com o resultado de TORRES (2014).



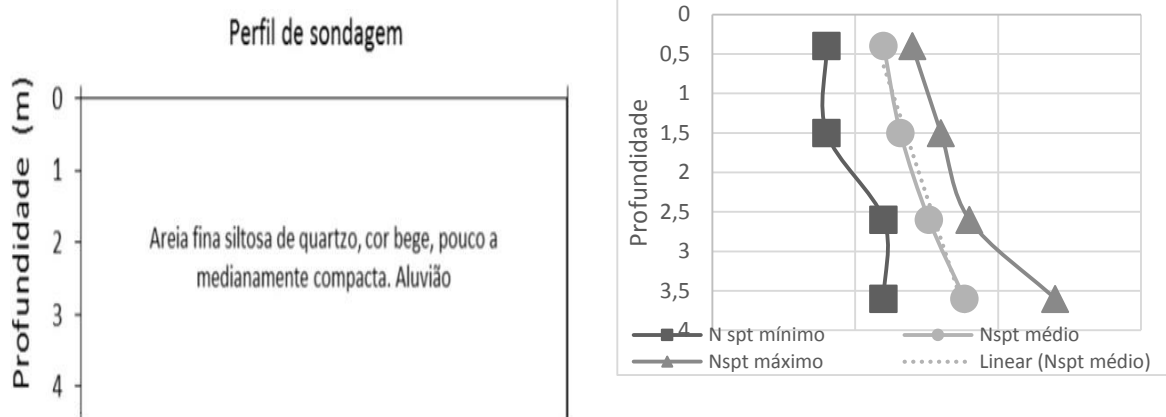
Os valores da razão entre a resistência de ponta do solo na umidade natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$) crescem com a profundidade, Figura 29. A razão foi de K_w (MPa) = 10,87 Z (m), enquanto a relação obtida por TORRES (2014) apresentou a relação K_w (MPa) = 6,09 Z (m).

Figura 29 - Relação entre a resistência de ponta no solo natural e inundado ($K_w = P_q/P_{qw}$): a) razão K_w obtida neste estudo e b) razão K_w obtida por TORRES (2014).



Assim como TORRES (2014), foram considerados o N_{spt} dos 12 furos de sondagens até a profundidade de 3,6 m, visto que o estudo foi realizado com o Penetrômetro dinâmico até 1,2 m. A figura 30 mostra o perfil do solo, a primeira camada é uma areia fina siltosa pouco a medianamente compacta, a segunda é uma areia fina e medianamente compacta, e a terceira é uma camada de pedregulho com argila siltosa atingindo o impenetrável a 9,50 m. O índice de resistência a penetração (golpes/0,3 m) considerando os valores médios ($N_{SPT} = 0,88Z + 5,46$ $r^2 = 0,97$) cresce com a profundidade (Z em m), Figura 68.

Figura 30 - Perfil e variação do N_{spt} com a profundidade.



4.2.3.1. Avaliação da resistência de ponta – Método de Decourt e Quaresma (1978)

O método de Decourt e Quaresma (1978) consiste num método para a estimativa da capacidade de carga que foi desenvolvido exclusivamente a partir de ensaios SPT. Este método foi originalmente desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, tendo sido estendido posteriormente para outros tipos de estacas, como as estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas (Schnaid, 2000). Segundo o método de Decourt e Quaresma (1978) apud Schnaid (2000), a resistência de ponta é calculada, respectivamente, pela seguinte expressão: $R_p = \alpha \cdot K \cdot NP$

$K = 0,4$ para areias.

$\alpha = 1,0$ para estacas cravadas.

K : coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor de NP

α : determinado em função do tipo de estaca e apresentado na Tabela

NP : média dos valores de $NSPT$ na ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo.

Tabela 10 - Valores atribuídos à variável K empregada no método de Decourt e Quaresma.

Tipo de solo	K (Mpa)
Argilas 120	0,12
Siltes argilosos (solos residuais)	0,20
Siltes arenosos (solos residuais)	0,25
Areias	0,40

Tabela 11 - Valores atribuídos ao coeficiente α empregado no método de Decourt e Quaresma.

Valores dos coeficientes α Tipo de solo\estaca	Cravada
Argilas	1,00
Silte Argiloso/Arenoso	1,00
Areia	1,00

4.2.3.2. Avaliação da resistência de ponta – O método de Aoki e Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) foi originalmente desenvolvido a partir de resultados obtidos em ensaios de penetração estática (cone), sendo possível a sua utilização a partir de ensaios de penetração dinâmica (SPT) por meio da utilização de um fator de conversão (K). Por este método, a resistência de ponta (R_p) é calculada como:

$$R_p = K \cdot N_{spt} / F_1$$

$K = 0,8$ para areia siltosa.

$F_1 = 1,75$ para estaca metálica.

Onde:

NSPT: valor da resistência à penetração dinâmica obtida no ensaio SPT;

K: coeficiente de conversão da resistência de ponta do cone para NSPT;

F1: coeficientes de correção da resistência de ponta.

Tabela 12 - Coeficiente do O método de Aoki e Velloso (1975).

Valores dos coeficientes K		Valores dos coeficientes F1	
Tipo de solo	K (MPa)	Tipo de estaca	F1
Areia	1,00	Franki	2,50
Areia siltosa	0,80	Metálica	1,75
Areia silto-argilosa	0,70	Pré-moldadas	1,75
		Escavadas	3,00

Tabela 13 - Valores mínimos, médios e máximos da Índice de Resistência a Penetração (NSPT) da Resistência de Ponta obtidos pelos ensaios com os penetrômetros e os obtidos pelos métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt-Quaresma (1978).

	Prof. (m)	Valor Mínimo	Valores Médios	Valor Máximo
NSPT (Golpes/0,3m)	0,50	3,86	5,90	6,74
	1,00	4,23	6,34	7,48
R. P. – DPL (MPa)	0,50	5,26	6,45	7,67
	1,00	9,81	11,24	12,23
R. P.(MPa) Velloso-Aoki	0,50	1,76	2,70	3,08
	1,00	1,93	2,90	3,42
R. P.(MPa) Decourt – Quaresma	0,50	1,54	2,36	2,69
	1,00	1,69	2,54	2,99

Figura 31 - Resistências de Ponta e Correlações obtidos pelos ensaios com o penetrômetro dinâmico e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt-Quaresma (1978).

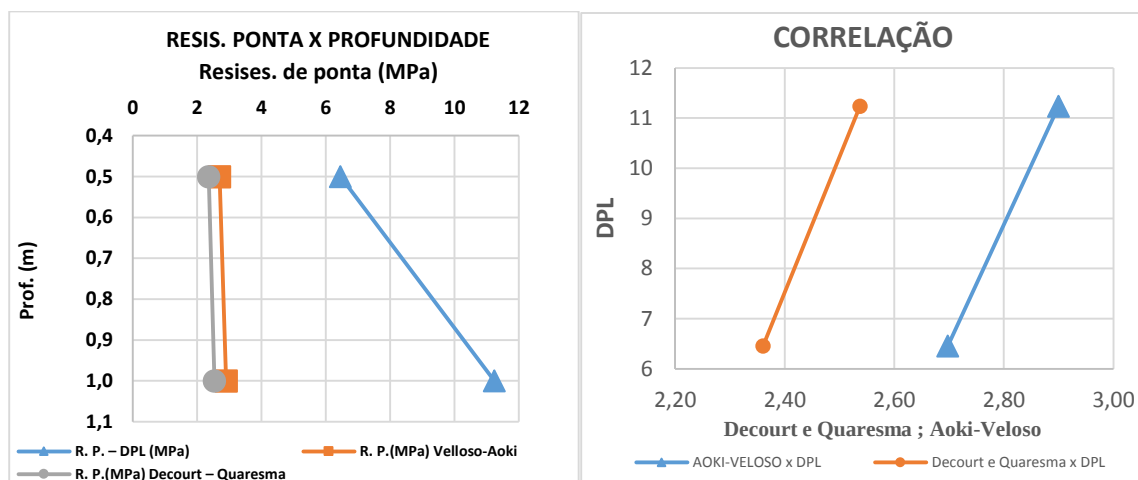


Tabela 14 - Correlações da Resistência de Ponta obtidos pelos ensaios com o penetrômetro dinâmico e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt-Quaresma (1978).

CORRELAÇÕES				CORRELAÇÕES			
R.P.(DPL / Velloso-Aoki)				R.P.(DPL / Decourt – Quaresma)			
Prof. (m)	Valor Mínimo	Valores Médios	Valor Máximo	Prof. (m)	Valor Mínimo	Valores Médios	Valor Máximo
0,50	2,98	2,39	2,49	0,50	3,41	2,73	2,85
1,00	5,07	3,87	3,58	1,00	5,80	4,43	4,09
(%)				(%)			
0,50	298	239	249	0,50	341	273	285
1,00	507	387	358	1,00	580	443	409

Figura 32 - Resistências de Ponta e Correlações obtidos pelos ensaios com o penetrômetro dinâmico e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt-Quaresma (1978) – TORRES (2014).

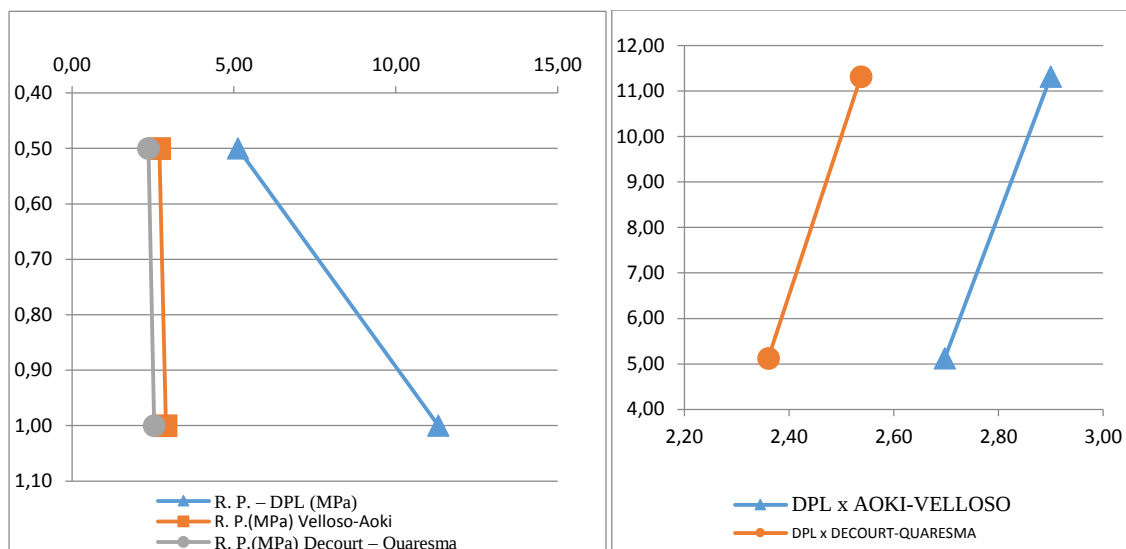


Tabela 15 - Correlações das Resistências de Ponta obtidos pelos ensaios com o penetrômetro e os métodos de Velloso-Aoki (1975) e Decourt-Quaresma (1978) - TORRES (2014).

CORRELAÇÕES				CORRELAÇÕES			
R.P.(DPL / Velloso-Aoki)				R.P.(DPL / Decourt - Quaresma)			
Prof. (m)	Valor Mínimo	Valores Médios	Valor Máximo	Prof. (m)	Valor Mínimo	Valores Médios	Valor Máximo
0,50	2,0	1,9	1,9	0,50	2,3	2,2	2,2
1,00	4,0	3,9	3,9	1,00	4,6	4,5	4,4
(%)				(%)			
0,50	202	190	189	0,50	231	217	216
1,00	403	390	388	1,00	461	446	443

CAPÍTULO V

5. CONCLUSÕES

5.1. Principais conclusões

O solo colapsível ensaiado de Petrolina é essencialmente arenoso (fração de areia > 90 %), com pequena parcela argilosa (fração de argila < 8 %) e de menor proporção siltosa (fração de silte < 2 %). O peso específico natural do solo varia de 15,85 a 17,48 KN/m³, a umidade natural é em torno de 0,22 %.

A resistência de ponta média no laboratório, para uma mesma umidade de campo, cresce com a profundidade e com o grau de compactação. A resistência de ponta média obtida nos ensaios em campo é cerca de 5,5 vezes maior do que a obtida em laboratório, nos lisímetros com o solo compactado nas mesmas condições de campo.

O penetrômetro estático, apresentou os valores da resistência de ponta de 1,43 MPa para a profundidade de 0,13 m sem inundação. Com a previa inundação do solo a resistência de ponta variou de 0,31 a 1,43 MPa para a profundidade de 0,05 a 0,13 m, respectivamente.

A resistência de ponta obtida com o DPL, cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para a profundidade de 1,20 m. Com inundação do solo a resistência de ponta varia em torno de 0,70 até 2 MPa.

Existe uma grande diferença entre resistência de ponta obtida pelo DPL quando comparada com métodos de Aoki-Velloso (1975) e Decourt–Quaresma (1978), chegando a ser 4,4 vezes maior para os valores medios. No entanto, notamos uma variação semelhante obtida por TORRES (2014).

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ARAGÃO, C. J. G.; MELO, A. C. DE. Fundações Rasas em solo colapsível um caso no semi-árido de Pernambuco. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 7181. Solo - Análise granulométrica, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6457. Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 7181. Solo - Análise granulométrica, 1984a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6508. Grãos de Solos que passam na Peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica, 1984b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 7182. Solo – Ensaio de Compactação, 1986a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6457. Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização, 1986b.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984a). NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984c). NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986a). NBR 6457 – Amostra de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.

BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. “The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil”. Engineering Geology, Vol. 7, pp.49-60. Engineering Geology, 1973.

BORGES, J. J. S. Avaliação do modo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife, 192p, 2016.

CLAUS, R. P. Uma proposta para se avaliar o grau de compactação e a homogeneidade da camada compactada utilizando o DPL. Recife, Brasil: UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, 2014.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981.

CPRM. Serviço Geológico do Brasil Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea. Diagnóstico do município de Petrolina, estado de Pernambuco / Organizado [por] João de Castro Mascarenhas, Breno Augusto Beltrão, Luiz Carlos de Souza Junior. Recife: CPRM/PRODEEM, 2005.

DE BEER, M. et al. A Classification System for the Strength Balance of Surfaced Flexible Pavements,. In: Proceedings of the Eighth Quinquennial Convention of SAICE in cooperation with the 1988, Annual Transportation Convention SAICE-ATC, University of Pretoria. Pretoria, 1988.

DUDLEY, J. H. “Review of Collapsing Soils”. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 96, n SM3, may, p.925-947, 1970.

FERREIRA, S.; LACERDA, W. A. Volume Change Measurements in Collapsible Soil by Laboratory and Field Test. 1 st International Conference on Unsaturated Soils. Paris, Vol.2, p. 847–854, 1995.

FERREIRA, S. R. .; LACERDA, W. A. Fatores que influenciam a variação de volume devido à inundação de solos colapsíveis. Revista Solos e Rochas, v. 16, n. 4, p. 254–253, 1993.

FERREIRA, S. R. M. Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, 1995.

FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil. In: VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 2008, Salvador. VI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. Salvador: EDUFBA, v. 2. p. 593-619, 2008.

FUCALE, S. P. Comportamento de Variação de Volume Devido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco. Recife: Universidade Federal de Pernambuco, tese de mestrado, 2000.

HARISON, J. A. Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of soil. Australian Road Research, Technical Note n 2, p. 130–136, 1986.

KLEYN, E. G.; SAVAGE, P. F. The Application of the Pavement DCP to Determine the Bearing Properties and Performance of Road Pavements. International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields in Norway, 1982.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soil. Journal of Geotechnical Engineering, v. 118, n. 9, p. 1376–1394, 1992.

LIVNEH, M.; ISHAI, I. "The relationship between In-Situ CBR Test and Penetration Tests. Proc. Ist. Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando., 1988.

MEDERO, G. M. Análise do comportamento mecânico de um material colapsível. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 128p. 2001.

MITCHELL, J. K. "Fundamentals of Soil and Soil Behaviour". Wiley. New York: E Sons, Inc., pp. 422, 1976.

NETO, H. C. D. M. Análise da variação de volume devido à inundação de um solo colapsível utilizado em um canal de irrigação. Recife: UFPE, 2011.

PEREIRA, T. C. Uma contribuição para a Determinação de propriedades Físicas e mecânicas de materiais Granulares compactos, com Recurso a penetrômetro dinâmico Ligeiro. Porto, Portugal: FEUP, 2010.

PRESA, E. P. Deformabilidade de Solos Não saturados Colapsíveis. In: 3º Simpósio de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais... p.451-460, 1997.

RODRIGUES, R. A. & LOLLO, J. A. Características dos Solos Colapsíveis. In: Solos Colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. UNESP, São Paulo, Cap. 2, p.59-67, 2008.

SILVA, M. J. R. DA. Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: Cartas de Suscetibilidade. Recife: UFPE, 2003.

STOLF, R. Operação do penetrômetro de impacto modelo IAA/Planalsucar-Stolf. Piracicaba: IAA/PLANALSUCAR.8p. (Série Penetrômetro de Impacto. Boletim n.2), 1984.

STOLF, R. Teoria e Teste Experimental de Fórmulas de Transformação dos Dados de Penetrômetro de Impacto em Resistência do Solo. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Campinas, v. 15, p. 229–235, 1991.

STOLF, R. Penetrômetro de Impacto Stolf Programa Computacional de dados em Excel-Vba. Revista Brasileira de Ciência do Solo, n. 38, p. 774–782, 2014.

STOLF, R.; FERNADES, J.; FURLANI NETO, V. L. Penetrômetro de impacto modelo IAA/Planalsucar-Stolf: recomendação para seu uso. STAB, Piracicaba, v.1, n.3, p.18-23, jan./fev.((Reeditado: Piracicaba: IAA/PLANALSUCAR., 1983. 9p. (Série Penetrômetro de Impacto. Boletimn. 1)), 1983.

TORRES, M. S. Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação. Recife: UFPE, 2014.

VILAR, O. M.; MACHADO, S. L. “The Influence of Suction on Lateral Stress and on Collapse of a Non-Saturated”. Soil and Pavement Mechanics. Almeida eds., Balkema, Rotterdam, p. 309–314, 1997.

VILAR, O. M. & FERREIRA, S. R. M. Solos Colapsíveis e Expansivos. In: Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico. AMBS, São Paulo, Cap. 15, p.415-436, 2015.

VERÍSSIMO, K. J. S. Avaliação da Colapsibilidade e Resistência de Ponta em um Solo Arenoso Compactado de Petrolina-pe com e sem Inundação Dissertação de Mestrado. Recife: UFPE, 2016.

WIKIPÉDIA. Petrolina – Wikipédia, a enciclopédia livre. Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/wiki/Petrolina>>. Acesso em: 5 jul. 2016.