

Estimativa da Capacidade de Carga de um Solo Expansivo por Métodos Teóricos e com a Utilização do Penetrômetro Dinâmico de Stolf.

Felipe Araújo Silva Barbosa

Mestrando da Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, Brasil, felipebarbosa_@hotmail.com

Arthur Gomes D. de Araújo

Prof. da Universidade Federal Rural do Semiárido, Natal-RN, Brasil, arthur.araujo@ufersa.edu.br

Sílvio Romero de Melo Ferreira

Prof. Titular da Universidade Federal de Pernambuco, Recife-PE, Brasil, srmf@ufpe.br

RESUMO: A utilização de penetrômetros dinâmicos de pequeno porte para estimar a resistência do solo tem se tornado cada vez mais comum. Equipamentos deste tipo destacam-se pela praticidade e facilidade de operação e transporte. Este artigo tem por objetivo avaliar a capacidade de carga de um solo expansivo por métodos teóricos, no qual utilizam parâmetros geotécnicos como o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c), e sua resistência de ponta por um método semiempírico que se baseia nos resultados do penetrômetro dinâmico de Stolf et. al., (1983), ambos para as condições natural e previamente inundado. O solo estudado, da Formação Marinha Farinha, é uma argila-siltosa e apresenta, para uma umidade inicial de 21,5%, uma expansão livre a 10 kPa de 3,49% e uma tensão de expansão a volume constante de 53 kPa. A capacidade de carga média obtida pelos métodos teóricos utilizados, para uma sapata quadrada de lado 1 m, assentada a 1 m de profundidade, é de 2,72 MPa, natural, e de 0,26 MPa, quando inundado. A resistência de ponta apresenta valores médios de 4,12 MPa, natural, e 2,59 MPa, após inundação. Portanto, constata-se a redução na capacidade de carga e na resistência de ponta devido a inundação.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga, Solos Expansivos, Métodos Teóricos, Penetrômetro Dinâmico de Stolf.

ABSTRACT: The use of Dynamic Probing Light (DPL) to estimate soil resistance has become increasingly common. This equipments stands out for its practicality and easy operation and transportation. The objective of this paper is evaluate the load capacity of an expansive soil by theoretical methods, using geotechnical parameters such as friction angle (ϕ) and cohesion (c), and end bearing capacity by a semiempirical method that is based in the results of the DPL of Stolf et. al., (1983), both for natural and wetting conditions. The soil, from Maria Farinha Formation, is a silty-clay and presents, for an initial moisture of 21.5%, a free swell at 10 kPa of 3.49% and a expansion tension for volume constant of 53 kPa. The load capacity average obtained by the theoretical methods for a square Shallow foundation with 1 m side and 1 m depth, is 2.72 Mpa and 0.26 MPa for natural and wetting condition, respectively. The end bearing capacity presents average values of 4.12 MPa and 2.59 MPa, fo natural and wetting conditions, respectively. Therefore, the reduction in load capacity and end bearing resistance due to wetting is observed.

KEYWORDS: Soil Resistance, Expansive Soil, Theoretical Methods, Dynamic Probing Light of Stolf.

1 Introdução

A determinação da capacidade de carga do solo é um dos dados mais importantes para o dimensionamento de qualquer obra geotécnica. No Brasil, as metodologias mais utilizadas para determinação desse indicativo se baseiam em métodos teóricos; nos quais utilizam parâmetros geotécnicos como o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c) do solo; e em metodologias semiempíricas, que estabelecem correlações entre a resistência do solo e os resultados obtidos em ensaios de campo, tais como SPT, CPT, CPTu e Penetrômetros Dinâmicos de pequeno porte.

O presente artigo realiza uma investigação geotécnica de um solo expansivo, situado no município do Paulista-PE, obtendo assim seus principais parâmetros mecânicos bem como o seu potencial de expansão. Avalia e compara capacidade de carga do solo obtida por 4 métodos teóricos, para as condições natural e previamente inundado, são eles: Terzaghi (1943); Meyerhof (1963); Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1975). E por fim, estima a resistência de ponta do solo por meio de metodologia semiempírica utilizando o penetrômetro dinâmico de Stolf et. al., (1983), para as mesmas condições dos métodos teóricos (natural e previamente inundado).

2 Referencial Teórico

2.1 Local de Estudo

O local de estudo está situado no município de Paulista-PE, nas proximidades da rodovia PE-22. O município possui a Formação Barreiras como formação geológica predominante, e ainda áreas das Formações Gramame, Beberibe e Marinha Farinha, sendo esta última a formação geológica presente no local de estudo. O solo possui características expansivas e coloração variegada, com presença de vermelho alaranjado, amarelo e cinza.

2.1.1 Solos Expansivos

Vilar e Ferreira (2015) definem os solos expansivos como sendo solos não saturados que contêm argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1, como as montmorilonitas e as vermiculitas. Este tipo de solo sofre variação de volume (expansão ou contração) quando alterado a umidade sob tensões praticamente constantes, tal fenômeno tende a se repetir ciclicamente por variações sazonais de umidade ou de sucção.

A presença de solos expansivos pode ser associada a regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação e em regiões semiáridas de clima tropical e temperado. Estando presente em todo o território nacional, em especial na região Nordeste.

Vilar e Ferreira (2015) alertam ainda sobre a dificuldade de identificar, visualmente, a presença de solos expansivos. Isso porque métodos tradicionais de investigação em campo, como o SPT, e ensaios de caracterização geotécnica, como granulometria e índices de consistência, não são capazes de identificar com exatidão se um solo é expansivo ou não. Buscando mitigar possíveis erros de interpretação, este trabalho se utilizou de métodos diretos (ensaios de laboratório com inundação) e métodos indiretos (aqueles que correlacionam resultados de ensaios de caracterização e índices físicos para indicar a potencialidade de expansão) para a verificação do potencial de expansão do solo.

2.2 Métodos Teóricos

Entende-se como métodos teóricos aqueles que se utilizam de parâmetros geotécnicos como o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c) do solo para a determinação da capacidade do solo com hipóteses simplificadoras. Nota-se que as variáveis envolvidas para o cálculo da capacidade de uma fundação superficial relacionam o tipo e condições do solo com o tamanho e geometria da sapata, deste modo não se

pode idealizar a capacidade de carga apenas do elemento isolado sapata ou solo, mas do sistema como um todo. A seguir, apresentamos os métodos teóricos adotados.

2.2.1 Terzaghi (1943)

Os primeiros estudos sobre capacidade de carga de fundações superficiais foram publicados em 1943 pelo Eng. Karl Terzaghi. Tais estudos serviram de base para, praticamente, todos os estudos posteriores relacionados ao tema. Terzaghi(1943) adotada 3 hipóteses básicas para o desenvolvimento das formulações, são eles:

- Sapata Corrida, isto é, o comprimento muito maior que sua largura, realizando assim uma análise bidimensional;
- Profundidade de embutimento da sapata inferior à largura, o que permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da cota de apoio;
- Ruptura Geral.

A Equação 01 apresenta a equação proposta por Terzaghi em 1943.

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (01)$$

2.2.2 Meyerhof (1963)

Este método se baseia nos estudos e formulações de Terzaghi(1943), porém considera a influência da sobrecarga e da resistência do solo na camada de solo situada acima da cota de apoio da sapata. Uma das principais contribuições de Meyerhof está relacionada ao cálculo da capacidade de carga para casos de carga vertical excêntricas, surgindo a adoção de dimensões fictícias de modo a “ajustar” o centro de gravidade da sapata com o ponto de aplicação da carga.

2.2.3 Brinch-Hansen (1970)

Baseando-se nos estudos de Terzaghi (1943), Hansen introduz na fórmula os chamados fatores de profundidades (d_c , d_q e d_γ) e os fatores de inclinação (i_c , i_q , i_γ). A Equação 02 mostra a equação idealizada por Hansen (1970).

$$\sigma_r = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (02)$$

2.2.4 Vesic (1975)

Vesic (1975), adotando a equação de Terzaghi(1943), propõem alguns ajustes nos parâmetros e nas hipóteses básicas. De maneira simplificada, podemos citar as 3 principais considerações adotadas por Vesic (1975, apud CINTRA et. al., 2011).

- Tipo de ruptura, com base nos valores de ângulo de atrito (ϕ) e de coesão(c) do solo, sendo divididas em 3 tipos: Geral; Local; e por Puncionamento;
- Efeito de forma da sapata, podendo ser: Corrida, Retangular e Quadrada ou Circular; e
- Embutimento da sapata no solo;

A Equação 03 apresenta a formulação proposta por Terzaghi com as proposições de Vesic (1975) para ruptura Geral. No caso de ruptura por Puncionamento adota-se coesão* (c^*) e a tangente do ângulo de atrito* ($\tan \phi^*$) 2/3 dos valores iniciais, e para os casos de ruptura Local calcula-se uma média dos valores da ruptura Geral e por Puncionamento.

$$\sigma_r = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (03)$$

2.3 Penetrômetros Dinâmicos

A utilização de penetrômetros dinâmicos de pequeno porte tem ganhado cada vez mais espaço no cenário nacional nos últimos anos. Tais equipamentos possuem vantagens como: praticidade; facilidade de operação e transporte; além da confiabilidade dos resultados fornecidos.

A operação desses equipamentos se dá de forma semelhante aos tradicionais ensaios de SPT, transferindo a energia cinética de um martelo que cai em queda livre para uma haste com ponta cônica que penetra no solo, porém sem a retirada de material. Conta-se o número de golpes necessários para que a haste do aparelho penetre a espessura de determinada camada. Nota-se que tais equipamentos são utilizados tanto no campo da engenharia civil quanto no campo da agronomia e agricultura.

No Brasil, ainda não existe normatização específica para este tipo de ensaio e equipamentos utilizados, o que acaba provocando uma falta de padronização dos modelos existente no mercado. Observa-se na literatura nacional a utilização de equipamentos com parâmetros divergentes entre si, tais como: peso do martelo, altura de queda, metodologia de cálculo e, até mesmo, as nomenclaturas utilizadas. Segundo Figueiredo (2016), é possível encontrar termos acrônimos como DCP, DPL e PDL designando a mesma metodologia de ensaio, porém equipamentos diferentes conforme a norma internacional utilizada.

O Penetrômetro Dinâmico de Stolf et. al. (1983), modelo utilizado nesta pesquisa, foi desenvolvido inicialmente para o campo da agricultura, sendo um dos primeiros penetrômetros que se tem registro no Brasil. Sua aplicação foi rapidamente estendida ao campo da engenharia civil e geotécnica. Este modelo consiste num martelo de 4 kg caindo de uma altura de queda de 0,40 m. A penetração do equipamento no solo é medida por uma haste graduada posicionada ao lado do martelo. A Figura 01 apresenta o equipamento sendo utilizado.

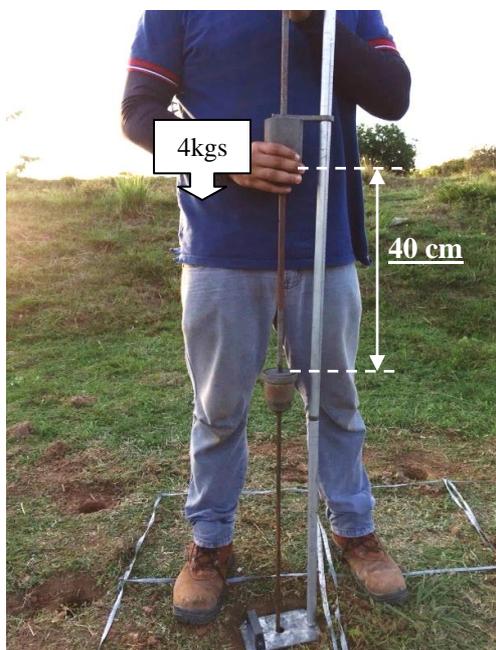


Figura 01. Penetrômetro Dinâmico de Stolf em operação.

O próprio Stolf, em pesquisas posteriores (Stolf, 1991), afirma que a fórmula dos Holandeses, no qual leva em conta perdas de energia devido ao impacto entre massas e considera a ocorrência de um choque totalmente inelástico - sem deformações permanentes, é a metodologia de cálculo que melhor se adequa ao seu equipamento. A Equação 04 mostra a correlação entre Resistência (R), Força(F) e Área (A), e a Equação 05 apresenta a formula dos Holandeses original.

$$R = \frac{F}{A}$$

$$F = (M + m)g + \frac{M}{M + m} * \frac{Mgh}{x} \quad (05)$$

Onde:

F: Força de resistência do solo (kgf);

A: Área da base do cone (m²);

R = F/A: resistência do solo ou índice do cone (kgf/cm²);

M: Massa que prova o impacto (kg);

m: Massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a massa de impacto (kg);

M+m: Massa total (kg);

g: Aceleração da gravidade;

h: Altura de queda da massa de impacto (m);

x: Penetração unitária ocasionada por um impacto (m/impacto)

O Penetrômetro de Stolf utilizado possui as seguintes características: M: 4,0 kg; m: 3,2 kg; M+m: 7,2 kg; h: 0,40 m; A: 1,29 cm². Como x (penetração em cm/impacto) é uma unidade de condutância, utiliza-se, na prática, o inverso: N (impactos/dm, ou seja, impactos/0,10 m). Considerando a aceleração da gravidade g: 10 m/s² (adotado pelo autor), chegamos a seguinte expressão (Equação 06).

$$R_{(\text{kgf/cm}^2)} = 5,6 + 6,89N \text{ ou } R_{(\text{MPa})} = 0,56 + 0,689N \quad (06)$$

3 Materiais e Métodos

Foi realizada a caracterização do solo, segundo as normas brasileiras vigentes. Estes ensaios forneceram os parâmetros geotécnicos básicos para entendermos o comportamento do solo. Ensaio de Cisalhamento Direto (para amostras com umidade natural e previamente inundadas durante 24h) e ensaios edométricos com inundação (expansão livre a 10 kPa e tensão de expansão a volume constante) também foram feitos a fim de promover uma investigação mais completa de sua resistência ao cisalhamento e de seu potencial de expansão.

3.1 Estimativa da Capacidade de Carga

Com base nos valores de ângulo de atrito (ϕ) e a coesão(c), foi possível estimar a capacidade de carga de um sistema sapata-solo pelos seguintes métodos: Terzaghi(1943); Meyerhof (1963); Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1975). Para isto, foi idealizado uma sapata quadrada com L = B = 1m e assentada a 1m de profundidade, para as condições natural e previamente inundada. No caso inundado considerou-se ainda o N.A. no nível da cota de assentamento da sapata.

Ao final, foi calculado a relação (K_w) entre os valores de capacidade de carga obtidos nas condições natural e previamente inundada previamente. A Equação 07 apresenta a formulação deste índice. Esta correlação também foi aplicada aos resultados obtidos no penetrômetro dinâmico para comparar a resistência de ponta nas duas condições ensaiadas.

$$K_w = \frac{P_q}{P_{qw}} \quad (07)$$

Onde:

P_q: Capacidade de Carga na condição natural.

P_{qw}: Capacidade de Carga na condição previamente inundado.

3.2 Penetrômetro Dinâmico – Metodologia de Ensaio em Campo

Em campo foram realizadas duas baterias de ensaios, uma com o solo natural (W_n : 26,5%) e outra previamente inundado. A metodologia de ensaio consistiu em executar uma cava superficial, com aproximadamente 10cm de profundidade, iniciando o ensaio a partir desse ponto. Nos casos inundados a cava foi inundada durante 7 dias antes do início das atividades. Os dois primeiros golpes de cada ensaio foram desprezados para evitar dispersões devido a um possível efeito de amolgamento do solo, causado pela escavação da cava. O comprimento da haste (profundidade limite do ensaio) foi de 0,65m. Os resultados obtidos foram uma média de 8 ensaios realizados para cada condição. A Figura 02 (a) apresenta a cava inicial e a Figura 02 e (b) mostra uma visão geral do local do ensaio.



(a)



(b)

Figura 02. Metodologia em campo - Penetrômetro Dinâmico de Stolf.

4. Resultados e Discussões

Após realização dos ensaios de caracterização, o solo foi classificado como uma argila-siltosa, CH na SUCS e A-7-6 na HRB. A Tabela 01 apresenta os principais parâmetros geotécnicos obtidos, conforme as Normas Brasileiras.

Tabela 01. Parâmetros Geotécnicos

Granulometria (NBR 7181)			γ_d	LL	LP	IP	$W_{ótima}$	$\gamma_{dmáx}$
argila	silte	areia	(NBR 6508)	(NBR 6459)	(NBR 7180)		(NBR 7182)	(NBR 7182)
47%	36%	17%	2,681 g/cm ³	74,5%	25,5%	49%	22,2%	1,49 g/cm ³

Os ensaios edométricos com inundação revelaram ainda que o solo possui uma expansão “livre” a 10 kPa de 3,49% e uma e tensão de expansão a volume constante de 53 kPa, ambos para uma umidade inicial de 21,5%. A Tabela 02 faz uma síntese do potencial de expansão do solo pelos principais métodos referenciados pela literatura internacional.

Tabela 02. Critérios de Classificação de Solos Expansivos (Fonte: Vilar e Ferreira, 2015)

Método	Autor	Grau de Expansão
Indireto	Chen (1965)	Muito alto
	Seed et al. (1962)	Muito alto
	Daksanamurthy & Raman (1973)	Muito alto
Direto	Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) - Expansão livre (%) a 10 kPa –	Médio
	Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) - Tensão de expansão (kPa)-	Médio

Observa-se uma variação entre a classificação do grau de expansão do solo pelos métodos indiretos e diretos. Isto se deve ao fato de que os métodos indiretos não consideram o estado tensional do solo e a tensão de expansão e expansão “livre” em que se baseiam os métodos diretos dependem do estado tensional (estrutura, sucção e tensão externa aplicada). Estudos anteriores realizados por Morais (2017) no solo de Paulista-PE revelaram uma expansão “livre” a 10 kPa de 10,16% e uma tensão de expansão a volume constante de 275 kPa na umidade inicial de 9,5%.

Foram realizados ainda dois ensaios de Cisalhamento Direto, um com umidade natural ($W_n = 26,5\%$) e o outro após 24h de inundação prévia. Tais ensaios constataram uma redução considerável do ângulo de atrito (ϕ) e da coesão do solo (c), variando de: $\phi = 27^\circ$ e $c: 47$ kPa na umidade natural, para $\phi = 21^\circ$ e $c: 13$ kPa, quando inundado.

4.1 Capacidade de Carga e Tensão Admissível

A Tabela 03 apresenta uma síntese dos parâmetros e condições de cálculos adotadas, e os valores de capacidade de carga para todos os métodos mencionados. Foi adotado um Fator de Segurança (FS) igual a 3.

Tabela 03. Métodos Teóricos – Valores de Capacidade de Carga e Tensão Admissível

Situação (ϕ , c e γ)	Tipo de Ruptura	Métodos	Capacidade de Carga (kPa)	Tensão Admissível (kPa)
Natural $\phi = 47^\circ$ $c = 27$ kPa $\gamma = 19$ kN/m ³	Generalizada	Terzaghi (1943)	2183,14	727,71
		Meyerhof (1963)	2651,71	883,90
		Brinch-Hansen (1970)	2972,46	990,82
		Vésic (1975)	3001,79	1000,60
		MÉDIA	2702,28	900,76
Inundado $\phi = 21^\circ$ $c = 13$ kPa $\gamma = 19$ kN/m ³ $\gamma_{sat} = 20$ kN/m ³	Por Puncionamento	Terzaghi (1943)	188,91	62,97
		Meyerhof (1963)	204,40	68,13
		Brinch-Hansen (1970)	326,68	108,89
		Vésic (1975)	332,08	110,69
		MÉDIA	263,02	87,67

A partir dos resultados obtidos, pôde-se calcular a relação (Kw) entre os valores de capacidade de carga obtidos nas condições natural e previamente inundada (Kw), verificando valores entre 9,04 (Vesic) a 12,97 (Meyerhof). Há, uma redução da capacidade de carga do sistema sapata-solo quando inundado.

4.2 Resistência de Ponta

As Tabelas 04 e 05 apresentam os resultados da resistência de ponta obtida por fórmula dinâmica dos Holandeses no solo natural e inundado previamente. A Figura 03 mostra a variação dos valores médios das resistências do solo com a profundidade. Na condição natural há pequena variação com uma média de 4,12 Mpa. Na condição previamente inundada a resistência de ponta da cota inicial até 0,43 m de profundidade tem pequena variação com o valor médio de 2,06 Mpa, havendo uma redução da resistência de 49,6% em relação a condição natural. A partir dessa cota a resistência de ponta crescer variando de 2,61 Mpa a 3,89 Mpa até limite do ensaio (profundidade de 0,63 m), o efeito da inundação diminui ocasionado a redução da resistência de ponta entre 36% a 6%.

Tabela 04. Valores da resistência ponta para os 8 pontos ensaiados - Condição Natural

Prof (cm)	Ponto - R(MPa)								Média	Desv. Padrão	Coef. de Variação
	1	2	3	4	5	6	7	8			
17,5	3,51	5,28	4,50	4,19	3,56	4,06	3,56	3,69	4,04	0,57	0,38
22,5	4,46	4,96	3,11	3,65	3,26	4,50	3,56	4,32	3,98	0,63	0,45
27,5	4,69	4,12	3,56	3,92	5,60	3,84	3,49	4,12	4,17	0,65	0,48
32,5	4,01	3,69	3,62	4,32	4,61	3,79	3,21	3,69	3,87	0,41	0,19
37,5	3,79	4,32	4,01	3,76	4,19	3,69	5,66	4,09	4,19	0,59	0,40
42,7	4,19	3,62	4,12	4,01	4,28	3,95	6,30	3,89	4,30	0,78	0,70
47,5	4,32	3,43	4,32	4,28	4,19	4,19	3,95	4,01	4,08	0,28	0,09
52,7	4,61	4,01	3,49	4,46	4,39	4,32	4,09	4,25	4,20	0,32	0,12
57,5	5,57	4,01	3,69	4,06	3,92	4,25	4,12	4,12	4,22	0,53	0,33
62,5	5,31	3,65	4,14	4,39	3,92	4,25	3,69	4,00	4,17	0,49	0,28
MÉDIA	4,45	4,11	3,86	4,10	4,19	4,08	4,16	4,02	4,12	-	-

Tabela 05. Valores da resistência ponta para os 8 pontos ensaiados - Condição Inundada

Prof (cm)	Ponto - R(MPa)								Média	Desv. Padrão	Coef. de Variação
	1	2	3	4	5	6	7	8			
17,5	-	2,71	2,71	1,25	2,94	1,25	1,25	1,25	1,91	0,76	0,68
22,5	2,16	3,02	3,37	1,69	2,06	1,89	2,28	1,25	2,21	0,65	0,48
27,5	2,20	2,71	2,75	1,25	2,37	2,09	2,13	1,52	2,13	0,49	0,28
32,5	1,79	2,16	2,59	1,52	2,33	2,06	1,84	1,43	1,96	0,37	0,16
37,5	1,73	2,00	2,75	1,84	2,33	2,42	1,25	1,62	1,99	0,45	0,24
42,7	1,75	2,09	2,37	1,86	2,86	2,53	1,62	1,94	2,13	0,40	0,18
47,5	2,03	2,30	2,94	1,75	3,49	3,16	2,16	3,07	2,61	0,59	0,40
52,7	3,49	2,94	3,62	2,94	3,11	3,84	2,94	3,69	3,32	0,36	0,15
57,5	3,95	3,37	3,95	3,69	3,76	3,74	3,47	4,01	3,74	0,21	0,05
62,5	3,79	3,24	4,61	2,20	4,46	3,62	4,39	4,78	3,89	0,81	0,75
MÉDIA	2,54	2,66	3,17	2,00	2,97	2,66	2,33	2,45	2,59	-	-

Realizando a correlações entre os valores médios da resistência de ponta obtidas nas condições natural e previamente inundada (Kw), observa-se que os valores encontrados variam de 1,07 a 2,12. Torres et al (2014), utilizando o mesmo tipo de equipamento, para as mesmas profundidades, obteve a relação Kw variando de 1,2 a 1,8 para um solo arenoso colapsível de Petrolina-PE. A Tabela 06 apresenta os valores de Kw obtidos e a Figura 03 (b) mostra a variação deste índice ao longo da profundidade.

Tabela 06. Índice de correlação entre os valores médios da resistência de ponta (MPa) das duas condições

Prof. (cm)	17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,7	47,5	52,7	57,5	62,5
Natural	4,04	3,98	4,17	3,87	4,19	4,30	4,08	4,20	4,22	4,17
Inundado	1,91	2,21	2,13	1,96	1,99	2,13	2,61	3,32	3,74	3,89
Kw	2,12	1,80	1,96	1,97	2,10	2,02	1,56	1,27	1,13	1,07

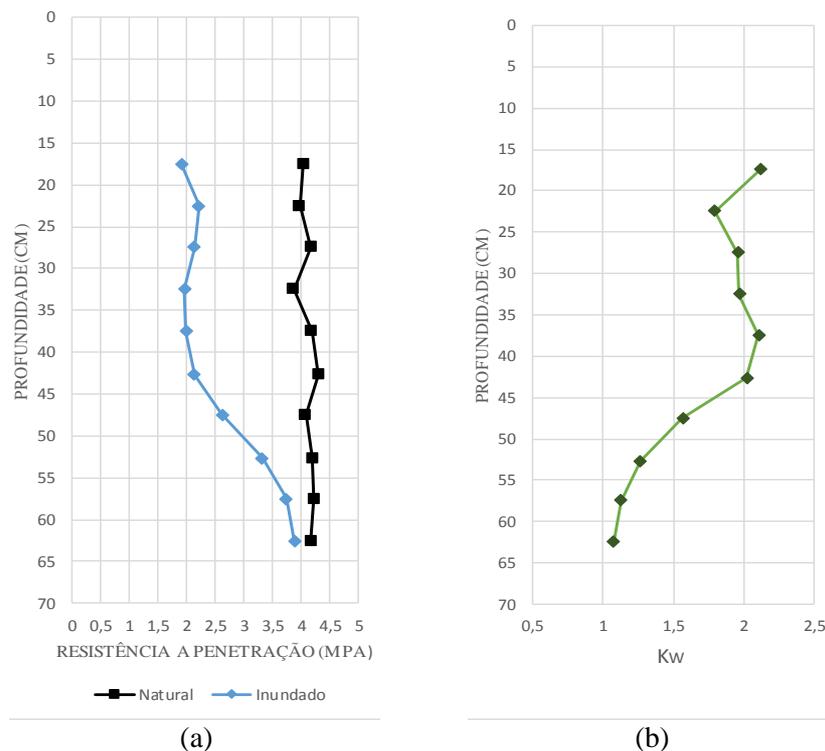


Figura 03. Resistência de Ponta para os 2 casos e a relações entre elas (Kw)

5 Conclusão

A partir dos resultados de caracterização física realizados, pôde-se classificar o solo estudado como sendo uma argila-siltosa, CH na SUCS e A-7-6 na HRB. Tal material apresentou propriedade expansivas, possuindo uma expansão livre a 10 kPa de 3,49% e uma e tensão de expansão a volume constante de 53 kPa, ambos para uma umidade inicial de 21,5%, sendo classificado com um grau de expansão de médio a muito alto (métodos indiretos). A resistência ao cisalhamento do solo na umidade (W_n : 26,5%) apresenta coesão de 47 kPa e ângulo de atrito 27°, quando inundado apresenta coesão de 13 kPa e ângulo de atrito 21°.

A capacidade de carga do solo considerando uma sapata quadrada com $L = B = 1$ m assetada a 1m de profundidade apresenta valores médios 2,72 MPa, para condição natural e de 0,26 MPa, quando inundado. A resistência de ponta do solo, obtida em campo com o penetrômetro dinâmico de Stolf, apresenta um valor médio, até 0,65 m de profundidade, de 4,12 MPa na condição de umidade natural e 2,59 MPa na condição previamente inundada. A razão entre os valores de capacidade de carga obtida na condição de umidade natural e previamente inundada varia de 9,04 a 12,9 e a relação entre os valores da resistência de ponta obtida, pelo penetrômetro, na condição de umidade natural e previamente inundada varia de 1,07 a 2,12.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo gostariam de agradecer ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (PPGEC/UFPE) e a Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA) pelo apoio e incentivo a pesquisa, e as empresas COMPESA e BRK Ambiental pelo suporte logístico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CINTRA, J. C.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. (2011); *Fundações diretas: Projeto geotécnico*; Oficina de Textos; São Paulo; 109-110 p, 63-64 p.
- FIGUEIREDO, L. C (2016). *Medida de Energia com Instrumentação Dinâmica*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Brasília-DF, 215 p.
- MORAIS, J. J. O. (2017). *Caracterização geotécnica da expansividade de um solo argiloso do município de Paulista-PE*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (PPGEC-UFPE), Recife-PE, 127p.
- 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. 1983. ((Reeditado: Piracicaba: IAA/PLANALSUCAR., 1983. 9p. (Série Penetrômetro de Impacto. Boletim n. 1))
- STOLF, R.; *Teoria e teste experimental de fórmulas de transformação dos dados de penetrômetro de impacto em resistência do solo*; Rev. Bras. Ciênc. Solo; Campinas, v.15, p.229-235, 1991.
- TORRES, M. S. ; FREIRAS, M. L. R. A. ; SELLARO, R. F. ; SILVA, M. M. C. A. ; FERREIRA, S. R. M. . *Análise de variação de volume e da resistência de ponta devido à inundação de um solo colapsível de Petrolina-PE*. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2014, Goiânia. ABMS, 2014. p. 1-8
- VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M (2015); *Solos não saturados no contexto geotécnico*; Cap. 15, p.415–440; Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS); São Paulo-SP.