



# Análise de Recalques em Fundações Rasas em Solo Laterítico Típico do Município de Cascavel-PR através de Métodos Teóricos e de Ensaio de Campo

Maycon André de Almeida

Centro Universitário Assis Gurgacz – FAG, Cascavel, Brasil, mayconalmeida@creapr.org.br

Rodrigo José Safraidier

Centro Universitário Assis Gurgacz – FAG, Cascavel, Brasil, rodrigo\_safraidier@hotmail.com

**RESUMO:** Sabe-se que um projeto de fundações diretas tem seu dimensionamento convencional feito com base na capacidade de carga admissível, e que esta deve atender critérios de recalque de serviço. Neste contexto, o presente artigo analisou o comportamento de fundações diretas apoiadas sobre o solo laterítico de Cascavel/PR, comparando o recalque final obtido através de provas de carga em placa aos estimados através da teoria da elasticidade e de adensamento. Para isso, foram utilizados dados de investigações geotécnicas do tipo SPT realizadas no CEEF, além de ensaios triaxiais e de adensamento realizados no laboratório da instituição. Verificou-se que os recalques diferenciais máximos obtidos foram utilizando dados das provas de carga e o método teórico de Terzaghi (30 mm), enquanto pela estimativa através do SPT foi de 25 mm. Já considerando um vão teórico de 4 m, apenas através da estimativa pelo SPT os recalques distorcionais encontraram-se no limite recomendado pela bibliografia para que não hajam danos estruturais nas edificações.

**PALAVRAS-CHAVE:** Recalque, Sapata Isolada, Solo Laterítico, Prova de Carga.

## 1 INTRODUÇÃO

O município de Cascavel encontra-se na região Oeste do estado do Paraná, a cerca de 522 km da capital Curitiba e a 140 km de Foz do Iguaçu. A cidade é considerada um polo econômico da região, além de ser um dos maiores municípios do estado. Atualmente sua população é estimada em aproximadamente 286 mil habitantes (IBGE, 2010) onde o vasto crescimento industrial do município adentra a necessidade de implantações de moradias populares em grande escala, o que exige projetos econômicos.

É comum encontrar características lateríticas nos solos do Paraná, como já relatado por Zen e Almeida (2018) e Miguel *et al.* (2003). Em sua forma natural, os solos lateríticos possuem elevada porosidade, fator que confere ao solo

baixa resistência e baixa capacidade de carga. Porém, ao sofrer compactação, há um ganho de resistência e de capacidade de carga (PINTO, 2006).

Segundo Teixeira e Godoy (1998), quando tensões são aplicadas nesses solos, estes tendem a sofrer deformações cisalhantes ou de distorção, que são as causas de deslocamentos verticais, e para sapatas assentadas em solos firmes predominam as deformações imediatas à aplicação da carga. Já para solos como argilas moles ou aterros sobre solos compressíveis, verifica-se predominantemente recalques por adensamento.

O equilíbrio do solo é de evidente interesse para toda e qualquer edificação, por isso a execução de obras sobre solos que proporcionam uma instabilidade volumétrica quando saturados deve ser monitorada para que



não ocorram em campo fatores como fissuras na edificação, desnivelamento agudo entre estruturas e desaprumo de edifícios, acarretamento em grandes prejuízos, podendo levar à inutilização do empreendimento e, em casos extremos, a ruína da obra. Portanto, durante o projeto de fundações, um dos fatores mais importantes é a previsão de como serão desencadeadas as tensões e as deformações consequentes no solo ao longo do tempo. Segundo Aoki (1979), o desempenho de uma estrutura ao longo da sua vida útil, especialmente de sua fundação, depende diretamente do grau de alteração do maciço de solo.

O presente artigo tem como objetivo analisar as deformações apresentadas por três fundações rasas pré-dimensionadas, apoiadas a 1 metro de profundidade, considerando cargas máximas, médias e mínimas típicas de uma edificação popular. Foram utilizados para isso dados de provas de carga em placa realizadas por Vieira *et al.* (2017), dados de 3 (três) sondagens SPT realizadas por Zen e Almeida (2018) e ensaios de adensamento conduzidos por Silva e Souza (2018) no solo do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEF) em Cascavel/PR.

Foram inicialmente determinadas as tensões admissíveis do solo através do método teórico de Terzaghi, do método semi-empírico da sondagem SPT e de provas de carga em placa. Para cada uma das tensões foram estipulados os recalques totais das sapatas de cada pilar. Já os recalques por adensamento foram determinados a partir dos resultados dos ensaios de laboratório, e os imediatos foram estimados por meio da Teoria da Elasticidade e pelas provas de carga estáticas em mini-placa.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Caracterização do solo local

A caracterização do solo do CEEF foi realizada por Zen e Almeida (2018). Segundo os autores, a classificação do solo, conforme especificado na ABNT NBR 7181 (2016) e de acordo com a curva granulométrica, é de uma argila silto arenosa. Em relação ao sistema unificado (SUCS), foi classificado como solo argiloso muito compressível (CH).

Considerou-se o perfil geotécnico médio obtido através de 3 ensaios a percussão do tipo SPT, o qual apresenta o subsolo do CEEF e é exposto na Tabela 1. Nos referidos ensaios o nível d'água variou entre a profundidade de 12 e 15 metros.

Tabela 1. SPT realizado no CEEF

Z (m)	N <sub>spt</sub> Médio	Descrição do Subsolo
1	1,7	
2	1,7	
3	2,5	
4	2,8	Argila Siltosa Marron
5	4,1	Avermelhada Muito Mole a
6	7,8	Média
7	6,4	
8	5,6	
9	10,0	
10	11,9	Argila Siltosa Marron
11	12,6	Avermelhada Rija
12	16,6	Argila Siltosa Marron
13	27,0	Avermelhada Rija a Dura
14	31,3	Percolações Brancas
15		Limite da sondagem

Fonte: Zen e Almeida (2018)

Observando a evolução do  $N_{SPT}$  com a profundidade, e, concomitantemente, utilizando a classificação quanto à consistência da ABNT NBR 6484 (2001), pode-se sugerir que, no geral, o subsolo do CEEF é constituído por duas camadas de solo distintas até a profundidade amostrada. A primeira sendo composta por argila siltosa, porosa, marrom avermelhada, de consistência muito mole à média, até aproximadamente a profundidade de 9 m e, finalmente, em profundidades superiores a 9 m e menores de 15 m, uma argila silto arenosa,



residual, de coloração marrom claro, de consistência rija a dura.

Na Tabela 2 observam-se os valores médios dos principais índices físicos determinados para as duas camadas do subsolo do CEEF por Zen e Almeida (2018), que utilizaram amostras deformadas e indeformadas coletadas através de um poço de inspeção executado no local.

Tabela 2. Índices físicos do subsolo do CEEF

VALORES MÉDIOS	CAMADA 1 1 a 9 metros	CAMADA 2 10 a 15 metros
w (%)	34	53
w <sub>L</sub> (%)	53	59
w <sub>P</sub> (%)	38	42
IP (%)	15	17
γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	12	12
γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	27	27
Argila (%)	70	56
Silte (%)	25	35
Areia (%)	5	9
Consistência	Muito mole a média	Rija a dura
Índice de vazios (e)	1,22	1,55

Fonte: Zen e Almeida (2018)

A primeira camada do subsolo do CEEF apresentou o limite de liquidez (w<sub>L</sub>) médio de 55%, enquanto o limite de plasticidade (w<sub>P</sub>) determinado da mesma camada foi de 40%, resultando em uma classificação média quanto a plasticidade. A massa específica natural (γ<sub>n</sub>) determinada para a primeira camada, conforme apresentado pelos autores, foi de 16,68 kN/m<sup>3</sup>.

Utilizou-se ainda os parâmetros de resistência ao cisalhamento ao longo da profundidade, determinados por Molina e Gandin (2015), conforme exposto na Tabela 3, com amostras indeformadas coletadas ao longo de 5 metros de profundidade. Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo adensado-não drenados, utilizando uma velocidade de carregamento de 0,064 mm/min, o que acarretou em um tempo de carregamento de aproximadamente 6 horas. A velocidade foi escolhida pois, segundo Bjerrum (1954) apud Gerscovich (2017), a geração de poro pressão torna-se independente do tempo de ruptura após

05 horas.

Tabela 3. Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Prof. (m)	Intercepto coesivo (kN/m <sup>2</sup> )	Ângulo de atrito (°)
1	2,0	14,2
2	2,0	15,5
3	12,8	17,4
4	11,8	16,4
5	11,8	20,2
Média	8,1	16,7

Fonte: Molina e Gandin (2015)

Além disso, foram utilizados os resultados das provas de carga superficiais em placa, realizadas no CEEF por Vieira *et al.* (2017) em 3 cavas distintas, para determinar a tensão admissível e última através das curvas *tensão x deformação* na condição de umidade natural, conforme apresentado na Figura 1.

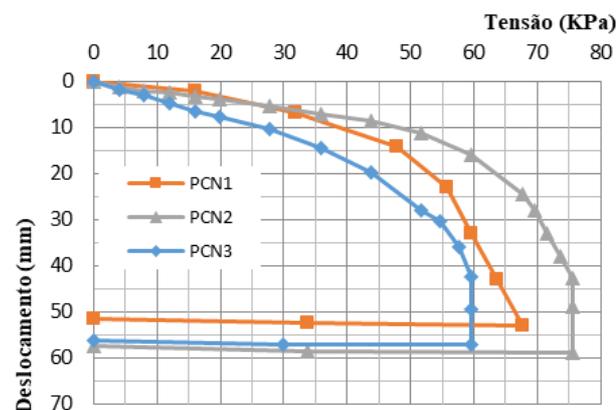


Figura 1. Curvas *tensão x deformação* das provas de carga com solo nas condições naturais

Um resumo dos valores extraídos é apresentado na Tabela 4, onde PCN indica prova de carga natural e ρ o deslocamento na tensão de ruptura prevista.

Tabela 4. Resultados das provas de carga em placa

Prova	ρ (mm)	σ <sub>ult</sub> (kPa)	σ <sub>adm</sub> (kPa)
Carga			



PCN 1	53,1	55,2	27,6
PCN 2	57,1	66,2	33,1
PCN 3	58,8	50,2	25,1
Média	56,3	57,2	28,6

Fonte: Vieira *et al.* (2017)

## 2.2 Cálculo das tensões admissíveis em relação a ruptura

Os valores utilizados para o cálculo da capacidade de carga do solo, através do método teórico de Terzaghi, foram extraídos dos estudos de Zen e Almeida (2018) e Molina e Gandin (2015) e foram determinados pela Equação 1 (Cintra *et al.*, 2003).

$$\sigma_r = c.N_c.S_c + q.N_q.S_q + 1/2.B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma \quad (1)$$

Onde:

$\sigma_r$  é a capacidade de carga de ruptura do solo;

$c$  é a coesão do solo;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são fatores de capacidade de carga;

$S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  são fatores de forma;

$q$  é a sobrecarga;

$\gamma$  é o peso específico do solo.

Como o solo da primeira camada é classificado como argila siltosa de consistência muito mole a média, na região dos bulbos de tensões das referidas sapatas arbitradas para este artigo, optou-se por seguir a recomendação de Terzaghi e analisar os casos por punção (antiga consideração de ruptura local).

Na consideração de ruptura local devem-se utilizar valores reduzidos para coesão e ângulo de atrito ( $c'$  e  $\phi'$ ), que embora apresente a mesma notação, não apresentam relação com os parâmetros determinados em função das tensões efetivas. A redução dos fatores é apresentada nas Equações 2 e 3.

$$c'_{\text{projeto}} = (2/3).c \quad (2)$$

$$\text{tg}\phi'_{\text{projeto}} = (2/3).\text{tg}\phi \quad (3)$$

Já os fatores  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  são obtidos com a utilização do  $\phi'$  e pelas expressões sugeridas por Vésic (1975) através das Equações 4, 5 e 6.

$$N_q = e^{\pi.\text{tg}\phi'}.\text{tg}^2(45 + \phi'/2) \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1). \cotg \phi' \quad (5)$$

$$N_\gamma = 2.(N_q + 1). \text{tg} \phi' \quad (6)$$

Utilizou-se um fator de segurança global igual a 3,0 para tensão admissível em relação à ruptura, e, para a sua determinação através da média dos índices de resistência dos ensaios SPT, foi utilizada a correlação apresentada na Equação 7.

$$\sigma_{\text{adm}} = N_{\text{SPTméd}} + q \quad (\text{kPa}) \quad (7)$$

Onde:

$N_{\text{SPTméd}}$  é a média dos  $N_{\text{SPT}}$  no bulbo, adimensional;

$q$  é a sobrecarga de solo em kPa.

## 2.3 Cálculo do recalque da fundação

Utilizou-se a Equação 8 para a estimativa do recalque imediato feita por meio da Teoria da Elasticidade, aplicada para solos argilosos. Para esta estimativa utilizou-se as tensões admissíveis referentes aos métodos de Terzaghi e semi-empírico baseado no SPT.

$$\rho_i = \mu_0. \mu_1. (\sigma.B/E_s) \quad (8)$$

Onde:

$\rho_i$  é a parcela de recalque imediato;

$\mu_0$  é relativo ao embutimento da sapata;

$\mu_1$  é relativo à espessura do estrato;

$\sigma$  é a tensão aplicada no solo;

$B$  é a largura da sapata;

$E_s$  é o módulo de deformabilidade do solo.

A segunda parcela de recalque é denominada



recalque por adensamento, e é determinada pela Equação 9. Para o cálculo foram utilizados os resultados dos ensaios de adensamento realizados por Silva e Souza (2018).

$$\Delta H = [(C_c \cdot H) / (1 + e_i)] \log(\sigma'_f / \sigma'_i) \quad (9)$$

Onde:

$\Delta H$  é o recalque por adensamento;

$C_c$  é o índice de compressão;

$H$  é a espessura da camada de solo que sofrerá o recalque;

$e_i$  é o índice de vazios inicial antes do recalque;

$\sigma'_f$  é a tensão final sobre a camada de solo;

$\sigma'_i$  é a tensão de pré adensamento.

A Equação 10 foi utilizada para estimar o recalque imediato das placas com os carregamentos pré-determinados.

$$\rho_s = \rho_p \cdot B_s / B_p \quad (10)$$

Onde:

$\rho_s$  é o recalque da sapata real;

$\rho_p$  é o recalque da mini placa;

$B_s$  é o diâmetro real da sapata;

$B_p$  é o diâmetro da mini placa.

## 2.4 Cargas aplicadas na fundação

Arbitrou-se 3 níveis de carregamentos para a análise dos recalques em sapatas quadradas: 50 kN, 100 kN e 150 kN. As dimensões das sapatas foram determinadas de acordo com as tensões estipuladas por cada método, e em seguida seus recalques.

## 3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Inicialmente foram determinadas as tensões admissíveis para cada uma das sapatas através dos dois métodos: Terzaghi e SPT. No primeiro método, foram considerados o ângulo de atrito e

o intercepto de coesão reduzidos nos cálculos. Já para o segundo método, apesar do cálculo ter sido feito com o mesmo ensaio SPT, o valor utilizado para cada caso foi em função da média do  $N_{SPT}$  dentro do bulbo de tensões de cada sapata, que varia de acordo com a carga, o que confere resultados de tensões diferentes.

Foi considerado no dimensionamento uma sobrecarga de 5% devido ao peso próprio das sapatas sobre a carga dos pilares. Com o valor da tensão admissível determinado para cada caso e considerando a carga dos pilares, foi estimada a área de cada sapata e estipuladas as dimensões necessárias para elementos quadrados. Os resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5. Tensões admissíveis para o 1º metro do CEEF

Método	Cargas (kN)	Dimensões B x L (m)	Área (m²)	$\sigma_{adm}$ (kPa)
Terzaghi	50	1,15x1,15	1,32	40,17
	100	1,60x1,60	2,56	41,69
	150	1,95x1,95	3,80	42,87
SPT	50	1,00x1,00	1,00	56,01
	100	1,30x1,30	1,69	60,18
	150	1,60x1,60	2,56	60,18

As tensões admissíveis estimadas pelo método teórico e pelo SPT atingiram valores superiores quando comparados ao resultado das provas de carga em placa ( $\sigma_{adm}$  de 28,61 kPa). A estimativa pelo SPT apresentou maior dispersão, pois a correlação utilizada é válida para um índice  $N_{SPT}$  superior a 5, e para o caso do solo laterítico do CEEF a média do bulbo resulta em um valor inferior (1,7).

### 3.1 Determinação dos recalques da fundação

Determinadas as tensões admissíveis e as dimensões das sapatas, foi feita a estimativa dos recalques através da teoria da elasticidade, da teoria de adensamento e através dos resultados das provas de carga.

Para a previsão do recalque de adensamento,



foram considerados os resultados obtidos por Silva e Souza (2018) em ensaios de adensamento realizados com amostras do solo do 1º metro. Sendo assim, foi considerado uma tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) sobre a cota de apoio das sapatas de 50 kPa, além de um índice do trecho de compressão virgem ( $C_c$ ) de 0,20, sendo os itens extraídos da curva de adensamento, conforme apresentado pelos autores. O índice de vazios ( $e$ ) utilizados nos cálculos foi o de 1,22, conforme indicado Zen e Almeida (2018).

Na Tabela 6 são apresentados os recalques imediatos ( $\rho_i$ ) e de adensamento ( $\rho_a$ ) calculados em função das tensões admissíveis encontradas pelos métodos de Terzaghi e semi-empírico através do SPT, além do recalque estimado das sapatas através da relação com o recalque máximo obtido nas provas de carga em placa (PCE), para um carregamento de 50 kN.

Tabela 6. Recalques determinados para um pilar com carregamento de 50kN de carga.

Método	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$\rho_i$ (mm)	$\rho_a$ (mm)	$\rho_{total}$ (mm)
Terzaghi	40,17	4,62	34,59	39,21
SPT	56,01	10,25	30,08	40,33
PCE	28,61	45,84 mm		

É possível observar também que o recalque final estimado pelo método de Terzaghi apresentou um valor 14% menor que determinado pelo ensaio de placa, já pelo SPT o valor do recalque foi 12% inferior. Na Tabela 7 são apresentados os recalques pelos três métodos, porém aumentando o carregamento para 100 kN.

Tabela 7 - Recalques determinados para um pilar com carregamento de 100kN de carga.

Método	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$\rho_i$ (mm)	$\rho_a$ (mm)	$\rho_{total}$ (mm)
Terzaghi	41,62	9,53	48,12	57,65
SPT	60,18	12,11	39,10	51,21
PCE	28,61	65,20 mm		

Assim como no carregamento de 50 kN, para 100 kN houve uma estimativa inferior dos recalques nos 2 métodos quando comparados aos resultados das provas de carga em placa, em 12% e 22%, para o método de Terzaghi e estimativa pelo SPT, respectivamente.

A Tabela 8 apresenta os recalques determinados para um pilar com 150 kN. É notável uma redução de 11% e 19% dos recalques estimados pelo método Terzaghi e pelo SPT, respectivamente, com relação ao recalque verificado pelos ensaios em placa.

Tabela 8. Recalques determinados para um pilar com carregamento de 150kN de carga.

Método	$\sigma_{adm}$ (kPa)	$\rho_i$ (mm)	$\rho_a$ (mm)	$\rho_{total}$ (mm)
Terzaghi	45,24	12,35	58,65	71,00
SPT	60,18	16,44	48,12	64,57
PCE	28,61	79,30 mm		

Houve pequenos incrementos de tensão admissível entre as 3 faixas de cargas analisadas pelo método de Terzaghi, que ocorreram devido à influência das dimensões da sapata na estimativa.

Através da Figura 2 é possível verificar o comportamento dos recalques com relação a carga aplicada sobre a sapata. Há um valor crescente nos recalques devido ao aumento das dimensões das sapatas para cada acréscimo de carregamento. Foi possível estabelecer correlações estatisticamente válidas para todas as situações, com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) superior a 0,5 e valores de recalque ( $\rho$ ) dados em mm.

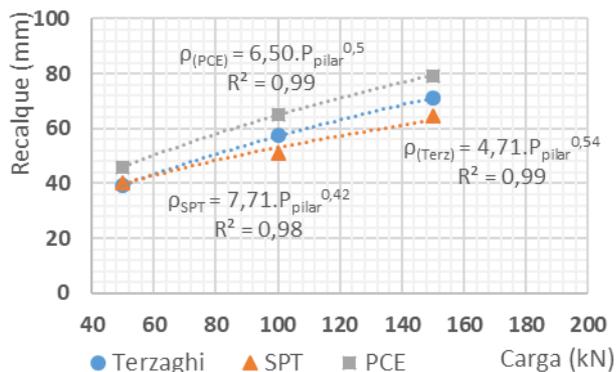


Figura 2. Comportamento dos recalques pelos 3 métodos analisados, com relação a carga aplicada na fundação.

### 3.2 Análise de recalques

Thomaz (1998) apresentou a Tabela 9, que contém valores limites sugeridos para recalques distorcionais definidos como a relação entre o recalque diferencial de dois pilares ( $\Delta\rho$ ) e a distância entre os mesmos (L), de forma a não ocorrerem fissuras nas edificações. Os valores são bem próximos aos recomendados por Skempton e MacDonald (1956).

Tabela 9 - Recalques distorcionais limites para a não ocorrência de problemas

Recalques distorcionais	Ocorrências previstas
1/600	Possibilidade de fissuras em estruturas contraventadas
1/500	Limite de segurança para obras que não podem apresentar fissuras
1/300	Possibilidade de ocorrência das primeiras fissuras em alvenarias e paredes em geral.
1/250	Limites a partir do qual a inclinação de prédios altos, começa a ficar visível
1/150	Fissuras com grandes aberturas em alvenarias. Surgimento de danos em peças estruturais

Na Tabela 10 são apresentados os recalques totais diferenciais para as situações de sapatas de 50 kN e 150 kN, considerando um vão teórico entre pilares de 400 cm para as 3 situações de análise.

Tabela 10. Recalques diferenciais e distorcionais entre os pilares menos e mais carregados (50 kN e 150kN)

Método	$\rho_{50kN}$ (mm)	$\rho_{150kN}$ (mm)	$\Delta\rho$ (mm)	$\delta$
Terzaghi	39,21	71,00	31,79	1/126
SPT	40,33	64,57	24,24	1/165
PCE	45,84	79,30	33,50	1/120

Considerando um vão teórico de 400 cm, apenas pela estimativa através do SPT, os recalques distorcionais encontraram-se no limite estabelecido (1/150 a 1/250) por autores como Skempton e MacDonald (1956), Meyerhof (1956), Polshin e Tokar (1957) e Bjerrum (1963), para que não haja danos estruturais nas edificações.

Teixeira e Godoy (1998) enfatizam, porém, que somente a análise dos limites quanto aos recalques distorcionais nem sempre é válida, podendo ser, em alguns casos, menores que os apresentados em bibliografias devido aos recalques que já foram sofridos pela estrutura antes da execução das alvenarias. Já no caso de edificações em alvenaria estrutural, os limites são mais realistas, visto que as paredes são executadas desde o início da obra.

## 4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Devido ao fato de o solo analisado ser de consistência muito mole nas primeiras camadas, foi possível observar que as tensões admissíveis determinadas através do método semi-empírico SPT apresentam uma grande distorção em relação às tensões obtidas no ensaio de prova de carga. Ainda comparando estes valores, há uma diferença entre as tensões obtidas pelo método teórico de Terzaghi, o qual considerou uma ruptura local, agregando valores reduzidos ao ângulo de atrito e coesão.

É importante ressaltar que, embora os métodos SPT e Terzaghi apresentem tensões admissíveis superiores às determinadas in loco através de provas de carga de placa, não é recomendado como critério de projeto a avaliação unicamente de um parâmetro, mas sim de todo o projeto através de análise estatística



de probabilidade de ruína, conforme Beck (2012) recomenda.

Reforça-se, porém, a importância de se realizar ensaios de prova de carga em placa quando se pretende projetar fundações rasas sobre solos argilosos muito moles, onde o valor do  $N_{spt}$  for inferior à 5, devido às incertezas da correlação para a determinação da tensão admissível. Já o método de Terzaghi, com redução dos parâmetros, apresentou uma tensão admissível mais próxima da obtida em campo, com leve dispersão.

Os respectivos recalques totais, diferenciais e distorcionais, estimados através do SPT e do método de Terzaghi, para a situação com as sapatas de menor e maior carregamentos arbitrados para análise de um solo superficial laterítico típico do município de Cascavel/PR, apresentaram valores próximos ao limite das bibliografias consultadas, para que não ocorram graves problemas estruturais nas edificações.

Os maiores recalques distorcionais obtidos foram através da extrapolação dos recalques determinados pelas provas de carga em placa. Verificou-se também que para um vão teórico de 400 cm, apenas a estimativa através do SPT apresentou recalques distorcionais dentro do limite estabelecido (1/150 a 1/250) por bibliografias especializadas, para que não haja danos estruturais nas edificações.

## REFERÊNCIAS

- Aoki, N. (1979) *Considerações sobre projeto e execução de fundações profundas*. Seminário de Fundações. Sociedade Mineira de Engenharia. Belo Horizonte.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas – ABNT NBR 7181 (2016). *Análise Granulométrica*, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas – ABNT NBR 6484 (2001). *Sondagens De Simples Reconhecimento Com Spt - Método De Ensaio*. Rio de Janeiro.
- Beck, A. T. (2012) *Confiabilidade Estrutural*, Escola de Engenharia de São Carlos - Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Bjerrum, L. (1963) *Interaction Between Structure and Soil*, Proceedings European CSMFE, Wiesbaden, p. 135-137.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. e Albiero, J. H. (2003) *Tensão Admissível em Fundações Diretas*, RiMa, São Carlos, p.135.
- Gerscovich, D. M. S. (2016). *Estabilidade de Taludes*. 2. ed. 1ª reimpressão. Oficina de Textos. São Paulo.
- Gutierrez, N. H. M.; Nóbrega, M. T.; Vilar, O. M. (2003) *Colapsibilidade de Solos Tropicais Típicos no Norte e Noroeste do Paraná*, Anais do I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense - ENGEOPAR.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2010) *Cascavel – População no último Censo*, <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pr/cascavel/panorama>>, acesso em: 25 de abril de 2018.
- Meyerhof, G. G. (1956) *Penetration test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils*, Journal of the Mechanics and Foundation Division, Proceedings ASCE 82, SM1, p. 866/1-19.
- Miguel, M.C.; Teixeira, R. S.; Costa Branco, C. J. M.; Pinese, J. P. P. (2003) *Caracterização geológico-geotécnica do campo experimental de engenharia geotécnica da Universidade Estadual de Londrina (UEL)*, I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense – ENGEOPAR, UEM, Maringá.
- Molina M. D.; Gandin R. M. (2015) *Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através de ensaio de compressão triaxial rápido (cu) do subsolo da FAG em Cascavel/PR*, Trabalho de Conclusão de Curso – Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, Cascavel.
- Polshin, D. E. e Tokar, R. A. (1957) *Maximum Allowable Non-Uniform Settlement of Structures*, Proceedings, 4th ICSMFE, London, vol.1, p.402-405.
- Pinto, C. S. (2006) *Curso básico de mecânica dos solos*, Oficina de Textos, 3 ed., São Paulo.
- Skempton, A. W.; MacDonald, D. H. (1956) *The Allowable settlement of buildings*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part. 3, v.5, p. 727-68.
- Souza, C. E.; Silva, E. S. (2018) *Variabilidade dos parâmetros de deformabilidade do solo de Cascavel ao longo da profundidade*, Trabalho de Conclusão de Curso – Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, Cascavel.
- Teixeira, A. H.; Godoy, N. S. de (1998) *Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática*, 2. ed, Pini, São Paulo, p. 264.
- Thomaz, E. (1998) *Prevenção e Recuperação de fissuras em alvenaria*. Téchne, n. 37, p. 48-52.
- Vieira, M. V.; Radoll, J.; Almeida, M. A. (2017) *Aplicação de Fundações Rasas para o Solo de Cascavel-PR Utilizando Provas de Carga Com e Sem Inundação*, Simpósio da Prática de Engenharia Geotécnica na Região Centro-Oeste - Geocentro.

XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul  
GEOSUL 2019 – 17 a 19 de Outubro, Joinville, Santa Catarina, Brasil  
©ABMS, 2019



Zen, B. A. B.; Almeida, M. A. (2018). *Implantação e Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/PR*. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg 2018). ABMS.