



Tensão Admissível para Fundações Diretas na Região de Novo Hamburgo/RS

Marciano Lang Fraga

Sócio-Diretor, MLF Engenharia e Projetos, Porto Alegre, RS, Brasil, marcianofraga@gmail.com

Matheus Campos Pompermayer

Sócio, MLF Engenharia e Projetos, Porto Alegre, RS, Brasil, pompermayer.matheus@gmail.com

Clovis Fernando de Moura Costa

Geólogo, PhD, Consultor, Porto Alegre, RS, Brasil, purussaurus2@yahoo.com.br

Gonçalo de Lima Sonaglio

Engenheiro Civil, MSc, Consultor, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, goncalo.sonaglio@gmail.com

RESUMO: O dimensionamento de fundações diretas é frequentemente realizado somente com base em métodos semiempíricos, em razão da ausência de ensaios de prova de carga na fase de projeto. A previsão da capacidade de carga costuma ser feita por meio de correlações com resultados de sondagens, em especial o ensaio SPT. Este trabalho busca contribuir para a verificação da utilização desses métodos na região do município de Novo Hamburgo/RS, por meio da análise de ensaios de prova de carga estática (ensaio de placa) realizados em terreno urbano previamente investigado por sondagens. Para ampliar a validade e aplicabilidade dos resultados, é apresentado o enquadramento geológico do local, além de serem estabelecidas correlações entre os resultados do SPT e os ensaios de placa, com comparação frente aos métodos teóricos e semiempíricos usualmente empregados.

PALAVRAS-CHAVE: Fundações diretas, Sapatas, Previsão de Capacidade de Carga, Métodos Empíricos.

ABSTRACT: The design of shallow foundations is often based only on semi-empirical methods due to the absence of plate load testing during the design phase. Bearing capacity estimates are typically derived from correlations with in-situ tests, particularly the Standard Penetration Test (SPT). This study aims to contribute to the evaluation of such methods in the region of Novo Hamburgo, RS, through the analysis of static plate load tests conducted on an urban site previously investigated using SPT. To enhance the validity and applicability of the findings, a geological framework of the site is presented, along with correlations between SPT results and plate load behavior, in comparison with commonly used theoretical and semi-empirical bearing capacity approaches.

KEYWORDS: Shallow foundations, Footings, Bearing Capacity Prediction, Empirical Methods.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de fundações diretas em áreas urbanas apresenta desafios específicos, especialmente quando se dispõe de dados geotécnicos limitados ou de qualidade questionável. Embora amplamente utilizados, os métodos semiempíricos baseados em correlações com ensaios de sondagem, como o SPT (Standard Penetration Test), nem sempre são suficientes para garantir previsões confiáveis da capacidade de carga das fundações, sobretudo em solos heterogêneos ou com comportamento não convencional.

A execução de provas de carga estáticas é uma ferramenta fundamental para validar ou recalibrar essas estimativas, proporcionando uma análise direta do desempenho da fundação em campo.

Neste trabalho, analisa-se a comparação de diferentes métodos para definição de tensões admissíveis de projeto, sendo o contexto específico para um estudo de caso realizado em um terreno urbano do município de Novo Hamburgo/RS. A área de estudo está inserida em contexto geológico dominado por arenitos da Formação Botucatu e unidades da Formação Pirambóia. A partir dos ensaios e das investigações geotécnicas disponíveis, busca-se comparar os resultados obtidos com previsões oriundas de métodos teóricos e semiempíricos consagrados na prática da engenharia geotécnica.

2 GEOLOGIA LOCAL

De acordo com Mapa Geológico do Rio Grande do Sul, elaborado pela CPRM (2006) o município de Novo Hamburgo tem quatro unidades litoestratigráficas: Formação Piramboia, Formação Botucatu, Formação Serra Geral e Coberturas sedimentares recentes. (Figura 1).

A formação Pirambóia, de idade Permo-Triássica é caracterizada de arenitos finos a grossos, moderadamente selecionados, avermelhados, com estratificação de grande porte, interpretados como lençóis arenosos eólicos sucedidos por depósitos de dunas que se intercalam com depósitos de interdunas, indicando aumento de disponibilidade de aria seca. Análise faciológica permite caracterizar o sistema eólico úmido para a base da formação, com características de um sistema mais seco em direção ao topo devido a elevações e quedas do nível freático ao longo do tempo. Frequentemente essa unidade estratigráfica ocorre recoberta por arenitos eólicos da Formação Botucatu, sendo encontrada principalmente no sul do município.

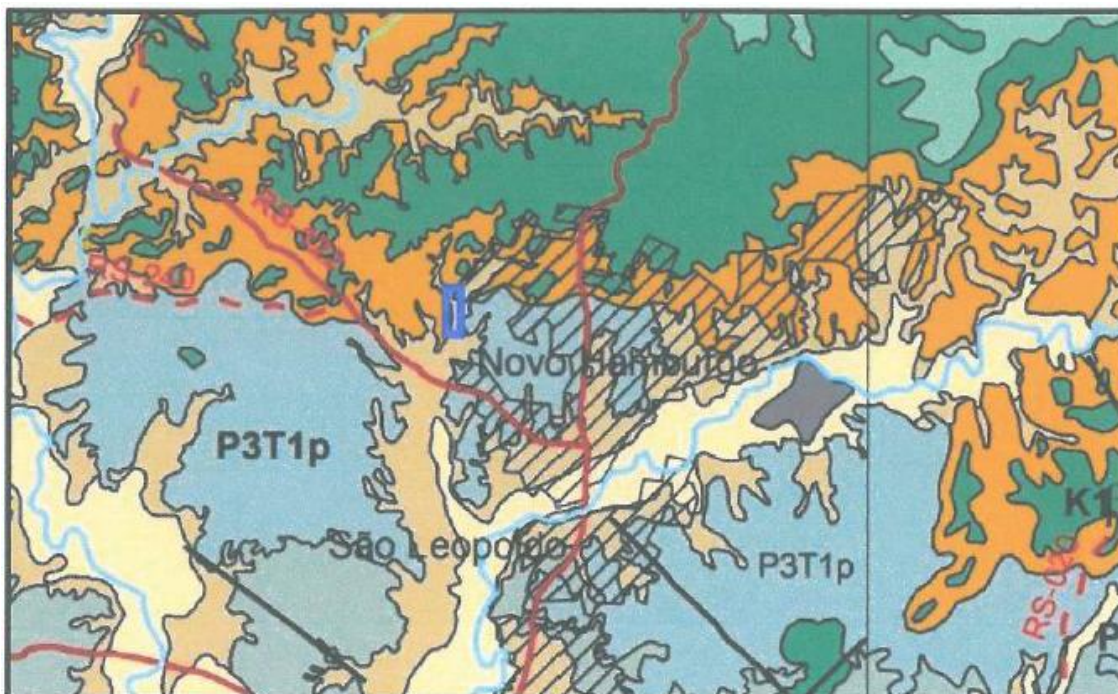


Figura 1 – Mapa Geológico Regional Escala: 1: 750.000 (CPRM 2006)

K1 (verde): formação Serra Geral; P3T1p (azul claro): Formação Piramboia; Laranja: sedimentos do Quaternário

A Formação Botucatu é caracterizada por arenitos eólicos médios a finos, bem selecionados, de disposição bimodal, em geral de coloração avermelhados, com estruturas de estratificação cruzada de grande porte ocorrendo com frequência, típica de campos de dunas de origem eólica e formadas em ambiente desértico árido. É a litologia predominante em Novo Hamburgo, estando amplamente distribuída ao longo de uma faixa de orientação geral E-O.

A Formação Serra Geral (Fácies Gramado) tem sua ocorrência predominante na parte norte do município, junto à divisa com o município de Ivoti e Portão. É formada por rochas ígneas extrusivas, de composição básica, microcristalina, densa, de coloração cinza média a cinza escuro, recobrendo os arenitos da Formação Botucatu. O relevo formado por esta unidade litoestratigráfica é caracterizado por escarpas verticalizadas limitando platôs sub-horizontalizados, por vezes apresentando diaclasamento vertical bem marcante.

Os Depósitos recentes de idade Terciária e Quaternária são compostos de depósitos aluvionares e coluvionares formados por areia, silte e argila.

Em termos de hidrogeologia, o município está situado sobre o Sistema Aquífero Botucatu-Pirambóia, sendo esse constituído de arenitos médios a finos e muito finos, de coloração rósea avermelhado, endurecida quando aflorantes, com condições topo-estruturais desfavoráveis ao armazenamento de água. Sua capacidade específica raramente ultrapassa os 0,5 m³/h/m e salinidade em geral inferior a 250 mg/l.

As linhas equipotenciais do Mapa Hidrogeológico do RS indicam sentido de escoamento das águas subterrâneas do Aquífero Guarani no Município de Novo Hamburgo de NE-SW, com decréscimo de salinidade no sentido SE-NW.

3 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DIRETAS

O empreendimento trata-se de um edifício de aproximadamente 7.300 m² de área projetada com 12 pavimentos e 3 subsolos implantado em um terreno com declive transversal da ordem de 8,0m o que ensejou uma contenção em cortina atirantada gerando escavações que variavam de 3,5 a 11,5 m proporcionando assim atingir camadas de solos competentes para as fundações diretas.

Foi realizada uma campanha com três furos de sondagem. Na Figura 2 é apresentada a posição estimada das duas provas de carga realizadas e um perfil geotécnico a partir das sondagens realizadas, conforme NBR 6484 (ABNT, 2020). Percebe-se que existe uma camada superficial de argila arenosa de cor marrom, com consistência variando de muito mole à média (N_{SPT} variando de 2 a 8), estando esta camada sobreposta a uma camada de material arenoso, pouco argiloso, de cor rosa e branco, medianamente compacto a muito compactado.

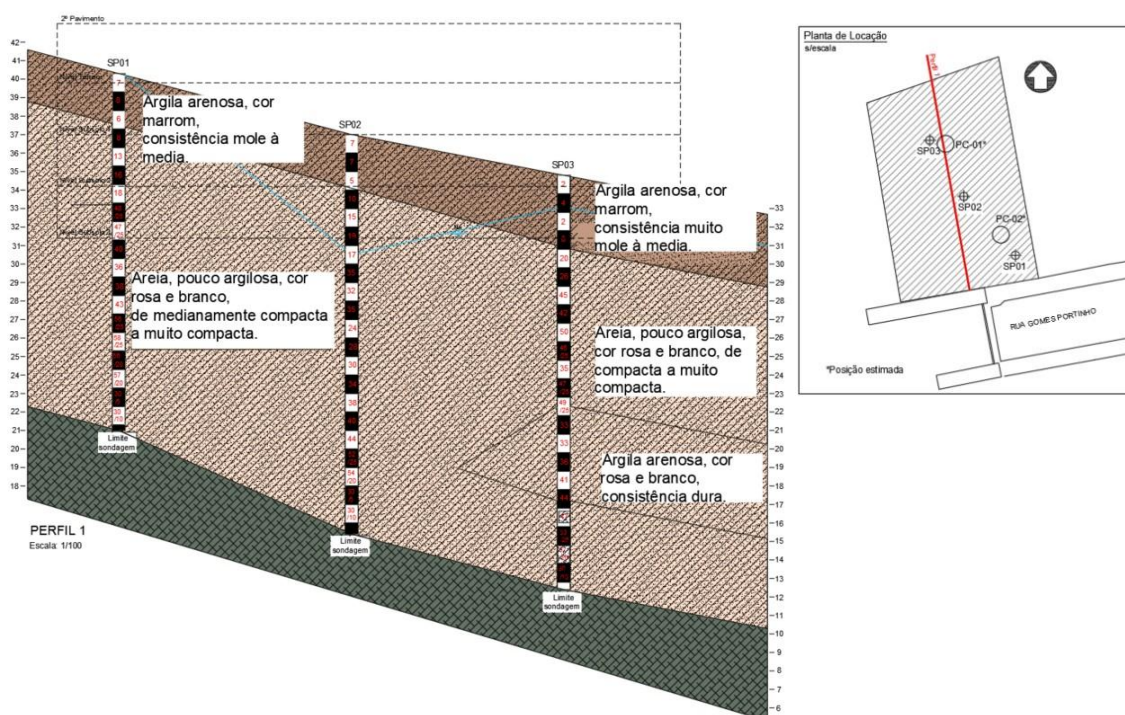


Figura 2 – Perfil geotécnico a partir das sondagens

3.1 Métodos Semiempíricos

Os métodos semiempíricos relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT, etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

A seguir, são apresentados alguns métodos que relacionam resultados de ensaio SPT com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto.

Conforme apresentado por Cintra *et al.* (2011), a tensão admissível pode ser calculada em função de N_{SPT} , valor do índice de resistência à penetração medido com o amostrador Raymond-Terzaghi:

$$\sigma_{adm} = 0,02 \times N \text{ [MPa]} \text{ com } 5 \leq N \leq 20 \quad (1)$$

Outra correlação, apresentada por de Mello (1975), sem distinção de solo:

$$\sigma_{adm} = 0,1 \times \sqrt{N} \text{ [MPa]} \text{ com } 5 \leq N \leq 16 \quad (2)$$

Considerando que há escavação de três níveis de subsolo, a fundação estará assente em uma camada de areia pouco argilosa compacta. Os valores de N_{SPT} correspondentes às sondagens SP01, SP02 e SP03 são de 40, 17 e 20, respectivamente. Alguns destes valores de N_{SPT} , contudo, são superiores ao limite indicado pelos autores.

Considerando escavações de até 10,0 metros de altura, também foi realizada a correção do N_{SPT} em função da tensão vertical. A correção do valor medido de N_{SPT} para considerar o nível de tensões, pode ser realizada a partir de correlações empíricas e com o conceito de energia (Schnaid e Odebrecht, 2012).

As correlações empíricas, utilizam o fator de correção C_N , que corrige o N_{SPT} para $N_{SPT,1}$ em função a diferença da tensão vertical.

$$N_{SPT,1} = C_N \times N_{SPT} \quad (3)$$

O cálculo do valor de C_N , indica que para a sondagem SP-01, deve-se adotar um valor de 0,78. Para as demais sondagens (SP-02 e SP-03), pelo nível de tensões, não se faz necessária a correção.

Com base nas equações de Cintra *et al.* (2011) e de Mello (1975), a capacidade de carga para as fundações varia da ordem de 340 kPa a 700 kPa. Ressalta-se, novamente, que os cálculos realizados para limites superiores representam valores estimados fora do intervalo de N_{SPT} indicado pelos autores.

3.2 Métodos Teóricos

Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga), nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

Para este estudo, serão utilizadas as teorias de Terzaghi e Hansen, que têm como referência o trabalho de Cintra *et al.* (2011), Figura 3.

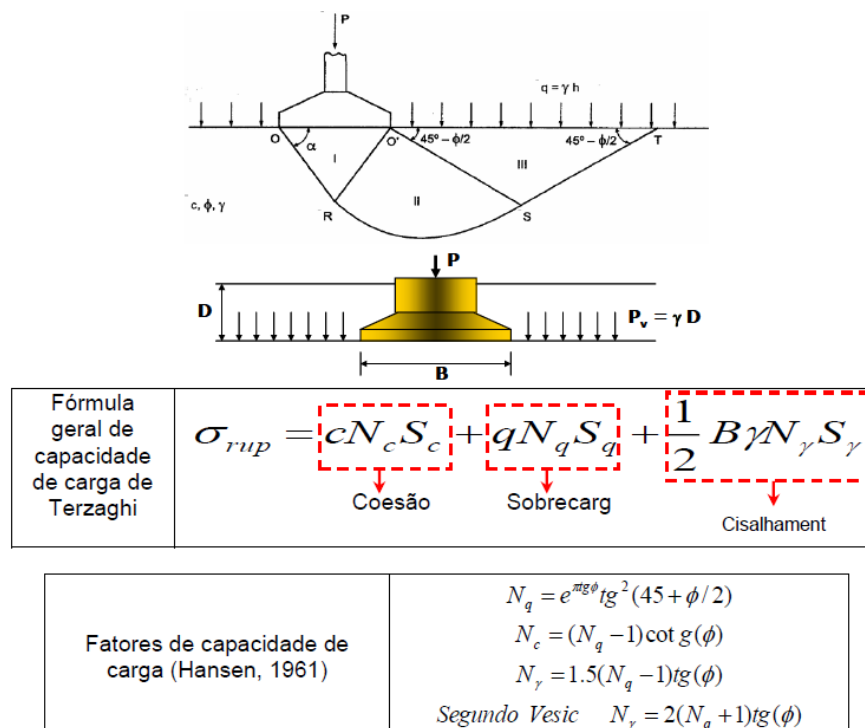


Figura 3 – Modelo de ruptura proposto por Terzaghi

Para ruptura localizada:

$$\tan \phi^* = 2/3 \tan \phi \quad (4)$$

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (5)$$

Considerando que os valores da capacidade de carga serão comparados com o ensaio de placa, que utilizou uma placa circular, o fator de forma S_c tem valor de 1,20.

A fórmula generalizada de Hansen leva em conta fatores de forma, inclinação de carga, profundidade, inclinação da base da fundação e do terreno. Para o caso específico da comparação com o resultado da prova de carga estática, será utilizado somente o fator de forma, resultando na seguinte equação:

$$\sigma_{rup} = S_c c N_c + S_q \gamma N_q + N_\gamma g \gamma \frac{1}{2} B N_\gamma \quad (6)$$

Para os parâmetros geotécnicos, será utilizado o trabalho de Venson (2024) como referência, que estudou o comportamento multiaxial de um solo residual de arenito Botucatu da cidade de São Leopoldo/RS, chegando a valores de 32° de ângulo de atrito e coesão variando de 30 kPa a 40 kPa. Para as amostras remoldadas, o ângulo de atrito encontrado foi o mesmo, havendo diminuição da coesão.

Desta forma, considerando o mesmo ângulo de atrito e realizando a variação da coesão, a Figura 4 apresenta as cargas de ruptura considerando rupturas generalizadas e localizadas.

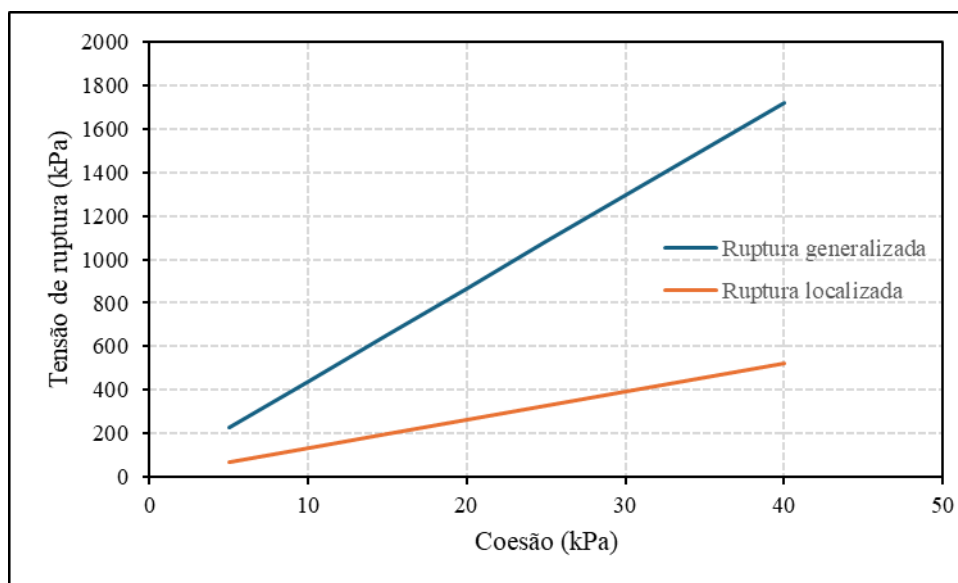


Figura 4 – Capacidade de carga teórica x coesão

3.3 Prova de carga

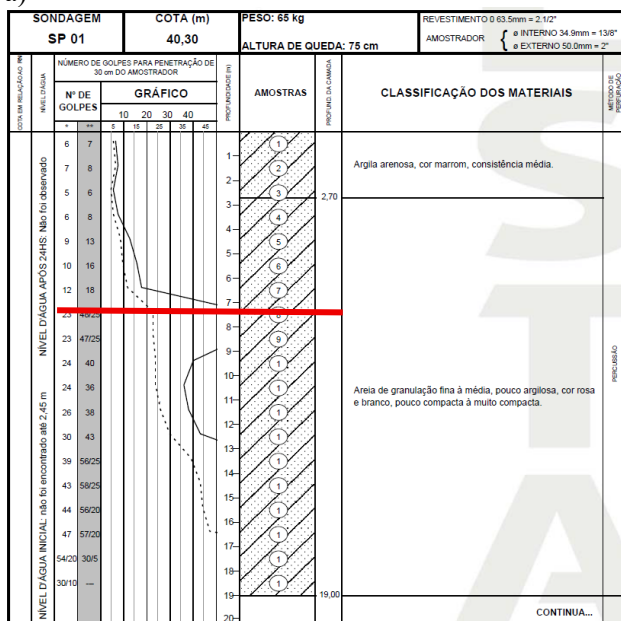
Para este trabalho, foram executadas provas de carga estáticas sob placa conforme a NBR 6489 (ABNT, 2019) após a emissão do projeto (PC-01 e PC-02). Com isto, com base na capacidade de carga admitida (cerca de 500 kPa), utilizou-se dos critérios da NBR 6122 (ABNT, 2019) que, no seu capítulo que trata de fundações superficiais indica que, na existência de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, pode-se adotar um fator de segurança global de 2,0 para as fundações.

Na Figura 5 a) e b) são apresentados os boletins das sondagens SPT executadas no terreno, mais próximas do local de instalação de cada placa. A linha vermelha indica a cota aproximada de apoio das placas, que coincide com a cota de escavação para implantação do 3º subsolo da edificação



2 0 2 5

a)



b)

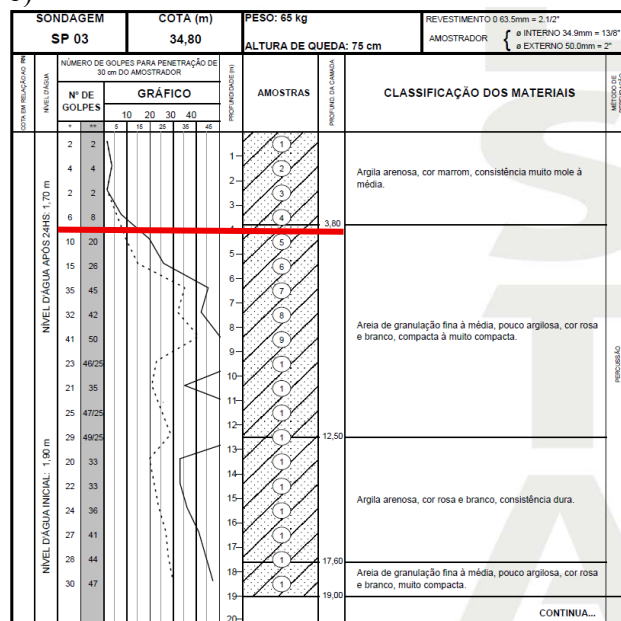


Figura 5 – Boletim sondagem a) SP01 – Sondagem mais próxima da placa PC-02 e b) SP03 – Sondagem mais próxima da placa PC-01

As provas de carga foram executadas com uma placa circular de diâmetro de 400 mm, sendo considerada uma variação de carga de 10% da carga admissível esperada para o terreno (incrementos máximos de 60 kPa).

A primeira prova de carga (PC-01 - Figura 6 (a)) possui um ponto de ruptura claro, considerando que a deformação máxima atingida no ensaio foi superior a 10% do diâmetro da placa. Para avaliar a tensão de ruptura, pode ser utilizado o método de De Beer, que traça duas retas, uma no trecho linear inicial e outra na parte final da curva. Mesmo com um número reduzido de pontos, utilizando esta metodologia encontra-se um valor de 360 kPa em uma deformação de cerca de 4,4% do diâmetro da placa.

Para a prova de carga PC-02, Figura 6 (b), existe um problema que não foi atingida a carga de ruptura da prova de carga, sendo que as deformações atingidas ficaram bem distantes para definir uma carga de ruptura, ficando na faixa de 1,2% do diâmetro da placa.

Adotando-se uma tensão de 1080 kPa, como carga de ruptura para avaliação dos resultados implica que a ruptura aconteceria em pequenas deformações. Caso seja realizada uma extrapolação dos desenhos, considerando um recalque na faixa de 10 mm, a tensão admissível seria na faixa de 2.500 kPa.

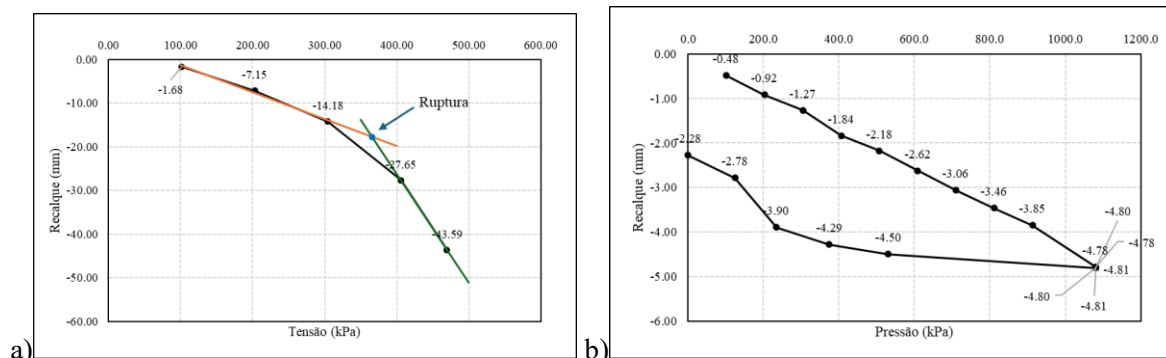


Figura 6 – Prova de Carga a) PC-01 e b) PC-02

4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A primeira comparação realizada é com os resultados do método teórico com os valores encontrados para a prova de carga. Foi fixado o ângulo de atrito (32°) e variada a coesão para que o resultado da carga de ruptura fosse atingido, utilizando das equações 4, 5 e 6.

Com base nisto, constatou-se que os valores para a tensão ruptura considerando uma extrapolação da prova de carga PC-02 não é adequada, quando comparado com os parâmetros geotécnicos do material. Uma ressalva importante a se fazer, é que a coleta do material ensaiado no trabalho de Venson (2024) foi realizado em camada mais superficial, o que poderia não representar de fato uma boa aderência para os resultados da PC-02, que foi realizado em camada mais profunda e, provavelmente, mais competente.

Tabela 1 – Estimativa da coesão a partir da utilização do método teórico

Prova de Carga	Tensão de ruptura (kPa)	Coesão equivalente - Ruptura Generalizada (kPa)	Coesão equivalente - Ruptura Localizada (kPa)
PC-01	365	8	28
PC-02	1080	25	83
PC-02 Hipotética	2500	58	193

Desconsiderando a extrapolação da PC-02, será admitido que, para a PC-01, a tensão admissível é de $\sigma_{ult}/2$ (183 kPa) e para a PC-02 a tensão admissível é a carga máxima atingida no ensaio (1080 kPa). Desta forma, os resultados podem ser comparados com os dois métodos semiempíricos apresentados.

Para o caso da utilização do método de Cintra *et al.* (2011), o valor encontrado para a tensão admissível possui boa correspondência para ambas as provas de carga. Mesmo considerando que a PC-02 se encontra fora da validade da equação inicialmente proposta, o valor encontrado para a capacidade de carga da fundação foi levemente subestimado pela relação com o N_{SPT} .

Para o método de De Mello (1975), o valor encontrado em correspondência à PC-01 superestimou a tensão admissível do solo, já para o trecho extrapolado (correspondente à PC-02), o valor subestimou consideravelmente a tensão admissível do solo.

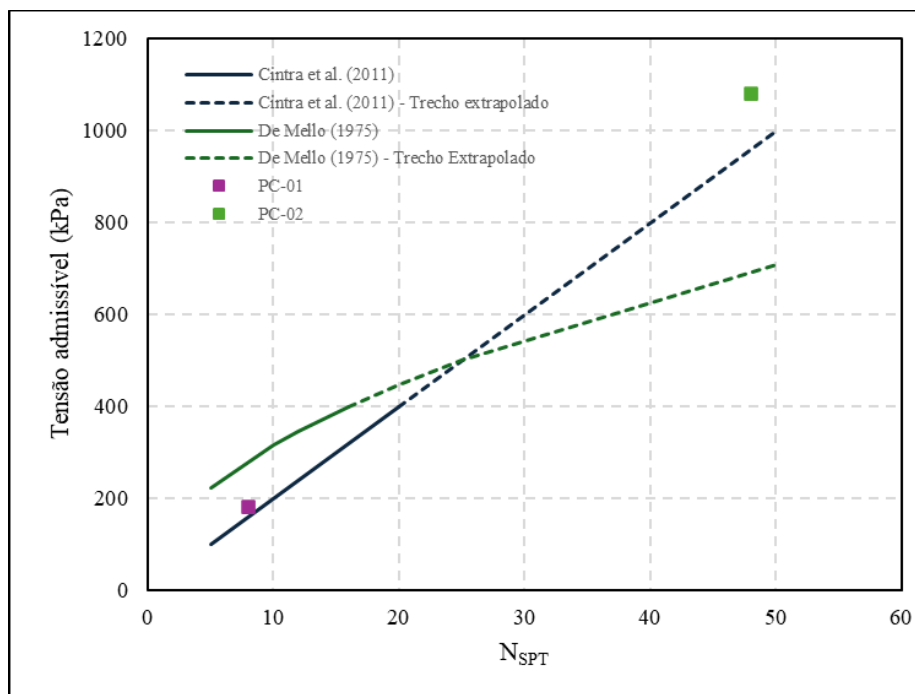


Figura 7 – Comparação dos resultados

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise das provas de carga realizadas permitiu observar diferenças significativas no comportamento dos solos nas camadas onde as fundações foram executadas, refletidas diretamente nas tensões de ruptura obtidas. A prova PC-01 apresentou uma ruptura bem definida, permitindo a retroanálise da coesão equivalente



com base no tipo de ruptura assumido. Já a prova PC-02 não atingiu ruptura, mas apresentou comportamento compatível com uma ruptura localizada em tensões elevadas.

A comparação entre os resultados das provas de carga e os valores estimados por métodos semiempíricos mostrou boa aderência nas faixas específicas de aplicação. No caso do método de Cintra et al. (2011), os resultados foram coerentes para ambas as provas de carga, mesmo fora dos valores de N_{SPT} indicados para utilização no método. Para o método de Mello (1975), os valores estimados foram consideravelmente conservadores para a prova de carga PC-02 (N_{SPT} fora da faixa de aplicação do método), contudo, para a PC-01 os resultados indicaram uma tensão admissível superior à encontrada pela prova de carga.

O estudo reforça a importância da execução de provas de carga ainda na fase de projeto, conforme orientação da NBR 6122 (ABNT, 2019), possibilitando maior confiabilidade no dimensionamento de fundações e, consequentemente, maior segurança e economia nas soluções adotadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. *Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6489. *Solo- Prova de carga estática em fundação superficial - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- Cintra, J.C.A, Aoki, N., Albiero, J.H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo. Oficina de Textos
- De Mello, V.F.B. (1975). Deformações como base fundamental de escolha de fundação. In: Geotecnia, SPG, n. 12, p. 55-75
- Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM). Mapa Geológico do Rio Grande do Sul., 2006
- Schnaid, F. & Odebrecht, E. (2012). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações* (2ª ed.). São Paulo: Oficina de Textos
- Venson, G. (2024). *Estudo do comportamento multiaxial de um solo residual da formação Botucatu na região de São Leopoldo/RS*. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escolha de Engenharia / UFRGS. 189 p.