

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

ANA RUTE PEREIRA ALEXANDRE

**MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL EM FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS – ESTUDO COMPARATIVO**

Cajazeiras-PB, 2021

ANA RUTE PEREIRA ALEXANDRE

**MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL EM FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS – ESTUDO COMPARATIVO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil, sob Orientação do Prof. Orientação do Prof. José Lucas Pessoa de Oliveira e Coorientação do Prof. Robson Arruda dos Santos.

Cajazeiras-PB, 2021

Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Daniel Andrade CRB-15/593

A381m

Alexandre, Ana Rute Pereira

Métodos para obtenção da tensão admissível em fundações superficiais: estudo comparativo / Ana Rute Pereira Alexandre; orientador José Lucas Pessoa de Oliveira; Coorientação Robson Arruda dos Santos.- 2021.

53 f.: il.

Orientador: José Lucas Pessoa de Oliveira.

TCC(Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2021.

1. Tensão admissível 2. Provas de carga 3. Fundações superficiais I.
Título

CDU 517(0.067)

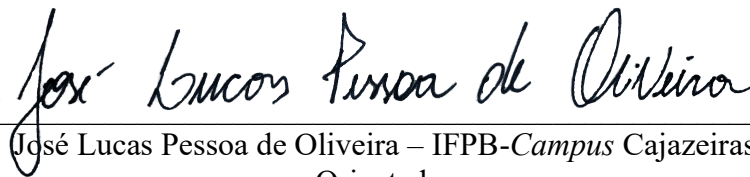
ANA RUTE PEREIRA ALEXANDRE


**MÉTODOS PARA OBTENÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL EM FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS – ESTUDO COMPARATIVO**

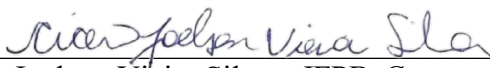
Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
Campus Cajazeiras, como parte dos
requisitos para a obtenção do Título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 05 de maio de 2021.

BANCA EXAMINADORA


José Lucas Pessoa de Oliveira – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador


Robson Arruda dos Santos – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Coorientador


Cícero Joelson Vieira Silva – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador

A Deus.

À minha família que deu todo o suporte para que eu chegasse até aqui: meus pais José Roberto e Aristela; e meus irmãos Miriam, Paulo Roberto e Wanderson.

AGRADECIMENTOS

A Deus, criador de tudo, grande Engenheiro do Universo, que em todas as horas se mostrou presente, me proporcionando saúde e disposição para superar os momentos difíceis da caminhada até aqui.

À minha mãe Aristela Pereira Alexandre, meu pai José Roberto Otávio Alexandre e meus irmãos: Miriam, Paulo Roberto e Wanderson por todo amor e apoio.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia - *Campus* Cajazeiras (IFPB), pela oportunidade de realização do curso, e todo o corpo docente do IFPB.

Ao meu orientador professor José Lucas Pessoa de Oliveira, por todo o conhecimento compartilhado, não só durante a realização deste trabalho, mas também no semestre em que fui sua aluna.

Ao meu coorientador Robson Arruda dos Santos, pelas valiosas sugestões e correções para a melhoria deste trabalho.

Aos meus amigos, agora engenheiros que fiz nesta caminhada: Geraldo Mendes, Alan Rafael e Rute. Obrigada pelas noites viradas, por todas as risadas, dramas, estresses, brigas e pelo companheirismo nos momentos de desesperos. Confesso que sinto/sentirei saudade. Aos amigos que ganhei durante a graduação, Airton Holanda e Lorena.

Ao meu companheiro de vida, Brenno Furtado pela paciência nos momentos de estresses, por toda a ajuda ao longo da graduação, por todo o companheirismo e todo amor dedicado a nós.

Ao meu filho, Davi Furtado, a maior riqueza que recebi ao final da graduação. Enfim, a todos que de alguma forma colaboraram para a concretização deste trabalho.

RESUMO

É de suma importância o conhecimento da tensão admissível para fins de dimensionamento geotécnico de fundações, assim esse trabalho pretende determinar as tensões diante das formulações teóricas e semiempíricas, com a finalidade de mostrar quais métodos apresentam resultados mais próximo do comportamento real, mediante análise de resultados de provas de carga. A metodologia adotada consistiu na coleta de dados de ensaios de placa e SPT em literatura diversas, para com isso obter parâmetros de resistência dos solos, e por fim, aplicar às diversas metodologias de cálculos. Foram utilizados métodos teóricos de Terzaghi e Meyerhof e os métodos semiempíricos de Terzaghi e Peck, Meyerhof, Teixeira, Albiero e Cintra e Victor de Mello. Comparando as tensões admissíveis obtidas pelas formulações com o valor real obtido no ensaio de placa para o solo A, o método Victor de Mello foi o que mais se aproximou do resultado da prova de carga. Em contrapartida, para o solo B, o método semiempírico de Meyerhof se mostrou o mais conservador. Ambos os métodos apresentaram quantidade de concreto superior ao de referência.

Palavras-Chave: Tensão admissível. Provas de carga. Fundações superficiais.

ABSTRACT

It is of utmost importance to know the permissible stress for the purpose of geotechnical design of foundations, so this work intends to determine the stresses in the face of theoretical and semi-empirical formulations, with the purpose of showing which methods present results closer to the real behavior, through analysis of results of plate load tests. The methodology adopted consisted of collecting data from plate and SPT tests in different literature, in order to obtain soil resistance parameters, and finally to apply the various calculation methodologies. Theoretical methods by Terzaghi and Meyerhof and semiempirical methods by Terzaghi and Peck, Meyerhof, Teixeira, Albiero and Cintra and Victor de Mello were used. Comparing the admissible stresses obtained by the formulations with the real value obtained in the plate test for soil A, the Victor de Mello method was the one that came closest to the result of the load test. In contrast, for soil B, Meyerhof's semi-empirical method proved to be the most conservative, however, it presented a disadvantage when analyzing the amount of concrete.

Keywords: Permissible stress. Load tests. Surface foundations.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 OBJETIVOS	12
2.1 OBJETIVO GERAL.....	12
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
3.1 FUNDAÇÕES	13
3.1.1 <i>Fundações Superficiais</i>	13
3.1.2 <i>Fundações Profundas</i>	14
3.2 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	14
3.2.1 <i>Mecanismos de Ruptura em Fundações Superficiais</i>	15
3.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	16
3.3.1 <i>Standard Penetration Test (SPT)</i>	17
3.3.2 <i>Correção dos Valores de N_{spt}</i>	18
3.4 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	18
3.4.1 <i>Métodos Teóricos</i>	19
3.4.2 <i>Métodos Semiempíricos</i>	25
3.4.3 <i>Prova de Carga</i>	27
3.5 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE SAPATAS CENTRADAS	29
3.5.1 <i>Sapata sob Carga Centrada</i>	29
3.5.2 <i>Critérios de Dimensionamento das Sapatas</i>	30
4 METODOLOGIA.....	33
4.1 CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA .ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.	
5 RESULTADOS E ANÁLISES	35

5.1 PROVA DE CARGA EM PLACA (SOLO A)	35
5.2 PROVA DE CARGA EM PLACA (SOLO B)	41
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	48
REFERÊNCIAS	50

1 INTRODUÇÃO

É nítido o progresso tecnológico na construção civil, seja através de aplicação de novos métodos construtivos, seja por meio de ferramentas de cálculos, tudo isso deve ser acompanhado por investigações mais severas do solo, com o objetivo de determinar os parâmetros do comportamento e pôr fim a capacidade de carga para dimensionar uma fundação.

A fundação é a parte primordial do processo construtivo, sua função é transmitir as cargas que atuam na estrutura para o maciço de solo resistente. Quanto ao tipo, as fundações podem ser classificadas como, superficiais e profundas, assim, quando a camada de solo possui resistência adequada para a estrutura apoiada é viável as fundações superficiais, por outro lado, quando a camada não é suficiente para o suporte das cargas empregadas faz-se necessário as fundações profundas (SANTOS, 2015).

Com relação a profundidade de assentamento das fundações superficiais a norma NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que a profundidade em relação ao nível do terreno seja inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação. Outra característica das fundações superficiais é que a carga é transmitida ao terreno por meio de tensões distribuídas pela base da fundação.

A escolha correta do tipo de fundação e o seu dimensionamento são influenciados pela investigação geotécnica do terreno. Diante disso, o limitado conhecimento ou a inexistência pode ter como consequência a vulnerabilidade da obra ou estruturas de fundações superdimensionadas, ocasionando exageros no consumo de material e encarecendo todo o empreendimento.

A tarefa de dimensionar uma fundação torna-se mais complexa, tendo em vista que o solo é um material natural, sem homogeneidade, podendo apresentar diversas camadas com características distintas, torna um fator complicado para o projeto de fundações. Ao qual deve envolver uma investigação geotécnica rigorosa e uma certa experiência do projetista. Com isso, os valores de resistência que um determinado solo pode atingir podem ser estimados por diversos métodos e ferramentas (NOGUCHI, 2012).

Diante disso, é preciso ficar atento na dosagem dos recursos e ferramentas de maneira tal que não ocorram exageros. Partindo de que, quanto mais próximos os resultados dos métodos de cálculo para dimensionamento de superestruturas e infraestruturas estiverem do comportamento real, menor será o desperdício de capital. É importante, então, a busca por metodologias executivas e de projeto cada vez mais eficientes.

A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) ressalta três métodos para prever a capacidade de carga em fundações superficiais, sendo os teóricos, semiempíricos e provas de carga.

Nos métodos teóricos a capacidade de carga é determinada a partir de formulações propostas por pesquisadores, tendo como características a compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo. Já os métodos semiempíricos são baseados em ensaio de campo, como o SPT (OLIVEIRA; AMANCIO, 2016).

O ensaio de prova de carga sobre placa é utilizado principalmente na aferição dos valores obtidos nos métodos citados anteriormente, uma vez que possibilita plotar a curva tensão-recalque e, a partir da extrapolação desta curva, determinar o valor da capacidade de carga da fundação superficial (OLIVEIRA; AMANCIO, 2016).

É frequente prever a tensão admissível do solo pelo método semiempírico, no qual é baseado nos resultados do índice de resistência a penetração de sondagens à percussão (N_{spt}). Porém, a forma como a energia é transmitida ao longo do equipamento é o que garante variações nos resultados. Dessa forma, se não existir uma correção da energia transferida no ensaio, os resultados estarão sujeitos a previsões inconsistentes (MEDEIROS, 2013). Nesse sentido, segundo Gomes *et al.* (2020), a fim de verificar incoerência em alguns resultados é necessário o ensaio de provas de carga.

Ainda é bastante comum a variabilidade nos parâmetros e resultados para prever a capacidade de carga de fundações. Consequentemente, há limitadas informações sobre estas diferenças. Face a esta carência, é de suma importância um estudo sobre os métodos para estimar a capacidade de carga e quantificar os desvios em relação a tensão admissível, quanto ao consumo de concreto, de maneira que não ocorram exageros e que os resultados dos métodos estejam mais próximo do comportamento real, minimizando desperdício de capital.

2 OBJETIVOS

Nesse capítulo delineamos os objetivos desse Trabalho de Conclusão do Curso.

2.1 OBJETIVO GERAL

Determinar a capacidade de carga e tensão admissível de sapatas diante das formulações teóricas e semiempíricas, apoiadas em solos arenosos, com a finalidade de mostrar quais métodos apresentam resultados mais próximo do comportamento real, mediante análise de resultados de provas de carga em placa.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo geral, foram delineados os seguintes objetivos específicos:

- calcular os valores de capacidade de carga mediante os métodos teóricos e semiempíricos;
- comparar os resultados obtidos;
- dimensionar as sapatas diante os resultados das tensões admissíveis;
- verificar o consumo de material (concreto).

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo contempla os principais itens abordados na pesquisa.

3.1 FUNDAÇÕES

As obras de engenharia são interligadas por duas partes: superestrutura e elemento de fundação. Sendo a superestrutura responsável por dá a sustentação as cargas provenientes do meio externo e do peso próprio das construções, já o elemento de fundação tem a finalidade de transmitir as cargas suportada pela estrutura para o terreno de fundação ao qual está apoiada. A fundação é classificada em dos tipos: superficial e profunda (SALES, 1998).

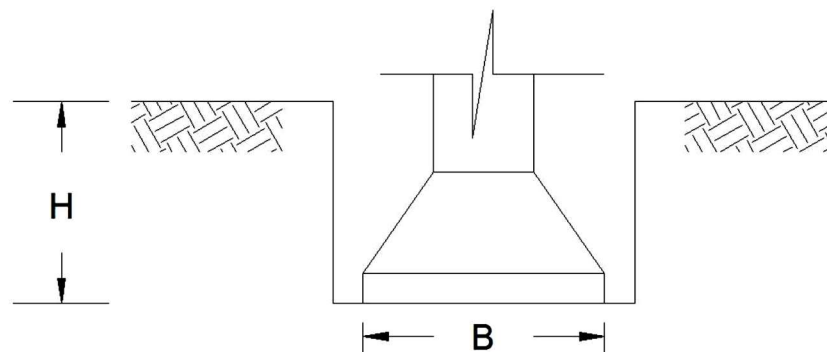
3.1.1 Fundações Superficiais

São fundações rasas cuja cota de assentamento é inferior a duas vezes a menor dimensão do elemento de fundação (Figura 1 e 2-a) e a carga é transmitida ao solo por meio de tensões distribuídas em toda a sua base. Compreendendo as sapatas, os blocos, radiers, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas (ABNT, 2019). Sendo o foco deste estudo somente as sapatas isoladas.

As sapatas, segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2019) são elementos de fundação constituídos de concreto armado, na qual, o esforço de tração oriundos dos carregamentos são resistidas pelas armaduras empregadas.

Possuem espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal.

Figura 1 – Relação da profundidade sobre a menor dimensão de uma sapata ($H \leq 2B$).



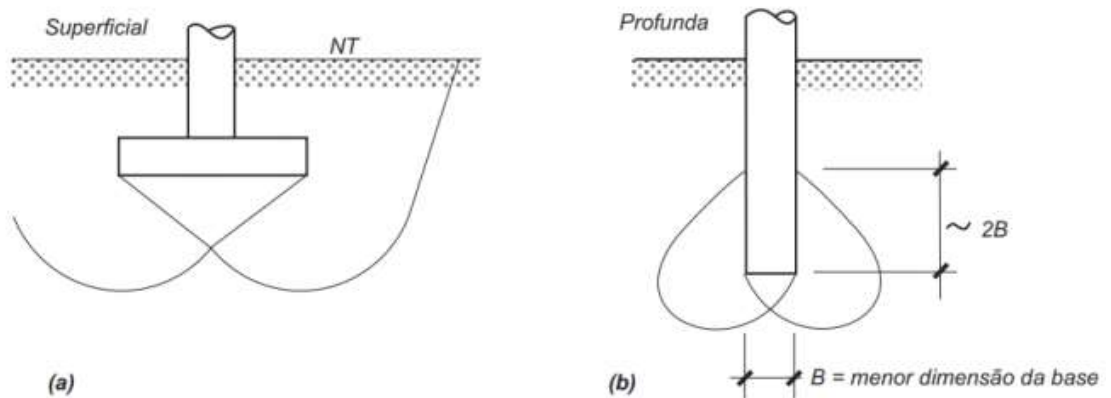
Fonte: Noguchi, 2012.

Por fixar-se nas camadas mais superficiais, as fundações rasas apresentam facilidade operacional e economia na execução.

3.1.2 Fundações Profundas

Segundo a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), as fundações profundas são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao solo pela base, designado de resistência de ponta e/ou pela superfície lateral, designado como resistência de fuste. De modo que sua profundidade seja no mínimo 3 metros e superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, conforme mostra a Figura 2-b. Quanto a sua classificação podem ser: estacas e tubulões.

Figura 2 – Fundação superficial e profunda.



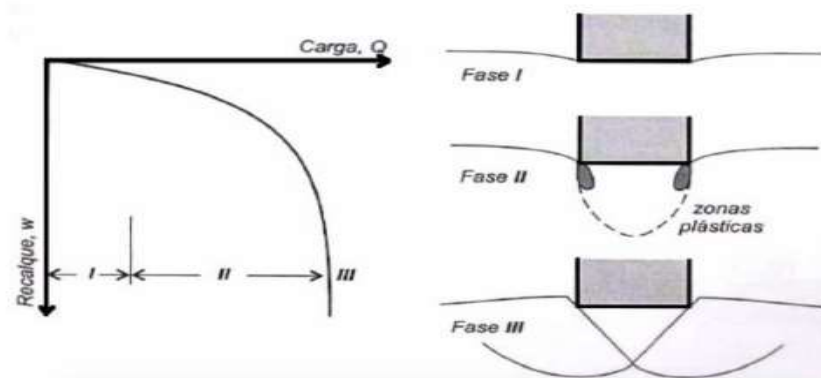
Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

3.2 CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERCIAIS

É a carga necessária para se alcançar a resistência limite, na qual a resistência ao cisalhamento é mobilizada, dando origem aos recalques contínuos e crescentes (VELLOSO; LOPES, 2004).

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o comportamento de uma sapata sob a análise dos recalques devido ao carregamento, pode ser observado em três fases, como mostrado na Figura 3.

Figura 3 – Comportamento da sapata sobre carga vertical.



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

A Fase I, descrita como fase elástica, ocorre em situações em que os recalques são proporcionais aos valores de suas respectivas cargas, caracterizando os recalques como reversíveis. Com o aumento do carregamento, o solo atinge seu estado plástico, no qual os deslocamentos já não são mais reversíveis. Conseqüentemente, à medida que o valor da carga atinge um valor crítico, a terceira fase se inicia, e que mesmo com pequeno aumento de carga causam grandes recalques (MEDEIROS, 2013).

3.2.1 Mecanismos de Ruptura em Fundações Superficiais

Terzaghi, em 1943, foi quem primeiro estudou os mecanismos de ruptura de solos de fundações superficiais, sendo a ruptura generalizada e a localizada. Outro tipo de ruptura foi observado por Vesic, em 1963, a de puncionamento (VELLOSO; LOPES, 2010).

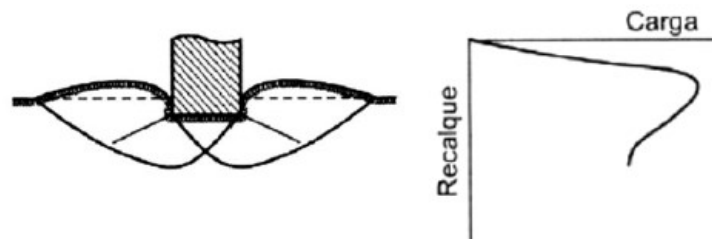
Ruptura Generalizada

Identificada por apresentar um mecanismo de ruptura bem definida que vai de uma das bordas do elemento de fundação à superfície do terreno, e que durante o carregamento é observado um levantamento acentuado do solo em volta da fundação, geralmente, um processo brusco e catastrófico (NOGUCHI, 2012), conforme se observa na Figura 4.

Na curva carga x recalque da Figura 4 é possível observar um ponto de carga máxima e logo após um decréscimo, com recalques sempre crescentes.

A ruptura geral ocorre em solos mais rígidos, areias compactas e argilas rijas.

Figura 4 – Ruptura generalizada.



Fonte: Cintra *et al.*, 2014.

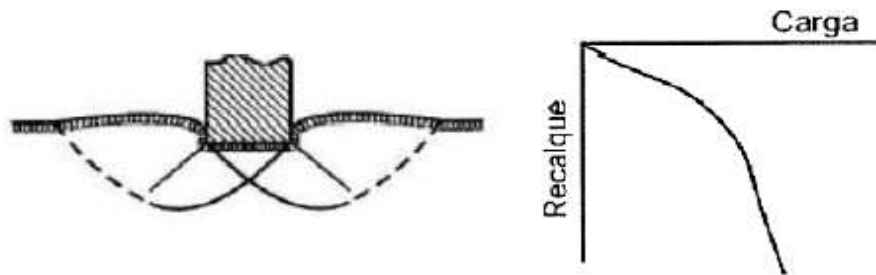
Ruptura Localizada

Na ruptura localizada, a superfície de deslizamento só é bem definida logo abaixo da fundação até a superfície do terreno, com ruptura até certo ponto no interior do solo (VELLOSO; LOPES, 2010), conforme mostrado na Figura 5.

Segundo Medeiros (2013) este tipo de ruptura também apresenta valor expressivo de recalques, de modo que a deformação do solo só venha a atingir a superfície após um recalque significativo. São características de solos deformáveis como areias fofas e argilas médias e moles.

A curva carga-recalque demonstra uma curvatura mais suave que o caso da ruptura geral, sem atingir pico.

Figura 5 – Ruptura localizada.

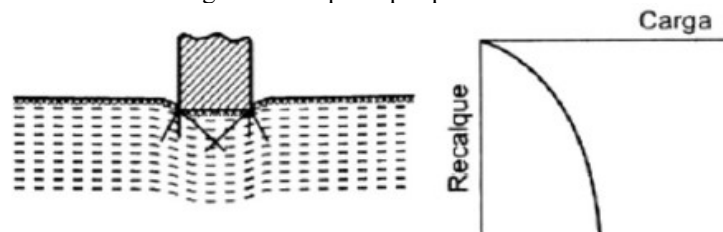


Fonte: Cintra *et al.*, 2014.

Ruptura por Puncionamento

Discernida pela compressão do solo exatamente abaixo da fundação e ocorrência do cisalhamento vertical do maciço em torno do perímetro da fundação. As porções de solo próximas à fundação praticamente não participam do processo, e isto torna-se o mecanismo de difícil observação (VELLOSO; LOPES, 2010), sendo esquematizada pela Figura 6.

Figura 6 – Ruptura por puncionamento.



Fonte: Cintra *et al.*, 2014.

3.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda que para projetos e execução de fundações devem ser precedidos de investigações geotécnicas constituída no mínimo por sondagem a percussão (com SPT). A quantidade de ensaios a serem realizados dependem das particularidades da obra, como: tipo, custo, características geotécnicas e geológicas do solo.

A sondagem à percussão é um recurso valioso em qualquer tipo de obra, seja de pequeno ou grande porte, trazendo facilidade para a escolha do tipo de fundação. Esta deve apresentar

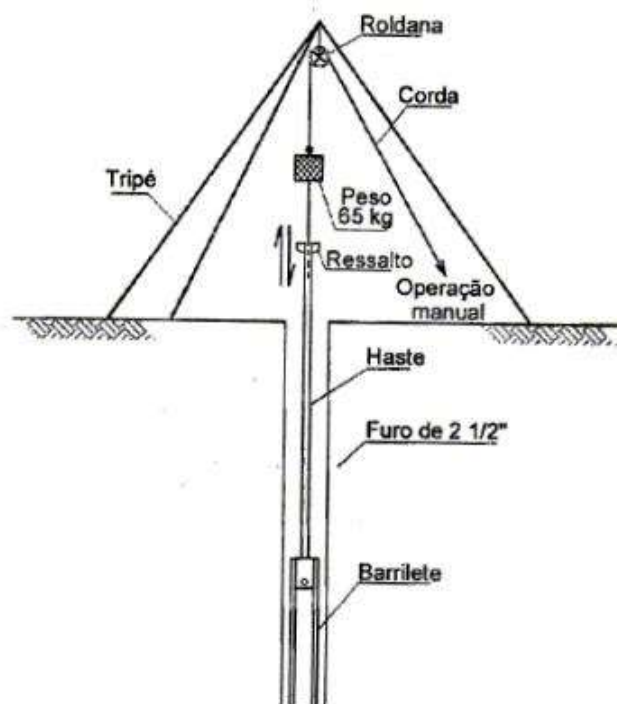
avaliação das camadas do solo, classificação, posição do nível de água e os valores dos índices de resistência à penetração (N_{spt}) de acordo com a norma NBR 6484 (ABNT, 2020).

3.3.1 Standard Penetration Test (SPT)

O ensaio SPT é a ferramenta de investigação geotécnica mais difundida no Brasil, por ser um ensaio simples e prático de exploração do solo. A NBR 6484 (ABNT, 2020), vem especificando o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos com SPT, descritos dois sistemas de execução: manual e mecanizado. Ambos apresentando a finalidade de examinar o perfil do solo, o nível do lençol freático e o índice de resistência. A Norma ainda apresenta a aparelhagem padrão e os passos a serem seguidos para a execução.

O sistema de sondagem manual inicia-se com a perfuração da camada do solo por meio da penetração de um amostrar padrão, através da queda livre de um martelo de 65 kg a partir de uma altura de 75 cm. A perfuração inicial também pode ser feita por circulação de água, sendo utilizado o trépano de lavagem. As amostras de solo são coletadas a cada metro de profundidade e o valor N_{spt} é indicado como a quantidade de golpes para ocorrer a penetração de 30 cm, após uma penetração inicial de 15 cm (ABNT, 2020). O mesmo procedimento se repete para o método mecanizado, divergindo apenas o martelo, na qual deve ser acionado mecanicamente (Figura 7).

Figura 7 – Componentes do ensaio SPT.



Fonte: Viana, 2018.

3.3.2 Correção dos Valores de N_{spt}

A sondagem de simples reconhecimento com SPT possui diversas vantagens, das quais podemos citar a simplicidade do equipamento e o baixo custo. Porém, variadas técnicas de equipamentos, perfuração e até mesmo fatores de operação (humano) geram diferenças significativas nos resultados (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Um estudo feito por Politano *et al* (2001), diz que nem toda a energia potencial armazenada durante a queda do martelo é transferida às hastes de cravação, isso implica na importância de medir a energia que chega às hastes, contudo, não é algo comum na prática.

Assim, torna-se necessário a adoção de fatores de correção, levando em consideração as perdas ocorridas pelas diferentes formas de movimentar o martelo, pelos diferentes pesos da cabeça de bater, pela razão entre o peso da haste e do martelo de cravação, resultando na Equação 1.

$$N_{60} = \frac{N_i \times ERi}{0,60} \quad (1)$$

Onde:

N_{60} : Número de golpes corrigido para uma eficiência de 60%;

N_i : Número de golpes;

ERi : Eficiência obtida em campo.

No Brasil é comum o uso de sistemas manuais para liberação de queda do martelo (ensaio SPT) em que a energia aplicada é da ordem de 72% da energia teórica (CLATON *et al.*, 1995 *apud* SOUZA, 2018), sendo assim resulta na Equação 2.

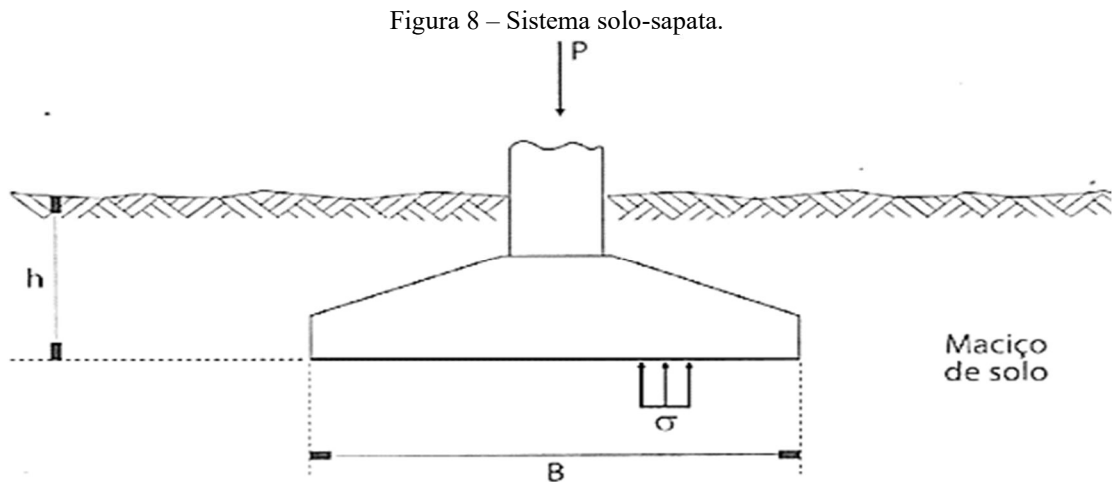
$$N_{60} = \frac{N_i \times ERi}{0,60} = \frac{N_i \times 72}{0,60} = 1,2N_i \quad (2)$$

De modo que, o uso de uma correlação formulada nos EUA, deve-se majorar o valor medido de N_{spt} obtido em uma sondagem brasileira em 20% (VELLOSO; LOPES, 2010).

3.4 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A capacidade de carga de uma fundação superficial representa a tensão que é aplicada ao solo de forma a gerar recalques suportáveis pela estrutura, sem comprometer o solo. De acordo com a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), há basicamente três métodos que determina a capacidade de carga em fundações rasas, sendo: métodos teóricos, semiempíricos e as provas de carga sobre placas.

Para Caputo (2015), a capacidade de carga é a pressão aplicada no solo através do elemento de fundação (Figura 8), sem causar ruptura e nem recalques excessivos.



Fonte: Cintra *et al.*, 2014.

3.4.1 Métodos Teóricos

Nesses métodos, a capacidade de carga é obtida mediante estudos da mecânica dos solos, levando em consideração a compressibilidade, parâmetros de resistência do solo e características dos elementos de fundações, como: posição do elemento, geometria, profundidade de embutimento e inclinação do terreno (RUVÉR, 2005).

Assim, os métodos mais rotineiros para se determinar a capacidade de carga são por meio das formulações de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) e Vesic (1973) (VELLOSO; LOPES, 2010).

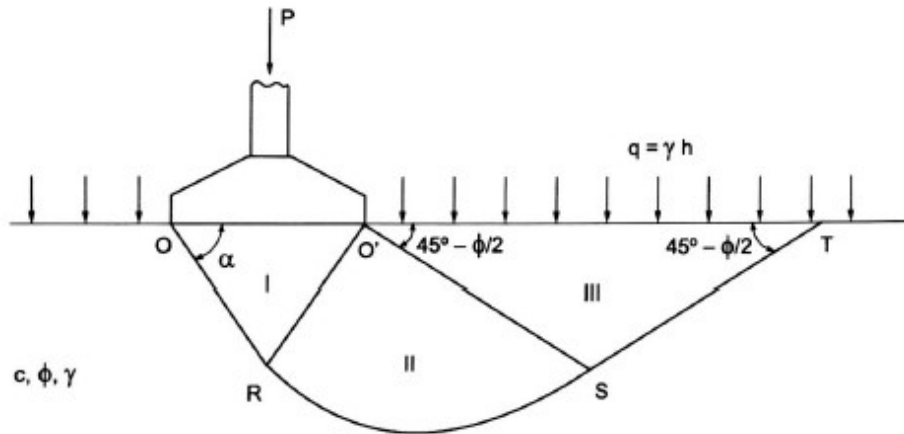
Teoria de Terzaghi

Terzaghi desenvolveu suas teorias com base nos estudos de Prandtl em 1920. Assim para aperfeiçoar seus estudos, Terzaghi considerou as seguintes hipóteses:

- a) a sapata é corrida, ou seja, o comprimento L dividido pela largura B deve ser maior que 5;
- b) profundidade de assentamento (H) é inferior à largura da sapata (B), desprezando a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de apoio da sapata, que é então, considerada como uma sobrecarga (q), cujo valor é a multiplicação do peso específico do solo (γ) por h ;
- c) com solo compacto ou rijo, tratando inicialmente como ruptura geral (Cintra *et al.*, 2003).

De forma a atender os itens citados nas hipóteses de Terzaghi, a superfície de ruptura pode ser representada como ilustrado na Figura 9, onde c é a coesão do solo e ϕ o ângulo de atrito (CINTRA *et al.*, 2003).

Figura 9 – Superfície potencial de ruptura.



Fonte: Cintra *et al.*, 2003.

Para Terzaghi a capacidade de carga pode ser caracterizada pelo princípio da sobreposição de efeitos de três variáveis, uma pertencente a coesão, a segunda devido à sobrecarga e a última válido para peso do solo. São parcelas independentes, das quais a soma corresponde a sobreposição. Cada parcela contribui da seguinte forma:

- parcela da coesão e do atrito do solo, sem peso e sem sobrecarga;
- parcela do atrito do solo, sem peso e com sobrecarga;
- parcela do atrito do solo, com peso e sem sobrecarga.

Com isso, Terzaghi (1943) atinge a equação geral para a capacidade de carga de fundações superficiais, conforme apresentado na Equação 3.

$$\sigma_r = c N_c + q N_q + 0,5 \gamma B N_y \quad (3)$$

Onde:

σ_r : tensão de ruptura;

c : coesão do solo;

q : tensão efetiva na cota de apoio ($\gamma \cdot h$);

γ : peso específico do solo;

B : largura da sapata;

N_c, N_q e N_y : fatores de capacidade de carga;

Os fatores N_c, N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga, definidos pelas Equações 4, 5 e 6 (CINTRA *et al.*, 2003).

$$N_q = \frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)} \quad (4)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (5)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (6)$$

Sendo o valor de a , determinado pela Equação 7.

$$a = e^{(0.75 \pi - \phi/2) \tan \phi} \quad (7)$$

Em que:

ϕ : ângulo de atrito interno do solo;

K_{py} : coeficiente de empuxo passivo, definido por Rankine como igual a $tg^2(45 + \phi/2)$.

Como a formulação feita é para sapata corrida, deve-se corrigir a mesma quando for utilizada sapata com forma circular, quadrada ou retangular. Assim, a equação geral que considera a forma da sapata é conforme a Equação 8.

$$\sigma_r = c N_c S_c + q N_q S_q + 0,5 \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (8)$$

Em que S_c, S_γ, S_q : são fatores de forma, obtidos no Quadro 1.

Quadro 1 – Fatores de forma de Terzaghi (1943).

Forma da Fundação	Fatores de Forma		
	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,00	1,00	1,00
Quadrada	1,30	0,80	1,00
Circular	1,30	0,60	1,00
Retangular	1,10	0,90	1,00

Fonte: Cintra *et al.*, 2003.

Woodward e Berenji (2001) avaliaram o princípio da superposição da teoria de Terzaghi tendo como base elementos finitos, estudando os fatores de capacidade de carga.

Como suposição, foi utilizado um modelo não linear elástico de várias camadas de solo granular, procedendo com uma sapata circular. Os resultados encontrados confirmaram que os fatores N_c, N_q e N_γ são funções do ângulo de atrito interno do solo. Assim, os fatores de capacidade de carga para determinados valores de ângulos de atrito podem ser observados no Quadro 2.

Quadro 2 – Fatores de carga de Terzaghi - ruptura geral.

ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	ϕ (°)	N_c	N_q	N_y
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.58	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Fonte: Terzaghi, 1943.

Para os solos compostos por argilas moles ou areias fofas, caso de ruptura local, Terzaghi (1943) sugere a utilização da Equação 9.

$$\sigma_r = c'N'_c S_c + qN'_q S_q + 0,5 \gamma BN'_y S_y \quad (9)$$

Terzaghi (1943) recomenda uma redução nos valores dos parâmetros de resistência (c e ϕ) para solo cuja característica de ruptura seja local ou puncionamento de maneira que haja a diminuição da capacidade de carga causada pelas deformações ocorridas durante o cisalhamento do solo. O Quadro 3 expõe os valores dos fatores de capacidade de carga para ruptura local, onde os valores de c' e ϕ' são calculados pelas Equações 10 e 11, respectivamente.

$$c' = \left(\frac{2}{3}\right)c \quad (10)$$

$$tg(\phi') = \left(\frac{2}{3}\right)tg\phi \quad (11)$$

Quadro 3 – Fatores de carga de Terzaghi - ruptura local

$\phi' (^{\circ})$	N_c'	N_q'	N_y'	$\phi (^{\circ})$	N_c'	N_q'	N_y'	$\phi' (^{\circ})$	N_c'	N_q'	N_y'
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.52
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.83	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.31	65.60	85.75

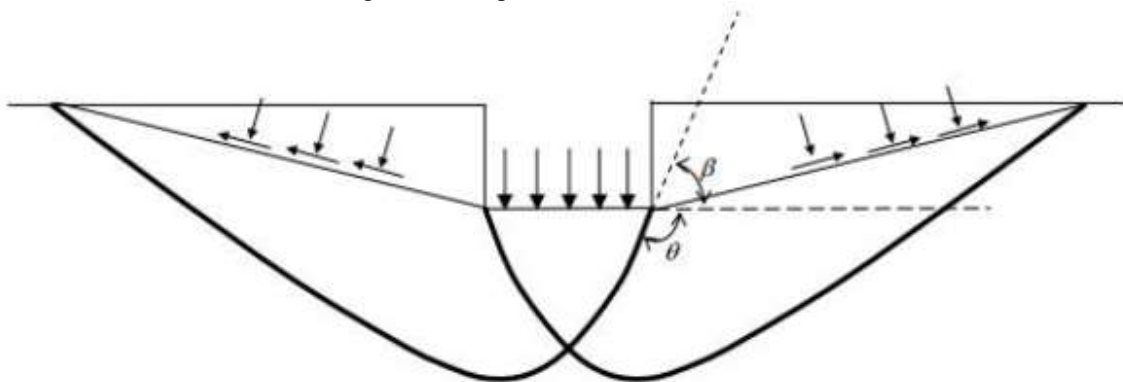
Fonte: DAS, 2009.

Teoria de Meyerhof

Meyerhof (1951) deu uma série de contribuições relevantes ao tema capacidade de carga apresentada por pela teoria de Terzaghi. Seu método considera que o solo que está acima da cota de assentamento da sapata contribui tanta na sobrecarga quanto na resistência ao cisalhamento do solo nessa camada. E que para fundações rasas, a superfície de deslizamento intercepta a superfície do solo (DUARTE, 2006).

O autor considerou na análise dos mecanismos de ruptura, superfícies de deslizamento, como mostradas na Figura 10. Ele levou em conta a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação, o que Terzaghi (1943) considerou apenas como sobrecarga.

Figura 10 – Superfícies de deslizamento.



Fonte: Terzaghi, 1943.

Como característica da equação descrita por Terzaghi, da qual leva em consideração a sobreposição de efeitos da coesão, da sobrecarga e do peso do solo, Meyerhof apresenta a semelhança na equação para cargas verticais (BOWLES, 1997), como pode ser descrita pela Equação 12.

$$\sigma_{rup} = cN_c s_c d_c + q' N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B' N_y s_y d_y \quad (12)$$

Assim, a fórmula para cargas atuantes inclinadas está na Equação 13.

$$\sigma_{rup} = cN_c d_c i_c + q' N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B' N_y d_y i_y \quad (13)$$

Os fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_y) são calculados por uma proposta distinta comparada à de Terzaghi, conforme é possível notar pelas Equações 14, 15 e 16.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (14)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (15)$$

$$N_y = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi) \quad (16)$$

Os fatores de capacidade de carga já calculados estão apresentados no Quadro 4.

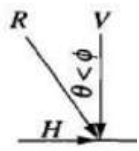
Quadro 4 – Fatores de capacidade de carga de Meyerhof.

ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	ϕ (°)	N_c	N_q	N_y	ϕ (°)	N_c	N_q	N_y
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.75	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.+20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Fonte: DAS, 2009.

Os fatores de forma: S_c , S_y , S_q ; de profundidade: d_c , d_y e d_q e de inclinação: i_c , i_y e i_q são calculados pelas fórmulas apresentadas no Quadro 5.

Quadro 5 – Fórmulas para cálculo de fatores de Meyerhof.

Fatores	Fórmula	Para
Forma	$S_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Qualquer ϕ
	$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$S_q = S_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Profundidade	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Qualquer ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0^\circ$
Inclinação 	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Qualquer ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0^\circ$
	$i_\gamma = 0 \text{ for } \theta > 0$	$\phi = 0^\circ$
$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$		

Fonte: Bowles, 1997.

Em que:

 θ : ângulo de inclinação da resultante da carga com a vertical;

Em um estudo feito por Santos Filho *et al.* (2008) utilizando o método de Meyerhof para avaliar a capacidade de carga de solos arenosos e argilas orgânicas situado na cidade do Belém-PA, por meio de parâmetros geotécnicos obtidos de ensaios de cisalhamento direto. Os valores foram comparados com os resultados de prova de carga e com correlações de N_{spt} . Chegando a resultados consideravelmente razoáveis com intervalo de equivalência entre 1,23 a 1,58 do real.

Uma vez determinada a capacidade de uma fundação, a tensão admissível pode ser determinada pela Equação 17.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad (17)$$

Sendo:

FS: fator de segurança.

3.4.2 Métodos Semiempíricos

Estes métodos fundamentam-se nos parâmetros de resistência do solo por meio de correlações e agregando as teorias adaptadas à mecânica dos solos (TEIXEIRA; GODOY, 1998 *apud* NOGUCHI, 2012).

São estimativas referenciadas devido aos resultados de ensaios de campo, dos quais destaca-se os ensaios de SPT e CPT.

Alguns dos métodos baseados em ensaio de SPT são descritos a seguir.

Terzaghi e Peck (1967)

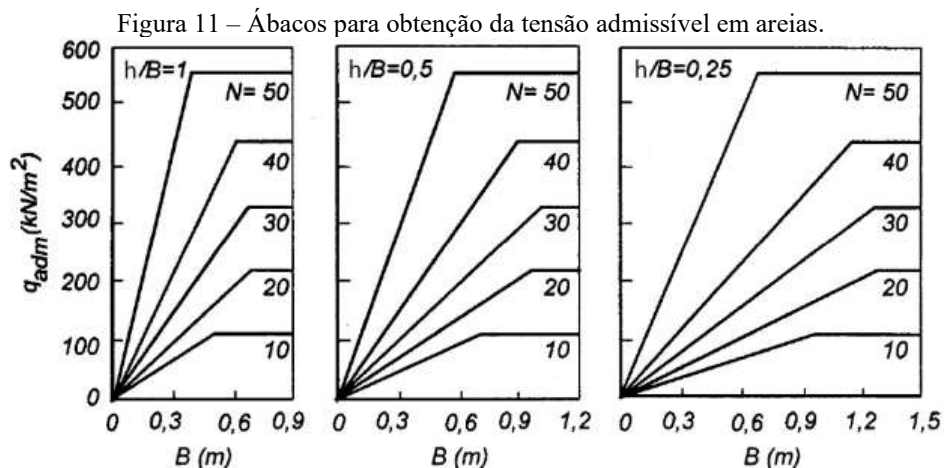
$$q_{adm} = 4,4 \left(\frac{N - 3}{10} \right) \left(\frac{B + 1'}{2B} \right) \quad \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \quad (18)$$

Onde:

N: número de golpes do ensaio SPT;

B: menor dimensão da sapata.

A tensão admissível em areais também pode ser determinada por ábacos conforme apresentados na Figura 11. É notório que para cada relação entre a profundidade de assentamento (h) e largura da sapata (B) há um ábaco próprio.



Fonte: Terzaghi *et al.*, 1967.

Meyerhof (1956)

Meyerhof propôs as Equações 19 e 20 para estimativa da tensão de ruptura para solos arenosos e argilosos, respectivamente:

- Para solos arenosos:

$$\sigma_{rup} = 32 \cdot N' (B + D) \quad \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right] \quad (19)$$

Em que:

B: menor dimensão da fundação;

D: profundidade de assentamento;

N' : é a média dos valores de N_{spt} em uma espessura de $2B$ abaixo do nível da fundação.

- Para solos argilosos:

$$\sigma_{rup} = 16. N' \left[\frac{KN}{m^2} \right] \quad (20)$$

Teixeira *et al.* (1996) avaliou o comportamento do solo em campo na Universidade Federal de Lavras, comparando 13 ensaios de prova de carga sobre placa com os métodos teóricos e semiempíricos, concluindo que o método de Meyerhof (1956) apresentou melhores resultados ao se comparar com as provas de carga.

Teixeira (1996)

Teixeira (1996) obteve a expressão apresentada na Equação 21 para previsão de capacidade de carga de fundações rasas:

$$q_{adm} = 50 + (1 + 0,4. B)10N_{spt} \quad [kPa] \quad (21)$$

Albiero e Cintra (1996)

Esses autores recomendam para a tensão admissível em kg/cm^2 , em qualquer tipo de solo brasileiro, na prática de projetos a Equação 22.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{5} \quad [kPa] \quad (22)$$

Onde:

σ_{adm} : Tensão admissível do solo;

N_{spt} : Número de golpes médio da sondagem SPT brasileira na camada de apoio da sapata.

Victor de Mello (1975)

Esse autor recomenda, sem distinção do tipo de solo, utilizar a Equação 23 para obtenção da tensão admissível em kg/cm^2 , com N_{spt} entre 4 e 16 golpes.

$$\sigma_{adm} = \sqrt{N_{spt} - 1} \quad [kPa] \quad (23)$$

3.4.3 Prova de Carga

São ensaios estáticos realizados em campo, sendo executados na superfície do terreno ou em profundidade, cujas finalidades são verificar o comportamento de um elemento de

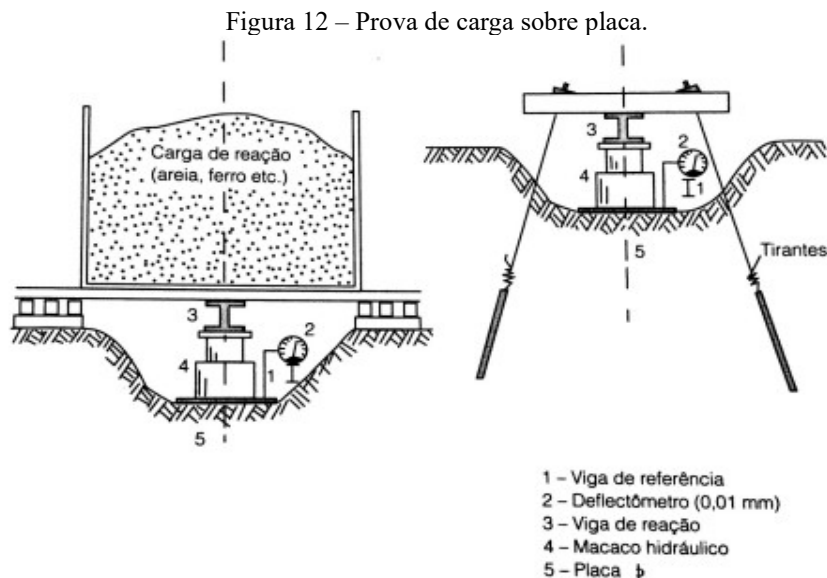
fundação submetido a um carregamento e obter parâmetros que representem a resistência e a deformabilidade do solo (MEDEIROS, 2013).

O ensaio é de grande relevância no projeto e dimensionamento de fundações superficiais. Além de existir outros métodos para se determinar a capacidade de carga do solo, o ensaio de placa é o que mais se aproxima do real, pois tenta simular, em menor escala, o comportamento de uma fundação superficial e o sistema solo-fundação.

Esse ensaio, regulamentado pela norma NBR 6489 (ABNT, 2019), consiste na instalação de um sistema de reação no qual é aplicado por uma placa (concreto armado ou aço) com diâmetro ou lado mínimo de 30 cm, cargas em estágios crescentes. O ensaio é realizado até que ocorra a fase de ruptura do solo ou alcance um deslocamento vertical significativo.

A norma NBR 6489 (ABNT, 2019) preconiza que os resultados da prova de carga são indicados por meio de curvas tensão x recalque, de modo que, na interpretação dos resultados, deve-se levar em conta as relações do comportamento entre a placa e a fundação real, além das camadas de solo em que está inserido o bulbo de tensões.

Ruver (2005), diz que a aplicação de cargas surge devido ao sistema de reação, a Figura 12 mostra os equipamentos do sistema, sendo possível observar duas possibilidades de origem de cargas: cargueira e estruturas fixadas no terreno por meio de elementos tracionados, e ainda pode-se utilizar contrapesos por veículos pesados ou blocos de concreto.



Fonte: Alonso, 2010.

Em solos que apresentem uma ruptura bem definida, como no caso da ruptura generalizada, a capacidade de carga é de fácil obtenção na curva. Porém, quando se trata de

uma ruptura local ou por puncionamento, é necessário a adoção de critérios de ruptura (RUVÉR, 2005).

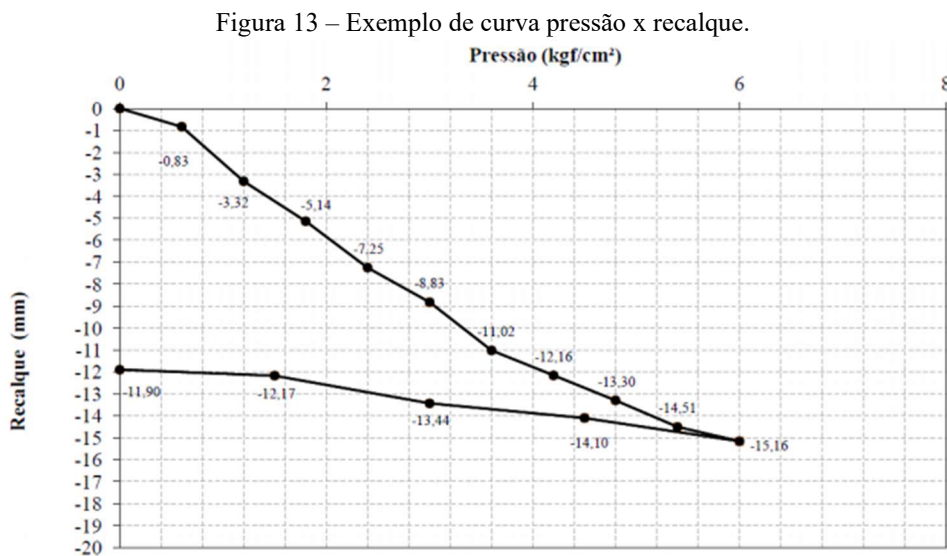
Assim quando o solo apresenta predominância de ruptura generalizada utiliza-se a Equação 24. Caso apresente ruptura localizada, utiliza-se a Equação 25 (ALONSO, 2010).

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{2} \quad (24)$$

$$\sigma_{adm} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{array} \right\} \quad (25)$$

Considerando que σ_{25} é a tensão correspondente a um recalque de 25 mm, enquanto σ_{10} é a tensão que corresponde a um recalque de 10 mm.

A Figura 13 representa um exemplo de curva pressão x recalque com dados obtidos em prova de carga.



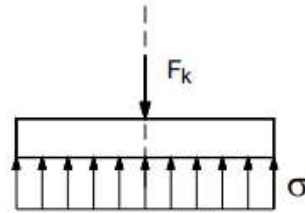
Fonte: Rocha Brasil Engenharia Ltda, 2017 *apud* Gomes *et al.*,2020.

3.5 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE SAPATAS CENTRADAS

3.5.1 Sapata sob Carga Centrada

É quando a carga vertical do pilar passa pelo centro de gravidade da sapata (Figura 14). Neste caso, admite-se uma distribuição uniforme e constante das tensões do solo na base da sapata, igual a razão entre a carga vertical e a área da sapata em planta (ALVA, 2007), sendo representada pela Equação 26.

Figura 14 – Sapata sob carga centrada.



Fonte: Alva, 2007.

$$\sigma = \frac{F_k}{A} \quad (26)$$

Onde:

F_k é a ação vertical da sapata;

A é a área da base da sapata.

3.5.2 Critérios de Dimensionamento das Sapatas

Determinação das Dimensões em Planta

As dimensões em plantas das sapatas são definidas em função da tensão admissível, embora a interferência com as fundações mais próximas também afete seu dimensionamento.

Na grande maioria dos casos as sapatas estão submetidas a cargas excêntricas, particularmente devido a ações do vento. Com isso, as dimensões devem ser tais que as tensões de compressão máximas no solo não superem a tensão admissível (ARCENO, 2018).

No caso de sapatas isoladas, quanto à locação em planta, dois comportamentos devem ser atendidos:

- o centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de gravidade do pilar central;
- deve-se fazer uma estimativa da área da base, supondo a sapata submetida à carga centrada (sem momentos).

Pela equação 27 pode-se determinar a área da sapata.

$$A = \frac{\alpha N_k}{\sigma_{solo,adm}} \quad (27)$$

Onde

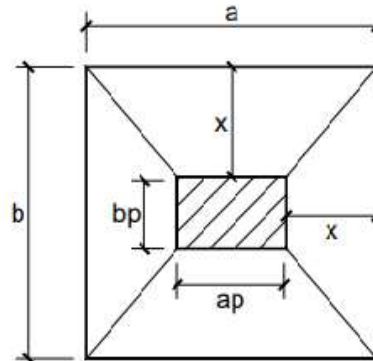
N_k é a força nominal do pilar;

$\sigma_{solo,adm}$ é a tensão admissível do solo.

α é um coeficiente que leva em conta o peso próprio da sapata. Pode-se assumir para esse coeficiente um valor de 1,05 nas sapatas flexíveis e 1,10 nas sapatas rígidas.

Tendo em vista a necessidade de reduzir desperdício em projetos, as dimensões a e b devem ser escolhidas de tal forma a resultar em um dimensionamento econômico. Assim essa condição ocorre quando a distância em planta da face do pilar à extremidade da sapata for igual nas duas direções (Figura 15), consequentemente conduz em taxas de armadura de flexão da sapata iguais nas duas direções ortogonais (ALVA, 2007).

Figura 15 – Sapata isolada – dimensões em planta;



Fonte: Arceno, 2018.

De acordo com a Figura 15, podemos concluir as seguintes relações entre as dimensões da sapata:

$$\begin{aligned} a &= a_p + 2x \\ b &= b_p + 2x \\ a - b &= a_p - b_p \end{aligned}$$

Manipulando os termos, chega-se a uma equação do 2º grau e resulta na Equação 28.

$$b = \frac{A}{a} \quad (28)$$

Evidentemente, as dimensões a e b necessárias serão maiores que as calculadas pelas equações, pois ainda existem as parcelas de tensões decorrentes dos momentos fletores. Assim, devem ser escolhidas dimensões a e b de tal modo que a tensão máxima (calculada com as expressões da flexão composta) não ultrapasse a tensão admissível do solo. Podem existir situações em que não seja possível aplicar o critério dos balanços iguais, como por exemplo quando as dimensões obtidas a e b gerarem interferência com as fundações vizinhas. O que importa é escolher dimensões a e b da sapata de modo a respeitar a tensão admissível do solo (ALVA, 2007).

Determinação da Altura da Sapata

Basicamente são três os condicionantes que definem a altura da sapata:

- a) rigidez da sapata: na maioria dos casos, as sapatas são projetadas como rígidas, a menos que uma baixa resistência do solo torne mais indicada uma sapata flexível.

Para sapatas flexíveis, tem-se a relação:

$$h \leq \frac{a - a_p}{3}$$

Para sapatas rígidas, tem-se a relação:

$$h \geq \frac{a - a_p}{3}$$

Onde a é a dimensão da base da sapata e a_p é a dimensão da seção do pilar na direção analisada.

- b) comprimento de ancoragem necessário às barras longitudinais do pilar: é necessário que a sapata tenha altura suficiente para que as forças nas armaduras do pilar sejam transferidas ao concreto da fundação (ancoragem), incluindo um cobrimento mínimo para a proteção das armaduras, assim:

$$h > l_b + c$$

Onde l_b é o comprimento de ancoragem das barras do pilar e c é o cobrimento.

- c) verificação do cisalhamento por força cortante. É usual e desejável evitar a colocação de armadura transversal para força cortante em sapatas, assim como em lajes em geral. Em muitas situações, no entanto, a altura adotada para a sapata baseada nos condicionantes 1 e 2 não é suficiente para se dispensar essa armadura. Dessa forma, em muitos casos, convém iniciar o dimensionamento estrutural com a verificação da dispensa de armadura transversal para força cortante, antes do cálculo das armaduras longitudinais para momento fletor (ARCENO, 2018).

4 METODOLOGIA

A primeira etapa para elaboração da pesquisa abrangeu a análise dos resultados de ensaios de provas de carga em placa e sondagens (SPT) em solos predominantemente arenosos.

O critério adotado para a seleção foi a confiabilidade dos dados apresentados e, devido a esta premissa, foram selecionadas duas dissertações de mestrado. Com os resultados dos ensaios foram investigados aspectos como capacidade de carga, modo de ruptura, parâmetros de resistências e valores de N_{spt} , sendo os mesmos utilizados como base para se obter a tensão admissível por diferentes metodologias para posteriormente determinar as dimensões das sapatas.

Os dados referentes aos ensaios de provas de carga em placa foram coletados dos estudos de Araújo (2016) e Lopes (1997).

Desses ensaios foram analisadas suas respectivas curvas (tensão x recalque), assim para cada curva, obteve-se a tensão de ruptura do solo em análise.

A capacidade de carga para cada solo foi determinada pelos métodos teóricos de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1951), apresentados na revisão bibliográfica, assim como os métodos semiempíricos: Terzaghi e Peck (1967), Meyerhof (1956), Teixeira (1996) Albiero e Cintra (1996) e Victor de Mello (1975).

Para os métodos teóricos foram utilizados os parâmetros de resistência de ambos os solos, como o de ângulo de atrito e coesão, obtidos em ensaios triaxiais para determinação dos fatores de capacidade de carga, já para os fatores de forma foi utilizado tabela exposta no referencial para a sapata do tipo quadrada.

Conforme indicado para fundações superficiais pela norma NBR 6122 (ABNT, 2019), adotou-se fator de segurança igual a 3 para os métodos teóricos.

Foi considerado para fins de cálculo três pilares quadrados com dimensões variáveis (30 x 30, 40 x 40 e 50 x 50) cm com três cargas fictícias distintas (250, 500 e 1000) kN.

Com relação aos métodos semiempíricos, se faz necessário a utilização do número de golpes da sondagem SPT. Orientando a aplicação da média aritmética dos valores de N_{spt} a uma profundidade de duas vezes a menor dimensão da base de fundação, com uma correção do valor do N_{spt} , em razão à energia de cravação do SPT brasileiro (72%).

Os valores correspondentes aos N_{spt} médio de cada solo foram 10 e 15, e a cota de assentamento para a sapata quadrada foi de 1,50 m.

Portanto, com o respectivo valor da tensão admissível em cada método pode-se obter a área da sapata e posteriormente o volume de concreto para cada situação.

5 RESULTADOS E ANÁLISES

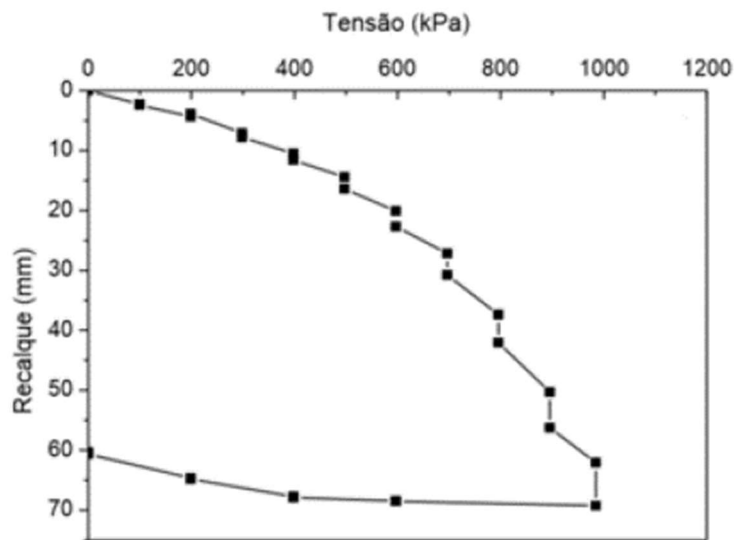
Nesse capítulo são mostrados os resultados das tensões admissíveis e o dimensionamento das sapatas obtidos pela aplicação de diferentes métodos.

5.1 PROVA DE CARGA EM PLACA (SOLO A)

Este ensaio foi realizado com placa de 80 cm de diâmetro, sendo utilizada reação através de estacas, a placa foi assentada a uma profundidade de 0,50 m em relação ao nível da superfície do terreno.

O resultado da prova de carga está representado na Figura 16, que mostra a curva tensão x recalque obtida no ensaio.

Figura 16 – Curva tensão x recalque do solo A.



Fonte: Araújo, 2016.

Devido a curva não apresentar uma ruptura bem definida, para determinar a tensão admissível foi adotado o segundo critério: $\sigma_{adm} \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{25}}{2} \\ \sigma_{10} \end{array} \right\}$, correspondendo a uma tensão de 325 kPa.

A Figura 17 mostra o perfil do subsolo referente ao local da realização da prova de carga. O solo apresenta um perfil medianamente compacto, com peso específico de 17 kN/m³.

A Tabela 1 mostra os parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaio em laboratório.

Figura 17 – Caracterização do subsolo da região medianamente compacto.

Prof. (m)	N_{60}	$(N_{60})_1$	q_t (MPa)	R_f (%)	Classificação
1	6	14	1	1,3	Aterro composto por areia fina e grossa compactado com $D_r=45\%$.
2	13	22	3	0,2	
3	8	12	10	0,5	
4	13	19	13	0,7	Areia média a fina, medianamente compacta, de cor amarela.
5	17	19	11	0,8	
6	34	34	26,8	1	
7	27	25	12,5	0,6	Areia pouco argilosa, medianamente compacta a compacta, de cor amarela.
8	20	17	17,5	0,5	
9	18	15	10,3	0,3	
10	22	17	27,5	0,5	
11	24	17	52,3	0,9	Areia fina argilosa, compacta a muito compacta, de cor cinza.
12	22	16	26,7	0,7	
13	24	15	19,3	0,7	
14	25	15	20,2	0,7	
15	29	28	19,5	0,6	

Fonte: Araújo, 2016.

Tabela 1 – Resumo dos parâmetros do solo A.

Solo	Peso específico (kN/m^3)	C (kPa)	ϕ
Solo arenoso (medianamente compacto)	17	0	32°

Fonte: Autoria própria, 2021.

Com as informações anteriores foi possível determinar as tensões admissíveis para os métodos teóricos e semiempíricos, apresentado na Tabela 2. Foram consideradas para os pilares cargas de 250, 500 e 1000 kN.

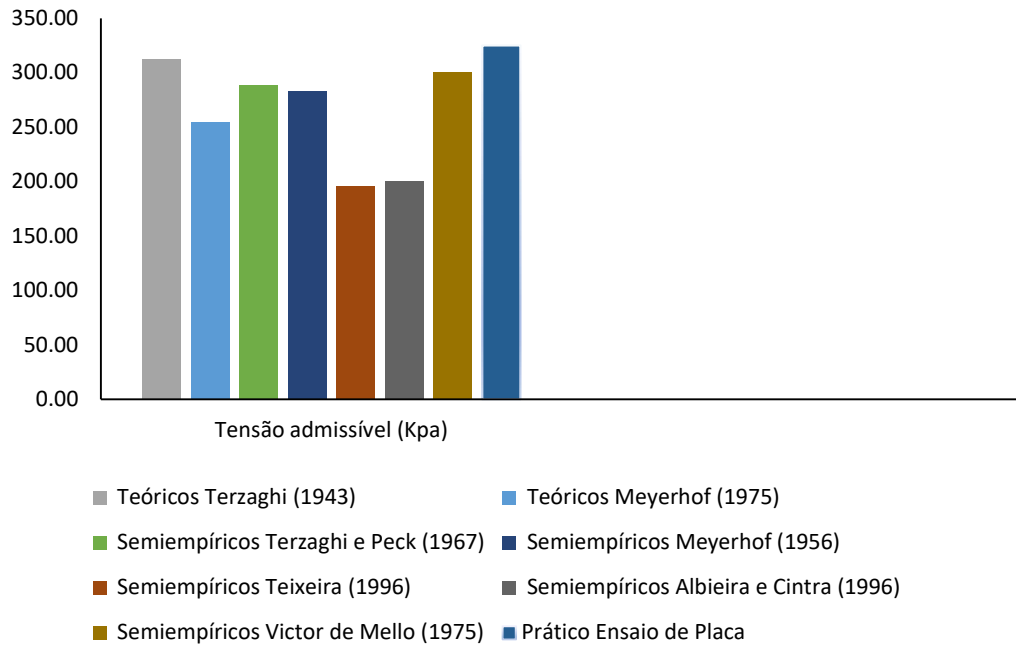
Com as informações referente a Tabela 2 foi possível gerar os gráficos 1, 2 e 3 para melhor visualização dos resultados.

Tabela 2 – Tensão admissível por diferentes métodos.

Métodos		Tensão Admissível (kPa)		
		250 kN	500 kN	1000 kN
Teóricos	Terzaghi (1943)	312,46	358,14	379,46
	Meyerhof (1975)	254,43	291,86	309,33
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	287,91	235,05	222,44
	Meyerhof (1956)	282,67	362,67	400,00
	Teixeira (1996)	196,00	226,00	240,00
	Albiero e Cintra (1996)	200,00	200,00	200,00
	Victor de Mello (1975)	300,00	300,00	300,00
Prático	Ensaio de Placa	325,00		

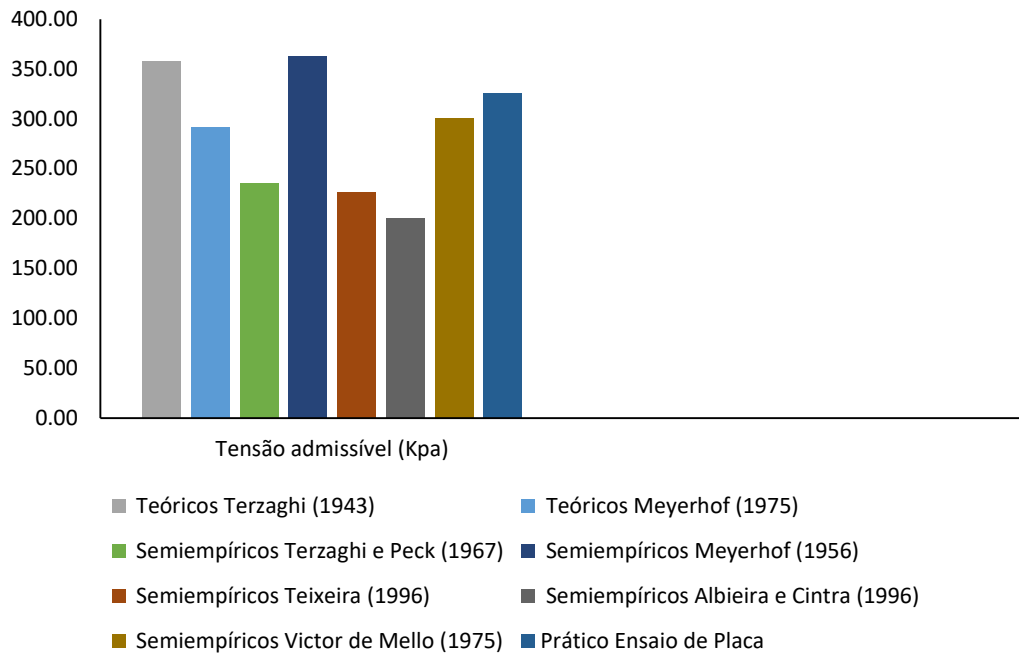
Fonte: Autoria própria, 2021.

Gráfico 1 – Tensão admissível para a carga de 250 kN.



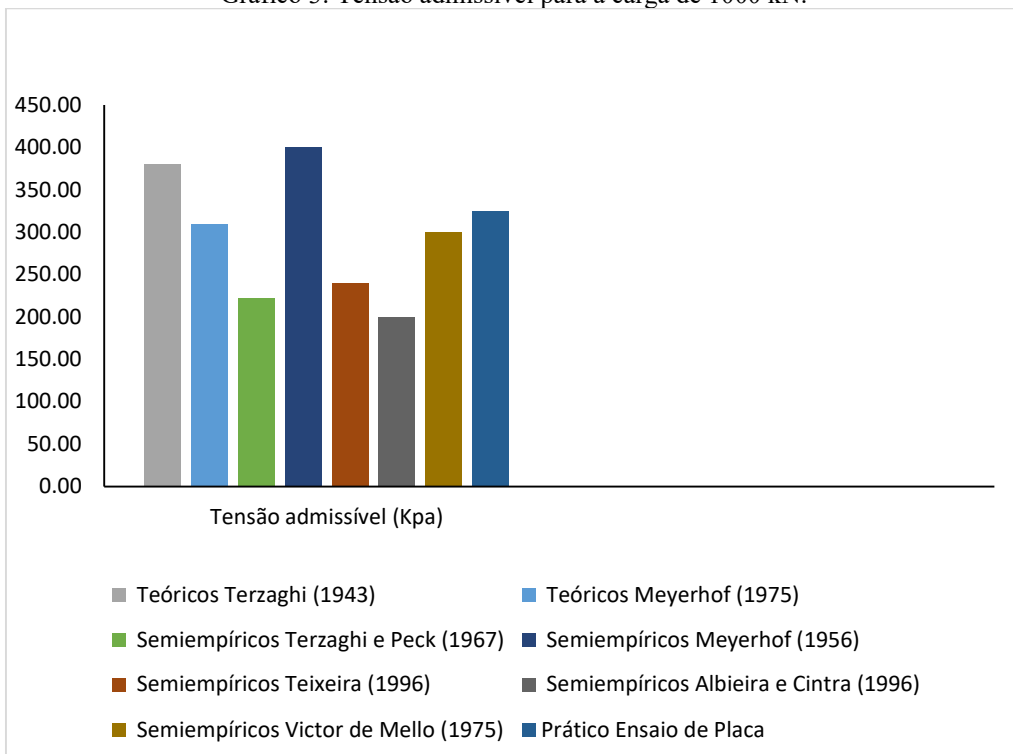
Fonte: Autoria própria, 2021.

Gráfico 2 – Tensão admissível para a carga de 500 kN.



Fonte: Autoria própria, 2021.

Gráfico 3: Tensão admissível para a carga de 1000 kN.



Fonte: Autoria própria, 2021.

Conforme pode ser observado pela Tabela 2 e Gráficos 1, 2 e 3, os três métodos de cálculo, teóricos, semiempíricos e prova de carga apresentam variação entre as tensões admissíveis.

No ensaio de prova de carga a tensão registrada foi de 325 kN. Nos métodos teóricos foram registradas máximas tensões admissíveis de até 379,46 kN para Terzaghi (1943) e 309,33kN para Meyerhof (1975).

A Tabela 3 expõe a diferença relativa dos métodos teóricos e semiempíricos em relação a tensão admissível obtido em ensaio de prova de carga em placa.

Tabela 3 – Diferença relativa entre os métodos.

Métodos		Diferença relativa		
		250 kN	500 kN	1000 kN
Teóricos	Terzaghi (1943)	-3,86%	10,20%	16,80%
	Meyerhof (1975)	-21,70%	-10,20%	-4,80%
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	-11,41%	-27,68%	-31,60%
	Meyerhof (1956)	-13,03%	11,59%	23,10%
	Teixeira (1996)	-39,69%	-30,46%	-26,15%
	Albiero e Cintra (1996)	-38,46%	-38,46%	-38,46%
	Victor de Mello (1975)	-7,69%	-7,69%	-7,69%

Fonte: Autoria própria ,2021.

Comparando os métodos teóricos com o ensaio de placa, observou-se que a diferença relativa entre a tensão admissível chega até 10,20% pra menos e 16,80% pra mais, em relação ao valor obtido no ensaio. Já com relação aos métodos semiempíricos, a diferença relativa chega até 39,69 % para menos e 23,10% pra mais.

Em observação aos resultados apresentados é notório o aumento da tensão admissível devido ao acréscimo do carregamento na fundação, exceto para: Terzaghi e Peck (1967), Albiero e Cintra (1996) e Victor de Mello (1975), sendo os dois últimos influenciados apenas pelo número de golpes da sondagem SPT.

O modelo teórico de Meyerhof (1975), os semiempíricos de Teixeira (1996), Albiero e Cintra (1996) e Victor de Mello (1975) apresentaram valores bastante consideráveis a favor da segurança.

Em contrapartida, o método Victor de Mello (1975) foi o que mais se aproximou do resultado da prova de carga ao considerar as três cargas, com uma diferença relativa de apenas 7,69% abaixo do valor real.

A partir dos valores das tensões admissíveis, foi possível estimar a dimensão do elemento de fundação e posteriormente o volume de concreto. As Tabelas 4, 5 e 6 apresentam as dimensões das sapatas quadradas e seus volumes de concreto para cada carga estimada.

Tabela 4 – Dimensionamento da sapata para a carga de 250 kN.

Métodos		B (m)	L (m)	Pilar (cm)	H (m)	h adotado (m)	Volume de concreto (m ³)
Teóricos	Terzaghi (1943)	0,90	0,90	30 x 30	0,20	0,30	0,24
	Meyerhof (1975)	1,00	1,00	30 x 30	0,20	0,30	0,30
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	1,00	1,00	30 x 30	0,20	0,30	0,30
	Meyerhof (1956)	1,00	1,00	30 x 30	0,20	0,30	0,30
	Teixeira (1996)	1,20	1,20	30 x 30	0,30	0,30	0,43
	Albiero e Cintra (1996)	1,20	1,20	30 x 30	0,30	0,30	0,43
	Victor de Mello (1975)	0,95	0,95	30 x 30	0,20	0,30	0,27
Prático	Ensaio de placa	0,90	0,90	30 x 30	0,20	0,30	0,24

Fonte: Autoria própria, 2021.

Tabela 5 – Dimensionamento da sapata para a carga de 500 kN.

Métodos		B (m)	L (m)	Pilar (cm)	H (m)	h adotado (m)	Volume de concreto (m ³)
Teóricos	Terzaghi (1943)	1,50	1,50	40 x 40	0,37	0,40	0,90
	Meyerhof (1975)	1,80	1,80	40 x 40	0,47	0,50	1,62
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	1,50	1,50	40 x 40	0,37	0,40	0,90
	Meyerhof (1956)	1,20	1,20	40 x 40	0,27	0,30	0,43
	Teixeira (1996)	1,50	1,50	40 x 40	0,37	0,40	0,90
	Albiero e Cintra (1996)	1,60	1,60	40 x 40	0,40	0,40	1,02
	Victor de Mello (1975)	1,30	1,30	40 x 40	0,30	0,30	0,51
Prático	Ensaio de placa	1,25	1,25	40 x 40	0,28	0,30	0,47

Fonte: Autoria própria, 2021.

Tabela 6 – Dimensionamento da sapata para a carga de 1000 kN.

Métodos		B (m)	L (m)	Pilar (cm)	H (m)	h adotado (m)	Volume de concreto (m ³)
Teóricos	Terzaghi (1943)	1,70	1,70	50 x 50	0,40	0,40	1,16
	Meyerhof (1975)	1,80	1,80	50 x 50	0,43	0,45	1,46
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	2,15	2,15	50 x 50	0,55	0,55	2,54
	Meyerhof (1956)	1,60	1,60	50 x 50	0,37	0,40	1,02
	Teixeira (1996)	2,10	2,10	50 x 50	0,53	0,55	2,43
	Albiero e Cintra (1996)	2,25	2,25	50 x 50	0,58	0,60	3,04
	Victor de Mello (1975)	1,80	1,80	50 x 50	0,43	0,45	1,46
Prático	Ensaio de placa	1,75	1,75	50 x 50	0,43	0,45	1,38

Fonte: Autoria própria, 2021.

Ao analisar o consumo de concreto, verificou-se que para as formulações cuja tensão admissível estaria a favor da segurança apresentaram consumo superior.

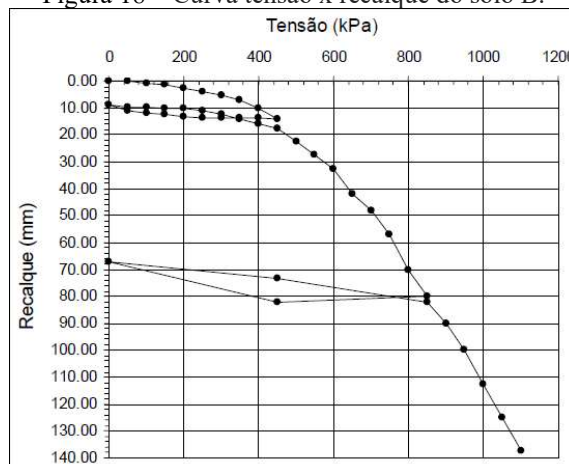
5.2 PROVA DE CARGA EM PLACA (SOLO B)

O ensaio de prova de carga foi realizado numa sapata quadrada, com 1,20 m de lado.

Não foi possível obter informações sobre o nível de profundidade onde foi realizada a prova de carga direta. Dessa forma, para efeito de cálculo, considerou-se que a prova de carga foi executada no mesmo nível da sondagem à percussão (SPT).

A curva tensão x recalque, correspondente ao primeiro critério de estabilização das deformações, está apresentada na Figura 18.

Figura 18 – Curva tensão x recalque do solo B.



Fonte: Lopes, 1997.

Por meio do gráfico tensão x recalque foi admitido uma tensão de 160 kPa, sendo utilizada como referência.

Os resultados do ensaio de granulometria e da sondagem de simples reconhecimento do tipo SPT, realizada por Lopes (1997), mostram que se trata de um solo com predominância arenosa. As Figuras 19 e 20 mostram os resultados das sondagens de simples reconhecimento.

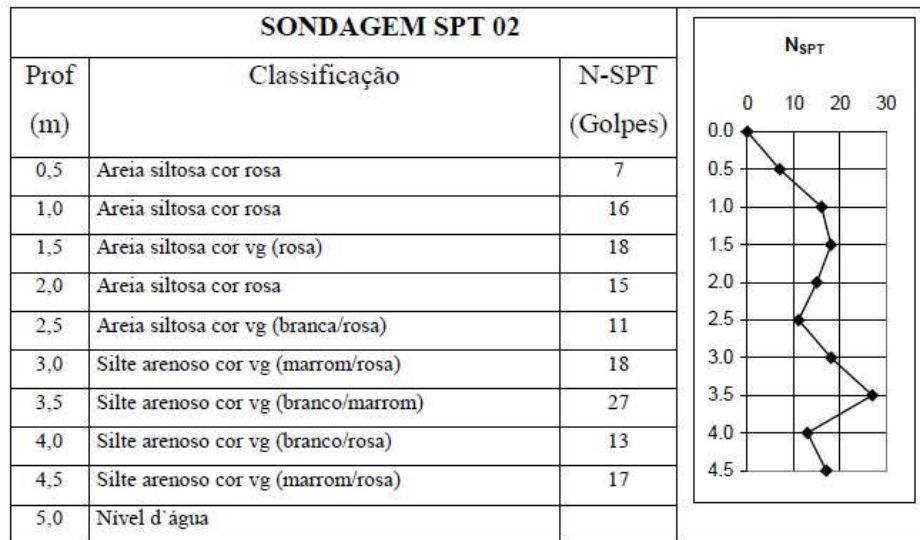
A Tabela 7 mostra os parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaio em laboratório.

Tabela 7 – Resumo dos parâmetros do solo B.

Solo	Peso específico (kN/m ³)	C (kPa)	φ
Predominância arenosa	13,75	12	30°

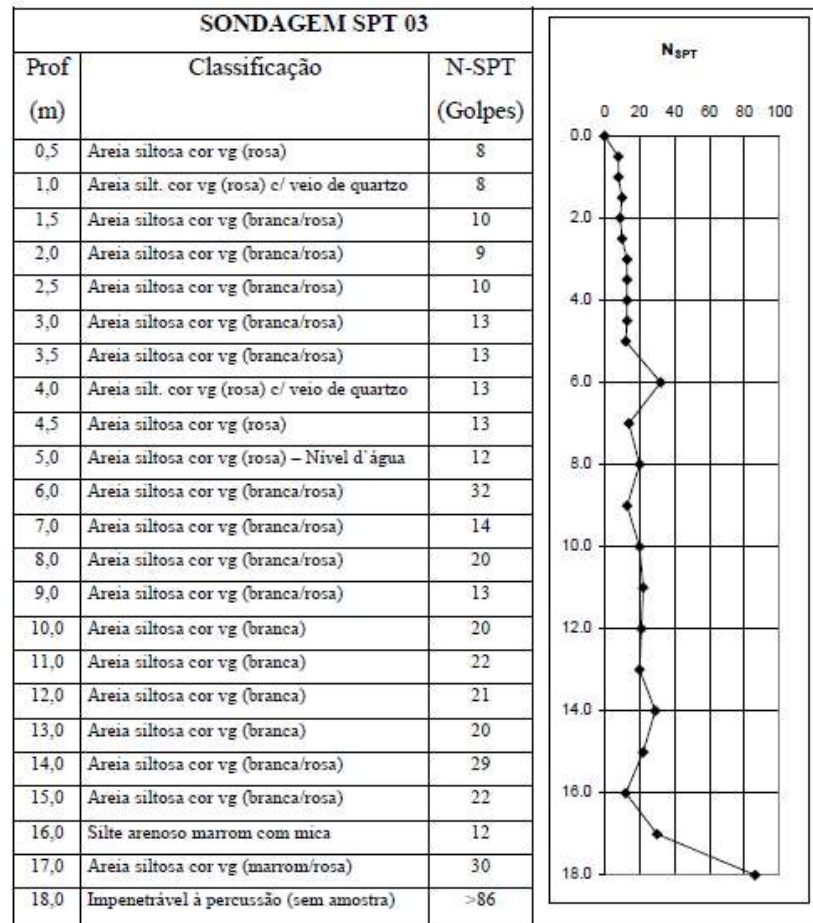
Fonte: Autoria própria, 2021.

Figura 19 – Sondagem SPT 02.



Fonte: Lopes, 1997.

Figura 20 – Sondagem SPT 03.



Fonte: Lopes, 1997.

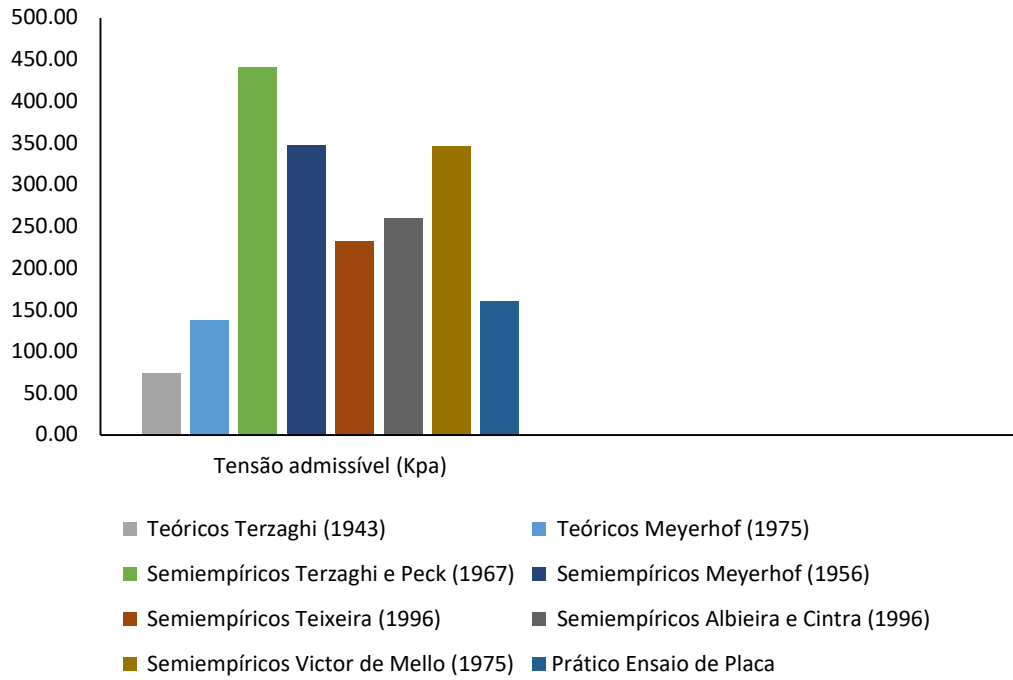
O modelo de cálculo se repete para o solo B, porém agora com parâmetros de resistência e valor de tensão admissível de referência diferente. Na Tabela 8 estão representados os valores de tensão admissível obtido pelos respectivos métodos, gerando os gráficos gerou os 4,5 e 6.

Tabela 8 – Tensão admissível por diferentes métodos.

Métodos		Tensão Admissível (kPa)		
		250 kN	500 kN	1000 kN
Teóricos	Terzaghi (1943)	74,03	75,02	76,50
	Meyerhof (1975)	137,14	139,65	143,41
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	440,00	377,14	330,00
	Meyerhof (1956)	346,67	402,13	485,33
	Teixeira (1996)	232,00	252,80	284,00
	Albiero e Cintra (1996)	260,00	260,00	260,00
	Victor de Mello (1975)	346,41	346,41	346,41
Prático	Ensaio de Placa	160,00		

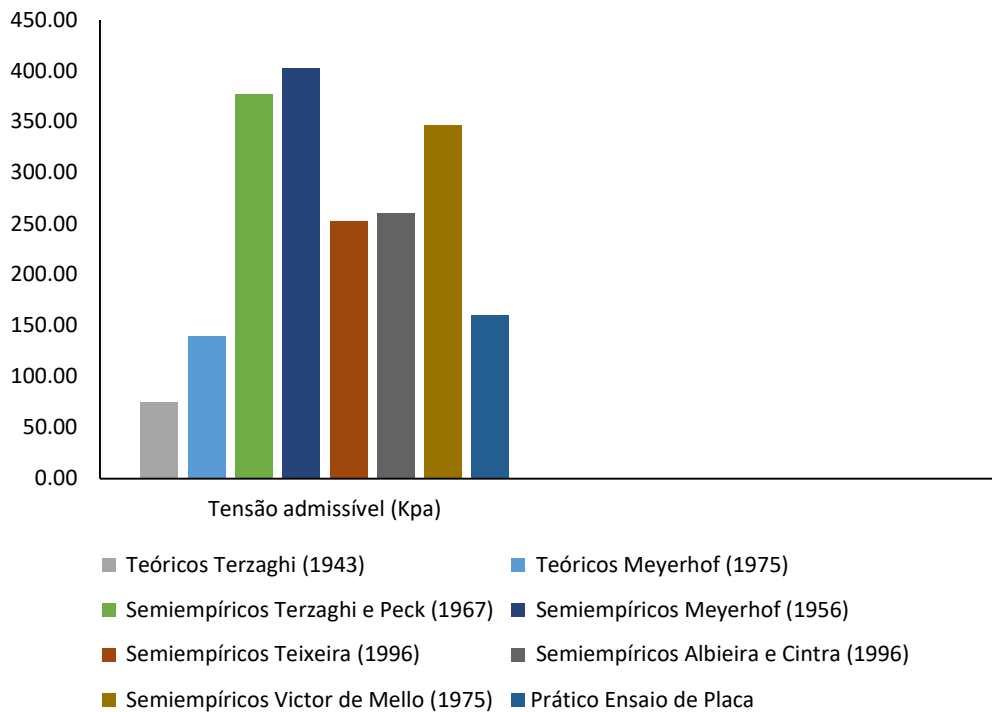
Fonte: Autoria própria, 2021.

Gráfico 4 – Tensão admissível para a carga de 250 kN.



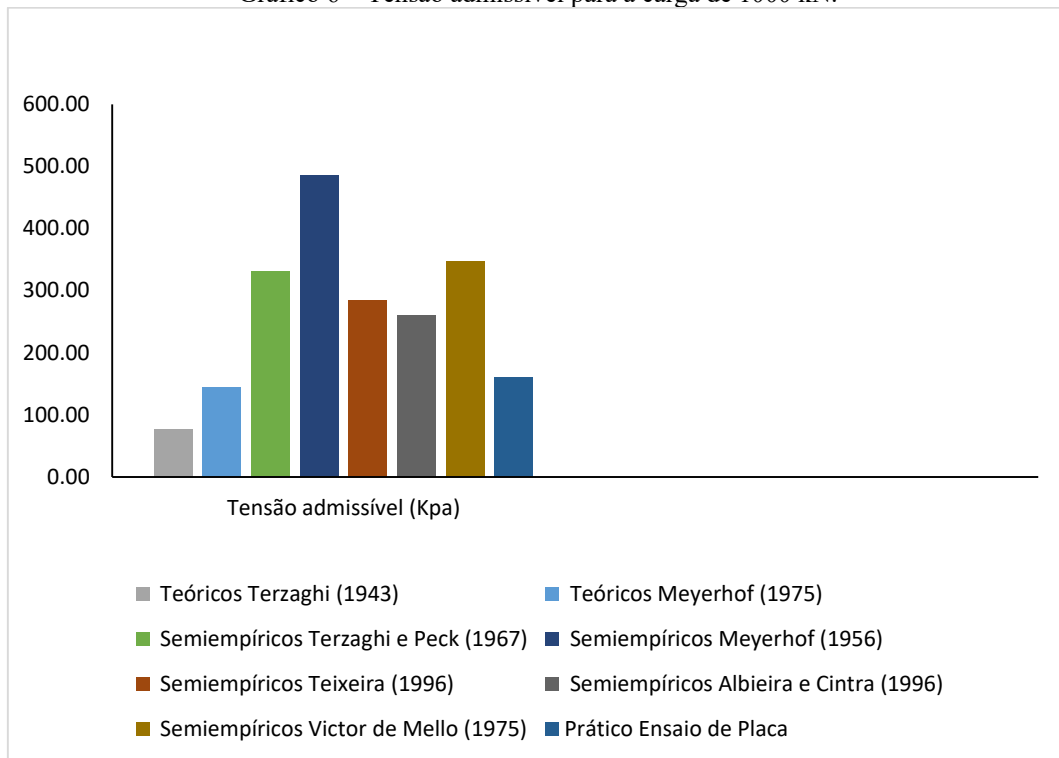
Fonte: Autoria própria, 2021.

Gráfico 5 – Tensão admissível para a carga de 500 kN.



Fonte: Autoria própria, 2021.

Gráfico 6 – Tensão admissível para a carga de 1000 kN.



Fonte: Autoria própria, 2021.

Ao analisar os valores das tensões admissíveis da Tabela 8, percebe-se que para o método teórico, os modelos apresentaram sempre valores abaixo do valor obtido no ensaio de placa. Porém, para o método semiempírico apresentaram valores superiores, situação contra a segurança. A Tabela 9 mostra a defasagem entre as tensões.

Tabela 9 – Diferença relativa entre os métodos.

Métodos		Diferença relativa		
		250 kN	500 kN	1000 kN
Teóricos	Terzaghi (1943)	-53,7%	-53,1%	-52,2%
	Meyerhof (1975)	-14,3%	-12,72%	-10,4 %
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	175%	57,58%	106,3%
	Meyerhof (1956)	116,7%	151,3%	203,3%
	Teixeira (1996)	45,0%	58,0%	77,5%
	Albiero e Cintra (1996)	62,5%	62,5%	62,5%
	Victor de Mello (1975)	116,5%	116,5%	116,5%

Fonte: Autoria própria, 2021.

O método Meyerhof (1975) foi o que mais se aproximou do resultado da prova de carga, com uma diferença relativa de 14,3%, 12,7% e 10,4%, ou seja, à medida que o carregamento aumenta, a tensão se aproxima do valor real.

As Tabelas 10, 11 e 12 estão representadas as dimensões das sapatas descrita por cada método, conforme os valores obtidos das tensões admissíveis.

Tabela 10 – Dimensionamento da sapata para a carga de 250 kN.

Métodos		B (m)	L (m)	Pilar (cm)	H (m)	h adotado (m)	Volume de concreto (m ³)
Teóricos	Terzaghi (1943)	1,90	1,90	30 x 30	0,53	0,55	1,99
	Meyerhof (1975)	1,40	1,40	30 x 30	0,37	0,40	0,78
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	0,75	0,75	30 x 30	0,15	0,30	0,17
	Meyerhof (1956)	0,80	0,80	30 x 30	0,17	0,30	0,19
	Teixeira (1996)	1,10	1,10	30 x 30	0,27	0,30	0,36
	Albiero e Cintra (1996)	1,00	1,00	30 x 30	0,23	0,30	0,30
	Victor de Mello (1975)	0,90	0,90	30 x 30	0,20	0,30	0,24
Prático	Ensaio de placa	1,25	1,25	30 x 30	0,32	0,35	0,55

Fonte: Autoria própria, 2021.

Tabela 11 – Dimensionamento da sapata para a carga de 500 kN.

Métodos		B (m)	L (m)	Pilar (cm)	H (m)	h adotado (m)	Volume de concreto (m ³)
Teóricos	Terzaghi (1943)	2,60	2,60	40 x 40	0,73	0,75	5,07
	Meyerhof (1975)	1,90	1,90	40 x 40	0,50	0,50	1,81
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	1,50	1,50	40 x 40	0,37	0,40	0,90
	Meyerhof (1956)	1,15	1,15	40 x 40	0,25	0,30	0,40
	Teixeira (1996)	1,15	1,15	40 x 40	0,25	0,30	0,40
	Albiero e Cintra (1996)	1,40	1,40	40 x 40	0,33	0,35	0,69
	Victor de Mello (1975)	1,20	1,20	40 x 40	0,27	0,30	0,43
Prático	Ensaio de placa	1,80	1,80	40 x 40	0,47	0,50	1,62

Fonte: Autoria própria, 2021.

Tabela 12 – Dimensionamento da sapata para a carga de 1000 kN.

Métodos		B (m)	L (m)	Pilar (cm)	H (m)	h adotado (m)	Volume de concreto (m ³)
Teóricos	Terzaghi (1943)	3,60	3,60	50 x 50	1,03	1,10	14,26
	Meyerhof (1975)	2,70	2,70	50 x 50	0,73	0,75	5,47
Semiempíricos	Terzaghi e Peck (1967)	1,75	1,75	50 x 50	0,42	0,45	1,38
	Meyerhof (1956)	1,50	1,50	50 x 50	0,33	0,35	0,79
	Teixeira (1996)	2,00	2,00	50 x 50	0,50	0,50	2,00
	Albiero e Cintra (1996)	2,00	2,00	50 x 50	0,50	0,50	2,00
	Victor de Mello (1975)	1,70	1,70	50 x 50	0,40	0,40	1,16
Prático	Ensaio de placa	2,50	2,50	50 x 50	0,67	0,70	4,38

Fonte: Aatoria própria, 2021.

Com uma análise feita a partir de todas as informações expostas, o método de Meyerhof (1975) se mostrou o mais conservador ao se comparar com a tensão obtida no ensaio de placa, porém apresentou volume de concreto acima da referência.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa buscou demonstrar as formas para determinar a capacidade de carga por diferentes metodologias de cálculo, a partir de comparações dos métodos teóricos e semiempíricos com os resultados obtidos em ensaios de placas, sendo identificado uma considerável diferença em relação aos valores atingidos em campo, e que muitas das metodologias usuais, oriundas de outros países, nem sempre são capazes de representar, de forma coerente, os valores dos solos em análise.

Para o estudo referente ao solo A, pode-se concluir que os métodos teóricos e semiempíricos apresentaram valores de tensão admissível próximos, seja pra mais ou pra menos da tensão real, sendo o método mais conservador foi o Victor de Mello (1975) na qual atingiu uma tensão de 300 kPa enquanto o valor obtido em campo foi de 325 kPa, permanecendo a favor da segurança. Já com relação ao consumo de concreto apresentou-se sempre valores acima da referência.

Em contrapartida, com relação ao solo B, verificou que o método teórico mostrou valores mais próximos do real, especificamente o de Meyerhof (1975) que apresentou as seguintes tensões admissíveis: 137, 139 e 143 kPa, enquanto o valor de referência do ensaio de placa era de 160 kPa, porém, com relação ao volume de concreto o método apresentou sempre valores acima.

Com os resultados encontrados foi possível examinar o quão longe está a engenharia geotécnica de uma ciência exata, e que erros inerentes às variações de comportamento do solo por vezes podem gerar resultados inesperados, como pode ser observado para o solo B, em que seu relatório de prova de carga apresentado mostrou um comportamento que não condiz com os valores de N_{spt} demonstrado na sondagem, que pela quantidade de golpes (N_{spt}) deveria apresentar um valor de capacidade de carga bem maior do que foi encontrado, outro ponto de bastante relevância é que a sondagem não foi realizada exatamente no local da prova de carga, e sim, em uma área próxima, evidenciando assim a heterogeneidade do solo.

Isso demonstra a importância de uma boa programação de sondagem, a fim de conhecer todos os pormenores existentes no terreno onde será assente a obra. Pois a cada variação pontual, o solo pode apresentar características muito distintas, onde as formulações práticas (simplificadas) podem não representar muito bem o seu comportamento. A maneira mais simples e econômica de investigar o subsolo é através da sondagem SPT, que consegue trazer uma configuração bastante clara do comportamento do maciço de solo, e ainda traz a vantagem

de existir muitas correlações empíricas para auxiliar nos cálculos geotécnicos, evidentemente, os pontos de realização e a quantidade de sondagens devem ser devidamente avaliados.

No projeto de fundações procuramos atender a todos os requisitos de segurança (normativos) e ao mesmo tempo alinhar aos padrões de economia exigidos pela obra. Com isso, a forma de obtenção da tensão admissível para o cálculo de fundações superficiais, pode impactar diretamente na segurança e economia de uma obra.

Com relação ao ensaio de prova de carga em fundações superficiais, existe uma certa margem ou interpretação nas normas para a sua não realização, pois não fixa um número mínimo de elementos de fundações para a obrigatoriedade da realização do ensaio. Portanto, devido aos custos elevados e a falta de exigência normativa os ensaios são muitas das vezes negligenciados pelos construtores.

Foi possível notar que as formulações práticas e teóricas possuem boa aplicação para estimativas iniciais, como em etapas de pré-dimensionamento ou orçamento básico. Porém, para o projeto executivo de fundações, se faz extremamente importante a realizações de ensaios mais “realísticos” que consigam exprimir com mais clareza e veracidade o real comportamento do solo, frente a tensões e recalques admissíveis.

REFERÊNCIAS

- ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. **Fundação teórica e prática**. São Paulo: ABED/ABMS, 1996, 320 p.
- ALVA, Gerson Moacyr Sismiegas. **Projeto estrutural de sapatas**. (Apostila). Engenharia civil. Santa Maria, 2007, p. 39.
- ARAUJO, Duílio Assunção Marçal de. **Efeito da dimensão da placa em resultados de prova de carga em areia**. 2016. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal-RN, 2016.
- ARCENO, Matheus Furtado. **Dimensionamento estrutural de sapatas e blocos de coroamento**. 2018. 200 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: 2019. 100 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro: 2020. 32 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Solo – Prova de carga estática em fundação direta. 2 ed. Rio de Janeiro: 2019. 11 p.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5. ed. Singapura: McGraw-Hill, 1997.
- CAMPOS, Dandara Dellai. **Análise numérica da capacidade de carga de sapatas**. 2017. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2017.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**, volume 1: fundamentos. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2014.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. 1 ed. São Carlos: Rima Editora, 2003.
- DAS, B. M. **Shallow foundations**: bearing capacity and settlement. 2 ed. Boca Raton: CRC Press, 2009.
- DUARTE, Leandro Neves. **Análise de prova de carga instrumentada em uma sapata rígida**. 2006. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa- Mg, 2006.

- GOMES, Jane Kathleen Pereira *et al.* Análise da capacidade de carga de fundações superficiais por diferentes metodologias. **Revista Ciência e Tecnologia**, Roraima, v. 6, p. 1-16, 23 fev. 2020.
- LOPES, G. S. **Execução e análise de uma prova de carga direta em verdadeira grandeza em solo residual de gnaíse**. 1997. Tese (Mestrado em Engenharia Civil), Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-Mg, 1997.
- MEDEIROS, Paloma Moreira de. **Avaliação da previsão do comportamento geotécnico de fundações superficiais assentes em solos arenosos de baixa capacidade em Fortaleza a partir de ensaios de placa**. 2013. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.
- MELLO, V. F. B. The philosophy as statistics and probability applied in soil mech. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLIC. OF STATISTICS*, 2. 1975. **Proceedings** [...].
- MEYERHOF, G. G. Shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Division**1, v. 91, n. 2, p. 21-31, 1965.
- NOGUCHI, Leandro Tomio. **Análise da capacidade de carga de fundação por sapatas executadas na cidade de São Caetano do Sul/SP**. 2012. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Campinas- Sp, 2012.
- OLIVEIRA, Bruna Leal Melo de; AMANCIO, Luciana Barbosa. Otimização do cálculo da capacidade de carga e tensão admissível do solo para sapatas isoladas. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**. V. 12, n. 2, 4 jul. 2016. Universidade Federal de Goiás.
- POLITANO, F. C.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R. Correlações entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo/ SP, v. 24, n. 1, p. 55-71, 2001.
- RUVER, Cesar Alberto. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. 2005. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- SALES, L. F. P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.
- SANTOS FILHO, W. M. DOS; NETO, S. F. S.; BURNETT, M. A.; LISBOA, R. L. L. Análise do desempenho de fundações superficiais através de métodos teóricos, ensaio de prova de carga e ensaios SPT. *In: COBRANSEG 2008. Anais* [...] p. 640-648. Búzios: ABMS, 2008.

SANTOS, Paulo Emanuel Ferreira dos. **Avaliação da capacidade de carga e recalque de estacas via métodos teóricos e provas de carga**. 2015. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas - UFAL, Delmiro Gouveia-Al, 2015.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SOUZA, Marco Wilker Figueiredo de. **Estudo da variação da tensão admissível com a dimensão de sapatas apoiadas em solos arenosos**. 2018. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória- Es, 2018.

TEIXEIRA, C. Z., ALBIERO, J. H., CARVALHO, D. Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de Minas. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE III)**, São Paulo, v.1, p. 309-316, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecânica dos solos na prática da engenharia**. p.659. Rio de Janeiro: livro técnico,1962.

URBANO, Alonso R. **Exercícios de Fundações**. 2 ed. Blucher, 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 1 ed., p.226. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R. **Fundações: critérios de projetos, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VIANA, Dandara. **O que é um ensaio SPT**. 2018. Dandara Viana. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt/>.

WOODWARD, P. K.; BERENJI, A. P. Advanced numerical investigation of Terzaghi's superposition theory. **Advances in Engineering Software**, v. 32, n. 10-11, p. 797-804. doi: 10.1016/S0965-9978(01)00031-X, 2001.