



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE
CARGA APLICADAS AO CASO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO
REFORÇADO**

JESSIANE NUNES MARTINS

CAMPINA GRANDE – PB

2021

JESSIANE NUNES MARTINS

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE
CARGA APLICADAS AO CASO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO
REFORÇADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como um dos requisitos necessários para encerramento do componente curricular e conclusão da graduação no curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Campina Grande – UFCG.

Orientador: Profa. Dra. Carina Silvani

CAMPINA GRANDE – PB

2021

AGRADECIMENTOS

Palavras nunca serão o suficiente para demonstrar toda a gratidão e carinho que sinto por todas as pessoas que contribuíram, mesmo que minimamente, com este momento. Ainda assim, quero deixar algumas palavras que mostram que nunca vou me esquecer de todo o apoio durante essa corrida que foi minha graduação.

Primeiramente, eu não poderia deixar de citar meus pais, José e Rosemary que não só tornaram possível a realização desse sonho, mas sempre me ensinaram que a educação é a base para eu me tornar qualquer pessoa que eu quisesse ser. Minha mãe, mulher guerreira que sempre abriu mão do próprio tempo para que eu pudesse ter a liberdade de me tornar quem escolhi ser. E meu pai, um herói que me mostrou que a vida nunca foi fácil, por isso sacrifícios sempre devem ser feitos, mas no fim tudo vai valer a pena.

Quero também agradecer a os meus irmãos que sempre conviveram comigo e que sempre me moldaram. Independente das situações, vocês sempre representaram muito da pessoa que me tornei e se não fosse assim, talvez minhas escolhas não teriam me trazido até aqui.

Agradeço também a todos os meus familiares, principalmente meus tios, que sempre acreditaram em mim e me ajudaram nos momentos difíceis, seja com críticas, conselhos, elogios, o apoio de vocês me deu forças para continuar tentando fazer o certo.

Eu jamais poderia me esquecer dos meus amigos de graduação, meus três irmãos que a UFCG me deu, parceiros que eu levarei para a vida toda, independentemente de onde estejamos. Alisson, que me mostrou que não existe dificuldades para quem tem determinação para vencer. Ingridy, que me provou que não existe fraqueza capaz de derrubar quem tem o espírito forte. E Breno, que me ensinou que a vida deve ser vivida da forma que escolhemos vive-la. Eu amo demais vocês e posso garantir que se vocês não tivessem me carregado nos braços eu não teria chegado até aqui.

Agradeço aos demais colegas de graduação, em especial, Ana, Laís e Thércyo, que compartilharam momentos que vão além do simples convívio na universidade.

Aos professores que lançaram as bases e me ensinaram a construir todo o conhecimento que carrego hoje, meu muitíssimo obrigado. Vocês me moldaram e me construíram como a melhor engenheira posso ser.

À professora Carina, mais que minha orientadora, minha amiga que pegou na minha mão e me deu toda a força necessária para concluir esse trabalho. Todo o seu cuidado e carinho me ajudaram a superar meus medos e me guiaram para esse momento. MUITÍSSIMO obrigada!

Dedico este trabalho ao professor Eduardo Enéas Figueiredo (in memoriam), que certa vez disse que nós, seus alunos, poderíamos ser o profissional que quiséssemos.

Seu legado nunca será apagado e seu conselho, nunca esquecido.

RESUMO

Fundações superficiais são elementos estruturais de amplo uso na engenharia. Porém, sua utilização é limitada à disponibilidade de terreno e às condições de resistência ao cisalhamento em que esse solo se encontra. Diante desses fatos Thomé (1999) estudou a utilização de cal de carbureto e cinza pesada no reforço de solo para base de fundações superficiais através de ensaios de placa com 0,30m de diâmetro em aterros com o material reforçado em camadas de 0,15m, 0,30m e 0,60m. Visando se avaliar a aplicabilidade do método, é necessário analisar esses resultados através da comparação das previsões da capacidade de carga destas fundações por meio dos métodos clássicos de cálculo como os de Terzaghi (1943), métodos aplicados a solos estratificados como: Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), Vesic (1975) Meyerhof e Hanna (1978) e os métodos desenvolvidos especificamente para sapatas assentadas sobre reforço de solo estabilizado: Foppa (2016) e Caballero (2019). O presente estudo permitiu observar-se que a medida em que a camada de solo reforçado aumenta sua espessura, maior a capacidade de carga da fundação assente sobre ele. Entretanto, para os parâmetros do solo natural e do solo reforçado estudados por Thomé (1999), as previsões de capacidades de carga segundo os métodos utilizados apresentaram pouca variação no ganho de resistência com o aumento da espessura da camada reforçada. Ainda assim, as metodologias de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) se mostraram aceitáveis à previsão de capacidade de carga pois apresentaram valores menores que as provas de carga de Thomé (1999) e previram, apesar de pequeno, o aumento da resistência à medida que o reforço ganha espessura. Contudo, a metodologia de Purushothamaraj, Ramiah e Rao apresentou valores maiores que as provas de carga de Thomé (1999), tornando inviável seu uso, pois superestima a capacidade de carga do solo reforçado. Da mesma forma, os métodos de Foppa (2016) e Caballero (2019) também apresentaram inconsistências na previsão de capacidade de carga pois foram desenvolvidos para um tipo de solo que não se encaixa com o perfil de solo estudado. Portanto, conclui-se que as metodologias de previsão de capacidade de carga ainda são insuficientes na consideração de todos os fatores que influenciam o aumento da resistência de solos que foram reforçados com materiais cimentantes. Para tanto, ainda se deve estudar mais sobre as metodologias de previsão de capacidade de carga para fundações superficiais assentadas sobre solos reforçados e melhorar, na medida do possível as formas de se prever a capacidade de carga nesses solos.

Palavras-chave: Capacidade de Carga; Fundações Superficiais; Solo Reforçado.

ABSTRACT

Shallow foundations are structural elements of widespread use in engineering. However, its use is limited to the availability of land and the conditions in which this soil presents itself. In view of these facts Thomé (1999) studied the use of carbide lime and heavy ash in the reinforcement of soil for the base of shallow foundations through plate tests with 0.30m in diameter in landfills with the material reinforced in layers of 0.15m, 0.30m and 0.60m. In order to evaluate the applicability of the method, it is necessary to analyze these results by comparing the predictions of the bearing capacity of these foundations using classical calculation methods such as those by Terzaghi (1943), methods applied to stratified soils such as: Purushothamaraj, Ramiah and Rao (1974) and Vesic (1975) Meyerhof and Hanna (1978) and the methods developed specifically for shoes seated on stabilized soil reinforcement: Foppa (2016) and Caballero (2019). This study allowed us to observe that the more the reinforcement increases its thickness, the greater the bearing capacity of the foundation resting on it. However, for the parameters of natural soil and reinforced soil studied by Thomé (1999), the predictions of load capacities according to the methods used showed little variation in resistance gain with the increase in the thickness of the reinforced layer. Even so, the methodologies of Vesic (1975) and Meyerhof and Hanna (1978) proved to be acceptable to the bearing capacity forecast because they presented lower values than the load tests of Thomé (1999) and predicted, although small, the increase of resistance as the reinforcement gains thickness. However, the methodology of Purushothamaraj, Ramiah and Rao presented values of 3.17, 1.58 and 1.30 times greater than the load tests of Thomé (1999), making its use impracticable, as it overestimates the bearing capacity of the soil reinforced. Likewise, the methods of Foppa (2016) and Caballero (2019) also showed inconsistencies in the prediction of bearing capacity as they were developed for a type of soil that does not fit the studied soil profile. Therefore, it is concluded that despite being widely used and used, the bearing capacity forecasting methodologies are still insufficient in considering all the factors that influence the increase in the resistance of soils that have been reinforced with cementing materials. To this end, it is still necessary to study the topic further and improve, as far as possible, the ways of predicting the bearing capacity in these soils.

Keywords: Bearing Capacity; Shallow Foundations; Reinforced Soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de fundações profundas: Estaca (a); Tubulão (b) e Caixaão (c).	3
Figura 2: Tipos de fundações superficiais: Bloco (a); Sapata (b); Sapata Corrida (c); Grelha (d) e Radier (e).	4
Figura 3: Ruptura geral por cisalhamento.	5
Figura 4: Ruptura por punção por cisalhamento.	5
Figura 5: Ruptura local por cisalhamento.	6
Figura 6: Modos de ruptura da fundação em areia.	6
Figura 7: Modos de ruptura para solos $c-\phi$	7
Figura 8: Superfície de ruptura de Terzaghi.	8
Figura 9: Ábaco para obtenção dos valores de capacidade de carga.	9
Figura 10: Comparação entre as teorias de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963) para fundação direta.	12
Figura 11: Carga excêntrica e área efetiva.	13
Figura 12: Distribuição de tensões em solos de dupla camada sob carregamento circular.	14
Figura 13: Tensão vertical ao longo do eixo da fundação, na interface das camadas. .	14
Figura 14: Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila.	15
Figura 15: Mecanismo de ruptura assumido para perfil de solo de duas camadas.	16
Figura 16: Detalhes da superfície de ruptura para o caso I.	17
Figura 17: Detalhes da superfície de ruptura para o caso II.	17
Figura 18: Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo. (a) $d/b = 0,25$ e $0,50$; (b) $d/b = 0,75$ e $1,00$; (c) $d/b = 1,25$ e $1,50$	18
Figura 19: Superfície de deslizamentos no caso de ruptura por punção.	20
Figura 20: Mecanismo de ruptura do solo sob carregamento inclinado.	21
Figura 21: Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por punção.	23
Figura 22: Parâmetros do cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.	23
Figura 23: Coeficiente de resistência ao cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.	24
Figura 24: Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados.	25

Figura 25: Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.	26
Figura 26: Localização da jazida de Arenito Botucatu.....	32
Figura 27: Perfil do solo natural	35
Figura 28: Vista do programa de ensaios de placa realizados: (a) vista superior (b) corte longitudinal. (Dimensões em cm).....	36
Figura 29: Resultado dos ensaios de CPT, Pressiômetro e SPT realizados no campo experimental da UFRGS.....	40
Figura 30: Mecanismos de ruptura observados em camadas cimentadas sobre camadas não-cimentadas: (a) $H/D=0,25$ e $H/D=0,5$; (b) $H/D=1,0$ e $H/D=2,0$	54
Figura 31: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga, por Terzaghi (1943), para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo natural (casos 1 e 2).	55
Figura 32: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga, por Terzaghi (1943), para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo natural (casos 1, 2 e 3).	56
Figura 33: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga em solo estratificado, para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo reforçado ($H = 0,15$ m).	58
Figura 34: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga em solo estratificado, para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo reforçado ($H = 0,30$ m).	61
Figura 35: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga em solo estratificado, para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo reforçado ($H = 0,60$ m).	63
Figura 36: Comparação entre as cargas obtidas em provas de carga e as previsões de capacidade de carga em solo estratificado, para as três espessuras da camada reforçada.	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatores de forma de Terzaghi e Peck (1967).	10
Tabela 2: Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975).	11
Tabela 3: Fatores de forma (De Beer, 1967 apud Vesic, 1975).	11
Tabela 4: Fatores de capacidade de carga para o caso homogêneo, de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).	20
Tabela 5: Propriedades químicas da cal de carbureto.	34
Tabela 6: Características das placas utilizados nos ensaios de prova de carga.	37
Tabela 7: Carga de ruptura nos ensaios de placa sobre a camada de solo-cinza pesada-cal de carbureto.	38
Tabela 8: Parâmetros de resistência das camadas do solo (Adaptado Thomé, 1967). .	39
Tabela 9: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Terzaghi (1943) – Caso 1.	41
Tabela 10: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Terzaghi (1943) – Caso 2.	42
Tabela 11: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Terzaghi (1943) – Caso 3.	43
Tabela 12: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga em solo estratificado de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).	44
Tabela 13: Parâmetros utilizados no cálculo da capacidade de carga em solo estratificado de Vesic (1975).	45
Tabela 14: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga em solo estratificado de Meyerhof e Hanna (1978).	47
Tabela 15: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Foppa (2016).	49
Tabela 16: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Caballero (2019).	51
Tabela 17: Resultados das cargas últimas de ruptura.	53
Tabela 18: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo natural.	57
Tabela 19: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo reforçado (H = 0,15 m).	59

Tabela 20: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo reforçado ($H = 0,30$ m).	61
Tabela 21: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo reforçado ($H = 0,60$ m).	63

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	OBJETIVOS	2
1.1.1.	Objetivo geral.....	2
1.1.2.	Objetivos específicos.....	2
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1.	FUNDAÇÕES.....	3
2.2.	CAPACIDADE DE CARGA.....	4
2.2.1.	Conceito	4
2.2.2.	Tipos de ruptura do solo.....	4
2.2.3.	Método da Capacidade de Carga de Terzaghi.....	7
2.2.3.1.	Proposição de Hansen à Terzaghi	10
2.2.3.2.	Proposição de Vesic à Terzaghi	10
2.2.4.	Método da capacidade de carga de Meyerhof (1963).....	12
2.3.	ESTRATIFICAÇÃO DO SOLO	13
2.3.1.	Capacidade de Carga de solos estratificados.....	15
2.3.1.1.	Purushothamaraj, Ramiah e Rao, 1974.....	15
2.3.1.2.	Vesic, 1975.....	20
2.3.1.3.	Meyerhof e Hanna, 1978.....	21
2.4.	MELHORAMENTO DE SOLO PARA FUNDAÇÃO.....	26
2.4.1.	Capacidade de carga de fundações sobre solo melhorado.	27
2.4.1.1.	Foppa (2016).....	27
2.4.1.2.	Caballero (2019)	30
3.	METODOLOGIA.....	32
3.1.	DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA REALIZADAS POR THOMÉ (1999)	32

3.1.1.	O solo	32
3.1.2.	A cinza pesada.....	33
3.1.3.	A cal de carbureto	33
3.2.	EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL POR THOMÉ (1999)....	34
3.2.1.	Descrição do campo experimental	34
3.2.2.	Preparação da cava e construção dos aterros	35
3.3.	ENSAIO DE PLACA.....	37
3.3.1.	Equipamentos	37
3.3.2.	Execução	37
3.3.3.	Resultados	38
3.4.	MÉTODOS	38
4.	RESULTADOS	41
4.1.	SAPATAS ASSENTES EM SOLO NATURAL.....	41
4.2.	PURUSHOTHAMARAJ, RAMIAH E RAO (1974)	43
4.3.	VESIC (1975)	45
4.4.	MEYERHOF E HANNA (1978).....	46
4.5.	FOPPA (2016).....	48
4.6.	CABALLERO (2019).....	50
4.7.	RESUMO DOS RESULTADOS	52
4.8.	DISCUSSÕES.....	53
4.8.1.	Modo de ruptura	53
4.8.2.	Sapata assente em solo natural (H = 0,0m)	54
4.8.3.	Sapata assente em camada reforçada (H = 0,15 m).....	57
4.8.4.	Sapata assente em camada reforçada (H = 0,30 m).....	60
4.8.5.	Sapata assente em camada reforçada (H = 0,60m).....	62
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
	REFERÊNCIAS	69

1. INTRODUÇÃO

De forma geral, na engenharia, sempre buscou-se utilizar solos capazes de suportar o peso das edificações. Devido à grande extensão de territórios disponíveis, as primeiras edificações foram executadas em locais onde, por intuição, o terreno resistiria. Assim, até recentemente, para construções, procuravam-se ambientes em que o solo possuísse a capacidade de suportá-las. Porém o acentuado aumento demográfico fez com que as construções avançassem para áreas com solos com baixa capacidade de suporte.

Ao se considerar fatores como facilidade de execução e o seu baixo custo, fundações superficiais eram, em sua grande maioria, a primeira escolha de execução. Porém, com o crescimento das cidades e conseqüente aumento da malha urbana, também surgiu a necessidade de se pensar em soluções para que regiões de solos com baixa capacidade de suporte pudessem ser utilizados.

Desenvolveu-se assim os métodos de execução de fundações profundas. Trata-se de uma técnica bastante eficaz devido ao ganho de resistência de fuste e apoio da base da fundação nas camadas mais profundas e, em geral, mais resistentes que o solo da superfície. Porém, um obstáculo a aplicação deste método é o elevado custo de sua execução, pois necessita maquinário e equipe especializada.

Outra solução bastante aplicada é a substituição da camada de solo de baixa capacidade por um solo mais resistente. Esse método se mostra eficaz para os casos em que a camada mole tem pouca espessura, tornando-se inviável para grandes profundidades.

Pensando nessa problemática, autores como Sales (1998), Thomé (1999), Foppa (2016) e Caballero (2019), buscaram desenvolver metodologias com o objetivo de melhorar a camada de solo natural, permitindo assim a execução de fundações superficiais. Neste contexto, uma das técnicas mais comuns é a estabilização da camada superior com agentes cimentantes como cal e cimento. De forma geral, o objetivo da aplicação dessa técnica é induzir as reações pozolânicas com o intuito de flocular o solo, fornecendo o aumento da coesão entre as partículas e, portanto, tornar o solo mais resistente.

Portanto este trabalho avalia quais métodos são mais indicados para a previsão da capacidade de carga de fundações superficiais assentadas sobre uma camada de solo melhorado com agentes cimentantes através de uma comparação dos resultados obtidos pelo cálculo analítico com resultados reais de prova de carga em escala real, realizadas por Thomé (1999).

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

Avaliar qual dos métodos de previsão de capacidade de carga de fundações superficiais assente sobre solo reforçado, dentre os estudados, apresenta resultados mais próximos de valores obtidos em provas de carga em campo.

1.1.2. Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar os resultados dos ensaios de provas de carga em fundações diretas sobre solo reforçado feitos por Thomé (1999).
- Realizar previsões da capacidade de carga destas fundações por meio dos métodos clássicos de cálculo de capacidade de carga, métodos desenvolvidos para solos estratificado e os métodos atuais para sapatas assentes sobre solo melhorado.
- Avaliar qual dos métodos disponíveis de previsão de capacidade de carga de fundações sobre solo cimentado, apresenta melhores resultados para o solo estudado por Thomé (1999).

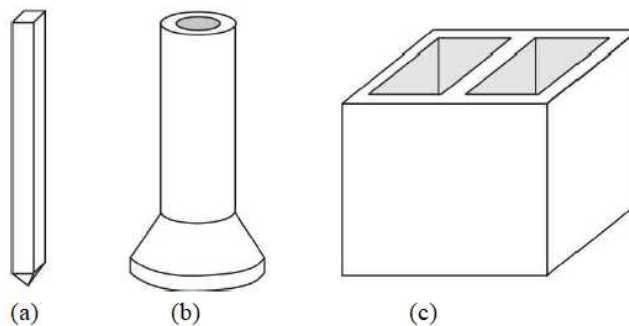
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAÇÕES

A fundação de uma obra de engenharia, é o elemento estrutural que recebe todos os esforços da edificação e os transmite ao solo (FERNANDES E PORTO, 2015). Portanto, todos os aspectos que indicam sua funcionalidade devem ser garantidos, desde sua execução como a estabilidade do solo sobre a qual está assente, visto que sua execução solicitará o terreno causando deformações que resultarão em recalques na obra (VELLOSO E LOPES, 2011).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2019) na NBR 6122– Projeto e Execução de Fundações, estabelece os requisitos a serem observados no projeto e execução dos diversos tipos de fundações e as define em função da profundidade de assentamento do elemento de fundação em: profundas e superficiais. Ela define fundação profunda como aquela que transmite seu carregamento ao solo pela sua base e/ou por sua superfície lateral, além de possuir comprimento superior a oito vezes sua menor dimensão em planta ou no mínimo três metros. A Figura 1 indica alguns exemplos de fundações profundas.

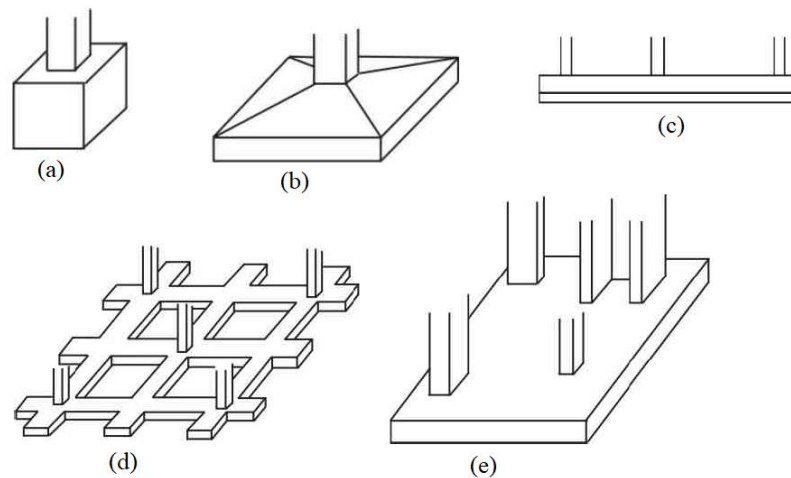
Figura 1: Tipos de fundações profundas: Estaca (a); Tubulão (b) e Caixão (c).



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

As teorias clássicas de cálculo de capacidade de carga do solo são desenvolvidas para fundações superficiais, as quais são definidas pela NBR 6122/19 como o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas apenas sob a sua base e sua profundidade de assentamento é inferior a duas vezes sua menor dimensão (ABNT, 2019). Exemplos de fundações superficiais estão indicadas na Figura 2.

Figura 2: Tipos de fundações superficiais: Bloco (a); Sapata (b); Sapata Corrida (c); Grelha (d) e Radier (e).



Fonte: Adaptado, Velloso e Lopes (2011).

2.2. CAPACIDADE DE CARGA

2.2.1. Conceito

Considerando que a principal finalidade da fundação de uma obra de engenharia é garantir a estabilidade da estrutura, deve-se assegurar que sua execução seja segura contra recalques e deslocamentos excessivos, e que não haja rupturas no solo sobre a qual está assente. (DAS, 2016).

O carregamento que a fundação transmitirá ao solo irá mobilizá-lo a resistir esse esforço, segundo o princípio da ação e reação. Assim, segundo Cintra *et al.* (2011) surgirá uma potencial superfície de ruptura e em sua iminência, a carga sobre o solo representará sua resistência máxima, ou seja, sua capacidade de carga.

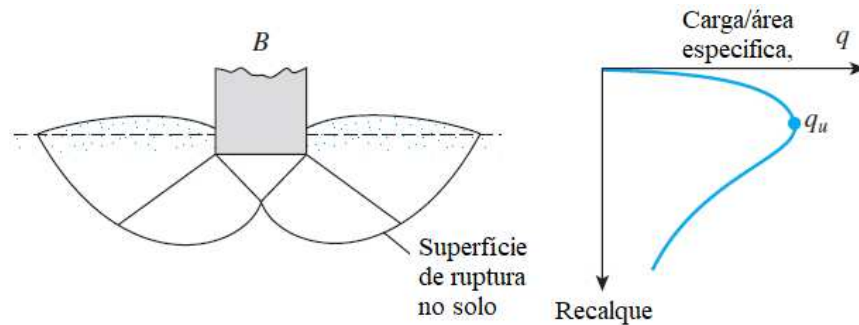
2.2.2. Tipos de ruptura do solo

Existem basicamente três mecanismos para descrever o comportamento solo quando há a ruptura, todos em função da compacidade ou consistência do material que compõe o solo e de sua profundidade relativa de assentamento. São elas, segundo Velloso e Lopes, (2011):

- Ruptura geral por cisalhamento: ocorre em solos de alta compacidade, como areias muito compactas ou argilas rijas. Caracterizada por desenvolver uma superfície de ruptura bem definida, com pode ser observado na Figura 3. Para

que ocorra esse tipo de ruptura, necessita-se de altos valores de carga para o surgimento do recalque, causando deslocamentos repentinos e rotações da fundação, além do levantamento do solo ao lado de sua base.

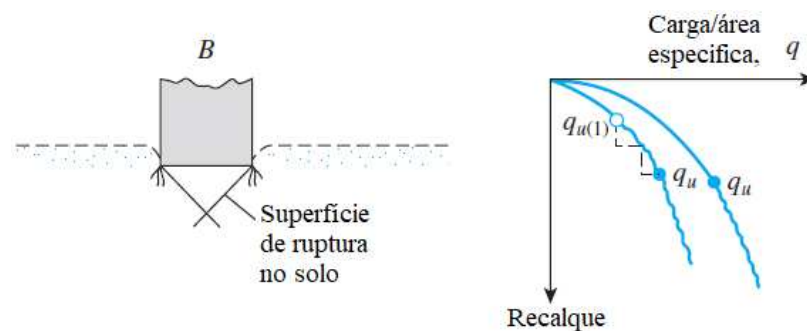
Figura 3: Ruptura geral por cisalhamento.



Fonte: Das (2016).

- Ruptura por punção por cisalhamento: caracterizada por recalques que ocorrem gradualmente a medida em que a carga sobre o solo cresce, como mostrado nos gráficos da Figura 4, na qual se observa o afundamento da fundação no solo, sem formação das cunhas como no caso geral. Ocorre em solos com baixa compacidade ou consistência, dependendo da profundidade relativa de assentamento, onde a sapata afunda verticalmente no chão, sem causar levantamento do solo.

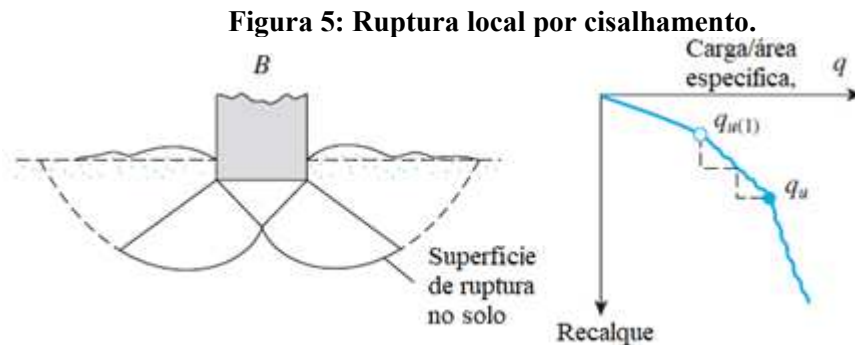
Figura 4: Ruptura por punção por cisalhamento.



Fonte: Das (2016).

- Ruptura local por cisalhamento: um caso intermediário entre a ruptura geral e a ruptura por punção. Ocorre nos solos de média compacidade ou resistência, caracterizando-se pelo solo que, a princípio, é puncionado pela sapata, mas posteriormente desenvolve uma superfície de ruptura como a geral, causando

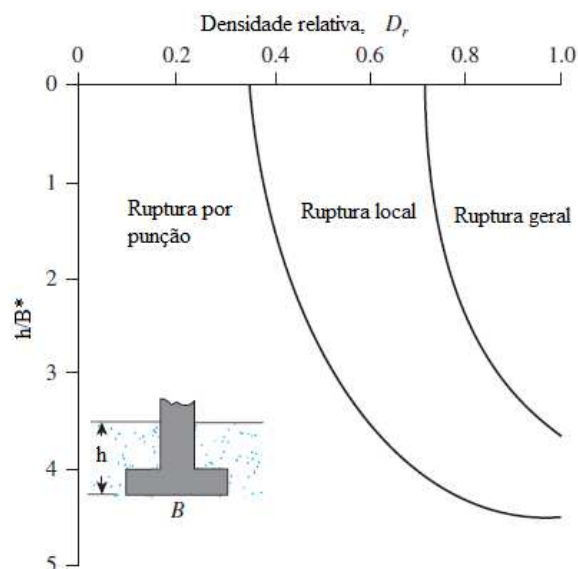
levantamento do solo, porém sem tombamento da fundação. Seu funcionamento pode ser observado na Figura 5.



Fonte: Das (2016).

Das (2016) também avaliou a influência da profundidade de assentamento da base da sapata e de suas dimensões, relacionando com a compactidade do material para determinar o mecanismo de ruptura que ocorrerá. O ábaco da Figura 6 indica essas relações, considerando que h é a profundidade de embutimento, e o parâmetro B^* é igual a duas vezes o produto da base pela largura dividido pela soma da base com a largura da fundação.

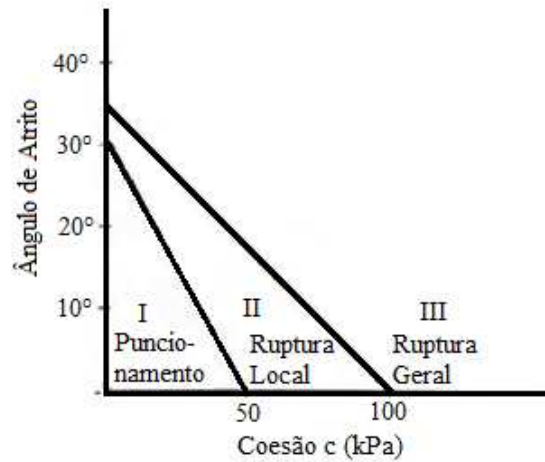
Figura 6: Modos de ruptura da fundação em areia.



Fonte: adaptado Das (2016).

Outra forma de prever o tipo de ruptura que ocorrerá no solo é proposto por Cintra *et al.* (2011), através do ábaco apresentado na Figura 7 que relaciona o ângulo de atrito e a coesão em regiões características para cada um deles.

Figura 7: Modos de ruptura para solos $c-\phi$.



Fonte: Cintra *et al.* (2011).

2.2.3. Método da Capacidade de Carga de Terzaghi

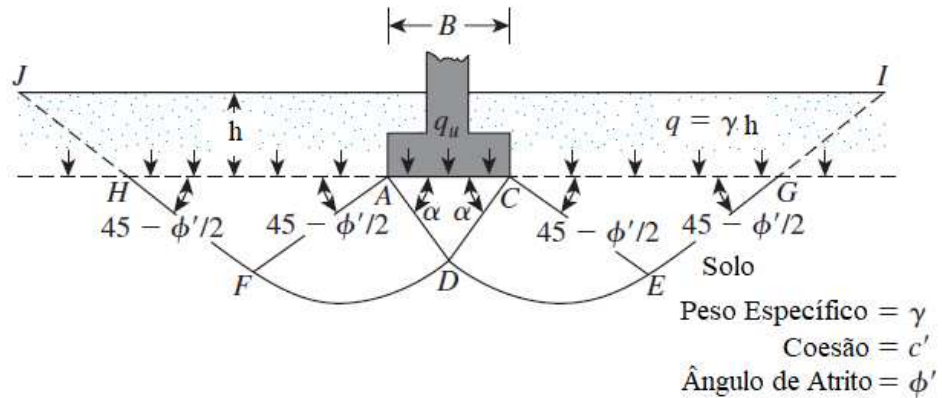
No desenvolvimento de sua teoria sobre a capacidade de suporte do solo, pioneira na mecânica dos solos, Terzaghi (1943) *apud* Cintra *et al* (2011) se baseou em três hipóteses para simplificação de seus cálculos:

- A fundação será uma sapata corrida, onde $L \gg B$;
- A largura da sapata será maior ou igual à sua profundidade de embutimento;
- A sapata será assente em solo rígido, com pouca deformabilidade, (ruptura geral)

Considerando a pequena espessura do solo acima da base da sapata, Terzaghi desprezou sua resistência ao cisalhamento, desta parcela do solo, ao substituí-la por uma sobrecarga aplicada sobre o solo onde se desenvolverá a superfície de ruptura (DAS, 2016). Portanto, o solo romperá de acordo com o comportamento de três regiões distintas, conforme indicado abaixo e na Figura 8:

- Zona triangular ACD de deslocamento vertical.
- Zonas de cisalhamento radial ADF e CDE de deslocamento lateral causado por ACD.
- Zonas passivas AFH e CEG que são empurradas verticalmente para cima.

Figura 8: Superfície de ruptura de Terzaghi.



Fonte: Das (2016).

Analisando o equilíbrio da Zona ACD (Figura 8), Terzaghi chegou à equação geral da capacidade de carga (Eq. 1) do solo, para situações em que o empuxo passivo pudesse ser mensurado, em função da largura da sapata, do ângulo de atrito e da sua coesão, ambos não drenados (CINTRA *et al*, 2011)

$$q_u = 2 \frac{E_p}{B} + c' \tan \phi' + \frac{\gamma}{4} B \tan \phi' \quad \text{Eq. (1)}$$

Onde:

q_u = capacidade de carga última

E_p = empuxo passivo do solo

Para simplificar os cálculos, Terzaghi (1943) definiu os fatores de carga em casos particulares para posterior sobreposição dos efeitos:

- Solo sem peso com sapata assente na superfície ($c \neq 0$, $h=0$ e $\gamma=0$)

Prandtl (1921) *apud* Cintra *et al* (2011) deduziu que o ângulo entre a cunha de deslizamento central e a base da fundação α atinge o valor máximo de $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$, definindo a parcela de resistência devida à coesão exposta pelo fator de carga N_c (função apenas de ϕ'), tornando a equação da capacidade de carga em:

$$q_u = c N_c \quad \text{Eq. (2)}$$

- Solo sem peso e sem coesão ($c=0$, $h \neq 0$ e $\gamma=0$)

A solução de Reissner (1924) *apud* Cintra *et al* (2011) definiu a parte devida à sobrecarga sobre o solo através do fator de carga N_q , que também é função apenas de ϕ' :

$$q_u = q N_q \quad \text{Eq. (3)}$$

- Solo sem coesão com sapata na superfície ($c=0$, $h=0$ e $\gamma \neq 0$)

Meyerhof (1955) *apud* Cintra *et al* (2011) encontrou valores satisfatórios para a parcela de resistência devida ao peso do solo através do fator de carga N_γ , que depende de α , de difícil determinação, e do ângulo de atrito do solo.

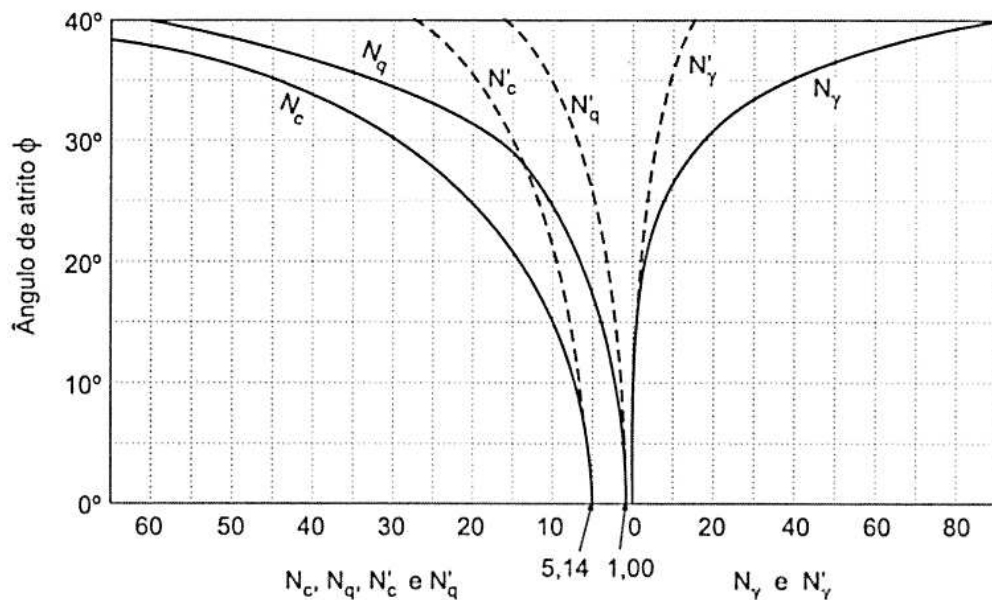
$$q_u = \frac{\gamma}{2} B N_\gamma \quad \text{Eq. (4)}$$

Na sobreposição dos efeitos, teremos a equação geral da capacidade de carga na forma:

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{\gamma}{2} B N_\gamma \quad \text{Eq. (5)}$$

Onde os fatores de capacidade de carga estão plotados no ábaco da Figura 9.

Figura 9: Ábaco para obtenção dos valores de capacidade de carga.



Fonte: adaptado Velloso e Lopes (2011).

Para levar ao caso de ruptura por punção, Terzaghi (1943) definiu novos valores para os fatores de capacidade de carga, indicados no ábaco da Figura 9 como N'_c , N'_q , e N'_γ .

Terzaghi (1943) também converteu os valores de coesão e ângulo de atrito para o caso da ruptura localizada através da relação:

$$\tan \phi * = \frac{2}{3} \tan \phi' \quad e \quad c * = \frac{2}{3} c' \quad \text{Eq. (6)}$$

Ainda com a contribuição de Peck (1967) *apud* Cintra *et al* (2011), Terzaghi também introduziu fatores de forma para o caso de sapatas circulares e quadradas na equação geral da capacidade de carga, tornando-a:

$$q_u = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{\gamma}{2} B N_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq. (7)}$$

Em que esses fatores de forma são dados pela Tabela 1.

Tabela 1: Fatores de forma de Terzaghi e Peck (1967).

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (Lado B)	1,0	1,0	1,0
Circular (B=diâmetro)	1,2	1,0	0,6
Quadrada (B=L)	1,2	1,0	0,8

Fonte: Adaptado Cintra *et al* (2011).

2.2.3.1. Proposição de Hansen à Terzaghi

Considerando que nem sempre ocorrerá de a carga aplicada pela sapata ao solo ser normal à base e livre de excentricidades, Hansen (1961) *apud* Velloso e Lopes (2011), introduziu os fatores de profundidade e de inclinação da carga, assim como propôs novas equações para determinar os fatores de carga e de forma para a carga última aplicada à área efetiva de ação da sapata. Estes fatores serão apresentados no item 2.2.3.2, que trata das proposições de Vesic à Terzaghi, na Tabela 2 e Tabela 3.

2.2.3.2. Proposição de Vesic à Terzaghi

Vesic (1975) estudou o efeito da compressibilidade do solo e propôs fatores de correção com base no índice de rigidez do solo. A respeito dos fatores de capacidade de carga, aconselhou que se mantenham os fatores para a coesão e sobrecarga de Hansen, mas propôs uma nova equação para o fator da resistência devido ao peso do solo.

Assim, a Tabela 2, indica os novos valores para os fatores de capacidade de carga, segundo as proposições de Hansen e Vesic.

Tabela 2: Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975).

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	32	35,49	23,18	30,22
5	6,49	1,57	0,45	33	38,64	2,09	35,19
10	8,35	2,47	1,22	34	42,16	2,44	41,06
15	10,98	3,94	2,65	35	46,12	33,30	48,03
16	11,63	4,34	3,06	36	50,59	37,75	56,31
17	12,34	4,77	3,53	37	55,63	42,92	66,19
18	13,10	5,26	4,07	38	61,35	38,93	78,03
19	13,93	5,80	4,68	39	67,87	55,96	92,25
20	14,83	6,40	5,39	40	75,31	64,20	109,41
21	15,82	7,07	6,20	41	83,86	73,90	130,22
22	16,88	7,82	7,13	42	93,71	85,38	155,55
23	18,05	8,66	8,20	43	105,11	99,02	186,54
24	19,32	9,60	9,44	44	118,37	115,31	224,64
25	20,72	10,66	10,88	45	133,88	134,88	271,76
26	22,25	11,85	12,54	46	152,10	158,51	330,35
27	23,94	13,20	14,47	47	173,64	187,21	403,67
28	25,80	14,72	16,72	48	199,26	222,31	496,01
29	27,86	16,44	19,34	49	229,93	265,51	613,1
30	30,14	18,40	22,40	50	266,89	319,07	762,89
31	32,67	20,63	25,99	-	-	-	-

Fonte: Cintra *et al.* (2011).

Para os fatores de forma, Vesic (1975) usa os de De Beer (1967) *apud* Cintra *et al* (2011), segundo a Tabela 3.

Tabela 3: Fatores de forma (De Beer, 1967 *apud* Vesic, 1975).

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1,0	1,0	1,0
Retangular ($B \neq L$)	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada ($B = \text{diâmetro}$)	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0,60

Fonte: Cintra *et al.* (2011).

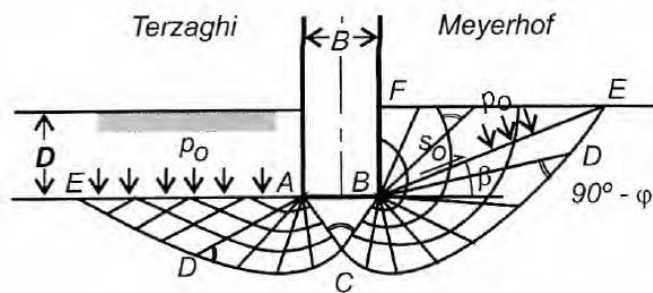
Onde S_c é o fator de forma para a parcela de resistência devida à coesão, S_q é o fator de forma da sobrecarga e o S_γ é o fator de forma da parcela de resistência devida ao peso específico do solo.

2.2.4. Método da capacidade de carga de Meyerhof (1963)

Posterior às publicações de Terzaghi a respeito da capacidade de carga de fundações, surgiram diversos trabalhos sobre o mesmo tema. Ainda que sejam adaptações do trabalho de Terzaghi, um método que se destacou pela significativa contribuição foi o de Meyerhof (1963).

Segundo Cintra *et al.* (2011), seu método considera que a cunha de ruptura se estende até a superfície do terreno, para o caso da fundação direta, ou fica contida quando se trata de fundação profunda. Portanto, haverá a contribuição da resistência ao cisalhamento na camada superior a base da fundação. A Figura 10 mostra a comparação entre Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963).

Figura 10: Comparação entre as teorias de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1963) para fundação direta.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

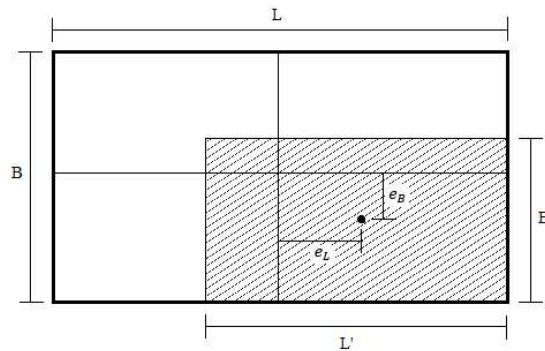
Outro ponto de destaque nesse método é a consideração de excentricidade de carregamento. Meyerhof (1963) *apud* Cintra *et al.* (2011) propõe que as dimensões reais da sapata sejam substituídas por valores fictícios em função da excentricidade do carregamento aplicado. As dimensões relativas podem ser calculadas através das seguintes relações:

$$B' = B - 2e_B \quad \text{Eq. (8a)}$$

$$L' = L - 2e_L \quad \text{Eq. (8b)}$$

A Figura 11 esquematiza essas dimensões e indica a área efetiva que deve ser utilizada no cálculo da capacidade de carga.

Figura 11: Carga excêntrica e área efetiva.



Fonte: adaptado Cintra *et al* (2011).

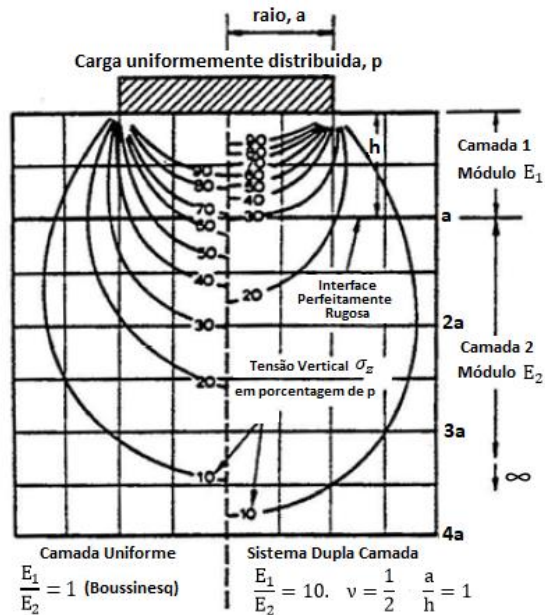
2.3. ESTRATIFICAÇÃO DO SOLO

A estratificação do solo pode decorrer do seu processo de formação. Segundo Pinto (2009), todos os solos se originam da decomposição das rochas submetidas ao intemperismo, seja químico, físico ou biológico. Em geral, as partículas de rochas decompostas podem ser transportadas por processos físicos para outros locais (DAS, 2016). Assim, os depósitos de partículas se acumulam em camadas segundo suas propriedades, formando solos sedimentares, caracterizados pela clara distinção entre os estratos que os compõem.

Outra forma de estratificação do solo se dá através dos processos de melhoramento ou estabilização do solo, gerando uma camada de solo diferentes do solo original. Neste caso, a capacidade de suporte deve ser calculada utilizando os parâmetros de resistência de cada camada, considerando as condições de geometria verificadas no sistema (SALES, 1998).

As teorias de capacidade de carga para solos homogêneos não podem ser utilizadas em solos estratificados devido a diferença na distribuição de tensões em cada camada do solo estratificado. Segundo Foppa (2016), a presença de uma camada mais rígida sobrejacente a uma de menor rigidez influi na distribuição das tensões verticais ao longo da profundidade, esta afirmação está em conformidade com os estudos de Poulos e Davies (1991) *apud* Foppa (2016), apresentados na Figura 12, que indicam uma concentração de tensões na camada de maior rigidez, fazendo com que a tensão que chega na camada inferior seja menor que no caso do solo homogêneo.

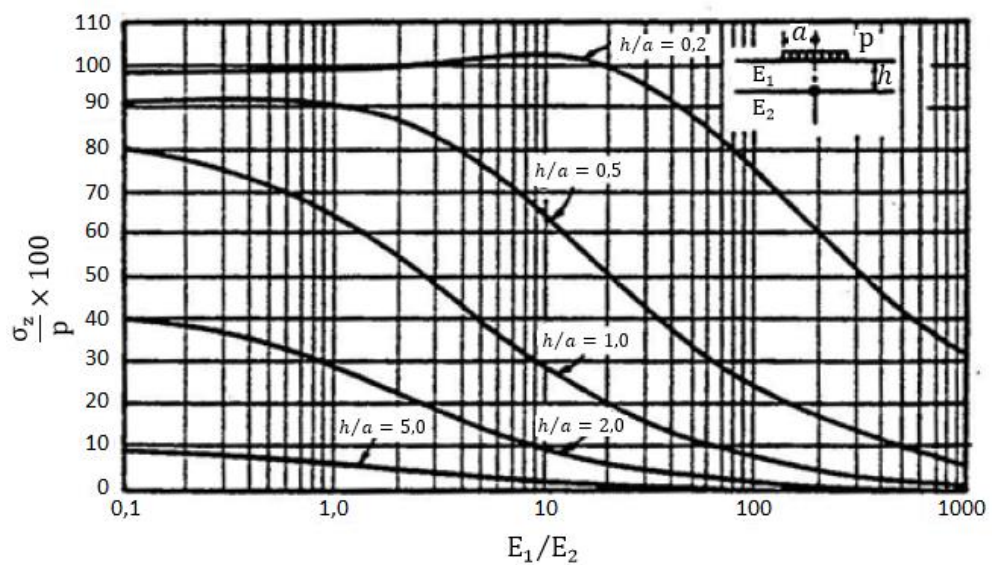
Figura 12: Distribuição de tensões em solos de dupla camada sob carregamento circular.



Fonte: adaptado de Poulos e Davies (1991).

Poulos e Davies (1991) *apud* Foppa (2016) analisaram ainda o efeito da espessura da camada superior e constataram que o aumento da espessura e o aumento da rigidez da camada superior, provocam redução nas tensões verticais que agem na interface entre as camadas (Figura 13).

Figura 13: Tensão vertical ao longo do eixo da fundação, na interface das camadas.

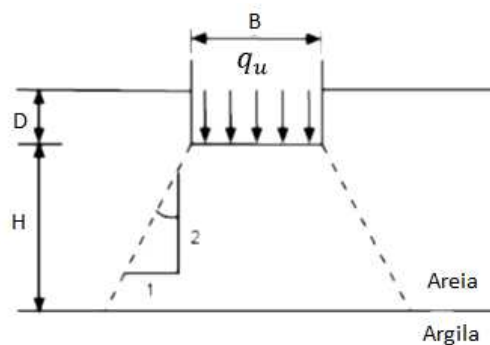


Fonte: Poulos e Davies (1991)

Portanto, quanto maior a espessura da camada superior em relação à largura da fundação, menor a tensão que será aplicada na camada inferior, tornando possível a utilização dos métodos convencionais para análise da capacidade de carga nesse solo (FOPPA, 2016).

Terzaghi e Peck (1948) *apud* Caballero (2019) assumiram, para o cálculo de fundações diretas assentes sobre solos estratificados, que a carga se espalhará numa razão de 2:1 (vertical: horizontal) a partir das bordas da fundação, que corresponde a aproximadamente 27° com a vertical, conforme a Figura 14.

Figura 14: Espalhamento da carga para o caso de areia sobrejacente a argila.



Fonte: Adaptado de Kenny e Andrawes (1997).

Esse ângulo de espraçamento foi posteriormente estudado por Jacobsen *et al.* (1977) *apud* Foppa (2016), em modelos reduzidos de sapatas apoiadas em uma camada de areia sobre argila. Os ensaios indicaram uma inclinação de $(2/\beta:1)$ (vertical: horizontal) para o espraçamento das tensões, considerando que β depende da relação entre as capacidades de carga das camadas de areia e argila consideradas de forma isolada (FOPPA, 2016).

A literatura clássica apresenta alguns métodos de cálculo de capacidade de suporte em solo estratificado, sendo os mais aplicados como os de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978), que serão apresentados nos próximos itens.

2.3.1. Capacidade de Carga de solos estratificados

2.3.1.1. Purushothamaraj, Ramiah e Rao, 1974

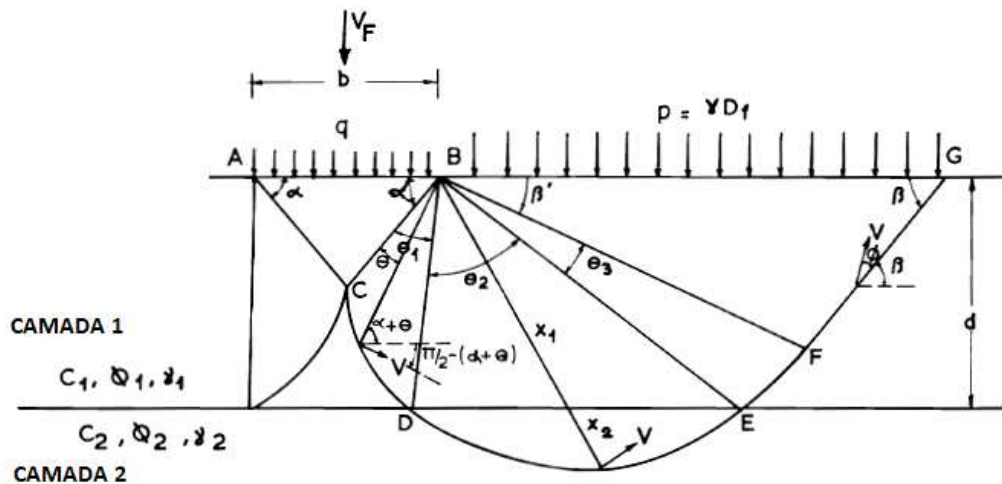
Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), estudaram o caso de sapatas corridas assentes em perfis de solos de duas camadas de características coesivas friccionais. Segundo Lima (2015) eles basearam-se no teorema de Drucker e Prager (1952), o qual faz uso do método de análise limite, definindo os limites superior e inferior da carga última de suporte do solo.

As hipóteses adotadas, segundo Lima (2015), para a simplificação do desenvolvimento analítico da solução foram:

- O mecanismo de Prantdl- Terzaghi para uma sapata corrida de base rugosa é válida;
- O solo em cada camada é homogêneo e isotrópico e;
- O teorema de Drucker e Prager, que se baseia no método de análise limite, é verdadeiro para perfis de solos estratificados.

A Figura 15 indica a superfície de ruptura para solo em duas camadas proposto por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

Figura 15: Mecanismo de ruptura assumido para perfil de solo de duas camadas.



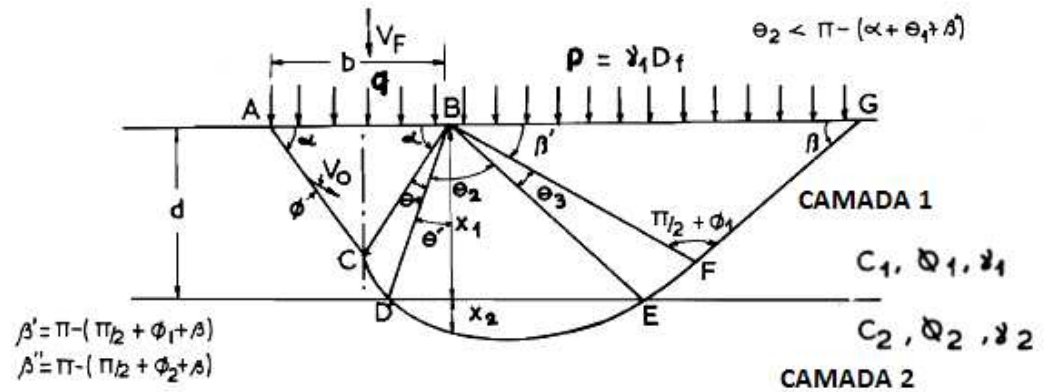
Fonte: Adaptado Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

Dois casos de ruptura são possíveis, a depender formado pela cunha α :

- Caso I: formação da cunha central apenas na camada superior $\left(d > \frac{b}{2 \tan \alpha}\right)$:

A Figura 16 esquematiza o processo de ruptura para o caso da cunha central apenas na camada superior.

Figura 16: Detalhes da superfície de ruptura para o caso I.



Fonte: Adaptado Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

A equação da carga última é dada pela Equação 2.9.

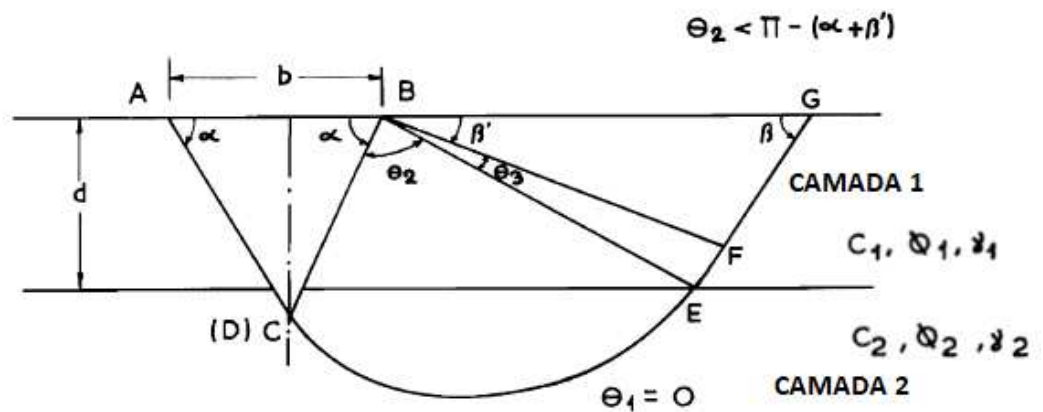
$$q_u = c_1 N_c + \gamma_1 D_f N_q + 0,5 \gamma_1 b N_\gamma \tag{Eq. 9}$$

Os fatores utilizados na Equação 9 podem ser encontrados através dos ábacos apresentados na Figura 18 e na Tabela 4.

- Caso II: formação da cunha central atingindo a camada inferior ($d < \frac{b}{2 \tan \alpha}$):

A Figura 17 esquematiza o processo de ruptura para o caso da cunha central atingindo a camada inferior.

Figura 17: Detalhes da superfície de ruptura para o caso II.



Fonte: adaptado Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

A cunha central penetra na segunda camada do solo quando o ângulo θ_1 se torna zero.

Segundo Sales (1998), a energia dissipada ao longo da superfície AC é modificada em relação ao caso I. Deve ser expressa em função do:

- Trabalho realizado ao longo de AC:

$$T = \frac{\left(\frac{b}{2}\right) \tan \alpha - d}{\sin \alpha} c_2 V_0 \cos \phi_2 + \frac{d}{\sin \alpha} V_0 c_1 \cos \phi_1 \quad \text{Eq. (10)}$$

- Trabalho realizado devido ao peso do solo em ABC:

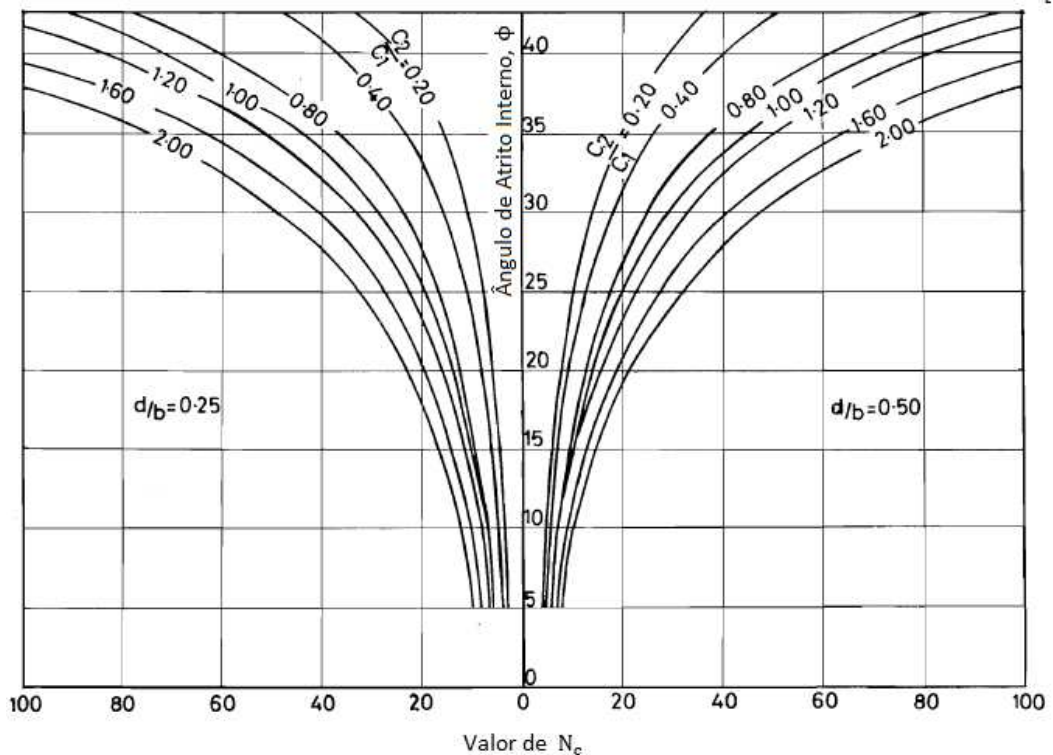
$$T = -[W_1 V_0 \sin(\alpha - \phi_1) + W_2 V_0 \sin(\alpha - \phi_2)] \quad \text{Eq. (11)}$$

Onde W_1 e W_2 são os pesos das cunhas de solo da camada superior e inferior, respectivamente.

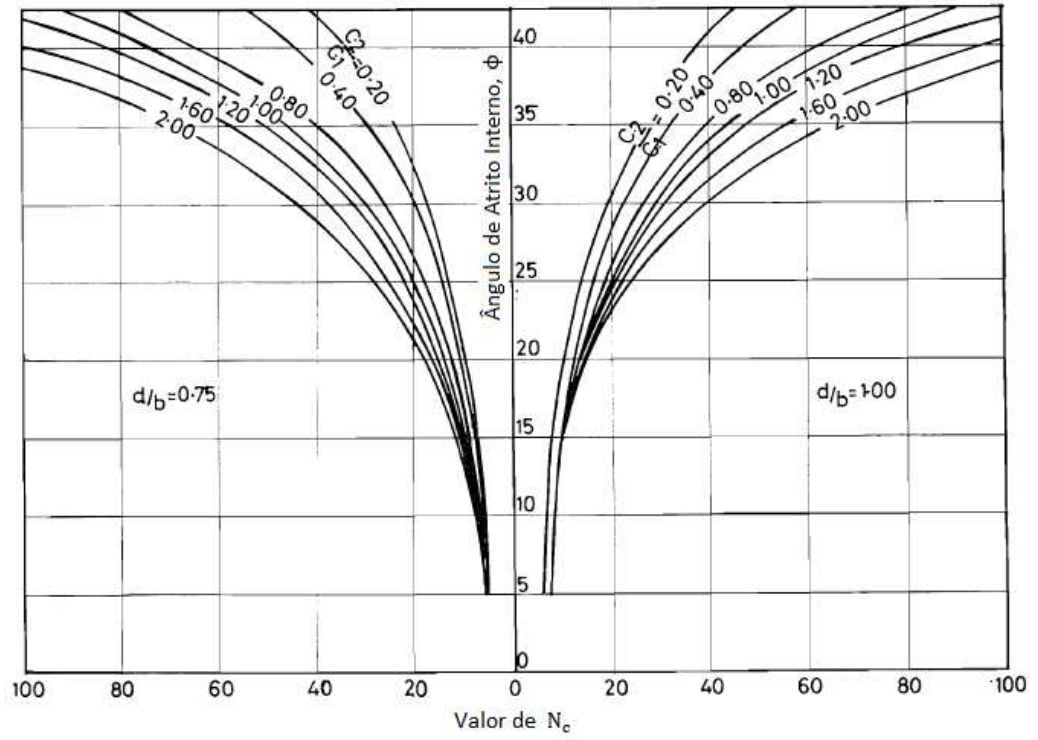
Para ambos os casos, os valores dos fatores de carga podem ser obtidos no ábaco da Figura 18 e na Tabela 4, considerando a observação de Purushothamaraj *et al* (1974) de que os fatores de carga relativos à sobrecarga e ao peso do solo devem ser os mesmos utilizados no caso do solo homogêneo.

Figura 18: Valores de N_c para diferentes ângulos de atrito interno do solo. (a) $d/b = 0,25$ e $0,50$; (b) $d/b = 0,75$ e $1,00$; (c) $d/b = 1,25$ e $1,50$.

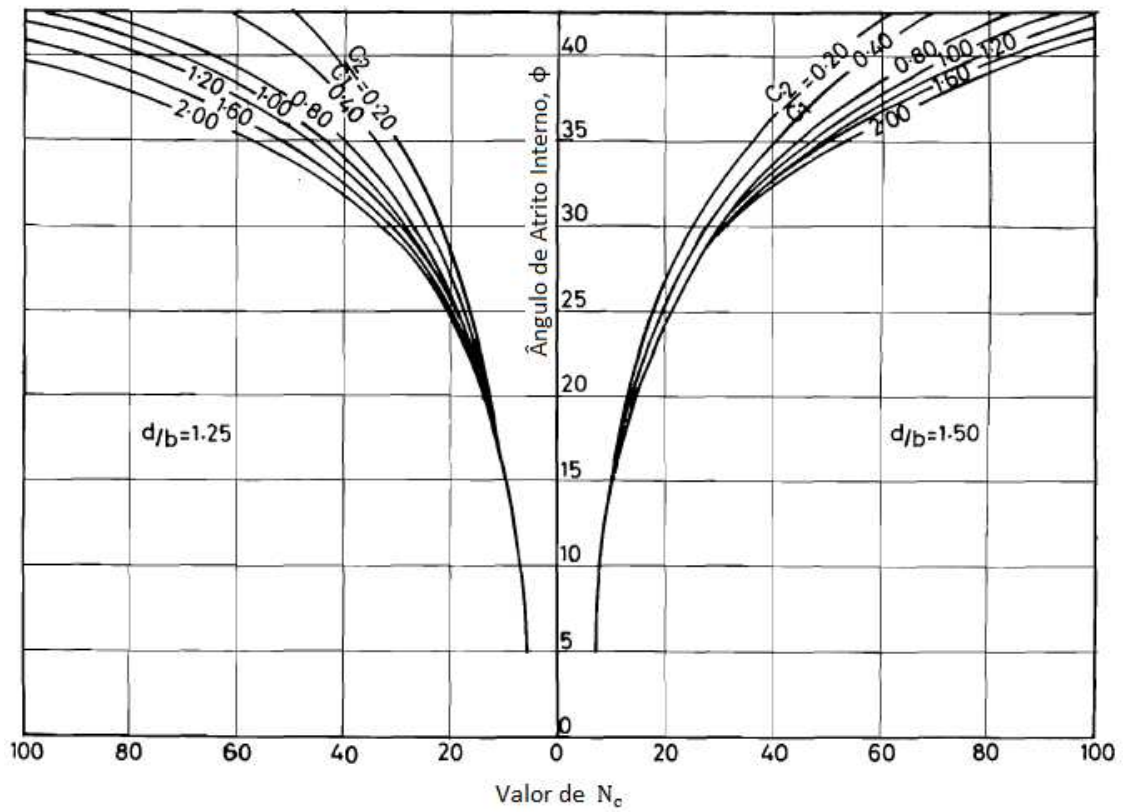
(a)



(b)



(c)



Fonte: adaptado Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

Tabela 4: Fatores de capacidade de carga para o caso homogêneo, de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

ϕ (graus)	N_c			N_q			N_γ		
	α	β	valor	α	β	valor	α	β	valor
5	35	40	6,07	28	43	1,35	-	-	0,00
10	38	40	7,89	40	38	2,2	40	37	0,67
20	45	35	14,19	43	30	5,97	39	30	4,86
30	52	30	29,5 (30,20)*	51	30	17,72 (17,63)*	46	25	24,23 (24,20)*
40	61	25	74,1 (74,50)*	61	25	63,05 (64,98)*	54	25	138,90 (138,90)*

*Valores entre parênteses obtidos pela minimização da sobrecarga.

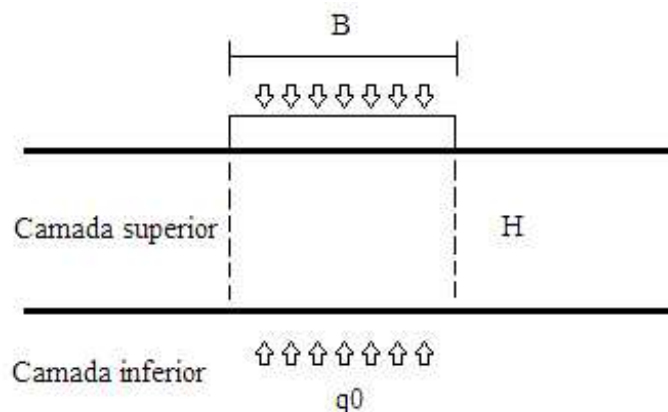
Fonte: Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

2.3.1.2. Vesic, 1975

Vesic (1975) *apud* Lima (2015) apresentou um estudo sobre a capacidade de suporte de fundações superficiais, no qual determinou os fatores que influenciam seu comportamento durante um carregamento.

Em sapatas apoiadas no topo de uma camada de solo resistente, com parâmetros de coesão (C_1) e ângulo de atrito interno (ϕ_1), sobre uma camada de solo menos resistente, com parâmetros coesão (C_2) e ângulo de atrito interno (ϕ_2), Vesic (1975) *apud* Lima (2015) diz que deve-se considerar a formação de superfícies verticais de deslizamentos, localizadas abaixo da sapata carregada, semelhante a ruptura típica por punção, indicado na Figura 19.

Figura 19: Superfície de deslizamentos no caso de ruptura por punção.



Fonte: Adaptado Vesic (1975)

Os estudos de Vesic (1975) *apud* Lima (2015) levaram ao seguinte modo de cálculo de capacidade de carga:

$$q_u = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{K} \right) c_1 \cot \phi_1 \right] \exp \left[2 \left(1 + \frac{B}{L} \right) K \tan \phi_1 \left(\frac{H}{B} \right) \right] - \left(\frac{1}{K} \right) c_1 \cot \phi_1 \quad \text{Eq. (12)}$$

Onde:

$$K = \frac{(1 - \sin^2 \phi_1)}{(1 + \sin^2 \phi_1)} \quad \text{Eq. (13)}$$

E q_0'' igual a capacidade de suporte da fundação, devido a ação de uma sapata fictícia de mesmo tamanho da sapata atual, sobre a camada inferior do solo. Para o cálculo da capacidade de carga, deve-se usar a equação geral de capacidade de suporte para o caso de solos homogêneos, desde que sejam utilizados os parâmetros da camada inferior.

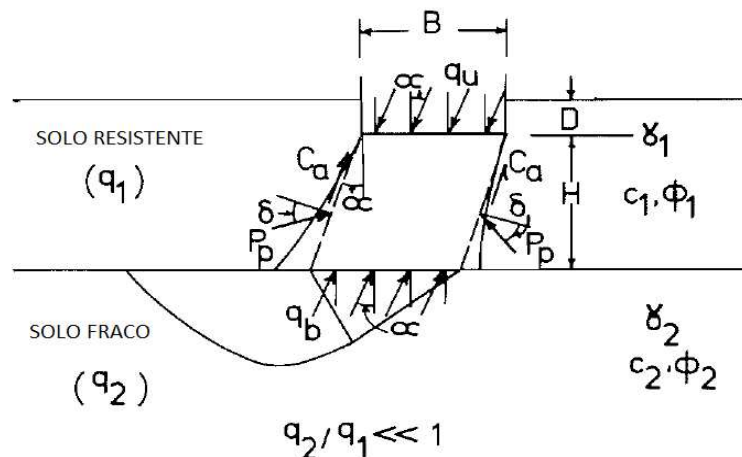
2.3.1.3. Meyerhof e Hanna, 1978

Meyerhof e Hanna (1978) estudaram diferentes modelos de ruptura do solo, simplificados em dois casos de dupla camada, comparando modelos de ensaios de carregamento em sapatas circulares e corridas, utilizando perfis de solo estratificados, conforme apresentados a seguir.

- Caso I: Camada rígida sobreposta a uma camada mole.

A Figura 20 apresenta o comportamento das camadas onde observa-se uma ruptura por puncionamento na camada superior do solo, sendo que as forças atuantes se equivalem a adesão total (C_a) e ao empuxo passivo (P_p), com uma inclinação de (δ) ao eixo perpendicular à superfície de ruptura.

Figura 20: Mecanismo de ruptura do solo sob carregamento inclinado.



Fonte: Adaptado Meyerhof e Hanna (1978).

Considerando que a carga é aplicada a uma inclinação (α) com a vertical, a componente vertical da capacidade de suporte última (q_{uv}) é dada por:

$$q_{uv} = q_u \times \cos \alpha \quad \text{Eq. (14)}$$

$$q_{uv} = q_{bv} + 2(C_a + P_p \sin \delta) \times \frac{\cos \alpha}{B} - \gamma_1 \times H \leq q_{tv} \quad \text{Eq. (15)}$$

Sendo q_{bv} e q_{tv} as componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, devido as cargas inclinadas que atuam no topo da camada superior e inferior do solo respectivamente.

Ainda temos:

$$C_a = c_a \times \frac{H}{\cos \alpha} \quad \text{Eq. (16)}$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma_1 \times H^2 \left(1 + 2D_f \times \frac{\cos \alpha}{H}\right) \times \frac{K_p}{\cos \delta} \quad \text{Eq. (17)}$$

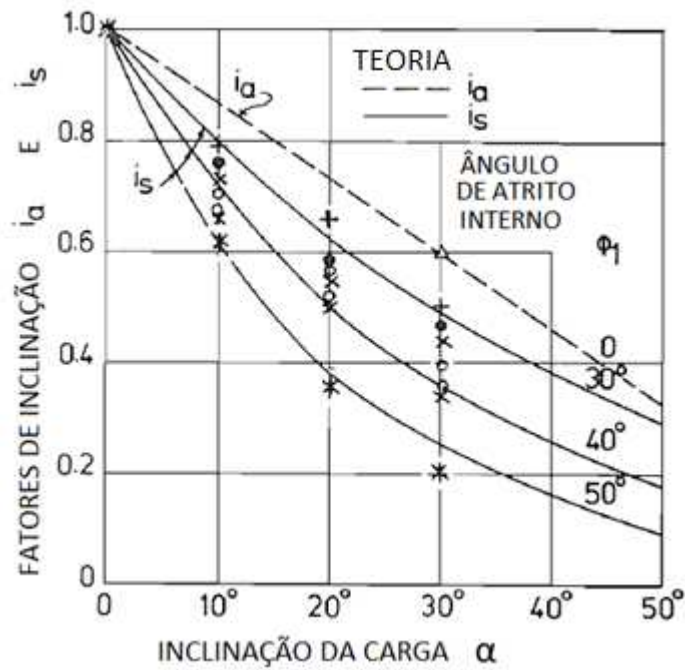
No qual c_a é a adesão unitária e K_p é o coeficiente de empuxo passivo.

A capacidade de suporte última, para o caso de sapatas contínuas, pode ser determinada pela Equação 18:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \times c_a \times i_a \frac{H}{B} + \gamma_1 \times H^2 \left(1 + 2D_f \times \frac{\cos \alpha}{H}\right) \times K_s \times i_s \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \times H \leq q_{tv} \quad \text{Eq. (18)}$$

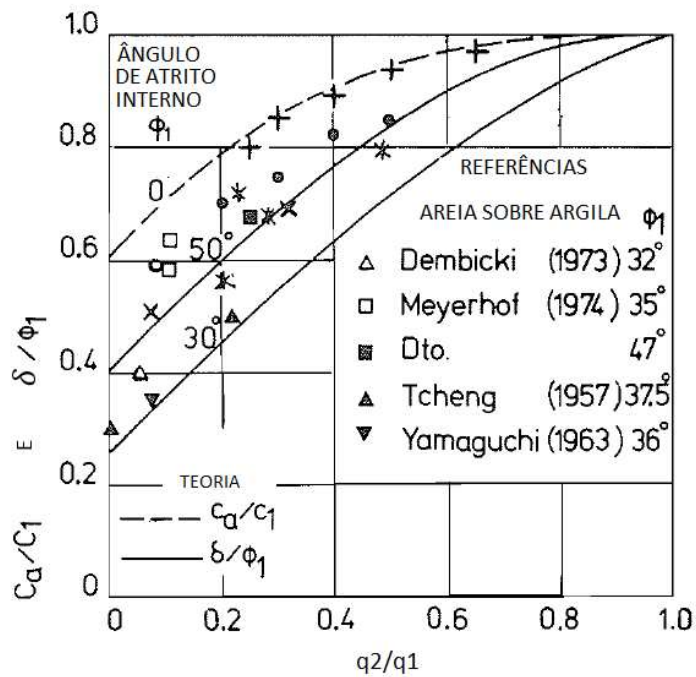
Os fatores de inclinação i_a e i_s são obtidos pelo gráfico representado na Figura 21, a adesão c_a e o coeficiente de cisalhamento por punção K_s são obtidos respectivamente pelas Figuras 22 e 23.

Figura 21: Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por punção.



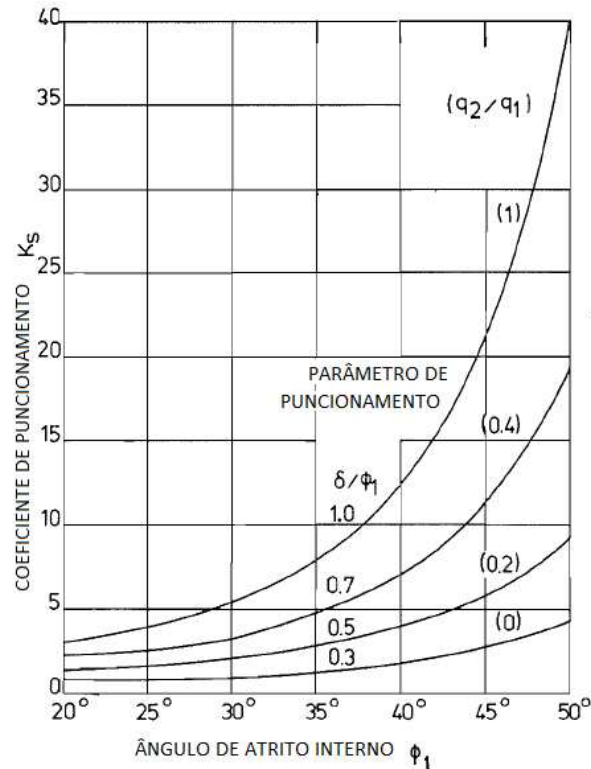
Fonte: Adaptado Meyerhof e Hanna (1978).

Figura 22: Parâmetros do cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.



Fonte: Adaptado Meyerhof e Hanna (1978).

Figura 23: Coeficiente de resistência ao cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.



Fonte: Adaptado Meyerhof e Hanna (1978).

Para sapatas circulares, temos:

$$q_{uv} = q_{bv} + 4 \times C_a \times i_a \times s_a \frac{H}{B} + 2\gamma_1 \times H^2 \left(1 + 2D_f \times \frac{\cos \alpha}{H}\right) \quad \text{Eq. (19)}$$

$$\times K_s \times i_s \times s_s \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \times H \leq q_{tv}$$

Onde os índices s_a e s_s representam os fatores de forma para a resistência ao cisalhamento por puncionamento numa superfície cilíndrica. Apesar de os valores de s_a e s_s poderem ser determinados a partir de teorias da pressão da terra e dos resultados dos testes feitos por Meyerhof e Hanna (1978), eles podem ser considerados com valor unitário para estimativas preliminares, especialmente para pequenos valores da razão H/B .

As capacidades de suportes últimas q_{bv} e q_{tv} estão representadas por:

$$q_{bv} = C_2 \times N_{c2} \times i_{c2} \times s_{c2} + \gamma_1 (D_f + H) \times N_{q2} \times i_{q2} \times s_{q2} \quad \text{Eq. (20)}$$

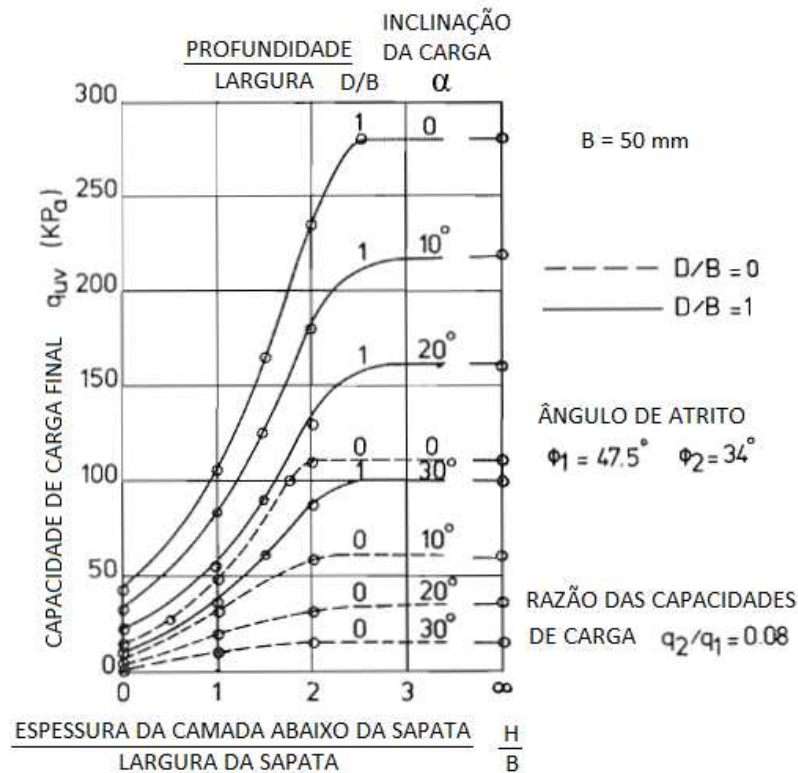
$$+ 0,5\gamma_2 \times B \times N_{\gamma 2} \times i_{\gamma 2} \times s_{\gamma 2}$$

$$q_{tv} = C_1 \times N_{c1} \times i_{c1} \times s_{c1} + \gamma_1 D_f \times N_{q1} \times i_{q1} \times s_{q1} + 0,5\gamma_1 \times B \times N_{\gamma1} \times i_{\gamma1} \times s_{\gamma1} \quad \text{Eq. (21)}$$

Os fatores de capacidade de suporte para sapatas corridas são simbolizados por N_c , N_q e N_γ e estão submetidas a um carregamento vertical, considera-se i e s fatores de inclinação e forma respectivamente, considerando que os subscritos 1 e 2 indicam camada superior e inferior do solo nesta ordem.

As curvas de capacidade de suporte última q_{bv} pela razão entre espessura da camada inferior e a largura da sapata H/B podem ser examinadas na Figura 24, onde observa-se que a capacidade de suporte é diretamente proporcional ao valor da razão H/B e da profundidade da sapata, porém é inversamente proporcional a inclinação da carga.

Figura 24: Resultados típicos da capacidade de suporte para perfis de solos estratificados.

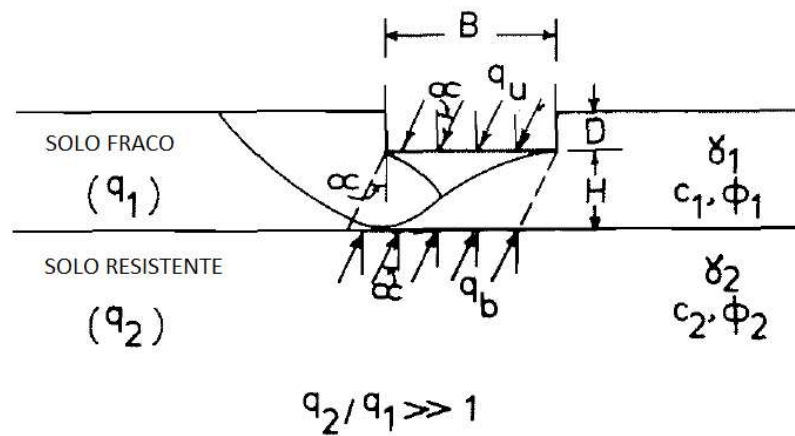


Fonte: Meyerhof e Hanna (1978).

- Caso II: Camada mole sobreposta a uma camada rígida.

Neste caso há uma camada confinada entre uma camada de solo de maior capacidade de suporte e a sapata carregada. O modo de ruptura é indicado na Figura 25, onde se observa um deslocamento lateral da massa de solo.

Figura 25: Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.



Fonte: Meyerhof e Hanna (1978).

A capacidade de suporte última pode ser estimada através da Equação 2.21.

$$q_{uv} = q_{tv} - (q_{bv} - q_{tv}) \times \left(1 - \frac{H}{H_f}\right)^2 \geq q_{tv} \quad \text{Eq. (22)}$$

Com as Equações 19 e 20 determinam-se as capacidades de suporte q_{bv} e q_{tv} .

Meyerhof e Hanna (1978) definiram que a profundidade da superfície de ruptura na camada superior de solo é dada por H_f , em um ponto abaixo da sapata, e que a razão H_f/B varia de 1, para solos argilosos e areias fofas e 2 para areias densas, sendo convencional utilizar o valor 1 em qualquer solo sob sapata circular.

2.4. MELHORAMENTO DE SOLO PARA FUNDAÇÃO

A melhoria de solos pode ser definida como a utilização de processos físicos e/ou químicos, buscando melhorar as propriedades mecânicas dos solos como aumentar a resistência do solo tratado e diminuir sua compressibilidade e a permeabilidade (SALES, 1998).

Segundo Mieli (2009), estabilização procura conferir ao solo melhor estabilidade dimensional, aumento de resistência mecânica, diminuição da permeabilidade, controle da fissuração por retração por secagem, resistência a erosão e abrasão superficial e, conseqüentemente, aumento da durabilidade do material, características essenciais ao solo que será usado como fundação de qualquer tipo de edificação.

Portanto, o resultado da estabilização é um novo material geotécnico, com novas propriedades físico-químicas e mecânicas, capaz de atender as exigências para as quais foi melhorado (SALES, 1998).

Uma das técnicas mais comuns de estabilização de solos com baixa capacidade de suporte é a estabilização química solo-cimento. A Associação Brasileira de Cimento Portland (2004), define solo-cimento como um material endurecido resultante da mistura de solo compactado, cimento e água. E os requisitos necessários para a garantia de um produto resistente e durável são a quantidade de cimento, de água e massa específica aparente seca a ser alcançada pós compactação.

Autores como Rohlfes Jr. (1996), Azambuja (2004), Foppa (2005), Floss (2012) Zampieri (2015) e outros estudaram os efeitos da estabilização de solos de baixa capacidade com cimento. Como regra, a cimentação confere maior resistência ao solo através da flocculação das partículas do solo, resultante das reações pozolânicas provenientes da hidratação do cimento. Como consequência de estudos a respeito dessa temática, Pinto (1971), Salles (1998), Thomé (1999) e outros concluíram que para se obter o ganho de resistência do solo de baixa capacidade através de estabilização química, bastava garantir que as reações pozolânicas ocorressem no solo. Portanto, o uso de materiais ricos em sílica e alumina seria suficiente para atribuir maior resistência ao solo.

Pinto (1971), Ceratti (1979), Silva (1981), Dias (1995), Carraro (1997) e outros estudaram a de estabilização do solo com cinza volante e cal e concluíram que as misturas desses elementos se mostraram bastante eficientes em quesitos como ganho de resistência, além da constatação de que a mistura se torna inerte, não contaminando o solo. Diante dessas observações, Thomé (1999) avaliou a utilização de resíduos de cal e de cinza pesada e também constatou sua eficiência em todos os quesitos nos quais a cal e a cinza comercial se mostraram eficazes.

2.4.1. Capacidade de carga de fundações sobre solo melhorado.

2.4.1.1. Foppa (2016)

Foppa (2016) estudou o comportamento de fundações superficiais assentes sobre camada reforçada em solo cimento, levando em consideração a largura da do reforço. Como base nos resultados obtidos através de ensaios em modelos reduzidos e análises numéricas, ele apresentou uma proposta de método de cálculo de capacidade de carga para essa situação.

Devido à dificuldade de se levar em consideração todos os fatores que influenciam na determinação da capacidade de carga, Foppa (2016) fez algumas simplificações em seu método, que são:

- Fundação superficial contínua;
- Carregamento vertical centrado;
- Superfície do terreno, base da fundação e do reforço planas;
- Solo de base arenoso fofo (sujeito a ruptura do tipo puncionamento) sem coesão;
- Força de atrito nas paredes laterais entre solo e reforço desprezados.

A metodologia proposta por Foppa (2016) afirma que a ruptura do sistema se dá na camada inferior ao reforço, ou seja, no solo natural, com um deslocamento suficiente para que a superestrutura dê sinais de colapso. Diz também que o cálculo da capacidade de carga deve assumir a fundação e o reforço como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. A equação para determinação da capacidade de carga desenvolvida em seus estudos foi:

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2}\gamma' B_r N_\gamma \quad \text{Eq. (23)}$$

Onde:

$Q_{ur(n)}$: capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

q : sobrecarga equivalente à altura do solo acima da base do reforço.

γ' : peso específico efetivo da areia (solo natural).

B_r : largura total do reforço.

N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia (ϕ').

Foppa (2016) recomenda utilizar as equações de Prandtl (1920) e Martin (2005) para o cálculo dos fatores de capacidade de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Eq. (24)}$$

$$N_\gamma = (N_q - 0,6) \tan(1,33\phi') \quad \text{Eq. (25)}$$

A carga última na base da fundação pode ser calculada por:

$$P_u = Q_{ur(n)} B_r L \quad \text{Eq. (26)}$$

E a tensão média na base da fundação é calculada pela equação:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{BL} = Q_{ur(n)} \frac{B_r}{B} \quad \text{Eq. (27)}$$

Onde:

B: largura da fundação;

L: comprimento do reforço;

Q_{ur} : capacidade de carga da camada de reforço;

Foppa (2016) ainda recomenda que se deve levar em consideração a tensão máxima de tração suportada pelo reforço, devido a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir fissuração do reforço. A tensão máxima de tração pode ser calculada pela Equação 28 devendo ser menor que resistência a tração do reforço dividida por um fator de segurança.

$$\sigma_{tmáx} = 2,71 Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,36} \leq \frac{q_t}{FS} \quad \text{Eq. (28)}$$

Onde:

$\sigma_{tmáx}$: tensão máxima de tração;

H_r : espessura da camada de reforço;

T_r : largura adicional da camada de reforço;

q_t : resistência à tração do reforço determinada a partir de ensaios de tração por

compressão diametral

FS: fator de segurança para a resistência à tração da camada de reforço.

2.4.1.2. Caballero (2019)

Assim como Foppa (2016) estudou a capacidade de carga de fundações superficiais em solo cimentado levando em consideração a largura do reforço, Caballero (2019) também propôs uma metodologia de cálculo para fundações superficiais de base circular assentes em reforço de solo cimento também circulares, através de ensaios em modelos reduzidos de fundações contínuas assentes sobre um solo arenoso fofo, bem como, análises numéricas através do método dos elementos finitos.

Caballero (2019) também fez simplificações dos fatores que influenciam a determinação da capacidade de carga, sendo elas:

- Fundação superficial circular;
- Carregamento vertical centrado
- Superfície do terreno, base da fundação e reforço planos;
- Solo de base arenoso em estado fofo (sujeito a ruptura do tipo puncionamento) sem coesão;
- Força de atrito nas paredes laterais do reforço desprezados.

Caballero (2019) assim como Foppa (2016) adota nesta metodologia a ideia de que a ruptura do sistema se dê no solo natural, situação que apresentará deslocamento suficiente para que se percebam sinais de colapso na superestrutura. O cálculo da capacidade de carga deve ser feito considerando que a fundação e reforço como um elemento único, apoiado na mesma profundidade de assentamento do reforço. Assim, a capacidade de carga pode ser calculada pela Equação 29:

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2}\gamma'D_cN_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq. (29)}$$

Onde:

D_c : diâmetro total do reforço.

$S_\gamma = 0,6$: fator da forma circular da sapata.

As demais variáveis foram definidas no item 2.2.8.1.

Caballero (2019) recomenda utilizar as Equações 15 e 16 de Prandtl (1920) e Martin (2005) para o cálculo dos fatores de capacidade de carga, apresentadas no item 2.8.1.

A carga última na base da fundação pode ser calculada por:

$$P_u = Q_{ur(n)} \left(\pi \frac{D_c^2}{4} \right) \quad \text{Eq. (30)}$$

E a tensão média na base da fundação é calculada pela equação:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\frac{\pi D^2}{4}} = Q_{ur(n)} \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \quad \text{Eq. (31)}$$

Assim como mostrado por Foppa (2016), Caballero (2019) também declara que deve ser considerada a tensão máxima de tração devido a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir fissuração do reforço. A tensão máxima de tração pode ser calculada pela Equação 32, devendo ser menor que resistência a tração do reforço dividida por um fator de segurança.

$$\sigma_{tmáx} = 5,21 Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \leq \frac{q_t}{FS} \quad \text{Eq. (32)}$$

Onde o significado de cada variável foi definido no item 2.8.1.

3. METODOLOGIA

A princípio, a pesquisa procurou calcular a capacidade de carga de fundações superficiais sobre solo estratificado sob o regime de duas camadas onde a primeira é reforçada.

Os parâmetros do solo em estudo foram os utilizados por Thomé (1999), obtidos de um solo que apresenta uma camada de aterro de solo estabilizado com cinza pesada e cal de carbureto sobre uma camada de solo natural.

Essa estimativa foi feita com os métodos clássicos de cálculo de capacidade de carga de Terzaghi (item 2.3), seguindo as proposições de Hansen e Vesic assim como os métodos clássicos para um sistema em dupla camada de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (item 2.6.1), de Vesic (item 2.6.2) e Meyerhof e Hanna (item 2.6.3) e também os métodos atuais para solo em dupla camada onde a primeira é cimentada de Foppa (item 2.8.1) e Caballero (item 2.8.2).

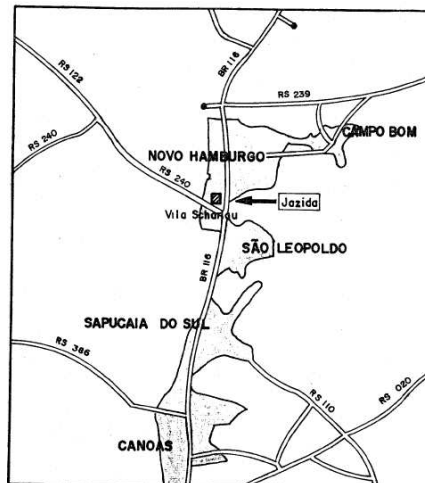
Por fim, comparou-se os resultados das estimativas acima com os valores de prova de carga em aterros experimentais do solo estabilizado, realizadas no estudo de Thomé (1999).

3.1. DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA REALIZADAS POR THOMÉ (1999)

3.1.1. O solo

O solo utilizado nos estudos de estabilização de Thomé (1999) foi coletado em um talude localizado ao longo da rodovia RS 240, município de São Leopoldo, RS, conforme indicado na Figura 26. Trata-se de solo residual de Arenito Botucatu onde Núñez (1991) *apud* Thomé (1999) atestou que se trata de um material bastante homogêneo.

Figura 26: Localização da jazida de Arenito Botucatu.



Fonte: Thomé (1999).

A análise granulometria do solo estudado indica que o material é composto por 14% de argila ($<0,005\text{mm}$), 29,9% de silte ($0,005-0,074\text{mm}$) e 56,1% de areia, divididas em 47,3% de areia fina ($0,074-0,42\text{mm}$) e 8,8% de areia média ($0,042 - 2,0\text{mm}$). Da curva granulométrica, obteve-se o coeficiente de uniformidade (Cu) igual a 30, classificando-o como desuniforme e o diâmetro efetivo (Def.) igual a $0,004\text{mm}$. A massa específica real dos grãos do solo é $26,7\text{kN/m}^3$.

Outros ensaios realizados no solo apresentam valores de Limite de Liquidez (LL) = 22%, Limite de Plasticidade (LP) = 19%, Índice de Plasticidade (IP) = 3%, indicando, segundo classificação de Caputo (1988), que o material é fracamente plástico.

Com os resultados de granulometria e limites de consistência feitos por Thomé (1999), é possível classificar o solo como A-4, segundo a classificação A.A.S.H.T.O. e também se classifica o solo como SM (areia siltosa), conforme a classificação unificada.

3.1.2. A cinza pesada

Thomé (1999) utilizou a cinza pesada da queima do carvão mineral das minas do município de Capão de Leão-RS, na Usina Termelétrica de Charqueadas, localizada no município de Charqueadas, RS à 70km de Porto Alegre, RS.

A análise granulométrica deste material mostra que o mesmo é composto por 6% de argila ($<0,005\text{mm}$), 35% de silte ($0,005 - 0,074\text{mm}$) e 59% de areia, dividida em 44,9% de areia fina ($0,074 - 0,42\text{mm}$) e 14,1% de areia média ($0,042 - 2,0\text{mm}$). O valor do diâmetro efetivo da cinza pesada é de $0,011\text{mm}$ e o coeficiente de uniformidade $\text{Cu}=16,4$.

Posteriormente, Thomé (1999) utilizou classificações típicas para solo afim de determinar o comportamento da cinza e chegou à conclusão de que ela possui uma granulometria semelhante à areia siltosa. Porém, verifica-se que a massa específica real dos grãos das partículas de cinza pesada foi de $20,8\text{kN/m}^3$, valor perceptivelmente menor que os característicos de solo utilizado na mistura, que são de aproximadamente 27kN/m^3 .

3.1.3. A cal de carbureto

A cal de carbureto utilizada por Thomé (1999) é um resíduo da indústria de fabricação do gás acetileno. É proveniente da unidade da empresa White Martins Gases Industriais S. A., localizada no município de Esteio, RS, região metropolitana de Porto Alegre.

A cal de carbureto é formada basicamente por óxido de cálcio, logo apresenta pureza maior do que as cales dolomítica. A Tabela 5 apresenta as propriedades químicas da cal de carbureto utilizada no estudo.

Tabela 5: Propriedades químicas da cal de carbureto.

Propriedades	Cal de carbureto	Cal Hidratada*
Óxido de cálcio (CaO)	95,1%	49,35%
Óxido de magnésio (MgO)	1,5%	26,45%
Resíduos insolúveis	0,7%	-
CaO + MgO (bases não voláteis)	96,6% ($\geq 88\%$)**	96,9%
Carbono orgânico	0,1%	-

*Fonte: Mendonça *et al.* (2016) **Limite NBR 7175 (ABNT, 2003)

Adaptado de Thomé (1999).

3.2. EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL POR THOMÉ (1999)

3.2.1. Descrição do campo experimental

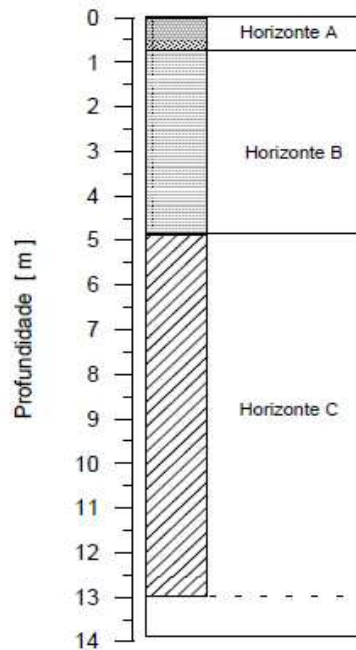
Segundo Thomé (1999), o campo experimental do grupo de Geotecnia do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil (CPGEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), onde foram realizados os ensaios de prova de carga, localiza-se no município de Cachoeirinha, RS, junto à subestação da Companhia Estadual de Energia Elétrica (CEEE).

Prezzi (1990) *apud* Thomé (1999) diz que a geologia local é constituída pelas formações Rosário do Sul, que apresenta arenitos médios a finos, siltitos argilosos e lamitos de cores vermelha a cinza amarelo e branca e a formação Rio do Rastro, formada por alternância de siltitos, siltitos arenosos, arenitos de coloração vermelha roxa, lamitos e siltitos vermelhos com intercalações de arenitos finos, micáceos, calcíferos, de cor vermelha e amarelo claro.

Lemos (1973) *apud* Thomé (1999) classifica esse solo como Podzólico Vermelho Amarelo (PVA), caracterizados pela presença do Horizonte A arenoso e Horizonte B argiloso e Dias (1987) classifica o Horizonte A como areno argiloso poroso com 0,80m de profundidade, o Horizonte B como franco argiloso poroso com cota variando de 0,80m à 3,0m e o Horizonte C como argiloso, oriundo de argilitos e siltitos. O lençol freático encontra-se no Horizonte C e

o solo caracteriza-se também pela ausência de argilominerais expansivos e de matéria orgânica em quantidades consideráveis. A Figura 27 detalha esse perfil do solo natural.

Figura 27: Perfil do solo natural



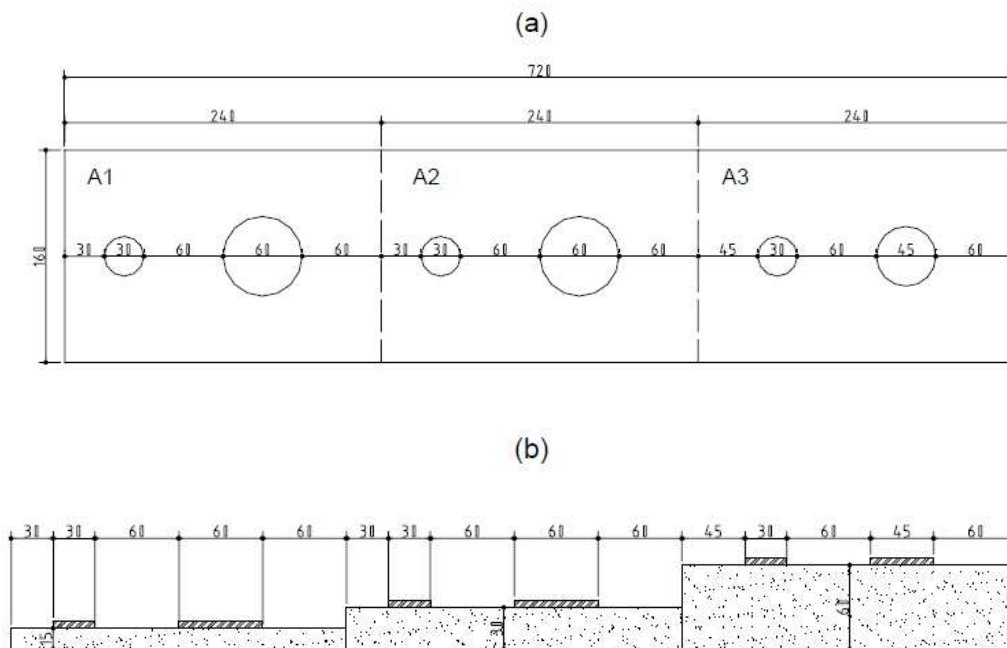
Fonte: Thomé (1999).

Rohlfes Jr. (1996) realizou ensaios de compressão simples em amostras indeformadas retiradas do campo experimental, dos quais obteve-se o valor médio de carga de ruptura de 50,2kPa. Também foram realizados ensaios de compressão triaxial drenado (CD), nas tensões confinantes de 20kPa, 60kPa e 100kPa, onde observou-se que o solo natural apresenta ruptura dúctil e que a variação volumétrica é sempre de compressão. Com esses ensaios, Rohlfes Jr. (1996) concluiu que a tensão de quebra da estrutura para o horizonte B do solo natural, é aproximadamente 50kPa e que os parâmetros de resistência do solo natural são $c' = 17\text{kPa}$ e $\phi' = 26^\circ$.

3.2.2. Preparação da cava e construção dos aterros

Para a realização dos ensaios de placa, Thomé (1999) executou cavas, com escavação mecânica, em um plano do terreno. As dimensões totais escavadas foram: 1,60m de largura, 7,20m de comprimento e 1,0m de profundidade, conforme indicado na Figura 28.

Figura 28: Vista do programa de ensaios de placa realizados: (a) vista superior (b) corte longitudinal. (Dimensões em cm).



Fonte: Thomé (1999).

O material utilizado na execução dos aterros experimentais foi obtido através da mistura dos materiais descritos no item 3.1. A proporção do solo, da cal de carbureto e da cinza pesada foi apresentada por Thomé (1999) como mistura ótima, com base nos ensaios de laboratório realizados durante sua pesquisa e em fatores como resistência e durabilidade, boa trabalhabilidade e economia em relação a outras técnicas.

Conforme atestado pelos ensaios de laboratórios realizados por Thomé (1999), valores acima de 1% de cal de carbureto, que são necessários para garantir as reações pozolânicas, não influenciam na resistência à compressão simples. Já os ensaios sobre a cinza pesada mostraram que quanto maior o seu teor maior a resistência à compressão simples, desde que sejam garantidos os 28 dias de cura.

Considerando os fatores acima descritos, Thomé (1999) adotou 5% de cal de carbureto e 50% de cinza pesada da massa total como mistura ótima.

A execução dos aterros experimentais foi realizada com intervalo de 7 dias entre cada data de execução individual. Cada aterro possuía a mesma área superficial, sendo suas dimensões lineares de 2,40m de comprimento e 1,60m de largura e receberam diferentes denominações para cada espessura de execução, sendo A1 o aterro de 0,15m de espessura, A2 para a espessura de 0,30m e A3 para espessura de 0,60m (Figura 28).

3.3. ENSAIO DE PLACA

3.3.1. Equipamentos

O equipamento utilizado nos ensaios de placa era composto pelos: sistema de reação, sistema de aplicação de carga e o sistema de leitura e aquisição de dados.

3.3.2. Execução

Os ensaios com placas realizados por Thomé (1999), sendo os três de diâmetro de 0,30m foram realizados após 27 dias de cura da mistura solo-cal-cinza. Já os ensaios com placas de 0,60m e o ensaio da placa de 0,45m de diâmetro, foram realizados com 29 dias de cura. A Tabela 6 indica quais placas foram utilizadas em cada aterro e suas respectivas profundidades.

Tabela 6: Características das placas utilizados nos ensaios de prova de carga.

Placa	Diâmetro (m)	Aterro	Profundidade (m)
pID30H15	0,30	A1	0,15
pID60H15	0,60	A1	0,15
pID30H30	0,30	A2	0,30
pID60H30	0,60	A2	0,30
pID30H60	0,30	A3	0,60
pID45H60	0,45	A3	0,60

Fonte: adaptado Thomé (1999).

Segundo Thomé (1999), a execução das provas de cargas aconteceu em dois dias. No primeiro dia executava-se a regularização do aterro onde a placa era assentada, posteriormente, seguia-se com a montagem do sistema de aplicação de carga e do sistema de medição dos deslocamentos. No segundo dia, o sistema de aquisição de dados instalado efetuava a medida da carga aplicada e a leitura dos deslocamentos da placa e da superfície do aterro.

Foram realizados dois tipos de medição dos deslocamentos verticais. O primeiro consistiu na medição dos deslocamentos em três pontos diferentes, dispostos a 120 graus um do outro sobre a placa de ensaio. O outro mediu o deslocamento da superfície da camada cimentada em um único ponto, sempre a uma distância de 10cm da borda das placas.

3.3.3. Resultados

Com os gráficos gerados nos ensaios de placa, Thomé (1999) determinou a carga de ruptura em cada uma das placas utilizadas nos ensaios, tendo como critério para determinar o colapso do sistema, a ruptura da camada de reforço, evidenciada pela inversão do recalque obtido pelo medidor de deslocamento externo, a 10cm da borda da placa.

Nesse estudo também foi utilizado o valor da carga de ruptura do solo natural, obtida por Cudmani (1994) *apud* Thomé (1999). Ele realizou ensaios de placas de diferentes diâmetros sobre o horizonte B do mesmo solo em estudo, obtendo o valor de carga de ruptura de 20kN, 35kN e 55kN para as placas de 0,30m, 0,45m, e 0,60m de diâmetro respectivamente. O critério para determinação da carga de ruptura escolhido por Cudmani (1994) foi utilizar o valor referente à interseção das tangentes com a parte inicial e final da curva carga-recalque gerada nos seus ensaios.

Para facilitar as análises dos resultados dos cálculos da capacidade de carga segundo os métodos anteriormente descritos e os resultados de prova de carga de Thomé (1999), foram escolhidas para esse estudo os resultados das placas de 0,30m nos três aterros executados.

A Tabela 7 apresenta dos valores de carga de ruptura obtida dos gráficos carga-recalque gerados durante a execução dos ensaios de prova de carga, para as placas de 0,30m.

Tabela 7: Carga de ruptura nos ensaios de placa sobre a camada de solo-cinza pesada-cal de carbureto.

Placa	Carga de ruptura (kN)
pID30H00*	20
pID30H15	65
pID30H30	150
pID30H60	255

*Cudmani (1994)

Fonte: adaptado Thomé (1999).

3.4. MÉTODOS

Os parâmetros necessários ao cálculo da estimativa da capacidade de carga do solo estudado por Thomé (1999) serão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8: Parâmetros de resistência das camadas do solo (Adaptado Thomé, 1967).

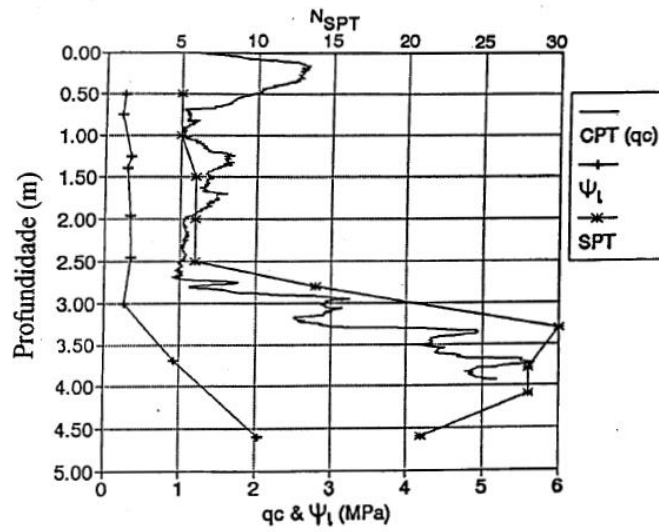
Etapas	Peso Específico (kN/m³)	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)
Solo Natural	18,2	17,0	26,0
Solo Cimentado (Ensaio do material misturado em Laboratório)	14,1	406,0	47,9
Solo Cimentado (Ensaio do material misturado em Campo)	12,49	88,5	47,0

Fonte: adaptado Thomé (1999).

Vale salientar que os ensaios de compressão diametral para determinação da resistência à tração do solo, realizados por Thomé (1999), encontraram o valor de 251,81kPa para 28 dias de cura. Seguindo a sugestão do Comité Euro-Internacional du Béton (CEB/90), a resistência a tração é calculada como 90% da resistência a compressão diametral (SILVA, 2015), ou seja, 226,63 kPa.

Outros dados importantes sobre o solo estudado são o nível do lençol freático e o resultado da sondagem a percussão (SPT). Segundo Thomé (1999), a sondagem e o ensaio de pressiômetro realizados no solo por Matos (1989) e Mántaras (1995) indicam que o lençol freático varia de 3,0m a 6,0m de profundidade, respectivamente, dependendo do local do ensaio e da época do ano em que o mesmo foi executado. Posteriormente Sales (1998) diz que pode se adotar o valor de 4,0m como cota média do nível do lençol freático. A Figura 29 mostra os resultados desses ensaios.

Figura 29: Resultado dos ensaios de CPT, Pressiômetro e SPT realizados no campo experimental da UFRGS.



Fonte: Consoli *et al* (1995).

Para a realização de uma análise comparativa entre os resultados dos cálculos feitos através das equações de previsão de capacidade de carga e os resultados das provas de cargas realizadas por Thomé (1999), foram gerados gráficos de barras no software Excel 2016, facilitando a comparação para posterior discussão acerca da assertividade desses métodos.

4. RESULTADOS

4.1. SAPATAS ASSENTES EM SOLO NATURAL

O cálculo da capacidade de carga de sapatas assentes em solo natural será feito pelo método de Terzaghi (1943), levando em consideração as proposições de Hansen (1961) e Vesic (1975), descritos respectivamente nos itens 2.3, 2.3.1 e 2.3.2. Serão estudados três casos diferentes, onde cada situação será apresentada a seguir.

No primeiro caso, será considerado como fundação a placa circular de 0,30 m de diâmetro, posicionada sobre o solo de baixa capacidade de carga. Cudmani (1994) realizou ensaios de placa de diversos diâmetros no solo em estudo, tornando possível a comparação dos cálculos segundo a metodologia de Terzaghi (1943), que desconsidera a heterogeneidade do solo e os resultados dos ensaios de placa para o solo sem reforço. A Tabela 9 indica os parâmetros que serão utilizados nos cálculos para o caso 1.

Tabela 9: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Terzaghi (1943) – Caso 1.

Parâmetros	Valor	Fonte
C'	17,0 kPa	Tabela 8
ϕ'	26°	Tabela 8
γ	18,2 kN/m ³	Tabela 8
B'	0,30 m	Figura 27
q	0	Sapata não embutida
N_c	22,25	Tabela 2
N_q	11,85	Tabela 2
N_γ	12,54	Tabela 2
S_c	1,533	Tabela 3
S_q	1,488	Tabela 3
S_γ	0,600	Tabela 3

Fonte: Autora (2021).

Com os valores da Tabela 9, através da Equação 7, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 600,40 \text{ kN/m}^2$ para os três aterros. Neste caso, a carga de ruptura para a placa de ensaio de 0,30m de diâmetro é $Q = 42,44 \text{ kN}$.

Com os parâmetros do solo obtidos por Thomé (1999), segundo a Figura 7, que relaciona o tipo de ruptura do solo em função da coesão e do ângulo de atrito do solo, observa-se que a

ruptura se dará sob o regime de puncionamento. Portanto no caso 2, será feita a análise da placa assente no solo natural com os parâmetros de resistência reduzidos, segundo as recomendações de Terzaghi (1943), através da Equação 6. A Tabela 10 indica os parâmetros que serão utilizados nos cálculos para o caso 2.

Tabela 10: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Terzaghi (1943) – Caso 2.

Parâmetros	Valor	Fonte
C'	11,3 kPa	Tabela 8
ϕ'	17,3°	Tabela 8
γ	18,2 kN/m ³	Tabela 8
B'	0,30 m	Figura 27
q	0	Sapata não embutida
N_c	12,34	Tabela 2
N_q	4,77	Tabela 2
N_γ	3,53	Tabela 2
S_c	1,387	Tabela 3
S_q	1,311	Tabela 3
S_γ	0,600	Tabela 3

Fonte: Autora (2021).

Com os valores da Tabela 10, também através da Equação 7, o valor de capacidade de carga calculado é $q_u = 199,70 \text{ kN/m}^2$ para os três aterros. Neste caso, a carga de ruptura para a placa de ensaio de 0,30m de diâmetro é $Q = 14,12 \text{ kN}$.

No terceiro caso, também se considerou como fundação as placas de 30cm de diâmetro, entretanto, a mesma deve estar posicionada sobre a camada de solo reforçado. Como visto anteriormente, sabe-se que na metodologia de cálculo de capacidade de carga de Terzaghi (1943), uma das simplificações é considerar o solo homogêneo. Assim, ao se adotar os parâmetros do solo reforçado, será considerado que a camada reforçada é infinita. Dessa forma, utilizou-se os resultados dos ensaios de caracterização do aterro depois de executado, de onde obtiveram-se os parâmetros do solo reforçado (Tabela 11) para o cálculo da capacidade de carga, sem fazer a redução da coesão efetiva e do ângulo de atrito interno efetivo sugerido por Terzaghi, pois segundo a Figura 7, a ruptura do solo com esses parâmetros será a ruptura geral por cisalhamento.

Tabela 11: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Terzaghi (1943) – Caso 3.

Parâmetros	Valor	Fonte
C^*	88,5 kPa	Tabela 8
ϕ^*	47,0°	Tabela 8
γ	12,49 kN/m ³	Tabela 8
B	0,30 m	Figura 27
q	0	Sapata não embutida
N_c	173,64	Tabela 2
N_q	187,21	Tabela 2
N_γ	403,67	Tabela 2
S_c	2,078	Tabela 3
S_q	2,072	Tabela 3
S_γ	0,60	Tabela 3

Fonte: Autora (2021).

Utilizando os valores da Tabela 11, através da Equação 7, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 32386,68 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 2289,28 \text{ kN}$.

4.2. PURUSHOTHAMARAJ, RAMIAH E RAO (1974)

Os fatores de forma utilizados por Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) estão apresentados nos ábacos da Figura 18 e na Tabela 4. Devido a limitação na obtenção dos fatores de forma para um ângulo de atrito interno maior que 40°, adotou-se $\phi' = 40^\circ$.

Um fato importante de se observar é que para o valor de α adotado (Tabela 4), tem-se que a relação $\frac{b}{2 \tan \alpha} = 0,08315$, e portanto menor que os três valores da espessura da camada d. Logo, para as três espessuras de camadas executadas, a ruptura ocorrerá de acordo com o Caso 1, descrito no item 2.6.1 onde a cunha central de ruptura se forma exclusivamente na primeira camada do solo.

A Tabela 12 apresenta os parâmetros que serão utilizados no cálculo da capacidade de suporte para as três espessuras da camada de reforço.

Tabela 12: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga em solo estratificado de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974).

Parâmetros	Valor	Fonte
c'_1	88,5 kPa	Tabela 8
c'_2	17,0 kPa	Tabela 8
γ_1	12,49 kN/m ³	Tabela 8
ϕ'_1	47,0°	Tabela 8
D_f	0	Sapata sem embutimento
d	0,15 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,60 m (Aterro 3)	Tabela 6
b	0,30 m	Tabela 6
α	61°	Tabela 4
β	25°	Tabela 4
c'_1/c'_2	0,192	Calculado
d/b	0,5 (Aterro 1) 1,0 (Aterro 2) 2,0 (Aterro 3)	Calculado
N_c	30,0 (Aterro 1) 35,0 (Aterro 2) 50,0 (Aterro 3)	Figura 18
N_q	64,98	Tabela 4
N_γ	138,90	Tabela 4

Fonte: Autora (2021).

- Para $d/b = 0,5$ (Aterro 1)

Com os valores da Tabela 12, através da Equação 9 para o caso em que $d/b = 0,5$, o valor de capacidade de carga calculado foi $q_u = 2915,23$ kN/m². A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 206,07$ kN.

- Para $d/b = 1,0$ (Aterro 2)

Já para o caso em que $d/b = 1,0$, o valor de capacidade de carga foi $q_u = 3357,73$ kN/m². A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 237,34$ kN.

- Para $d/b = 2,0$ (Aterro 3)

Apesar da terceira relação nos ensaios de placa de Thomé (1999) ser $d/b = 2,0$, os ábacos apresentados nos trabalhos de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974) de onde se obtém o fator de forma N_c em função de ϕ' correlaciona ambos através da razão entre d/b , que varia de 0,25

até o valor máximo de 1,5. Portanto, para o caso em que $d/b = 2,0$, será utilizado o ábaco da razão $d/b = 1,5$ para determinação do N_c . Assim, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 4685,23 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30 cm de diâmetro é $Q = 331,18 \text{ kN}$.

4.3. VESIC (1975)

Como visto anteriormente, o método de Vesic (1975) descrito no item 2.6.2 considera que na ruptura, o solo da camada superior é puncionado para dentro da camada inferior. Na possibilidade de catástrofe das duas camadas, o método busca usar os parâmetros das duas camadas na previsão da capacidade de carga (Tabela 13).

Tabela 13: Parâmetros utilizados no cálculo da capacidade de carga em solo estratificado de Vesic (1975).

Parâmetros	Valor	Fonte
c'_1	88,5 kPa	Tabela 8
c'_2	17,0 kPa	Tabela 8
γ_1	12,49 kN/m ³	Tabela 8
γ_2	18,2 kN/m ³	Tabela 8
ϕ'_1	47,0°	Tabela 8
B	0,30 m	Tabela 6
L	0,30 m	Tabela 6
H	0,15 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,60 m (Aterro 3)	Tabela 6
K	0,303	Equação 13
q_0''	600,40 kN/m ²	Equação 7
q	0	Sapata sem embutimento
N_c	22,25	Tabela 2
N_q	11,85	Tabela 2
N_γ	12,54	Tabela 2
S_c	1,533	Tabela 3
S_q	1,488	Tabela 3
S_γ	0,60	Tabela 3

Fonte: Autora (2021).

- Para $H = 0,15\text{m}$ (Aterro 1)

Com parâmetros e variáveis calculadas apresentados na Tabela 13, juntamente da Equação 12 para o caso em que $H = 0,15\text{m}$, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 727,25 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30 cm de diâmetro é $Q = 51,41 \text{ kN}$.

- Para $H = 0,30\text{m}$ (Aterro 2)

Já para o caso em que a espessura do reforço é de 30cm, com os valores da Tabela 13 e com a Equação 12 calculou-se a capacidade de carga como sendo $q_u = 844,87 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 59,72 \text{ kN}$.

- Para $H = 0,60\text{m}$ (Aterro 3)

Com os valores da Tabela 13 e com a Equação 12, para o caso em que $H = 0,60\text{m}$, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 1055,09 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 74,58 \text{ kN}$.

4.4. MEYERHOF E HANNA (1978)

Da mesma forma que Vesic (1975), o método de Meyerhof e Hanna (1978) também considera que a camada superior do solo punção a camada inferior. Assim, os parâmetros das duas camadas são usados na previsão da capacidade de carga (Tabela 14).

Vale observar que Meyerhof e Hanna (1978) estudaram dois casos de ruptura, como já mostrado no item 2.6.3, onde, no primeiro caso a camada rígida sobrepõe a camada menos resistente e no segundo caso ocorre a situação oposta. Como já visto, Thomé executou uma camada de solo reforçado sobre um solo de baixa capacidade de carga, portanto deve-se analisar a solicitação do solo no estudo de Thomé (1999) sob as preposições do Caso I, descritas no item 2.6.3.

Tabela 14: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga em solo estratificado de Meyerhof e Hanna (1978).

Parâmetros	Valor	Fonte
c'_1	88,5 kPa	Tabela 8
c'_2	17,0 kPa	Tabela 8
γ_1	12,49 kN/m ³	Tabela 8
γ_2	18,2 kN/m ³	Tabela 8
ϕ'_1	47,0°	Tabela 8
ϕ'_2	26,0°	Tabela 8
B	0,30 m	Tabela 6
D_f	0	Sapata sem embutimento
H	0,15 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,60 m (Aterro 3)	Tabela 6
N_{c1}	173,64	Tabela 2
N_{q1}	187,21	Tabela 2
$N_{\gamma1}$	403,67	Tabela 2
N_{c2}	22,25	Tabela 2
N_{q2}	11,85	Tabela 2
$N_{\gamma2}$	12,54	Tabela 2
Fatores de inclinação da carga (i)	1,0	Carga vertical
S_{c1}	2,078	Tabela 3
S_{q1}	2,072	Tabela 3
$S_{\gamma1}$	0,60	Tabela 3
S_{c2}	1,533	Tabela 3
S_{q2}	1,488	Tabela 3
$S_{\gamma2}$	0,60	Tabela 3
q_{bv}	633,43 kN/m ² (H = 0,15m) 666,47 kN/m ² ; (H = 0,30m) 732,54 kN/m ² (H = 0,60m)	Equação 20
q_{tv}	32386,68 kN/m ²	Equação 21
$\underline{q_2}$	0,02 (H = 0,15m)	Calculado
q_1	0,02; (H = 0,30m) 0,02 (H = 0,60m)	
c_a/c_1	0,6	Figura 22
δ/ϕ'_1	0,35	Figura 22
A	0	Carga vertical

C_a	7,965 kPa (H = 0,15m) 15,930 kPa (H = 0,30m) 31,860 kPa (H = 0,60m)	Equação 16
k_s	4,0	Figura 23
i_a	1,0	Figura 21
i_s	1,0	Figura 21
s_a	1,0	Item 2.6.3, pg 25
s_s	1,0	Item 2.6.3, pg 25

Fonte: Autora (2021).

- Para H = 0,15m (Aterro 1)

Através da Tabela 14 e da Equação 19 para o caso em que H = 0,15m, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 646,55 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 45,70 \text{ kN}$.

- Para H = 0,30m (Aterro 2)

Considerando H = 0,30m, o valor de capacidade de carga calculado foi $q_u = 722,71 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 51,09 \text{ kN}$.

- Para H = 0,60m (Aterro 3)

Para o caso H = 0,60m, também com a Equação 19, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 964,99 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura é $Q = 68,21 \text{ kN}$.

4.5. FOPPA (2016)

A metodologia de Foppa (2016) trata o solo como não coesivo, pois seus estudos se deram em modelos reduzidos sobre areia de média compactidade, com densidade relativa $D_r = 36\%$. Dessa forma, foi descartada da equação de previsão de capacidade de carga a parcela de resistência atribuída à coesão do solo. Como já visto, o solo trabalhado por Thomé (1999) possui uma coesão de 88,5 kPa, porém optou-se por seguir as simplificações sugeridas por Foppa (2016), devido ao fato de tratar-se de uma metodologia criada para camadas de reforço finitas.

Conforme observado na Figura 27, as placas de 0,30m de diâmetro foram executadas em conjunto com mais uma placa em cada aterro. Portanto, em nenhum dos casos, a carga

aplicada pelas placas na camada de solo reforçado se deu em seu centro geométrico. Devido à essa excentricidade do carregamento aplicado, deve-se substituir as dimensões reais do reforço por uma área efetiva de tensão que a camada de reforço causará no solo natural através das Equações 2.8a e 2.8b, de Meyerhof, conforme descrito no item 2.4.

Vale lembrar que nessa previsão, a espessura da camada de reforço só entrará nos cálculos da tensão de tração máxima suportada por ela, já que a mesma será considerada como a própria fundação agindo sobre o solo de menor capacidade de carga. A Tabela 15 mostra os parâmetros e variáveis utilizadas para esse cálculo.

Tabela 15: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Foppa (2016).

Parâmetros	Valor	Fonte
ϕ'	26°	Tabela 3.4
γ	18,2 kN/m ³	Tabela 3.4
B_r	0,90 m (Aterro 1) 0,90 m (Aterro 2) 1,20 m (Aterro 3)	Figura 3.2
L	1,60 m	Figura 3.2
B	0,30 m	Figura 3.2
q	0	Sapata não embutida
N_q	11,854	Equação 2.24
N_γ	7,758	Equação 2.25
T_r	0,30 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,45 m (Aterro 3)	Figura 3.2
H_r	0,15 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,60 m (Aterro 3)	Tabela 3.2
q_t	226,63 kN/m ²	Item 3.4, pg 40
$Q_{ur(n)}$	63,54 kN/m ² (Aterro 1) 63,54 kN/m ² (Aterro 2) 84,72 kN/m ² (Aterro 3)	Calculado (Eq. 23)

Fonte: Autora (2021).

- Para $H = 0,15\text{m}$ (Aterro 1)

Com parâmetros e variáveis calculadas apresentados na Tabela 15, através da Equação 27, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 190,61 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 91,49 \text{ kN}$.

A verificação da tensão de tração máxima que o reforço suporta é feito através da Equação 2.28, onde a tensão de tração gerada no reforço deve ser comparada com a resistência a tração do reforço, levando-se em conta o fator de segurança do projeto. Thomé (1999) recomenda o uso do fator de segurança igual a 2. O valor encontrado, para o reforço de 0,15m, através da Equação 28 foi $\sigma_{tm\acute{a}x} = 441,98 \text{ kN/m}^2$. Ou seja, a tensão de tração que solicita a placa de reforço é maior que sua resistência a tração $q_t = 226,63 \text{ kN/m}^2$. Portanto, haverá o colapso do reforço, assim como foi observado nos ensaios de placa de Thomé (1999).

- Para $H = 0,30\text{m}$ (Aterro 2)

Devido ao fato da geometria do Aterro 1 e do Aterro 2 serem a mesma, os valores de capacidade de carga e carga de ruptura se repetem. Portanto, a capacidade de carga é $q_u = 190,61 \text{ kN/m}^2$, e a carga de ruptura é $Q = 91,49 \text{ kN}$.

A tensão de tração ao qual o reforço foi submetido é $\sigma_{tm\acute{a}x} = 172,19 \text{ kN/m}^2$. Portanto, para o fator de segurança 2 recomendado por Thomé (1999), a tensão de tração admissível é $q_t/2 = 113,32 \text{ kN/m}^2$, logo haverá colapso do reforço. E conforme observado no trabalho de Thomé (1999), realmente ocorreu a ruptura do reforço.

- Para $H = 0,60\text{m}$ (Aterro 3)

Para o reforço com 1,20m de lado, no caso em que $H = 0,60\text{m}$, temos que a capacidade de carga é $q_u = 338,87 \text{ kN/m}^2$. A carga de ruptura para a placa de 30 cm de diâmetro é $Q = 162,66 \text{ kN}$.

Da mesma forma que ocorreu nos aterros 1 e 2, ocorrerá a ruptura do reforço, pois a tensão de tração que solicita o reforço é $\sigma_{tm\acute{a}x} = 155,24 \text{ kN/m}^2$, ou seja, maior que sua tensão de tração admissível.

4.6. CABALLERO (2019)

Caballero (2019) também fez simplificações no desenvolvimento de sua metodologia. Assim como Foppa (2016), ele considerou o solo não coesivo e a camada de reforço como a fundação, sendo que o reforço é cilíndrico, ou seja, nesse caso deve entrar o fator de forma circular para a sapata.

Deve-se lembrar que o reforço executado por Thomé (1999) possui geometria retangular. Assim, para adaptar a análise da capacidade de carga do solo reforçado à metodologia de Caballero (2019), optou-se por considerar o reforço como uma placa circular de diâmetro igual a menor dimensão da área efetiva da camada retangular do reforço.

A Tabela 16 apresenta os parâmetros que foram utilizados nos cálculos da capacidade de carga segundo a Equação 31.

Tabela 16: Parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga de Caballero (2019).

Parâmetros	Valor	Fonte
ϕ'	26°	Tabela 8
γ	18,2 kN/m ³	Tabela 8
D_r	0,9 m (Aterro 1) 0,90 m (Aterro 2) 1,20 m (Aterro 3)	Figura 27
D	0,30 m	Figura 27
q	0	Sapata não embutida
N_q	11,854	Equação 15
N_γ	7,758	Equação 16
S_γ	0,6	Item 2.8.2, pg 31
T_r	0,30 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,45 m (Aterro 3)	Figura 27
H_r	0,15 m (Aterro 1) 0,30 m (Aterro 2) 0,60 m (Aterro 3)	Tabela 6
q_t	226,63 kN/m ²	Item 3.4, pg 40
$Q_{ur(n)}$		Calculado

Fonte: Autora (2021).

- Para H = 0,15m (Aterro 1)

Com parâmetros e variáveis calculadas apresentados na Tabela 16, através da Equação 31, encontrou-se o valor de capacidade de carga $q_u = 343,11$ kN/m². A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 24,25$ kN.

A verificação da tensão de tração máxima que o reforço suporta é feito através da Equação 32, onde a tensão de tração gerada no reforço deve ser comparada com a resistência a tração do reforço. Para o fator de segurança 2, tem-se que a tensão de tração admissível é $q_t/2 =$

113,32 kN/m² e a tensão de tração que solicita o reforço foi calculada como $\sigma_{tm\acute{a}x} = 606,29$ kN/m². Dessa forma, assim como observado nas provas de carga de Thomé (1999) haverá o colapso do reforço.

- Para H = 0,30m (Aterro 2)

A capacidade de carga para o solo com a camada de reforço de 0,30m é $q_u = 343,11$ kN/m², e a carga de ruptura também é $Q = 24,25$ kN.

A tensão de tração ao qual o reforço foi submetido é $\sigma_{tm\acute{a}x} = 198,62$ kN/m². O fator de segurança 2 recomendado por Thomé (1999), indica que a tensão de tração admissível é $q_t/2 = 113,32$ kN/m², portanto, conforme constatado em campo, houve colapso do reforço.

- Para H = 0,60m (Aterro 3)

Para o reforço com 1,20m de lado, temos que a capacidade de carga é $q_u = 813,29$ kN/m². A carga de ruptura para a placa de 30cm de diâmetro é $Q = 57,49$ kN.

A tensão de tração que solicita o reforço é $\sigma_{tm\acute{a}x} = 166,65$ kN/m², ou seja, maior que sua tensão de tração admissível. Sendo assim, conforme a situação em campo, o reforço se rompeu.

4.7. RESUMO DOS RESULTADOS

A Tabela 17 apresenta todos os resultados de cargas de ruptura obtidas para cada método aplicado, considerando as espessuras das camadas.

Tabela 17: Resultados das cargas últimas de ruptura.

Espessura da Camada	Métodos de Obtenção (Valores em kN)				
	Provas de Carga	Terzaghi (Caso1)	Terzaghi (Caso2)	Terzaghi (Caso3)	Purushothamar <i>aj et al</i>
0,00 m	20,0	42,44	14,12	2289,28	-
0,15 m	65,0	-	-	-	206,07
0,30 m	150,0	-	-	-	237,34
0,60 m	255,0	-	-	-	331,18
Espessura da Camada	Provas de Carga	Vesic	Meyerhof e Hanna	Foppa	Caballero
0,00 m	20,0	-	-	-	-
0,15 m	65,0	51,41	45,70	91,49	24,25
0,30 m	150,0	59,72	51,09	91,49	24,25
0,60 m	255,0	74,58	68,21	162,66	57,49

Fonte: Autora (2021).

4.8. DISCUSSÕES

4.8.1. Modo de ruptura

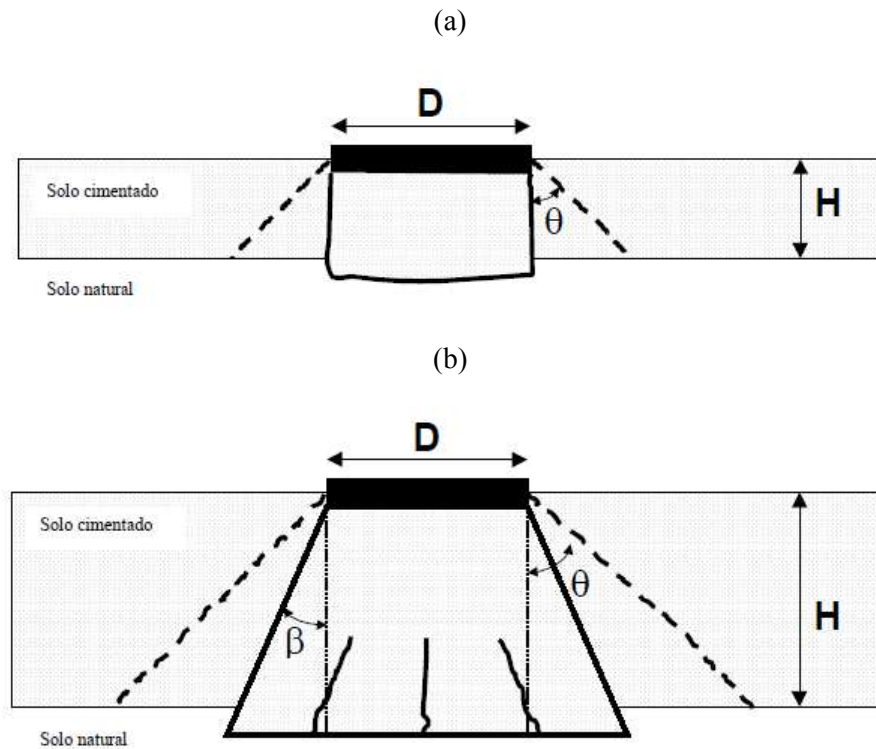
A análise dos mecanismos de ruptura nos ensaios de carga de Thomé (1999) levou a conclusões de que o solo reforçado se comporta de forma diferente de solos solicitados em seu estado natural.

Segundo Thomé (1999), apesar da ruptura apresentar as características físicas de uma ruptura por puncionamento caracterizada pelo afundamento do material logo abaixo da placa de ensaio no solo natural, os comportamentos das curvas carga-recalque apresentam características da ruptura generalizada, onde ocorre a carga de ruptura e posteriormente a queda da resistência do solo, evidenciada pelo aumento do recalque e estagnação da carga aplicada, ambas discutidas no item 2.2.2.

Essa particularidade dos solos reforçados se dá devido ao alto grau de cimentação das partículas da camada. Ao mesmo tempo que a carga aplicada pela placa gera tensões cisalhantes logo abaixo de sua borda, a flexão do reforço gerada pela carga traciona sua base. Dessa forma, esses dois mecanismos de solicitação do reforço o rompem, sendo essa superfície de ruptura controlada pela relação espessura da camada cimentada e pela dimensão da fundação.

A Figura 30 esquematiza as superfícies de ruptura observadas para as diferentes espessuras de camada cimentada.

Figura 30: Mecanismos de ruptura observados em camadas cimentadas sobre camadas não-cimentadas: (a) $H/D=0,25$ e $H/D=0,5$; (b) $H/D=1,0$ e $H/D=2,0$.



Fonte: Thomé (1999).

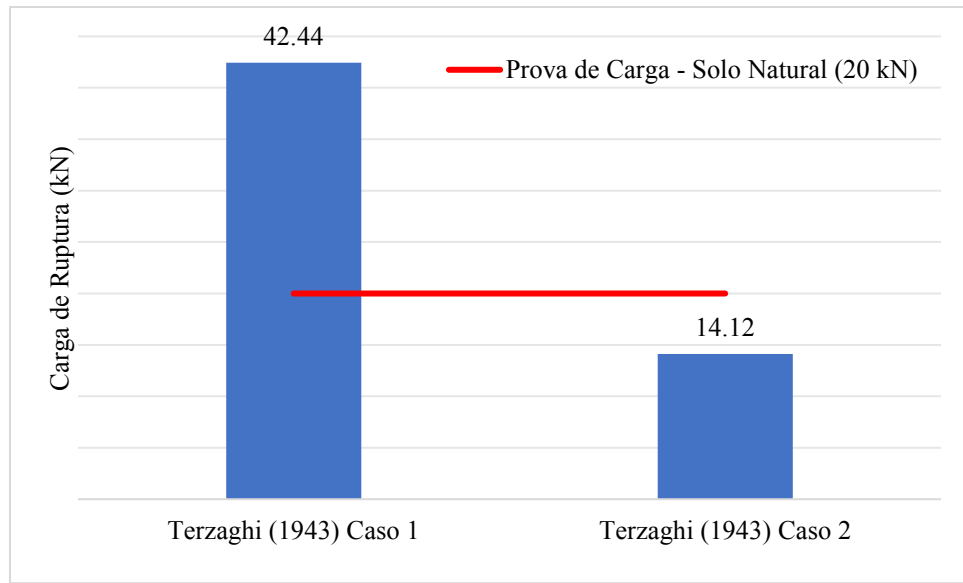
4.8.2. Sapata assente em solo natural ($H = 0,0\text{m}$)

A metodologia de Terzaghi (1943) prevê a capacidade de carga de solos homogêneos. Embora seu trabalho tenha sido amplamente utilizado e se mostrado eficiente na previsão de capacidade de carga, sabemos que nem sempre as condições de homogeneidade serão atendidas. Na verdade, na engenharia é muito comum que as condições do solo em campo se mostrem bastante diferentes das simplificações adotadas no momento do desenvolvimento da sua metodologia. Portanto, deve-se considerar a influência da diferença entre os parâmetros de resistência das camadas de solo que serão tensionadas pelo carregamento de fundações sobre elas.

Para simplificar as análises da capacidade de carga do solo estudado por Thomé (1999) às hipóteses de Terzaghi, considerou-se que a fundação estava assente diretamente sobre o solo natural, considerado no item 4.1 como caso 1. Também se analisou a capacidade de carga para o solo com os parâmetros reduzidos à dois terços do valor obtido nos ensaios, devido à possibilidade da ruptura por punção do solo (caso 2). A Figura 31 apresenta o gráfico

gerado com as previsões de capacidade de carga nesses dois casos e as comparações com o resultado da prova de carga realizada por Cudmani (1994) para a placa de 0,30m de diâmetro assente sobre o solo natural.

Figura 31: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga, por Terzaghi (1943), para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo natural (casos 1 e 2).

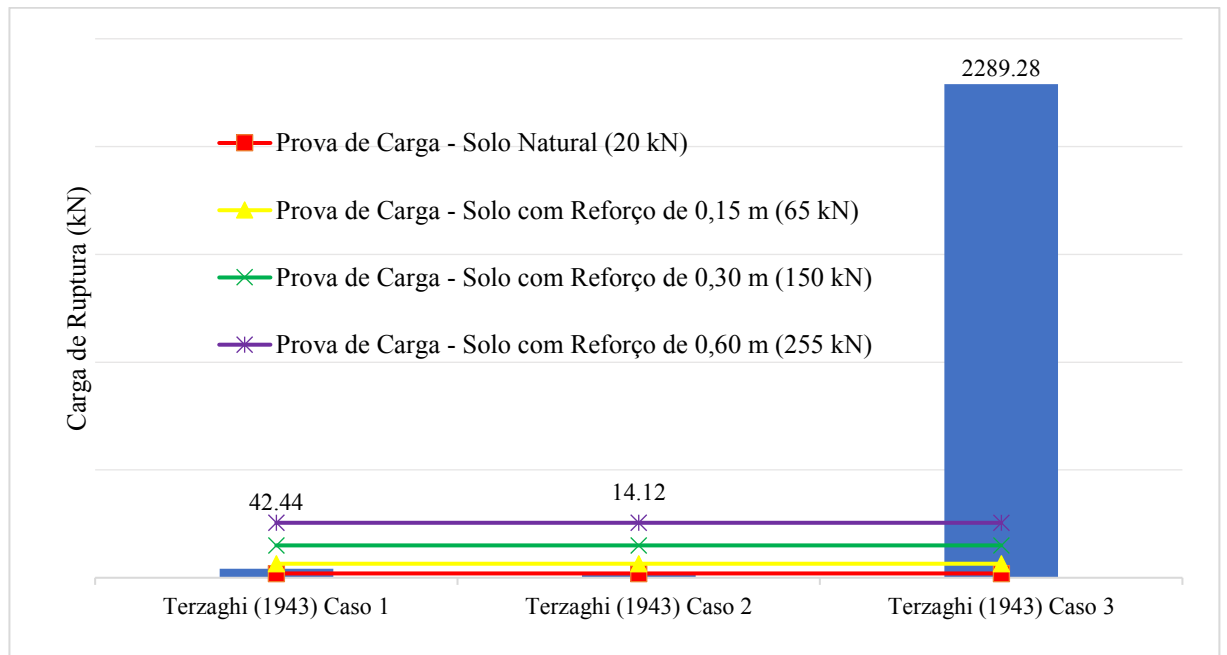


Fonte: Autora (2021).

A análise do gráfico da Figura 31 mostra que se desconsiderarmos o punção da fundação sobre o solo natural, o cálculo da capacidade de carga nos induzirá ao erro pois a carga de ruptura foi superestimada como sendo 112,2% maior que o valor obtido na prova de carga, ou seja, para o caso 1 a previsão da capacidade de carga do solo natural foi 2,12 vezes maior que o observado em campo. Entretanto, se seguirmos as recomendações de redução dos parâmetros de Terzaghi, segundo descrito no caso 2, observamos que o valor calculado é 29,4% menor que o obtido da prova de carga.

Quando consideramos que a placa de 0,30m de diâmetro está assente num solo com os parâmetros de resistência da camada reforçada, descrito como caso 3, observamos que a capacidade de carga calculada pela metodologia de Terzaghi (1943) assume um valor característico de solos muito resistentes. A Figura 32 apresenta o gráfico que compara os três casos com resultado da prova de carga de Cudmani (1994) e das provas de carga de Thomé (1999).

Figura 32: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga, por Terzaghi (1943), para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo natural (casos 1, 2 e 3).



Fonte: Autora (2021).

Para o terceiro caso temos que o valor da carga de ruptura calculada é 8,98 vezes maior que o resultado da prova de carga no reforço de maior espessura. Esse fato explicita a dificuldade de se utilizar a metodologia de Terzaghi (1943) para prevê a capacidade de suporte de solos heterogêneos. Como já mostrado na Figura 12, cada camada do solo tem sua parcela na resistência e reagem de forma diferente à solicitação de uma fundação. A impossibilidade de se considerar essas particularidades na hora de aplicar o método resulta em valores que fogem da realidade observada em campo, conforme visto nos resultados do caso 3.

Para tornar mais clara essa comparação, a Tabela 17 relaciona o valor da prova de carga no solo natural com os resultados dos cálculos para os três casos segundo a metodologia de Terzaghi (1943).

Tabela 18: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo natural.

Método	Relação com a prova de carga em solo natural
Terzaghi – Caso 1	212,20 %
Terzaghi – Caso2	70,60 %
Terzaghi – Caso 3	11446,40 %

Obs: prova de carga em solo natural (20 kN)

Fonte: Autora (2021).

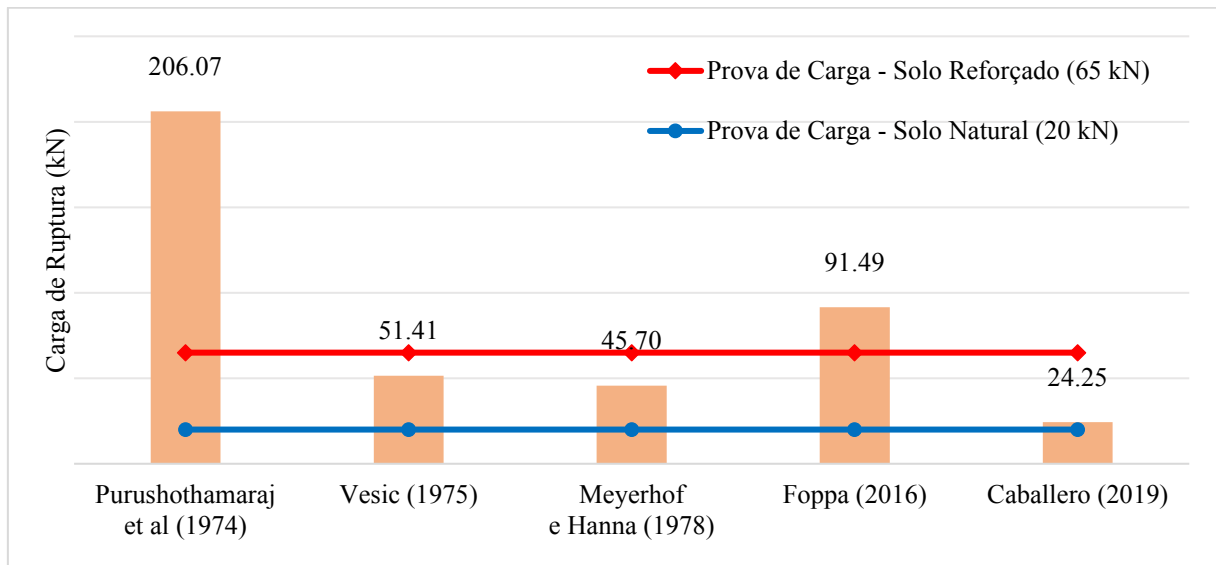
Conforme observado nos gráficos das Figuras 30 e 31 e na Tabela 18, o caso 2, no qual se fez a redução dos parâmetros de resistência do solo natural é o que mais se aproximou do valor real obtido em prova de carga. Entretanto, se considerarmos um fator de segurança 3 no dimensionamento da fundação, ainda seria possível usar o resultado do caso 1, que sofreria a redução necessária para se manter abaixo dos 20 kN obtidos na prova de carga. Contudo, os resultados mostram que no caso 3, a generalização dos parâmetros da camada mais resistente para todo o solo que será solicitado leva a um erro que pode se tornar um risco a segurança de edificações que utilizem fundações com previsão de capacidade superestimada. Em outras palavras, o uso da metodologia de Terzaghi (1943) em solos estratificados se torna inviável, pois seria necessário o uso dos parâmetros da camada menos resistente. Assim, não haveria redução do tamanho da sapata no dimensionamento e, portanto, não haveria razão para executar o reforço.

4.8.3. Sapata assente em camada reforçada (H = 0,15 m)

Diferentemente de Terzaghi (1943), as metodologias de previsão de capacidade de carga em solos estratificados e reforçados, descritas nos itens 2.6 e 2.8, levam em consideração a influência dos parâmetros das camadas que compõe o solo solicitado.

Ao analisar a Figura 33 fica claro que apesar da espessura da camada ser de apenas 0,15 metros, houve um ganho de 225,00 % na capacidade de carga obtida pelas provas de carga. Conforme discutido no trabalho de Thomé (1999), esse ganho de resistência se dá pelo aumento do teor de cimentação das partículas da camada reforçada o que torna o ângulo de atrito interno e a coesão do solo maiores. Também se percebe que as cinco metodologias são eficientes em considerar a influência das camadas na capacidade de carga final do solo, já que todas resultaram em valores superiores aos 20 kN da prova de carga no solo natural.

Figura 33: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga em solo estratificado, para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo reforçado ($H = 0,15$ m).



Fonte: Autora (2021).

O resultado da previsão de capacidade de carga realizado pelo método Purushothamaraj *et al* (1978) é o que mais afasta-se do resultado da prova de carga. A metodologia destes autores se baseia na metodologia de Terzaghi (1943), porém com ressalvas quanto ao fator de capacidade de carga relativo à coesão do solo, que o relaciona à razão entre as coesões das 2 camadas de solo e à razão entre a largura da fundação e a profundidade da camada superior. Os demais fatores de capacidade de carga adotados devem ser os do caso homogêneo, considerando os parâmetros da camada superior. Tal simplificação levou a um erro de 217,03 % a mais que o valor da prova de carga no solo reforçado.

Outro resultado que se mostrou maior que a prova de carga de Thomé (1999) foi o obtido da metodologia de Foppa (2016). Vale lembrar que nessa metodologia o solo natural utilizado nos modelos reduzidos de prova de carga era uma areia fina com $D_r = 33\%$ e a espessura da camada entra apenas no cálculo da tração admissível do reforço, já que para definir a capacidade de carga, ele considera o reforço como a própria fundação, e supõe que a ruptura se dará no solo natural. Como a geometria do reforço é diferente da placa utilizada nas provas de carga, o resultado da previsão da capacidade de carga segundo o método de Foppa (2016) é 40,75% maior que a prova de carga para um reforço de 0,15m.

A Tabela 19 resume a relação entre os valores calculados segundo cada método e os resultados obtidos das provas de cargas no solo natural e no solo reforçado de 0,15 metros.

Tabela 19: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo reforçado (H = 0,15 m).

Método	Relação com a prova de carga em solo natural	Relação com a prova de carga em solo reforçado
Purushothamaraj <i>et al</i>	1030,35 %	317,03 %
Vesic	257,05 %	79,09 %
Meyerhof e Hanna	228,50 %	70,31 %
Foppa	457,45 %	140,75 %
Caballero	121,25 %	37,31 %

Obs: prova de carga em solo natural (20 kN) prova de carga em solo reforçado (65 kN)

Fonte: Autora (2021).

Do contrário aos valores acima discutidos, as metodologias de Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) e Caballero (2019) apresentaram resultados menores que a prova de carga no solo reforçado. O resultado que mais se aproximou da carga real medida em campo foi o de Vesic, sendo 20,91% menor que ela. Deve-se considerar que o método de Vesic (1975) soma a resistência da camada inferior, caso a sapata estivesse posicionada sobre ela, aos parâmetros de cálculo da capacidade de carga considerando os parâmetros da camada superior. Além do fato que no desenvolvimento de sua teoria, Vesic (1975) previu que a ruptura se daria na camada superior, pela formação de um cilindro que puncionaria a camada inferior. Esse fato realmente aconteceu, conforme visto no trabalho de Thomé (1999), indicado na Figura 30, para relações H/B menores que 1,0.

Da mesma forma que Vesic (1975), Meyerhof e Hanna (1978) também consideraram que a superfície de ruptura seria cilíndrica, puncionando a camada inferior, e também preveem a parcela de resistência da camada inferior ao somá-la na sua equação geral de capacidade de carga. Essas similaridades com as condições encontradas em campo colaboram na acurácia do resultado obtido, apenas 29,69% menor que a prova de carga.

Em contraste com as suposições de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978), a metodologia de Caballero (2019) supõe que a ruptura ocorrerá no solo natural e não no reforço. De fato, sua metodologia considera, assim como Foppa (2016), o reforço como uma extensão da fundação. Conforme já discutido, Thomé (1999) estudou a capacidade de carga do solo levando-o até a ruptura da camada de reforço, porém Foppa (2016) e Caballero (2019) em seus dimensionamentos, estudam a resistência à tração do reforço para evitar sua ruptura.

O resultado do cálculo da capacidade de suporte pelo método de Caballero (2019) foi 62,69% menor que a prova de carga. Vale lembrar que tanto seu método como o de Foppa (2016) desconsideram a espessura no cálculo da capacidade de carga, eles apenas a usam na verificação da resistência a tração. Além do mais, as simplificações também já discutidas também prejudicam nessa previsão, pois desconsidera a coesão do solo natural.

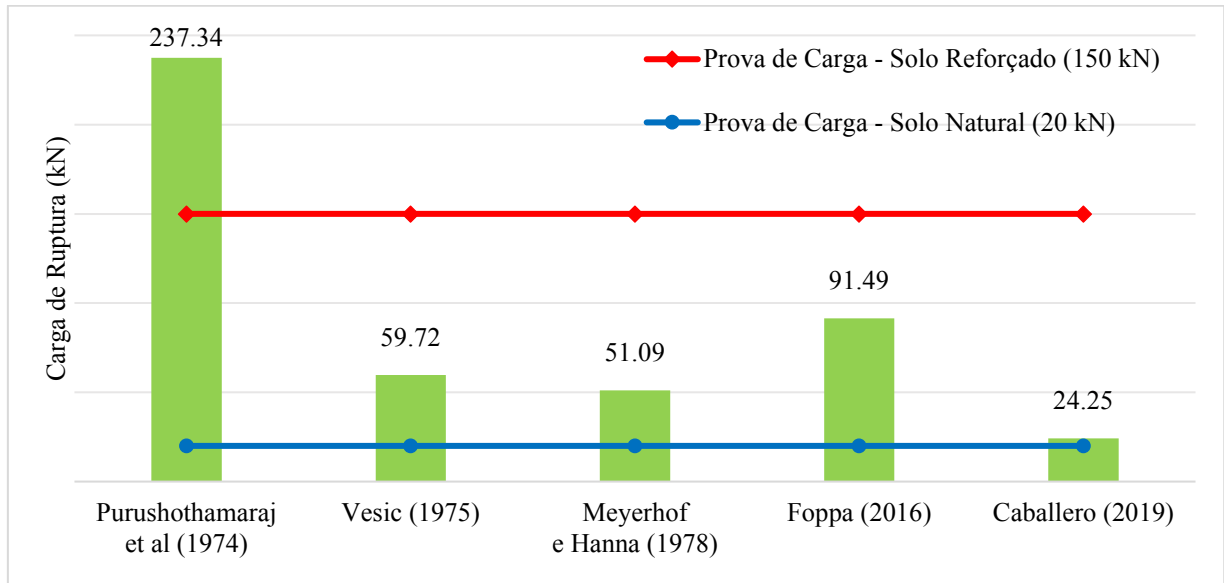
4.8.4. Sapata assente em camada reforçada (H = 0,30 m)

À medida que a camada reforçada aumenta de espessura, a resistência do sistema solo-reforço cresce. Esse fato é evidenciado pelo resultado da prova de carga para a camada de 0,30 m de reforço que se mostrou 2,31 vezes maior que a carga de ruptura na camada de solo reforçado de 0,15 metros de espessura e 7,5 vezes maior que a prova de carga no solo natural.

Também se observa na Figura 34 que as metodologias clássicas de cálculo de capacidade de carga em solos estratificados conseguiram prever o ganho na capacidade de suporte, sendo o valor calculado por Purushothamaraj *et al* (1974) 15,17% maior que o observado na camada de 0,15 metros, o valor calculado por Vesic (1975) 16,16% maior que o resultado na camada anterior e o resultado obtido por Meyerhof e Hanna (1978) 11,79% maior que o calculado na camada de 15 centímetros. Contudo, esse aumento na capacidade de carga foi menor que a carga de ruptura obtida do ensaio de placa para os casos de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978).

Já os valores calculados pelos métodos de Foppa e Caballero não apresentaram variações dos resultados calculados para a camada de 0,15 metros, pois, como dito anteriormente, a espessura do reforço não é considerada no cálculo da capacidade de carga e a sua largura manteve-se no segundo aterro.

Figura 34: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga em solo estratificado, para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo reforçado ($H = 0,30$ m).



Fonte: Autora (2021).

A metodologia proposta por Purushothamaraj *et al* (1974), como nas demais situações, mostrou um resultado superior à prova de carga, chegando a um valor 58,23% maior que a mesma. A capacidade de carga calculadas pelas metodologias de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) continuam apresentando resultados menores que a prova de carga, porém, a diferença em relação à prova de carga se tornou maior, chegando a valores de apenas 39,81% e 34,06% da mesma, respectivamente. A Tabela 20 apresenta as relações dos cálculos com as provas de carga.

Tabela 20: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo reforçado ($H = 0,30$ m).

Método	Relação com a prova de carga em solo natural	Relação com a prova de carga em solo reforçado
Purushothamaraj <i>et al</i>	1186,70 %	158,23 %
Vesic	298,60 %	39,81 %
Meyerhof e Hanna	255,45 %	34,06 %
Foppa	457,45 %	60,99 %
Caballero	121,25 %	16,17 %

Obs: prova de carga em solo natural (20 kN)

prova de carga em solo reforçado (150 kN)

Fonte: Autora (2021).

Como esperado, houve uma redução na porcentagem da relação entre os valores calculados pelos métodos de Foppa (2016) e Caballero (2019) e a prova de carga, onde o primeiro é 39,01% menor que a prova de carga e o segundo é 83,83% menor.

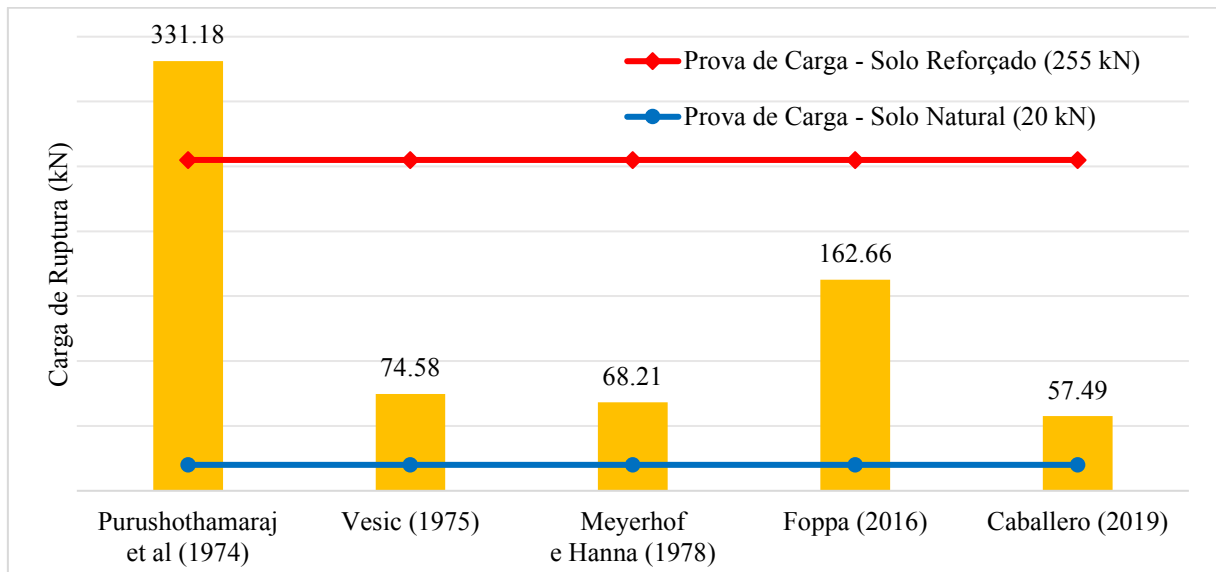
Em resumo, a metodologia de cálculo de capacidade de carga que mais se aproximou do resultado da prova de carga na camada reforçada de 0,30m foi a de Foppa (2016). Ainda assim, esse valor é questionável devido a divergência entre o modelo de ruptura observado por Thomé (1999) e as considerações do método.

4.8.5. Sapata assente em camada reforçada (H = 0,60m)

Assim como visto nos itens anteriores, à medida que a camada reforçada aumenta de espessura, a carga de ruptura nas provas de carga em solos reforçados cresce. De fato, o resultado da prova de carga na camada de 0,60m se mostrou 1,7 vezes maior que a carga de ruptura na camada de solo reforçado de 0,30m de espessura, 3,92 vezes maior que a prova de carga na camada de 0,15m e 12,75 vezes maior que a prova de carga no solo natural.

Da mesma forma, as metodologias clássicas também mostraram um aumento em relação aos cálculos anteriores. O valor obtido por Purushothamaraj et al (1974) foi 39,54% maior que o calculado para a camada de 0,30m e 0,71% maior que o resultado para a camada de 0,15m. Vesic (1975) se mostrou 24,88% maior que o resultado para a camada de 0,30m e 45,07% maior para a camada de 0,15m. A Figura 35 apresenta os resultados dos cálculos das capacidades de suporte segundo cada método e as provas de carga no solo natural e reforçado.

Figura 35: Comparação entre a carga obtida em prova de carga e a previsão de capacidade de carga em solo estratificado, para sapatas com $d=30$ cm assente sobre o solo reforçado ($H = 0,60$ m).



Fonte: Autora (2021).

Nesse caso, também se observou o aumento na capacidade de suporte calculada por Foppa (2016) e Caballero (2019), mas deve-se observar também que houve uma mudança na geometria do reforço. Mais especificamente, o valor da carga de ruptura calculado aumentou devido à largura efetiva para o terceiro aterro ser maior.

A Tabela 21 relaciona as cargas de ruptura e as provas de carga na camada reforçada de 0,60m e no solo natural.

Tabela 21: Relação dos resultados calculados com o valor da prova de carga no solo reforçado ($H = 0,60$ m).

Método	Relação com a prova de carga em solo natural	Relação com a prova de carga em solo reforçado
Purushothamaraj <i>et al</i>	1655,90 %	129,87 %
Vesic	372,90 %	29,25 %
Meyerhof e Hanna	341,05 %	26,75 %
Foppa	813,30 %	63,79 %
Caballero	287,45 %	22,55 %

Obs.: prova de carga em solo natural (20 kN) prova de carga em solo reforçado (255 kN)

Fonte: Autora (2021).

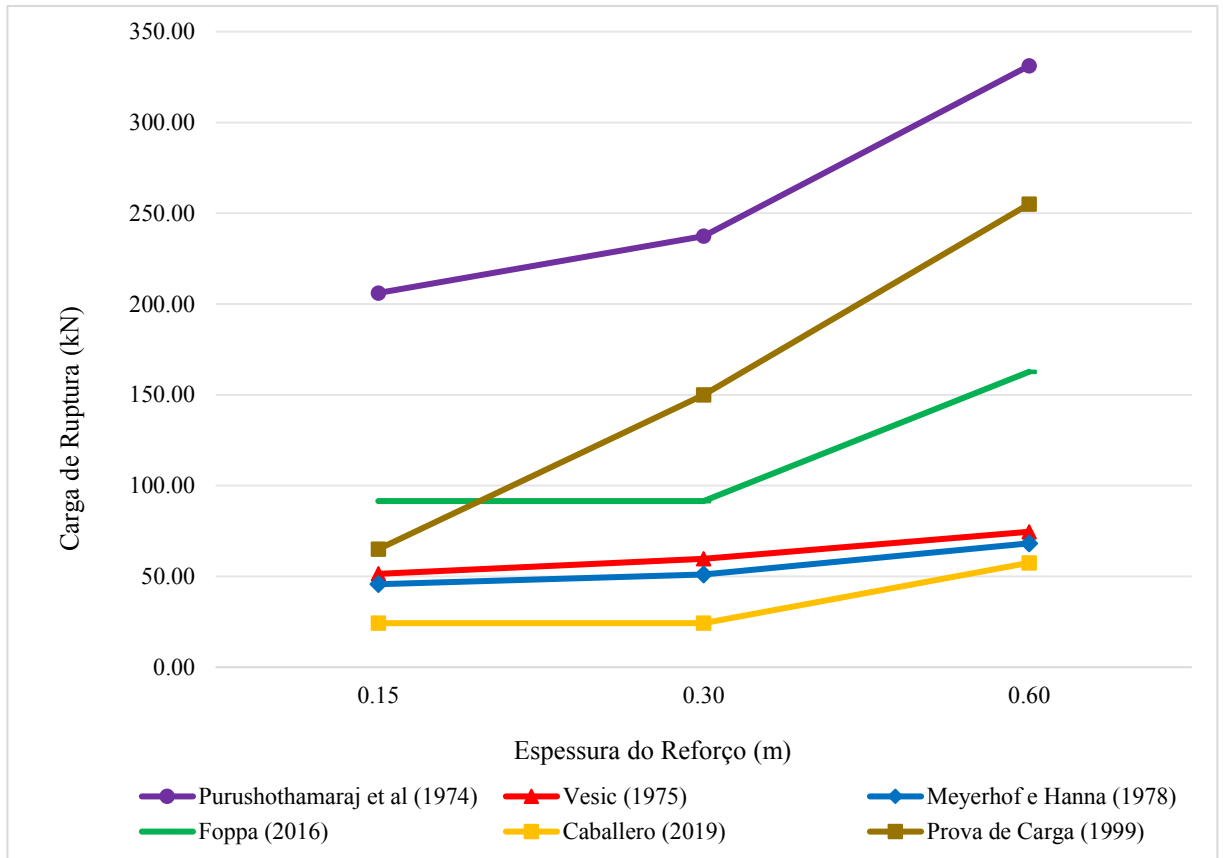
No geral, todos os resultados calculados pelos métodos de previsão de capacidade de carga para a camada de 0,60m aumentaram em relação aos cálculos anteriores, assim como ocorreu para a camada de 0,30m. Também nota-se que exceto pelo método de Purushothamaraj *et al* (1974), todas as outras previsões foram menores que o valor da prova de carga no solo reforçado, assim como ocorreu na camada de 0,30m. O resultado do cálculo por Purushothamaraj *et al* (1974) foi 29,87% maior que a prova de carga. O valor obtido por Vesic (1975) foi 70,75% menor. Meyerhof e Hanna (1978) foi 73,25% menor que a prova de carga. O método de Foppa (2016) calculou um valor 36,21% menor que a prova de carga. E Caballero (2019) se mostrou 77,45% menor que a prova de carga feita por Thomé (1999) quando um reforço de 0,60m de espessura é utilizado.

Para este caso, Purushothamaraj *et al* (1974) produziu resultados mais próximos do valor obtido em campo. Pela tendência que se observa nos gráficos, provavelmente à medida que a camada de reforço aumenta de espessura, seu método mais se aproxima dos valores reais. Isso se deve ao fato da sua metodologia usar os fatores de capacidade de carga relativos aos parâmetros de resistência da camada reforçada. Portanto, quanto maior a espessura da camada, mais reais as condições de campo pressupostas pelo método.

Outro fato importante de se observar é que apesar da boa aproximação de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) para a camada de 0,15m, a suas acurácias diminuiram para as camadas de 0,30m e 0,60m. O provável motivo dessa redução na precisão é o fato de que a superfície de ruptura nesses dois últimos casos não é cilíndrica, como prevê o método, mas tronco-cônica. Conforme mostrado na Figura 29, para a relação H/D maiores que 1, Thomé (1999) observou que há um aumento da área da superfície de punção do solo natural, portanto a carga de ruptura será maior que no caso em que a superfície de ruptura é cilíndrica.

Na verdade, essa tendência da não variação da capacidade de carga das fundações superficiais mesmo com o aumento da espessura da camada de reforço é observada na maioria dos métodos analisados. Os gráficos da Figura 36 compilam essas informações, indicando o valor da carga de ruptura para cada espessura da camada reforçada.

Figura 36: Comparação entre as cargas obtidas em provas de carga e as previsões de capacidade de carga em solo estratificado, para as três espessuras da camada reforçada.



Fonte: Autora (2021).

Como se pode observar, à medida em que se aumenta a espessura da camada de reforço, a capacidade de carga do solo também aumenta de forma linear, fato evidenciado pela inclinação da curva da prova de carga no gráfico. Em contraste, nota-se que a capacidade de carga prevista pelos métodos de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) não apresentaram grandes variações da carga de ruptura com o aumento da espessura do reforço em solo cimentado.

Para o caso da aplicação do método de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1974), verifica-se que há influência da espessura da camada de reforço. Ainda assim, deve-se lembrar que os resultados obtidos dessa metodologia não são representativos para o caso do solo com camada reforçada. Nesse método, a consideração dos parâmetros superestima a influência da primeira camada na capacidade de carga do solo. Portanto, os resultados serão superiores aos obtidos de provas de carga feitas em campo.

Do mesmo modo, as metodologias de Foppa (2016) e Caballero (2019) não apresentam variação da capacidade de carga do solo à medida que a espessura do reforço aumenta.

Conforme já citado, ambas desconsideram a ruptura do reforço, atribuindo apenas a sua geometria na tensão que será causada na camada de solo natural. Portanto, nos gráficos da Figura 35, o aumento da carga de ruptura na camada de reforço de 0,60m de diâmetro só ocorreu devido a variação da geometria superficial do mesmo.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando a pesquisa realizada, foi possível observar as vantagens de se trabalhar com solo reforçado na questão do ganho de resistência e capacidade de carga de fundações superficiais. A análise dos resultados das provas de cargas realizadas por Thomé (1999) em aterros executados com material reforçado indica que quanto maior a espessura da camada de reforço, maior a capacidade de carga de fundações superficiais sobre ele. De fato, observou-se também através das metodologias de cálculo de capacidade de carga, que nos três aterros executados, houve um ganho de resistência do solo reforçado em relação a capacidade de carga do solo natural.

Igualmente aos resultados das provas de carga, ao se aplicar os parâmetros do solo em estudo nos métodos de previsão de capacidade de carga, observou-se que na maioria deles, houve ganho de resistência do solo à solicitação da fundação superficial. Porém, esse aumento da capacidade de carga não foi tão significativo quanto o observado em campo. Ainda assim, os métodos de Vesic (1975) e Meyerhof e Hanna (1978) se mostraram consistentes nos resultados, sempre se mantendo abaixo do valor de ruptura obtido em campo. Os aumentos percentuais da capacidade de carga nas camadas reforçadas de 0,30m e 0,60m de espessura, em relação à camada 0,15m foram de 16,16% e 45,07% para o método de Vesic (1975) e de 11,79% e 49,26% para o método de Meyerhof e Hanna (1978). Em contrapartida, os métodos de Foppa (2016) e Caballero (2019), desenvolvidos para solos melhorados se mostraram incapazes de prever o ganho de resistência do solo com o aumento da espessura da camada reforçada. Vale ressaltar que, no caso da prova de carga feita diretamente no solo natural, a metodologia de Terzaghi (1943) se mostrou bastante representativa. Ainda assim deve-se aplicar as reduções de parâmetros de resistência devido a ruptura por punção, pois segundo o método de Terzaghi (1943), chegou-se a valores de 70,60% da resistência obtida no ensaio.

Finalmente, observou-se que os métodos utilizados nas previsões de capacidade de carga chegaram a resultados pouco satisfatórios quando comparados aos resultados das provas de carga realizadas em campo. A metodologia de Purushothamaraj, Ramiah e Rao (1978) manteve para as três espessuras das camadas de reforço, valores acima da capacidade de carga obtida em campo. Os demais métodos apresentaram valores abaixo do resultado das provas de carga, salvo o caso de Foppa (2016) para a camada de reforço de 0,15m, o qual apresentou resultado de 140,75% em relação ao ensaio no campo. Ou seja, a maioria dos métodos analisados se mostraram bastante abaixo dos valores reais obtidos em campo.

O método que mais se mostrou representativo foi o de Vesic (1975), com valores em relação a resistência obtida em campo de apenas 79,09%, 39,81% e 29,25% para as camadas de reforço de 0,15m, 0,30m, e 0,60m respectivamente. Também o método de Meyerhof e Hanna (1978) apresentou valores de resistência de 70,31%, 34,0% e 26,75% em relação às provas de cargas nas camadas de reforço de 0,15m, 0,30m, e 0,60m respectivamente.

Finalmente, chega-se à conclusão de que apesar do ganho significativo de resistência ao se executar um reforço num solo de baixa capacidade de carga, as metodologias estudadas nesse trabalho não previram de forma satisfatória esse ganho. Portanto, fica claro que ainda são necessários mais estudos que considerem a utilização de reforços finitos no aumento da capacidade de carga desses solos. Apesar de duas das seis metodologias estudadas já apresentarem considerações a respeito das dimensões do reforço, as simplificações do método impossibilitaram a reprodução das condições reais encontradas em campo. Assim, o aprofundamento nesses estudos traria muitos benefícios à Geotecnia em geral, pois a utilização desses métodos serve para facilitar no dimensionamento das fundações, considerando que nem sempre é possível a realização de ensaios para determinar sua capacidade de carga.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Dosagem das misturas de solo-cimento; normas de dosagem e métodos de ensaios.** 3 ed. São Paulo: ABCP, 1986. 57 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175: Cal hidratada para argamassas - Requisitos.** Rio de Janeiro, 2003.
- AZAMBUJA, R. M. B. **Comportamento mecânico e hidráulico de misturas de solo-cimento-bentonita para a aplicação em barreiras verticais de contenção de contaminantes.** 2004. 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.
- CABALLERO, Ricardo D. **Desenvolvimento de uma metodologia de projeto de fundações superficiais circulares assentes sobre camada de solo-cimento.** 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2019.
- CINTRA, José C. A.; AOKI, Nelson, ALBIERO, José H. **Fundações diretas: projeto geotécnico.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- DAS, M. Braja. **Princípios de engenharia de fundações.** 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016. Tradução: Noveritis do Brasil.
- FERNADES, D. S. G.; PORTO, T. B. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015, p105.
- FLOSS, M. F. **Parâmetros de Controle da Resistência e Rigidez de Solos Granulares Artificialmente Cimentados.** 2012. 193p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.
- FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados.** 2005. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

FOPPA, D. **Novo Método para Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes sobre Camada de Reforço em Solo-Cimento**. 2016. 229p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LIMA, S.L. **Capacidade de Suporte de Fundações Superficiais Apoiadas em Camadas de Areia de Fundação**. 82f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal da Fronteira Sul, Cerro Largo-RS, 2015.

MENDONÇA, A. M. G. D.; OLIVEIRA, L. M.; NUNES C. G. L.; BATISTA, W. R. F.; SOUSA NETO, V. F. **Determinação das propriedades físicas, químicas e mineralógicas da cal hidratada visando uso na construção civil**. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM CIÊNCIAS, 1, 2016, Campina Grande. Anais... Campina Grande, Editora Realize, 2016. v 1.

MEYERHOF, R.; HANNA, A.M. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. **Canadian Geotechnical Journal**, n.15, p. 565-572.

MIELI, P. H. **Avaliação do tijolo modular de solo cimento como material na construção civil**. 2009. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Materiais) - Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

PINTO, S. **Estabilização de areia com adição de cal e cinza volante**. Rio de Janeiro, COPPE, 1971. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1971.

PINTO, S. C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

PURUSHOTHAMARAJ, P; RAMIAH, B.K.; RAO, K.N.V. Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive-friction soils. **Canadian Geotechnical Journal**, n.11, p.32-45.

ROHJFES JÚNIOR, J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico-químicas e sua aplicação à análise de fundações superficiais**. 1996. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.** 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 1998.

SILVA, Fagner F. Da. **Uso de métodos numéricos para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral do concreto.** 22f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pampa, Alegrete-RS, 2015

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais.** 1999. 266p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo e fundações superficiais. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations. **In winterkorn, h.f.; fang, h. (eds) foundation engineering handbook.** New York: Van Nostrand Reinhold, p.121-147.

ZAMPIERI, Lucas Q. **Comportamento mecânico de um solo mole orgânico cimentado com aglomerantes variados.** 2004. 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.