Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso
Campus Cuiabá - Cel.Octayde Jorge da Silva
Departamento de Área da Construção Civil
Curso Superior de Tecnologia em Construção de Edifícios

Cuiabá 21 de setembro de 2020

Fundações Rasas

Fundações Rasas

Luiz Carlos de Figueiredo[1]

Silvana Fava Marchezini[2]

[1]Professor do IFMT, Campus Cuiabá - Cel. Octayde Jorge da Silva
[2]Professora do IFMT, Campus Cuiabá - Cel. Octayde Jorge da Silva

Sumário

1 Introdução **9**

2 O risco na engenharia de fundações **13**

2.1 Previsão 13

2.1.1 Estrutura de uma previsão 14

2.1.2 Classificação dos resultados 15

2.1.3 Métodos *versus* dados 16

2.1.4 Avaliações das previsões 17

2.2 Risco calculado 18

2.2.1 Classificação dos riscos 19

2.2.2 Classificação de perdas potenciais 19

2.3 Riscos de engenharia 20

2.4 Riscos humanos 21

3 Tipos de fundações **22**

3.1 Fundações superficiais 23

3.2 Classificação das sapatas 25

3.2.1 Quanto à carga transferida 25

3.2.2 Quanto à rigidez 26

4 Filosofias de projeto **28**

4.1 Solicitação admissível 29

4.2 Valores de cálculo 31

4.3 Relação entre as filosofias 32

4.4 NBR 6122 34

4.5 Estados limites 34

4.5.1 Estados Limites Últimos - ELU 34
4.5.2 Segurança na compressão - fundação rasa 35
4.6 Estados limites de serviço- ELS 36
4.6.1 Verificação dos estados limites de serviço (ELS) 37
4.6.2 Valores limites dos deslocamentos das fundações . . . 37
4.6.3 Fatores a serem considerados 37
4.7 Efeito do vento 38
4.7.1 Método de valores admissíveis (com valores característicos 38
4.7.2 Método de valores de cálculo 39

5 Capacidade de carga para fundações rasas 40
5.1 Generalidades da NBR 6122:2019 41
5.2 Capacidade de carga 42
5.3 Tipos de ruptura 43
5.4 Mecanismos de ruptura 44
5.4.1 Mecanismos em função do solo 45
5.4.2 Mecanismos em função da excentricidade e da inclinação da carga 49
5.5 Capacidade de carga para carregamentos verticais e centrados 50
5.5.1 Teoria de Terzaghi 51
5.5.2 Solo sem peso e sapata à superfície 53
5.5.3 Solo não coesivo e sem peso 54
5.5.4 Solo não coesivo e sapata à superfície 54
5.6 Fórmula da capacidade de carga ou superposição dos efeitos de Terzaghi 55
5.6.1 Efeitos de forma 56

5.6.2 Ruptura por puncionamento 57
5.7 Proposição de Vesic 57
5.7.1 Ruptura geral com proposição de Vesic 58
5.8 Solo estratificado 60
5.8.1 Propagação de tensões 60
5.8.2 duas camadas 62

Lista de Figuras

1 Esboço do equilíbrio estático tradicional 10

2 Esboço do equilíbrio estático - contexto geotécnico 10

3 Modelo de ação e reação em uma estaca, conforme Vésic (1975.) 11

4 Modelo de ação e reação para uma sapata. 12

5 Acurácia da previsão de Lambe(1973) 17

6 Mecanismo de ruptura: (a) fundação rasa; (b) fundação profunda. 23

7 Elemento de fundação rasa: bloco 23

8 Elemento de fundação rasa: sapata isolada 24

9 Elemento de fundação rasa: sapata associada 24

10 Fundação rasa: radier 25

11 Sapatas quanto à carga transferida. 26

12 Esboço de uma sapata flexível. 27

13 Esboço de uma sapata rígida 28

14 Distribuição normal dos valores de capacidade de carga. . . . 29

15 Correlação entre os fatores de segurança. 33

16 Comportamento de uma sapata sob carga vertical (Kézdi, 1970) 41

17 Sistema sapata-solo. 42

18 Ruptura geral, (VESIC, 1975) 44

19 Ruptura geral nas fundações de silos de concreto armado. . . 44

20 Mecanismos de ruptura devido ao solo 45

21 Condições de ruptura em areias Vesic (1963) 48

22 Campos de deslocamentos das rupturas (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (Lopes, 1979) 49

23 Mecanismos em função da excentricidade e da inclinação da carga 50
24 Superfície potencial de ruptura (Terzaghi,1943). 51
25 cunha de solo sob a base da sapata 53
26 Fatores de capacidade de carga (Terzaghi; Peck; Mesri,1967) . 55
27 Propagação de tensões na proporção 1:2 (Perloff e Baron, 1976) 60
28 Parcela de tensão propagada 61
29 Bulbo que incorpora duas camadas 62

Lista de Tabelas

1 Classificação da previsão 15

2 Classificação de sapatas quanto a cargas transferidas 25

3 **Fatores de segurança à compressão e coeficientes de ponderação** 36

4 Fatores de forma de Trazghi, Peck e Mesri (1967) 57

5 Fatores de forma (De Beer, 1967, apud Vesic, 1975) 58

6 Fatores de capacidade de carga Vesic (1975) 59

1 Introdução

A engenharia de Fundações requer conhecimentos de análise estrutural, isto é, dimensionamento e projeto de concreto armado e protendido e aço, minimamente, além de conhecimento de Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas, as duas últimas no contexto da Geotecnia e as primeiras do cálculo estrutural (LOPES; VELLOSO, 2016).

Visto assim, percebe-se uma dualidade entre a engenharia de estruturas e a geotecnia que o especialista em fundações precisa conhecer. Precede a esse conhecimento, o domínio da Mecânica dos Solos, principalmente as propriedades geotécnicas, bem como a investigação do subsolo. Interessa pois, saber o que é granulometria do solo, sua classificação e também as propriedades como condutividade hidráulica, percolação, adensamento, tensão, cisalhamento e ainda a origem do solo. Nota-se que antes de analisar o comportamento geotécnico,é preciso dominar os conceitos básicos da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas (DAS, 2016).

Obviamente, o conhecimento da superestrutura cabe ao engenheiro responsável pelo cálculo estrutural e daí origina o primeiro problema conceitual entre a engenharia de estruturas e a geotecnia. A hipótese de cálculo é sempre suposta como indeslocável, o que de per se é impraticável, posto que os materiais deformam-se quando submetido a tensões e tudo, na natureza está, a priori submetido a uma tensão, dado que a força gravitacional se faz presente em todo o universo.

Em uma abstração gráfica a engenharia estrutural percebe o solo como um tabuleiro, perfeitamente horizontal e o consequente equilíbrio resultante entre a solicitação e as forças aplicadas, como se denota na Figura 1. Segundo Aoki et al. (2002), essa visão da fundação é tradicional e considera esta como

uma subestrutura (sapatos, blocos, estacas, radares, tubulões, baldrames, paredes) que se encontra em contato com o maciço de solo.

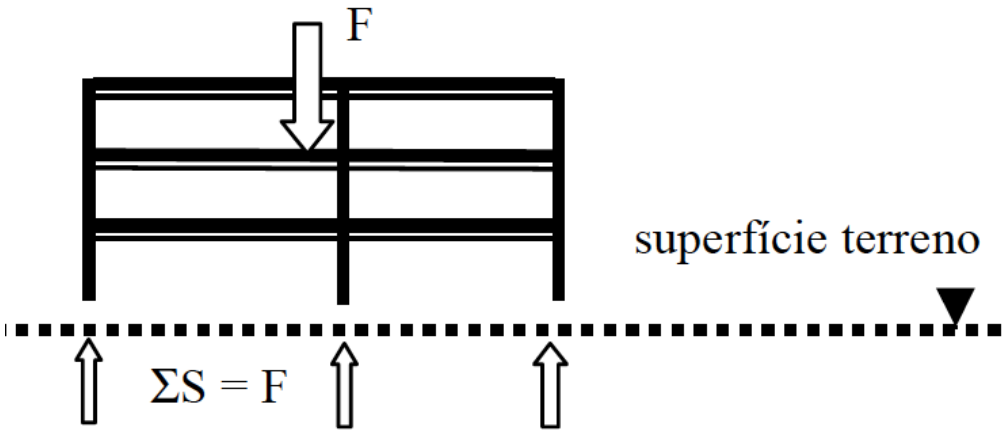


Figura 1: Esboço do equilíbrio estático tradicional

Por outro lado temos o contexto geotécnico que considera as deformações naturais do terreno e toma que a subestrutura é conjunto dos elementos de fundação e o maciço de solo que envolve esses elementos. Desse modo, ainda segundo Aoki, cada elemento de fundação constitui-se atuando de forma isolada, assim a fundação é o sistema que congrega os elementos de fundações ou o sistema da subestrutura envolta pelo maciço de solo. A Figura 2 esboça esse conceito.

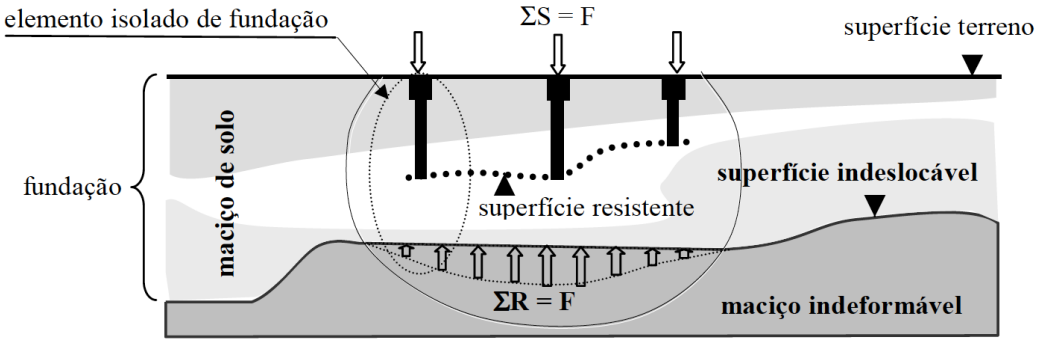


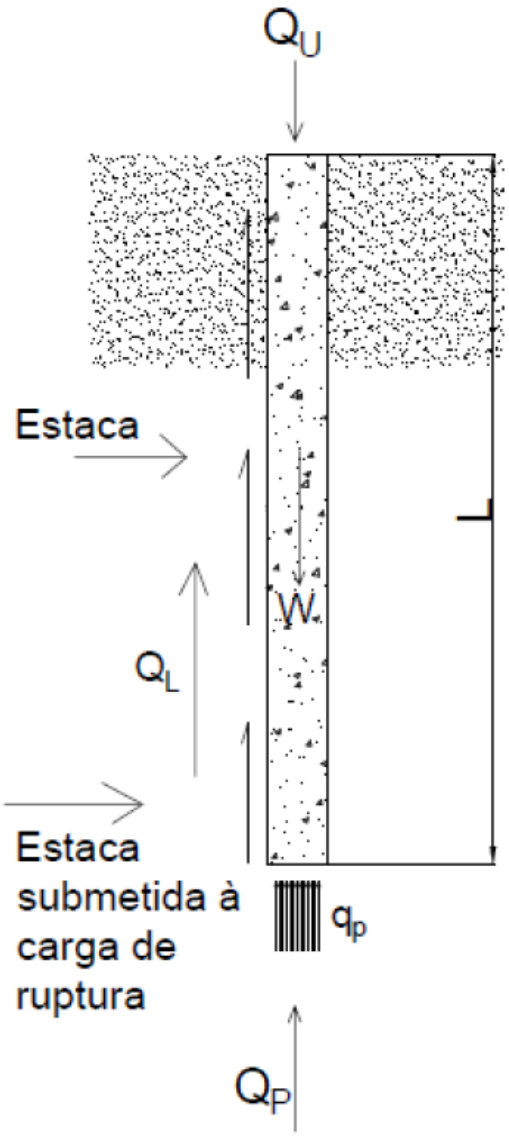
Figura 2: Esboço do equilíbrio estático - contexto geotécnico

Se a subestrutura deve ser vista com o olhar geotécnico, então a primeira tarefa é observar a interação solo-estrutura - ISE. A ISE pode ser superficial

com a consequente grande influência em terrenos vizinhos ou profunda onde essa influência é menor, mas ainda assim presente. Então, em uma primeira classificação nós temos as fundações rasas e as profundas. Contudo, se atentarmos apenas ao contato entre o solo e os elementos de fundações temos as estacas e as demais: tubulões, sapatas, radiers e blocos.

As estacas interagem , em um contexto de equilíbrio, força e solicitação (VESIC, 1972), conforme se depreenda da Figura 3. Nota-se que a a uma carga aplicada (Q_U), a estaca e solo desenvolvem as reações RL e RP.

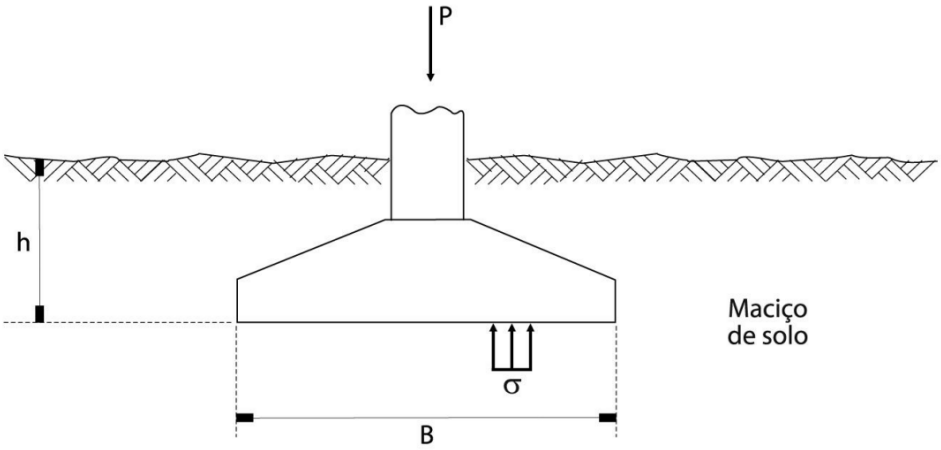
Figura 3: Modelo de ação e reação em uma estaca, conforme Vésic (1975.)



Fonte: adaptado de Figueiredo et al. (2016)

As fundações de contato como as sapatas interagem pelo contato de uma força que se distribui em uma área de contato entre o elemento de fundação e o solo. A Figura 4 detalha, genericamente como isso ocorre. Observe que a força P descarregada do pilar para a sapata dá origem a uma resistência ou tensão (σ).

Figura 4: Modelo de ação e reação para uma sapata.



Fonte: (**??**)

Além das fundações ou dos elementos de fundações e, consequentemente, as suas capacidades de carga do sistema elemento de fundação-solo, temos que nos preocupar com os recalques no desempenho de um sistema de fundações. Os recalques podem ser por adensamento, quando a água é expelida mediante a solicitação aplicada ao solo e isso demanda um período de tempo mensurável e o recalque imediato que acontece imediatamente após ou durante a construção. O recalque imediato é também chamado de elástico. O recalque total, segundo Das (2016), é a soma dos recalques elástico e por adensamento.

Nesta nota de aulas trataremos de fundações rasas, exclusivamente de sapatas, para os cursos de tecnologia em Controle de obras e Construção de Edifícios. A teoria tem por base a literatura geotécnica na forma de livros e

artigos publicados em seminários e revistas geotécnicas. A cada conceitução será feita um reforço de aplicação numérico com base *scripts* da linguagem Python (ROSSUM et al., 2007; ROSSUM; DRAKE, 2003; ROSSUM; JR, 1995).

2 O risco na engenharia de fundações

Quando por questões de saúde somos submetidos a uma intervenção cirúrgica os cirurgiões avaliam o risco de morte. Isso é aceito como natural. Contudo, quando se trata de uma construção civil a menção a risco traz preocupação ao empreiteiro, empreendedor imobiliário e assemelhados, embora há sempre riscos inerentes ao ato de construir. Por isso o papel da predição é importante na engenharia de fundações, como é importante em qualquer evento humano. A história está repleta de eventos que marcam o papel das previsões: corretas e incorretas. Dentre as corretas destacam-se Colombo e Galileo. Nesse diapasão podemos destacar três linhas de preocupação geotécnica com o risco inerente da engenharia geotécnica: **previsão, risco calculado** e **observação**.

2.1 Previsão

A preocupação com o risco em fundações pode ser vista em Lambe (2013), artigo no qual o autor Esta palestra enfatiza e ilustra a importância de previsões para a prática da engenharia civil. As previsões são examinadas e classificadas, e as comparações são feitas entre o desempenho previsto e desempenho medido para oito obras civis construídas.

Para Lambe (1973), as previsões profecias desempenharam um papel fundamental no desenvolvimento da religião. A religião era a fonte de revelação

do desconhecido até que a ciência começou a desvelar os "mistérios"da natureza de modo organizado, sistêmico e universal. Predições hoje influenciam todas as tomadas de decisões políticas, mormente na fase de conquista do voto do eleitor. Algoritmos de predição desenvolvidos com métodos de *Machine Learning* são empregados para decidir negócios de grandes e pequenos empreendimentos comerciais e financeiros. Na engenharia civil, de modo geral, as predições têm sido empregadas em hidrologia, meio ambiente, tráfego, custo financeiro das obras civis e geotecnia.

2.1.1 Estrutura de uma previsão

As previsões geotécnicas têm como alvo o comportamento do solo quando submetido às tensões de trabalho, implica em predizer o futuro, quando a obra estiver em desempenho de trabalho na sua capacidade máxima e, também mínima, por exemplo as escolas que lotam durante as aulas e se aliviam de carga transitória durante as férias. Qual a magnitude da deformação que uma estrutura terá sofrido em uma data específica no futuro? Qual a natureza dos subsolos encontrados em uma escavação? Outras dúvidas pertinentes surgem como por exemplo: quais as implicações geotécnicas quando se corta um subsolo, há milênios em equilíbrio de tensões? Lambe (1973), apresentou um roteiro para auxiliar a previsão geotécnica:

i Determinar a situação de campo - investigação de campo, topografia, cadastramento da vizinhança com histórico das construções vizinhas;

ii Simplificar - utilizar a teoria de probabilidade e estatística e realizar uma modelagem com os dados (atualmente, nesse ponto, se utiliza as técnicas de *Machine Learning*);

iii Determinar mecanismos - por exemplo, o engenheiro concluir que para um determinado caso, a fundação que carrega o subsolo sofrerá deformação unidimensional e a água dos poros obedecerá a um fluxo unidimensional;

iv Selecionar métodos e parâmetros - definir os métodos e os parâmetros de solo que serão empregados;

v Manipular métodos e parâmetros para dar termo à previsão - com o emprego do computador é possível, por exemplo para estimativa de capacidade de carga e recalques, trabalhar com vários métodos e parâmetros de solo e depois fazer análises comparativas de desempenho; e

vi Representar a previsão - nesta fase é importante as saídas de visualizações, as escolhas de categorias que queremos representar, as variáveis dependentes em um mesmo domínio.

2.1.2 Classificação dos resultados

É importante classificar os resultados. Lambe (1973), apresentou uma tabela de classificação - Tabela 1 - que resume em classificar o que é predito, antes do início da construção, durante e depois.

Tabela 1: Classificação da previsão

Tipo de previsão	**Quando a previsão é feita**	**Resultados quando a previsão é feita**
A	Antes do acontecimento	-
B	Durante o acontecimento	Não conhecidos
B1	Durante o acontecimento	Conhecidos
C	Depois do acontecimento	Não conhecidos
C1	Depois do acontecimento	Conhecidos

Fonte: Lambe (1973)

Uma previsão de recalque do tipo A, por exemplo, seria feita antes da construção e com base inteiramente nos dados disponíveis na época. Uma previsão de assentamento do tipo B seria feita durante a construção e teria disponíveis os dados obtidos durante as partes iniciais do construção, como medições feitas durante a escavação, construção da fundação, etc. O resultado do evento previsto pode ser desconhecido (tipo B) ou conhecido (tipo Bl). Uma previsão do tipo C é aquela feita após a ocorrência do evento que está sendo previsto.

2.1.3 Métodos *versus* dados

Nem sempre a sofisticação de um método diminui a incerteza ou o risco. Dados de má qualidade, ainda que analisados com métodos sofisticados não produzem bons resultados.

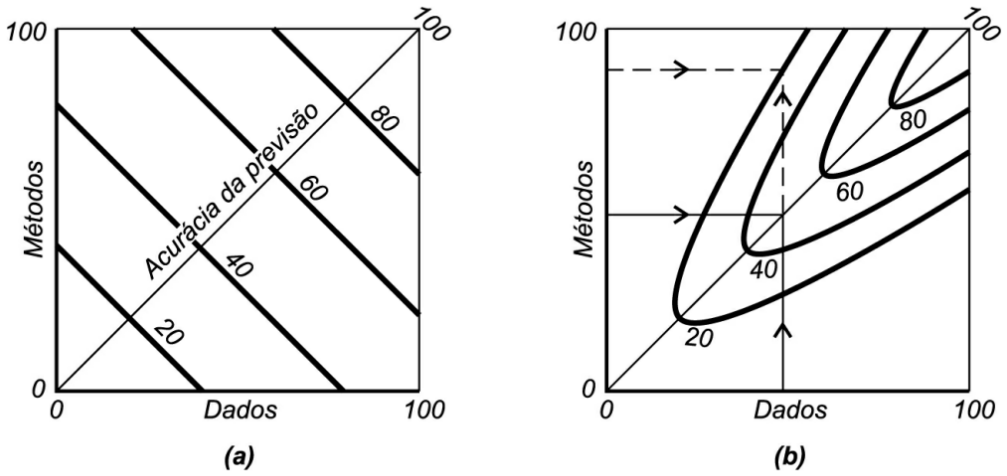
Sobre esse ponto Poulos et al. (2002) descrevem, uma bem cuidada narrativa, sobre a utilização de métodos computacionais. Os autores exemplificam um problema comum em aplicativos para projetos de estruturas de retenção que adaptam o modelo Winkler para um solo *continuum*, uma justa tentativa de adequar o solo à estrutura (interação). Observam os autores que cabe ao projetista ou usuário do aplicativo impor os limites ativos e passivos nas pressões aplicadas à estrutura de retenção (paredes) e isso pode variar de usuário para usuário. Aduz a isso, o fato de que a modelagem de Winkler baseia-se em considerar o solo como molas não conectadas e lineares que nem sempre correspondem ao real comportamento do solo.

Brooks e Spence (1992) e Yang (1997), compararam as previsões obtidas usando a abordagem Winkler com outros métodos e com base em uma representação do solo com *continuum*. Esses estudos indicam que geralmente,

rigidez mais baixa deve ser usada nas molas do modelo Winkler para alcançar deslocamentos comparáveis aos previstos pelos modelos contínuos.

Nota-se que a análise geotécnica *per se* deve ser melhorada com a aquisição de conhecimentos técnicos e experiência, para se ter uma mitigação de riscos. Uma boa medida do estamos a dizer são os estudos de feitos por Magnan e mestat (1992) . Lambe (1973) mostra nas Figuras 5a e 5b, respectivamente o ponto de vista dominante e o que o autor recomenda.

Figura 5: Acurácia da previsão de Lambe(1973)



Fonte: Lambe (1973)

2.1.4 Avaliações das previsões

A engenharia eletrônica, associada à computação tem dado um desenvolvimento acentuado no campo da avaliação das previsões. Sem dúvida, nem toda obra civil é possível instrumentar os elementos de fundações ou fazer provas de carga que são referências de avaliação de carga *versus* recalque. Mas o faceamento dos resultados obtidos com instrumentação e a previsão em grandes obras civis, são importantes para auxiliar a previsão em pequenas construções. Além disso, o controle de recalque com medidas em réguas

Invar com referênci de nível a *benchmark* é compensado pela economia e ganho estético das obras em relação aos vícios, às vezes permanentes pela falta desse controle geotécnico.

Lambe (1973), adverte que deveríamos pautar nossas previsões pra o tipo A, sempre; admitir-se-ia as do tipo B, mas a do tipo C, o autor a denomina de "autópsia". O termo autópsia é dramático, mas muitas vezes, uma obra sem previsão, transforma-se numa tragédia humana.

2.2 Risco calculado

Qualquer evento que altera a natureza gera riscos que são probabilidades sucesso ou insucesso. Nesse diapasão, por ser o solo um material anisotrópico[3], o risco é muito maior para as obras de cunho geotécnico. Vários autores preocuparam-se com os riscos na engenharia geotécnica: Casagande (1965), discorre sobre risco calculado para trabalhos em terra em obras de engenharia de fundações ; Mello e Silveira (1975), aplicaram a filosofia da probabilade e estatística aos ensaios de mecânica dos Solos ; Velloso (1985), sobre segurança das fundações ; e Aoki et al. (2002), sobre probabilidade ruína.

Casagrande (1965), engloba os riscos em dois aspectos:

- uso de conhecimento imperfeito, orientado pelo senso comum, para estimar as variações prováveis de todas quantidades que são processadas na solução de um problema geotécnico; e
- decisão com base em limites de segurança que levam em conta fatores econômicos estimativa de perdas em caso de colapso.

[3]Que apresenta propriedades com valores diferentes.

De todo modo, o risco calculado evolui ao longo da construção e de acordo com as decisões tomadas pelo executor. Se o problema é uma faixa larga entre o mínimo e o máximo, por exemplo, índice de resistência à penetração do *Standard Penetration Test* - SPT, o N_{SPT}, então a solução é compreender o contexto geotécnico com grande anisotropia e conduzir ensaios até a ruptura, eliminando desse modo a largueza da incerteza; se o problema é a ruptura iminente, caso de solos sabidamente colapsíveis, então os ensaios de prova de carga e de inundação seriam aconselháveis.

2.2.1 Classificação dos riscos

Segundo Lopes e Velloso (2016), Casagrande (1965) classifica os riscos em:

- Riscos de engenharia:
  - Riscos desconhecidos; e
  - Riscos calculados.
- Riscos humanos:
  - Organização insatisfatória (quem é o responsável pelo projeto? Quem é o responsável pela construção?);
  - Uso insatisfatório do conhecimento disponível (tibieza de bom senso); e
  - Corrupção.

2.2.2 Classificação de perdas potenciais

Além da classificação dos riscos Casagrande (1965), classificou as perdas potenciais em fundações e obras de terra:

- Perdas catastróficas de vidas e propriedades;
- Perdas de vidas e propriedades;
- Sérias perdas financeiras (provavelmente sem perdas de vidas);e
- Perdas finaceiras toleráveis sem perdas de vidas;

2.3 Riscos de engenharia

Tal como os riscos em geral, os pertinentes à engenharia são, também de dois tipos: desconhecidos e calculados. Os **riscos desconhecidos** como o próprio termo sugere, são desconhecidos até que se revelem, Casagrande (1965) considerava que, dado o conhecimento que se tem de solos e rochas, é pouco provável que se tenha risco desconhecido. De fato, às vezes quando os jornais noticiam desastres de contexto geotécnico que de início, foi classificado como desconhecido, termina por se constatar alguma omissão de investigação ou de modelagem para os parâmetros conhecidos.

Os **riscos calculados** não se têm uma análise quantitativa satisfatória dos eventos geotécnicos prováveis, tais como

- Deslizamento por liquefação em solos granulares;
- Deslizamento em argilas extremamente sensíveis;
- Tensões, deformação e resistência em elementos confinantes de enrocamentos e materiais granulares grossos;
- tensões, deformação e resistência, a longo prazo, de argilas não drenadas; e
- Estabilidade de argilas rijas e argilas siltosas plásticas;

- Fissuras (transversais e longitudinais) em barragens de enrocamento de grande altura.

2.4 Riscos humanos

O núcleo gerador dos **riscos humanos** é a divisão de responsabilidades entre a equipe de projetos e a de execução da obra. Esse modelo dicotômico, entre a conceituação (projeto) e a prática (execução da obra) conduz, quase sempre a uma **organização deficiente**. Os fatores que aumentam o risco humano em um organização deficiente têm origem na fraca confiabilidade entre os grupos de projeto e execução. Essa tibieza de confiança do projetista em quem executa pode levar a exagerados valores relativos ao fator de segurança globa. Já constatamos em retroanálises fator de segurança seis vezes maior que carga de trabalho que coloca em situação bizarra o controle de execução da obra[4]. Lopes e Velloso (2016) orientam a "dar ao projetista a tarefa de supervisionar ou fiscalizar a execução das fundações por ele projetadas. Um outro elemento no jogo da execução das fundações e ou qualquer obra geotécnica é a interferência do cliente, como por exemplo a possível ação do cliente em uma revisão de projeto sem a participação do projetista. Casagrande (1965) propões comissões que agrupem as partes interessadas com gestão de discussão e deliberação sobre problemas da obra.

O **uso insatisfatório de conhecimento e experiência disponíveis** é outro núcleo na geração dos **riscos humanos**. A soma de todos os conhecimentos e experiências dos profissionais envolvidos nas soluções do problema geotécnico, quando insuficientes, aumentam o risco humano. Às vezes a presença de um consultor só serve para emoldurar a equipe de projetos, quando

[4]ao contrári do que se possa imaginar, o aumento desmesurado dos valores do fator de segurança, aumentam a probabilidade insucesso da obra geotécnica.

os aconselhamentos técnicos são negligenciados. Quanto mais complexa a obra, mais responsabilidades são acarretadas ao engenheiro responsável pela execução que é dividida com um time de outros engenheiros nem sempre bem supervisionados pelo responsável técnico da execução da obra. Desse modo é provável que fiquem sem avaliações, controle e verificação de erros, partes importantes da construção. Modernamente, tem se usados drones para filmar a execução com equipes em ambiente diverso ao canteiro para acompanhar a execução de fundações e obras de terra.

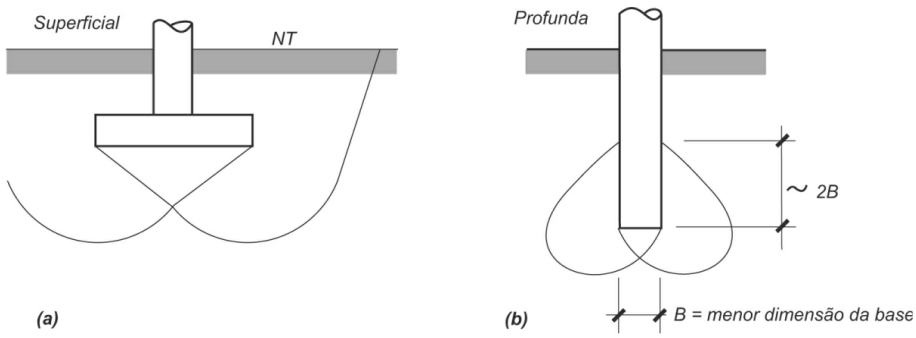
Por último, no escopo de **riscos humanos** vamos tratar da **corrupção**. Se tudo, dentro dos **riscos humanos** for mitigado e não se coibir a corrupção, o trabalho de predição e controle está perdido. A corrupção coloca em ruínas qualquer reputação. Nenhum profissional está ao largo dos tentáculos da corrupção porque esse mal é sistêmico e de caráter global. Segue o conselho de Casagrande (1965):

> *Even the most experienced designer who can cope well with engineering risks may see his career ruined by human risks, particularly by corruption*(CASAGRANDE, 1965).

3 Tipos de fundações

As fundações são separadas, para fins de estudos, em dois grandes grupos: **fundações rasas**, também superficiais ou diretas e **fundações profundas**. Os mecanismos de ruptura definem o tipo de fundação: se esses mecanismos ocorrem afastados da superfície do terreno, temos a fundação profunda, quando próximos, temos a fundação rasa ou superficial. A NBR 6122, já fez menção à profundidade máxima aceitável para uma fundação rasa (3m), atualmente esse parâmetro é omitido por essa norma. (NBR 6122, 2019). As Figuras 6(a) e 6(b) esboçam essas classificação.

Figura 6: Mecanismo de ruptura: (a) fundação rasa; (b) fundação profunda.



Fonte: (LOPES; VELLOSO, 2016)

3.1 Fundações superficiais

Há vários tipos de fundações superficiais ou rasas como bloco, sapata, sapata corrida, sapata associada, grelha e radier. Vamos descrever cada um desses elementos de fundação.

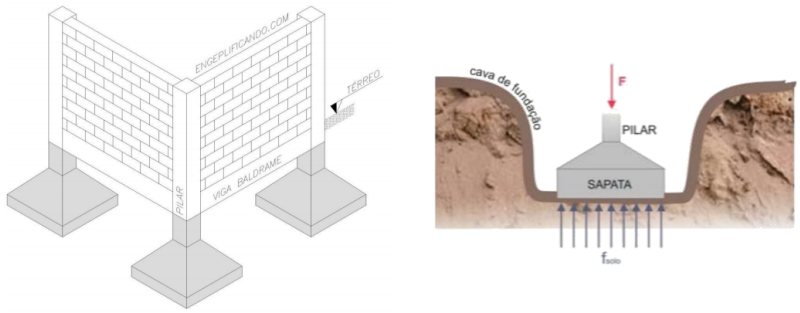
Bloco Elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura. a figura 7, mostra o assentamento de um bloco, no canteiro de obras.

Figura 7: Elemento de fundação rasa: bloco

Fonte: https://www.noandishaan.com/41074/foundation/

Sapata isolada Dimensionada apenas para suportar a carga de uma coluna ou pilar e pode se apresentar em diversos formatos, como o retangular, quadrado, circular, entre outros. A sapata isolada é construída em concreto armado e as armaduras são responsáveis por suportar os possíveis esforços de tração e flexão. A Figura 8, mostra uma sapaata assentada no terreno.

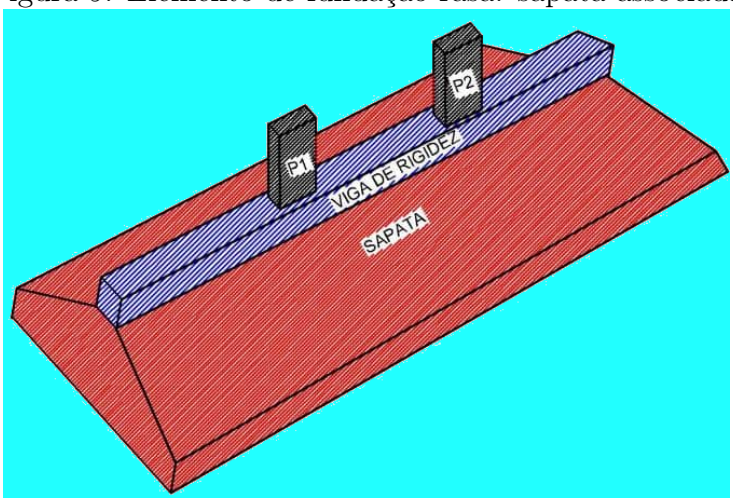
Figura 8: Elemento de fundação rasa: sapata isolada



Fonte: hilipepradoengenharia.files.wordpress.com/2018/09/aula-03-projeto-estrutural.pdf

Sapata associada Elemento de fundação mais de um pilar. A Figura 9, detalha um esboço desse tipo de elemento de fundação. Nota-se a presença da viga de rigidez.

Figura 9: Elemento de fundação rasa: sapata associada



Fonte:

Radier Elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

Figura 10: Fundação rasa: radier

Fonte: https://www.youtube.com/watch?v=TTL9xhjGnEs

3.2 Classificação das sapatas

As sapatas, descritas no início desta seção, também podem ser classificadas quanto ao tipo de carga que recepciona e transfere ao solo, quanto à rigidez e quanto à posição geométrica.

3.2.1 Quanto à carga transferida

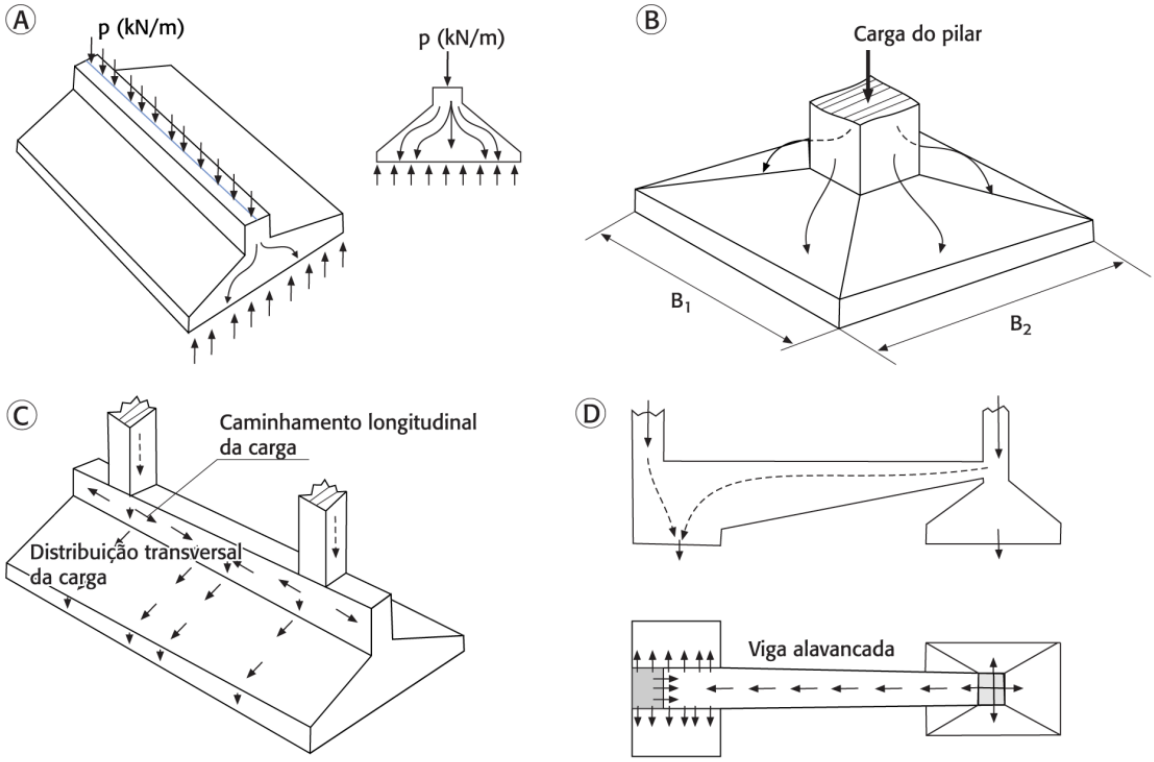
A Tabela 2 apresenta a classificação quanto à carga transferida e a Figura 11 detalha uma série de tipos sapatas (CAMPOS, 2015)

Tabela 2: Classificação de sapatas quanto a cargas transferidas

Tipo	**Carga que transfere**
Isolada	Carga concentrada e um único pilar. Distribui a carga em duas direções.
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em uma única direção.
Associada	Cargas concentradas de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas ou mais sapatas isoladas.
Alavancada	Carga concentrada transferida através de viga - alavanca. É utilizada em pilar de divisa com o objetivo de centrar a carga do pilar com a área da sapata.

Fonte: (LOPES; VELLOSO, 2016))

Figura 11: Sapatas quanto à carga transferida.



Fonte: (CAMPOS, 2015)

3.2.2 Quanto à rigidez

Quanto a rigidez podemos ter sapatas flexíveis e rígidas. As **sapatas flexíveis** são pouco utilizadas, geralmente quando o são atendem a fundações sujeitas a pequenas cargas. As sapatas flexíveis apresentam o comportamento estrutural de uma peça fletida, trabalhando à flexão nas duas direções ortogonais. Portanto, as sapatas são dimensionadas ao momento fletor e à força cortante, da mesma forma vista para as lajes maciças. A verificação da punção em sapatas flexíveis é necessária, pois são mais críticas a esse fenômeno quando comparadas às sapatas rígidas.

A definição numérica de **sapata flexível** é dada pela Equação 1:

$$h \leq \left(\frac{B-b}{3}\right) \text{Flexível} \tag{1}$$

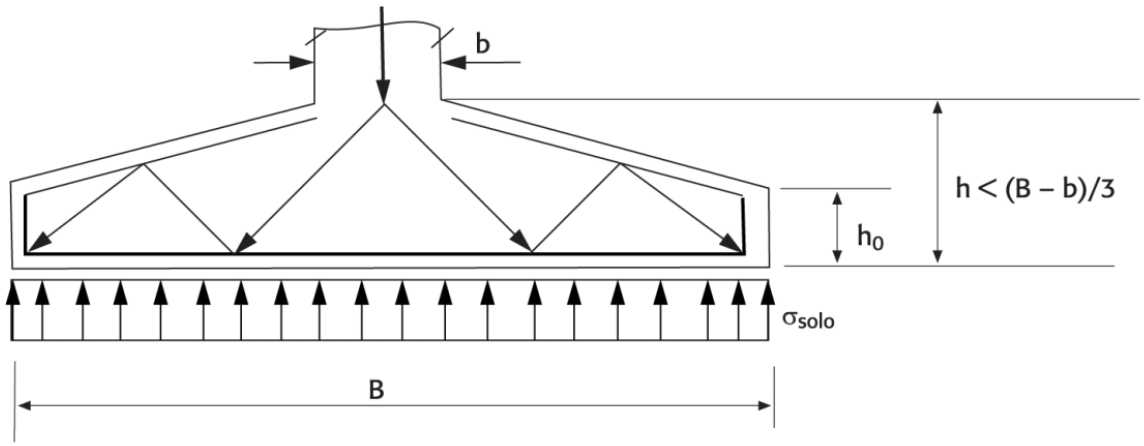
em que h é a altura da sapata;

B é a dimensão da sapata em uma determinada direção; e

b é a dimensão do pilar na mesma direção de B.

A Figura 12 mostra o esboço de uma sapata flexível.

Figura 12: Esboço de uma sapata flexível.



Fonte: (CAMPOS, 2015)

As **sapatas rígidas** são geralmente adotadas como elementos de fundações em terrenos que possuem boa resistência em camadas próximas da superfície. Para o dimensionamento das armaduras longitudinais de flexão, utiliza-se o método geral de bielas e tirantes.

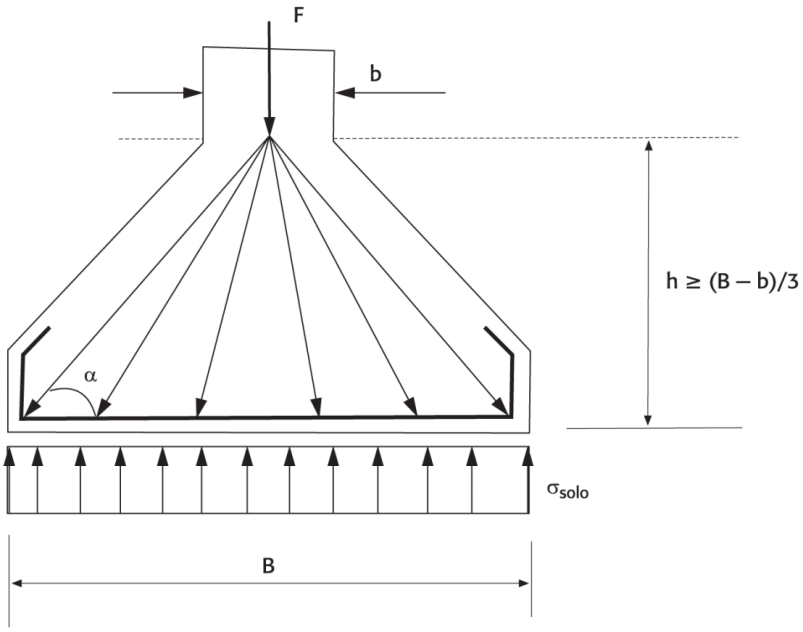
Alternativamente, as sapatas rígidas podem ser dimensionadas à flexão da mesma forma que as sapatas flexíveis, obtendo-se razoável precisão. As tensões de cisalhamento devem ser verificadas, em particular a ruptura por compressão diagonal do concreto na ligação sapata – pilar.

A definição numérica de **sapata rígida** é dada pela Equação 1:

$$h \geq \left(\frac{B-b}{3}\right) \text{Rígida} \tag{2}$$

A Figura 13 mostra o esboço de uma sapata rígida.

Figura 13: Esboço de uma sapata rígida



Fonte: (CAMPOS, 2015)

4 Filosofias de projeto

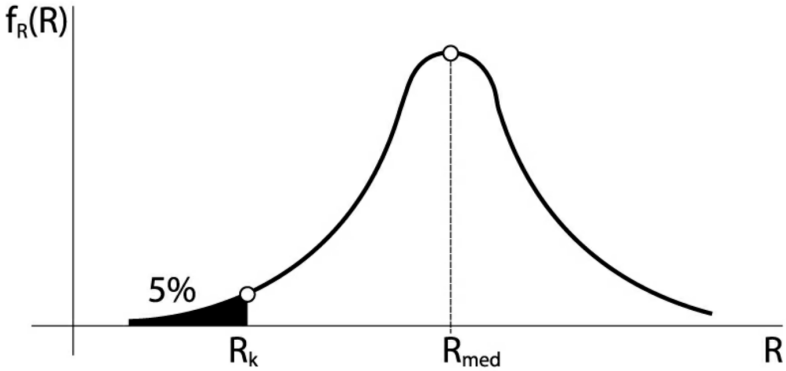
Esta seção segue rigorosamente o que está disponível no livro de *Fundações diretas: projeto geotécnico* de Cintra et al,(2011).

Segundo Cintra et al, (2011), em uma fundação direta com dezenas de sapatas ou tubulões, a capacidade de carga (σ_r)[5] dos elementos isolados de fundação, não será a mesma, por causa da variabilidade do solo e dos diferentes tamanhos da base das sapatas ou tubulões. É perceptível, que σ_r comporta-se como uma variável aleatória. Desse modo, o tratamento matemático de σ_r permite a a construção do gráfico da função de densidade de probabilidade, $fR(R)$, em que trocamos o símbolo σ_r por R.

Os valores de R obedecem a uma distribuição normal, podemos visualizar isso na a Figura 14, na qual se destacam o valor médio (R_{med}), com 50% de probabilidade de ocorrência de valores inferiores e o do valor característico (R_k), com 5% de probabilidade de ocorrência de valores menores.

[5]Tensão que provoca a ruptura do maciço geotécnico.

Figura 14: Distribuição normal dos valores de capacidade de carga.



Fonte: (**??**)

As sapatas transmitem ao solo a solicitação (força vertical) que consideramos uniformemente distribuída na face de contato entre a fundação e a superfície do solos. Isso resulta no que chamamos de tensão (σ). Obviamente, pelo exposto acima, cada elemento de fundação superficial pode ter uma tensão resistente diferente. Para melhor entendimento, substituímos σ por S e assim configuramos uma distribuição normal, com ois valores que se realçam: o valor característico (S_k) para um valor (quantil) de interesse e o valor médio (S_{med}). Os valores, característico e médio, das resistências e solicitações, originam duas filosofias de projeto, representativas da verificação de segurança no estado limite último (**??**).

4.1 Solicitação admissível

Na literatura de fundações o termo solicitação admissível (S_a) é substituído por **tensão admissível** em fundações diretas e de **carga admissível** em fundações estaqueadas. A Equação 3 apresenta a solicitação admissível:

$$S_a = \frac{R_{med}}{F_s} \tag{3}$$

em que:

F_s é o fator de segurança global;

R_{med} é o valor médio de resistência, para ambos os tipos de fundações.

O princípio dessa filosofia de projeto é garantir que cada elemento de fundação tenha sua solicitação (S_i), menor que a solicitação admissível (S_a). O fator de segurança global é a relação entre os valores médios de resistência (R_{med}) e solicitação S_{med}. As equações 4 e 5 explicam essa filosofia:

$$S_i \leq S_a \tag{4}$$

$$FS = \frac{R_{med}}{S_{med}} \tag{5}$$

Para um determinado fator de segurança (análise de segurança de um elemento de fundação) basta que a solicitação média não ultrapasse a solicitação admissível. Costuma-se, contudo, verificar cada um dos valores disponíveis de solicitação. O advento das aplicações computacionais, desde o final do século passado, como ferramenta de análise geotécnica aumentou essa redundância.

Para, especificamente, o projeto de fundações diretas temos as equações 6 e 7:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{r\ med}}{F_s} \tag{6}$$

$$\sigma_i \leq \sigma_a \tag{7}$$

onde σ_a é a tensão admissível;

$\sigma_{r\ med}$ é o valor médio da capacidade de carga; e

σ_i é a tensão vertical que cada elemento da fundação rasa aplica no maciço do solo.

4.2 Valores de cálculo

Os engenheiros de estrutura têm o costume de diminuir a resistência característica (R_k) e de aumentar o valor característico da solicitação (S_k), respectivamente o fator de ponderação γ_m e o fator de ponderação γ_f. a plicação desses fatores resultam nos valores da resistência, R_d e da solicitação Sd, como se depreende das equações 8 e 9 e da relação mostrada na Equação 10:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \tag{8}$$

$$S_d = S_k.\gamma_f \tag{9}$$

$$S_d \leq R_d \tag{10}$$

Os fatores de ponderação, γ_m e γ_f, são ditos **fatores de segurança parciais**. Reitera-se que, analogamente temos para as fundações diretas as equações 11, 12 e 13:

$$\sigma_d = \sigma_k.\gamma_f \tag{11}$$

$$\sigma_{rd} = \frac{\sigma_{rk}}{\gamma_m} \tag{12}$$

$$\sigma_d \leq \sigma_{rd} \tag{13}$$

em que σ_{rd} e σ_{rk} são, respectivamente, os valores de cálculo e característico da capacidade de carga da fundação por sapatas ou tubulões, e σ_d e σ_k são,

respectivamente, os valores de cálculo e característico da tensão vertical que as sapatas ou os tubulões aplicam no maciço de solo.

4.3 Relação entre as filosofias

Segundo Cintra et al. (2011), as duas filosofias estão relacionadas no projeto de fundações quando tratamos de um esforço solicitante em particular. De acordo com Aoki (2008), que denomina γ_s a relação entre os valores característico e médio de solicitação, e γ_R a relação entre os valores médio e característico da resistência, temos as equações 14 e 15:

$$\gamma_s = \frac{S_k}{S_{med}} \tag{14}$$

$$\gamma_R = \frac{R_{med}}{R_k} \tag{15}$$

reescrevendo os fatores de ponderação temos as equações 16 e 17:

$$\gamma_d = \frac{R_k}{R_d} \tag{16}$$

$$\gamma_m = \frac{S_d}{S_k} \tag{17}$$

Ao desenvolvermos o projeto podemos utilizar os parâmetros como se seguem:

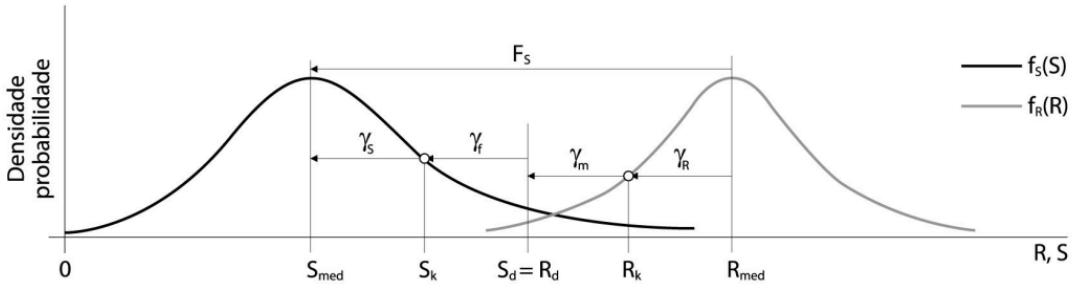
a) pela filosofia dos valores de cálculo, automaticamente fica definido um valor para FS; e

b) pela filosofia de tensão admissível, a imposição de um valor de FS implica a quantificação do produto $\gamma_f \gamma_m$.

Outro aspecto observado por Aoki (2010), é que ambas as filosofias apresentam uma deficiência comum, o procedimento de substituir a curva dos valores de resistência e a dos valores de solicitação por um único ponto de cada curva: o ponto referente ao valor médio na primeira filosofia e o ponto referente ao valor característico na segunda. Podemos afirmar que o fator de segurança F_s é o produto expresso pela Equação 18 e visualizado na Figura 15:

$$F_s = \gamma.\gamma_f.\gamma_m.\gamma_R \tag{18}$$

Figura 15: Correlação entre os fatores de segurança.



Fonte: (??)

Ambas as filosofias pedem análise contextual. Ao negligenciar o todo por um ponto em específico, deixamos de considerar a variabilidade. De qualquer modo Cintra e Aoki (2011) recomendam a análise complementar de confiabilidade, do qual foi explicitada na seção 2, desta nota de aula. A Figura 4 mostra que o afastamento entre as curvas de solicitação e resistência não é relevante, mas, sim, a intersecção dessas curvas. Por isso a forma das curvas (área) é fundamental.

4.4 NBR 6122

A norma de Projeto e Execução de Fundações de 2019, contempla as duas filosofias de projeto, com o fator de segurança global. Em termos gerais:

> As situações de projeto a serem verificadas quanto aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS) devem contemplar as ações e suas combinações e outras solicitações conhecidas e previsíveis. Deve ser considerada a sensibilidade da estrutura às deformações das fundações. Estruturas sensíveis a recalques devem ser analisadas considerando-se a interação fundação-estrutura (NBR 6122, 2019, p.16).

Uma tarefa fundamental é representar o terreno de fundação, isto é, o que representa a região representativa do terreno.

> O resultado das investigações geotécnicas deve ser interpretado de forma a identificar espacialmente a composição do solo ou da rocha, suas propriedades mecânicas, profundidades das diversas camadas de solo ou características da rocha. Dependendo das características geológicas e das dimensões do terreno, pode ser necessário dividi-lo em regiões representativas que apresentem pequena variabilidade nas suas características geotécnicas. O projetista das fundações deve definir estas regiões para a eventual programação de investigações adicionais, elaboração do projeto e programação dos ensaios de desempenho das fundações (NBR 6122, 2019, p.16).

4.5 Estados limites

A NBR 6122:2019, observa que os projetos de fundações devem assegurar:

i - estados limites últimos: associados a colapso parcial ou total da obra; e

ii - estados limites de serviço: associados a deformações, fissuras e vibrações que comprometem o uso da obra.

4.5.1 Estados Limites Últimos - ELU

O ELU está relacionado ao estado no qual a estrutura já não pode ser utilizada por razão de esgotamento da capacidade resistente e risco à segurança. Nesse caso, quando a estrutura está submetida ao estado limite ultimo, são

necessários reparos ou até mesmo a substituição da construção para que a segurança seja assegurada. Os estados limites últimos representam os mecanismos que conduzem ao colapso da fundação. Os seguintes mecanismos podem caracterizar o estado limite último:

a) perda de estabilidade global;

b) ruptura por esgotamento da resistência do terreno;

c) ruptura por deslizamento (fundações rasas);

d) ruptura estrutural em decorrência de movimentos da fundação;

e) arrancamento ou insuficiência de resistência por tração;

f) ruptura do terreno decorrente de carregamentos transversais; e

g) ruptura estrutural por compressão, tração, flexão ou cisalhamento, considerados também os efeitos de segunda ordem.

4.5.2 Segurança na compressão - fundação rasa

A verificação da segurança pode ser feita com valores característicos e fator de segurança global ou com valores de cálculo, obtidos pela aplicação de coeficientes de ponderação aos valores característicos, conforme os valores da Tabela 3, conforme foi descrito anteriormente. De fato as diversas edições da norma Projetos de Fundações, desde 1996, mantêm as duas filosofias para a determinação do coeficiente de segurança. Os engenheiros geotécnicos dão preferência para a primeira filosofia "método de valores admissíveis", tendo em vista que ambas as filosofias são correlacionadas e, também por que se faz a troca da curva por um ponto (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Tabela 3: **Fatores de segurança à compressão e coeficientes de ponderação**

Método para determinação da resistência última	**Coeficiente de ponderação para resistência última** γm^c	**Fator de segurança global**(FS_g)
Semiempíricos [a]	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos [b]	2,15	3,00
Semiempíricos [a] ou analíticos [b] acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto.	1,40	2,00

Fonte: (NBR 6122, 2019)

[a] Atendendo ao domínio de validade para o terreno local.
[b] Sem aplicação de coeficientes de ponderação aos parâmetros de resistência do terreno.
[c] Em todas as situações de γm, γf = 1,4 (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.

Outras ponderações devem ser feitas como:

i) Coeficientes de ponderação para verificação de tração, deslizamento e tombamento

γm=1,2 minoração para a parcela favorável ao peso;

γm=1,4 minoração para a resistência do solo; e

γf=1,4 (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.

ii) Fator de segurança global para verificação de flutuação

Consideradas todas as combinações mais desfavoráveis (por exemplo, a elevação do lençol freático), tanto nos esforços atuantes quanto nos resistentes, deve ser observado um fator de segurança global mínimo de 1,1.

4.6 Estados limites de serviço- ELS

Os Estados Limite de Serviço (ELS) são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das fundações, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelo sistema solo-estruturas.

4.6.1 Verificação dos estados limites de serviço (ELS)

A verificação dos estados limites de serviço em relação ao solo de fundação ou ao elemento estrutural de fundação deve atender a relação da Equação 19:

$$E_k \leq C \tag{19}$$

onde

E_k é o valor característico do efeito das ações (por exemplo, o recalque estimado), calculado considerando-se parâmetros geotécnicos característicos e ações características;

C é o valor limite de serviço (admissível) do efeito das ações (por exemplo, recalque aceitável).

O valor limite de serviço para um determinado efeito das ações é o valor associado a problemas de desempenho, tais como trincas inaceitáveis, vibrações ou comprometimentos à funcionalidade plena da obra.

4.6.2 Valores limites dos deslocamentos das fundações

Limites de serviço a serem considerados:

a) recalques excessivos;

b) levantamentos excessivos decorrentes, por exemplo, de expansão do solo ou outras causas;

c) vibrações inaceitáveis.

4.6.3 Fatores a serem considerados

A definição dos valores limites para deslocamentos e deformações deve considerar:

a) a confiabilidade com a qual os valores de deslocamentos aceitáveis podem ser estabelecidos;

b) velocidade dos recalques e movimentos do terreno de fundação;

c) tipo de estrutura e material de construção;

d) tipo de fundação;

e) natureza do solo;

f) finalidade da obra; e

g) influência nas estruturas, utilidades e edificações vizinhas.

4.7 Efeito do vento

Solicitações e combinações para o dimensionamento com efeito de vento

> O dimensionamento dos elementos de fundação deve ser feito com base nas solicitações obtidas a partir das combinações de ações, atendendo os requisitos da ABNT NBR 8681, já contemplando todos os seus efeitos de primeira e segunda ordens globais (NBR 6122, 2019, p.21).

4.7.1 Método de valores admissíveis (com valores característicos

A pririo a NBR 6122:2019, recomenda:

- Quando se tratar de solicitações obtidas de combinações de ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e as cargas admissíveis em estacas podem ser majorados em até 15 %. Quando esta majoração for utilizada, o fator de segurança global não pode ser inferior a 1,6. Caso a majoração não seja utilizada, podem ser aplicados todos os requisitos desta Norma relativos ao valor do fator de segurança global.

- Quando se tratar de solicitações obtidas de combinações de ações nas quais o vento não é a ação variável principal, não é permitida a majoração dos valores de tensão admissível de sapatas e tubulões, nem de cargas admissíveis em estacas. Neste caso, podem ser aplicados todos os requisitos desta Norma relativos ao valor do fator de segurança global.

- Em qualquer caso, deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

  - No caso de galpões industriais, torres de linhas de transmissão, reservatórios elevados, silos graneleiros, torres eólicas, torres de telecomunicações e tanques de produtos químicos, nos quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e de cargas admissíveis em estacas podem ser majorados em até 30 fator de segurança global não pode ser inferior a 1,6. Caso a majoração não seja utilizada, podem ser aplicados todos os requisitos desta Norma relativos ao valor do fator de segurança global.

4.7.2 Método de valores de cálculo

- Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as combinações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão resistente de cálculo de sapatas e tubulões e de forças resistentes de cálculo de estacas podem ser majorados em até 10 %.

- Deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

5 Capacidade de carga para fundações rasas

À medida que a humanidade começou a construir grandes estruturas edificadas impôs grandes cargas sobre o solo e, eventos com falhas catastróficas, ocorreram. Segundo Fellenius (2017) inicialmente, a compreensão do comportamento da fundação apenas progrediu de uma falha para a próxima. Mais tarde, foram executados testes de fundações de modelo em diferentes solos e os resultados dos testes foram extrapolados para o comportamento das fundações em escala real por meio da análise teórica.

> Por exemplo, testes de carregamento em bases de tamanho de modelo em argila mostraram curvas de movimento de carga com um valor de pico distinto falha de capacidade de carga - concordando com uma análise teórica de que a capacidade (não o recalque) de uma sapata em argila independe do tamanho da sapata. Em contraste, o ensaio de placas para fundações em areia mostrou que a capacidade aumenta com o tamanho da base (FELLENIUS, 2017).

Convencionalmente o cálculo da capacidade de carga é uma parte do projeto de fundações. De modo geral, o estudante foca sua atenção aos critérios de dimensionamento e negligencia o comportamento do solo, que constitui, de *per se*, um "erro Crasso[6]". Para todo e qualquer projeto de fundação rasa o solo exerce a governabilidade do comportamento da infraestrutura pela obviedade de que é o solo o berço que jaz toda a carga do edifício, estrutura viária, obras de terra, barragens etc.

Lopes e Velloso (2016) convida-nos a imaginar uma sapata caracterizada pela dimensão B, assente na superfície do terreno, submetida a uma carga Q crescente a partir de zero, com base em uma representação de Kézdi (1970), esquematizadas na Figura1:

i - fase elástica com valores de varga e recalque proporcionais (ou quase proporcionais) que se estabilizam ao longo do tempo, isto é, os recalques deixam de evoluir e tendem a zero. Esta fase caracteriza por reversibilidade dos recalques, isto é, retirada a tensão que provoca o deslocamento, a deformação deixa de existir;

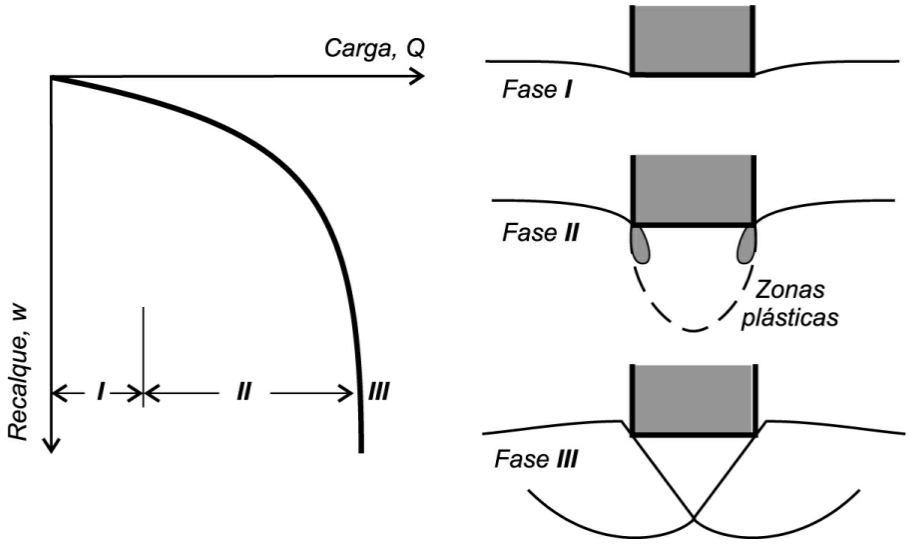
ii - fase plástica que é geográfica, ou seja, o deslocamento irreversível ou plástico aparece primeiro junto à borda da fundação. À medida que se aumenta a tensão, devido ao carregamento, cresce a zona plástica. Cargas maiores que um valor crítico conduz a um recalque continuado, neste caso a velocidade de recalque se mantém constante

[6]Marco Licínio Crasso, general romano que tomou uma decisão estúpida na guerra de Roma contra a Síria e na qual perdeu a vida.

mesmo que a tensão de carregamento se mantenha inalterada com a resistência do solo ao cisalhamento totalmente mobilizada; e

iii - **fase de ruptura**, na qual a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorra a ruptura do solo, para um determinado carregamento que atinge o limite de resistência da fundação, ou seja, sua capacidade de carga na ruptura ou simplesmente capacidade de carga.

Figura 16: Comportamento de uma sapata sob carga vertical (Kézdi, 1970)



Fonte: (KÉZDI, 1970)

5.1 Generalidades da NBR 6122:2019

A NBR 6122:2019, Norma de Projetos de Fundações (NBR 6122, 2019), colima os resultados do projeto de fundações, fornece além de parâmetros os métodos que são aceitáveis, desse modo, temos a orientação:

> A grandeza fundamental para o projeto de fundações rasas é a tensão admissível, se o projeto for feito considerando fator de segurança global e valores característicos, ou a tensão resistente de cálculo, quando for feito considerando coeficientes de ponderação e valores de cálculo. Essas tensões devem satisfazer simultaneamente aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação, bem como para o conjunto (NBR 6122, 2019, p.21).

Ainda, da da norma *Projeto e execução de fundações*, temos:

> O projeto de fundações consta de memorial de cálculo e dos respectivos desenhos executivos, com as informações técnicas necessárias para o perfeito entendimento e execução da obra. A elaboração do memorial de cálculo é obrigatória, devendo estar disponível quando solicitado (NBR 6122, 2019).

Além disso, minimamente o projeto de fundações deve conter:

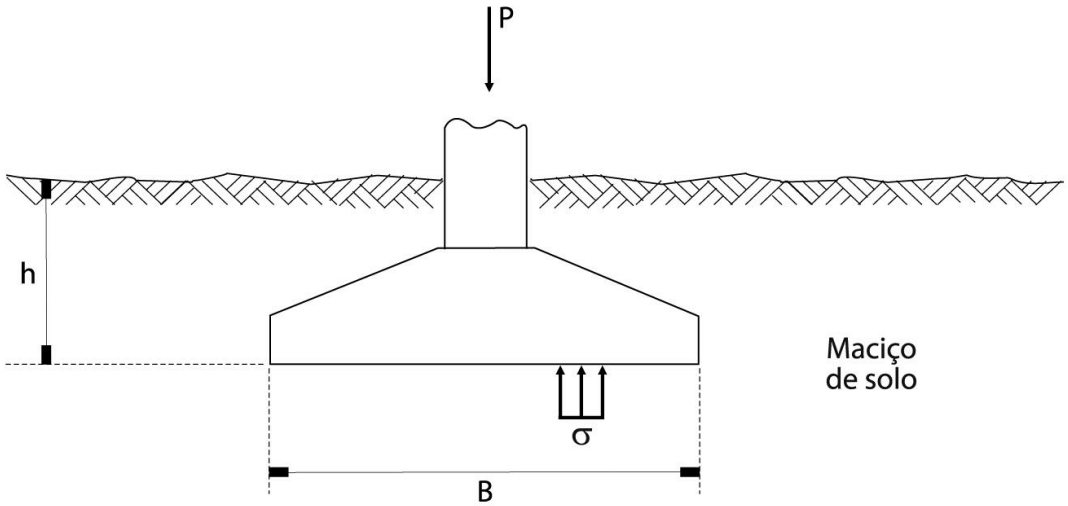
- memorial de cálculo;
- desenhos executivos; e
- as informações técnicas necessárias para o perfeito entendimento e execução da obra.

A elaboração do memorial de cálculo é obrigatória, devendo estar disponível quando solicitado (NBR 6122, 2019)

5.2 Capacidade de carga

Consideremos uma sapata de concreto armado, de base retangular com largura B e comprimento L, embutida no maciço de solo a uma profundidade h em relação à superfície. A aplicação de uma força vertical de compressão, P, no topo da sapata gera a mobilização de tensões resistentes no maciço de solo que, no contato sapata-solo, são normais à base da sapata, com valor médio σ expressado na Equação 20, derivado da compreensão da Figura 16:

Figura 17: Sistema sapata-solo.



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

$$\sigma = \frac{P}{BL} \tag{20}$$

Pelo princípio de ação e reação, essa tensão é aplicada no solo pela sapata. Dessa forma, o elemento isolado de fundação por sapata caracteriza um sistema sapata-solo, formado pelo elemento estrutural (a sapata) e pelo elemento geotécnico (o maciço de solo), conforme representado na Figura 16.

O aumento gradativo da força P provoca o surgimento de uma superfície potencial de ruptura no interior do maciço de solo. Na iminência da ruptura, teremos a mobilização da resistência máxima do sistema sapata-solo, que denominamos capacidade de carga do elemento de fundação por sapata e representamos por σ_r.

Portanto, para uma sapata suficientemente resistente como peça estrutural de concreto armado, a capacidade de carga do elemento de fundação é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada (h = 0)[7]. No exame da Figura 16, com foco exclusivamente na sapata, identificamos que a reação ao esforço aplicado no seu topo ocorre diretamente na base, o que originou a denominação fundação direta para o sistema sapata-solo.

5.3 Tipos de ruptura

A capacidade de carga geotécnica está associada a um mecanismo de ruptura, de modo geral de duas maneiras:

1 uma ruptura do tipo frágil, em que a sapata pode girar, levantando uma porção de solo para cima da superfície do terreno; e

2 uma ruptura do tipo dúctil, caracterizada por deslocamentos significativos da sapata para baixo, sem desaprumar.

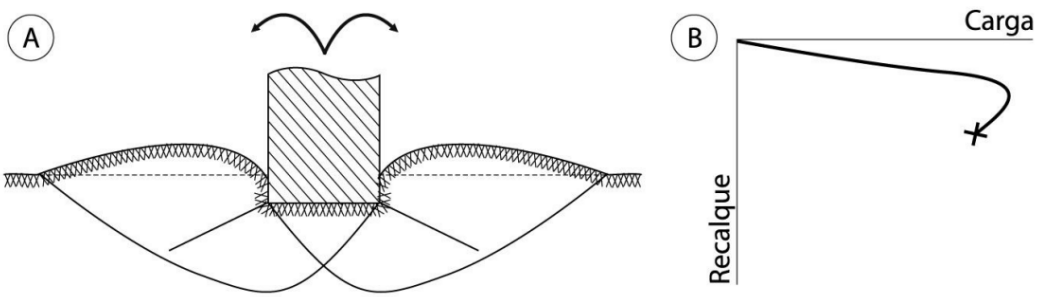
O primeiro modo ou mecanismo é denominado **ruptura geral** e o segundo, **ruptura por puncionamento**. Esse *insight* foi estabelecido por Aleksandar Vésic em vários trabalhos (1975).

A ruptura geral ocorre nos casos de solos mais resistentes, com sapatas suficientemente rasas. A superfície de ruptura é contínua, desde a borda esquerda da base da sapata até a superfície do terreno à direita, ou o contrário, por simetria, como mostra a Figura 18(a).

[7] É o mesmo significado de capacidade de suporte, expressão usada por alguns autores.

A ruptura é súbita e catastrófica, levando ao tombamento da sapata (para a esquerda ou direita, respectivamente) e à formação de uma considerável protuberância na superfície do terreno. A carga de ruptura é atingida para pequenos valores de recalque, como ilustra a curva carga *versus* recalque da Figura 18(b).

Figura 18: Ruptura geral, (VESIC, 1975)



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Segundo Cintra et al. (2011)A Tschebotarioff (1978) , exibe um caso de ruptura geral em argila rija que levou ao tombamento de vários silos cilíndricos de concreto armado, com 15 m de diâmetro e 23 m de altura, visto aqui na imagem reproduzida na Figura 19.

Figura 19: Ruptura geral nas fundações de silos de concreto armado.

Fonte: (TSCHEBOTARIOFF, 1978)

5.4 Mecanismos de ruptura

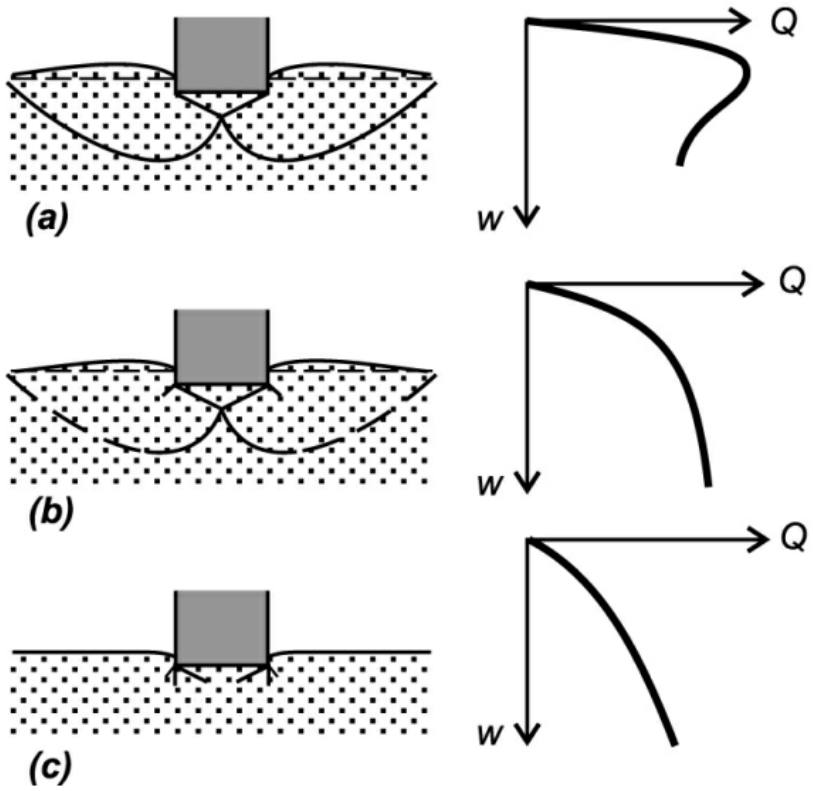
Como descrevemos, anteriormente, Há dois tipos de mecanismos de ruptura: os que são em função do solo e os que se originam do posicionamento da carga estrutural como

a excentricidade e inclinação. Vamos examinar cada um, a seguir.

5.4.1 Mecanismos em função do solo

Vamos examinar a Figura 10 Notamos que no detalhamento da Figura 3(a), observamos que a ruptura ocorre bruscamente, após uma curta transição. A curva tem uma tangente vertical, e a ruptura é generalizada. Esse tipo de ruptura é comum nos solos muito resistentes como areias compactas e argilas rijas e duras (observe que o foco é a resistência do solo e não o tipo). Nos solos deformáveis como areias fofas e argilas médias e moles, a ruptura é localizada, como mostrada na Figura 3(b) e a curva é mais inclinada. O terceiro tipo, segundo Velloso e Lopes (2016), é difícil de ser observado: trata-se do mecanismo chamado de ruptura de puncionamento. Nesse tipo de ruptura o solo cisalha logo abaixo da área de contato do elemento de fundação, à medida que se aumenta a solicitação de carga, esboçado na Figura 3(c). Observamos que a carga per se não define o tipo de mecanismo de ruptura do solo, mas o balanço resistência carga solicitante ou tensão.

Figura 20: Mecanismos de ruptura devido ao solo



Fonte: (LOPES; VELLOSO, 2016)

Terzaghi (1943) e Vesic (1963) foram os teóricos dos mecanismos de ruptura. O primeiro descortinou os dois primeiros, descritos acima, e propôs reduzir os fatores de capacidade de carga e redução do valor da coesão para o segundo caso. Vesic, concentrou seu trabalho para areias e definiu os três tipos de ruptura em:

i. generalizada;

ii. localizada;

iii. por puncionamento;

Mais tarde Vesic (1973, 1975) aprofundou os estudos sobre esses mecanismos. Na descrição de Velloso e Lopes (2016), a respeito dos mecanismos descritos por Vesic (1975), temos:

> A **ruptura geral** [...] caracteriza-se pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai de um bordo da fundação à superfície do terreno. Em condições de tensão controlada [...] a ruptura é brusca e catastrófica. Em condições de deformação controlada, [...] constata-se uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois da ruptura. Durante o processo de carregamento, registra-se um levantamento do solo em torno da fundação. Ao atingir a ruptura, o movimento se dá em um único lado da fundação. [...] A **ruptura por puncionamento** é caracterizada por um mecanismo de difícil observação. À medida que a carga cresce, o movimento vertical da fundação é acompanhado pela compressão do solo imediatamente abaixo. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno do perímetro da fundação. O solo fora da área carregada praticamente não participa do processo, (grifos, nossos), (VELLOSO; LOPES, 2016)

Ainda continuando com Velloso e Lopes (2016), agora a descrever a ruptura localizada:

> [..] a **ruptura localizada** caracteriza-se por um modelo que é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação. Esse modelo consiste de uma cunha e de superfícies de deslizamento que se iniciam junto às bordas da fundação [...]. Há uma tendência visível de empolamento do solo aos lados da fundação. [...] a compressão vertical sob a fundação é significativa, e as superfícies de deslizamento terminam dentro do maciço, sem atingir a superfície do terreno. Somente depois de um deslocamento vertical apreciável (da ordem da metade da largura ou diâmetro da fundação) as superfícies de deslizamento poderão tocar a superfície do terreno. Mesmo então, não haverá um colapso ou um tombamento catastrófico da fundação, que permanecerá embutida no terreno, mobilizando a resistência de camadas mais profundas. Assim, a ruptura localizada tem características dos outros dois tipos de ruptura e, por isso, na realidade, ela representa um tipo da transição, (grifos, nossos), (LOPES; VELLOSO, 2016).

Depreende-se da descrição dos mecanismos de ruptura de Vesic (1975) que a resistência do solo governa o tipo de mecanismo de ruptura, a depender da geometria da estrutura de fundação e do carregamento: solos duros, incompressíveis, com grande resiliência ao cisalhamento tem a tendência para a ruptura generalizada; se muito compressível, com certa resistência ao cisalhamento, a ruptura será por puncionamento. Vesic (1963) fez uma tentativa de relacionar o tipo de ruptura com a densidade relativa e relação entre profundidade e largura de uma sapata, a partir da consideração de Terzaghi (1943), Equação 21, para ângulo de atrito do solo para ruptura local, similar ao caso de ruptura geral (DAS; LARBI-CHERIF, 1983).

$$\phi' = tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\ tan\ \phi\right) \tag{21}$$

onde ϕ'= ângulo de atrito modificado; e

ϕ = ângulo de atrito.

Para solos arenosos, Vesic (1963), derivou a Equação 21 para Equação 22:

$$\phi' = tan^{-1}\left[\left(0,67 + D_r - 0,75D_r^2\right) tan\ \phi'\right] \tag{22}$$

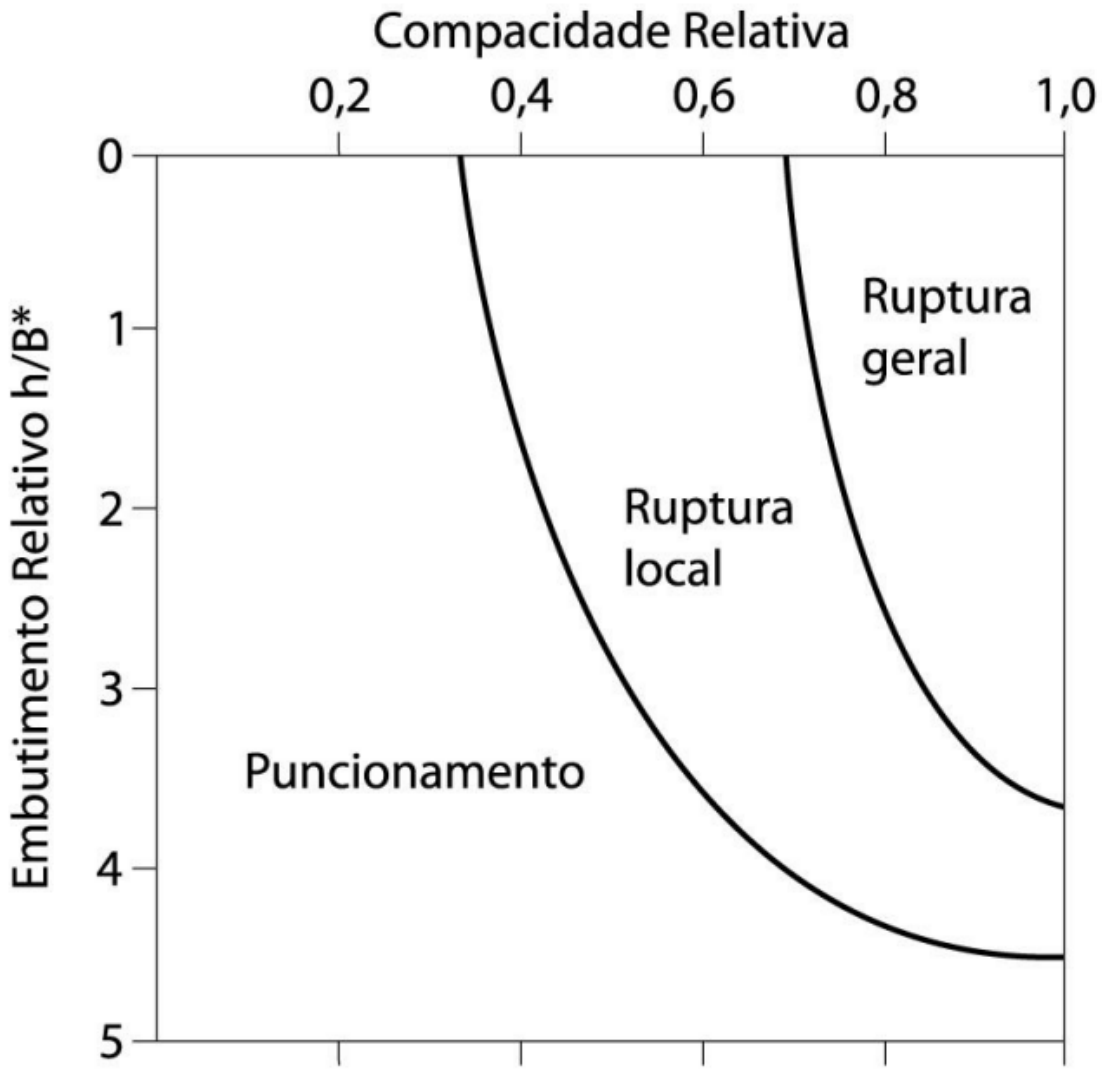
onde D_r = densidade relativa da areia compactada.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), o modo de ruptura não depende somente da rigidez do solo, pois há também o efeito do aumento do embutimento da sapata no maciço de solo. Para o caso de areia, Vesic (1975) estabelece as condições de ocorrência dos modos de ruptura (Fig. 2.6), em função da compacidade relativa e do embutimento relativo da sapata h/B', com:

$$B' = \frac{2BL}{B + L} \tag{23}$$

A Figura 4, apresenta essa tentativa de Vesic (1973). Nessa figura, segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011) observam que, com o aumento da profundidade em areia de compacidade intermediária, a ruptura local pode passar para puncionamento e, em areia de maior compacidade, a ruptura geral pode se transformar primeiro em ruptura local e, depois, em puncionamento. A partir de h/B' = 4,5 ocorre ruptura por puncionamento, qualquer que seja a compacidade da areia.

Figura 21: Condições de ruptura em areias Vesic (1963)



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Lopes (1979) propôs a análise do campo de deslocamentos (Figura 5) para distinguir o modo de ruptura (válido tanto para areias como para argilas). Caracterizou a ruptura generalizada como aquela cujo campo de deslocamentos apresenta:

i. levantamento acentuado da superfície do terreno próximo à carga;

ii. formação de superfícies de ruptura, ou seja, descontinuidade no campo de deslocamentos; e

iii. deslocamentos acentuados fora da região comprimida pela sapata, características estas compatíveis tanto com areias densas como com argilas rijas.

E caracterizou a ruptura por punção como aquela que apresenta:

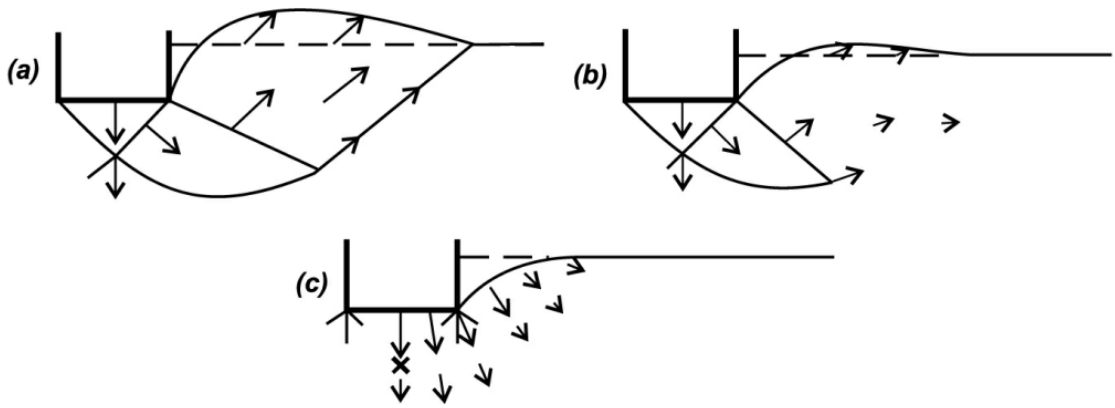
i. pequeno (ou ausência de) levantamento da superfície do terreno – caso de areias fofas-ou levantamento discreto e alcançando maior distância – caso de argilas moles; e

ii. não formação de superfícies de ruptura (tanto areias fofas como argilas moles).

Observou, ainda, Lopes (1979), com base no esboço na Figura 22

> [...] o efeito da geometria da placa: uma placa circular apresenta, para o mesmo solo, um modo de ruptura mais próximo de punção (ou localizada) que uma placa corrida. Assim, os fatores que afetam o modo de ruptura são: a. propriedades do solo (relação rigidez/resistência) – quanto maior a rigidez, mais próxima da generalizada; b. geometria do carregamentob.1 profundidade relativa (D/B) – quanto maior D/B, mais próxima da punção; b.2 geometria em planta (L/B) – não parece haver uma tendência clara; c. tensões iniciais - quanto maior o coeficiente de empuxo inicial Ko, mais próxima da generalizada (LOPES, 1979).

Figura 22: Campos de deslocamentos das rupturas (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção (Lopes, 1979)



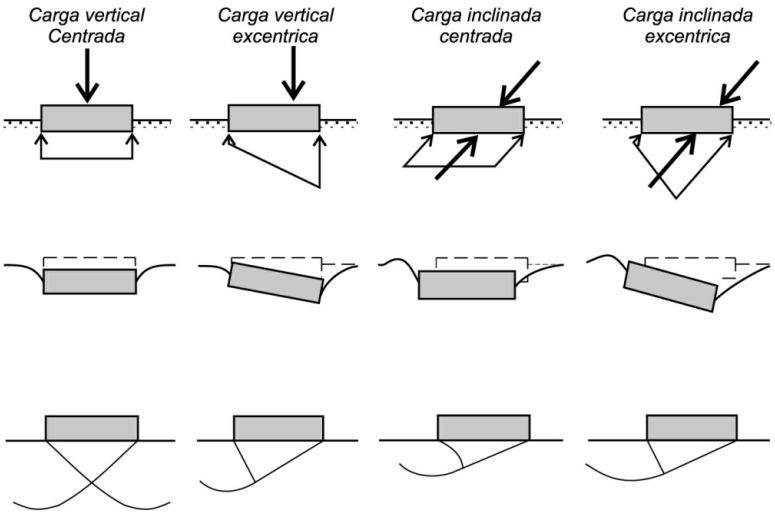
Fonte: (LOPES, 1979)

5.4.2 Mecanismos em função da excentricidade e da inclinação da carga

Os mecanismos de excentricidade e inclinação da carga têm o foco, exclusivamente, na geometria do problema e desse modo a mitigação, também, é exclusivamente de como instalar corretamente os elementos estruturais de fundações. Lopes e Velloso (2016) apresentam a Figura 6 que resume os casos de inclinação e excentricidade. Observamos que a estrutura do elemento de fundação não se deforma - hipoteticamente - apenas o solo é plastificado nos deslocamentos devido excentricidade da carga. Obviamente, qualquer

modificação na estabilidade do solo de natureza estrutural pode ter origem no projeto ou em incidentes não previstos pelo projetista.

Figura 23: Mecanismos em função da excentricidade e da inclinação da carga



5.5 Capacidade de carga para carregamentos verticais e centrados

A primeira ideia de capacidade suporte é o carregamento vertical e centrado em uma sapata isolada. O primeiro autor a apresentar fórmulas para o cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais e profundas foi Terzaghi (1925) . Posteriormente, Terzaghi (1943) deu ao problema um tratamento racional, utilizando-se de resultados obtidos por Prandtl (1920) na aplicação da Teoria da Plasticidade aos metais. Além das contribuições de Prandtl (1920) e Reissner (1924), anteriores à de Terzaghi (1925), merecem destaque Meyerhof (1951), Balla (1962), Vesic (1973, 1975), Hansen (1961, 1970) e De Beer (1970) (LOPES; VELLOSO, 2016).

Outros métodos foram desenvolvidos a partir de Terzaghi (1943), entre tantos, listamos três: Método de Skempton (1951); Método de Meyerhof (1951,1953) ; e Método de Brinch Hansen (1970).

Por praticidade deste material, abordaremos as propostas de Terzaghi (1943) e Vesic (1975). Além dessas proposições, abordaremos solos estratificados, solos colapsíveis, prova de carga em placa, fundações por tubulões e parâmetros de solos. Esse roteiro segue o proposto por Cintra, Aoki e Albiero (2011).

5.5.1 Teoria de Terzaghi

Em geral, interessa ao aluno a formulação, veremos isso adiante, antes vamos examinar a teoria de Terzaghi (1943) para as situações de ruptura que ele teorizou. Três hipóteses são consideradas:

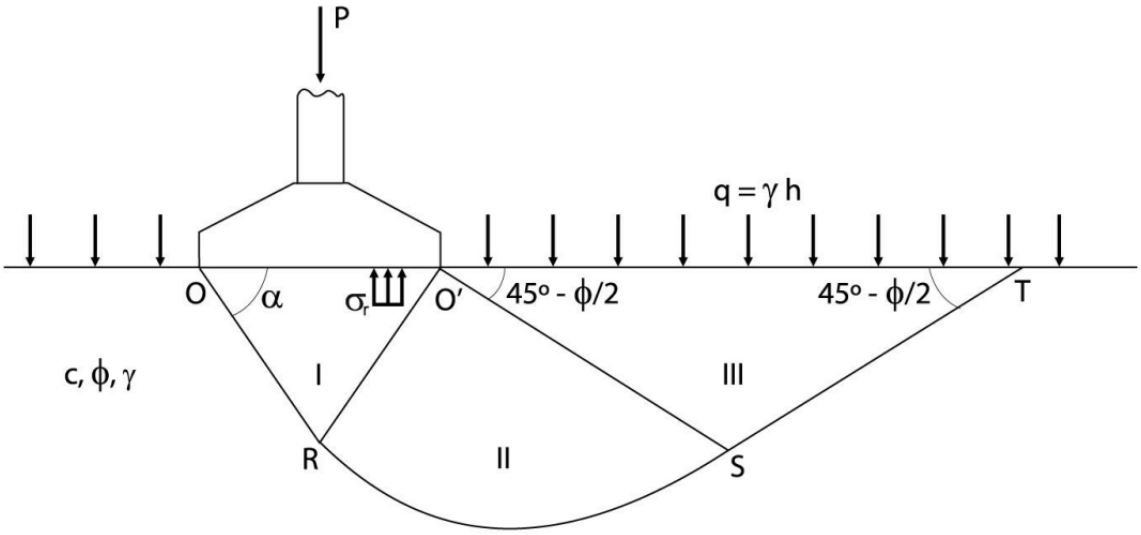
i. trata-se de uma sapata corrida, caso bidimensional: $L \leq B$;

ii. a profundidade da sapata é menor que a largura, h/B e uma sobrecarga é calculada como $q = \gamma h$; e

iii. o maciço sob a sapata é rígido – caso de ruptura geral.

Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), vamos examinar a teoria de Terzaghi (1943), com foco na Figura 7:

Figura 24: Superfície potencial de ruptura (Terzaghi,1943).



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

i. a Figura 7 tem uma superfície equipotencial limitada ORST, dividida em OR e ST e por uma espiral logarítmica, no trecho intermediário, RS e assim compondo três zonas distintas: I, II e III;

ii. O maciço de solo com coesão, c, ângulo de atrito, ϕ' e pesos específico γ. Simetricamente, a superfície equipotencial pode ser desenvolvida à esquerda de O';

iii. c e ϕ' têm valores não drenados, enquanto γ é o peso específico efetivo, diferente da costumeira notação da Mecânica dos Solos;

iv. O'S e $\phi/2$ têm uma inclinação de 45° em relação à horizontal, enquanto os segmentos OR e O'R fazem um ângulo α com a base da sapata, variando de ϕ e 45° + $\phi/2$; e

v. Os valores de γ, abaixo e acima da cota da base da sapata, podem ser diferentes, ainda que com o mesmo símbolo.

Na iminência da ruptura, em que a sapata aplica a tensão σ_r ao solo. vamos examinar a cunha de solo I, em detalhe, Figura 25, com peso próprio W. Nas suas faces OR e O'R, atuam o empuxo passivo E_p e as forças de coesão Ca, para o caso particular de $\alpha = \phi$.

Do equilíbrio das forças verticais, depreendemos:

$$\sigma_r B + W - 2E_p - 2C_a sen\phi = 0 \tag{24}$$

com

$$C_a = c\frac{B/2}{cos\phi} \tag{25}$$

e

$$W = \frac{\gamma}{4}B^2 tan\phi \tag{26}$$

Substituindo as equações 25 e 26 na Equação 24, temos:

$$\sigma_r B + \frac{\gamma}{4}B^2 tan\phi - 2E_p - 2c\frac{B/2}{cos\phi}sen\phi = 0 \tag{27}$$

como

$$tan\phi = \frac{sen\phi}{cos\phi} \tag{28}$$

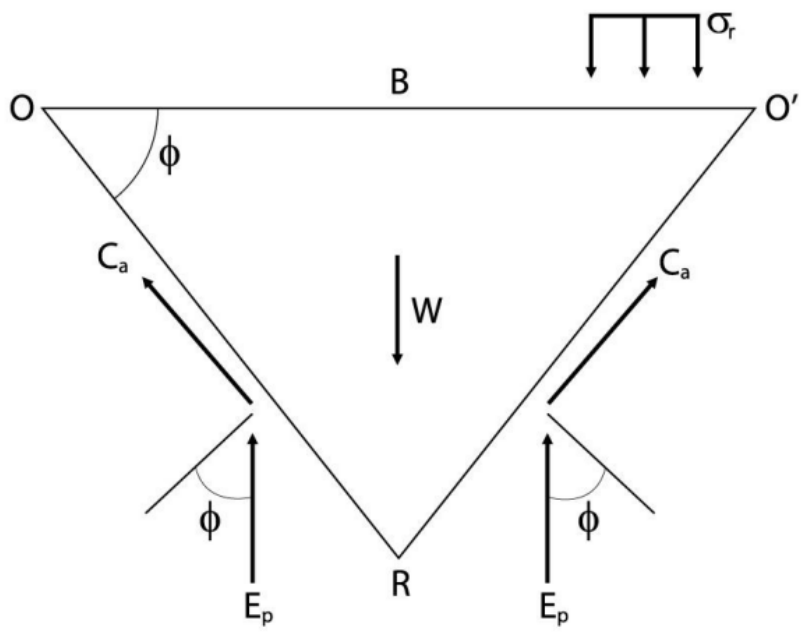
assim, substituindo a Equação 28 na Equação 27 e colocando a expressão em função σ_r, e ainda deduzindo, temos:

$$\sigma_r \cancel{B} = 2\frac{E_P}{B} - \cancel{2}c\frac{\cancel{B}}{\cancel{2}}tan\phi - \frac{\gamma}{4}B^{\cancel{2}}tan\phi \tag{29}$$

Temos, assim a Equção 30, que representaria a solução do problem se E_p, fosse conhecido.

$$\sigma_r = 2\frac{E_p}{B} - ctan\phi - \frac{\gamma}{B}tan\phi \tag{30}$$

Figura 25: cunha de solo sob a base da sapata



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

De fato não sabemos, previamente, o peso do solo e a influência da sobrecarga em qualquer solução numérica. A forma que Terzaghi encontrou para superar essa dificuldade, foi adotar um método que considera casos particulares para em seguida generalizar, por meio da superposição dos efeitos. Aqui, apresentamos, o método de Terzaghi, conforme descrito na terceira edição de *Soil mechanics in engineering practice*,em parceria com Peck e Mesri (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996)

5.5.2 Solo sem peso e sapata à superfície

Consideremos: $c \neq 0$, $h = 0$ e $\gamma = 0$.

A zona I da Figura 24, movimenta-se para baixo como uma cunha, deslocando lateralmente a zona II, que, por sua vez, empurra a zona III, no estado passivo de Rankine[8]. O ângulo α atinge o valor máximo de $45 + \phi/2$. A formulação para a **capacidade de**

[8]Nesse estado, segundo a teoria de Rankine, a coesão =0

carga (solução dada, originalmente por Prandtl (1921)): é vista Equação 31:

$$\sigma_r = cN_c \tag{31}$$

N_c é um **fator de capacidade de carga** que depende apenas de ϕ e é fornecido pela Equação 32

$$N_c = cotan\phi \left[e^{\pi tan\phi} tan^2 (45 + \phi/2) - 1\right] \tag{32}$$

5.5.3 Solo não coesivo e sem peso

Consideremos: $c = 0$, $h \neq 0$ e $\gamma = 0$.

O modelo de ruptura permanece o mesmo e a **capacidade de carga** é dada pela solução de Reisnner (1924), mostrada na Equação 33:

$$\sigma_r = qN_q \tag{33}$$

Nesse caso N_q (**fator de capacidade carga**), é função de ϕ, expressado na Equação 33:

$$N_q = e^{\pi tan\phi} (45 + \phi/2) \tag{34}$$

5.5.4 Solo não coesivo e sapata à superfície

Consideremos: $c = 0$, $h \neq 0$ e $\gamma = 0$ e a superfície de assente da sapata em areia pura e, desse modo, o **fator de capacidade de carga** é dado pela Equação:

$$N_\gamma = \frac{4E_p}{\gamma B^2} cos(\alpha - \phi) \tag{35}$$

A **capacidade de carga** é fornecida pela expressão:

$$\sigma_r = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \tag{36}$$

Neste caso, o ângulo α não é conhecido, desse modo, para um dado valor de ϕ, os cálculos devem ser repetidos, variando α, até que seja encontrado o valor mínimo de N_γ. Embora conservadores, esses resultados concordam com os de Meyerhof (1955).

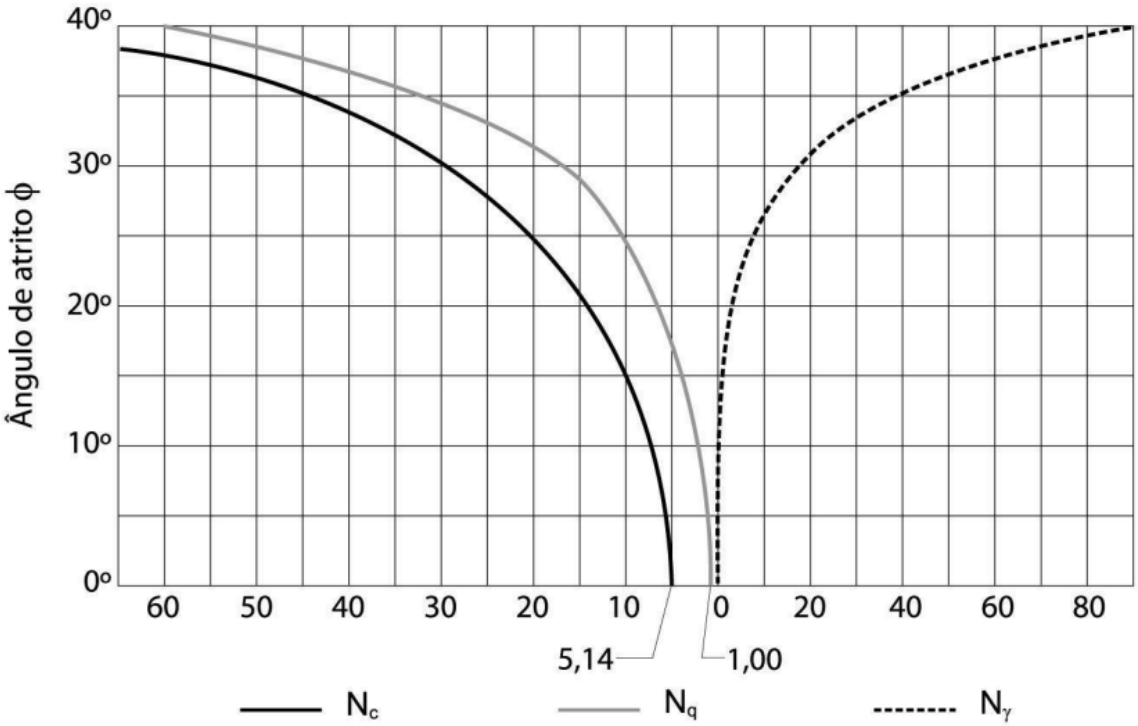
5.6 Fórmula da capacidade de carga ou superposição dos efeitos de Terzaghi

Fellenius (2007) e Cintra, Aoki e Albiero (2011) chamam de fórmula de capacidade de carga ou superposição dos efeitos, respectivamente. Dessa maneira podemos escrever uma fórmula aproximada para a capacidade de carga de um sistema sapata-solo que toma em conta as três parcelas representativas da coesão, sobrecarga e peso específico. Os fatores de capacidade de carga N_c, N_q e N_γ são adimensionais e dependem, unicamente de ϕ. Não há solução analítica para N_γ. A fórmula da **capacidade de carga** é mostrada na Equação 37:

$$\sigma_r = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \tag{37}$$

Como foi descrito anteriormente, os fatores de capacidade de carga são função do ângulo de atrito efetivo do solo. Os fatores tiveram origem nos trabalhos de Buisman (1936, 1940) e Terzaghi (1943), posteriormente modificado por Meyerhof (1951, 1963) , Hansen (1961) e outros. A Figura 26 apresenta os fatores de capacidade.

Figura 26: Fatores de capacidade de carga (Terzaghi; Peck; Mesri,1967)



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Algumas considerações são levantadas por Fellenius (2007):

i. Se o lençol está acima da base da sapata o peso específico efetivo passa a ser submerso;

ii. Se o lenço freático está a uma distância maior ou igual a B da base da sapata, considera-se o peso específico efetivo; e

iii. Se o lençol freático dista menos que B da base da sapata, então o peso específico é composto por parte do peso específico saturado e peso específico submerso.

5.6.1 Efeitos de forma

A Equação aplica duas condições: sapatas corridas e a solos passíveis de ruptura geral. Poucos casos, de fato foram solucionados para sapatas quadradas e circulares. Esses casos, tratados como especiais requerem procedimentos numéricos mais complexos que a hipótese formulada por Terzaghi em 1943. Ainda assim, com base em resultados experimentais e numéricos, Terzaghi, Peck e Mesri (1967) apresentam uma equação semiempírica para sapata circular com diâmetro B embutida em um solo compacto ou rijo, vista na Equação 38 e outra para sapata quadrada de lado B, vista na Equação 39:

$$\sigma_r = 1,2c\ N_c + q\ N_q + 0,6\frac{\gamma}{2}B\ N_\gamma \tag{38}$$

$$\sigma_r = 1,2c\ N_c + q\ N_q + 0,8\frac{\gamma}{2}B\ N_\gamma \tag{39}$$

Das equações 38 e 39 nasceram os famosos **fatores de forma**, formulados em uma equação geral, vista na Equação 40:

$$\sigma_r = c\ N_c\ S_c + q\ N_q\ S_q + \frac{1}{2}\ \gamma\ B\ N_\gamma\ S_c \tag{40}$$

S_c, S_q e S_γ são chamados fatores de forma, mostrados na Tabela 1. Observa-se que na sapata corrida o lado é B; na sapata quadrada B=L; e na sapata circular, o diâmetro é B. A respeito da Equação 40 temos, ainda:

> Nessa equação, verificamos que a capacidade de carga depende de três tipos de variáveis: os parâmetros do solo, as dimensões da base da sapata, e o embutimento da sapata no maciço de solo. Isso demonstra que o elemento de fundação por sapata constitui mesmo um sistema sapata-solo e que, portanto, não devemos mencionar capacidade de carga da sapata nem do solo, mas sempre do sistema (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Tabela 4: Fatores de forma de Trazghi, Peck e Mesri (1967)

Sapata	**Sc**	**Sq**	S_γ
Corrida	1	1	1
Quadrada	1.2	1	0.8
Circular	1.2	1	0.6

Fonte: (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996)

> Observa-se que na sapata corrida o lado é B; na sapata quadrada B=L; e na sapata circular, o diâmetro é B. A respeito da Equação 18 temos, ainda: Nessa equação, verificamos que a capacidade de carga depende de três tipos de variáveis: os parâmetros do solo, as dimensões da base da sapata, e o embutimento da sapata no maciço de solo. Isso demonstra que o elemento de fundação por sapata constitui mesmo um sistema sapata-solo e que, portanto, não devemos mencionar capacidade de carga da sapata nem do solo, mas sempre do sistema (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

5.6.2 Ruptura por puncionamento

Para o mecanismo de puncionamento, Terzaghi (1943), propôs a mesma equação de ruptura geral, porém com redução nos parâmetros c e ϕ, como se segue nas equações 41 e 42:

$$c* = \frac{2}{3}c \tag{41}$$

$$tg\phi^* = \frac{2}{3}tg\phi \tag{42}$$

A substituição do ângulo de atrito de ϕ por $\phi*$ transformam os fatores de carga em $N_c^{'}$, $N_q^{'}$ e $N_\gamma^{'}$. Desse modo, a formulação aproximada da capacidade de carga para a ruptura de puncionamento é dada pela Equação 43:

$$\sigma_r = cN_c^{'}\ S_c + qN_q^{'}\ S_q + \frac{1}{2}\ \gamma\ BN_\gamma^{'}\ S_c \tag{43}$$

5.7 Proposição de Vesic

Aleksander Vesic é um dos principais pesquisadores de fundações e tem valorosas contribuições no tema capacidade de carga de fundações diretas.

5.7.1 Ruptura geral com proposição de Vesic

Vesic (1975) fez duas proposições para solos rígidos, passíveis de ruptura geral com a substituição de dois fatores na equação geral de capacidade de carga de Terzaghi (Equação 40). A primeira substituição é do fator de capacidade carga N_γ pelo de Caquot e Kérisel (1953), conforme se observa na expressão analítica, expressa na Equação 44:

$$N_\gamma \cong 2\,(N_q + 1)\,tg\ \phi \tag{44}$$

Como segunda substituição, Vesic (1975) prefere os fatores de forma de De Beer (1967, apud Vesic, 1975), os quais dependem não somente da geometria da sapata mas também do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5: Fatores de forma (De Beer, 1967, apud Vesic, 1975)

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1	1	1
Retangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L)tan\phi$	$1 - 0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + tan\phi$	0,6

(CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Com a Equação 44 e as equações 32 e 34 apresentadas em acima, Vesic (1975), calculou os valores dos fatores de capacidade de carga em função de ϕ. Os resultados são apresentados na Tabela 5, que contém duas colunas adicionais para a relação Nq/Nc e para tangente ϕ.

No projeto de fundações por sapatas deve ser levado em conta o recalque e não, tão somente, a capacidade de carga. Terzaghi (1943), reduziu os valores de coesão e tangente ϕ para puncionamento, evitando, desse modo uma transição brusca e irreal entre solos rígidos e não rígidos. Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), a favor da simplicidade desse procedimento, há o fato, na eventualidade de projetarmos fundações por sapatas em solos compressíveis, de não haver a necessidade de cálculos mais aprimorados de capacidade de carga, pois prevalecerá o critério de recalque, não o de ruptura. Para ruptura local, na ausência de indicação específica na literatura, calcularemos o valor médio de capacidade de carga para as condições de ruptura geral e puncionamento.

Tabela 6: Fatores de capacidade de carga Vesic (1975)

ϕ^o	$\phi(at)$	N_q	N_c	N_q/N_c	$Tan\ \phi$	ϕ	$\phi(at)$	N_q	N_c	N_q/N_c	$Tan\ \phi$
0		1	0	0	0	26	0.45	11.85	22.25	0.53	0.49
1	0.02	1.09	5.38	0.20	0.02	27	0.47	13.20	23.94	0.55	0.51
2	0.03	1.20	5.63	0.21	0.03	28	0.49	14.72	25.80	0.57	0.53
3	0.05	1.31	5.90	0.22	0.05	29	0.51	16.44	27.86	0.59	0.55
4	0.07	1.43	6.19	0.23	0.07	30	0.52	18.40	30.14	0.61	0.58
5	0.09	1.57	6.49	0.24	0.09	31	0.54	20.63	32.67	0.63	0.60
6	0.10	1.72	6.81	0.25	0.11	32	0.56	23.18	35.49	0.65	0.62
7	0.12	1.88	7.16	0.26	0.12	33	0.58	26.09	38.64	0.68	0.65
8	0.14	2.06	7.53	0.27	0.14	34	0.59	29.44	42.16	0.70	0.67
9	0.16	2.25	7.92	0.28	0.16	35	0.61	33.30	46.12	0.72	0.70
10	0.17	2.47	8.34	0.30	0.18	36	0.63	37.75	50.59	0.75	0.73
11	0.19	2.71	8.80	0.31	0.19	37	0.65	42.92	55.63	0.77	0.75
12	0.21	2.97	9.28	0.32	0.21	38	0.66	48.93	61.35	0.80	0.78
13	0.23	3.26	9.81	0.33	0.23	39	0.68	55.96	67.87	0.82	0.81
14	0.24	3.59	10.37	0.35	0.25	40	0.70	64.20	75.31	0.85	0.84
15	0.26	3.94	10.98	0.36	0.27	41	0.72	73.90	83.86	0.88	0.87
16	0.28	4.34	11.63	0.37	0.29	42	0.73	85.37	93.71	0.91	0.90
17	0.30	4.77	12.34	0.39	0.31	43	0.75	99.01	105.11	0.94	0.93
18	0.31	5.26	13.10	0.40	0.32	44	0.77	115.31	118.37	0.97	0.97
19	0.33	5.80	13.93	0.42	0.34	45	0.79	134.87	133.87	1.01	1.00
20	0.35	6.40	14.83	0.43	0.36	46	0.80	158.50	152.10	1.04	1.04
21	0.37	7.07	15.81	0.45	0.38	47	0.82	187.21	173.64	1.08	1.07
22	0.38	7.82	16.88	0.46	0.40	48	0.84	222.30	199.26	1.12	1.11
23	0.40	8.66	18.05	0.48	0.42	49	0.86	265.50	229.92	1.15	1.15
24	0.42	9.60	19.32	0.50	0.45	50	0.87	319.06	266.88	1.20	1.19
25	0.44	10.66	20.72	0.51	0.47	51	0.89	385.98	311.75	1.24	1.23

Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

: "a t"= arco trigonométrico.

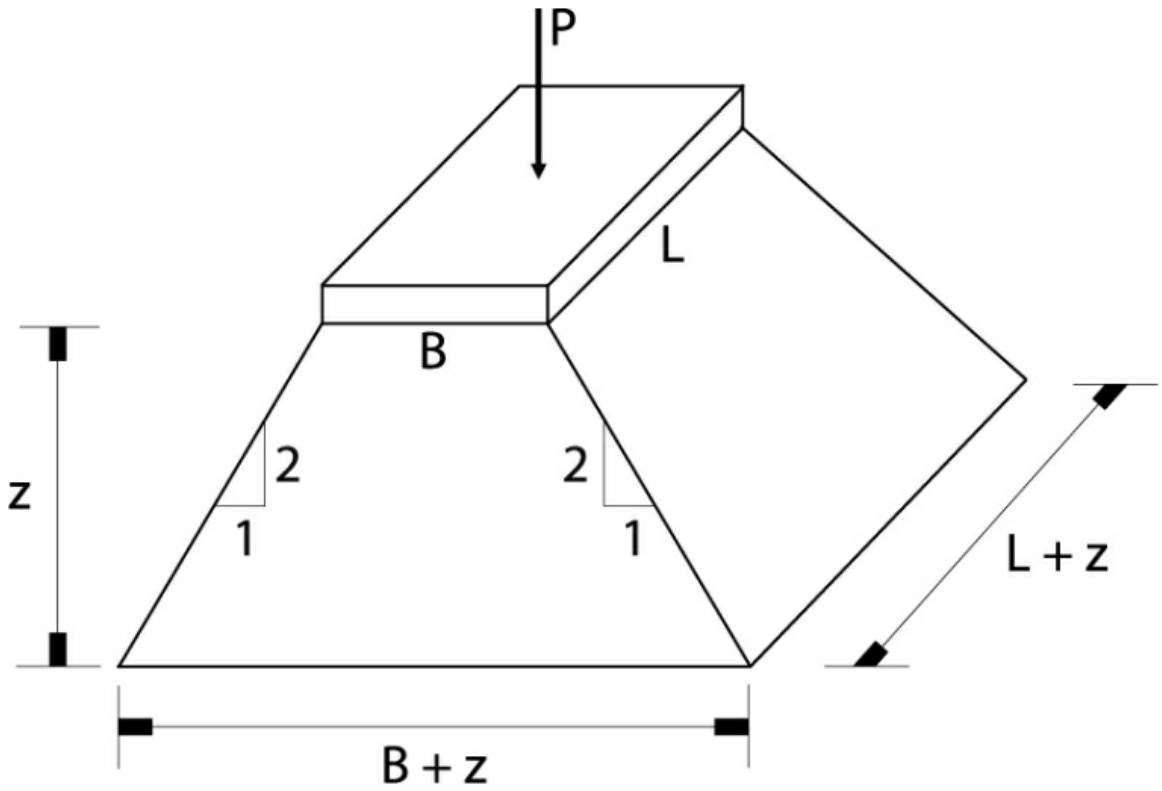
5.8 Solo estratificado

O solo estratificado não é raro ocorrer no subsolo. Quando isso ocorre precisamos examinar o conceito de bulbo de tensões e por consequência propagação de tensões.

5.8.1 Propagação de tensões

De modo prático a propagação de tensões se dá numa inclinação 1:2 ou aproximadamente 27° com a vertical, conforme se depreende do exame da Figura 27, adaptado de Perloff e Baron (1976).

Figura 27: Propagação de tensões na proporção 1:2 (Perloff e Baron, 1976)



(CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Notadamente z é a distância da base da sapata ao topo da segunda camada, desse modo a parcela correspondente a $\Delta\sigma$ de tensão propagada à distância z é aproximadamente o que expressa a Equação 45:

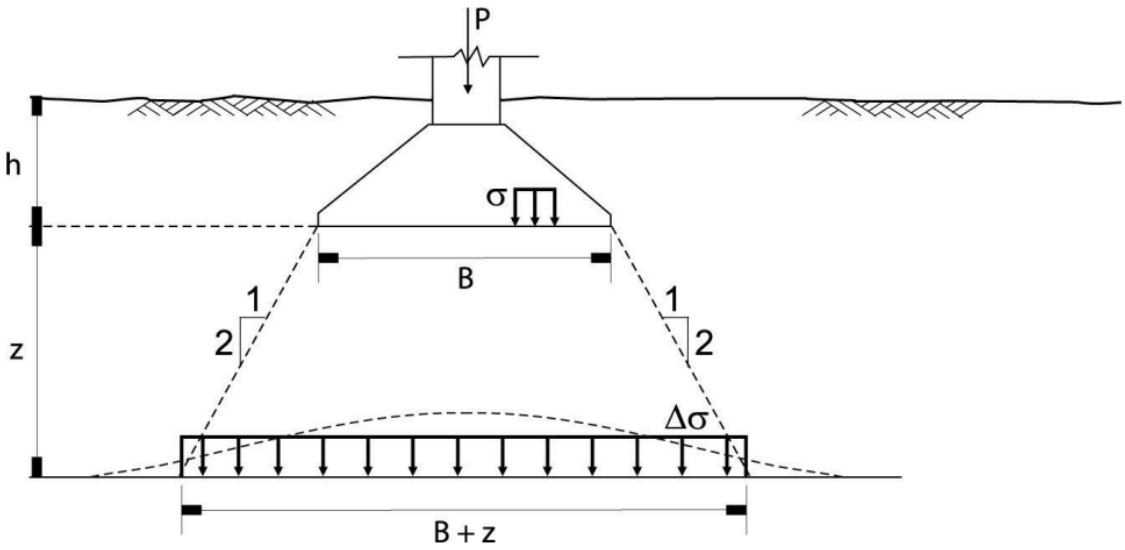
$$\Delta\sigma \cong \frac{\sigma BL}{(B+z)(L+z)} \tag{45}$$

Dessa maneira à profundidade $z = 2B$, abaixo de uma sapata quadrada de lado B, a parcela propagada $\Delta\sigma$ da tensão aplicada pela base da sapata é dada pela Equação 46:

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma B^2}{(B + 2B))^2} = \frac{\sigma}{9} = 10\%\sigma q \tag{46}$$

Notadamente, a Mecânica dos Solos clássica, adota $z = 2B$, coincidente com os trabalhos de Simons e Menzies (1981) , baseados na Teoria da Elasticidade para sapatas flexíveis. Essa profundidade, corresponderia a 10% de σ. da a Figura 11 amplia o detalhe da parcela de tensão propagada.

Figura 28: Parcela de tensão propagada



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Para Simons e Menzies (1981) os valores de z variam com se seguem:

- sapata circular: z=1,5 B;
- sapata quadrada: z=2,5 B; e
- sapata corrida: z=4 B.

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), para efeitos práticos em fundações, podemos considerar:

- sapata circular ou quadrada (L=B): z=2 B;
- sapata retangular (L= 2 a 4B): z=3 B; e

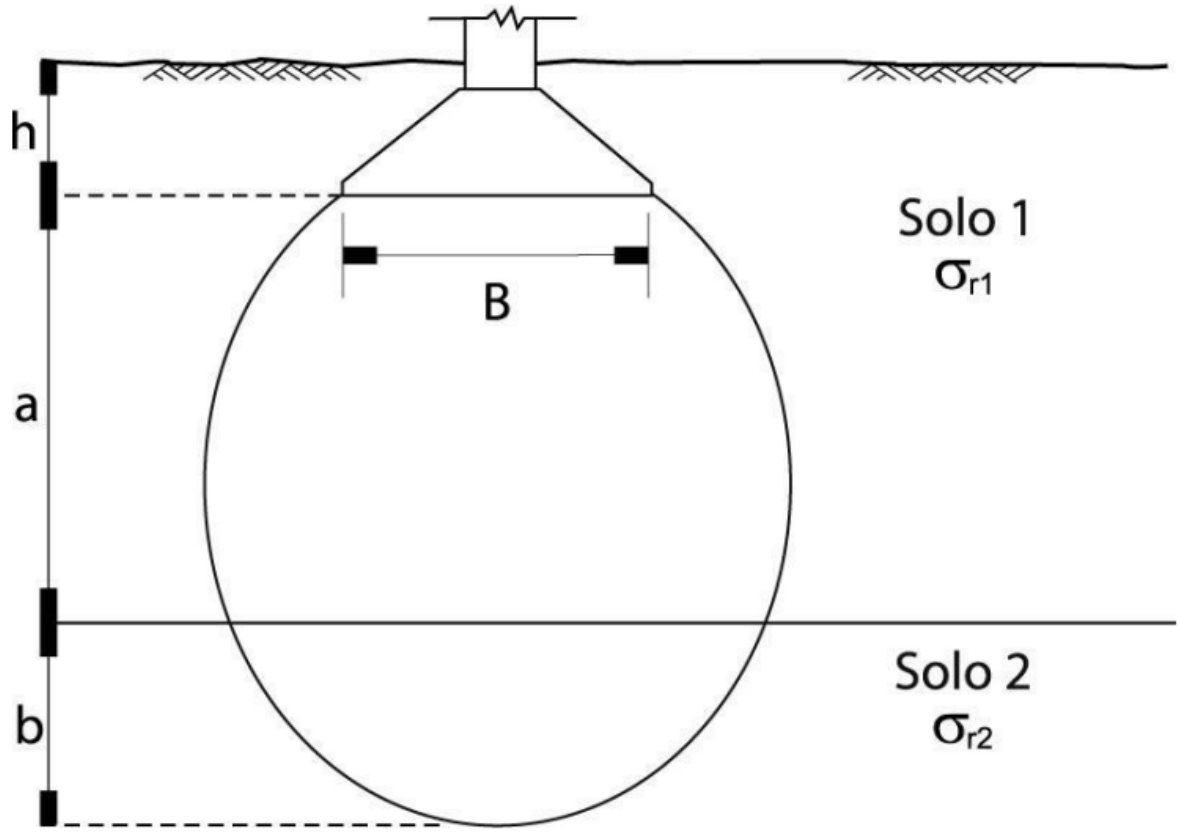
- sapata corrida (L5B): z=4 B.

Anota-se que toda superfície potencial de ruptura (veja a Figura 24) se dá no interior do bulbo de tensões. Os parâmetros c,ϕ e γ consideramos apenas a espessura atingida pelo bulbo de tensões. Outras práticas são adotadas na consideração paramétrica, como a média dos valores de N_{spt} no caso de estratos com pequena variação de tipo de solo.

5.8.2 duas camadas

Examinemos a Figura 29 e notamos que subjacente à camada na qual está embutida a sapata há outra camada de características paramétricas diferentes da primeira (compressibilidade, resistência), contudo o bulbo de pressão incorpora as duas camadas. Esse caso, segundo Vesic (1975) é complexo.

Figura 29: Bulbo que incorpora duas camadas



Fonte: (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Para se determinar a capacidade de carga Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentam um roteiro prático, como se segue:

- primeiramente, determinamos a capacidade de carga, considerando apenas a primeira camada (σ_{r1});
- supomos uma sapata (σ_{r22}) fictícia ancorada no topo da segunda camada (veja a Figura 29);
- comparamos as duas tensões;
- se $\sigma_{r1} \leq \sigma_{r2}$, então consideramos aceitável e adotamos $\sigma_r = \sigma_{r1}$;
- se $\sigma_{r1} \geq \sigma_{r2}$, então fazemos uma média ponderada dos dos dois valores:
- $$\sigma_{1,2} = \frac{a\sigma_{r1} + bsigma_{r2}}{a+b}$$

  a e b são definidos na Figura 30;
- Em seguida, verificamos se não haveria antes a ruptura da segunda camada, na iminência de a sapata aplicar esse valor de tensão. Para isso, calculamos a parcela propagada dessa tensão até o topo da segunda camada ($\Delta\sigma$) e, depois, comparamos $\Delta\sigma$ com Δ_{r2};
- se tivermos:
  $$\Delta\sigma \cong \frac{\sigma_{r1,2}BL}{(B+z)(L+z)} \leq \sigma_{r2}$$

  então a capacidade de carga do sistema σ_r, será a própria média do bulbo, $\sigma_{r1,2}$:

  $$\sigma_r = \sigma_{r1,2}$$

  ;
- Caso a verificação não for satisfeita ($\Delta\sigma \geq \Delta_{r1}$), será necessário reduzir o valor da capacidade de carga média, de modo que o valor propagado $\Delta\sigma$ não ultrapasse Δ_{r2}. Assim

  $sigma_r$ será:

  $$\sigma_r = \sigma_{r1,r2}\frac{\sigma_{r2}}{\Delta\sigma}$$

Referências

AOKI, N. Dogma do fator de segurança. *VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo*, v. 1, p. 9–42, 2008.

AOKI, N.; MENEGOTTO, M. L.; CINTRA, J. C. A. Probabilidade de ruína como critério para definir o coeficiente de segurança a ser usado na previsão da carga admissível de fundações por estacas. In: *XII COBRAMSEG–CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, São Paulo*. [S.l.: s.n.], 2002. p. 1471–81.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122*. Rio de Janeiro, 2019. 120 p.

BALLA, A. Bearing capacity of foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 88, n. 5, p. 13–34, 1962.

BROOKS, N.; SPENCE, J. Design and recorded performance of a secant retaining wall in croydon. In: *Retaining structures*. [S.l.]: Thomas Telford Publishing, 1993. p. 205–215.

BUISMAN, A. K. De weerstand van paalpunten in zand. *De Ingenieur*, v. 50, n. 14, p. 28–35, 1935.

BUISMAN, A. K. Grondmechanica, aus"klopper. *J.: Toegepaste Mechanica, Deel IV", Delft*, 1940.

CAMPOS, J. C. de. *Elementos de fundações em concreto*. [S.l.]: Oficina de Textos, 2015.

CASAGRANDE, A. Role of the calculated risk in earthwork and foundation engineering. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 91, n. 4, p. 1–40, 1965.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. *Fundações diretas: projeto geotécnico*. [S.l.]: Oficina de textos, 2011.

DAS, B. M. *Princípios de engenharia de fundações*. [S.l.]: Cencage Learning Brsil, 2016.

DAS, B. M.; LARBI-CHERIF, S. Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand. *Soils and foundations*, Elsevier, v. 23, n. 1, p. 1–7, 1983.

DE BEER, E. Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, Thomas Telford Ltd, v. 20, n. 4, p. 387–411, 1970.

FELLENIUS, B. *Basics of foundation design*. [S.l.]: www.fellenius.net, 2017. 217 p.

HANSEN, B. et al. A general formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute, Bulletin*, v. 11, p. 38–46, 1961.

HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. 1970.

KÉZDI, Á. *Handbuch der Bodenmechanik: Bodenmechanik im erd-, grund-und strassenbau*. Berlin: Verlag für Bauwesen, 1970. v. 2.

LAMBE, T. Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, Thomas Telford Ltd, v. 23, n. 2, p. 151–202, 1973.

LOPES, F. d. R. The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the finite element method. Imperial College London (University of London), 1979.

LOPES, F. R.; VELLOSO, D. A. *Fundações-Volume único*. [S.l.]: Oficina de Textos, 2016.

MELLO, V. D.; SILVEIRA, E. S. The philosophy of statistics and probability applied in soil engineer ing. *2nd ICASP, Aachen*, v. 3, p. 65, 1975.

MESTAT, P. et al. La méthode des éléments finis: un outil pour la géotechnique. In: *ACTES DU COLLOQUE ORGANISE PAR L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES PARIS 29-30 SEPTEMBRE-1ER OCTOBRE 1992-GEOTECHNIQUE ET INFORMATIQUE*. [S.l.: s.n.], 1992.

MEYERHOF, G. The ultimate bearing capacity of foudations. *Geotechnique*, Thomas Telford Ltd, v. 2, n. 4, p. 301–332, 1951.

MEYERHOF, G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In: *Proc. of the 3rd Int. Conf. on SMFE*. [S.l.: s.n.], 1953. v. 1, p. 440–445.

MEYERHOF, G. Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, Thomas Telford Ltd, v. 5, n. 3, p. 227–242, 1955.

MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, NRC Research Press, v. 1, n. 1, p. 16–26, 1963.

PERLOFF, W. H.; BARON, W. *Soil mechanics: principles and applications*. [S.l.]: John Wiley & Sons, 1976.

POULOS, H.; CARTER, J.; SMALL, J. Foundations and retaining structures-research and practice. In: AA BALKEMA PUBLISHERS. *Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. [S.l.], 2002. v. 4, p. 2527–2606.

PRANDTL, L. Über die härte plastischer körper. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse*, v. 1920, p. 74–85, 1920.

REISSNER, H. Zum erddruckproblem. In: DELFT. *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics*. [S.l.], 1924. p. 295–311.

ROSSUM, G. V.; DRAKE, F. L. Python language reference manual. Network Theory United Kingdom, 2003.

ROSSUM, G. V.; JR, F. L. D. *Python reference manual*. [S.l.]: Centrum voor Wiskunde en Informatica Amsterdam, 1995.

ROSSUM, G. V. et al. Python programming language. In: *USENIX annual technical conference*. [S.l.: s.n.], 2007. v. 41, p. 36.

SIMONS, N. E.; MENZIES, K. E. *Introdução à engenharia de fundações*. [S.l.]: Interciência, 1981.

SKEMPTON, A. The bearing capacity of clays. *Selected Papers on Soil Mechanics*, p. 50–59, 1951.

TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. johnwiley & sons. *New York*, p. 11–15, 1943.

TERZAGHI, K. et al. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. F. Deuticke, 1925.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil mechanics in engineering practice*. [S.l.]: John Wiley & Sons, 1996.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. *Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra: A arte de projetar e construir e suas bases científicas na mecânica dos solos*. [S.l.]: McGraw-Hill, 1978.

VELLOSO, D. A. fundações profundas: segurança. In: *SIMPÓSIO SOBRE TERORIA E PRÁTICA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS - UFRGS - PORTO ALEGRE*. [S.l.: s.n.], 1985.

VESIC, A. B. Bearing capacity of deep foundations in sand. *Highway research record*, n. 39, 1963.

VESIC, A. S. Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, v. 98, n. sm3, 1972.

VESIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, v. 99, n. sm1, 1973.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation engineering handbook*, 1975.

YANG, Q. Numerical analysis and design of strutted deep excavation. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, p. 1909–1914, 1997.