

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI – COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ISABELA TAVARES RAMPIM

**ESTUDO NUMÉRICO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DA
CARGA VERTICAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DE SAPATAS EM
SOLOS COESIVOS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO - PR
2016

ISABELA TAVARES RAMPIM

**ESTUDO NUMÉRICO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DA
CARGA VERTICAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DE SAPATAS EM
SOLOS COESIVOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris

Co-orientador: Prof. Dr. Sérgio Antônio Brum
Junior

TOLEDO - PR

2016



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 66

**ESTUDO NUMÉRICO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO DA
CARGA VERTICAL DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DE SAPATAS EM
SOLOS COESIVOS**

por

Isabela Tavares Rampim

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 13:50 h do dia **05 de Junho de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof Dr Mauricio Do Espirito Santo Andrade
(UTFPR – TD)

Prof. Dr Elmagno Catarino Santos Silva
(UTFPR – TD)

Prof Dr Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)
Orientador

Prof. Dr Sergio Antonio Brum Junior
(UTFPR – TD)
Co-orientador

Visto da Coordenação
Prof^a Msc. Silvana da Silva Ramme
Coordenadora da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente aos meus orientadores, Dr. Gustavo Savaris e Dr. Sérgio Antônio Brum Junior, pelo suporte no pouco tempo que lhes couberam, pelas correções e ajuda.

Aos professores desta universidade que me ajudaram a chegar até este último passo.

Aos meus pais, Maria do Carmo Tavares Rampim e Cezar Rampim, pelo incentivo, amor e apoio incondicional.

À minha irmã, Camila Tavares Rampim, minha melhor amiga desde sempre, por seus conselhos e suporte.

Ao meu namorado, Marcos Falvo, por suportar os ataques de stress e ansiedade, me ajudando a continuar.

Aos meus amigos, que me ajudaram direta ou indiretamente, e fizeram parte desta jornada comigo.

RESUMO

RAMPIM, Isabela Tavares. Estudo numérico do coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio de sapatas em solos coesivos. 2017. 60 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2017.

Ao realizar o dimensionamento de sapatas rígidas é necessário determinar todos os parâmetros e cargas a serem utilizados. Porém o peso próprio das sapatas é desconhecido, e não pode ser desconsiderado o que resultaria em um sub dimensionamento da estrutura. Para isso é utilizado um coeficiente de majoração, que majora a carga proveniente da superestrutura. Para este coeficiente é utilizado um valor entre 1,05 e 1,10, seguindo literaturas existentes. Este trabalho faz um estudo numérico deste coeficiente em sapatas rígidas retangulares, assente em solos coesivos. São calculadas as capacidades de carga das sapatas utilizando a teoria de Meyerhof e a teoria de Vesic, utilizando esses valores para determinar a carga máxima que o solo pode suportar. Com a área da sapata pré-definida é possível determinar o peso da sapata. Assim calculou-se o coeficiente de majoração considerando o peso calculado da sapata e a carga aplicada na mesma. Foram encontrados resultados para o coeficiente variando entre 1,0028, para a sapata assente em solo duro com menor área, e 1,103, para a sapata assente em solo muito mole com maior área. Nos casos dos solos médio, rijo e duro foram encontrados valores abaixo de 1,05, mostrando que os valores recomendados pela literatura podem ser considerados superdimensionados. Nos casos de solos mole e muito mole, foram encontrados valores dentro do recomendado. Para utilizar valores abaixo de 1,05 são necessários mais estudos para que se confirme esse estudo.

Palavras-chave: Coeficiente de majoração. Sapatas rígidas. Peso próprio. Solos coesivos.

Lista de Figuras

Figura 2.1: Dimensões da sapata.....	14
Figura 2.2: Distribuição de pressão no solo em sapata sob carga centrada em sapatas rígidas e flexíveis.....	15
Figura 2.3: Superfícies de ruptura para ruptura geral.....	16
Figura 2.4: Curva tensão x recalque para ruptura geral.....	16
Figura 2.5: Superfícies de ruptura para ruptura local.....	17
Figura 2.6: Curva tensão x recalque para ruptura local.....	17
Figura 2.7: Superfícies de ruptura para ruptura por puncionamento.....	18
Figura 2.8: Curva tensão x recalque para ruptura por puncionamento.....	18
Figura 2.9: Diagrama dos modos de ruptura para solos de acordo com a coesão e o ângulo de atrito.....	19
Figura 2.10: Comparação entre as superfícies de ruptura para Terzaghi (1943) e Meyerhof (1973).	23
Figura 2.11: Dimensões da sapata.....	33
Figura 2.12: Superfícies de punção.....	34
Figura 2.13: Bielas de Compressão.....	35
Figura 2.14: Sistema Estrutural da sapata rígida.....	36
Figura 3.1: Exemplo de sapata utilizada no cálculo do volume.....	45
Figura 4.1: Variação do coeficiente de majoração conforme a relação L/B.....	55

Lista de Tabelas

Tabela 2.1: Fórmulas para cálculo de fatores para Meyerhof (modificado de BOWLES)	24
Tabela 2.2: Fatores de forma para Vesic	25
Tabela 2.3: Valores sugeridos por Godoy (1972) para o peso específico do solo em função da consistência das argilas.	31
Tabela 3.1: N_{spt} considerado para cada consistência de solos finos	38
Tabela 3.2: Ângulo de atrito interno de argilas brasileiras.	39
Tabela 3.3: Parâmetros dos solos calculados para cada consistência de argila	40
Tabela 3.4: Modo de ruptura possível para cada consistência de argila	40
Tabela 3.5: Parâmetros do solo adotados para cada consistência de argila	40
Tabela 3.6: Dimensões adotadas para as sapatas	41
Tabela 4.1: Fatores de Carga.	47
Tabela 4.2: Fatores de Forma	47
Tabela 4.3: Capacidade de Carga Última	48
Tabela 4.4: Capacidade de carga admissível líquida para cada sapata	48
Tabela 4.5: Cargas Axiais Aplicadas a cada sapata	49
Tabela 4.6: Área calculada para cada pilar	50
Tabela 4.7: Dimensões adotadas para os pilares	50
Tabela 4.8: Alturas Adotadas para cada Sapata	51
Tabela 4.9: Verificação da Compressão das Bielas	52
Tabela 4.10: Volume das sapatas em m^3	53
Tabela 4.11: Peso das sapatas em kN.	53
Tabela 4.12: Coeficiente de majoração das sapatas.	54

Lista de símbolos

L	Largura da sapata
B	Comprimento da sapata
h	Altura da sapata
a	Dimensão da sapata em uma determinada direção
a_p	Dimensão do pilar em uma determinada direção
q	Sobrecarga devido ao solo acima da base de fundação
γ	Peso específico do solo
D_f	Cota de apoio da fundação
σ_r	Capacidade de carga
c	Coesão do solo
φ	Ângulo de atrito do solo
N_c, N_q, N_γ	Fatores de capacidade de carga
K_{py}	Coefficiente de empuxo passivo
q_{ult}	Capacidade de carga última do solo
\bar{c}	Coesão reduzida;
$\bar{\varphi}$	Ângulo de atrito reduzido.
s_c, s_q, s_γ	Fatores de forma
d_c, d_q, d_γ	Fatores de profundidade
i_c, i_q, i_γ	Fatores de inclinação de carga
b_c, b_q, b_γ	Fatores de inclinação de base da fundação
g_c, g_q, g_γ	Fatores de inclinação do terreno
H	Componente horizontal da carga
V	Componente vertical da carga
B'	Largura efetiva da fundação
L'	Comprimento efetivo da fundação
δ	Ângulo de atrito entre o solo e a fundação
A'	Área efetiva da fundação
c_a	Aderência entre o solo e a fundação
α	Ângulo da base da fundação com a horizontal
ω	Ângulo do terreno ao lado da fundação

q_{adm}	Capacidade de carga admissível bruta do solo
FS	Fator de segurança global
$q_{adm(líquida)}$	Capacidade de carga admissível líquida do solo
N_{spt}	Índice de resistência à penetração
σ_{solo}	Tensão no solo
N	Carga aplicada do pilar
PP_{sap}	Peso próprio da sapata
A	Área em planta da sapata
τ_{sd}	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo
τ_{RD2}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo-limite na ligação com o pilar
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
V_l	Força cortante no perímetro do pilar
u_p	Perímetro referente ao contorno do pilar
d	Altura útil da sapata
R_{ts}	Esforço na armadura
N_{sd}	Força solicitante (carga axial de cálculo)
d_0	Dimensão que vai desde a armadura até uma altura hipotética
A_s	Área de aço
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva
A_p	Área da seção transversal do pilar
V_{total}	Volume total da sapata
V_{par}	Volume do paralelepípedo
V_{pir}	Volume do tronco de pirâmide reta
h_0	Altura do paralelepípedo
H_t	Altura do tronco de pirâmide reta
A_{BP}	Área da base da pirâmide reta
A_{TP}	Área do topo da pirâmide reta
PP_{sap}	Peso próprio da sapata
γ_{conc}	Peso específico do concreto armado
CM	Coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1. JUSTIFICATIVA.....	11
1.2. OBJETIVOS.....	11
1.2.1. Objetivo Geral.....	11
1.2.2. Objetivos Específicos.....	12
1.3. DELIMITAÇÃO.....	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	13
2.2. RIGIDEZ DE UMA SAPATA	14
2.3. MECANISMOS DE RUPTURA DO SOLO.....	16
2.4. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	19
2.4.1. Teoria de Terzaghi (1943).....	20
2.4.1.1. Ruptura por Puncionamento para Terzaghi	23
2.4.2. Teoria de Meyerhof.....	23
2.4.3. Contribuição de Vesic.....	24
2.5. CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL LÍQUIDA DO SOLO.....	28
2.6. PARÂMETROS DO SOLO.....	29
2.6.1. Coesão.....	29
2.6.2. Ângulo de Atrito	30
2.6.3. Peso Específico	31
2.7. DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS RÍGIDAS SUBMETIDAS A CARGAS AXIAIS	31
2.7.1. Definição das Dimensões em Planta	32
2.7.2. Puncionamento da Sapata.....	33
2.7.3. Verificação da Compressão das Bielas.....	34
2.7.4. Dimensionamento por bielas e tirantes.....	36
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	38
3.1. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	38
3.2. DIMENSÕES DAS SAPATAS.....	41
3.3. CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL DO SOLO	41
3.4. CARGAS AXIAIS	43
3.5. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA	43

3.6.	DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO	44
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
4.1.	CAPACIDADE DE CARGA LÍQUIDA.....	47
4.2.	CARGAS AXIAIS	49
4.3.	ALTURA DA SAPATA.....	49
4.4.	TENSÃO DE COMPRESSÃO DAS BIELAS.....	51
4.5.	COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO	53
4.5.1.	Relação entre o Coeficiente de Majoração e a Relação L/B.....	54
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	57
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	58

1. INTRODUÇÃO

Ao realizar o dimensionamento de uma fundação, deve-se garantir a segurança e estabilidade da mesma, levando em consideração os conceitos de cálculo estrutural. Deve-se considerar também os conceitos de geotecnia, pois o solo em que o elemento estrutural está apoiado deve ter a capacidade de suportar os carregamentos solicitados, sem deformações excessivas, que são provenientes do próprio peso da fundação, assim como das cargas provenientes da superestrutura.

A determinação das cargas da superestrutura provém da análise de seu projeto estrutural, verificando as cargas procedentes dos pilares. Para o dimensionamento da fundação, o peso da mesma é desconhecido. Diversos problemas podem ocorrer caso o levantamento dessas cargas seja feito incorretamente, como recalques excessivos, fissuras e até a ruptura do elemento de fundação se as cargas forem subestimadas. Se as cargas forem superestimadas, pode resultar em um superdimensionamento da estrutura, tornando o projeto dispendioso.

Um dos modos de considerar o peso próprio da sapata é resolver por tentativas, estimando um valor para o peso próprio, pois para encontrar as dimensões, é necessário o peso. No final de cada tentativa verifica-se se o peso próprio considerado é maior ou menor que o valor estimado (ALONSO, 2010).

O modo de cálculo mais utilizado para esse problema, para que não sejam necessárias várias tentativas, é utilizar um coeficiente de majoração onde é considerado um aumento da carga aplicada, sendo esse aumento tido como o peso próprio da sapata.

Neste trabalho são empregadas teorias de capacidade de carga aplicada às fundações superficiais assente em solos coesivos, em sapatas retangulares, podendo ser observado se há alguma tendência nos coeficientes de majoração. O cálculo das capacidades de carga é realizado pelas teorias de Meyerhof e de Vesic.

Para cada combinação de sapata, deve ser calculado o peso dessa sapata, para que seja possível calcular o coeficiente de majoração real de cada uma.

O trabalho busca, portanto, estudar esse coeficiente de majoração analisando a relação entre o peso das sapatas e a carga aplicada na mesma, sempre levando em

consideração o solo em que essa está apoiada, pois dele será calculada a capacidade de carga do solo.

1.1. JUSTIFICATIVA

Para a realização de um projeto econômico, deve-se analisar bem todos os parâmetros envolvidos no cálculo estrutural. Como o peso próprio do elemento de fundação é desconhecido, surge a necessidade de utilizar um coeficiente de majoração da carga vertical aplicada, fazendo que com que ele seja incluído no cálculo do peso próprio.

Esse coeficiente de majoração varia em cada bibliografia, porém é comum a todos que o mesmo gire em torno de 5% a 10% da carga vertical aplicada, levando em consideração as características de rigidez da fundação.

A NBR 6122 (ANBT, 2010) considera que ao calcular o peso próprio da estrutura de concreto do elemento de fundação, deve-se admitir o peso próprio como no mínimo 5% da carga vertical permanente.

Silva (1998) recomenda a utilização de um coeficiente de majoração igual a 1,05 para sapatas flexíveis e 1,10 para sapatas rígidas. Porém esse valor pode não expressar um valor real da carga da estrutura de fundação, resultando em um projeto sub ou superdimensionado, portanto se faz necessário um estudo mais aprofundado do coeficiente de majoração para as diferentes situações encontradas usualmente.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

Determinar o coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio da estrutura em sapatas retangulares rígidas assentes em solos coesivos.

1.2.2. Objetivos Específicos

Como objetivos específicos deste trabalho, tem-se:

- Determinar qual a porcentagem do peso próprio das sapatas correspondente às cargas axiais aplicadas nas mesmas;
- Estudar o comportamento do coeficiente de majoração devido ao peso próprio com a variação da relação entre comprimento e largura, utilizando as máximas cargas admissíveis do solo em cada um dos casos;
- Verificar a precisão dos coeficientes de majoração utilizados pela bibliografia (1,05 a 1,10).

1.3. DELIMITAÇÃO

Este trabalho é delimitado a sapatas rígidas, com diferentes relações de comprimento (L) e largura (B), sendo essas de seção transversal retangular, submetidas as máximas cargas admissíveis axiais centradas, apoiadas em solos coesivos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), as fundações superficiais são elementos de fundação onde a carga é transmitida ao terreno, principalmente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, sendo que a profundidade de assentamento em relação ao terreno é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Para Terzaghi (1943) uma fundação pode ser considerada superficial quando o dobro da largura é igual ou maior que a profundidade da base da fundação.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), dentro da definição de fundações superficiais, essas podem ser classificadas de acordo com as seguintes descrições:

- Bloco: Elemento constituído apenas de concreto simples, sendo este dimensionado de forma que as tensões de tração sejam resistidas pelo concreto, não havendo a necessidade de armadura;
- Sapata: Elemento de concreto armado, onde é dimensionado para que as tensões de tração sejam resistidas por uma armadura especialmente disposta para isso. Por essa razão, as sapatas apresentam menor altura que os blocos;
- Sapata corrida: uma sapata que deve resistir uma carga distribuída linearmente ou em pilares alinhados. É conhecida também como viga de fundação;
- Sapata associada: Sapata que recebe carregamentos por mais de um pilar;
- Grelha: Elemento formado por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- Radier: Recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

Como o presente trabalho estuda o comportamento dos solos relacionados às sapatas, e essas são consideradas rígidas, faz-se necessário o entendimento do que difere sapatas rígidas e flexíveis.

2.2. RIGIDEZ DE UMA SAPATA

Para que as sapatas possam ser consideradas rígidas, deve ser satisfeita a equação abaixo, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (2.1)$$

onde:

h = Altura da sapata;

a = Dimensão da sapata em uma determinada direção;

a_p = Dimensão do pilar em uma determinada direção.

Sendo as dimensões da sapata representadas na Figura 2.1:

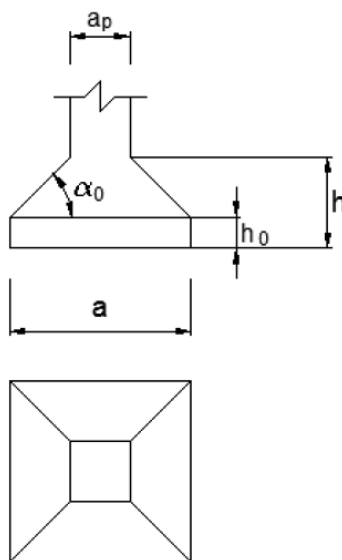


Figura 2.1: Dimensões da sapata

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)

Dada essa condição, é necessário diferenciar o comportamento estrutural das sapatas rígidas e das sapatas flexíveis, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014):

- Sapata rígida: possui trabalho à flexão nas duas direções, considerando ambas as trações à flexão uniformemente distribuídas. Para a compressão na

flexão, que se concentra mais na região do pilar que está apoiado na sapata, não é possível considerar a carga como uniformemente distribuída. Outro caso onde a uniformidade não se aplica é quando as sapatas são muito alongadas em relação ao pilar. O trabalho ao cisalhamento ocorre também nas duas direções, apresentando ruptura por compressão diagonal e não por tração diagonal. Este efeito ocorre pela impossibilidade física de ocorrer punção, devido à sapata rígida se encontrar inteiramente dentro do cone hipotético de punção.

- Sapata flexível: Pouco utilizadas, são mais encontradas em casos de fundações de cargas pequenas e solos relativamente fracos. Também possui trabalho à flexão nas duas direções, porém as distribuições de tensões não podem ser consideradas uniformes. O trabalho ao cisalhamento é descrito pelo fenômeno da punção e seu modelo de cálculo deve atender os mesmos requisitos das lajes submetidas à punção.

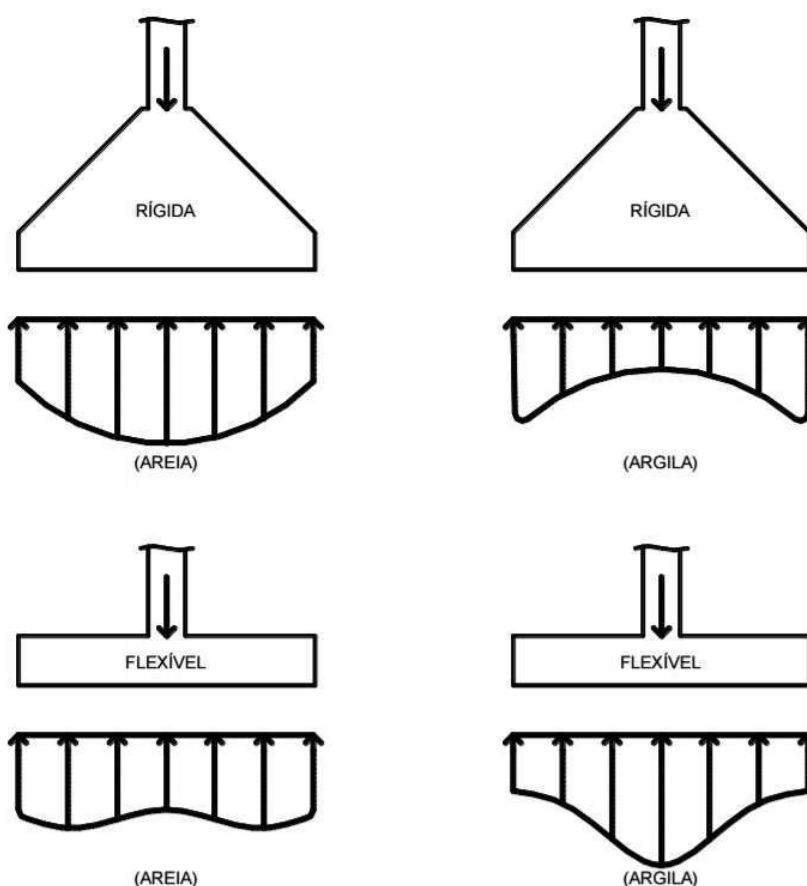


Figura 2.2: Distribuição de pressão no solo em sapata sob carga centrada em sapatas rígidas e flexíveis
Fonte: BASTOS (2016)

2.3. MECANISMOS DE RUPTURA DO SOLO

Considerando uma sapata recebendo carregamento crescente, esta estará sujeita a ruptura do solo se o carregamento alcançar a magnitude da carga última. Os mecanismos caracterizam o comportamento do solo no momento da ruptura. Eles se apresentam nas formas de ruptura geral, ruptura local e ruptura por punção:

- Ruptura Geral: ocorre nos casos de solos mais resistentes. Nesse caso a superfície de ruptura é contínua (começa no bordo da fundação e vai até à superfície do terreno) e leva ao tombamento da sapata, formando uma protuberância na superfície do terreno (Figura 2.3). Na curva tensão x recalque é possível ver um pico de carga, que caracteriza a ruptura (Figura 2.4) (CINTRA *et al*, 2011).

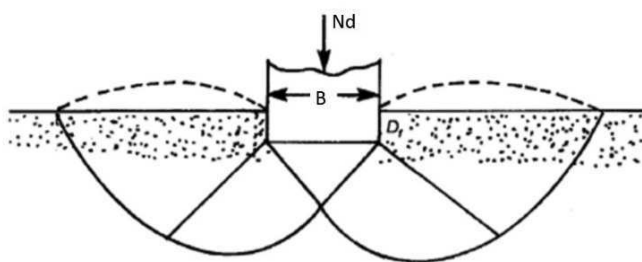


Figura 2.3: Superfícies de ruptura para ruptura geral.

Fonte: NOGUCHI (2012)

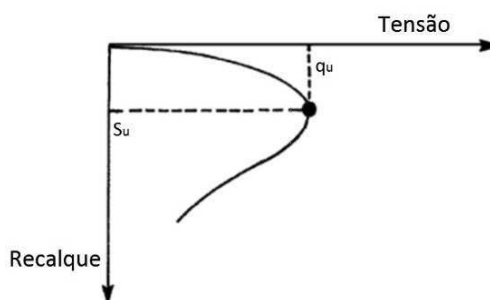


Figura 2.4: Curva tensão x recalque para ruptura geral.

Fonte: NOGUCHI (2012)

- Ruptura local: ocorre nos solos de média compactidade ou consistência, como areias medianamente compactas e argilas médias. A superfície de ruptura é

bem definida como na ruptura generalizada, porém somente imediatamente abaixo da fundação (Figura 2.5) (VELLOSO; LOPES, 2014). É possível perceber que há uma tendência para que a ruptura levante também o solo, porém para que isso ocorra é necessário um grande deslocamento vertical e mesmo que isso ocorra, não haverá tombamento do elemento de fundação. Dessa forma, a curva tensão-recalque se apresenta de forma mais branda, não atingindo um pico (Figura 2.6). Velloso e Lopes (2014) mencionam ainda que a ruptura local tem características da ruptura geral e da ruptura por punção, representando assim uma transição.

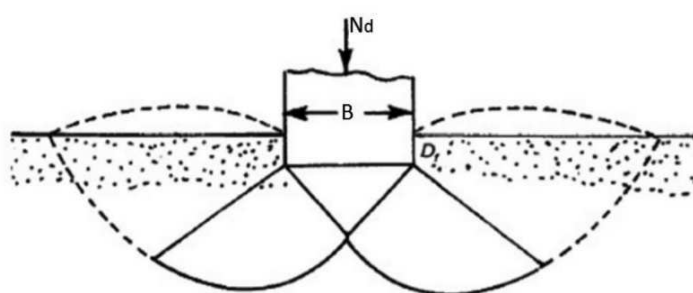


Figura 2.5: Superfícies de ruptura para ruptura local.

Fonte: NOGUCHI (2012)

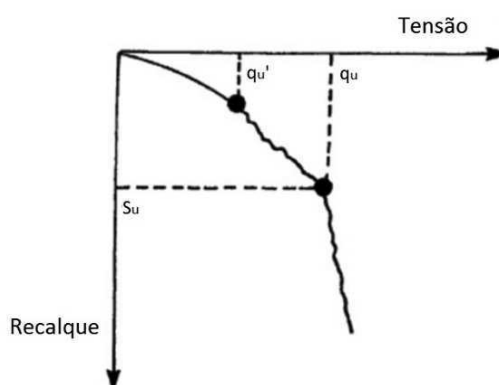


Figura 2.6: Curva tensão x recalque para ruptura local.

Fonte: NOGUCHI (2012)

- Ruptura por Puncionamento: esse tipo de ruptura foi estudado por Vesic (1975, *apud* CINTRA *et al*, 2011) que a associou somente a areias. Ocorre quando o solo é muito compressível, fazendo com que a fundação afunde (Figura 2.7), possuindo, portanto, um recalque alto. O solo fora da área

carregada não é afetado pela ruptura. Neste caso, a curva tensão-recalque também não apresenta pico (Figura 2.8).

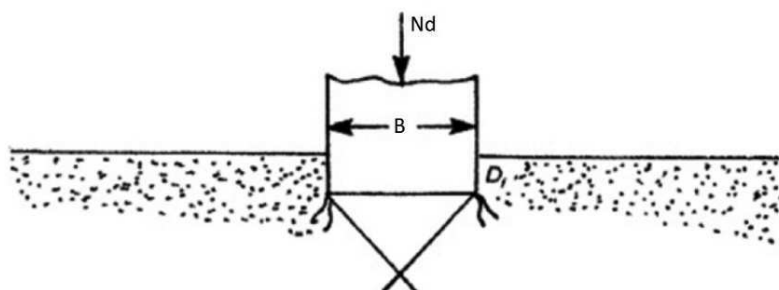


Figura 2.7: Superfícies de ruptura para ruptura por punção.

Fonte: NOGUCHI (2012)

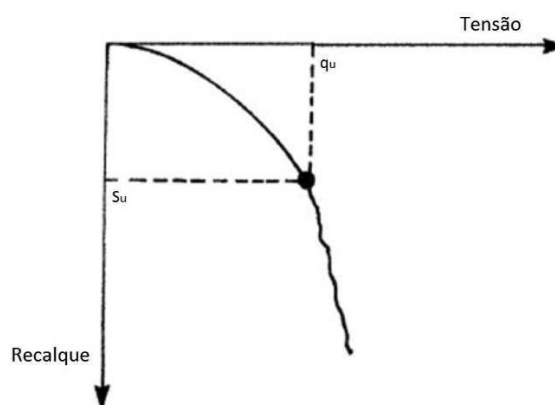


Figura 2.8: Curva tensão x recalque para ruptura por punção.

Fonte: NOGUCHI (2012)

Cintra *et al.* (2011) comentam ainda que em outras literaturas o modo de ruptura é tratado somente para argilas ou areias puras, não sendo possível encontrar qual seria o modo para um solo em estudo. Por essa razão, Cintra *et al.* (2011) propõem um diagrama que entra com os valores de coesão e ângulo de atrito para determinar o mecanismo de ruptura. O diagrama é apresentado na Figura 2.9:

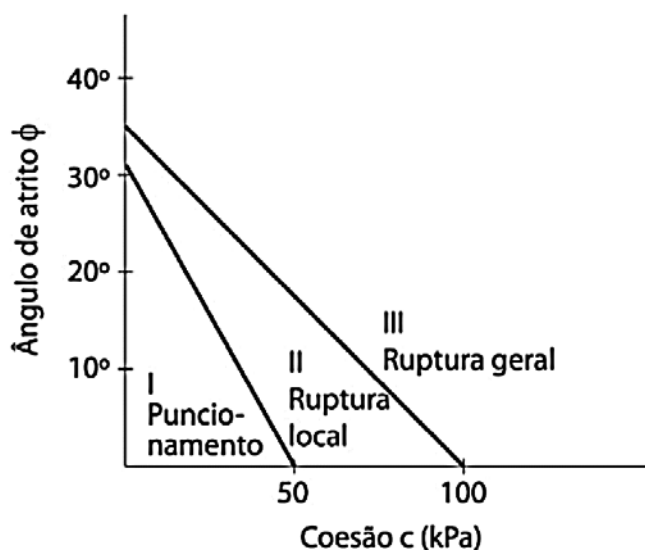


Figura 2.9: Diagrama dos modos de ruptura para solos de acordo com a coesão e o ângulo de atrito.

Fonte: Cintra *et al.* (2011)

2.4. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Na NBR 6122 (ABNT, 2010) a capacidade de carga é descrita como a tensão última de uma fundação. Velloso e Lopes (2012) definem a capacidade de carga de uma fundação superficial como a carga que é necessária para que esta atinja sua resistência limite, sendo mobilizada toda a resistência ao cisalhamento.

Existem hoje variados modelos de cálculo para a capacidade de carga, onde diversos autores modelaram suas teorias. Neste trabalho foram revisadas três dessas teorias. A primeira teoria é a de Terzaghi (1943), que é hoje conhecida como a base para muitas das teorias desenvolvidas posteriormente. As outras duas teorias foram escolhas de projeto, sendo elas a teoria de Meyerhof e a teoria de Vesic. Como existem diversos modelos de cálculo, o projetista deve escolher a que este considera melhor ou mais adequada para seu projeto. Porém deve ser ressaltado que não existe teoria que seja considerada como a mais correta, sendo a escolha da mesma puramente do projetista.

2.4.1. Teoria de Terzaghi (1943)

Terzaghi foi um dos primeiros autores a equacionar a capacidade de carga de fundações rasas. A base para o estudo de Terzaghi foram as equações de Prandtl (1920), a partir de modificações das mesmas (BOWLES, 1996).

Para a sua teoria, Terzaghi considera que fundação rasa é aquela onde a profundidade de assentamento seja igual ou inferior a largura. Sendo assim, é possível desprezar a resistência do solo ao cisalhamento acima da base da sapata. (DAS, 2011). Esse peso de solo acima da sapata é substituído por uma carga uniforme, expressada por:

$$q = \gamma \cdot D_f \quad (2.2)$$

onde:

q = Sobrecarga devido ao solo acima da base de fundação;

γ = Peso específico do solo;

D_f = Cota de apoio da fundação.

Para chegar à fórmula final utilizada para calcular a capacidade de carga, Terzaghi (1943) considerou 3 casos particulares, pois não havia uma solução geral que levasse em conta o peso do solo e a influência da sobrecarga, essa metodologia é apresentada por Terzaghi e Peck (1967, *apud* CINTRA *et al*, 2011):

- a) Solo com peso específico igual a 0 e sapata à superfície ($c \neq 0$, $h = 0$, $\gamma = 0$)

A capacidade de carga nesse caso encontrada por Terzaghi e Peck (1967) já havia sido estudada por Prandtl (1921), sendo esse estudo utilizado como base para Terzaghi e Peck:

$$\sigma_r = c \cdot N_c \quad (2.3)$$

Onde:

σ_r = Capacidade de carga;

c = Coesão do solo;

N_c = Fator de capacidade de carga devido à coesão.

e o fator de capacidade de carga:

$$N_c = \cot \varphi [e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 1] \quad (2.4)$$

onde:

φ = Ângulo de atrito do solo.

b) Solo não coesivo e com peso específico igual a 0 ($c = 0$, $h \neq 0$, $\gamma = 0$)

Assim como o primeiro caso, Terzaghi e Peck (1967) não foram os primeiros a apresentarem essa solução, tendo sido dada anteriormente por Reissner (1924, *apud* Terzaghi e Peck, 1967):

$$\sigma_r = q \cdot N_q \quad (2.5)$$

onde:

N_q = Fator de capacidade de carga devido à sobrecarga.

e o fator de capacidade de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.6)$$

portanto:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.7)$$

c) Solo não coesivo e sapata à superfície ($c = 0, h = 0, \gamma \neq 0$)

Nesse caso, a capacidade de carga é representada pela expressão:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.8)$$

onde:

B = Menor dimensão da sapata;

N_γ = Fator de capacidade de carga devido ao peso específico do solo.

Sendo o fator de capacidade de carga:

$$N_\gamma = \frac{\tan \gamma}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \quad (2.9)$$

onde:

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

d) Superposição de efeitos

Com a superposição dos três casos particulares, obtém-se a equação abaixo, utilizada para encontrar a capacidade de carga que leva em conta as contribuições de coesão, sobrecarga e peso específico:

$$q_{ult} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (2.10)$$

onde:

q_{ult} = Capacidade de carga última do solo.

2.4.1.1. Ruptura por Puncionamento para Terzaghi

Nas rupturas por puncionamento deve ser considerada uma redução empírica nos parâmetros do solo, apresentada por Terzaghi (CINTRA *et al*, 2011):

$$\bar{c} = \frac{2}{3} \cdot c \quad (2.11)$$

$$\tan \bar{\varphi} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi \quad (2.12)$$

onde:

\bar{c} = Coesão reduzida;

$\bar{\varphi}$ = Ângulo de atrito reduzido.

2.4.2. Teoria de Meyerhof

Velloso e Lopes (2014) consideram a teoria de Meyerhof como uma evolução da teoria de Terzaghi. O que difere estas teorias é que Meyerhof não despreza a resistência ao cisalhamento do solo acima da base da fundação, considerando que a superfície de ruptura avança acima da profundidade de assentamento da base da sapata (Figura 2.10).

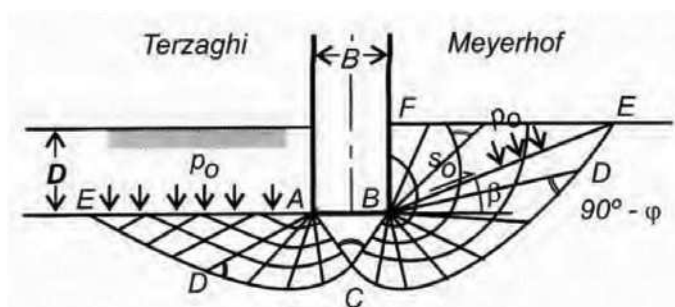


Figura 2.10: Comparação entre as superfícies de ruptura para Terzaghi (1943) e Meyerhof (1973).

Fonte: Velloso (2004).

Entretanto, as formulações de ambos são representadas como a sobreposição de efeitos da coesão, da sobrecarga e do peso do solo. Para cargas verticais, considera-se a capacidade de carga como (BOWLES, 1997):

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (2.13)$$

onde:

s_c, s_q, s_γ = Fatores de forma;

d_c, d_q, d_γ = Fatores de profundidade.

Tais fatores podem ser obtidos através das equações presentes na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Equações para cálculo de fatores para Meyerhof (modificado de BOWLES)

Fatores	Equação	Para
Forma	$s_c = 1 + 0,2 K_{py} B/L$	Qualquer φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 K_{py} B/L$	$\varphi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 0^\circ$
Profundidade	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_{py} (D/B)}$	Qualquer φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_{py} (D/B)}$	$\varphi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi = 0^\circ$

Fonte: NOGUCHI (2012)

Para os fatores de capacidade de carga, pode-se considerar as Equações 2.7 e 2.6 para N_c e N_q , respectivamente. Para N_γ , considera-se:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi) \quad (2.14)$$

2.4.3. Contribuição de Vesic

Vesic (1975, *apud* VELLOSO; LOPES, 2012) contribuiu ao estudo de capacidade de carga realizado anteriormente por Terzaghi (1943). Ele propôs fatores

de capacidade de carga devido á coesão (N_c) e à sobrecarga (N_q) iguais aos de Terzaghi (1943) (Equações 2.7 e 2.6, respectivamente).

Bowles (1996) menciona o método de Hansen (1961) como a base do procedimento de Vesic (1975) com algumas mudanças pontuais.

Para o fator de peso próprio (N_γ) ele propôs:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \varphi \quad (2.15)$$

Apesar de pouca mudança na consideração dos fatores de capacidade de carga, a equação geral para a capacidade de carga dada por Vesic (1975, *apud* BOWLES, 1997) considera também fatores de inclinação de carga, de inclinação de base da fundação e de inclinação do terreno:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + qN_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (2.16)$$

Onde:

i_c, i_q, i_γ = Fatores de inclinação de carga;

b_c, b_q, b_γ = Fatores de inclinação de base da fundação;

g_c, g_q, g_γ = Fatores de inclinação do terreno.

a) Fatores de forma

Os fatores de forma são calculados de acordo com as relações apresentadas

Tabela 2.2:

Tabela 2.2: Fatores de forma para Vesic

Forma da base	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	$1 + (B'/L') (N_q/N_c)$	$1 + (B'/L') \tan \varphi$	$1 - 0,4(B'/L')$
Circular e Quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \varphi$	0,6

Fonte: Velloso e Lopes (2012)

b) Fatores de profundidade

Apesar de ter considerado uma parcela com os fatores de profundidade, Vesic desaconselha a sua utilização, devido ao procedimento executivo usual das fundações superficiais, onde é realizada a escavação do solo, executada a fundação e depois reaterrado (VELLOSO E LOPES, 2012).

c) Fatores de Inclinação da Carga

Para os fatores de inclinação de carga, são recomendadas as equações abaixo:

$$i_c = 1 - \frac{mH}{B' L' c N_c} \quad (2.17)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \varphi} \right)^m \quad (2.18)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \varphi} \right)^{m+1} \quad (2.19)$$

onde:

H = Componente horizontal da carga;

V = Componente vertical da carga;

B' = Largura efetiva da fundação;

L' = Comprimento efetivo da fundação;

sendo:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (2.20)$$

ou:

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad (2.21)$$

As Equações 2.20 e 2.21 são utilizadas conforme a carga seja inclinada paralelamente à B ou à L , respectivamente. Se a inclinação da carga fizer um ângulo θ com a direção L , utiliza-se:

$$m = m_B = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (2.22)$$

As componentes H e V devem respeitar à condição abaixo:

$$H \leq V \tan \delta + A' c_a \quad (2.23)$$

onde:

δ = Ângulo de atrito entre o solo e a fundação;

A' = Área efetiva da fundação;

c_a = Aderência entre o solo e a fundação.

d) Fatores de inclinação da base da fundação e do terreno

Quando existir inclinação da base da fundação, devem ser consideradas as seguintes equações:

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \quad (2.24)$$

$$b_q = b_\gamma = \left(\frac{1 - \alpha}{\tan \varphi} \right)^2 \quad (2.25)$$

onde:

α = Ângulo da base da fundação com a horizontal, em radianos.

Para os casos onde o terreno ao lado da fundação é inclinado, são sugeridas as equações:

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2} \quad (2.26)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 \quad (2.27)$$

onde:

ω = Ângulo do terreno ao lado da fundação.

As Equações 2.26 e 2.27 não consideram as tensões cisalhantes no solo, pois o efeito dessas tensões pode ser desprezado quando $0 < \omega < \varphi/2$ (VELLOSO E LOPES, 2012).

2.5. CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL LÍQUIDA DO SOLO

Os métodos descritos acima têm como finalidade determinar a capacidade de carga última (q_{ult}) do solo, esse valor representa a carga necessária para atingir a ruptura do solo por cisalhamento. Para evitar que isso ocorra, é utilizado um fator de segurança, minorando a resistência do solo, que resulta num carregamento chamado de capacidade de carga admissível do solo. Cintra *et al.* (2014) considera essa capacidade como:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (2.28)$$

onde:

q_{adm} = Capacidade de carga admissível bruta do solo;

FS = Fator de segurança global. Utiliza-se $FS = 3,0$, de acordo com NBR 6122 (ABNT, 2010).

Para encontrar a capacidade de carga admissível líquida do solo, é necessário descontar o peso da própria estrutura da sapata, de forma com que se trabalhe com um valor de carga que será efetivamente descarregada à sapata. Nos estudos

geotécnicos o peso próprio da sapata é considerado o peso do solo acima desta. Portanto a capacidade de carga líquida do solo é expressa por:

$$q_{adm(líquida)} = \frac{q_{ult} - q}{FS} \quad (2.29)$$

onde:

$q_{adm(líquida)}$ = Capacidade de carga admissível líquida do solo;

2.6. PARÂMETROS DO SOLO

É possível perceber que as variáveis no cálculo das capacidades de carga são basicamente os parâmetros do solo (coesão, ângulo de atrito e peso específico). Para tal, portanto, devem-se encontrar meios para a determinação dos mesmos, pois como o estudo em questão é feito somente de forma numérica, ou seja, sem a realização de ensaios, existe a necessidade da utilização de correlações observadas por autores renomados.

Porém, é importante ressaltar que os ensaios não devem ser descartados. Esses devem ser especificados pelo projetista, sendo ensaios de laboratório ou ensaios de campo, pois são essenciais para o desenvolvimento de um bom projeto.

2.6.1. Coesão

A coesão de um solo pode ser entendida com uma força de atração existente entre a superfície de contato das partículas, se apresenta nas formas real ou aparente. A coesão aparente ocorre devido à tensão superficial da água que intermeia os capilares do solo, portanto é encontrado em solos parcialmente saturados (FREDLUND e RAHARDJO, 1993 *apud* SILVA, 2007). Já a coesão real se resulta do efeito de agentes cimentantes, como teor de óxidos e de argilas silicatadas (MULLINS

et al., 1990 *apud* SILVA, 2007), ou como resultado de efeitos eletrostáticos que gera atração entre as partículas (MITHCELL, 1976 *apud* SILVA, 2007).

Teixeira e Godoy (1996, *apud* CINTRA *et al*, 2011) sugerem a correlação entre a estimativa do valor da coesão não drenada e o índice de resistência à penetração (N_{spt}) sendo:

$$c = 10N_{spt} \quad (2.30)$$

onde:

N_{spt} = índice de resistência à penetração, corresponde ao número de golpes do ensaio SPT.

2.6.2. Ângulo de Atrito

O ângulo de atrito interno é resultado das características friccionais entre as partículas do solo. Depende de fatores como grau de compactação, percentagem e tipo de argila, tamanho e forma dos grãos. O ângulo de atrito é descrito como máximo ângulo que uma força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura (PINTO, 2000 *apud* SILVA 2007).

Para a estimativa do ângulo de atrito, na condição não drenada, CINTRA *et al.* (2011) citam duas correlações empíricas, também correlacionadas ao índice de resistência à penetração (N_{spt}):

- Godoy (1983):

$$\varphi = 28^\circ + 0,4N_{spt} \quad (2.31)$$

- Teixeira (1996):

$$\varphi = \sqrt{20N_{spt}} + 15^\circ \quad (2.32)$$

2.6.3. Peso Específico

Godoy (1972, *apud* CINTRA *et al*, 2011) apresenta valores aproximados de peso específico do solo em função da consistência das argilas, sendo esse também relacionado ao índice de resistência à penetração, de acordo com a NBR 6484/2011 da ABNT, conforme citado por CINTRA (2011) (Tabela 2.3).

Tabela 2.3: Valores sugeridos por Godoy (1972) para o peso específico do solo em função da consistência das argilas.

Nspt	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Cintra *et al.* (2011)

2.7. DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS RÍGIDAS SUBMETIDAS A CARGAS AXIAIS

O dimensionamento de sapatas rígidas deve considerar o comportamento estrutural mencionado no item 2.2, e deve respeitar a Equação 2.1 para que a sapata seja considerada rígida.

Alonso (2010) cita que a utilização de sapatas somente é vantajosa quando a área ocupada por ela for no máximo entre 50% a 70% da área disponível e desaconselha o seu uso em casos de aterros não compactados, argila mole ou muito mole, areia fofa ou muito fofa ou quando há existência de água onde não se justifica o rebaixamento do lençol freático.

O dimensionamento de sapatas rígidas submetidas a cargas axiais pode ser feito de acordo com o indicado por Carvalho e Pinheiro (2013):

- Definição das dimensões em planta;

- Garantia da rigidez da sapata;
- Análise das tensões de cisalhamento, verificando a ausência de punção, e assim realizar o cálculo para compressão diagonal no concreto;
- Realizar o dimensionamento à flexão, determinando a armadura.

2.7.1. Definição das Dimensões em Planta

Para a determinação das dimensões da sapata é realizada inicialmente a verificação das tensões transmitidas ao solo, onde essas não devem ultrapassar a tensão admissível do solo (CARVALHO; PINHEIRO, 2013). Considerando uma sapata de área A e peso próprio PP , onde o pilar aplica uma carga N , tem-se:

$$\sigma_{solo} = \frac{N + PP_{sap}}{A} \leq q_{adm(líquida)} \quad (2.33)$$

onde:

σ_{solo} = Tensão no solo;

N = Carga aplicada do pilar;

PP_{sap} = Peso próprio da sapata;

A = Área em planta da sapata.

Alonso (2010) complementa que a escolha das dimensões da sapata deve ser feita de forma que nenhum dos lados seja menor que 60 cm.

Determinada a área da sapata é possível definir as dimensões em planta e assim calcular a altura mínima para que seja considerada rígida, conforme Equação 2.1.

2.7.2. Puncionamento da Sapata

Como a sapata rígida é fisicamente impossibilitada de sofrer puncionamento, Carvalho e Pinheiro (2013) realizaram cálculos para determinar qual seria o ângulo limite para que a sapata se encontre dentro do cone hipotético. Dessa forma, como uma solução inicial, esse ângulo geralmente é adotado como 30°.

Sendo a tangente do ângulo α_0 , desprezando h_0 , dada por:

$$\tan \alpha_0 = \frac{h}{(a - a_p)/2} = \frac{2 \cdot h}{(a - a_p)} \quad (2.34)$$

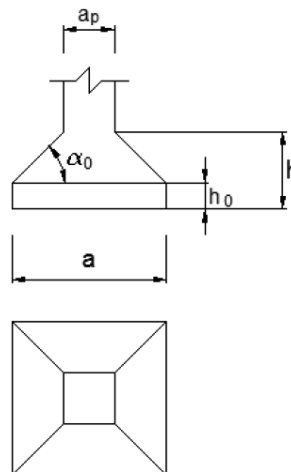


Figura 2.11: Dimensões da sapata

Sabendo a relação para que a sapata seja considerada rígida pode-se reescrevê-la como:

$$\frac{2 \cdot h}{(a - a_p)} = \frac{2}{3} \quad (2.35)$$

Sendo assim, a Equação 2.34 é reescrita como:

$$\tan \alpha_0 = \frac{2 \cdot h}{(a - a_p)} = \frac{2}{3} \rightarrow \alpha_0 = 33,69^\circ \quad (2.36)$$

Portanto $\alpha_0 = 33,69^\circ$ é o ângulo limite para que uma sapata seja considerada rígida. Sendo o cone de punção formado entre os ângulos 26° e 30° , é provado que se a Equação 2.1 for utilizada não é necessária a verificação da tração diagonal. A representação do cone de punção é apresentada abaixo (Figura 2.12):

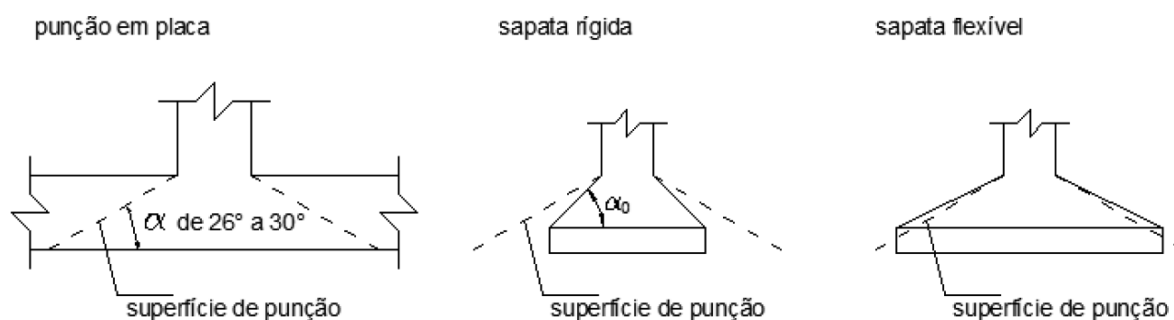


Figura 2.12: Superfícies de punção

Fonte: Carvalho e Pinheiro (2013)

2.7.3. Verificação da Compressão das Bielas

Para o dimensionamento de sapatas rígidas faz-se necessária a verificação da tensão de ruptura na biela comprimida (Figura 2.13), conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014). A verificação é feita comparando a máxima tensão suportada pela biela e a tensão atuante na sapata, devendo respeitar a equação a seguir:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (2.37)$$

onde:

τ_{sd} = Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

τ_{Rd2} = Tensão de cisalhamento resistente de cálculo-limite na ligação com o pilar.

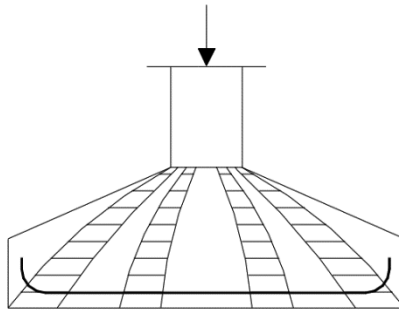


Figura 2.13: Bielas de Compressão

Fonte: Silva (1998)

Segundo Carvalho e Pinheiro (2013) a tensão máxima suportada pela biela de compressão é dada por:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (2.38)$$

onde:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto, considerando $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

f_{ck} = Resistência característica do concreto.

E a tensão atuante é expressa por:

$$\tau_{sd} \leq \frac{V_l}{u_p \cdot d} \quad (2.39)$$

onde:

V_l = Força cortante no perímetro do pilar, por segurança é conveniente utilizar a força normal agindo no pilar, em MN;

u_p = Perímetro referente ao contorno do pilar, em m;

d = Altura útil da sapata, em m;

2.7.4. Dimensionamento por bielas e tirantes

Procede-se o cálculo com o método de bielas e tirantes, levando em consideração o sistema estrutural da sapata rígida (Figura 2.14). O peso próprio não é considerado no cálculo da força de tração na armadura, pois o peso da sapata é direcionado diretamente ao solo, não provocando abertura de carga (CAMPOS, 2015).

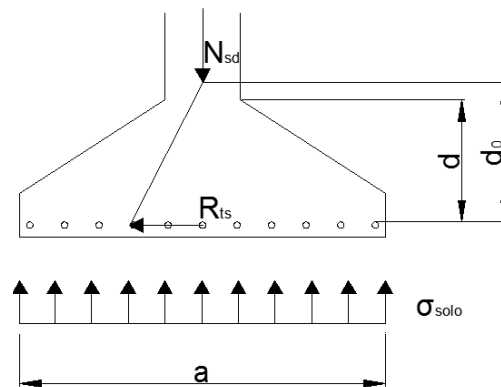


Figura 2.14: Sistema Estrutural da sapata rígida

Fonte: CAMPOS (2015)

Realizando o cálculo dos momentos para R_{ts} e N_{sd} e os igualando, obtém-se:

$$R_{ts} \cdot d_0 = N_{sd} \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{a}{4} \quad (2.40)$$

$$R_{ts} = \frac{N_{sd} \cdot a^2}{8 \cdot d_0} \quad (2.41)$$

onde:

R_{ts} = Esforço na armadura;

N_{sd} = força solicitante (carga axial de cálculo);

d_0 = dimensão que vai desde a armadura até uma altura hipotética, onde se inicia a abertura de carga.

Por semelhança de triângulos, pode ser obtido:

$$\frac{d_0}{a/2} = \frac{d}{(a - a_p)/2} \quad (2.42)$$

$$d_0 = \frac{d \cdot a \cdot 2}{2(a - a_p)} = \frac{a \cdot d}{(a - a_p)} \quad (2.43)$$

Como d_0 é desconhecido, este é substituído na Equação 2.41 utilizando a Equação 2.43, encontrando assim:

$$R_{ts} = \frac{N_{sd} \cdot a \cdot (a - a_p)}{8 \cdot d} \quad (2.44)$$

sendo a área de aço para a seção:

$$A_s = \frac{R_{ts}}{f_{yd}} \quad (2.45)$$

$$R_{ts} = A_s \cdot f_{yd} \quad (2.46)$$

onde:

A_s = área de aço, em cm^2/m ;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em kN/cm^2 .

Igualando R_{ts} das Equações 2.44 e 2.46, resultará na equação final para a área de aço:

$$A_s = \frac{N_{sd} \cdot (a - a_p)}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (2.47)$$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO

Para os cálculos foi considerado que o nível d'água está bem abaixo da cota de assentamento da sapata, portanto não entra nas considerações de cálculo. Dessa forma, são consideradas tensões efetivas do solo.

Foram utilizados neste estudo solos coesivos, considerando diferentes consistências de solos finos, para adoção de propriedades que são utilizadas nos cálculos, conforme encontrados na NBR 7250 (1982):

- Muito mole;
- Mole;
- Média;
- Rija;
- Dura.

Para cada consistência foi considerado um valor de N_{spt} , obtido da Tabela 2.3. No caso do solo muito mole, foi utilizado o extremo superior e para o solo duro, o extremo inferior, conforme se observa na Tabela 3.1. Nas consistências restantes foi considerado um valor médio, sendo os valores de coesão e ângulo de atrito funções de N_{spt} , conforme Equações 2.30 e 2.32, respectivamente.

Tabela 3.1: N_{spt} considerado para cada consistência de solos finos

Consistência	N_{spt} utilizado
Muito mole	2
Mole	4
Média	8
Rija	15
Dura	20

Com os valores de N_{spt} considerados, após a realização do cálculo dos parâmetros do solo constatou-se que em nenhuma das consistências seria obtida como possível a ruptura por punção, o que não seria interessante para o

estudo. Portanto a Equação 2.30 foi reajustada da seguinte maneira, afim de obter valores que se encaixem na ruptura por puncionamento:

$$c = 5N_{spt} \quad (3.1)$$

Os valores do ângulo de atrito foram determinados utilizando as Equações 2.31 e 2.32. Porém, comparando seus resultados com valores geralmente encontrados na literatura (Tabela 3.2), verifica-se que a Equação proposta por Teixeira (2.32) se enquadra melhor para as argilas, enquanto a de Godoy (2.31) seria mais adequada para areias.

Nesse caso foi escolhida a Equação de Teixeira por melhor se enquadrar nos valores encontrados na literatura, porém sabe-se que ambas as equações são somente correlações formuladas por autores renomados utilizando alguns tipos de solos disponíveis a eles. Essas correlações não condizem com todos os solos existentes, porém foi uma escolha de projeto fazer a utilização da mesma, devido ao fato de que se trata de um estudo numérico, não sendo possível obter valores exatos a partir de ensaios práticos.

Tabela 3.2: Ângulo de atrito interno de argilas brasileiras

Local	Ângulo de atrito (°)	Referência
Porto Alegre, RS	18,3 - 27,9	SOARES (1997)
Rio Grande, RS	23 – 29	DIAS & BASTOS (1994)
Vale do Rio Quilombo, SP	19,5 - 31,6	ARABE (1995)
Vale do Rio Moji, SP	18 – 28	ARABE (1995)
Recife, PE	23 – 26	COUTINHO, OLIVEIRA E DANZIGER (1993)
João Pessoa, PB	18 – 21	CAVALCANTE (2002)
Sergipe	26 – 30	BRUGGER (1996)
Botafogo, RJ	20 – 24	LINS (1980)
Três Forquilhas, RS	33 – 34	BERTUOL (2009)

Fonte: Schnaid (2012).

Portanto, considerando as equações de coesão e de ângulo de atrito, dadas pelas Equações 3.1 e 2.32, respectivamente, foram calculados os parâmetros dos solos. No caso do peso específico considerou-se a Tabela 2.3. Os valores resultantes são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Parâmetros dos solos calculados para cada consistência de argila

Consistência	Nspt utilizado	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)
Muito mole	2	10	21	13
Mole	4	20	24	15
Média	8	40	28	17
Rija	15	75	32	19
Dura	20	100	35	21

Por meio do diagrama proposto por Cintra *et al.* (2011), apresentado na Figura 2.9, foram determinados os possíveis modos de ruptura para cada tipo de solo com os parâmetros encontrados na Tabela 3.3, resultando na Tabela 3.4:

Tabela 3.4: Modo de ruptura possível para cada consistência de argila

Consistência	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Modo de ruptura
Muito mole	10	21	Puncionamento
Mole	20	24	Localizada
Média	40	28	Generalizada
Rija	75	32	Generalizada
Dura	100	35	Generalizada

Para os casos de ruptura localizada e ruptura por puncionamento, foi realizada a redução dos parâmetros do solo, conforme as Equações 2.11 e 2.12. Dessa forma, resulta-se nos valores da Tabela 3.5:

Tabela 3.5: Parâmetros do solo adotados para cada consistência de argila

Consistência	Nspt utilizado	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	Peso específico (kN/m ³)
Muito mole	2	7*	15**	13
Mole	4	13*	16**	15
Média	8	40	28	17
Rija	15	75	32	19
Dura	20	100	35	21

*valores reduzidos conforme Equação 2.11.

**valores reduzidos conforme Equação 2.12.

3.2. DIMENSÕES DAS SAPATAS

As dimensões das sapatas foram definidas com as relações de comprimento e largura (L/B) iguais a 1,5; 1,75; 2,0; 2,5 e 3,0.

Como no cálculo da capacidade de carga é necessário o valor de B, foi fixado o valor de B em 1 metro e assim, para cada relação de L/B, o comprimento L foi calculado e apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Dimensões adotadas para as sapatas

Dimensões das sapatas			
L/B	B (m)	L (m)	Área (m ²)
1,50	1,0	1,50	1,50
1,75	1,0	1,75	1,75
2,00	1,0	2,00	2,00
2,50	1,0	2,50	2,50
3,00	1,0	3,00	3,00

A partir do valor adotado para B calculou-se o valor da profundidade de assentamento, igual ao dobro da medida B, resultando em 2 metros. Esse valor é adotado considerando a premissa de uma fundação superficial, onde a cota de assentamento deve ser inferior ao dobro da largura da fundação.

3.3. CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL DO SOLO

Com os dados dos parâmetros do solo e das dimensões das sapatas, foi possível calcular a capacidade de carga de cada uma das sapatas geradas. A combinação das consistências de argila com as relações de L/B resultou em 25 sapatas para o estudo.

A capacidade de carga é calculada a partir do seu modo de ruptura. Para a ruptura por puncionamento foi utilizada a teoria de Vesic, adotando os valores reduzidos de coesão e ângulo de atrito, dados por Terzaghi. Para a ruptura localizada foi utilizada a teoria de Meyerhof, também adotando os valores reduzidos dos parâmetros do solo, dados por Terzaghi. Já para a ruptura generalizada, foram

adotados os valores iniciais dos parâmetros, utilizando a teoria de Meyerhof. O modo de ruptura do solo foi determinado de acordo com o diagrama de Cintra, conforme foi apresentado na Tabela 3.4.

Como no presente trabalho não são consideradas inclinações de carga, de base da fundação e do terreno, essas variáveis não entraram na equação utilizada no trabalho. Outra variável que não foi utilizada é a do fator de profundidade, pois Vesic desaconselha seu uso devido ao processo construtivo da sapata. Portanto a Equação 2.16 é reescrita como:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad (3.2)$$

Para a teoria de Meyerhof foram utilizados os mesmos critérios que para a teoria de Vesic, ou seja, não foram utilizados os fatores de inclinação de carga, de base de fundação e do terreno. No caso do fator de profundidade foi escolhido por não utilizá-lo também para Meyerhof para que seja realizada uma melhor análise dos valores. Desse modo, a Equação 2.13 resultou também na Equação 3.2, igual à Vesic.

Para encontrar a capacidade de carga, foi calculado primeiramente os fatores de carga e de forma, que são utilizados na Equação 3.2. Para os solos onde se encontrou as rupturas geral e local foram utilizadas as Equações 2.7, 2.6 e 2.14 para os fatores de carga devido à coesão, à sobrecarga e ao peso específico do solo, respectivamente. Já no solo onde há ruptura por puncionamento utilizou-se as Equações 2.7, 2.6 e 2.15, respectivamente.

Para o cálculo dos fatores de forma foram consideradas a Tabela 2.1 para os solos de ruptura geral e local, e a Tabela 2.2 para os solos de ruptura por puncionamento.

A partir desses valores, foi possível obter as capacidades de carga última, utilizando a Equação 3.2 para todos os casos. Dessa capacidade última calculou-se a capacidade admissível líquida do solo utilizando a Equação 2.29.

3.4. CARGAS AXIAIS

As cargas aplicadas a cada sapata foram determinadas considerando como a máxima carga que pode aplicada na mesma, ou seja, é considerada a carga proveniente da capacidade admissível líquida.

Para o cálculo da carga aplicada utilizou-se a equação:

$$N_{sd} = q_{adm(liquida)} \cdot A \quad (3.3)$$

3.5. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA

O dimensionamento estrutural das sapatas rígidas segue os procedimentos apresentados no item 2.7, com a determinação das dimensões em planta (Tabela 3.6).

Para o cálculo das alturas das sapatas é necessário ter as dimensões dos pilares. Como o trabalho se trata de um estudo numérico, as seções transversais dos pilares foram definidas considerando a tensão máxima de compressão suportada pelo concreto, utilizando a Equação 3.4, e adotando $f_{ck} = 25MPa$ e $\gamma_c = 1,4$, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$A_p = \frac{N_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd}} \quad (3.4)$$

onde:

A_p = Área da seção transversal do pilar.

Com a área dos pilares calculada, calculou-se suas dimensões, levando em consideração que a sapata é retangular é preferível que os pilares também o sejam. Dessa forma, para que o volume da sapata seja o menor possível, os pilares foram considerados de forma que:

$$B - b = L - l \quad (3.5)$$

onde:

b = Largura do pilar;

l = Comprimento do pilar;

Sendo B e L já definidos.

Dessa forma é possível encontrar a mesma altura de sapata independente das dimensões consideradas. Inicialmente foi considerado o menor lado do pilar como 14cm, que é o mínimo considerado pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Conforme a área calculada dos pilares aumenta, também aumenta o menor lado do pilar, sempre respeitando a Equação 3.5.

São então determinadas as alturas das sapatas, utilizando a Equação 2.1. As alturas encontradas são as mínimas para que a sapata seja considerada rígida, portanto, caso seja necessário, as mesmas podem ser aumentadas. Após determinar as alturas, as sapatas são verificadas na compressão diagonal das bielas, de acordo com o item 2.7.3.

3.6. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO

Com todas as dimensões da sapata calculadas, foi calculado o volume de concreto da mesma. Com o peso específico do concreto armado definido na NBR 6120 (ABNT, 1980) como 25 kN/m³, foi determinado também o peso dessa sapata.

Para o cálculo do volume de concreto das sapatas dividiu-se as mesmas em dois sólidos conhecidos, conforme a Figura 3.1, sendo a parte 1 um paralelepípedo de base retangular e a parte 2 um tronco de pirâmide reta.

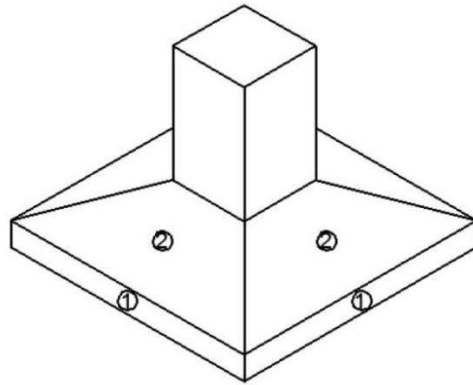


Figura 3.1: Exemplo de sapata utilizada no cálculo do volume
Fonte: FIORENTIN (2016)

Portanto, o volume total é dado por:

$$V_{total} = V_{par} + V_{pir} \quad (3.6)$$

onde:

V_{total} = Volume total da sapata;

V_{par} = Volume do paralelepípedo;

V_{pir} = Volume do tronco de pirâmide reta.

$$V_{par} = L \cdot B \cdot h_0 \quad (3.7)$$

$$V_{pir} = \frac{H_t}{3} \left[\left(\sqrt{A_{BP}} \cdot \sqrt{A_{TP}} \right) + A_{BP} + A_{TP} \right] \quad (3.8)$$

onde:

h_0 = Altura do paralelepípedo;

H_t = Altura do tronco de pirâmide reta;

A_{BP} = Área da base da pirâmide reta;

A_{TP} = Área do topo da pirâmide reta.

Para o cálculo dos volumes, utiliza-se h_0 , porém pelo modelo de bielas e tirantes, esta altura é indiferente. No entanto, como é necessário ter esse valor em

virtude do cálculo do volume da sapata, adotou-se um valor mínimo de 20 cm, conforme recomendado por Campos (2015).

Com o volume calculado, determinou-se o peso da sapata a partir do peso específico do concreto armado:

$$PP_{sap} = V_{total} \cdot \gamma_{conc} \quad (3.9)$$

onde:

PP_{sap} = Peso próprio da sapata;

γ_{conc} = Peso específico do concreto armado.

Com esse peso é possível calcular então o coeficiente de majoração de cada caso, a partir da equação:

$$CM = \left(\frac{PP_{sap}}{N_{sd}} \right) + 1 \quad (3.10)$$

onde:

CM = Coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio;

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos neste trabalho são apresentados nos itens a seguir, bem como as considerações e análises dos mesmos.

4.1. CAPACIDADE DE CARGA LÍQUIDA

Para determinar a capacidade de carga admissível líquida em cada um dos casos, determinou-se os fatores de carga e fatores de forma, que são apresentados na Tabela 4.1 e Tabela 4.2.

Tabela 4.1: Fatores de Carga

Fatores de Carga																
Consistência	Relação L/B															
	1,50			1,75			2,00			2,50			3,00			
	Nc	Nq	N γ	Nc	Nq	N γ	Nc	Nq	N γ	Nc	Nq	N γ	Nc	Nq	N γ	
Muito mole	10,7	3,8	2,5	10,7	3,8	2,5	10,7	3,8	2,5	10,7	3,8	2,5	10,7	3,8	2,5	
Mole	12,0	4,5	1,5	12,0	4,5	1,5	12,0	4,5	1,5	12,0	4,5	1,5	12,0	4,5	1,5	
Média	25,1	14,2	10,6	25,1	14,2	10,6	25,1	14,2	10,6	25,1	14,2	10,6	25,1	14,2	10,6	
Rija	36,5	24,1	23,3	36,5	24,1	23,3	36,5	24,1	23,3	36,5	24,1	23,3	36,5	24,1	23,3	
Dura	46,1	33,3	37,2	46,1	33,3	37,2	46,1	33,3	37,2	46,1	33,3	37,2	46,1	33,3	37,2	

No caso dos fatores de carga, os valores resultantes se repetem para cada umas das relações de comprimento e largura (L/B). Isso ocorre devido ao fato de que para o seu cálculo não são variáveis do cálculo as dimensões das sapatas.

Tabela 4.2: Fatores de Forma

Fatores de Forma																
Consistência	Relação L/B															
	1,50			1,75			2,00			2,50			3,00			
	Sc	Sq	S γ	Sc	Sq	S γ	Sc	Sq	S γ	Sc	Sq	S γ	Sc	Sq	S γ	
Muito mole	1,24	1,17	0,73	1,20	1,15	0,77	1,18	1,13	0,80	1,14	1,10	0,84	1,12	1,09	0,87	
Mole	1,24	1,12	1,12	1,20	1,10	1,10	1,18	1,09	1,09	1,14	1,07	1,07	1,12	1,06	1,06	
Média	1,36	1,18	1,18	1,31	1,16	1,16	1,27	1,14	1,14	1,22	1,11	1,11	1,18	1,09	1,09	
Rija	1,44	1,22	1,22	1,38	1,19	1,19	1,33	1,16	1,16	1,26	1,13	1,13	1,22	1,11	1,11	
Dura	1,49	1,25	1,25	1,42	1,21	1,21	1,37	1,18	1,18	1,30	1,15	1,15	1,25	1,12	1,12	

Para os fatores de forma, as dimensões das sapatas influenciam diretamente no valor final calculado, por essa razão eles diferem conforme muda a relação L/B e a consistência da argila.

A partir dos valores da Tabela 4.1 e Tabela 4.2, foram obtidas as capacidades de carga última (Tabela 4.3).

Tabela 4.3: Capacidade de Carga Última

Capacidade de Carga Última (kPa)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	215,84	211,61	208,44	204,00	201,03
Mole	363,07	355,10	349,12	340,75	335,17
Média	2046,59	1979,43	1929,06	1858,53	1811,52
Rija	5322,37	5114,93	4959,34	4741,52	4596,31
Dura	9110,28	8723,23	8432,94	8026,53	7755,59

Na Tabela 4.3 é possível observar que o valor da capacidade de carga última aumenta conforme o solo se torna mais duro, em razão do aumento dos fatores utilizados em cálculo. Porém diminui conforme aumenta a relação L/B, devido à diminuição do fator de forma que ocorre da mesma maneira.

Com os valores da capacidade de carga última, utilizou-se a Equação 2.29 para determinar a capacidade admissível líquida do solo para cada uma das sapatas hipotéticas, gerando assim a Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Capacidade de carga admissível líquida para cada sapata

Capacidade de Carga Admissível Líquida (kPa)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	63,3	61,9	60,8	59,3	58,3
Mole	111,0	108,4	106,4	103,6	101,7
Média	670,9	648,5	631,7	608,2	592,5
Rija	1761,5	1692,3	1640,4	1567,8	1519,4
Dura	3022,8	2893,7	2797,0	2661,5	2571,2

A capacidade de carga admissível líquida se apresenta da mesma forma que a capacidade de carga última, pois a cota de assentamento para todos foi considerada a mesma, assim como o fator de segurança.

4.2. CARGAS AXIAIS

As cargas axiais são calculadas conforme a Equação 3.3, e são apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Cargas Axiais Aplicadas a cada sapata

Carga Aplicada a cada Sapata (kN)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	94,9	108,3	121,6	148,3	175,0
Mole	166,5	189,6	212,7	259,0	305,2
Média	1006,3	1134,8	1263,4	1520,4	1777,5
Rija	2642,2	2961,5	3280,9	3919,6	4558,3
Dura	4534,1	5064,0	5594,0	6653,8	7713,6

É possível observar a grande diferença entre a carga resultante dos solos onde é realizada a redução dos parâmetros do solo com a carga dos solos onde a mesma não é necessária.

Como é dependente direto da capacidade de carga admissível líquida, as cargas axiais aumentam conforme o solo se torna mais duro. Porém nesse caso, as cargas aumentam conforme aumenta a relação L/B, pois a capacidade de carga foi multiplicada pela área da sapata.

4.3. ALTURA DA SAPATA

Para encontrar a altura das sapatas, é necessário encontrar primeiramente as dimensões dos pilares, pois não foram adotados valores para os mesmos. A Tabela 4.6 apresenta as áreas encontradas e a

Área dos Pilares (m²)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	0,0063	0,0071	0,0080	0,0098	0,0115
Mole	0,0110	0,0125	0,0140	0,0171	0,0201
Média	0,0663	0,0748	0,0832	0,1002	0,1171

Rija	0,1741	0,1951	0,2162	0,2582	0,3003
Dura	0,2987	0,3336	0,3685	0,4384	0,5082

Tabela 4.7, as dimensões adotadas, considerando as cargas axiais para cada combinação, conforme Tabela 4.5.

Tabela 4.6: Área calculada para cada pilar

Área dos Pilares (m ²)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	0,0063	0,0071	0,0080	0,0098	0,0115
Mole	0,0110	0,0125	0,0140	0,0171	0,0201
Média	0,0663	0,0748	0,0832	0,1002	0,1171
Rija	0,1741	0,1951	0,2162	0,2582	0,3003
Dura	0,2987	0,3336	0,3685	0,4384	0,5082

Tabela 4.7: Dimensões adotadas para os pilares

Dimensões dos pilares											
Consistência	Relação L/B										
	1,50		1,75		2,00		2,50		3,00		
	b (m)	l (m)	b (m)	l (m)	b (m)	l (m)	b (m)	l (m)	b (m)	l (m)	
Muito mole	0,14	0,64	0,14	0,89	0,14	1,14	0,14	1,64	0,14	2,14	
Mole	0,14	0,64	0,14	0,89	0,14	1,14	0,14	1,64	0,14	2,14	
Média	0,14	0,64	0,14	0,89	0,14	1,14	0,14	1,64	0,14	2,14	
Rija	0,24	0,74	0,21	0,96	0,19	1,19	0,16	1,66	0,14	2,14	
Dura	0,36	0,86	0,32	1,07	0,29	1,29	0,25	1,75	0,23	2,23	

Considerando então as dimensões dos pilares da

Área dos Pilares (m ²)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	0,0063	0,0071	0,0080	0,0098	0,0115
Mole	0,0110	0,0125	0,0140	0,0171	0,0201
Média	0,0663	0,0748	0,0832	0,1002	0,1171
Rija	0,1741	0,1951	0,2162	0,2582	0,3003
Dura	0,2987	0,3336	0,3685	0,4384	0,5082

Tabela 4.7, são calculadas as alturas das sapatas para os dois lados, que deve ser igual considerando a condição da Equação 3.5. Em alguns casos, foi necessário aumentar o valor da altura da sapata, em virtude da verificação da compressão das bielas. As alturas adotadas são apresentadas na Tabela 4.8:

Tabela 4.8: Alturas Adotadas para cada Sapata

Consistência	Altura Adotada				
	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
Mole	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
Média	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29
Rija	0,35*	0,33*	0,31*	0,28	0,29
Dura	0,46*	0,45*	0,44*	0,42*	0,40*

*Alturas adotadas diferente da calculada

As alturas calculadas são todas iguais em casos onde a menor dimensão do pilar é igual a 14 centímetros. Se não houvesse a necessidade de aumentar o valor da altura em virtude da verificação da tensão de compressão das bielas, esse valor iria somente decrescer conforme aumenta a resistência do solo. Somente um dos casos em que a altura diminuiu e não foi necessária aumentar devido à verificação, porém por diferença extremamente pequena.

As alturas encontradas são consideradas baixas se comparadas com os valores encontrados em práticas. Isso ocorreu devido à utilização da carga axial proveniente da capacidade de carga admissível líquida para cada caso, ou seja, utilizando a máxima carga que cada sapata pode suportar resultará em uma baixa altura, em alguns casos muito próxima até mesmo do recomendado para a altura h_o .

4.4. TENSÃO DE COMPRESSÃO DAS BIELAS

Os resultados referentes à verificação da compressão das bielas nas sapatas são apresentados na Tabela 4.9:

Tabela 4.9: Verificação da Compressão das Bielas

Compressão das Bielas																
Consistência	Relação L/B															
	1,5			1,75			2			2,5			3			
	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Verif	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Verif	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Verif	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Verif	τ_{sd} (MPa)	τ_{rd2} (MPa)	Verif	
Muito mole	237,1	4339	Ok	204,8	4339	Ok	185,1	4339	Ok	162,3	4339	Ok	149,6	4339	Ok	
Mole	415,9	4339	Ok	358,7	4339	Ok	323,8	4339	Ok	283,4	4339	Ok	260,7	4339	Ok	
Média	2513	4339	Ok	2146	4339	Ok	1923	4339	Ok	1664	4339	Ok	1519	4339	Ok	
Rija	4213	4339	Ok	4219	4339	Ok	4245	4339	Ok	4307	4339	Ok	3895	4339	Ok	
Dura	4322	4339	Ok	4337	4339	Ok	4318	4339	Ok	4265	4339	Ok	4237	4339	Ok	

Considerando somente o cálculo da altura mínima para que uma sapata seja considerada rígida (Equação 2.1), a altura deveria diminuir conforme aumenta as dimensões dos pilares. Porém, em alguns casos foi necessário aumentar o valor da altura, para que atendam a verificação de compressão das bielas. Por essa razão, a altura foi corrigida pelo menor valor que atende à verificação.

4.5. COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO

Para encontrar o coeficiente de majoração, era necessário calcular o volume e o peso das sapatas, esses resultados são apresentados na Tabela 4.10 e Tabela 4.11, respectivamente:

Tabela 4.10: Volume das sapatas em m³

Volume das sapatas (m³)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	0,357	0,418	0,479	0,601	0,723
Mole	0,357	0,418	0,479	0,601	0,723
Média	0,357	0,418	0,479	0,601	0,723
Rija	0,410	0,477	0,545	0,679	0,812
Dura	0,516	0,598	0,681	0,845	1,012

Tabela 4.11: Peso das sapatas em kN

Peso das sapatas (kN)					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	8,91	10,44	11,97	15,02	18,07
Mole	8,91	10,44	11,97	15,02	18,07
Média	8,91	10,44	11,97	15,02	18,07
Rija	10,24	11,93	13,62	16,98	20,31
Dura	12,90	14,96	17,02	21,13	25,30

Observa-se que os valores não apresentam grande variação, sendo o menor peso a sapata assente em solo muito mole e com menor relação L/B, e o de maior peso assente em solo duro e com relação L/B.

Outra observação é a de mesmo volume e peso nos solos muito mole, mole e médio para cada relação L/B. Isso resulta considerando que possui mesmas dimensões de sapata e dos pilares.

Com o peso das sapatas, são calculados os coeficientes de majoração, que são apresentados na Tabela 4.12:

Tabela 4.12: Coeficiente de majoração das sapatas

Coeficiente de majoração das sapatas					
Consistência	Relação L/B				
	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
Muito mole	1,094	1,096	1,098	1,101	1,103
Mole	1,054	1,055	1,056	1,058	1,059
Média	1,009	1,009	1,009	1,010	1,010
Rija	1,0039	1,0040	1,0042	1,0043	1,0045
Dura	1,0028	1,0030	1,0030	1,0032	1,0033

É possível observar que quanto mais dura é a consistência do solo, menor é o coeficiente de majoração, isso ocorre porque nos solos mais duros é necessária uma altura menor para suportar o mesmo peso. Apesar da altura final da sapata ser numericamente maior, em relação ao peso que o solo pode suportar, a altura é relativamente menor.

Em alguns poucos casos o coeficiente de majoração ficou acima de 1,10, somente no solo muito mole, com relações de 2,5 e 3,0. Já abaixo de 1,05 encontram-se todos os valores de solos médio, rijo e duro.

Os dados são interessantes pois demonstram que o coeficiente de majoração muitas vezes é superdimensionado. Em alguns casos, o solo muito mole, podem ser considerados subdimensionados, porém, na prática, geralmente não se utiliza o solo em questão.

4.5.1. RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE MAJORAÇÃO E A RELAÇÃO L/B

A figura apresenta a relação entre o coeficiente de majoração e a relação L/B para cada tipo de argila.

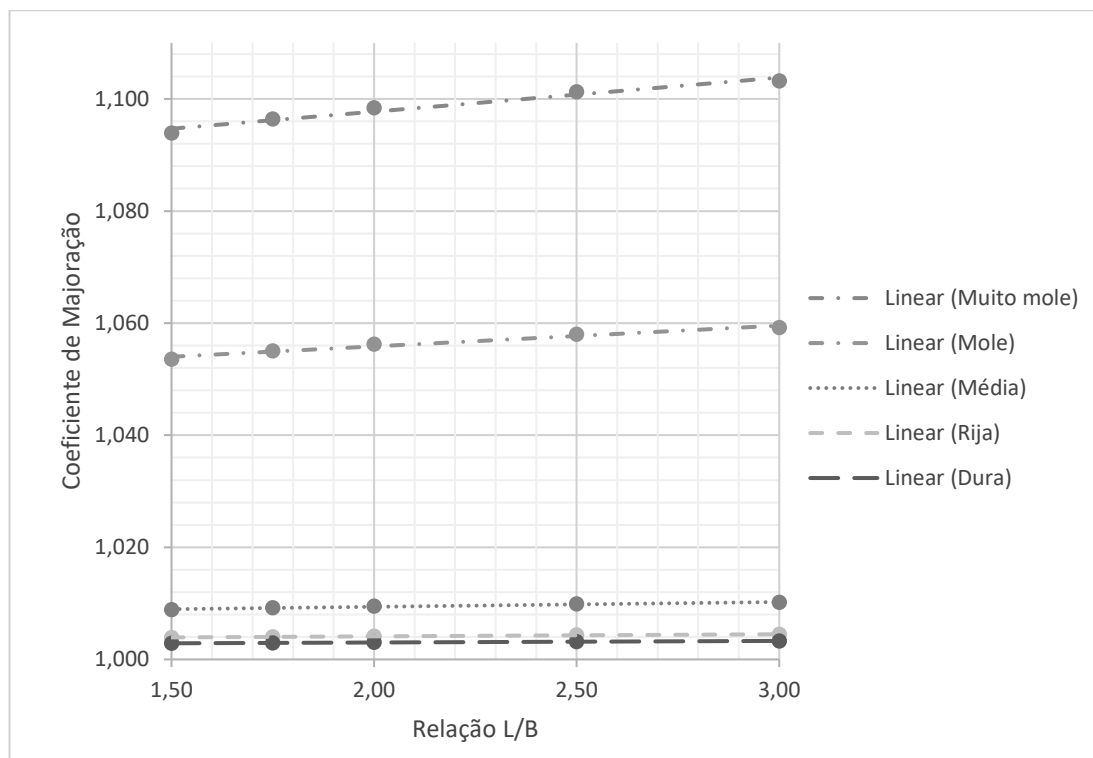


Figura 4.1: Variação do coeficiente de majoração conforme a relação L/B

É possível observar que formam praticamente uma reta, por isso para a linha de tendência foi escolhido a reta para representar esses dados.

Ao observar os valores de solos muito mole e mole, é possível perceber que praticamente todos os seus coeficientes de majoração se encontram dentro do espectro utilizado, porém sabe-se que estes solos geralmente não são utilizados como base para fundações. No caso desses solos, para um projeto de fundações, são considerados principalmente o critério de recalque, porém como o estudo trata somente do critério de ruptura, o recalque não é estudado.

Quando observa-se os coeficientes de majoração das argilas média, rija e dura, vê-se valores bem abaixo do utilizado (1,05). Uma conclusão possível é de que, mesmo utilizando um fator de segurança, o coeficiente de majoração seja a favor da segurança. Pode-se considerar também que os valores utilizados de 1,05 a 1,10 sejam superdimensionados.

Cada argila foi representada por uma linha de tendência, e são apresentadas nas equações abaixo, assim como o coeficiente de determinação e a variância:

- Argila muito mole:

$$CM = 0,0061 \cdot (L/B) + 1,0856 \quad (4.1)$$

$$R^2 = 0,9692 \quad (4.2)$$

$$s^2 = 1 \cdot 10^{-5} \quad (4.3)$$

- Argila mole:

$$CM = 0,0037 \cdot (L/B) + 1,0484 \quad (4.4)$$

$$R^2 = 0,9699 \quad (4.5)$$

$$s^2 = 4 \cdot 10^{-6} \quad (4.6)$$

- Argila média:

$$CM = 0,0009 \cdot (L/B) + 1,0077 \quad (4.7)$$

$$R^2 = 0,9737 \quad (4.8)$$

$$s^2 = 2 \cdot 10^{-7} \quad (4.9)$$

- Argila rija:

$$CM = 0,0004 \cdot (L/B) + 1,0034 \quad (4.10)$$

$$R^2 = 0,9719 \quad (4.11)$$

$$s^2 = 4 \cdot 10^{-8} \quad (4.12)$$

- Argila dura:

$$CM = 0,0003 \cdot (L/B) + 1,0024 \quad (4.13)$$

$$R^2 = 0,9802 \quad (4.14)$$

$$s^2 = 2 \cdot 10^{-7} \quad (4.15)$$

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram obtidos os coeficientes de majoração de carga para sapatas rígidas de concreto armado, com seção transversal retangular, assentes em solo coesivos considerando propriedades típicas de argila, considerando as diferentes consistências.

Os valores encontrados para o coeficiente de majoração variam entre 1,0028 e 1,103, verificando em alguns casos os valores recomendados pela literatura.

No caso de solos mais compressíveis, como os de consistência muito mole e mole, é estudado principalmente o critério de recalque, porém não foi estudado neste trabalho, utilizando somente o critério de ruptura.

Na maior parte das vezes o coeficiente recomendado pela literatura é superdimensionado, principalmente considerando que as fundações são apoiadas em solo mais duro, para que possam suportar os carregamentos provenientes da superestrutura.

Uma das principais razões que explicam o baixo coeficiente de majoração encontrado nesses casos é a utilização da carga axial proveniente da capacidade de carga admissível líquida para cada sapata. Utilizando essa capacidade de carga resulta numa baixa altura para a sapata e conseqüentemente um baixo peso.

Conforme cresce a relação L/B cresce também o coeficiente de majoração, permitindo que se escolha um valor correspondente à essa relação, de forma que esse valor seja mais exato.

Como foram encontrados muitos valores abaixo do recomendado, é necessário que se faça mais estudos para que esses valores possam, de forma segura, ser utilizado na prática.

O valor máximo recomendado de 1,10 ainda pode ser considerado, dado ao fato de que somente um dos casos ultrapassou esse valor, e dificilmente esse caso vai ser utilizado na prática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 216 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 7250**: identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro, 1982.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de Fundação**. 125 f. Notas de aula. Faculdade de Engenharia. Departamento de Engenharia Civil. UNESP (Universidade estadual Paulista. Bauru, 2016.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. The McGraw Hill Companies, 1996.

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th ed., p.1207. Singapura: McGraw-Hill, 1997.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de textos, 2015. 544 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: Editora Pini, 2013. 589 p. v. 2.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011. 140 p.

DAS, Braja M. **Principles of foundation engineering**. Cengage learning, 7ª ed. 2011.

FIORENTIN, Maurício Ajala. **Estudo numérico do coeficiente de majoração da carga vertical devido ao peso próprio da estrutura no dimensionamento de sapatas rígidas**. 2016. 48f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, 2016.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations**. Géotechnique, n. 2, 1951.

NOGUCHI, L. T. **Análise da capacidade de carga de fundação por sapatas executadas na cidade de São Caetano do Sul/SP**. 2012. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição. Oficina de Textos, 2012

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabiola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro**. Revista Brasileira de Ciência do Solo, v. 31, n. 5, p. 853-862, 2007.

SILVA, Edja Laurindo da. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. DE. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: W. Hachich; F. F. Falconi; J. L. Saes; *et al.* (Eds.); **Fundações - Teoria e Prática**. p.751. São Paulo: PINI, 1998.

TERZAGHI, Karl. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1943. 510 p.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B., **Soil Mechanics in Engineering Practice**, Second Edition: John Wiley & Sons, 729 p. New York, 1967.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, v. 2, 2004.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:** critérios de projeto – investigação do subsolo – fundações superficiais. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 226 p. v. 1.